

**UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ**

**RAFAEL ROSA DOS SANTOS**

**ESTABILIDADE GLOBAL DE ESTRUTURAS ASSOCIADAS: INFLUÊNCIA DE  
ELEMENTOS ESTRUTURAIS EM CONCRETO ARMADO NA RIGIDEZ DE UM  
EDIFÍCIO EM ESTRUTURAS METÁLICAS**

**GUARAPUAVA**

**2021**

**RAFAEL ROSA DOS SANTOS**

**ESTABILIDADE GLOBAL DE ESTRUTURAS ASSOCIADAS: INFLUÊNCIA DE  
ELEMENTOS ESTRUTURAIS EM CONCRETO ARMADO NA RIGIDEZ DE UM  
EDIFÍCIO EM ESTRUTURAS METÁLICAS**

**GLOBAL STABILITY OF ASSOCIATED STRUCTURES: INFLUENCE OF  
STRUCTURAL ELEMENTS IN REINFORCED CONCRETE ON THE RIGIDITY OF  
A BUILDING IN METALLIC STRUCTURES**

Trabalho de conclusão de curso de graduação  
apresentada como requisito para obtenção do título de  
Bacharel em Engenharia Civil da Universidade  
Tecnológica Federal do Paraná (UTFPR).

Orientador(a): MSc Bianca Paola Comin.

**GUARAPUAVA**

**2021**



[4.0 Internacional](https://creativecommons.org/licenses/by/4.0/)

Esta licença permite compartilhamento, remixe, adaptação e criação a partir do trabalho, mesmo para fins comerciais, desde que sejam atribuídos créditos ao(s) autor(es). Conteúdos elaborados por terceiros, citados e referenciados nesta obra não são cobertos pela licença.

**RAFAEL ROSA DOS SANTOS**

**ESTABILIDADE GLOBAL DE ESTRUTURAS ASSOCIADAS: INFLUÊNCIA DE  
ELEMENTOS ESTRUTURAIS EM CONCRETO ARMADO NA RIGIDEZ DE UM  
EDIFÍCIO EM ESTRUTURAS METÁLICAS**

Trabalho de Conclusão de Curso de Graduação  
apresentado como requisito para obtenção do título de  
Bacharel em Engenharia Civil da Universidade  
Tecnológica Federal do Paraná (UTFPR).

Data de aprovação: 20 de dezembro de 2021

---

Bianca Paola Comin  
Engenheira Civil - Mestrado em Meio Ambiente e Desenvolvimento (UFPR)  
Universidade Tecnológica Federal do Paraná

---

Gustavo de Miranda Saleme Gidrão  
Engenheiro Civil - Doutorado em Engenharia de Estruturas (USP)  
Universidade Tecnológica Federal do Paraná

---

Alisson Rodrigo de Castro  
Engenheiro Civil (UEL)  
A. Yoshii Engenharia e Construções LTDA

**GUARAPUAVA**

**2021**



## RESUMO

O surgimento de novos sistemas construtivos, como os que utilizam elementos mistos de aço e concreto, está fortemente ligado ao desenvolvimento do concreto armado e das estruturas em aço. O crescente desenvolvimento tecnológico e a industrialização da construção civil no mercado atual é impulsionado pelo surgimento destes novos sistemas estruturais. A industrialização da construção civil, assim como o trabalho em conjunto dos materiais aço e concreto, vem sendo uma solução estrutural muito eficaz e utilizada nos dias de hoje. Este trabalho de conclusão de curso tem como proposta um estudo da estabilidade global de um edifício de múltiplos pavimentos de estrutura mista, visando a análise sobre o efeito de elementos estruturais de concreto armado em uma estrutura puramente metálica, sem elementos de contraventamento, a fim de reduzir ao máximo os deslocamentos horizontais e seus efeitos de segunda ordem, visto que essa análise é indispensável à medida que a esbeltez das estruturas aumenta.

**Palavras-chave:** análise estrutural; estabilidade estrutural; construção metálica; concreto armado.

## ABSTRACT

The emergence of new building systems, such as those using mixed steel and concrete elements, is strongly linked to the development of reinforced concrete and steel structures. The increasing technological development and industrialization of the construction industry in the current market are driven by the emergence of these new structural systems. The industrialization of the construction industry, as well as the joint work of steel and concrete materials, has been a very effective structural solution used nowadays. This course conclusion paper proposes a study of the global stability of a multi-story mixed structure building, aiming to analyze the effect of structural elements of reinforced concrete in a purely metallic structure, without bracing elements, to reduce as much as possible, the horizontal displacements and their second-order effects, as this analysis is indispensable as the slenderness of the structures increases.

**Keywords:** structural analysis; structural stability; steel construction; reinforced concrete.

## LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 – Preenchimento de fôrma com concreto.....	16
Figura 2 – Viga de concreto: a) sem armadura; b) com armadura.....	17
Figura 3 – Palácio de Cristal em Londres .....	18
Figura 4 – Tocama Building em Chicago .....	18
Figura 5 – Edifício Garagem América, 16 pavimentos, São Paulo - SP.....	19
Figura 6 – Edifício Avenida Central, 34 pavimentos, Rio de Janeiro - RJ .....	20
Figura 7 – Edifício Escritório Central da CSN, 17 pavimentos, Volta Redonda- RJ ..	20
Figura 8 – Exemplificação de Uma Estrutura Mista.....	23
Figura 9 – Ligação de cisalhamento entre a laje de concreto e a viga de aço .....	23
Figura 10 – Efeitos de 2ª ordem.....	26
Figura 11 – Efeitos globais de segunda ordem. ....	27
Figura 12 – Relação momento-curvatura .....	28
Figura 13 – Desaprumo dos elementos verticais .....	29
Figura 14 – Curvas momento-rotação.....	34
Figura 15 – Conexões rígidas vigas-pilar, com chapas de extremidade parafusadas na mesa do pilar.....	35
Figura 16 – Classificação das ligações quanto à rigidez.....	36
Figura 17 – Ligação flexível – rotação relativa entre as peças conectadas. ....	37
Figura 18 – Contraventamento de edifícios altos .....	40
Figura 19 – Esquema de aplicação e execução da pesquisa .....	44
Figura 20 – Perfis estruturais segundo a Norma.....	46
Figura 21 – Perfil I.....	46
Figura 22 – Perfil W.....	47
Figura 23 – Perfil HP .....	47
Figura 24 – Locação dos pilares (estrutura metálica).....	50
Figura 25 – Modelagem do edifício de 10 pavimentos (estrutura metálica) .....	51
Figura 26 – Ligação rígida (horizontal) e flexível (vertical).....	51
Figura 27 – Locação dos pilares (estrutura associada 01).....	52
Figura 28 – Detalhe dos pilares (estrutura mista).....	53
Figura 29 – Modelagem do edifício de 10 pavimentos (estrutura associada 01).....	53
Figura 30 – Planta de vigas.....	54
Figura 31 – Modelagem do edifício de 10 pavimentos (estrutura associada) .....	55
Figura 32 – Exemplo de ligação viga metálica – pilar concreto armado.....	55
Figura 33 – Planta de pilares.....	56
Figura 34 – Planta de vigas.....	56
Figura 35 – Modelagem do edifício de 10 pavimentos (estrutura mista).....	57
Figura 36 – Deformação para combinação $PP + CP + Qa$ .....	60
Figura 37 – Deformação para a combinação $PP + CP + Qa + Vx$ .....	61

Figura 38 – Deformação para a combinação $PP + CP + Qa + Vy$ .....	61
Figura 39 – Deformação para combinação $PP + CP + Qa$ .....	64
Figura 40 – Deformação para a combinação $PP + CP + Qa + Vx$ .....	65
Figura 41 – Deformação para a combinação $PP + CP + Qa + Vy$ .....	65
Figura 42 – Deformação para combinação $PP + CP + Qa$ .....	68
Figura 43 – Deformação para a combinação $PP + CP + Qa + Vx$ .....	68
Figura 44 – Deformação para a combinação $PP + CP + Qa + Vy$ .....	69
Figura 45 – Deformação para combinação $PP + CP + Qa$ .....	71
Figura 46 – Deformação para a combinação $PP + CP + Qa + Vx$ .....	72
Figura 47 – Deformação para a combinação $PP + CP + Qa + Vy$ .....	72
Figura 48 – Locação de pilares (estrutura metálica) .....	74
Figura 49 – Vigas pavimentos 1 até 5 (estrutura metálica) .....	74
Figura 50 – Vigas pavimentos 6 até 10 (estrutura metálica) .....	75
Figura 51 – Vigas cobertura (estrutura metálica) .....	75
Figura 52 – Locação de pilares (estrutura associada 01).....	76
Figura 53 – Vigas pavimentos 1 até 5 (estrutura associada 01).....	76
Figura 54 – Vigas pavimentos 6 até 10 (estrutura associada 01).....	77
Figura 55 – Vigas cobertura (estrutura associada 01).....	77
Figura 56 – Locação de pilares (estrutura associada 02).....	78
Figura 57 – Vigas pavimentos 1 até 5 (estrutura associada 02).....	78
Figura 58 – Vigas pavimentos 6 até 10 (estrutura associada 02).....	79
Figura 59 – Vigas cobertura (estrutura associada 02).....	79
Figura 60 – Locação de pilares (estrutura associada 02).....	80
Figura 61 – Vigas pavimentos 1 até 5 (estrutura associada 02).....	80
Figura 62 – Vigas pavimentos 6 até 10 (estrutura associada 02).....	81
Figura 63 – Vigas cobertura (estrutura associada 02).....	81
Figura 64 – Perfis disponíveis para possível substituição da viga $V -$ 121 $W610 \times 174,0$ .....	88
Figura 65 – Perfis disponíveis para possível substituição do pilar $P7 HP 310 \times 110,0$ .....	89
Gráfico 1 – Comparação de momentos fletores para $PP$ .....	83
Gráfico 2 – Comparação de momentos fletores para $CP$ .....	83
Gráfico 3 – Comparação de momentos fletores para $Qa$ .....	84
Gráfico 4 – Comparação do coeficiente $\gamma z$ .....	85
Gráfico 5 – Comparação dos deslocamentos dos pilares em $X - X$ .....	87
Gráfico 6 – Comparação dos deslocamentos dos pilares em $Y - Y$ .....	87



## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Coeficientes de ponderação para as ações permanentes e ações variáveis.....	41
Tabela 2 – Fatores de combinação ( $\Psi_0$ ) e redução ( $\Psi_1$ e $\Psi_2$ ) para as ações variáveis.....	42
Tabela 3 – Símbolos utilizados pela Norma.....	48
Tabela 4 – Perfis metálicos.....	48
Tabela 5 – Seções de vigas em concreto armado.....	48
Tabela 6 – Seções de pilares em concreto armado.....	49
Tabela 7 – Cargas horizontais de vento.....	58
Tabela 8 – Momento de tombamento.....	58
Tabela 9 – Momento pelo efeito $P - \Delta$ .....	59
Tabela 10 – Fatores de amplificação.....	59
Tabela 11 – Deslocamento de pilares.....	62
Tabela 12 – Momento pelo efeito $P - \Delta$ .....	62
Tabela 13 – Fatores de amplificação.....	63
Tabela 14 – Coeficiente $\gamma_z$ .....	63
Tabela 15 – Deslocamento de pilares.....	66
Tabela 16 – Momento pelo efeito $P - \Delta$ .....	67
Tabela 17 – Fatores de amplificação.....	67
Tabela 18 – Coeficiente $\gamma_z$ .....	67
Tabela 19 – Deslocamento de pilares.....	69
Tabela 20 – Momento pelo efeito $P - \Delta$ .....	70
Tabela 21 – Fatores de amplificação.....	70
Tabela 22 – Coeficiente $\gamma_z$ .....	71
Tabela 23 – Deslocamento de pilares.....	73
Tabela 24 – Comparação dos momentos devido ao efeito $P - \Delta$ .....	82
Tabela 25 – Diferenças de momentos devido ao efeito $P - \Delta$ .....	82
Tabela 26 – Coeficiente $\gamma_z$ para as estruturas de concreto armado.....	84
Tabela 27 – Diferenças entre os coeficientes $\gamma_z$ .....	85
Tabela 28 – Deslocamentos dos pilares.....	86
Tabela 29 – Diferença entre os deslocamentos dos pilares.....	86

## LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ASTM	<i>American Society for Testing and Materials</i>
BNDES	Banco Nacional de Desenvolvimento Econômico e Social
CBCA	Centro Brasileiro de Construção em Aço
ELS	Estado Limite de Serviço
ELU	Estado Limite Último
NBR	Norma Brasileira

## LISTA DE SÍMBOLOS

$(EI)_{eq}$  – Módulo de rigidez da estrutura do edifício equivalente a um pilar de seção constante engastado na base e livre no topo.

$(EI)_{sec}$  – Rigidez secante.

$F_{Gi,k}$  – Valor característico das ações permanentes.

$F_{Q1,k}$  – Valor característico das ações variáveis.

$\gamma_{gi}$  – Coeficientes de ponderação das ações permanentes.

$\gamma_q$  – Coeficientes de ponderação das ações variáveis.

$H_{tot}$  – Altura total do edifício.

$M_{1,tot,d}$  – Momento de tombamento, ou seja, a soma dos momentos de todas as forças horizontais da combinação considerada, com seus valores de cálculo, em relação à base da estrutura.

$N_k$  – Somatório de todos os esforços verticais atuantes no edifício.

$\Psi_{0j}$  – Redutor de combinação de cada uma das demais ações variáveis.

$\Delta M_{tot,d}$  – Soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes na estrutura, na combinação considerada, com seus valores de cálculo, pelos deslocamentos horizontais de seus respectivos pontos de aplicação, obtidos da análise de 1ª ordem.

$A_e$  – Área frontal efetiva do edifício.

$C_a$  – Coeficiente de arrasto.

$E$  – Módulo de elasticidade.

$E_{ci}$  – Módulo de deformação tangencial.

$F_a$  – Coeficiente de força.

$F_{ck}$  – Resistência característica do concreto à compressão em temperatura ambiente.

$F_d$  – Valores de cálculo das ações.

$I_c$  – Momento de inércia da seção bruta de concreto, incluindo, quando for o caso, as mesas colaborantes.

$I_v$  – Momento de inércia da seção transversal da viga conectada no plano da estrutura.

$K_p$  – Valor médio de  $\frac{I_p}{L_v}$  para todos os pilares do andar.

$K_v$  – Valor médio de  $\frac{I_v}{L_v}$  para todas as vigas no topo do andar.

$L_v$  – Comprimento da viga conectada.

$M_{i,Rd}$  – Momento resistente.

$M_{i-\theta i}$  – Momento fletor-rotação.

$\theta_d$  – Capacidade de rotação.

$P - \Delta$  – Processo que avalia a estabilidade global.

$P - \delta$  – Processo que avalia a estabilidade local.

$Q$  – Pressão dinâmica do vento.

$S_1$  – Fator topográfico.

$S_2$  – Fator que considera o efeito combinado da rugosidade do terreno, da variação da velocidade do vento com a altura acima do terreno e das dimensões da edificação ou parte da edificação em consideração.

$S_3$  – Fator estatístico.

$S_i$  – Rigidez.

$V_0$  – Velocidade básica do vento.

$V_k$  – Velocidade característica do vento.

$Z$  – Altura do edifício acima do nível geral do terreno.

$\alpha$  – Parâmetro que avalia a estabilidade global de estruturas de concreto.

$\gamma_z$  – Parâmetro que avalia, de forma simples, a estabilidade global de um edifício em estrutura de concreto armado.

$\theta$  – Rotação.

$A_t$  – Área transformada.

$b_c$  – Largura efetiva.

$\alpha_E$  – Razão modular  $\frac{E_{Aço}}{E_{Concreto}}$ .

$y$  – Distância até o centro de gravidade (CG).

$d$  – Altura efetiva da viga.

$I_0$  – Momento de inércia.

$t_c$  – Altura da laje.

## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO</b> .....	<b>13</b>
<b>2</b>	<b>AÇO E CONCRETO NA CONSTRUÇÃO DE EDIFÍCIOS</b> .....	<b>16</b>
<b>2.1</b>	<b>Estruturas de concreto armado</b> .....	<b>16</b>
<b>2.2</b>	<b>Estruturas de aço</b> .....	<b>17</b>
<b>2.3</b>	<b>Estruturas mistas de aço e concreto</b> .....	<b>21</b>
<b>3</b>	<b>ASPECTOS PRÁTICOS DO CÁLCULO DE ESTRUTURAS</b> .....	<b>25</b>
<b>3.1</b>	<b>Classificação das estruturas</b> .....	<b>25</b>
3.1.1	Não-linearidade geométrica .....	26
3.1.2	Não-linearidade física .....	28
3.1.3	Método $P - \Delta$ .....	30
<b>3.2</b>	<b>Verificação de estabilidade</b> .....	<b>32</b>
3.2.1	Parâmetro de instabilidade $\alpha$ .....	32
3.2.2	Coefficiente $\gamma_z$ .....	33
<b>3.3</b>	<b>Tipos de ligações</b> .....	<b>33</b>
3.3.1	Ligação rígida .....	35
3.3.2	Ligação semirrígida .....	36
3.3.3	Ligação flexível .....	36
<b>3.4</b>	<b>Ações e combinações</b> .....	<b>37</b>
3.4.1	Classificação das ações .....	37
3.4.2	Ação do vento em edifícios .....	38
<u>3.4.2.1</u>	<u>Pressão dinâmica de obstrução (<math>q</math>)</u> .....	<u>38</u>
<u>3.4.2.2</u>	<u>Coeficiente de arrasto (<math>C_a</math>)</u> .....	<u>39</u>
<u>3.4.2.3</u>	<u>Força de arrasto</u> .....	<u>39</u>
<u>3.4.2.4</u>	<u>Deslocamentos horizontais</u> .....	<u>39</u>
3.4.3	Combinações estado limite último – ELU .....	41
3.4.4	Combinações estado limite de serviço – ELS .....	42
<u>3.4.4.1</u>	<u>Combinações quase permanentes de serviço</u> .....	<u>43</u>
<u>3.4.4.2</u>	<u>Combinações frequentes de serviço</u> .....	<u>43</u>
<u>3.4.4.3</u>	<u>Combinações raras de serviço</u> .....	<u>43</u>
<b>4</b>	<b>METODOLOGIA</b> .....	<b>44</b>
<b>4.1</b>	<b>Estrutura geral do trabalho</b> .....	<b>44</b>
<b>4.2</b>	<b>Revisão bibliográfica</b> .....	<b>44</b>
<b>4.3</b>	<b>Parâmetros normativos</b> .....	<b>45</b>

<b>4.4</b>	<b>Modelagem.....</b>	<b>49</b>
4.4.1	Estrutura metálica.....	49
4.4.2	Estrutura associada 01.....	52
4.4.3	Estrutura associada 02.....	54
4.4.4	Estrutura associada 03.....	56
<b>5</b>	<b>RESULTADOS E DISCUSSÕES.....</b>	<b>58</b>
<b>5.1</b>	<b>Estrutura metálica.....</b>	<b>58</b>
<b>5.2</b>	<b>Estrutura associada 01.....</b>	<b>62</b>
<b>5.3</b>	<b>Estrutura associada 02.....</b>	<b>66</b>
<b>5.4</b>	<b>Estrutura associada 03.....</b>	<b>70</b>
<b>5.5</b>	<b>Análise comparativa.....</b>	<b>73</b>
<b>6</b>	<b>CONSIDERAÇÕES FINAIS.....</b>	<b>90</b>
	<b>REFERÊNCIAS.....</b>	<b>91</b>
	<b>ANEXO A - Isopletras da <math>V_0</math> (ABNT NBR 6123:1988).....</b>	<b>94</b>
	<b>ANEXO B - Cargas horizontais de vento (CypeCAD 2019.a).....</b>	<b>96</b>
	<b>ANEXO C - Combinações (CypeCAD 2019.a).....</b>	<b>98</b>
	<b>ANEXO D - Erros de cálculo da obra (CypeCAD 2019.a).....</b>	<b>104</b>
	<b>ANEXO E - Análise da estabilidade global (CypeCAD 2019.a).....</b>	<b>109</b>
	<b>ANEXO F - Pranchas.....</b>	<b>114</b>

## 1 INTRODUÇÃO

Um sistema misto aço-concreto é aquele em que um perfil de aço, seja laminado, soldado ou formado a frio, trabalha em conjunto com o concreto, geralmente armado, para compor um elemento estrutural ( pilar, viga ou laje). As estruturas de aço e de concreto vêm sendo intensivamente utilizadas na construção civil em todo o mundo há cerca de 150 anos (QUEIROZ et al., 2012).

Segundo o CBCA (Centro Brasileiro de Construção em Aço), em uma pesquisa realizada em parceria com a ABCEM (Associação Brasileira da Construção Metálica), em 2019 houve um aumento de 25,6% na produção de estruturas em aço em comparação com 2018 (CBCA, s/d). Segundo o BNDES (Banco Nacional de Desenvolvimento Econômico e Social), este setor vem sendo impulsionado pela ampliação do acesso ao crédito, pelo crescimento do PIB, por programas públicos de combate ao déficit habitacional e pelas obras relacionadas às futuras realizações de grandes eventos esportivos (FALEIROS et al. [ca. 2011]).

De acordo com o CBCA (s/d), as estruturas mistas aço-concreto no Brasil são recentes, possuindo em torno de 20 anos, mas o sistema construtivo vem ganhando mais espaço no mercado devido ao impulsionamento dado pelo segmento de estruturas metálicas. Com projetos de edificações cada vez mais esbeltos, a fim de garantir a segurança, evitar deformações estruturais e manifestações patológicas, faz-se necessária uma análise mais rigorosa da estabilidade global dos edifícios. Portanto, buscou-se reunir dados/informações com o propósito de responder à seguinte questão norteadora: de que forma a estabilidade global de uma estrutura associada pode ser afetada quanto está submetida a um carregamento padrão?

O objetivo da análise da estabilidade global em um sistema construtivo misto é identificar os fatores que mais interferem, seja de maneira positiva ou negativa, em tal sistema. Com embasamento nas normas brasileiras vigentes sobre o assunto, será verificada a influência de elementos estruturais em concreto armado na rigidez e na estabilidade de uma estrutura metálica, tendo assim uma estrutura mista aço-concreto.

Oliveira (2004) afirma que, no Brasil as escolas de formação profissional de engenharia e de arquitetura, na maioria das vezes, dispõem de uma grade curricular baseada no ensino da produção de edifícios em estruturas em concreto armado, não promovendo a disseminação e o entendimento de outros sistemas, como a estrutura

em aço. Esta postura leva à formação de profissionais vinculados a um único sistema construtivo, ou seja, inseguros quanto à atuação em outros modelos estruturais. Com isso, existe a necessidade de capacitação no quesito de entender como o sistema estrutural misto se comporta, por ser a junção de dois sistemas distintos: concreto armado e estrutura metálica.

Ao trabalhar com um sistema estrutural misto, tanto o aço como o concreto (armado ou não), possuem comportamentos distintos um do outro. Caso a interação destes materiais não seja devidamente analisada, pode acarretar problemas construtivos, comprometer a segurança do usuário trazendo riscos à sua integridade física e, também, problemas de utilização/serviço da estrutura como um todo. Assim, pode-se afirmar que é de suma importância a análise de estabilidade global da estrutura que ocorre devido a essa característica de ser formada por dois sistemas construtivos distintos trabalhando em conjunto.

A fim de garantir que a estrutura metálica irá se comportar de forma conjunta com a estrutura de concreto (geralmente armado), preservando a sua integridade, sabe-se que a realização de análises estruturais diminui as chances de falhas mecânicas, tornando-se assim essencial na fase de projeto para certificar a totalidade da estrutura. Para tanto, a análise precisa ser realizada quanto aos esforços solicitantes, procurando ter ciência do quão afetada será a estrutura com a sua atuação.

O que impulsionou a realização deste trabalho foi entender que o processo de análise de estabilidade global em estruturas mistas aço-concreto é significativo por se tratar de sistemas construtivos distintos trabalhando em conjunto. O que se busca aqui é, portanto, apresentar conceitos, definições e métodos necessários às análises estruturais para o desenvolvimento do dimensionamento com base nas normas brasileiras ligadas diretamente à concepção estrutural. Além disso, busca-se empregar tais conhecimentos em uma situação hipotética de projeto, com vistas a observar a aplicabilidade de tais conhecimentos.

Como objetivo geral deste trabalho, tem-se: realizar um estudo sobre a estabilidade global de uma estrutura associada de aço e concreto por meio da análise da influência de elementos estruturais em concreto armado na rigidez de um edifício em estruturas metálicas. Como objetivos específicos, tem-se: identificar os métodos e análise de estabilidade global presentes nas normas brasileiras; determinar os esforços predominante atuantes em um edifício modelo de 10 andares; compreender



o comportamento estrutural do caso proposto a nível de pré-dimensionamento; verificar a estabilidade global da estrutura, propondo soluções alternativas ao modelo inicial.

Para o desenvolvimento do presente trabalho, foram utilizadas pesquisas bibliográficas. A pesquisa bibliográfica baseou-se em publicações científicas da área de análise da estabilidade global de construções mistas aço-concreto. Este estudo tem por finalidade realizar uma pesquisa aplicada, uma vez que utilizará conhecimento da pesquisa fundamental para resolver problemas.

O trabalho de conclusão de curso estrutura-se em seis capítulos, apresentando-se no primeiro a introdução, justificativa e os objetivos deste trabalho, no segundo a história e definições acerca das estruturas mistas aço-concreto, além da evolução, importância e das suas vantagens e desvantagens. No terceiro capítulo é realizado o levantamento das análises de acordo com as normas brasileiras vigentes e será abordada a importância da análise estrutural com o foco para a estabilidade global da estrutura mista pré-dimensionada. No capítulo quatro é descrita a metodologia adotada para a realização deste trabalho, também é realizado o levantamento de todas as cargas solicitantes da estrutura e o pré-dimensionamento, com isso são analisados os esforços solicitantes predominantes para a análise estrutural. No capítulo cinco é analisado os resultados e realizado o comparativo dos dados obtidos durante as análises. No sexto capítulo são apresentadas as considerações finais sobre o projeto, abordando de maneira técnica/científica o resultado obtido das análises realizadas.

## 2 AÇO E CONCRETO NA CONSTRUÇÃO DE EDIFÍCIOS

### 2.1 Estruturas de concreto armado

O concreto armado é um material que combina o concreto convencional a uma armadura composta por barras de aço. Este sistema é um dos mais utilizados no Brasil e um dos mais eficientes, pois a união destes dois materiais aumenta a resistência dos elementos estruturais por combinar suas diferentes propriedades.

De modo geral, na construção de um elemento estrutural em concreto armado, as armaduras de aço são previamente posicionadas dentro da fôrma (Figura 1), e em seguida o concreto fresco é lançado para preencher a fôrma e envolver as armaduras, e simultaneamente o adensamento vai sendo feito. Após a cura e o endurecimento do concreto, a fôrma é retirada e assim origina-se a peça de concreto armado.

**Figura 1 – Preenchimento de fôrma com concreto**

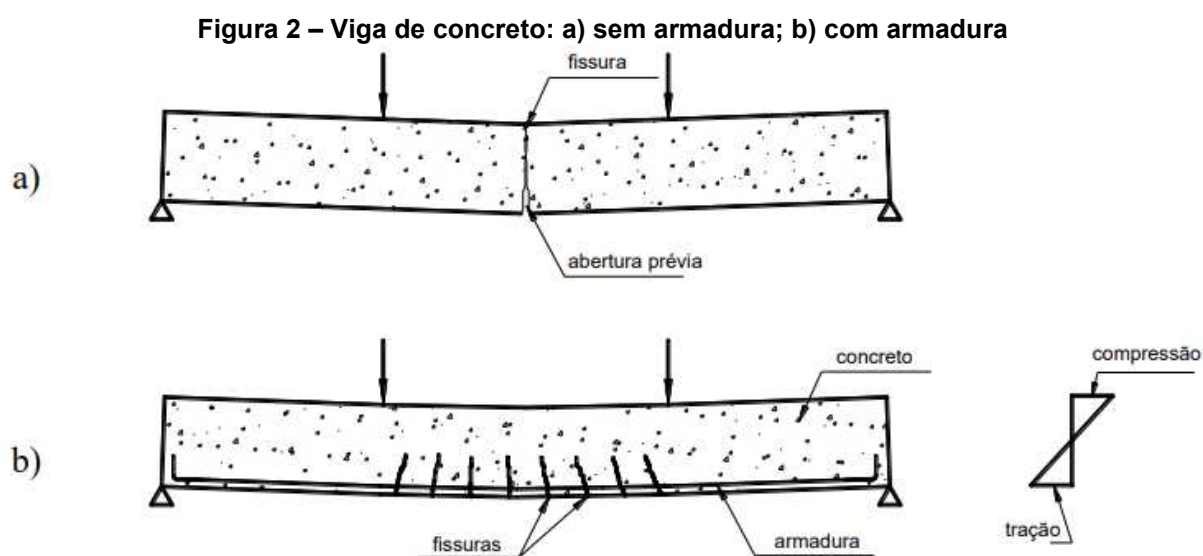


**Fonte: Bastos (2019)**

Segundo Bastos (2019), as estruturas de concreto são comuns em todos os países do mundo, caracterizando-se como estrutura de construção preponderante no Brasil. Comparada a estruturas com outros materiais, a disponibilidade dos materiais constituintes (concreto e aço) e a facilidade de aplicação explicam a larga utilização das estruturas de concreto nos mais variados tipos de construção, como edifícios de

múltiplos pavimentos, pontes e viadutos, reservatórios, barragens, pisos industriais, pavimentos rodoviários e de aeroportos, paredes de contenção, obras portuárias, canais, etc.

O trabalho conjunto entre o concreto e a armadura fica bem caracterizado na comparação de uma viga sem armadura (Figura 2a) e com armadura de flexão (Figura 2b). A viga de concreto armado tem uma capacidade resistente à flexão significativamente aumentada em relação à viga sem armadura.



Fonte: Bastos (2019, p. 8)

## 2.2 Estruturas de aço

Cerca de 6 mil anos a.C. em civilizações como as do Egito, Babilônia e Índia, encontraram-se as primeiras evidências da obtenção do ferro para fins militares, ou como elemento estético de construções, pois era considerado um material nobre devido a sua raridade (BELLEI, 2008).

Com a Revolução Industrial, os países centrais começaram a utilizar o ferro em escala industrial. As primeiras obras em aço são registradas no ano de 1750, quando se descobriu a maneira de produzi-lo industrialmente. Seu emprego industrial foi realizado na França, por volta de 1780, na escadaria do Louvre e no Teatro Palais Royal. Na Inglaterra, em 1779, foi construída uma ponte de arco com elementos de ferro fundido, com vão simples de 42m (BELLEI, 2008).

A partir de 1851, tem-se o início da construção de grandes edifícios metálicos, como o Palácio de Cristal, em Londres (Figura 3). Em 1884 foi construído o Tocama Building (Figura 4), em Chicago, o primeiro edifício com ligações rebitadas, o que resultava em maior rigidez nas estruturas metálicas, fato impossível de ser obtido com parafusos comuns (BELLEI, 2008).

**Figura 3 – Palácio de Cristal em Londres**



**Fonte: Smithsonian Libraries (Acesso: 19 abr. 2021)**

**Figura 4 – Tocama Building em Chicago**



**Fonte: Thomas Leslie (Acesso: 19 abr. 2021)**

No final do século XIX, a liderança na construção de edifícios em múltiplos andares em aço foi assumida por Nova York, nos Estados Unidos. Entre 1913 e 1941, foram construídos diversos arranha-céus em estruturas de aço, com número de

pavimentos variando de 55 a 102. O Empire State Building, com 102 andares, permaneceu sendo o edifício mais alto do mundo por 40 anos. Outros dois edifícios se tornaram referência em estrutura de aço: o World Trade Center, em Nova York, e o Sears Tower, em Chicago (AFONSO, 2014).

Após o término da Primeira Guerra Mundial, durante a década de 1920, o Brasil começou a desenvolver sua indústria siderúrgica com a criação da Companhia Siderúrgica Belgo Mineira (AFONSO, 2014). No final do ano de 1945, foi criada a Companhia Siderúrgica Nacional (CSN), com a finalidade de produzir chapas, trilhos e perfis nas bitolas americanas. Consolidando-se no mercado, entraram em operação, em 1960, a Usiminas e a Cosipa para produção de chapas. A Usiminas e a Cosipa representaram a principal expansão da capacidade de planos no Brasil nos anos 1950 e 1960, porém, esse período também presenciou a expansão de muitas siderúrgicas menores, além do aparecimento de um número razoável de empresas pequenas (POSO, 2007).

No Brasil, entre as décadas de 1950 e 1960, foram construídos edifícios de múltiplos pavimentos em estruturas de aço. Dentre os quais, pode-se destacar:

- Edifício Garagem América, 16 pavimentos, São Paulo – SP (Figura 5);
- Edifício Avenida Central, 34 pavimentos, Rio de Janeiro – RJ (Figura 6);
- Edifício Escritório Central da CSN, 17 pavimentos, Volta Redonda – RJ (Figura 7).

**Figura 5 – Edifício Garagem América, 16 pavimentos, São Paulo - SP**



Fonte: São Paulo City (Acesso: 26 abr. 2021)

**Figura 6 – Edifício Avenida Central, 34 pavimentos, Rio de Janeiro - RJ**



Fonte: Diário do Rio (Acesso: 26 abr. 2021)

**Figura 7 – Edifício Escritório Central da CSN, 17 pavimentos, Volta Redonda- RJ**



Fonte: Diário do Vale (Acesso: 26 abr. 2021)

O sistema construtivo em aço apresenta características significativas. Seções de pilares e vigas são mais esbeltas que as equivalentes em concreto armado, o que garante maior área útil, fator importante principalmente em garagens. A fabricação da estrutura em paralelo com a execução das fundações, gera maior possibilidade de se trabalhar em diversas frentes de serviço, com a consequente redução do prazo de

execução. Além disso, as estruturas de aço geram maior alívio de cargas nas fundações, por serem mais, podendo reduzir substancialmente o custo das subestruturas (AFONSO, 2014).

Segundo Bellei (2008), as estruturas metálicas podem ser utilizadas em vários tipos de construções: civis, industriais e viárias. As principais vantagens das estruturas de aço em relação às estruturas de concreto armado são:

- Maior resistência;
- O aço é um material homogêneo de produção controlada;
- As estruturas são produzidas em fábricas por processos industrializados, favorecendo menores prazos;
- Os elementos das estruturas metálicas podem ser desmontados e substituídos com facilidade;
- A possibilidade de reaproveitamento do material que não seja mais necessário a construção;
- Menor prazo de construção se comparado a outros materiais.

### **2.3 Estruturas mistas de aço e concreto**

Uma estrutura mista é definida quando se tem dois materiais agindo em conjunto para resistir as solicitações externas e internas apresentando o mesmo deslocamento para ambos os materiais, assim agindo como um único elemento (BARCELOS, 2018).

O surgimento da construção em elementos mistos de aço e concreto está fortemente ligada ao desenvolvimento do concreto armado e das estruturas em aço. Em construções mistas, o concreto foi inicialmente utilizado como material de proteção contra corrosão e fogo, ignorando sua resistência em termos estruturais no momento do cálculo (ALVA, 2000).

O crescente desenvolvimento tecnológico e econômico nos processos construtivos e a busca por novas soluções que atendam às exigências do mercado tem impulsionado e intensificado o surgimento de diversos sistemas estruturais e construtivos, dentre os quais estão os sistemas estruturais formados por elementos mistos de aço e concreto. Estes sistemas objetivam oferecer estruturas mais racionais

e econômicas, sobretudo para edifícios de múltiplos pavimentos (NARDIN et al., 2010).

O grau de eficiência da associação aço-concreto na forma de elementos mistos tem relação com o tipo de solicitação a que cada componente estará sujeito no sistema estrutural. A condição ideal é posicionar o aço nas regiões sujeitas a forças de tração e o concreto, nas regiões comprimidas. Desta forma, esta associação resulta na combinação ideal aço-concreto (NARDIN et al., 2010).

A interação entre o concreto e o perfil de aço pode se dar por meios mecânicos, por atrito, ou por simples aderência e repartição de cargas (RODRIGUES, 2016).

Segundo Doniak (2012), na literatura internacional, existe a terminologia estruturas compostas, mistas e híbridas, definindo as estruturas compostas como aquelas em que há a presença dos dois materiais, com adesão ou solidariedade entre si, para compor uma seção estrutural. Na flexão, a solidariedade entre os dois materiais faz com que haja uma compatibilidade entre as deformações. Nesse conceito, a rigor, uma seção de concreto armado é uma seção composta (concreto mais armaduras de aço), da mesma forma que uma viga metálica com conectores de cisalhamento e laje de concreto, forma uma seção composta.

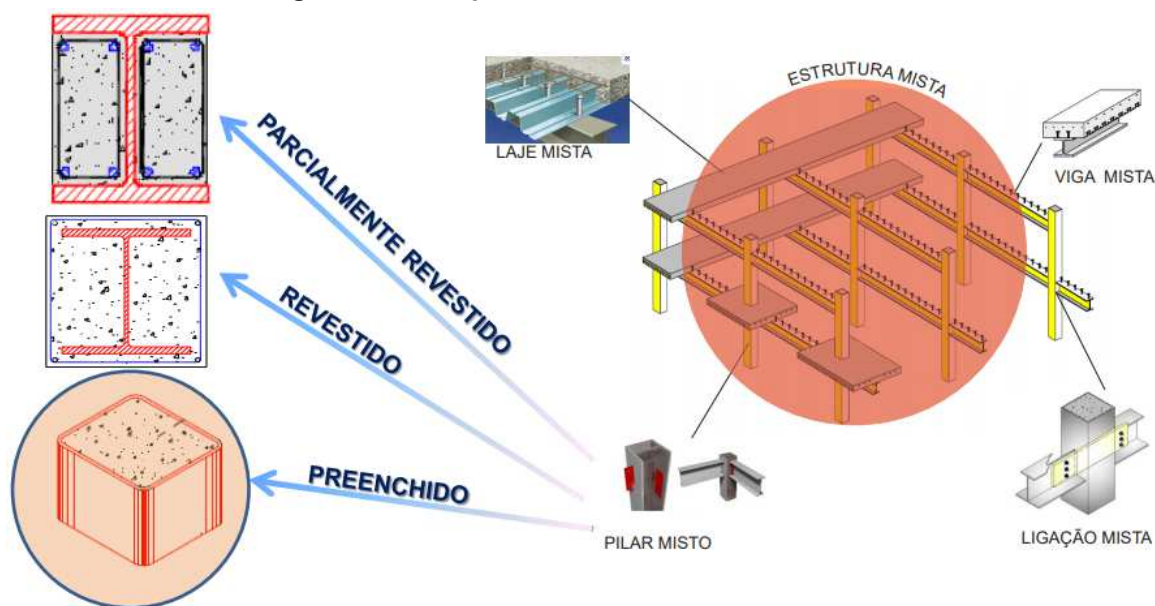
O sistema construtivo misto aço-concreto, no Brasil, é relativamente recente. Segundo Pulido (2012), as primeiras obras a utilizarem estruturas mistas se deram nas décadas de 1950 e 1960, porém nas décadas de 1970 e 1980 praticamente não há registros de construções com estruturas mistas devido à crise econômica no país.

A utilização do sistema construtivo misto aço-concreto ganhou mais espaço com a publicação da nova versão da ABNT NBR 8800:2008, em julho de 2008. Esta NBR contempla as recomendações de projetos para lajes, vigas e pilares mistos.

Nardin, Toledo e Souza (2010) cita que o uso de elementos mistos aço-concreto viabiliza o surgimento de estruturas com diferentes sistemas construtivos. Numa estrutura mista aço-concreto, o aço é utilizado na forma de perfis laminados, dobrados ou soldados, que trabalham em conjunto com o concreto simples ou armado.



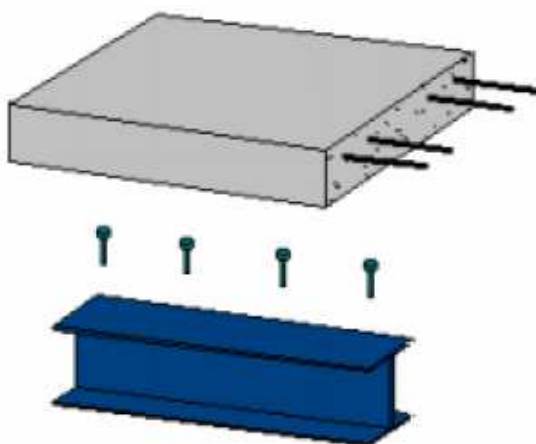
**Figura 8 – Exemplificação de Uma Estrutura Mista**



Fonte: Nardin et al. (2012, p. 2)

Existem diversas maneiras de fazer com que o perfil de aço trabalhe em conjunto com o concreto. Para garantir o comportamento conjunto (misto), deve-se garantir que os materiais aço e concreto se deformem como um único elemento. Neste caso é necessário garantir a interação aço-concreto por meio da ligação entre eles, sendo que a ligação pode ser rígida ou semirrígida (RODRIGUES, 2016).

**Figura 9 – Ligação de cisalhamento entre a laje de concreto e a viga de aço**



Fonte: "Comportamento de ligações mistas viga-pilar". Luciana Maria Bonvino; Roberto Martins Gonçalves (2007)

Como bem nos assegura Bianchi (2002), pode-se dizer que a escolha deste tipo construtivo está atrelada às vantagens por ele oferecidas comparado aos

sistemas convencionais que utilizam apenas o aço estrutural ou apenas o concreto armado. Neste contexto, fica claro que o uso de elementos mistos viabiliza o surgimento de estruturas com diferentes sistemas construtivos. O mais preocupante, contudo, é constatar que a maior parte dos profissionais ainda estão vinculados a um único sistema construtivo, inseguros quanto à sua atuação em outros modelos estruturais.

Conforme explicado anteriormente, é interessante observar que com o crescimento do mercado da construção civil no Brasil, o uso do aço como elemento estrutural vem ganhando cada vez mais espaço nos projetos. Segundo Queiroz (2012), a utilização de sistemas mistos amplia consideravelmente a gama de soluções em concreto armado e em aço. O conjunto de todos estes fatores é o grande responsável pelos avanços tecnológicos verificados nos processos construtivos.

### 3 ASPECTOS PRÁTICOS DO CÁLCULO DE ESTRUTURAS

De acordo com a NBR 8800:2008, item 4.9.2, a análise estrutural tem como objetivo determinar os efeitos das ações na estrutura, visando verificações de estados-limites últimos e de serviço. Para proceder a tal análise, deve-se primeiramente classificar a estrutura com a qual se está trabalhando, com base no material de que é feita e nos efeitos de deslocamento a que está sujeita. Nesse sentido, a estrutura pode ser classificada em dois tipos: estrutura de nós fixos ou de nós móveis. Vale notar que tanto a ABNT NBR 6118:2014 quanto a ABNT NBR 8800:2008 recomendam o uso de coeficientes chamados de parâmetros de estabilidade global para verificar tal estabilidade (RODRIGUES, 2016).

Em conformidade com o descrito na ABNT NBR 6118:2014, a estrutura é considerada de nós fixos quando os deslocamentos horizontais dos nós são pequenos e, por decorrência, os efeitos globais de segunda ordem podem ser desprezados. Já para estruturas de nós móveis, os deslocamentos horizontais não são pequenos e, portanto, devem ser considerados os efeitos de segunda ordem quando da análise de sua estabilidade global.

#### 3.1 Classificação das estruturas

Nesse ponto, faz-se necessário compreender o que são efeitos de segunda ordem e como eles se processam na estrutura. Para isso, deve-se fazer uma incursão no estudo das propriedades dos materiais com os quais estamos trabalhando, especialmente no que se refere às estruturas de concreto armado. Uma questão importante na análise de uma estrutura de concreto armado diz respeito às propriedades do material concreto, que apresenta uma curva tensão-deformação não linear. Esta situação é chamada de não-linearidade física (NLF) do material. Devido à curva tensão-deformação não ser linear, o valor do módulo de elasticidade ( $E$ ) não permanece constante. Outro aspecto diz respeito ao problema da fissuração do concreto, que ocorre com o aumento das solicitações, fazendo com que o valor do momento de inércia das seções transversais reduza significativamente. Consequentemente, pode-se perceber que nesses casos o valor da rigidez da seção não permanece constante (WORDELL, 2003).

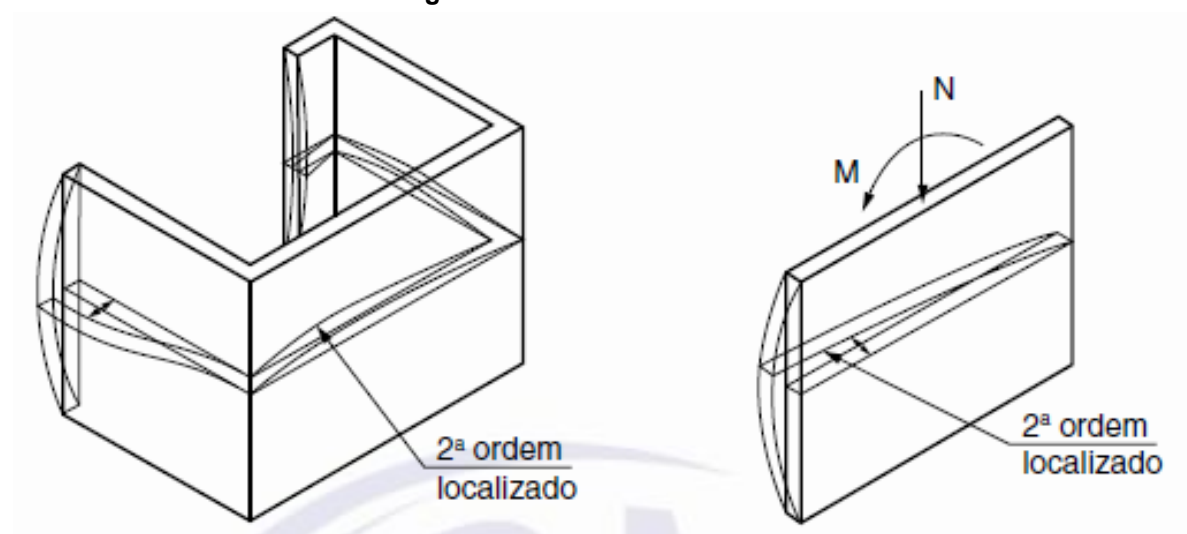
O comportamento linear da estrutura exige a existência do comportamento linear do material e de uma geometria adequada da estrutura. Quando uma dessas condições não é satisfeita, a estrutura apresenta um comportamento não linear, podendo existir uma não linearidade física ou não linearidade geométrica (FUSCO, 1976).

### 3.1.1 Não-linearidade geométrica

A não-linearidade geométrica está relacionada com o deslocamento horizontal dos nós da estrutura ao receber carregamentos. Com isso, a análise passa a ser feita considerando a estrutura em sua condição deformada, e não apenas na configuração geométrica inicial, não deformada. Essa análise é necessária em razão do surgimento dos chamados efeitos de segunda ordem: o deslocamento horizontal da estrutura causa excentricidades nas cargas verticais recebidas pelos pilares, surgindo, assim, novas solicitações que não existiam na condição indeformada (RODRIGUES, 2016).

De acordo com a ABNT NBR 6118:2014, sob a ação das cargas verticais e horizontais, os nós da estrutura deslocam-se horizontalmente. Os esforços de segunda ordem decorrentes desses deslocamentos são chamados de efeitos globais de segunda ordem (Figura 10). O conceito de análise de segunda ordem consiste em determinar os esforços finais atuantes em uma estrutura em equilíbrio na sua posição deformada.

