

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA

CENTRO TECNOLÓGICO

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

**CÁLCULO E DETALHAMENTO DE ESTRUTURA DE CONCRETO  
ARMADO DE UM EDIFÍCIO RESIDENCIAL**

PEDRO GABRIEL KEMCZINSKI

ORIENTADOR: IVO JOSÉ PADARATZ

FLORIANÓPOLIS, 2015

PEDRO GABRIEL KEMCZINSKI

**CÁLCULO E DETALHAMENTO DE ESTRUTURA DE CONCRETO  
ARMADO DE UM EDIFÍCIO RESIDENCIAL**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado à disciplina de Trabalho de Conclusão  
de Curso II, como requisito de avaliação da mesma.

Orientador: Profº Ivo José Padaratz, Dr.

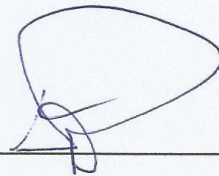
FLORIANÓPOLIS, 2015

Pedro Gabriel Kemczinski

## **CÁLCULO E DETALHAMENTO DE ESTRUTURA DE CONCRETO ARMADO DE UM EDIFÍCIO RESIDENCIAL**

Este trabalho de conclusão de curso foi julgado adequado para a obtenção do título de Engenheiro Civil, e aprovado em sua forma final pelo Departamento de Engenharia Civil.

Florianópolis, 2015



---

Profº Ivo José Padaratz, PhD  
Orientador  
Universidade Federal de Santa Catarina

## RESUMO

O presente apresenta o cálculo de elementos de uma estrutura de concreto armado, utilizando métodos manuais, para uma laje, viga convencional, viga de transição e pilares, e utilizando o software comercial AltoQi Eberick para o cálculo destes mesmos elementos.

O processo inicia-se com o pré-lançamento da estrutura, observando incompatibilidades com elementos de arquitetura. Então vem o pré-dimensionamento, determinação das vinculações e por fim o cálculo e detalhamento propriamente dito.

Ao final é feito um comparativo entre os elementos calculados manualmente, e os mesmos elementos calculados e detalhados pelo software.

## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO</b>	<b>11</b>
<b>2</b>	<b>OBJETIVOS</b>	<b>12</b>
<b>3</b>	<b>DURABILIDADE E MATERIAIS</b>	<b>13</b>
3.1.	DURABILIDADE	13
3.1.1.	Classe de agressividade do ambiente	13
3.1.2.	Qualidade do concreto e cobrimento mínimo	13
3.2.	CONCRETO	13
3.2.1.	Resistência a Compressão	13
3.2.2.	Resistência à Tração	14
3.2.3.	Módulo de Elasticidade	14
3.3.	AÇO	15
3.3.1.	Resistência de cálculo	15
3.3.2.	Módulo de Elasticidade	15
3.4.	ESTADO-LIMITE ÚLTIMO (ELU)	15
3.5.	ESTADOS-LIMITES DE SERVIÇO (ELS)	16
3.6.	AÇÕES	16
3.6.1.	Ações Permanentes	16
3.6.2.	Ações variáveis	16
3.6.3.	Ações excepcionais	17
3.6.4.	Coeficiente de ponderação das ações nos estados-limites últimos e serviço	17
3.7.	COMBINAÇÕES DE AÇÕES	18
3.7.1.	Combinações últimas	18
3.7.2.	Combinações de serviço	18
<b>4</b>	<b>LANÇAMENTO ESTRUTURAL</b>	<b>19</b>
<b>5</b>	<b>DESCRIÇÃO DA ARQUITETURA E CRITÉRIOS DE PROJETO</b>	<b>21</b>
<b>6</b>	<b>LANÇAMENTO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS</b>	<b>22</b>
6.1.	VIGA DE TRANSIÇÃO	22
6.2.	VIGAS E LAJES	22
<b>7</b>	<b>DIMENSIONAMENTO DE ELEMENTOS DA ESTRUTURA POR MÉTODOS MANUAIS</b>	<b>24</b>
7.1.	LAJES	24
7.1.1.	Método de cálculo	24

7.1.1.1. Pré-dimensionamento e Vão efetivo e Vinculações .....	24
7.1.1.2. Cargas Atuantes .....	25
7.1.1.3. Verificação das Flechas .....	25
7.1.1.4. Momento máximo.....	27
7.1.1.5. Dimensionamento da Armadura.....	28
7.1.1.6. Verificação ao Cisalhamento.....	28
7.1.1.7. Reações de apoio .....	29
7.2. CONSIDERAÇÕES SOBRE O CALCULO DAS LAJES UTILIZANDO TABELAS DO EXCEL .....	47
<b>8. CÁLCULO DA VIGA V2.....</b>	<b>48</b>
8.1. PRÉ-DIMENSIONAMENTO.....	48
8.2. VÃO EFETIVO .....	48
8.3. CARREGAMENTOS.....	49
8.3.1. Peso próprio.....	49
8.3.2. Alvenaria .....	49
8.3.3. Reações das lajes na viga .....	49
8.3.4. Resumo dos carregamentos de cálculo .....	49
8.4. MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO .....	50
8.5. DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA.....	51
8.6. ARMADURA TRANSVERSAL.....	57
8.6.1. Esforços Cortantes de Cálculo.....	57
8.6.1.1. Área de aço.....	57
8.7. ESTADO-LIMITE DE DEFORMAÇÃO EXCESSIVA .....	58
8.8. DETALHAMENTO DA VIGA V2 .....	61
8.8.1. Decalagem do diagrama de momento fletor .....	61
8.8.2.1. Armadura Positiva .....	61
8.8.2.2. Armadura negativa .....	64
8.9. DETALHAMENTO FINAL .....	66
<b>9. CÁLCULO DA VIGA DE TRANSIÇÃO (V15) .....</b>	<b>67</b>
9.1 PRÉ-DIMENSIONAMENTO.....	67
9.2 VÃO EFETIVO .....	67
9.3. CARREGAMENTOS.....	68
9.3.1. Peso próprio.....	68
9.3.2. Alvenaria .....	68

9.3.3. Reações das lajes na viga .....	68
9.3.5. Resumo dos carregamentos de cálculo .....	69
9.4. MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO .....	70
9.5. DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA .....	70
9.5.1. Armadura Longitudinal .....	71
9.6. ARMADURA TRANSVERSAL .....	73
9.6.1. Esforços Cortantes de Cálculo .....	73
9.6.1.1. Área de aço .....	74
9.7. ESTADO-LIMITE DE DEFORMAÇÃO EXCESSIVA .....	75
9.8. DETALHAMENTO DA VIGA DE TRANSIÇÃO .....	78
9.8.1. Armadura de Pele .....	78
9.8.3. Decalagem do diagrama de momento fletor .....	79
9.8.4.1. Armadura Positiva .....	79
9.8.4.2. Armadura negativa .....	81
9.9. CONSIDERAÇÕES SOBRE O CÁLCULO DA VIGA DE TRANSIÇÃO V15 .....	81
9.10. DETALHAMENTO FINAL .....	82
<b>10. PILARES .....</b>	<b>83</b>
10.1. CÁLCULO DO PILAR P1 .....	83
10.1.1. Resumo dos Esforços .....	88
10.1.2. Dimensionamento da Armadura Longitudinal .....	88
10.1.2.1. Detalhamento da Armadura Longitudinal .....	89
10.1.2.2. Detalhamento da Armadura Transversal .....	91
10.1.3. Detalhamento Final: .....	92
10.2.1. Resumo dos Esforços .....	98
10.2.2. Dimensionamento da Armadura Longitudinal .....	98
10.2.2.1. Detalhamento da Armadura Longitudinal .....	100
10.2.2.2. Detalhamento da Armadura Transversal .....	101
10.2.3. Detalhamento Final: .....	102
10.3.1. Resumo dos Esforços .....	107
10.3.2. Dimensionamento da Armadura Longitudinal .....	107
10.3.2.1. Detalhamento da Armadura Longitudinal .....	108
10.3.2.2. Detalhamento da Armadura Transversal .....	110
<b>11. DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA UTILIZANDO O SOFTWARE ALTOQI EBERICK .....</b>	<b>112</b>

11.1. COMPARATIVO ENTRE OS ELEMENTOS .....	112
<b>12. CONCLUSÃO</b> .....	113
<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS</b> .....	114
<b>APÊNDICE</b> .....	115
Apêndice A – Planta Arquitetônica dos pavimentos.....	115
Apêndice B – Pranchas A1.....	115



## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 – Caso de Vinculação.....	31
Figura 2 – Resumo dos Momentos Fletores de Cálculo – Laje L3 .....	36
Figura 3 – Resumo das áreas de aço – Laje L3 .....	43
Figura 4 - Detalhamento da laje L3 .....	47
Figura 5 – Carregamento de Cálculo da Viga V2 .....	50
Figura 6– Momentos Fletores de Cálculo da Viga V2.....	50
Figura 7 – Esforços Cortantes de Cálculo da Viga V2 .....	57
Figura 8– Detalhamento da Viga V2.....	66
Figura 9– Esforços da viga V13 no pilar P8.....	68
Figura 10– Esforços da viga V3 no pilar P8.....	69
Figura 11 – Momentos Fletores de Cálculo da Viga V15.....	70
Figura 12 - Esforços Cortantes de Cálculo da Viga V15.....	74
Figura 13– Carregamento de serviço Viga de Transição .....	76
Figura 14– Momentos de serviço Viga de Transição.....	76
Figura 15– Detalhamento da Viga V15.....	82
Figura 16 – Esforços Viga V1 .....	84
Figura 17– Esforços Viga V16 .....	84
Figura 18- Momentos fletores da viga V1 no pavimento térreo .....	87
Figura 19– Detalhamento do Pilar P1 .....	92
Figura 20 – Esforços Viga V1 .....	93
Figura 21– Esforços Viga V19 .....	94
Figura 22– Detalhamento Pilar P2.....	102
Figura 23– Esforços Viga V2 .....	103
Figura 24– Detalhamento Pilar P5.....	111

## ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1 – Esforços Normais no Pilar P1.....	62
Tabela 2 – Esforços Normais no Pilar P2.....	72
Tabela 3 – Esforços Normais no Pilar P5 .....	80

## 1 INTRODUÇÃO

Este trabalho aborda o cálculo de elementos de estrutura de concreto armado, calculando-os por métodos manuais, e o dimensionamento de um pavimento da estrutura utilizando o *software* Eberick, com o intuito de compreender melhor o funcionamento global da estrutura e dos elementos estudados.

O procedimento depende de uma boa concepção da estrutura, ou seja, é necessário dispor os elementos da estrutura de modo a obter uma boa distribuição dos esforços, evitando obter elementos muito robustos e com elevado consumo de aço. Nesta fase de concepção, é de suma importância observar a compatibilidade dos elementos estruturais com elementos da arquitetura, como vagas de garagem, portas e janelas.

Após isso, os elementos são pré-dimensionados utilizando a experiência obtida ao desenvolver outros projetos. Então se determinam as cargas atuantes na estrutura, como o peso próprio dos elementos, cargas permanentes como alvenaria e revestimentos, além de cargas acidentais que dependem do uso da estrutura previstas em norma.

Com as cargas determinadas, determinam-se os esforços de cálculo, e então é realizado o dimensionamento e detalhamento da estrutura.

## 2 OBJETIVOS

### 2.1. OBJETIVOS GERAIS

Projetar a estrutura de concreto armado de um edifício residencial multifamiliar, utilizando os conhecimentos adquiridos ao longo da graduação, estágios e de outras fontes, de forma a melhor compreendê-los para exercer a profissão com mais experiência e perícia.

### 2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Aplicar e aprimorar as ferramentas e métodos de cálculo manuais para dimensionar lajes maciças, vigas pilares da estrutura um edifício residencial. Também será realizado o cálculo de elementos da estrutura utilizando o AltoQiEberick, com o intuito de se familiarizar com um software utilizado comercialmente. Também será feita uma comparação dos resultados obtidos entre elementos calculados manualmente e com o *software*.

### 3 DURABILIDADE E MATERIAIS

#### 3.1. DURABILIDADE

##### 3.1.1. Classe de agressividade do ambiente

Deve ser classificada de acordo com a tabela 6.1 da NBR 6118:2014. Tem relação com as ações físicas e químicas que atuam sobre a estrutura. Para o projeto deste trabalho, a classe de agressividade ambiental é moderada (CAA II).

##### 3.1.2. Qualidade do concreto e cobrimento mínimo

A durabilidade da estrutura está diretamente ligada com a qualidade do concreto de cobrimento empregado. A tabela 7.1 da NBR 6118:2014 mostra a correspondência que pode ser adotada na falta de ensaios comprobatórios, entre a classe de agressividade ambiental e relação água/cimento e a resistência à compressão do concreto.

Para a CAA II, os requisitos mínimos expressos na tabela são uma relação água/cimento maior ou igual a 0,60 e uma classe de concreto superior ou igual à C25. A tabela 7.2 apresenta o cobrimento mínimo de concreto de acordo com a classe de agressividade ambiental para cada elemento estrutural.

#### 3.2. CONCRETO

##### 3.2.1. Resistência a Compressão

É a principal característica do concreto, obtida através de ensaios. A NBR 6118:2014 no item 12.3.3 determina que, para em caso de ausência de resultados experimentais, pode-se adotar:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

Onde:

$f_{cd}$  É a resistência à compressão de cálculo do concreto;

$f_{ck}$  É a resistência à compressão característica do concreto, aos 28 dias;

$\gamma_c$  É um coeficiente de ponderação, apresentado na tabela 12.1 da NBR 6118:2014.

### 3.2.2. Resistência à Tração

Pode ser obtida através de ensaios segundo as normas NBR 7222 e NBR 12142. Na falta destes, a NBR 6118 permite avaliar a resistência a tração média ou característica com as equações (valores expressos em MPa):

$$f_{ctk,inf} = 0,7 \cdot f_{ctm}$$

$$f_{ctk,sup} = 1,3 \cdot f_{ctm}$$

Sendo que, para concretos com classe até C50:

$$f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3}$$

### 3.2.3. Módulo de Elasticidade

Quando não forem realizados ensaios para obter o módulo de elasticidade, pode-se obtê-lo com a expressão dada pela NBR 6118:2014:

$$E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \sqrt{f_{ck}}$$

Para  $f_{ck}$  de 20 MPa a 50 MPa;

Sendo  $\alpha_E = 1,0$  para granito e gnaiss, com  $E_{ci}$  e  $f_{ck}$  em MPa.

Estima-se módulo de elasticidade secante através da expressão:

$$E_{cs} = \alpha_i \cdot E_{ci}$$

Sendo que a tabela 8.1 da NBR 6118:2014 apresenta valores arredondados destes parâmetros de acordo com a classe do concreto.

### 3.3. AÇO

#### 3.3.1. Resistência de cálculo

A resistência de cálculo do aço, para obras usuais no estado-limite último, é dada pela expressão:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

Onde:

$f_{yd}$  É a resistência de cálculo do aço;

$f_{yk}$  É a resistência característica do aço. Para aços da categoria CA-50, essa resistência é de 500MPa;

$\gamma_s$  É um coeficiente de ponderação, apresentado na tabela 12.1 da NBR 6118:2014.

#### 3.3.2. Módulo de Elasticidade

A NBR 6118:2014, diz que o módulo de elasticidade do aço pode ser admitido igual a 210 GPa, caso não haja ensaios ou informação do fabricante.

### 3.4. ESTADO-LIMITE ÚLTIMO (ELU)

Diz respeito à máxima capacidade resistente da estrutura, ou seja, a resistência limite antes de atingir a ruína. O item 10.3 da NBR 6118:2014 determina que a segurança das estruturas deva ser verificada a uma série de estados-limites últimos:

- a) Da perda de equilíbrio da estrutura como corpo rígido;
- b) De esgotamento da capacidade resistente da estrutura devido às solicitações normais e tangenciais, como um todo ou em parte dela;
- c) De esgotamento da capacidade resistente da estrutura devido aos efeitos de segunda ordem, em todo ou em parte dela;
- d) De colapso progressivo;

- e) Provocado por solicitações dinâmicas;
- f) Considerando exposição ao fogo;
- g) Provocado por ações sísmicas;

### 3.5. ESTADOS-LIMITES DE SERVIÇO (ELS)

São relacionadas com o conforto do usuário, estética, durabilidade e boa utilização da estrutura de acordo com o seu uso. As verificações usuais são de deslocamentos excessivos, abertura de fissuras e limite de vibração.

### 3.6. AÇÕES

Segundo Carvalho e Figueiredo Filho (2012), ação é qualquer conjunto de influências de são capazes de produzir tensões e deformações em uma estrutura. São classificadas em permanentes, acidentais e excepcionais.

#### 3.6.1. Ações Permanentes

São ações que ocorrem ao longo de toda a vida útil da estrutura, com valores praticamente constantes. São subdivididas em diretas em indiretas. Entre as ações diretas, estão o peso próprio, peso dos elementos construtivos fixos e empuxos permanentes. Entre as indiretas estão à retração e fluência do concreto, deslocamentos de apoios, imperfeições geométricas globais e locais, entre outras.

#### 3.6.2. Ações variáveis

São ações devido às cargas acidentais conforme o uso da edificação. Também divididas em diretas em indiretas. Entre as diretas estão às cargas acidentais previstas para o uso da edificação, a ação do vento e a ação da água. As indiretas são formadas pela variação uniforme e não uniforme de temperatura, e por ações dinâmicas.



### 3.6.3. Ações excepcionais

O item 11.5 da NBR 6118:2014 diz que:

“No projeto de estruturas sujeitas a situações excepcionais de carregamento, cujos efeitos não possam ser controlados por outros meios, devem ser consideradas ações excepcionais com os valores definidos, em cada caso particular, por Normas Brasileiras específicas.”

### 3.6.4. Coeficiente de ponderação das ações nos estados-limites últimos e serviço

De acordo com a NBR 6118:2014, as ações devem ser majoradas pelo coeficiente  $\gamma_f$ , que, no ELU, é determinado pela seguinte expressão:

$$\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f2} \cdot \gamma_{f3}$$

$\gamma_{f1}$  Considera a variabilidade das ações;

$\gamma_{f2}$  Considera a simultaneidade das ações;

$\gamma_{f3}$  Considera os erros de avaliação das ações;

$\gamma_{f1}$  e  $\gamma_{f3}$  são determinados na Tabela 11.1 e  $\gamma_{f2}$  na Tabela 11.2 da NBR 6118:2014.

Para o ELS, em geral, o coeficiente  $\gamma_f$  é dado pela expressão:

$$\gamma_f = \gamma_{f2}$$

Onde  $\gamma_{f2}$  tem valor conforme a verificação desejada, descrita na Tabela 11.2, e:

$\gamma_{f2} = 1$  Para combinações raras;

$\gamma_{f2} = \Psi_1$  Para combinações freqüentes;

$\gamma_{f2} = \Psi_2$  Para combinações quase permanentes;

### 3.7. COMBINAÇÕES DE AÇÕES

De acordo com o item 11.8 da NBR 6118:2014, o carregamento atuante na estrutura é definido pela combinação das ações com probabilidade de ocorrer simultaneamente durante um período preestabelecido. Essas combinações devem ser feitas de modo a encontrar os efeitos mais desfavoráveis para a estrutura. Em relação à verificação de segurança ao estado-limite último e de serviço, esta deve ser feita em função de combinações últimas e de serviço, respectivamente.

#### 3.7.1. Combinações últimas

A tabela 11.3 da NBR 6118:2014 dispõe as combinações últimas usuais.

#### 3.7.2. Combinações de serviço

A NBR 6118:2014 classifica as combinações de serviço em:

- a) Quase permanentes: pode ser necessário considerá-las na verificação do estado-limite de deformações excessivas. Atuam durante um grande período da vida útil da estrutura;
- b) Frequentes: são utilizadas na verificação do estado-limite de abertura de fissuras e vibrações excessivas. Repetem-se muitas vezes na vida útil da estrutura;
- c) Raras: ocorrem algumas vezes na vida útil da estrutura e pode ser necessária na verificação do estado-limite de formação de fissuras.

A tabela 11.4 da NBR 6118:2014 apresenta as combinações de serviço usuais.

#### 4 LANÇAMENTO ESTRUTURAL

Entende-se como lançamento estrutural a determinação da disposição dos elementos estruturais, com o objetivo de atender as necessidades da edificação do ponto de vista da segurança, economia, conciliando ambos com o projeto arquitetônico, onde se observa à estética e funcionalidade.

A base para a elaboração do projeto estrutural é o projeto arquitetônico. A partir deste determina-se a posição dos pilares, vigas e lajes. O ideal é evitar ao máximo qualquer incompatibilidade com a arquitetura.

No caso dos pilares, o seu posicionamento não pode atravessar nenhuma esquadria ao longo do seu lance, e suas dimensões não devem ser tais que fiquem aparentes. Se não for possível esconder totalmente algum pilar dentro da alvenaria, o ideal é que este pilar esteja posicionado em um ambiente que não seja um quarto ou sala de estar, e sim em despensas, áreas de serviço, banheiros ou atrás de portas. Em pavimentos destinados à garagem, o posicionamento dos pilares não deve interferir com vagas de garagem, e se for o caso, deve-se dimensionar uma viga de transição, situação que deve ser evitada ao máximo.

As vigas sempre que possível deve ser posicionadas onde há parede, de modo que não fiquem aparentes. Em locais como corredores pode ser admitida que parte de uma viga fique aparente, porém o ideal é evitar essa situação. A altura da viga não deve ser demasiada a ponto de interferir com portas e janelas. Em pavimentos de garagem essas recomendações podem ser ignoradas, já que a parte estética não é muito importante nesse caso, a não ser que seja uma exigência do cliente.

Além das necessidades do projeto arquitetônico, também é necessário lançar os elementos estruturais de modo a obter uma estrutura segura e econômica.

Recomenda-se que os pilares consecutivos que recebem carga de uma mesma viga não fiquem muito afastados, de modo a não exigir uma altura demasiada das vigas, que como já dito, evita interferências com a arquitetura. Isso permite que as vigas tenham rigidez suficiente para resistir aos esforços e não ter uma deformação excessiva. Limitando o vão livre das vigas, também se reduz o vão efetivo de lajes, permitindo espessuras menores e, portanto, reduzindo o consumo de concreto.

Também é necessário avaliar a posição dos pilares com relação aos esforços horizontais. A direção da maior rigidez dos pilares, sempre que possível, deve ficar de modo favorável a aumentar a rigidez da estrutura como um todo para resistir a esses esforços horizontais, como por exemplo, forças devidas ao vento.

Em relação às lajes maciças, a determinação sua espessura não deve somente ser o suficiente para resistir aos esforços no estado-limite último e de serviço, mas também devem levar em consideração o conforto do usuário. Espessuras muito baixas de laje não permitem o devido isolamento térmico e acústico, e a NBR 15575 exige que a edificação possua características que garantam o conforto do usuário.

## 5 DESCRIÇÃO DA ARQUITETURA E CRITÉRIOS DE PROJETO

A edificação é localizada em Balneário Camboriú – SC, no bairro Vila Real. São três pavimentos, mais o térreo, cobertura com torre para o reservatório. O pavimento térreo possui vagas de garagem, uma sala comercial e um pequeno salão de festas. O primeiro pavimento possui dois apartamentos de dois quartos e um de um quarto, sendo que um dos apartamentos possui um terraço. Os outros dois pavimentos possuem apartamentos iguais ao primeiro, porém não há terraço. A área total construída é de 561,7m<sup>2</sup>. As plantas baixas e fachadas encontram-se no apêndice E.

A edificação apresenta dimensões que sugerem certa vulnerabilidade às ações de forças devidas ao vento, porém este não será considerado neste trabalho. Como se trata de uma edificação multifamiliar pequena, as cargas não devem ser muito elevadas, portanto, a princípio, as dimensões dos elementos não serão grandes.

A estrutura será feita em concreto armado, com lajes maciças, e com vigas e pilares de seção transversal retangular.

Será utilizado aço CA-50 e CA-60, este mais utilizado para estribos. A classe de agressividade ambiental é II, portanto a classe de concreto a ser utilizado é a C25, e os cobrimentos mínimos de concreto serão os determinados em função com a CAA-II, dispostos na tabela 7.2 da NBR 6118:2014.

Os pesos específicos de materiais considerados neste trabalho foram determinados segundo a NBR 6120:1980, sendo estes apresentados durante os cálculos.

## 6 LANÇAMENTO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS

O lançamento da estrutura foi iniciado pelo posicionamento dos pilares no pavimento tipo um imediatamente acima do térreo, com o objetivo de analisar as interferências com as vagas de garagem. Os pilares foram lançados, sempre que possível, com a direção da maior inércia de uma forma que favoreceu a rigidez da estrutura inteira na direção mais sensível a esforços horizontais.

O pilar P9 ficou posicionado de uma forma que não inviabiliza nenhuma vaga, porém dificulta o estacionamento em algumas vagas. Foi decidido por não lançar uma viga de transição, pois esta viga teria de se apoiar em outra viga de transição e ficaria com um vão muito grande.

Foi observada durante o lançamento a distância entre pilares, de modo a evitar que sejam necessárias vigas com vãos grandes (>6m), que resultaria em vigas com grande altura.

### 6.1. VIGA DE TRANSIÇÃO

Quando não há a possibilidade de reposicionar um pilar devido a interferências com vagas de garagem, é necessário lançar uma viga de transição para receber a carga deste pilar. Foi o caso de pilar P8, onde este nasce apenas no piso do pavimento tipo 1, portanto apóia na viga V15. Esta viga foi isolada das vigas V14 e V16, e se apóia nos pilares P7 e P11, que morrem no teto do pavimento térreo.

### 6.2. VIGAS E LAJES

Após o lançamento dos pilares, são lançadas as vigas. Inicialmente as vigas são posicionadas ligando os pilares, de modo a travá-los, principalmente na direção da menor inércia. Novamente, isso não é sempre possível, pois em alguns casos a viga ficaria aparente na arquitetura em ambientes “nobres”, como uma sala de estar ou dormitório. O lançamento foi realizado de modo a obter apenas lajes retangulares.

Para determinar a dimensão inicial das vigas, foi feita uma análise prévia das cargas. Os tramos das vigas das bordas recebem carga de apenas uma laje, portanto a altura desta foi estimada com 35 cm. Para as vigas intermediárias, foi estimada uma altura de 40 cm, exceto a viga V3 e V19, que foram dimensionadas com altura igual a 55 cm e 45 cm, respectivamente

Para evitar um vão efetivo grande para lajes ou para evitar um tramo de viga com vão ou balanço grande, algumas foram lançadas apoiadas em outras vigas, como é o caso da V4, V7 e V9.

As lajes devem possuir espessura mínima de 8 cm, segundo o item 13.2.4 da NBR 6118:2014. Porém, como já dito anteriormente, deve ser considerado o conforto do usuário, portanto a espessura mínima das lajes maciças, para este projeto, será de 10 cm, de modo a ter um bom desempenho acústico e isolamento térmico.

## 7 DIMENSIONAMENTO DE ELEMENTOS DA ESTRUTURA POR MÉTODOS MANUAIS

### 7.1. LAJES

As lajes foram calculadas segundo o método demonstrado por Carvalho e Figueiredo Filho (2007), com o auxílio de tabelas elaboradas no software Excel, e será apresentado resumidamente a seguir. Será apresentado apenas o cálculo da laje L3, sendo que a tabela com os cálculos e resultados das demais lajes é apresentada no apêndice deste trabalho. Será também apresentado o detalhamento do painel de lajes do pavimento tipo 1

#### 7.1.1. Método de cálculo

##### 7.1.1.1. Pré-dimensionamento e Vão efetivo e Vinculações

O pré-dimensionamento foi realizado conforme a expressão:

$$h = \frac{l_x}{40}$$

Onde  $l_x$  é a menor dimensão da laje, medida na planta de formas.

O vão efetivo é calculado segundo a expressão apresentada pelo item 14.6.2.4 da NBR 6118:2014:

$$l_{ef} = l_0 + a_1 + a_2$$

Sendo  $a_1$  igual ao menor valor entre  $t_1/2$  e  $0,3h$ , idem para  $a_2$ , conforme a figura a seguir: (figura 14.5 NBR 6118 2014)

Os vínculos entre as lajes são determinadas em função das características e vãos de lajes vizinhas. Se uma laje for adjacente à outra com rebaixo, a continuidade da laje não rebaixada é desprezada e considera-se apoio simples. A laje com rebaixo, por sua vez, é considerada contínua com a laje adjacente (engaste). Para lajes com menos de dois terços do comprimento, contínua com a



laje vizinha, despreza-se a continuidade; com mais de dois terços, considera-se a continuidade.

Com a utilização das tabelas de Bares (1972), cada situação de vinculação é esquematizada para a determinação de coeficientes para o cálculo de flechas elásticas, momentos fletores máximos e reação de apoio para as vigas.

#### 7.1.1.2. Cargas Atuantes

As cargas atuantes são consideradas por metro quadrado (kN/m<sup>2</sup>), e geralmente consideram-se o peso próprio, cargas acidentais (de acordo com a NBR 6120:1980), revestimento na face inferior da laje, peso do contra piso e revestimento cerâmico ou similar.

#### 7.1.1.3. Verificação das Flechas

A flecha elástica em lajes é obtida através da expressão:

$$f = \frac{p \cdot l_x^4 \cdot \alpha}{E_{cs} \cdot h^3 \cdot 100}$$

Em que:

$p$  É o carregamento uniformemente distribuído sobre a placa;

$\alpha$  É o coeficiente obtido através de o quadro apresentado a seguir;

$l_x$  É o menor vão da laje;

$E$  é o módulo de elasticidade secante do concreto; e

$h$  é a espessura da laje.

Para determinar o coeficiente  $\alpha$ , é necessário calcular o parâmetro  $\lambda$ :

$$\lambda = \frac{l_x}{l_y}$$

No caso, a flecha elástica é calculada para verificar o estado-limite de deformações excessivas. O item 14.6.4.1 da NBR 6118:2014 permita usar o módulo de elasticidade secante do concreto, e determina que devam ser considerados os efeitos de fissuração e fluência. Portanto, é necessário calcular a rigidez equivalente, que considera o elemento parcialmente no estágio I e parcialmente no estágio II. A expressão para esse cálculo é dado pelo item 17.3.2.1.1 da NBR 6118:2014:

$$EI_{eq,t0} = E_{cs} \left\{ \left( \frac{M_r}{M_a} \right)^3 \cdot I_c + \left[ 1 + \left( \frac{M_r}{M_a} \right)^3 \right] \cdot I_{II} \right\} \leq E_{cs} \cdot I_c$$

Onde:

$M_a$  É o maior momento fletor do elemento;

$M_r$  É o momento de fissuração do elemento, cuja expressão será apresentada adiante;

$I_c$  É o momento de inércia da seção bruta de concreto;

$I_{II}$  É o momento de inércia da seção fissurada.

O momento de fissuração, segundo o item 17.3.1:

$$M_r = \frac{\alpha \cdot f_{ct} \cdot I_c}{y_t}$$

Onde:

$\alpha$  Correlaciona a resistência à tração na flexão com a resistência a tração direta, e é igual a 1,5 para seções retangulares;

$y_t$  É a distância do centro de gravidade à fibra mais tracionada;

$I_c$  É o momento de inércia da seção bruta de concreto;

$f_{ct}$  É a resistência a tração direta do concreto.

O momento de inércia da seção fissurada é dado por:

$$I_{II} = \frac{b_w \cdot x_{II}^3}{3} + \alpha_e \cdot A_s \cdot (d - x_{II})^2$$

Onde  $x_{II}$  é a linha neutra da seção fissurada, calculada com a expressão:

$$x_{II} = \frac{\alpha_e \cdot A_s}{b_w} \cdot \left( -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b_w \cdot d}{\alpha_e \cdot A_s}} \right)$$

Onde  $\alpha_e$  é a relação entre o módulo de elasticidade do aço e do concreto.

O cálculo da flecha diferida no tempo considera o efeito da fluência do concreto. A NBR 6118:2014 no seu item 17.3.2.1.2 diz que ela pode ser calculada multiplicando a flecha imediata pelo fator calculado pela expressão a seguir:

$$\alpha_f = \frac{\Delta\xi}{1 + 50 \cdot \rho'}$$

Onde:

$$\rho' = \frac{A'_s}{b \cdot d}$$

$\xi$  Pode ser obtido pela tabela 17.1 da NBR 6118:2014, ou pelas expressões:

$$\Delta\xi = \xi(t) - \xi(t_0)$$

$$\xi(t) = 0,68 \cdot (0,996^t) \cdot t^{0,32}, \text{ para } t \leq 70 \text{ meses}$$

$$\xi(t) = 2, \text{ para } t > 70 \text{ meses.}$$

Este método para cálculo de flechas também se aplica para vigas.

#### 7.1.1.4. Momento máximo

O momento fletor máximo é dado pelas expressões:

$$m_x = \frac{\mu_x \cdot p \cdot l_x^2}{100}$$

$$m'_x = \frac{\mu'_x \cdot p \cdot l_x^2}{100}$$

$$m_y = \frac{\mu_y \cdot p \cdot l_x^2}{100}$$

$$m'_y = \frac{\mu'_y \cdot p \cdot l_x^2}{100}$$

Onde  $m_x$  e  $m_y$  são os momentos fletores máximos nas duas direções e  $m'_x$  e  $m'_y$  são os momentos fletores máximos negativos nas duas direções; e  $\mu_x$ ,  $\mu'_x$ ,  $\mu_y$ ,  $\mu'_y$  são coeficientes obtidos com tabelas, apresentadas no anexo.

