



UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
CENTRO TECNOLÓGICO
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

Marcos Lichtenfels

Projetos arquitetônico e estrutural de chalé com estrutura mista de concreto armado e madeira modelados em *software* BIM

Florianópolis
2022

Marcos Lichtenfels

Projetos arquitetônico e estrutural de chalé com estrutura mista de concreto armado e madeira modelados em *software* BIM

Trabalho de Conclusão do Curso de Graduação em Engenharia Civil do Centro Tecnológico da Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC) apresentado como requisito para a obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.
Orientadora: Poliana Dias de Moraes, Prof^a. Dr^a.

Florianópolis
2022

Ficha de identificação da obra elaborada pelo autor,
através do Programa de Geração Automática da Biblioteca Universitária da UFSC.

Lichtenfels, Marcos

Projetos arquitetônico e estrutural de chalé com
estrutura mista de concreto armado e madeira modelados em
software BIM / Marcos Lichtenfels ; orientadora, Poliana
Dias de Moraes, 2022.

314 p.

Trabalho de Conclusão de Curso (graduação) -
Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico,
Graduação em Engenharia Civil, Florianópolis, 2022.

Inclui referências.

1. Engenharia Civil. 2. Projeto estrutural. 3. Concreto
armado. 4. Light Wood Frame. 5. BIM. I. Moraes, Poliana
Dias de. II. Universidade Federal de Santa Catarina.
Graduação em Engenharia Civil. III. Título.

Marcos Lichtenfels

Projetos arquitetônico e estrutural de chalé com estrutura mista de concreto armado e madeira modelados em *software* BIM

Este Trabalho Conclusão de Curso foi julgado adequado para obtenção do Título de Engenheiro Civil e aprovado em sua forma final pelo Curso de Graduação em Engenharia Civil do Centro Tecnológico da UFSC.

Poliana Dias de Moraes, Prof^a. Dr^a.
Universidade Federal de Santa Catarina

Lourenço Panosso Perlin, Prof. Dr.
Universidade Federal de Santa Catarina

Luciana de Rosa Espíndola, Prof^a. Dr^a.
Instituto Federal de Santa Catarina

Certificamos que esta é a **versão original e final** do trabalho de conclusão que foi julgado adequado para obtenção do título de Engenheiro Civil.

Liane Ramos da Silva, Prof^a. Dr^a.
Coordenadora do Curso

Poliana Dias de Moraes, Prof^a. Dr^a.
Orientadora

Florianópolis, 8 de março de 2022.

RESUMO

Neste trabalho, com o auxílio de ferramentas BIM, foi modelado o projeto arquitetônico e concebido o projeto estrutural de uma edificação de uso residencial no estilo chalé com estrutura mista de concreto armado e madeira. Com dois pavimentos habitáveis mais um pavimento técnico para o reservatório, a edificação foi projetada em um terreno em declive localizado na cidade de Anitápolis/SC e conta com um salão, banheiro e cozinha no pavimento térreo e dois quartos mais banheiro no pavimento inferior. As áreas molhadas da edificação e torre do reservatório foram idealizados com paredes de vedação em alvenaria, enquanto as paredes das demais áreas e piso da sala foram idealizadas em *Light Wood Frame*. Toda a estrutura do telhado foi idealizada em madeira serrada e chapas de OSB. Os projetos arquitetônico e estrutural da edificação foram modelados em BIM com utilização do *software* Revit® (AUTODESK®, 2022). Os cálculos para o dimensionamento estrutural dos elementos de madeira e concreto armado no Estado Limite Último foram executados manualmente e com auxílio de planilhas eletrônicas e detalhados ao longo do trabalho. Os diagramas necessários à análise foram gerados através dos *softwares* FTOOL (PUC-RIO, 2017) e P-Calc (JUNIOR, S. D. C., 2013), sendo este último específico para a análise de pilares de concreto armado. A estrutura de concreto armado foi lançada também no *software* BIM SCIA® Engineer (SCIA®, 2022) para a análise do Estado Limite de Serviço e validação dos resultados obtidos manualmente para o Estado Limite Último.

Palavras-chave: Projeto estrutural. Concreto armado. *Light Wood Frame*. BIM.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Localização da cidade de Anitápolis no estado de Santa Catarina.	22
Figura 2 – Imagem 3d externa da edificação.	25
Figura 3 – Elevação Sul.	26
Figura 4 – Elevação Oeste.	26
Figura 5 – Elevação Norte.	27
Figura 6 – Elevação Leste.	27
Figura 7 – Planta do pavimento térreo.	28
Figura 8 – Planta do pavimento inferior.	28
Figura 9 – Esquema de transferência dos carregamentos das lajes de concreto armado para as vigas adjacentes.	41
Figura 10 – Direção dos carregamentos nas ripas.	45
Figura 11 – Modelo de cálculo das ripas.	45
Figura 12 – Região mais crítica para o dimensionamento dos caibros do telhado.	48
Figura 13 – Modelo de cálculo dos caibros.	49
Figura 14 – Dimensões das terças mais solicitadas.	52
Figura 15 – Modelo de cálculo das terças.	52
Figura 16 – Dimensões das tesouras da sala.	55
Figura 17 – Modelo de cálculo das tesouras da sala.	56
Figura 18 – Dimensões das tesouras da cozinha.	57
Figura 19 – Modelo de cálculo das tesouras da cozinha.	58
Figura 20 – Esquema viga vagonada da sala.	59
Figura 21 – Modelo de cálculo da viga vagonada da sala.	59
Figura 22 – Modelo de cálculo das vigas de madeira do piso da sala.	61
Figura 23 – Modelo de cálculo das régua do <i>deck</i> externo.	66
Figura 24 – Modelo de cálculo das vigotas as do <i>deck</i> externo.	67
Figura 25 – Modelo de cálculo das vigas as do <i>deck</i> externo.	68
Figura 26 – Modelo de cálculo do pórtico da escada.	69
Figura 27 – Envoltória dos M_d no P1.	86
Figura 28 – Envoltória dos M_d no P2.	86
Figura 29 – Envoltória dos M_d no P3.	87
Figura 30 – Envoltória dos M_d no P4.	87
Figura 31 – Envoltória dos M_d no P5.	87
Figura 32 – Envoltória dos M_d no P6.	87
Figura 33 – Envoltória dos M_d no P7.	87
Figura 34 – Envoltória dos M_d no P8.	87
Figura 35 – Envoltória dos M_d no P9.	88
Figura 36 – Envoltória dos M_d no P10.	88

Figura 37 – Envoltória dos M_d no P11.	88
Figura 38 – Envoltória dos M_d no P12.	88
Figura 39 – Envoltória dos M_d no P13.	88
Figura 40 – Envoltória dos M_d no P14.	88
Figura 41 – Envoltória dos M_d no P15.	89
Figura 42 – Envoltória dos M_d no P16.	89
Figura 43 – Envoltória dos M_d no P17.	89
Figura 44 – Envoltória dos M_d no P18.	89
Figura 45 – Envoltória dos M_d no P19.	89
Figura 46 – Deslocamentos verticais da estrutura de concreto armado.	91
Figura 47 – Deslocamentos totais da estrutura de concreto armado.	91
Figura 48 – Diagramas de esforços e deformações devidos aos pesos próprios da madeira e das telhas nas ripas na direção (x).	104
Figura 49 – Diagramas de esforços e deformações devidos à carga construtiva distribuída nas ripas na direção (x).	105
Figura 50 – Diagramas de esforços e deformações devidos à carga construtiva concentrada no meio do vão nas ripas na direção (x).	106
Figura 51 – Diagramas de esforços e deformações devidos à carga construtiva concentrada próxima ao apoio nas ripas na direção (x).	107
Figura 52 – Diagramas de esforços e deformações devidos aos pesos próprios da madeira e das telhas nas ripas na direção (y).	108
Figura 53 – Diagramas de esforços e deformações devidos à carga de vento nas ripas na direção (y).	109
Figura 54 – Diagramas de esforços e deformações devidos à carga construtiva distribuída nas ripas na direção (y).	110
Figura 55 – Diagramas de esforços e deformações devidos à carga construtiva concentrada no meio do vão nas ripas na direção (y).	111
Figura 56 – Diagramas de esforços e deformações devidos à carga construtiva concentrada próxima ao apoio nas ripas na direção (y).	112
Figura 57 – Diagramas de esforços e deformações devidos devidos aos pesos próprios nos caibros.	113
Figura 58 – Diagramas de esforços e deformações devidos a carga de vento nos caibros.	115
Figura 59 – Diagramas de esforços e deformações devidos ao carregamento variável distribuído nos caibros.	117
Figura 60 – Diagramas de esforços e deformações devidos ao carregamento variável concentrado no vão nos caibros.	119
Figura 61 – Diagramas de esforços e deformações devidos ao carregamento variável concentrado próximo ao apoio nos caibros.	121

Figura 62 – Diagramas de esforços e deformações devidos ao carregamento variável concentrado na extremidade do balanço nos caibros.	123
Figura 63 – Diagramas de esforços e deformações devidos aos carregamentos permanentes de peso próprio nas terças na direção (x).	125
Figura 64 – Diagramas de esforços e deformações devidos à carga construtiva distribuída nas terças na direção (x).	126
Figura 65 – Diagramas de esforços e deformações devidos à carga construtiva concentrada no meio do vão nas terças na direção (x).	127
Figura 66 – Diagramas de esforços e deformações devidos à carga construtiva concentrada próxima ao apoio nas terças na direção (x).	128
Figura 67 – Diagramas de esforços e deformações devidos à carga construtiva concentrada na extremidade do balanço nas terças na direção (x).	129
Figura 68 – Diagramas de esforços e deformações devidos aos carregamentos permanentes de peso próprio nas terças na direção (y).	130
Figura 69 – Diagramas de esforços e deformações devidos à carga de vento nas terças na direção (y).	131
Figura 70 – Diagramas de esforços e deformações devidos à carga construtiva distribuída nas terças na direção (y).	132
Figura 71 – Diagramas de esforços e deformações devidos à carga construtiva concentrada no meio do vão nas terças na direção (y).	133
Figura 72 – Diagramas de esforços e deformações devidos à carga construtiva concentrada próxima ao apoio nas terças na direção (y).	134
Figura 73 – Diagramas de esforços e deformações devidos à carga construtiva concentrada na extremidade do balanço nas terças na direção (y).	135
Figura 74 – Diagramas de esforços e deformações devidos às cargas permanentes aplicadas na tesoura da sala.	136
Figura 75 – Diagramas de esforços e deformações devidos à carga de peso próprio da tesoura da sala.	137
Figura 76 – Diagramas de esforços e deformações devidos à carga de vento na tesoura da sala.	138
Figura 77 – Diagramas de esforços e deformações devidos à carga variável na tesoura da sala.	139
Figura 78 – Diagramas de esforços e deformações devidos às cargas permanentes aplicadas na tesoura da cozinha.	140
Figura 79 – Diagramas de esforços e deformações devidos à carga de peso próprio da tesoura da cozinha.	141
Figura 80 – Diagramas de esforços e deformações devidos à carga de vento na tesoura da cozinha.	142

Figura 81 – Diagramas de esforços e deformações devidos à carga variável na tesoura da cozinha.	143
Figura 82 – Diagramas de esforços e deformações devidos às cargas permanentes na viga vagonada da sala.	144
Figura 83 – Diagramas de esforços e deformações devidos às cargas permanentes nas vigas de madeira do piso da sala.	145
Figura 84 – Diagramas de esforços e deformações devidos à carga variável nas vigas de madeira do piso da sala.	146
Figura 85 – Diagramas de esforços e deformações devidos às cargas permanentes no Painel 3.	147
Figura 86 – Diagramas de esforços e deformações devidos às cargas permanentes e sobrepressão do vento no Painel 3.	150
Figura 87 – Diagramas de esforços e deformações devidos às cargas permanentes e sucção do vento no Painel 3.	153
Figura 88 – Diagramas de esforços e deformações devidos às cargas permanentes no painel com espaçamento entre montantes de 60 <i>cm</i>	156
Figura 89 – Diagramas de esforços e deformações devidos à carga de peso próprio nas régua do <i>deck</i> externo.	159
Figura 90 – Diagramas de esforços e deformações devidos à carga de uso nas régua do <i>deck</i> externo.	160
Figura 91 – Diagramas de esforços e deformações devidos à carga de peso próprio nas vigotas do <i>deck</i> externo.	161
Figura 92 – Diagramas de esforços e deformações devidos à carga de uso nas vigotas do <i>deck</i> externo.	162
Figura 93 – Diagramas de esforços e deformações devidos à carga de peso próprio nas vigas do <i>deck</i> externo.	163
Figura 94 – Diagramas de esforços e deformações devidos à carga de uso nas vigas do <i>deck</i> externo.	164
Figura 95 – Diagramas de esforços e deformações devidos à carga de peso próprio nos degraus da escada.	165
Figura 96 – Diagramas de esforços e deformações devidos à carga de uso nos degraus da escada.	166
Figura 97 – Diagramas de esforços e deformações devidos à carga de peso próprio no pórtico da escada.	167
Figura 98 – Diagramas de esforços e deformações devidos à carga de uso no pórtico da escada.	170
Figura 99 – Diagramas de esforços e deformações da viga V1 no ELU.	173
Figura 100–Diagramas de esforços e deformações da viga V2 no ELU.	174
Figura 101–Diagramas de esforços e deformações da viga V3 no ELU.	175

Figura 102–Diagramas de esforços e deformações da viga V4 no ELU.	176
Figura 103–Diagramas de esforços e deformações da viga V5 no ELU.	177
Figura 104–Diagramas de esforços e deformações da viga V6 no ELU.	178
Figura 105–Diagramas de esforços e deformações da viga V7 no ELU.	179
Figura 106–Diagramas de esforços e deformações da viga V8 no ELU.	180
Figura 107–Diagramas de esforços e deformações da viga V9 no ELU.	181
Figura 108–Diagramas de esforços e deformações da viga V10 no ELU.	182
Figura 109–Diagramas de esforços e deformações da viga V11 no ELU.	183
Figura 110–Diagramas de esforços e deformações da viga V12 no ELU.	184
Figura 111–Diagramas de esforços e deformações da viga V13 no ELU.	185
Figura 112–Diagramas de esforços e deformações da viga V14 no ELU.	186
Figura 113–Diagramas de esforços e deformações da viga V15 no ELU.	187
Figura 114–Diagramas de esforços e deformações da viga V16 no ELU.	188
Figura 115–Diagramas de esforços e deformações da viga V17 no ELU.	189
Figura 116–Diagramas de esforços e deformações da viga V18 no ELU.	190
Figura 117–Diagramas de esforços e deformações da viga V19 no ELU.	191
Figura 118–Diagramas de esforços e deformações da viga V20 no ELU.	192
Figura 119–Diagramas de esforços e deformações da viga V21 no ELU.	193
Figura 120–Diagramas de esforços e deformações da viga V22 no ELU.	194
Figura 121–Diagramas de esforços e deformações da viga V23 no ELU.	195
Figura 122–Diagramas de esforços e deformações da viga V24 no ELU.	196
Figura 123–Diagramas de esforços e deformações da viga V25 no ELU.	197
Figura 124–Diagramas de esforços e deformações da viga V26 no ELU.	198
Figura 125–Diagramas de esforços e deformações da viga V27 no ELU.	199
Figura 126–Diagramas de esforços e deformações da viga V28 no ELU.	200
Figura 127–Diagramas de esforços e deformações da viga V29 no ELU.	201
Figura 128–Diagramas de esforços e deformações da viga V30 no ELU.	202
Figura 129–Diagramas de esforços e deformações da viga V31 no ELU.	203
Figura 130–Diagramas de esforços e deformações da viga V32 no ELU.	204
Figura 131–Diagramas de esforços e deformações da viga V33 no ELU.	205
Figura 132–Diagramas de esforços e deformações da viga V34 no ELU.	206
Figura 133–Diagramas de esforços e deformações da viga V35 no ELU.	207
Figura 134–Diagramas de esforços e deformações da viga V36 no ELU.	208
Figura 135–Diagramas de esforços e deformações da viga V37 no ELU.	209
Figura 136–Diagramas de esforços e deformações da viga V38 no ELU.	210
Figura 137–Diagramas de esforços e deformações do pilar P1 no ELU nas dire- ções (x) e (y).	211
Figura 138–Diagramas de esforços e deformações do pilar P2 no ELU nas dire- ções (x) e (y).	213

Figura 139–Diagramas de esforços e deformações do pilar P3 no ELU nas direções (x) e (y).	215
Figura 140–Diagramas de esforços e deformações do pilar P4 no ELU nas direções (x) e (y).	217
Figura 141–Diagramas de esforços e deformações do pilar P5 no ELU nas direções (x) e (y).	219
Figura 142–Diagramas de esforços e deformações do pilar P6 no ELU nas direções (x) e (y).	221
Figura 143–Diagramas de esforços e deformações do pilar P7 no ELU nas direções (x) e (y).	223
Figura 144–Diagramas de esforços e deformações do pilar P8 no ELU nas direções (x) e (y).	225
Figura 145–Diagramas de esforços e deformações do pilar P9 no ELU nas direções (x) e (y).	226
Figura 146–Diagramas de esforços e deformações do pilar P10 no ELU nas direções (x) e (y).	228
Figura 147–Diagramas de esforços e deformações do pilar P11 no ELU nas direções (x) e (y).	229
Figura 148–Diagramas de esforços e deformações do pilar P12 no ELU nas direções (x) e (y).	230
Figura 149–Diagramas de esforços e deformações do pilar P13 no ELU nas direções (x) e (y).	232
Figura 150–Diagramas de esforços e deformações do pilar P14 no ELU nas direções (x) e (y).	234
Figura 151–Diagramas de esforços e deformações do pilar P15 no ELU nas direções (x) e (y).	236
Figura 152–Diagramas de esforços e deformações do pilar P16 no ELU nas direções (x) e (y).	238
Figura 153–Diagramas de esforços e deformações do pilar P17 no ELU nas direções (x) e (y).	240
Figura 154–Diagramas de esforços e deformações do pilar P18 no ELU nas direções (x) e (y).	241
Figura 155–Diagramas de esforços e deformações do pilar P19 no ELU nas direções (x) e (y).	243

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Áreas dos ambientes da edificação.	23
Tabela 2 – Propriedades gerais do concreto armado.	29
Tabela 3 – Valores médios das propriedades de rigidez e resistência do Angelim-pedra.	30
Tabela 4 – Resistências características do Angelim-pedra.	30
Tabela 5 – Resistências de cálculo do Angelim-pedra utilizadas no projeto. . .	31
Tabela 6 – Pesos específicos aparentes dos materiais de construção.	32
Tabela 7 – Ações variáveis verticais atuantes na estrutura.	33
Tabela 8 – Considerações e coeficientes utilizados no cálculo da carga de vento.	33
Tabela 9 – Pressão de vento nos painéis em <i>wood frame</i> e telhado da edificação para cada direção de vento.	34
Tabela 10 – Ações nas ripas.	44
Tabela 11 – Hipóteses de combinação de ações nas ripas.	45
Tabela 12 – Combinações de esforços cortantes e momentos fletores máximos nas ripas para as direções (x) e (y) de acordo com o estado limite último.	46
Tabela 13 – Deslocamentos máximos nas ripas de acordo com o estado limite de utilização.	47
Tabela 14 – Ações nos caibros.	48
Tabela 15 – Hipóteses de combinação de ações nos caibros.	49
Tabela 16 – Combinações de esforços normais, cortantes e momentos fletores máximos nos caibros.	49
Tabela 17 – Deslocamentos verticais máximos nos caibros de acordo com o estado limite de utilização.	50
Tabela 18 – Ações nas terças.	51
Tabela 19 – Hipóteses de combinação de ações nas terças.	52
Tabela 20 – Combinações de esforços cortantes e momentos fletores máximos nas terças para as direções (x) e (y) de acordo com o estado limite último.	53
Tabela 21 – Deslocamentos máximos nos vãos das terças de acordo com o estado limite de utilização.	54
Tabela 22 – Deslocamentos máximos nos balanços das terças de acordo com o estado limite de utilização.	54
Tabela 23 – Ações na tesoura da sala.	55
Tabela 24 – Hipóteses de combinação de ações nas tesouras da sala.	55
Tabela 25 – Combinações de esforços normais nas barras da tesoura da sala. .	56
Tabela 26 – Ações na tesoura da cozinha.	57

Tabela 27 – Hipóteses de combinação de ações nas tesouras da cozinha.	57
Tabela 28 – Combinações de esforços normais nas barras da tesoura da sala. . .	58
Tabela 29 – Ações nas vigas de madeira do piso da sala.	62
Tabela 30 – Hipóteses de combinação de ações nas vigas de madeira do piso da sala.	62
Tabela 31 – Combinações de esforços cortantes, momentos fletores e deslocamentos verticais máximos nas vigas de madeira do piso da sala. . .	62
Tabela 32 – Painéis em <i>wood frame</i>	64
Tabela 33 – Ações verticais nos montantes dos painéis em <i>wood frame</i> de acordo com o espaçamento entre montantes.	64
Tabela 34 – Ações na escada.	69
Tabela 35 – Pré-dimensionamento das lajes maciças da edificação.	71
Tabela 36 – Módulo dos carregamentos nas lajes de concreto armado.	72
Tabela 37 – Geometria e pré-dimensionamento das lajes.	77
Tabela 38 – Flechas das lajes no Estado Limite de Serviço de Deformação Excessiva.	77
Tabela 39 – Esforços nas lajes no Estado Limite de Serviço de Deformação Excessiva.	77
Tabela 40 – Esforços nas lajes no Estado Limite Último de Flexão.	78
Tabela 41 – Momentos fletores positivos e negativos compatibilizados das lajes.	78
Tabela 42 – Cálculo das armaduras positivas das lajes para o menor vão (l_x). . .	78
Tabela 43 – Cálculo das armaduras positivas das lajes para o maior vão (l_y). . .	79
Tabela 44 – Cálculo das armaduras negativas entre as lajes.	79
Tabela 45 – Esforços nas lajes no Estado Limite Último de Cisalhamento.	79
Tabela 46 – Dimensionamento das vigas: ações permanentes e variáveis atuantes.	82
Tabela 47 – Dimensionamento das vigas: esforços de cálculo.	84
Tabela 48 – Dimensionamento das vigas: verificações da armadura.	85
Tabela 49 – Pilares de concreto armado da edificação.	86
Tabela 50 – Quantificação de materiais.	92
Tabela 51 – Seções comerciais de peças de Angelim-pedra disponíveis nas madeiras da região de Anitápolis/SC e suas características geométricas.	99

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
AIA	<i>American Institute of Architects</i> ou, em português, Instituto Americano de Arquitetura
BIM	<i>Building Information Modeling</i> ou, em português, Modelagem/Modelo da Informação da Construção
CAD	<i>Computer-Aided Design</i> ou, em português, Projeto Assistido por Computador
EMBRAPA	Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária
EPAGRI/CIRAM	Centro de Informações de Recursos Ambientais e de Hidrometeorologia de Santa Catarina
IPT	Instituto de Pesquisas Tecnológicas
LOD	<i>Level of Development</i> ou, em português, nível de desenvolvimento, de uma modelagem em BIM
NBR	Norma Brasileira
OSB	<i>Oriented Strand Board</i> ou, em português, chapa de tiras de madeira orientadas
PBQP-H	Programa Brasileiro da Qualidade e Produtividade do Habitat
SINAT	Sistema Nacional de Avaliações Técnicas
TCC	Trabalho de Conclusão do Curso
UFSC	Universidade Federal de Santa Catarina

LISTA DE SÍMBOLOS

M_d	Valor de cálculo do momento
l_x	Menor vão efetivo da laje
l_y	Maior vão efetivo da laje
E_{cs}	Módulo de elasticidade secante do concreto
$\rho_{ap(12\%)}$	Massa específica aparente da madeira a 12% de umidade
f_{c0}	Resistência à compressão paralela às fibras da madeira
f_{t0}	Resistência à tração paralela às fibras da madeira
f_{t90}	Resistência à tração normal às fibras da madeira
f_v	Resistência ao cisalhamento da madeira
E_{c0}	Módulo de elasticidade longitudinal obtido no ensaio de compressão paralela às fibras da madeira
$f_{w,d}$	Resistência de cálculo
k_{mod}	Coefficiente de modificação
$f_{w,k}$	Resistência característica
γ_w	Coefficiente de ponderação de segurança do material
$E_{c0,ef}$	Valor efetivo do módulo de elasticidade na compressão paralela às fibras da madeira
$E_{c0,m}$	Valor médio do módulo de elasticidade na compressão paralela às fibras da madeira
S_1	Fator topográfico para o cálculo da Velocidade Característica do Vento (V_k)
S_2	Fator que considera a influência da rugosidade do terreno e das dimensões da edificação para o cálculo da Velocidade Característica do Vento (V_k)
S_3	Fator baseado em conceitos probabilísticos para o cálculo da Velocidade Característica do Vento (V_k)
q_v	Pressão dinâmica de vento
V_0	Velocidade básica do vento
F_d	Valor de cálculo das ações
γ_g	Coefficiente de ponderação dos carregamentos permanentes
F_g	Valor característico dos carregamentos permanentes
γ_q	Coefficiente de ponderação dos carregamentos variáveis
F_{q1}	Valor característico do carregamento variável considerado como carregamento principal para a combinação considerada
ψ_0	Fator de combinação dos carregamentos variáveis no estado limite último
F_q	Valor característico dos carregamentos variáveis
ψ_2	Fator de combinação dos carregamentos variáveis no estado limite de utilização
ψ_1	Fator de combinação dos carregamentos variáveis no estado limite de utilização

σ_{td}	Tensão solicitante de cálculo do esforço de tração
N_d	Esforço normal de cálculo
A_w	Área da seção transversal da peça de madeira
f_{td}	Resistência de cálculo à tração
σ_{cd}	Tensão solicitante de cálculo do esforço de compressão
f_{cd}	Resistência de cálculo à compressão
$f_{c0,d}$	Resistência de cálculo à compressão paralela às fibras
$\sigma_{M,d}$	Valor de cálculo da tensão de compressão devida ao momento fletor M_d
$e_{1,ef}$	Excentricidade efetiva de primeira ordem
F_E	Força crítica de Euler
y_t	Distância do centro de gravidade da seção da madeira até a fibra mais externa
I	Valor do momento de inércia
τ_d	Tensão solicitante de cisalhamento
V_d	Esforço cortante de cálculo
$f_{v0,d}$	Resistência de cálculo ao cisalhamento paralela às fibras
L_1	Distância entre elementos de contraventamento
β_M	Coeficiente de correção
$\sigma_{Nc,d}$	Valor de cálculo da parcela da tensão normal atuante em virtude apenas dos esforços de compressão
f_0	Flecha imediata
p	Carregamento uniformemente distribuído sobre a laje
h	Espessura da laje
f_∞	Flecha total
f_{adm}	Flecha máxima admissível
$f_0(q)$	Flecha imediata para verificação da aceitabilidade sensorial de vibração
M_r	Momento de Fissuração
f_{ct}	Resistência à tração do concreto
$y_{t,c}$	Distância da linha neutra à borda tracionada da peça de concreto
f_{ck}	Resistência característica à compressão do concreto
b_w	Largura da seção da peça analisada
A_s	Área de aço da seção transversal do elemento de concreto armado
f_{yd}	Tensão de cálculo de escoamento do aço
f_{yk}	Tensão característica de escoamento do aço
V_{RD1}	Força cortante resistente de cálculo relativa a elementos sem armadura para força cortante
V_{Sd}	Força cortante solicitante de cálculo
V_{Rd2}	Força cortante resistente de cálculo relativa à ruína das diagonais comprimidas de concreto

l_e	Comprimento equivalente do pilar obtido conforme item 15.6 da NBR 6118 (ABNT, 2014, p. 105)
i	Raio de giração da seção analisada
g	Carregamentos permanentes
q	Carregamentos variáveis
δ	Deslocamento
$N_{t,Rd}$	Resistência de cálculo para escoamento da seção bruta de tirantes de aço
A_g	Área bruta da seção transversal do tirante de aço
f_y	Tensão de escoamento do aço
γ_a	Coefficiente aço estrutural
A_e	Área líquida efetiva da seção transversal do tirante de aço
f_u	Tensão de ruptura do aço
A	Área
I_x	Valor do momento de inércia em relação ao eixo (x)
r_x	Raio de giração em relação ao eixo (x)
W_x	Momento resistente em relação ao eixo (x)
I_y	Valor do momento de inércia em relação ao eixo (y)
r_y	Raio de giração em relação ao eixo (y)
W_y	Momento resistente em relação ao eixo (y)

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	19
1.1	OBJETIVOS	20
1.1.1	Objetivo geral	20
1.1.2	Objetivos específicos	20
1.2	PROCEDIMENTO METODOLÓGICO	21
2	CARACTERÍSTICAS GERAIS DA EDIFICAÇÃO	22
2.1	LOCALIZAÇÃO E ASPECTOS AMBIENTAIS	22
2.2	PROJETO ARQUITETÔNICO	23
2.2.1	Concepção do projeto arquitetônico	23
2.2.2	Modelagem arquitetônica em <i>software</i> BIM	24
2.2.3	Imagens virtuais da edificação	25
2.3	ESTRUTURA MISTA EM CONCRETO ARMADO E MADEIRA	29
2.3.1	Propriedades gerais do concreto armado a ser utilizado	29
2.3.2	Propriedades gerais da madeira e das ligações a serem utilizadas	29
3	AÇÕES ATUANTES NA ESTRUTURA	32
3.1	AÇÕES PERMANENTES	32
3.2	AÇÕES VARIÁVEIS DEVIDAS AO USO	33
3.3	AÇÕES DE VENTO	33
3.4	COMBINAÇÕES DE AÇÕES	35
4	CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO	36
4.1	ELEMENTOS EM MADEIRA	36
4.2	ELEMENTOS EM CONCRETO ARMADO	37
4.2.1	Lajes	37
4.2.2	Vigas	41
4.2.3	Pilares	42
5	ANÁLISE ESTRUTURAL	44
5.1	RIPAS	44
5.2	CAIBROS	47
5.3	TERÇAS	51
5.4	TESOURAS SALA	54
5.5	TESOURAS COZINHA	56
5.6	VIGA VAGONADA DE MADEIRA NA SALA	59
5.7	PISO DE MADEIRA NA SALA	61
5.8	PAINÉIS EM <i>WOOD FRAME</i>	63
5.8.1	Painel 3	65
5.8.2	Painel 9	65
5.8.3	Chumbadores	66

5.9	DECK EXTERNO	66
5.10	ESCADA	68
5.11	LAJES DE CONCRETO ARMADO NO ELU	71
5.11.1	Exemplo de dimensionamento de laje: Unidirecional L5	72
5.11.2	Exemplo de dimensionamento de laje: Bidirecional L10	75
5.11.3	Tabelas de dimensionamento das demais lajes	77
5.12	VIGAS DE CONCRETO ARMADO NO ELU	79
5.12.1	Exemplo de dimensionamento de viga: V33	80
5.12.2	Tabelas de dimensionamento das demais vigas	82
5.13	PILARES DE CONCRETO ARMADO NO ELU	85
5.14	ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO NO ELS: ANÁLISE ESTRUTURAL EM <i>SOFTWARE</i> BIM	90
6	LISTA DE MATERIAIS	92
7	CONCLUSÕES	93
	REFERÊNCIAS	94
	APÊNDICE A – SEÇÕES COMERCIAIS DE PEÇAS DE ANGELIM-PEDRA EM ANITÁPOLIS/SC	99
	APÊNDICE B – DESENHOS ESQUEMÁTICOS DA CARGA DE VENTO SOBRE A EDIFICAÇÃO	100
	APÊNDICE C – DIAGRAMAS FTOOL	104
	APÊNDICE D – RESULTADOS DA MODELAGEM E ANÁLISE ESTRUTURAL NO SCIA® ENGINEER	245
	APÊNDICE E – PRANCHAS	271

1 INTRODUÇÃO

Projetistas e construtores brasileiros possuem larga experiência na concepção e execução de elementos estruturais em concreto, sendo este conhecidamente o material mais utilizado nos sistemas estruturais das edificações do país. A madeira, no entanto, tem sua aplicação mais difundida na construção civil brasileira em estruturas específicas, como estruturas de coberturas, formas e escoras. Esta é uma realidade que contrasta com o grande potencial madeireiro do Brasil e com as técnicas construtivas mais adotadas nas habitações da América do Norte, Ásia e Europa (MOLINA; CALIL, 2010).

O *Light Wood Frame*, um sistema leve de construção em madeira, apesar da popularização que vem ganhando nos últimos anos, é ainda pouco empregado nas construções brasileiras. A diretriz nº 005 do Sistema Nacional de Avaliações Técnicas (SINAT) do Programa Brasileiro da Qualidade e Produtividade do Habitat (PBQP-H) (SNH, 2020, p. 3) o define como um “sistema construtivo cuja principal característica é ser estruturado por peças de madeira maciça serrada com fechamentos em chapas”. Não é baseado num sistema tradicional formado por pilares e vigas, mas sim em painéis industrializados de pisos, paredes e telhados formados por montantes, travessas e chapas que formam uma trama estrutural. O resultado final é uma edificação tão segura e resistente quanto às construídas com alvenaria. Calil Junior e Molina (2010, p.144) relatam que “nos EUA a tecnologia *wood frame* é utilizada em 95% das casas construídas”. Segundo estes mesmos autores (2010, p.145), “a madeira é o único material de construção renovável, que demanda baixo consumo energético para produção, e sequestra carbono da atmosfera durante o crescimento da árvore”.

No cenário atual brasileiro, as técnicas construtivas mais empregadas geram uma grande quantidade de resíduos. Na contramão desta realidade, o *Light Wood Frame* é um sistema construtivo com maior grau de industrialização para construção de casas e isso pode explicar sua larga utilização em países melhor desenvolvidos. Os questionamentos sobre sustentabilidade estão cada vez mais presentes em nosso cotidiano e são uma tendência global dentro da construção civil, um setor que consome uma grande quantidade de recursos naturais.

Outro avanço para o alcance de uma construção civil mais sustentável é a utilização de ferramentas de *Building Information Modeling* ou, em português, Modelagem/Modelo da Informação da Construção (BIM). Embora a questão ambiental não seja o principal objetivo desta metodologia, acaba sendo uma consequência natural entre seus benefícios. Além das análises mais aprofundadas sobre o desenho da edificação, sua interação com o ambiente no entorno e seus desempenhos térmico, acústico e lumínico, o maior detalhamento dos projetos tem o potencial de reduzir a quantidade de resíduos na fase de construção.