Figura 10 – Efeitos de 2ª ordem



Fonte: ABNT NBR 6118 (2014)

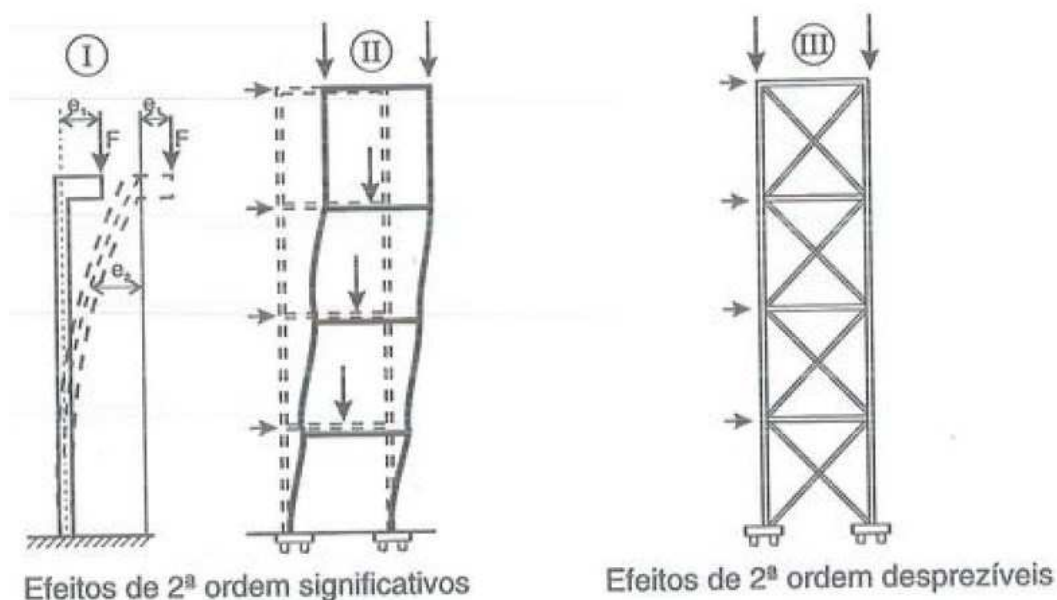
A ABNT NBR 8800:2008, item 4.9.2.2, indica que quanto ao efeito dos deslocamentos, os esforços internos podem ser determinados por:

- a) Análise linear (teoria de primeira ordem), com base na geometria indeformada da estrutura;
- b) Análise não-linear, com base na geometria deformada da estrutura.

A não-linearidade geométrica está ligada à análise dos esforços da estrutura com deslocamento horizontal dos nós ao receber carregamentos. Com isso, a análise passa a ser feita considerando a estrutura em sua condição deformada.

Wordell (2003) define os efeitos globais de segunda ordem como sendo aqueles em que a ação das cargas verticais e horizontais faz com que os nós da estrutura desloquem-se lateralmente (Figura 11). Este deslocamento pode causar o chamado efeito de segunda ordem, os quais acrescentam momentos fletores aos momentos de primeira ordem. Isso mostra que, os efeitos de segunda ordem podem ser significativos nas estruturas altas, podendo correr risco até de um colapso da estrutura em casos que a rigidez não é suficiente para suportar a somatória desses esforços. Dito isso, tem-se a necessidade de enrijecer a estrutura a fim de minimizar os efeitos da não-linearidade geométrica.

**Figura 11 – Efeitos globais de segunda ordem.**

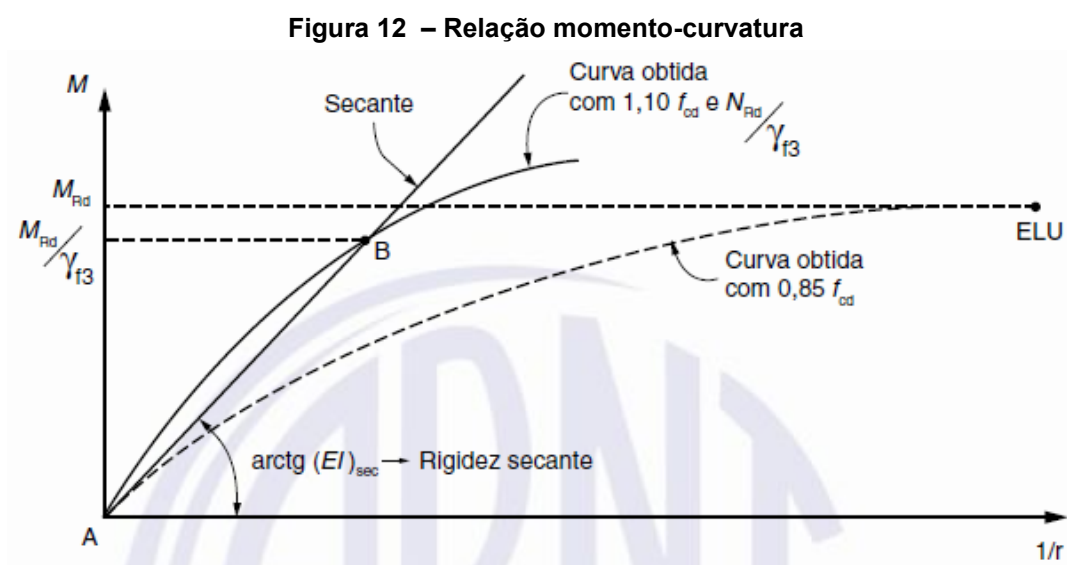


Fonte: FUSCO (1995)

### 3.1.2 Não-linearidade física

Segundo a ABNT NBR 6118:2014, item 15.3.1, o principal efeito da não linearidade física pode, em geral, ser considerado através da construção da relação momento-curva para cada seção, com armadura suposta conhecida, e para o valor da força normal atuante. Esta análise está diretamente ligada às propriedades do material concreto, o qual não possui uma curva tensão-deformação linear, fazendo o módulo de elasticidade ( $E$ ) não permanecer constante.

A relação momento-curvatura apresenta o aspecto da Figura 12.



O item 15.7.3 da ABNT NBR 6118:2014, traz a consideração aproximada da não-linearidade física para a análise dos esforços globais de segunda ordem. Em estruturas reticuladas com no mínimo quatro pavimentos, pode ser considerada a não-linearidade física de maneira aproximada, tomando-se como rigidez dos elementos estruturais os valores seguintes para concretos até 50 MPa:

$$E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \sqrt{f_{ck}} \quad \text{Equação 01}$$

Onde:

$E_{ci}$  é o módulo de elasticidade obtido segundo o método de ensaio estabelecido pela ABNT NBR 8522 (MPa);

$\alpha_E$  é igual a 1 (para granito e gnaisse).

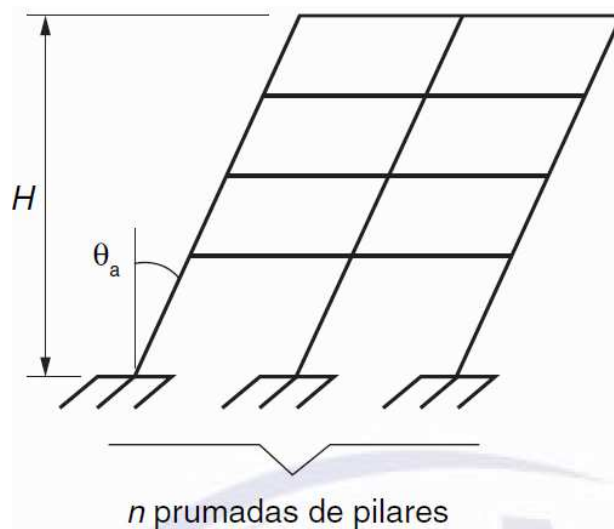
Lajes:  $(EI)_{sec} = 30\% \cdot E_{ci} I_c$

Vigas:  $(EI)_{sec} = 40\% \cdot E_{ci}I_c$  para  $A'_s \neq A_s$  e  $(EI)_{sec} = 50\% \cdot E_{ci}I_c$  para  $A'_s = A_s$

Pilares:  $(EI)_{sec} = 80\% \cdot E_{ci}I_c$

Na análise global dessas estruturas, sejam elas contraventadas ou não, deve ser considerado um desaprumo dos elementos verticais, conforme mostra a Figura 13.

**Figura 13 – Desaprumo dos elementos verticais**



**Fonte: ABNT NBR 6118 (2014)**

Assim, tem-se:

$$\theta_1 = \frac{1}{100\sqrt{H}} \quad \text{Equação 02}$$

$$\theta_a = \theta_1 \cdot \sqrt{\frac{1+1/n}{2}} \quad \text{Equação 03}$$

Onde:

$\theta_{1min}$ : 1/300 para estruturas reticuladas e imperfeições locais;

$\theta_{1máx}$ : 1/200;

$H$ : altura da edificação, expressa em metros (m)

$n$ : número de prumadas de pilares no pórtico plano.

Com isso, a ABNT NBR 6118:2014 fornece o princípio básico de cálculo, onde a análise com efeitos de segunda ordem deve assegurar que, para as combinações mais desfavoráveis das ações de cálculo, não ocorra perda de estabilidade nem esgotamento da capacidade resistente de cálculo. A não-linearidade física, presente nas estruturas de concreto armado, deve ser obrigatoriamente considerada.

$$\Delta_{imp} = \theta_a \cdot H \quad \text{Equação 04}$$

Onde:

$\Delta_{imp}$  é o deslocamento devido às imperfeições/desaprumo.

Consideração das ações do vento e desaprumo:

Quando 30% da ação do vento for maior que a ação do desaprumo, considera-se somente a ação do vento.

Quando a ação do vento for inferior a 30% da ação do desaprumo, considera-se somente a ação do desaprumo.

Nos demais casos, admite-se considerar ambas as ações atuando na mesma direção e sentido, porém, sem a consideração de  $\theta_{1,min}$  (pode-se utilizar o valor calculado).

A comparação pode ser feita com os momentos na base da edificação com o desaprumo calculado sem a consideração de  $\theta_{1,min}$ .

### 3.1.3 Método $P - \Delta$

O método  $P - \Delta$ , segunda a ABNT NBR 6118:2014, é uma maneira de avaliar a influência dos esforços de segunda ordem em relação aos de primeira. Este coeficiente é utilizado sobretudo para estruturas de nós móveis, cujo coeficiente  $\gamma_z$  é maior do que 1,1. Nestes casos, os efeitos de segunda ordem são relevantes para o cálculo da estrutura, devendo ser levados em consideração no dimensionamento dos elementos.

O processo  $P - \Delta$  consiste em aplicar sobre a estrutura indeformada, as ações horizontais e verticais, verificando a posição da deformada, avaliando a deformação da estrutura de acordo com as cargas axiais aplicadas fora do eixo do pilar. Aplicam-se a cada andar, forças horizontais fictícias do tipo:

$$H_j = \sum N_j \cdot \frac{a_j}{l_{0j}} - \sum N_{j-1} \cdot \frac{a_{j-1}}{l_{0(j-1)}} \quad \text{Equação 05}$$

Onde:

$N_j$  é a soma das forças normais de cálculo dos pilares do andar  $j$ ;

$a_j$  é o deslocamento relativo do andar  $j$ ;

$l_{0j}$  é a altura do andar  $j$ .

Este novo carregamento, já com o acréscimo nas cargas horizontais, é inserido na estrutura indeformada, de modo que os deslocamentos são recalculados



considerando este aumento. A cada iteração, obtém-se uma nova força lateral e um novo deslocamento lateral, até atingir a posição de equilíbrio. Este processo é repetido até se obter uma convergência de valores de deformação, obtendo assim, o carregamento final da estrutura levando em conta os carregamentos de primeira e segunda ordem. Os esforços finais obtidos na posição deformada convergente serão os utilizados para o dimensionamento dos elementos estruturais, incluindo os esforços de segunda ordem. O processo pode ser interrompido quando os deslocamentos de uma dada iteração não excederem em mais de 5% os da iteração anterior (MACGREGOR, 1988).

A ABNT NBR 6118:2014 ainda adota um método simplificado, em seu item 15.7.1, onde a solução aproximada para a determinação dos esforços globais de segunda ordem, consiste na avaliação dos esforços finais a partir da majoração dos esforços horizontais da combinação de carregamento considerada por  $0,95 \cdot \gamma_z$ .

Interpretando o coeficiente  $\gamma_z$ , tem-se:

Estrutura de nós fixos (Pequena deslocabilidade)  $\gamma_z \leq 1,1$ : Esforços de segunda ordem são pequenos se comparados aos de primeira ordem, portanto, podem ser desprezados no dimensionamento.

Estrutura de nós móveis (média ou grande deslocabilidade)  $\gamma_z > 1,1$ : Estrutura de nós móveis (média ou grande deslocabilidade): Esforços de segunda ordem são significativos se comparados aos de primeira ordem, e devem ser considerados no dimensionamento.

Consideração simplificada dos esforços de segunda ordem:  $1,1 < \gamma_z \leq 1,3$ , assim, tem-se  $M_d = M_{1ª} \cdot 95\% \cdot \gamma_z$ .

Para estruturas com  $\gamma_z > 1,3$  deve ser utilizado um método mais rigoroso para cálculo dos esforços de segunda ordem. Caso o  $\gamma_z$  seja maior que 1,3 deve ser feito um enrijecimento da estrutura do pórtico a fim de que esse coeficiente esteja contido no intervalo  $1,1 < \gamma_z \leq 1,3$ .

### 3.2 Verificação de estabilidade

A verificação da estabilidade de uma estrutura pela ABNT NBR 6118:2014, dá-se pelos parâmetros de instabilidade  $\alpha$  e o coeficiente  $\gamma_z$ , os quais verificam a possibilidade de dispensa da consideração dos esforços globais de segunda ordem, indicando se a estrutura é classificada como uma estrutura de nós fixos ou nós móveis.

#### 3.2.1 Parâmetro de instabilidade $\alpha$

A ABNT NBR 6118:2014 traz que, uma estrutura reticulada simétrica pode ser considerada como sendo de nós fixos se seu parâmetro de instabilidade  $\alpha$  for menor que o valor  $\alpha_1$ , conforme equação:

$$\alpha = H_{tot} \cdot \sqrt{N_k / (E_{cs} I_c)} \quad \text{Equação 06}$$

Onde:

$$\alpha_1 = 0,2 + 0,1 \cdot n \text{ se: } n \leq 3;$$

$$\alpha_1 = 0,6 \text{ se: } n \geq 4.$$

Onde:

$n$  é o número de níveis de barras horizontais (andares) acima da fundação ou de um nível pouco deslocável do subsolo;

$H_{tot}$  é a altura total da estrutura, medida a partir do topo da fundação ou de um nível pouco deslocável do subsolo;

$N_k$  é o somatório de todas as cargas verticais atuantes na estrutura (a partir do nível considerado para o cálculo de  $H_{tot}$ , com seu valor característico);

$E_{cs} I_c$  representa o somatório dos valores de rigidez de todos os pilares na direção considerada. No caso de estruturas de pórticos, de treliças ou mistas, ou com pilares de rigidez variável ao longo da estrutura, pode ser considerado o valor da expressão  $E_{cs} I_c$  de um pilar equivalente de seção constante.

O valor limite de  $\alpha_1 = 0,6$  prescrito para  $n \geq 4$  é, em geral, aplicável às estruturas usuais de edifícios.

### 3.2.2 Coeficiente $\gamma_z$

O item 15.5.3 da ABNT NBR 6118:2014 trata sobre o coeficiente  $\gamma_z$  de avaliação da importância dos esforços de segunda ordem globais, onde é válido para estruturas reticuladas de no mínimo quatro andares. Este coeficiente pode ser determinado a partir dos resultados de uma análise linear de primeira ordem. O valor de  $\gamma_z$  para cada combinação de carregamento é dado pela expressão:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \left( \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}} \right)} \quad \text{Equação 07}$$

Onde:

$M_{1,tot,d}$ : é o momento de tombamento, ou seja, a soma dos momentos de todas as forças horizontais da combinação considerada, com seus valores de cálculo, em relação à base da estrutura;

$\Delta M_{tot,d}$ : é a soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes na estrutura, na combinação considerada, com seus valores de cálculo, pelos deslocamentos horizontais de seus respectivos pontos de aplicação, obtidos da análise de primeira ordem.

A ABNT NBR 6118:2014 classifica a estrutura como sendo de nós fixo caso o coeficiente  $\gamma_z$  obedeça a condição  $\gamma_z \leq 1,1$ .

### 3.3 Tipos de ligações

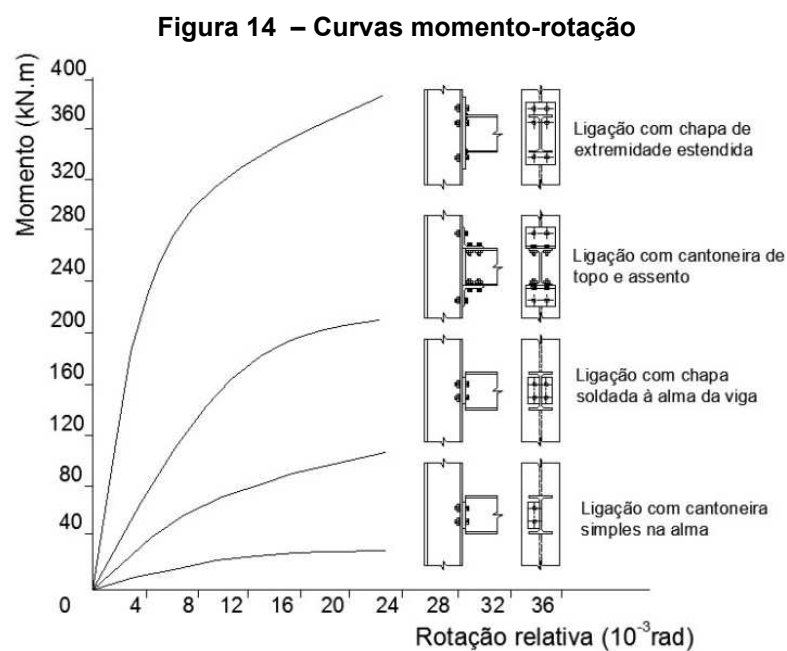
De acordo com a ABNT NBR 8800:2008, as estruturas mistas de aço e concreto, incluindo as ligações mistas, previstas em seu texto, são aquelas formadas por componentes de aço e de concreto, armado ou não, trabalhando em conjunto. Na literatura, existem diferentes sistemas de classificação que estabelecem os tipos de ligações e seus critérios de rigidez, resistência e capacidade de rotação para estruturas de aço.

Ligação é todo detalhe construtivo que promove a união de partes da estrutura entre si ou com elementos externos a ela. Segundo Dias (1997), as estruturas como um todo e seus subsistemas devem ter esquemas de ligações ou travamentos suficientes para garantir a não-hipostaticidade das barras do conjunto. Deve-se estudar a solução estrutural mais adequada para cada situação: estrutura isostática

ou hiperestática, pórtico deformável ou indeformável, ligação rígida ou flexível, tendo em consideração os aspectos econômicos, funcionais e arquitetônicos da edificação.

As ligações devem representar o mais fielmente possível os vínculos idealizados para a análise estrutural. Dias (1997) revela que a estabilidade de um pórtico plano pode ser garantida pelas seguintes maneiras: enrijecendo uma ligação (transformando-o em um pórtico deslocável isostático), ou enrijecendo mais ligações (transformando-o em um pórtico deslocável hiperestático).

Entre outros fatores, o comportamento global das estruturas de aço depende do desempenho da ligação, que tem grande impacto na distribuição de cargas sobre os elementos estruturais, nos deslocamentos dos nós e na estabilidade global da estrutura. Tradicionalmente, o dimensionamento das ligações assume dois comportamentos idealizados: ligação rígida e ligação flexível. No entanto, devido à impossibilidade prática de projetar uma ligação ideal, o comportamento real da ligação é semirrígido. Esse comportamento pode ser descrito principalmente pela curva de momento  $M_{x\varphi}$  (Figura 14), que leva em consideração a relação entre o momento fletor ( $M$ ) que solicita a ligação e a rotação relativa ( $\varphi$ ) entre os elementos conectados. A influência dos efeitos das ligações reduz a carga última do pórtico, assim o comportamento do pórtico na análise de segunda ordem é fortemente controlado pela flexibilidade da ligação.



Fonte: CHEN e TOMA (1994)

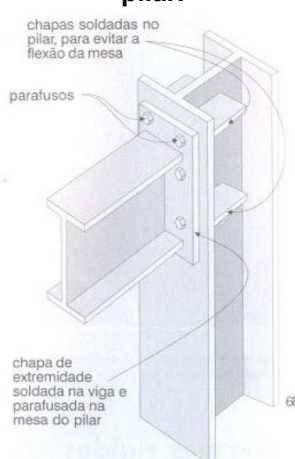
### 3.3.1 Ligação rígida

Segundo Dias (1997), uma ligação rígida impede os movimentos perpendicular e paralelo à reta de vinculação e também a rotação da peça em torno do ponto de vinculação.

Uma ligação é considerada rígida quando ocorre uma restrição à rotação da ordem de 90% e o ângulo entre os elementos estruturais permanece essencialmente o mesmo após o carregamento da estrutura. Um exemplo desse tipo de ligação, em estruturas de aço, está na Figura 15. Em qualquer caso, para análise elástica, a ligação pode ser considerada semirrígida, com a rigidez  $S_i$  constante durante todo o carregamento.

A ABNT NBR 8800:2018, em seu item 6.1.2, fala que na análise estrutural elástica viga-pilar pode ser considerada rotulada se  $S_i \leq 0,5 \cdot E \cdot I_v / L_v$  e pode ser considerada rígida se  $S_i \geq 25 \cdot E \cdot I_v / L_v$ , onde  $S_i$  é a rigidez da ligação, correspondente a 2/3 do momento resistente de cálculo da ligação, simplificada denominada rigidez inicial, e  $I_v$  e  $L_v$  são o momento de inércia da seção transversal no plano da estrutura e o comprimento da viga conectada à ligação, respectivamente.

**Figura 15 – Conexões rígidas vigas-pilar, com chapas de extremidade parafusadas na mesa do pilar.**

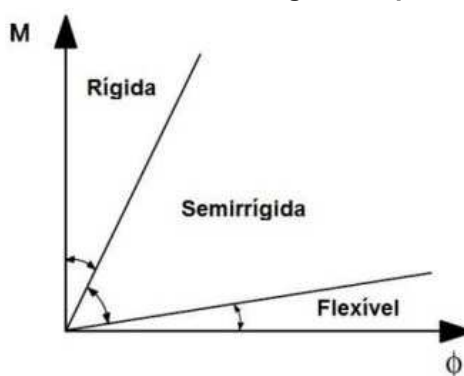


Fonte: DIAS (1997)

### 3.3.2 Ligação semirrígida

Ligações semirrígidas são aquelas que não se enquadram nos critérios de classificação de ligações rígidas e nem de ligações flexíveis. São ligações onde ocorre uma restrição à rotação da ordem de 20% à 90% (Figura 16), onde o momento transmitido através da conexão não é próximo de zero, como em ligações flexíveis, e nem o máximo, como em ligações rígidas. As ligações semirrígidas são raramente utilizadas devido à dificuldade de se estabelecer esta relação.

**Figura 16 – Classificação das ligações quanto à rigidez.**

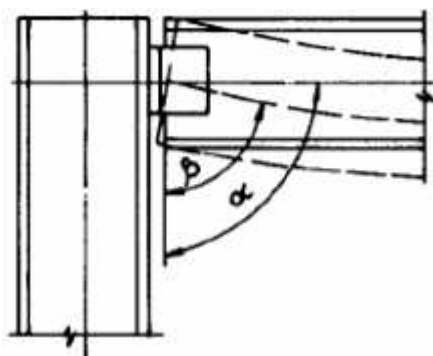


Fonte: EM 1993-1-8 (2005)

### 3.3.3 Ligação flexível

Segundo Dias (1997), nas ligações flexíveis ocorre rotação relativa das peças conectadas (Figura 17), são aquelas capazes de transmitir forças internas sem desenvolver momentos significativos que possam afetar de forma adversa a estrutura. As conexões flexíveis devem garantir apenas que as reações de apoio associadas à força cortante e à força normal sejam transmitidas à peça de apoio e permitir a rotação de uma peça em relação à outra. A ligação é considerada flexível se a rotação relativa entre as partes, após o carregamento, atingir 80% ou mais daquela esperada, caso a conexão fosse totalmente livre.

Figura 17 – Ligação flexível – rotação relativa entre as peças conectadas.



Fonte: CBCA (Acesso: 26 set. 2021)

### 3.4 Ações e combinações

Segundo a ABNT NBR 8800:2008, as obras executadas total ou parcialmente com estrutura de aço ou com estrutura mista de aço e precisam, necessariamente, seguir as orientações nela contidas. Na análise estrutural, deve ser considerada a influência de todas as ações que possam produzir efeitos significativos para a estrutura, levando-se em conta os estados limites últimos e de serviço.

#### 3.4.1 Classificação das ações

Por definição, de acordo com a ABNT NBR 6120:2019, ações são causas que provocam esforços solicitantes que atuam sobre a estrutura, capazes de produzir ou alterar as deformações ou o estado de tensão nos elementos estruturais.

A ABNT NBR 8681:2004 classifica as ações em três categorias, sendo elas:

- Ações permanentes: Aquelas que ocorrem com valores constantes ou de pequena variação em torno de sua média, durante praticamente toda a vida da construção. A variabilidade das ações permanentes é medida num conjunto de construção análogas.
- Ações variáveis: Aquelas que ocorrem com valores que apresentam variações significativas em torno de sua média, durante a vida da construção.
- Ações excepcionais: São as que têm duração extremamente curta e muito baixa probabilidade de ocorrência durante a vida da construção, mas que devem ser consideradas nos projetos de determinadas estruturas.

### 3.4.2 Ação do vento em edifícios

A ABNT NBR 6123:1988 fixa as condições exigíveis na consideração das forças devidas à ação estática e dinâmica do vento, para efeitos de cálculo de edificações. Tal indica como quantificar a ação do vento em estruturas de edifícios. Os seguintes parâmetros são apresentados nos itens 3.4.2.1 a 3.4.2.4 deste trabalho.

#### 3.4.2.1 Pressão dinâmica de obstrução ( $q$ )

O item 4.2 da ABNT NBR 6123:1988 determina as forças estáticas devidas ao vento pelo seguinte modo:

- a) A velocidade básica do vento,  $V_0$ , adequada ao local onde a estrutura será construída, é a velocidade de uma rajada de 3 s, excedida em média uma vez em 50 anos, a 10 m acima do terreno, em campo aberto e plano.
- b) A velocidade básica do vento é multiplicada pelos fatores  $S_1$ ,  $S_2$  e  $S_3$  para ser obtida a velocidade característica do vento,  $V_k$ , para a pare da edificação em consideração.
- c) A pressão dinâmica do vento, correspondente à velocidade característica  $V_k$ , exercida pelo vento atuando perpendicularmente a uma face plana do edifício, em condições normais de pressão ( $1 \text{ atm} = 1.013,2 \text{ mbar} = 101.320 \text{ Pa}$ ) e de temperatura ( $15^\circ\text{C}$ ), expressa pela Equação 10.

$$V_k = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \quad \text{Equação 08}$$

$$q = 0,613 \cdot V_k^2 \quad \text{Equação 09}$$

Onde:

$V_k$  é a velocidade característica do vento ( $m/s$ );

$V_0$  é a velocidade básica do vento, obtida pelo gráfico das isopletras da velocidade básica no Brasil (Anexo A);

$S_1$  é o fator topográfico, função das variações do relevo do terreno;

$S_2$  é o fator de rugosidade, função da rugosidade do terreno, das dimensões da edificação e de sua altura sobre o terreno;

$S_3$  é o fator estatístico, função do grau de segurança requerido e vida útil da edificação;

$q$  é a pressão dinâmica ( $N/m^2$ ).



### 3.4.2.2 Coeficiente de arrasto ( $C_a$ )

A ABNT NBR 6123:1988, no item 6.3, considera a influência das dimensões da edificação sobre a pressão de obstrução, obtendo assim o coeficiente de arrasto. Quanto maior a relação entre a área de incidência do vento e a área lateral, como também quanto maior a altura do edifício analisado, maior será o valor deste coeficiente.

### 3.4.2.3 Força de arrasto

Após definido os fatores anteriores e de acordo com a estrutura a ser analisada, é possível obter a força atuante devido ao vento, chamada de força de arrasto. A força de arrasto, de acordo com a ABNT NBR 6123:1988, é calculada pela equação:

$$F_a = C_a \cdot q \cdot A_e \quad \text{Equação 10}$$

Onde:

$F_a$  é a força de arrasto;

$C_a$  é o coeficiente de arrasto;

$q$  é a pressão dinâmica;

$A_e$  é a área da projeção ortogonal da edificação (área frontal efetiva).

### 3.4.2.4 Deslocamentos horizontais

A ABNT NBR 6118:2014, em seu item 13.3, diz que deslocamentos limites são valores práticos utilizados para a verificação em serviço do estado limite de deformações excessivas das estruturas em concreto armado.

De acordo com Zalka (2000), os deslocamentos horizontais em edifícios altos, estão limitados de modo a assegurar o conforto dos usuários, como também, evitar danos nos elementos estruturais e não estruturais. A recomendação para que um sistema de contraventamento seja considerado adequado ocorre quando:

$$\mu_{m\acute{a}x} \leq H/500 \quad \text{Equação 11}$$

$$v_{m\acute{a}x} \leq H/500 \quad \text{Equação 12}$$

Onde:

$\mu_{m\acute{a}x}$  e  $\nu_{m\acute{a}x}$  são, respectivamente, deslocamentos máximos do edifício nas direções  $xx$  e  $yy$ ;

$H$  é a altura total do edifício.

Porém, a ABNT NBR 6118:2014 trás na Tabela 13.3 – Limites para deslocamentos, o valor máximo apresentado a seguir:

$$\text{Deslocamento Horizontal Limite} = \frac{H}{1.700} \quad \text{Equação 13}$$

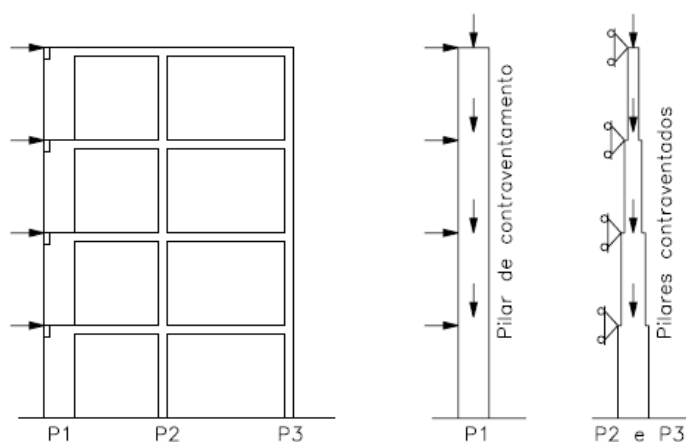
Este deslocamento apresentado pela ABNT NBR 6118:2014 é referente ao movimento lateral de edifícios provocado pela ação do vento para combinação frequente. Os deslocamentos podem afetar o comportamento do elemento estrutural, provocando afastamento em relação às hipóteses de cálculo adotadas.

A ABNT NBR 6118:2014 ainda fala que se ocorrer o afastamento em relação às hipóteses de cálculo adotadas, se os deslocamentos forem relevantes para o elemento considera, seus efeitos sobre as tensões ou sobre a estabilidade da estrutura devem ser considerados, incorporando-os ao modelo estrutural adotado.

Por conveniência de análise, é possível identificar, dentro da estrutura, subestruturas que, devido à sua grande rigidez a ações horizontais, resistem à maior parte dos esforços decorrentes dessas ações. Essas subestruturas são chamadas de subestruturas de contraventamento.

De acordo com Fusco (1995), elementos estruturais de grande rigidez podem tornar desprezíveis os efeitos de segunda ordem.

**Figura 18 – Contraventamento de edificios altos**



**Fonte: FUSCO (1995 - Adaptado)**

Fusco (1995) indica que em virtude da rigidez dos pilares de contraventamento, os pilares contraventados podem ser tratados como se tivessem apoios horizontais em todos os andares. Pelo contrário, os pilares de contraventamento são engastados apenas na fundação e devem ser tratados como peças em balanço, submetidos a todas as cargas horizontais que se aplicam diretamente à construção, mais todas as forças horizontais de contraventamento que equilibram os pilares contraventados.

### 3.4.3 Combinações estado limite último – ELU

Segundo a ABNT NBR 8681:2004, item 5.1.3.1, as combinações últimas normais são dadas pela equação a seguir:

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} \cdot F_{Gi,k} + \gamma_q \cdot (F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \Psi_{0j} \cdot F_{Qj,k}) \quad \text{Equação 14}$$

Onde:

$F_d$  é o valor de cálculo das ações;

$\gamma_{gi}$  é o coeficiente de ponderação para as ações permanentes;

$F_{Gi,k}$  é o valor característico das ações permanentes;

$F_{Q1,k}$  é o valor característico da ação variável considerada como ação principal para a combinação;

$\gamma_q$  é o coeficiente de ponderação para as ações variáveis;

$\Psi_{0j} \cdot F_{Qj,k}$  é o valor reduzido de combinação de cada uma das demais ações variáveis.

A ABNT NBR 8681:2004 orienta que em casos especiais, devem ser consideradas as duas combinações, sendo uma delas inserindo as ações permanentes como desfavoráveis e na outra como favoráveis à segurança.

Para se definir os coeficientes de ponderação das cargas permanentes e variáveis, a ABNT NBR 8681:2004 apresenta as seguintes tabelas:

**Tabela 1 – Coeficientes de ponderação para as ações permanentes e ações variáveis.**

(continua)

Coeficiente	Tipo de Ação	Efeito	
		Desfavorável	Favorável
$\gamma_g$	Peso próprio de estruturas metálicas	1,25	1,00

(conclusão)			
Coeficiente	Tipo de Ação	Efeito	
		Desfavorável	Favorável
$\gamma_g$	Peso próprio de estruturas de concreto armado	1,35	1,00
<b>Ações Variáveis Consideradas Separadamente</b>			
$\gamma_q$	Ação do vento	1,40	
$\gamma_q$	Ações variáveis em geral	1,50	
<b>Ações Variáveis Consideradas Conjuntamente</b>			
$\gamma_q$	Pontes e edificações tipo 1	1,50	
$\gamma_q$	Edificações tipo 2	1,40	

<sup>1</sup>Edificações tipo 1 são aquelas onde as cargas acidentais superam  $5 \text{ kN/m}^2$ ;

<sup>2</sup>Edificações tipo 2 são aquelas onde as cargas acidentais não superam  $5 \text{ kN/m}^2$ .

Fonte: ABNT NBR 8681 (2004)

E para os fatores de combinação e de redução, de acordo com a tabela 6 da ABNT NBR 8681:2004, tem-se:

**Tabela 2 – Fatores de combinação ( $\Psi_0$ ) e redução ( $\Psi_1$  e  $\Psi_2$ ) para as ações variáveis.**

Ações	$\Psi_0$	$\Psi_1$	$\Psi_2$
<b>Cargas Acidentais de Edifícios</b>			
Locais em que não há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas <sup>1</sup>	0,50	0,40	0,30
<b>Vento</b>			
Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral.	0,60	0,30	0,00

<sup>1</sup>Edificações residenciais, de acesso restrito.

Fonte: ABNT NBR 8681 (2004)

### 3.4.4 Combinações estado limite de serviço – ELS

Para as combinações referente ao estado limite de serviço (ELS), ainda de acordo com a ABNT NBR 8681:2004, em seu item 5.1.5, há três tipos possíveis de combinações, sendo elas: combinações quase permanentes de serviço, combinações frequentes de serviço e combinações raras de serviço. As equações que descrevem as combinações são elas:

#### 3.4.4.1 Combinações quase permanentes de serviço

$$F_{d,uti} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \sum_{j=1}^n \Psi_{2j} \cdot F_{Qj,k} \quad \text{Equação 15}$$

Segundo a ABNT 8681:2004, item 5.1.5.1, nas combinações quase permanentes de serviço, todas as ações variáveis são consideradas com seus valores quase permanentes, onde seguindo os coeficientes de ponderação e fatores de combinação, tem-se a seguinte equação:

$$F_{d,uti} = P_p + 0 \cdot A_v + 0,30 \cdot S_c \quad \text{Equação 16}$$

#### 3.4.4.2 Combinações frequentes de serviço

$$F_{d,uti} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \Psi_1 \cdot F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \Psi_{2j} \cdot F_{Qj,k} \quad \text{Equação 17}$$

De acordo com o item 5.1.5.2 da referida Norma, nas combinações frequentes de serviço, a ação variável principal é tomada com seu valor frequente e todas as demais ações variáveis são tomadas com seus valores quase-permanentes. Com isso, tem-se a equação:

$$F_{d,uti} = P_p + 0,30 \cdot A_v + 0,30 \cdot S_c \quad \text{Equação 18}$$

#### 3.4.4.3 Combinações raras de serviço

$$F_{d,uti} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \Psi_{1j} \cdot F_{Qj,k} \quad \text{Equação 19}$$

A Norma, em seu item 5.1.5.3, diz que nas combinações raras de serviço, a ação variável principal é tomada com seu valor característico e todas as demais ações são tomadas com seus valores frequentes. Assim, obtém-se a equação:

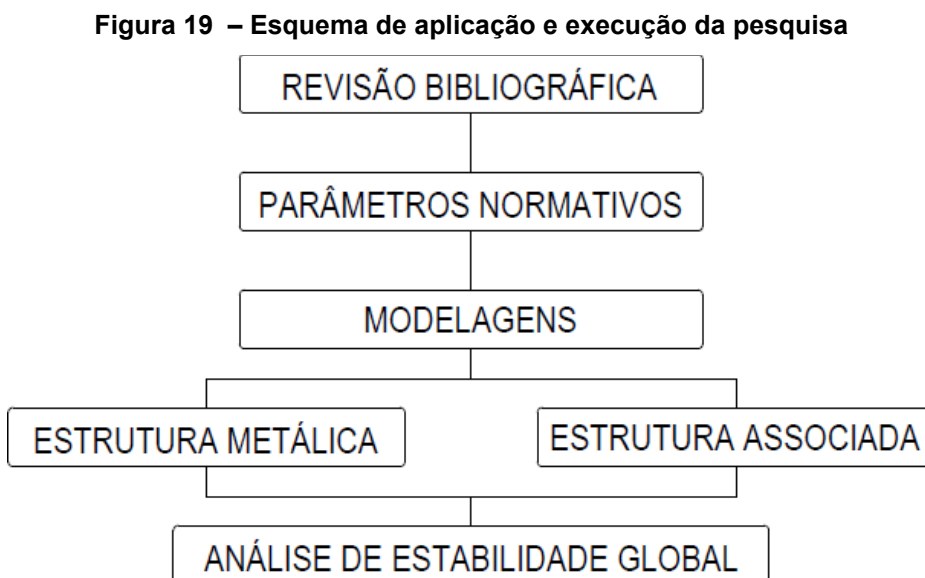
$$F_{d,uti} = P_p + A_v + 0,30 \cdot S_c \quad \text{Equação 20}$$

## 4 METODOLOGIA

### 4.1 Estrutura geral do trabalho

Para um melhor tratamento dos objetivos e melhor apreciação desta pesquisa, observou-se que ela é classificada como pesquisa explicativa. Detectou-se também a necessidade da pesquisa bibliográfica, no momento em que se fez uso de materiais já elaborados na busca e alocação de conhecimento sobre a estabilidade global de estruturas associadas por meio da influência de elementos estruturais de concreto armado sobre a rigidez de um edifício em estrutura metálica, correlacionando tal conhecimento com abordagens já trabalhadas por outros autores.

Os métodos utilizados para alcançar os objetivos serão apresentados de forma esquemática, seguindo ordem cronológica da aplicação e execução do trabalho, conforme Figura 19.



Fonte: Autor (2021)

### 4.2 Revisão bibliográfica

Segundo o descrito por Gil (2008) esta pesquisa assume a necessidade de uma pesquisa bibliográfica e identifica os fatores que causam um determinado fenômeno, aprofundando o conhecimento da realidade e explicando o porquê das coisas; portanto, caracteriza-se como explicativa. Busca explicar os fatos de forma

científica e estuda um cenário problema através do experimento de tentativa e erro, identificando e explicando as variáveis que contribuem para a ocorrência de certo fenômeno.

Como procedimento de pesquisa, pode-se citar a necessidade de pesquisa bibliográfica, isso porque faremos uso de material já publicado, constituído principalmente de livros, normas e trabalhos científicos em geral. Também entendemos como um procedimento importante a pesquisa bibliográfica como procedimento técnico, uma vez que esta implica no fato que os dados e informações necessários para realização da pesquisa sejam obtidos a partir do apuramento de autores especializados.

### 4.3 Parâmetros normativos

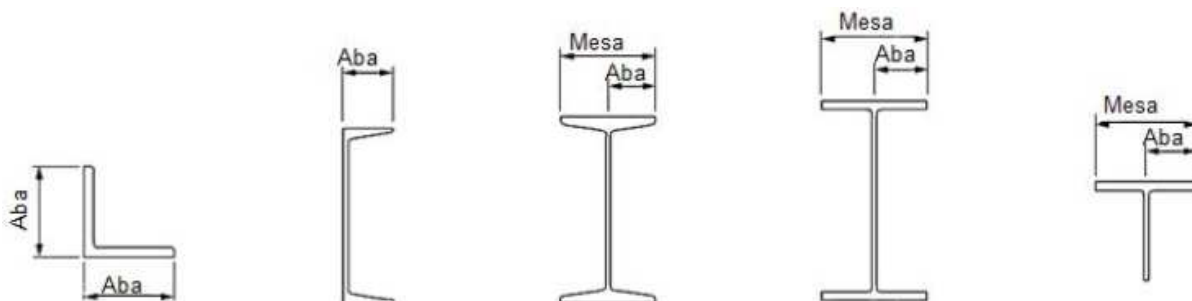
A concepção inicial da estrutura metálica para o edifício foi realizada conforme recomendações e procedimentos adotados pela ABNT NBR 8800:2008. Utilizou-se um edifício teórico/exemplo de 10 pavimentos tipo, com pé direito estrutura igual a 3m para a concepção estrutural e análise da estabilidade global.

Inicialmente considerou-se uma sobrecarga de  $2 \text{ kN/m}^2$  para o pavimento tipo, e cargas permanentes de  $1,5 \text{ kN/m}^2$ . Também foram utilizadas lajes maciças de concreto armado. Para os perfis metálicos utilizados, as propriedades foram retiradas das tabelas da GERDAU AÇOMINAS, a qual informa que as características dimensionais e propriedades geométricas são de acordo com as normas ABNT NBR 15980 e ASTM A6/A6M. Utilizou-se o aço ASTM A 572 Grau 50 para o dimensionamento da estrutura metálica e concreto  $f_{ck}$  igual a  $25 \text{ MPa}$ . Para a cobertura, será considerado um valor de 75% dos carregamentos referentes ao pavimento tipo. Para o pré-dimensionamento, utilizou-se o software CypeCAD 2019, um software tradicional desenvolvido na Espanha, utilizado geralmente para o dimensionamento de estruturas monolíticas de concreto armado e em aço.

A ABNT NBR 15980:2020 estabelece as dimensões e tolerâncias de perfis laminados a quente para uso estrutural. Os comprimentos normais de fornecimento são de  $6.000 \text{ mm}$  e  $12.000 \text{ mm}$ . Para esta análise, serão consideradas barras de  $6.000 \text{ mm}$ , podendo intercalar dimensões entre pavimentos.

Na Figura 20, de acordo com a ABNT NBR 15980:2020, estão representados os perfis abordados pela Norma e comercializados pela GERDAU AÇOMINAS.

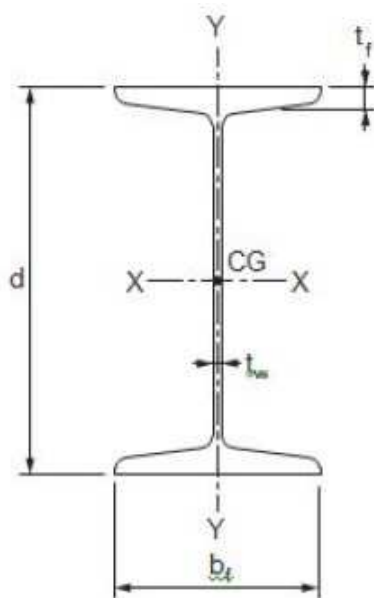
**Figura 20 – Perfis estruturais segundo a Norma**



**Fonte: ABNT NBR 15980 (2020)**

De acordo com a ABNT NBR 15980:2020, item 3.1.6, perfis I são perfis duplamente simétricos, com faces de aba não paralelas, que têm na superfície interna das abas uma inclinação de aproximadamente 16,67% (inclinação entre 9° e 10°). Na Figura 21, pode-se ver as características da seção transversal deste perfil.

**Figura 21 – Perfil I**

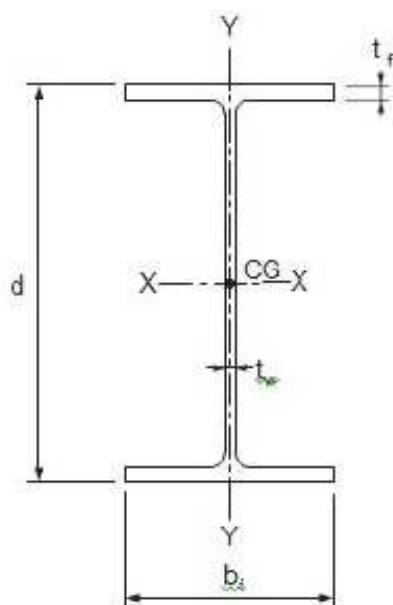


**Fonte: ABNT NBR 15980 (2020)**

Para o perfil W, de acordo com a ABNT NBR 15980:2020, são perfis I e H duplamente simétricos, com faces de aba paralelas, sendo a espessura da alma menor que a espessura das abas. A Figura 22 mostra o perfil W.



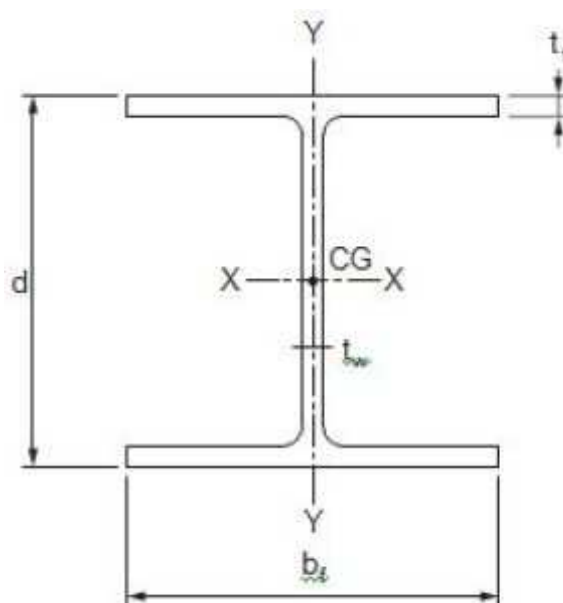
Figura 22 – Perfil W



Fonte: ABNT BR 15980 (2020)

Perfis HP, de acordo com o item 3.1.8 da ABNT NBR 15980:2020, são duplamente simétricos, com faces de aba paralelas, que têm as mesmas espessuras para as abas e alma, conforme mostra Figura 23.

Figura 23 – Perfil HP



Fonte: ABNT NBR 15980 (2020)

Na tabela 3, retirada da ABNT NBR 15980:2020, tem-se as descrições dos símbolos utilizados para identificação de tamanhos/espessuras nos perfis abordados.

**Tabela 3 – Símbolos utilizados pela Norma**

Símbolo	Descrição
b	Largura da aba da cantoneira
b <sub>f</sub>	Largura da mesa dos perfis U, I, HP, W, T e WT
d	Altura total da seção transversal dos perfis U, I, HP, W, T e WT
t	Espessura nominal da aba da cantoneira, espessura em geral
t <sub>f</sub>	Espessura média da aba dos perfis I e U e espessura da aba dos perfis HP, W, T e WT
t <sub>w</sub>	Espessura da alma dos perfis I, HP, W, T e WT
CG	Centro geométrico
X	Distância ao centro geométrico do perfil L e U
Y	Distância ao centro geométrico do perfil L, T e WT
X-X	Eixo perpendicular ao plano da alma passando pelo centro geométrico
Y-Y	Eixo paralelo ao plano da alma, passando pelo centro geométrico
E	Empeno
A	Assimetria da alma

Fonte: ABNT NBR 15890 (2020)

As tabelas a seguir apresentam as seções utilizadas para a modelagem da estrutura no software.