É importante ressaltar que os momentos fletores negativos deverão ser compatibilizados com os momentos negativos das lajes vizinhas, onde essa compatibilização deve exigir uma correção nos momentos positivos. Este procedimento será apresentado no cálculo da laje L2 mais adiante neste trabalho.

#### 7.1.1.5. Dimensionamento da Armadura

Com os momentos fletores, podem-se calcular as armaduras da laje. O dimensionamento é feito para uma faixa de 1m de laje, ou seja,  $b = 1\text{m} = 100\text{ cm}$ .

É necessário determinar a posição da linha neutra, portanto deve-se estimar uma altura útil  $d$ , com a seguinte expressão:

$$d = h - c - \phi/2$$

E a linha neutra:

$$x = 1,25 \cdot d \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0,425 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2}} \right)$$

Onde a relação  $x/d$  é limitada a 0,45, com o objetivo de melhorar a ductilidade nos vínculos com outros elementos e em regiões de apoio.

Com isso, calcula-se a área de aço:

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot (d - 0,4 \cdot x)}$$

#### 7.1.1.6. Verificação ao Cisalhamento

Geralmente, as lajes maciças resistem aos esforços cortantes sem a necessidade de armadura. A NBR 6118:2014 no seu item 19.4.1 exige que a laje obedeça à expressão:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd1}$$

Onde:

$$V_{Rd1} = [\tau_{Rd} \cdot k(1,2 + 40 \cdot \rho_1) + 0,15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d$$

Que é a força cortante resistente de cálculo, sendo:

$\tau_{Rd} = 0,25 \cdot f_{ctd}$ , que é a tensão resistente de cálculo do concreto ao cisalhamento;

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w \cdot d}$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{sd}}{A_c}$$

Sendo que k é um coeficiente que vale:

$K = 1$ , para os elementos aonde 50% da armadura inferior não chega até o apoio;

$K = |1,6 - d|$ ; para os demais casos, não menor que 1.

#### 7.1.1.7. Reações de apoio

A reação das lajes nas vigas pode ser determinada utilizando o processo apresentado por Carvalho e Figueiredo Filho (2012). Além disso, a NBR 6118:2014 no item 14.7.6, diz que quando a análise plástica não for efetuada, as charneiras podem ser aproximadas pelos vértices, com ângulos que dependem do tipo de apoio entre as lajes, sendo 45° para lajes com o mesmo tipo de apoio; 60° a partir do apoio tipo engaste se o outro for apoio simples; e 90° a partir do apoio quando a borda vizinha for livre. Com isso, a laje fica dividida em regiões, sendo que cada uma delas carregará uma viga correspondente a esta região, ou área de influência.

Carvalho e Figueiredo Filho (2012) apresentam expressões para um caso geral, que depende de um coeficiente  $k$ , determinado a partir de tabelas de acordo com o caso de vinculação da laje. As expressões são:

$$q_x = k_x \cdot p \cdot \frac{l_x}{10}$$

$$q_y = k_y \cdot p \cdot \frac{l_y}{10}$$

Para reações nas vigas em bordas com apoio simples, e:

$$q'_x = k'_x \cdot p \cdot \frac{l_x}{10}$$

$$q'_y = k'_y \cdot p \cdot \frac{l_y}{10}$$

Para reações nas vigas em bordas engastadas.

### 7.1.2. Cálculo de detalhamento da laje L3

#### 7.1.2.1. Pré-dimensionamento

$$l_x = 385 \text{ cm}$$

$$h = \frac{388}{40} = 9,7 \text{ cm}$$

$$h = 10 \text{ cm}$$

#### 7.1.2.2. Vão efetivo

Como as vigas que limitam a laje L3 têm base igual a 12 cm:

$$a_1 = a_2 \leq \begin{cases} 0,3 \cdot 10 = 3 \\ \frac{12}{2} = 6 \end{cases}$$

Então:

$$l_{xef} = 3 + 388 + 3 = 394 \text{ cm}$$

$$l_{yef} = 3 + 428 + 3 = 434 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{l_{xef}}{l_{yef}} = 1,10 < 2$$

Logo, a laje será armada em duas direções.

### 7.1.2.3. Vinculações

Como a laje L1, L4 e L5 possuem dimensões e espessuras similares, elas serão consideradas contínuas com a laje L3. Os outros vãos serão considerados simplesmente apoiados, já que são limitados por vigas.

A figura a seguir ilustra a vinculação da L3. Nessa condição de vinculação, a laje se enquadra no caso 8.

Figura 1 – Caso de Vinculação



Fonte: Carvalho e Figueiredo Filho (2012)

### 7.1.2.4. Ações

Para as ações permanentes, será considerado, além do peso próprio, um contra piso de peso específico de 21kN/m<sup>3</sup> e 2cm de espessura, revestimento inferior com peso específico de 19kN/m<sup>3</sup> e 1,5cm de espessura, e revestimento cerâmico de 18kN/m<sup>3</sup> e 1cm de espessura. Também deve ser considerada a carga

da parede de alvenaria sobre a laje. A parede possui 15 cm de espessura, sendo 12 cm do bloco cerâmico e 1,5cm do revestimento de argamassa de concreto nas duas faces, e 270 cm de altura, descontados os 10 cm da laje do pavimento superior. O comprimento total da parede é de 670m. O bloco cerâmico (tijolo vazado) possui  $13\text{kN/m}^3$  e a argamassa de revestimento  $20\text{kN/m}^3$ .

$$g_{pp} = 2,50 \text{ kN/m}^2$$

$$g_{cp} + g_{rev,inf} + g_{cer} = 0,89 \text{ kN/m}^2$$

$$g_{par} = (0,12\text{m} \cdot 13\text{kN/m}^3 + 2,0,015\text{m} \cdot 20\text{kN/m}^3) \cdot \frac{2,7\text{m} \cdot 6,7\text{m}}{3,94\text{m} \cdot 4,34\text{m}} = 2,32 \text{ kN/m}^2$$

$$g = 5,70 \text{ kN/m}^2$$

A carga acidental é de  $1,5\text{kN/m}^2$ , segundo a NBR 6120:1980.

#### 7.1.2.5. Estado-limite de deformação excessiva

Calculando o carregamento em serviço, para a combinação quase-permanente:

$$g + \Psi \cdot q = 5,70 + 0,3 \cdot 1,5 = 6,15 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 0,000615 \text{ kN/cm}^2$$

$\Psi = 0,3$ ; Segundo a tabela 11.2 da NBR 6118:2014.

Então se calcula a flecha imediata:

$$f_0 = \frac{p \cdot l_x^4 \cdot \alpha}{E_{cs} \cdot h^3 \cdot 100}$$

Com:

$$E_{cs} = 0,86 \cdot 5600 \cdot \sqrt{25} = 24080 \text{ MPa} = \frac{2408 \text{ kN}}{\text{cm}^2}$$

$\alpha = 2,04$ ; ( $\lambda = 1,10$  e caso 8)

Então:

$$f_0 = \frac{6,15 \cdot 10^{-4} \cdot 394^4 \cdot 2,04}{2408 \cdot 10^3 \cdot 100} = 0,13 \text{ cm}$$



Calculando a flecha diferida:

$$\alpha_f = \frac{\Delta\xi}{1 + 50 \cdot \rho'}$$

Onde:

$$\rho' = \frac{A'_s}{b \cdot d} = 0$$

$\xi$  Pode ser obtido pela tabela 17.1 da NBR 6118:2014, ou pelas expressões:

$$\Delta\xi = \xi(t) - \xi(t_0)$$

$$\xi(t) = 0,68 \cdot (0,996^t) \cdot t^{0,32}, \text{ para } t \leq 70 \text{ meses}$$

$$\xi(t) = 2, \text{ para } t > 70 \text{ meses.}$$

$$\text{Utilizando a expressão: } \xi(t) = 0,68 \cdot (0,996^{0,23}) \cdot 0,23^{0,32} = 0,4264$$

Então:

$$\alpha_f = \frac{2 - 0,4264}{1} = 1,57$$

Portanto, a flecha total é:

$$f_{total} = (1 + f_{elastica}) \cdot \alpha_f = (1 + 0,12) \cdot 1,57 = 0,32cm$$

E a flecha admissível:

$$f_{adm} = \frac{394}{250} = 1,58cm$$

Calculando os momentos fletores em serviço:

$$\mu_x = 2,95; \mu'_x = 6,76; \mu_y = 2,04; \mu'_y = 5,64; \text{ para } \lambda = 1,10 \text{ e caso 8}$$

$$m_x = \frac{\mu_x \cdot p \cdot l_x^2}{100} = \frac{2,95 \cdot 6,19 \cdot 394^2}{100} = 2,82 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$m'_x = \frac{6,76 \cdot 6,19 \cdot 394^2}{100} = 6,46 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$m_y = \frac{2,04 \cdot 6,19 \cdot 394^2}{100} = 1,95 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$m'_y = \frac{5,64 \cdot 6,19 \cdot 394^2}{100} = 5,39 \text{ kN.m/m}$$

Calculando o momento de fissuração:

$$M_r = \frac{\alpha \cdot f_{ct} \cdot I_c}{y_t} = \frac{1,5 \cdot 0,256 \cdot 8333,33}{10} = 641,24 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = 6,41 \text{ kN.m/m}$$

O momento de fissuração é superior aos momentos em serviço, exceto ao momento negativo na direção x, porém é pouco maior. A flecha total está muito abaixo da flecha admissível, então não será calculada a flecha fissurada.

Calculando a flecha para a aceitabilidade sensorial de vibração:

$$f_0 = \frac{q \cdot l_x^4 \cdot \alpha}{E_{cs} \cdot h^3 \cdot 100} = \frac{1,5 \cdot 10^{-4} \cdot 394^4 \cdot 2,04}{2408 \cdot 10^3 \cdot 100} = 0,03 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = \frac{394}{350} = 1,58 \text{ cm}$$

Portanto, a laje L3 respeita o estado-limite de serviço.

#### 7.1.2.6. Cálculo dos Momentos máximos

Calculando o carregamento no ELU:

$$p = g + q = 6,15 + 1,5 = 7,24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 0,000720 \text{ kN/cm}^2$$

E os momentos fletores de cálculo:

$$m_x = \frac{\mu_x \cdot p \cdot l_x^2}{100} = 1,4 \cdot \frac{2,95 \cdot 7,24 \cdot 3,94^2}{100} = 4,62 \text{ kN.m/m}$$

$$m'_x = 1,4 \cdot \frac{6,76 \cdot 7,24 \cdot 3,94^2}{100} = 10,58 \text{ kN.m/m}$$

$$m_y = 1,4 \cdot \frac{2,04 \cdot 7,24 \cdot 3,94^2}{100} = 3,19 \text{ kN.m/m}$$

$$m'_y = 1,4 \cdot \frac{5,64 \cdot 7,24 \cdot 3,94^2}{100} = 8,83 \text{ kN.m/m}$$

7.1.2.7. Compatibilização dos momentos fletores negativos e correção dos positivos

**Entre L1 e L3:**

$$M_{-x1,d} \geq \begin{cases} 0,8 \cdot 10,58 = 8,47 \text{ kN.m/m} \\ \frac{10,58 + 10,01}{2} = 10,30 \text{ kN.m/m} \end{cases}$$

$$M_{-x,d} = 10,30 \text{ kN.m/m}$$

**Entre L3 e L4:**

$$M_{-y,d} \geq \begin{cases} 0,8 \cdot 8,83 = 7,06 \text{ kN.m/m} \\ \frac{8,83 + 6,42}{2} = 7,66 \text{ kN.m/m} \end{cases}$$

$$M_{-y,d} = 7,66 \text{ kN.m/m}$$

**Entre L3 e L5:**

$$M_{-x2,d} \geq \begin{cases} 0,8 \cdot 10,58 = 8,47 \text{ kN.m/m} \\ \frac{10,58 + 8,51}{2} = 9,55 \text{ kN.m/m} \end{cases}$$

$$M_{-y,d} = 9,55 \text{ kN.m/m}$$

Correção do momento fletor positivo na direção x:

$$M_{x1,d} = 4,57 + \frac{10,58 - 10,30}{2} = 4,76 \text{ kN.m/m}$$

$$M_{x2,d} = 4,57 + \frac{10,58 - 9,55}{2} = 5,14 \text{ kN.m/m}$$

Então:

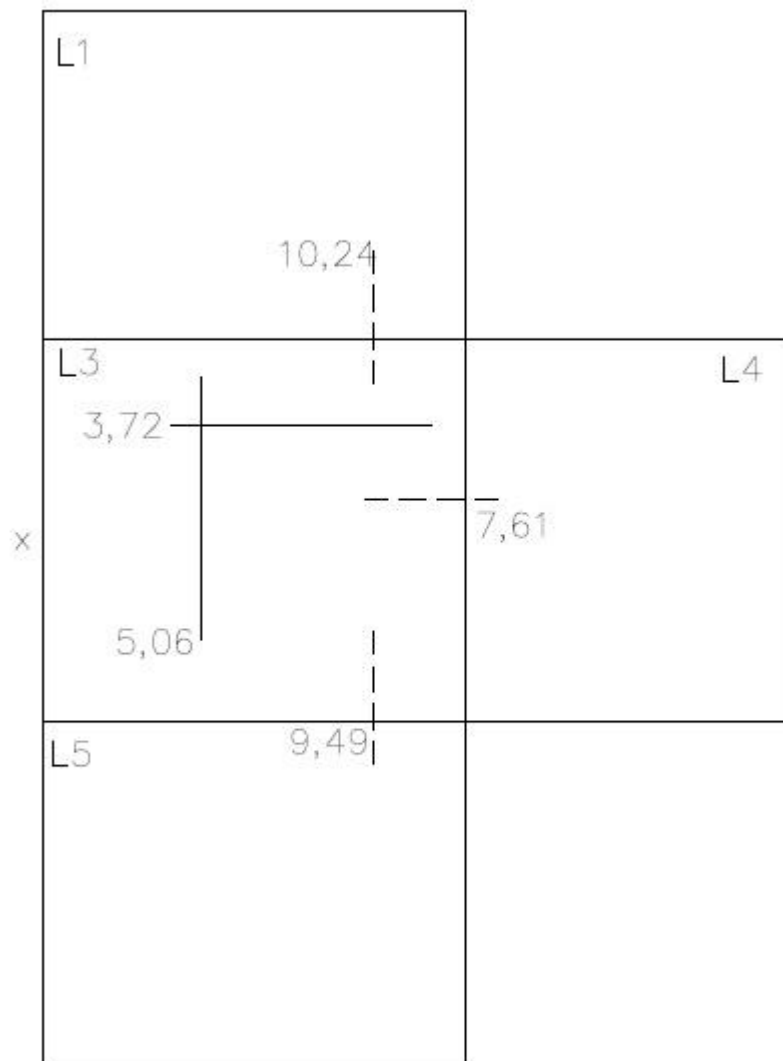
$$M_{x,d} = 5,14 \text{ kN.m/m}$$

Correção do momento fletor positivo na direção y:

$$M_{y,d} = 3,16 + \frac{8,83 - 7,66}{2} = 3,78 \text{ kN.m/m}$$

**Resumo dos momentos fletores de cálculo:**

Figura 2 – Resumo dos Momentos Fletores de Cálculo – Laje L3



Fonte: Autor

### 7.1.2.8. Cálculo da armadura

#### Armadura positiva – Direção x

Primeiro, define-se o diâmetro máximo das barras, de acordo com a NBR 6118:2014:

$$\phi_{m\acute{a}x} = \frac{h}{8} = \frac{8}{8} = 1cm = 10mm$$

E então se estima um diâmetro para as barras:

$$\phi_{est} = 0,63cm = 6,3mm$$

Calculando d:

$$d = h - c - \phi/2 = 10 - 2,5 - \frac{0,63}{2} = 7,185 cm$$

Linha neutra:

$$x = 1,25 \cdot d \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0,425 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2}} \right)$$

$$x = 1,25 \cdot 7,185 \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{510,3}{0,425 \cdot 1,78 \cdot 100 \cdot 7,185^2}} \right) = 0,61 cm$$

Verificando o domínio:

$$\frac{x}{d} = \frac{0,61}{7,185} = 0,08; \text{domínio 2}$$

A NBR 6118:2014 limita a relação x/d a 0,45, com o objetivo de melhorar a ductilidade das regiões de apoio ou de ligações com outros elementos da estrutura.

Área de aço:

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot (d - 0,4 \cdot x)}$$

$$A_s = \frac{510,2}{43,48 \cdot (7,185 - 0,4 \cdot 0,61)} = 1,69 \text{ cm}^2/\text{m}$$

E a armadura positiva mínima, de acordo com a NBR 6118:2014, com  $\rho_{\min} = 0,150\%$ :

$$A_s \geq 0,67 \cdot \rho_{\min} \cdot b \cdot h = 0,67 \cdot \frac{0,150}{100} \cdot 100 \cdot 10 = 1,01 \text{ cm}^2/\text{m}$$

### Armadura positiva – Direção y

Primeiro, define-se o diâmetro máximo das barras, de acordo com a NBR 6118:2014:

$$\phi_{\max} = \frac{h}{8} = \frac{8}{8} = 1 \text{ cm} = 10 \text{ mm}$$

E então se estima um diâmetro para as barras:

$$\phi_{\text{est}} = 0,63 \text{ cm} = 6,3 \text{ mm}$$

Calculando d:

$$d = h - c - \phi_y/2 + \phi_x = 10 - 2,5 - \frac{0,63}{2} + 0,63 = 6,56 \text{ cm}$$

Linha neutra:

$$x = 1,25 \cdot d \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0,425 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2}} \right)$$

$$x = 1,25 \cdot 6,56 \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{375,5}{0,425 \cdot 1,78 \cdot 100 \cdot 6,56^2}} \right) = 0,49 \text{ cm}$$

Verificando o domínio:

$$\frac{x}{d} = \frac{0,49}{7,185} = 0,07; \text{ domínio 2}$$

Área de aço:

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot (d - 0,4 \cdot x)}$$

$$A_s = \frac{375,5}{43,48 \cdot (6,56 - 0,4 \cdot 0,48)} = 1,36 \text{ cm}^2/\text{m}$$

### Armadura Negativa

#### Entre L1 e L3:

Definindo o diâmetro máximo das barras, de acordo com a NBR 6118:2014:

$$\phi_{m\acute{a}x} = \frac{h}{8} = \frac{8}{8} = 1 \text{ cm} = 10 \text{ mm}$$

Estimando um diâmetro para as barras:

$$\phi_{est} = 0,8 \text{ cm} = 8,0 \text{ mm}$$

Calculando d:

$$d = h - c - \phi/2 = 10 - 1,5 - \frac{0,8}{2} = 8,1 \text{ cm}$$

Linha neutra:

$$x = 1,25 \cdot d \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0,425 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2}} \right)$$

$$x = 1,25 \cdot 8,1 \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{1035,8}{0,425 \cdot 1,78 \cdot 100 \cdot 8,1^2}} \right) = 1,11 \text{ cm}$$

Verificando o domínio:

$$\frac{x}{d} = \frac{1,11}{8,1} = 0,14; \text{ domínio 2}$$

Área de aço:

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot (d - 0,4 \cdot x)}$$

$$A_s = \frac{1035,8}{43,48 \cdot (8,1 - 0,4 \cdot 1,10)} = 3,11 \text{ cm}^2/\text{m}$$

E a armadura negativa mínima, de acordo com a NBR 6118:2014, com  $\rho_{\min} = 0,150\%$ :

$$A_s \geq \rho_{\min} \cdot b \cdot h = \frac{0,150}{100} \cdot 100 \cdot 10 = 1,50 \text{ cm}^2/\text{m}$$

**Entre L3 e L4:**

Definindo o diâmetro máximo das barras, de acordo com a NBR 6118:2014:

$$\phi_{\max} = \frac{h}{8} = \frac{8}{8} = 1 \text{ cm} = 10 \text{ mm}$$

Estimando um diâmetro para as barras:

$$\phi_{\text{est}} = 0,8 \text{ cm} = 8,0 \text{ mm}$$

Calculando d:

$$d = h - c - \phi/2 - \phi_x = 10 - 1,5 - \frac{0,80}{2} = 8,1 \text{ cm}$$

Linha neutra:

$$x = 1,25 \cdot d \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0,425 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2}} \right)$$

$$x = 1,25 \cdot 8,1 \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{770,9}{0,425 \cdot 1,78 \cdot 100 \cdot 8,1^2}} \right) = 0,82 \text{ cm}$$



Verificando o domínio:

$$\frac{x}{d} = \frac{0,82}{7,30} = 0,10; \text{domínio 2}$$

Área de aço:

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot (d - 0,4 \cdot x)}$$

$$A_s = \frac{770,9}{43,48 \cdot (8,1 - 0,4 \cdot 0,82)} = 2,28 \text{ cm}^2/\text{m}$$

E a armadura negativa mínima, de acordo com a NBR 6118:2014, com  $\rho_{\min} = 0,150\%$ :

$$A_s \geq \rho_{\min} \cdot b \cdot h = \frac{0,150}{100} \cdot 100 \cdot 10 = 1,50 \text{ cm}^2/\text{m}$$

**Entre L3 e L5:**

Definindo o diâmetro máximo das barras, de acordo com a NBR 6118:2014:

$$\phi_{\max} = \frac{h}{8} = \frac{8}{8} = 1 \text{ cm} = 10 \text{ mm}$$

Estimando um diâmetro para as barras:

$$\phi_{\text{est}} = 0,8 \text{ cm} = 8,0 \text{ mm}$$

Calculando d:

$$d = h - c - \phi/2 = 10 - 1,5 - \frac{0,80}{2} = 8,1 \text{ cm}$$

Linha neutra:

$$x = 1,25 \cdot d \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0,425 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2}} \right)$$

$$x = 1,25 \cdot 8,1 \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{961,6}{0,425 \cdot 1,78 \cdot 100 \cdot 8,1^2}} \right) = 1,02 \text{ cm}$$

Verificando o domínio:

$$\frac{x}{d} = \frac{1,03}{8,1} = 0,13; \text{ domínio 2}$$

Área de aço:

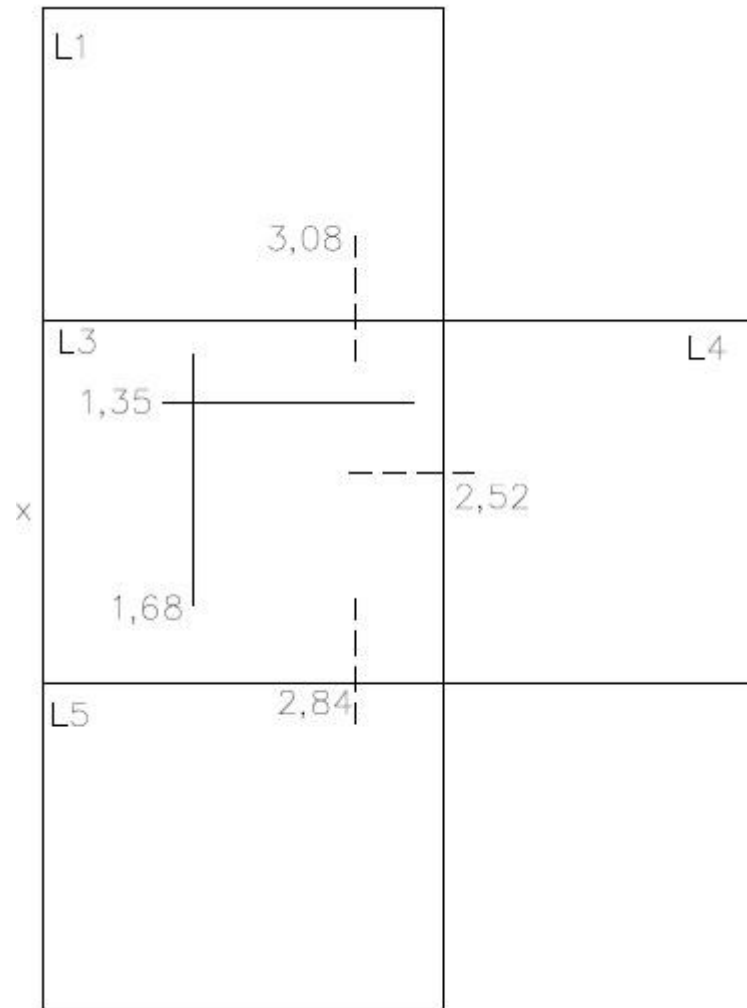
$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot (d - 0,4 \cdot x)}$$

$$A_s = \frac{961,6}{43,48 \cdot (8,1 - 0,4 \cdot 1,02)} = 2,88 \text{ cm}^2/\text{m}$$

E a armadura negativa mínima, de acordo com a NBR 6118:2014, com  $\rho_{\text{mín}} = 0,150\%$ :

$$A_s \geq \rho_{\text{mín}} \cdot b \cdot h = \frac{0,150}{100} \cdot 100 \cdot 10 = 1,50 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Figura 3 – Resumo das áreas de aço – Laje L3



Fonte: Autor

#### 7.1.2.9. Detalhamento da Laje L3

##### **Armadura positiva – Menor Vão**

Primeiramente, define-se o espaçamento máximo estipulado pela NBR 6118:2014:

$$s_{m\acute{a}x} \leq \begin{cases} 20cm \\ 2 \cdot h = 2 \cdot 10 = 20cm \end{cases}$$

Portanto, será adotado um espaçamento máximo de 20 cm.

Quantidade de barras e espaçamento:

$$n = \frac{A_s}{A_{s\phi}} = \frac{1,70}{0,312} = 5,45$$

$$s = \frac{100}{n} = 18,32 ; \text{então } s = 18\text{cm}$$

$$Q = \left(\frac{l}{s}\right) - 1 = \frac{428}{18} - 1 = 22,8; \text{então } Q = 23 \text{ barras}$$

Comprimento das barras:

$$C = 10.\phi + l_0 + 10.\phi = 10.0,63 + 388 + 10.0,63 = 400,6 \approx 401\text{cm}$$

### Armadura positiva – Maior Vão

Primeiramente, define-se o espaçamento máximo estipulado pela NBR 6118:2014:

$$s_{m\acute{a}x} \leq \begin{cases} 20\text{cm} \\ 2.h = 2.10 = 20\text{cm} \end{cases}$$

Portanto, será adotado um espaçamento máximo de 20 cm.

Quantidade de barras e espaçamento:

$$n = \frac{A_s}{A_{s\phi}} = \frac{1,37}{0,312} = 4,38$$

$$s = \frac{100}{n} = 22,8 ; \text{então } s = 20\text{cm}$$

$$Q = \left(\frac{l}{s}\right) - 1 = \frac{428}{20} - 1 = 18,4; \text{então } Q = 19 \text{ barras}$$

Comprimento das barras:

$$C = 10.\phi + l_0 + 10.\phi = 10.0,63 + 428 + 10.0,63 = 440,6 \approx 441\text{cm}$$

### Armadura negativa

Definindo o espaçamento máximo estipulado pela NBR 6118:2014:

$$s_{m\acute{a}x} \leq \begin{cases} 20cm \\ 2 \cdot h = 2 \cdot 10 = 20cm \end{cases}$$

Será adotado um espaçamento máximo de 20 cm.

### Entre L1 e L3

Quantidade de barras e espaçamento:

$$n = \frac{A_s}{A_{s\phi}} = \frac{3,09}{0,503} = 6,14$$

$$s = \frac{100}{n} = 16,26; \text{ então } s = 16cm$$

$$Q = \left(\frac{l}{s}\right) - 1 = \frac{425}{16} - 1 = 25,8 = 26 \text{ barras}$$

Comprimento das barras:

$$C = g_e + g_d + 10 \cdot \phi + 2 \cdot 0,25 \cdot l_x + 10 \cdot \phi$$

$$g_e = g_d = 10 - 2,5 - 1,5 = 6 \text{ cm}$$

$$C = 6 + 6 + 10 \cdot 0,8 + 2 \cdot 0,25 \cdot 394 + 10 \cdot 0,8 = 225 \text{ cm}$$

### Entre L3 e L4:

Quantidade de barras e espaçamento:

$$n = \frac{A_s}{A_{s\phi}} = \frac{2,54}{0,503} = 5,04$$

$$s = \frac{100}{n} = 19,9 \text{ } s = 19cm$$

$$Q = \left(\frac{l}{s}\right) - 1 = \frac{385}{19} - 1 = 20 \text{ barras}$$

Comprimento das barras:

$$C = g_e + g_d + 10. \emptyset + 2.0,25. l_x + 10. \emptyset$$

$$g_e = g_d = 10 - 2,5 - 1,5 = 6 \text{ cm}$$

$$C = 6 + 6 + 10.0,80 + 2.0,25.391 + 10.0,80 = 223,5 \text{ cm}$$

### Entre L3 e L5

Quantidade de barras e espaçamento:

$$n = \frac{A_s}{A_{s\emptyset}} = \frac{2,86}{0,503} = 5,68$$

$$s = \frac{100}{n} = 17,72; \text{ então } s = 17 \text{ cm}$$

$$Q = \left(\frac{l}{s}\right) - 1 = \frac{425}{17} - 1 = 24 \text{ barras}$$

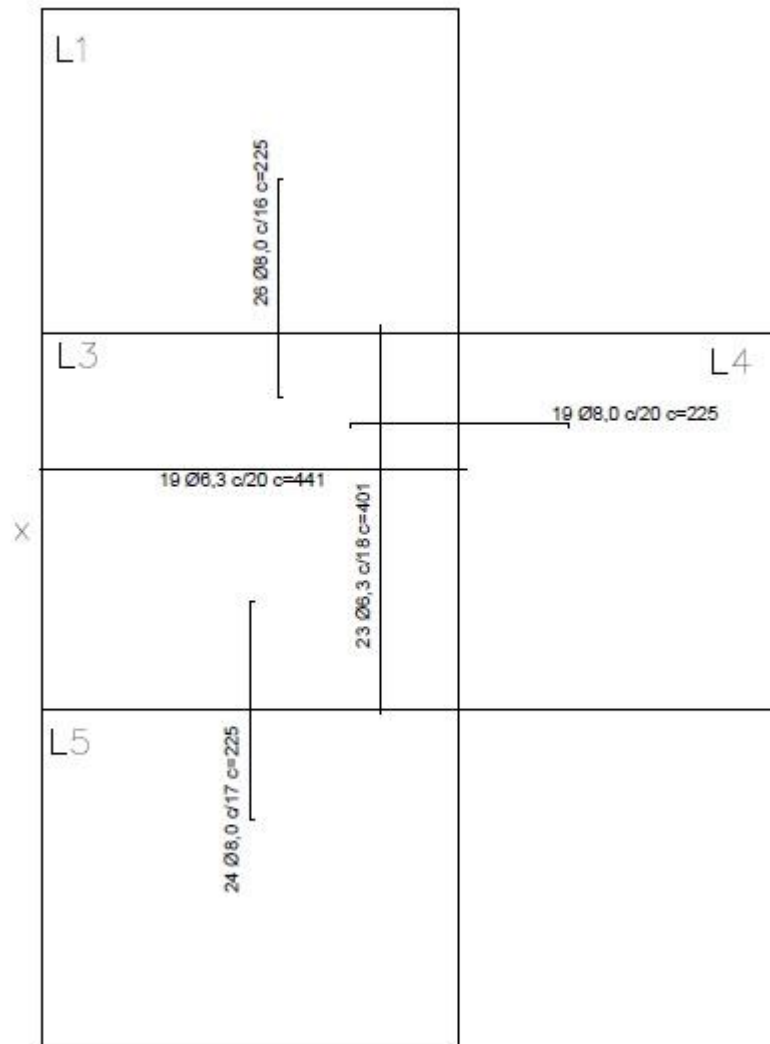
Comprimento das barras:

$$C = g_e + g_d + 10. \emptyset + 2.0,25. l_x + 10. \emptyset$$

$$g_e = g_d = 10 - 2,5 - 1,5 = 6 \text{ cm}$$

$$C = 6 + 6 + 10.0,8 + 2.0,25.391 + 10.0,8 = 225 \text{ cm}$$

Figura 4 - Detalhamento da laje L3



Fonte: Autor

## 7.2. CONSIDERAÇÕES SOBRE O CALCULO DAS LAJES UTILIZANDO TABELAS DO EXCEL

As demais lajes da edificação foram calculadas com auxílio do software Excel. Algumas lajes do térreo foram dimensionadas com a espessura mínima de 12 cm, já que a NBR 6118:2014 determina que para lajes destinadas à passagem de veículos, esta é a espessura mínima. Como na cobertura não há lajes em balanço, a espessura mínima é de oito cm, porém foram adotados 10 cm para um melhor desempenho térmico da cobertura. As tabelas elaboradas para o cálculo destas lajes estão em anexo.

## 8. CÁLCULO DA VIGA V2

### 8.1. PRÉ-DIMENSIONAMENTO

A base da viga fica, a princípio, limitada a 12cm, de modo a ficar embutida dentro da parede.

Pode-se estimar a altura da viga dividindo o seu vão por dez. No caso de vigas contínuas, pode-se utilizar uma média dos vãos.

$$\frac{h_{tramo\ 1}}{10} = \frac{428}{10} = 42,8cm$$

$$\frac{h_{tramo\ 2}}{10} = \frac{333}{10} = 33cm$$

Como já explicado anteriormente, para as vigas internas que recebem cargas de duas lajes, será adotada uma altura de 40cm.