Neste trabalho, com o auxílio de ferramentas BIM, foi modelado o projeto arquitetônico e concebido o projeto estrutural, com a listagem de materiais e seus quantitativos, de uma edificação de uso residencial unifamiliar com estrutura mista de concreto armado e madeira. A residência em estilo chalé, com dois pavimentos habitáveis mais um pavimento técnico para o reservatório, foi projetada em um terreno em declive localizado na cidade de Anitápolis/SC e conta com um salão, banheiro e cozinha no pavimento térreo e dois quartos mais banheiro no pavimento inferior.

Foi prevista uma estrutura de pilares, vigas e lajes em concreto armado, que atuam em conjunto com componentes de madeira. As áreas molhadas da edificação e torre do reservatório foram idealizados com paredes de vedação em alvenaria, enquanto as paredes das demais áreas e piso da sala foram idealizadas em *Light Wood Frame*. Toda a estrutura do telhado foi idealizada em madeira serrada e chapas de OSB.

1.1 OBJETIVOS

Nas seções abaixo estão descritos o objetivo geral e os objetivos específicos deste Trabalho de Conclusão do Curso (TCC).

1.1.1 Objetivo geral

O objetivo geral deste trabalho é proporcionar uma visão global, que abrange desde a concepção até a listagem e a quantificação dos materiais, com auxílio de ferramentas BIM, dos projetos arquitetônico e estrutural de uma edificação no estilo chalé com estrutura mista de concreto armado e madeira.

1.1.2 Objetivos específicos

São objetivos específicos deste trabalho:

- a) a idealização do projeto arquitetônico para a edificação;
- b) a avaliação e quantificação das cargas atuantes na edificação;
- c) a concepção do sistema estrutural para a edificação;
- d) o dimensionamento e o detalhamento das lajes, vigas e pilares em concreto armado;
- e) o dimensionamento e o detalhamento das paredes, pisos e telhados em madeira;
- f) a quantificação de materiais a serem utilizados na execução de sistemas estruturais em concreto armado e madeira; e
- g) a obtenção de experiência no uso de ferramentas BIM.

1.2 PROCEDIMENTO METODOLÓGICO

Os projetos arquitetônico e estrutural da edificação foram modelados em BIM com utilização do *software* Revit® (AUTODESK®, 2022). Os cálculos para o dimensionamento estrutural dos elementos de madeira e concreto armado no Estado Limite Último foram executados manualmente e com auxílio de planilhas eletrônicas e detalhados ao longo do trabalho. Os diagramas necessários à análise foram gerados através dos *softwares* FTOOL (PUC-RIO, 2017) e P-Calc (JUNIOR, S. D. C., 2013), sendo este último específico para a análise de pilares de concreto armado. A estrutura de concreto armado foi lançada também no *software* BIM SCIA® Engineer (SCIA®, 2022) para a análise do Estado Limite de Serviço e validação dos resultados obtidos manualmente para o Estado Limite Último.

Foram consultados e respeitados os textos das seguintes Normas Brasileiras (NBRs) e Lei:

- NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento (ABNT, 2014);
- NBR 6120: Ações para o cálculo de estruturas de edificações (ABNT, 2019);
- NBR 6123: Forças devidas ao vento em edificações (ABNT, 1988);
- NBR 7190: Projeto de estruturas de madeira (ABNT, 1997);
- NBR 8681: Ações e segurança nas estruturas - Procedimento (ABNT, 2003);
- NBR 8800: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios (ABNT, 2008); e
- Lei Ordinária 002/1963 do Município de Anitápolis/SC: Código de obras e posturas (ANITÁPOLIS, 1963).

A fim de atender os objetivos propostos, este trabalho está organizado em 7 capítulos. O capítulo 1 apresenta a introdução, a contextualização do tema, o objetivo, a justificativa, a metodologia e a estruturação do trabalho. O capítulo 2 traz as características gerais da edificação, sua localização, o sistema estrutural e a descrição das propriedades gerais do concreto armado e da madeira a ser utilizada na sua execução. No capítulo 3 são apresentadas as ações consideradas no dimensionamento estrutural da edificação e suas combinações. No capítulo 4 são apresentados os critérios de dimensionamento para os elementos de concreto armado e madeira, enquanto, no capítulo 5, é realizada a análise estrutural considerando os elementos como isolados. No capítulo 6 é apresentada a listagem e a quantificação dos materiais utilizados na concepção do projeto estrutural da edificação. Por fim, no capítulo 7 são apresentadas as considerações finais e recomendações para trabalhos futuros.

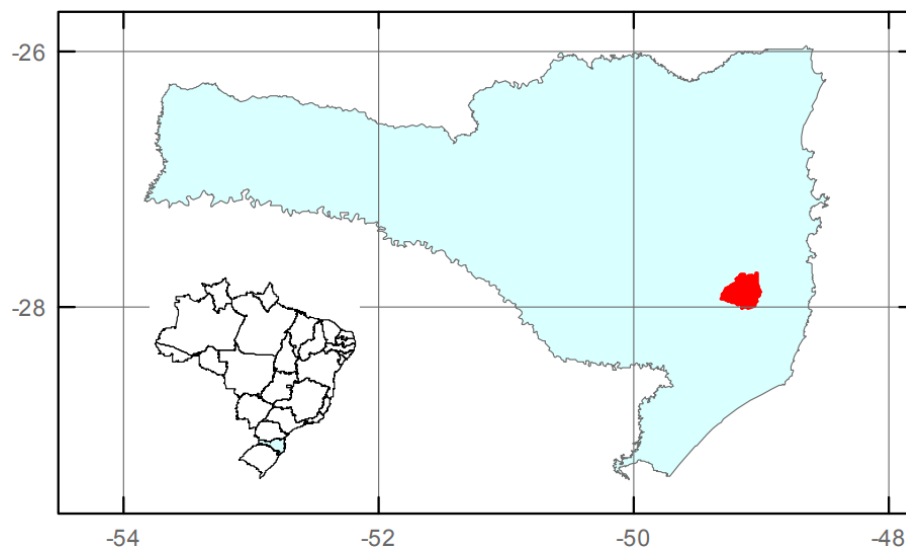
2 CARACTERÍSTICAS GERAIS DA EDIFICAÇÃO

São apresentados nesta seção, com auxílio de imagens virtuais da edificação, alguns aspectos pertinentes ao projeto arquitetônico. Também é apresentada a concepção geral do sistema estrutural, com a indicação dos principais componentes da estrutura, divididos em: lajes, vigas e pilares em concreto armado e paredes, pisos e telhados em madeira.

2.1 LOCALIZAÇÃO E ASPECTOS AMBIENTAIS

A edificação projetada está inserida em um terreno em declive localizado na área rural da cidade de Anitápolis/SC, distante cerca de 100 km de Florianópolis, capital do estado (Figura 1). Não existem outras edificações no entorno próximo, que é composto por terrenos levemente acidentados com obstáculos, tais como sebes e muros, e poucos quebra-ventos de árvores. A cota média do topo dos obstáculos foi considerada igual ou inferior a 3,0 m. Considerando o gráfico das isopleias da Norma Brasileira (NBR) 6123, temos que a velocidade básica do vento na cidade de Anitápolis/SC é de 43,0 m/s (ABNT, 1988, p. 6).

Figura 1 – Localização da cidade de Anitápolis no estado de Santa Catarina.



Fonte – Adaptado de Instituto de Pesquisas Tecnológicas (IPT, 2015).

A cidade de Anitápolis/SC está distante cerca de 50 km da costa e, segundo o Atlas Climatológico da Região Sul do Brasil, elaborado pela Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária (EMBRAPA) no ano de 2012, e o Atlas Climatológico do Estado de Santa Catarina, elaborado pelo Centro de Informações de Recursos Ambientais e

de Hidrometeorologia de Santa Catarina (EPAGRI/CIRAM) no ano de 2001, a média anual da umidade relativa do ar para a região está entre 82% e 84%.

2.2 PROJETO ARQUITETÔNICO

Trata-se de uma residência unifamiliar de dois pavimentos no estilo chalé. Nas seções abaixo estão descritas a concepção do projeto estrutural e a conceituação da metodologia BIM, além de listadas algumas imagens virtuais da edificação projetada.

2.2.1 Concepção do projeto arquitetônico

O terreno de inserção da obra caracteriza-se por um declive. A edificação é composta por um pavimento térreo de 107,42 m², onde se localizarão cozinha, salão principal, banheiro superior e um *deck* descoberto e um pavimento inferior de 24,03 m², onde estão previstos 2 dormitórios e um banheiro inferior. A área total construída será de 131,35 m².

A edificação inicialmente atenderá uma família de 3 pessoas em dias de final de semana ou ocasiões festivas. Uma exploração comercial futura, no entanto, não está descartada. Localizados no pavimento inferior, os quartos não possuem ligação interna com o pavimento superior, onde se localizam a sala e cozinha, de modo que, numa eventual locação dos quartos, a privacidade do restante da edificação é preservada.

A sala da edificação foi idealizada com piso, paredes e telhado em *Light Wood Frame*, sendo a estrutura deste último aparente aos ocupantes da edificação. Os quartos também possuem paredes em *Light Wood Frame*, enquanto as áreas molhadas e torre do reservatório foram idealizados com paredes de vedação em alvenaria. A edificação será coberta com telhas cerâmicas do tipo germânica ou colonial.

Na Tabela 1, estão especificadas as áreas úteis, perímetros e localização de cada ambiente habitável da edificação.

Tabela 1 – Áreas dos ambientes da edificação.

Nome	Área	Perímetro	Pavimento
SALA	48,90 m ²	29,07 m	Térreo
DECK DESCOBERTO	30,65 m ²	26,42 m	Térreo
COZINHA	21,56 m ²	19,15 m	Térreo
QUARTO 1	8,30 m ²	11,28 m	Pav. Inferior
QUARTO 2	8,27 m ²	11,26 m	Pav. Inferior
CORREDOR INF.	4,58 m ²	11,45 m	Pav. Inferior
BANHEIRO SUP.	4,22 m ²	8,22 m	Térreo
BANHEIRO INF.	2,88 m ²	6,80 m	Pav. Inferior
CORREDOR SUP.	2,09 m ²	6,33 m	Térreo
Total	131,35 m²		

Fonte – Autor.

2.2.2 Modelagem arquitetônica em *software* BIM

No processo de projeto em *Computer-Aided Design* ou, em português, Projeto Assistido por Computador (CAD), imagina-se em 3D e faz-se uma representação bidimensional formada por linhas, ao passo que, no projeto em BIM, imagina-se em 3D e a representação ocorre através de uma construção virtual que oferece a oportunidade de se tentar diversas soluções previamente dentro do ambiente virtual antes da construção da estrutura no mundo real.

Ao se modelar um elemento em *software* de metodologia BIM, é possível especificar parâmetros relacionados não apenas às suas dimensões físicas, mas também ao material de construção e seus fabricantes, custos, propriedades térmicas e acústicas, dentre diversas outras possibilidades. Segundo a Autodesk[®], uma das principais desenvolvedoras de ferramentas BIM do mercado, a modelagem em BIM "(...) é o processo holístico de criação e gerenciamento de informações para um recurso construído. (...) integra dados estruturados e multidisciplinares para produzir uma representação digital de um recurso em todo seu ciclo de vida, desde o planejamento e o projeto até a construção e as operações" (AUTODESK[®], 2022). "A principal característica dessas ferramentas é a capacidade de manter todas as informações de um projeto centralizadas em uma base de dados única, por meio de um modelo paramétrico 3D" (PAPADOPOULOS *et al.*, 2017).

Utilizou-se o *software* Revit[®] (AUTODESK[®], 2022) como ferramenta BIM para a modelagem arquitetônica e dos elementos estruturais da edificação. Os elementos de concreto armado foram, também, lançados no *software* SCIA[®] Engineer (SCIA[®], 2022). Ambos são baseados na metodologia BIM e oferecem licenças gratuitas para uso por estudantes e educadores.

Diferentes níveis de desenvolvimento podem ser alcançados na modelagem de uma edificação em BIM. O *Level of Development* ou, em português, nível de desenvolvimento, de uma modelagem em BIM (LOD) é uma classificação sugerida em 2013 pelo *American Institute of Architects* ou, em português, Instituto Americano de Arquitetura (AIA) para organizar as etapas do desenvolvimento de um empreendimento nesta metodologia. Foram definidos 5 níveis de LOD em um documento chamado "*Project Building Information Modeling Protocol*" (AIA[®], 2013). Estes 5 níveis de desenvolvimento em são:

- **LOD 100:** equivale a representação gráfica quase sem detalhes ou informações além da forma da construção, localização e outras informações preliminares;
- **LOD 200:** equivale à etapa de anteprojeto, quando ainda se está planejando em termos mais gerais o tamanho, forma, volume dos elementos;
- **LOD 300:** equivale ao projeto já aprovado, onde a quantidade, tamanho,

forma, localização e orientação dos elementos foram inseridos de forma precisa e podem ser medidos diretamente no modelo;

- **LOD 400**: equivale ao modelo com detalhes e precisão suficientes para a fabricação dos componentes da construção; e
- **LOD 500**: equivale à etapa do modelo como será construído, quando todos os custos, fornecedores e especificações para cada material já devem estar inseridos no projeto.

Este projeto chegou ao LOD 300, onde os componentes da edificação foram modelados com a quantidade, tamanho, forma, localização e orientação de forma precisa. Com este nível de desenvolvimento já é possível fazer a compatibilização dos projetos dos diversos sub-sistemas da edificação de forma a garantir que os diferentes elementos construtivos não interfiram um no outro.

2.2.3 Imagens virtuais da edificação

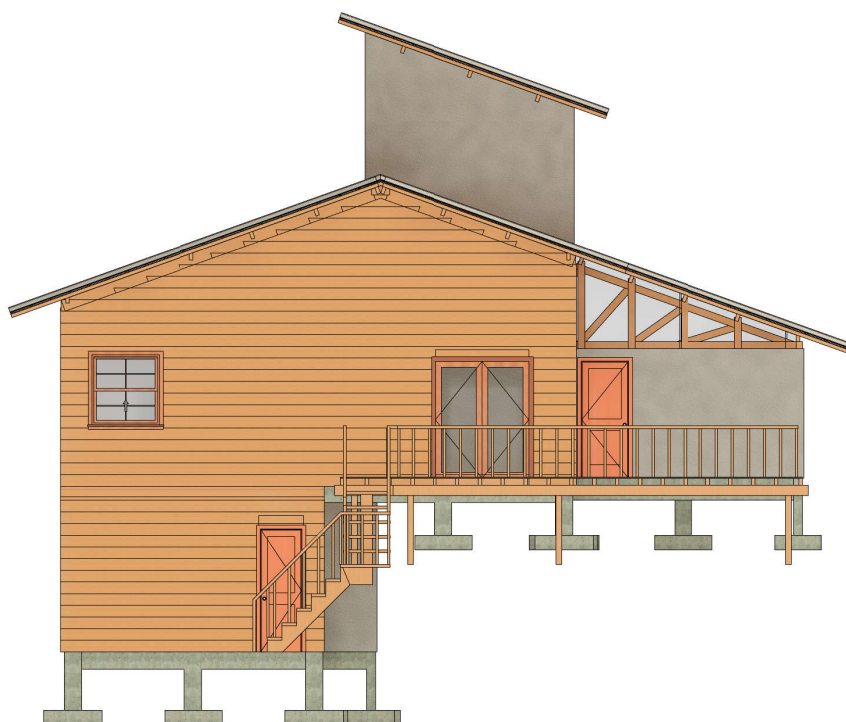
Do *software* BIM Revit® (AUTODESK®, 2022) se extraíram as elevações e plantas de pavimento da edificação listadas abaixo (Figura 2 a Figura 8).

Figura 2 – Imagem 3d externa da edificação.



Fonte – Autor.

Figura 3 – Elevação Sul.



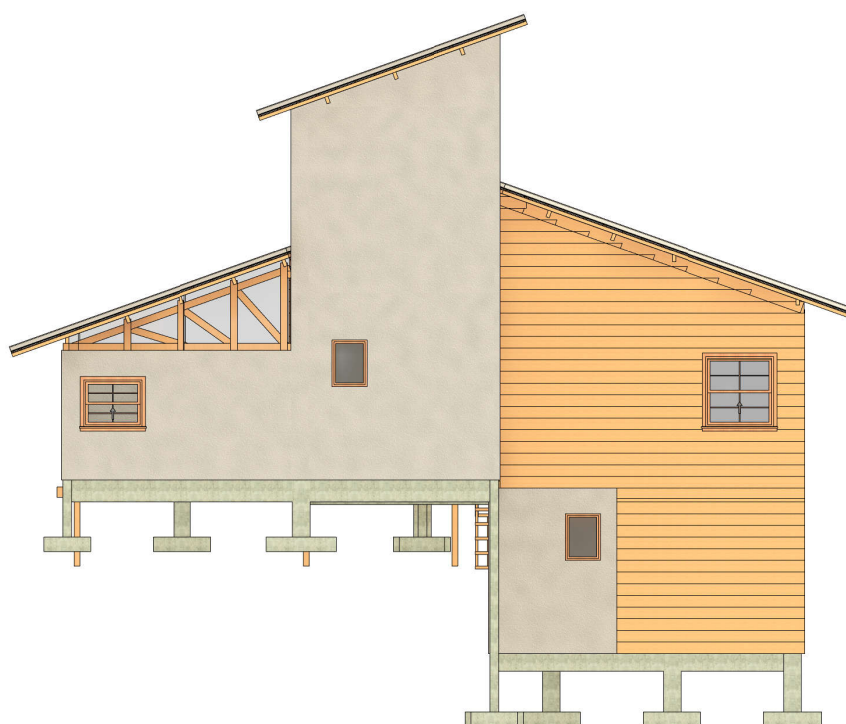
Fonte – Autor.

Figura 4 – Elevação Oeste.



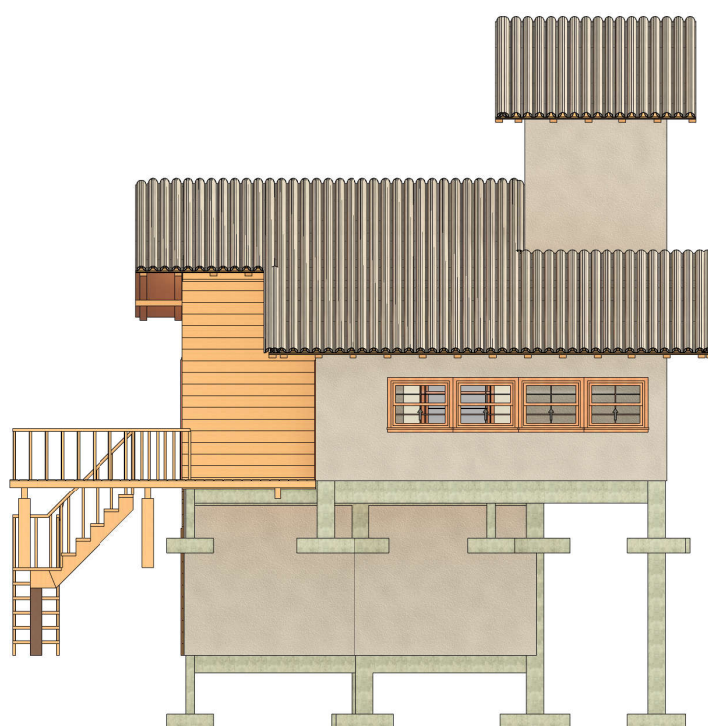
Fonte – Autor.

Figura 5 – Elevação Norte.



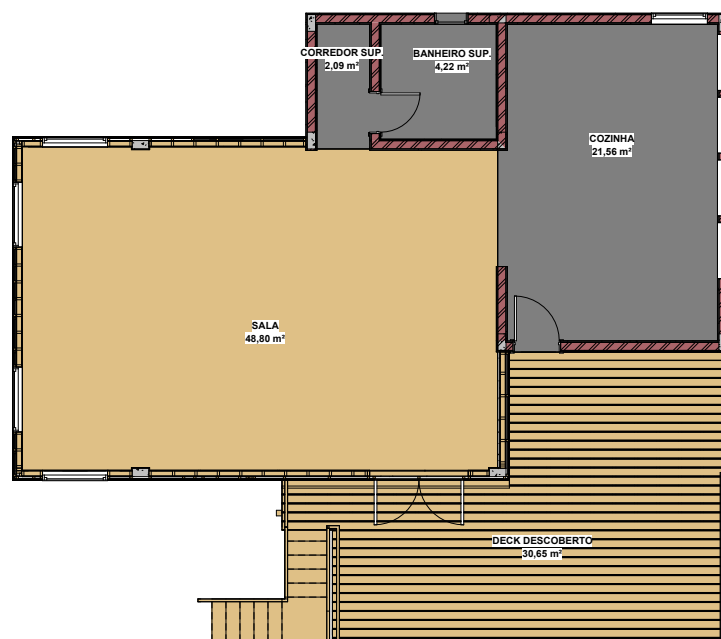
Fonte – Autor.

Figura 6 – Elevação Leste.



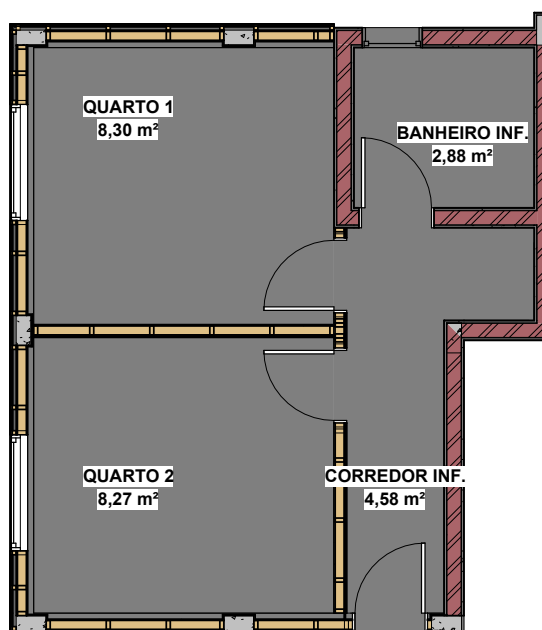
Fonte – Autor.

Figura 7 – Planta do pavimento térreo.



Fonte – Autor.

Figura 8 – Planta do pavimento inferior.



Fonte – Autor.

2.3 ESTRUTURA MISTA EM CONCRETO ARMADO E MADEIRA

A edificação foi concebida com uma estrutura mista de concreto armado e madeira. A superestrutura formada por pilares, vigas e lajes foi prevista em concreto armado moldado *in loco*. Após sua conclusão, dar-se-á início à montagem dos elementos construtivos em madeira. Toda a estrutura do telhado e piso da sala será executada em madeira serrada e chapas de OSB, assim como as paredes no entorno do sala e dos quartos, executadas em *Light Wood Frame*. Sobre a sala, para suportar os carregamentos das tesouras, foi prevista uma viga vagonada em madeira serrada com tirante de aço.

2.3.1 Propriedades gerais do concreto armado a ser utilizado

As propriedades gerais relacionadas ao concreto armado a ser utilizado na execução do projeto estão listados na Tabela 2.

Tabela 2 – Propriedades gerais do concreto armado.

Propriedade	Descrição	Fonte dentro da NBR 6118
Agressividade ambiental	Tipo I (Fraca)	Tabela 6.1 (ABNT, 2014, p. 17)
Qualidade do concreto	C20 (20 MPa)	Tabela 7.1 (ABNT, 2014, p. 18)
Relação água/cimento em massa	$\leq 0,65$	Tabela 7.1 (ABNT, 2014, p. 18)
Cobrimento nominal das lajes ¹	$\geq 2,0 \text{ cm}$	Tabela 7.2 (ABNT, 2014, p. 20)
Cobrimento nominal das vigas/pilares ²	$\geq 2,5 \text{ cm}$	Tabela 7.2 (ABNT, 2014, p. 20)
Dimensão agregado granítico	$\leq 30 \text{ mm}$	Item 7.4.7.6 (ABNT, 2014, p. 19)
Módulo de elasticidade secante (E_{cs})	21,0 GPa	Tabela 8.1 (ABNT, 2014, p. 25)

Fonte – Autor.

O aço escolhido é do tipo CA-50, cuja tensão de escoamento à tração é 500 MPa. O tempo previsto de escoramento das lajes será de 21 dias (ou 0,7 meses) para cada pavimento. A partir da retirada do escoramento, a estrutura já deverá resistir ao seu peso próprio e às solicitações de uso previstas na construção.

2.3.2 Propriedades gerais da madeira e das ligações a serem utilizadas

A região de implantação da edificação, segundo a Tabela 7 da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) NBR 7190:1997 - PROJETO DE ESTRUTURAS DE MADEIRA (ABNT, 1997, p. 14), possui classe de umidade 3, ou seja, a umidade

¹ Para a face superior de lajes e vigas que serão revestidas com argamassa de contrapiso o cobrimento superior será reduzido para 1,5 cm, em conformidade com a nota (b) da Tabela 7.2 da NBR 6118 (ABNT, 2014, p. 20).

² Para as faces dos elementos que estiverem em contato com o solo, o cobrimento nominal deverá ser de 3,0 cm. Nos trechos dos pilares em contato com o solo junto aos elementos de fundação, a armadura deve ter cobrimento nominal igual ou superior a 4,5 cm, em conformidade com a nota (d) da Tabela 7.2 da NBR 6118 (ABNT, 2014, p. 20).

relativa média do ar está entre 75% e 85%, o que implica em uma umidade de equilíbrio da madeira na ordem de 18%.

A madeira escolhida para o projeto é o Angelim-pedra (*Hymenolobium petraeum* Ducke, *Leguminosae*) (IPT, 2021), cujos valores médios das propriedades de rigidez e resistência, segundo a NBR 7190 (ABNT, 1997, p. 90), estão apresentados na Tabela 3.

Tabela 3 – Valores médios das propriedades de rigidez e resistência do Angelim-pedra.

$\rho_{ap(12\%)}$ [Kg/m ³]	f_{c0} [MPa]	f_{t0} [MPa]	f_{t90} [MPa]	f_v [MPa]	E_{c0} [MPa]
694	59,8	75,5	3,5	8,8	12912

Fonte – Adaptado da ABNT NBR 7190:1997.

A obtenção das resistências características, a partir das resistências médias listadas na Tabela 3, foi feita através das Equação (1). $\delta = 18\%$ para esforços normais (compressão, tração e embutimento) e $\delta = 28\%$ para esforços tangenciais (cisalhamento). Os valores característicos estão disponíveis na Tabela 4.

$$f_{k,12} = f_{m,12} \cdot (1 - 1,645 \cdot \delta) \quad (1)$$

Tabela 4 – Resistências características do Angelim-pedra.

f_{c0} [MPa]	f_{t0} [MPa]	f_{t90} [MPa]	f_v [MPa]	E_{c0} [MPa]
41,8	52,8	2,4	4,7	12912

Fonte – Adaptado da ABNT NBR 7190:1997.

É recomendável que se retirem amostras da madeira a ser utilizada na execução do projeto para a realização de ensaios de caracterização das suas propriedades mecânicas. A disponibilidade de madeira na região de execução da obra é outro fator que deve ser considerado no projeto. Em contato com madeireiras locais, verificou-se a disponibilidade de peças de Angelim-pedra nas seções transversais listadas no Apêndice A. Para o caso de não disponibilidade da madeira Angelim-pedra nas madeireiras locais, deve ser adotada uma outra espécie cuja classe de resistência seja C60, em conformidade com a Tabela 3 da NBR 7190 (ABNT, 1997, p. 37).

Serão utilizadas, na construção da edificação, chapas de *Oriented Strand Board* ou, em português, chapa de tiras de madeira orientadas (OSB) da fornecedora LP Brasil.

Os valores de cálculo, com base nos valores característicos disponíveis na Tabela 4, foram obtidos através da Equação (2) e estão listados na Tabela 5.

$$f_{w,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{w,k}}{\gamma_w} \quad (2)$$

O coeficiente de modificação, k_{mod} , afeta os valores de cálculo das propriedades da madeira em função da classe de carregamento da estrutura, da classe de umidade admitida e do eventual emprego de madeira de segunda qualidade. É obtido através da Equação (3).

$$k_{mod} = k_{mod,1} \cdot k_{mod,2} \cdot k_{mod,3} \quad (3)$$

O coeficiente $k_{mod,1}$, obtido através da Tabela 10 da NBR 7190 (ABNT, 1997, p. 18), leva em conta os efeitos das cargas repetidas ou da duração do carregamento. O coeficiente $k_{mod,2}$, obtido através da Tabela 11 da NBR 7190 (ABNT, 1997, p. 18), considera possíveis variações de resistência ao longo do tempo em função da umidade. O coeficiente $k_{mod,3}$, obtido através do item 6.4.4 da NBR 7190 (ABNT, 1997, p. 17), considera as possíveis diferenças entre a qualidade da madeira empregada na estrutura e a madeira empregada nos corpos-de-prova.

Para este projeto, será utilizada madeira serrada e a classe de carregamento é de longa duração, portanto $k_{mod,1} = 0,7$. A classe de umidade para a cidade de Anitápolis/SC é 3, portanto $k_{mod,2} = 0,8$. Não se pode afirmar que a madeira da estrutura passará por classificação visual e mecânica, portanto $k_{mod,3} = 0,8$. Temos, portanto, utilizando a Equação (3), $k_{mod} = 0,448$.

Os coeficientes de ponderação de segurança do material, γ_w , nos estados limites últimos, de acordo com a solicitação são, $\gamma_{wc} = 1,4$ para tensões de compressão paralelas às fibras, $\gamma_{wt} = 1,8$ para tensões de tração paralelas às fibras e $\gamma_{wv} = 1,8$ para tensões de cisalhamento paralelas às fibras. Nos estados limites de utilização, os coeficientes de ponderação do material possuem o valor básico de $\gamma_w = 1,0$.

Nas verificações de segurança que dependem da rigidez da madeira, o módulo de elasticidade na direção paralela às fibras deve ser calculado através da Equação (4).

$$E_{c0,ef} = k_{mod} \cdot E_{c0,m} \quad (4)$$

Tabela 5 – Resistências de cálculo do Angelim-pedra utilizadas no projeto.

$f_{c0,d}$ [MPa]	$f_{t0,d}$ [MPa]	$f_{v,d}$ [MPa]	$E_{c0,d}$ [MPa]
13,395	13,153	1,182	5784,576

Fonte – Autor.

As ligações dos elementos de madeira serão feitas com pregos helicoidais galvanizados ARDOX 18×30 (GERDAU, 2022). Os montantes serão fixados à estrutura de concreto armado com chumbadores do tipo *bolt* 3/8" × 75 (WALSYWA®, 2022).

3 AÇÕES ATUANTES NA ESTRUTURA

Os carregamentos considerados no dimensionamento estrutural da edificação são os permanentes, devidos ao peso próprio da estrutura e dos elementos de vedação a ela fixados, os carregamentos variáveis devidos à ocupação e os variáveis devidos às pressões dinâmicas do vento.

Os carregamentos permanentes e os carregamentos variáveis devidos à ocupação foram determinadas a partir da norma ABNT NBR 6120:2019 - AÇÕES PARA O CÁLCULO DE ESTRUTURAS DE EDIFICAÇÕES (ABNT, 2019) e de catálogos técnicos dos fabricantes de produtos. Os carregamentos devidos à pressão dinâmica do vento foram calculados conforme a norma ABNT NBR 6123:1988 - FORÇAS DEVIDAS AO VENTO EM EDIFICAÇÕES (ABNT, 1988).

3.1 AÇÕES PERMANENTES

Neste projeto são consideradas apenas os carregamentos permanentes diretos, relacionados aos pesos próprios dos elementos da construção, conforme a NBR 8681 (ABNT, 2003, p. 3). Os valores considerados para os pesos específicos aparentes dos elementos de construção, bem como suas fontes, estão disponibilizados na Tabela 6.

Tabela 6 – Pesos específicos aparentes dos materiais de construção.

Material	Peso	Fonte
Angelim-pedra ¹	7,02 kN/m ³	Tabela E.1 da NBR 7190 (ABNT, 1997, p. 90)
Telha cerâmica ²	0,60 kN/m ²	Tabela 5 da NBR 6120 (ABNT, 2019, p. 13)
LP OSB APA Plus 11,1 mm ¹	77,38 N/m ²	Catálogo do fabricante (LP, 2021, p. 7)
LP OSB APA Plus 18,3 mm ¹	126,37 N/m ²	Catálogo do fabricante (LP, 2021, p. 7)
Manta isolante SOLARMAXXI 4+	6,28 N/m ²	Catálogo do fabricante (BRASILIT, 2021, p. 2)
Concreto armado	25,00 kN/m ³	Tabela 1 da NBR 6120 (ABNT, 2019, p. 9)
Reboco de cal, cimento e areia com espessura de 1,5 cm	0,29 kN/m ²	Tabela 1 da NBR 6120 (ABNT, 2019, p. 9)
Contra piso de cimento e areia com espessura de 3,0 cm	0,63 kN/m ²	Tabela 1 da NBR 6120 (ABNT, 2019, p. 9)
Revestimento cerâmico com espessura de 1,0 cm	0,18 kN/m ²	Tabela 1 da NBR 6120 (ABNT, 2019, p. 8)
Alvenaria de vedação bloco cerâmico 14,0 cm mais revestimentos	1,90 kN/m ²	Tabela 2 da NBR 6120 (ABNT, 2019, p. 11)
Acabamento em gesso acartonado com estrutura de suporte	0,25 kN/m ²	Tabela 8 da NBR 6120 (ABNT, 2019, p. 14)
Vidro plano laminado 8 mm	0,176 kN/m ²	Tabela A.1 da NBR 6120 (ABNT, 2019, p. 48)

Fonte – Autor.

¹ Foi acrescido 3% sobre o peso próprio do material de modo a estimar o peso próprio das peças metálicas de união, conforme item 5.5.2 da NBR 7190 (ABNT, 1997, p. 9).

² Peso por metro quadrado de telhas, na superfície inclinada, incluindo a superposição, elementos de fixação e absorção de água.

3.2 AÇÕES VARIÁVEIS DEVIDAS AO USO

As ações verticais devidas ao uso da edificação são normalizadas pela NBR 6120 (ABNT, 2019) de acordo com o utilização de cada cômodo. Para edificações de uso residencial, como no caso deste projeto, as ações consideradas estão listadas na Tabela 7.

Tabela 7 – Ações variáveis verticais atuantes na estrutura.

Local	Ação	Fonte dentro da NBR 6120:2019
Dormitórios, salas, copas, cozinhas e banheiros	1,50 kN/m^2	Tabela 10 (ABNT, 2019, p. 20)
Despensas, áreas de serviço e lavanderias	2,00 kN/m^2	Tabela 10 (ABNT, 2019, p. 20)
Coberturas $i \geq 3\%$	0,25 kN/m^2	Item 6.4 (ABNT, 2019, p. 29)

Fonte – Autor.