**Tabela 4 – Perfis metálicos**

Bitola (mmxkg/m)	Massa Linear (kg/m)	Espessura					Eixo X-X			Eixo Y-Y		
		d (mm)	b <sub>f</sub> (mm)	t <sub>w</sub> (mm)	t <sub>f</sub> (mm)	Área (cm <sup>2</sup> )	I <sub>x</sub> (cm <sup>4</sup> )	W <sub>x</sub> (cm <sup>3</sup> )	r <sub>x</sub> (cm)	I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	W <sub>y</sub> (cm <sup>3</sup> )	r <sub>y</sub> (cm)
W200x22,5	22,50	206,00	102,00	6,20	8,00	29,00	2.029,00	197,00	8,37	142,00	27,90	2,22
W200x26,6	26,60	207,00	133,00	5,80	8,40	34,20	2.611,00	252,30	8,73	330,00	49,60	3,10
W200x31,3	31,30	210,00	134,00	6,40	10,20	40,30	3.168,00	301,70	8,86	410,00	61,20	3,19
W250x38,5	38,50	262,00	147,00	6,60	11,20	49,60	6.057,00	462,40	11,05	594,00	80,80	3,46
W310x107,0	107,00	311,00	306,00	10,90	17,00	136,40	24.839,00	1.597,30	13,49	8.123,00	530,90	7,72
W360x51,0	51,00	355,00	171,00	7,20	11,60	64,80	14.222,00	801,20	14,81	968,00	113,30	3,87
W460x106,0	106,00	469,00	194,00	12,60	20,60	135,10	48.978,00	2.088,60	19,04	2.515,00	259,30	4,32
W610x140,0	140,00	617,00	230,00	13,10	22,20	179,30	112.619,00	3.650,50	25,06	4.515,00	392,60	5,02
W610x155,0	155,00	611,00	324,00	12,70	19,00	198,10	129.583,00	4.241,70	25,58	10.783,00	665,60	7,38
W610x174,0	174,00	616,00	325,00	14,00	21,60	222,80	147.754,00	4.797,20	25,75	12.374,00	761,50	7,45

Perfis estruturais GERDAU – Aço ASTM A 572 Grau 50 (informações retiradas do catálogo).

Fonte: Autor (2021)

**Tabela 5 – Seções de vigas em concreto armado**

Seção cm	Local	Tipo Aço	Ø5 kg	Ø6.3 kg	Ø8 kg	Ø10 kg	Ø12.5 kg	Ø16 kg	Ø20 kg	Total kg
25x40 e 25x50	Pisos 1 até 10 e Cobertura	CA-50 e CA-60	259,20	90,60	88,20	206,20	597,20	103,60	229,80	1.574,80
<b>Total Obra</b>			<b>259,20</b>	<b>90,60</b>	<b>88,20</b>	<b>206,20</b>	<b>597,20</b>	<b>103,60</b>	<b>229,80</b>	<b>1.574,80</b>

Fonte: Autor (2021)

**Tabela 6 – Seções de pilares em concreto armado**

Seção cm	Local	Tipo Aço	Ø6.3 kg	Ø12.5 kg	Ø16 kg	Ø20 kg	Total kg
30x50	P3, P4, P8 à P11, P14 à P17, P21 e P22	CA-50 e CA- 60	1.320,00	2.885,00	297,00	506,00	5.008,00
<b>Total Obra</b>			<b>1.320,00</b>	<b>2.885,00</b>	<b>297,00</b>	<b>506,00</b>	<b>5.008,00</b>

**Fonte: Autor (2021)**

Pode-se observar na Tabela 5 que as vigas utilizadas na Cobertura possuem uma altura inferior às demais, fato devido a este pavimento ter sido considerado com uma carga equivalente à 75% dos pavimentos tipo, conforme descrito no início desta seção.

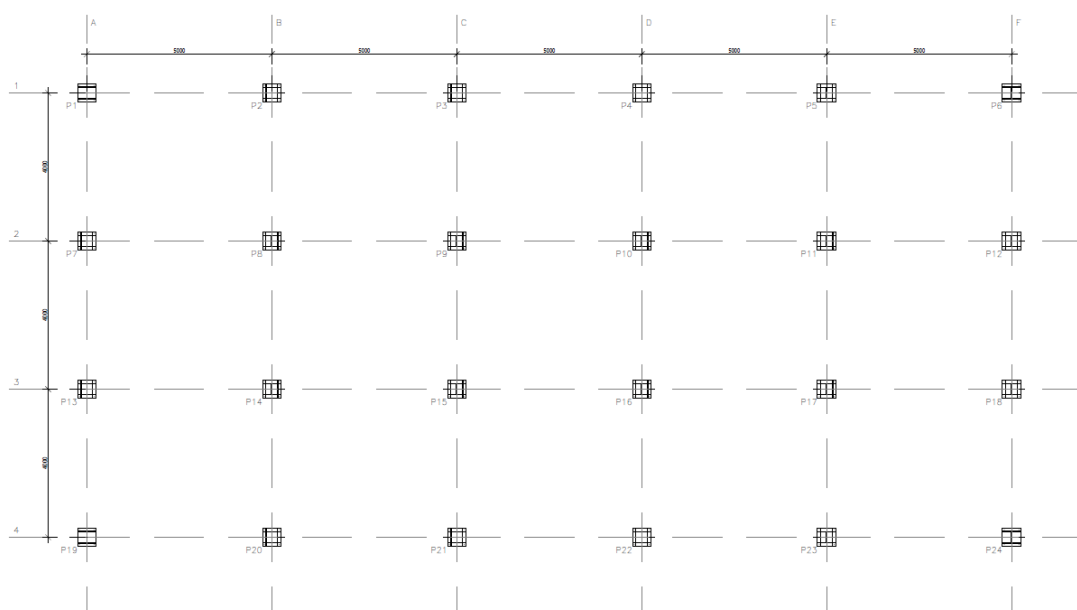
#### 4.4 Modelagem

Faz-se necessário uma capacitação e estudo prévio do software a ser utilizado (CypeCAD 2019) e como ele apresentará os valores buscados para a análise da estabilidade global de estruturas associadas. Após a capacitação, na fase prática, será realizada a modelagem do edifício em estruturas metálicas e posteriormente, após obtenção dos dados referente aos deslocamentos horizontais, será realizada a substituição de elementos estruturais em aço por elementos estruturais em concreto armado, buscando enrijecer a estrutura e estudar as consequências de tal substituição.

##### 4.4.1 Estrutura metálica

Para a modelagem inicial do edifício de 10 pavimentos, foram utilizados os perfis citados na Tabela 4 dentro do software CypeCAD 2019. A escolha destes perfis para a concepção estrutural se deu por análises prévias de perfis menos robustos buscando o melhor benefício para a estrutura, chegando assim nos perfis citados na tabela. Também se considerou pilares de seções constantes a fim de utilizá-los como elementos de contraventamento, conforme descrito por Fusco, e citado neste trabalho (Figura 18). A locação dos pilares para a modelagem está indicada na Figura 24.

**Figura 24 – Locação dos pilares (estrutura metálica)**



**Fonte: Autor (2021)**

Considerou-se vãos de 5m entre pilares do eixo  $x$  (horizontal) e de 4m entre pilares do eixo  $y$  (vertical), totalizando uma edificação de planta 25 x 12 m. A locação encontra-se no Anexo F para melhor visualização. Para a análise do pórtico, considerou-se a ação do vento a  $0^\circ$  e a  $90^\circ$ , eixos  $x$  e  $y$ , respectivamente. Também se considerou a não-linearidade física e geométrica do aço e do concreto. Foram utilizadas lajes maciças de 15cm de espessura em cada pavimento. Foram utilizados pilares metálicos perfil W 310 x 107,0, conforme descrição na Tabela 4. Também será considerado o deslocamento horizontal máximo sugerido pela ABNT NBR 6118:2014, item 13.3, conforme equação 14 citada anteriormente. Assim, como deslocamento horizontal máximo, tem-se o valor:

$$\mu_{m\acute{a}x} \leq \frac{H}{1.700}$$

$$\mu_{m\acute{a}x} \leq \frac{10 \cdot 3.000 \text{ mm}}{1.700}$$

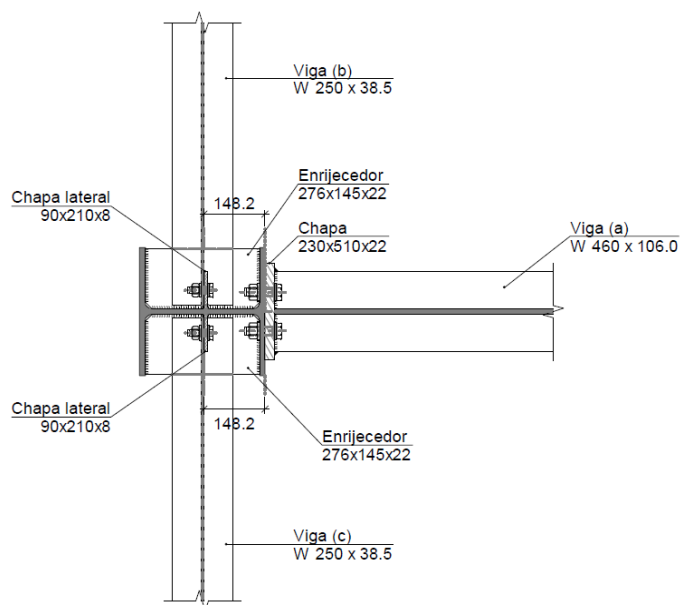
$$\mu_{m\acute{a}x} \leq 17,647 \text{ mm}$$

Pode-se observar o modelo estrutural lançado no software na Figura 25, o qual demonstra na cor vermelha a estrutura metálica e na cor cinza, a estrutura em concreto armado.

**Figura 25 – Modelagem do edifício de 10 pavimentos (estrutura metálica)**

Fonte: Autor (2021)

As ligações consideradas para o processo de cálculo foram: ligações rígidas (engaste) para vigas em que a alma é coplanar com a alma do pilar de apoio; e ligações flexíveis (articulada) para vigas em que a alma é perpendicular à alma do pilar de apoio. A Figura 26 exemplifica as ligações.

**Figura 26 – Ligação rígida (horizontal) e flexível (vertical)**

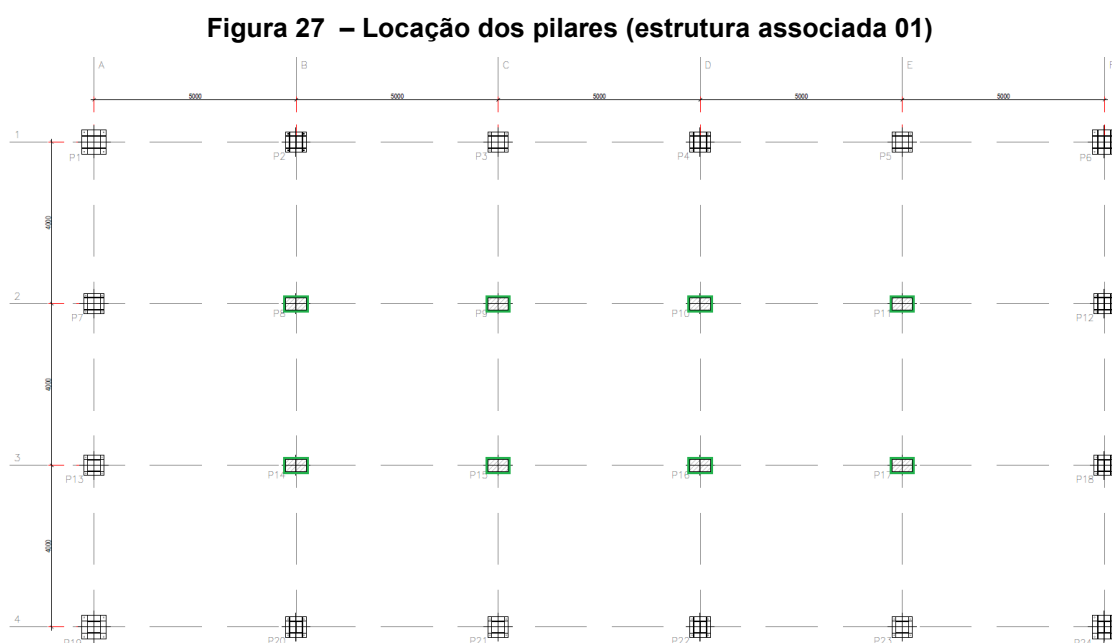
Fonte: Autor (2021)

#### 4.4.2 Estrutura associada 01

A estrutura associada modelada neste trabalho é uma solução alternativa para aquela onde todos os elementos estruturais são metálicos. Para isso, foram substituídos alguns elementos estruturais em perfis metálicos por elementos estruturais em concreto armado. Após algumas tentativas, segue a nova composição da estrutura a ser analisada:

- Será mantido a concepção inicial do edifício com 10 pavimentos;
- Será substituído os pilares P8, P9, P10, P11, P14, P15, P16 e P17 de perfis metálicos por pilares em concreto armado;
- Será realizado nova análise.

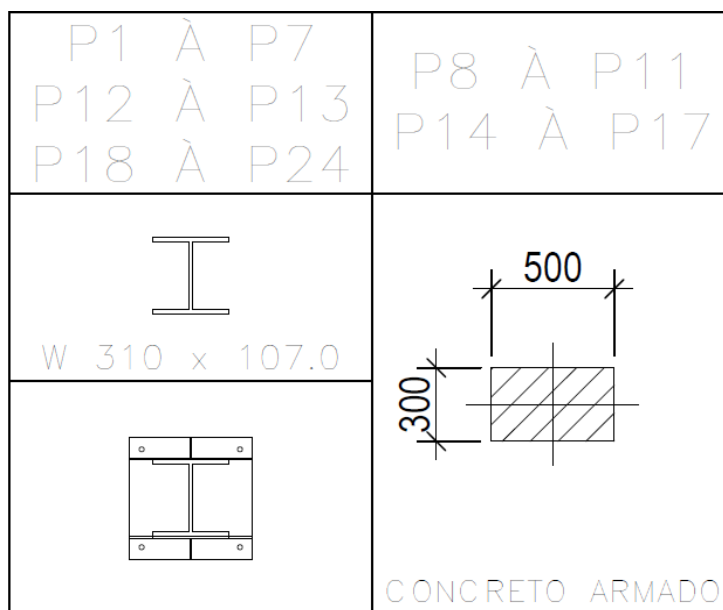
A Figura 27 mostra a nova planta de locação de pilares com a substituição dos pilares centrais metálicos por pilares de concreto armado, em verde.



**Fonte: Autor (2021)**

A Figura 28 mostra o detalhamento da seção transversal dos pilares metálicos e em concreto armado. Foi mantida a seção constante para os pilares metálicos e adotada a mesma concepção para os pilares em concreto armado, a fim de utilizá-los como pilares de contraventamento.

**Figura 28 – Detalhe dos pilares (estrutura associada 01)**



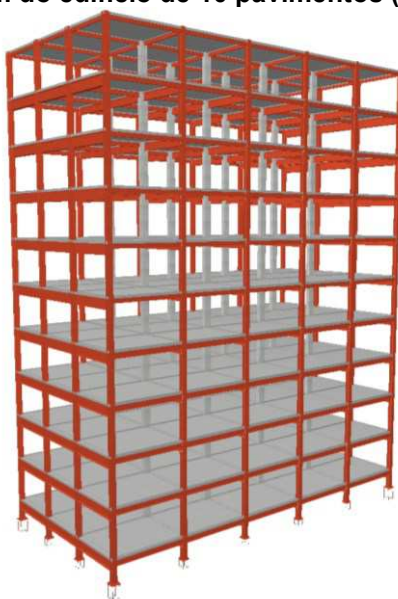
Fonte: Autor (2021)

O deslocamento máximo continua o mesmo, visto que não foi alterado a geometria/altura da estrutura. Portanto:

$$\mu_{m\acute{a}x} \leq 17,647 \text{ mm}$$

A Figura 29 mostra a nova modelagem para a análise.

**Figura 29 – Modelagem do edifício de 10 pavimentos (estrutura associada 01)**



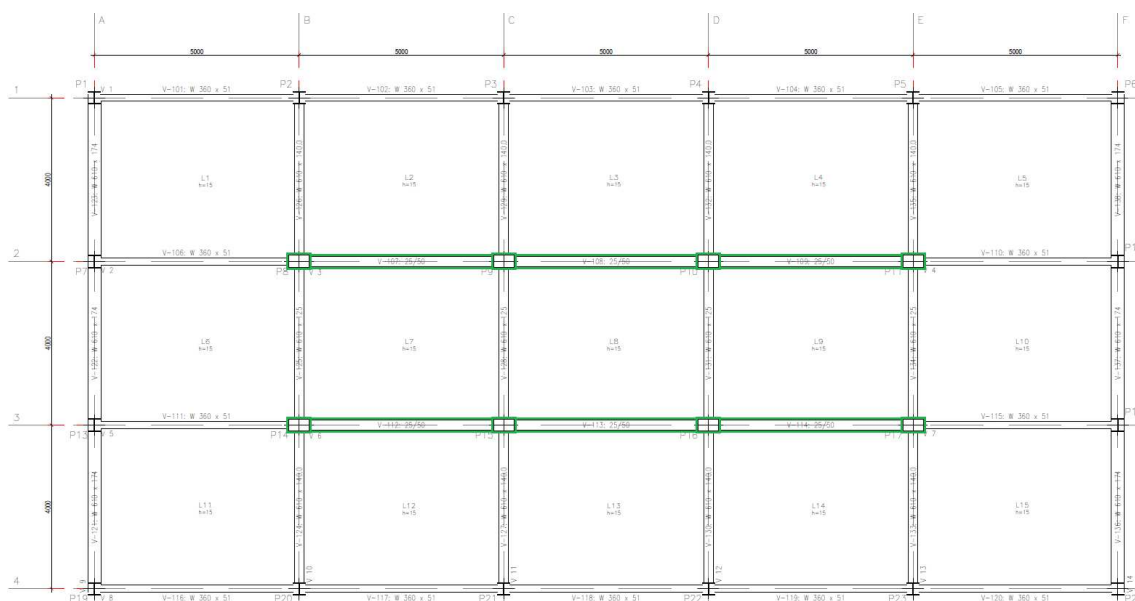
Fonte: Autor (2021)

As ligações consideradas para o processo de cálculo foram: ligações rígidas (engaste) para vigas metálicas em que a alma é coplanar com à alma do pilar metálico de apoio; e ligações flexíveis (articulada) para vigas metálicas em que a alma é perpendicular à alma do pilar de apoio e para vigas metálicas com pilares de concreto armado.

#### 4.4.3 Estrutura associada 02

Também se realizou uma nova análise com a substituição de vigas metálicas por vigas em concreto armado na região central da estrutura, na direção *X*, a fim de enrijecer a estrutura e diminuir os deslocamentos, conforme Figura 30.

**Figura 30 – Planta de vigas**

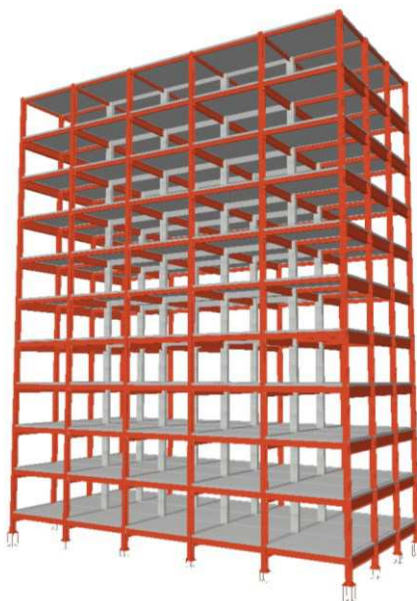


**Fonte: Autor (2021)**

A Figura 31 apresenta a modelagem para análise da estrutura associada com pilares e vigas em concreto armado. Em cinza, tem-se os pilares e vigas em concreto armado e em vermelho a estrutura metálica.



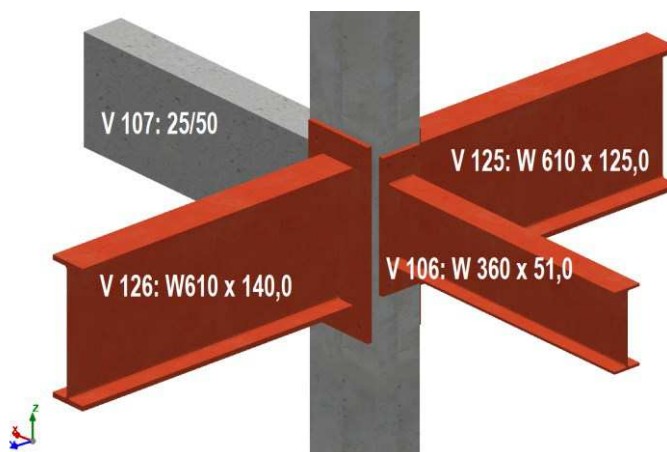
**Figura 31 – Modelagem do edifício de 10 pavimentos (estrutura associada)**



**Fonte: Autor (2021)**

As ligações consideradas para o novo processo de cálculo foram: ligações rígidas (engaste) para vigas metálicas em que a alma é coplanar com à alma do pilar metálico de apoio e para vigas em concreto armado com pilares de concreto armado; e ligações flexíveis (articulada) para vigas metálicas em que a alma é perpendicular à alma do pilar de apoio e para vigas metálicas com pilares de concreto armado. A Figura 32 traz um exemplo de ligação flexível entre viga metálica e pilar em concreto armado. Esta ligação é apenas uma sugestão que o software traz em sua biblioteca, porém existem outras formas de se dimensionar este tipo de ligação.

**Figura 32 – Exemplo de ligação viga metálica – pilar concreto armado**

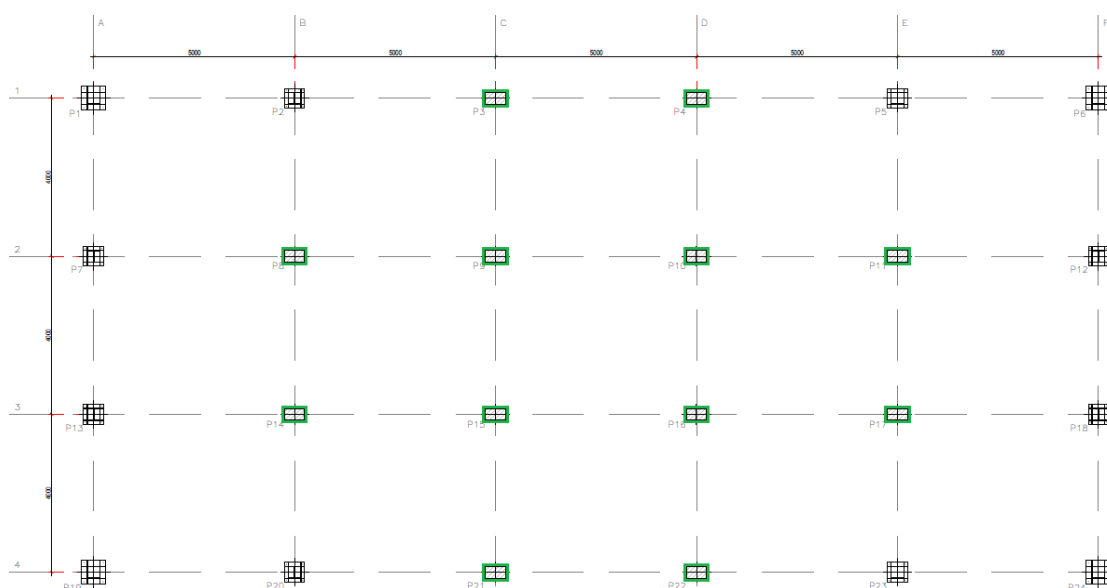


**Fonte: Autor (2021)**

#### 4.4.4 Estrutura associada 03

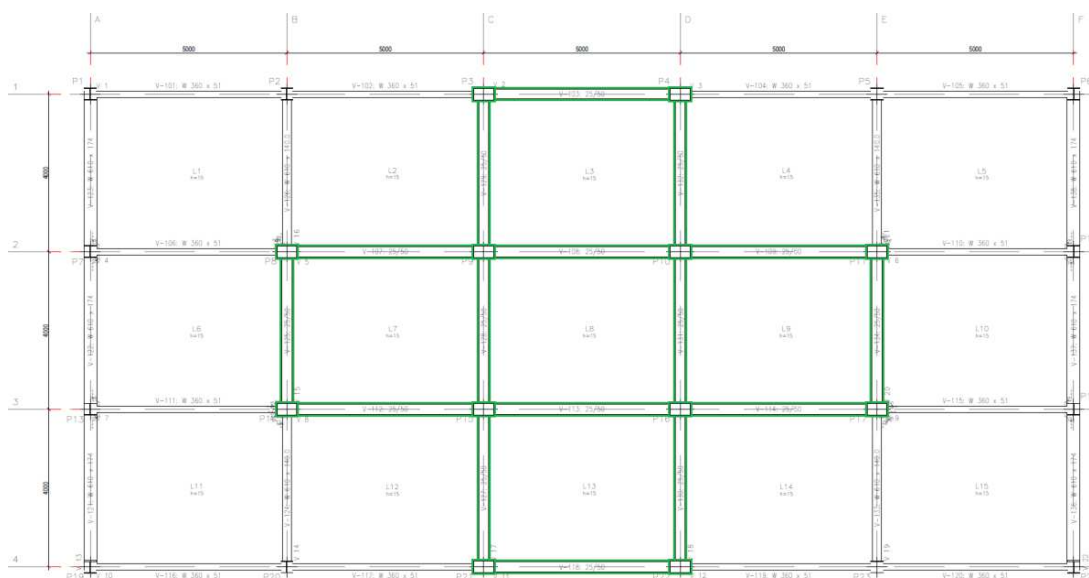
Para a quarta análise da estabilidade, realizou-se a substituição de pilares metálicas por pilares concreto armado na região central superior e inferior do eixo  $x$ ,  $P3$ ,  $P3$ ,  $P3$  e  $P3$ , conformes Figura 33. Também se realizou a substituição das vigas metálicas para vigas em concreto armado na região entre os pilares de concreto armado, conforme Figura 34.

**Figura 33 – Planta de pilares**



Fonte: Autor (2021)

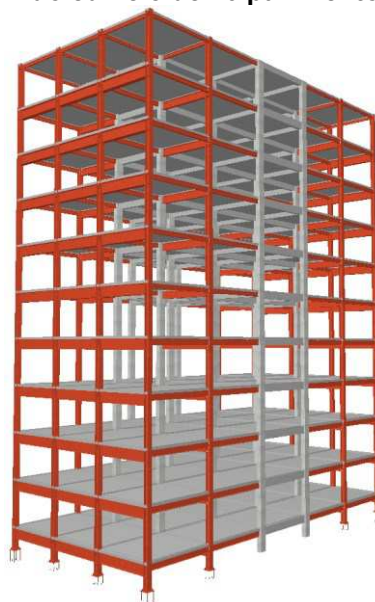
**Figura 34 – Planta de vigas**



Fonte: Autor (2021)

A Figura 35 apresenta a modelagem para análise da estrutura associada com pilares e vigas em concreto armado. Em cinza, tem-se os pilares e vigas em concreto armado e em vermelho a estrutura metálica.

**Figura 35 – Modelagem do edifício de 10 pavimentos (estrutura associada)**



**Fonte: Autor (2021)**

As ligações consideradas para o novo processo de cálculo foram as mesmas para a análise da estrutura associada 02: ligações rígidas (engaste) para vigas metálicas em que a alma é coplanar com à alma do pilar metálico de apoio e para vigas em concreto armado com pilares de concreto armado; e ligações flexíveis (articulada) para vigas metálicas em que a alma é perpendicular à alma do pilar de apoio e para vigas metálicas com pilares de concreto armado.

## 5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

### 5.1 Estrutura metálica

Ao processar a estrutura no software, foram obtidos os seguintes resultados para as ações do vento em cada pavimento da estrutura. As combinações utilizadas para os cálculos encontram-se no Anexo C.

**Tabela 7 – Cargas horizontais de vento**

Planta	Cargas de Vento	
	Vento X kN	Vento Y kN
Cobertura	25,675	53,490
Piso 9	50,386	104,970
Piso 8	49,329	102,768
Piso 7	48,157	100,327
Piso 6	46,839	97,582
Piso 5	45,327	94,431
Piso 4	43,543	90,714
Piso 3	41,345	86,136
Piso 2	38,435	80,073
Piso 1	33,927	70,681
Térreo	0,000	0,000

**Fonte: Autor (2021)**

Os momentos de tombamento produzido pelas ações horizontais nas diferentes hipóteses, conforme Tabela 8.

**Tabela 8 – Momento de tombamento**

Direção	Momento kNm
Vento +X	7.710,317
Vento -X	7.710,317
Vento +Y	16.063,161
Vento -Y	16.063,161

**Fonte: Autor (2021)**

O momento pelo efeito  $P - \Delta$  produzido pelas diferentes hipóteses de carga vertical, sob a atuação simultânea das hipóteses de ações horizontais está descrito na Tabela 9.

**Tabela 9 – Momento pelo efeito  $P - \Delta$**

Direção	Peso Próprio kNm	Cargas Permanentes kNm	Sobrecarga kNm
Vento +X	1.190,211	396,312	528,147
Vento -X	1.190,211	396,312	528,147
Vento +Y	111,070	36,973	49,272
Vento -Y	111,070	36,973	49,272

Fonte: Autor (2021)

As ações horizontais são incrementadas pela atuação simultânea das ações verticais, segundo os seguintes fatores de amplificação:

**Tabela 10 – Fatores de amplificação**

Direção	Peso Próprio	Cargas Permanentes	Sobrecarga
Vento +X	0,154	0,051	0,068
Vento -X	0,154	0,051	0,068
Vento +Y	0,007	0,002	0,003
Vento -Y	0,007	0,002	0,003

Fonte: Autor (2021)

Quando em uma combinação atua uma ação horizontal com um coeficiente de majoração  $F_V$  e várias ações verticais com coeficiente de majoração  $F_{g1} \dots F_{gn}$ , o coeficiente de majoração da ação horizontal será dado por:

$$F_V(\text{estabilidade global}) = \frac{1}{1 - (F_{g1} \cdot F_{A1} + \dots + F_{gn} \cdot F_{An})}$$

Por conta dos efeitos de segunda ordem atuantes sobre a estrutura metálica, a estrutura como um todo apresenta vários problemas de cálculo, como por exemplo:

- Erro de dimensionamento dos pilares: resistência ao esforço axial e flexão combinados. Não se cumpre o item 5.5.1.2 da ABNT NBR 8800:2008;
- Erro de dimensionamento das vigas: resistência à torção e resistência a interações de esforços e momento de torção. Não se cumprem os itens 5.5.2.1 e 5.5.2.3, respectivamente;

- Deslocamento horizontal excessivo: 175,75 *mm* na direção  $+X$  e  $-X$ .

As figuras a seguir mostram as deformações para a estrutura sobre as ações combinadas  $P_p + C_p + Q_a$ ,  $P_p + C_p + Q_a + V_x$  e  $P_p + C_p + Q_a + V_y$ , onde:

$P_p$  é o peso próprio da estrutura;

$C_p$  são as cargas permanentes;

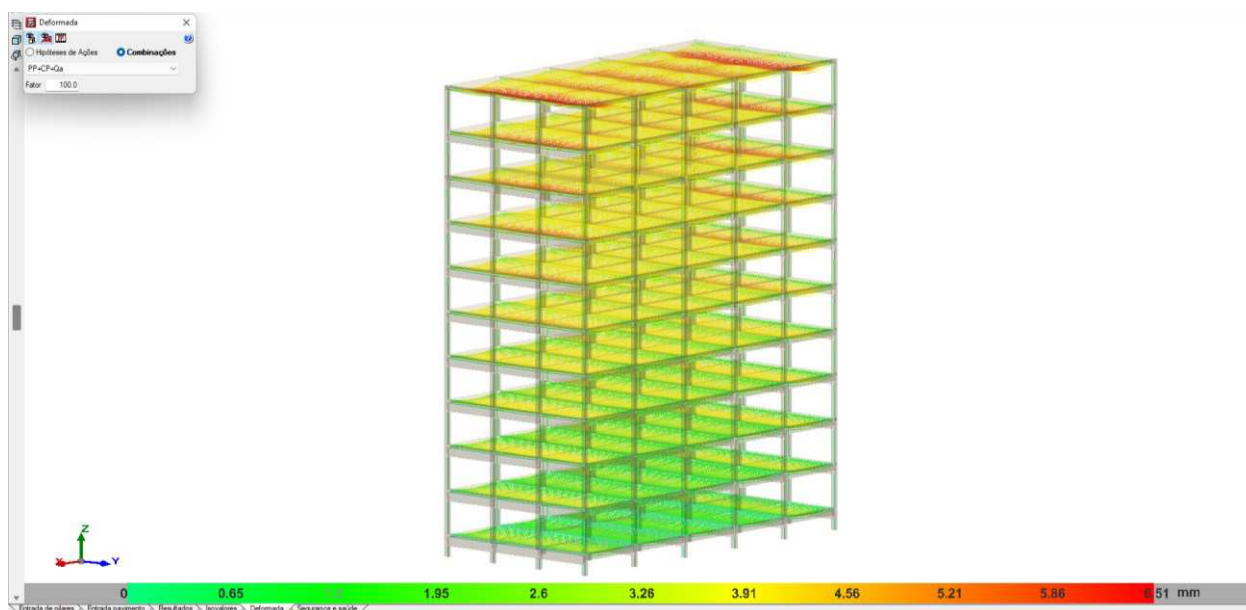
$Q_a$  são as sobrecargas acidentais;

$V_x$  é a ação do vento na direção  $X$ ;

$V_y$  é a ação do vento na direção  $Y$ .

Para melhor entendimento, a região da escala em cor verde se refere aos menores deslocamentos/deformações da estrutura e as regiões em vermelho aos maiores deslocamentos/deformações. Na Figura 36, tem-se a análise para solicitações verticais, onde os maiores deslocamentos se encontram na ordem de 6 *mm*.

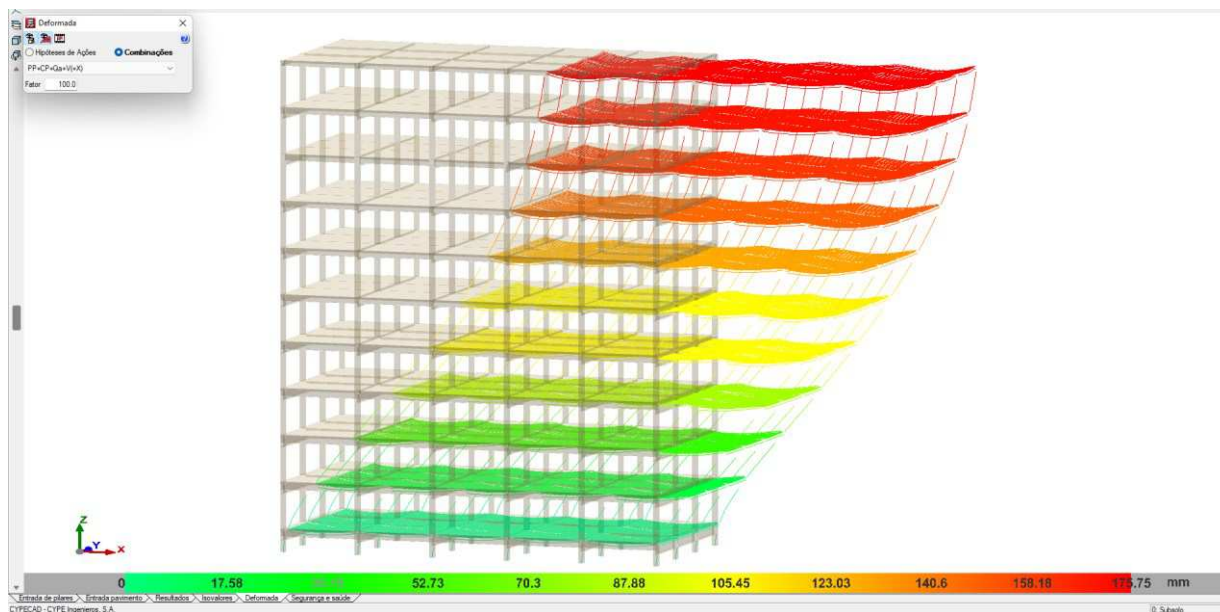
**Figura 36 – Deformação para combinação  $P_p + C_p + Q_a$**



Fonte: Autor (2021)

Para a Figura 37, tem-se os deslocamentos para o eixo  $X$  (deslocamento horizontal), seguindo a mesma escala de cor descrita anteriormente, com valores máximos na ordem de 175 *mm*.

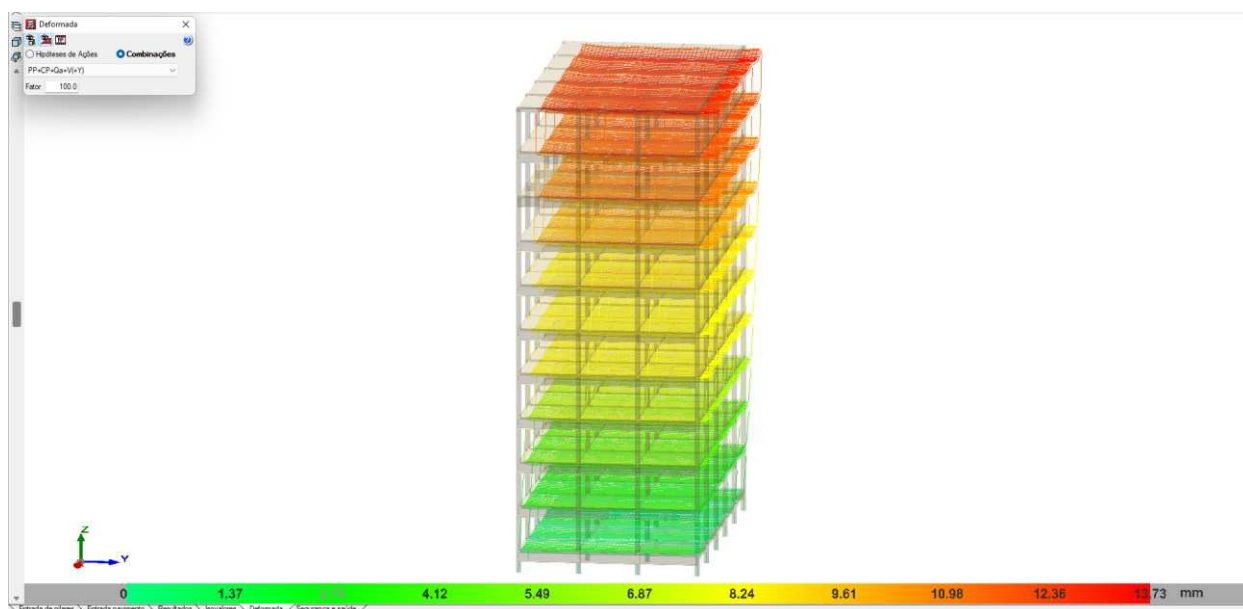
**Figura 37 – Deformação para a combinação  $P_p + C_p + Q_a + V_x$**



Fonte: Autor (2021)

Para a Figura 38, tem-se os deslocamentos horizontais para o eixo Y, com valores na ordem de 13 mm.

**Figura 38 – Deformação para a combinação  $P_p + C_p + Q_a + V_y$**



Fonte: Autor (2021)

Os deslocamentos dos pilares devido às combinações permanentes ou transitórias, conforme demonstrado nas Figuras 37 e 38, encontram-se descritos na Tabela 11.

Tabela 11 – Deslocamento de pilares

Pilar	Piso	Combinações permanentes ou transitórias			
		Cota m	Deslocamento X mm	Deslocamento Y mm	Deslocamento Z mm
P1 à P24	Cobertura	29,82	175,63	12,09	3,50
	Piso 9	26,69	170,45	11,58	3,43
	Piso 8	23,69	162,74	11,01	3,31
	Piso 7	20,69	151,55	10,19	3,13
	Piso 6	17,69	136,60	9,14	2,89
	Piso 5	14,69	118,00	7,86	2,58
	Piso 4	11,62	96,23	6,45	2,21
	Piso 3	8,62	72,20	5,07	1,80
	Piso 2	5,62	46,62	3,56	1,34
	Piso 1	2,62	21,75	1,93	0,81
	Térreo	-0,38	3,44	0,30	0,22
	Subsolo	-1,50	0,00	0,00	0,00

Fonte: Autor (2021)

Pode-se perceber pela Tabela 11 que, a partir do Piso 3 (Andar 4) o deslocamento horizontal em  $X$  já superou o deslocamento limite adotado de 17,647 mm.

## 5.2 Estrutura associada 01

Ao processar a estrutura no software, foram obtidos os resultados para as ações do vento em cada pavimento da estrutura, as quais permaneceram as mesmas de acordo com a Tabela 7, visto que depende apenas da geometria da estrutura. Os momentos de tombamento produzido pelas ações horizontais também permaneceram os mesmos, conforme Tabela 8.

Os momentos devidos ao efeito  $P - \Delta$  produzidos pelas diferentes hipóteses de carga vertical, sob a atuação simultânea das hipóteses de ações horizontes são:

Tabela 12 – Momento pelo efeito  $P - \Delta$ 

(continua)

Direção	Peso Próprio kNm	Cargas Permanentes kNm	Sobrecarga kNm
Vento +X	582,002	187,750	76,140



(conclusão)

Direção	Peso Próprio kNm	Cargas Permanentes kNm	Sobrecarga kNm
Vento -X	582,002	187,750	76,140
Vento +Y	182,539	58,880	78,466
Vento -Y	182,539	58,880	78,466

Fonte: Autor (2021)

As ações horizontais são incrementadas pela atuação simultânea das ações verticais, segundo os seguintes fatores de amplificação:

Tabela 13 – Fatores de amplificação

Direção	Peso Próprio	Cargas Permanentes	Sobrecarga
Vento +X	0,075	0,024	0,032
Vento -X	0,075	0,024	0,032
Vento +Y	0,011	0,004	0,005
Vento -Y	0,011	0,004	0,005

Fonte: Autor (2021)

Conforme citado anteriormente, quando em uma combinação atua uma ação horizontal com um coeficiente de majoração  $F_V$  e várias ações verticais com coeficiente de majoração  $F_{g1} \dots F_{gn}$ , o coeficiente de majoração da ação horizontal será dado por:

$$F_V(\text{estabilidade global}) = \frac{1}{1 - (F_{g1} \cdot F_{A1} + \dots + F_{gn} \cdot F_{An})}$$

As relações máximas entre os coeficientes de majoração amplificados e os coeficientes de majoração sem amplificar, para as diferentes hipóteses de ação horizontal na estrutura em concreto armado são:

Tabela 14 – Coeficiente  $\gamma_z$ 

Direção	$\gamma_z$
Vento +X	1,227
Vento -X	1,227
Vento +Y	1,029
Vento -Y	1,029

Fonte: Autor (2021)

Pode-se observar que, de acordo com o intervalo que se encontra o coeficiente  $\gamma_z$  para a estrutura de concreto armado, na direção  $X$ , a estrutura é classificada como estrutura de nós móveis de média ou grande deslocabilidade lateral. Já para a direção  $Y$ , é classificada como uma estrutura de nós fixo de pequena deslocabilidade lateral.

Em relação aos problemas de cálculo acusados anteriormente na estrutura puramente de aço, conforme seção 5.1, os mesmos foram corrigidos apenas com a substituição dos pilares, sem a necessidade de alteração dos perfis ou tipos de ligações, porém a estrutura ainda apresenta um deslocamento horizontal superior ao deslocamento limite.

As figuras a seguir mostram as deformações para a estrutura sobre as ações combinadas  $P_p + C_p + Q_a$ ,  $P_p + C_p + Q_a + V_x$  e  $P_p + C_p + Q_a + V_y$ , onde:

$P_p$  é o peso próprio da estrutura;

$C_p$  são as cargas permanentes;

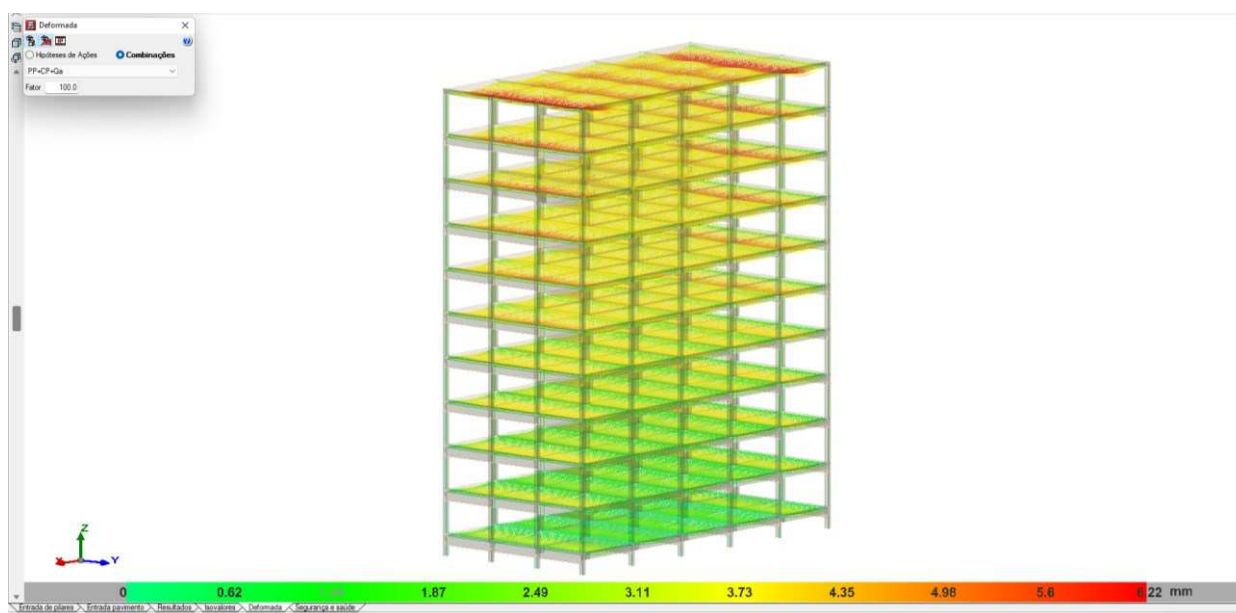
$Q_a$  são as sobrecargas acidentais;

$V_x$  é a ação do vento na direção  $X$ ;

$V_y$  é a ação do vento na direção  $Y$ .

Na Figura 39, pode-se observar os deslocamentos/deformações verticais, os quais estão na ordem de 6 mm.