### 8.2. VÃO EFETIVO

O vão efetivo é calculado conforme a NBR 6118:2014 conforme a expressão:

$$l_{ef} = l_0 + a_1 + a_2$$

Onde:

$$a_i \leq \begin{cases} t_i/2 \\ 0,3 \cdot h \end{cases}$$

Sendo t a largura dos apoios e h a altura da seção transversal da viga. São três apoios, P4, P5 e P6, com largura de 40 cm, 50 cm e 14 cm, respectivamente. Então, calculando os vãos efetivos:

Tramo 1:

$$l_{ef} = 428 + 7,5 + 12 = 452\ cm$$

Tramo 2:

$$l_{ef} = 333 + 12 + 12 = 352\ cm$$



### 8.3. CARREGAMENTOS

#### 8.3.1. Peso próprio

$$h \cdot b \cdot \gamma_c = 0,12 \cdot 0,40 \cdot 25 = 1,20 \text{ kN/m} = P_{\text{viga}}$$

#### 8.3.2. Alvenaria

A altura da alvenaria foi considerada igual ao pé direito do pavimento (280 cm) reduzido da altura da viga (40 cm), portanto, 240 cm

$$b_{\text{alv}} \cdot h_{\text{alv}} \cdot \gamma_{\text{alv}} = 0,15 \cdot 2,40 \cdot 15 = 5,40 \text{ kN/m} = P_{\text{alv}}$$

#### 8.3.3. Reações das lajes na viga

A viga V2 recebe cargas das lajes L1, L3 no tramo 1 e das lajes L2 e L4 no tramo 2. O procedimento para o cálculo destas reações foi apresentado durante o cálculo da laje L3.

$$g_{L1} = 5,61 \text{ kN/m}$$

$$q_{L1} = 1,58 \text{ kN/m}$$

$$g_{L3} = 7,10 \text{ kN/m}$$

$$q_{L3} = 1,87 \text{ kN/m}$$

$$g_{L2} = 2,82 \text{ kN/m}$$

$$q_{L2} = 1,25 \text{ kN/m}$$

$$g_{L4} = 3,57 \text{ kN/m}$$

$$q_{L4} = 1,58 \text{ kN/m}$$

#### 8.3.4. Resumo dos carregamentos de cálculo

Tramo 1

$$P_d = 1,4 \cdot (g_{L1} + q_{L1} + g_{L3} + q_{L3} + P_{\text{viga}} + P_{\text{alv}})$$

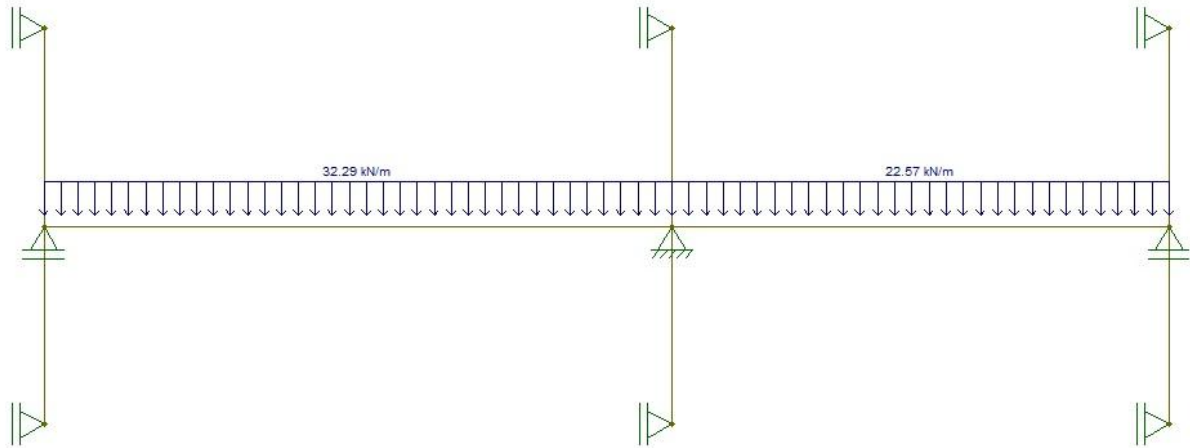
$$P_d = 1,4 \cdot (5,61 + 1,58 + 7,10 + 1,87 + 1,50 + 5,40) = 31,87 \text{ kN/m}$$

Tramo 2

$$P_d = 1,4. (g_{L2} + q_{L2} + g_{L4} + q_{L4} + P_{viga} + P_{alv})$$

$$P_d = 1,4. (2,82 + 1,25 + 3,57 + 1,58 + 1,50 + 5,40) = 22,15 \text{ kN/m}$$

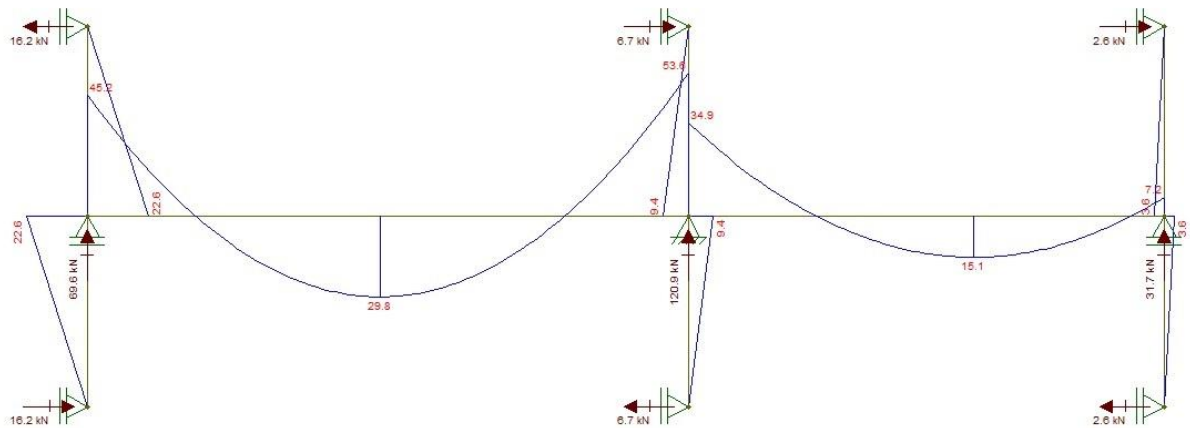
Figura 5 – Carregamento de Cálculo da Viga V2



Fonte: Autor

#### 8.4. MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO

Figura 6– Momentos Fletores de Cálculo da Viga V2



Fonte: Autor

## 8.5. DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA

Primeiro, deve-se estimar a distância da fibra mais tracionada até o centro de gravidade da área de aço. Considerando estribos de 5 mm e armadura de 12,5mm para o tramo 1, e estribos de 5mm e armadura de 8mm para o tramo 2.

$$d_{t1} = h - c - \phi_t - \frac{\phi_l}{2} = 40 - 3 - 0,5 - \frac{1,25}{2} = 35,9cm \cong 36cm$$

$$d_{t2} = h - c - \phi_t - \frac{\phi_l}{2} = 40 - 3 - 0,5 - \frac{0,8}{2} = 36,1cm \cong 36cm$$

Calculando a resistência à tração de cálculo do aço e a resistência a compressão de cálculo do concreto:

$$f_{yd} = \frac{50}{1,15} = 43,48kN/cm^2$$

$$f_{cd} = \frac{2,5}{1,4} = 1,78kN/cm^2$$

### Armadura Positiva

#### Tramo 1

Calculando a linha neutra:

$$x = 1,25 \cdot d \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0,425 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2}} \right)$$

$$x = 1,25 \cdot 36 \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2980}{0,425 \cdot 1,78 \cdot 12 \cdot 36^2}} \right)$$

$$x = 6,09cm$$

Determinando o domínio:

$$\frac{x}{d} = 0,17 < 0,259$$

Então a seção encontra-se no domínio 2.

Área de aço:

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot (d - 0,4 \cdot x)}$$

$$A_s = \frac{2980}{43,48 \cdot (36 - 0,4 \cdot 6,09)} = 2,04 \text{ cm}^2$$

Sendo que a área de aço mínima, de acordo com o item 17.3.5.2.1 da NBR 6118:2014 é:

$$A_{s,min} = 0,0015 \cdot A_c = 0,0015 \cdot 12,40 = 0,72 \text{ cm}^2 < 1,36 \text{ cm}^2$$

Para determinar qual diâmetro de barra a ser utilizado, será antes calculado o espaçamento mínimo entre barras de acordo com o item 18.3.2.2 da NBR 6118:2014 e o número máximo de barras por camada. Estimando barras de 12,5mm:

$$s_{min} \geq \begin{cases} 20 \text{ mm} \\ \Phi_{barra} \\ 1,2 \cdot d_{agr} = 1,2 \cdot 19 = 23 \text{ mm} \end{cases}$$

Então:  $s_{min} = 23 \text{ mm}$

$$s = b - 2c - 2\Phi_{estr} - \Phi_{barra} = 12 - 2,3 - 2,0,5 - 2,1,25 = 2,5 > 2,3 \text{ cm}$$

Portanto, serão adotadas duas barras de 12,5mm de diâmetro, em uma camada. Então:  $A_{s,ef} = 2,46 \text{ cm}^2$

Calculando o valor real de d:

$$d_{real} = 3 + 0,5 + \frac{1,25}{2} = 4,125 \text{ cm} > 4 \text{ cm (estimado)}$$

A altura útil estimada é menor que a altura útil real, por isso a armadura não será recalculada.

## Tramo 2

Calculando a linha neutra:

$$x = 1,25 \cdot d \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0,425 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2}} \right)$$

$$x = 1,25 \cdot 36 \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{1510}{0,425 \cdot 1,78 \cdot 12 \cdot 36^2}} \right)$$

$$x = 2,98 \text{ cm}$$

Determinando o domínio:

$$\frac{x}{d} = 0,08 < 0,259$$

Então a seção encontra-se no domínio 2.

Área de aço:

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot (d - 0,4 \cdot x)}$$

$$A_s = \frac{1510}{43,48 \cdot (36 - 0,4 \cdot 2,98)} = 0,99 \text{ cm}^2$$

$$s_{min} = \begin{cases} 20 \text{ mm} \\ \Phi_{barra} \\ 1,2 \cdot d_{agr} = 1,2 \cdot 19 = 23 \text{ mm} \end{cases}$$

Portanto, serão adotadas duas barras de 10 mm de diâmetro, em uma camada. Então:  $A_{s,ef} = 1,01 \text{ cm}^2$

Calculando o valor real de d:

$$d_{real} = 3 + 0,5 + \frac{1,0}{2} = 4 \text{ cm} = 4 \text{ cm (estimado)}$$

A altura útil estimada é igual a altura útil real, portanto a armadura não será recalculada.

### Armadura Negativa

#### Apoio 1 (P4)

$$x = 1,25 \cdot d \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0,425 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2}} \right)$$

$$x = 1,25 \cdot 36 \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{4520}{0,425 \cdot 1,78 \cdot 12 \cdot 36^2}} \right)$$

$$x = 9,65m$$

Determinando o domínio:

$$\frac{x}{d} = 0,268 < 0,450$$

Então a seção encontra-se no domínio 3.

Área de aço:

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot (d - 0,4 \cdot x)}$$

$$A_s = \frac{4520}{43,48 \cdot (36 - 0,4 \cdot 9,65)} = 3,23m^2$$

$$s_{min} = \begin{cases} 20mm \\ \phi_{barra} \\ 1,2 \cdot d_{agr} = 1,2 \cdot 19 = 23mm \end{cases}$$

Então:  $s_{min} = 23mm$

Portanto, serão adotadas três barras de 12,5mm de diâmetro, em duas camadas, sendo duas barras na primeira camada (acima) e uma barra na segunda camada. Então:  $A_{s,ef} = 3,69cm^2$

Calculando o valor real de d, sendo o espaçamento vertical entre as barras de 2,5 cm:

$$d_{real} = 3 + 0,5 + 1,25 + \frac{2,5}{2} = 6 \text{ cm} > 4 \text{ cm (estimado)}$$

Como a altura útil estimada é menor que a altura útil real, não será necessário recalcular a armadura.

### Apoio 2 (P5)

$$x = 1,25 \cdot d \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0,425 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2}} \right)$$

$$x = 1,25 \cdot 36 \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{5360}{0,425 \cdot 1,78 \cdot 12 \cdot 36^2}} \right)$$

$$x = 11,75 \text{ cm}$$

Determinando o domínio:

$$\frac{x}{d} = 0,326$$

Então a seção encontra-se no domínio 3.

Área de aço:

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot (d - 0,4 \cdot x)}$$

$$A_s = \frac{5360}{43,48 \cdot (36 - 0,4 \cdot 11,75)} = 3,94 \text{ cm}^2$$

$$s_{min} = \begin{cases} 20 \text{ mm} \\ \varnothing_{barra} \\ 1,2 \cdot d_{agr} = 1,2 \cdot 19 = 23 \text{ mm} \end{cases}$$

Então:  $s_{min} = 23 \text{ mm}$

Portanto, serão adotadas, em duas camadas, duas barras de 12,5 mm de diâmetro na primeira e duas de 10 mm na segunda camada. Então:  $A_{s,ef} = 4,03 \text{ cm}^2$

Calculando simplifcadamente o valor real de d, sendo o espaçamento vertical entre as barras de 2,5 cm:

$$d_{real} = 3 + 0,5 + 1,25 + \frac{2,5}{2} = 6 \text{ cm} > 4 \text{ cm (estimado)}$$

Como a altura útil estimada é menor que a altura útil real, não será recalculada a armadura.

**Apoio 3 (P6)**

$$x = 1,25 \cdot d \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0,425 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2}} \right)$$

$$x = 1,25 \cdot 36 \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{720}{0,425 \cdot 1,78 \cdot 15 \cdot 36^2}} \right)$$

$$x = 1,39 \text{ cm}$$

Determinando o domínio:

$$\frac{x}{d} = 0,04 < 0,259$$

Então a seção encontra-se no domínio 2.

Área de aço:

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot (d - 0,4 \cdot x)}$$

$$A_s = \frac{720}{43,48 \cdot (36 - 0,4 \cdot 2,95)} = 0,48 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,min} = 0,72 \text{ cm}^2 > 0,48 \text{ cm}^2$$

$$s_{min} = \begin{cases} 20 \text{ mm} \\ \phi_{barra} \\ 1,2 \cdot d_{agr} = 1,2 \cdot 19 = 23 \text{ mm} \end{cases}$$

Então:  $s_{min} = 23 \text{ mm}$

Portanto, serão adotadas duas barras de 8mm de diâmetro, em uma camada.

Então:  $A_{s,ef} = 1,01 \text{ cm}^2$

Calculando o valor real de d, sendo o espaçamento vertical entre as barras de 2,5 cm:

$$d_{real} = 3 + 0,5 + \frac{0,8}{2} = 3,9 \text{ cm} < 4 \text{ cm (estimado)}$$



A altura útil estimada é maior que a altura útil real, porém com uma diferença muito pequena, por isso a armadura não será recalculada.

## 8.6. ARMADURA TRANSVERSAL

### 8.6.1. Esforços Cortantes de Cálculo

A armadura será calculada primeiramente utilizando o maior esforço cortante na viga. Caso obtenha-se como resultado armadura mínima, esta será adotada para toda a viga. Será utilizado o modelo I de cálculo, apresentado no item 17.4.2.2 da NBR 6118:2014.

Primeiro, calcula-se a força cortante resistente de cálculo das diagonais comprimidas de concreto:

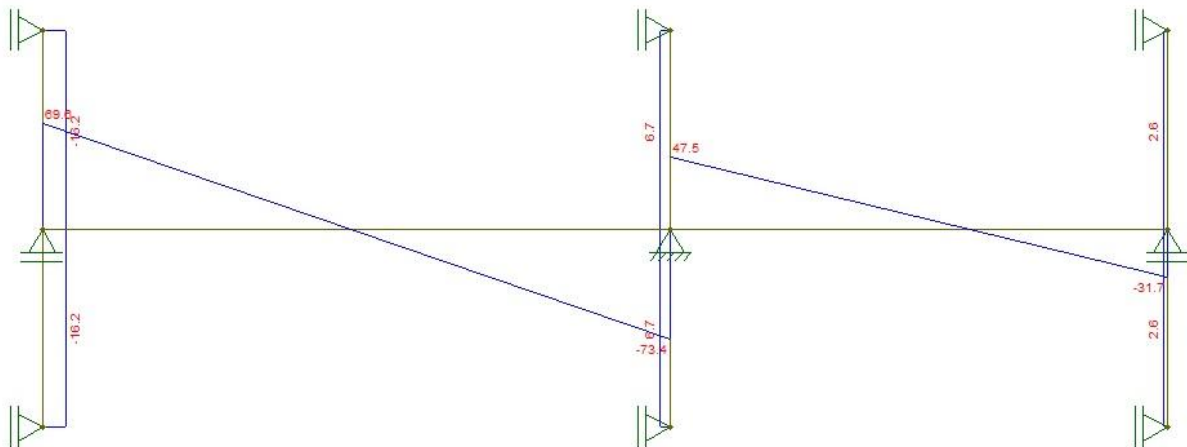
$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha_{V2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d$$

$$\alpha_{V2} = 1 - \frac{f_{ck}}{250} = 0,9$$

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot 0,9 \cdot 17859 \cdot 0,12 \cdot 0,36 = 187,46 \text{ kN}$$

O esforço cortante de cálculo foi determinado com auxílio do Ftool:

Figura 7 – Esforços Cortantes de Cálculo da Viga V2



Fonte - Autor

Como:  $V_{sd} = 73,4 \text{ kN}$ ; a condição  $V_{Rd2} > V_{sd}$  está satisfeita.

#### 8.6.1.1. Área de aço

Calculando a parcela de força cortante absorvida por mecanismos complementares ao da treliça:

$$V_c = V_{c0} = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d = 0,6 \cdot 1282,5 \cdot 0,12 \cdot 0,36 = 33,2 \text{ kN}$$

Assim, a parcela que deve ser resistida pelo concreto é

$$V_{sw} = V_{sd} - V_c = 73,4 - 33,2 = 40,2 \text{ kN}$$

A armadura mínima, de acordo com a NBR 6118:2014:

$$\frac{A_{s,min}}{s} = \frac{0,2 \cdot f_{ctm} \cdot b_w}{f_{yd}} = \frac{0,2 \cdot 2564,9 \cdot 0,12}{43,48} = 1,42 \text{ cm}^2/\text{m}$$

E o espaçamento máximo:

$$s_{m\acute{a}x} \begin{cases} 0,6 \cdot d \leq 30 \text{ cm se } V_{sd} \leq 0,67 \cdot V_{Rd2} \\ 0,3 \cdot d \leq 20 \text{ cm se } V_{sd} \geq 0,67 \cdot V_{Rd2} \end{cases}$$

$$0,67 \cdot 187,46 = 125,6 \text{ kN} > 73,4 \text{ kN}; \text{ então } :s_{m\acute{a}x} = 0,6 \cdot 36 = 21,6 \text{ cm}$$

Calculando a área de aço:

$$\frac{A_{s,min}}{s} = \frac{V_{sw}}{0,9 \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{40,2}{0,9 \cdot 0,36 \cdot 43,48} = 2,85 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Calculando o espaçamento, considerando estribos de 5mm

$$s = \frac{2 \cdot A_{s,ef}}{A_s} = \frac{2 \cdot 0,196}{2,85} = 13,7 \text{ cm} \rightarrow 13 \text{ cm}$$

Portanto, será adotado para toda a viga estribos de  $\emptyset 5\text{mm}$  a cada 13cm.

## 8.7. ESTADO-LIMITE DE DEFORMAÇÃO EXCESSIVA

Será calculado de acordo com o item 17.3.2 da NBR 6118:2014.

Primeiro, calcula-se o carregamento para o estado limite de deformação excessiva, utilizando a combinação quase-permanente. Então, para o tramo 1:

$$P_{servi\tilde{c}o} = g_{L1} + g_{L3} + \Psi_2(q_{L1} + q_{L3}) + P_{viga} + P_{alv}$$

$$P_{servi\tilde{c}o} = 5,61 + 7,10 + 0,4 \cdot (1,58 + 1,87) + 1,20 + 5,40 = 20,70 \text{ kN/m}$$

Para o tramo 2:

$$P_{servi\tilde{c}o} = g_{L2} + g_{L4} + \Psi_2(q_{L2} + q_{L4}) + P_{viga} + P_{alv}$$

$$P_{servi\tilde{c}o} = 2,82 + 3,57 + 0,4 \cdot (1,25 + 1,58) + 1,20 + 5,40 = 14,12 \text{ kN/m}$$

Como o tramo 1 possui o maior vão e maior carregamento, a flecha será verificada somente para este tramo.

As figuras a seguir resumem os carregamentos e apresentam os momentos fletores resultantes.

Calculando o momento de fissuração:

$$M_r = \frac{\alpha \cdot f_{ctm} \cdot I_c}{y_t} = \frac{1,5 \cdot 2564,9 \cdot 0,00064}{0,20} = 12,31 \text{ kN.m}$$

Como o momento de fissuração é menor que o momento no vão, a viga encontra-se no estágio II, portanto, será calculada a flecha considerando a seção fissurada.

#### 8.7.1. Cálculo da flecha fissurada

Calculando a linha neutra da seção no estágio II, para o tramo 1

$$x_{II} = \frac{\alpha_e \cdot A_s}{b_w} \cdot \left( -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b_w \cdot d}{\alpha_e \cdot A_s}} \right)$$

$$\alpha_e = \frac{210000}{24080} = 8,72$$

$$x_{II} = \frac{8,72 \cdot 2,46}{12} \cdot \left( -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 12 \cdot 36}{8,72 \cdot 2,46}} \right) = 9,65 \text{ cm}$$

E a inércia da seção fissurada:

$$I_{II} = \frac{b_w \cdot x_{II}^3}{3} + \alpha_e \cdot A_s \cdot (d - x_{II})^2$$

$$I_{II} = \frac{12.9,65^3}{3} + 8,72.2,46(36 - 9,65)^2 = 18488,5 \text{ cm}^4$$

E então a rigidez equivalente:

$$I_{eq,t0} = \left\{ \left( \frac{M_r}{M_a} \right)^3 \cdot I_c + \left[ 1 + \left( \frac{M_r}{M_a} \right)^3 \right] \cdot I_{II} \right\} \leq I_c$$

$$I_{eq,t0} = \left\{ \left( \frac{12,13}{19,10} \right)^3 \cdot 64000 + \left[ 1 + \left( \frac{12,13}{19,10} \right)^3 \right] \cdot 18488,5 \right\} \leq 64000$$

$$I_{eq,t0} = 40112,0 \text{ cm}^4$$

Utilizando a rigidez equivalente e com o auxílio do Ftool, foi determinada a flecha fissurada, sendo ela:

$$f_{fiss} = 2,77 \text{ mm}$$

8.7.2. Calculando a flecha diferida:

$$\alpha_f = \frac{\Delta \xi}{1 + 50 \cdot \rho'}$$

Onde:

$$\rho' = \frac{A'_s}{b \cdot d} = \frac{4,03}{15 \cdot 36} = 0,008$$

$\xi$  pode ser obtido pela tabela 17.1 da NBR 6118:2014, ou pelas expressões:

$$\Delta \xi = \xi(t) - \xi(t_0)$$

$$\xi(t) = 0,68 \cdot (0,996^t) \cdot t^{0,32}, \text{ para } t \leq 70 \text{ meses}$$

$$\xi(t) = 2, \text{ para } t > 70 \text{ meses.}$$

$$\text{Utilizando a expressão: } \xi(t) = 0,68 \cdot (0,996^{0,23}) \cdot 0,23^{0,32} = 0,4264$$

Então:

$$\alpha_f = \frac{2 - 0,4264}{1 + 50 \cdot 0,0025} = 1,40$$

Portanto, a flecha total é:

$$f_{total} = (1 + f_{fiss}). \alpha_f = (1 + 2,77). 1,40 = 5,84 \text{ mm}$$

E a flecha admissível:

$$f_{adm} = \frac{428}{250} = 1,71 \text{ cm} = 17,1 \text{ mm}$$

Portanto, a viga respeita os limites do estado-limite de serviço.

## 8.8. DETALHAMENTO DA VIGA V2

Como há poucas barras na viga em apenas uma camada, o detalhamento será feito de maneira simplificada. Para o tramo 1, a armadura do vão positivo se estende até os apoios com as três barras, sendo o comprimento de ancoragem calculado posteriormente. Idem para a armadura positiva do tramo 2, onde há apenas duas barras.

Para armadura negativa, serão posicionadas duas barras ao longo de toda a viga, sendo adicionada a terceira barra necessária do apoio intermediário com um comprimento a ser calculado.

### 8.8.1. Decalagem do diagrama de momento fletor

É calculado com a expressão:

$$a_l = d \left[ \frac{V_c}{2 \cdot (V_{sd,m\acute{a}x} - V_c)} \right] \geq 0,5 \cdot d$$

$$a_l = 36 \left[ \frac{33,24}{2 \cdot (73,4 - 33,24)} \right] = 14,9 \text{ cm} < 18 \text{ cm}$$

$$a_l = 18 \text{ cm}$$

### 8.8.2. Armadura dos apoios de extremidade P4 e P6

#### 8.8.2.1. Armadura Positiva

#### **Apoio P4**

Armadura para ancoragem da diagonal de compressão:

$$R_{st} = \frac{a_l}{d} \cdot V_d = \frac{18}{36} \cdot 69,9 = 34,95 \text{ kN}$$

$$A_{st} = \frac{R_{st}}{f_{yd}} = \frac{34,95}{43,48} = 0,80 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima:

Como o momento negativo no apoio é maior que 50% do momento positivo no vão:

$$A_{min,apoi} = \frac{A_{s,vao}}{4} = \frac{2,46}{4} = 0,62 \text{ cm}^2$$

Comprimento de ancoragem básico:

$$f_{bd} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot f_{ctd} = 2,25 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,28 = 2,88 \text{ MPa}$$

$$l_b = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}} = \frac{1,25 \cdot 43,48}{4 \cdot 0,288} = 47,2 \text{ cm}$$

Comprimento necessário:

$$l_{b,nec} = \alpha \cdot l_b \cdot \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} \geq l_{b,min}$$

$$l_{b,min} \geq \begin{cases} 0,3 \cdot l_b = 0,3 \cdot 47,2 = 14,2 \text{ cm} \\ 10 \cdot \phi = 10 \cdot 1,25 = 12,5 \text{ cm} \\ 10 \text{ cm} \end{cases}$$

$$l_{b,nec} = 0,7 \cdot 47,2 \cdot \frac{2,04}{2,46} = 27,4 \text{ cm}$$

Comprimento do gancho:

$$l_g = \frac{\pi(5\phi + \phi)}{4} + 8\phi = 5,89 + 10 = 15,89 \text{ cm}; \text{ adotado } 16 \text{ cm}$$

O gancho, portanto, terá comprimento de 16cm, sendo 6 cm de dobra e 10 cm de trecho perpendicular a barra. Foram adotados comprimentos um pouco maiores que o calculado para facilitar a execução. Então, o comprimento total:

$$l_t = l_b + l_g = 27,5 + 16 = 43,5 \text{ cm}$$

### Apoio P6

Armadura para ancoragem da diagonal de compressão:

$$R_{st} = \frac{a_l}{d} \cdot V_d = \frac{18}{36} \cdot 47,5 = 23,75 \text{ kN}$$

$$A_{st} = \frac{R_{st}}{f_{yd}} = \frac{23,75}{43,48} = 0,56 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima:

Como o momento negativo no apoio é menor que 50% do momento positivo no vão:

$$A_{min,apoio} = \frac{A_{s,vao}}{4} = \frac{1,01}{3} = 0,34 \text{ cm}^2$$

Comprimento de ancoragem básico:

$$f_{bd} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot f_{ctd} = 2,25 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,28 = 2,88 \text{ MPa}$$

$$l_b = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}} = \frac{0,8 \cdot 43,48}{4 \cdot 0,288} = 30,2 \text{ cm}$$

Comprimento necessário:

$$l_{b,nec} = \alpha \cdot l_b \cdot \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} \geq l_{b,min}$$

$$l_{b,min} \geq \begin{cases} 0,3 \cdot l_b = 0,3 \cdot 30,2 = 9,1 \text{ cm} \\ 10 \cdot \phi = 10 \cdot 0,8 = 8 \text{ cm} \\ 10 \text{ cm} \end{cases}$$

$$l_{b,nec} = 0,7 \cdot 30,2 \cdot \frac{0,72}{1,01} = 15,1 \text{ cm}$$

Comprimento do gancho:

$$l_g = \frac{\pi(5\phi + \phi)}{4} + 8\phi = 3,76 + 8 = 11,76\text{cm}; \text{ adotado } 12\text{cm}$$

O gancho, portanto, terá comprimento de 12cm, sendo 4 cm de dobra e 8 cm de trecho perpendicular a barra. Foram adotados comprimentos um pouco maiores que o calculado para facilitar a execução. Então, o comprimento total:

$$l_t = l_{b,nec} + l_g = 15,1 + 12 = 27,1 \text{ cm}$$

#### 8.8.2.2. Armadura negativa

##### **Apoio P4:**

Comprimento de ancoragem básico:

$$f_{bd} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot f_{ctd} = 2,25 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,28 = 2,88 \text{ MPa}$$

$$l_b = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}} = \frac{1,25 \cdot 43,48}{4 \cdot 0,288} = 47,2 \text{ cm}$$

Comprimento necessário:

$$l_{b,nec} = \alpha \cdot l_b \cdot \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} \geq l_{b,min}$$

$$l_{b,min} \geq \begin{cases} 0,3 \cdot l_b = 0,3 \cdot 47,2 = 14,2\text{cm} \\ 10 \cdot \phi = 10 \cdot 1,25 = 12,5\text{cm} \\ 10\text{cm} \end{cases}$$

$$l_{b,nec} = 0,7 \cdot 47,2 \cdot \frac{3,23}{3,69} = 29\text{cm}$$

Comprimento do gancho:

$$l_g = \frac{\pi(5\phi + \phi)}{4} + 8\phi = 5,89 + 10 = 15,89\text{cm}; \text{ adotado } 16\text{cm}$$

Então, o comprimento total:

$$l_t = l_b + l_g = 29,0 + 16,0 = 45,0 \text{ cm}$$



**Apoio P6:**

$$l_{b,nec} = \alpha \cdot l_b \cdot \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} \geq l_{b,min}$$

$$l_{b,min} \geq \begin{cases} 0,3 \cdot l_b = 0,3 \cdot 30,2 = 9,1 \text{ cm} \\ 10 \cdot \phi = 10 \cdot 0,8 = 8 \text{ cm} \\ 10 \text{ cm} \end{cases}$$

$$l_{b,nec} = 0,7 \cdot 30,2 \cdot \frac{0,72}{1,01} = 15,1 \text{ cm}$$

Comprimento do gancho:

$$l_g = \frac{\pi(5\phi + \phi)}{4} + 8\phi = 3,76 + 8 = 11,76 \text{ cm}; \text{ adotado } 12 \text{ cm}$$

$$l_t = l_b + l_g = 15,1 + 12,0 = 27,1 \text{ cm}$$

## 8.8.3. Armadura no apoio interno P5

## 8.8.3.1. Armadura Positiva

Não há momentos positivos neste apoio, então o comprimento de ancoragem é igual a dez vezes o diâmetro da barra. Existem apenas duas barras para ambos os vãos, então todas elas serão estendidas até o apoio.

## 8.8.3.2. Armadura Negativa

$$f_{bd} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot f_{ctd} = 2,25 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,28 = 2,88 \text{ MPa}$$

$$l_b = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}} = \frac{1,25 \cdot 43,48}{4 \cdot 0,288} = 47,2 \text{ cm}$$

Comprimento necessário:

$$l_{b,nec} = \alpha \cdot l_b \cdot \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} \geq l_{b,min}$$

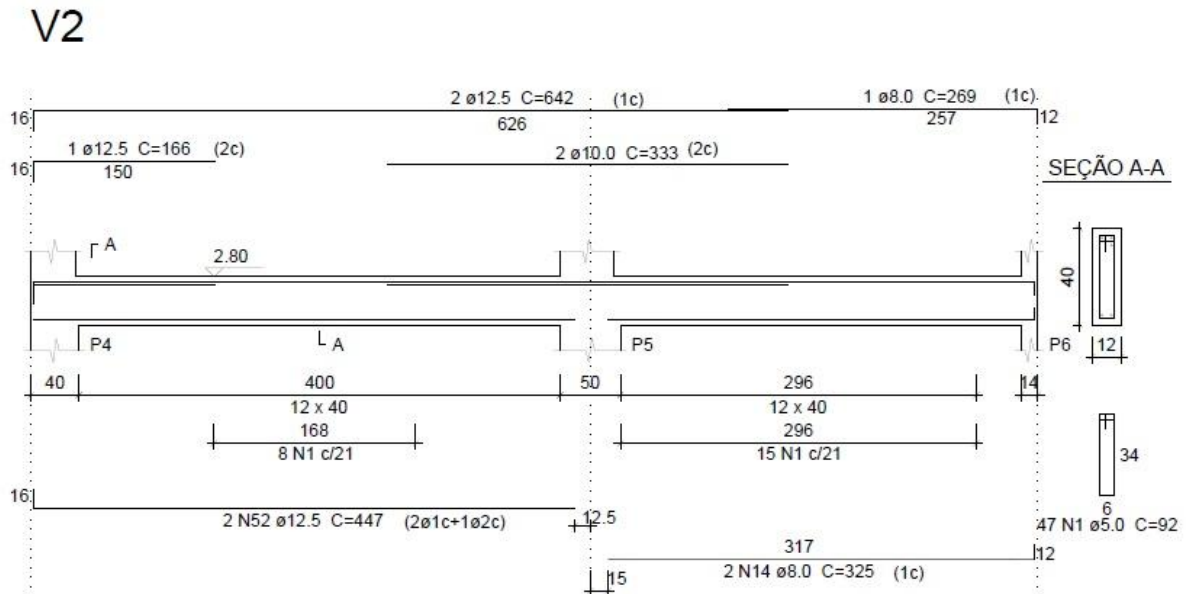
$$l_{b,min} \geq \begin{cases} 0,3 \cdot l_b = 0,3 \cdot 47,2 = 14,2cm \\ 10 \cdot \phi = 10 \cdot 1,25 = 12,5cm \\ 10cm \end{cases}$$

$$l_{b,nec} = 1,0 \cdot 47,2 \cdot \frac{3,94}{4,03} = 29cm$$

Para este apoio, foi decidido manter as barras contínuas. O corte das barras da segunda camada será feita utilizando a decalagem do diagrama de momentos fletores, a ancoragem necessária e o adicional de dez vezes o diâmetro das barras.