Além disso, ainda de acordo com o item 6.4 da NBR 6120 (ABNT, 2019, p. 30), os elementos isolados de coberturas, como ripas, terças e barras de banzo superior de treliças, devem ser projetados para receber, na posição mais desfavorável, uma carga vertical adicional de 1,0 kN .

3.3 AÇÕES DE VENTO

A determinação das cargas de vento no dimensionamento da estrutura é fundamental para garantir a segurança dos seus ocupantes e o seu bom desempenho ao longo de sua vida útil. No Brasil, a NBR 6123 (ABNT, 1988) é quem orienta os cálculos para definição das cargas provocadas pela ação dos ventos.

Conhecendo a forma da edificação, sua localização e as características do terreno onde será executada e utilizando as informações dispostas na referida norma, definimos os coeficientes dispostos na Tabela 8, a seguir, que serão constantes para toda a edificação. A altura máxima da edificação em relação ao terreno é sempre inferior à 10,0 m .

Tabela 8 – Considerações e coeficientes utilizados no cálculo da carga de vento.

Coeficiente	Descrição	Fonte dentro da NBR 6123:1988
Velocidade básica do vento (V_0)	43 m/s	Gráfico das isopletras (ABNT, 1988, p. 6)
Fator topográfico (S_1)	1,0	Item 5.2 (ABNT, 1988, p. 5)
Rugosidade do terreno	Categoria III	Item 5.3.1 (ABNT, 1988, p. 8)
Dimensões da edificação	Classe A	Item 5.3.2 (ABNT, 1988, p. 8)
Fator de rugosidade (S_2)	0,94	Tabela 2 (ABNT, 1988, p. 10)
Fator estatístico (S_3)	1,0	Tabela 3 (ABNT, 1988, p. 10)

Fonte – Autor.

Para a determinação da carga efetiva de vento atuante na edificação, considerando a massa específica do ar igual a $1,2 \text{ kg/m}^3$, será utilizada a Equação (5), em conformidade com a NBR 6123 (ABNT, 1988, p. 4).

$$q_v = 0,613(V_0 S_1 S_2 S_3)^2 \quad (5)$$

Considerando, agora, os coeficientes determinados nesta seção e aplicando-os na Equação (5), a pressão dinâmica do vento (q_v) sobre a edificação (telhados e paredes) será de $1001,5 \text{ N/m}^2$. No entanto, para a determinação final das cargas de vento nas paredes e telhados da edificação, faz-se necessária, ainda, a determinação dos coeficientes de pressão e de forma da edificação.

Foram analisadas as incidências de ventos nas quatro principais direções: 0° , 90° , 180° e 270° . Os coeficientes de pressão e de forma para as paredes da edificação foram obtidos através da Tabela 4 da NBR 6123 (ABNT, 1988, p. 14), enquanto os mesmos parâmetros para os telhados foram obtidos através das Tabela 5 (para os telhados com duas águas) (ABNT, 1988, p. 15) e Tabela 6 (para os telhados com uma água) (ABNT, 1988, p. 16) da mesma norma. As cargas de vento são obtidas multiplicando-se os coeficientes de pressão e de forma (disponíveis no Apêndice B) pela pressão dinâmica do vento.

Os valores das ações para cada direção de vento em cada painel da estrutura em *wood frame* estão compilados na Tabela 9. Os desenhos esquemáticos com os coeficientes de pressão e de forma, assim como as cargas efetivas de vento nas paredes e telhados da edificação estão disponíveis no Apêndice B deste trabalho.

Tabela 9 – Pressão de vento nos painéis em *wood frame* e telhado da edificação para cada direção de vento.

Elemento	Vento 0° [N/m ²]	Vento 90° [N/m ²]	Vento 180° [N/m ²]	Vento 270° [N/m ²]
Painel 1	+ 701,05	- 901,35	- 500,75	- 350,53
Painel 2	+ 701,05	- 901,35	- 500,75	- 350,53
Painel 3	- 901,35	+ 701,05	- 901,3	- 500,75
Painel 4	- 500,75	- 901,35	+ 701,05	- 350,53
Painel 5	- 500,75	- 901,35	+ 701,05	- 500,75
Painel 6	- 500,75	- 500,75	- 901,35	+ 701,05
Painel 7	+ 701,05	- 901,35	- 500,75	- 350,53
Painel 8	+ 701,05	- 901,35	- 500,75	- 350,53
Painel 9	- 901,35	+ 701,05	- 901,35	- 500,75
Painel 10	- 500,75	+ 701,05	- 901,35	- 500,75
Painel 11	- 500,75	- 901,35	+ 701,05	- 350,53
Painel 12	- 500,75	- 901,35	+ 701,05	- 350,53
Telhado principal	- 801,20	- 801,20	- 801,20	- 801,20
Beiral do telhado principal	- 2003,00	- 2003,00	- 2003,00	- 2003,00
Telhado da caixa d'água	- 901,35	- 901,35	- 901,35	- 901,35
Beiral do telhado da caixa d'água	- 2003,00	- 2003,00	- 2003,00	- 2003,00

Fonte – Autor.

3.4 COMBINAÇÕES DE AÇÕES

Para o dimensionamento das peças em madeira, serão utilizadas as expressões da NBR 7190 (ABNT, 1997) para a combinação das ações. No estado limite último, serão utilizadas as combinações últimas normais, dadas pela Equação (6).

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} F_{gi,k} + \gamma_q \left[F_{q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{0j} F_{qj,k} \right] \quad (6)$$

Para os casos de a ação variável principal $F_{q1,k}$ ser de curta duração (vento), a mesma pode ser multiplicada por 0,75. Neste caso, $\gamma_g = 0,9$ e $\gamma_q = 1,4$. Para os demais casos, onde as combinações de ações são desfavoráveis, $\gamma_g = \gamma_q = 1,4$. O coeficiente ψ_0 varia conforme o tipo de ação: $\psi_0 = 0,5$ para cargas de vento e $\psi_0 = 0,7$ para cargas variáveis em locais onde não há predominância de pesos de equipamentos fixos, nem de elevadas concentrações de pessoas.

No estado limite de utilização, serão utilizadas as combinações de longa duração, dadas pela Equação (7).

$$F_{d,uti} = \sum_{i=1}^m F_{gi,k} + \sum_{j=1}^n \psi_{2j} F_{qj,k} \quad (7)$$

Ainda no estado limite de utilização, para os locais onde existam materiais frágeis, como o gesso ou as telhas, conectados aos elementos estruturais em madeira, como ocorre no caso das paredes em *wood frame* ou ripas, serão utilizadas as combinações de média duração, dadas pela Equação (8).

$$F_{d,uti} = \sum_{i=1}^m F_{gi,k} + \psi_1 F_{q1,k} + \sum_{j=1}^n \psi_{2j} F_{qj,k} \quad (8)$$

Os coeficientes ψ_1 e ψ_2 variam conforme o tipo de ação. Se tratando de uma carga de vento, $\psi_1 = 0,2$ e $\psi_2 = 0,0$. Se tratando de ações variáveis em locais onde não há predominância de pesos de equipamentos fixos, nem de elevadas concentrações de pessoas, $\psi_1 = 0,3$ e $\psi_2 = 0,2$.

Para o dimensionamento das peças em concreto armado, serão utilizadas as expressões e coeficientes da NBR 6118 (ABNT, 2014). No estado limite último, será utilizada a combinação da Equação (6), com $\gamma_g = \gamma_q = 1,4$ e $\psi_0 = 1,0$. No estado limite de utilização, será utilizada a combinação quase permanente para o Estado Limite de Serviço de Deformação Excessiva, dada pela Equação (7), com $\psi_2 = 0,3$, recomendado para locais onde não há predominância de pesos de equipamentos fixos, nem de elevadas concentrações de pessoas.

4 CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO

Nesta seção serão apresentados os critérios de dimensionamento dos elementos estruturais em madeira e em concreto armado. Os elementos estruturais em madeira serão dimensionados seguindo os critérios da NBR 7190 (ABNT, 1997) e os elementos de concreto armado serão dimensionados seguindo os critérios da NBR 6118 (ABNT, 2014).

4.1 ELEMENTOS EM MADEIRA

Os cálculos mostrados nesta seção seguem o roteiro estabelecido na Apostila da disciplina de Estruturas de Madeira (SZÜCS *et al.*, 2016).

No estado limite último, as tensões normais atuantes nas barras tracionadas de madeira devem atender a condição disposta na Equação (9).

$$\sigma_{td} = \frac{N_d}{A_w} \leq f_{td} \quad (9)$$

Já as peças comprimidas, ainda no estado limite último, têm o seu dimensionamento dependente do índice de esbeltez (λ). Para o dimensionamento de peças curtas, definidas pelo índice de esbeltez $\lambda \leq 40$, deve-se atender a condição disposta na Equação (10).

$$\sigma_{cd} = \frac{N_d}{A_w} \leq f_{cd} \quad (10)$$

Para as peças medianamente esbeltas, definidas pelo índice de esbeltez $40 < \lambda \leq 80$, deve ser verificada a segurança em relação ao estado limite último de instabilidade conforme a Equação (11).

$$\frac{\sigma_{cd}}{f_{c0,d}} + \frac{\sigma_{M,d}}{f_{c0,d}} \leq 1,0 \quad (11)$$

Para as peças esbeltas, definidas pelo índice de esbeltez $80 < \lambda \leq 140$, a verificação da segurança em relação ao estado limite último de instabilidade pode ser feita utilizando a Equação (11), porém, neste caso, o momento M_d é obtido através da Equação (12).

$$M_d = N_d \cdot e_{1,ef} \cdot \left(\frac{F_E}{F_E - N_d} \right) \quad (12)$$

Para os demais casos, o valor de cálculo da tensão devida ao momento fletor M_d é obtido através da Equação (13).

$$\sigma_{M,d} = \frac{M_d \cdot y_t}{I} \quad (13)$$

No dimensionamento à flexão simples reta, a condição a ser obedecida é dada pela Equação (14).

$$\frac{\sigma_{M,d}}{f_{w,d}} \leq 1,0 \quad (14)$$

No dimensionamento à flexão simples oblíqua observa-se a mais rigorosa das Equação (15) ou Equação (16).

$$\frac{\sigma_{M,dx}}{f_{w,d}} + 0,5 \cdot \frac{\sigma_{M,dy}}{f_{w,d}} \leq 1,0 \quad (15)$$

$$0,5 \cdot \frac{\sigma_{M,dx}}{f_{w,d}} + \frac{\sigma_{M,dy}}{f_{w,d}} \leq 1,0 \quad (16)$$

Para a verificação ao cisalhamento em seções retangulares utiliza-se a Equação (17).

$$\tau_d = \frac{3 V_d}{2 A_w} \leq f_{v0,d} \quad (17)$$

A verificação da estabilidade lateral de peças retangulares fletidas é feita através da Equação (18).

$$\frac{L_1}{b} \leq \frac{E_{c0,ef}}{\beta_M \cdot f_{c0,d}} \quad (18)$$

Já as condições de segurança relativas à resistência e estabilidade das seções transversais submetidas à flexo-compressão são expressas, respectivamente, pelas Equação (19) e Equação (20).

$$\left(\frac{\sigma_{Nc,d}}{f_{c0,d}} \right)^2 \cdot \frac{\sigma_{M,d}}{f_{c0,d}} \leq 1,0 \quad (19)$$

$$\frac{\sigma_{Nc,d}}{f_{c0,d}} \cdot \frac{\sigma_{M,d}}{f_{c0,d}} \leq 1,0 \quad (20)$$

4.2 ELEMENTOS EM CONCRETO ARMADO

Os cálculos mostrados nesta seção seguem o roteiro estabelecido nas apostilas das disciplinas de Estruturas de Concreto Armado I (ANDRADE PINTO; PADARATZ, 2020) e Estruturas de Concreto Armado II (PERLIN *et al.*, 2020).

4.2.1 Lajes

Serão aqui utilizadas as tabelas disponibilizadas no livro "Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado: segundo a NBR 6118" (CARVALHO; FIGUEIREDO, 2007). Para a utilização das referidas tabelas, é utilizado o parâmetro

λ , relação entre o maior vão efetivo e o menor vão efetivo da laje analisada. De posse deste parâmetro, para o cálculo de flechas elásticas máximas obtém-se o coeficiente α , enquanto que para o cálculo dos esforços obtêm-se os coeficientes μ_x , μ_x' , μ_y e μ_y' .

A flecha que ocorre imediatamente após a aplicação das cargas nas lajes bidirecionais será calculada por meio da Equação (21).

$$f_0 = \frac{\alpha \cdot p \cdot l_x^4}{100 \cdot E_{CS} \cdot h^3} \quad (21)$$

O valor da flecha total, por não haver armadura de compressão nas lajes, será obtido através da Equação (22).

$$f_\infty = (1 + \alpha_f) \cdot f_0 \quad (22)$$

$$\alpha_f = \xi_t - \xi_{t0} \quad (23)$$

$$\xi_{t0} = 0,68 \cdot 0,996^t \cdot t^{0,32} = \xi_{t0} = 0,68 \cdot 0,996^{0,7} \cdot 0,7^{0,32} = 0,605 \quad (24)$$

Como se deseja conhecer a flecha total, ou seja, a flecha no tempo máximo, o coeficiente ξ_t será igual a 2,0. Logo, aplicando-se os resultados das Equação (23) e Equação (24) na Equação (22), temos:

$$\alpha_f = 2,0 - 0,605 = 1,39$$

$$f_\infty = 2,39 \cdot f_0 \quad (25)$$

O dimensionamento de laje armada em uma direção é semelhante ao de uma viga submetida a um carregamento vertical, considerando uma base de 1,0 m. A flecha inicial, que ocorre imediatamente após a aplicação das cargas, nas lajes unidirecionais, será calculada por meio da Equação (26). A flecha total é encontrada aplicando-se o valor encontrado na Equação (26) na Equação (25).

$$f_0 = \frac{p \cdot l_x^4}{184,6 \cdot E_{CS} \cdot I} \quad (26)$$

A verificação da flecha de acordo com o limite sensorial visual definido pela Tabela 13.3 da NBR 6118 (ABNT, 2014, p. 77) ocorre através da Equação (27).

$$f_\infty \leq f_{adm} = \frac{l_x}{250} \quad (27)$$

A verificação da flecha de acordo com o limite sensorial de vibração definido pela Tabela 13.3 da NBR 6118 (ABNT, 2014, p. 77) ocorre através da Equação (28).

$$f_0(q) = \frac{f_0}{p} \cdot \sum_{j=1}^n F_{qj,k} \leq f_{adm} = \frac{l_x}{350} \quad (28)$$

Nas lajes bidirecionais, os momentos fletores máximos são encontrados através das seguintes expressões:

$$M_x = \mu_x \cdot \frac{p \cdot l_x^2}{100} \quad (29)$$

$$M_{x'} = \mu_{x'} \cdot \frac{p \cdot l_x^2}{100} \quad (30)$$

$$M_y = \mu_y \cdot \frac{p \cdot l_x^2}{100} \quad (31)$$

$$M_{y'} = \mu_{y'} \cdot \frac{p \cdot l_x^2}{100} \quad (32)$$

Já nas lajes armadas em uma única direção, os momentos fletores negativo e positivo máximos são encontrados, respectivamente, pelas Equação (33) e Equação (34).

$$M^- = \frac{p \cdot l_x^2}{8} \quad (33)$$

$$M^+ = \frac{p \cdot l_x^2}{14,22} \quad (34)$$

No Estado Limite de Serviço de Deformação Excessiva, os momentos fletores máximos encontrados devem ser inferiores ao Momento de Fissuração (M_r), dado pela Equação (35).

$$M_r = \frac{\alpha \cdot f_{ct} \cdot I}{y_{t,c}} \rightarrow \alpha = 1,5 \text{ (lajes retangulares)} \quad (35)$$

$$f_{ct} = 0,3 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2} \quad (36)$$

No Estado Limite Último, são as aplicadas as Equação (29), Equação (30), Equação (31) e Equação (32) com a combinação dada de carregamentos dada pela Equação (6). Para lajes adjacentes que tenham vãos teóricos e rigidezes similares, sejam carregadas simultaneamente, e que as cargas acidentais não sejam maiores que as cargas permanentes, os momentos fletores negativos serão compatibilizados, admitindo-se o maior valor entre: 80% do módulo do maior momento negativo ou a média aritmética simples entre os módulos dos momentos das lajes analisadas.

A linha neutra é calculada através da Equação (37).

$$x = 1,25 \cdot d \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0,425 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d^2}} \right) \quad (37)$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,4} \quad (38)$$

Já a área de aço necessária é encontrada através da Equação (39).

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot (d - 0,4 \cdot x)} \quad (39)$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15} \quad (40)$$

A verificação da área de aço mínima de lajes retangulares com aço CA-50 e concreto $f_{ck} = 20$ é feita com a Equação (41) em lajes bidirecionais e com a Equação (42) em lajes amadas em uma única direção ou se tratando de armaduras negativas.

$$A_{smin} = 0,1005 \cdot h \quad (41)$$

$$A_{smin} = 0,15 \cdot h \quad (42)$$

As lajes também são verificadas quanto ao cisalhamento. Os esforços encontrados nas Equação (43), Equação (44), Equação (45) e Equação (46) devem ser inferiores à V_{RD1} , encontrado através da Equação (47).

$$q_x = k_x \cdot p \cdot \frac{l_x}{10} \quad (43)$$

$$q_{x-} = k_{x-} \cdot p \cdot \frac{l_x}{10} \quad (44)$$

$$q_y = k_y \cdot p \cdot \frac{l_x}{10} \quad (45)$$

$$q_{y-} = k_{y-} \cdot p \cdot \frac{l_x}{10} \quad (46)$$

$$V_{RD1} = [t_{RD} \cdot k \cdot (1,2 + 40 \cdot \rho_1) + 0,15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \quad (47)$$

$$t_{RD} = 37,5e^{-3} \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2} \quad (48)$$

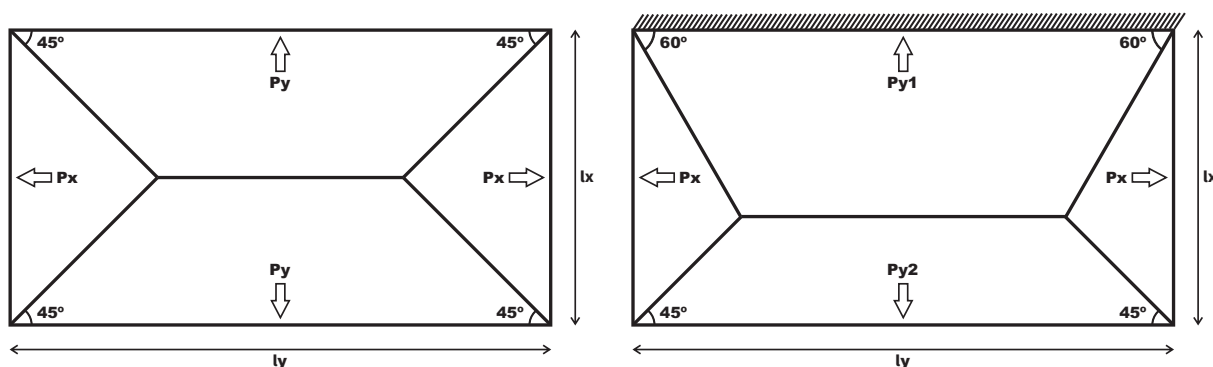
$$\rho_1 = \frac{A_s}{b_w \cdot d} \quad (49)$$

$$\sigma_{cp} = 0 \text{ (sem protensão)}$$

4.2.2 Vigas

As vigas devem suportar, além dos carregamentos de peso próprio e das paredes que sustentam, das lajes adjacentes. As cargas das lajes são transferidas para as vigas de acordo com suas áreas de influência e os cálculos foram realizados utilizando-se o método das charneiras plásticas. Este método considera as linhas de ruptura de cada laje na quantificação do carregamento transferido aos apoios. As charneiras podem ser aproximadas por retas inclinadas, a partir dos vértices da laje, com um ângulo de 45° entre dois apoios do mesmo tipo ou com 60° a partir do apoio considerado engastado, se o outro for considerado simplesmente apoiado, conforme a Figura 9.

Figura 9 – Esquema de transferência dos carregamentos das lajes de concreto armado para as vigas adjacentes.



Fonte – Adaptado da Apostila da disciplina de estruturas de concreto armado II (PERLIN *et al.*, 2020).

Os diagramas de esforços cortantes, momentos fletores e deslocamentos das vigas, disponíveis no Apêndice C (Figura 99 até Figura 136), gerados através do *software* FTOOL (PUC-RIO, 2017), foram obtidos modelando-se as peças com o módulo de elasticidade secante (E_{cs}) e momento de inércia da seção bruta. As vigas devem ser discretizadas com comprimento igual à distância entre eixos dos pilares e os pilares com a metade do comprimento do pé-direito. Os apoios foram adicionados de forma a eliminar a influência da deformação axial dos pilares na análise das vigas.

Assim como nas lajes, a altura da linha neutra é encontrada através da Equação (37) e a área de aço necessária é encontrada através da Equação (39).

A armadura de resistência aos esforços cortantes pode ser calculada, conforme item 17.4.2 da NBR 6118 (ABNT, 2014, p. 135), através do Modelo I de cálculo, de treliça com ângulo de 45 graus, ou através do Modelo II, de treliça generalizada, com ângulo das diagonais comprimidas entre 30° e 45° . Neste trabalho, será utilizado o modelo II, onde admite-se que a viga resiste satisfatoriamente aos esforços cortantes

quando a Equação (50) é satisfeita.

$$V_{Sd} \leq V_{Rd2} \quad (50)$$

$$V_{Rd2} = 0,54 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \cdot \sin^2 \theta \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) \quad (51)$$

$$\alpha_{v2} = 1 - \frac{f_{ck}}{250} \quad (52)$$

De posse dos valores de momentos fletores que a viga está sujeita, a altura da linha neutra é encontrada através da Equação (37) e a área de aço necessária é encontrada através da Equação (39).

O comprimento necessário para ancoragem é encontrado através da Equação (53). As barras inferiores estão localizadas em uma área de boa aderência ($f_{bd} = 2,48$), enquanto as barras superiores estão localizadas em uma área de má aderência ($f_{bd} = 1,74$). $\alpha = 1,0$ para barras retas e $\alpha = 0,7$ para barras com ganchos.

$$l_{b,nec} = \alpha \cdot \frac{\phi \cdot f_{yd}}{4 \cdot f_{bd}} \cdot \frac{A_{s,cal}}{A_{s,ef}} \quad (53)$$

A área total de aço da seção transversal da viga deve estar entre 0,15% e 4% da área total de concreto.

4.2.3 Pilares

Os pilares, retangulares, serão dimensionados com uma única seção e armadura simétrica em toda a sua extensão. A menor dimensão será de 15 cm, portanto, em conformidade com o item 13.2.3 da NBR 6118 (ABNT, 2014, p. 73), os esforços foram majorados em 20%. De forma a atingir a área de seção transversal mínima de 360 cm², a outra dimensão dos pilares não deve ser inferior a 24 cm. Ademais, o diâmetro das barras longitudinais não pode ser inferior a 10 mm, conforme o item 18.4.2.1 da NBR 6118 (ABNT, 2014, p. 151).

O índice de esbeltez (λ) é dado pela Equação (54).

$$\lambda = \frac{l_e}{i} \quad (54)$$

O momento fletor mínimo de 1ª ordem ($M_{1d,min}$) é dado pela Equação (55).

$$M_{1d,min} = N_d \cdot (0,015 + 0,03 \cdot h) \quad (55)$$

A NBR 6118 (ABNT, 2014, p. 61) estipula uma envoltória elíptica dos momentos fletores mínimos de 1ª ordem em ambos os eixos, dada pela Equação (56).

$$\left(\frac{M_{1d,x}}{M_{1d,min,x}} \right)^2 + \left(\frac{M_{1d,y}}{M_{1d,min,y}} \right)^2 = 1 \quad (56)$$

Segundo o item 15.8.2 da NBR 6118 (ABNT, 2014, p. 1071), os esforços locais de 2ª ordem em elementos isolados podem ser desprezados quando o índice de esbeltez for menor que o valor limite λ_1 , dado pela Equação (57).

$$\lambda_1 = \frac{25 + 12,5 \cdot e_1/h}{\alpha_b} \rightarrow 35 \leq \lambda_1 \leq 90 \quad (57)$$

O valor de α_b varia conforme a vinculação do pilar na estrutura e deve ser calculado conforme o item 15.8.2 da NBR 6118 (ABNT, 2014, p. 1071).

O momento fletor mínimo de 2ª ordem é dado pela Equação (58).

$$M_{2d,min} = N_d \cdot \frac{l_e}{10 \cdot r} \quad (58)$$

Neste trabalho, estipulada uma configuração de armadura, será utilizado o *software* P-Calc (JUNIOR, S. D. C., 2013) para geração das envoltórias dos momentos fletores mínimos de 1ª e 2ª ordens e dos momentos fletores resistentes.

As armaduras mínima e máxima para cada seção são dadas pela Equação (59) e Equação (60), respectivamente.

$$A_{smin} = 0,15 \cdot \frac{N_d}{f_{yd}} \geq 0,004 \cdot A_c \quad (59)$$

$$A_{smax} = 0,08 \cdot A_c \quad (60)$$

O espaçamento máximo entre eixos das barras longitudinais (e_L) deve respeitar os seguintes critérios:

$$e_L \leq \begin{cases} 400 \text{ mm} \\ 2 \cdot b \end{cases} \quad (61)$$

Já o espaçamento mínimo livre entre as faces das barras longitudinais (s_L), medido fora da região das emendas, deve respeitar os seguintes critérios:

$$s_L \geq \begin{cases} 20 \text{ mm} \\ \phi_{barra}, \phi_{feixe}, \phi_{luvaa} \\ 1,2 \cdot d_{max} \end{cases} \quad (62)$$

O espaçamento máximo entre os estribos deve respeitar:

$$e_t \leq \begin{cases} 200 \text{ mm} \\ b \text{ (menor dimensão)} \\ 24\phi_L \text{ (para CA-25)} \\ 12\phi_L \text{ (para CA-50)} \end{cases} \quad (63)$$

5 ANÁLISE ESTRUTURAL

A análise estrutural da edificação foi realizada por meio do *software* FTOOL (PUC-RIO, 2017), considerando os elementos como isolados. Os esforços internos nos elementos (normal, cortante e fletor) foram determinados individualmente para cada ação considerada. Usou-se o princípio da superposição dos efeitos para se determinar as ações de projeto e seções mais críticas. Foram, ainda, exploradas algumas das funcionalidades dos *softwares* P-Calc (JUNIOR, S. D. C., 2013), específico para a análise de pilares de concreto armado, e SCIA® Engineer (SCIA®, 2022).

5.1 RIPAS

As ripas do telhado estão afastadas 36,5 *cm* entre si e este afastamento é definido pelo modelo de telha a ser utilizado na cobertura da edificação. Elas devem suportar o peso das telhas, seu peso próprio e os carregamentos variáveis. Os carregamentos, em N/m^2 , foram transformados em carregamentos uniformes lineares, em N/m , de acordo com a largura de influência de cada ripa, de 36,5 *cm*.

Serão aqui apresentados os carregamentos para a região do beiral do telhado da torre da caixa d'água, região mais crítica do projeto das ripas devido à carga de vento. Na Tabela 10, estão apresentados os módulos de cada carregamento, assim como na Figura 10 estão mostradas as suas direções.

De acordo com o modelo arquitetônico, disponível no Apêndice E, a distância entre os caibros é de 60,0 *cm* e este será o vão entre os apoios das ripas, que seguem o modelo estrutural de viga horizontal biapoiada. Ademais, em função do telhado possuir uma inclinação e devido aos carregamentos de peso próprio e de construção atuarem na direção vertical, as ripas estarão submetidas a uma flexão oblíqua.

Tabela 10 – Ações nas ripas.

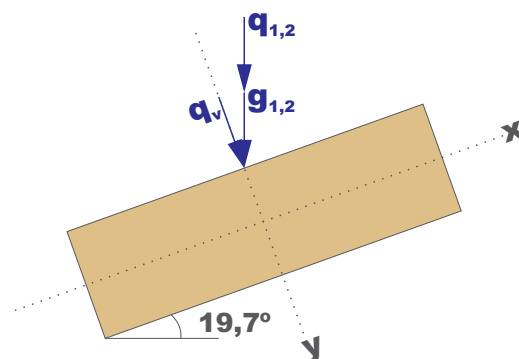
Descrição	Ação	Direção (x)	Direção (y)
Telhas (g_1)	+ 219,00 N/m	+ 73,83 N/m	+ 206,19 N/m
Peso próprio (seção 5,0 × 2,5 <i>cm</i>) (g_2)	+ 8,78 N/m	+ 2,96 N/m	+ 8,27 N/m
Carga de vento (q_v)	- 731,10 N/m	#	- 731,10 N/m
Carregamento variável distribuído ¹ (q_1)	+ 91,25 N/m	+ 30,76 N/m	+ 85,91 N/m
Carregamento variável concentrado ² (q_2)	+ 1000 N	+ 337,10 N	+ 941,48 N

Fonte – Autor.

¹ Carregamento distribuído definido de acordo com a inclinação da cobertura, em conformidade com o item 6.4 da NBR 6120 (ABNT, 2019, p. 29).

² Carregamento concentrado colocado nas posições mais desfavoráveis, no centro do vão e próximo de um dos apoios, em conformidade com o item 6.4 da NBR 6120 (ABNT, 2019, p. 30).

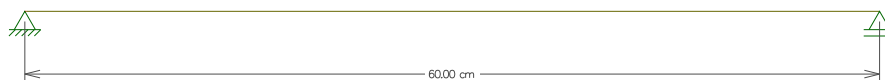
Figura 10 – Direção dos carregamentos nas ripas.



Fonte – Autor.

Foram gerados e estão disponibilizados no Apêndice C (Figura 48 até Figura 56) os diagramas de esforços cortantes, momentos fletores e deslocamentos nas direções (x) e (y) para cada uma das cargas atuantes nas ripas. O modelo de cálculo das ripas está mostrado na Figura 11.

Figura 11 – Modelo de cálculo das ripas.



Fonte – Autor.

Foram consideradas quatro hipóteses de combinação de ações, conforme a Tabela 11. Para as hipóteses onde não é considerada a incidência da carga de vento, foram consideradas as cargas de construção q_1 ou q_2 . Considerou-se que, para uma situação de ventania, não haverão operários ou qualquer manutenção sobre o telhado.

Tabela 11 – Hipóteses de combinação de ações nas ripas.

Hipótese	Ações
1	$g_1 + g_2$
2	$g_1 + g_2 + q_v$
3	$g_1 + g_2 + q_1$
4	$g_1 + g_2 + q_2$

Fonte – Autor.

No caso da aplicação da carga concentrada q_2 (hipótese 4), foram consideradas duas situações: aplicada no meio do vão, situação mais desfavorável na análise do

momento fletor, e nas proximidades de um dos apoios (cerca de 1 *cm* à direita do apoio da esquerda), situação mais desfavorável para a análise do esforço cortante. Para cada uma das hipóteses listadas na Tabela 11, foram aplicadas as Equação (6) (estado limite último) nas direções (x) e (y), conforme a Tabela 12.

Tabela 12 – Combinações de esforços cortantes e momentos fletores máximos nas ripas para as direções (x) e (y) de acordo com o estado limite último.

Hipótese de cálculo	Esforços cortantes máximos [N]		Momentos fletores máximos [N × m]	
	Direção (x)	Direção (y)	Direção (x)	Direção (y)
1	+ 32,26	+ 90,08	+ 4,85	+ 13,51
2	+ 20,74	- 172,40	+ 3,12	- 25,86
3	+ 45,18	+ 126,16	+ 6,78	+ 18,93
4	+ 503,42	+ 1404,55	+ 75,56	+ 211,01

Fonte – Autor.

As tensões máximas devidas à flexão oblíqua, calculadas através da Equação (13), foram comparadas à resistência de cálculo conforme as Equação (15) e Equação (16).

$$\sigma_{M,dx} = \frac{75,56 \cdot 0,025}{2,604e-7} = 7,255 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{M,dy} = \frac{211,01 \cdot 0,0125}{6,51e-8} = 4,052 \text{ MPa}$$

$$\frac{7,255}{13,153} + 0,5 \cdot \frac{4,052}{13,153} = 0,706 \leq 1,0 \Rightarrow \text{ok!}$$

$$0,5 \cdot \frac{7,255}{18.791} + \frac{4,052}{18.791} = 0,409 \leq 1,0 \Rightarrow \text{ok!}$$

A tensão máxima devida ao cisalhamento foi calculada através da Equação (17).

$$\tau_{dx} = \frac{3}{2} \cdot \frac{503,42}{1,25e-3} = 0,605 \text{ MPa} \leq 1,182 \text{ MPa} \Rightarrow \text{ok!}$$

$$\tau_{dy} = \frac{3}{2} \cdot \frac{1404,55}{1,25e-3} = 1,686 \text{ MPa} \leq 1,182 \text{ MPa} \Rightarrow \text{ok!}$$

Além do estado limite último, também devem ser verificado o estado limite de utilização. Como as telhas, um material frágil, estão fixadas nas ripas, estas últimas devem ser verificadas conforme as combinações de média duração. Os deslocamentos obtidos através da Equação (8) estão listados na Tabela 13. O módulo do vetor deslocamento total (δ_{total}) é obtido através da Equação (64).

$$\delta_{total} = \sqrt{\delta_x^2 + \delta_y^2} \quad (64)$$

Tabela 13 – Deslocamentos máximos nas ripas de acordo com o estado limite de utilização.

Hipótese de cálculo	Deslocamento em (x) [mm]	Deslocamento em (y) [mm]	Deslocamento total [mm]
1	- 0,0881	- 0,9611	0,9652
2	- 0,0881	- 0,3059	0,3184
3	- 0,0984	- 1,0766	1,0811
4	- 0,3902	- 4,3361	4,3537

Fonte – Autor.