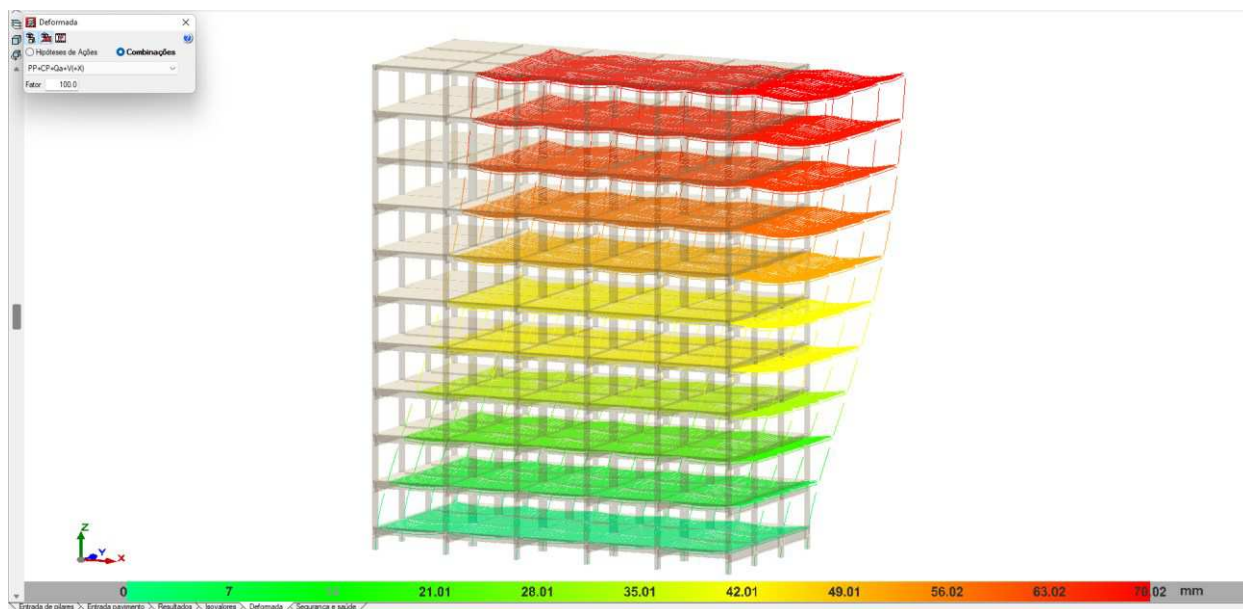
**Figura 39 – Deformação para combinação  $P_p + C_p + Q_a$**



Fonte: Autor (2021)

Os deslocamentos horizontais para o eixo  $X$  estão representados na Figura 40, com valores máximos na ordem de  $70\text{ mm}$ .

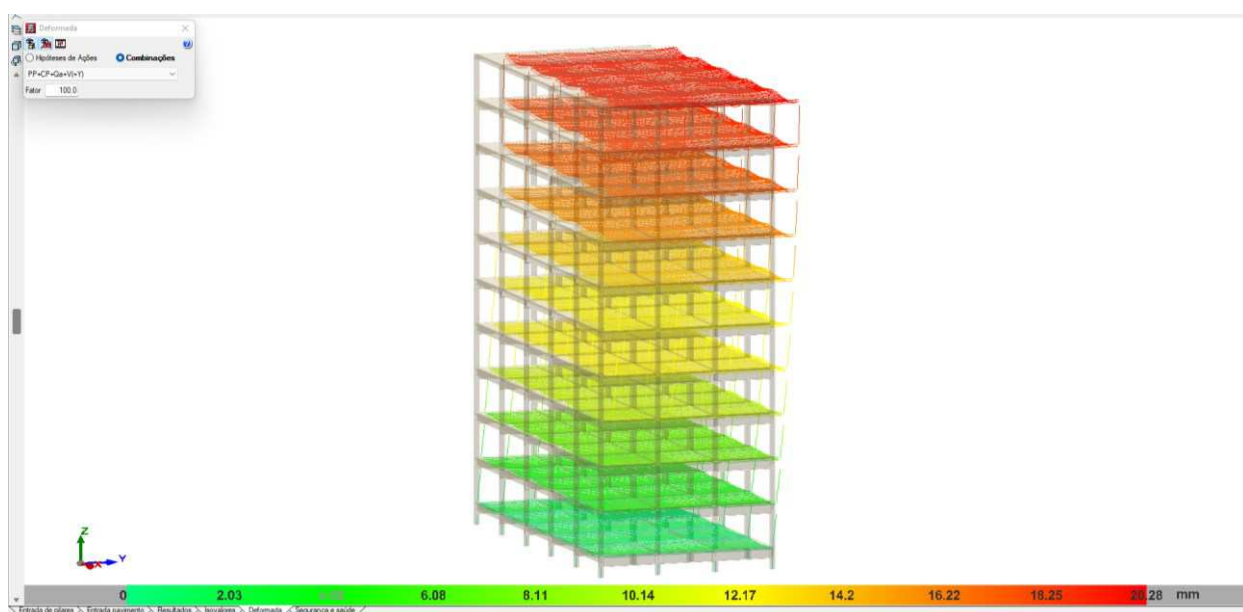
**Figura 40 – Deformação para a combinação  $P_p + C_p + Q_a + V_x$**



Fonte: Autor (2021)

A Figura 41 demonstra os deslocamentos horizontais para o eixo  $Y$ , os quais chegam a  $20,28\text{ mm}$ .

**Figura 41 – Deformação para a combinação  $P_p + C_p + Q_a + V_y$**



Fonte: Autor (2021)

Os deslocamentos dos pilares, conforme demonstrado nas Figuras 37 e 38, encontram-se descritos na Tabela 15.

**Tabela 15 – Deslocamento de pilares**

Pilar	Piso	Combinações permanentes ou transitórias			
		Cota m	Deslocamento X mm	Deslocamento Y mm	Deslocamento Z mm
P1 à P24	Cobertura	29,82	69,72	19,30	1,73
	Piso 9	26,69	67,60	18,50	1,72
	Piso 8	23,69	64,52	17,59	1,68
	Piso 7	20,69	60,12	16,33	1,61
	Piso 6	17,69	54,26	14,71	1,52
	Piso 5	14,69	46,94	12,74	1,38
	Piso 4	11,62	38,30	10,54	1,21
	Piso 3	8,62	28,70	8,26	1,00
	Piso 2	5,62	18,48	5,76	0,75
	Piso 1	2,62	8,59	3,07	0,46
	Térreo	-0,38	1,36	0,50	0,12
	Subsolo	-1,50	0,00	0,00	0,00

**Fonte: Autor (2021)**

Pode-se perceber pela Tabela 15 que, a partir do Piso 2 (Andar 3) o deslocamento horizontal em  $X$  já superou o deslocamento limite de  $17,647\text{ mm}$ .

### 5.3 Estrutura associada 02

No novo processamento da estrutura no software, os dados referentes às ações do vento e momentos de tombamento permaneceram os mesmos, como citado anteriormente, os quais dependem exclusivamente da geometria da estrutura. Os dados se encontram nas Tabelas 7 e 8.

Os momentos devidos ao efeito  $P - \Delta$  produzidos pelas diferentes hipóteses de carga vertical, sob a atuação simultânea das hipóteses de ações horizontais são:

**Tabela 16 – Momento pelo efeito  $P - \Delta$** 

Direção	Peso Próprio kNm	Cargas Permanentes kNm	Sobrecarga kNm
Vento +X	182,923	57,133	76,140
Vento -X	182,923	57,133	76,140
Vento +Y	186,305	58,148	77,491
Vento -Y	186,305	58,148	77,491

Fonte: Autor (2021)

As ações horizontais são incrementadas pela atuação simultânea das ações verticais, segundo os seguintes fatores de amplificação:

**Tabela 17 – Fatores de amplificação**

Direção	Peso Próprio	Cargas Permanentes	Sobrecarga
Vento +X	0,024	0,007	0,010
Vento -X	0,024	0,007	0,010
Vento +Y	0,012	0,004	0,005
Vento -Y	0,012	0,004	0,005

Fonte: Autor (2021)

As relações máximas entre os coeficientes de majoração amplificados e os coeficientes de majoração sem amplificar, para as diferentes hipóteses de ação horizontal estão descritos na Tabela 18.

**Tabela 18 – Coeficiente  $\gamma_z$** 

Direção	$\gamma_z$
Vento +X	1,061
Vento -X	1,061
Vento +Y	1,029
Vento -Y	1,029

Fonte: Autor (2021)

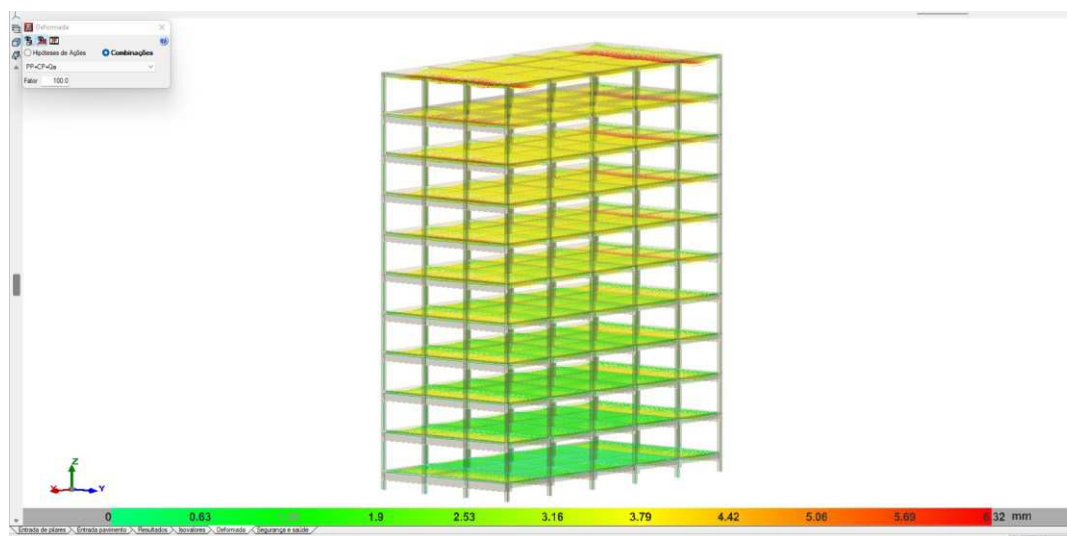
Pode-se observar que a nova solução adotada, o coeficiente  $\gamma_z$  para a estrutura em concreto armado, sofreu uma redução, tornando a classificação da estrutura como de nós fixos com pequenas deslocabilidades, a qual dispensa uma análise de segunda ordem. Porém, ainda é necessário analisar o deslocamento

horizontal obtido na análise, a fim de garantir o não afastamento das hipóteses de cálculo, conforme sugerido pela ABNT NBR 6118:2014.

As figuras a seguir mostram as deformações para a estrutura sobre as ações combinadas  $P_p + C_p + Q_a$ ,  $P_p + C_p + Q_a + V_x$  e  $P_p + C_p + Q_a + V_y$ .

A Figura 42 apresenta os deslocamentos/deformações verticais em que a estrutura está sujeita. O valor máximo é de 6,32 mm.

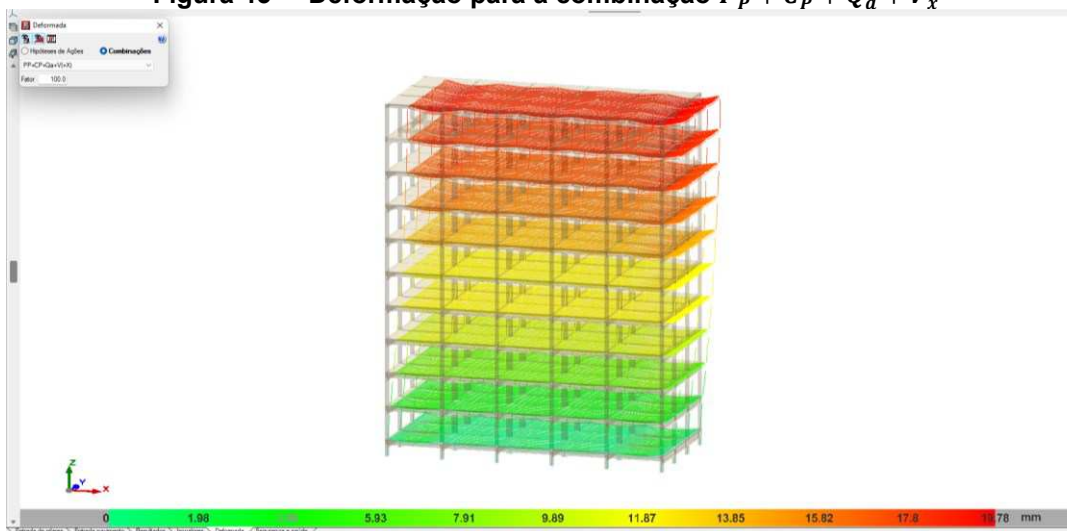
**Figura 42 – Deformação para combinação  $P_p + C_p + Q_a$**



Fonte: Autor (2021)

Na Figura 43, observa-se os deslocamentos horizontais para o eixo X, onde o valor máximo atingido foi de 19,78mm.

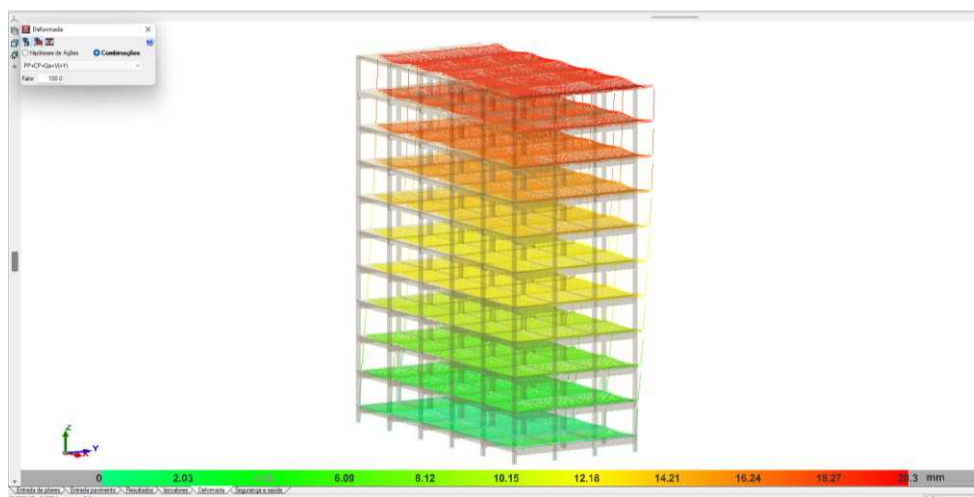
**Figura 43 – Deformação para a combinação  $P_p + C_p + Q_a + V_x$**



Fonte: Autor (2021)

A Figura 44 mostra os deslocamentos para o eixo Y, com valor máximo de 20,3 mm.

**Figura 44 – Deformação para a combinação  $P_p + C_p + Q_a + V_y$**



Fonte: Autor (2021)

Os deslocamentos dos pilares devido às combinações permanentes ou transitórias, conforme demonstrado nas Figuras 43 e 44, encontram-se descritos na Tabela 19 a seguir.

**Tabela 19 – Deslocamento de pilares**

Pilar	Piso	Combinações permanentes ou transitórias			
		Cota m	Deslocamento X mm	Deslocamento Y mm	Deslocamento Z mm
P1 à P24	Cobertura	29,82	18,67	19,29	1,74
	Piso 9	26,69	18,17	18,50	1,73
	Piso 8	23,69	17,45	17,59	1,69
	Piso 7	20,69	16,38	16,33	1,62
	Piso 6	17,69	14,94	14,70	1,52
	Piso 5	14,69	13,12	12,73	1,39
	Piso 4	11,62	10,94	10,53	1,22
	Piso 3	8,62	8,53	8,26	1,01
	Piso 2	5,62	5,86	5,76	0,75
	Piso 1	2,62	3,00	3,07	0,46
	Térreo	-0,38	0,51	0,50	0,12
	Subsolo	-1,50	0,00	0,00	0,00

Fonte: Autor (2021)

Pode-se perceber pela Tabela 19 que, a partir do Piso 9, os deslocamentos tanto para o eixo  $X$  quanto  $Y$ , são maiores que o deslocamento limite adotado. Com isso, é necessário enrijecer a estrutura ainda mais para garantir a integridade dos pilares em concreto armado.

#### 5.4 Estrutura associada 03

Para esta nova análise, os dados referentes às ações do vento e momentos de tombamento permaneceram os mesmos, como citado anteriormente, os quais dependem exclusivamente da geometria da estrutura. Os dados se encontram nas Tabelas 7 e 8.

Os momentos devidos ao efeito  $P - \Delta$  produzidos pelas diferentes hipóteses de carga vertical, sob a atuação simultânea das hipóteses de ações horizontais são:

**Tabela 20 – Momento pelo efeito  $P - \Delta$**

Direção	Peso Próprio kNm	Cargas Permanentes kNm	Sobrecarga kNm
Vento +X	152,731	45,513	60,654
Vento -X	152,731	45,513	60,654
Vento +Y	166,259	49,519	65,992
Vento -Y	166,259	49,519	65,992

Fonte: Autor (2021)

As ações horizontais são incrementadas pela atuação simultânea das ações verticais, segundo os seguintes fatores de amplificação:

**Tabela 21 – Fatores de amplificação**

Direção	Peso Próprio	Cargas Permanentes	Sobrecarga
Vento +X	0,020	0,006	0,008
Vento -X	0,020	0,006	0,008
Vento +Y	0,010	0,003	0,004
Vento -Y	0,010	0,003	0,004

Fonte: Autor (2021)



As relações máximas entre os coeficientes de majoração amplificados e os coeficientes de majoração sem amplificar, para as diferentes hipóteses de ação horizontal estão descritos na Tabela 22.

**Tabela 22 – Coeficiente  $\gamma_z$**

Direção	$\gamma_z$
Vento +X	1,049
Vento -X	1,049
Vento +Y	1,025
Vento -Y	1,025

**Fonte: Autor (2021)**

Pode-se observar que a nova solução adotada teve êxito em obter rigidez na estrutura nas direções +X e -X, tornando a estrutura considerada como fixa, com pequenas deslocabilidades, a qual dispensa uma análise de segunda ordem.

As figuras a seguir mostram as deformações para a estrutura sobre as ações combinadas  $P_p + C_p + Q_a$ ,  $P_p + C_p + Q_a + V_x$  e  $P_p + C_p + Q_a + V_y$ .

A Figura 45 apresenta os deslocamentos/deformações verticais em que a estrutura está sujeita. O valor máximo é de 6,32 mm.

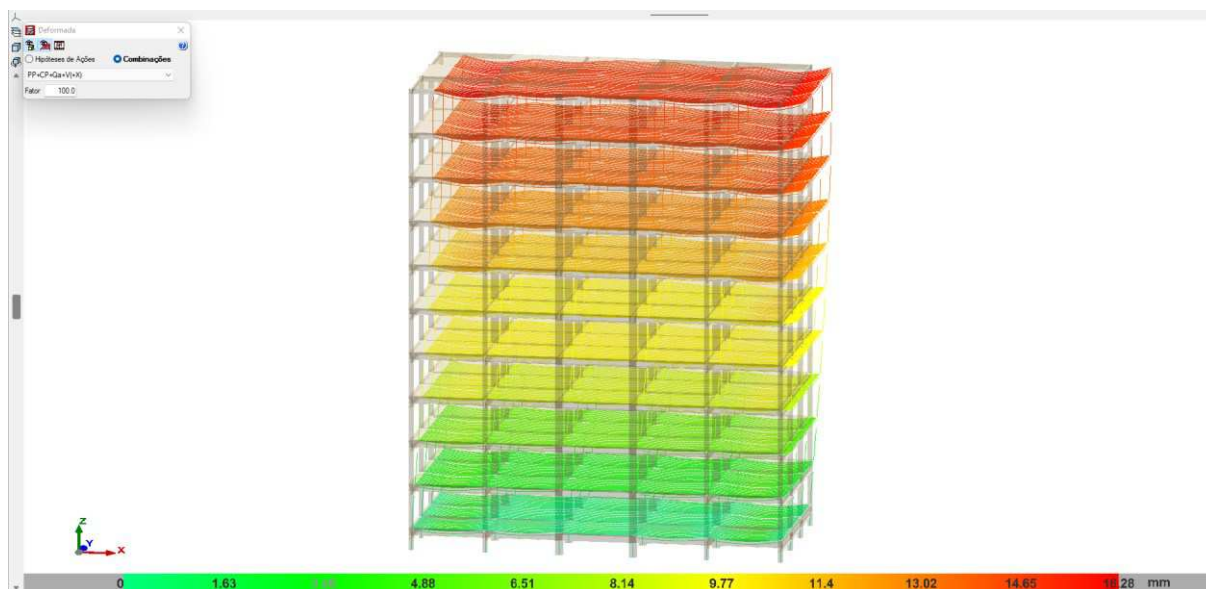
**Figura 45 – Deformação para combinação  $P_p + C_p + Q_a$**



**Fonte: Autor (2021)**

Na Figura 46, observa-se os deslocamentos horizontais para o eixo  $X$ , onde o valor máximo atingido foi de  $15,02\text{mm}$ .

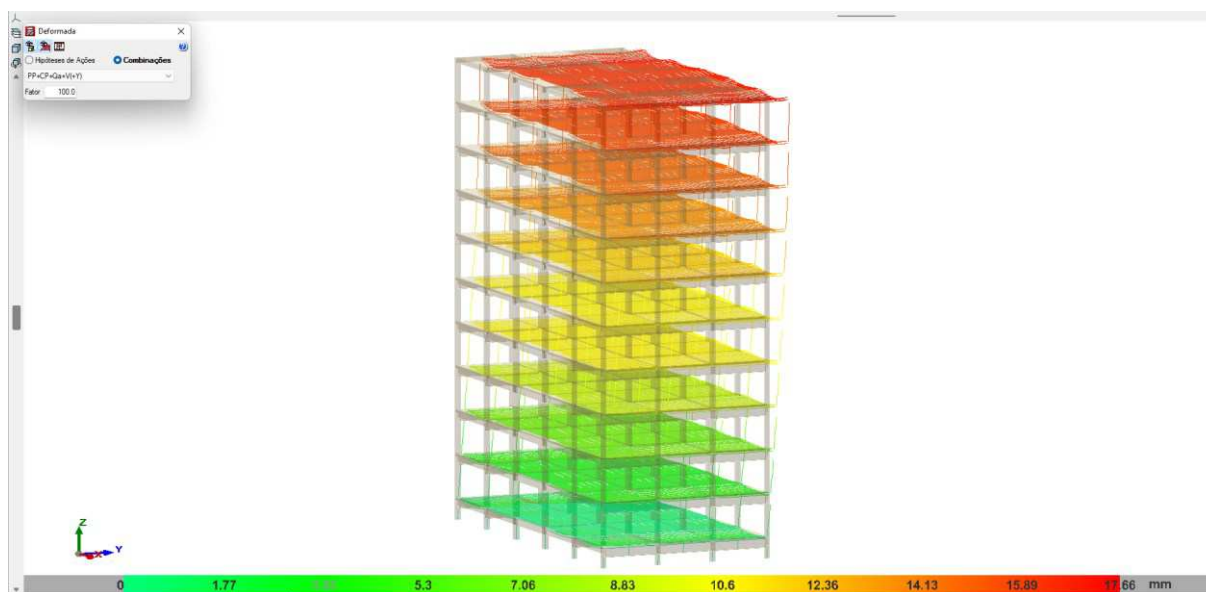
**Figura 46 – Deformação para a combinação  $P_p + C_p + Q_a + V_x$**



Fonte: Autor (2021)

A Figura 47 mostra os deslocamentos para o eixo  $Y$ , com valor máximo de  $16,47\text{ mm}$ .

**Figura 47 – Deformação para a combinação  $P_p + C_p + Q_a + V_y$**



Fonte: Autor (2021)

Os deslocamentos dos pilares devido às combinações permanentes ou transitórias, conforme demonstrado nas Figuras 46 e 47, encontram-se descritos na Tabela 23 a seguir.

**Tabela 23 – Deslocamento de pilares**

Combinações permanentes ou transitórias					
Pilar	Piso	Cota m	Deslocamento X mm	Deslocamento Y mm	Deslocamento Z mm
P1 à P24	Cobertura	29,82	15,02	16,47	1,65
	Piso 9	26,69	14,61	15,87	1,64
	Piso 8	23,69	14,03	15,14	1,60
	Piso 7	20,69	13,17	14,11	1,53
	Piso 6	17,69	12,02	12,75	1,44
	Piso 5	14,69	10,58	11,08	1,31
	Piso 4	11,62	8,87	9,22	1,15
	Piso 3	8,62	6,92	7,26	0,95
	Piso 2	5,62	4,75	5,09	0,71
	Piso 1	2,62	2,44	2,74	0,43
	Térreo	-0,38	0,41	0,42	0,12
	Subsolo	-1,50	0,00	0,00	0,00

Fonte: Autor (2021)

Pode-se perceber pela Tabela 23 que, em todos os andares e para ambas as direções  $X - X$  e  $Y - Y$ , o deslocamento da estrutura está abaixo do limite de 17,647 mm.

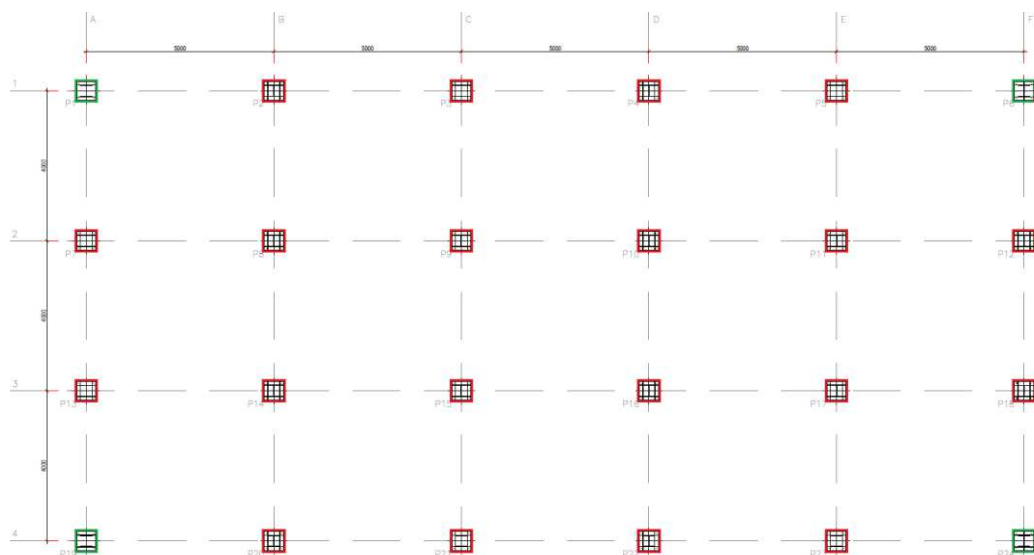
## 5.5 Análise comparativa

Conforme dados obtidos nas seções 5.1, 5.2, 5.3 e 5.4, as análises para estrutura metálica e estrutura associada, nesta seção, serão referenciadas como “Metálica”, “Associada 01”, “Associada 02” e “Associada 03”, seguindo respectivamente a ordem das análises realizadas.

Para “Metálica”, os resultados obtidos foram em sua maioria falhos, conforme segue figuras. Na Figura 48, em verde pode-se ver os pilares que passaram nas condições para dimensionamento e em vermelho os pilares que possuem erro de dimensionamento, onde a condição a ser atendida pelas barras submetidas aos efeitos combinados de força axial e momento fletor, carregadas de forma que não

ocorra torção, conforme ABNT NBR 8800:2008, item 5.5.1.2, acabou não atendendo nos pavimentos Térreo e Piso 1.

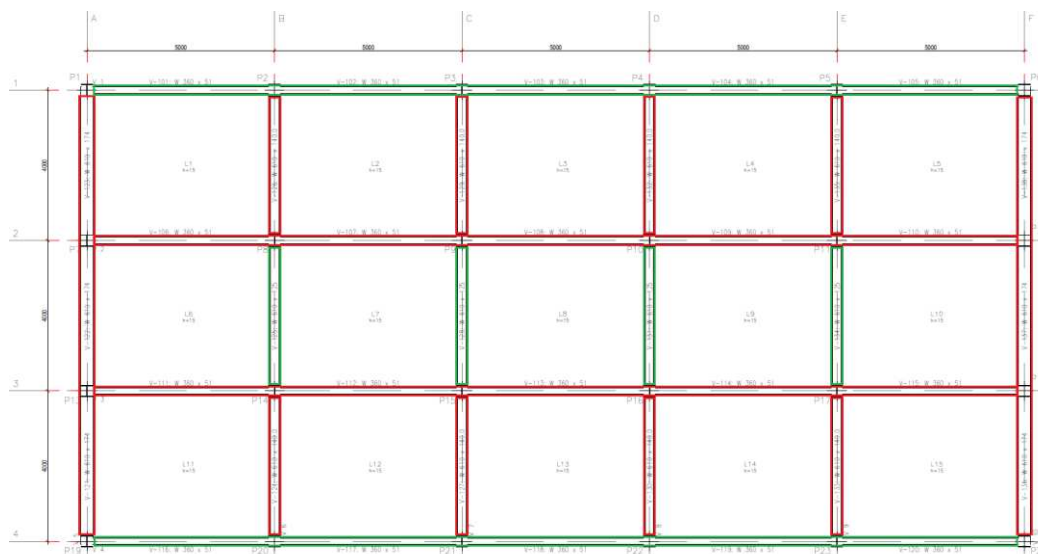
**Figura 48 – Locação de pilares (estrutura metálica)**



Fonte: Autor (2021)

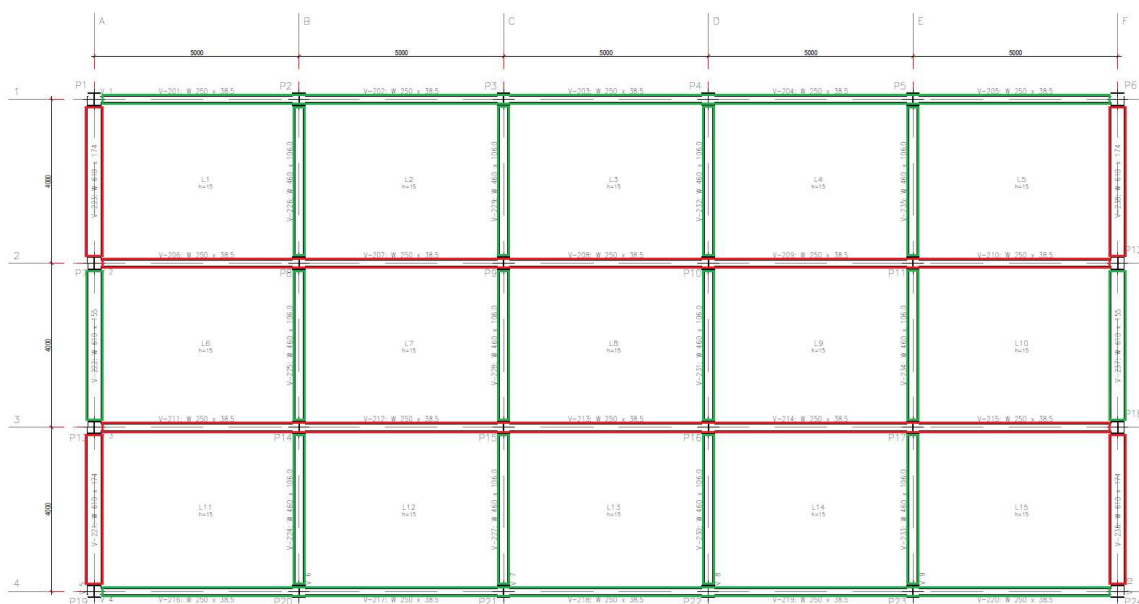
Na Figura 49, 50 e 51, pode-se observar também as vigas que passaram nas condições de dimensionamento (cor verde) e as que reprovaram em um ou mais condições, como por exemplo a resistência a torção, conforme item 5.5.1.2 da Norma, já citado, e a tensão resistente de cálculo para os estados limites últimos foi inferior à tensão solicitante, conforme ABNT NBT, item 5.5.2.3.

**Figura 49 – Vigas pavimentos 1 até 5 (estrutura metálica)**



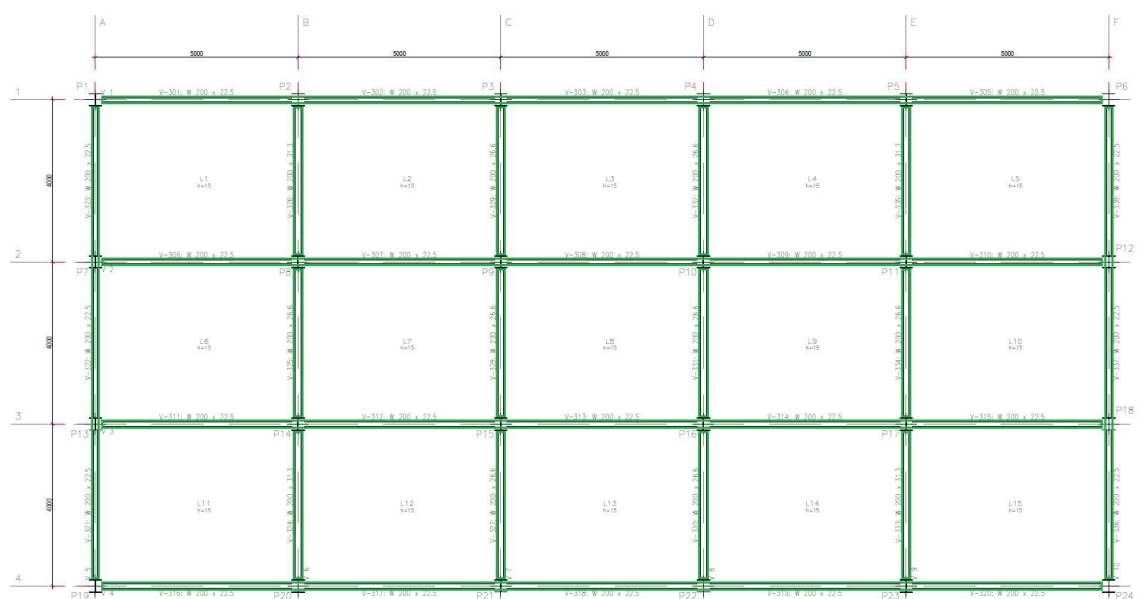
Fonte: Autor (2021)

**Figura 50 – Vigas pavimentos 6 até 10 (estrutura metálica)**



Fonte: Autor (2021)

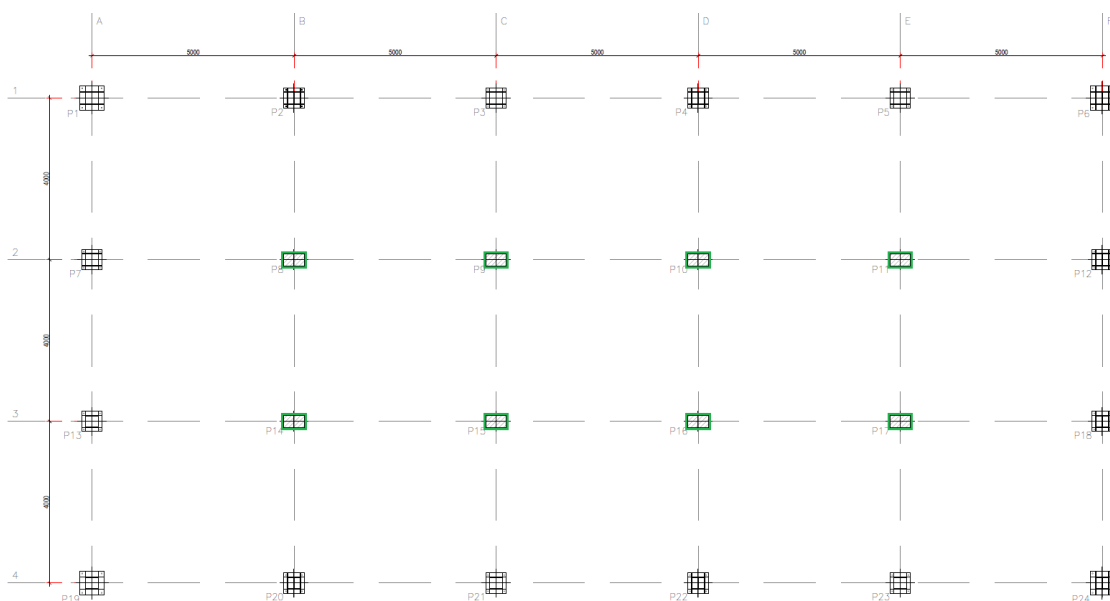
**Figura 51 – Vigas cobertura (estrutura metálica)**



Fonte: Autor (2021)

Para a análise referente à “Associada 01”, tem-se a substituição dos pilares metálicos centrais por pilares em concreto armado (Figura 52, cor verde).

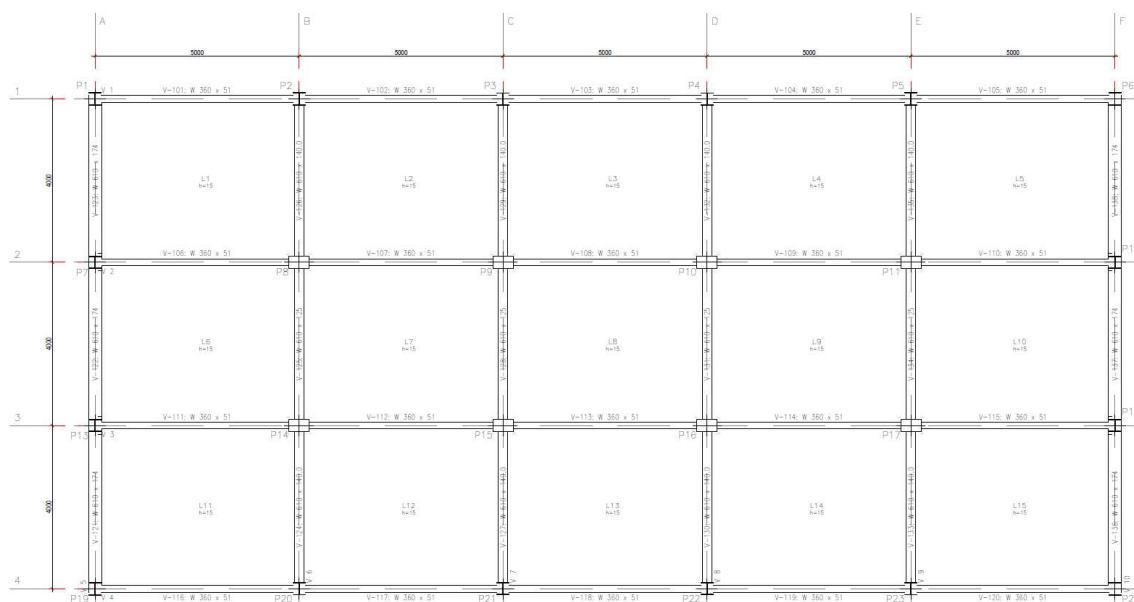
**Figura 52 – Locação de pilares (estrutura associada 01)**



Fonte: Autor (2021)

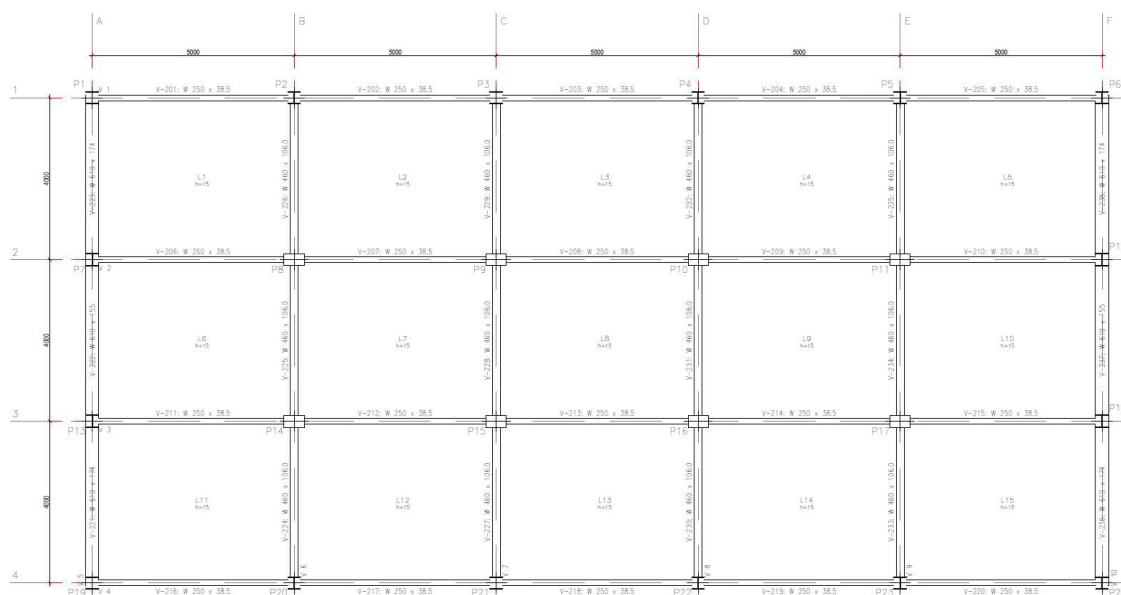
Somente com esta substituição, foi o suficiente para o restante dos pilares e vigas passarem nas condições de dimensionamento. Pode-se ver nas Figuras 53, 54 e 55 que não foi alterado nenhuma seção/perfil metálico em comparação à “Metálica”.

**Figura 53 – Vigas pavimentos 1 até 5 (estrutura associada 01)**



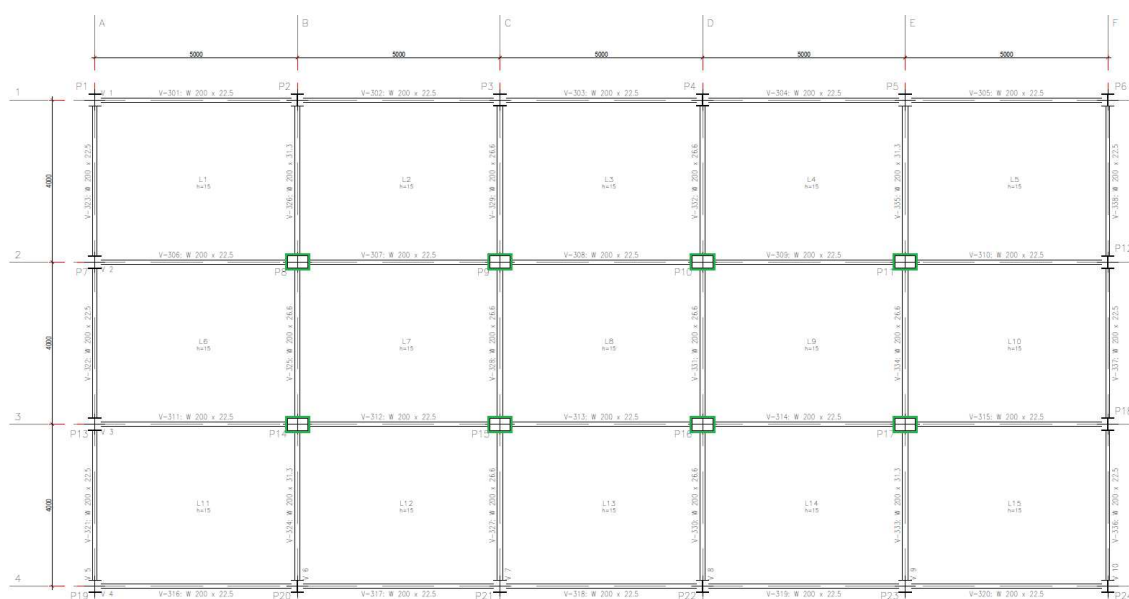
Fonte: Autor (2021)

**Figura 54 – Vigas pavimentos 6 até 10 (estrutura associada 01)**



Fonte: Autor (2021)

**Figura 55 – Vigas cobertura (estrutura associada 01)**

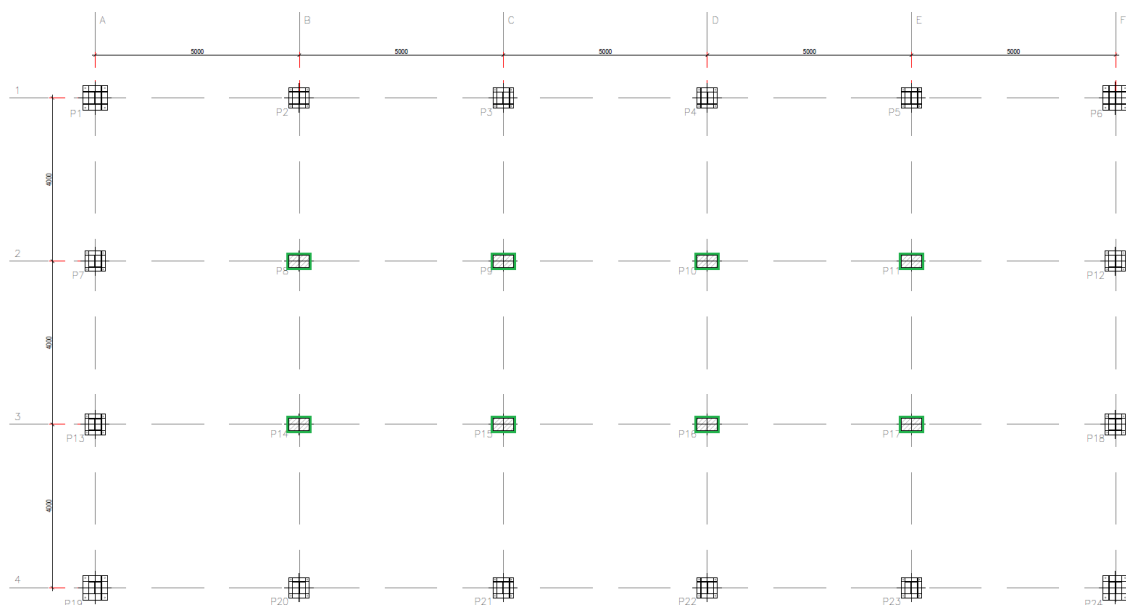


Fonte: Autor (2021)

Como “Associada 01” obteve um deslocamento horizontal na direção  $X - X$  acima do deslocamento horizontal limite de  $60\text{ mm}$ , com um coeficiente  $\gamma_y$  igual a 1,227, ainda foi necessário enrijecer a estrutura de modo que todas as condições para o dimensionamento fossem atendidas. Na Figura 56, estrutura “Associada 02”, pode-se ver que para esta nova análise não foram realizadas nenhuma alteração nos

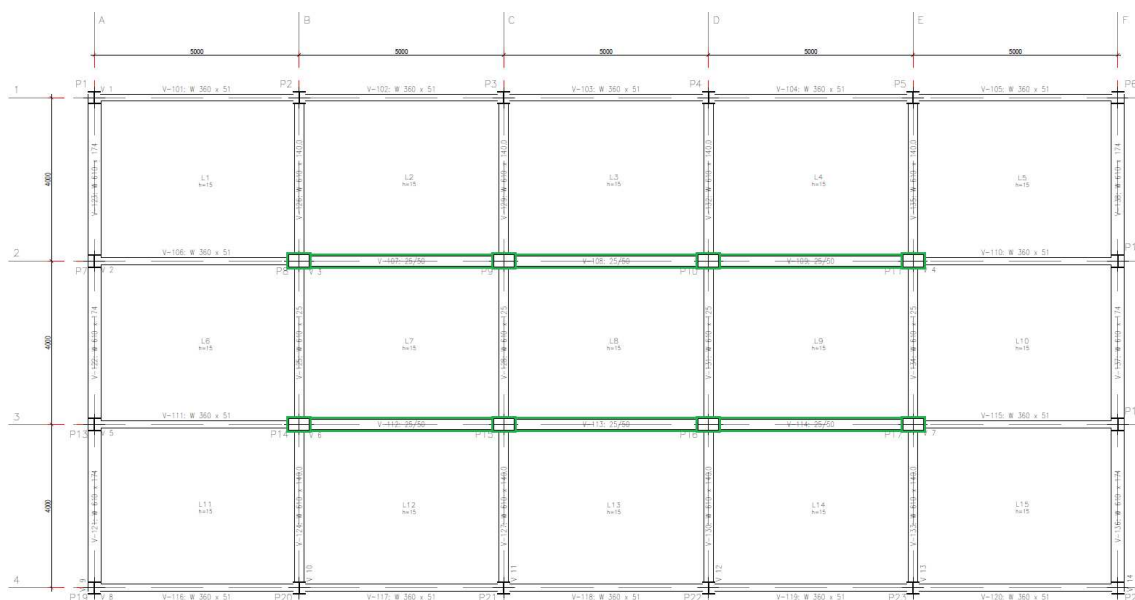
pilares, porém nas Figuras 57, 58 e 59, pode-se ver a substituição de vigas metálicas por vigas em concreto armado (cor verde).