8.9. DETALHAMENTO FINAL

Figura 8– Detalhamento da Viga V2



Fonte: Autor

## 9. CÁLCULO DA VIGA DE TRANSIÇÃO (V15)

### 9.1 PRÉ-DIMENSIONAMENTO

Como a viga de transição deve resistir a grandes esforços, ela deve possuir grandes dimensões, de modo a resistir a estes esforços no estado-limite último, além de respeitar os critérios do estado-limite de serviço. Foi adotada para a viga de transição uma seção de 35x60.

### 9.2 VÃO EFETIVO

O vão efetivo é calculado conforme a NBR 6118:2014 conforme a expressão:

$$l_{ef} = l_0 + a_1 + a_2$$

Onde:

$$a_i \leq \begin{cases} t_i/2 \\ 0,3 \cdot h \end{cases}$$

Sendo  $t$  a largura dos apoios e  $h$  a altura da seção transversal da viga. São dois apoios, P7 e P11, com largura de 14 cm. Como a altura da viga é 60 cm:

Tramo 1:

$$l_{ef} = 231 + 18 + 18 = 267 \text{ cm}$$

### 9.3. CARREGAMENTOS

#### 9.3.1. Peso próprio

$$h \cdot b \cdot \gamma_c = 0,35 \cdot 0,60 \cdot 25 = 5,25 \text{ kN/m} = P_{\text{viga}}$$

#### 9.3.2. Alvenaria

A altura da alvenaria foi considerada igual ao pé direito do pavimento (280 cm) reduzido da altura da viga (40 cm), portanto, 240 cm

$$b_{\text{alv}} \cdot h_{\text{alv}} \cdot \gamma_{\text{alv}} = 0,15 \cdot 2,40 \cdot 15 = 5,40 \text{ kN/m} = P_{\text{alv}}$$

#### 9.3.3. Reações das lajes na viga

A viga V15 recebe cargas da L3 e L5, sendo que a L5 descarrega na parte à esquerda da posição do pilar P8 e a L3 descarrega à direita. O procedimento para o cálculo destas reações foi apresentado durante o cálculo da laje L3.

$$g_{L5} = 2,61 \text{ kN/m}$$

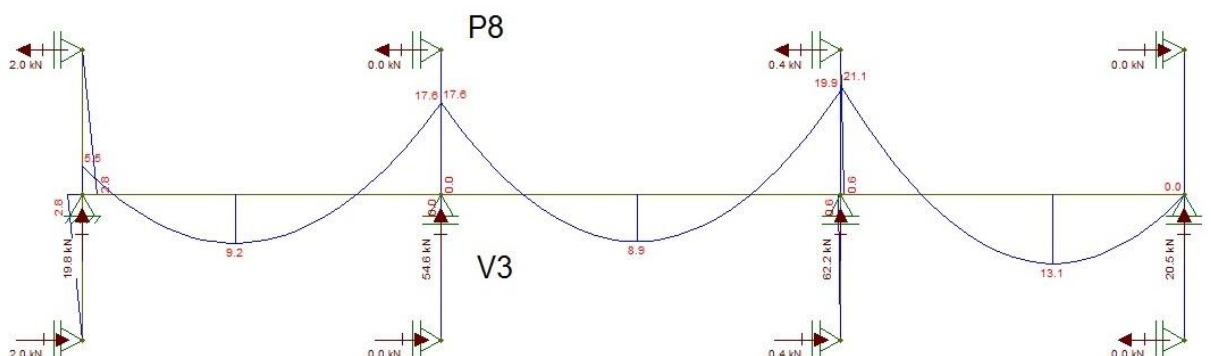
$$q_{L5} = 0,96 \text{ kN/m}$$

$$g_{L3} = 3,19 \text{ kN/m}$$

$$q_{L3} = 0,84 \text{ kN/m}$$

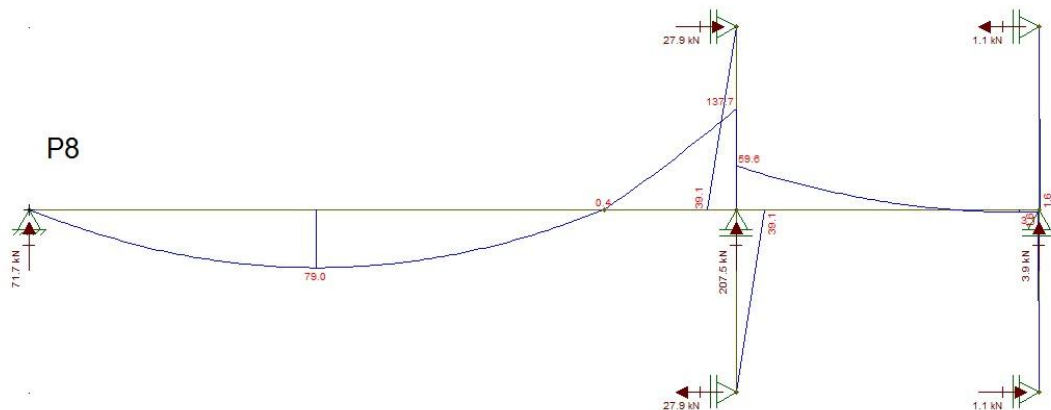
#### 9.3.4. Cargas concentradas devido ao pilar P8 e a viga V3

Figura 9– Esforços da viga V13 no pilar P8



Fonte: Autor

Figura 10– Esforços da viga V3 no pilar P8



Fonte: Autor

### 9.3.5. Resumo dos carregamentos de cálculo

À esquerda do P8

$$P_d = 1,4. (g_{L5} + q_{L5} + P_{viga} + P_{alv})$$

$$P_d = 1,4. (2,61 + 0,96 + 5,25 + 5,40) = 19,27 \text{ kN/m}$$

À direita do P8

$$P_d = 1,4. (g_{L3} + q_{L3} + P_{viga} + P_{alv})$$

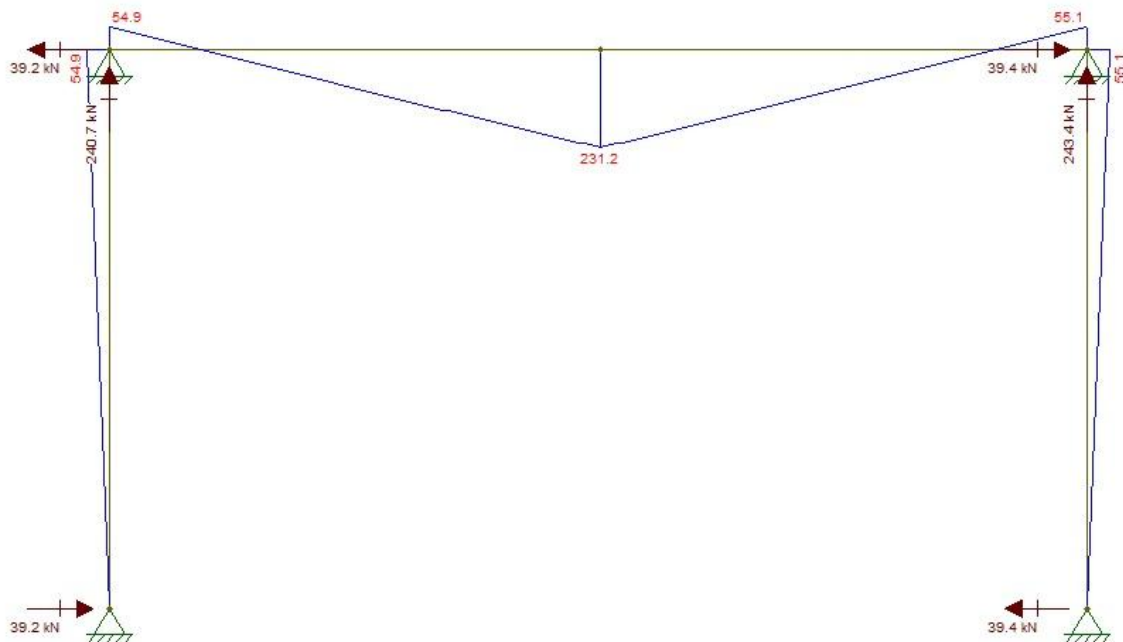
$$P_d = 1,4. (3,19 + 0,84 + 5,25 + 5,40) = 20,55 \text{ kN/m}$$

No meio do vão, a carga concentrada total:

$$P_{conc} = P_{p8} + P_{V3} = 378,9 + 71,7 = 450,6 \text{ kN}$$

#### 9.4. MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO

Figura 11 – Momentos Fletores de Cálculo da Viga V15



Fonte: Autor

#### 9.5. DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA

### 9.5.1. Armadura Longitudinal

Primeiro, deve-se estimar a distância da fibra mais tracionada até o centro de gravidade da área de aço. Considerando estribos de 5 mm e armadura de 8 mm:

$$d = h - c - \phi_t - \frac{\phi_l}{2} = 60 - 3 - 0,5 - \frac{1,6}{2} = 55,4 \text{ cm}$$

Então:

$$d'' = h - d = 60 - 55,4 = 4,6 \text{ cm}$$

Calculando a resistência à tração de cálculo do aço e a resistência a compressão de cálculo do concreto:

$$f_{yd} = \frac{50}{1,15} = 43,48 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{cd} = \frac{2,5}{1,4} = 1,78 \text{ kN/cm}^2$$

### Armadura Positiva

Calculando a linha neutra:

$$x = 1,25 \cdot d \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0,425 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2}} \right)$$

$$x = 1,25 \cdot 55,4 \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{23120}{0,425 \cdot 1,78 \cdot 35 \cdot 55,4^2}} \right)$$

$$x = 10,83 \text{ cm}$$

Determinando o domínio:

$$\frac{x}{d} = 0,195 < 0,259$$

Então a seção encontra-se no domínio 2.

Área de aço:

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot (d - 0,4 \cdot x)}$$

$$A_s = \frac{23500}{43,48 \cdot (55,4 - 0,4 \cdot 10,83)} = 10,85 \text{ cm}^2$$

Sendo que a área de aço mínima, de acordo com o item 17.3.5.2.1 da NBR 6118:2014 é:

$$A_{s,min} = 0,0015 \cdot A_c = 0,0015 \cdot 35 \cdot 60 = 3,15 \text{ cm}^2 < 10,85 \text{ cm}^2$$

Para determinar qual diâmetro de barra a ser utilizado, será antes calculado o espaçamento mínimo entre barras de acordo com o item 18.3.2.2 da NBR 6118:2014 e o número máximo de barras por camada. Estimando barras de 16 mm:

$$s_{min} = \begin{cases} 20 \text{ mm} \\ \phi_{barra} = 16 \text{ mm} \\ 1,2 \cdot d_{agr} = 1,2 \cdot 19 = 23 \text{ mm} \end{cases}$$

Então:  $s_{min} = 23 \text{ mm}$

$$n_{máx} = \frac{b - 2c - 2\phi_{est} + s_{min}}{\phi_{barra} + s_{min}} = \frac{35 - 2 \cdot 3 - 2 \cdot 0,5 + 2,3}{1,6 + 2,3} = 7,8 \therefore n_{máx} = 7$$

Portanto, serão adotadas sete barras de 16 mm de diâmetro, em uma camada, com:  $A_{s,ef} = 12,06 \text{ cm}^2$

Como para o cálculo de d foram consideradas barras de 16 mm, o d" adotado é igual ao d" real.

### Armadura Negativa

#### Apoio 1 e Apoio 2 (P11)

$$x = 1,25 \cdot d \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0,425 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2}} \right)$$

$$x = 1,25 \cdot 55,4 \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{5510}{0,425 \cdot 1,78 \cdot 35 \cdot 55,4^2}} \right)$$

$$x = 2,43 \text{ m}$$



Determinando o domínio:

$$\frac{x}{d} = 0,04 < 0,259$$

Então a seção encontra-se no domínio 2.

Área de aço:

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot (d - 0,4 \cdot x)}$$

$$A_s = \frac{5630}{43,48 \cdot (55,4 - 0,4 \cdot 2,43)} = 2,38 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,min} = 0,0015 \cdot A_c = 0,0015 \cdot 35.60 = 3,15 \text{ cm}^2 > 2,38 \text{ cm}^2$$

$$s_{min} = \begin{cases} 20 \text{ mm} \\ \Phi_{barra} \\ 1,2 \cdot d_{agr} = 1,2 \cdot 19 = 23 \text{ mm} \end{cases}$$

Então:  $s_{min} = 23 \text{ mm}$

$$n_{m\acute{a}x} = \frac{b - 2c - 2\Phi_{est} + s_{min}}{\Phi_{barra} + s_{min}} = \frac{35 - 2 \cdot 3 - 2 \cdot 0,5 + 2,3}{0,8 + 2,3} = 9,8 \therefore n_{m\acute{a}x} = 9$$

Portanto, serão adotadas sete barras de 8 mm de diâmetro, em uma camada.  
Então:  $A_{s,ef} = 3,52 \text{ cm}^2$

Como para o cálculo de d foram consideradas barras de 8 mm, o d" adotado é igual ao d" real.

## 9.6. ARMADURA TRANSVERSAL

### 9.6.1. Esforços Cortantes de Cálculo

A armadura será calculada primeiramente utilizando o maior esforço cortante na viga. Caso obtenha-se como resultado armadura mínima, esta será adotada para toda a viga. Será utilizado o modelo I de cálculo, apresentado no item 17.4.2.2 da NBR 6118:2014.

Primeiro, calcula-se a força cortante resistente de cálculo das diagonais comprimidas de concreto:

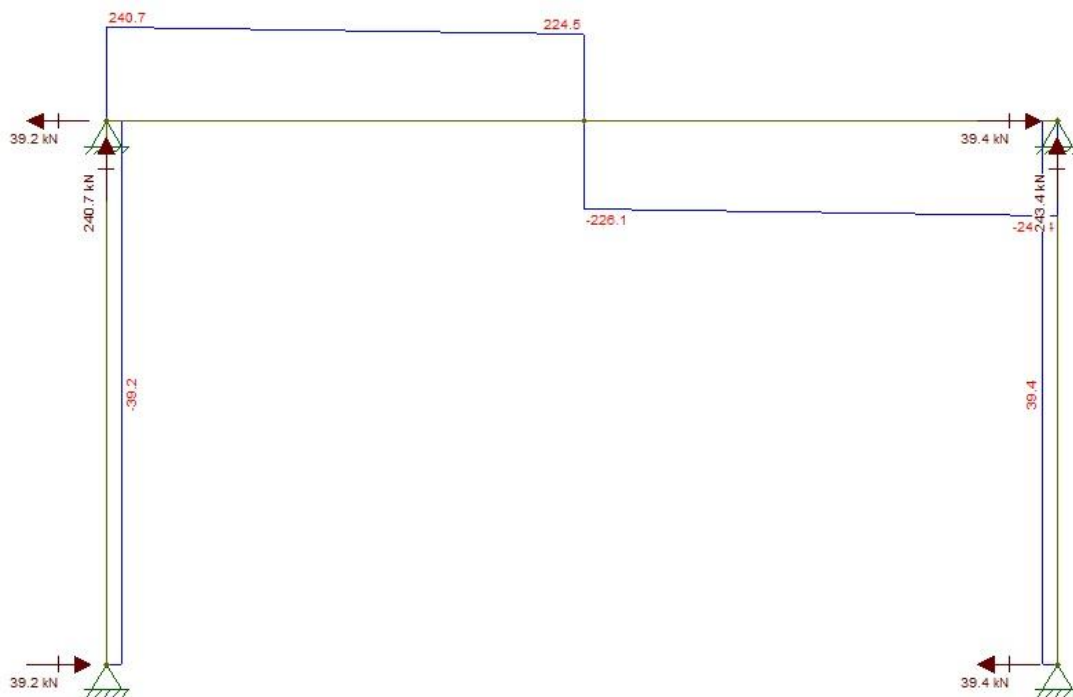
$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha_{V2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d$$

$$\alpha_{V2} = 1 - \frac{f_{ck}}{250} = 0,9$$

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot 0,9 \cdot 17859 \cdot 0,35 \cdot 0,60 = 841,39kN$$

O esforço cortante de cálculo foi determinado com auxílio do Ftool:

Figura 12 - Esforços Cortantes de Cálculo da Viga V15



Fonte - Autor

Como:  $V_{sd} = 252,0kN$ ; a condição  $V_{Rd2} > V_{sd}$  está satisfeita.

#### 9.6.1.1. Área de aço

Calculando a parcela de força cortante absorvida por mecanismos complementares ao da treliça:

$$V_c = V_{c0} = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d = 0,6 \cdot 1282,5 \cdot 0,35 \cdot 0,60 = 149,20kN$$

Assim, a parcela que deve ser resistida pelo concreto é

$$V_{sw} = V_{sd} - V_c = 252,0 - 149,2 = 102,8 \text{ kN}$$

Calculando a armadura mínima, de acordo com a NBR 6118:2014:

$$\frac{A_{s,min}}{s} = \frac{0,2 \cdot f_{ctm} \cdot b_w}{f_{yd}} = \frac{0,2 \cdot 2564,9 \cdot 0,35}{43,48} = 4,13 \text{ cm}^2/\text{m}$$

E a área de aço necessária:

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{sw}}{0,9 \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{102,8}{40,9 \cdot 55,4 \cdot 43,48} = 4,74 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Espaçamento máximo:

$$s_{m\acute{a}x} \begin{cases} 0,6 \cdot d \leq 30 \text{ cm se } V_{sd} \leq 0,67 \cdot V_{Rd2} \\ 0,3 \cdot d \leq 20 \text{ cm se } V_{sd} \geq 0,67 \cdot V_{Rd2} \end{cases}$$

$$0,67 \cdot 841,39 = 563,73 \text{ kN} > 252,0 \text{ kN}; \text{ então } :s_{m\acute{a}x} = 0,6 \cdot 55,4 = 33,4 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$$

Logo o espaçamento máximo é de 30 cm.

Calculando o espaçamento, com estribos de 5 mm

$$s = \frac{2 \cdot A_{s,ef}}{A_s} = \frac{2 \cdot 0,196}{4,74} = 8,3 \text{ cm}$$

Portanto, será adotado para toda a viga estribos de  $\emptyset 5$  mm a cada 8 cm, sendo um total de 32 estribos.

## 9.7. ESTADO-LIMITE DE DEFORMAÇÃO EXCESSIVA

Será calculado de acordo com o item 17.3.2 da NBR 6118:2014.

Primeiro, calcula-se o carregamento para o estado limite de deformação excessiva, utilizando a combinação quase-permanente. Então, para o tramo 1:

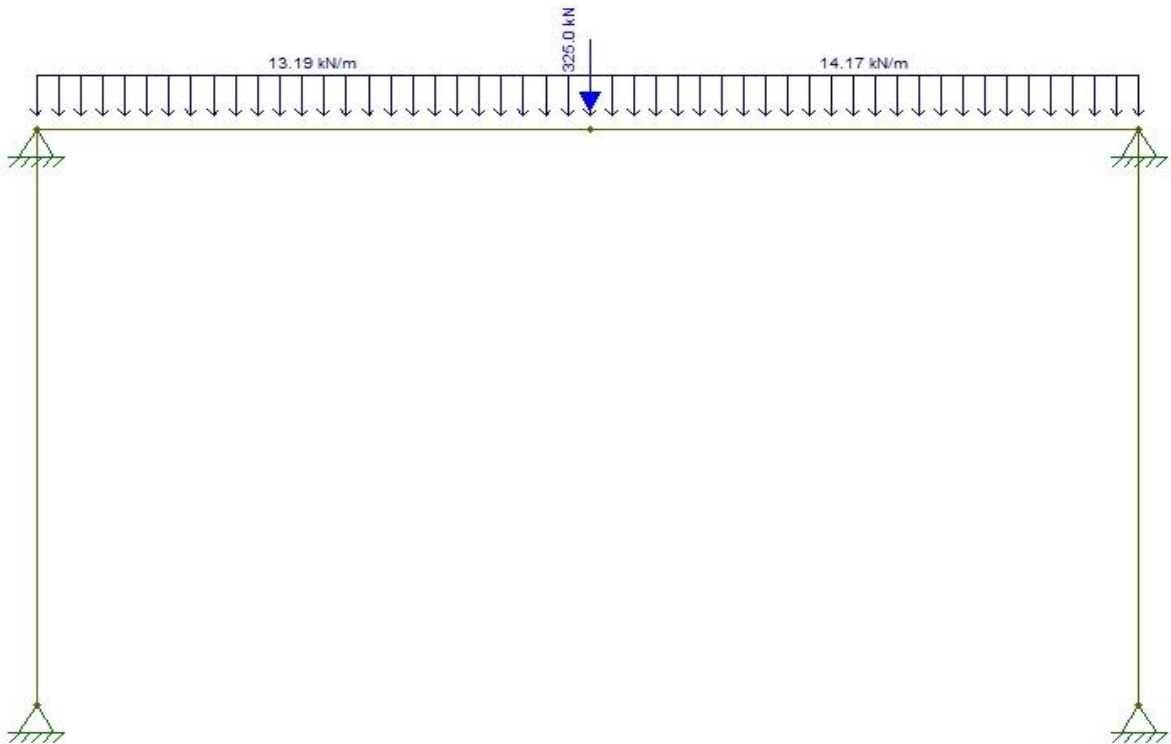
$$P_{servi\grave{c}o} = g_{L5} + \Psi_2 q_{L5} + P_{viga} + P_{alv} = 2,16 + 0,4 \cdot 0,96 + 5,25 + 5,40 = 13,19 \text{ kN/m}$$

Para o tramo 2:

$$P_{servi\grave{c}o} = g_{L3} + \Psi_2 q_{L3} + P_{viga} + P_{alv} = 3,19 + 0,4 \cdot 0,84 + 5,25 + 5,40 = 14,17 \text{ kN/m}$$

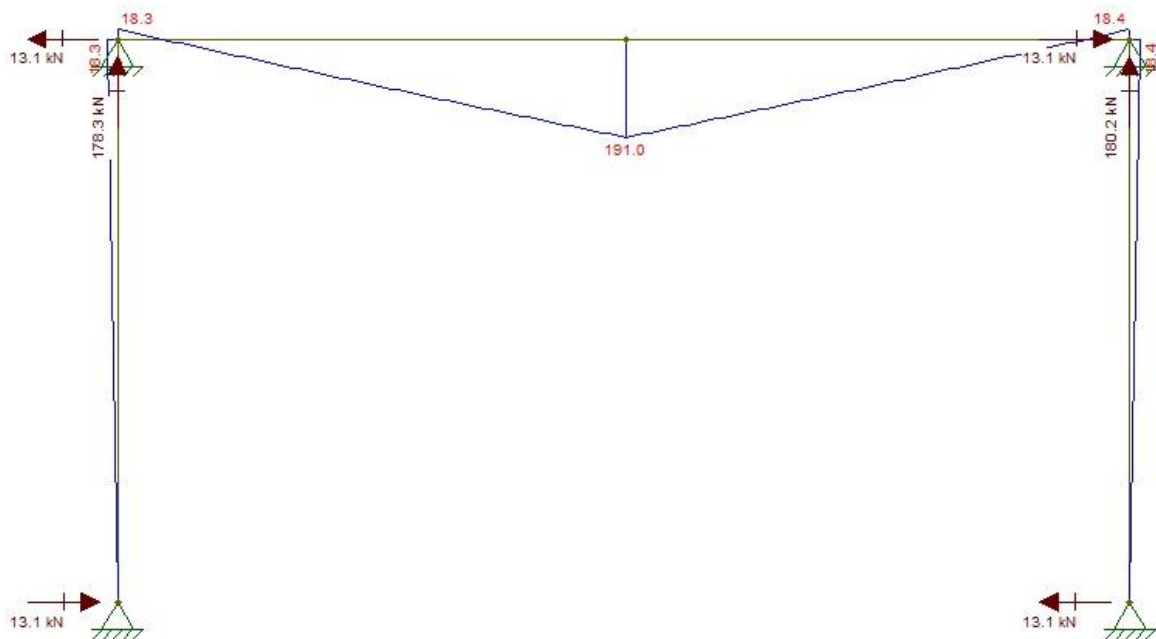
E a carga de serviço devido à viga V3 e ao Pilar P8 é 325 kN

Figura 13– Carregamento de serviço Viga de Transição



Fonte: Autor

Figura 14– Momentos de serviço Viga de Transição



Fonte: Autor

Calculando o momento de fissuração:

$$M_r = \frac{\alpha \cdot f_{ctm} \cdot I_c}{y_t} = \frac{1,5 \cdot 2564,9 \cdot 0,0063}{0,30} = 80,79 \text{ kN.m}$$

Como o momento de fissuração é menor que o momento no vão, a viga encontra-se no estágio II.

### 9.7.1. Cálculo da flecha fissurada

Calculando a linha neutra da seção no estágio II, para o tramo 1

$$x_{II} = \frac{\alpha_e \cdot A_s}{b_w} \cdot \left( -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b_w \cdot d}{\alpha_e \cdot A_s}} \right)$$

$$\alpha_e = \frac{210000}{24080} = 8,72$$

$$x_{II} = \frac{8,72 \cdot 12,06}{35} \cdot \left( -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 35 \cdot 60}{8,72 \cdot 12,06}} \right) = 15,47 \text{ cm}$$

E a inércia da seção fissurada:

$$I_{II} = \frac{b_w \cdot x_{II}^3}{3} + \alpha_e \cdot A_s \cdot (d - x_{II})^2$$

$$I_{II} = \frac{35 \cdot 15,47^3}{3} + 8,72 \cdot 12,06 \cdot (55,4 - 15,47)^2 = 210866 \text{ cm}^4$$

E então a rigidez equivalente:

$$I_{eq,t0} = \left\{ \left( \frac{M_r}{M_a} \right)^3 \cdot I_c + \left[ 1 + \left( \frac{M_r}{M_a} \right)^3 \right] \cdot I_{II} \right\} \leq I_c$$

$$I_{eq,t0} = \left\{ \left( \frac{80,79}{191,0} \right)^3 \cdot 630000 + \left[ 1 + \left( \frac{80,79}{191,0} \right)^3 \right] \cdot 210866 \right\} \leq 630000$$

$$I_{eq,t0} = 329122,6 \text{ cm}^4$$

Utilizando a rigidez equivalente e com o auxílio do Ftool, foi determinada a flecha fissurada, sendo ela:

$$f_{fiss} = 0,61 \text{ mm}$$

9.7.2. Calculando a flecha diferida:

$$\alpha_f = \frac{\Delta\xi}{1 + 50.\rho'}$$

Onde:

$$\rho' = \frac{A'_s}{b.d} = \frac{3,52}{35.60} = 0,00167$$

$\xi$  pode ser obtido pela tabela 17.1 da NBR 6118:2014, ou pelas expressões:

$$\Delta\xi = \xi(t) - \xi(t_0)$$

$$\xi(t) = 0,68. (0,996^t). t^{0,32}, \text{ para } t \leq 70 \text{ meses}$$

$$\xi(t) = 2, \text{ para } t > 70 \text{ meses.}$$

$$\text{Utilizando a expressão: } \xi(t) = 0,68. (0,996^{0,23}). 0,23^{0,32} = 0,4264$$

Então:

$$\alpha_f = \frac{2 - 0,4264}{1 + 50.0,00167} = 1,45$$

Portanto, a flecha total é:

$$f_{total} = (1 + f_{fiss}). \alpha_f = (1 + 0,61). 1,45 = 0,78 \text{ mm}$$

E a flecha admissível:

$$f_{adm} = \frac{231}{250} = 0,924 \text{ cm} = 9,24 \text{ mm}$$

Então, a viga está de acordo com o estado-limite de deformação excessiva.

## 9.8. DETALHAMENTO DA VIGA DE TRANSIÇÃO

### 9.8.1. Armadura de Pele

O item 17.3.5.2.3 da NBR 6118:2014, diz que para vigas com altura maior ou igual a 60cm pode ser dispensada a armadura de pele.

### 9.8.2. Armadura de Suspensão e Armadura de Espera

Como a viga V13 se apóia na viga de transição, é necessário colocar uma armadura de suspensão, segundo o item 18.3.6 da NBR 6118:2014. Nos casos em que a altura da viga que se apóia é menor ou igual a altura da viga que recebe a carga, esse esforço pode ser resistido pelos estribos, total ou parcialmente. A armadura de suspensão necessária pode ser calculada com:

$$A_{s,susp} = \frac{V_d}{f_{yd}}$$

O pilar P8 descarrega na viga de transição, portanto deve ser inserida uma armadura de espera para este pilar, igual à armadura do lance.

### 9.8.3. Decalagem do diagrama de momento fletor

É calculado com a expressão:

$$a_l = d \left[ \frac{V_c}{2 \cdot (V_{sd,m\acute{a}x} - V_c)} \right] \geq 0,5 \cdot d$$

$$a_l = 55,4 \left[ \frac{149,20}{2 \cdot (252,0 - 149,20)} \right] \geq 0,5 \cdot 55,4 \rightarrow 40,2cm > 27,2cm$$

### 9.8.4. Armadura dos apoios de extremidade P7 e P11

#### 9.8.4.1. Armadura Positiva

Armadura para ancoragem da diagonal de compressão:

$$R_{st} = \frac{a_l}{d} \cdot V_d = \frac{40,2}{55,4} \cdot 252,20 = 183,0kN$$

$$A_{st} = \frac{R_{st}}{f_{yd}} = \frac{183,0}{43,48} = 4,21cm^2$$

Armadura mínima:

Como o momento negativo no apoio é menor que 50% do momento positivo no vão:

$$A_{min,apoio} = \frac{A_{s,vao}}{3} = \frac{10,85}{3} = 3,62cm^2$$

Comprimento de ancoragem básico:

$$f_{bd} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot f_{ctd} = 2,25 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,28 = 2,88 \text{ MPa}$$

$$l_b = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}} = \frac{1,6 \cdot 434,8}{4 \cdot 2,88} = 60,4 \text{ cm}$$

Comprimento necessário:

$$l_{b,nec} = \alpha \cdot l_b \cdot \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} \geq l_{b,min}$$

$$l_{b,min} \geq \begin{cases} 0,3 \cdot l_b = 0,3 \cdot 60,4 = 18,12 \text{ cm} \\ 10 \cdot \phi = 10 \cdot 1,6 = 16 \text{ cm} \\ 10 \text{ cm} \end{cases}$$

$$l_{b,nec} = 0,7 \cdot 60,4 \cdot \frac{10,58}{12,06} = 37,1 \text{ cm} \geq 10 \text{ cm}; \text{ adotado } 37,5 \text{ cm}$$

Comprimento do gancho:

$$l_g = \frac{\pi(5\phi + \phi)}{4} + 8\phi = 7,54 + 12,8 = 20,34 \text{ cm}; \text{ adotado } 20,5 \text{ cm}$$

O gancho, portanto, terá comprimento de 20,5cm, sendo 7,7cm de dobra e 12,8cm de trecho perpendicular a barra. Foram adotados comprimentos um pouco maiores que o calculado para facilitar a execução. Então, o comprimento total:

$$l_t = l_b + l_g = 37,5 + 20,5 = 58 \text{ cm}$$

Como a largura dos apoios é insuficiente para o comprimento necessário de ancoragem, será dimensionada armaduras de grampo para permitir uma ancoragem adequada.

$$A_{s,grampo} = 0,7 \cdot 37,5 \cdot \frac{10,58}{11} - 12,06 = 13,18 \text{ cm}^2$$

Considerando ganchos de 10mm de diâmetro:

$$n^{\circ}_{camadas} = \frac{13,18}{2,0785} = 8,39 = 9 \text{ camadas}$$



#### 9.8.4.2. Armadura negativa

Comprimento de ancoragem básico:

$$f_{bd} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot f_{ctd} = 2,25 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,28 = 2,88 \text{ MPa}$$

$$l_b = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}} = \frac{0,8 \cdot 434,8}{4 \cdot 2,88} = 30,2 \text{ cm}$$

Comprimento necessário:

$$l_{b,nec} = \alpha \cdot l_b \cdot \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} \geq l_{b,min}$$

$$l_{b,min} \geq \begin{cases} 0,3 \cdot l_b = 0,3 \cdot 30,2 = 9,06 \text{ cm} \\ 10 \cdot \phi = 10 \cdot 0,8 = 8 \text{ cm} \\ 10 \text{ cm} \end{cases}$$

Apoio P7 e P11

$$l_{b,nec} = 0,7 \cdot 30,2 \cdot \frac{3,15}{3,52} = 18,9 \text{ cm} \geq 10 \text{ cm}; \text{ adotado } 19 \text{ cm}$$

Comprimento do gancho:

$$l_g = \frac{\pi(5\phi + \phi)}{4} = + 8\phi = 3,77 + 6,4 = 10,17 \text{ cm}; \text{ adotado } 10,5 \text{ cm}$$

O gancho, portanto, terá comprimento de 10,5cm, sendo 3,8cm de dobra e 6,7cm de trecho perpendicular a barra. Foram adotados comprimentos um pouco maiores que o calculado para facilitar a execução. Então, o comprimento total:

$$l_t = l_b + l_g = 19,0 + 10,5 = 29,5 \text{ cm} \approx 30 \text{ cm}$$

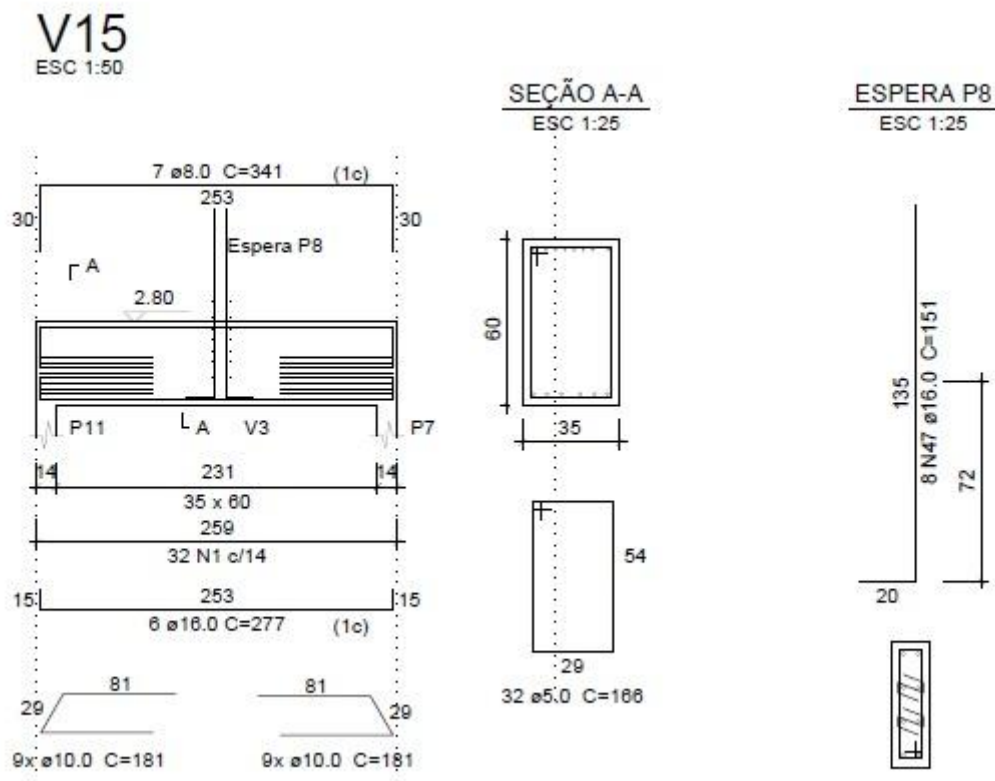
### 9.9. CONSIDERAÇÕES SOBRE O CÁLCULO DA VIGA DE TRANSIÇÃO V15

A viga de transição foi calculada usando as hipóteses normais, mas é bom registrar que nesses casos, de cargas concentradas elevadas, é recomendável avaliar a viga

também pelo método de Bielas e Tirantes, pois pode-se constatar melhor a existência de compressão excessiva no concreto ou forças de tração maiores nas armaduras.