Conforme item 9.2.2 da NBR 7190 (ABNT, 1997, p. 39), o deslocamento total (δ_{total}) não deve superar 1/350 do vão entre os apoios.

$$\delta_{total\ max.} = \frac{600\ mm}{350} = 1,7142\ mm \Rightarrow \mathbf{ok!}$$

A verificação da estabilidade lateral das ripas para o eixo (x) foi feita através da Equação (18). Para a verificação em relação ao eixo (y) não há valores de β_M previstos na Tabela 16 da NBR 7190 (ABNT, 1997, p. 26), uma vez que a esbelteza é tão baixa que não há qualquer risco de perda de estabilidade.

$$\frac{60,0}{2,5} \leq \frac{5784}{8,8 \cdot 13,153} \Rightarrow 24,000 \leq 49,972 \Rightarrow \mathbf{ok!}$$

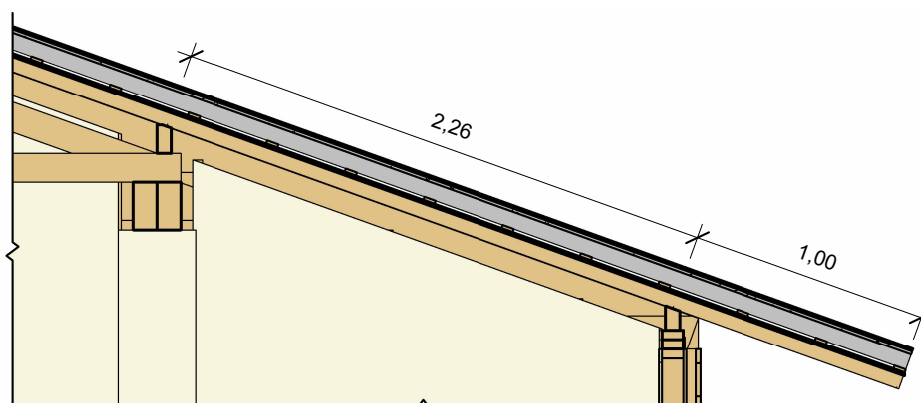
5.2 CAIBROS

Os caibros dos telhados estão afastados 60,0 cm entre si e este afastamento foi definido devido às dimensões das chapas OSB encontradas no mercado e utilizadas para o forramento dos mesmos. Ademais, com este afastamento, as cargas dos caibros são transmitidas diretamente aos montantes verticais dos painéis 3 e 4 das paredes em *wood frame*, afastados em 30,0 cm.

A mensuração dos carregamentos dos caibros ocorre de maneira similar ao da ripas, considerando a largura de influência de cada elemento. Os carregamentos, em N/m^2 , foram transformados em carregamentos uniformes lineares, em N/m , de acordo com a largura de influência. Estes carregamentos estão listados na Tabela 14.

Foram considerados os carregamentos da região próxima aos painéis em *wood frame*, mostrada na Figura 12, região mais crítica do projeto caibros devido ao maior vão entre os apoios e à carga de vento atuante no beiral. Os caibros serão modelados como uma barra submetida à flexo-compressão.

Figura 12 – Região mais crítica para o dimensionamento dos caibros do telhado.



Fonte – Autor.

Tabela 14 – Ações nos caibros.

Descrição	Ação	Direção
Telhas (g_1)	+ 360,00 N/m	Vertical
Ripas (seção 5,0 × 2,5 cm) (g_2)	+ 15,80 N/m	Vertical
Manta isolante (g_3)	+ 3,77 N/m	Vertical
Contra-caibro (seção 5,0 × 2,5 cm) (g_4)	+ 8,78 N/m	Vertical
Chapa LP OSB APA Plus 11,1 mm (g_5)	+ 46,43 N/m	Vertical
Peso próprio (seção 6,0 × 12,0 cm) (g_6)	+ 50,55 N/m	Vertical
Carga de vento (q_v):		
Região do beiral (balanço)	- 1201,80 N/m	Perpendicular
Região do vão	- 540,81 N/m	Perpendicular
Carregamento variável distribuído ³ (q_1)	+ 150,00 N/m	Vertical
Carregamento variável concentrado ⁴ (q_2)	+ 1000 N	Vertical

Fonte – Autor.

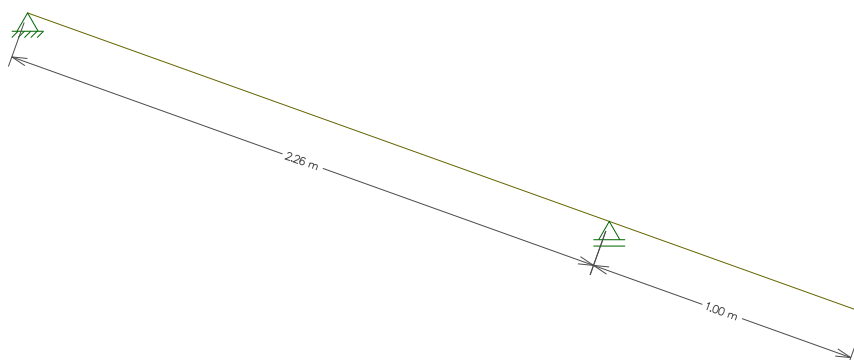
Foram gerados e estão disponibilizados no Apêndice C (Figura 57 até Figura 62) os diagramas de esforços normais, cortantes, momentos fletores e deslocamentos verticais máximos para cada um dos tipos de cargas atuantes nos caibros. O modelo de cálculo dos caibros está mostrado na Figura 13.

Foram consideradas quatro hipóteses de combinação de ações, conforme a Tabela 15. Para as hipóteses onde não é considerada a incidência da carga de vento, foram consideradas as cargas de construção q_1 ou q_2 . Considerou-se que, para uma situação de ventania, não haverão operários ou qualquer manutenção sobre o telhado.

³ Carregamento distribuído definido de acordo com a inclinação da cobertura, em conformidade com o item 6.4 da NBR 6120 (ABNT, 2019, p. 29).

⁴ Carregamento concentrado colocado nas posições mais desfavoráveis, no centro do vão e próximo de um dos apoios, em conformidade com o item 6.4 da NBR 6120 (ABNT, 2019, p. 30).

Figura 13 – Modelo de cálculo dos caibros.



Fonte – Autor.

Tabela 15 – Hipóteses de combinação de ações nos caibros.

Hipótese	Ações
1	$\sum_{i=1}^6 g_i$
2	$\sum_{i=1}^6 g_i + q_v$
3	$\sum_{i=1}^6 g_i + q_1$
4	$\sum_{i=1}^6 g_i + q_2$

Fonte – Autor.

No caso da aplicação da carga concentrada q_2 (hipótese 4), foram consideradas três situações: aplicada no meio do vão, aplicada nas proximidades de um dos apoios (cerca de 1 cm à esquerda do apoio da direita) e aplicada na extremidade do balanço. Será considerada a situação mais desfavorável na análise individual de cada tensão.

Para cada uma das hipóteses listadas na Tabela 15, foram aplicadas as Equação (6) (estado limite último) para a determinação dos esforços normais, cortantes e momentos fletores máximos atuantes nos caibros.

Tabela 16 – Combinações de esforços normais, cortantes e momentos fletores máximos nos caibros.

Hipótese de cálculo	Esforço normal [N]	Esforço cortante [N]	Momento fletor [$N \times m$]
1	- 281,07	- 784,44	+ 290,25
2	+ 903,21	- 888,96	+ 817,74
3	- 376,81	- 1051,66	+ 389,13
4	- 752,48	- 2100,07	+ 1608,41

Fonte – Autor.

As tensões normais máximas foram calculadas através das Equação (9) e Equação (10).

$$\sigma_{td} = \frac{903,21}{7,2e-3} = 0,126 \text{ MPa} \leq 13,153 \text{ MPa} \Rightarrow \text{ok!}$$

As tensões máximas devidas à flexão, calculadas através da Equação (13), foram comparadas à resistência de cálculo conforme a Equação (14).

$$\sigma_{M,d} = \frac{1608,41 \cdot 0,06}{8,64e-6} = 11,170 \text{ MPa} \leq 13,153 \text{ MPa} \Rightarrow \text{ok!}$$

A tensão máxima devida ao cisalhamento foi calculada através da Equação (17).

$$\tau_d = \frac{3}{2} \cdot \frac{2100,07}{7,2e-3} = 0,438 \text{ MPa} \leq 1,182 \text{ MPa} \Rightarrow \text{ok!}$$

Os deslocamentos verticais máximos, no vão e no balanço, foram obtidos com a Equação (7) (estado limite de utilização com combinações de longa duração). Os dados obtidos estão listados na Tabela 17.

Tabela 17 – Deslocamentos verticais máximos nos caibros de acordo com o estado limite de utilização.

Hipótese de cálculo	Deslocamento no vão [mm]	Deslocamento no balanço [mm]
1	-5,724	-0,639
2	-5,724	-0,639
3	-5,822	-0,650
4	-6,379	-4,497

Fonte – Autor.

Conforme item 9.2.2 da NBR 7190 (ABNT, 1997, p. 39), o deslocamento total (δ) não deve superar 1/350 do vão entre os apoios nem 1/175 do comprimento do balanço.

$$\delta_{max. \text{ vao}} = \frac{2260 \text{ mm}}{350} = 6,4571 \text{ mm} \Rightarrow \text{ok!}$$

$$\delta_{max. \text{ balanço}} = \frac{1000 \text{ mm}}{175} = 5,7142 \text{ mm} \Rightarrow \text{ok!}$$

As condições de segurança relativas à resistência e estabilidade das seções transversais foram verificadas através das Equação (19) e Equação (20).

$$\left(\frac{0,126}{13,153} \right)^2 \cdot \frac{11,165}{13,153} = 7,78e-5 \leq 1,0 \Rightarrow \text{ok!}$$

$$\frac{0,126}{13,153} \cdot \frac{11,165}{13,153} = 8,13e-3 \leq 1,0 \Rightarrow \text{ok!}$$

As ripas exercerão a função de contraventamento nos caibros, não permitindo, assim, a perda de estabilidade lateral.

5.3 TERÇAS

Para o dimensionamento das terças, os carregamentos não foram mais considerados uniformemente distribuídos, mas sim concentrados a cada 60,0 *cm* (distância entre os caibros). Serão aqui apresentados os carregamentos das terças apoiadas na tesura da sala, sendo estas as terças mais solicitadas. As terças, assim como as ripas, estão submetidas a uma flexão oblíqua. Os carregamentos serão decompostos nas direções principais da terça de maneira análoga à decomposição realizada nos carregamentos das ripas, conforme Figura 10.

Os carregamentos lineares permanentes ($\sum_{i=1}^6 g_i$), carga de vento (q_v) e carga variável distribuída (q_1) da Tabela 14 foram multiplicados por 1,10 *m* (largura de influência das terças apoiadas na tesura da sala). Estes carregamentos concentrados, mais o carregamento distribuído devido ao peso próprio e carregamento variável concentrado previsto na NBR 6120 (ABNT, 2019, p. 29-30) estão listados na Tabela 18.

Tabela 18 – Ações nas terças.

Descrição	Ação	Direção (x)	Direção (y)
$\sum_{i=1}^6 g_i$ dos caibros (g_1)	+ 484,37 <i>N</i>	+ 163,28 <i>N</i>	+ 456,03 <i>N</i>
Peso próprio (seção 8,0 × 16,0 <i>cm</i>) (g_2)	+ 89,86 <i>N/m</i>	+ 30,30 <i>N/m</i>	+ 84,61 <i>N/m</i>
Carga de vento (q_v)			
Região dos beirais (balanços)	– 1321,98 <i>N</i>	#	+ 1321,98 <i>N</i>
Região dos vãos	– 594,90 <i>N</i>	#	– 594,90 <i>N</i>
Carregamento variável distribuído ⁵ (q_1)	+ 165,00 <i>N</i>	+ 55,63 <i>N</i>	+ 155,35 <i>N</i>
Carregamento variável concentrado ⁶ (q_2)	+ 1000 <i>N</i>	+ 337,10 <i>N</i>	+ 941,48 <i>N</i>

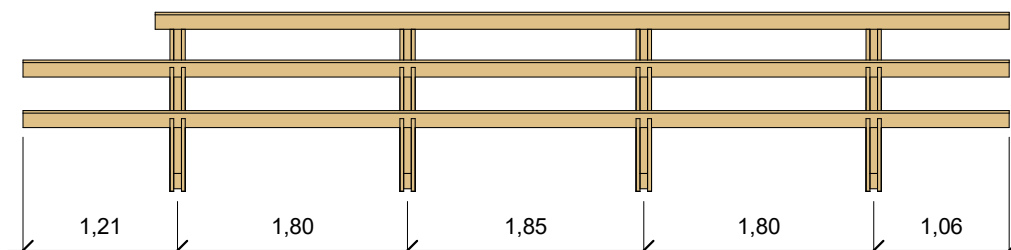
Fonte – Autor.

O vão entre os apoios da terça é definido pela distância entre as tesouras da sala, que não é uniforme por limitações arquitetônicas, conforme Figura 14. De forma a simular a configuração mais desfavorável, para efeitos de cálculo, será modelada como uma viga biapoiada, com uma distância entre os apoios de 1,85 *m* e com trecho em balanço de 1,21 *m*.

⁵ Carregamento distribuído definido de acordo com a inclinação da cobertura, em conformidade com o item 6.4 da NBR 6120 (ABNT, 2019, p. 29).

⁶ Carregamento concentrado colocado nas posições mais desfavoráveis, no centro do vão e próximo de um dos apoios, em conformidade com o item 6.4 da NBR 6120 (ABNT, 2019, p. 30).

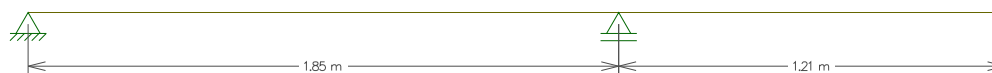
Figura 14 – Dimensões das terças mais solicitadas.



Fonte – Autor.

Foram gerados e estão disponibilizados no Apêndice C (Figura 63 até Figura 73) os diagramas de esforços cortantes, momentos fletores e deslocamentos para cada um dos tipos de cargas atuantes nas terças. O modelo de cálculo das terças está mostrado na Figura 15.

Figura 15 – Modelo de cálculo das terças.



Fonte – Autor.

Foram consideradas quatro hipóteses de combinação de ações, conforme a Tabela 19. Para as hipóteses onde não é considerada a incidência da carga de vento, foram consideradas as cargas de construção q_1 ou q_2 . Considerou-se que, para uma situação de ventania, não haverão operários ou qualquer manutenção sobre o telhado.

Tabela 19 – Hipóteses de combinação de ações nas terças.

Hipótese	Ações
1	$g_1 + g_2$
2	$g_1 + g_2 + q_v$
3	$g_1 + g_2 + q_1$
4	$g_1 + g_2 + q_2$

Fonte – Autor.

No caso da aplicação da carga concentrada q_2 (hipótese 4), foram consideradas três situações: aplicada no meio de um dos vãos, aplicada nas proximidades de um dos apoios (cerca de 1 cm à esquerda do apoio da direita) e aplicada na extremidade do balanço. Será considerada a situação mais desfavorável na análise individual de cada tensão.

Para cada uma das hipóteses listadas na Tabela 19, foram aplicadas as Equação (6) (estado limite último) nas direções (x) e (y), conforme a Tabela 20.

Tabela 20 – Combinações de esforços cortantes e momentos fletores máximos nas terças para as direções (x) e (y) de acordo com o estado limite último.

Hipótese de cálculo	Esforços cortantes máximos [N]		Momentos fletores máximos [N × m]	
	Direção (x)	Direção (y)	Direção (x)	Direção (y)
1	+ 508,51	+ 1420,22	+ 433,37	+ 1210,37
2	+ 326,90	- 1863,17	+ 278,60	+ 1664,92
3	+ 664,28	+ 1855,20	+ 570,45	+ 1593,16
4	+ 980,45	+ 2738,29	+ 1004,42	+ 2805,24

Fonte – Autor.

As tensões máximas devidas à flexão oblíqua, calculadas através da Equação (13), foram comparadas à resistência de cálculo conforme as Equação (15) e Equação (16).

$$\sigma_{M,dx} = \frac{1004,42 \cdot 0,04}{6,82e-6} = 5,889 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{M,dy} = \frac{2805,24 \cdot 0,08}{2,73e-5} = 8,219 \text{ MPa}$$

$$\frac{5,889}{13,153} + 0,5 \cdot \frac{8,219}{13,153} = 0,761 \leq 1,0 \Rightarrow \text{ok!}$$

$$0,5 \cdot \frac{5,889}{13,153} + \frac{8,219}{13,153} = 0,849 \leq 1,0 \Rightarrow \text{ok!}$$

A tensão máxima devida ao cisalhamento foi calculada através da Equação (17).

$$\tau_{dx} = \frac{3}{2} \cdot \frac{980,45}{1,28e-2} = 0,115 \text{ MPa} \leq 1,182 \text{ MPa} \Rightarrow \text{ok!}$$

$$\tau_{dy} = \frac{3}{2} \cdot \frac{2738,29}{1,28e-2} = 0,321 \text{ MPa} \leq 1,182 \text{ MPa} \Rightarrow \text{ok!}$$

Além do estado limite último, também deve ser verificado o estado limite de utilização. Os deslocamentos máximos, no vão e no balanço, foram obtidos com a Equação (7) (estado limite de utilização com combinações de longa duração) e estão listados nas Tabela 21 e Tabela 22. O módulo do vetor deslocamento total (δ_{total}) é obtido através da Equação (64).

Tabela 21 – Deslocamentos máximos nos vãos das terças de acordo com o estado limite de utilização.

Hipótese de cálculo	Deslocamento em (x) [mm]	Deslocamento em (y) [mm]	Deslocamento total [mm]
1	+ 0,745	+ 0,521	0,909
2	+ 0,745	+ 0,502	0,909
3	+ 0,820	+ 0,573	1,000
4	+ 1,426	+ 0,996	1,739

Fonte – Autor.

Tabela 22 – Deslocamentos máximos nos balanços das terças de acordo com o estado limite de utilização.

Hipótese de cálculo	Deslocamento em (x) [mm]	Deslocamento em (y) [mm]	Deslocamento total [mm]
1	- 3,497	- 2,442	4,265
2	- 3,497	- 2,442	4,265
3	- 3,835	- 2,678	4,678
4	- 5,410	- 3,777	6,598

Fonte – Autor.

Conforme item 9.2.2 da NBR 7190 (ABNT, 1997, p. 39), o deslocamento total (δ) não deve superar 1/350 do vão entre os apoios nem 1/175 do comprimento do balanço.

$$\delta_{max. \text{ vao}} = \frac{1850 \text{ mm}}{350} = 5,285 \text{ mm} \Rightarrow \text{ok!}$$

$$\delta_{max. \text{ balanço}} = \frac{1210 \text{ mm}}{175} = 6,914 \text{ mm} \Rightarrow \text{ok!}$$

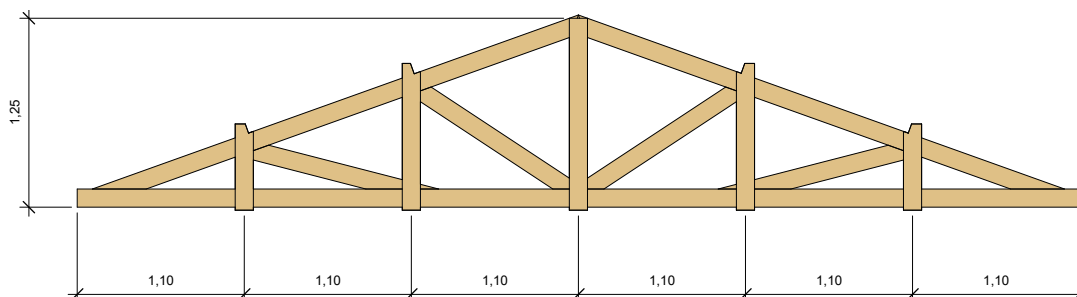
A verificação da estabilidade lateral das ripas para o eixo (y) foi feita através da Equação (18). Para a verificação em relação ao eixo (x) não há valores de β_M previstos na Tabela 16 da NBR 7190 (ABNT, 1997, p. 26), uma vez que a esbelteza é tão baixa que não há qualquer risco de perda de estabilidade.

$$\frac{185}{8,0} \leq \frac{5784}{8,8 \cdot 13,153} \Rightarrow 23,125 \leq 49,972 \Rightarrow \text{ok!}$$

5.4 TESOURAS SALA

As tesouras (ou treliças) da sala possuem 6,6 m de vão e 1,25 m de altura, conforme a Figura 16. As seções transversais dos banzos superior, inferior e diagonais é 6,0 × 12,0 cm, enquanto os montantes possuem seção de 2 × (3,0 × 12,0 cm). A largura de influência da treliça mais solicitada é 1,85 m. As ações estão listados na Tabela 23.

Figura 16 – Dimensões das tesouras da sala.



Fonte – Autor.

Tabela 23 – Ações na tesoura da sala.

Descrição	Ação	Direção
Cargas permanentes ⁷ (g_1)	+ 1619,36 N	Vertical
Peso próprio da tesoura (g_2)	+ 163,8 N/m	Vertical
Carga de vento (q_v)	- 1482,22 N/m	Perpendicular
Carregamento variável distribuído ⁸ (q_1)	+ 462,5 N/m	Vertical

Fonte – Autor.

Foram gerados e estão disponibilizados no Apêndice C (Figura 74 até Figura 77) os diagramas de esforços normais e deslocamentos verticais máximos nas barras para cada um dos tipos de cargas atuantes na treliça.

Foram consideradas três hipóteses de combinação de ações, conforme a Tabela 24. Para a hipótese onde não é considerada a incidência da carga de vento, foi considerada a carga de construção q_1 . Considerou-se que, para uma situação de ventania, não haverão operários ou qualquer manutenção sobre o telhado.

Tabela 24 – Hipóteses de combinação de ações nas tesouras da sala.

Hipótese	Ações
1	$g_1 + g_2$
2	$g_1 + g_2 + q_v$
3	$g_1 + g_2 + q_1$

Fonte – Autor.

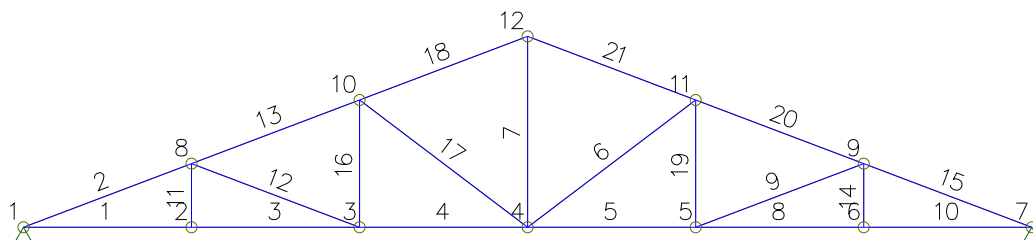
Na Figura 17 estão identificados cada um dos nós e barras da tesoura da sala. Na Tabela 25 estão listados os valores de tensão normal a que estão submetidas as

⁷ Inclui os pesos próprios das telhas, ripas, manta isolante, contra-caibros, chapa OSB, caibros e terço.

⁸ Carregamento distribuído definido de acordo com a inclinação da cobertura, em conformidade com o item 6.4 da NBR 6120 (ABNT, 2019, p. 29).

barras em cada uma das três combinações de ações de acordo com a Equação (6) (estado limite último). Valores positivos indicam esforço de tração, enquanto valores negativos indicam tensões de compressão.

Figura 17 – Modelo de cálculo das tesouras da sala.



Fonte – Autor.

Tabela 25 – Combinações de esforços normais nas barras da tesoura da sala.

Barra	Hipótese 1 [N]	Hipótese 2 [N]	Hipótese 3 [N]
B1 = B10	+ 16743,15	- 303,24	+ 21769,89
B2 = B15	- 17904,06	+ 654,21	- 23279,33
B3 = B8	+ 16743,15	- 303,24	+ 21769,89
B4 = B5	+ 13394,53	+ 127,68	+ 17415,93
B6 = B17	- 4201,08	+ 540,60	- 5462,36
B7	+ 5073,69	- 652,91	+ 6596,94
B9 = B12	- 3580,79	+ 460,79	- 4655,84
B11 = B14	+ 0,00	+ 0,00	+ 0,00
B13 = B20	- 14323,25	+ 853,32	- 18623,48
B16 = B19	+ 1268,42	- 163,23	+ 1649,23
B18 = B21	- 10742,46	+ 1052,42	- 13967,62

Fonte – Autor.

Os maiores esforços ocorrem na hipótese 3. Foram verificadas as barras 1 e 2, para os estados de compressão e tração, respectivamente, de acordo com as equações Equação (10) e Equação (9).

$$\sigma_{cd} = \frac{23279,33}{7,2e-3} = 3,24 \text{ MPa} \leq 13,395 \text{ MPa} \Rightarrow \text{ok!}$$

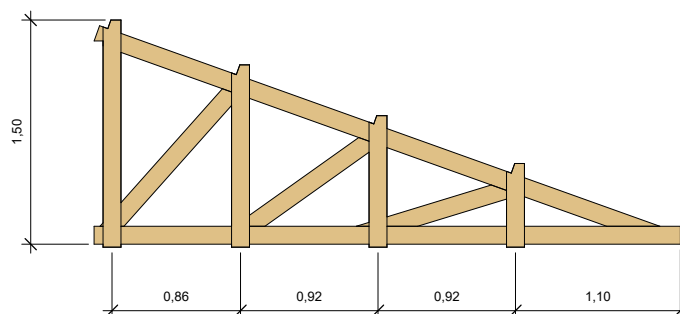
$$\sigma_{td} = \frac{21769,89}{7,2e-3} = 3,03 \text{ MPa} \leq 13,153 \text{ MPa} \Rightarrow \text{ok!}$$

5.5 TESOURAS COZINHA

As tesouras (ou treliças) da cozinha possuem 3,68 m de vão e 1,50 m de altura, conforme a Figura 18. As seções transversais dos banzos superior, inferior e diagonais

é $6,0 \times 12,0 \text{ cm}$, enquanto os montantes possuem seção de $2 \times (3,0 \times 12,0 \text{ cm})$. A largura de influência da treliça mais solicitada é $1,95 \text{ m}$. As ações estão listados na Tabela 26.

Figura 18 – Dimensões das tesouras da cozinha.



Fonte – Autor.

Tabela 26 – Ações na tesoura da cozinha.

Descrição	Ação	Direção
Cargas permanentes ⁹ (g_1)	+ 1628,34 N	Vertical
Peso próprio da tesoura (g_2)	+ 200,30 N/m	Vertical
Carga de vento (q_v)	- 1562,34 N/m	Perpendicular
Carregamento variável distribuído ¹⁰ (q_1)	+ 487,5 N/m	Vertical

Fonte – Autor.

Foram gerados e estão disponibilizados no Apêndice C (Figura 78 até Figura 81) os diagramas de esforços normais e deslocamentos verticais máximos nas barras para cada um dos tipos de cargas atuantes na treliça.

Foram consideradas três hipóteses de combinação de ações, conforme a Tabela 27. Para a hipótese onde não é considerada a incidência da carga de vento, foi considerada a carga de construção q_1 . Considerou-se que, para uma situação de ventania, não haverão operários ou qualquer manutenção sobre o telhado.

Tabela 27 – Hipóteses de combinação de ações nas tesouras da cozinha.

Hipótese	Ações
1	$g_1 + g_2$
2	$g_1 + g_2 + q_v$
3	$g_1 + g_2 + q_1$

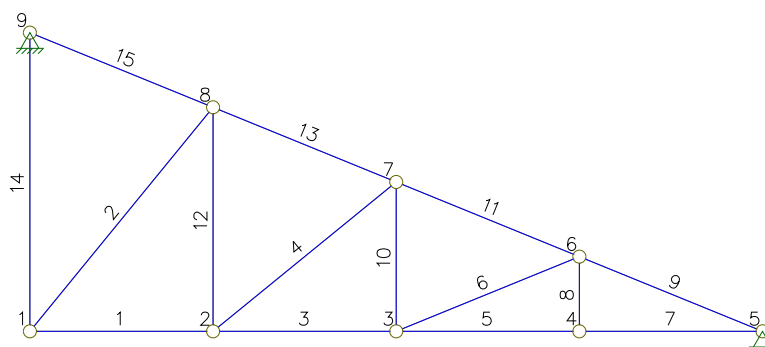
Fonte – Autor.

⁹ Inclui os pesos próprios das telhas, ripas, manta isolante, contra-caibros, chapa OSB, caibros e terça.

¹⁰ Carregamento distribuído definido de acordo com a inclinação da cobertura, em conformidade com o item 6.4 da NBR 6120 (ABNT, 2019, p. 29).

Na Figura 19 estão identificados cada um dos nós e barras da tesoura da cozinha. Na Tabela 28 estão listados os valores de tensão normal a que estão submetidas as barras em cada uma das três combinações de ações de acordo com a Equação (6) (estado limite último). Valores positivos indicam esforço de tração, enquanto valores negativos indicam tensões de compressão.

Figura 19 – Modelo de cálculo das tesouras da cozinha.



Fonte – Autor.

Tabela 28 – Combinações de esforços normais nas barras da tesoura da sala.

Barra	Hipótese 1 [N]	Hipótese 2 [N]	Hipótese 3 [N]
B1	3139	263	3970
B2	-4958	-415	-6272
B3	6277	525	7940
B4	-4049	-339	-5122
B5	9415	787	11910
B6	-3389	-284	-4288
B7	9415	787	11910
B8	0	0	0
B9	-10167	-455	-12862
B10	1280	107	1619
B11	-6778	621	-8589
B12	2559	214	3237
B13	-3389	1695	-4288
B14	3838	321	4855
B15	0	2769	0

Fonte – Autor.

Os maiores esforços ocorrem na hipótese 3. Foram verificadas as barras 7 e 9, para os estados de compressão e tração, respectivamente, de acordo com as equações Equação (10) e Equação (9).

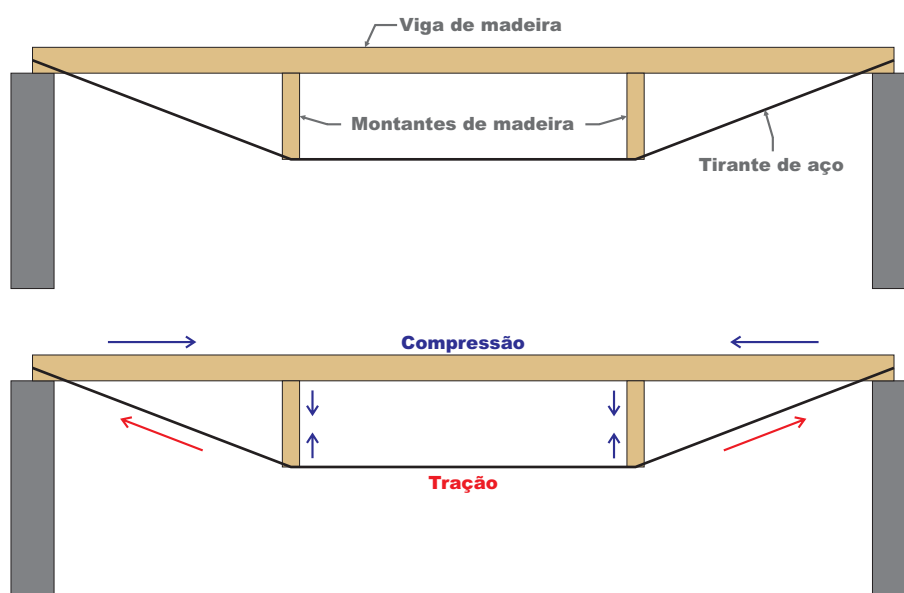
$$\sigma_{cd} = \frac{11909,72}{7,2e-3} = 1,66 \text{ MPa} \leq 13,395 \text{ MPa} \Rightarrow \text{ok!}$$

$$\sigma_{td} = \frac{12861,10}{7,2e-3} = 1,79 \text{ MPa} \leq 13,153 \text{ MPa} \Rightarrow \text{ok!}$$

5.6 VIGA VAGONADA DE MADEIRA NA SALA

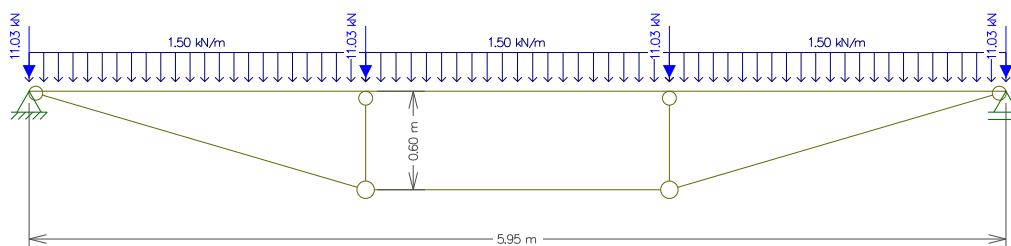
Para apoiar as tesouras da sala foi prevista uma viga vagonada (ou treliça invertida), composta por montantes de madeira mais tirante de aço, formando a configuração exibida na Figura 20. O aço é empregado como um reforço à tração para o sistema. O modelo de cálculo da viga está mostrado na Figura 21.

Figura 20 – Esquema viga vagonada da sala.



Fonte – Autor.

Figura 21 – Modelo de cálculo da viga vagonada da sala.



Fonte – Autor.

Foram gerados e estão disponibilizados no Apêndice C (Figura 82) os diagramas de esforços cortantes, momentos fletores e deslocamentos verticais máximos na viga vagonada de madeira na sala. A viga está sujeita aos carregamentos concentrados das quatro tesouras da sala, equivalentes, cada um, à 11,03 kN, mais um carregamento distribuído equivalente à 1,50 kN/m.

- Viga:

A viga é composta por dois elementos retangulares de seção 10,0 × 20,0 cm justapostos. Neste caso, supondo uma execução cuidadosa e a existência de parafusos suplementares que solidarizem permanentemente o sistema, a mesma será dimensionada como uma única peça maciça, mas com uma redução de 15% no valor de seu Momento de inércia.

A viga está comprimida e a condição a ser verificada quanto aos esforços normais está disposta na Equação (10).

$$\sigma_{cd} = \frac{47790}{0,04} = 1,20 \text{ MPa} \leq 13,153 \text{ MPa} \Rightarrow \text{ok!}$$

As tensões máximas devidas à flexão, calculadas através da Equação (13), foram comparadas à resistência de cálculo conforme a Equação (14).

$$\sigma_{M,d} = \frac{755,0 \cdot 0,1}{0,85 \cdot 1,33e-4} = 0,67 \text{ MPa} \leq 13,153 \text{ MPa} \Rightarrow \text{ok!}$$

A tensão máxima devida ao cisalhamento foi calculada através da Equação (17).

$$\tau_d = \frac{3}{2} \cdot \frac{1570,0}{0,04} = 5,89 \text{ MPa} \leq 1,182 \text{ MPa} \Rightarrow \text{ok!}$$

Conforme item 9.2.2 da NBR 7190 (ABNT, 1997, p. 39), o deslocamento total (δ_{total}) não deve superar 1/350 do vão entre os apoios. Neste caso, os montantes em madeira serão, também, considerados apoios da viga.

$$\delta_{max.} = \frac{1983 \text{ mm}}{350} = 5,664 \text{ mm} \Rightarrow \text{ok!}$$

- Montantes:

Os montantes são peças curtas sujeitas ao esforço de compressão, cuja verificação é feita através da Equação (10).

$$\sigma_{cd} = \frac{13990}{0,02} = 0,70 \text{ MPa} \leq 13,153 \text{ MPa} \Rightarrow \text{ok!}$$

- Tirante:

O tirante de aço que compõe a viga vagonada está sujeito à esforços de tração. Foi verificada, seguindo os critérios da NBR 8800 (ABNT, 2008), a utilização da um tirante Aço A36 com bitola de 3/8”.