**Figura 56 – Locação de pilares (estrutura associada 02)**



Fonte: Autor (2021)

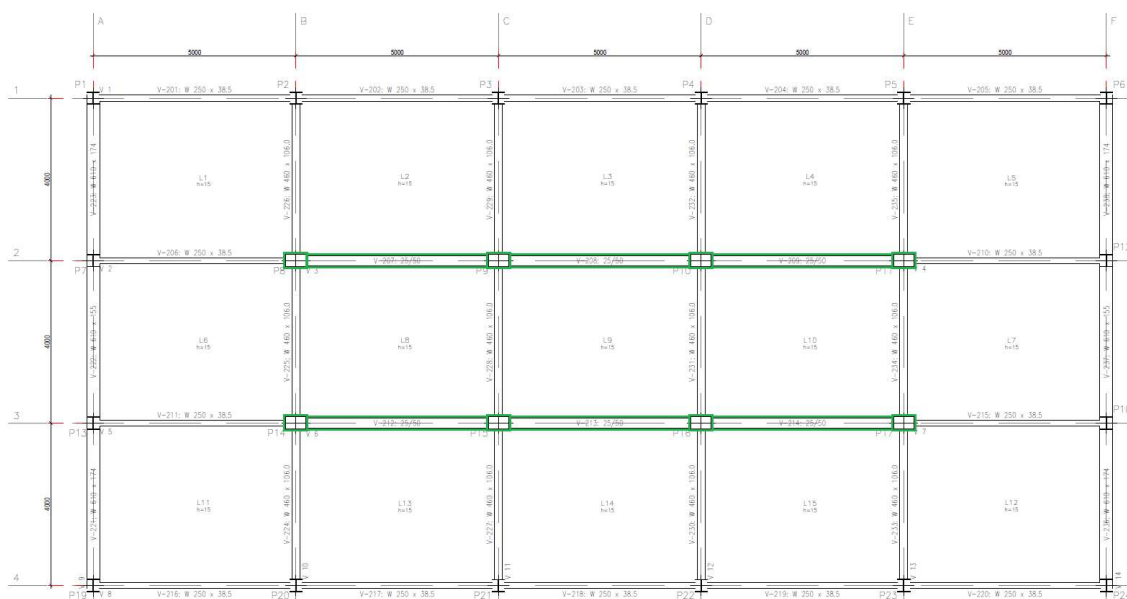
**Figura 57 – Vigas pavimentos 1 até 5 (estrutura associada 02)**



Fonte: Autor (2021)

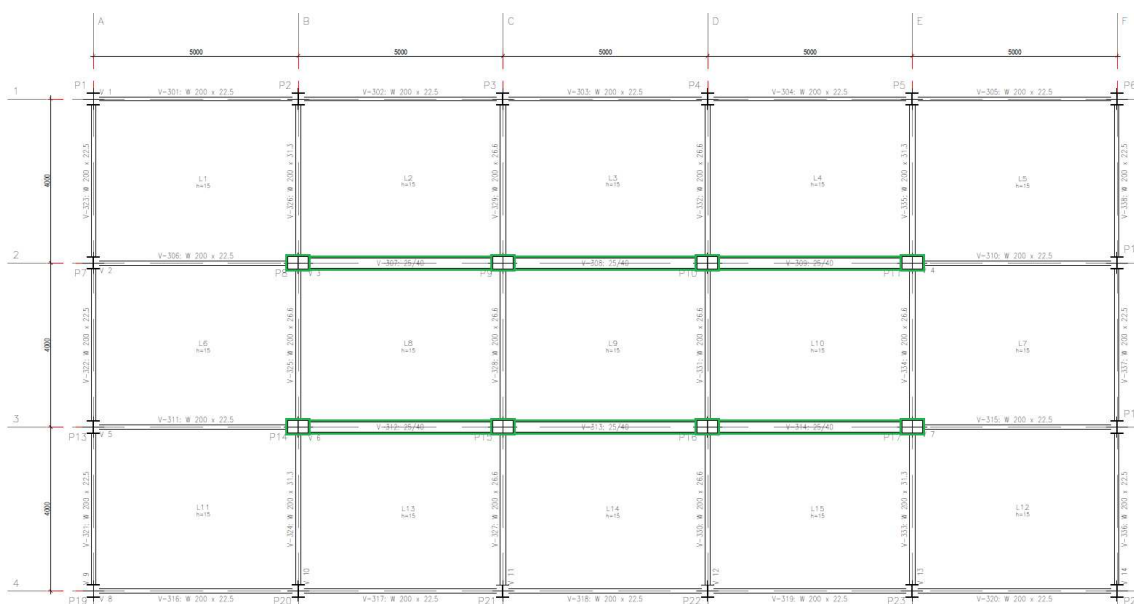


**Figura 58 – Vigas pavimentos 6 até 10 (estrutura associada 02)**



Fonte: Autor (2021)

**Figura 59 – Vigas cobertura (estrutura associada 02)**

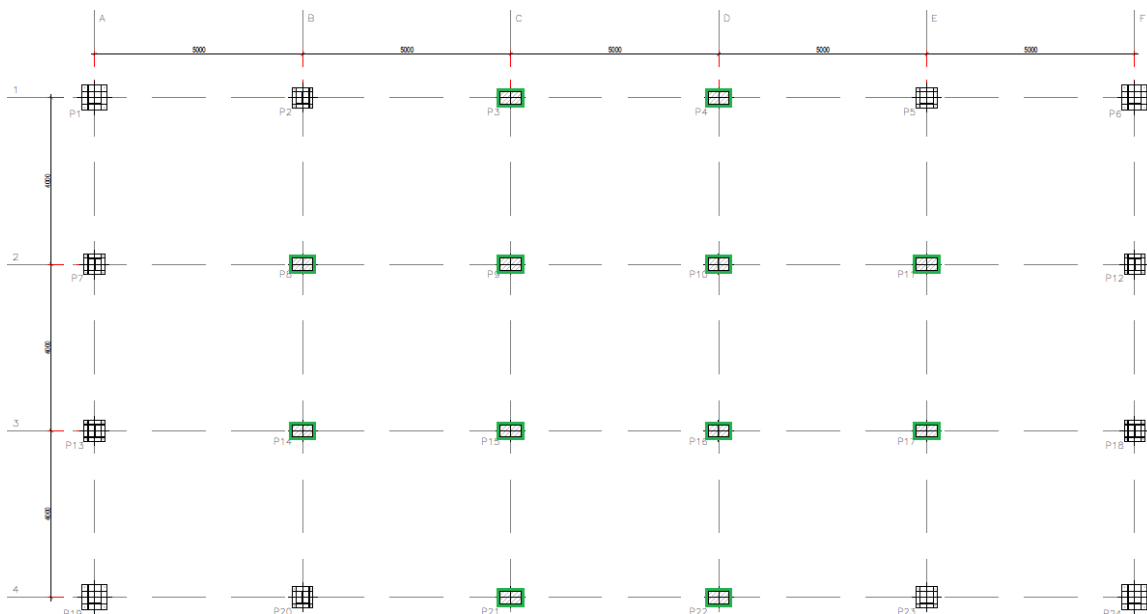


Fonte: Autor (2021)

Com esta substituição de vigas, a estrutura “Associada 02” atingiu uma rigidez suficiente para ser classificada como estrutura de nós fixos de pouca deslocabilidade lateral, porém ao analisar os valores dos deslocamentos obtidos, foi possível perceber que o deslocamento de topo dos pilares em concreto armado ainda está acima do máximo adotado.

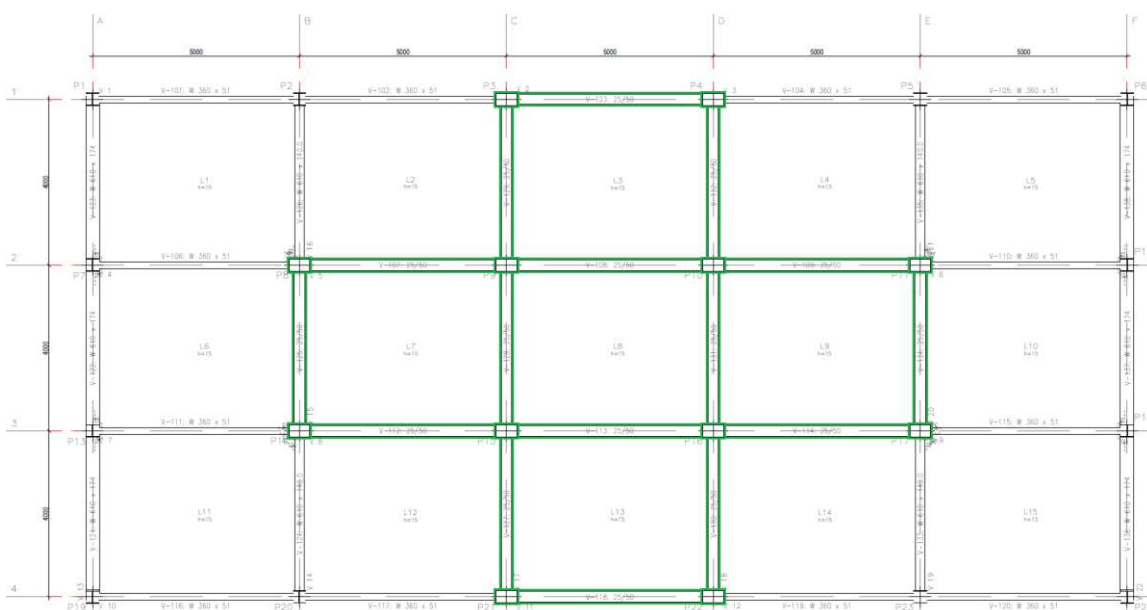
A nova análise para “Associada 02” obteve deslocamento horizontal na direção  $X - X$  e  $Y - Y$  abaixo do deslocamento horizontal limite de  $17,647 \text{ mm}$ , com um coeficiente  $\gamma_y$  para a estrutura de concreto armado igual a 1,049 para  $x$  e 1,025 para  $y$ . As figuras a seguir apresentam as plantas de locação de pilares e vigas para esta nova modelagem.

**Figura 60 – Locação de pilares (estrutura associada 02)**



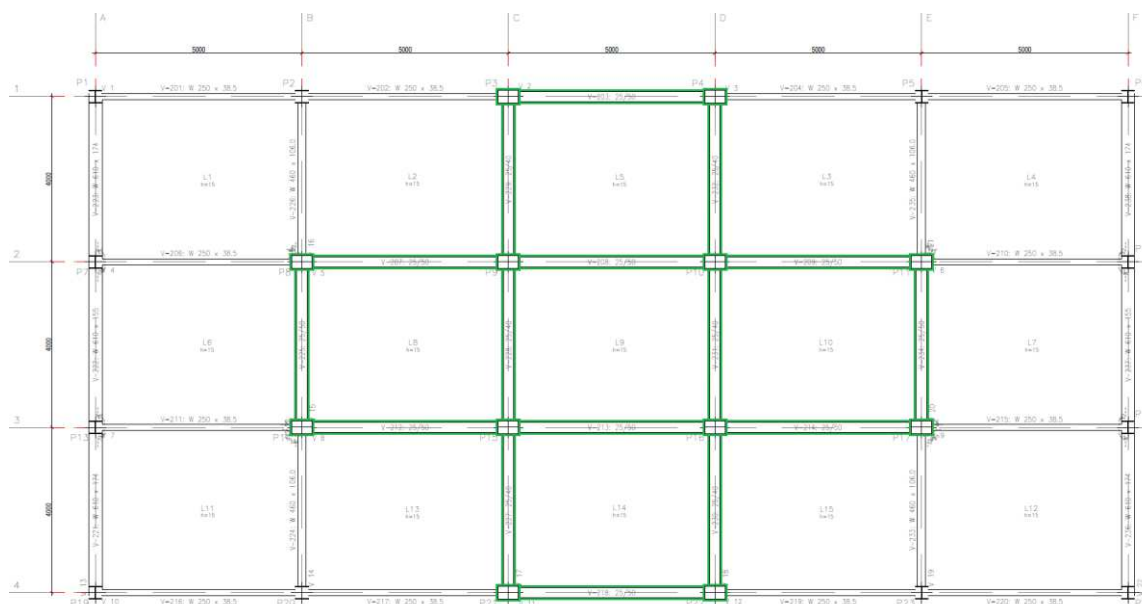
Fonte: Autor (2021)

**Figura 61 – Vigas pavimentos 1 até 5 (estrutura associada 02)**



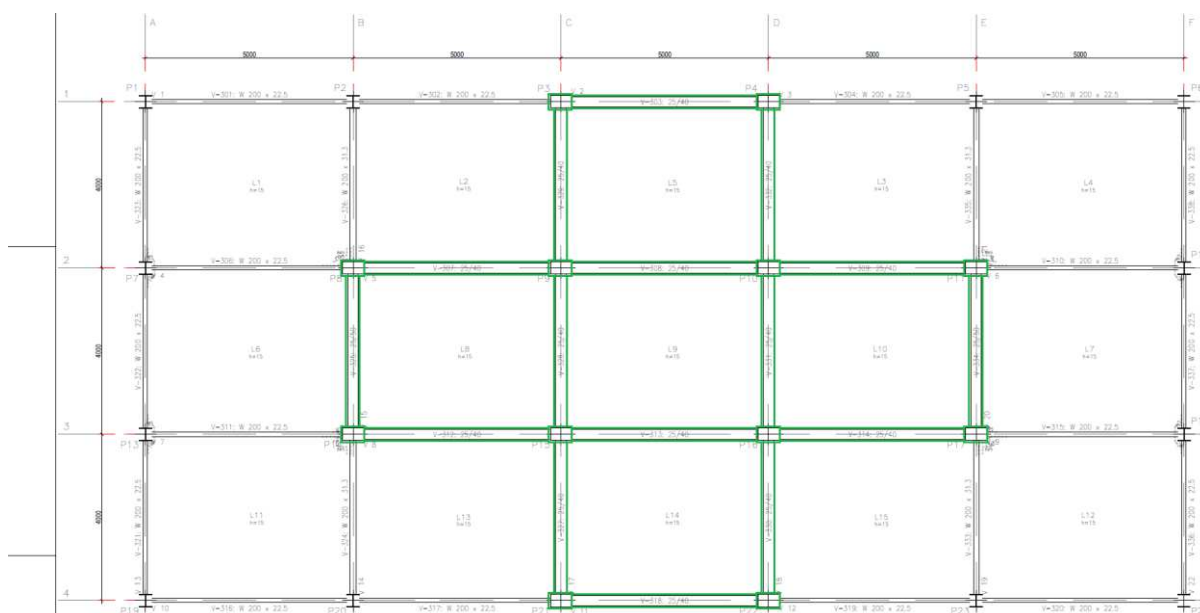
Fonte: Autor (2021)

**Figura 62 – Vigas pavimentos 6 até 10 (estrutura associada 02)**



Fonte: Autor (2021)

**Figura 63 – Vigas cobertura (estrutura associada 02)**



Fonte: Autor (2021)

Com esta substituição de vigas, a estrutura “Associada 03” atingiu uma rigidez suficiente para combater os deslocamentos horizontais antes excedidos, com um coeficiente  $\gamma_z$  menor que 1,1, dispensando assim análises de segunda ordem. Na Tabela 24 pode-se ver todos os dados referente aos momentos fletores de tombamento para as 4 análises.

Tabela 24 – Comparação dos momentos devido ao efeito  $P - \Delta$ 

Direção	Peso Próprio (kNm)			Cargas Permanentes (kNm)			Sobrecarga (kNm)					
	Met.	Assoc. 01	Assoc. 02	Assoc. 03	Met.	Assoc. 01	Assoc. 02	Assoc. 03	Met.	Assoc. 01	Assoc. 02	Assoc. 03
Vento +X	1.190,21	582,00	182,92	152,73	396,31	187,75	57,13	45,51	528,15	250,21	76,14	60,65
Vento -X	1.190,21	582,00	182,92	152,73	396,31	187,75	57,13	45,51	528,15	250,21	76,14	60,65
Vento +Y	111,07	182,54	186,31	166,26	36,97	58,88	58,15	49,52	49,27	78,47	77,49	65,99
Vento -Y	111,07	182,54	186,31	166,26	36,97	58,88	58,15	49,52	49,27	78,47	77,49	65,99

**Met. – Estrutura Metálica;**

**Assoc. 01 – Estrutura Associada 01;**

**Assoc. 02 – Estrutura Associada 02;**

**Assoc. 03 – Estrutura Associada 03.**

Fonte: Autor (2021)

Pode-se perceber que, conforme a rigidez da estrutura aumentou para o eixo  $X - X$ , os momentos foram reduzidos. Porém, para o eixo  $Y - Y$  houve um aumento desses momentos devido ao fato das ligações nos pilares substituídos, que antes eram fixas em “Metálica”, agora em “Associada 01” e “Associada 02” são articuladas. Esse acréscimo de momento devido a alteração do tipo de ligação prejudicou a estrutura, pois seu deslocamento horizontal nesta direção passou de 12,09 mm para 19,30 mm, ficando acima do deslocamento limite. Com isso, tornou-se necessário uma nova análise, de forma a enrijecer a estrutura nas duas direções, a “Associada 03”.

Na Tabela 25, pode-se ver em porcentagem, as reduções (negativo) e acréscimos (positivo) nos momentos fletores de tombamento na alteração da estrutura em comparação com “Metálica”. Percebe-se que em “Associada 03” para a direção  $X$ , houve uma redução de 87,17% do momento fletor em relação ao original (“Metálica”). Também se observa o acréscimo de momento na direção  $Y$ , cerca de 49,69%, porém ainda assim atendendo ao deslocamento horizontal máximo.

Tabela 25 – Diferenças de momentos devido ao efeito  $P - \Delta$ 

Direção	Peso Próprio (kNm)			Cargas Permanentes (kNm)			Sobrecarga (kNm)		
	Assoc. 01	Assoc. 02	Assoc. 03	Assoc. 01	Assoc. 02	Assoc. 03	Assoc. 01	Assoc. 02	Assoc. 03
Vento +X	-51,10%	-84,63%	-87,17%	-52,63%	-85,58%	-88,52%	-52,63%	-85,58%	-88,52%
Vento -X	-51,10%	-84,63%	-87,17%	-52,63%	-85,58%	-88,52%	-52,63%	-85,58%	-88,52%
Vento +Y	64,35%	67,74%	49,69%	59,25%	57,27%	33,93%	59,25%	57,27%	33,93%
Vento -Y	64,35%	67,74%	49,69%	59,25%	57,27%	33,93%	59,25%	57,27%	33,93%

**Met. – Estrutura Metálica;**

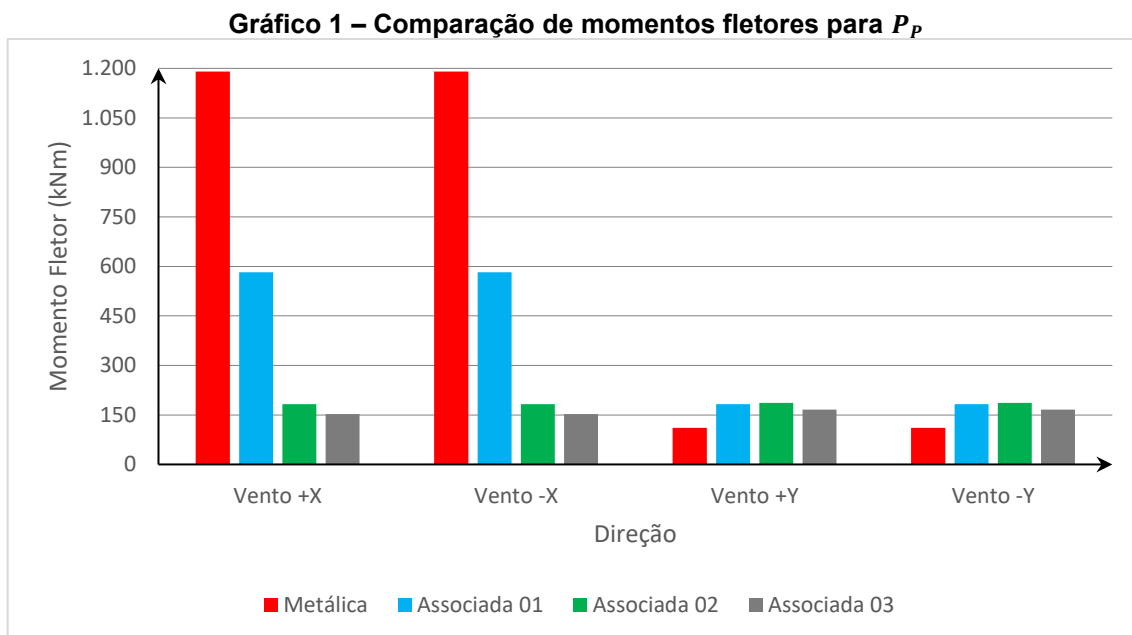
**Assoc. 01 – Estrutura Associada 01;**

**Assoc. 02 – Estrutura Associada 02;**

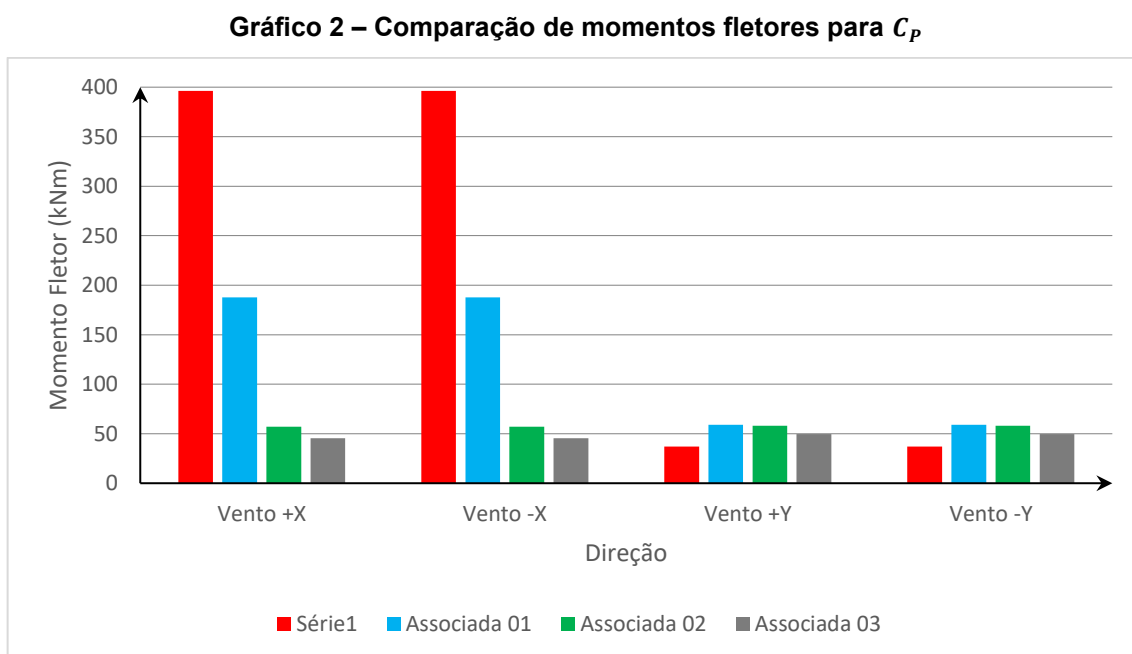
**Assoc. 03 – Estrutura Associada 03.**

Fonte: Autor (2021)

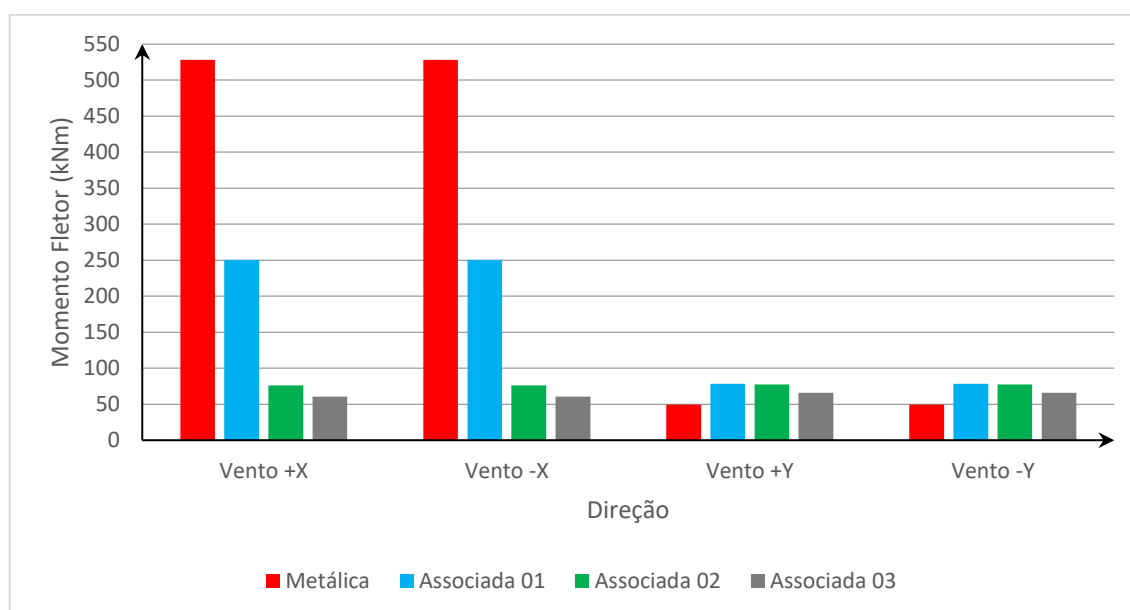
Nos gráficos 1, 2 e 3 pode-se observar a proporção descrita pela Tabela 22 para cada um dos carregamentos, onde em vermelho tem-se a estrutura “Metálica”, em azul tem-se “Associada 01”, em verde “Associada 02” e em cinza “Associada 03”.



Fonte: Autor (2021)



Fonte: Autor (2021)

Gráfico 3 – Comparação de momentos fletores para  $Q_a$ 

Fonte: Autor (2021)

Para a análise do coeficiente  $\gamma_z$  para a estrutura de concreto armado, pode-se perceber que conforme o aumento da rigidez da estrutura com a alteração dos elementos estruturais e tipos de ligações, a classificação passou de “estrutura muito deslocável” para “estrutura de nós fixos”, dispensando análise de segunda ordem. A Tabela 26 descreve os coeficientes obtidos em cada uma das análises.

Tabela 26 – Coeficiente  $\gamma_z$  para as estruturas de concreto armado

Direção	$\gamma_z$		
	Associada 01	Associada 02	Associada 03
Vento +X	1,227	1,061	1,049
Vento -X	1,227	1,061	1,049
Vento +Y	1,029	1,029	1,025
Vento -Y	1,029	1,029	1,025

Fonte: Autor (2021)

Pode-se perceber a redução do coeficiente  $\gamma_z$  para o eixo  $X$  conforme a alteração da estrutura, como também o aumento para o eixo  $Y$ . Na Tabela 24, pode-se ver a proporção de redução e aumento para cada uma das direções, conforme descrito na Tabela 26.

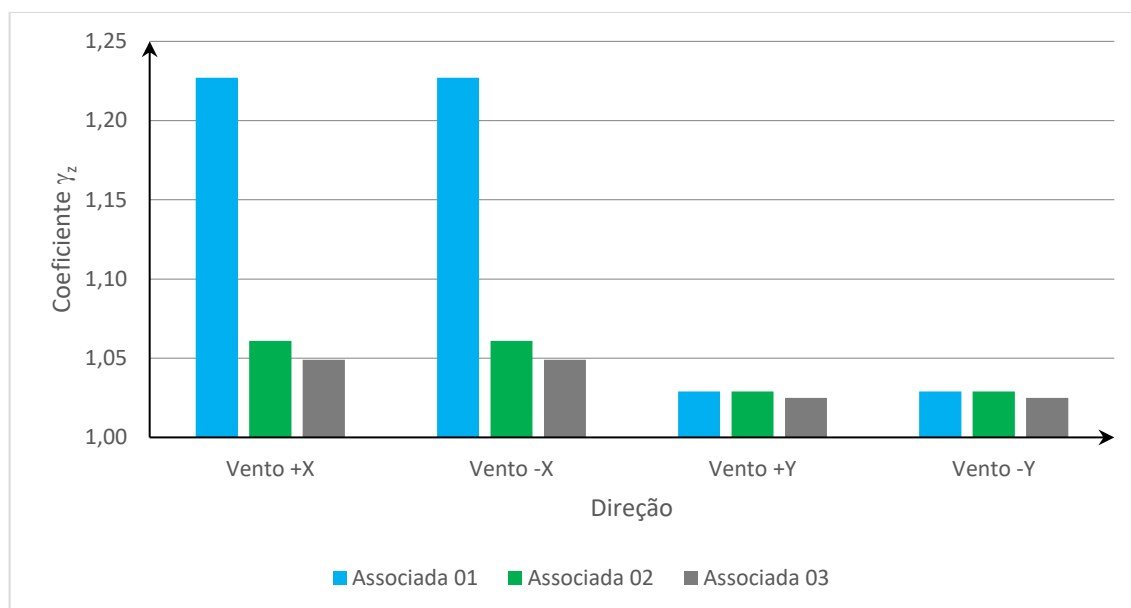
Tabela 27 – Diferenças entre os coeficientes  $\gamma_z$ 

Direção	$\gamma_z$	
	Associada 02	Associada 03
Vento +X	-13,53%	-14,51%
Vento -X	-13,53%	-14,51%
Vento +Y	0,00%	-0,39%
Vento -Y	0,00%	-0,39%

Fonte: Autor (2021)

No eixo  $X - X$ , houve uma redução de 14,51% do coeficiente  $\gamma_z$  para “Associada 03” e uma redução de 0,39% para a direção  $Y - Y$ .

No Gráfico 4, pode-se ver a proporção de redução e aumento deste coeficiente para cada uma das análises realizadas, conforme descrito nas tabelas 26 e 27. Pode-se perceber que, mesmo com apenas a alteração dos pilares, houve uma redução significativa deste coeficiente na direção  $X$ .

Gráfico 4 – Comparação do coeficiente  $\gamma_z$ 

Fonte: Autor (2021)

A Tabela 28 descreve os deslocamentos horizontais obtidos para cada um dos casos analisados para as direções  $X$  e  $Y$ .

Tabela 28 – Deslocamentos dos pilares

Pilar	Piso	Cota m	Combinções permanentes ou transitórias							
			Deslocamento X (mm)			Deslocamento Y (mm)				
			Metálica	Assoc. 01	Assoc. 02	Assoc. 03	Metálica	Assoc. 01	Assoc. 02	Assoc. 03
P1 à P24	Cobertura	29,82	175,63	69,72	18,67	15,02	12,09	19,30	19,29	16,47
	Piso 9	26,69	170,45	67,60	18,17	14,61	11,58	18,50	18,50	15,87
	Piso 8	23,69	162,74	64,52	17,45	14,03	11,01	17,59	17,59	15,14
	Piso 7	20,69	151,55	60,12	16,38	13,17	10,19	16,33	16,33	14,11
	Piso 6	17,69	136,60	54,26	14,94	12,02	9,14	14,71	14,70	12,75
	Piso 5	14,69	118,00	46,94	13,12	10,58	7,86	12,74	12,73	11,08
	Piso 4	11,62	96,23	38,30	10,94	8,87	6,45	10,54	10,53	9,22
	Piso 3	8,62	72,20	28,70	8,53	6,92	5,07	8,26	8,26	7,26
	Piso 2	5,62	46,62	18,48	5,86	4,75	3,56	5,76	5,76	5,09
	Piso 1	2,62	21,75	8,59	3,00	2,44	1,93	3,07	3,07	2,74
	Térreo	-0,38	3,44	1,36	0,51	0,41	0,30	0,50	0,50	0,42
	Subsolo	-1,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

**Met. – Estrutura Metálica;**

**Assoc. 01 – Estrutura Associada 01;**

**Assoc. 02 – Estrutura Associada 02;**

**Assoc. 03 – Estrutura Associada 03.**

Fonte: Autor (2021)

Esses deslocamentos estão descritos em forma de proporção de acréscimo e redução na Tabela 29, conforme segue.

Tabela 29 – Diferença entre os deslocamentos dos pilares

Pilar	Piso	Cota m	Combinções permanentes ou transitórias					
			Deslocamento X (mm)			Deslocamento Y (mm)		
			Assoc. 01	Assoc. 02	Assoc. 03	Assoc. 01	Assoc. 02	Assoc. 03
P1 à P24	Cobertura	29,82	-60,30%	-89,37%	-91,45%	59,64%	59,55%	36,23%
	Piso 9	26,69	-60,34%	-89,34%	-91,43%	59,76%	59,76%	37,05%
	Piso 8	23,69	-60,35%	-89,28%	-91,38%	59,76%	59,76%	37,51%
	Piso 7	20,69	-60,33%	-89,19%	-91,31%	60,26%	60,26%	38,47%
	Piso 6	17,69	-60,28%	-89,06%	-91,20%	60,94%	60,83%	39,50%
	Piso 5	14,69	-60,22%	-88,88%	-91,03%	62,09%	61,96%	40,97%
	Piso 4	11,62	-60,20%	-88,63%	-90,78%	63,41%	63,26%	42,95%
	Piso 3	8,62	-60,25%	-88,19%	-90,42%	62,92%	62,92%	43,20%
	Piso 2	5,62	-60,36%	-87,43%	-89,81%	61,80%	61,80%	42,98%
	Piso 1	2,62	-60,51%	-86,21%	-88,78%	59,07%	59,07%	41,97%
	Térreo	-0,38	-60,47%	-85,17%	-88,08%	66,67%	66,67%	40,00%
	Subsolo	-1,50	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%

**Met. – Estrutura Metálica;**

**Assoc. 01 – Estrutura Associada 01;**

**Assoc. 02 – Estrutura Associada 02;**

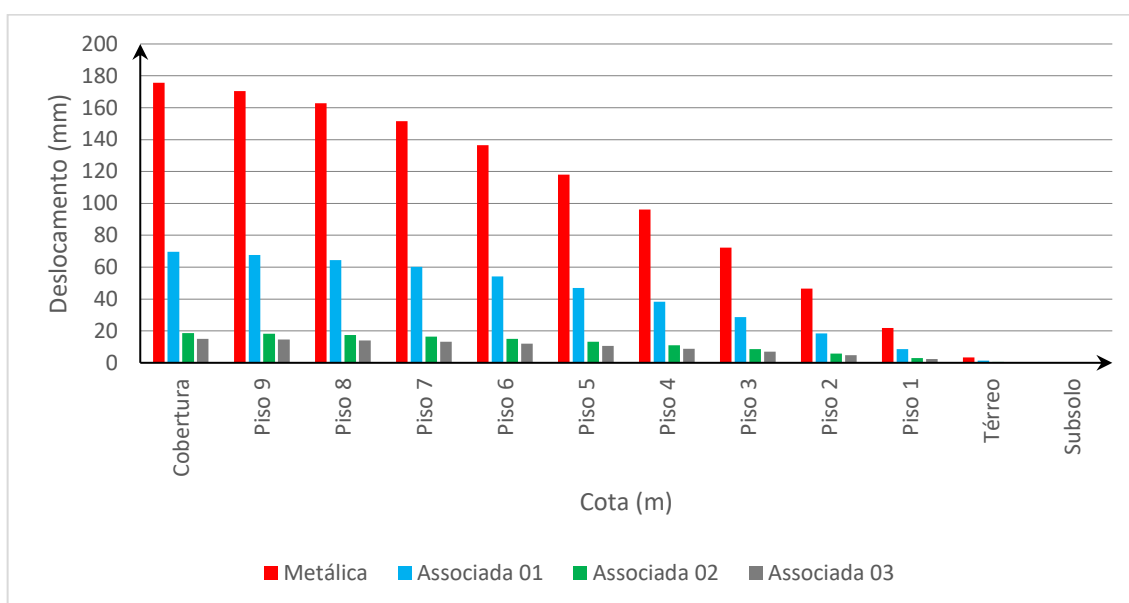
**Assoc. 03 – Estrutura Associada 03.**

Fonte: Autor (2021)



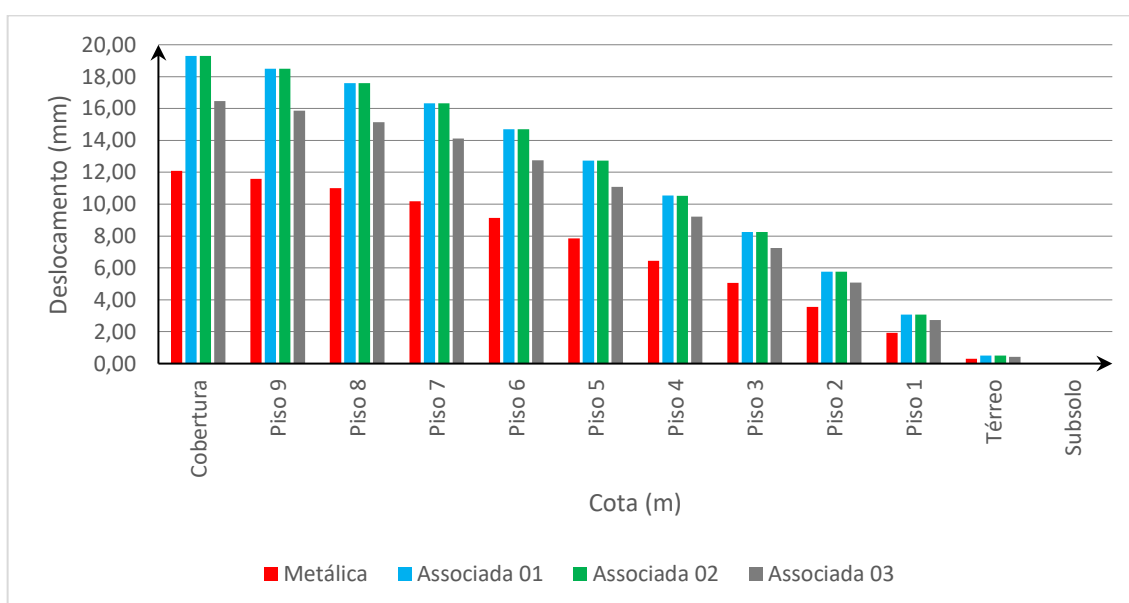
Observa-se uma redução de 91,45% do deslocamento horizontal para a direção *X* na última análise em comparação com a primeira. Já para o eixo *Y*, houve um aumento de cerca de 40% dos deslocamentos para a análise “Associada 03”. Porém, apesar da proporção parecer grande, em medida de deslocamento houve um aumento de cerca de 0,12 mm à 4,38 mm apenas para esta direção. Os gráficos 5 e 6 mostram estas proporções descritas pela Tabela 29.

**Gráfico 5 – Comparação dos deslocamentos dos pilares em X – X**



Fonte: Autor (2021)

**Gráfico 6 – Comparação dos deslocamentos dos pilares em Y – Y**



Fonte: Autor (2021)

Observando os dados descritos nesta seção, conforme realizada as alterações nos elementos estruturais do edifício, a estrutura passou de um comportamento muito deslocável, de nós móveis, para uma estrutura considerada pouco deslocável, de nós fixos, a qual a análise de segunda ordem não se faz necessária. Percebe-se também como a alteração desses elementos impacta na rigidez da estrutura, diminuindo os deslocamentos horizontais deste edifício na ordem de 90%.

Também notou-se que, apesar da classificação da estrutura em concreto armado como uma estrutura de nós fixos, a qual dispensa a análise de segunda ordem, o deslocamento de topo dos pilares ainda estava acima do deslocamento limite indicado pela ABNT NBR 6118:2014 em “Associada 02”. Assim, partindo da análise da estrutura “Associada 02” para a estrutura “Associada 03”, houve o enrijecimento da estrutura e os deslocamentos ficaram abaixo do limite.

Estas reduções também possibilitaram a disponibilização de mais perfis metálicos para vigas e pilares. Conforme Figura 64, demonstra um exemplo de possíveis substituições para a viga V-121 W 610 x 174,0 e Figura 65, que mostra para o pilar P7 HP 310 x 110,0, podendo tornar a estrutura mais leve.

Na primeira coluna, tem-se os nomes dos perfis com as marcações *check* para perfis que atendem às condições para dimensionamento e marcações com *x* para perfis que não atendem às condições de dimensionamento. Na segunda os pesos teóricos em *kg/m*.

**Figura 64 – Perfis disponíveis para possível substituição da viga V – 121 W610 x 174,0**

Perfil	Peso
✓ W 410 x 75	75.20
✓ W 410 x 85.0	85.25
✗ W 460 x 52	52.28
✗ W 460 x 60	59.82
✓ W 460 x 68	68.77
✓ W 460 x 74	74.50
✓ W 460 x 82	82.19
✓ W 460 x 89	89.57
✓ W 460 x 97.0	96.87
✓ W 460 x 106.0	106.05
✗ W 530 x 66	65.63
✗ W 530 x 72	71.91
✓ W 530 x 74	74.65
✓ W 530 x 82	82.03
✓ W 530 x 85	84.54
✓ W 530 x 92	92.32
✓ W 530 x 101.0	102.05
✓ W 530 x 109.0	109.66
✓ W 610 x 101	102.29
✓ W 610 x 113	114.06
✓ W 610 x 125	125.68
✓ W 610 x 140.0	140.75
✓ W 610 x 155	155.51
✓ W 610 x 174	174.90

Fonte: Autor (2021)

**Figura 65 – Perfis disponíveis para possível substituição do pilar P7 HP 310 x 110,0**

Perfil	Peso
✓ W 200 x 71.0	71.44
✓ W 200 x 86.0	87.06
✗ HP 250 x 62.0	62.49
✓ W 250 x 73.0	72.77
✓ W 250 x 80.0	79.99
✓ HP 250 x 85.0	85.17
✓ W 250 x 89.0	89.41
✓ W 250 x 101.0	101.03
✓ W 250 x 115.0	114.69
✓ HP 310 x 79.0	78.50
✓ HP 310 x 93.0	93.57
✓ W 310 x 97.0	97.03
✓ W 310 x 107.0	107.07
✓ HP 310 x 110.0	110.69
✓ W 310 x 117.0	117.67
✓ HP 310 x 125.0	124.82
✓ W 360 x 91.0	90.98
✓ W 360 x 101.0	101.66
✓ W 360 x 110.0	110.37
✓ W 360 x 122.0	121.91

**Fonte: Autor (2021)**

## 6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Dada a revisão bibliográfica, modelagem e análise do edifício utilizado como exemplo para este trabalho, é possível concluir que uma estrutura associada de aço-concreto, com o devido dimensionamento, pode ser tão indeslocável quanto uma estrutura puramente de concreto armado. As análises realizadas concluem que: a menor inércia do edifício em planta nem sempre é a mais prejudicada pelas ações horizontais, fato devido aos tipos de ligações utilizadas no eixo em questão e ao posicionamento de pilares a favor desta inércia; pilares com seções constantes cumprem como elemento de contraventamento; e uma estrutura metálica pode se beneficiar muito quando adotada como forma de solução estrutural elementos de concreto armado, tornando-a uma estrutura associada de aço-concreto. Observou-se que ao alterar os pilares metálicos centrais da estrutura por pilares de concreto armado, outros problemas de dimensionamento foram resolvidos, não necessitando da utilização de perfis metálicos mais robustos.

Notou-se também que, ao realizar a troca destes elementos estruturais em metal por concreto armado, com a redução dos efeitos decorrentes da análise  $P - \Delta$ , tornando a estrutura mais rígida, outros perfis metálicos ficaram disponíveis para substituição de vigas e pilares, perfis que no caso possuem menores dimensões e pesos, podendo beneficiar a estrutura como um todo.

Este trabalho focou em um exemplo específico de um edifício teórico de 10 pavimentos com ligações definidas, utilizando para análise o software CypeCAD 2019. Sugere-se para projetos futuros a utilização de um núcleo de concreto armado para a análise da estabilidade global da estrutura, como por exemplo a caixa do elevador, também o dimensionamento de ligações semirrígidas que atendam com as condições de estabilidade, tornando o processamento da estrutura mais próximo do real. Sugere-se também uma análise da viabilidade econômica dos diferentes processos construtivos e soluções adotadas.

## REFERÊNCIAS

- ALVA, G. M. S. **Sobre o projeto de edifícios em estrutura mista de aço-concreto**. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2000.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro. 2014.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6120**: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro. 1980.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6123**: Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro. 1988.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 8681**: Ações e segurança nas estruturas – Procedimento. Rio de Janeiro. 2003.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 8800**: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro. 2008.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 15980**: Perfis laminados de aço para uso estrutural – Dimensões e tolerâncias. Rio de Janeiro. 2020.
- BASTOS, A. M. C.Q. **Análise do efeito da deslocabilidade lateral em edifícios de andares múltiplos em estruturas mistas de aço e concreto**. 2014. Escola Politécnica da Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2014. Disponível em: <<http://monografias.poli.ufrj.br/monografias/monopoli0011799.pdf>>. Acesso em: 29 mai. 2021.
- BELLEI, I. H. et al. **Edifícios de múltiplos andares em aço**. São Paulo: Pini, 2008, 558 f.
- BIANCHI, F. R. **Análise do comportamento dos pilares mistos considerando a utilização de conectores de cisalhamento**. 2002. 186 f. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, 2002.
- BRANDÃO, T. **Edifício garagem América, o primeiro estacionamento vertical da cidade!**. 2017. Disponível em: <<https://spcity.com.br/edificio-garagem-america-o-primeiro-estacionamento-vertical-da-cidade/>> Acesso em: 26 abr. 2021.
- CBCA – Centro Brasileiro de Construção em Aço. **Site do CBCA, s/d**. Produção de estruturas em aço tem crescimento de 25,6% em 2019. Estatísticas. Disponível em: <<https://www.cbca-acobrasil.org.br/site/estatisticas/>>. Acesso em 13 abr. 2021.
- DELAMOTTE, P. H. **Views of the Crystal Palace: a collection of original photographs**. 1854. Disponível em: <[https://www.sil.si.edu/silpublications/Worlds-Fairs/WF\\_object\\_images.cfm?book\\_id=191](https://www.sil.si.edu/silpublications/Worlds-Fairs/WF_object_images.cfm?book_id=191)> Acesso em: 19 abr. 2021.
- DIAS, L. A. M. **Estruturas de aço: conceitos, técnicas e linguagem**. 1. ed. São Paulo: Zigurarte, 1997.

DIÁRIO DO VALE. **Escritório Central será trocado por dívidas da CSN com o município**. 2017. Disponível em: <<https://diariodovale.com.br/tempo-real/escritorio-central-sera-trocado-por-dividas-da-csn-com-o-municipio/>> Acesso em: 26 abr. 2021.

DONIAK, L. O. Construções híbridas, o melhor de dois mundos. Site Grandes Construções, 2012. Disponível em: <<https://www.grandesconstrucoes.com.br/Materias/Exibir/construcoes-hibridas-o-melhor-de-dois-mundos>>. Acesso em 14 abr. 2021.

FUSCO, P. B. **Estruturas de concreto: solicitações tangenciais**. 1. ed. São Paulo: Pini, 2008.

FUSCO, P.B. **Tecnologia do concreto estrutural: tópicos aplicados**. 1. ed. São Paulo: Pini, 1975.

FUSCO, P.B. **Técnicas de armar as estruturas de concreto armado**. 1. ed. São Paulo: Pini, 1995.

GIL, Antônio Carlos. **Método e técnicas de pesquisa social**. 6. ed. São Paulo: Atlas S.A., 2008.

LESLIE, T. **Tocama Building, view from southwest. Commercial postcard, ca. 1892**. Disponível em: <[https://www.researchgate.net/figure/Tacoma-Building-view-from-southwest-Commercial-postcard-ca-1892-publisher-unknown\\_fig2\\_259730525](https://www.researchgate.net/figure/Tacoma-Building-view-from-southwest-Commercial-postcard-ca-1892-publisher-unknown_fig2_259730525)> Acesso em: 19 abr. 2021.