### 9.10. DETALHAMENTO FINAL

Figura 15– Detalhamento da Viga V15



Fonte: Autor

## 10. PILARES

Os pilares foram calculados utilizando os métodos aprendidos no curso de graduação. Primeiramente, foram obtidos os esforços descarregados pelas vigas (com o auxílio do Ftool), e então, é calculada a esbeltez do pilar nas duas direções, comparando-os com os valores limites estabelecida pela NBR 6118:2014, onde dependendo das condições determinadas, devem ser considerados momentos de segunda ordem. A área de aço e armadura é determinada com o auxílio de ábacos elaborados por Pinheiro (2009).

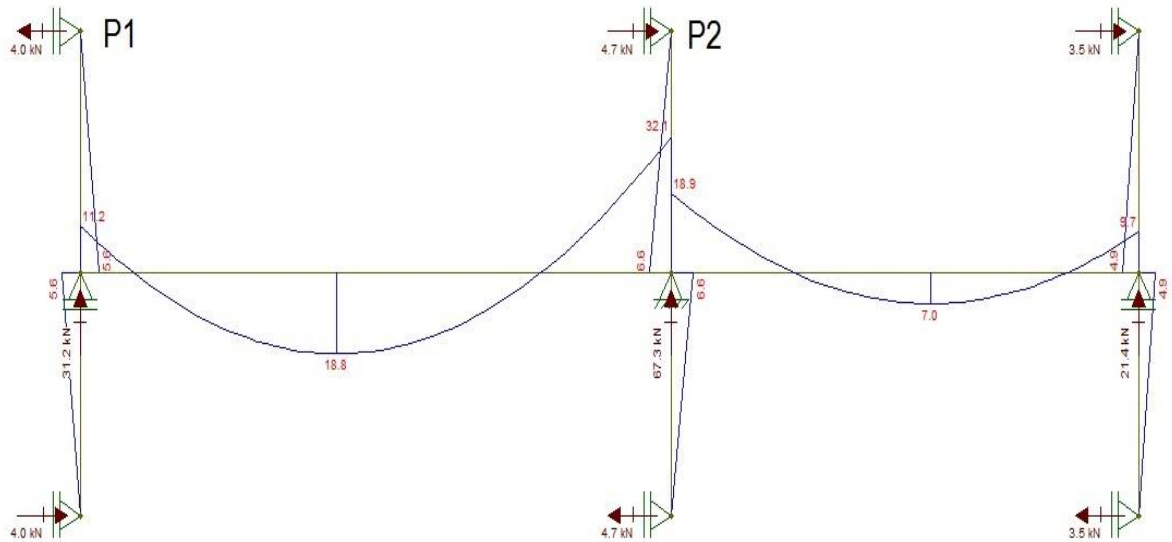
Será calculado apenas o lance L1 dos pilares P1, P2 e P5, ou seja, o trecho que corresponde ao pavimento térreo. Portanto, serão determinados os esforços normais da cobertura até este pavimento, somando-os. Os momentos fletores utilizados serão apenas os causados pelas vigas do pavimento tipo 1. Todos esses esforços foram calculados com o auxílio do Ftool.

O pré-dimensionamento foi realizado considerando as limitações do projeto arquitetônico e a área mínima de concreto permitida pela norma. Então, a menor dimensão do pilar P1 e P2 será adotada como 14cm, que é o mínimo segundo a tabela 13.1 do item 13.2 da NBR 6118:2014 enquanto a outra dimensão foi adotada como 35cm.

### 10.1. CALCULO DO PILAR P1

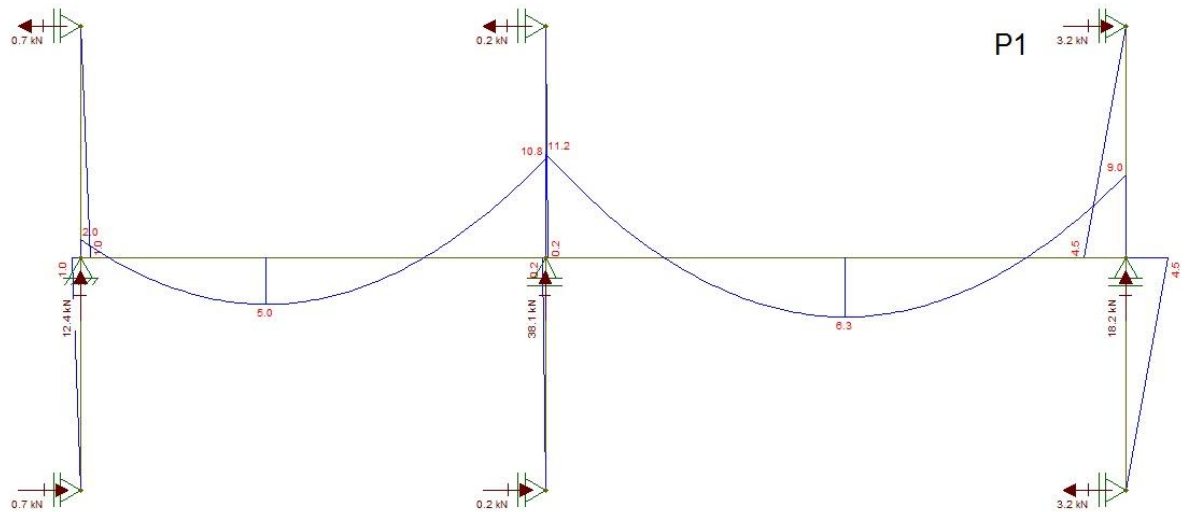
Para o calculo do pilar P1, é necessário determinar o esforço normal exercido pelas vigas em cada pavimento, mais o peso próprio de cada trecho do pilar, até o lance que será calculado. Como trata-se de um pilar de canto, onde as vigas que chegam até ele são interrompidas, ele está sujeito à flexão oblíqua. O pilar P1 recebe esforços das vigas V1 e V16, estes que foram calculados utilizando o Ftool e já no ELU, portanto já multiplicadas por 1,4. As figuras a seguir mostram os esforços aplicados no Pilar P1.

Figura 16 – Esforços Viga V1



Fonte: Autor

Figura 17– Esforços Viga V16



Fonte: Autor

Tabela 1 – Esforços Normais no Pilar P1

Pavimento	N (kN) V1	N (kN) V16	Total (kN)
Cobertura	21,0	15,2	36,2
Tipo 2-2	31,2	25,5	56,7
Tipo 2-1	31,2	25,5	56,7
Tipo 1	31,2	25,5	56,7

Fonte: Autor

E também deve ser considerado o peso próprio do pilar:

$$P_p = 25 \cdot 2,8 \cdot 0,14 \cdot 0,35 = 3,43 \text{ kN}$$

Porém este é o peso para apenas um lance do pilar e sem majoração, portanto, para o esforço normal total este valor deve ser multiplicado por três e por 1,4.

Portanto, a soma dos esforços normais resulta em:

$$N = 220,7 \text{ kN}$$

Os momentos fletores aplicados no pilar P1 pelas vigas V1 e V16:

$$M_x = 6,4 \text{ kN.m}$$

$$M_y = 5,6 \text{ kN.m}$$

Como a menor dimensão do pilar é menor que 19cm, a NBR 6118:2014 exige que seja considerado um coeficiente de majoração adicional, portanto:

$$N_d = N \cdot \gamma_n$$

Pra b=14cm:  $\gamma_n = 1,25$ ; então:

$$N_d = 220,7 \cdot 1,25 = 275,8 \text{ kN}$$

$$M_{xd} = 6,4 \cdot 1,25 = 8,00 \text{ kN.m}$$

$$M_{yd} = 5,6 \cdot 1,25 = 7,00 \text{ kN.m}$$

A NBR 6118:2014, item 11.3.3.4.3, diz que o efeito das imperfeições locais podem ser substituídos pelo momento mínimo de primeira ordem, calculado com a expressão:

$$M_{1d,min} = N_d \cdot (0,015 + 0,03 \cdot h)$$

Então:

$$M_{1xd,min} = 275,8 \cdot (0,015 + 0,03 \cdot 0,35) = 7,04 \text{ kN.m}$$

$$M_{1yd,min} = 275,8 \cdot (0,015 + 0,03 \cdot 0,14) = 5,30 \text{ kN.m}$$

Resumo dos esforços de 1ª ordem:

$$N_d = 275,8 \text{ kN}$$

$$M_{xd} = 7,04 \text{ kN.m}$$

$$M_{yd} = 5,30 \text{ kN.m}$$

Considerando a viga V1 com altura de 35cm e a V14 com altura de 40cm, sendo o pé-direto de 280cm, o comprimento efetivo é calculado de acordo com o item 15.6 da NBR 6118:2014:

$$l_{ex} \leq \begin{cases} l_0 + h = (2,8 - 0,40) + 0,35 = 2,75\text{m} \\ l = 2,80\text{m} \end{cases}$$

$$l_{ex} = 275\text{cm}$$

$$l_{ey} \leq \begin{cases} l_0 + h = (2,8 - 0,35) + 0,14 = 2,54\text{m} \\ l = 2,80\text{m} \end{cases}$$

$$l_{ey} = 254\text{cm}$$

E então calcula-se o índice de esbeltez para ambas as direções:

$$\lambda = 3,46 \cdot \frac{l_e}{h}$$

$$\lambda_x = 3,46 \cdot \frac{l_{ex}}{h} = 3,46 \cdot \frac{275}{35} = 27,7$$

$$\lambda_y = 3,46 \cdot \frac{l_{ey}}{h} = 3,46 \cdot \frac{254}{14} = 62,8$$

Para a direção x, não é necessário analisar a esbeltez limite, já que:

$$35 < \lambda_1 < 90$$

Então, calculando a esbeltez limite para y, utilizando a expressão dada pela NBR 6118:2014 no item 15.8.2:

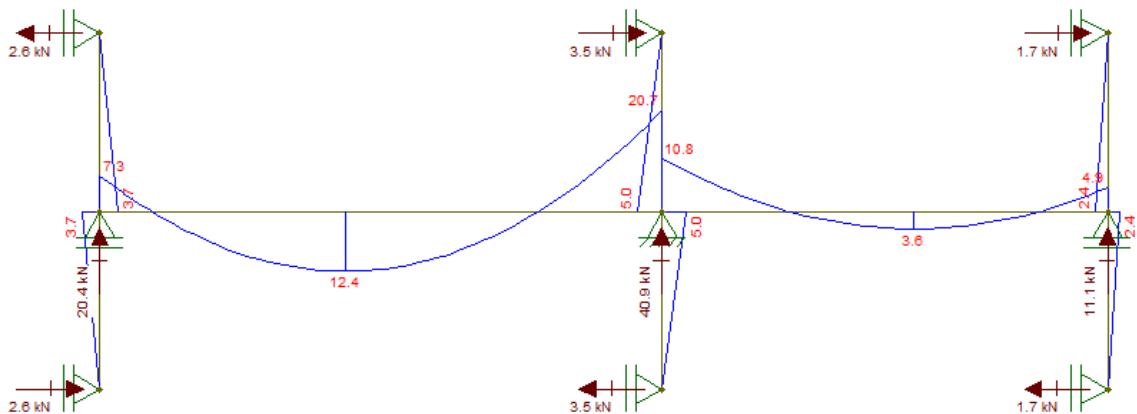
$$\lambda_{1y} = \frac{25 + 12,5 \cdot \frac{e_{iy}}{h_y}}{\alpha_b}$$

Sendo que, de acordo com a forma do diagrama de momentos fletores do pilar:

$$\alpha_b = 0,60 + 0,40 \frac{M_B}{M_A} \geq 0,40$$

E o momento fletor devido a viga V1 no pavimento térreo:

Figura 18- Momentos fletores da viga V1 no pavimento térreo



Como  $M_B$  traciona a face oposta a  $M_A$ , e é igual a 3,7 kN.m:

$$\alpha_b = 0,6 - 0,40 \frac{5,30}{3,70} \geq 0,40$$

$$\alpha_b = 0,40$$

E:

$$e_{iy} = \frac{M_{yd}}{N_d} = \frac{700}{275,8} = 2,54 \text{ cm}$$

Então:

$$\lambda_{1y} = \frac{25 + 12,5 \cdot \frac{2,54}{14}}{0,4} = 68,16 > 62,8$$

Portanto, os efeitos de 2ª ordem para a direção y não precisam ser calculados.

#### 10.1.1. Resumo dos Esforços

Topo = Base:

$$N_d = 275,8 \text{ kN}$$

$$M_{xd} = 8,00 \text{ kN.m}$$

$$M_{yd} = 7,00 \text{ kN.m}$$

#### 10.1.2. Dimensionamento da Armadura Longitudinal

A armadura será dimensionada utilizando o auxílio de ábacos elaborados por Pinheiro (2009), como já dito anteriormente. Serão utilizados os ábacos de flexão oblíqua, e para isso, devem ser calculados parâmetros de entrada. É importante lembrar que estes ábacos consideram o momento fletor na direção x como sendo perpendicular ao eixo x. (figura com os eixos do pilar e a convenção do ábaco)

$$v_d = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{275,8}{14.35 \cdot \left(\frac{2,5}{1,4}\right)} = 0,32$$

$$\mu_y = \frac{M_{xd}}{h_x A_c \cdot f_{cd}} = \frac{800}{35.35.14.1,78} = 0,03$$

$$\mu_x = \frac{M_{yd}}{h_y A_c \cdot f_{cd}} = 0,05$$

Considerando  $d'=d''=4,5\text{cm}$ :



$$\frac{d''_x}{h_y} = \frac{4,5}{35} = 0,13$$

$$\frac{d''_y}{h_x} = \frac{4,5}{14} = 0,32$$

O ábaco retorna o parâmetro  $\omega$ , e com é calculado a área de aço:

$$A_s = \frac{A_c \cdot f_{cd} \cdot \omega}{f_{yd}}$$

Utilizando o ábaco 7A:

$$\omega = 0,00$$

Então a área de aço é igual a zero. Calculando a armadura mínima, calculada segundo o item da NBR 6118:2014:

$$A_{s,min} = \left( 0,15 \cdot \frac{N_d}{f_{yd}} \right) \geq 0,004 \cdot A_c = 1,09 \text{ cm}^2 \geq 0,004 \cdot 14 \cdot 35 = 1,96 \text{ cm}^2$$

Como o arranjo do ábaco escolhido apresenta quatro barras, e o diâmetro mínimo para as barras de pilares é de 10mm, serão utilizadas 4 barras de 10mm.

#### 10.1.2.1. Detalhamento da Armadura Longitudinal

Espaçamento mínimo entre as barras:

$$s \geq \begin{cases} 20 \text{ mm} \\ \phi_l = 10 \text{ mm} \\ 12 \cdot \phi_{agr} = 12 \cdot 1,9 = 23 \text{ mm} \end{cases}$$

Como menor dimensão do pilar é de 14cm e existem apenas duas barras, o espaçamento mínimo é respeitado com folga.

As emendas serão feitas por traspasse. Para calculá-lo, é necessário calcular o comprimento de ancoragem é calculado, como se segue:

Comprimento de ancoragem básico:

$$f_{bd} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot f_{ctd} = 2,25 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,28 = 2,88 \text{ MPa}$$

$$l_b = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}} = \frac{1,0 \cdot 434,8}{4 \cdot 2,88} = 37,7 \text{ cm}$$

Comprimento necessário:

$$l_{b,nec} = \alpha \cdot l_b \cdot \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} \geq l_{b,min}$$

$$l_{b,min} \geq \begin{cases} 0,6 \cdot l_b = 0,6 \cdot 37,7 = 22,6 \text{ cm} \\ 10 \cdot \phi = 10 \cdot 1,0 = 10 \text{ cm} \\ 20 \text{ cm} \end{cases}$$

$$l_{b,nec} = 1,0 \cdot 37,7 \cdot \frac{1,96}{3,14} = 23,5 \text{ cm}$$

$$l_{b,nec} = 23,5 \text{ cm}$$

O comprimento de traspasse para as barras tracionadas:

$$l_{0t} = \alpha_{0t} l_{b,nec} \geq l_{0t,min}$$

Considerando mais de 50% das barras da seção emendadas, segundo a tabela 9.4 da NBR 6118:2014:

$$\alpha_{0t} = 2,0$$

$$l_{0t,min} \geq \begin{cases} 0,3 \cdot \alpha_{0t} l_b = 0,3 \cdot 2,0 \cdot 23,5 = 14,1 \text{ cm} \\ 15\phi = 15 \text{ cm} \\ 20 \text{ cm} \end{cases}$$

Como a distância entre as barras é maior que  $4\phi$ , sendo essa distância igual a 5cm, então deve ser acrescida a distância livre entre as barras. Então:

$$l_{0t} = \alpha_{0t} \cdot l_{b,nec} \geq l_{0t,min} \rightarrow l_{0t} = 2,0 \cdot 23,5 = 47,0 > 20$$

$$l_{0t} = 47,0 + 5 = 52,0 \text{ cm}$$

O comprimento de traspasse para as barras comprimidas:

$$l_{0t} = l_{b,nec} \geq l_{0t,min}$$

Considerando mais de 50% das barras da seção emendadas, segundo a tabela 9.4 da NBR 6118:2014:

$$\alpha_{0t} = 2,0$$

$$l_{0t,min} \begin{cases} 0,6 \cdot l_b = 0,6 \cdot 23,5 = 14,1cm \\ 15\phi = 15cm \\ 20cm \end{cases}$$

Então

$$l_{0t} = l_{b,nec} \geq l_{0t,min} \rightarrow l_{0t} = 23,5 > 20$$

Portanto, para barras comprimidas, o comprimento de traspasse é 24 cm.

#### 10.1.2.2. Detalhamento da Armadura Transversal

Determinando o espaçamento máximo:

$$s \leq \begin{cases} 20cm \\ b = 15cm \\ 12 \cdot \phi_l = 12 \cdot 1 = 12cm \end{cases}$$

Portanto:  $s = 12 \text{ cm}$

Então calcula-se a quantidade de estribos:

$$n = \frac{h_{pav}}{s} + 1 = \frac{280}{12} + 1 = 24,3 \cong 25 \text{ estribos}$$

Diâmetro mínimo dos estribos:

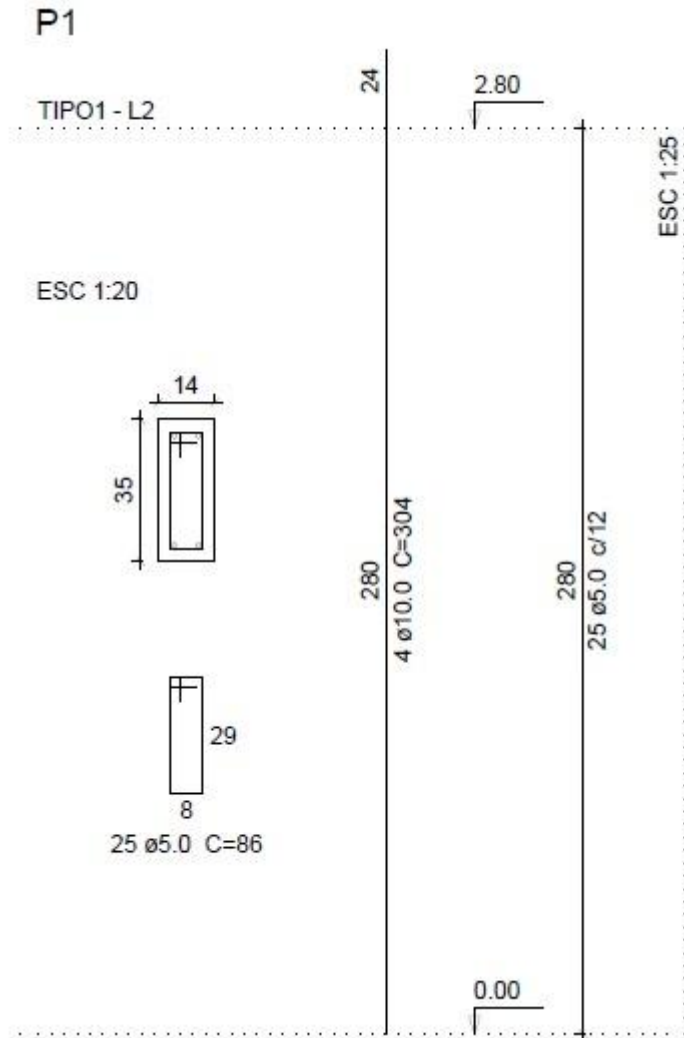
$$\phi_t \geq \begin{cases} 5 \text{ mm} \\ \frac{\phi_l}{4} = \frac{1,0}{4} = 2,5 \text{ mm} \end{cases}$$

Portanto, serão utilizados estribos de 5mm a cada 12cm, sendo um total de 25 estribos.

Como as todas as barras estão nos cantos da seção, já estão protegidas contra flambagem pelos estribos,então não há necessidade de estribos suplementares.

## 10.1.3. Detalhamento Final:

Figura 19– Detalhamento do Pilar P1

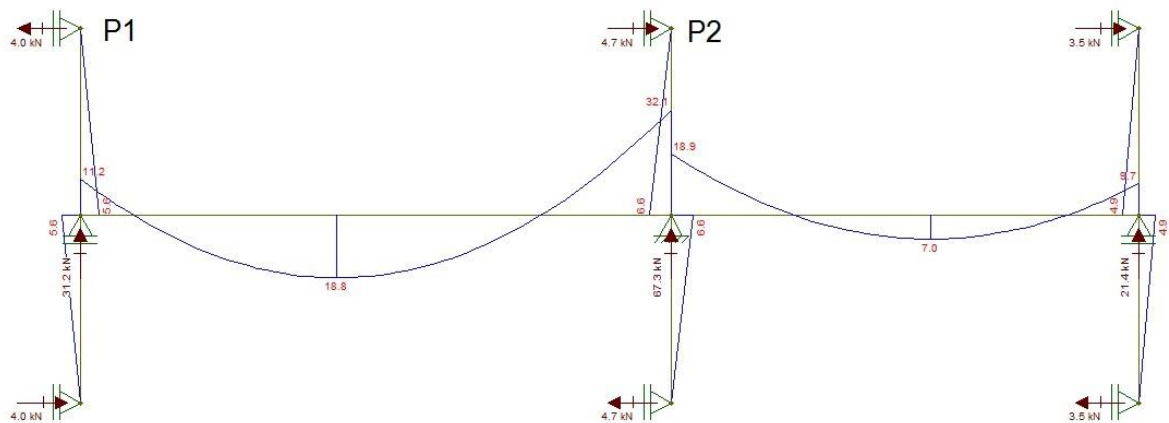


Fonte: Autor

## 10.2. CÁLCULO DO PILAR P2

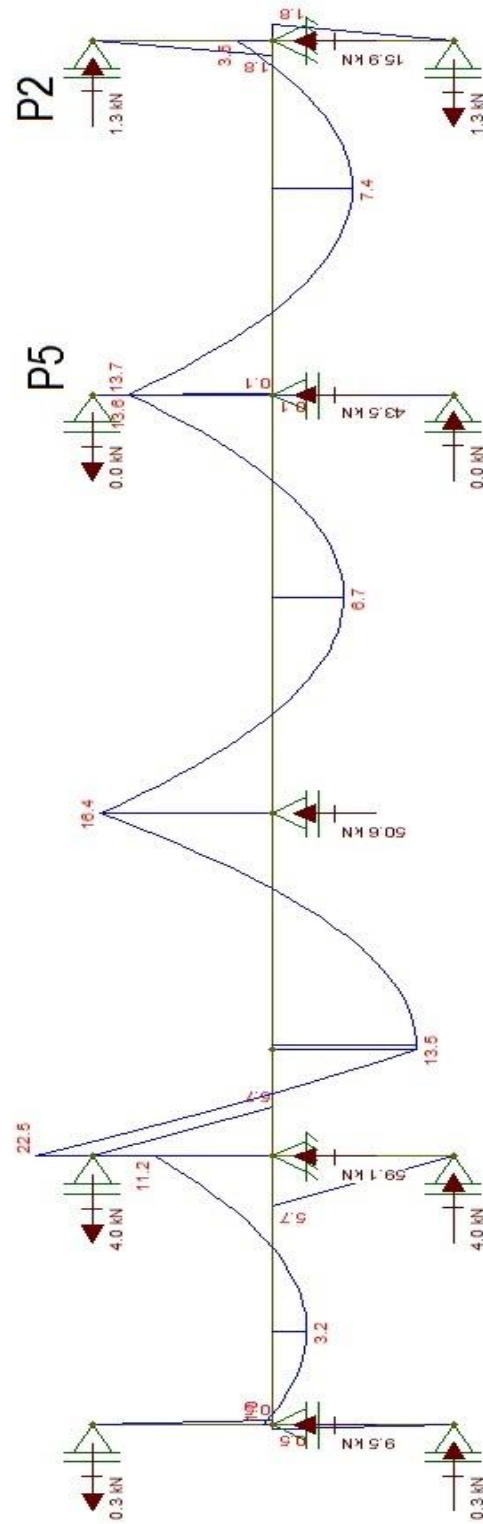
O pilar P2 é calculado da mesma forma que o pilar P1, porém o pilar P2 é um pilar lateral, estando sujeito à flexão composta. Este pilar recebe cargas das vigas V1 e V19 no pavimento tipo 1 e das vigas V1 e V16 dos pavimentos superiores. As figuras à seguir mostram os esforços no pilar P2.

Figura 20 – Esforços Viga V1



Fonte: Autor

Figura 21– Esforços Viga V19



Fonte: Autor

Tabela 2 – Esforços Normais no Pilar P2

Pavimento	N (kN) V1	N (kN) V19	Total (kN)
Cobertura	46,7	8,0	54,7
Tipo 2-2	67,3	15,9	83,2
Tipo 2-1	67,3	15,9	83,2
Tipo 1	67,3	15,9	83,2

Fonte: Autor

E também deve ser considerado o peso próprio do pilar:

$$P_p = 25 \cdot 2,8 \cdot 0,14 \cdot 0,35 = 3,43 \text{ kN}$$

Porém este é o peso para apenas um lance do pilar, portanto, para o esforço normal total este valor deve ser multiplicado por três.