O estado limite último de escoamento da seção bruta é verificado através da Equação (65).

$$N_{t,Rd} = \frac{A_g \cdot f_y}{\gamma_{a1}} \geq f_{yd} \quad (65)$$

$$\frac{2,85 \text{ cm}^2 \cdot 25 \text{ kN/cm}^2}{1,10} = 64,84 \text{ kN} \geq 49,79 \text{ kN} \Rightarrow \text{ok!}$$

O estado limite último de ruptura da seção líquida efetiva é verificado através da Equação (66).

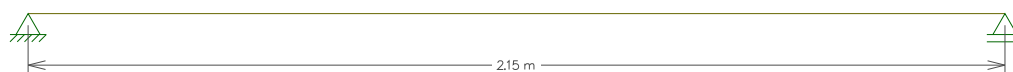
$$N_{t,Rd} = \frac{A_e \cdot f_u}{\gamma_{a2}} \geq f_{yd} \quad (66)$$

$$N_{t,Rd} = \frac{A_e \cdot f_u}{\gamma_{a2}} = \frac{2,85 \text{ cm}^2 \cdot 40 \text{ kN/cm}^2}{1,35} = 84,53 \text{ kN} \geq 49,79 \text{ kN} \Rightarrow \text{ok!}$$

5.7 PISO DE MADEIRA NA SALA

As vigas de madeira que suportam as chapas de OSB do piso da sala estão afastadas 0,40 cm entre si e estão apoiadas em vigas de concreto armado afastadas em 2,15 m. Seguem o modelo de viga horizontal biapoiada submetida à flexão simples reta. O modelo de cálculo das terças está mostrado na Figura 22.

Figura 22 – Modelo de cálculo das vigas de madeira do piso da sala.



Fonte – Autor.

Para a mensuração dos carregamentos destas vigas, é considerada a largura de influência dos elementos mais solicitados, de 40,0 cm. Os carregamentos, em N/m^2 , foram transformados em carregamentos uniformes lineares, em N/m , de acordo com a largura de influência. Estes carregamentos estão listados na Tabela 29.

Tabela 29 – Ações nas vigas de madeira do piso da sala.

Descrição	Ação	Ação Linearizada
Carga de uso ¹¹ (q_1)	– 1500 N/m ²	– 600,00 N/m
Assoalho ¹² (g_1)	– 1000 N/m ²	– 400,00 N/m
Chapa LP OSB APA Plus 18,3 mm (g_2)	– 126,37 N/m ²	– 50,55 N/m
Peso próprio (seção 6,0 × 12,0 cm) (g_3)	– 7020 N/m ³	– 50,55 N/m

Fonte – Autor.

Foram gerados e estão disponibilizados no Apêndice C (Figura 83 e Figura 84) os diagramas de esforços cortantes, momentos fletores e deslocamentos verticais máximos para cada um dos tipos de cargas atuantes nas vigas de madeira do sistema de piso da sala.

Foram consideradas apenas duas hipóteses de combinação de ações, conforme a Tabela 30.

Tabela 30 – Hipóteses de combinação de ações nas vigas de madeira do piso da sala.

Hipótese	Ações
1	$g_1 + g_2 + g_3$
2	$g_1 + g_2 + g_3 + q_1$

Fonte – Autor.

Para cada uma das hipóteses listadas na Tabela 30, foram aplicadas as Equação (6) (estado limite último) para a determinação dos esforços cortantes e momentos fletores máximos e Equação (7) (estado limite de utilização com combinações de longa duração) para a determinação dos deslocamentos verticais máximos atuantes nas vigas. Os resultados estão listados na Tabela 31.

Tabela 31 – Combinações de esforços cortantes, momentos fletores e deslocamentos verticais máximos nas vigas de madeira do piso da sala.

Hipótese de cálculo	Esforço cortante [N]	Momento fletor [$N \times m$]	Deslocamento total [mm]
1	+ 754,16	+ 405,36	– 2,79
2	+ 1657,16	+ 890,73	– 3,46

Fonte – Autor.

As tensões máximas devidas à flexão, calculadas através da Equação (13), foram comparadas à resistência de cálculo conforme a Equação (14).

¹¹ Carregamento uniformemente distribuído definido de acordo com a Tabela 10 da NBR 6120 (ABNT, 2019, p. 20).

¹² Carregamento uniformemente distribuído definido de acordo com a Tabela 4 da NBR 6120 (ABNT, 2019, p. 12).

$$\sigma_{M,d} = \frac{890,73 \cdot 0,06}{8,64e-6} = 6,186 \text{ MPa} \leq 13,153 \text{ MPa} \Rightarrow \text{ok!}$$

A tensão máxima devida ao cisalhamento foi calculada através da Equação (17).

$$\tau_d = \frac{3}{2} \cdot \frac{1657,16}{7,2e-3} = 0,346 \text{ MPa} \leq 1,182 \text{ MPa} \Rightarrow \text{ok!}$$

Conforme item 9.2.2 da NBR 7190 (ABNT, 1997, p. 39), o deslocamento total (δ_{total}) não deve superar 1/350 do vão entre os apoios.

$$\delta_{max.} = \frac{2150 \text{ mm}}{350} = 6,14 \text{ mm} \Rightarrow \text{ok!}$$

A verificação da estabilidade lateral das ripas para o eixo horizontal foi feita através da Equação (18). Para a verificação em relação ao eixo vertical não há valores de β_M previstos na Tabela 16 da NBR 7190 (ABNT, 1997, p. 26), uma vez que a esbeltez é tão baixa que não há qualquer risco de perda de estabilidade.

$$\frac{215}{6,0} \leq \frac{5784}{8,8 \cdot 13,153} \Rightarrow 35,834 \leq 49,972 \Rightarrow \text{ok!}$$

De forma a aumentar a estabilidade lateral das ripas do sistema de piso da sala da edificação em relação ao eixo horizontal, foram previstos montantes de contraventamento espaçados a cada 2,09 m.

5.8 PAINÉIS EM WOOD FRAME

Foram previstos 14 painéis em *wood frame* para a edificação. Todos são compostos por montantes com seção transversal de 4,0 × 9,0 cm. Os espaçamentos entre os montantes, listados na Tabela 32, variam conforme o painel de modo que este se integre com os demais elementos estruturais e de vedação da edificação. Foram previstos montantes simples e duplos. Os montantes duplos estão localizados nas extremidades de vãos na parede, áreas de maior concentração de esforços devido à ausência de montantes vizinhos. Enquanto os demais painéis terão a função de vedação, devendo apenas suportar as cargas de peso próprio e de vento, o Painel 3 recebe as cargas de parte da estrutura de telhado, conforme mostrado na Figura 12. A distribuição completa dos painéis pode ser visualizada no Apêndice E.

Tabela 32 – Painéis em *wood frame*.

ID	Pavimento	Espaçamento entre montantes [cm]	Observações
Painel 1	Térreo	40,0	Painel fechado
Painel 2	Térreo	40,0	Hospeda uma janela J2
Painel 3	Térreo	30,0	Hospeda duas janelas J2
Painel 4	Térreo	40,0	Hospeda uma janela J2
Painel 5	Térreo	40,0	Hospeda uma porta P1
Painel 6	Térreo	40,0	Painel fechado
Painel 7	Inferior	60,0	Painel fechado
Painel 8	Inferior	60,0	Painel fechado
Painel 9	Inferior	60,0	Hospeda uma janela J2
Painel 10	Inferior	60,0	Hospeda uma janela J2
Painel 11	Inferior	60,0	Painel fechado
Painel 12	Inferior	60,0	Painel fechado
Painel 13	Inferior	60,0	Painel fechado
Painel 14	Inferior	60,0	Painel fechado

Fonte – Autor.

Os montantes dos painéis estarão sujeitos aos carregamentos verticais listados na Tabela 33. Estes carregamentos variam conforme o espaçamento entre montantes - e conseqüente largura de influência. Ademais, o Painel 3 está sujeito à ações horizontais devido ao vento, enquanto, nas demais faces da edificação, as ações de vento são absorvidas pelos elementos de concreto armado.

Tabela 33 – Ações verticais nos montantes dos painéis em *wood frame* de acordo com o espaçamento entre montantes.

Carga	Espaçamento de 30 cm [N/m]	Espaçamento de 40 cm [N/m]	Espaçamento de 60 cm [N/m]
Peso próprio (seção 4,0 × 9,0 cm)	25,28	25,28	25,28
Acabamento em gesso acartonado	75,0	100,0	150,0
LP OSB APA Plus 11,1 mm	23,22	30,96	46,43
Manta isolante	1,89	2,52	3,77
Ripas (seção 4,0 × 4,0 cm)	11,24	11,24	11,24
Frontal (espessura de 2,0 cm)	42,12	56,16	84,26
Total	178,75	226,16	320,98

Fonte – Autor.

Foram gerados e estão disponibilizados no Apêndice C (Figura 85 até Figura 88) os diagramas de esforços normais, cortantes, momentos fletores e deslocamentos verticais máximos para os painéis com espaçamento de 30,0 cm (com carregamento do telhado) e de 60,0 cm.

5.8.1 Painel 3

O painel 3 possui espaçamento entre montantes de 30,0 cm e recebe parte dos carregamentos do telhado da edificação. O índice de esbeltez foi verificado dividindo-se o comprimento dos montantes pelo seu raio de giração.

$$\lambda = \frac{3,06}{0,025987} = 117,78 \Rightarrow \text{Peça esbelta}$$

$$N_e = \frac{\pi^2 EI}{(KL)^2} = \frac{3,14^2 \cdot 5784e9 \cdot 2,43e-6}{9} = 15400 \text{ N}$$

$$e_a = \frac{l}{300} = \frac{3,06}{300} = 0,01 \text{ m}$$

$$e_i = \frac{M_d}{N_d} = 1,4 \cdot \frac{139,00}{3736,23} = 0,05208 \text{ m}$$

$$M_d = 3736,23 \cdot (0,01 + 0,05208) \cdot \left(\frac{15400}{15400 - 3736,23} \right) = 306,25 \text{ Nm}$$

$$\sigma_{cd} = \frac{N_d}{A_w} = \frac{3736,23}{3,6e-3} = 1,038 \text{ MPa} \leq 13,153 \text{ MPa} \Rightarrow \text{ok!}$$

$$\sigma_{M,d} = \frac{306,25 \cdot 0,045}{2,43e-6} = 5,672 \text{ MPa} \leq 13,153 \text{ MPa} \Rightarrow \text{ok!}$$

$$\frac{1,038}{13,153} + \frac{5,672}{13,153} = 0,51 \leq 1,00 \Rightarrow \text{ok!}$$

$$\tau_d = \frac{3}{2} \cdot \frac{1129,05}{3,6e-3} = 0,471 \text{ MPa} \leq 1,182 \text{ MPa} \Rightarrow \text{ok!}$$

5.8.2 Painel 9

O painel 9 possui espaçamento entre montantes de 60,0 cm e possui a função de vedação, não recebendo outros carregamentos verticais além do peso próprio dos materiais de vedação. O índice de esbeltez foi verificado dividindo-se o comprimento dos montantes pelo seu raio de giração.

$$\lambda = \frac{2,16}{0,025987} = 83,14 \Rightarrow \text{Peça esbelta}$$

$$N_e = \frac{\pi^2 EI}{(KL)^2} = \frac{3,14^2 \cdot 5784e9 \cdot 2,43e-6}{4,67} = 29700 \text{ N}$$

$$e_a = \frac{l}{300} = \frac{2,16}{300} = 0,0072 \text{ m}$$

$$e_j = \frac{M_d}{N_d} = 1,4 \cdot \frac{30,34}{882,23} = 0,048 \text{ m}$$

$$M_d = 882,23 \cdot (0,0072 + 0,048) \cdot \left(\frac{29700}{29700 - 882,23} \right) = 50,20 \text{ Nm}$$

$$\sigma_{cd} = \frac{N_d}{A_w} = \frac{882,23}{3,6e-3} = 0,25 \text{ MPa} \leq 13,153 \text{ MPa} \Rightarrow \text{ok!}$$

$$\sigma_{M,d} = \frac{306,25 \cdot 0,045}{2,43e-6} = 0,92 \text{ MPa} \leq 13,153 \text{ MPa} \Rightarrow \text{ok!}$$

$$\frac{0,25}{13,153} + \frac{0,92}{13,153} = 0,08 \leq 1,00 \Rightarrow \text{ok!}$$

$$\tau_d = \frac{3}{2} \cdot \frac{155,64}{3,6e-3} = 0,065 \text{ MPa} \leq 1,182 \text{ MPa} \Rightarrow \text{ok!}$$

5.8.3 Chumbadores

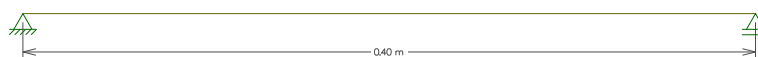
Os montantes serão fixados à estrutura de concreto armado com chumbadores do tipo *bolt* 3/8" × 75 (WALSYWA[®], 2022). A carga máxima de tração suportada por cada chumbador é de 19,9 kN, enquanto a resistência ao cisalhamento é de 15,88 kN. A quantidade e posição dos chumbadores em cada painel estão mostrados nas pranchas de desenho, disponível no Apêndice E.

5.9 DECK EXTERNO

- Réguas:

As réguas do *deck* externo são apoiadas por vigotas espaçadas a cada 40,0 cm e estão submetidas à flexão simples reta. A carga de uso, de 1500 N/m², foi linearizada. A seção escolhida para as réguas é de 2,0 × 10,0 cm, que possui um peso próprio de 14,04 N/m. Foram gerados e estão disponibilizados no Apêndice C (Figura 89 e Figura 90) os diagramas de esforços cortantes, momentos fletores e deslocamentos verticais máximos para as cargas permanentes e variáveis nas réguas do *deck* externo. O modelo de cálculo das réguas do *deck* externo está mostrado na Figura 23.

Figura 23 – Modelo de cálculo das réguas do *deck* externo.



Fonte – Autor.

As tensões máximas devidas à flexão, calculadas através da Equação (13), foram comparadas à resistência de cálculo conforme a Equação (14).

$$\sigma_{M,d} = \frac{42,4 \cdot 0,01}{6,67e-8} = 6,36 \text{ MPa} \leq 13,153 \text{ MPa} \Rightarrow \text{ok!}$$

A tensão máxima devida ao cisalhamento foi calculada através da Equação (17).

$$\tau_d = \frac{3}{2} \cdot \frac{423,94}{2,0e-3} = 0,318 \text{ MPa} \leq 1,182 \text{ MPa} \Rightarrow \text{ok!}$$

Conforme item 9.2.2 da NBR 7190 (ABNT, 1997, p. 39), o deslocamento total (δ_{total}) não deve superar 1/350 do vão entre os apoios.

$$\delta_{max.} = \frac{400 \text{ mm}}{350} = 1,14 \text{ mm} \Rightarrow \text{ok!}$$

- Vigotas:

As vigotas que recebem as cargas das régua possuem seção transversal de $6,0 \times 12,0 \text{ cm}$ (peso próprio de $50,55 \text{ N/m}$) e possui o maior vão entre apoios de $210,0 \text{ cm}$. O dimensionamento foi realizado considerando a largura de influência do elemento, de $40,0 \text{ cm}$. Foram gerados e estão disponibilizados no Apêndice C (Figura 91 e Figura 92) os diagramas de esforços cortantes, momentos fletores e deslocamentos verticais máximos para as cargas permanentes e variáveis nas vigotas do *deck* externo. O modelo de cálculo das vigotas do *deck* externo está mostrado na Figura 24.

Figura 24 – Modelo de cálculo das vigotas as do *deck* externo.



Fonte – Autor.

As tensões máximas devidas à flexão, calculadas através da Equação (13), foram comparadas à resistência de cálculo conforme a Equação (14).

$$\sigma_{M,d} = \frac{506,4 \cdot 0,06}{8,64e-6} = 3,52 \text{ MPa} \leq 13,153 \text{ MPa} \Rightarrow \text{ok!}$$

A tensão máxima devida ao cisalhamento foi calculada através da Equação (17).

$$\tau_d = \frac{3}{2} \cdot \frac{964,58}{7,2e-3} = 0,201 \text{ MPa} \leq 1,182 \text{ MPa} \Rightarrow \text{ok!}$$

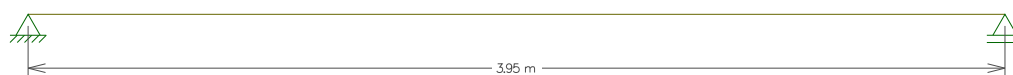
Conforme item 9.2.2 da NBR 7190 (ABNT, 1997, p. 39), o deslocamento total (δ_{total}) não deve superar 1/350 do vão entre os apoios.

$$\delta_{max.} = \frac{2100 \text{ mm}}{350} = 6,0 \text{ mm} \Rightarrow \text{ok!}$$

- Vigas:

As vigotas estão apoiadas em vigas mais robustas, de seção transversal de $10,0 \times 20,0 \text{ cm}$ (peso próprio de $140,4 \text{ N/m}$). A largura de influência do elemento mais solicitado é de $180,0 \text{ cm}$. A distância máxima entre os apoios é de $395,0 \text{ cm}$. Foram gerados e estão disponibilizados no Apêndice C (Figura 93 e Figura 94) os diagramas de esforços cortantes, momentos fletores e deslocamentos verticais máximos para as cargas permanentes e variáveis nas vigas do *deck* externo. O modelo de cálculo das vigas do *deck* externo está mostrado na Figura 25.

Figura 25 – Modelo de cálculo das vigas as do *deck* externo.



Fonte – Autor.

As tensões máximas devidas à flexão, calculadas através da Equação (13), foram comparadas à resistência de cálculo conforme a Equação (14).

$$\sigma_{M,d} = \frac{7916,57 \cdot 0,1}{6,67e-5} = 11,87 \text{ MPa} \leq 13,153 \text{ MPa} \Rightarrow \text{ok!}$$

A tensão máxima devida ao cisalhamento foi calculada através da Equação (17).

$$\tau_d = \frac{3}{2} \cdot \frac{8016,80}{2,0e-2} = 0,602 \text{ MPa} \leq 1,182 \text{ MPa} \Rightarrow \text{ok!}$$

Conforme item 9.2.2 da NBR 7190 (ABNT, 1997, p. 39), o deslocamento total (δ_{total}) não deve superar $1/350$ do vão entre os apoios.

$$\delta_{max.} = \frac{3950 \text{ mm}}{350} = 11,28 \text{ mm} \Rightarrow \text{ok!}$$

- Apoios:

As vigas são apoiadas por peças de madeira com seção transversal de $10,0 \times 20,0 \text{ cm}$. As tensões normais de compressão foram verificadas através da Equação (10).

$$\sigma_{cd} = \frac{5726,28}{0,02} = 0,40 \text{ MPa} \leq 13,395 \text{ MPa} \Rightarrow \text{ok!}$$

5.10 ESCADA

A escada será executada com degraus isolados (seção transversal de $5,0 \times 25,0 \text{ cm}$), apoiados em vigas de seção $6,0 \times 12,0 \text{ cm}$. As vigas são sustentadas por

pilares de seção $6,0 \times 12,0 \text{ cm}$. A carga de uso da escada, estipulada pela Tabela 10 da NBR 6120 (ABNT, 2014, p. 21) é $2,5 \text{ kN/m}^2$.

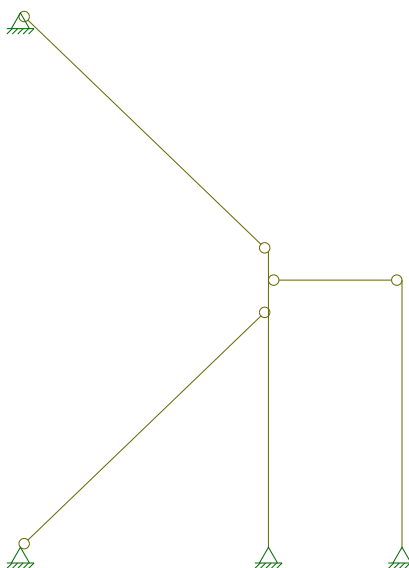
Tabela 34 – Ações na escada.

Descrição	Ação [N/m]
Carga de uso NBR 6120:2014	- 2500,00
Peso próprio (seção $5,0 \times 25,0 \text{ cm}$)	+ 87,75
Peso próprio (seção $6,0 \times 12,0 \text{ cm}$)	+ 50,55

Fonte – Autor.

Foram gerados e estão disponibilizados no Apêndice C (Figura 95 até Figura 98) os diagramas de esforços normais, cortantes, momentos fletores e deslocamentos verticais máximos para as cargas permanentes e variáveis nos degraus e vigas da escada. O modelo de cálculo do pórtico da escada está mostrado na Figura 26.

Figura 26 – Modelo de cálculo do pórtico da escada.



Fonte – Autor.

- Degraus:

As tensões máximas devidas à flexão, calculadas através da Equação (13), foram comparadas à resistência de cálculo conforme a Equação (14).

$$\sigma_{M,d} = \frac{79,8 \cdot 0,025}{2,60e-6} = 0,77 \text{ MPa} \leq 13,153 \text{ MPa} \Rightarrow \text{ok!}$$

A tensão máxima devida ao cisalhamento foi calculada através da Equação (17).

$$\tau_d = \frac{3}{2} \cdot \frac{406,0}{1,25e-2} = 0,049 \text{ MPa} \leq 1,182 \text{ MPa} \Rightarrow \text{ok!}$$

Conforme item 9.2.2 da NBR 7190 (ABNT, 1997, p. 39), o deslocamento total (δ_{total}) não deve superar 1/350 do vão entre os apoios.

$$\delta_{max.} = \frac{800 \text{ mm}}{350} = 2,28 \text{ mm} \Rightarrow \text{ok!}$$

- Vigas:

As tensões máximas devidas à flexão, calculadas através da Equação (13), foram comparadas à resistência de cálculo conforme a Equação (14).

$$\sigma_{M,d} = \frac{459,2 \cdot 0,06}{8,64e-6} = 3,19 \text{ MPa} \leq 13,153 \text{ MPa} \Rightarrow \text{ok!}$$

A tensão máxima devida ao cisalhamento foi calculada através da Equação (17).

$$\tau_d = \frac{3}{2} \cdot \frac{1022,0}{1,04e-2} = 0,26 \text{ MPa} \leq 1,182 \text{ MPa} \Rightarrow \text{ok!}$$

Conforme item 9.2.2 da NBR 7190 (ABNT, 1997, p. 39), o deslocamento total (δ_{total}) não deve superar 1/350 do vão entre os apoios.

$$\delta_{max.} = \frac{1984 \text{ mm}}{350} = 5,67 \text{ mm} \Rightarrow \text{ok!}$$

As condições de segurança relativas à resistência e estabilidade das seções transversais foram verificadas através das Equação (19) e Equação (20).

$$\left(\frac{2,232}{13,153} \right)^2 \cdot \frac{0,46}{13,153} = 3,07e-4 \leq 1,0 \Rightarrow \text{ok!}$$

$$\frac{2,232}{13,153} \cdot \frac{0,46}{13,153} = 5,94e-3 \leq 1,0 \Rightarrow \text{ok!}$$

- Pilares:

As vigas são apoiadas por peças de madeira com seção transversal de $6,0 \times 12,0 \text{ cm}$. As tensões normais de compressão foram verificadas através da Equação (10).

$$\sigma_{cd} = \frac{3094}{7,2e-3} = 0,43 \text{ MPa} \leq 13,395 \text{ MPa} \Rightarrow \text{ok!}$$

5.11 LAJES DE CONCRETO ARMADO NO ELU

Estão previstas 10 lajes do tipo maciça para a edificação, conforme a Tabela 35. Os vão efetivos das lajes (coluna 3 da Tabela 35) foram calculados considerando o coeficiente de apoio das vigas que às circundam, em conformidade como item 14.7.2.2 da NBR 6118 (ABNT, 2014, p. 95).

As espessuras das lajes (coluna 6 da Tabela 35) foram pré-dimensionadas dividindo-se o menor vão (l_x) livre por 40, respeitando-se o valor mínimo de 8 cm, estabelecido pelo item 13.2.4.1 da NBR 6118 (ABNT, 2014, p. 74). As lajes L2, L7, L8, L9 e L10 tiveram um incremento de espessura após cálculos iniciais. O tipo de armação (coluna 7 da Tabela 35) foi estabelecido dividindo-se o maior vão livre (l_y) pelo menor vão livre (l_x) da respectiva laje. Se a divisão resultar em valores inferiores a 2,0, a laje será bidirecional. Do contrário, será armada em apenas uma direção.

Tabela 35 – Pré-dimensionamento das lajes maciças da edificação.

Laje	Pavimento	Dimensões efetivas [cm]	Perímetro [cm]	Área [cm ²]	Espessura [cm]	Armação
L1	Pav. Inf.	200 × 278	956,0	55600,0	8,0	Bidirecional
L2	Pav. Inf.	290 × 278	1136,0	80620,0	10,0	Bidirecional
L3	Pav. Inf.	200 × 278	956,0	55600,0	8,0	Bidirecional
L4	Pav. Inf.	200 × 278	956,0	55600,0	8,0	Bidirecional
L5	Pav. Térreo	99 × 210	618,0	20790,0	8,0	Unidirecional
L6	Pav. Térreo	211 × 210	842,0	44310,0	8,0	Bidirecional
L7	Pav. Térreo	380 × 278	1316,0	105640,0	11,0	Bidirecional
L8	Pav. Térreo	380 × 278	1316,0	105640,0	11,0	Bidirecional
L9	Fechamento	325 × 210	1070,0	68250,0	11,0	Bidirecional
L10	Reservatório	211 × 210	842,0	44310,0	9,0	Bidirecional

Fonte – Autor.

Todas as lajes estarão sujeitas ao carregamento permanente devido ao peso próprio do concreto armado (para $h = 8$ cm, têm-se uma carga distribuída de 2000 N/m²) mais o peso próprio da camada de contra-piso, de 630 N/m². Além disso, a laje L9 estará sujeita ao carregamento permanente devido ao reboco de teto na sua face inferior, de 290 N/m². As lajes L1, L2, L3, L4, L5, L6, L7 e L8 estarão sujeitas, ainda, ao carregamento permanente devido ao peso próprio do revestimento cerâmico, de 180 N/m².

Os carregamentos acidentais das lajes L1, L2, L3, L4, L5, L6, L7, L8 e L9 foram estipulados em 1500 N/m², conforme já discutido na Seção 3.2. A laje L10 deve suportar a carga do reservatório de água da edificação, aqui estimada em 3500 N/m². A laje L2 deve suportar a carga das paredes em alvenaria do banheiro do pavimento inferior. Esta carga foi estipulada em 750 N/m², conforme a Tabela 11 da NBR 6120 (ABNT, 2019, p. 27).

Tabela 36 – Módulo dos carregamentos nas lajes de concreto armado.

Laje	Carga permanente ($\sum g$) [N/m ²]	Carga variável ($\sum q$) [N/m ²]
L1	2810	1500
L2	4060	15002
L3	2810	1500
L4	2810	1500
L5	2810	1500
L6	2810	1500
L7	35602	1500
L8	3560	1500
L9	3670	1500
L10	2880	3500

Fonte – Autor.

Serão aqui apresentados os cálculos detalhados das lajes L5 (unidirecional) e L10 (bidirecional mais solicitada no Estado Limite Último). Os resultados para as demais lajes estão apresentados na forma de tabelas na Seção 5.11.3.

5.11.1 Exemplo de dimensionamento de laje: Unidirecional L5

- Estado Limite de Serviço de Deformação Excessiva:

A laje L5, armada em apenas uma direção, está apoiada sobre as vigas que à circundam e engastada na laje L6. As flechas imediata e total foram calculadas, respectivamente, através das Equação (26) e Equação (25).

$$f_0 = \frac{3,26 \cdot 1,038^4}{184,6 \cdot 21 \cdot 10^6 \cdot 0,08^3/12} = 0,01 \text{ cm}$$

$$f_\infty = 2,39 \cdot 0,01 = 0,3 \text{ cm}$$

Portanto, para o limite sensorial visual, conforme Equação (27):

$$f_\infty \leq \frac{103,8}{250} = 0,41 \text{ cm} \Rightarrow \text{ok!}$$

A verificação da flecha de acordo com o limite sensorial de vibração ocorre através da Equação (28).

$$f_0(q) = \frac{0,01}{3,26} \cdot 1,5 = 0,01 \text{ cm} \leq f_{adm} = \frac{103,8}{350} = 0,29 \text{ cm} \Rightarrow \text{ok!}$$

O Momento de Fissuração (M_r) é encontrado através da Equação (35).

$$M_r = \frac{1,5 \cdot 0,3 \cdot \sqrt[3]{20^2} \cdot 10^3 \cdot 0,08^3/12}{0,08/2} = 3,53 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

Os momentos fletores máximos são encontrados através das Equação (33) e Equação (34).

$$M^- = \frac{3,26 \cdot 1,038^2}{8} = 0,44 \frac{kNm}{m} < M_r \Rightarrow \text{ok!}$$

$$M^+ = \frac{3,26 \cdot 1,038^2}{14,22} = 0,25 \frac{kNm}{m} < M_r \Rightarrow \text{ok!}$$

• Estado Limite Último de Flexão:

Os momentos fletores máximos são encontrados através das Equação (33) e Equação (34).

$$M^- = \frac{6,034 \cdot 1,038^2}{8} = 0,82 \frac{kNm}{m} < M_r \Rightarrow \text{ok!}$$

$$M^+ = \frac{6,034 \cdot 1,038^2}{14,22} = 0,46 \frac{kNm}{m} < M_r \Rightarrow \text{ok!}$$

A laje L5 foi projetada engastada na laje L6, portanto deve haver uma compatibilização dos momentos fletores.

$$M^- \geq \begin{cases} \frac{0,82+0}{2} = 0,41 \\ 0,8 \cdot 0,82 = 0,66 \end{cases} \Rightarrow M^- = 0,66 \frac{kNm}{m} \Rightarrow \text{ok!}$$

$$M^+ = 0,45 + \frac{0,82 - 0,66}{2} = 0,54 \frac{kNm}{m} \Rightarrow \text{ok!}$$

• Calculo da armadura do menor vão (l_x):

Serão adotadas barras $\phi = 6,3 \text{ mm}$.

$$d_x'' = 2,5 + 0,5 \cdot 0,63 = 2,82 \text{ cm}$$

$$d = 8,0 - 2,82 = 5,19 \text{ cm}$$

$$x = 1,25 \cdot 5,19 \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{54}{0,425 \cdot 14,29 \cdot 100 \cdot 5,19^2}} \right) = 0,11 \text{ cm}$$

$$k_x = \frac{x}{d} = \frac{0,11}{5,19} = 0,02 < 0,259 \Rightarrow \text{Domínio 2} \Rightarrow \text{ok!}$$

$$A_s = \frac{54}{43,48 \cdot (5,19 - 0,4 \cdot 0,11)} = 0,24 \text{ cm}^2/\text{m} \Rightarrow A_s \text{ min } x = 1,20 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- Calculo da armadura do maior vão (l_y):

A Tabela 19.1 da NBR 6118 (ABNT, 2014, p. 158) recomenda armadura positiva (secundária) mínima. Serão adotadas barras $\phi = 6,3 \text{ mm}$.

$$A_{s\ y} \geq \begin{cases} 20\% \text{ da principal} = 0,24 \text{ cm}^2/\text{m} \\ 0,5 \cdot 0,15 \cdot 10^{-2} \cdot b_w \cdot h = 0,60 \text{ cm}^2/\text{m} \Rightarrow A_{s\ \text{min}\ y} = 0,90 \text{ cm}^2/\text{m} \\ 0,90 \text{ cm}^2/\text{m} \end{cases}$$

- Calculo da armadura negativa entre L5 e L6:

Serão adotadas barras $\phi = 6,3 \text{ mm}$.

$$d'_x = 1,5 + 0,5 \cdot 0,63 = 1,82 \text{ cm}$$

$$d = 8,0 - 2,82 = 6,19 \text{ cm}$$

$$x = 1,25 \cdot 6,19 \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{66}{0,425 \cdot 14,29 \cdot 100 \cdot 6,19^2}} \right) = 0,11 \text{ cm}$$

$$k_x = \frac{x}{d} = \frac{0,11}{6,19} = 0,02 < 0,259 \Rightarrow \text{Domínio 2} \Rightarrow \text{ok!}$$

$$A_s = \frac{66}{43,48 \cdot (6,19 - 0,4 \cdot 0,11)} = 0,25 \text{ cm}^2/\text{m} \Rightarrow A_{s\ \text{min}\ x} = 1,20 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- Verificação quanto ao cisalhamento:

$$V_{RD1} = \left[0,02763 \cdot 1 \cdot (1,2 + 40 \cdot 2,31 e^{-3}) + 0,15 \cdot 0 \right] \cdot 100 \cdot 5,19 = 18,51 \text{ kN/m}$$

$$q_x = 3,66 \cdot 4,31 \cdot \frac{1,038}{10} = 1,64 \text{ kN/m} \Rightarrow \text{ok!}$$

$$q_{x-} = 6,25 \cdot 4,31 \cdot \frac{1,038}{10} = 2,80 \text{ kN/m} \Rightarrow \text{ok!}$$

$$q_y = 1,83 \cdot 4,31 \cdot \frac{1,038}{10} = 0,82 \text{ kN/m} \Rightarrow \text{ok!}$$

5.11.2 Exemplo de dimensionamento de laje: Bidirecional L10

- Estado Limite de Serviço de Deformação Excessiva:

A laje L10 está apoiada sobre as vigas que à circundam e não se engasta em lajes vizinhas. As flechas imediata e total foram calculadas, respectivamente, através das Equação (21) e Equação (25).

$$f_0 = \frac{4,67 \cdot 3,93 \cdot 2,154^4}{100 \cdot 21 \cdot 10^6 \cdot 0,09^3} = 0,26 \text{ cm}$$

$$f_\infty = 2,39 \cdot 0,26 = 0,63 \text{ cm}$$

Portanto, para o limite sensorial visual, conforme Equação (27):

$$f_\infty \leq \frac{215,4}{250} = 0,86 \text{ cm} \Rightarrow \text{ok!}$$

A verificação da flecha de acordo com o limite sensorial de vibração ocorre através da Equação (28).

$$f_0(q) = \frac{0,26}{3,93} \cdot 3,5 = 0,24 \text{ cm} \leq f_{adm} = \frac{215,4}{350} = 0,61 \text{ cm} \Rightarrow \text{ok!}$$

O Momento de Fissuração (M_r) é encontrado através da Equação (35).

$$M_r = \frac{1,5 \cdot 0,3 \cdot \sqrt[3]{20^2} \cdot 10^3 \cdot 0,09^3/12}{0,09/2} = 4,47 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

Os momentos fletores máximos são encontrados através das Equação (29) e Equação (31).

$$M_x = M_y = 4,41 \cdot \frac{3,93 \cdot 2,154^2}{100} = 0,82 \frac{\text{kNm}}{\text{m}} < M_r \Rightarrow \text{ok!}$$

- Estado Limite Último de Flexão:

Os momentos fletores máximos são encontrados através das Equação (29) e Equação (31).

$$M_x = M_y = 4,41 \cdot \frac{8,932 \cdot 2,154^2}{100} = 1,85 \frac{\text{kNm}}{\text{m}} < M_r \Rightarrow \text{ok!}$$

- Calculo da armadura do menor vão (l_x):

Serão adotadas barras $\phi = 6,3 \text{ mm}$.

$$d'_x = 2,5 + 0,5 \cdot 0,63 = 2,82 \text{ cm}$$

$$d = 9,0 - 2,82 = 6,19 \text{ cm}$$

$$x = 1,25 \cdot 6,19 \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{185}{0,425 \cdot 14,29 \cdot 100 \cdot 6,19^2}} \right) = 0,31 \text{ cm}$$

$$k_x = \frac{x}{d} = \frac{0,31}{6,19} = 0,05 < 0,259 \Rightarrow \text{Domínio 2} \Rightarrow \text{ok!}$$

$$A_s = \frac{185}{43,48 \cdot (6,19 - 0,4 \cdot 0,31)} = 0,69 \text{ cm}^2/\text{m} \Rightarrow A_{s \text{ min } x} = 0,91 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- Calculo da armadura do maior vão (l_y):

Serão adotadas barras $\phi = 6,3 \text{ mm}$.

$$d'_x = 2,5 + 0,5 \cdot 0,63 = 2,82 \text{ cm}$$

$$d = 9,0 - 2,82 = 6,19 \text{ cm}$$

$$x = 1,25 \cdot 6,19 \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{185}{0,425 \cdot 14,29 \cdot 100 \cdot 6,19^2}} \right) = 0,31 \text{ cm}$$

$$k_x = \frac{x}{d} = \frac{0,31}{6,19} = 0,05 < 0,259 \Rightarrow \text{Domínio 2} \Rightarrow \text{ok!}$$

$$A_s = \frac{185}{43,48 \cdot (6,19 - 0,4 \cdot 0,31)} = 0,70 \text{ cm}^2/\text{m} \Rightarrow A_{s \text{ min } x} = 0,91 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- Verificação quanto ao cisalhamento:

$$V_{RD1} = \left[0,02763 \cdot 1 \cdot (1,2 + 40 \cdot 1,47e^{-3}) + 0,15 \cdot 0 \right] \cdot 100 \cdot 6,19 = 21,51 \text{ kN/m}$$

$$q_x = q_y = 2,5 \cdot 6,38 \cdot \frac{2,154}{10} = 3,44 \text{ kN/m} \Rightarrow \text{ok!}$$

5.11.3 Tabelas de dimensionamento das demais lajes

Tabela 37 – Geometria e pré-dimensionamento das lajes.