LUCENA, F. **História do edifício Avenida Central**. 2015. Disponível em: <<https://diariodorio.com/historia-do-edificio-avenida-central/>> Acesso em: 26 abr. 2021.

MACGREGOR, J. G. et al. **Reinforced concrete mechanics and design**. 6. ed. New Jersey: Pearson Education, 2012.

MATOS, F. Centro Brasileiro da Construção em Aço. **CBCA – Aço Brasil**, 2013. Disponível em: <<http://www.cbca-acobrasil.org.br/artigos-tecnicos-ler.php?cod=5851&bsc=>>>. Acesso em 26 abr. 2021.

NARDIN, S. de; TOLEDO, G. N.; SOUZA, A. S. C. de. **Viabilidade da utilização de pilares mistos parcialmente revestidos em edifícios de múltiplo pavimento: estudo de caso**. In: CONSTRUMETAL 2010 – CONGRESSO LATINO-AMERICANO DA CONSTRUÇÃO METÁLICA, São Paulo, SP/Brasil, 31 de agosto a 2 de setembro de 2010, 2010, 23 f.

NARDIN, S. de. **Estudo teórico-experimental de pilares mistos compostos por tubos de aço preenchidos com concreto de alta resistência**. 148 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1999.

NARDIN, S. de; SOUZA, A. S. C. de; PEREIRA, M. F.; SERAFIM, J. A. **Análise comparativa de soluções de pilares para galpões: pilares de aço, pré-moldados e mistos de aço e concreto**. In: CONSTRUMETAL 2012 – CONGRESSO LATINO-AMERICANO DA CONSTRUÇÃO METÁLICA, São Paulo, SP/Brasil, 14 a 16 de agosto de 2012, 2012, 24 f.

POSO, A. T. **O processo de reestruturação da siderurgia mundial e brasileira.** 216 f. Dissertação (Mestrado) – Universidade de São Paulo, São Paulo, 2007.

PULIDO, A. C. **Sistematização do dimensionamento a flexo-compressão de pilares mistos preenchidos de seção retangular.** In: CONSTRUMETAL 2012 – CONGRESSO LATINO-AMERICANO DA CONSTRUÇÃO METÁLICA, São Paulo, SP/Brasil, 14 a 16 de agosto de 2012, 2012, 19 f.

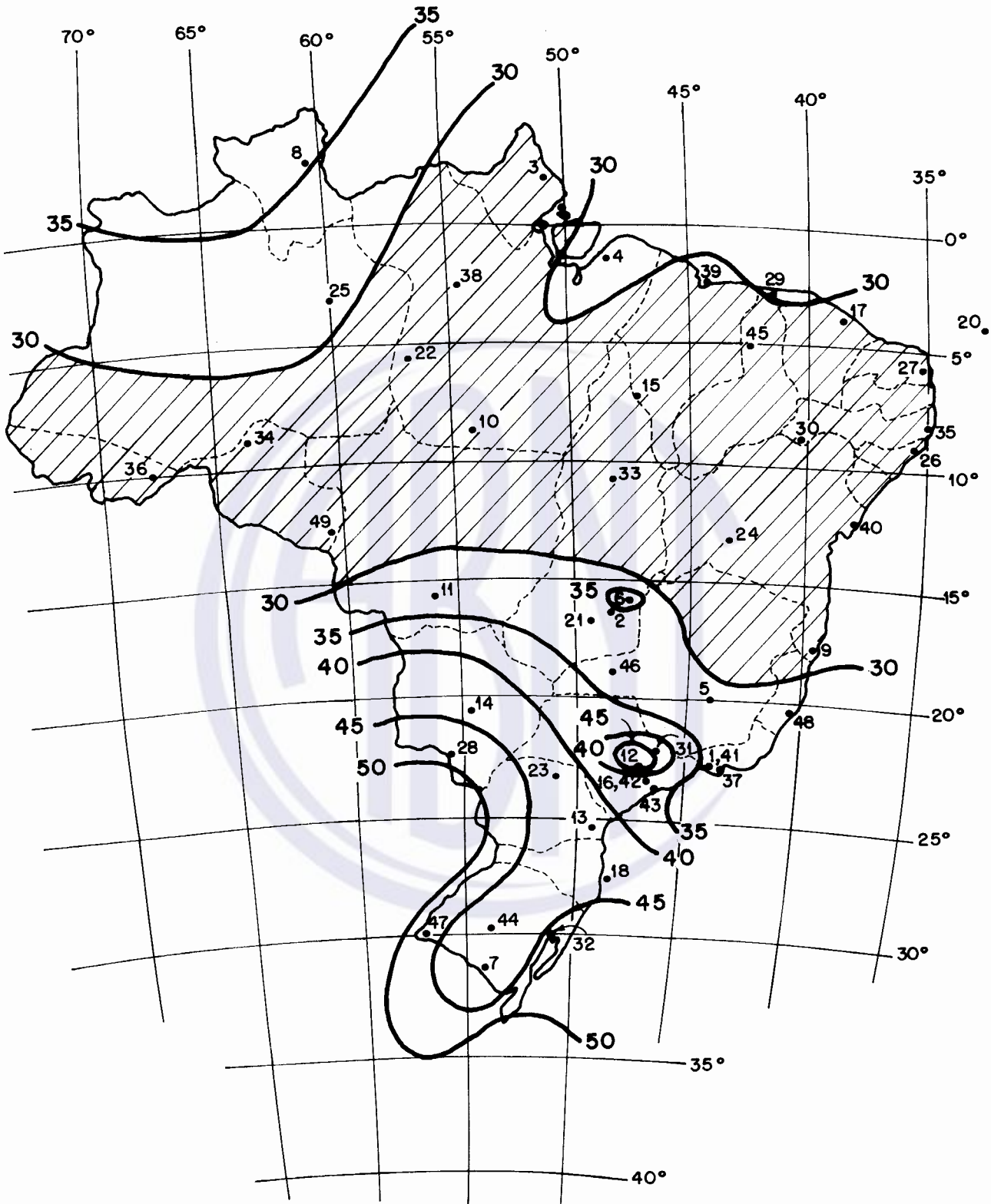
QUEIROZ, Gilson; PIMENTA, Roberval José; MARTINS, Alexander Galvão. **Estruturas Mistas.** Vol. 1 2 ed. Rio de Janeiro: Instituto Aço Brasil / CBCA, 2012.

WORDELL, F. **Avaliação da instabilidade global em edifícios altos.** 94 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2003.

ZALKA, K. A. **Global Structural Analyses of Buildings.** London and New York: E & FN Spon, 2000.

**ANEXO A - Isopletas da  $V_0$  (ABNT NBR 6123:1988)**





$V_0$  = em m/s

$V_0$  = máxima velocidade média medida sobre 3 s, que pode ser excedida em média uma vez em 50 anos, a 10 m sobre o nível do terreno em lugar aberto e plano

Figura 1 - Isopletas da velocidade básica  $V_0$  (m/s)

**ANEXO B - Cargas horizontais de vento (CypeCAD 2019.a)**

## Cargas horizontais de vento

---

**Obra 'EC710A-TCC-1902601-R00 (ESTRUTURA METÁLICA, MISTA 01 E MISTA 02)' (Versão 2019.a)**

<b>Cargas de vento</b>		
Planta	Vento X (kN)	Vento Y (kN)
Cobertura	25.675	53.490
Piso 9	50.386	104.970
Piso 8	49.329	102.768
Piso 7	48.157	100.327
Piso 6	46.839	97.582
Piso 5	45.327	94.431
Piso 4	43.543	90.714
Piso 3	41.345	86.136
Piso 2	38.435	80.073
Piso 1	33.927	70.681
Térreo	0.000	0.000

## **ANEXO C - Combinações (CypeCAD 2019.a)**

# Erros de cálculo da obra 'EC710A-TCC-1902601-R00 (ESTRUTURA METÁLICA)' (Versão 2019.a)

Grupo 1:

- Seções com reforço por punção ou cortante

Grupo 2:

- Seções com reforço por punção ou cortante

Grupo 3:

- Seções com reforço por punção ou cortante

GamaZ >= 1.3. É aconselhável enrijecer a estrutura, já que é muito deslocável

Os pilares P20, P21, P22, P23, P13, P14, P15, P16, P17, P18, P7, P8, P9, P10, P11, P12, P2, P3, P4 e P5 têm algum erro de dimensionamento. Devem ser revistos com a opção 'Pilares > Editar'.

O coeficiente de amplificação de esforços devido aos efeitos de 2a ordem é maior que 1.33. Aconselha-se enrijecer a estrutura e calculá-la novamente. Lembre-se de que o método aplicado para considerar os efeitos de 2a ordem tem um campo de aplicação limitado, devendo ser aplicado, neste caso, um método mais geral de cálculo dos efeitos de 2a ordem.

Grupo 1:

As vigas 24 (viga 2), 25 (viga 2), 26 (viga 2), 27 (viga 2), 28 (viga 2), 29 (viga 3), 30 (viga 3), 31 (viga 3), 32 (viga 3), 33 (viga 3), 1 (viga 5), 2 (viga 5), 3 (viga 5), 4 (viga 6), 6 (viga 6), 7 (viga 7), 9 (viga 7), 10 (viga 8), 12 (viga 8), 13 (viga 9), 15 (viga 9), 16 (viga 10), 17 (viga 10) e 18 (viga 10) têm o seguinte erro: Algumas verificações não foram cumpridas.

Os elementos de suporte 'P19, P20, P21, P22, P23, P24, P13, P14, P15, P16, P17, P18, P7, P8, P9, P10, P11, P12, P1, P2, ...' não cumprem alguma verificação de punção.

Grupo 2:

As vigas 12 (viga 2), 13 (viga 2), 14 (viga 2), 15 (viga 2), 16 (viga 2), 17 (viga 3), 18 (viga 3), 19 (viga 3), 20 (viga 3), 21 (viga 3), 1 (viga 5), 3 (viga 5), 4 (viga 10) e 6 (viga 10) têm o seguinte erro: Algumas verificações não foram cumpridas.

Os elementos de suporte 'P19, P20, P21, P22, P23, P24, P13, P14, P15, P16, P17, P18, P7, P8, P9, P10, P11, P12, P1, P2, ...' não cumprem alguma verificação de punção.

Grupo 3:

Os elementos de suporte 'P19, P20, P21, P22, P23, P24, P13, P14, P15, P16, P17, P18, P7, P8, P9, P10, P11, P12, P1, P2, ...' não cumprem alguma verificação de punção.

O programa não verifica automaticamente a limitação de flecha em lajes maciças e lajes nervuradas. Nestas lajes, é possível consultar os valores de flecha elástica entre quaisquer dois pontos indicados pelo usuário. Deve-se consultar os limites normativos aplicáveis a esta obra e estimar as flechas correspondentes.

## **Erros de cálculo da obra 'EC710A-TCC-1902601-R00 (ESTRUTURA ASSOCIADA 01)' (Versão 2019.a)**

O programa não verifica automaticamente a limitação de flecha em lajes maciças e lajes nervuradas. Nestas lajes, é possível consultar os valores de flecha elástica entre quaisquer dois pontos indicados pelo usuário. Deve-se consultar os limites normativos aplicáveis a esta obra e estimar as flechas correspondentes.

## **Erros de cálculo da obra 'EC710A-TCC-1902601-R00 (ESTRUTURA ASSOCIADA 02)' (Versão 2019.a)**

O programa não verifica automaticamente a limitação de flecha em lajes maciças e lajes nervuradas. Nestas lajes, é possível consultar os valores de flecha elástica entre quaisquer dois pontos indicados pelo usuário. Deve-se consultar os limites normativos aplicáveis a esta obra e estimar as flechas correspondentes.

## **Erros de cálculo da obra 'EC710A-TCC-1902601-R00 (ESTRUTURA ASSOCIADA 03)' (Versão 2019.a)**

O programa não verifica automaticamente a limitação de flecha em lajes maciças e lajes nervuradas. Nestas lajes, é possível consultar os valores de flecha elástica entre quaisquer dois pontos indicados pelo usuário. Deve-se consultar os limites normativos aplicáveis a esta obra e estimar as flechas correspondentes.



**ANEXO D - Erros de cálculo da obra (CypeCAD 2019.a)**

# ANÁLISE DA ESTABILIDADE GLOBAL

## Obra 'EC710A-TCC-1902601-R00 (ESTRUTURA METÁLICA)' (Versão 2019.a)

Número de hipóteses de ação vertical: 3

Número de hipóteses de ação horizontal: 4

O momento de reviramento produzido pelas ações horizontais nas diferentes hipóteses é:

	kN·m
Vento +X	7710.317
Vento -X	7710.317
Vento +Y	16063.161
Vento -Y	16063.161

O momento por efeito P-delta produzido pelas diferentes hipóteses de carga vertical, sob a atuação simultânea das hipóteses de ações horizontais é:

	Peso próprio kN·m	Cargas permanentes kN·m	Sobrecarga kN·m
Vento +X	1190.211	396.312	528.147
Vento -X	1190.211	396.312	528.147
Vento +Y	111.070	36.973	49.272
Vento -Y	111.070	36.973	49.272

As ações horizontais são incrementadas pela atuação simultânea das ações verticais segundo os seguintes fatores de amplificação (FA):

	Peso próprio	Cargas permanentes	Sobrecarga
Vento +X	0.154	0.051	0.068
Vento -X	0.154	0.051	0.068
Vento +Y	0.007	0.002	0.003
Vento -Y	0.007	0.002	0.003

Quando em uma combinação atua uma ação horizontal com um coeficiente de majoração  $F_v$  e várias ações verticais com coeficientes de majoração  $F_{g1}...F_{gn}$ , o coeficiente de majoração da ação horizontal será:

$$F_v(\text{estabilidade global}) = F_v \cdot \frac{1}{1 - (F_{g1} \cdot FA_1 + \dots + F_{gn} \cdot FA_n)}$$

As relações máximas entre os coeficientes de majoração amplificados e os coeficientes de majoração sem amplificar, para as diferentes hipóteses de ação horizontal são:

Vento +X	1.623
Vento -X	1.623
Vento +Y	1.017
Vento -Y	1.017

# ANÁLISE DA ESTABILIDADE GLOBAL

## Obra 'EC710A-TCC-1902601-R00 (ESTRUTURA ASSOCIADA 01)' (Versão 2019.a)

Número de hipóteses de ação vertical: 3

Número de hipóteses de ação horizontal: 4

O momento de reviramento produzido pelas ações horizontais nas diferentes hipóteses é:

	kN·m
Vento +X	7710.317
Vento -X	7710.317
Vento +Y	16063.161
Vento -Y	16063.161

O momento por efeito P-delta produzido pelas diferentes hipóteses de carga vertical, sob a atuação simultânea das hipóteses de ações horizontais é:

	Peso próprio kN·m	Cargas permanentes kN·m	Sobrecarga kN·m
Vento +X	582.002	187.750	250.206
Vento -X	582.002	187.750	250.206
Vento +Y	182.539	58.880	78.466
Vento -Y	182.539	58.880	78.466

As ações horizontais são incrementadas pela atuação simultânea das ações verticais segundo os seguintes fatores de amplificação (FA):

	Peso próprio	Cargas permanentes	Sobrecarga
Vento +X	0.075	0.024	0.032
Vento -X	0.075	0.024	0.032
Vento +Y	0.011	0.004	0.005
Vento -Y	0.011	0.004	0.005

Quando em uma combinação atua uma ação horizontal com um coeficiente de majoração  $F_v$  e várias ações verticais com coeficientes de majoração  $F_{g1}...F_{gn}$ , o coeficiente de majoração da ação horizontal será:

$$F_v \text{ (estabilidade global)} = F_v \cdot \frac{1}{1 - (F_{g1} \cdot FA_1 + \dots + F_{gn} \cdot FA_n)}$$

As relações máximas entre os coeficientes de majoração amplificados e os coeficientes de majoração sem amplificar, para as diferentes hipóteses de ação horizontal são:

Vento +X	1.227
Vento -X	1.227
Vento +Y	1.029
Vento -Y	1.029

# ANÁLISE DA ESTABILIDADE GLOBAL

## Obra 'EC710A-TCC-1902601-R00 (ESTRUTURA ASSOCIADA 02)' (Versão 2019.a)

Número de hipóteses de ação vertical: 3

Número de hipóteses de ação horizontal: 4

O momento de reviramento produzido pelas ações horizontais nas diferentes hipóteses é:

	kN·m
Vento +X	7710.317
Vento -X	7710.317
Vento +Y	16063.161
Vento -Y	16063.161

O momento por efeito P-delta produzido pelas diferentes hipóteses de carga vertical, sob a atuação simultânea das hipóteses de ações horizontais é:

	Peso próprio kN·m	Cargas permanentes kN·m	Sobrecarga kN·m
Vento +X	182.923	57.133	76.140
Vento -X	182.923	57.133	76.140
Vento +Y	186.305	58.148	77.491
Vento -Y	186.305	58.148	77.491

As ações horizontais são incrementadas pela atuação simultânea das ações verticais segundo os seguintes fatores de amplificação (FA):

	Peso próprio	Cargas permanentes	Sobrecarga
Vento +X	0.024	0.007	0.010
Vento -X	0.024	0.007	0.010
Vento +Y	0.012	0.004	0.005
Vento -Y	0.012	0.004	0.005

Quando em uma combinação atua uma ação horizontal com um coeficiente de majoração  $F_v$  e várias ações verticais com coeficientes de majoração  $F_{g1}...F_{gn}$ , o coeficiente de majoração da ação horizontal será:

$$F_v (\text{estabilidade global}) = F_v \cdot \frac{1}{1 - (F_{g1} \cdot FA_1 + \dots + F_{gn} \cdot FA_n)}$$

As relações máximas entre os coeficientes de majoração amplificados e os coeficientes de majoração sem amplificar, para as diferentes hipóteses de ação horizontal são:

Vento +X	1.061
Vento -X	1.061
Vento +Y	1.029
Vento -Y	1.029

# ANÁLISE DA ESTABILIDADE GLOBAL

## Obra 'EC710A-TCC-1902601-R00 (ESTRUTURA ASSOCIADA 03)' (Versão 2019.a)

Número de hipóteses de ação vertical: 3

Número de hipóteses de ação horizontal: 4

O momento de reviramento produzido pelas ações horizontais nas diferentes hipóteses é:

	kN·m
Vento +X	7710.317
Vento -X	7710.317
Vento +Y	16063.161
Vento -Y	16063.161

O momento por efeito P-delta produzido pelas diferentes hipóteses de carga vertical, sob a atuação simultânea das hipóteses de ações horizontais é:

	Peso próprio kN·m	Cargas permanentes kN·m	Sobrecarga kN·m
Vento +X	152.731	45.513	60.654
Vento -X	152.731	45.513	60.654
Vento +Y	166.259	49.519	65.992
Vento -Y	166.259	49.519	65.992

As ações horizontais são incrementadas pela atuação simultânea das ações verticais segundo os seguintes fatores de amplificação (FA):

	Peso próprio	Cargas permanentes	Sobrecarga
Vento +X	0.020	0.006	0.008
Vento -X	0.020	0.006	0.008
Vento +Y	0.010	0.003	0.004
Vento -Y	0.010	0.003	0.004

Quando em uma combinação atua uma ação horizontal com um coeficiente de majoração  $F_v$  e várias ações verticais com coeficientes de majoração  $F_{g1} \dots F_{gn}$ , o coeficiente de majoração da ação horizontal será:

$$F_v \text{ (estabilidade global)} = F_v \cdot \frac{1}{1 - (F_{g1} \cdot FA_1 + \dots + F_{gn} \cdot FA_n)}$$

As relações máximas entre os coeficientes de majoração amplificados e os coeficientes de majoração sem amplificar, para as diferentes hipóteses de ação horizontal são:

Vento +X	1.049
Vento -X	1.049
Vento +Y	1.025
Vento -Y	1.025

**ANEXO E - Análise da estabilidade global (CypeCAD 2019.a)**

## LISTAGEM DE COEFICIENTES

### Obra 'EC710A-TCC-1902601-R00 (ESTRUTURA METÁLICA, ASSOCIADA 01, ASSOCIADA 02 E ASSOCIADA 03)'

(Versão 2019.a)

#### ■ Nomes das ações

PP Peso próprio  
CP Cargas permanentes  
Qa Sobrecarga  
V(+X) Vento +X  
V(-X) Vento -X  
V(+Y) Vento +Y  
V(-Y) Vento -Y

#### ■ Categoria de uso

1. Edificações residenciais

#### ■ E.L.U. Concreto

ABNT NBR 6118:2014(ELU)

#### ■ E.L.U. Concreto em fundações

ABNT NBR 6118:2014(ELU)

#### ■ E.L.U. Pilares mistos de betão e aço

ABNT NBR 6118:2014(ELU)

Comb.	PP	CP	Qa	V(+X)	V(-X)	V(+Y)	V(-Y)
1	1.000	1.000					
2	1.400	1.400					
3	1.000	1.000	1.400				
4	1.400	1.400	1.400				
5	1.000	1.000		1.400			
6	1.400	1.400		1.400			
7	1.000	1.000	0.700	1.400			
8	1.400	1.400	0.700	1.400			
9	1.000	1.000	1.400	0.840			
10	1.400	1.400	1.400	0.840			
11	1.000	1.000			1.400		
12	1.400	1.400			1.400		
13	1.000	1.000	0.700		1.400		
14	1.400	1.400	0.700		1.400		
15	1.000	1.000	1.400		0.840		
16	1.400	1.400	1.400		0.840		
17	1.000	1.000				1.400	
18	1.400	1.400				1.400	
19	1.000	1.000	0.700			1.400	
20	1.400	1.400	0.700			1.400	
21	1.000	1.000	1.400			0.840	
22	1.400	1.400	1.400			0.840	
23	1.000	1.000					1.400
24	1.400	1.400					1.400
25	1.000	1.000	0.700				1.400
26	1.400	1.400	0.700				1.400
27	1.000	1.000	1.400				0.840
28	1.400	1.400	1.400				0.840

## LISTAGEM DE COEFICIENTES

### ■ E.L.Util Fissuração. Concreto

ABNT NBR 6118:2014(ELU)

Comb.	PP	CP	Qa	V(+X)	V(-X)	V(+Y)	V(-Y)
1	1.000	1.000					
2	1.000	1.000	0.400				
3	1.000	1.000		0.300			
4	1.000	1.000	0.300	0.300			
5	1.000	1.000			0.300		
6	1.000	1.000	0.300		0.300		
7	1.000	1.000				0.300	
8	1.000	1.000	0.300			0.300	
9	1.000	1.000					0.300
10	1.000	1.000	0.300				0.300

### ■ E.L.U. Aço dobrado

NBR 14762: 2010

Comb.	PP	CP	Qa	V(+X)	V(-X)	V(+Y)	V(-Y)
1	1.000	1.000					
2	1.250	1.250					
3	1.000	1.000	1.500				
4	1.250	1.250	1.500				
5	1.000	1.000		1.400			
6	1.250	1.250		1.400			
7	1.000	1.000	0.750	1.400			
8	1.250	1.250	0.750	1.400			
9	1.000	1.000	1.500	0.840			
10	1.250	1.250	1.500	0.840			
11	1.000	1.000			1.400		
12	1.250	1.250			1.400		
13	1.000	1.000	0.750		1.400		
14	1.250	1.250	0.750		1.400		
15	1.000	1.000	1.500		0.840		
16	1.250	1.250	1.500		0.840		
17	1.000	1.000				1.400	
18	1.250	1.250				1.400	
19	1.000	1.000	0.750			1.400	
20	1.250	1.250	0.750			1.400	
21	1.000	1.000	1.500			0.840	
22	1.250	1.250	1.500			0.840	
23	1.000	1.000					1.400
24	1.250	1.250					1.400
25	1.000	1.000	0.750				1.400
26	1.250	1.250	0.750				1.400
27	1.000	1.000	1.500				0.840
28	1.250	1.250	1.500				0.840



## LISTAGEM DE COEFICIENTES

■ **E.L.U. Aço laminado**  
NBR 8800: 2008

Comb.	PP	CP	Qa	V(+X)	V(-X)	V(+Y)	V(-Y)
1	1.000	1.000					
2	1.500	1.500					
3	1.000	1.000	1.500				
4	1.500	1.500	1.500				
5	1.000	1.000		1.400			
6	1.500	1.500		1.400			
7	1.000	1.000	0.750	1.400			
8	1.500	1.500	0.750	1.400			
9	1.000	1.000	1.500	0.840			
10	1.500	1.500	1.500	0.840			
11	1.000	1.000			1.400		
12	1.500	1.500			1.400		
13	1.000	1.000	0.750		1.400		
14	1.500	1.500	0.750		1.400		
15	1.000	1.000	1.500		0.840		
16	1.500	1.500	1.500		0.840		
17	1.000	1.000				1.400	
18	1.500	1.500				1.400	
19	1.000	1.000	0.750			1.400	
20	1.500	1.500	0.750			1.400	
21	1.000	1.000	1.500			0.840	
22	1.500	1.500	1.500			0.840	
23	1.000	1.000					1.400
24	1.500	1.500					1.400
25	1.000	1.000	0.750				1.400
26	1.500	1.500	0.750				1.400
27	1.000	1.000	1.500				0.840
28	1.500	1.500	1.500				0.840

# LISTAGEM DE COEFICIENTES

■ E.L.U. Madeira  
NBR 7190: 1997

## 1. Coeficientes para situações persistentes ou transitórias

Comb.	PP	CP	Qa	V(+X)	V(-X)	V(+Y)	V(-Y)
1	1.000	1.000					
2	1.300	1.300					
3	1.000	1.000	1.400				
4	1.300	1.300	1.400				
5	1.000	1.000		1.050			
6	1.300	1.300		1.050			
7	1.000	1.000	0.560	1.050			
8	1.300	1.300	0.560	1.050			
9	1.000	1.000	1.400	0.700			
10	1.300	1.300	1.400	0.700			
11	1.000	1.000			1.050		
12	1.300	1.300			1.050		
13	1.000	1.000	0.560		1.050		
14	1.300	1.300	0.560		1.050		
15	1.000	1.000	1.400		0.700		
16	1.300	1.300	1.400		0.700		
17	1.000	1.000				1.050	
18	1.300	1.300				1.050	
19	1.000	1.000	0.560			1.050	
20	1.300	1.300	0.560			1.050	
21	1.000	1.000	1.400			0.700	
22	1.300	1.300	1.400			0.700	
23	1.000	1.000					1.050
24	1.300	1.300					1.050
25	1.000	1.000	0.560				1.050
26	1.300	1.300	0.560				1.050
27	1.000	1.000	1.400				0.700
28	1.300	1.300	1.400				0.700

## 2. Coeficientes para situações acidentais de incêndio

Comb.	PP	CP	Qa	V(+X)	V(-X)	V(+Y)	V(-Y)
1	1.000	1.000					
2	1.100	1.100					
3	1.000	1.000	0.400				
4	1.100	1.100	0.400				

## LISTAGEM DE COEFICIENTES

■ **E.L.U. Alumínio**

EC

Neve: Altitude inferior ou igual a 1000 m

Comb.	PP	CP	Qa	V(+X)	V(-X)	V(+Y)	V(-Y)
1	1.000	1.000					
2	1.350	1.350					
3	1.000	1.000	1.500				
4	1.350	1.350	1.500				
5	1.000	1.000		1.500			
6	1.350	1.350		1.500			
7	1.000	1.000	1.050	1.500			
8	1.350	1.350	1.050	1.500			
9	1.000	1.000	1.500	0.900			
10	1.350	1.350	1.500	0.900			
11	1.000	1.000			1.500		
12	1.350	1.350			1.500		
13	1.000	1.000	1.050		1.500		
14	1.350	1.350	1.050		1.500		
15	1.000	1.000	1.500		0.900		
16	1.350	1.350	1.500		0.900		
17	1.000	1.000				1.500	
18	1.350	1.350				1.500	
19	1.000	1.000	1.050			1.500	
20	1.350	1.350	1.050			1.500	
21	1.000	1.000	1.500			0.900	
22	1.350	1.350	1.500			0.900	
23	1.000	1.000					1.500
24	1.350	1.350					1.500
25	1.000	1.000	1.050				1.500
26	1.350	1.350	1.050				1.500
27	1.000	1.000	1.500				0.900
28	1.350	1.350	1.500				0.900

■ **Tensões sobre o terreno**

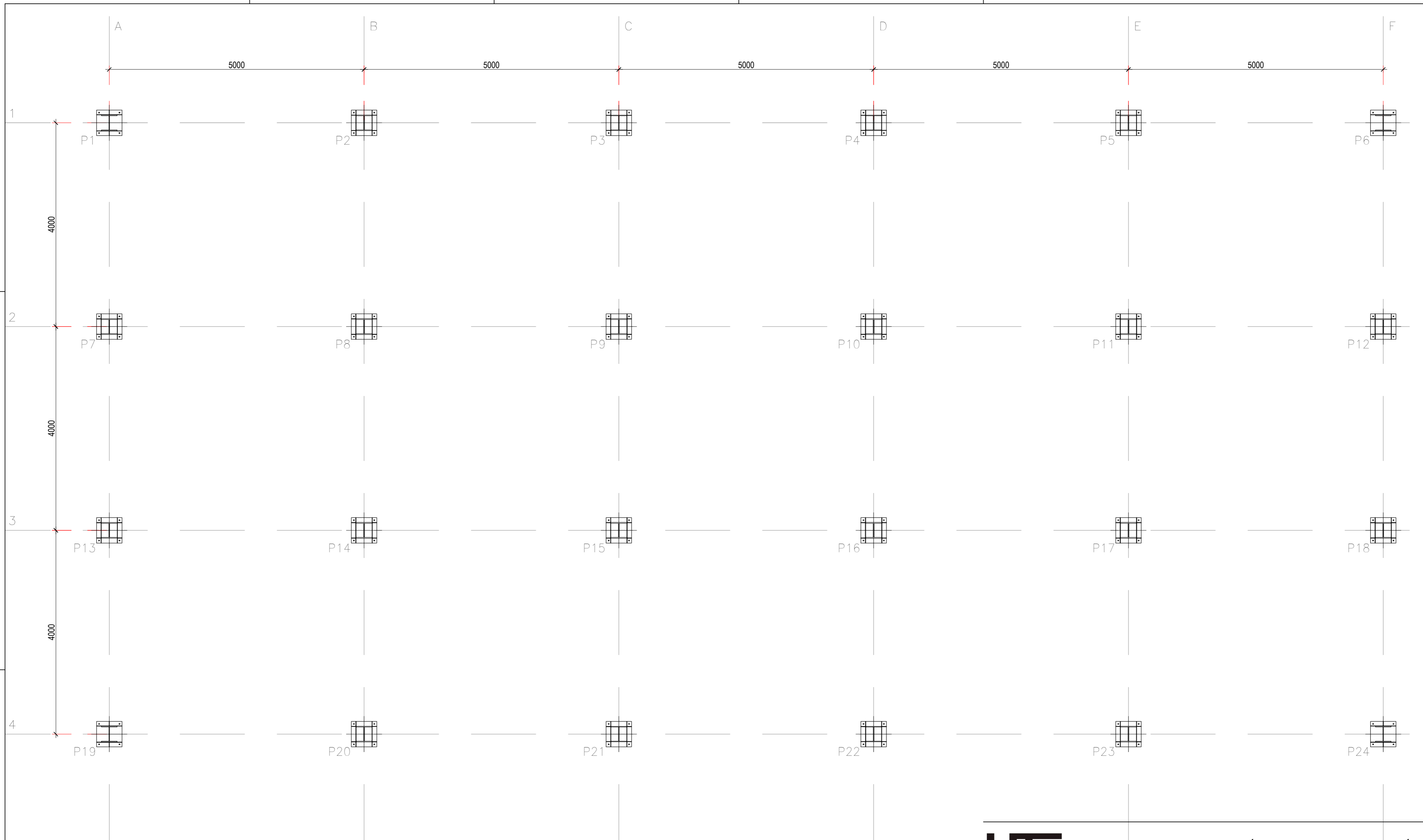
Ações características

■ **Deslocamentos**

Ações características

Comb.	PP	CP	Qa	V(+X)	V(-X)	V(+Y)	V(-Y)
1	1.000	1.000					
2	1.000	1.000	1.000				
3	1.000	1.000		1.000			
4	1.000	1.000	1.000	1.000			
5	1.000	1.000			1.000		
6	1.000	1.000	1.000		1.000		
7	1.000	1.000				1.000	
8	1.000	1.000	1.000			1.000	
9	1.000	1.000					1.000
10	1.000	1.000	1.000				1.000

**ANEXO F - Pranchas**



P1 A P7  
P12 A P13  
P18 A P24

W 310 x 107,0

SEM ESCALA

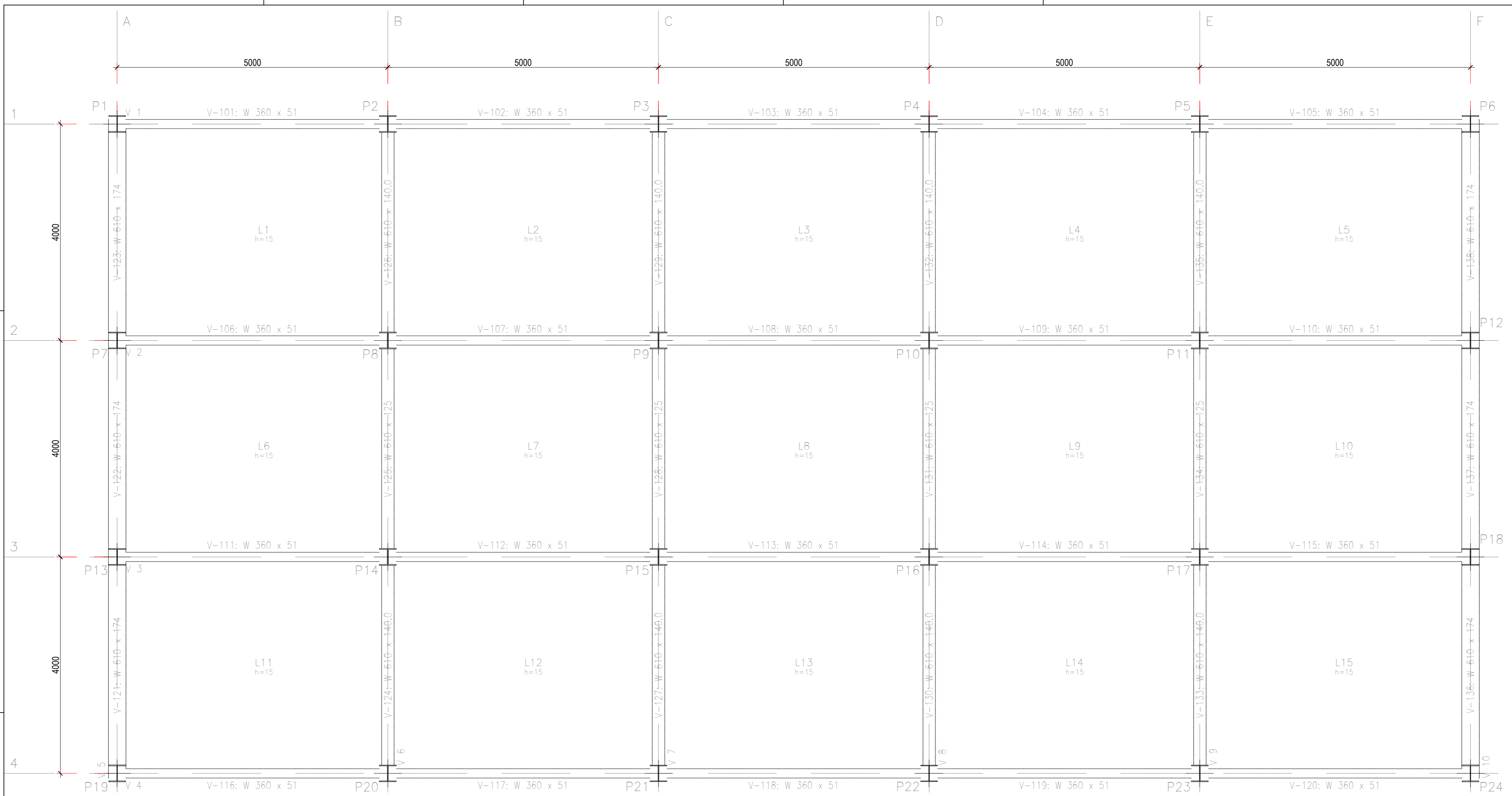


UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ  
CÂMPUS GUARAPUAVA

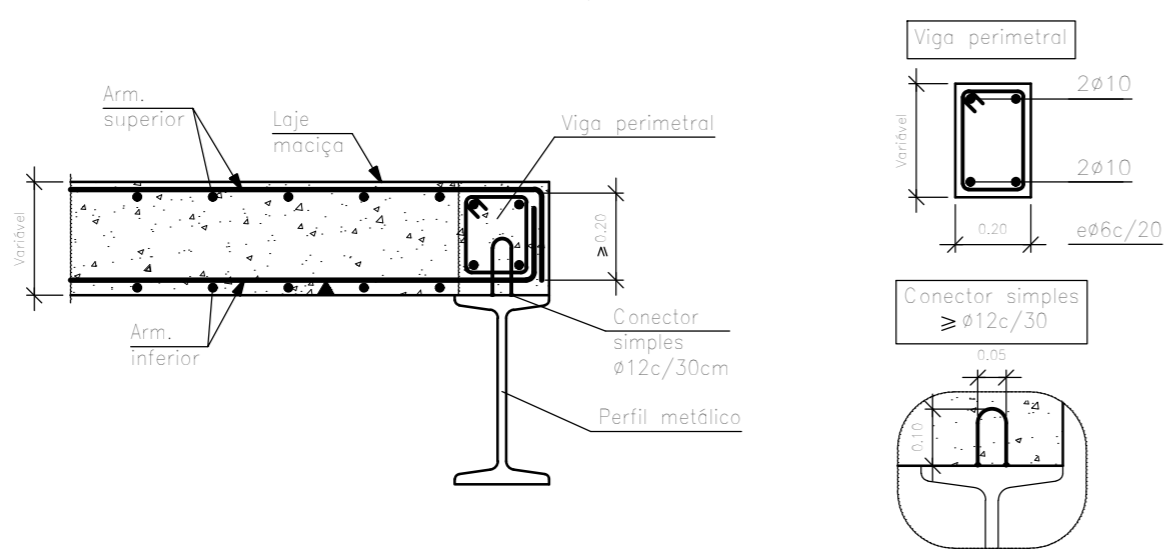
CURSO: ENGENHARIA CIVIL  
DISCIPLINA: EC710A - TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO  
PROFESSOR: BIANCA PAOLA COMIN  
ASSUNTO: PLANTA DE LOCAÇÃO - PILARES ESTRUTURA METÁLICA  
ALUNO: RAFAEL ROSA DOS SANTOS DATA: 09/10/2021 ESCALA: 1:50

FOLHA: 01

MEDIDAS EM MILÍMETROS



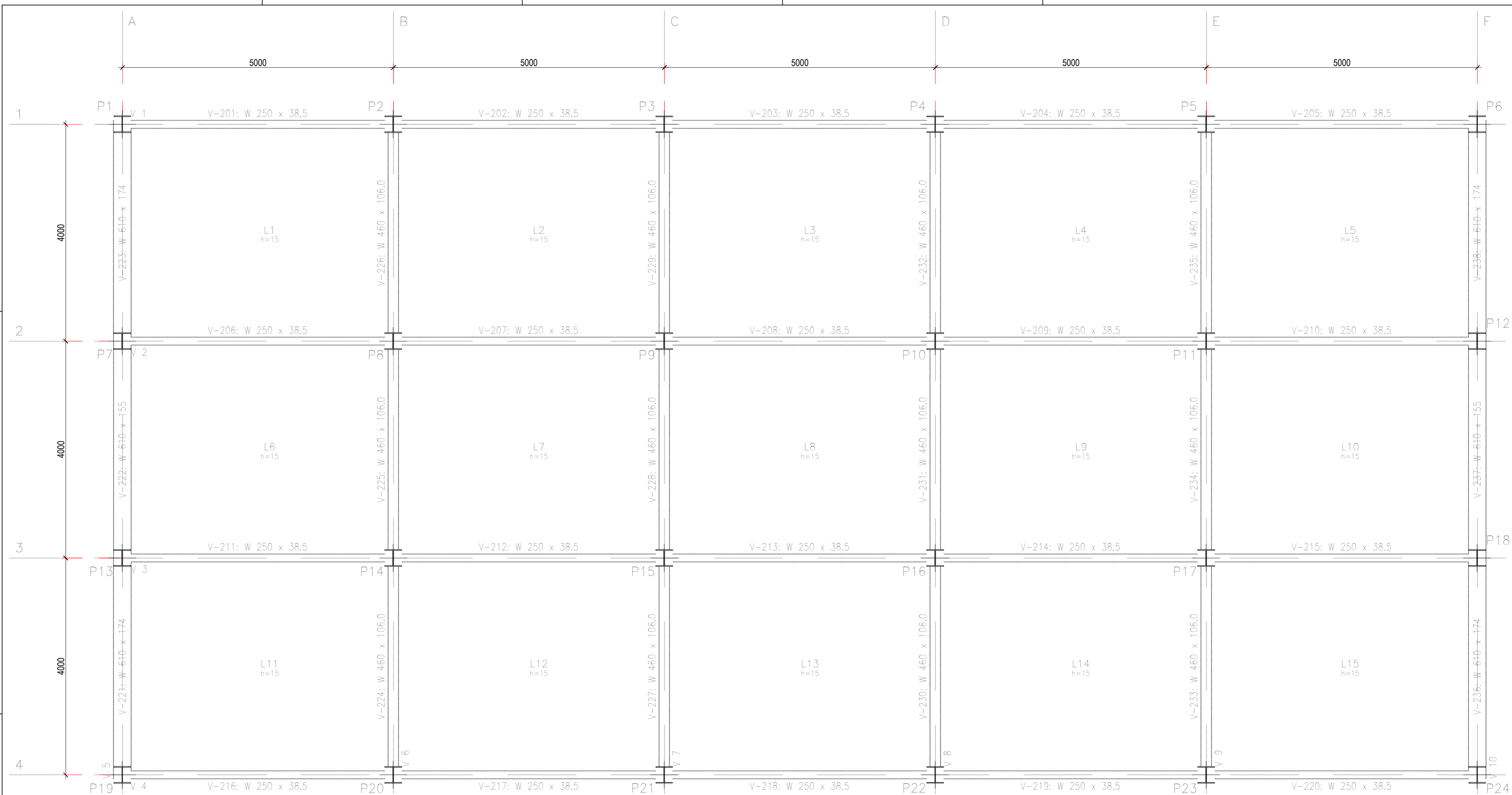
Apoio em extremo de vão sobre viga metálica.  
Laje maciça.



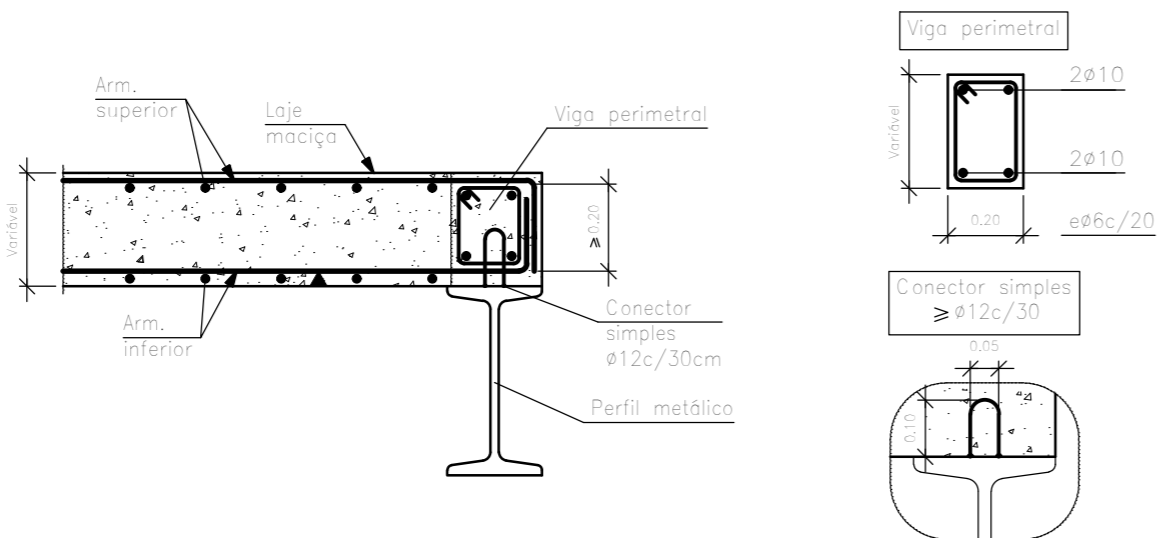
Pisos 1 até 5  
Fôrmas  
Concreto: C25, em geral  
Aço laminado e soldado: ASMT A 572 GRAU 50  
Aços em lajes: CA-50 e CA-60  
Consulte os detalhes construtivos correspondentes à ligação das vigas metálicas com lajes  
Escala: 1:50

CURSO:	ENGENHARIA CIVIL	FOLHA:	02
DISCIPLINA:	EC710A - TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO	ALUNO:	RAFAEL ROSA DOS SANTOS
PROFESSOR:	BIANCA PAOLA COMIN	DATA:	09/10/2021
ASSUNTO:	VIGAS PAVIMENTOS 1 ATÉ 5 ESTRUTURA METÁLICA	ESCALA:	1:50

MEDIDAS EM MILÍMETROS



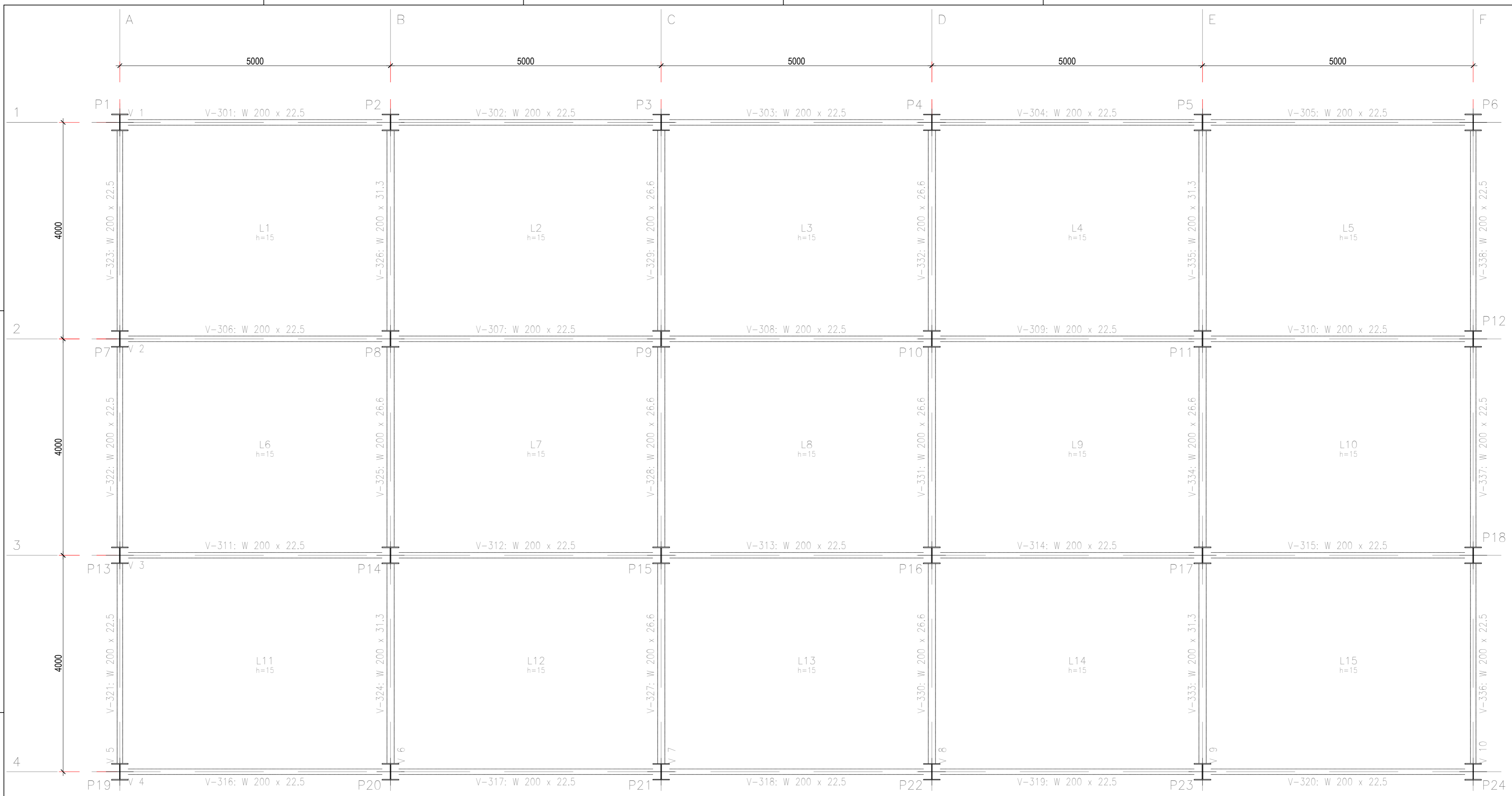
Apoio em extremo de vão sobre viga metálica.  
Laje maciça.