Portanto, a soma dos esforços normais resulta em:

$$N = 318,7 \text{ kN}$$

Os momentos fletores aplicados no pilar P2 pelas vigas V1 e V19:

$$M_x = 1,8 \text{ kN.m}$$

$$M_y = 6,6 \text{ kN.m}$$

Como a menor dimensão do pilar é menor que 19cm, a NBR 6118:2014 exige que seja considerado um coeficiente de majoração adicional, portanto:

$$N_d = N \cdot \gamma_n$$

Pra b=14cm:  $\gamma_n = 1,25$ ; então:

$$N_d = 318,7 \cdot 1,25 = 398,4 \text{ kN}$$

$$M_{xd} = 1,8 \cdot 1,25 = 2,25 \text{ kN.m}$$

$$M_{yd} = 6,6 \cdot 1,25 = 8,25 \text{ kN.m}$$

A NBR 6118:2014, item 11.3.3.4.3, diz que o efeito das imperfeições locais podem ser substituídos pelo momento mínimo de primeira ordem, calculado com a expressão:

$$M_{1d,min} = N_d \cdot (0,015 + 0,03 \cdot h)$$

Então:

$$M_{1xd,min} = 398,4 \cdot (0,015 + 0,03 \cdot 0,14) = 7,65 \text{ kN.m}$$

$$M_{1yd,min} = 398,4 \cdot (0,015 + 0,03 \cdot 0,35) = 10,16 \text{ kN.m}$$

Resumo dos esforços de 1ª ordem:

$$N_d = 398,4 \text{ kN}$$

$$M_{xd} = 7,65 \text{ kN.m (mínimo)}$$

$$M_{yd} = 10,16 \text{ kN.m (mínimo)}$$

Considerando a viga V1 com altura de 35cm e a V19 com altura de 40cm, sendo o pé-direto de 280cm, o comprimento efetivo é calculado de acordo com o item 15.6 da NBR 6118:2014:

$$l_{ex} \leq \begin{cases} l_0 + h = (2,8 - 0,40) + 0,14 = 2,54\text{m} \\ l = 2,80\text{m} \end{cases}$$

$$l_{ex} = 254\text{cm}$$

$$l_{ey} \leq \begin{cases} l_0 + h = (2,8 - 0,35) + 0,35 = 2,80\text{m} \\ l = 2,80\text{m} \end{cases}$$

$$l_{ey} = 280\text{cm}$$

E então calcula-se o índice de esbeltez para ambas as direções:

$$\lambda = 3,46 \cdot \frac{l_e}{h}$$

$$\lambda_x = 3,46 \cdot \frac{l_{ex}}{h} = 3,46 \cdot \frac{254}{14} = 62,7$$

$$\lambda_y = 3,46 \cdot \frac{l_{ey}}{h} = 3,46 \cdot \frac{280}{35} = 27,7$$



Para a direção y, não é necessário analisar a esbeltez limite, já que:

$$35 < \lambda_1 < 90$$

Então, calculando a esbeltez limite para x, utilizando a expressão dada pela NBR 6118:2014 no item 15.8.2:

$$\lambda_{1x} = \frac{25 + 12,5 \cdot \frac{e_{ix}}{h_x}}{\alpha_b}$$

Sendo que:

$$\alpha_b = 0,60 + 0,40 \frac{M_B}{M_A} \geq 0,40$$

Mas como os momentos fletores atuantes no pilar são menores que o mínimo, então:

$$\alpha_b = 1,0$$

E:

$$e_{ix} = \frac{M_{xd}}{N_d} = \frac{764,9}{398,4} = 1,92 \text{ cm}$$

Então:

$$\lambda_{1x} = \frac{25 + 12,5 \cdot \frac{1,92}{14}}{1,0} = 25,7; \lambda_{1x} = 35 \text{ 62,7}$$

Portanto, é necessário analisar os efeitos de 2ª ordem para a direção x, calculado com a seguinte expressão:

$$M_{2xd} = N_d \cdot l_{ex}^2 \cdot \frac{0,005}{10 \cdot (v_d + 0,5) \cdot h_x}$$

Sendo que:

$$v_d + 0,5 \geq 1$$

$$v_d = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{398,4}{14.35 \cdot \left(\frac{2,5}{1,4}\right)} = 0,40; \text{então: } v_d + 0,5 = 1$$

$$M_{2xd} = 398,4 \cdot (254^2) \cdot \frac{0,005}{10.1.14} = 917,93 \text{ kN.cm}$$

Então, para o meio do pilar:

$$M_{xd} = \alpha_b \cdot M_{1xd} + M_{2xd} = 1 \cdot 7,65 + 9,18 = 16,8 \text{ kN.m}$$

### 10.2.1. Resumo dos Esforços

Topo = Base:

$$N_d = 398,4 \text{ kN}$$

$$M_{xd} = 7,65 \text{ kN.m}$$

$$M_{yd} = 10,16 \text{ kN.m}$$

No meio da altura do Pilar:

$$N_d = 398,4 \text{ kN}$$

$$M_{xd} = 16,82 \text{ kN.m}$$

$$M_{yd} = 10,16 \text{ kN.m}$$

### 10.2.2. Dimensionamento da Armadura Longitudinal

A armadura será dimensionada utilizando o auxílio de ábacos para flexão normal elaborados por Venturini (1987), como já dito anteriormente. Será calculado o parâmetro  $\mu$  para as duas direções, e será utilizado o maior deles para determinar o parâmetro  $\omega$ .

$$v_d = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{317,10}{14.35 \cdot \left(\frac{2,5}{1,4}\right)} = 0,42 \text{ (já calculado)}$$

$$\mu_{x,meio} = \frac{M_{xd}}{h_x A_c \cdot f_{cd}} = \frac{1682}{14.14.35.1,78} = 0,14$$

$$\mu_{y,meio} = \frac{M_{yd}}{h_y A_c \cdot f_{cd}} = \frac{1016}{14.35.35.1,78} = 0,03$$

Considerando  $d'=d''=4,5\text{cm}$ :

$$\frac{d''_x}{h_y} = \frac{4,5}{35} = 0,13$$

$$\frac{d''_y}{h_x} = \frac{4,5}{14} = 0,32$$

O ábaco retorna o parâmetro  $\omega$ , e com ele é calculado a área de aço:

$$A_s = \frac{A_c \cdot f_{cd} \cdot \omega}{f_{yd}}$$

Utilizando o ábaco A-19:

Com  $\mu_{x,meio}$  e  $\frac{d''_y}{h_x} = 0,25$ :

$$\omega = 0,70$$

Então:

$$A_s = \frac{14.35.1,78.0,70}{43,48} = 14,04 \text{ cm}^2$$

Comparando com a armadura mínima, calculada segundo o item da NBR 6118:2014:

$$A_{s,min} = \left( 0,15 \cdot \frac{N_d}{f_{yd}} \right) \geq 0,004 \cdot A_c = 1,09 \text{ cm}^2 \geq 0,004 \cdot 14.35 = 1,96 \text{ cm}^2$$

Como o arranjo do ábaco escolhido apresenta um total de 12 barras, serão utilizadas 12 barras de 12,5mm, com uma área de aço efetiva de 14,76cm<sup>2</sup>

### 10.2.2.1. Detalhamento da Armadura Longitudinal

Espaçamento mínimo entre as barras:

$$s \geq \begin{cases} 20 \text{ mm} \\ \phi_l = 10 \text{ mm} \\ 12 \cdot \phi_{agr} = 12 \cdot 1,9 = 23 \text{ mm} \end{cases}$$

Como menor dimensão do pilar é de 14cm e existem apenas duas barras na direção desta dimensão, o espaçamento mínimo é respeitado com folga, sendo este igual a 4,5cm

Para a outra direção:

$$s = \frac{35 - 2 \cdot c - 6\phi - 2\phi_{est}}{n_{barras} - 1} = \frac{35 - 6 - 7,5 - 1}{5} = 4,1 \text{ cm}$$

As emendas serão feitas por traspasse. Para calculá-lo, é necessário calcular o comprimento de ancoragem é calculado, como se segue:

Comprimento de ancoragem básico:

$$f_{bd} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot f_{ctd} = 2,25 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,28 = 2,88 \text{ MPa}$$

$$l_b = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}} = \frac{12,5 \cdot 43,48}{4 \cdot 2,88} = 47,18 \text{ cm}$$

Comprimento necessário:

$$l_{b,nec} = \alpha \cdot l_b \cdot \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} \geq l_{b,min}$$

$$l_{b,min} \geq \begin{cases} 0,6 \cdot l_b = 0,6 \cdot 47,18 = 28,31 \text{ cm} \\ 10 \cdot \phi = 10 \cdot 1,25 = 12,5 \text{ cm} \\ 20 \text{ cm} \end{cases}$$

$$l_{b,nec} = 1,0 \cdot 47,18 \cdot \frac{14,04}{14,76} = 44,9 \text{ cm}$$

O comprimento de traspasse para as barras tracionadas:

$$l_{0t} = \alpha_{0t} l_{b,nec} \geq l_{0t,min}$$

Considerando mais de 50% das barras da seção emendadas, segundo a tabela 9.4 da NBR 6118:2014:

$$\alpha_{0t} = 2,0$$

$$l_{0t,min} \begin{cases} 0,3 \cdot \alpha_{0t} l_b = 0,3 \cdot 2,0 \cdot 47,18 = 28,254cm \\ 15\phi = 18,75cm \\ 20cm \end{cases}$$

Como a distância entre as barras é menor que  $4\phi$  (5cm), então não é necessário acrescer a distância livre entre as barras.

$$l_{0t} = \alpha_{0t} \cdot l_{b,nec} \geq l_{0t,min} \rightarrow l_{0t} = 2,0 \cdot 44,9 = 90cm$$

O comprimento de traspasse para as barras comprimidas:

$$l_{0c} = l_{b,nec} \geq l_{0t,min}$$

$$l_{0c,min} \begin{cases} 0,6 \cdot l_b = 0,6 \cdot 47,18 = 28,308cm \\ 15\phi = 15cm \\ 20cm \end{cases}$$

Então

$$l_{0c} = 44,9 \geq 23,31 \rightarrow l_{0c} = 45 cm$$

Portanto, para barras comprimidas, o comprimento de traspasse é 45cm.

#### 10.2.2.2. Detalhamento da Armadura Transversal

Determinando o espaçamento máximo:

$$s \leq \begin{cases} 20cm \\ b = 15cm \\ 12 \cdot \phi_l = 12 \cdot 1,25 = 15cm \end{cases}$$

Portanto:  $s = 15 cm$

Então é calculada a quantidade de estribos:

$$n = \frac{h_{pav}}{s} + 1 = \frac{280}{15} + 1 = 19,6 \cong 20 \text{ estribos}$$

Diâmetro mínimo dos estribos:

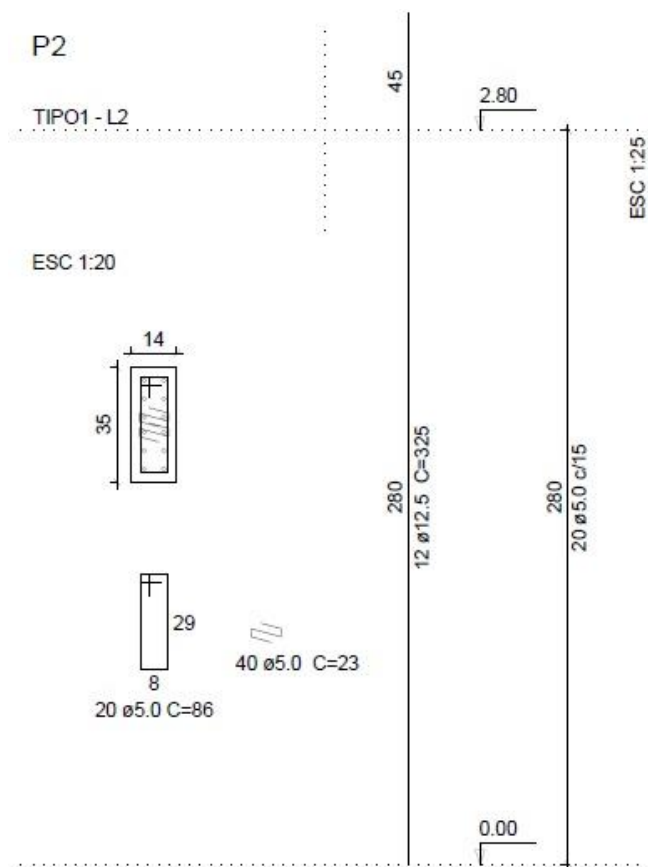
$$\phi_t \geq \begin{cases} 5 \text{ mm} \\ \frac{\phi_l}{4} = \frac{1,25}{4} = 3,2 \text{ mm} \end{cases}$$

Portanto, serão utilizados estribos de 5mm a cada 15cm, sendo um total de 20 estribos.

A barra mais afastada na seção transversal encontra-se à 14,5cm da face externa do pilar, sendo maior que  $20\phi_t = 20 \cdot 0,5 = 10\text{cm}$ , então serão adotados estribos suplementares como apresentados no detalhamento.

### 10.2.3. Detalhamento Final:

Figura 22– Detalhamento Pilar P2



Fonte: Autor

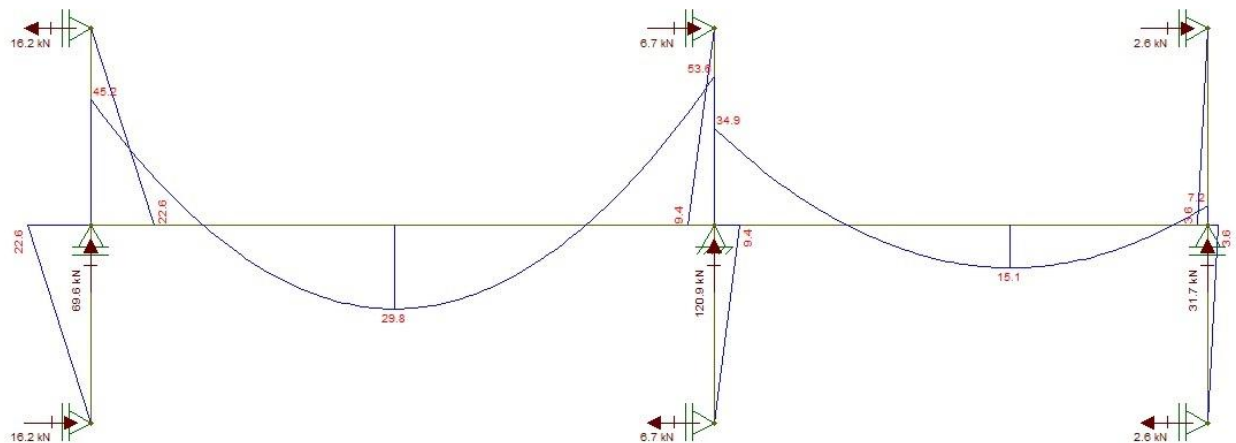
### 10.3. CÁLCULO DO PILAR P5

Este pilar recebe cargas das vigas V2 e V19. Trata-se de um pilar intermediário, porém deve ser observada a diferença dos momentos fletores das vigas que passam pelo pilar. Além disso, também devem ser considerados os momentos fletores mínimos de primeira ordem.

A área de influência do pilar P5 é maior em relação aos outros pilares, por isso, as dimensões iniciais adotadas para este pilar são de 17x50.

As figuras à seguir mostram os esforços no pilar P5. A tabela resume os esforços normais aplicados pelas vigas ao pilar.

Figura 23– Esforços Viga V2



Fonte: Autor

Os esforços causados pela viga V19 no pilar P5 já foram apresentados posteriormente na figura 12.

Tabela 3 – Esforços Normais no Pilar P5

Pavimento	N (kN) V2	N (kN) V19	Total (kN)
Cobertura	51,5	22,3	73,8
Tipo 2-2	120,9	43,5	164,4

Tipo 2-1	120,9	43,5	164,4
Tipo 1	120,9	43,5	164,4

Fonte: Autor

E também deve ser considerado o peso próprio do pilar:

$$P_p = 25 \cdot 2,8 \cdot 0,17 \cdot 0,50 = 5,95 \text{ kN}$$

Porém este é o peso para apenas um lance do pilar, portanto, para o esforço normal total este valor deve ser multiplicado por três.

Portanto, a soma dos esforços normais resulta em:

$$N_k = 591,9 \text{ kN}$$

Os momentos fletores aplicados no pilar P2 pelas vigas V2 e V19:

$$M_x = 0,0 \text{ kN.m}$$

$$M_y = 6,7 \text{ kN.m}$$

Como a menor dimensão do pilar é menor que 19cm, a NBR 6118:2014 exige que seja considerado um coeficiente de majoração adicional, portanto:

$$N_d = N \cdot \gamma_n$$

Pra b=14cm:  $\gamma_n = 1,25$ ; então:

$$N_d = 591,9 \cdot 1,25 = 740,0 \text{ kN}$$

$$M_{yd} = 6,7 \cdot 1,25 = 8,4 \text{ kN.m}$$

A NBR 6118:2014, item 11.3.3.4.3, diz que o efeito das imperfeições locais podem ser substituídos pelo momento mínimo de primeira ordem, calculado com a expressão:

$$M_{1d,min} = N_d \cdot (0,015 + 0,03 \cdot h)$$



Então:

$$M_{1xd,min} = 740,0 \cdot (0,015 + 0,03 \cdot 0,17) = 14,87 \text{ kN.m}$$

$$M_{1yd,min} = 740,0 \cdot (0,015 + 0,03 \cdot 0,50) = 22,20 \text{ kN.m}$$

Resumo dos esforços de 1ª ordem:

$$N_d = 740,0 \text{ kN}$$

$$M_{xd} = 14,87 \text{ kN.m}$$

$$M_{yd} = 22,20 \text{ kN.m}$$

Considerando a viga V2 com altura de 40cm e a V19 também com altura de 40cm, sendo o pé-direto de 280cm, o comprimento efetivo é calculado de acordo com o item 15.6 da NBR 6118:2014:

$$l_{ex} \leq \begin{cases} l_0 + h = (2,8 - 0,40) + 0,17 = 2,54\text{m} \\ l = 2,80\text{m} \end{cases}$$

$$l_{ex} = 257\text{cm}$$

$$l_{ey} \leq \begin{cases} l_0 + h = (2,8 - 0,40) + 0,50 = 2,90\text{m} \\ l = 2,80\text{m} \end{cases}$$

$$l_{ey} = 280\text{cm}$$

E então calcula-se o índice de esbeltez para ambas as direções:

$$\lambda = 3,46 \cdot \frac{l_e}{h}$$

$$\lambda_x = 3,46 \cdot \frac{l_{ex}}{h} = 3,46 \cdot \frac{254}{17} = 52,3$$

$$\lambda_y = 3,46 \cdot \frac{l_{ey}}{h} = 3,46 \cdot \frac{280}{50} = 19,4$$

Para a direção y, não é necessário analisar a esbeltez limite, já que:

$$35 < \lambda_1 < 90$$

Então, calculando a esbeltez limite para x, utilizando a expressão dada pela NBR 6118:2014 no item 15.8.2:

$$\lambda_{1x} = \frac{25 + 12,5 \cdot \frac{e_{ix}}{h_x}}{\alpha_b}$$

Sendo que:

$$\alpha_b = 0,60 + 0,40 \frac{M_B}{M_A} \geq 0,40$$

Mas como os momentos fletores atuantes no pilar são menores que o mínimo, então:

$$\alpha_b = 1,0$$

E:

$$e_{ix} = \frac{M_{xd}}{N_d} = \frac{1487}{740,0} = 2,01 \text{ cm}$$

Então:

$$\lambda_{1x} = \frac{25 + 12,5 \cdot \frac{2,01}{14}}{1,0} = 26,5; \lambda_{1x} = 35 < 52,3$$

Portanto, devem ser considerados efeitos de 2ª ordem para a direção x.

$$M_{2xd} = N_d \cdot l_{ex}^2 \cdot \frac{0,005}{10 \cdot (v_d + 0,5) \cdot h_x}$$

Sendo que:

$$v_d + 0,5 \geq 1$$

$$v_d = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{740,0}{17.50 \cdot \left(\frac{2,5}{1,4}\right)} = 0,49; \text{então: } v_d + 0,5 = 1$$

$$M_{2xd} = 740,0 \cdot (257^2) \cdot \frac{0,005}{10 \cdot 1 \cdot 17} = 1437,5 \text{ kN.cm}$$

Então, para o meio do pilar:

$$M_{xd} = \alpha_b \cdot M_{1xd} + M_{2xd} = 1 \cdot 14,87 + 14,38 = 29,25 \text{ kN.m}$$

### 10.3.1. Resumo dos Esforços

Topo = Base:

$$N_d = 740,0 \text{ kN}$$

$$M_{xd} = 14,87 \text{ kN.m}$$

$$M_{yd} = 22,20 \text{ kN.m}$$

No meio:

$$N_d = 740,0 \text{ kN}$$

$$M_{xd} = 29,25 \text{ kN.m}$$

$$M_{yd} = 22,20 \text{ kN.m}$$

### 10.3.2. Dimensionamento da Armadura Longitudinal

A armadura será dimensionada utilizando o auxílio de ábacos para flexão normal elaborados por Venturini (1987), como já dito anteriormente. Será calculado o parâmetro  $\mu$  para as duas direções da seção no meio do pilar, e será utilizado o maior deles para determinar o parâmetro  $\omega$ .

$$v_d = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{740,0}{17.50 \cdot \left(\frac{2,5}{1,4}\right)} = 0,49$$

$$\mu_{x,meio} = \frac{M_{xd}}{h_x A_c \cdot f_{cd}} = \frac{2925}{17.17.50.1,78} = 0,11$$

$$\mu_{y,meio} = \frac{M_{yd}}{h_y A_c \cdot f_{cd}} = \frac{2220}{50.17.50.1,78} = 0,03$$

Considerando  $d'=d''=4,5\text{cm}$ :

$$\frac{d''_x}{h_x} = \frac{4,5}{17} = 0,26$$

$$\frac{d''_y}{h_y} = \frac{4,5}{50} = 0,09$$

O ábaco retorna o parâmetro  $\omega$ , e com ele é calculado a área de aço:

$$A_s = \frac{A_c \cdot f_{cd} \cdot \omega}{f_{yd}}$$

Utilizando o ábaco A-23 (Venturini):

Adotando  $\mu_{x,meio}$  e  $\frac{d''_x}{h_x} = 0,25$ :

$$\omega = 0,70$$

Então:

$$A_s = \frac{17 \cdot 50 \cdot 1,78 \cdot 0,70}{43,48} = 24,4 \text{ cm}^2$$

Como o arranjo do ábaco escolhido apresenta um total de 20 barras, serão utilizadas 20 barras de 12,5mm, com uma área de aço efetiva de 24,6 cm<sup>2</sup>

#### 10.3.2.1. Detalhamento da Armadura Longitudinal

Espaçamento mínimo entre as barras:

$$s \geq \begin{cases} 20 \text{ mm} \\ \phi_l = 10 \text{ mm} \\ 12 \cdot \phi_{agr} = 12 \cdot 1,9 = 23 \text{ mm} \end{cases}$$

Como menor dimensão do pilar é de 14cm e existem apenas duas barras na direção desta dimensão, o espaçamento mínimo é respeitado com folga, sendo este igual a 7,5cm

Para a outra direção:

$$s = \frac{50 - 2 \cdot c - 10\phi - 2\phi_{est}}{n_{barras} - 1} = \frac{35 - 6 - 12,5 - 1}{9} = 3,38cm$$

As emendas serão feitas por traspasse. Para calculá-lo, é necessário calcular o comprimento de ancoragem é calculado, como se segue:

Comprimento de ancoragem básico:

$$f_{bd} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot f_{ctd} = 2,25 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,28 = 2,88 MPa$$

$$l_b = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}} = \frac{12,5 \cdot 43,48}{4 \cdot 2,88} = 47,18 cm$$

Comprimento necessário:

$$l_{b,nec} = \alpha \cdot l_b \cdot \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} \geq l_{b,min}$$

$$l_{b,min} \geq \begin{cases} 0,6 \cdot l_b = 0,6 \cdot 47,18 = 28,31 cm \\ 10 \cdot \phi = 10 \cdot 1,25 = 12,5 cm \\ 20cm \end{cases}$$

$$l_{b,nec} = 1,0 \cdot 47,18 \cdot \frac{24,2}{24,6} = 46,4 cm$$

O comprimento de traspasse para as barras tracionadas:

$$l_{0t} = \alpha_{0t} l_{b,nec} \geq l_{0t,min}$$

Considerando mais de 50% das barras da seção emendadas, segundo a tabela 9.4 da NBR 6118:2014:

$$\alpha_{0t} = 2,0$$

$$l_{0t,min} \begin{cases} 0,3 \cdot \alpha_{0t} l_b = 0,3 \cdot 2 \cdot 47,18 = 28,31cm \\ 15\phi = 18,75cm \\ 20cm \end{cases}$$

Como a distância entre as barras é menor que  $4\phi$  (5cm), então não é necessário acrescer a distância livre entre as barras.

$$l_{0t} = \alpha_{0t} \cdot l_{b,nec} \geq l_{0t,min} \rightarrow l_{0t} = 2,0 \cdot 46,4 = 92,4cm$$

O comprimento de traspasse para as barras comprimidas:

$$l_{0c} = l_{b,nec} \geq l_{0c,min}$$

$$l_{0c,min} \begin{cases} 0,6 \cdot l_b = 0,6 \cdot 47,18 = 23,31cm \\ 15\phi = 15cm \\ 20cm \end{cases}$$

Então

$$l_{0c} = 46,4 \geq l_{0c,min} \rightarrow l_{0c} = 46,4cm$$

Portanto, para barras comprimidas, o comprimento de traspasse é 47cm.

#### 10.3.2.2. Detalhamento da Armadura Transversal

Determinando o espaçamento máximo:

$$s \leq \begin{cases} 20cm \\ b = 17cm \\ 12 \cdot \phi_t = 12 \cdot 1,25 = 15cm \end{cases}$$

Portanto:  $s = 15 \text{ cm}$

Então calcula-se a quantidade de estribos:

$$n = \frac{h_{pav}}{s} + 1 = \frac{280}{15} + 1 = 19,6 \cong 20 \text{ estribos}$$

Diâmetro mínimo dos estribos:

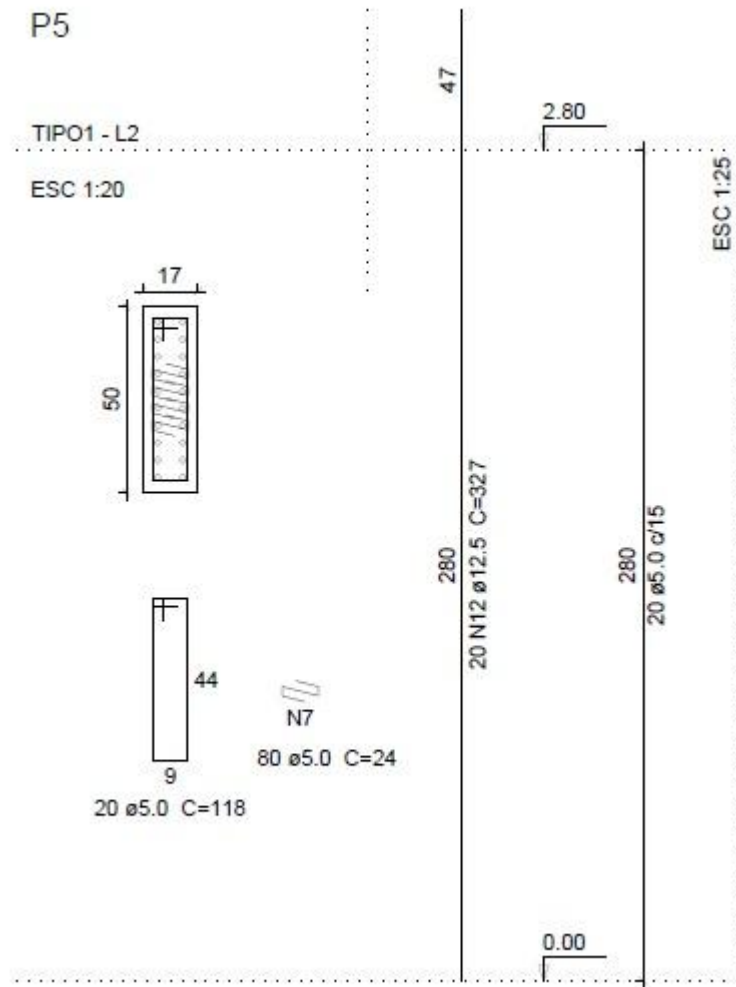
$$\phi_t \geq \begin{cases} 5 \text{ mm} \\ \frac{\phi_l}{4} = \frac{1,25}{4} = 3,2 \text{ mm} \end{cases}$$

Portanto, serão utilizados estribos de 5mm a cada 15cm, sendo um total de 20 estribos.

A barra mais afastada na seção transversal encontra-se à 21,5 cm da face externa do pilar, sendo maior que  $20\phi_t = 20 \cdot 0,5 = 10cm$ , então serão adotados estribos suplementares como apresentados no detalhamento.

## 10.3.3. Detalhamento Final

Figura 24– Detalhamento Pilar P5



Fonte: Autor

## **11. DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA UTILIZANDO O SOFTWARE ALTOQI EBERICK**

### **11.1. COMPARATIVO ENTRE OS ELEMENTOS**

O Eberick utiliza o método de Analogia de grelhas para calcular todo o painel de lajes. Neste modelo, a laje é dividida em uma série de vigas ortogonais, com largura determinada, e isto pode incluir também as vigas do pavimento, sendo analisado o comportamento do painel como um todo. Os esforços no painel são concentrados nos nós da malha, e segundo Carvalho (2012), ao utilizar malhas com o adequado espaçamento e rigidez, consegue-se obter valores razoáveis para os esforços e deslocamentos do pavimento. O método manual utilizado para calcular as lajes deste projeto, consiste em analisar cada laje isoladamente, submetidas à cargas uniformemente distribuídas.

De um modo geral, o software retornou resultados maiores para os momentos fletores, tanto positivos quanto negativos. O método manual faz com que o cálculo do pavimento seja simplificado, enquanto a analogia de grelha permite que seja analisado um comportamento mais próximo do real. Mesmo não sendo iguais, os resultados obtidos são semelhantes, o que já era esperado, pois trata-se de dois modelos diferentes.

A viga de transição calculada com o eberick resultou em dimensões maiores que a calculada manualmente, assim como a sua armadura. Os pilares P2 e P5 também resultaram em armadura mais elevadas, porém semelhantes às armaduras encontradas utilizando o cálculo manual. Como as lajes são calculadas com um modelo que retorna resultados diferentes em relação ao método manual, isso se reflete também no cálculo para a reação das lajes nas vigas, conseqüentemente os esforços nas vigas e nos pilares não são os mesmos, o que explica a diferença nos resultados. A prancha com o detalhamento dos elementos calculados manualmente e os calculados pelo Eberick estão em anexo.



## 12. CONCLUSÃO

Durante o cálculo dos elementos, ficou clara a importância de uma boa concepção da estrutura. Nesta etapa são determinadas a disposição dos elementos e a vinculação entre eles, bem como suas dimensões, como, por exemplo, vão efetivos de lajes e vigas. Todo o procedimento de cálculo dos elementos é afetado por estas decisões, de modo que uma má concepção pode de fato resultar numa estrutura antieconômica ou até mesmo inviável.

A ferramenta do software deve ser utilizada com cautela, já que ela apenas efetua cálculos que de outra forma seriam muito complexos ou longos. Todas as decisões importantes devem ser tomadas pelo engenheiro, decisões essas que são determinantes para a qualidade do dimensionamento da estrutura. Além disso, todos os resultados devem ser analisados com cuidado, pois qualquer erro na entrada dos parâmetros para o software realizar o cálculo pode resultar em um erro grave.

Por fim, o dimensionamento de uma edificação de concreto armado exige grande conhecimento do funcionamento da estrutura como um todo e de seus elementos. Além disso, uma vasta experiência com projeto de estrutura permite que o engenheiro tome decisões importantes de forma correta.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Projetos de estrutura de concreto - Procedimento**, NBR 6118, Rio de Janeiro, RJ: 2014.

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

CARVALHO, Roberto Chust; FIGUEIREDO, Jasson Rodrigues de. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado segundo a NBR 6118:2003**. São Carlos, SP: 2007.

CARVALHO, Roberto Chust & PINHEIRO, Libânio M. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado**: volume 2. 1ª ed. 3ª tiragem. PINI, São Paulo, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Cargas para o cálculo de estruturas de edificações**. NBR 6120:1980. São Paulo, SP, 1980.

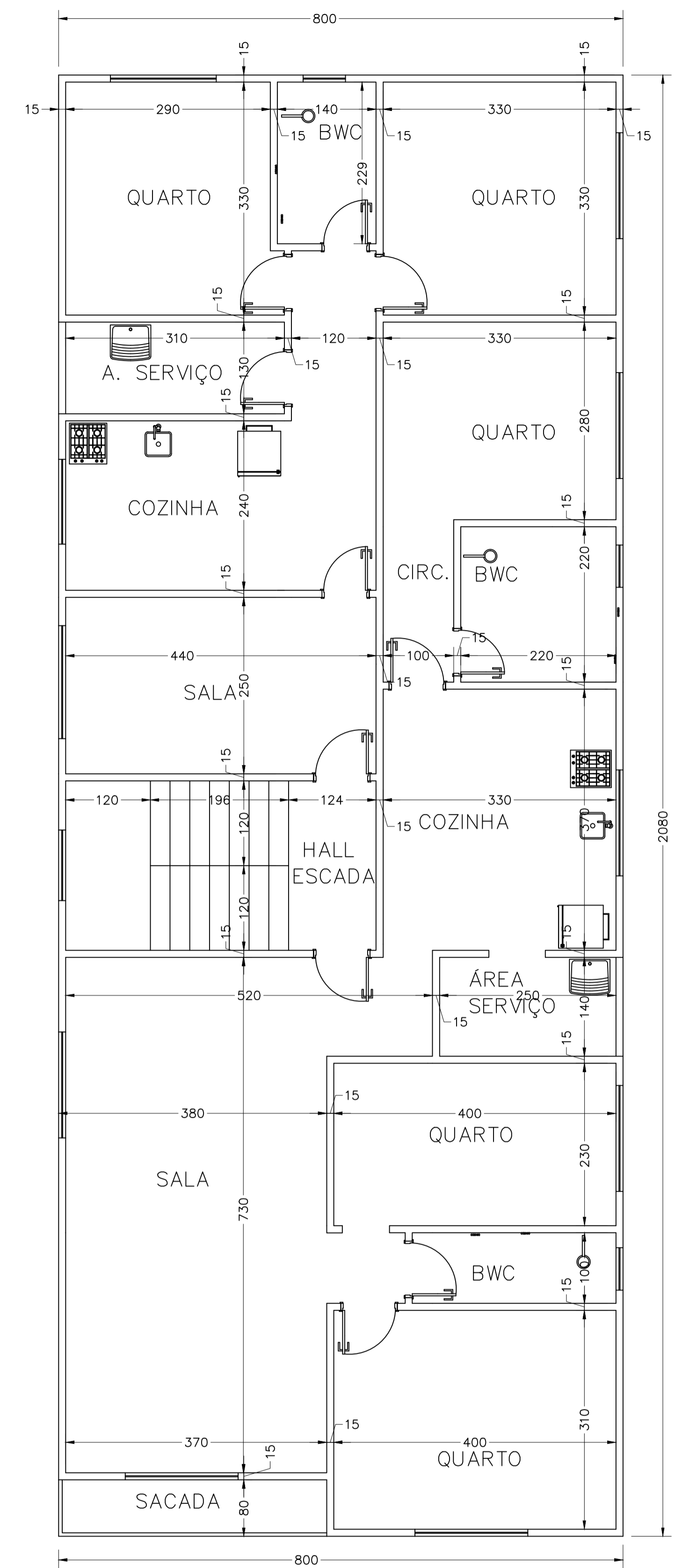
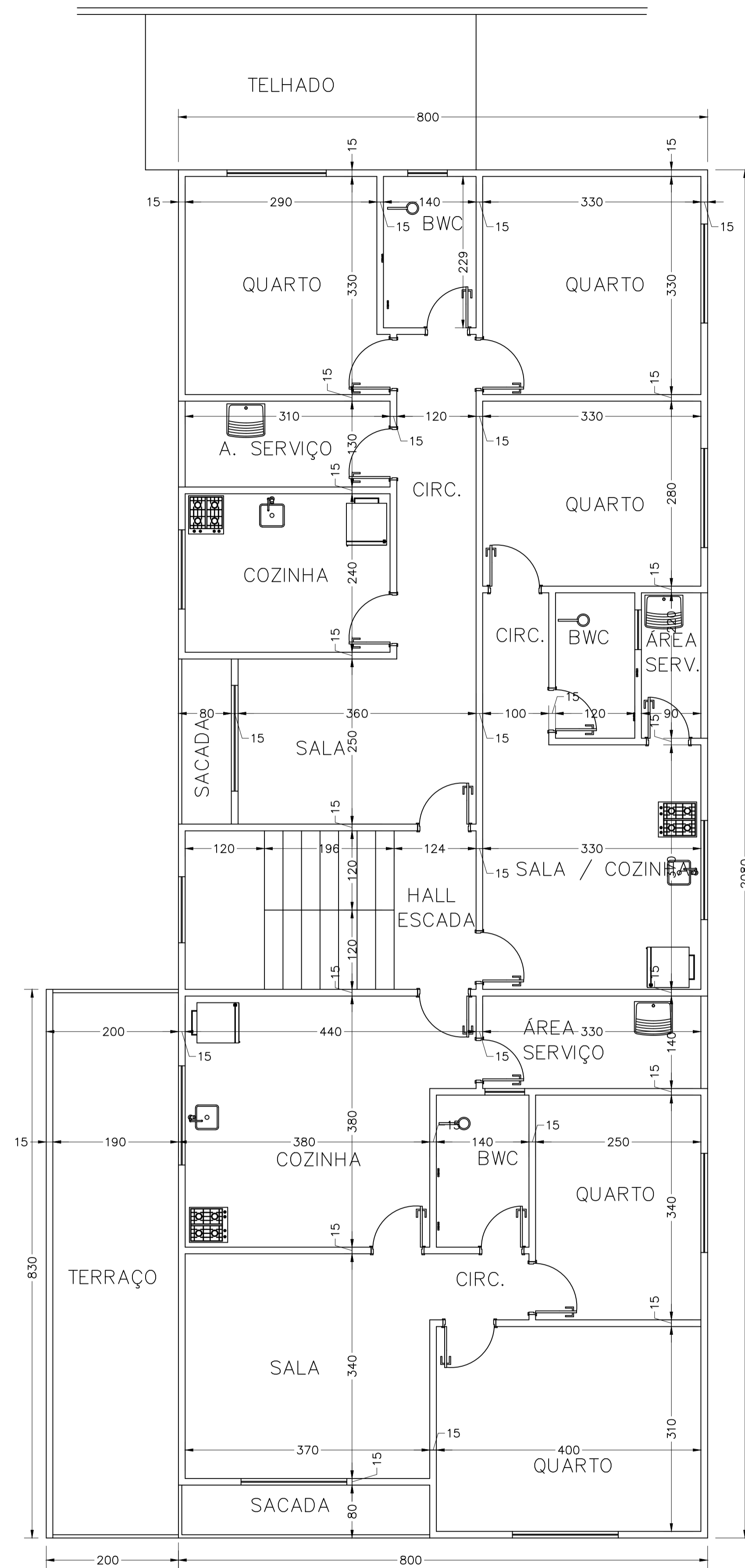
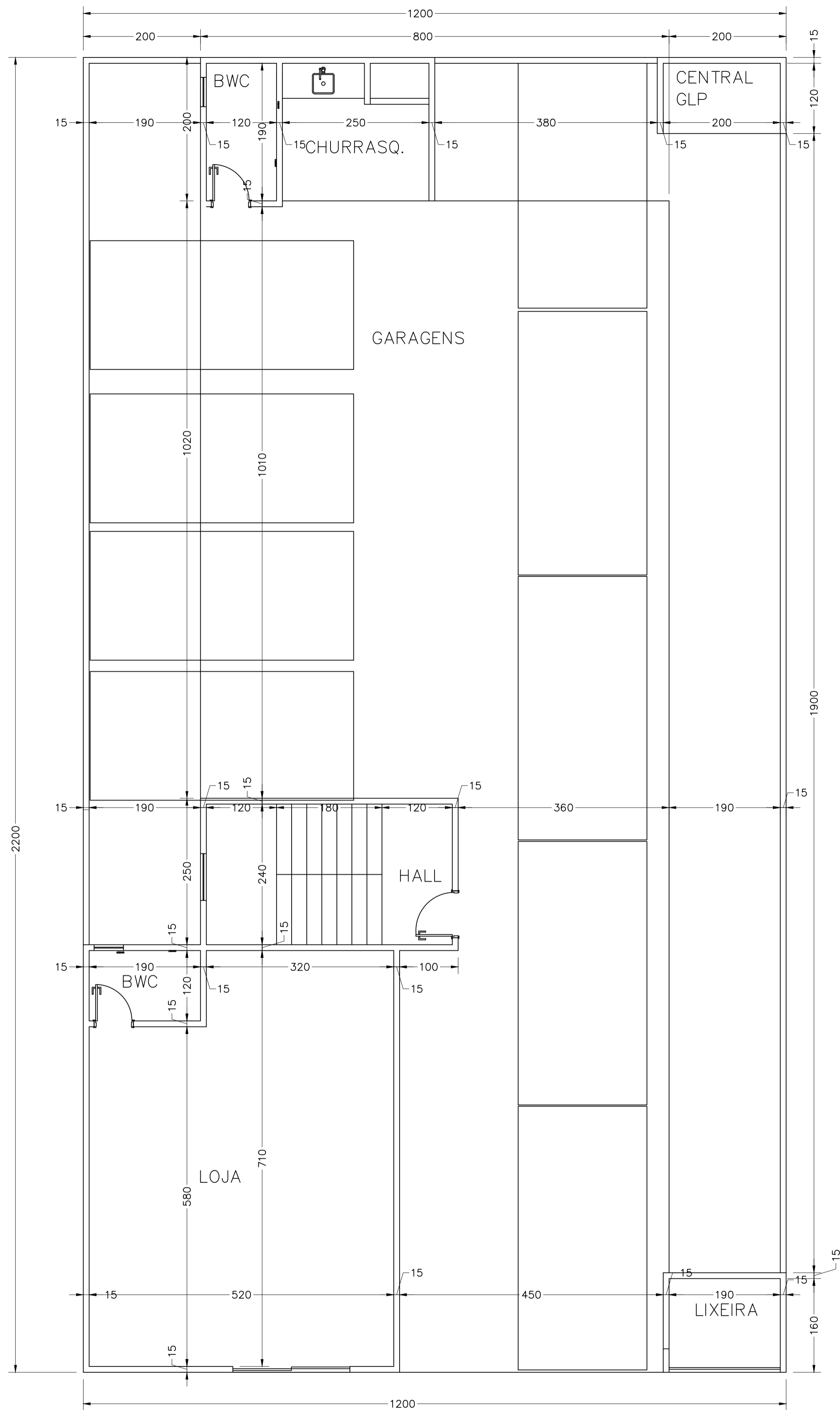
PINHEIRO, Libânio M. **Estruturas de concreto: ábacos para flexão oblíqua**. São Carlos, SP, 2009. Universidade de São Paulo – USP.