Laje	Dimensões		Dimensões efetivas		Perímetro [cm]	Área [cm ²]	Espes-sura [cm]	Armação
	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]				
L1	200	278	204,8	282,8	956	55600	8	Bidirecional
L2	290	278	294,8	282,8	1136	80620	9	Bidirecional
L3	200	278	204,8	282,8	956	55600	8	Bidirecional
L4	200	278	204,8	282,8	956	55600	8	Bidirecional
L5	99	210	103,8	214,8	618	20790	8	Unidirecional
L6	211	210	215,8	214,8	842	44310	8	Bidirecional
L7	380	278	384,8	282,8	1316	105640	11	Bidirecional
L8	380	278	384,8	282,8	1316	105640	11	Bidirecional
L9	325	210	329,8	214,8	1070	68250	11	Bidirecional
L10	211	210	216,4	215,4	842	44310	9	Bidirecional

Fonte – Autor.

Tabela 38 – Flechas das lajes no Estado Limite de Serviço de Deformação Excessiva.

Laje	Caso	λ	α	f_0 [cm]	$f_{\infty \text{vis.}}$ [cm]	$f_{\text{adm. vis.}}$ [cm]	$f_{\infty \text{vibr.}}$ [cm]	$f_{\text{adm. vibr.}}$ [cm]
L1	Caso 4	1,38	4,016	0,22	0,53	0,81	0,11	0,58
L2	Caso 4	1,04	2,620	0,36	0,87	1,13	0,12	0,80
L3	Caso 4	1,38	4,016	0,22	0,53	0,81	0,11	0,58
L4	Caso 4	1,38	4,016	0,22	0,53	0,81	0,11	0,58
L5	Caso 3	#	#	0,01	0,03	0,41	0,01	0,29
L6	Caso 2	1,00	3,200	0,21	0,51	0,85	0,10	0,61
L7	Caso 3	1,36	4,530	0,42	1,01	1,13	0,16	0,80
L8	Caso 3	1,36	4,530	0,42	1,01	1,13	0,16	0,80
L9	Caso 1	1,54	9,150	0,29	0,70	0,85	0,11	0,61
L10	Caso 1	1,00	4,670	0,26	0,63	0,86	0,24	0,61

Fonte – Autor.

Tabela 39 – Esforços nas lajes no Estado Limite de Serviço de Deformação Excessiva.

Laje	M_r	μ_x	$\mu_{x'}$	μ_y	$\mu_{y'}$	M_x	$M_{x'}$	M_y	$M_{y'}$	M_{x+}	M_{x-}
								[kNm/m]			
L1	3,53	4,438	9,818	2,620	7,916	0,61	1,35	0,69	1,09	#	#
L2	5,52	3,002	7,342	2,810	7,142	1,09	2,65	1,11	2,58	#	#
L3	3,53	4,438	9,818	2,620	7,916	0,61	1,35	0,69	1,09	#	#
L4	3,53	4,438	9,818	2,620	7,916	0,61	1,35	0,69	1,09	#	#
L5	3,53	#	#	#	#	#	#	#	#	0,25	0,44
L6	3,53	3,070	#	3,940	8,520	0,47	0,00	0,60	1,29	#	#
L7	6,68	5,390	10,752	2,322	#	1,73	3,45	1,38	0	#	#
L8	6,68	5,390	10,752	2,322	#	1,73	3,45	1,38	0	#	#
L9	6,68	8,068	#	4,210	#	1,54	0,00	1,89	0	#	#
L10	4,47	4,410	#	4,410	#	0,81	0,00	0,82	0	#	#

Fonte – Autor.

Tabela 40 – Esforços nas lajes no Estado Limite Último de Flexão.

Laje	M_x	$M_{x'}$	M_y	$M_{y'}$	M_{x+}	M_{x-}
			[kNm/m]			
L1	1,13	2,49	1,27	3,83	#	#
L2	1,87	4,58	1,91	4,84	#	#
L3	1,13	2,49	1,27	3,83	#	#
L4	1,13	2,49	1,27	3,83	#	#
L5	#	#	#	#	0,46	0,82
L6	0,86	#	1,11	2,4	#	#
L7	3,06	6,1	2,44	#	#	#
L8	3,06	6,1	2,44	#	#	#
L9	2,70	#	3,32	#	#	#
L10	1,83	#	1,85	#	#	#

Fonte – Autor.

Tabela 41 – Momentos fletores positivos e negativos compatibilizados das lajes.

M1x	1,13	M1y	1,27	M1xM2x	3,66
M2x	2,33	M2y	2,16	M1yM3y	3,83
M3x	1,13	M3y	1,27	M2yM4y	3,90
M4x	1,13	M4y	1,27	M3xM4x	2,49
M5x	0,54	#	#	M5xM6y	0,66
M6x	0,86	M6y	1,11	M7xM8x	6,10
M7x	3,06	M7y	2,44		
M8x	3,06	M8y	2,44		
M9x	2,70	M9y	3,32		
M10x	1,83	M10y	1,85		

Valores em [kNm/m]

Fonte – Autor.

Tabela 42 – Cálculo das armaduras positivas das lajes para o menor vão (l_x).

Laje	ϕ	d''	d	x	x/d	A_s	n	s	Q	C_x
	[mm]	[cm]	[cm]	[cm]		[cm ²]	[barras/m]	[cm]	[barras]	[cm]
L1	6,3	2,82	5,19	0,23	Domínio 2	0,81	2,60	16	12	168
L2	6,3	2,82	7,19	0,34	Domínio 2	1,01	3,24	20	13	296
L3	6,3	2,82	5,19	0,23	Domínio 2	0,81	2,60	16	12	168
L4	6,3	2,82	5,19	0,23	Domínio 2	0,81	2,60	16	12	168
L5	6,3	2,82	5,19	0,11	Domínio 2	1,20	3,85	16	6	88
L6	6,3	2,82	5,19	0,17	Domínio 2	0,81	2,60	16	13	176
L7	6,3	2,82	8,19	0,39	Domínio 2	1,11	3,56	20	13	296
L8	6,3	2,82	8,19	0,39	Domínio 2	1,11	3,56	20	13	296
L9	6,3	2,82	8,19	0,35	Domínio 2	1,11	3,56	20	10	228
L10	6,3	2,82	6,19	0,31	Domínio 2	0,91	2,92	18	11	228

Fonte – Autor.

Tabela 43 – Cálculo das armaduras positivas das lajes para o maior vão (l_y).

Laje	ϕ [mm]	d'' [cm]	d [cm]	x [cm]	x/d	A_s [cm ²]	n [barras/m]	s [cm]	Q [barras]	C_x [cm]
L1	6,3	2,82	5,19	0,26	Domínio 2	0,81	2,60	16	17	231
L2	6,3	2,82	7,19	0,32	Domínio 2	1,01	3,24	20	14	308
L3	6,3	2,82	5,19	0,26	Domínio 2	0,81	2,60	16	17	231
L4	6,3	2,82	5,19	0,26	Domínio 2	0,81	2,60	16	17	231
L5	6,3	2,82	5,19	#	#	0,90	2,89	33	6	198
L6	6,3	2,82	5,19	0,22	Domínio 2	0,81	2,60	16	13	177
L7	6,3	2,82	8,19	0,31	Domínio 2	1,11	3,56	20	18	398
L8	6,3	2,82	8,19	0,31	Domínio 2	1,11	3,56	20	18	398
L9	6,3	2,82	8,19	0,43	Domínio 2	1,11	3,56	20	16	343
L10	6,3	2,82	6,19	0,31	Domínio 2	0,91	2,92	18	11	229

Fonte – Autor.

Tabela 44 – Cálculo das armaduras negativas entre as lajes.

Lajes	ϕ [mm]	d'' [cm]	d [cm]	x [cm]	x/d	A_s [cm ²]	n [barras/m]	s [cm]	Q [barras]	C_x [cm]
L1L2	6,3	1,82	6,19	0,54	Domínio 2	1,35	4,33	16	17	134
L1L3	6,3	1,82	6,19	0,67	Domínio 2	1,49	4,78	16	12	104
L2L4	6,3	1,82	6,19	0,68	Domínio 2	1,52	4,88	16	12	134
L3L4	6,3	1,82	6,19	0,43	Domínio 2	1,20	3,85	16	17	104
L5L6	6,3	1,82	6,19	0,11	Domínio 2	1,20	3,85	16	13	107
L7L8	6,3	1,82	9,19	0,71	Domínio 2	1,65	5,29	19	19	199

Fonte – Autor.

Tabela 45 – Esforços nas lajes no Estado Limite Último de Cisalhamento.

Laje	k_x	$k_{x'}$	k_y	$k_{y'}$	k	q_x	$q_{x'}$	q_y	$q_{y'}$	V_{Sd}	V_{RD1}
								[kNm/m]			
L1	2,330	4,044	1,830	3,170	1,000	2,06	3,57	1,62	2,80	5,00	18,08
L2	1,902	3,290	1,830	3,170	1,528	2,99	5,17	2,88	4,98	7,25	38,11
L3	2,330	4,044	1,830	3,170	1,000	2,06	3,57	1,62	2,80	5,00	18,08
L4	2,330	4,044	1,830	3,170	1,000	2,06	3,57	1,62	2,80	5,00	18,08
L5	3,660	6,250	1,830	0,000	1,000	1,64	2,80	0,82	0,00	3,92	18,51
L6	1,830	0,000	2,320	4,020	1,000	1,69	0,00	2,15	3,72	5,22	18,08
L7	2,676	4,632	1,830	0,000	1,518	3,83	6,63	2,62	0,00	9,28	43,06
L8	2,676	4,632	1,830	0,000	1,518	3,83	6,63	2,62	0,00	9,28	43,06
L9	3,378	0,000	2,500	0,000	1,518	3,75	0,00	2,78	0,00	5,26	43,06
L10	2,500	0,000	2,500	0,000	1,538	3,44	0,00	3,44	0,00	4,81	33,08

Fonte – Autor.

5.12 VIGAS DE CONCRETO ARMADO NO ELU

Foram gerados e estão disponibilizados no Apêndice C (Figura 99 até Figura 136) os diagramas de esforços cortantes, momentos fletores e deslocamentos para cada

uma das vigas de concreto armado com as cargas já majoradas para o Estado Limite Último. Serão aqui apresentados os cálculos detalhados da viga V33, que possui o maior vão entre os apoios e recebe as cargas das tesouras da sala da edificação.

5.12.1 Exemplo de dimensionamento de viga: V33

Para a verificação do esmagamento das bielas, conforme Modelo II da NBR 6118 (ABNT, 2014), com ângulo das bielas de 30° , serão utilizadas as Equação (51) e Equação (52).

Os diagramas de esforços devidos aos carregamentos já majorados para o Estado Limite Último estão na Figura 131. O esforço cortante máximo de $29,58 \text{ kN}$ ocorre próximo aos apoios. O momento fletor máximo positivo de $14,469 \text{ kNm}$ ocorre no vão, enquanto o momento fletor máximo negativo de $26,099 \text{ kNm}$ ocorre próximo no encontro com o pilar P7.

$$b = 15 \text{ cm}$$

$$h = 35 \text{ cm}$$

$$M_{max \text{ vao}} = 14,469 \text{ kNm}$$

$$M_{max \text{ apoio}} = 26,099 \text{ kNm}$$

$$f_{ck} = 20 \text{ MPa} \rightarrow \lambda = 0,80 \text{ e } \alpha_c = 0,85$$

$$\phi_{estribos} = 6,3 \text{ mm}$$

$$d''_{est.} = 5,0 \text{ cm}$$

$$x = 1,25 \cdot 30 \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{14,469}{0,425 \cdot 1,428 \cdot 15 \cdot 30^2}} \right) = 3,47 \text{ cm}$$

$$\frac{x}{d} = \frac{3,47}{30} = 0,116 < 0,259 \Rightarrow \text{Domínio 2} \Rightarrow \text{ok!}$$

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

$$A_s = \frac{14,469}{43,48 \cdot (30 - 0,5 \cdot 0,8 \cdot 3,47)} = 1,163 \text{ cm}^2$$

2 barras CA – 50 ϕ 10,0 mm

$$A_s^- = \frac{2609,9}{43,48 \cdot (30 - 0,5 \cdot 0,8 \cdot 6,54)} = 2,192 \text{ cm}^2$$

2 barras CA – 50 ϕ 12,5 mm

$$A_s \text{ total} = 4,025 \text{ cm}^2$$

$$d''_{real} = 2,5 + 0,63 + \frac{1,0}{2} = 3,63 \text{ cm}$$

$d_{real} > d_{est.} \Rightarrow$ Estimativa inicial a favor da segurança.

$$A_s \text{ min} = 0,15\% \cdot A_c = 0,788 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{ok!}$$

$$A_s \text{ max} = 4\% \cdot A_c = 21 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{ok!}$$

$$\alpha_{v2} = 1 - \frac{20}{250} = 0,92$$

$$V_{Rd2} = 0,54 \cdot 0,92 \cdot \frac{2,0}{1,4} \cdot 15 \cdot 30 \cdot \sin 30 \cdot \cos 30 = 138,29 \text{ kN}$$

$$V_{Rd2} = 138,29 \text{ kN} \geq V_{Sd} = 29,58 \text{ kN} \Rightarrow \text{ok!}$$

$$\frac{V_{Sd}}{V_{Rd2}} = \frac{29,58}{138,29} = 21,4\%$$

$$f_{ctd} = 0,15 \cdot 20^{2/3} = 1,1052 \text{ MPa}$$

$$V_{c0} = 0,6 \cdot \frac{1,1052}{10} \cdot 15 \cdot 30 = 29,84 \text{ kN}$$

$$V_{c1} = \frac{29,84 \cdot (138,29 - 29,58)}{138,29 - 29,84} = 29,91 \text{ kN}$$

$$f_{ctm} = 0,3 \cdot 20^{2/3} = 2,21 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_{s90}}{s} \text{ min} = 0,2 \cdot 15 \cdot \frac{2,21 \cdot 100}{500} = 1,326 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{est. \phi 6,3} = 0,624 \text{ cm}^2$$

$$\frac{n_{est.}}{m} = \frac{1,326}{0,624} = 2,125$$

$$S \text{ (espaçamento)} = \frac{100}{2,125} = 47 \text{ cm}$$

$$S_{max} \leq \begin{cases} 0,6 \cdot d = 18 \text{ cm} \\ 30 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow S_{max} = 18 \text{ cm}$$

$$S_{t \text{ max}} \leq \begin{cases} 0,6 \cdot d = 18 \text{ cm} \Rightarrow \text{ok!} \\ 35 \text{ cm} \Rightarrow \text{ok!} \end{cases}$$

$$\phi_t = 6,3 \text{ mm} \leq \frac{b_w}{10} = 15 \text{ mm} \Rightarrow \text{ok!}$$

$$l_{b,nec} = 1,0 \cdot \frac{0,63 \cdot 434,8}{4 \cdot 2,48} \cdot \frac{1,163}{1,571} = 20 \text{ cm (sem gancho)} \Rightarrow \text{ok!}$$

$$l_{b,nec} = 0,7 \cdot \frac{1,25 \cdot 434,8}{4 \cdot 1,74} \cdot \frac{2,192}{2,454} = 74 \text{ cm (com gancho)} \Rightarrow \text{ok!}$$

5.12.2 Tabelas de dimensionamento das demais vigas

Tabela 46 – Dimensionamento das vigas: ações permanentes e variáveis atuantes.

Viga	b [cm]	h [cm]	L [m]	p.p. [kN/m]	$\sum g_{lajes}$ [kN/m]	$\sum q_{lajes}$ [kN/m]	$\sum g_{alv.}$ [kN/m]	$\sum g_{out.}$ [kN/m]	$\sum q_{out.}$ [kN/m]	$\sum g$ [kN/m]	$\sum q$ [kN/m]
V1a	15	25	2,08	0,94	1,028	0,549	0,494	0,000	0,000	2,462	0,549
V1b	15	25	3,05	0,94	2,065	0,763	4,769	0,000	0,000	7,774	0,763
V2a	15	55	2,15	2,07	3,563	1,902	0,452	0,000	0,000	6,085	1,902
V2b	15	55	2,15	2,07	5,359	2,273	0,452	0,000	0,000	7,881	2,273
V2c	15	55	0,90	2,07	3,578	1,322	4,864	0,000	0,000	10,512	1,322
V3a	15	25	2,08	0,94	1,028	0,549	0,504	0,000	0,000	2,473	0,549
V3b	15	25	2,08	0,94	1,028	0,549	0,504	0,000	0,000	2,473	0,549
V4a	15	25	2,93	0,94	1,309	0,699	0,504	0,000	0,000	2,754	0,699
V4b	15	25	2,93	0,94	1,309	0,699	0,504	0,000	0,000	2,754	0,699
V5a	15	25	2,93	0,94	4,545	2,426	0,000	0,000	0,000	5,485	2,426
V5b	15	25	2,93	0,94	5,986	2,585	0,000	0,000	0,000	6,926	2,585
V6	15	25	2,85	0,94	1,309	0,699	4,864	0,000	0,000	7,113	0,699
V7	15	25	2,93	0,94	2,167	0,801	4,864	0,000	0,000	7,971	0,801
V8a	15	35	1,14	1,32	0,509	0,272	4,978	0,000	0,000	6,807	0,272
V8b	15	35	2,19	1,32	1,080	0,576	4,978	0,000	0,000	7,378	0,576
V8c	15	35	4,03	1,32	2,652	1,118	4,218	0,290	0,000	8,480	1,118

Continua.

Continuação da Tabela 46

Viga	b [cm]	h [cm]	L [m]	p.p. [kN/m]	$\sum g_{lajes}$ [kN/m]	$\sum q_{lajes}$ [kN/m]	$\sum g_{alv.}$ [kN/m]	$\sum g_{out.}$ [kN/m]	$\sum q_{out.}$ [kN/m]	$\sum g$ [kN/m]	$\sum q$ [kN/m]
V9a	15	35	2,08	1,32	0,000	0,000	1,101	4,075	0,750	6,496	0,750
V9b	15	35	2,15	1,32	0,000	0,000	1,101	4,075	0,750	6,496	0,750
V9c	15	35	0,90	1,32	0,000	0,000	1,101	4,075	0,750	6,496	0,750
V10a	15	45	1,14	1,69	0,509	0,272	0,000	4,075	0,750	6,274	1,022
V10b	15	45	0,11	1,69	1,080	0,576	4,978	4,075	0,750	11,823	1,326
V10c	15	45	2,15	1,69	1,080	0,576	4,978	4,075	0,750	11,823	1,326
V11a	15	25	1,98	0,94	9,164	3,861	0,000	0,000	0,000	10,104	3,861
V11b	15	25	1,98	0,94	9,164	3,861	0,000	0,000	0,000	10,104	3,861
V12a	15	55	2,15	2,07	0,000	0,000	0,000	8,150	1,500	10,220	1,500
V12b	15	55	2,15	2,07	0,000	0,000	0,000	8,150	1,500	10,220	1,500
V13	15	35	3,95	1,32	2,652	1,118	4,218	0,290	0,000	8,480	1,118
V14a	15	30	2,08	1,13	0,000	0,000	1,101	4,075	0,750	6,306	0,750
V14b	15	30	2,15	1,13	0,000	0,000	1,101	4,075	0,750	6,306	0,750
V14c	15	30	2,15	1,13	0,000	0,000	1,101	4,075	0,750	6,306	0,750
V14d	15	30	2,15	1,13	0,000	0,000	1,101	4,075	0,750	6,306	0,750
V15a	15	30	2,93	1,13	0,000	0,000	0,513	8,038	1,920	9,681	1,920
V15b	15	30	2,93	1,13	0,000	0,000	0,513	8,038	1,920	9,681	1,920
V16a	15	30	2,93	1,13	0,000	0,000	0,000	10,437	1,921	11,567	1,921
V16b	15	30	2,93	1,13	0,000	0,000	0,000	10,437	1,921	11,567	1,921
V17a	15	30	2,85	1,13	0,000	0,000	0,000	11,939	2,197	13,069	2,197
V17a	15	30	3,00	1,13	0,000	0,000	0,000	11,939	2,197	13,069	2,197
V18	15	25	2,10	0,94	0,778	0,415	5,073	0,000	0,000	6,791	0,415
V19	15	25	2,25	0,94	3,091	1,650	5,548	0,000	0,000	9,579	1,650
V20a	15	30	2,93	1,13	0,000	0,000	0,000	13,440	2,474	14,570	2,474
V20b	15	30	2,93	1,13	0,000	0,000	0,000	13,440	2,474	14,570	2,474
V21a	15	40	2,33	1,5	0,000	0,000	0,807	6,720	1,237	9,027	1,237
V21b	15	40	2,85	1,5	1,811	0,763	4,085	6,720	1,237	14,116	2,000
V21c	15	40	0,75	1,5	1,811	0,763	0,000	6,720	1,237	10,031	2,000
V21d	15	40	2,18	1,5	4,183	2,029	5,073	0,000	0,000	10,756	2,029
V22a	15	50	2,85	1,88	1,811	0,763	3,648	0,000	0,000	7,339	0,763
V22b	15	50	2,85	1,88	1,811	0,763	3,648	0,000	0,000	7,339	0,763
V23	15	30	3,33	1,13	1,927	0,788	2,185	0,000	0,000	5,242	0,788
V24	15	30	3,40	1,13	1,927	0,788	2,185	0,000	0,000	5,242	0,788
V25	15	25	2,10	0,94	1,927	0,788	2,375	0,000	0,000	5,242	0,788
V26	15	25	3,60	0,94	0,000	0,000	1,558	0,000	0,000	2,498	0,000
V27	15	25	2,18	0,94	1,927	0,788	2,375	0,000	0,000	5,242	0,788
V28	15	30	5,70	1,13	0,000	0,000	0,000	tes c	tes c	1,130	0,000
V29a	15	35	1,14	1,32	0,000	0,000	2,945	0,000	0,000	4,265	0,000
V29b	15	35	2,19	1,32	1,512	1,838	2,945	0,000	0,000	5,777	1,838
V30a	15	35	1,14	1,32	0,000	0,000	2,945	0,000	0,000	4,265	0,000
V30b	15	35	2,26	1,32	1,512	1,838	2,945	0,000	0,000	5,777	1,838
V31	15	25	2,10	0,94	0,000	0,000	2,945	0,000	0,000	3,885	0,000
V32	15	25	2,25	0,94	1,512	1,838	0,000	0,000	0,000	2,452	1,838
V33	15	35	5,93	1,32	0,000	0,000	0,000	tes s	tes s	1,320	0,000
V34	15	25	2,18	0,94	1,512	1,838	2,945	0,000	0,000	5,397	1,838
V35	15	25	3,33	0,94	0,000	0,000	0,000	3,238	0,190	4,178	0,190
V36	15	25	3,40	0,94	0,000	0,000	0,000	3,238	0,190	4,178	0,190
V37	15	25	2,10	0,94	0,000	0,000	0,000	3,188	0,170	4,128	0,170
V38	15	25	2,18	0,94	0,000	0,000	0,000	0,490	0,170	1,430	0,170

Fonte – Autor.

Tabela 47 – Dimensionamento das vigas: esforços de cálculo.

Viga	V_d [kN]	M_d [kNm]	M_d [kNm]	M_d [kNm]	M_d [kNm]	M_d [kNm]	M_d [kNm]	Φ [mm]	Φ' [mm]	Φ_t [mm]	$d_{est.}$ [cm]	$VRd2$ [kN]
V1	19,18	5,496	0,896	9,889	#	#	6,987	8	10	6,3	20	92,19
V2	172,97	102,637	42,112	#	#	#	56,179	12,5	12,5	6,3	50	230,49
V3	4,53	0,811	1,341	1,617	#	#	1,341	8	8	6,3	20	92,19
V4	7,57	1,996	2,485	3,94	#	#	2,485	8	8	6,3	20	92,19
V5	20,45	5,746	5,348	9,953	#	#	7,208	8	8	6,3	20	92,19
V6	18,59	7,249	8,538	#	#	#	#	8	8	6,3	20	92,19
V7	18,11	4,868	8,129	#	#	#	8,492	8	10	6,3	20	92,19
V8	29,87	15,272	6,394	21,85	#	#	10,6	8	10	6,3	30	138,29
V9	29,67	15,922	0,401	15,767	#	#	6,672	8	10	6,3	30	138,29
V10	49,98	41,594	10,904	#	#	#	17,701	12,5	10	6,3	40	184,39
V11	24,19	5,389	#	9,58	#	#	#	8	8	6,3	20	92,19
V12	62,94	89,224	8,173	#	#	#	8,173	12,5	8	6,3	50	230,49
V13	26,54	13,147	13,065	#	#	#	13,065	8	8	6,3	30	138,29
V14	11,44	2,338	1,858	4,291	3,718	4,241	2,618	8	8	6,3	25	115,24
V15	28,15	8,519	3,114	15,87	#	#	3,114	8	10	6,3	25	115,24
V16	29,5	7,742	9,912	15,304	#	#	9,912	8	10	6,3	25	115,24
V17	39,73	13,91	3,611	23,017	#	#	#	8	12,5	6,3	25	115,24
V18	10,59	2,289	3,273	#	#	#	3,273	8	8	6,3	20	92,19
V19	17,69	9,948	#	#	#	#	#	8	8	6,3	20	92,19
V20	43,5	14,612	#	25,048	#	#	8,742	8	12,5	6,3	25	115,24
V21	49,18	15,105	1,54	24,485	27,802	#	1,289	8	12,5	6,3	35	161,34
V22	39,58	32,139	34,607	#	#	#	34,607	12,5	12,5	6,3	45	207,44
V23	14,88	4,963	5,392	#	#	#	8,16	8	8	6,3	25	115,24
V24	14,35	5,792	6,404	#	#	#	6,404	8	8	6,3	25	115,24
V25	8,86	1,856	2,797	#	#	#	2,797	8	8	6,3	20	92,19
V26	6,3	2,041	3,629	#	#	#	3,629	8	8	6,3	20	92,19
V27	8,67	2,111	2,341	#	#	#	3,498	8	8	6,3	20	92,19
V28	12,12	8,371	12,524	#	#	#	12,524	8	10	6,3	25	115,24
V29	21,18	8,819	6,383	#	#	#	11,619	8	8	6,3	30	138,29
V30	19,93	10,293	7,912	#	#	#	7,812	8	8	6,3	30	138,29
V31	5,71	1,139	1,859	#	#	#	1,859	8	8	6,3	20	92,19
V32	6,76	3,803	#	#	#	#	#	8	8	6,3	20	92,19
V33	29,58	14,469	26,099	#	#	#	13,682	8	12,5	6,3	30	138,29
V34	11,71	2,576	2,733	#	#	#	4,196	8	8	6,3	20	92,19
V35	10,92	3,89	3,146	#	#	#	5,859	8	8	6,3	20	92,19
V36	10,4	4,658	4,186	#	#	#	4,186	8	8	6,3	20	92,19
V37	6,32	1,42	1,898	#	#	#	1,898	8	8	6,3	20	92,19
V38	2,24	0,668	0,453	#	#	#	0,891	8	8	6,3	20	92,19

Fonte – Autor.

Tabela 48 – Dimensionamento das vigas: verificações da armadura.

Viga	x [cm]	x/d	A_s [cm ²]	n	x' [cm]	x'/d	$A_{s'}$ [cm ²]	n'	A_{stotal} [cm ²]	V_{sw} [cm ² /m]	$esp.$ [cm]	$I_{b_{inf.}}$ [cm]	$I_{b_{sup.}}$ [cm]
V1	1,96	0,098	0,658	2	3,66	0,183	1,227	2	2,576	1,326	12	11	30
V2	16,18	0,324	5,423	5	8,26	0,165	2,767	3	9,817	4,637	13	73	88
V3	0,28	0,014	0,094	2	0,56	0,028	0,188	2	2,011	1,326	12	11	15
V4	0,69	0,035	0,233	2	1,39	0,070	0,466	2	2,011	1,326	12	11	15
V5	2,06	0,103	0,689	2	3,69	0,184	1,236	3	2,513	1,326	12	11	15
V6	2,63	0,131	0,880	2	3,13	0,156	1,047	3	2,513	1,326	12	11	15
V7	1,73	0,087	0,580	2	3,11	0,155	1,041	2	2,576	1,326	12	11	26
V8	3,67	0,122	1,231	3	5,39	0,180	1,805	3	3,864	1,326	18	11	30
V9	3,84	0,128	1,286	3	3,80	0,127	1,273	2	3,079	1,326	18	11	31
V10	7,73	0,193	2,592	3	3,14	0,078	1,051	2	5,252	1,326	24	58	26
V11	1,92	0,096	0,644	2	3,54	0,177	1,186	3	2,513	1,326	12	11	15
V12	13,76	0,275	4,612	4	1,13	0,023	0,379	2	5,914	1,326	30	78	15
V13	3,14	0,105	1,052	3	3,12	0,104	1,045	3	3,016	1,326	18	11	15
V14	0,65	0,026	0,217	2	1,20	0,048	0,402	2	2,011	1,326	15	11	15
V15	2,43	0,097	0,815	2	4,71	0,188	1,579	3	3,362	1,326	15	11	26
V16	2,20	0,088	0,738	2	4,53	0,181	1,518	2	2,576	1,326	15	11	37
V17	4,09	0,163	1,369	3	7,13	0,285	2,390	2	3,962	1,326	15	11	115
V18	0,80	0,040	0,267	2	1,15	0,057	0,385	2	2,011	1,326	12	11	15
V19	3,69	0,184	1,235	3	0,00	0,000	0,000	2	2,513	1,326	12	11	15
V20	4,31	0,172	1,444	3	7,87	0,315	2,636	3	5,190	1,402	15	11	84
V21	3,07	0,088	1,029	3	5,84	0,167	1,958	2	3,962	1,326	21	11	94
V22	5,14	0,114	1,721	2	5,55	0,123	1,861	2	4,909	1,326	27	58	89
V23	1,39	0,056	0,467	2	2,33	0,093	0,780	2	2,011	1,326	15	11	15
V24	1,63	0,065	0,547	2	1,81	0,072	0,607	2	2,011	1,326	15	11	15
V25	0,65	0,032	0,216	2	0,98	0,049	0,328	2	2,011	1,326	12	11	15
V26	0,71	0,036	0,238	2	1,28	0,064	0,428	2	2,011	1,326	12	11	15
V27	0,74	0,037	0,246	2	1,23	0,062	0,412	2	2,011	1,326	12	11	15
V28	2,39	0,096	0,801	2	3,65	0,146	1,224	2	2,576	1,326	15	11	30
V29	2,07	0,069	0,695	2	2,76	0,092	0,925	2	2,011	1,326	18	11	15
V30	2,43	0,081	0,816	2	1,86	0,062	0,622	2	2,011	1,326	18	11	15
V31	0,39	0,020	0,132	2	0,65	0,032	0,217	2	2,011	1,326	12	11	15
V32	1,34	0,067	0,449	2	0,00	0,000	0,000	2	2,011	1,326	12	11	15
V33	3,47	0,116	1,163	3	6,54	0,218	2,192	2	3,962	1,326	18	11	105
V34	0,90	0,045	0,302	2	1,48	0,074	0,497	2	2,011	1,326	12	11	15
V35	1,37	0,069	0,460	2	2,10	0,105	0,703	2	2,011	1,326	12	11	15
V36	1,65	0,083	0,554	2	1,48	0,074	0,496	2	2,011	1,326	12	11	15
V37	0,49	0,025	0,165	2	0,66	0,033	0,221	2	2,011	1,326	12	11	15
V38	0,23	0,012	0,077	2	0,31	0,015	0,103	2	2,011	1,326	12	11	15

Fonte – Autor.