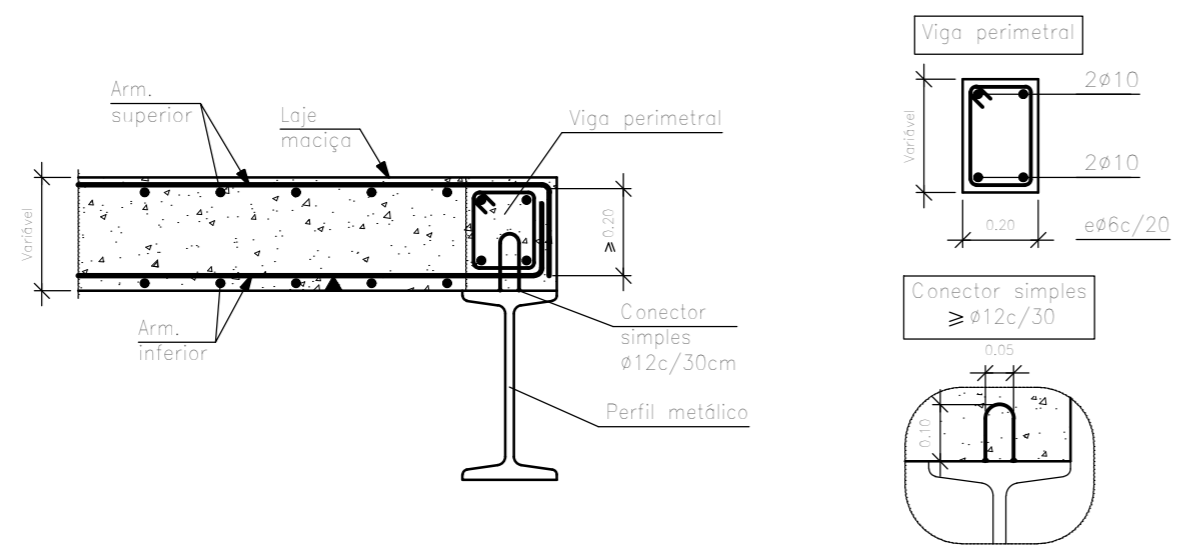
Pisos 6 até 10  
Fôrmas  
Concreto: C25, em geral  
Aço laminado e soldado: ASMT A 572 GRAU 50  
Aços em lajes: CA-50 e CA-60  
Consulte os detalhes construtivos correspondentes à ligação das vigas metálicas com lajes  
Escala: 1:50

CURSO:	ENGENHARIA CIVIL	FOLHA:	03
DISCIPLINA:	EC710A - TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO	ALUNO:	RAFAEL ROSA DOS SANTOS
PROFESSOR:	BIANCA PAOLA COMIN	DATA:	09/10/2021
ASSUNTO:	VIGAS PAVIMENTOS 6 ATÉ 10 ESTRUTURA METÁLICA	ESCALA:	1:50

MEDIDAS EM MILÍMETROS



Apoio em extremo de vão sobre viga metálica.  
Laje maciça.

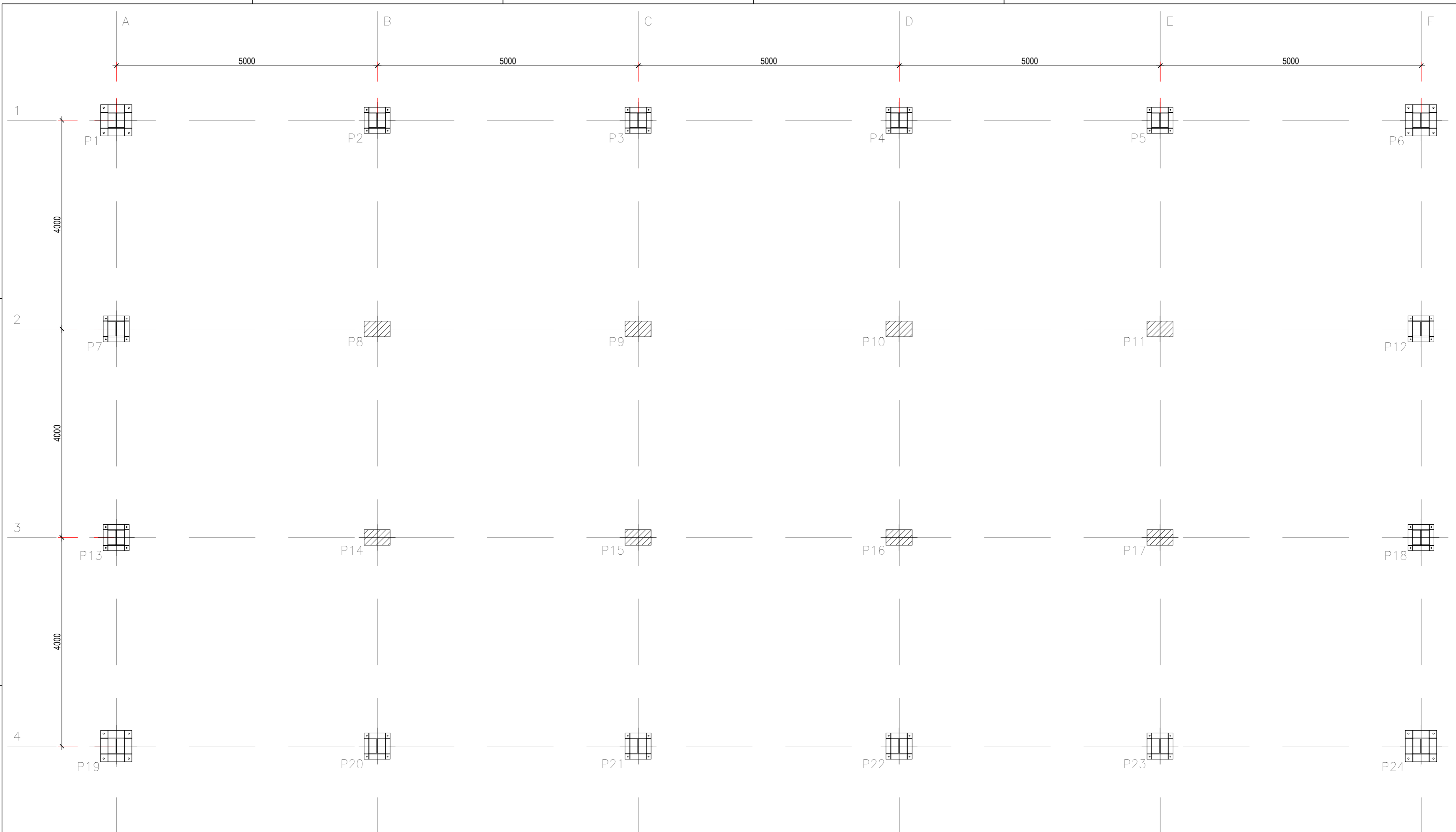



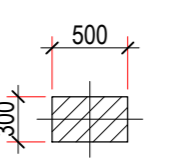

Cobertura  
Fôrmas  
Concreto: C25, em geral  
Aço laminado e soldado: ASMT A 572 GRAU 50  
Aços em lajes: CA-50 e CA-60  
Consulte os detalhes construtivos correspondentes à ligação das vigas metálicas com lajes  
Escala: 1:50

CURSO:	ENGENHARIA CIVIL	FOLHA:	<b>04</b>
DISCIPLINA:	EC710A - TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO		
PROFESSOR:	BIANCA PAOLA COMIN		
ASSUNTO:	VIGAS COBERTURA ESTRUTURA METÁLICA		
ALUNO:	RAFAEL ROSA DOS SANTOS	DATA:	09/10/2021
		ESCALA:	1:50

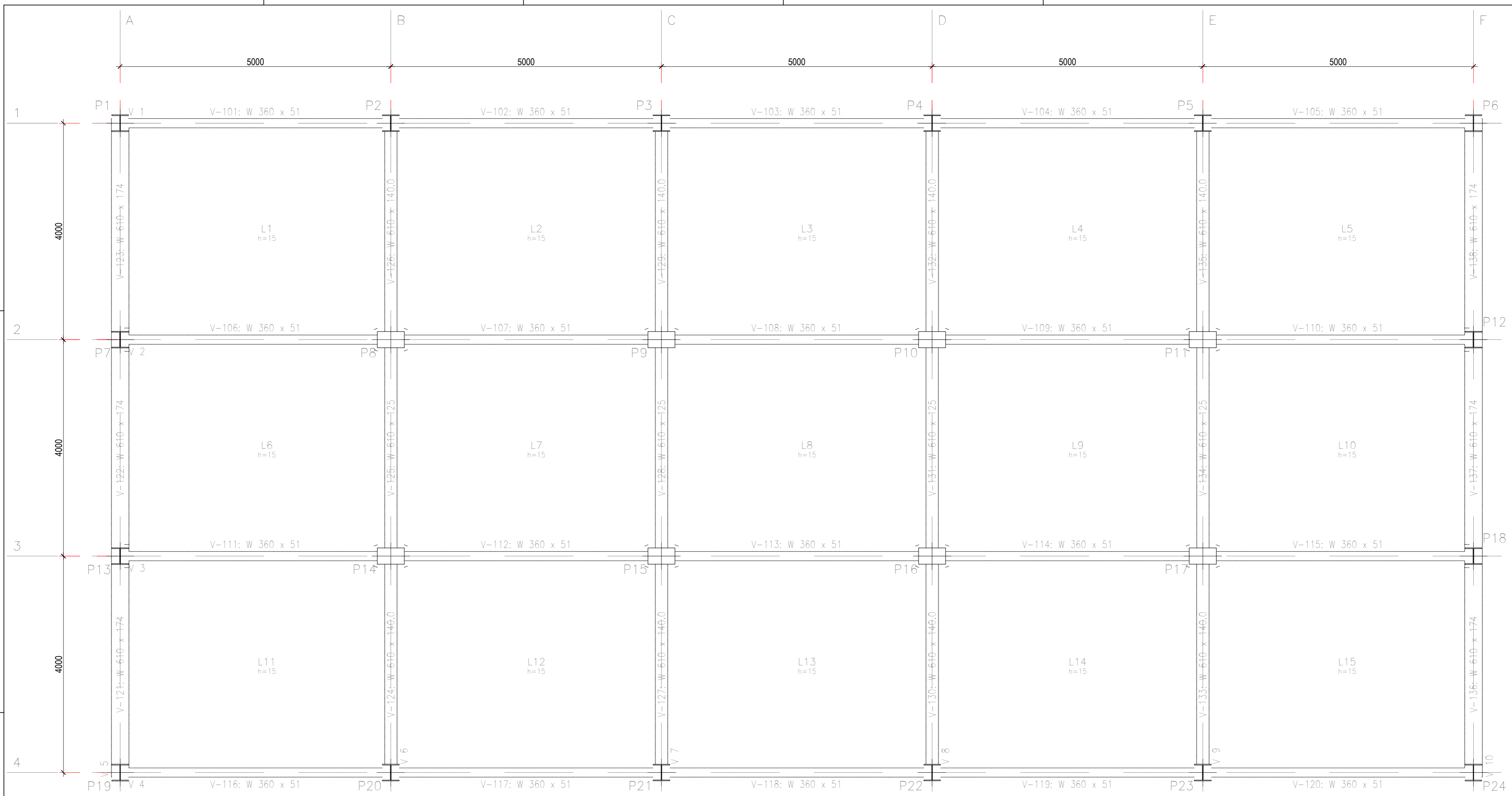
MEDIDAS EM MILÍMETROS



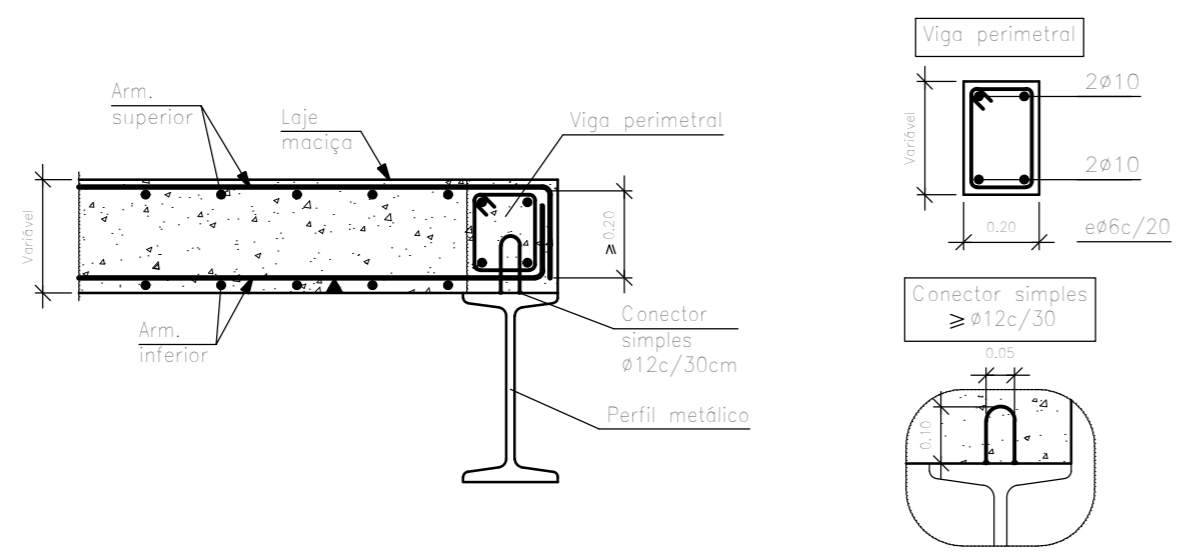


P1 A P7 P12 A P13 P18 A P24	P8 A P11 P14 A P17
 W 310 x 107.0	
	CONCRETO ARMADO
SEM ESCALA	

CURSO:	ENGENHARIA CIVIL
DISCIPLINA:	EC710A - TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO
PROFESSOR:	BIANCA PAOLA COMIN
ASSUNTO:	PLANTA DE LOCAÇÃO - PILARES ESTRUTURA MISTA 01
ALUNO:	RAFAEL ROSA DOS SANTOS
DATA:	09/10/2021
ESCALA:	1:50



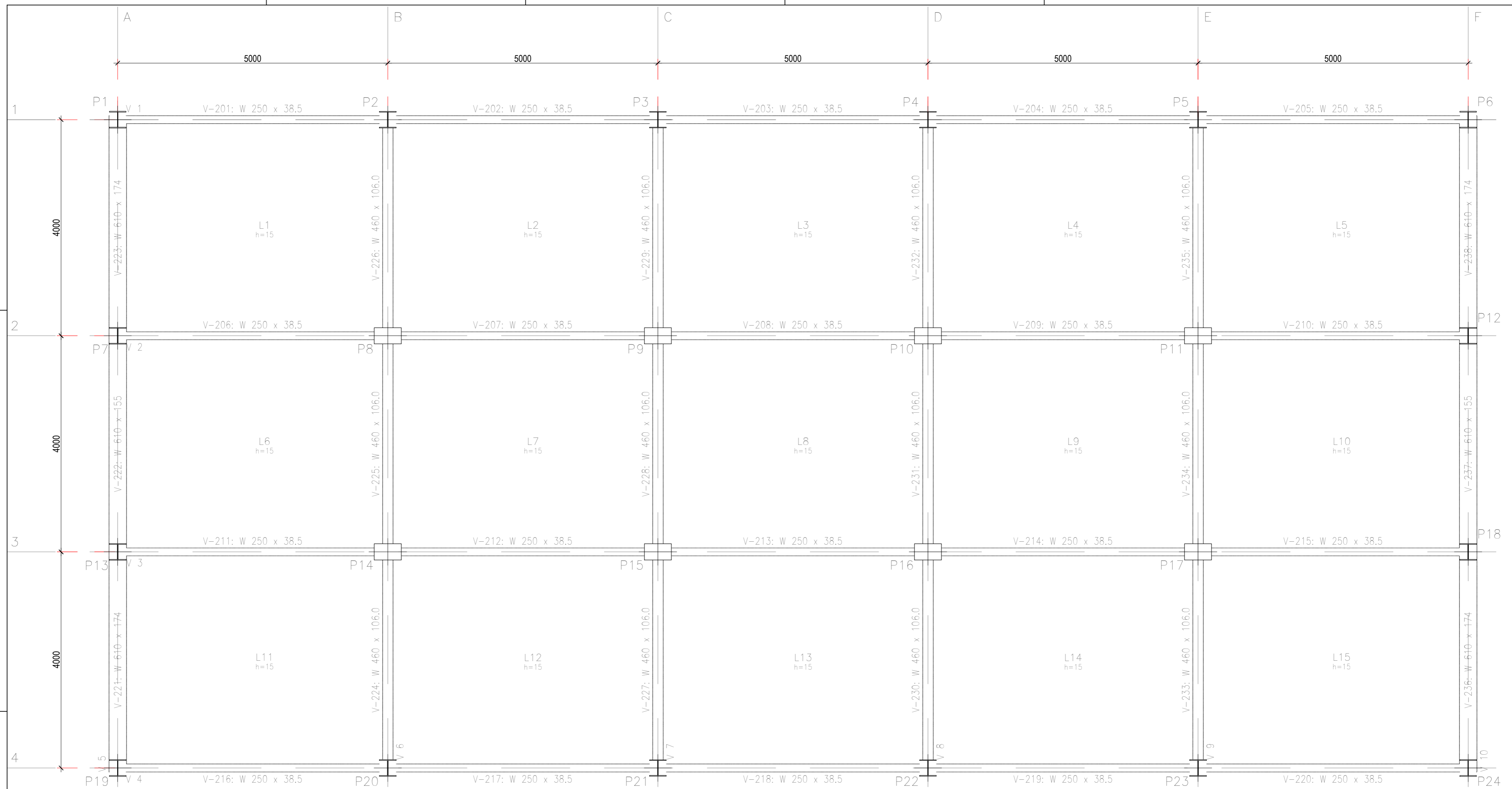
Apóio em extremo de vão sobre viga metálica.  
Laje maciça.



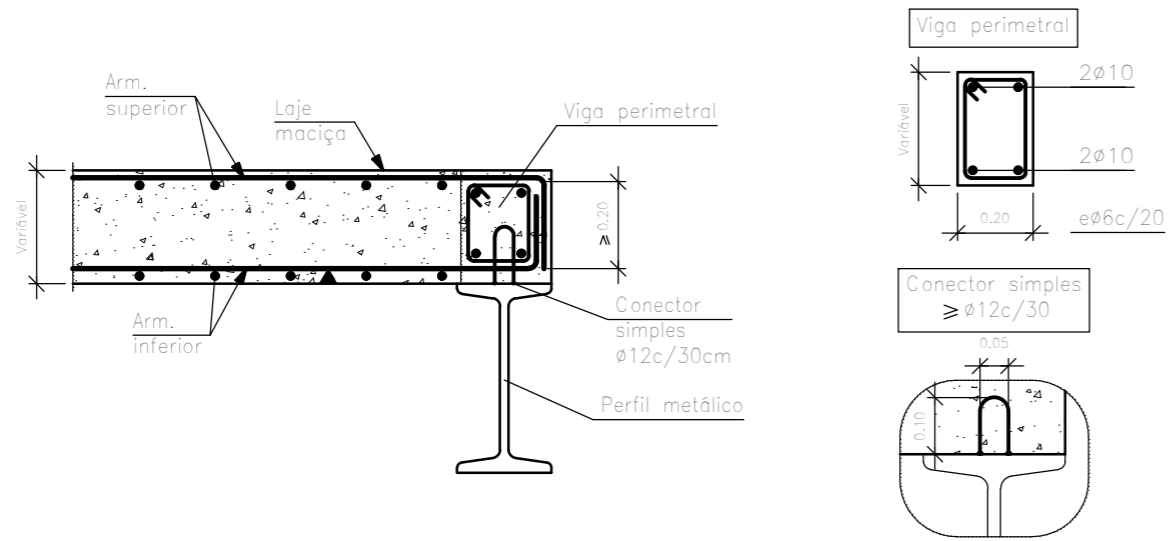
Pisos 1 até 5  
Fôrmas  
Concreto: C25, em geral  
Aço laminado e soldado: ASMT A 572 GRAU 50  
Aços em lajes: CA-50 e CA-60  
Consulte os detalhes construtivos correspondentes à ligação das vigas metálicas com lajes  
Escala: 1:50

CURSO:	ENGENHARIA CIVIL	FOLHA:	06
DISCIPLINA:	EC710A - TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO	PROFESSOR:	BIANCA PAOLA COMIN
ASSUNTO:	VIGAS PAVIMENTOS 1 ATÉ 5 ESTRUTURA MISTA 01	ALUNO:	RAFAEL ROSA DOS SANTOS
DATA:	09/10/2021	ESCALA:	1:50

MEDIDAS EM MILÍMETROS



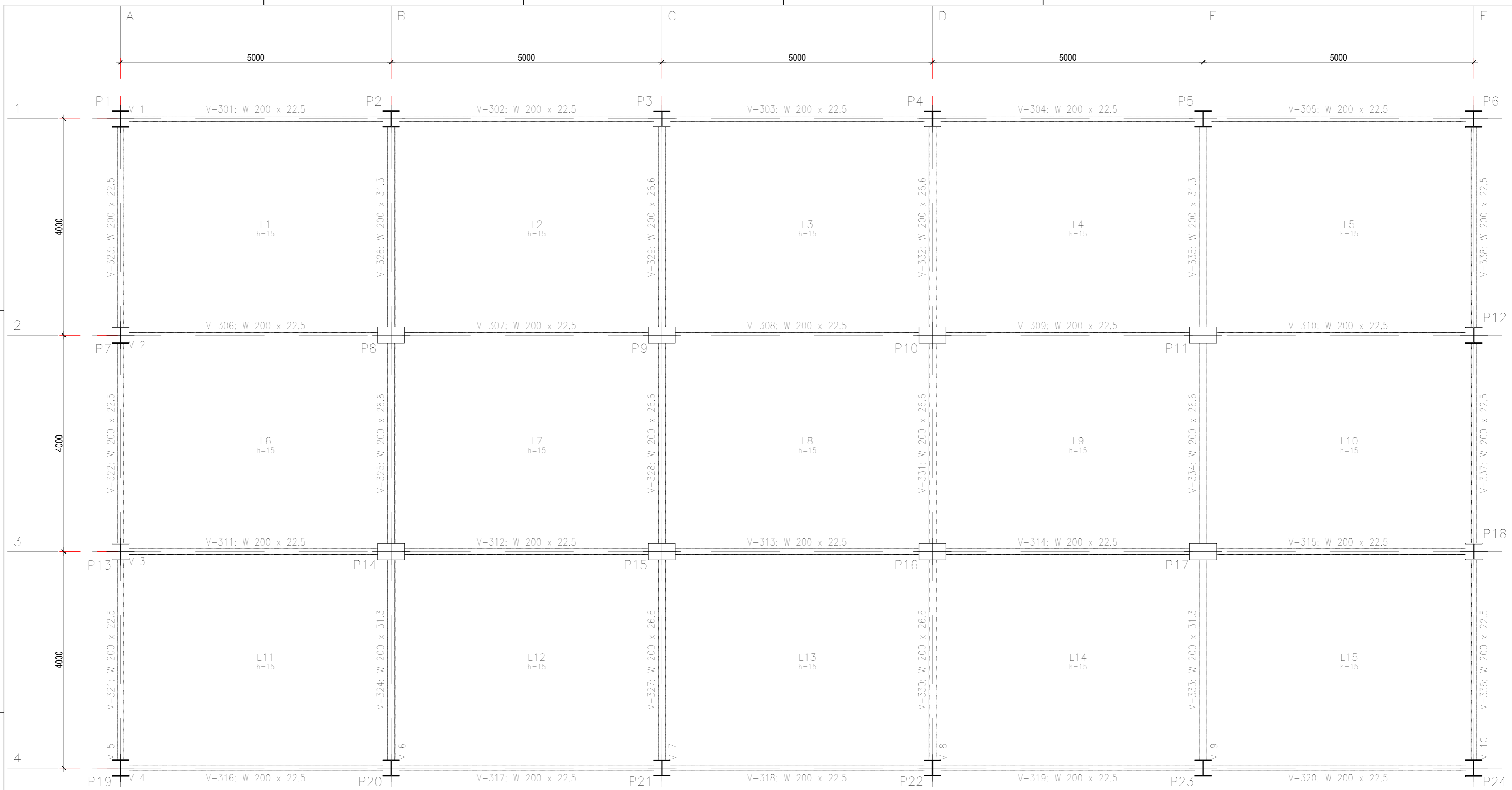
Apio em extremo de vão sobre viga metálica.  
Laje maciça.



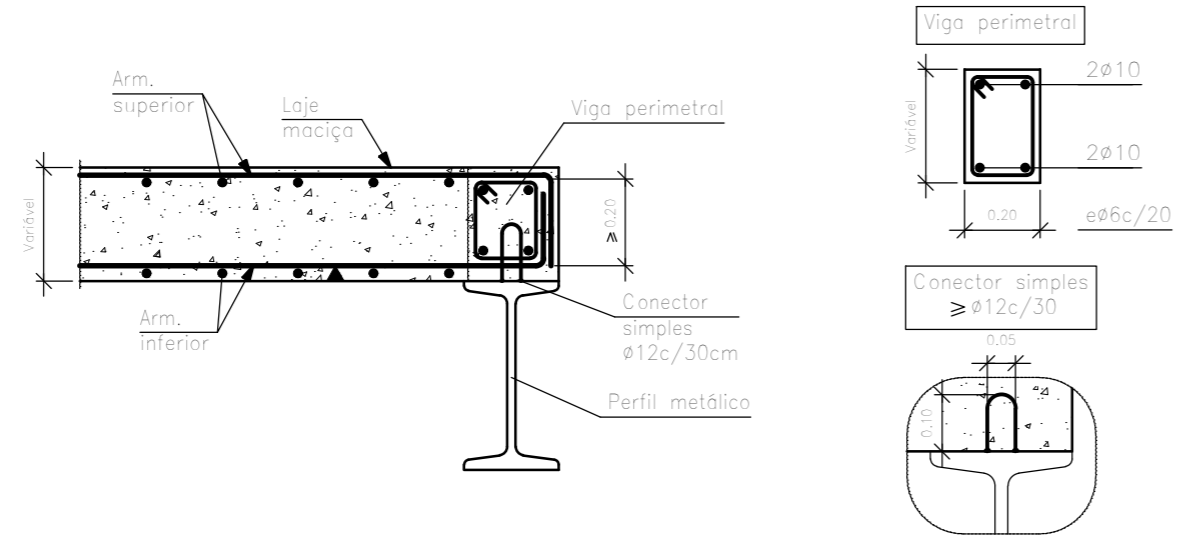
Pisos 6 até 10  
Fôrmas  
Concreto: C25, em geral  
Aço laminado e soldado: ASMT A 572 GRAU 50  
Aços em lajes: CA-50 e CA-60  
Consulte os detalhes construtivos correspondentes à ligação das vigas metálicas com lajes  
Escala: 1:50

CURSO:	ENGENHARIA CIVIL	FOLHA:	07
DISCIPLINA:	EC710A - TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO	ALUNO:	RAFAEL ROSA DOS SANTOS
PROFESSOR:	BIANCA PAOLA COMIN	DATA:	09/10/2021
ASSUNTO:	VIGAS PAVIMENTOS 6 ATÉ 10 ESTRUTURA MISTA 01	ESCALA:	1:50

MEDIDAS EM MILÍMETROS



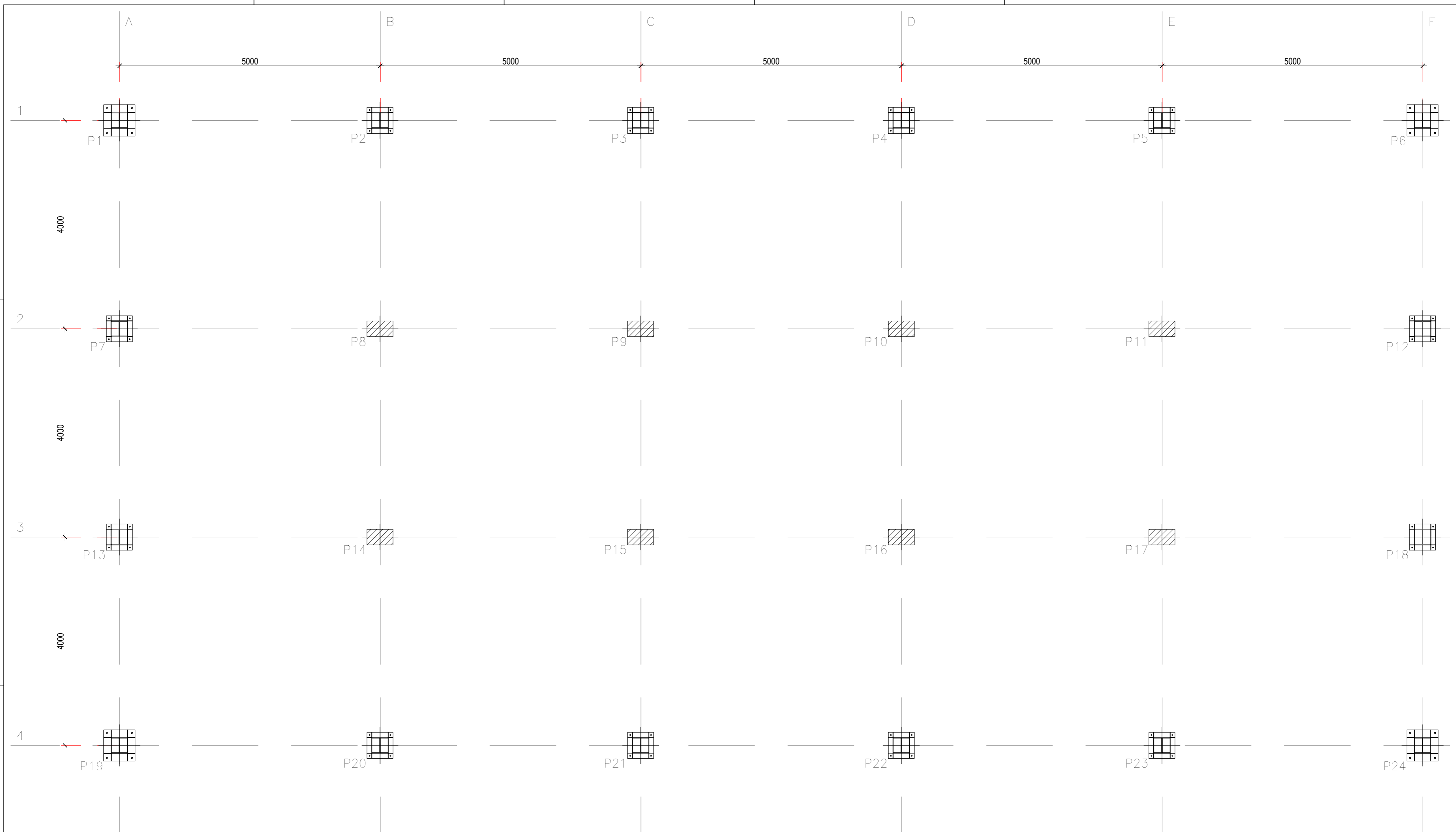
Apóio em extremo de vão sobre viga metálica.  
Laje maciça.


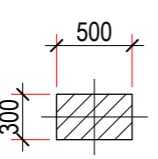



Cobertura  
Fôrmas  
Concreto: C25, em geral  
Aço laminado e soldado: ASMT A 572 GRAU 50  
Aços em lajes: CA-50 e CA-60  
Consulte os detalhes construtivos correspondentes à ligação das vigas metálicas com lajes  
Escala: 1:50

CURSO:	ENGENHARIA CIVIL	FOLHA:	08
DISCIPLINA:	EC710A - TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO	ALUNO:	RAFAEL ROSA DOS SANTOS
PROFESSOR:	BIANCA PAOLA COMIN	DATA:	09/10/2021
ASSUNTO:	VIGAS COBERTURA ESTRUTURA MISTA 01	ESCALA:	1:50

MEDIDAS EM MILÍMETROS



P1 A P7 P12 A P13 P18 A P24	P8 A P11 P14 A P17
 W 310 x 107.0	 500 300
	CONCRETO ARMADO
SEM ESCALA	

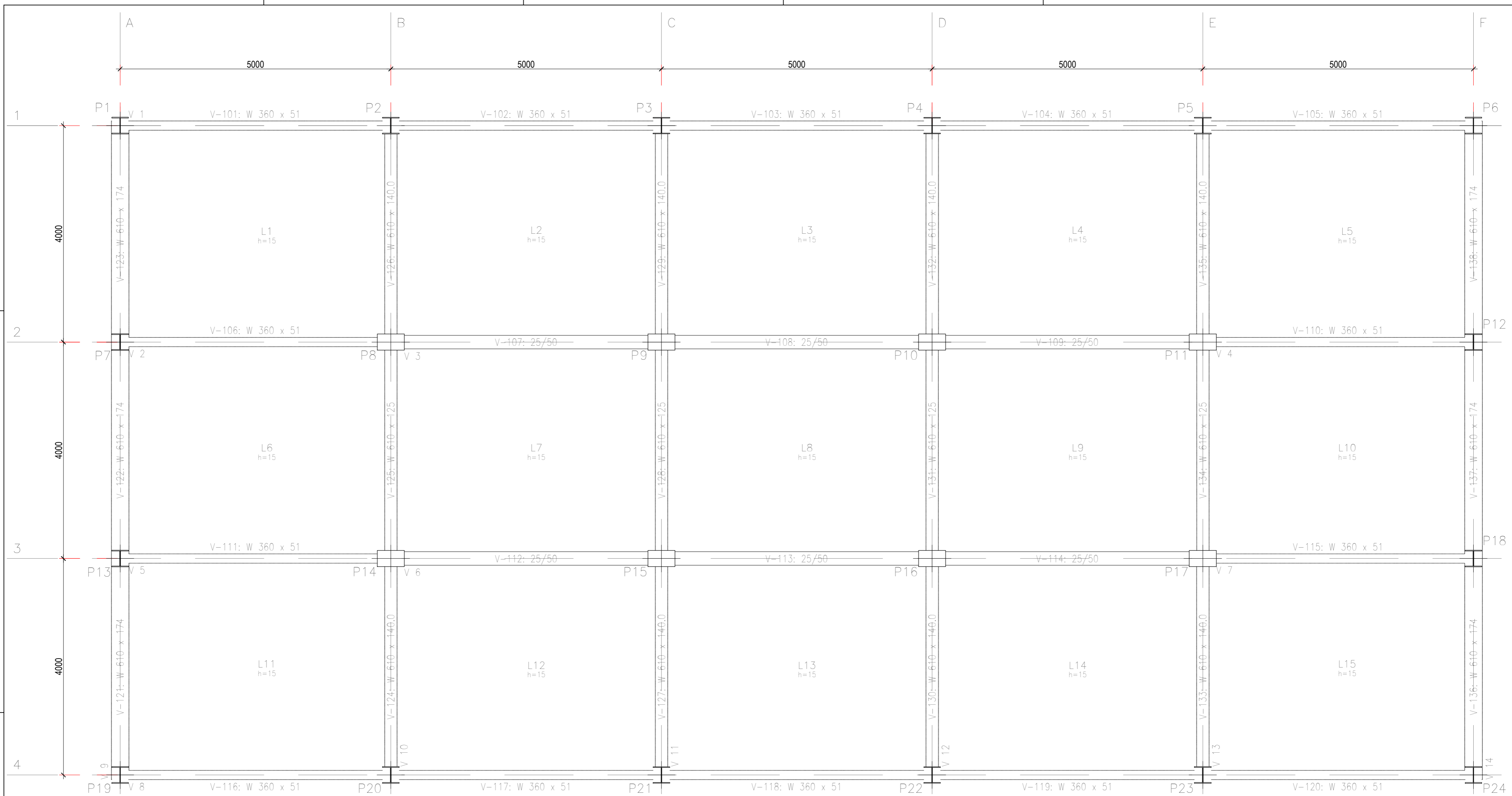


UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ  
CÂMPUS GUARAPUAVA

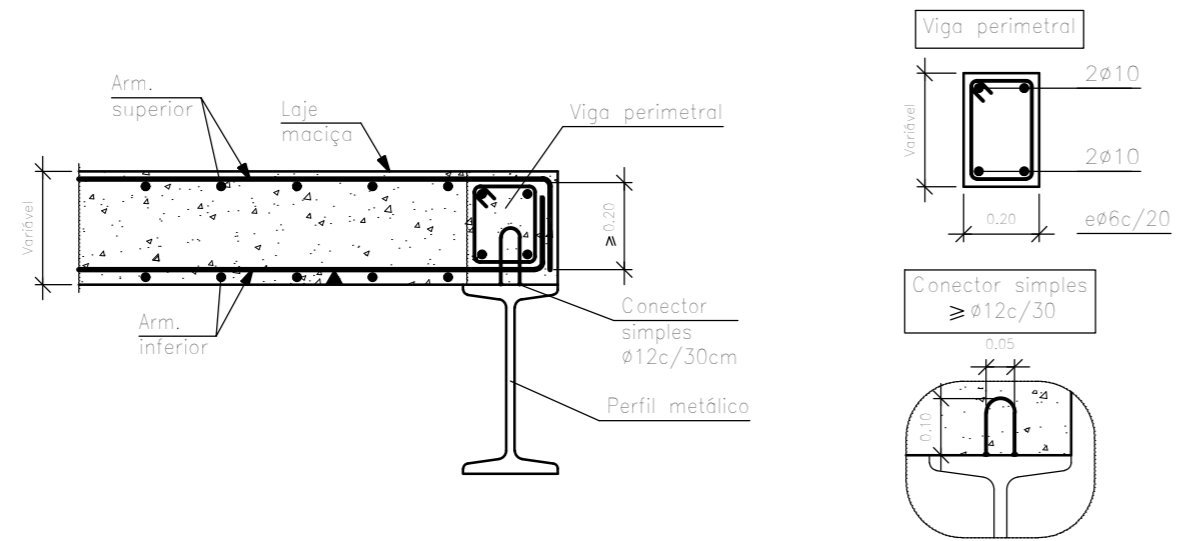
CURSO:	ENGENHARIA CIVIL
DISCIPLINA:	EC710A - TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO
PROFESSOR:	BIANCA PAOLA COMIN
ASSUNTO:	PLANTA DE LOCAÇÃO - PILARES ESTRUTURA MISTA 02
ALUNO:	RAFAEL ROSA DOS SANTOS
DATA:	09/10/2021
ESCALA:	1:50

09

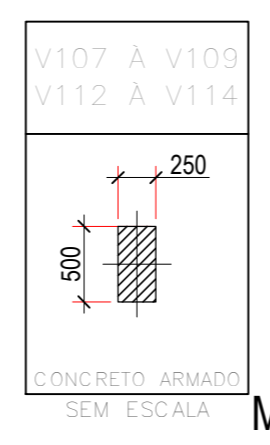
MEDIDAS EM MILÍMETROS



Apoio em extremo de vão sobre viga metálica.  
Laje maciça.



Pisos 1 até 5  
Fôrmas  
Concreto: C25, em geral  
Aço laminado e soldado: ASMT A 572 GRAU 50  
Aços em lajes: CA-50 e CA-60  
Consulte os detalhes construtivos correspondentes à ligação das vigas metálicas com lajes  
Escala: 1:50

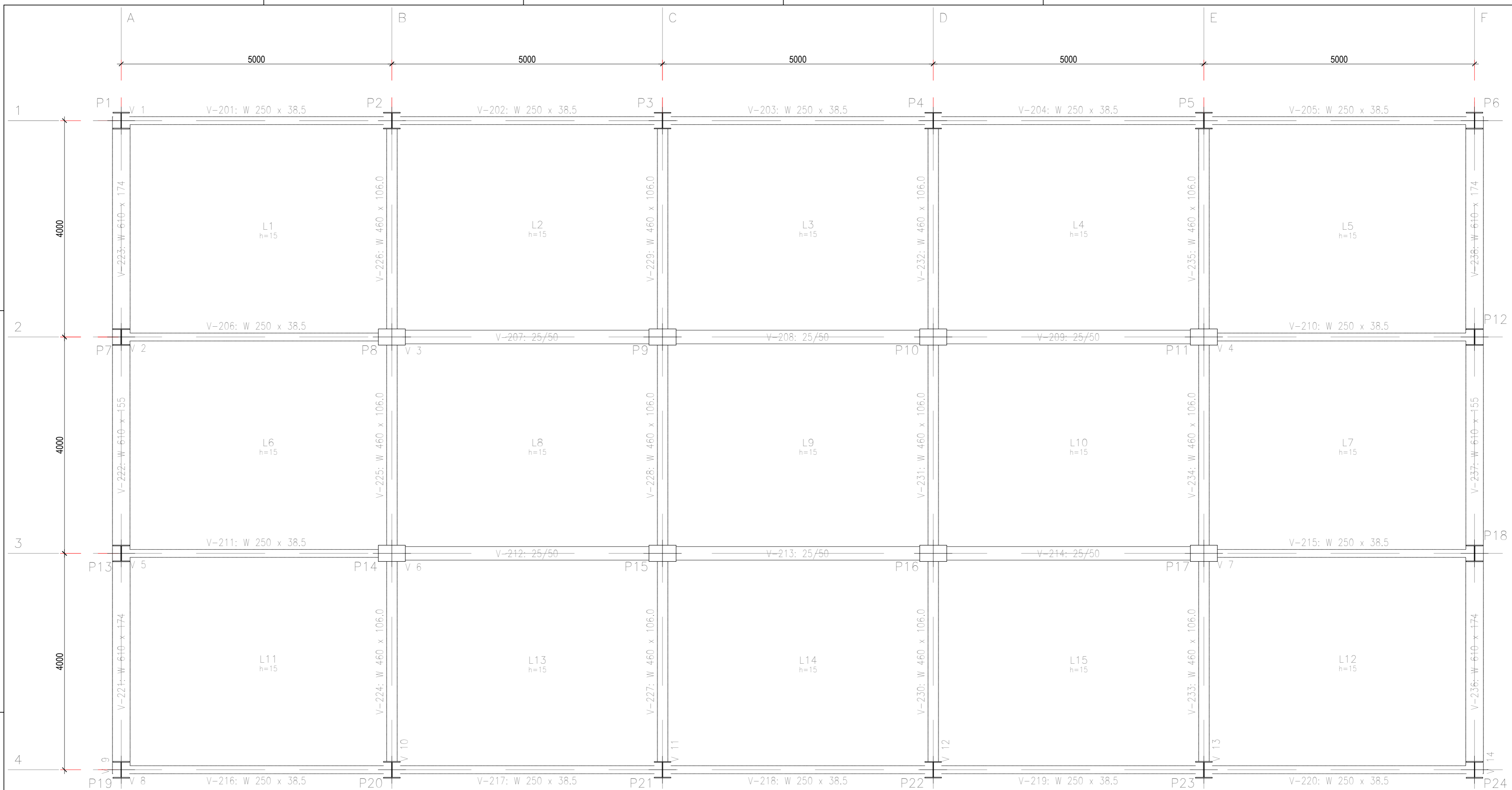


MEDIDAS EM MILÍMETROS

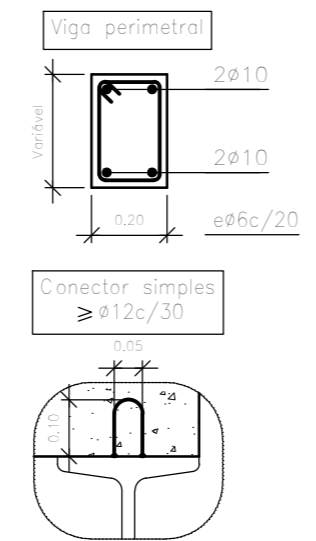
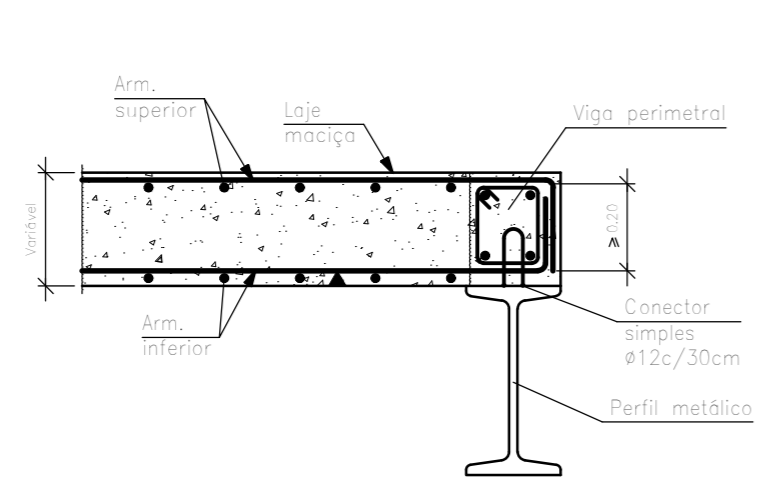
**UTFPR** UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ  
CÂMPUS GUARAPUAVA

CURSO:	ENGENHARIA CIVIL	FOLHA:	10
DISCIPLINA:	EC710A - TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO	ASSUNTO:	VIGAS PAVIMENTOS 1 ATÉ 5 ESTRUTURA MISTA 02
PROFESSOR:	BIANCA PAOLA COMIN	ALUNO:	RAFAEL ROSA DOS SANTOS
DATA:	09/10/2021	ESCALA:	1:50

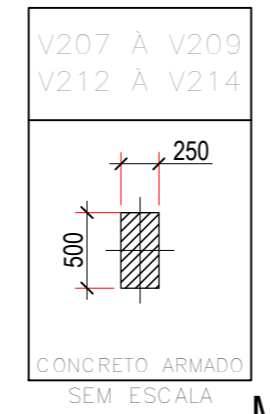




Apóio em extremo de vão sobre viga metálica.  
Laje maciça.