PADARATZ, Ivo José & PINTO, Roberto Caldas de A. **Estruturas de concreto armado II**. Florianópolis, SC, 2013. Notas de aula. Universidade Federal de Santa Catarina – UFSC.

## **APÊNDICE**

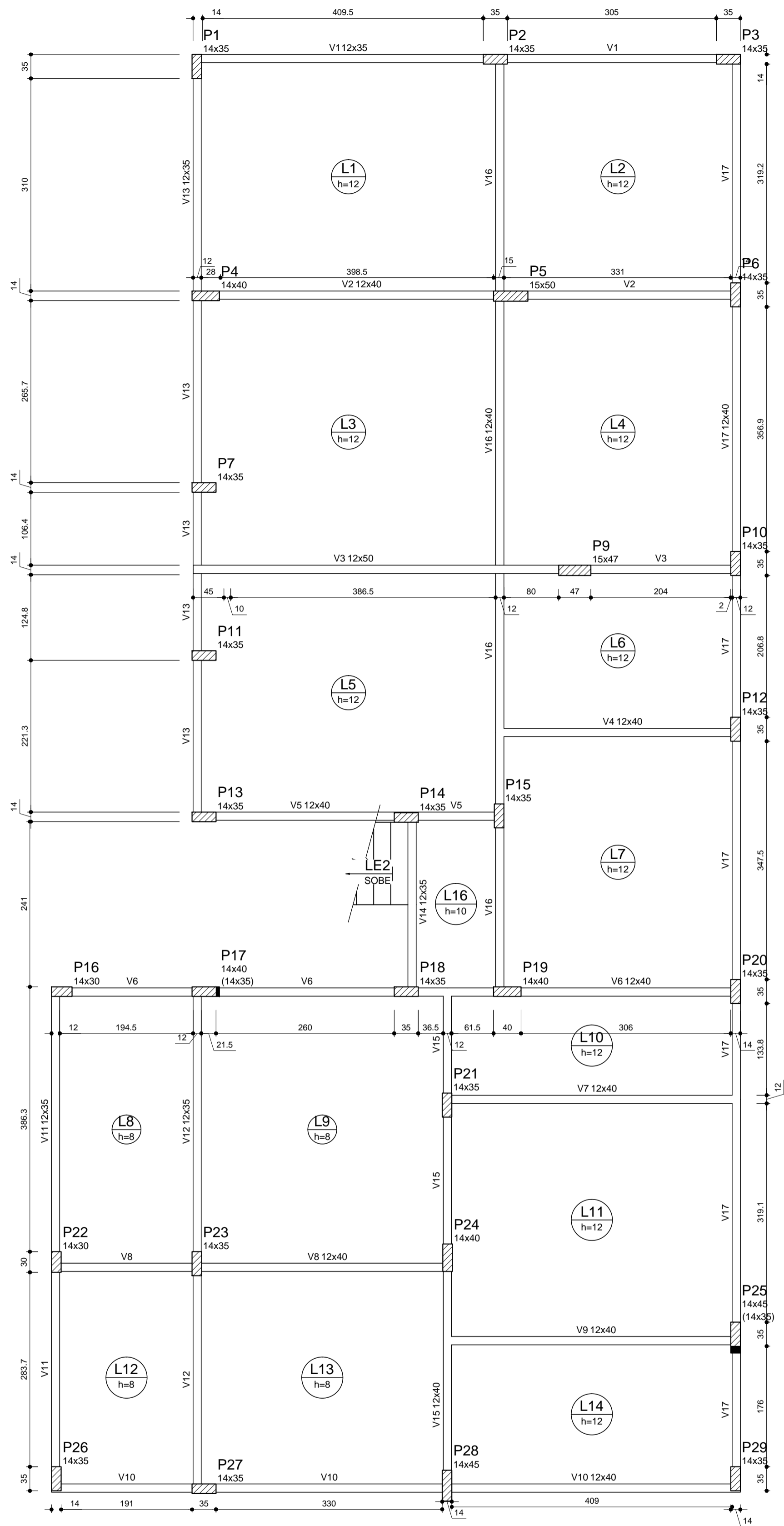
Apêndice A – Planta Arquitetônica dos pavimentos.

Apêndice B – Pranchas A1 com as plantas de formas dos pavimentos, planta de armação das lajes do pavimento tipo 1, e pranchas com o detalhamento dos elementos calculados a mão e os mesmos calculados com o Eberick.



Planta Baixa - Tipo 2 (x2)  
escala 1:50

RESPONSÁVEL TÉCNICO: PROJETO	PROPRIETÁRIO:
PEDRO GABRIEL KEMCZINSKI 09238042	
PROJETO <b>PROJETO ARQUITETÔNICO</b>	
EDIFÍCIO RESIDENCIAL	
PLANTAS BAIXAS	
LOCALIZAÇÃO: RUA DOM JAIME, Nº 520 - BAIRRO VILA REAL - BALNEÁRIO CAMBORIÚ-SC	PRANCHA:
ESCALA: INDICADA	DATA: 11/2015
DESENHISTA: PEDRO G.	DESENHO Nº: 01
<b>01</b> / 02	



Vigas			
Nome	Seção (cm)	Elevação (cm)	Nível (cm)
V1	12x35	0	0
V2	12x40	0	0
V3	12x50	0	0
V4	12x40	0	0
V5	12x40	0	0
V6	12x40	0	0
V7	12x40	0	0
V8	12x40	0	0
V9	12x40	0	0
V10	12x40	0	0
V11	12x35	0	0
V12	12x35	0	0
V13	12x35	0	0
V14	12x35	0	0
V15	12x40	0	0
V16	12x40	0	0
V17	12x40	0	0

Características dos materiais	
fck (MPa)	Ecs (MPa)
25	24150

Dimensão máxima do agregado = 19 mm

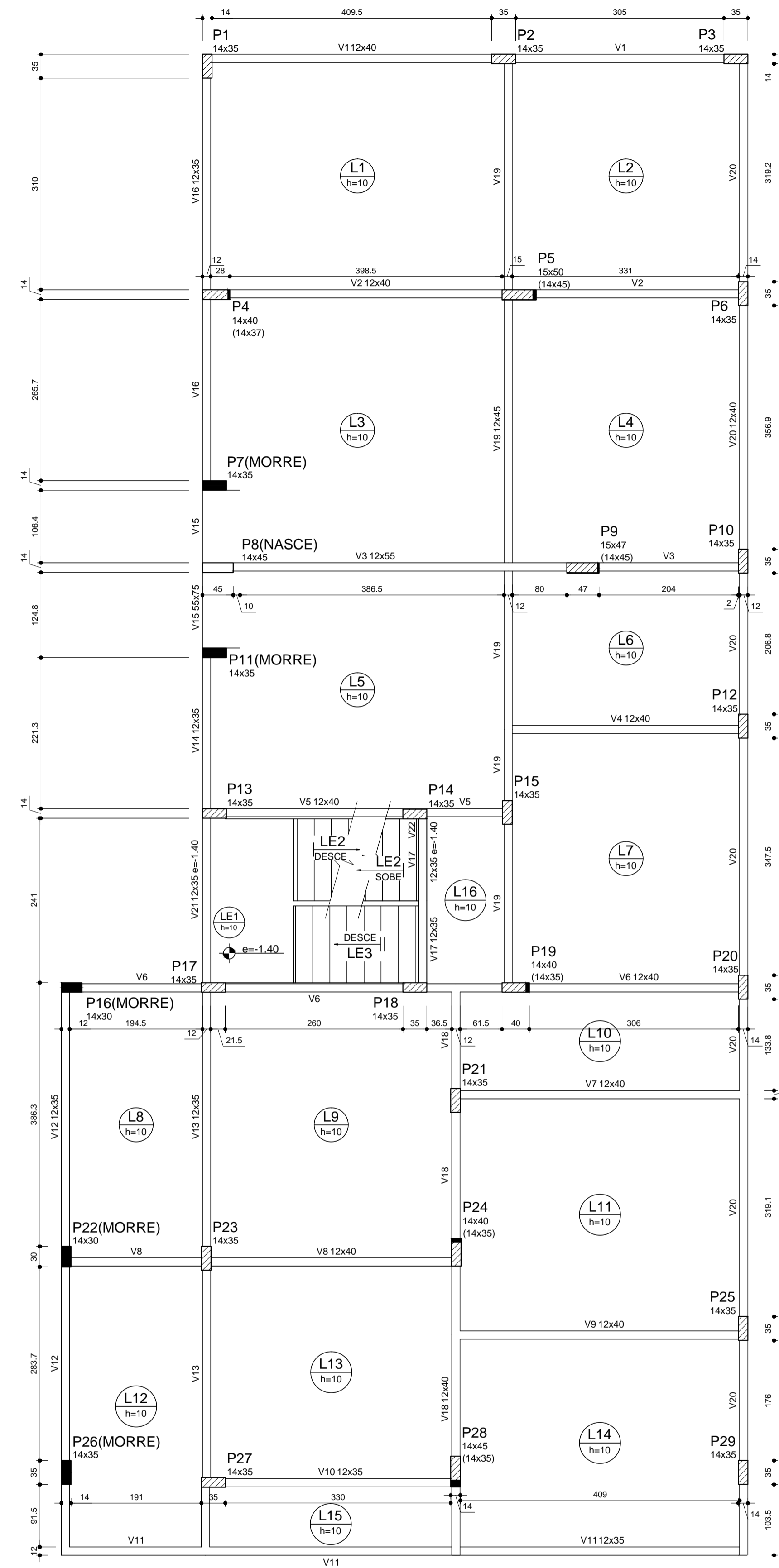
Pilares			
Nome	Seção (cm)	Elevação (cm)	Nível (cm)
P1	14 x 35	0	0
P2	14 x 35	0	0
P3	14 x 35	0	0
P4	14 x 40	0	0
P5	15 x 50	0	0
P6	14 x 35	0	0
P7	14 x 35	0	0
P8	15 x 47	0	0
P9	14 x 35	0	0
P10	14 x 35	0	0
P11	14 x 35	0	0
P12	14 x 35	0	0
P13	14 x 35	0	0
P14	14 x 35	0	0
P15	14 x 35	0	0
P16	14 x 30	0	0
P17	14 x 40	0	0
P18	14 x 35	0	0
P19	14 x 40	0	0
P20	14 x 35	0	0
P21	14 x 35	0	0
P22	14 x 30	0	0
P23	14 x 35	0	0
P24	14 x 40	0	0
P25	14 x 45	0	0
P26	14 x 35	0	0
P27	14 x 35	0	0
P28	14 x 45	0	0
P29	14 x 35	0	0

Legenda dos Pilares	
	Pilar que morre
	Pilar que passa
	Pilar que nasce
	Pilar com mudança de seção

Forma do pavimento Terreo (Nível 0.00)

escala 1:50

Dados						Sobrecarga (kN/m²)		
Nome	Tipo	Altura (m)	Elevação (cm)	Nível (m)	Peso próprio (kN/m²)	Adicional	Acidental	Localizada
L1	Maciça	12	0.00	0	3.00	0.89	3.00	-
L2	Maciça	12	0.00	0	3.00	0.89	3.00	-
L3	Maciça	12	0.00	0	3.00	0.89	3.00	-
L4	Maciça	12	0.00	0	3.00	0.89	3.00	-
L5	Maciça	12	0.00	0	3.00	0.89	3.00	-
L6	Maciça	12	0.00	0	3.00	0.89	3.00	-
L7	Maciça	12	0.00	0	3.00	0.89	3.00	-
L8	Maciça	8	0.00	0	2.00	0.89	2.00	sim
L9	Maciça	8	0.00	0	2.00	0.89	2.00	-
L10	Maciça	12	0.00	0	3.00	0.89	3.00	-
L11	Maciça	12	0.00	0	3.00	0.89	3.00	-
L12	Maciça	8	0.00	0	2.00	0.89	2.00	-
L13	Maciça	8	0.00	0	2.00	0.89	2.00	-
L14	Maciça	12	0.00	0	3.00	0.89	3.00	-
L15	Maciça	10	0.00	0	2.50	0.89	3.00	-



Vigas			
Nome	Seção (cm)	Elevação (cm)	Nível (cm)
V1	12x40	0	280
V2	12x40	0	280
V3	12x55	0	280
V4	12x40	0	280
V5	12x40	0	280
V6	12x40	0	280
V7	12x40	0	280
V8	12x40	0	280
V9	12x40	0	280
V10	12x35	0	280
V11	12x35	0	280
V12	12x35	0	280
V13	12x35	0	280
V14	12x35	0	280
V15	55x75	0	280
V16	12x35	0	280
V17	12x35	0	280
V18	12x40	0	280
V19	12x45	0	280
V20	12x40	0	280
V21	12x35	-140	140
V22	12x35	-140	140

Lajes								
Dados				Sobrecarga (kN/m²)				
Nome	Tipo	Altura (m)	Elevação (cm)	Nível (m)	Peso próprio (kN/m²)	Adicional	Acidental	Localizada
L1	Maciça	10	0.00	2.8	2.50	0.89	1.50	sim
L2	Maciça	10	0.00	2.8	2.50	0.89	1.50	-
L3	Maciça	10	0.00	2.8	2.50	0.89	1.50	sim
L4	Maciça	10	0.00	2.8	2.50	0.89	1.50	-
L5	Maciça	10	0.00	2.8	2.50	0.89	1.50	-
L6	Maciça	10	0.00	2.8	2.50	0.89	1.50	sim
L7	Maciça	10	0.00	2.8	2.50	0.89	1.50	-
L8	Maciça	10	0.00	2.8	2.50	0.89	1.50	-
L9	Maciça	10	0.00	2.8	2.50	0.89	1.50	-
L10	Maciça	10	0.00	2.8	2.50	0.89	1.50	sim
L11	Maciça	10	0.00	2.8	2.50	0.89	1.50	sim
L12	Maciça	10	0.00	2.8	2.50	0.89	1.50	-
L13	Maciça	10	0.00	2.8	2.50	0.89	1.50	-
L14	Maciça	10	0.00	2.8	2.50	0.89	1.50	-
L15	Maciça	10	0.00	2.8	2.50	0.89	1.50	-
L16	Maciça	10	0.00	2.8	2.50	0.89	3.00	-
LE1	Maciça	10	-1.40	1.4	2.50	1.10	3.00	-
LE2	Maciça	10	-1.40	1.4	5.33	1.12	3.00	-
LE3	Maciça	10	0.00	2.8	5.30	1.12	3.00	-

Características dos materiais	
fck (MPa)	Ecs (MPa)
25	24150

Dimensão máxima do agregado = 19 mm

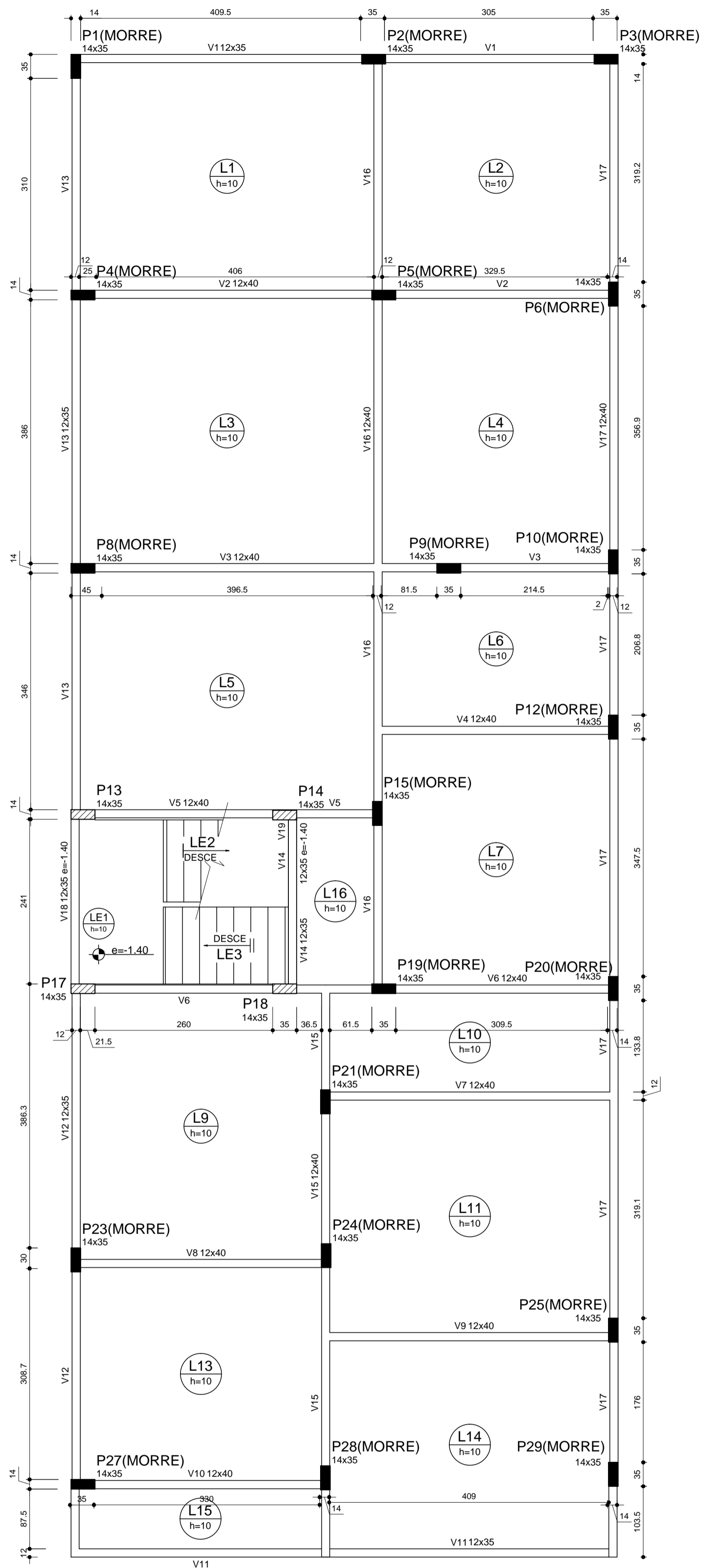
Pilares			
Nome	Seção (cm)	Elevação (cm)	Nível (cm)
P1	14 x 35	0	280
P2	14 x 35	0	280
P3	14 x 35	0	280
P4	14 x 40	0	280
P5	15 x 50	0	280
P6	14 x 35	0	280
P7	14 x 35	0	280
P8	14 x 45	0	280
P9	15 x 47	0	280
P10	14 x 35	0	280
P11	14 x 35	0	280
P12	14 x 35	0	280
P13	14 x 35	0	280
P14	14 x 35	0	280
P15	14 x 35	0	280
P16	14 x 30	0	280
P17	14 x 35	0	280
P18	14 x 35	0	280
P19	14 x 40	0	280
P20	14 x 35	0	280
P21	14 x 35	0	280
P22	14 x 30	0	280
P23	14 x 35	0	280
P24	14 x 40	0	280
P25	14 x 35	0	280
P26	14 x 35	0	280
P27	14 x 35	0	280
P28	14 x 45	0	280
P29	14 x 35	0	280

Legenda dos Pilares	
	Pilar que morre
	Pilar que passa
	Pilar que nasce
	Pilar com mudança de seção

Forma do pavimento Tipo1 (Nível 2.80)

escala 1:50

RESPONSÁVEL TÉCNICO: PROJETO	PROPRIETÁRIO:
PEDRO GABRIEL KEMCZINSKI 06236042	
<b>PROJETO ESTRUTURAL</b>	
<b>EDIFÍCIO RESIDENCIAL</b>	
<b>FORMA TERREO E TIPO 1</b>	
LOCALIZAÇÃO: RUA DOM JAIME, Nº 520 - BAIRRO VILA REAL - BALNEÁRIO CAMBORIÚ-S	PRANCHA: <b>01</b>
ESCALA: INDICADA	DATA: 12/2015
DESENHISTA: PEDRO G.	DESENHO Nº: 01



Forma do pavimento Cobertura (Nível 11.20)  
escala 1:50

Nome	Tipo	Dados			Sobrecarga (kN/m²)			
		Altura (cm)	Elevação (m)	Nível (m)	Peso próprio (kN/m²)	Adicional	Acidental	Localizada
L1	Maiça	10	0.00	11.2	2.50	0.89	1.50	-
L2	Maiça	10	0.00	11.2	2.50	0.89	1.50	-
L3	Maiça	10	0.00	11.2	2.50	0.89	1.50	-
L4	Maiça	10	0.00	11.2	2.50	0.89	1.50	-
L5	Maiça	10	0.00	11.2	2.50	0.89	1.50	-
L6	Maiça	10	0.00	11.2	2.50	0.89	1.50	-
L7	Maiça	10	0.00	11.2	2.50	0.89	1.50	-
L9	Maiça	10	0.00	11.2	2.50	0.89	1.50	-
L10	Maiça	10	0.00	11.2	2.50	0.89	1.50	-
L11	Maiça	10	0.00	11.2	2.50	0.89	1.50	-
L13	Maiça	10	0.00	11.2	2.50	0.89	1.50	-
L14	Maiça	10	0.00	11.2	2.50	0.89	1.50	-
L15	Maiça	10	0.00	11.2	2.50	0.89	1.50	-
L16	Maiça	10	0.00	11.2	2.50	0.89	3.00	-
LE1	Maiça	10	-1.40	9.8	2.50	1.10	3.00	-
LE2	Maiça	10	-1.40	9.8	5.30	1.12	3.00	-
LE3	Maiça	10	0.00	11.2	5.30	1.12	3.00	-

Nome	Seção (cm)	Vigas	
		Elevação (cm)	Nível (cm)
V1	12x35	0	1120
V2	12x40	0	1120
V3	12x40	0	1120
V4	12x40	0	1120
V5	12x40	0	1120
V6	12x40	0	1120
V7	12x40	0	1120
V8	12x40	0	1120
V9	12x40	0	1120
V10	12x40	0	1120
V11	12x35	0	1120
V12	12x35	0	1120
V13	12x35	0	1120
V14	12x35	0	1120
V15	12x40	0	1120
V16	12x40	0	1120
V17	12x40	0	1120
V18	12x35	-140	980
V19	12x35	-140	980

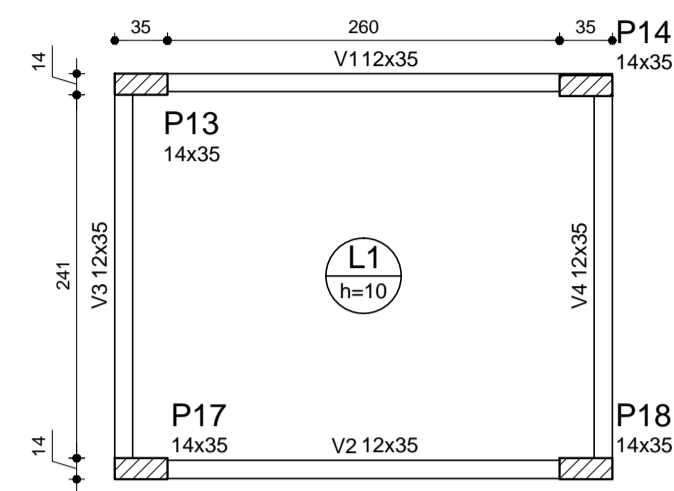
fck (MPa)	Ecs (MPa)

Dimensão máxima do agregado = 19 mm

Nome	Seção (cm)	Pilares	
		Elevação (cm)	Nível (cm)
P1	14 x 35	0	1120
P2	14 x 35	0	1120
P3	14 x 35	0	1120
P4	14 x 35	0	1120
P5	14 x 35	0	1120
P6	14 x 35	0	1120
P8	14 x 35	0	1120
P9	14 x 35	0	1120
P10	14 x 35	0	1120
P12	14 x 35	0	1120
P13	14 x 35	0	1120
P14	14 x 35	0	1120
P15	14 x 35	0	1120
P17	14 x 35	0	1120
P18	14 x 35	0	1120
P19	14 x 35	0	1120
P20	14 x 35	0	1120
P21	14 x 35	0	1120
P22	14 x 35	0	1120
P23	14 x 35	0	1120
P24	14 x 35	0	1120
P25	14 x 35	0	1120
P27	14 x 35	0	1120
P28	14 x 35	0	1120
P29	14 x 35	0	1120

Legenda dos Pilares			
	Pilar que morre		
	Pilar que passa		
	Pilar que nasce		
	Pilar com mudança de seção		

Forma do pavimento Fundo Res (Nível 12.60)  
escala 1:50



Nome	Seção (cm)	Vigas	
		Elevação (cm)	Nível (cm)
V1	12x35	0	1260
V2	12x35	0	1260
V3	12x35	0	1260
V4	12x35	0	1260

Nome	Tipo	Altura (cm)	Lajes					
			Elevação (m)	Nível (m)	Peso próprio (kN/m²)	Sobrecarga (kN/m²)		
L1	Maiça	10	0.00	12.6	2.50	7.83	1.50	-

Características dos materiais			
fck (MPa)	Ecs (MPa)		
25	24150		

Dimensão máxima do agregado = 19 mm

Nome	Seção (cm)	Pilares	
		Elevação (cm)	Nível (cm)
P13	14 x 35	0	1260
P14	14 x 35	0	1260
P17	14 x 35	0	1260
P18	14 x 35	0	1260

Legenda dos Pilares			
	Pilar que morre		
	Pilar que passa		
	Pilar que nasce		
	Pilar com mudança de seção		

Nome	Seção (cm)	Vigas	
		Elevação (cm)	Nível (cm)
V1	12x35	0	1400
V2	12x35	0	1400
V3	12x35	0	1400
V4	12x35	3	1403

Nome	Tipo	Altura (cm)	Lajes					
			Elevação (m)	Nível (m)	Peso próprio (kN/m²)	Sobrecarga (kN/m²)		
L1	Maiça	10	0.00	14	2.50	0.89	1.50	-

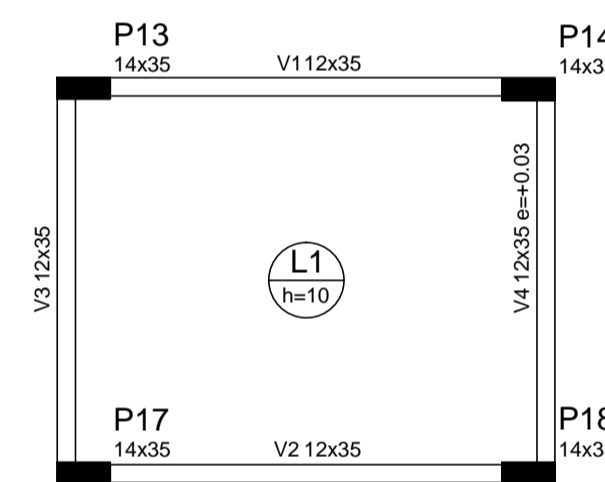
Características dos materiais			
fck (MPa)	Ecs (MPa)		
25	24150		