5.13 PILARES DE CONCRETO ARMADO NO ELU

Estão previstos 19 pilares de concreto armado para a edificação, conforme a Tabela 49. Os pilares, retangulares, serão dimensionados com uma única seção e armadura simétrica em toda a sua extensão.

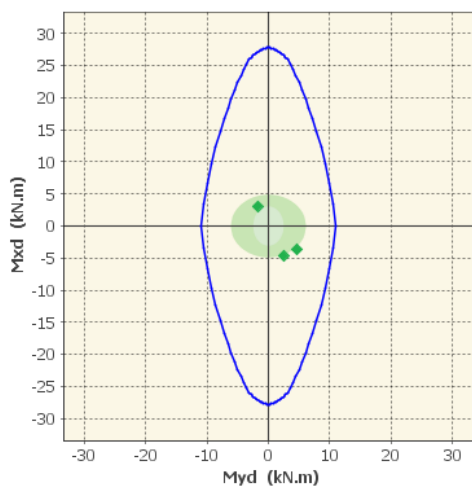
Tabela 49 – Pilares de concreto armado da edificação.

Pilar	Dimensões [cm]	λ_x	λ_y	ϕ_L [mm]	ϕ_t [mm]	n_x	n_y	Taxa de armadura efetiva
P1	15 x 30	34	67	10,0	6,3	2	2	0,70%
P2	15 x 30	67	34	10,0	6,3	2	2	0,70%
P3	15 x 30	12	23	16,0	6,3	2	4	3,57%
P4	15 x 30	66	33	10,0	6,3	2	2	0,70%
P5	15 x 30	66	33	10,0	6,3	2	2	0,70%
P6	15 x 30	34	67	10,0	6,3	2	2	0,70%
P7	15 x 30	34	67	16,0	6,3	2	3	2,68%
P8	15 x 30	23	12	10,0	6,3	2	2	0,70%
P9	15 x 30	33	66	10,0	6,3	2	2	0,70%
P10	15 x 30	12	23	20,0	6,3	2	2	2,79%
P11	15 x 30	12	23	10,0	6,3	2	2	0,70%
P12	15 x 30	26	51	10,0	6,3	2	2	0,70%
P13	15 x 30	26	51	16,0	6,3	2	4	3,57%
P14	15 x 30	66	33	10,0	6,3	2	2	0,70%
P15	15 x 30	66	33	10,0	6,3	2	2	0,70%
P16	15 x 30	66	33	10,0	6,3	2	2	0,70%
P17	15 x 30	23	12	10,0	6,3	2	2	0,70%
P18	15 x 30	84	42	10,0	6,3	2	2	0,70%
P19	15 x 30	33	66	10,0	6,3	2	2	0,70%

Fonte – Autor.

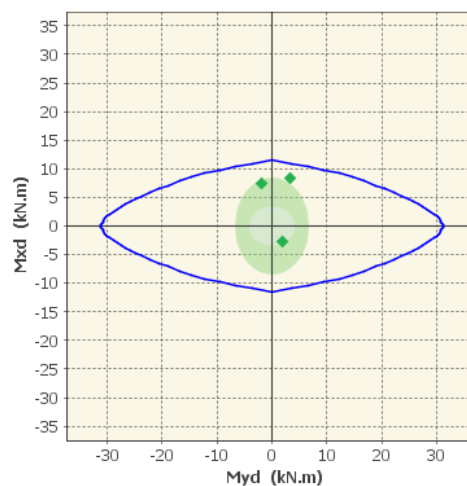
As envoltórias de momentos fletores listadas a seguir (Figura 27 até Figura 45) foram geradas através do *software* P-Calc (JUNIOR, S. D. C., 2013) com base nos diagramas disponíveis no Apêndice C (Figura 137 até Figura 155). Para a inserção no *software* P-Calc (JUNIOR, S. D. C., 2013), os esforços dos diagramas foram majorados em 20%, em conformidade com o item 13.2.3 da NBR 6118 (ABNT, 2014, p. 73). Para as armaduras definidas na Tabela 49, todos os pilares foram considerados satisfatórios.

Figura 27 – Envoltória dos M_d no P1.



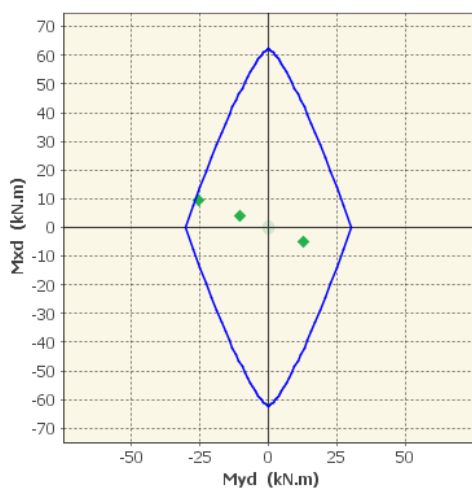
Fonte – Autor.

Figura 28 – Envoltória dos M_d no P2.



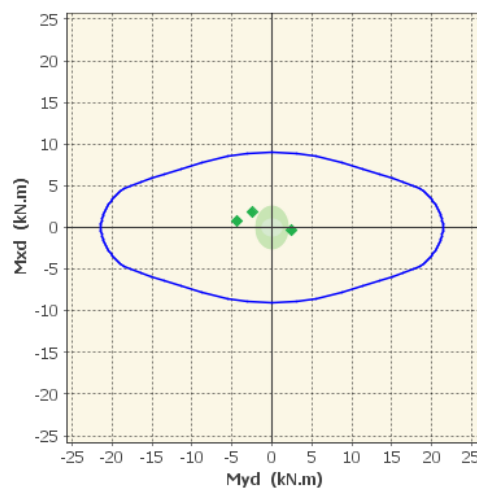
Fonte – Autor.

Figura 29 – Envoltória dos M_d no P3.



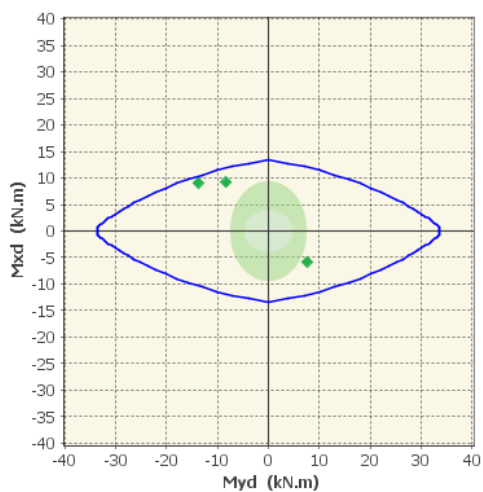
Fonte – Autor.

Figura 30 – Envoltória dos M_d no P4.



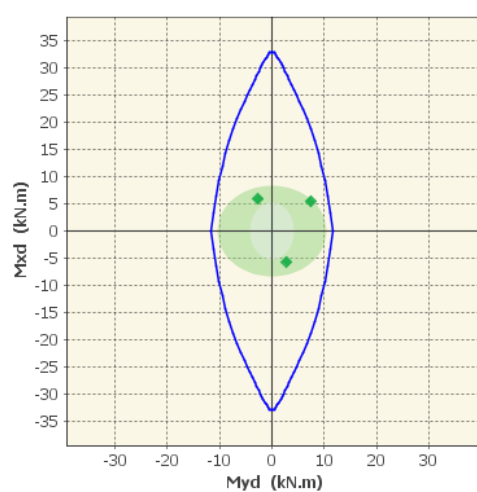
Fonte – Autor.

Figura 31 – Envoltória dos M_d no P5.



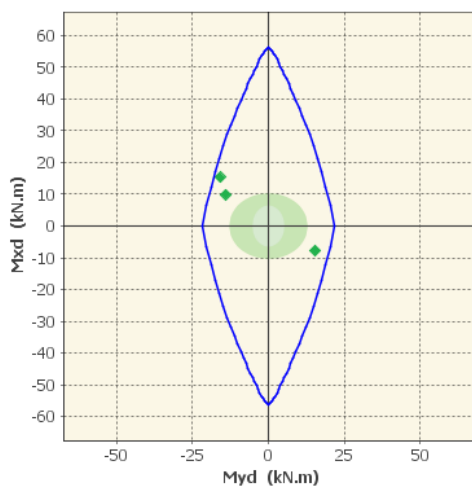
Fonte – Autor.

Figura 32 – Envoltória dos M_d no P6.



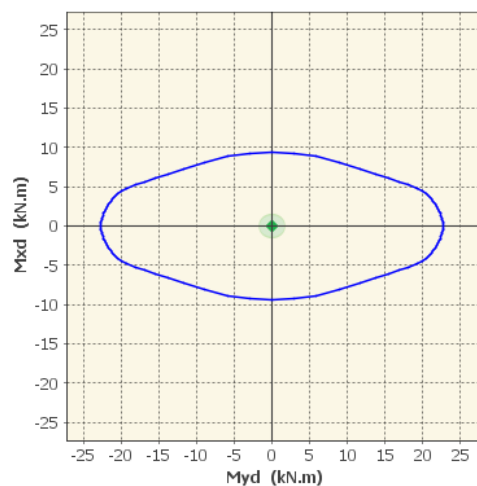
Fonte – Autor.

Figura 33 – Envoltória dos M_d no P7.



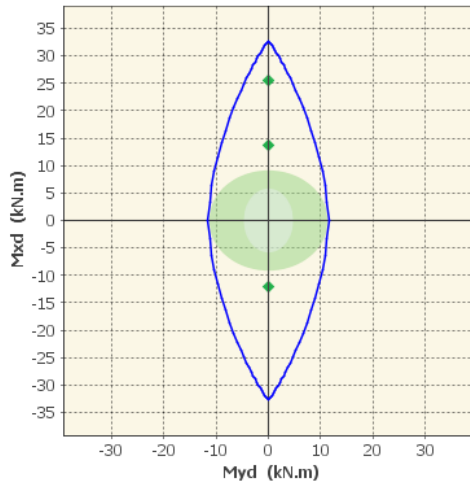
Fonte – Autor.

Figura 34 – Envoltória dos M_d no P8.



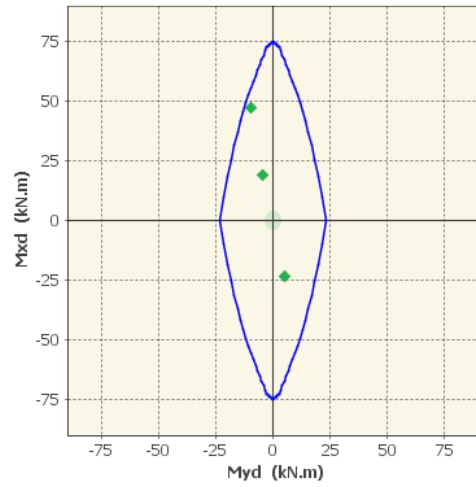
Fonte – Autor.

Figura 35 – Envoltória dos M_d no P9.



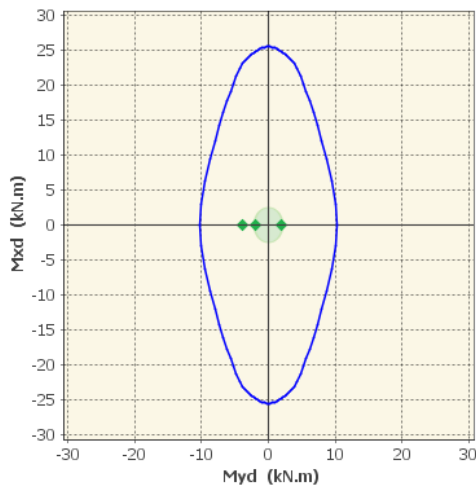
Fonte – Autor.

Figura 36 – Envoltória dos M_d no P10.



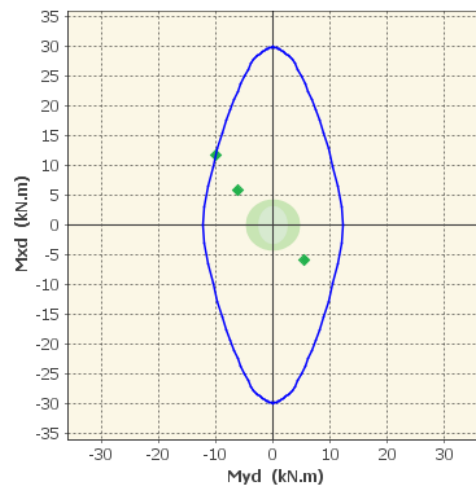
Fonte – Autor.

Figura 37 – Envoltória dos M_d no P11.



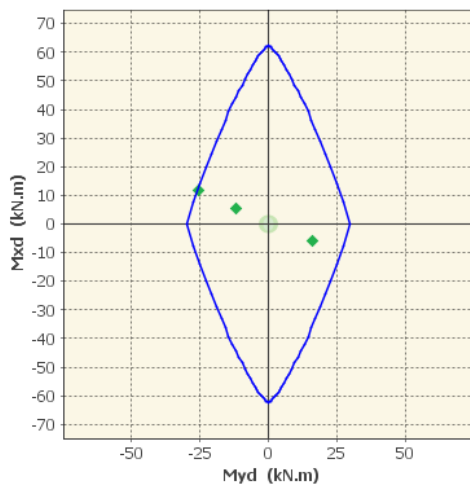
Fonte – Autor.

Figura 38 – Envoltória dos M_d no P12.



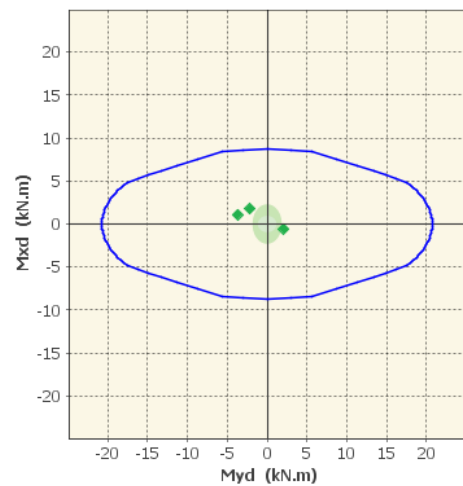
Fonte – Autor.

Figura 39 – Envoltória dos M_d no P13.



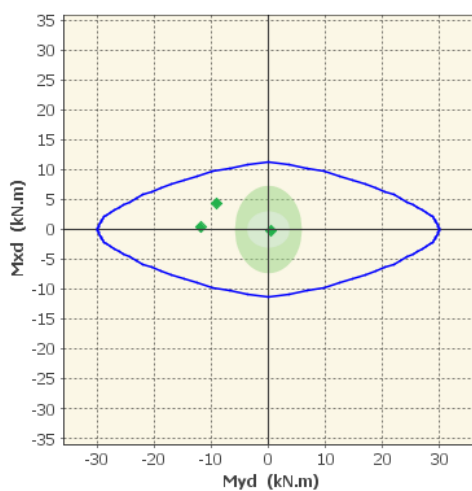
Fonte – Autor.

Figura 40 – Envoltória dos M_d no P14.



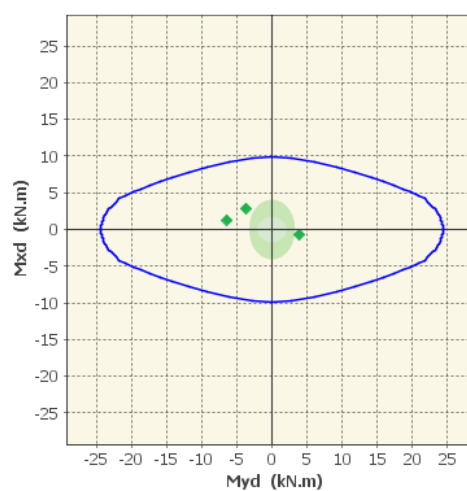
Fonte – Autor.

Figura 41 – Envoltória dos M_d no P15.



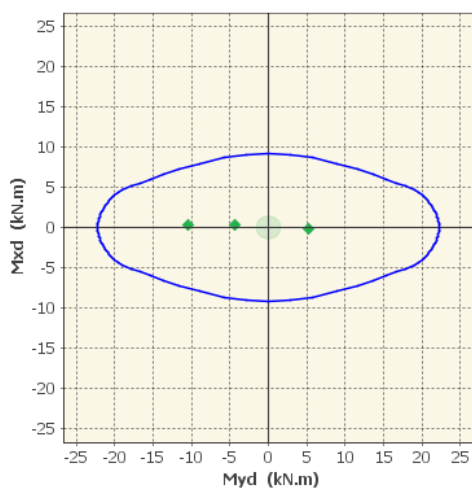
Fonte – Autor.

Figura 42 – Envoltória dos M_d no P16.



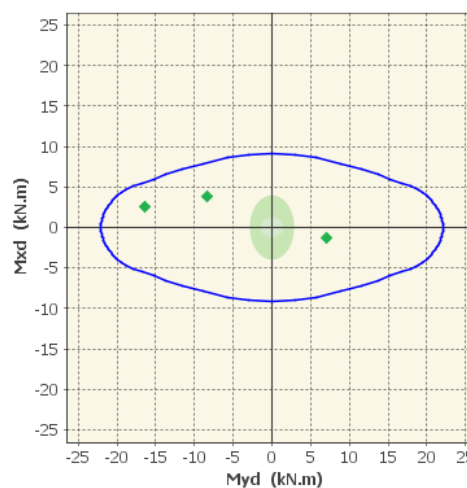
Fonte – Autor.

Figura 43 – Envoltória dos M_d no P17.



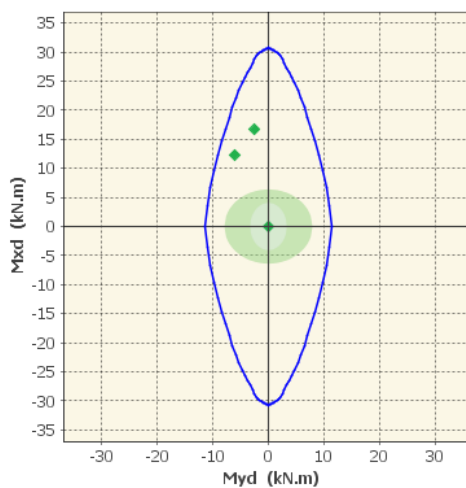
Fonte – Autor.

Figura 44 – Envoltória dos M_d no P18.



Fonte – Autor.

Figura 45 – Envoltória dos M_d no P19.



Fonte – Autor.

5.14 ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO NO ELS: ANÁLISE ESTRUTURAL EM SOFTWARE BIM

Para a realização da análise estrutural em *softwares* BIM, além da correta representação física dos elementos, é preciso se atentar à representação analítica da estrutura modelada. De forma genérica, o modelo analítico apresenta a estrutura através de elementos de barras, que representam as vigas e os pilares, e elementos de placas, que representam as lajes e as paredes estruturais. No Revit® (AUTODESK®, 2022), ao se modelar os elementos estruturais, a criação do modelo analítico ocorre automaticamente. Este modelo analítico criado de forma automática, no entanto, por vezes não representa a estrutura de maneira adequada e ajustes manuais são necessários.

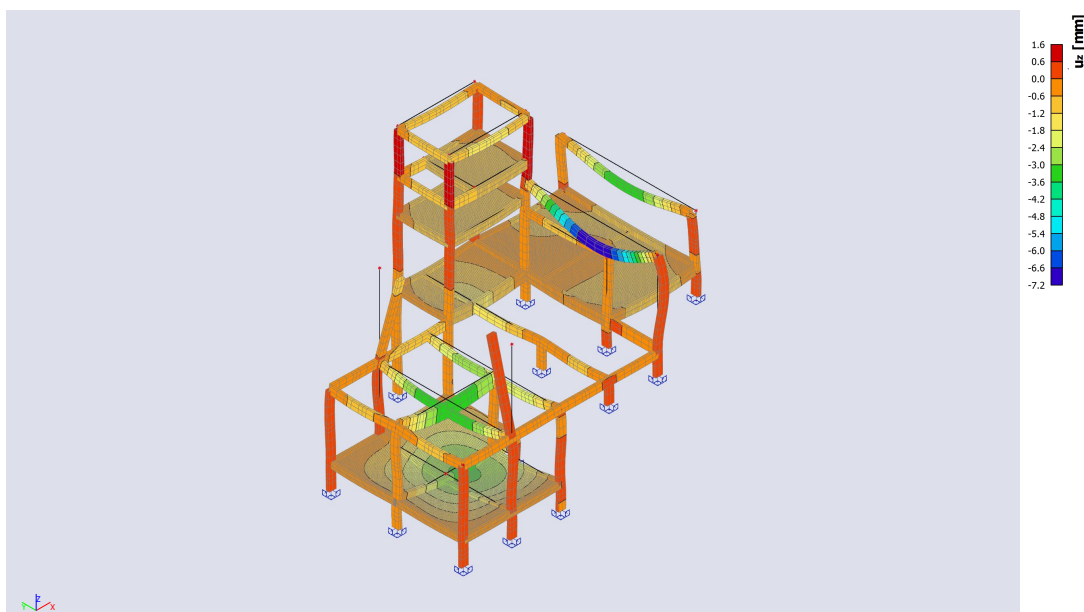
Para estruturas simples, os ajustes entre os modelos físico e analítico é eficiente. Para estruturas complexas, no entanto, a realização destes ajustes pode se tornar uma tarefa trabalhosa. Para este projeto, apenas os elementos de concreto armado tiveram suas representações analíticas revisadas e ajustadas. O modelo analítico carrega consigo as informações de geometria dos elementos e propriedades dos materiais dos quais são constituídos, informações necessárias para a análise estrutural.

A análise do estado limite de serviço da estrutura de concreto armado foi realizada por meio do *software* BIM SCIA® Engineer (SCIA®, 2022). O *software* permite a segmentação dos carregamentos em permanentes e variáveis e gera as combinações de cálculo da NBR 6118 (ABNT, 2014) automaticamente. Os carregamentos devidos ao peso próprio do concreto foram gerados automaticamente pelo *software*, enquanto os demais carregamentos, permanentes e variáveis, foram introduzidos manualmente nos elementos que os recebem.

Conforme mostram as Figura 46 e Figura 47, obtidas através do *software*, as maiores deformações ocorrem nos pilares P5 e P15 e na viga V33, elementos que recebem, direta ou indiretamente, os carregamentos das tesouras do telhado da edificação. Todos os elementos tiveram resultado satisfatório na avaliação dos Estados Limites de Serviço, sem comprometimento da segurança e do conforto dos usuários. A flecha máxima na viga V33 é de $-7,2 \text{ mm}$.

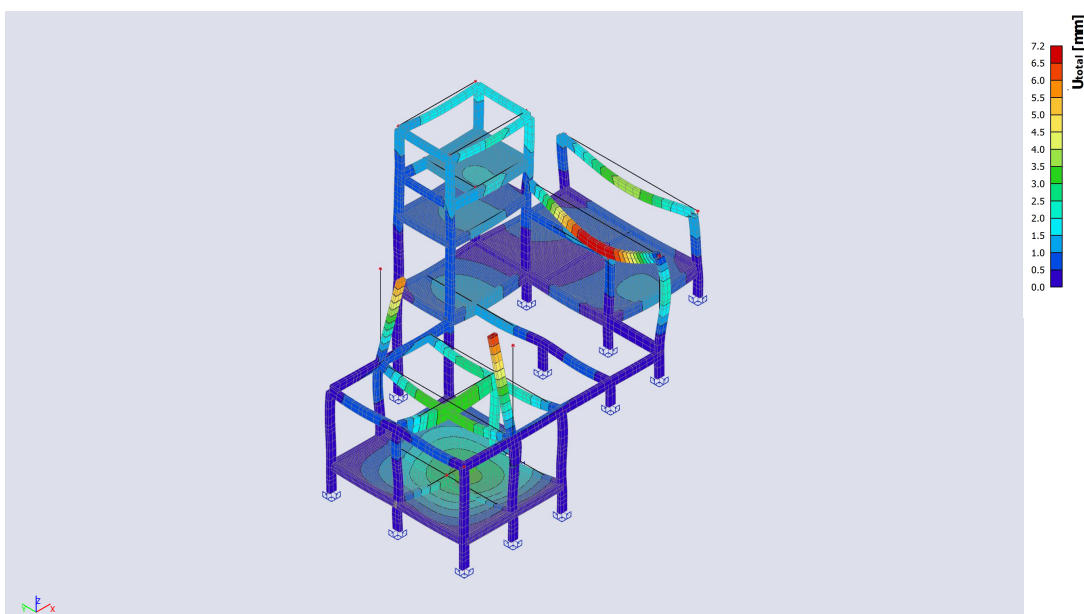
$$7,2 \text{ mm} \leq \frac{595}{250} = 2,38 \text{ cm} \Rightarrow \text{ok!}$$

Figura 46 – Deslocamentos verticais da estrutura de concreto armado.



Fonte – Autor.

Figura 47 – Deslocamentos totais da estrutura de concreto armado.



Fonte – Autor.

De forma a validar os cálculos até então feitos manualmente, foram, também, geradas as combinações de carregamentos do Estado Limite Ultimo no SCIA® Engineer (SCIA®, 2022). Os resultados estão disponíveis no Apêndice D.

6 LISTA DE MATERIAIS

Com a modelagem da estrutura no *software* Revit® (AUTODESK®, 2022), a posterior quantificação dos materiais deixa de ser uma tarefa dispendiosa. A própria ferramenta possui funcionalidades de extração de quantitativos, funcionalidades estas utilizadas para a geração da Tabela 50.

Tabela 50 – Quantificação de materiais.

Material	Unidade	Quantidade
<i>Estrutura de concreto armado</i>		
Concreto C20	m^3	17,12
Aço CA-50 $\Phi 6,3$	barras	186
Aço CA-50 $\Phi 8$	barras	43
Aço CA-50 $\Phi 10$	barras	34
Aço CA-50 $\Phi 12,5$	barras	15
Aço CA-50 $\Phi 16$	barras	6
Aço CA-50 $\Phi 20$	barras	1
<i>Estrutura de Light Wood Frame</i>		
OSB 11,1 mm	chapas	85
OSB 18,3 mm	chapas	19
Angelim-pedra seção 1,5 × 15,0	m^3	0,58
Angelim-pedra seção 2,0 × 20,0	m^3	2,37
Angelim-pedra seção 2,5 × 5,0	m^3	0,31
Angelim-pedra seção 3,0 × 12,0	m^3	0,24
Angelim-pedra seção 4,0 × 4,0	m^3	0,36
Angelim-pedra seção 4,0 × 5,0	m^3	0,01
Angelim-pedra seção 4,0 × 9,0	m^3	1,92
Angelim-pedra seção 6,0 × 12,0	m^3	5,13
Angelim-pedra seção 8,0 × 16,0	m^3	0,07
Angelim-pedra seção 10,0 × 20,0	m^3	0,73
Prego helicoidal galvanizado 18 × 30	kg	12
Chumbador <i>bolt</i> 3/8" × 75	un.	51

Fonte – Autor.

7 CONCLUSÕES

Neste trabalho foi idealizado e, com o auxílio de ferramentas BIM, modelado o projeto arquitetônico e concebido o projeto estrutural de uma edificação de uso residencial no estilo chalé com estrutura mista de concreto armado e madeira. Pôde-se experimentar na prática os avanços dos *softwares* BIM em relação aos *softwares* CAD disponíveis no mercado, em especial a capacidade de se manter todas as informações de um projeto centralizadas em uma base de dados única, o modelo paramétrico 3D.

A avaliação e quantificação das ações e concepção, dimensionamento e detalhamento dos elementos estruturais realizados de forma manual ao longo do trabalho propiciaram a revisão dos conteúdos de diferentes disciplinas cursadas ao longo da graduação, em especial as disciplinas do eixo de estruturas. O dimensionamento estrutural manual é consideravelmente menos produtivo quando comparado ao dimensionamento com a utilização de *softwares* específicos para esta finalidade, no entanto o cálculo manual é indispensável para aquisição da experiência necessária para uma análise crítica dos resultados mostrados por estas ferramentas.

Todos os objetivos inicialmente propostos foram alcançados. Sugere-se em trabalhos futuros a exploração dos softwares de análise estrutural para a análise da edificação completa, considerando não somente os elementos em concreto armado, mas também os elementos de madeira. Sugere-se, também, a exploração de *plugins* para a modelagem de estruturas em *wood frame* no *software* Revit® (AUTODESK®, 2022) e a verificação da consistência do modelo analítico gerado por estes *plugins* visando a interoperabilidade com softwares de dimensionamento estrutural (SCIA®, Robot®, Eberick®, Tekla®...).

REFERÊNCIAS

American Institute of Architects. **AIA G202™ - 2013**: *Project Building Information Modeling Protocol Form*. Washington, US, 2013. Disponível em:

https://help.aiacontracts.org/public/wp-content/uploads/2020/12/AIA-G202-2013-Free-Sample-Preview.pdf#_ga=2.69261271.697807477.1644596945-698825013.1644596945. Acesso em: 10 fev. 2022.

ANDRADE PINTO, Roberto Caldas de; PADARATZ, Ivo J. **Apostila da disciplina de estruturas de concreto armado I: ECV-5261**. Florianópolis: [s.n.], 2020.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120**: Ações para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, set. 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123**: Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, jun. 1988.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7190**: Projeto de estruturas de madeira. Rio de Janeiro, ago. 1997.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8681**: Ações e segurança nas estruturas - Procedimento. Rio de Janeiro, mar. 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8800**: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro, set. 2008.

AUTODESK®. **Revit®**: V2022.1. [S.l.], 2022. Disponível em:

<https://www.autodesk.com.br/products/revit/overview>. Acesso em: 1 dez. 2021.

BRASILIT SAINT-GOBAIN BRASIL. **Catálogo técnico SOLARMAXXI 4+ manta isolante térmica e acústica**. São Paulo. Disponível em:

<https://www.isover.com.br/solarmaxxi-pro-la-de-vidro-para-isolamento-termico-em-telhados>. Acesso em: 27 dez. 2021.

CARVALHO, Roberto Chust; FIGUEIREDO, Jasson Rodrigues. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado**: segundo a NBR 6118:2003. 3. ed. São Carlos: EdUFSCar, 2007. ISBN 978-85-7600-086-0.

CENTRO DE INFORMAÇÕES DE RECURSOS AMBIENTAIS E DE HIDROMETEOROLOGIA DE SANTA CATARINA. **Atlas Climatológico do Estado de Santa Catarina**. Florianópolis, 2001. Disponível em: <https://ciram.epagri.sc.gov.br/index.php/solucoes/climatologia/>. Acesso em: 16 dez. 2021.

EMPRESA BRASILEIRA DE PESQUISA AGROPECUÁRIA. **Atlas climático da Região Sul do Brasil: Estados do Paraná, Santa Catarina e Rio Grande do Sul**. 2. ed. Brasília: [s.n.], 2012. Figura 181. Disponível em: <http://ainfo.cnptia.embrapa.br/digital/bitstream/item/143521/1/Atlas-climatico-da-regiao-Sul-do-Brasil.pdf>. Acesso em: 16 dez. 2021.

ESPÍNDOLA, Luciana de Rosa. **Habitação de interesse social em madeira conforme os princípios de coordenação modular e conectividade**. 2010. F. 173. Mestrado em Engenharia Civil – Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis.

GERDAU. **Catálogo de pregos Gerdau**. [S./]. Disponível em: https://www2.gerdau.com.br/catalogos-e-manuais?gclid=EAIaIQobChMIiqftt_eM9gIVkoaRCh2CsgAxEAAYASAAEgKLR_D_BwE. Acesso em: 16 fev. 2022.

GUESSER, Isabel. **Estudo de caso: modelagem em BIM de uma edificação aplicando o sistema wood frame**. 2019. F. 137. TCC em Engenharia Civil – Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Santa Catarina, Florianópolis.

INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS. **Carta de suscetibilidade a movimentos gravitacionais de massa e inundação: município de Anitápolis - SC**: Revisão 02. Rio de Janeiro, mar. 2015. Disponível em: <https://rigeo.cprm.gov.br/handle/doc/15111>. Acesso em: 16 dez. 2021.

INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS. **Informações sobre madeiras: Angelim-pedra**. Rio de Janeiro. Disponível em: http://www.ipt.br/informacoes_madeiras/8.htm. Acesso em: 16 dez. 2021.

JUNIOR, Sander David Cardoso. **P-Calc Pilares de concreto**: V1.4.0. [S.l.], 2013. Disponível em: <https://www.tqs.com.br/apps/p-calc/ejm1se4961>. Acesso em: 24 jan. 2022.

LP BRASIL. **Catálogo técnico placas OSB certificados APA**. São Paulo. Disponível em: <https://www.lpbrasil.com.br/wp-content/uploads/2017/06/CATALOGO-APA-FINAL-BRASIL-1.pdf>. Acesso em: 27 dez. 2021.

MARTINS, Gabriel Almeida. **Interoperabilidade de softwares BIM no contexto de projeto de estruturas de concreto armado**. 2020. F. 68. TCC em Engenharia Civil – Universidade Federal de Viçosa, Viçosa.

MOLINA, Julio; CALIL, Carlito. **Sistema construtivo em wood frame para casas de madeira**. v. 31, dez. 2010. DOI: 10.5433/1679-0375.2010v31n2p143.

MUNICÍPIO DE ANITÁPOLIS. **Lei Ordinária 002/1963**: Estabelece o código de obras e posturas. Anitápolis, 1963.

PAPADOPOULOS, Nicolas; SOTELINO, Elisa; MARTHA, Luiz; NASCIMENTO, Daniel; FARIA, Pedro. **Avaliação da integração entre uma plataforma BIM e uma ferramenta de análise estrutural**. v. 12, jul. 2017. DOI: 10.20985/1980-5160.2017.v12n1.1203.

PERLIN, Lourenço Panosso; ANDRADE PINTO, Roberto Caldas de; PADARATZ, Ivo J. **Apostila da disciplina de estruturas de concreto armado II: ECV-5262**. Florianópolis: [s.n.], 2020.

PIZA, Isabella Faria. **Roteiro de modelagem estrutural utilizando a tecnologia BIM, desde a modelagem no Revit® até a análise estrutural no Robot®**. 2017. F. 84. TCC em Engenharia Civil – Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Campo Mourão.

PONTIFÍCIA UNIVERSIDADE CATÓLICA DO RIO DE JANEIRO. **Ftool Two-dimensional Frame Analysis Tool**: V4.00.03. Rio de Janeiro, 2017. Disponível em: <https://www.ftool.com.br/Ftool/>. Acesso em: 11 jan. 2022.