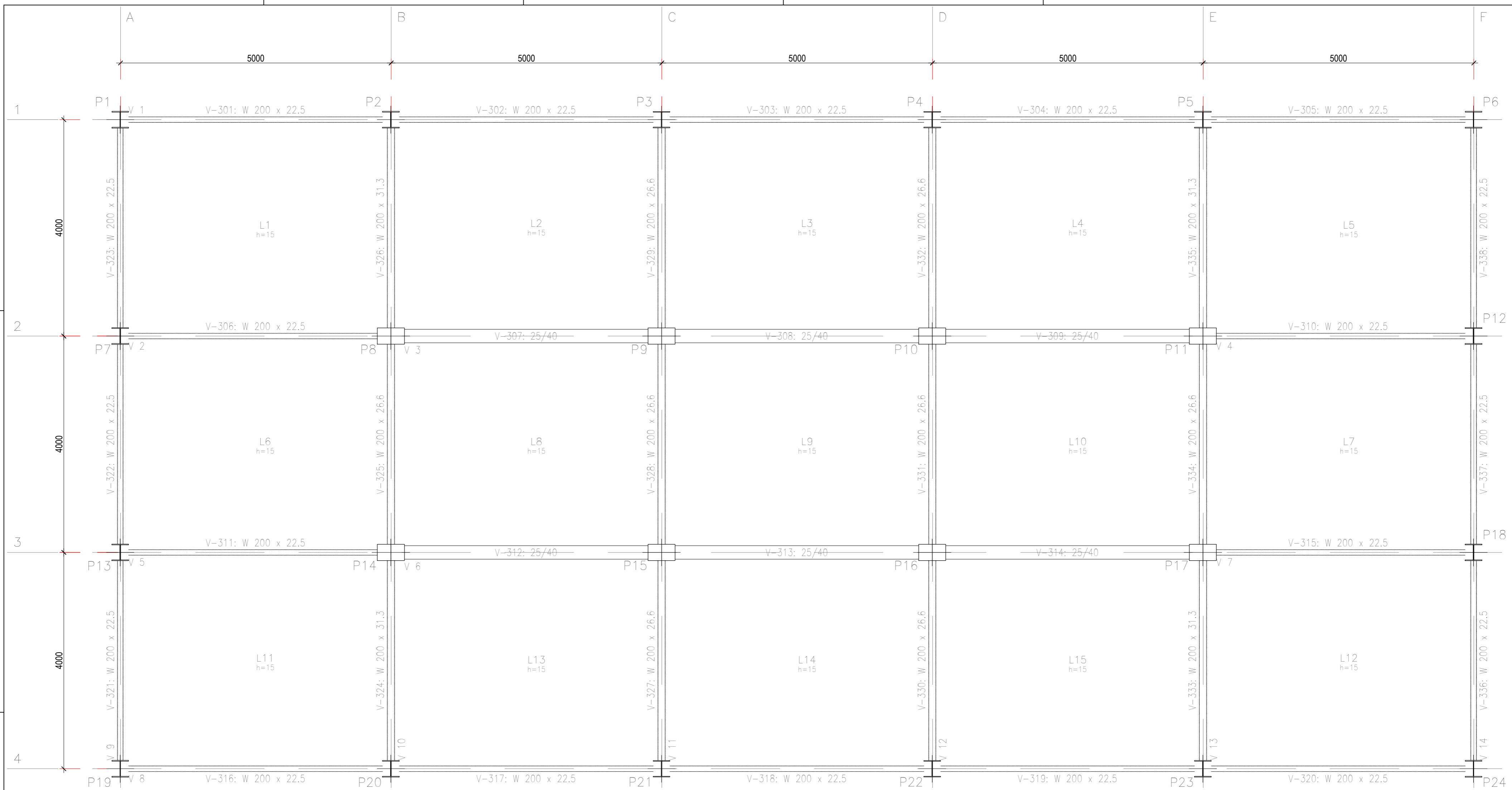


Pisos 6 até 10  
Fôrmas  
Concreto: C25, em geral  
Aço laminado e soldado: ASMT A 572 GRAU 50  
Aços em lajes: CA-50 e CA-60  
Consulte os detalhes construtivos correspondentes à ligação das vigas metálicas com lajes  
Escala: 1:50

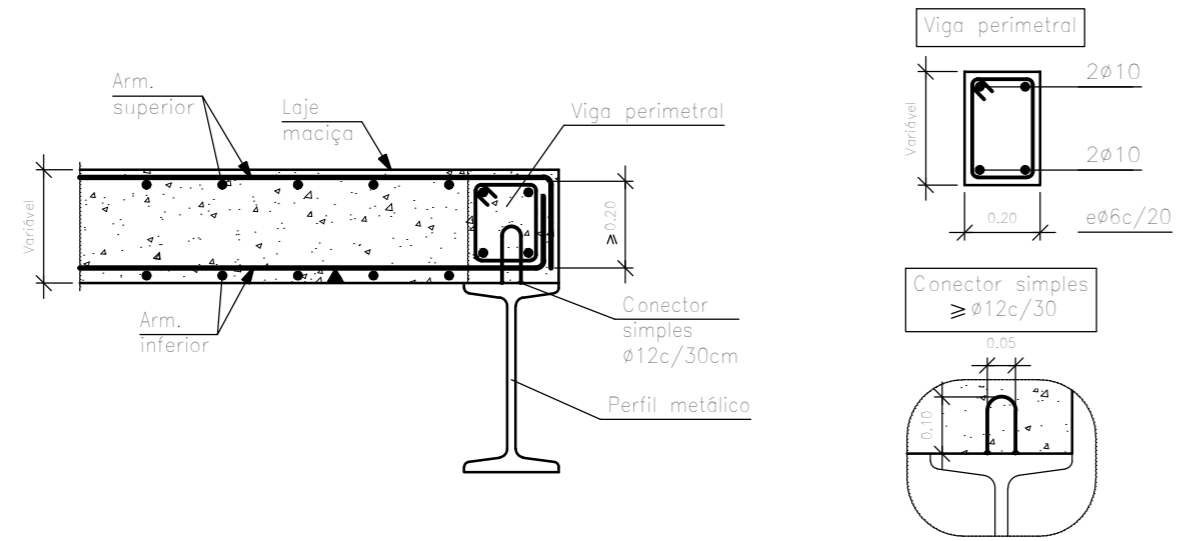


MEDIDAS EM MILÍMETROS

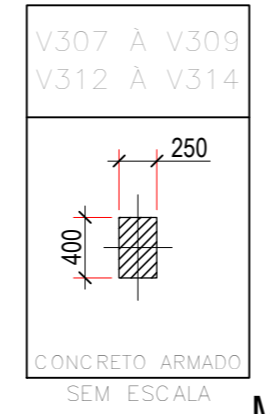
CURSO:	ENGENHARIA CIVIL	FOLHA:	11
DISCIPLINA:	EC710A - TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO	PROFESSOR:	BIANCA PAOLA COMIN
ASSUNTO:	VIGAS PAVIMENTOS 6 ATÉ 10 ESTRUTURA MISTA 02	ALUNO:	RAFAEL ROSA DOS SANTOS
DATA:	09/10/2021	ESCALA:	1:50



Apóio em extremo de vão sobre viga metálica.  
Laje maciça.



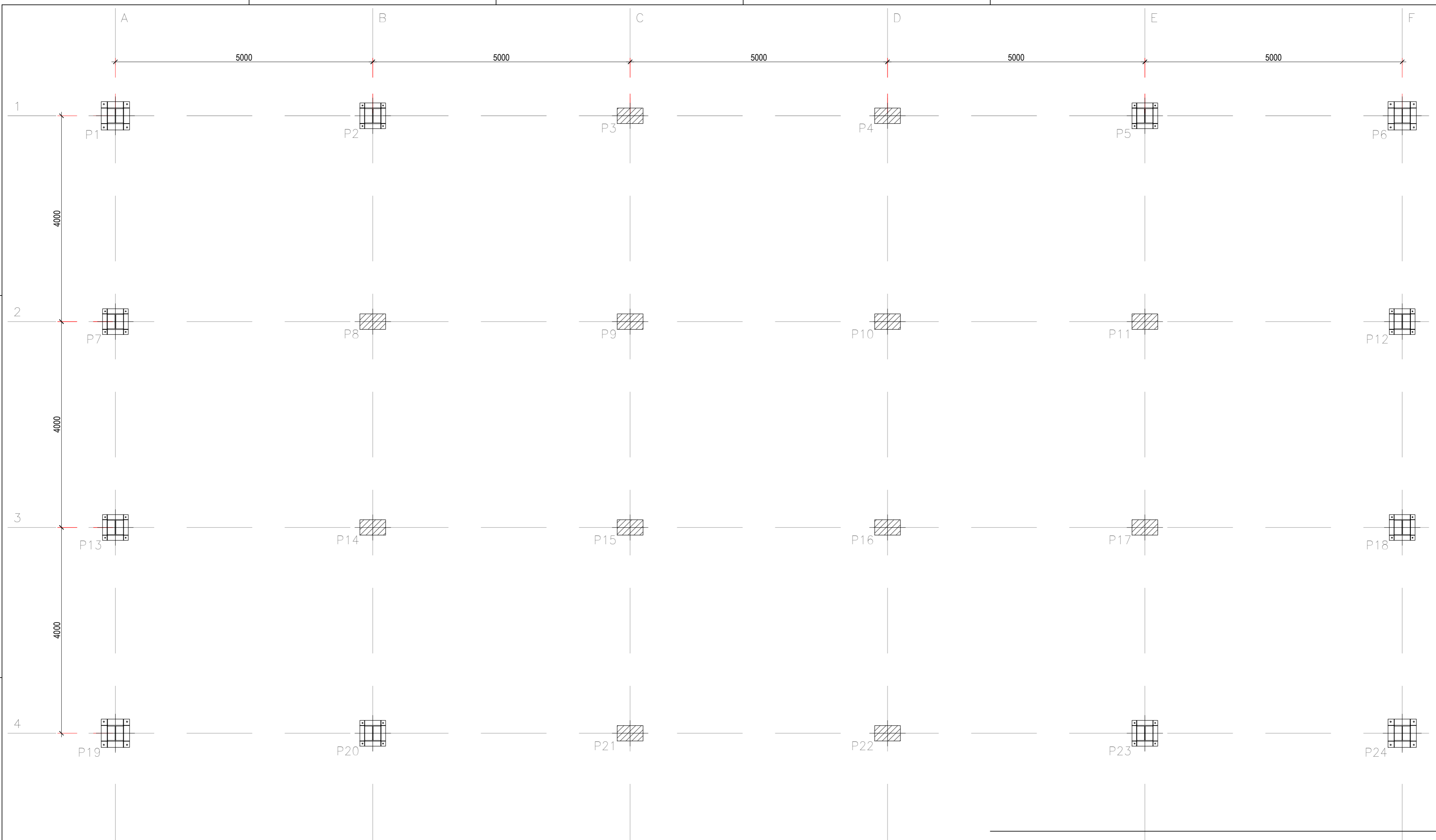
Cobertura  
Fôrmas  
Concreto: C25, em geral  
Aço laminado e soldado: ASMT A 572 GRAU 50  
Aços em lajes: CA-50 e CA-60  
Consulte os detalhes construtivos correspondentes à ligação  
das vigas metálicas com lajes  
Escala: 1:50


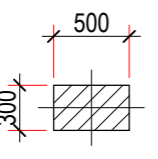



MEDIDAS EM MILÍMETROS

CURSO:	ENGENHARIA CIVIL	FOLHA:	12
DISCIPLINA:	EC710A - TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO		
PROFESSOR:	BIANCA PAOLA COMIN		
ASSUNTO:	VIGAS COBERTURA ESTRUTURA MISTA 02		
ALUNO:	RAFAEL ROSA DOS SANTOS	DATA:	09/10/2021
		ESCALA:	1:50





P1 A P7 P12 A P13 P18 A P24	P8 A P11 P14 A P17
 W 310 x 107.0	
	CONCRETO ARMADO SEM ESCALA



UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ  
CÂMPUS GUARAPUAVA

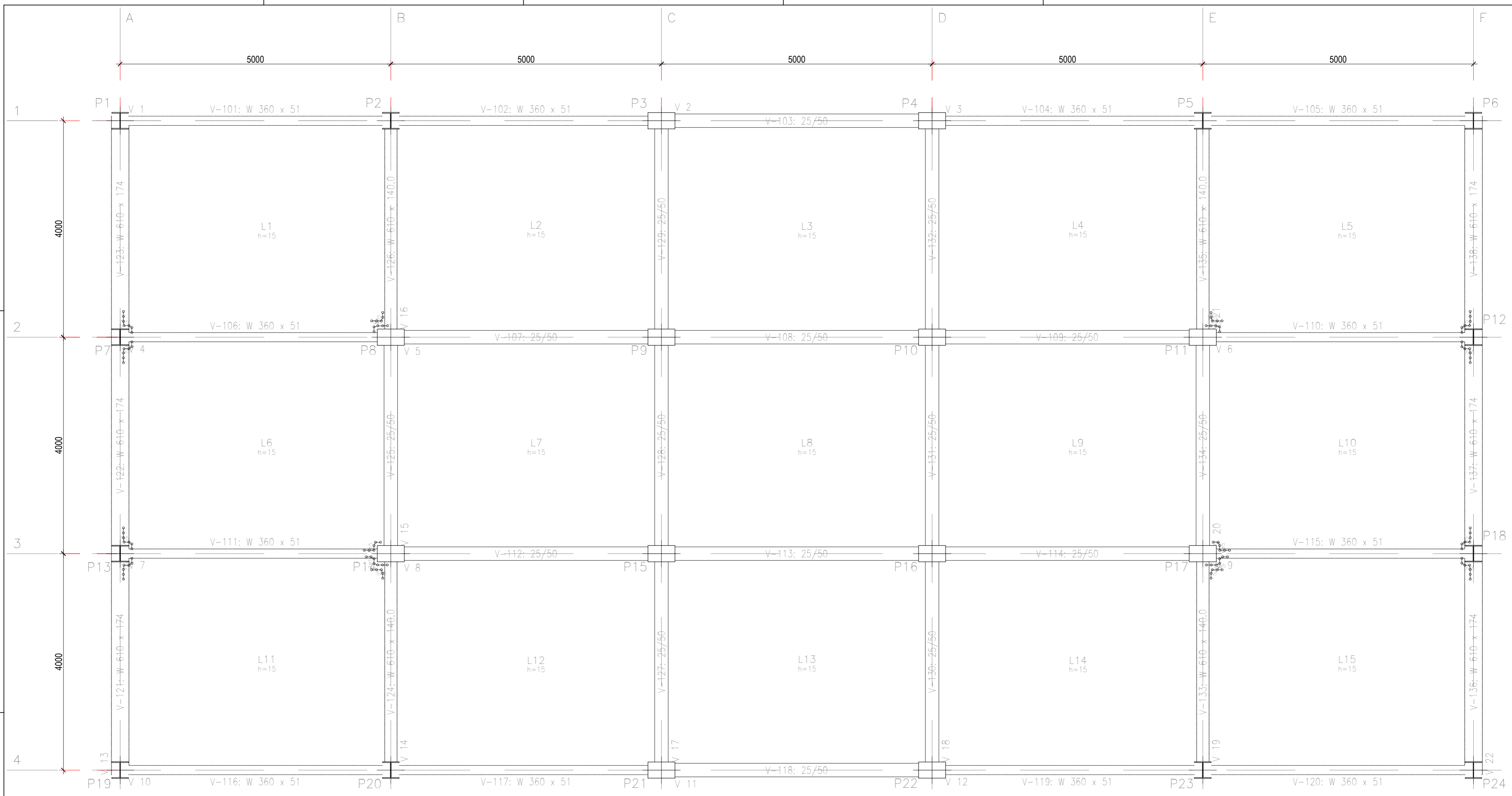
CURSO: ENGENHARIA CIVIL  
DISCIPLINA: EC710A - TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO  
PROFESSOR: BIANCA PAOLA COMIN  
ASSUNTO: PLANTA DE LOCAÇÃO - PILARES ESTRUTURA MISTA 03

FOLHA:

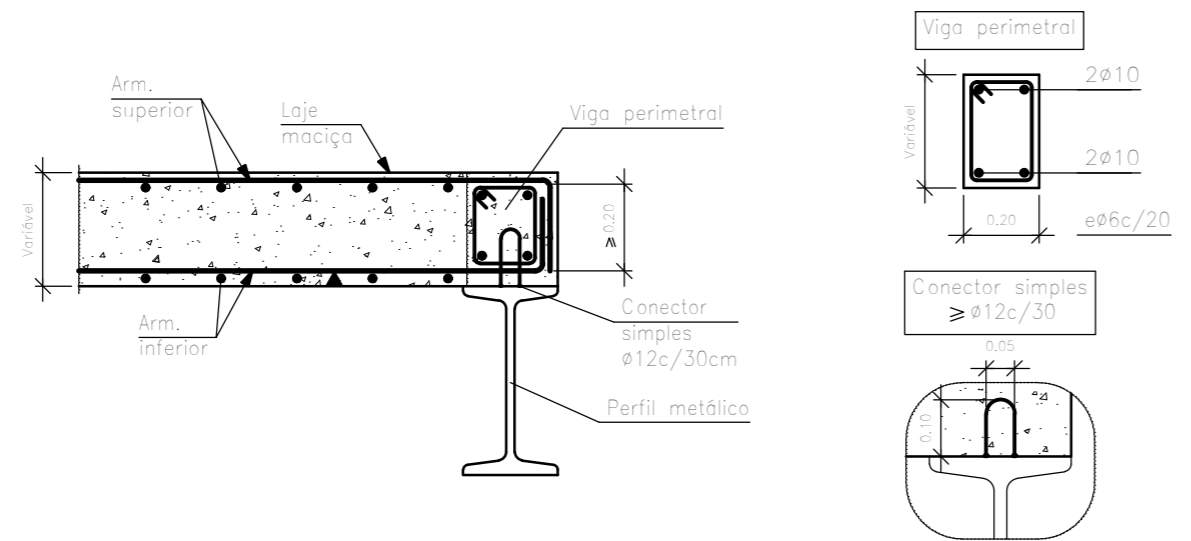
13

ALUNO: RAFAEL ROSA DOS SANTOS DATA: 09/10/2021 ESCALA: 1:50

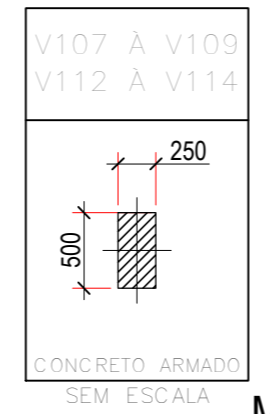
MEDIDAS EM MILÍMETROS



Apóio em extremo de vão sobre viga metálica.  
Laje maciça.

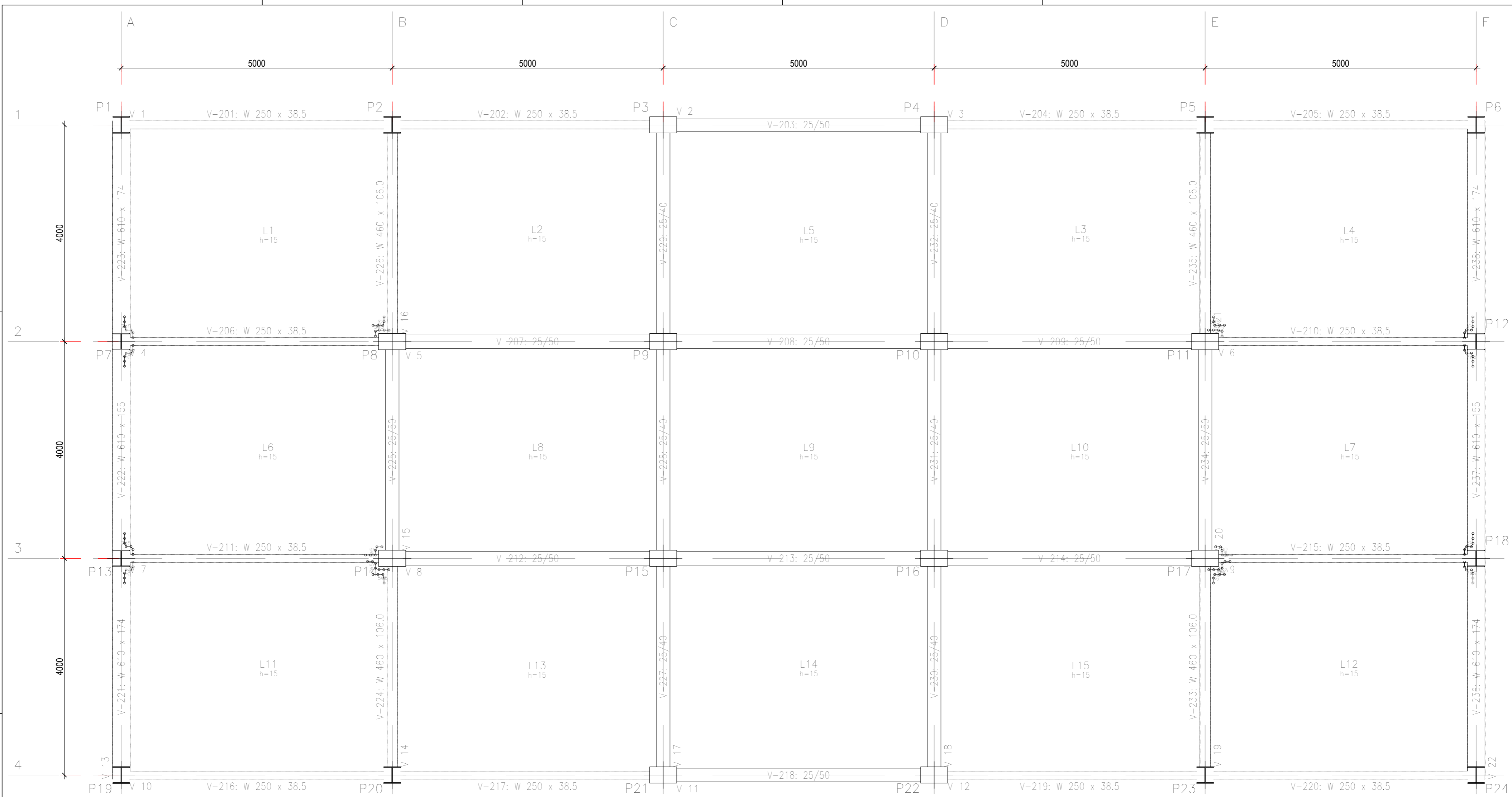


Pisos 1 até 5  
Fôrmas  
Concreto: C25, em geral  
Aço laminado e soldado: ASMT A 572 GRAU 50  
Aços em lajes: CA-50 e CA-60  
Consulte os detalhes construtivos correspondentes à ligação das vigas metálicas com lajes  
Escala: 1:50

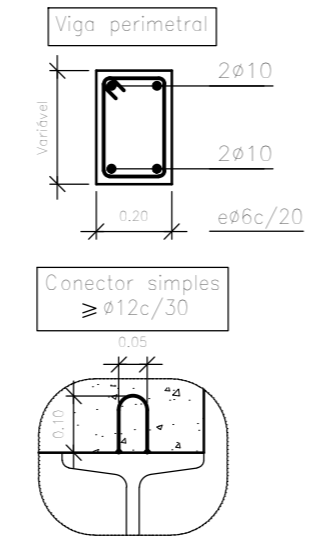
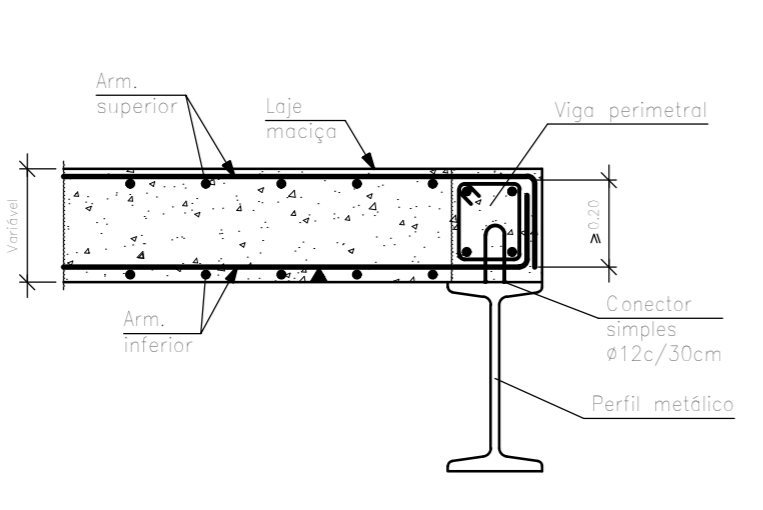


MEDIDAS EM MILÍMETROS

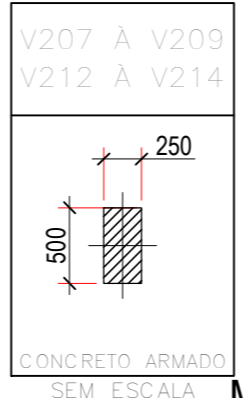
CURSO:	ENGENHARIA CIVIL	FOLHA:	14
DISCIPLINA:	EC710A - TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO	ASSUNTO:	VIGAS PAVIMENTOS 1 ATÉ 5 ESTRUTURA MISTA 03
PROFESSOR:	BIANCA PAOLA COMIN	ALUNO:	RAFAEL ROSA DOS SANTOS
DATA:	09/10/2021	ESCALA:	1:50



Apoio em extremo de vão sobre viga metálica.  
Laje maciça.



Pisos 6 até 10  
Fôrmas  
Concreto: C25, em geral  
Aço laminado e soldado: ASMT A 572 GRAU 50  
Aços em lajes: CA-50 e CA-60  
Consulte os detalhes construtivos correspondentes à ligação das vigas metálicas com lajes  
Escala: 1:50

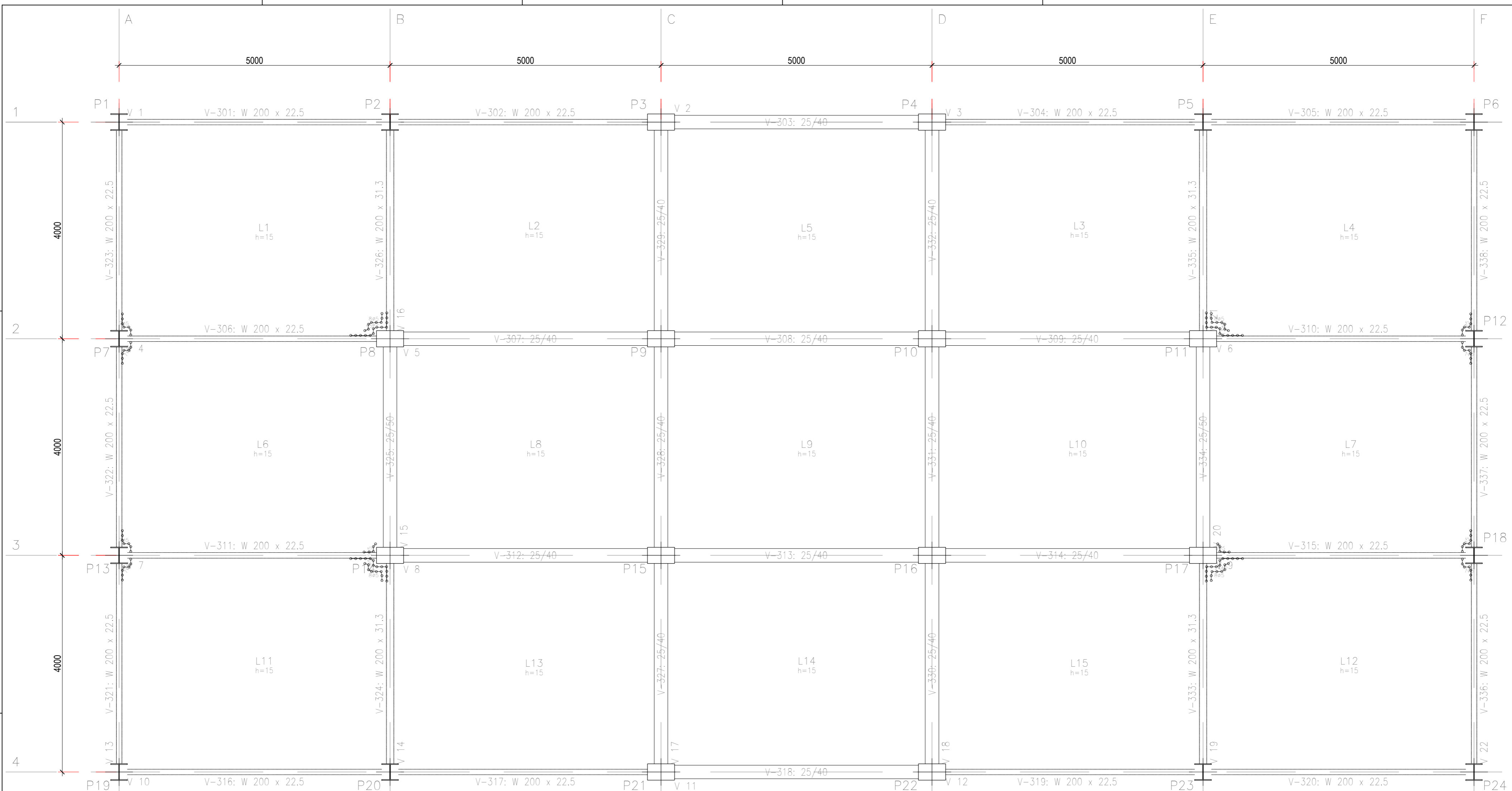


MEDIDAS EM MILÍMETROS

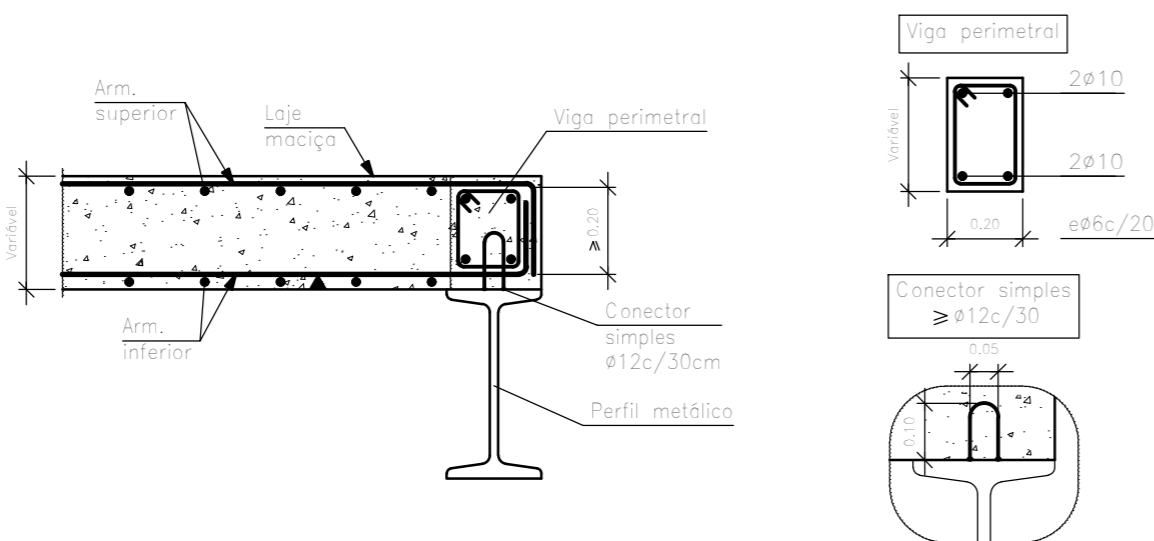


UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ  
CÂMPUS GUARAPUAVA

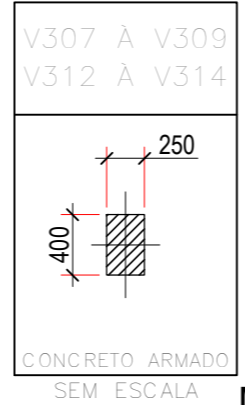
CURSO:	ENGENHARIA CIVIL	FOLHA:	15
DISCIPLINA:	EC710A - TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO	ALUNO:	RAFAEL ROSA DOS SANTOS
PROFESSOR:	BIANCA PAOLA COMIN	DATA:	09/10/2021
ASSUNTO:	VIGAS PAVIMENTOS 6 ATÉ 10 ESTRUTURA MISTA 03	ESCALA:	1:50



Apóio em extremo de vão sobre viga metálica.  
Laje maciça.

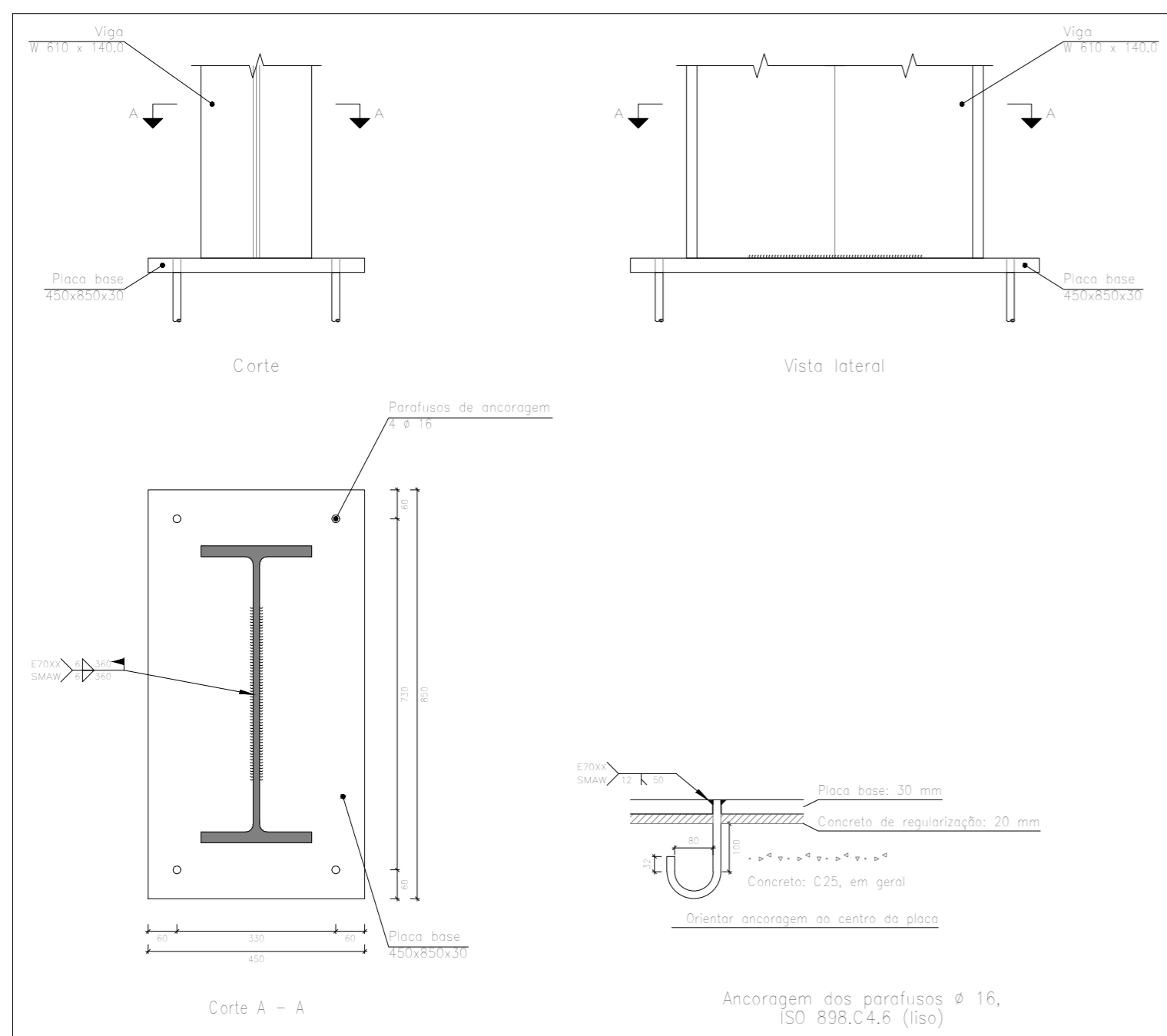
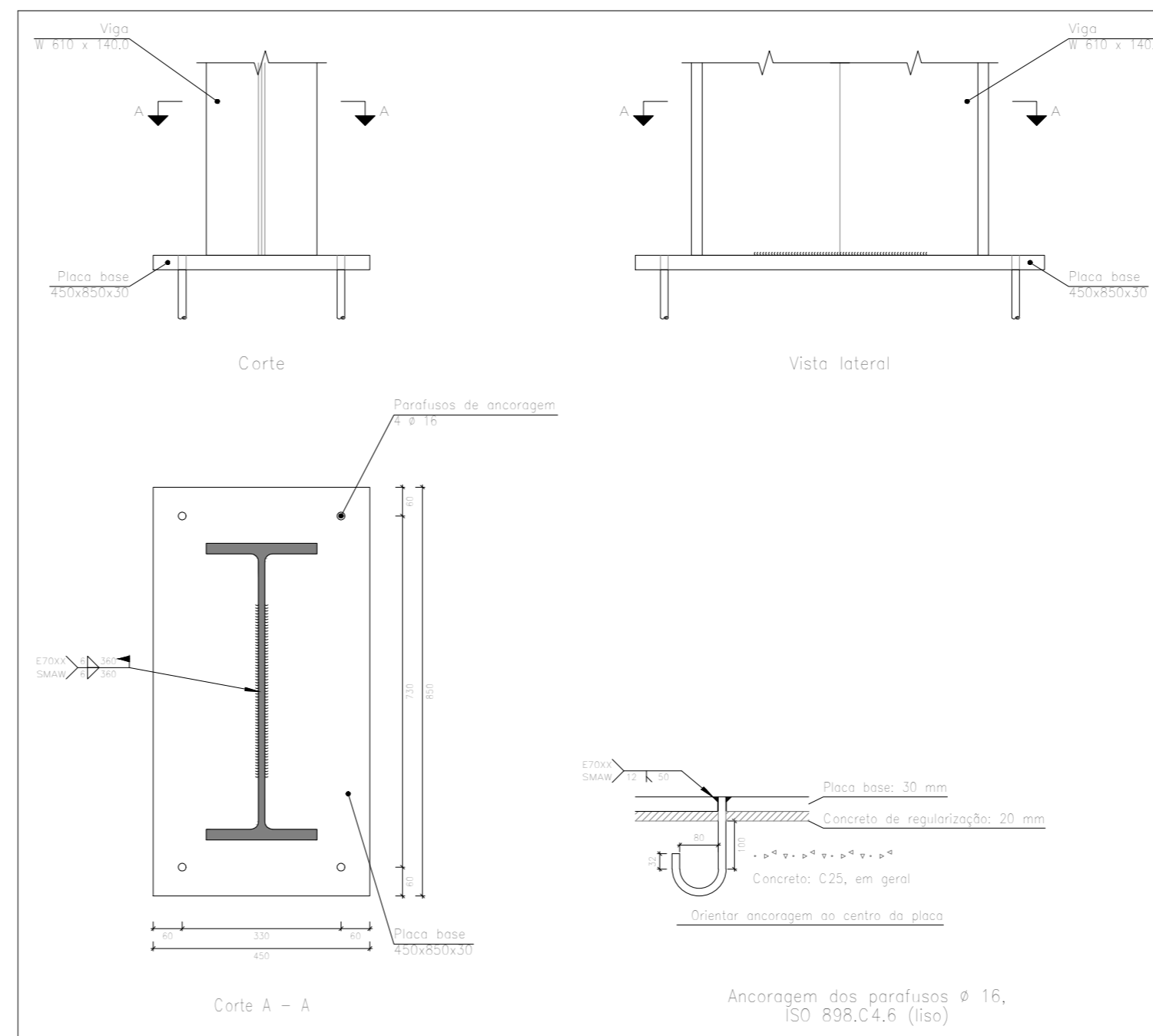
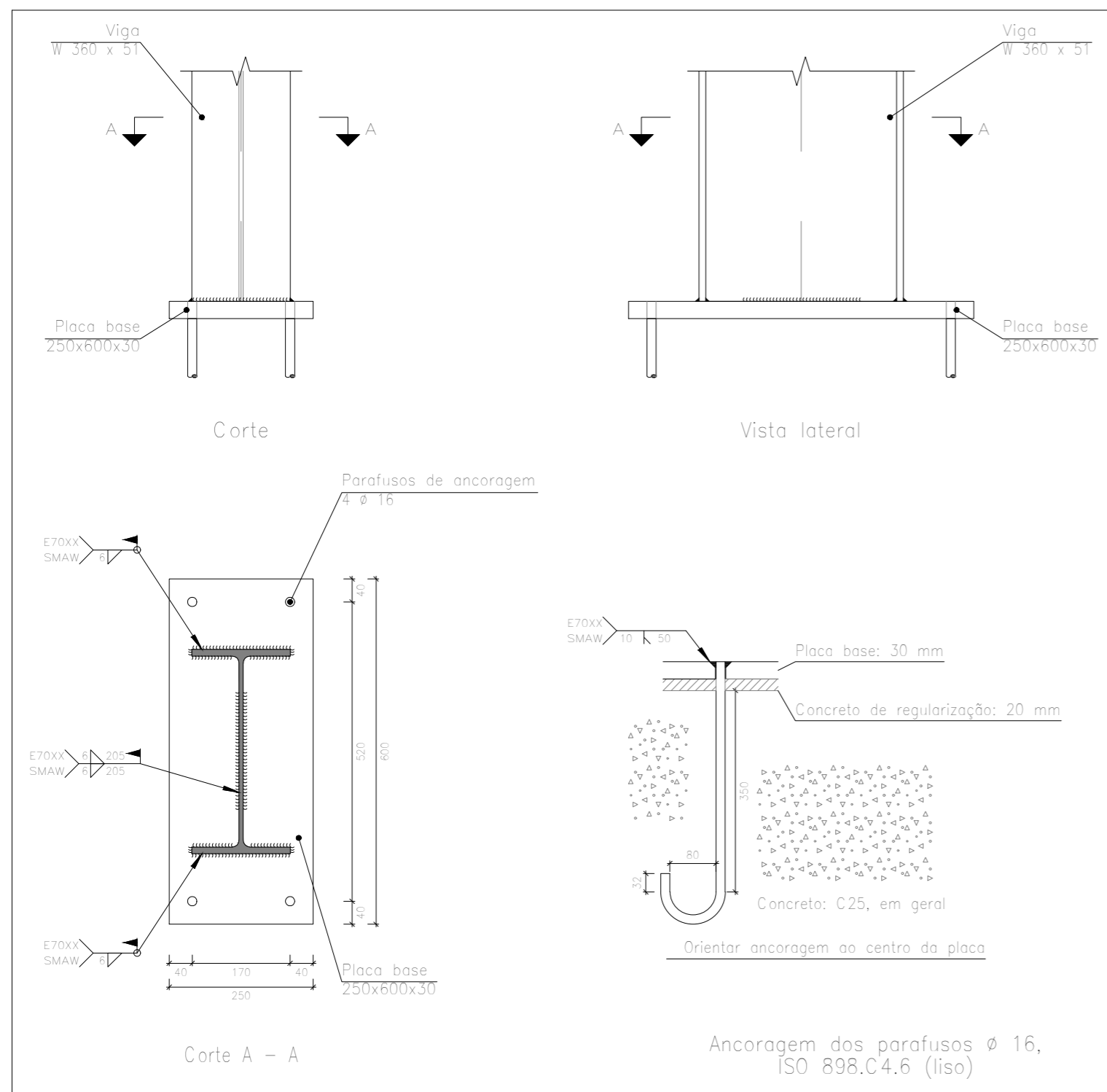


Cobertura  
Fôrmas  
Concreto: C25, em geral  
Aço laminado e soldado: ASMT A 572 GRAU 50  
Aços em lajes: CA-50 e CA-60  
Consulte os detalhes construtivos correspondentes à ligação das vigas metálicas com lajes  
Escala: 1:50

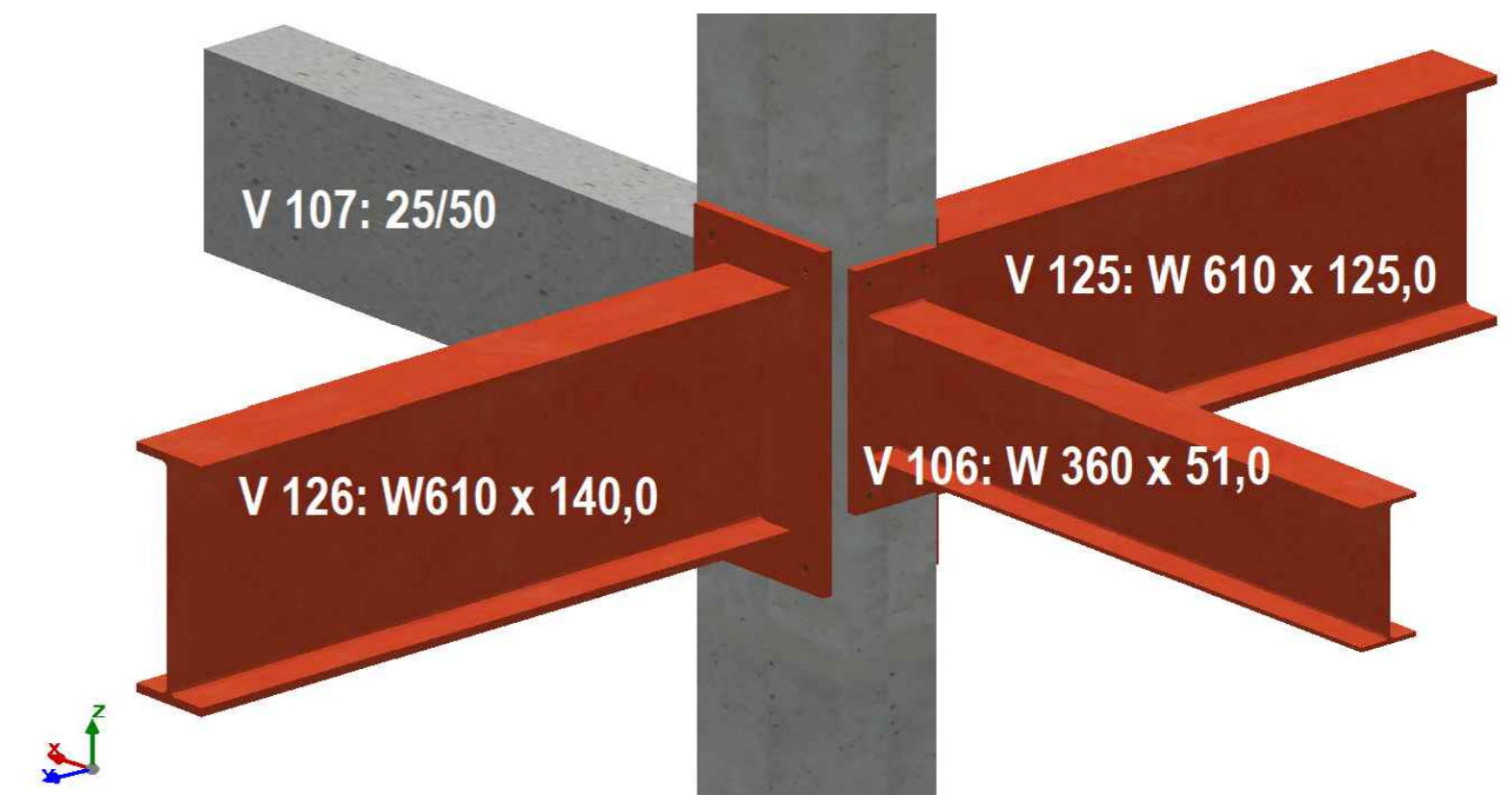


MEDIDAS EM MILÍMETROS

CURSO:	ENGENHARIA CIVIL	FOLHA:	16
DISCIPLINA:	EC710A - TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO	ALUNO:	RAFAEL ROSA DOS SANTOS
PROFESSOR:	BIANCA PAOLA COMIN	DATA:	09/10/2021
ASSUNTO:	VIGAS COBERTURA ESTRUTURA MISTA 03	ESCALA:	1:50



VISTA 3D DA LIGAÇÃO



UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ  
CÂMPUS GUARAPUAVA

CURSO: ENGENHARIA CIVIL  
DISCIPLINA: EC710A - TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO  
PROFESSOR: BIANCA PAOLA COMIN  
ASSUNTO: EXEMPLO LIGAÇÃO FLEXÍVEL ESTRUTURA MISTA 02

FOLHA: 17

ALUNO: RAFAEL ROSA DOS SANTOS DATA: 09/10/2021 ESCALA: SEM

MEDIDAS EM MILÍMETROS