Dimensão máxima do agregado = 19 mm

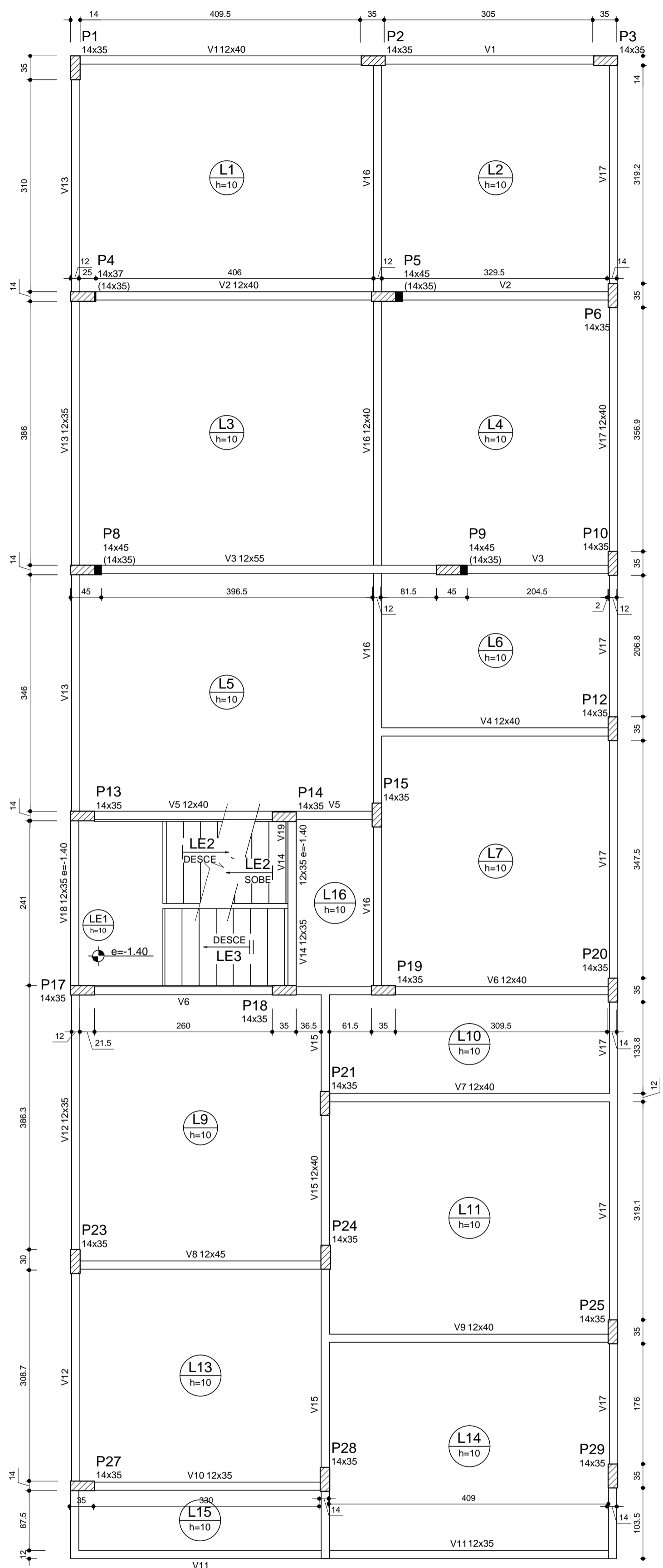
Nome	Seção (cm)	Pilares	
		Elevação (cm)	Nível (cm)
P13	14 x 35	0	1400
P14	14 x 35	0	1400
P17	14 x 35	0	1400
P18	14 x 35	0	1400

Legenda dos Pilares			
	Pilar que morre		
	Pilar que passa		
	Pilar que nasce		
	Pilar com mudança de seção		

Forma do pavimento Tampa Res (Nível 14.00)  
escala 1:50



RESPONSÁVEL TÉCNICO: PROJETO	PROPRIETÁRIO:
PEDRO GABRIEL KEMCZINSKI 09238042	
<b>PROJETO ESTRUTURAL</b>	
<b>EDIFÍCIO RESIDENCIAL</b>	
<b>FORMA COBERTURA, FUNDO E TAMPA RES</b>	
LOCALIZAÇÃO: RUA DOM JAIME, Nº 520 - BAIRRO VILA REAL - BALNEÁRIO CAMBORIÚ-SC	PRANCHA: <b>03</b>
ESCALA: INDICADA	DATA: 12/2015
DESENHISTA: PEDRO G.	DESENHO Nº: 01



Forma do pavimento Tipo2 1 (Nível 5.60)  
escala 1:50

Vigas			
Nome	Seção (cm)	Elevação (cm)	Nível (cm)
V1	12x40	0	560
V2	12x40	0	560
V3	12x55	0	560
V4	12x40	0	560
V5	12x40	0	560
V6	12x40	0	560
V7	12x40	0	560
V8	12x45	0	560
V9	12x40	0	560
V10	12x35	0	560
V11	12x35	0	560
V12	12x35	0	560
V13	12x35	0	560
V14	12x35	0	560
V15	12x40	0	560
V16	12x40	0	560
V17	12x40	0	560
V18	12x35	-140	420
V19	12x35	-140	420

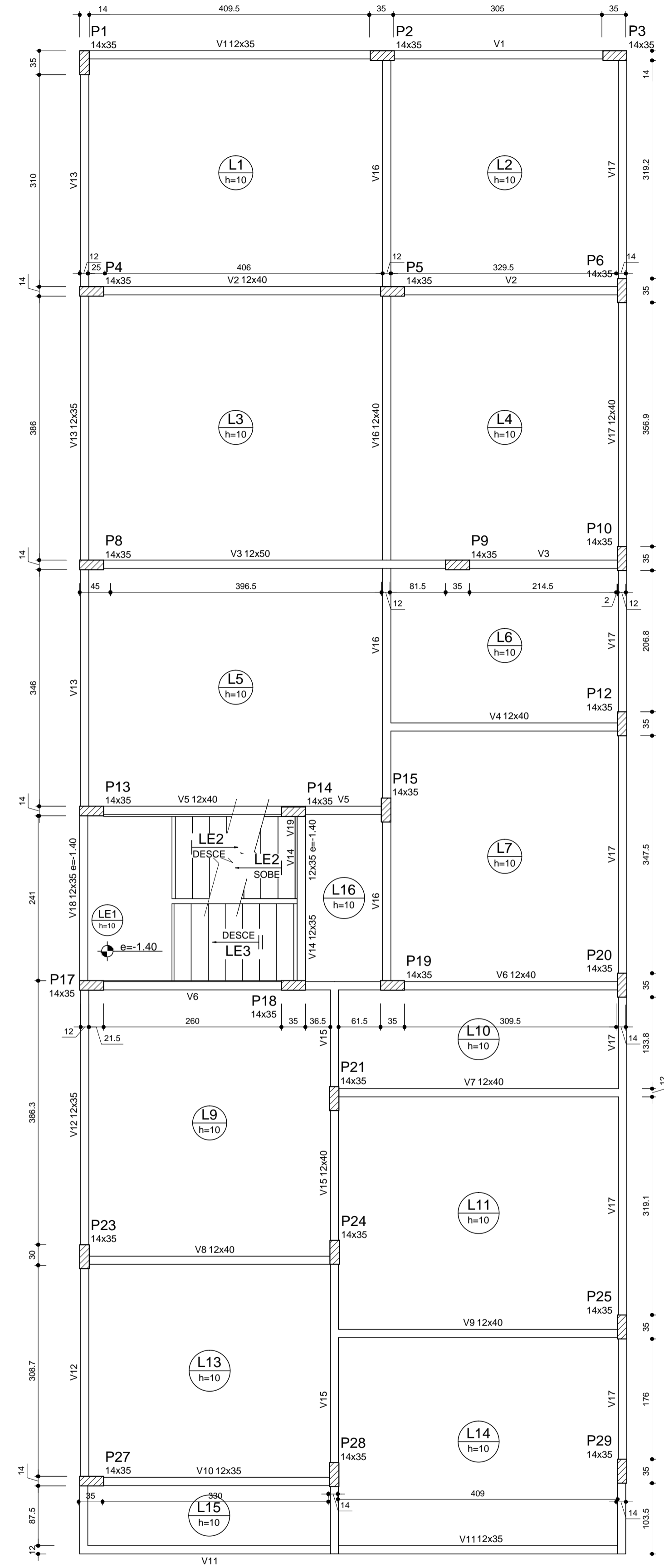
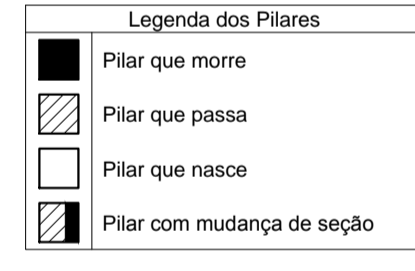
Lajes									
Nome	Tipo	Dados			Sobrecarga (kN/m²)			Localizada	
		Altura (cm)	Elevação (m)	Nível (m)	Peso próprio (kN/m²)	Adicional	Acidental		
L1	Maciça	10	0.00	5.6	2.50	0.89	1.50	sim	-
L2	Maciça	10	0.00	5.6	2.50	0.89	1.50	-	sim
L3	Maciça	10	0.00	5.6	2.50	0.89	1.50	-	sim
L4	Maciça	10	0.00	5.6	2.50	0.89	1.50	-	-
L5	Maciça	10	0.00	5.6	2.50	0.89	1.50	-	-
L6	Maciça	10	0.00	5.6	2.50	0.89	1.50	sim	-
L7	Maciça	10	0.00	5.6	2.50	0.89	1.50	-	-
L8	Maciça	10	0.00	5.6	2.50	0.89	1.50	-	-
L9	Maciça	10	0.00	5.6	2.50	0.89	1.50	-	-
L10	Maciça	10	0.00	5.6	2.50	0.89	1.50	sim	-
L11	Maciça	10	0.00	5.6	2.50	0.89	1.50	-	sim
L12	Maciça	10	0.00	5.6	2.50	0.89	1.50	-	-
L13	Maciça	10	0.00	5.6	2.50	0.89	1.50	-	-
L14	Maciça	10	0.00	5.6	2.50	0.89	1.50	-	-
L15	Maciça	10	0.00	5.6	2.50	0.89	1.50	-	-
L16	Maciça	10	0.00	5.6	2.50	0.89	3.00	-	-
LE1	Maciça	10	-1.40	4.2	2.50	1.10	3.00	-	-
LE2	Maciça	10	-1.40	4.2	5.30	1.12	3.00	-	-
LE3	Maciça	10	0.00	5.6	5.30	1.12	3.00	-	-

Características dos materiais  

fck (MPa)	25
Ecs (MPa)	24150

 Dimensão máxima do agregado = 19 mm

Pilares			
Nome	Seção (cm)	Elevação (cm)	Nível (cm)
P1	14 x 35	0	560
P2	14 x 35	0	560
P3	14 x 35	0	560
P4	14 x 37	0	560
P5	14 x 45	0	560
P6	14 x 35	0	560
P8	14 x 45	0	560
P9	14 x 45	0	560
P10	14 x 35	0	560
P12	14 x 35	0	560
P13	14 x 35	0	560
P14	14 x 35	0	560
P15	14 x 35	0	560
P17	14 x 35	0	560
P18	14 x 35	0	560
P19	14 x 35	0	560
P20	14 x 35	0	560
P21	14 x 35	0	560
P23	14 x 35	0	560
P24	14 x 35	0	560
P25	14 x 35	0	560
P27	14 x 35	0	560
P28	14 x 35	0	560
P29	14 x 35	0	560



Forma do pavimento Tipo2 2 (Nível 8.40)  
escala 1:50

Vigas			
Nome	Seção (cm)	Elevação (cm)	Nível (cm)
V1	12x35	0	840
V2	12x40	0	840
V3	12x50	0	840
V4	12x40	0	840
V5	12x40	0	840
V6	12x40	0	840
V7	12x40	0	840
V8	12x40	0	840
V9	12x40	0	840
V10	12x35	0	840
V11	12x35	0	840
V12	12x35	0	840
V13	12x35	0	840
V14	12x35	0	840
V15	12x40	0	840
V16	12x40	0	840
V17	12x40	0	840
V18	12x35	-140	700
V19	12x35	-140	700

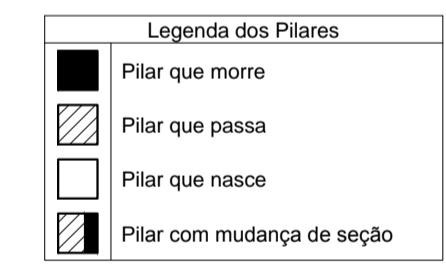
Lajes								
Nome	Tipo	Dados			Sobrecarga (kN/m²)			
		Altura (cm)	Elevação (m)	Nível (m)	Peso próprio (kN/m²)	Adicional	Acidental	Localizada
L1	Maciça	10	0.00	8.4	2.50	0.89	1.50	sim
L2	Maciça	10	0.00	8.4	2.50	0.89	1.50	-
L3	Maciça	10	0.00	8.4	2.50	0.89	1.50	sim
L4	Maciça	10	0.00	8.4	2.50	0.89	1.50	-
L5	Maciça	10	0.00	8.4	2.50	0.89	1.50	-
L6	Maciça	10	0.00	8.4	2.50	0.89	1.50	sim
L7	Maciça	10	0.00	8.4	2.50	0.89	1.50	-
L8	Maciça	10	0.00	8.4	2.50	0.89	1.50	-
L10	Maciça	10	0.00	8.4	2.50	0.89	1.50	-
L11	Maciça	10	0.00	8.4	2.50	0.89	1.50	sim
L13	Maciça	10	0.00	8.4	2.50	0.89	1.50	-
L14	Maciça	10	0.00	8.4	2.50	0.89	1.50	-
L15	Maciça	10	0.00	8.4	2.50	0.89	1.50	-
L16	Maciça	10	0.00	8.4	2.50	0.89	3.00	-
LE1	Maciça	10	-1.40	7	2.50	1.10	3.00	-
LE2	Maciça	10	-1.40	7	5.30	1.12	3.00	-
LE3	Maciça	10	0.00	8.4	5.30	1.12	3.00	-

Características dos materiais  

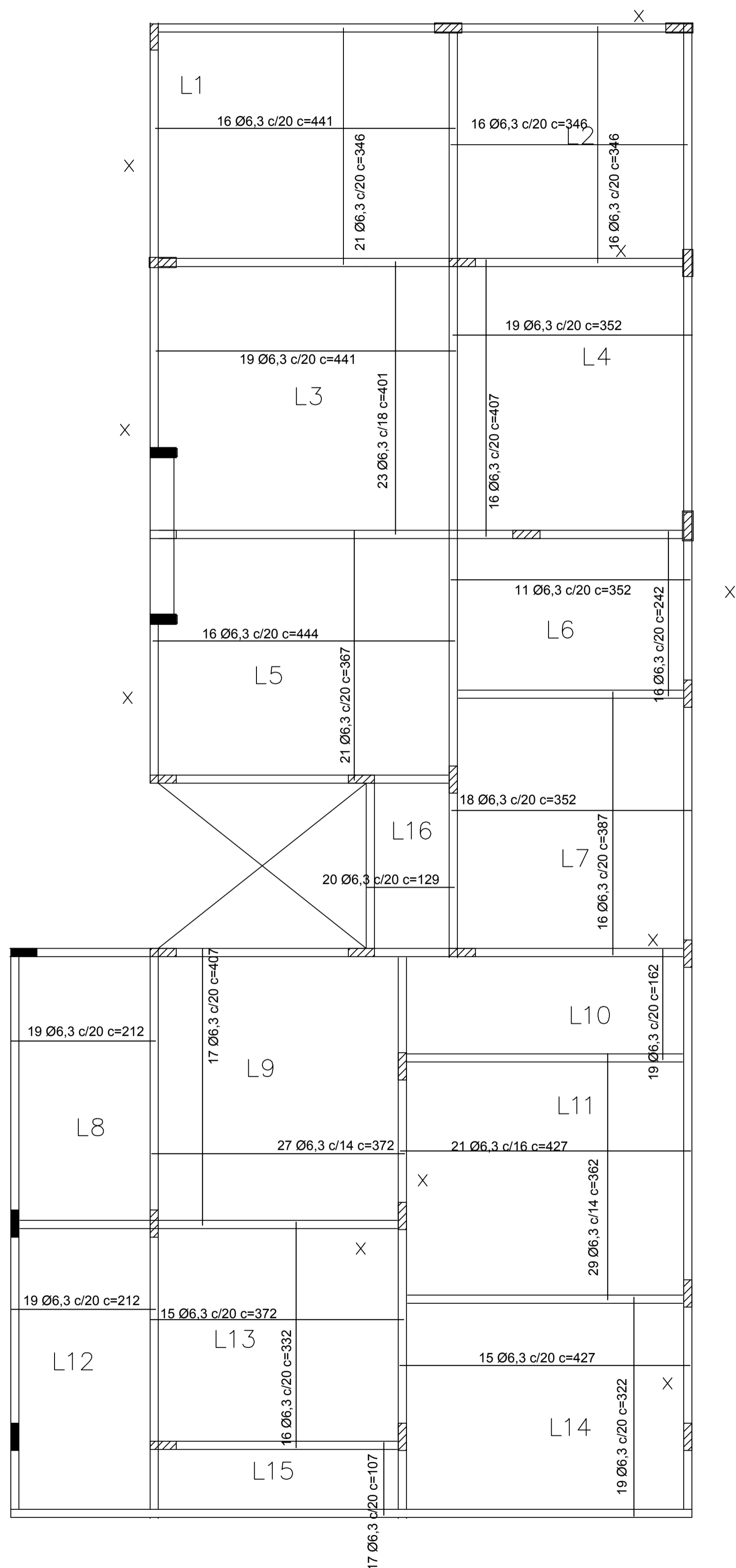
fck (MPa)	25
Ecs (MPa)	24150

 Dimensão máxima do agregado = 19 mm

Pilares			
Nome	Seção (cm)	Elevação (cm)	Nível (cm)
P1	14 x 35	0	840
P2	14 x 35	0	840
P3	14 x 35	0	840
P4	14 x 35	0	840
P5	14 x 35	0	840
P6	14 x 35	0	840
P8	14 x 35	0	840
P9	14 x 35	0	840
P10	14 x 35	0	840
P12	14 x 35	0	840
P13	14 x 35	0	840
P14	14 x 35	0	840
P15	14 x 35	0	840
P17	14 x 35	0	840
P18	14 x 35	0	840
P19	14 x 35	0	840
P20	14 x 35	0	840
P21	14 x 35	0	840
P23	14 x 35	0	840
P24	14 x 35	0	840
P25	14 x 35	0	840
P27	14 x 35	0	840
P28	14 x 35	0	840
P29	14 x 35	0	840

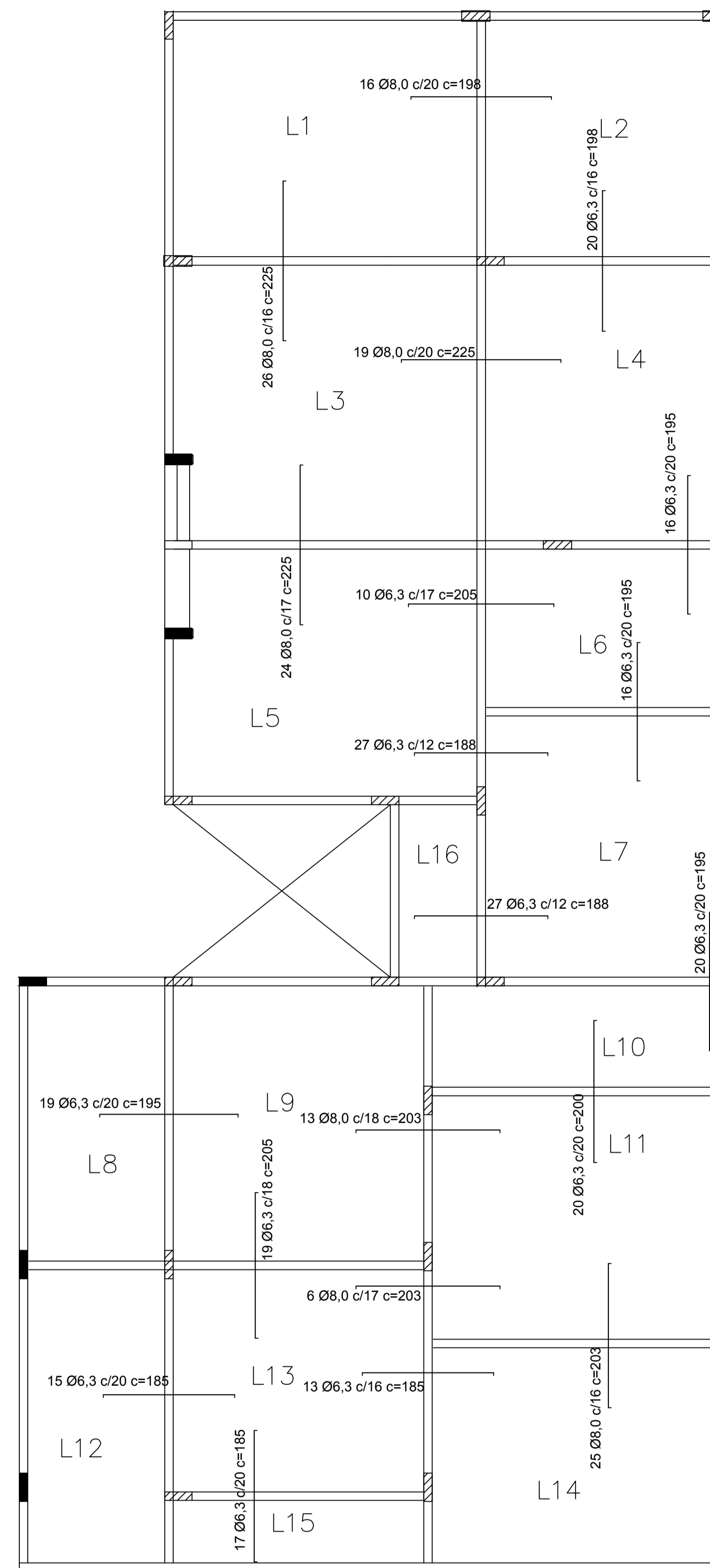


RESPONSÁVEL TÉCNICO: PROJETO	PROPRIETÁRIO:
PEDRO GABRIEL KEMCZINSKI 09236042	
PROJETO	PRANCHA:
PROJETO ESTRUTURAL	02
EDIFÍCIO RESIDENCIAL	
FORMA TIPO 2-1 E 2-2	
LOCALIZAÇÃO: RUA DOM JAIME, Nº 520 - BAIRRO VILA REAL - BALNEÁRIO CAMBORIÚ-S	
ESCALA: INDICADA	DATA: 12/2015
DESENHISTA: PEDRO G.	DESENHO Nº: 01



Arm. positiva tipo 1 - Manual

escala 1:50

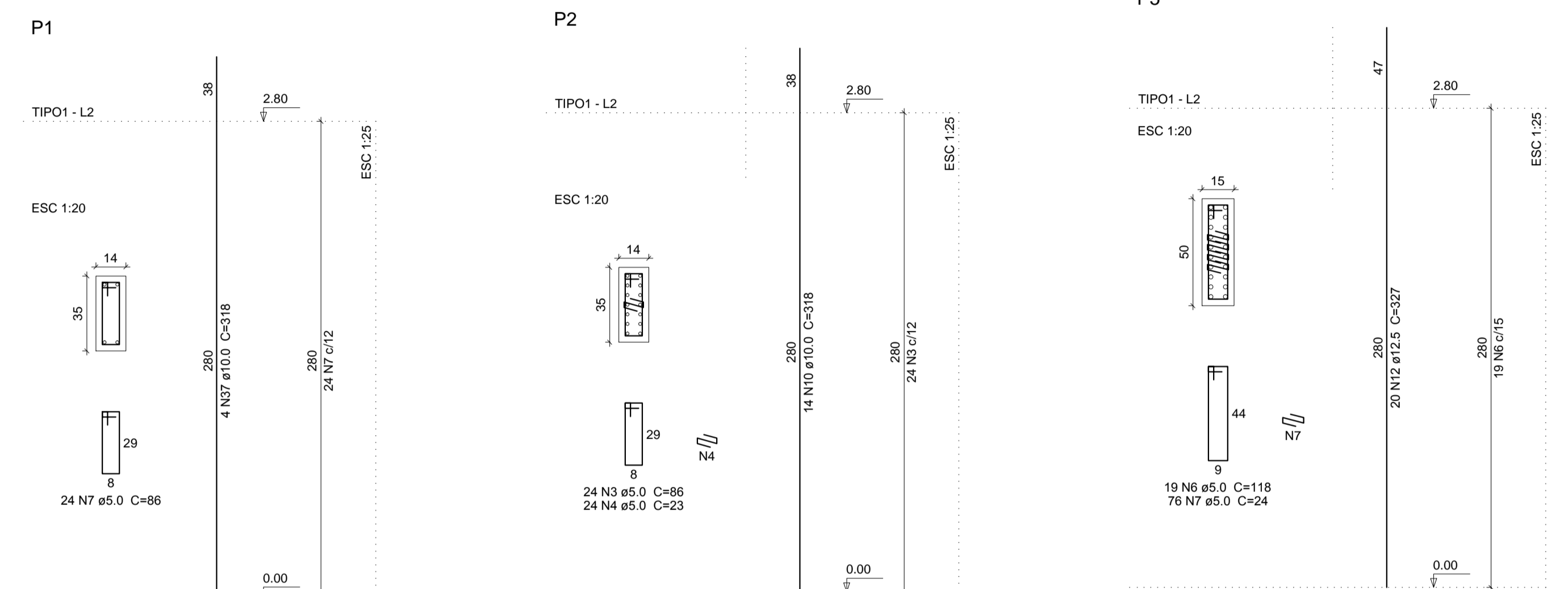
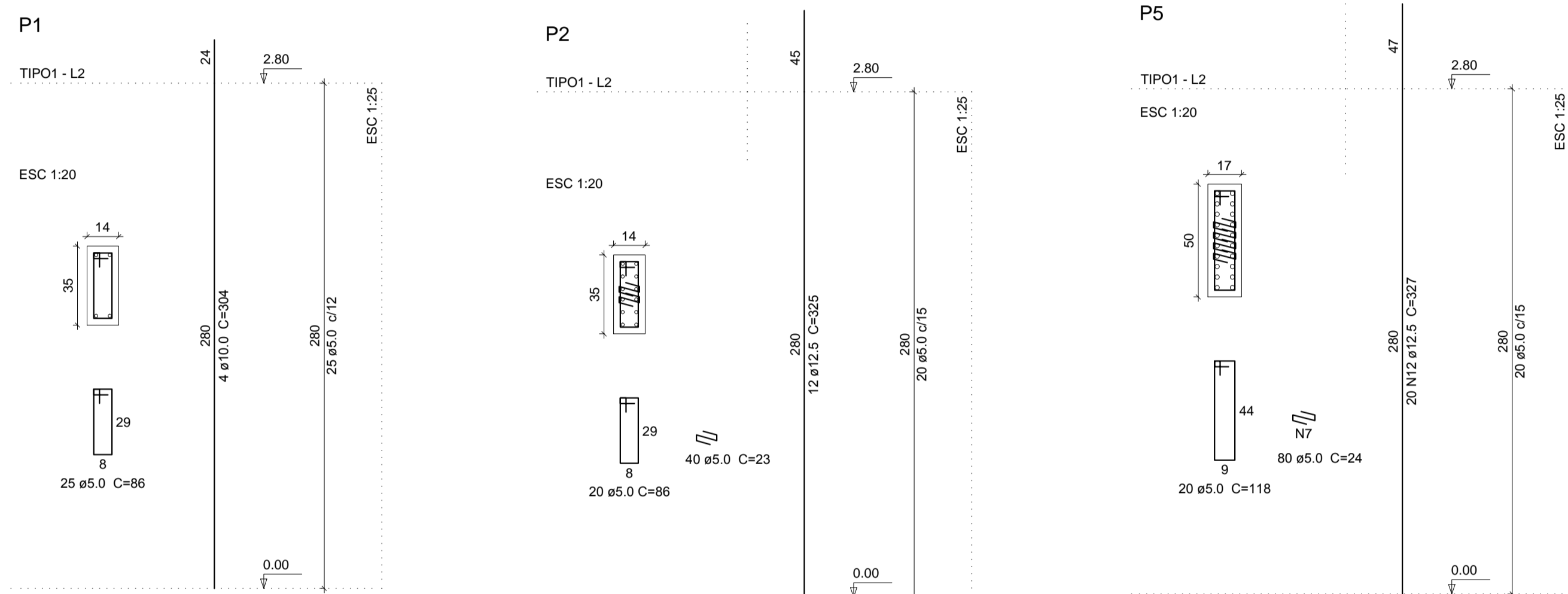
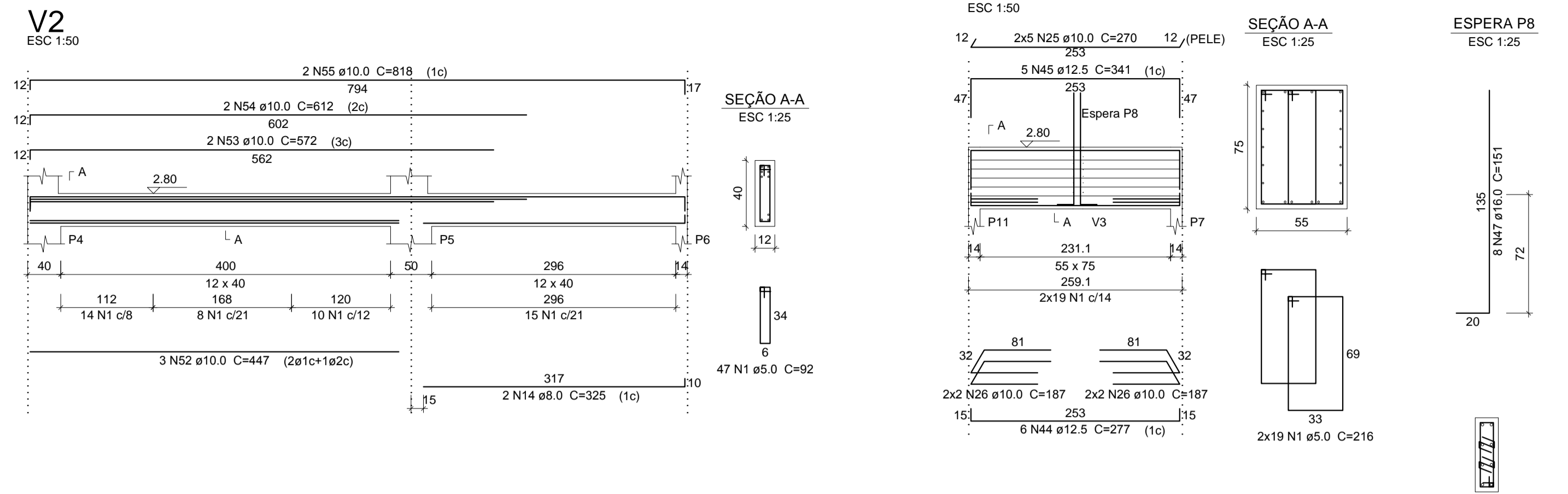
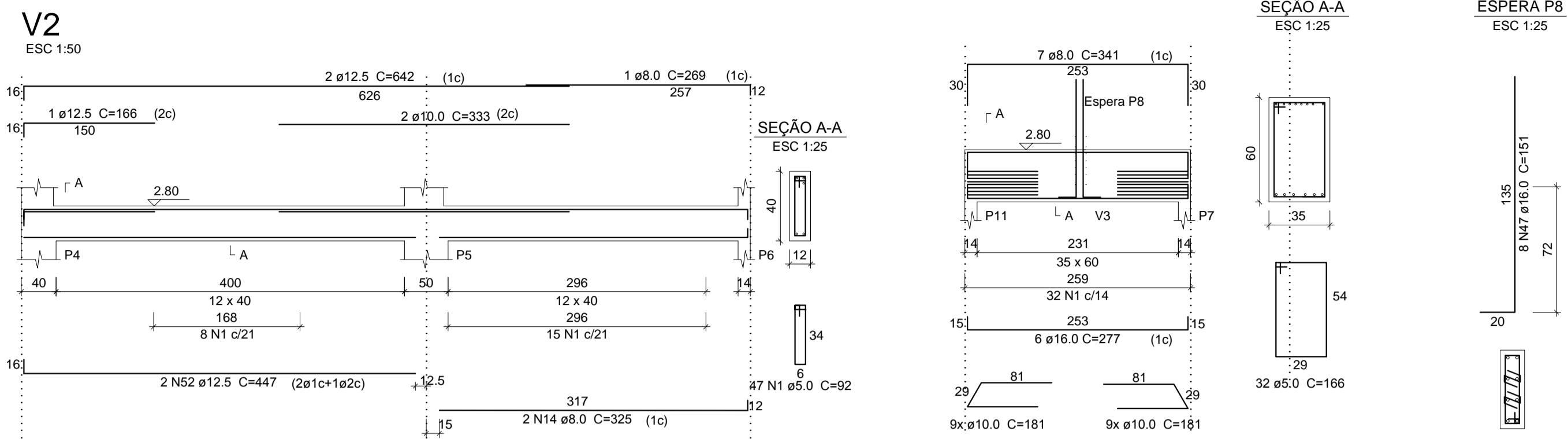


Arm. negativa tipo 1 - Manual

escala 1:50

RESPONSÁVEL TÉCNICO: PROJETO	PROPRIETÁRIO:
PEDRO GABRIEL KEMCZINSKI 09238042	
PROJETO: PROJETO ESTRUTURAL	
EDIFÍCIO RESIDENCIAL	
COMPARATIVO ARMAÇÃO POSITIVA LAJES PAV. TIPO 1	
LOCALIZAÇÃO: RUA DOM JAIME, Nº 520 - BAIRRO VILA REAL - BALNEÁRIO CAMBORIÚ-SC	FRANCHA:
ESCALA: INDICADA	DATA: 12/2015
DESENHISTA: PEDRO G.	DESENHO Nº: 01
04	





ELEMENTOS CALCULADOS MANUALMENTE

ELEMENTOS CALCULADOS PELO EBERICK

RESPONSÁVEL TÉCNICO: PROJETO	PROPRIETÁRIO:
PEDRO GABRIEL KEMCZINSKI 09238042	
<b>PROJETO ESTRUTURAL</b>	
EDIFÍCIO RESIDENCIAL	
ELEMENTOS CALCULADOS MANUALMENTE x ELEM. EBERICK	
LOCALIZAÇÃO: RUA DOM JAIME, Nº 520 - BAIRRO VILA REAL - BALNEÁRIO CAMBORIÚ-SC	PRANCHA:
ESCALA: INDICADA	DATA: 12/2015
DESENHISTA: PEDRO G.	DESENHO Nº: 01
<b>05</b>	