RIBEIRO, Renan; JUNIOR, Kleos. **BIM no projeto de estruturas de concreto armado: estudos de caso em Revit® e Robot®**. v. 1, p. 1–19, nov. 2019.

SCIA®. **SCIA® Engineer**: V21.0. [S.l.], 2022. Disponível em:
<https://www.scia.net/pt/software/scia-engineer>. Acesso em: 20 jan. 2022.

SECRETARIA NACIONAL DA HABITAÇÃO. **Diretrizes para Avaliação Técnica de Produtos SINAT Nº 005 – Revisão 03**: Sistemas construtivos estruturados em peças de madeira maciça serrada, com fechamentos em chapas (Sistemas leves *Light Wood Frame*). Brasília, jul. 2020. Disponível em:
<https://pbqp-h.mdr.gov.br/biblioteca/diretriz-sinat-n-005-revisao-03/>. Acesso em: 16 dez. 2021.

SZÜCS, Carlos Alberto; TEREZO, Rodrigo Figueiredo; VALLE, Ângela do; MORAES, Poliana Dias de. **Apostila da disciplina de estruturas de madeira: ECV-5251**. Florianópolis, 2016.

WALSYWA® - FIXAÇÃO PARA CONSTRUÇÃO CIVIL. **Catálogo de produtos Walsywa 2022/2023**. São Paulo. Disponível em:
<https://www.isover.com.br/solarmaxxi-pro-la-de-vidro-para-isolamento-termico-em-telhados>. Acesso em: 15 fev. 2022.

ZANATTA, Luigi. **Projeto estrutural de uma residência mista de concreto-madeira**. 2014. F. 157. TCC em Engenharia Civil – Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis.

Apêndices

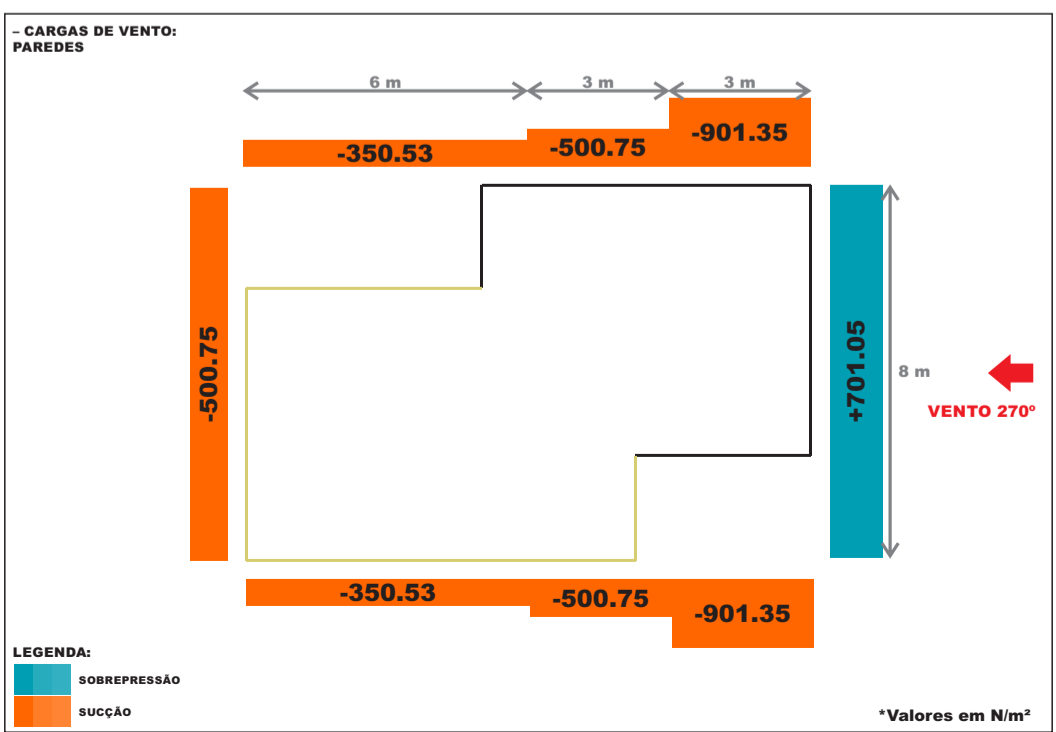
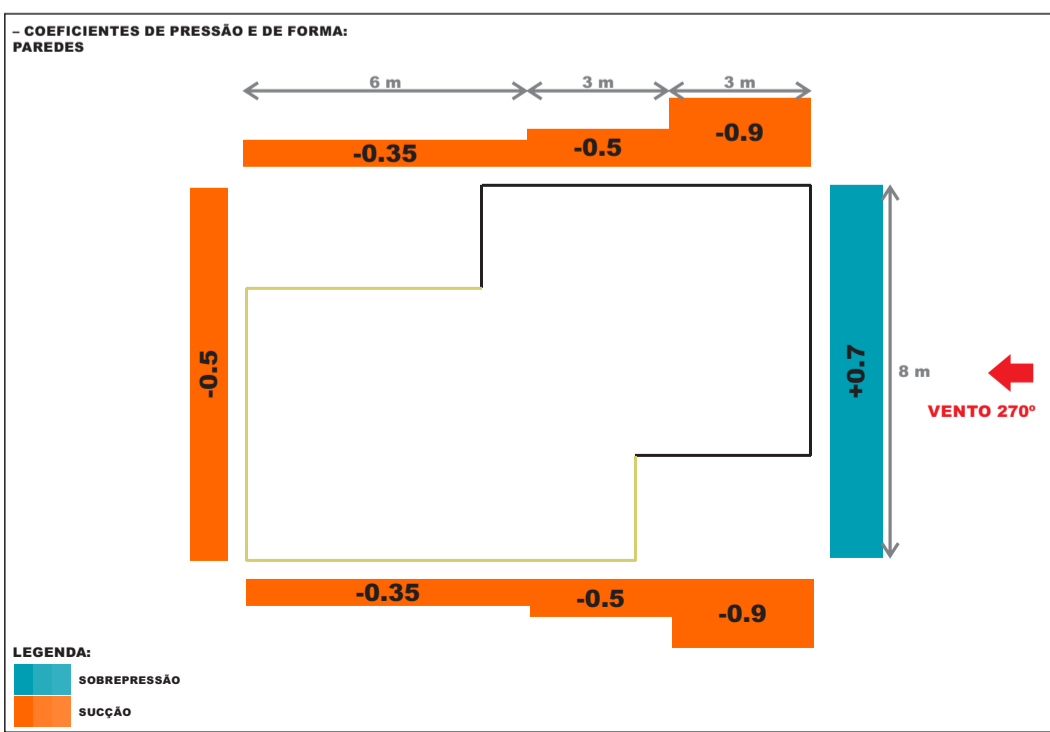
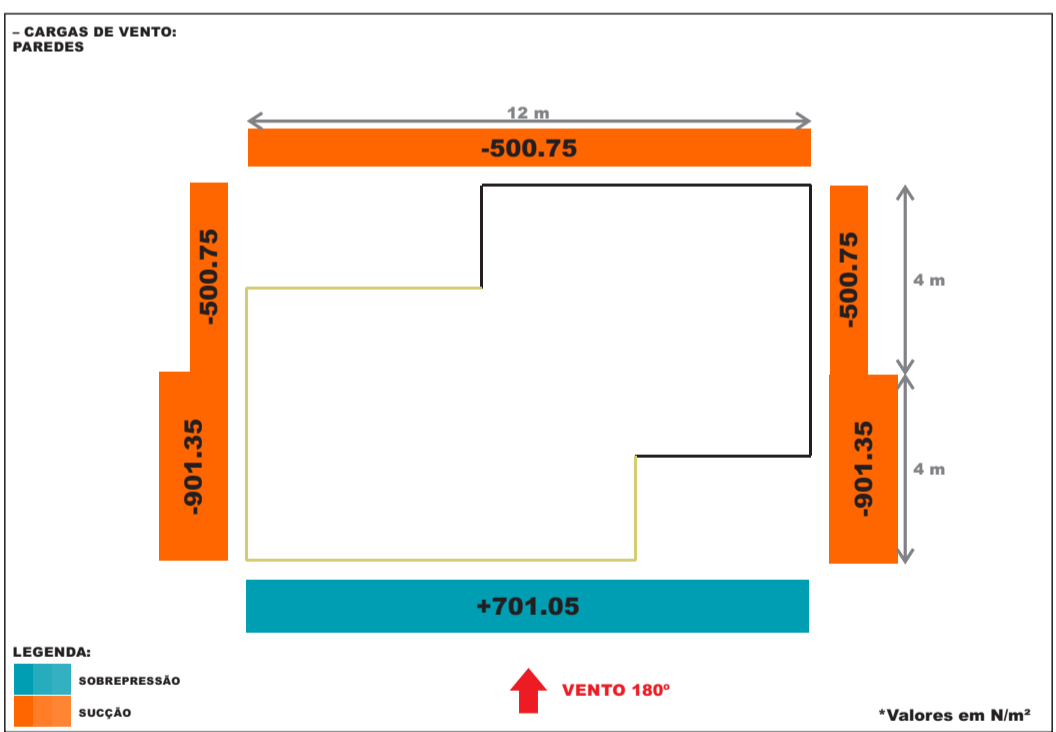
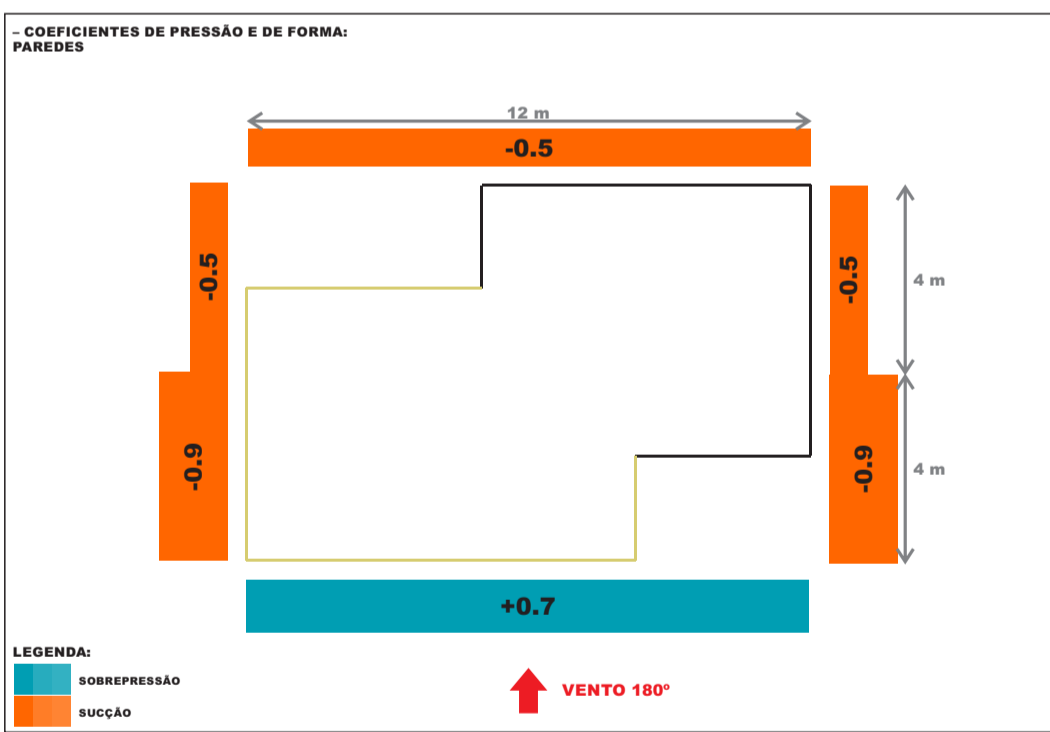
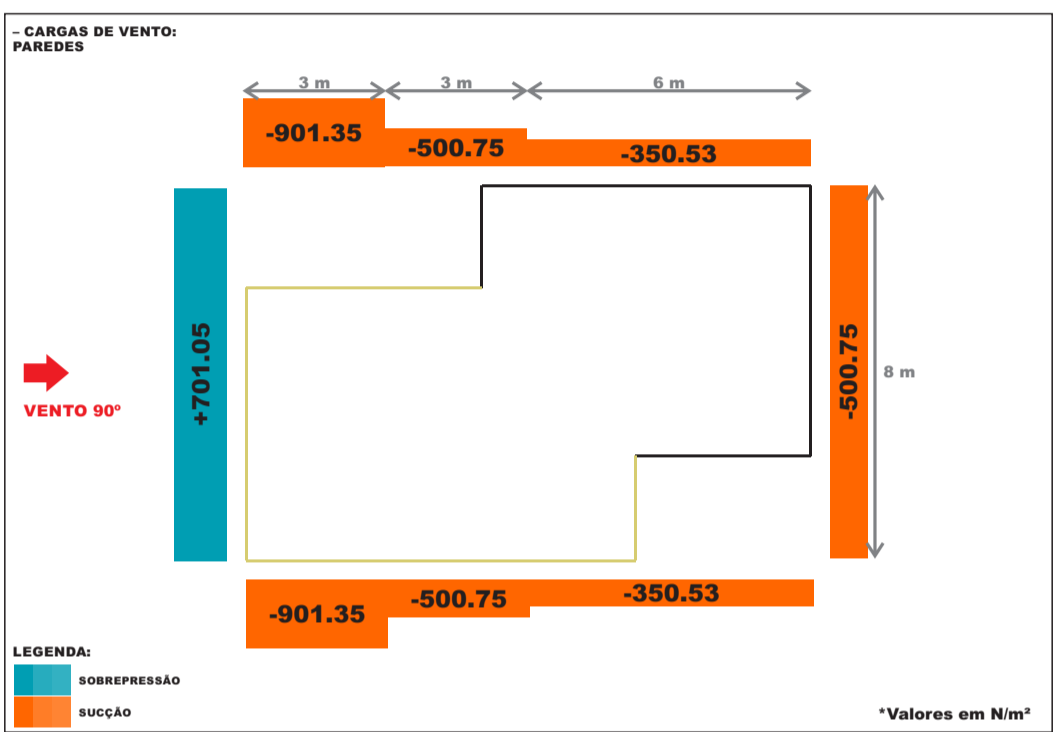
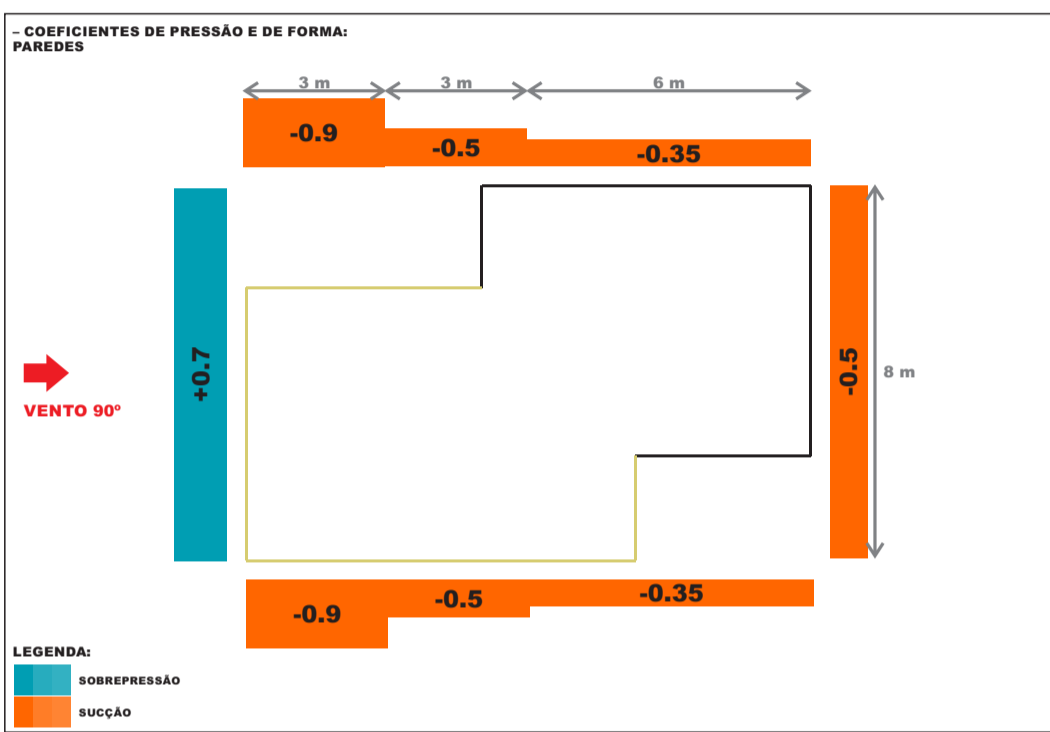
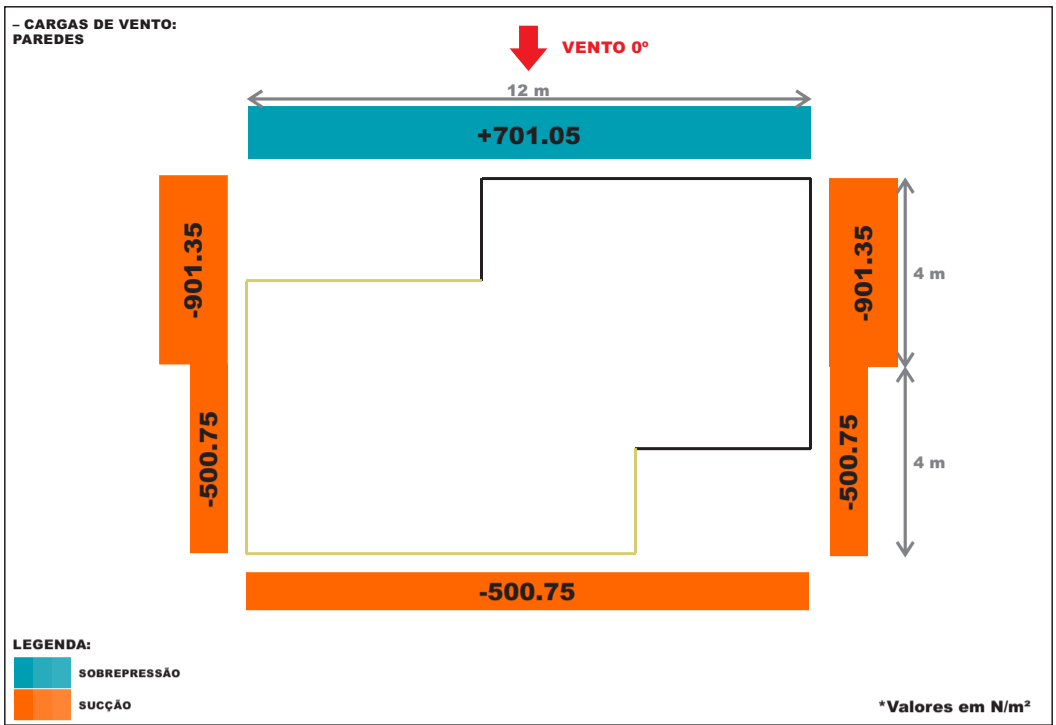
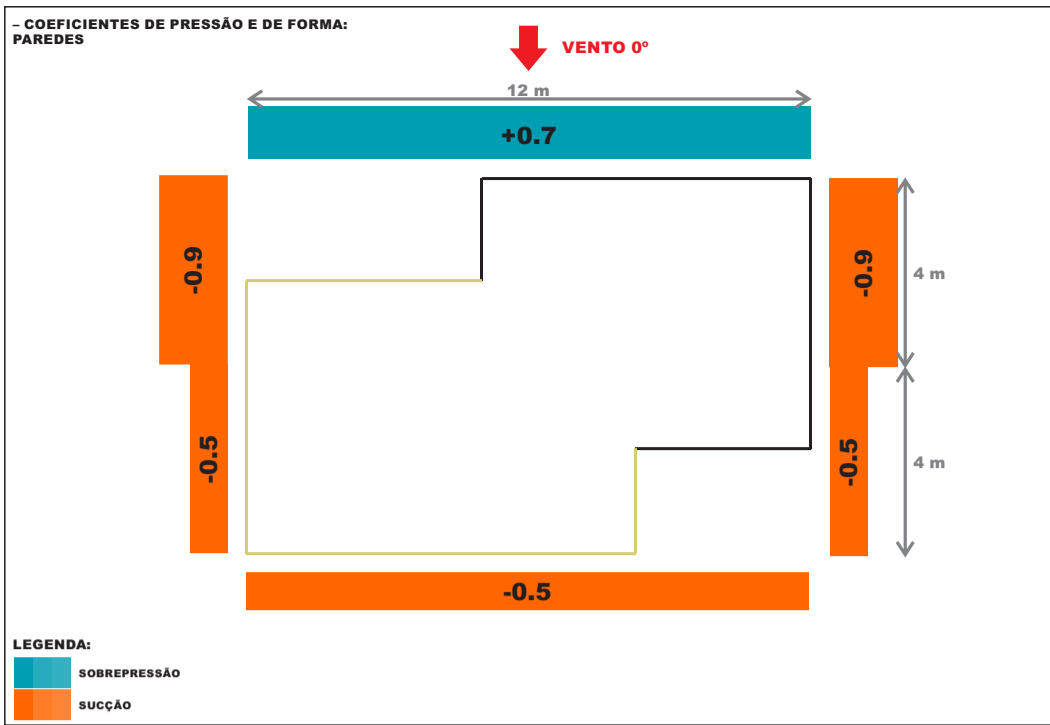
APÊNDICE A – SEÇÕES COMERCIAIS DE PEÇAS DE ANGELIM-PEDRA EM ANITÁPOLIS/SC

Tabela 51 – Seções comerciais de peças de Angelim-pedra disponíveis nas madeiras da região de Anitápolis/SC e suas características geométricas.

Seção [cm]	A [cm²]	I_x [cm⁴]	r_x [cm]	W_x [cm³]	I_y [cm⁴]	r_y [cm]	W_y [cm³]
1,5 × 5,0	7,50	15,63	1,44	6,25	1,41	0,43	1,88
2,0 × 4,0	8,00	10,67	1,15	5,33	2,67	0,58	2,67
2,5 × 5,0	12,50	26,04	1,44	10,42	6,51	0,72	5,21
4,0 × 9,0	36,00	243,00	2,60	54,00	48,00	1,15	24,00
5,0 × 5,0	25,00	52,08	1,44	20,83	52,08	1,44	20,83
5,0 × 10,0	50,00	416,67	2,89	83,33	104,17	1,44	41,67
5,0 × 15,0	75,00	1406,25	4,33	187,50	156,25	1,44	62,50
5,0 × 20,0	100,00	3333,33	5,77	333,33	208,33	1,44	83,33
6,0 × 12,0	72,00	864,00	3,46	144,00	216,00	1,73	72,00
6,0 × 18,0	108,00	2916,00	5,20	324,00	324,00	1,73	108,00
8,0 × 16,0	128,00	2730,67	4,62	341,33	682,67	2,31	170,67
10,0 × 10,0	100,00	833,33	2,89	166,67	833,33	2,89	166,67
10,0 × 15,0	150,00	2812,50	4,33	375,00	1250,00	2,89	250,00
10,0 × 20,0	200,00	6666,67	5,77	666,67	1666,67	2,89	333,33
15,0 × 15,0	225,00	4218,75	4,33	562,50	4218,75	4,33	562,50
20,0 × 20,0	400,00	13333,33	5,77	1333,33	13333,33	5,77	1333,33

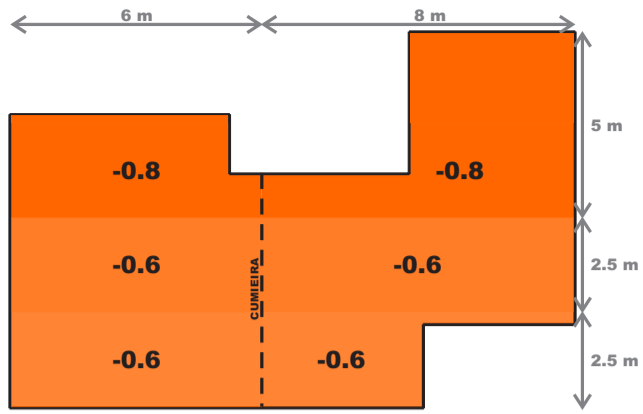
Fonte – Autor.

**APÊNDICE B – DESENHOS ESQUEMÁTICOS DA CARGA DE VENTO SOBRE A
EDIFICAÇÃO**



- COEFICIENTES DE PRESSÃO E DE FORMA:
TELHADO PRINCIPAL

↓ VENTO 0°

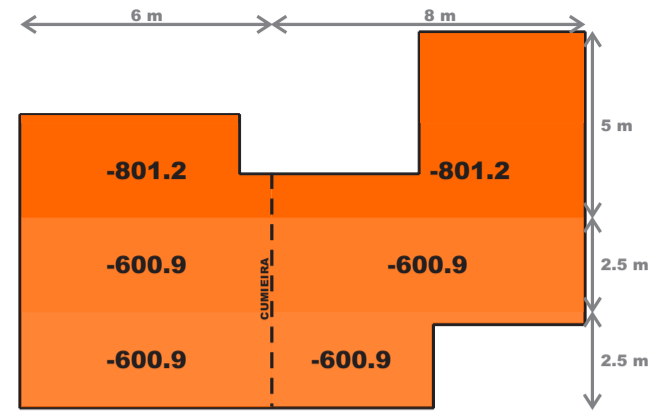


LEGENDA:
SOBREPRESSÃO
SUCÇÃO

*Coeficientes beirais: - 2,0 (sucção)

- CARGAS DE VENTO:
TELHADO PRINCIPAL

↓ VENTO 0°

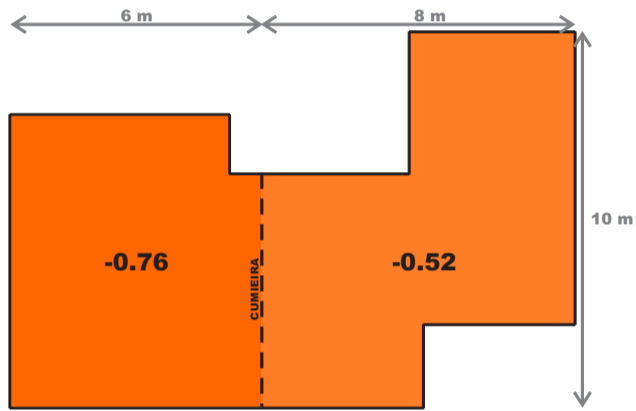


LEGENDA:
SOBREPRESSÃO
SUCÇÃO

*Carga nos beirais: - 2003.0 (sucção)
**Valores em N/m²

- COEFICIENTES DE PRESSÃO E DE FORMA:
TELHADO PRINCIPAL

→ VENTO 90°

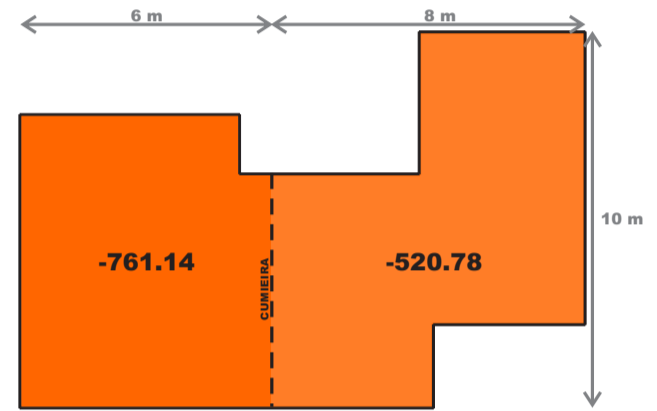


LEGENDA:
SOBREPRESSÃO
SUCÇÃO

*Coeficientes beirais: - 2,0 (sucção)

- CARGAS DE VENTO:
TELHADO PRINCIPAL

→ VENTO 90°

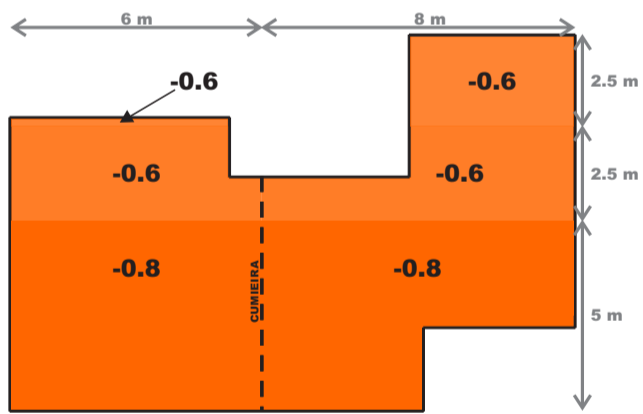


LEGENDA:
SOBREPRESSÃO
SUCÇÃO

*Carga nos beirais: - 2003.0 (sucção)
**Valores em N/m²

- COEFICIENTES DE PRESSÃO E DE FORMA:
TELHADO PRINCIPAL

↑ VENTO 180°

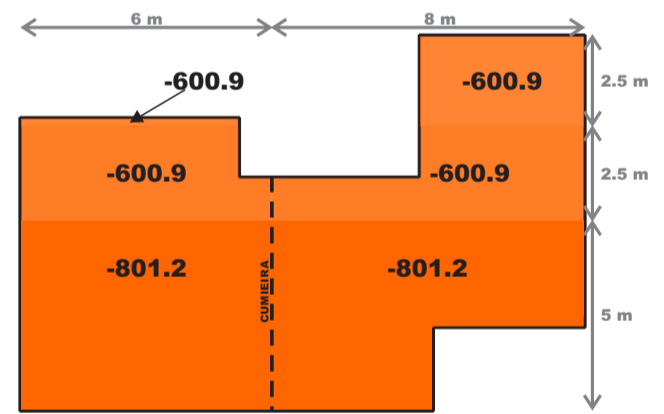


LEGENDA:
SOBREPRESSÃO
SUCÇÃO

*Coeficientes beirais: - 2,0 (sucção)

- CARGAS DE VENTO:
TELHADO PRINCIPAL

↑ VENTO 180°

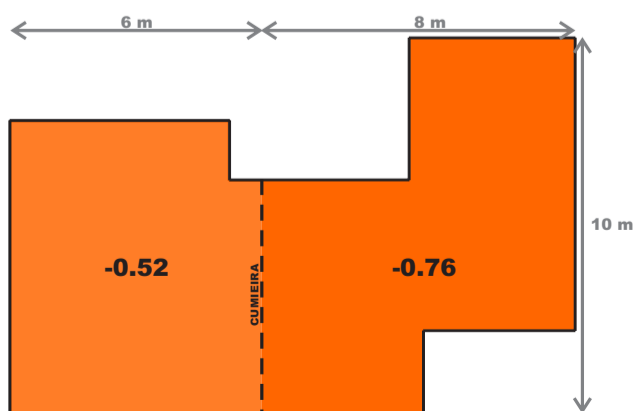


LEGENDA:
SOBREPRESSÃO
SUCÇÃO

*Carga nos beirais: - 2003.0 (sucção)
**Valores em N/m²

- COEFICIENTES DE PRESSÃO E DE FORMA:
TELHADO PRINCIPAL

← VENTO 270°

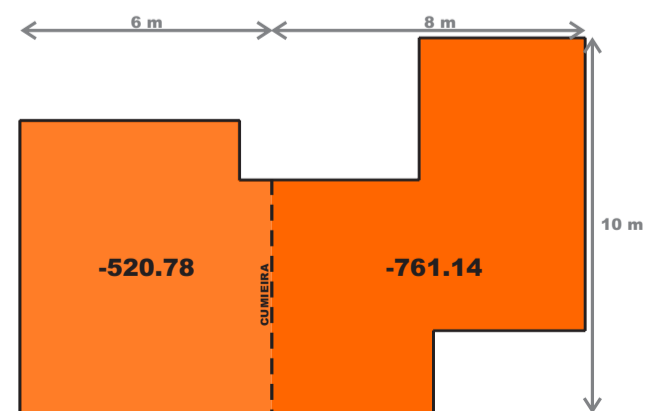


LEGENDA:
SOBREPRESSÃO
SUCÇÃO

*Coeficientes beirais: - 2,0 (sucção)

- CARGAS DE VENTO:
TELHADO PRINCIPAL

← VENTO 270°

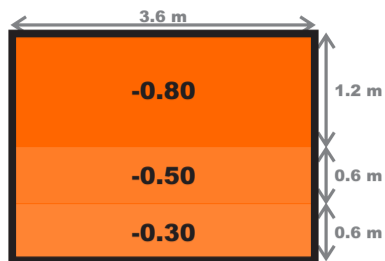


LEGENDA:
SOBREPRESSÃO
SUCÇÃO

*Carga nos beirais: - 2003.0 (sucção)
**Valores em N/m²

- COEFICIENTES DE PRESSÃO E DE FORMA:
TELHADO TORRE CAIXA D'ÁGUA

↓ VENTO 0°



LEGENDA:

SOBREPRESSÃO
SUCÇÃO

*Coeficientes beirais: - 2,0 (sucção)

- CARGAS DE VENTO:
TELHADO TORRE CAIXA D'ÁGUA

↓ VENTO 0°



LEGENDA:

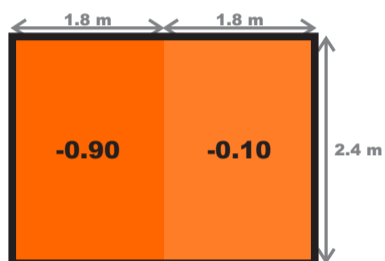
SOBREPRESSÃO
SUCÇÃO

*Carga nos beirais: - 2003.0 (sucção)

**Valores em N/m²

- COEFICIENTES DE PRESSÃO E DE FORMA:
TELHADO TORRE CAIXA D'ÁGUA

→ VENTO 90°



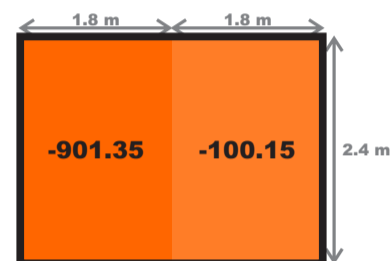
LEGENDA:

SOBREPRESSÃO
SUCÇÃO

*Coeficientes beirais: - 2,0 (sucção)

- CARGAS DE VENTO:
TELHADO TORRE CAIXA D'ÁGUA

→ VENTO 90°



LEGENDA:

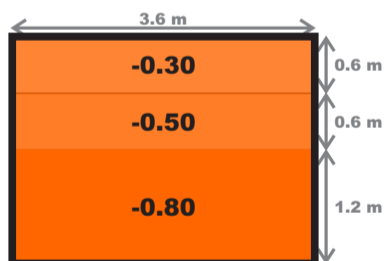
SOBREPRESSÃO
SUCÇÃO

*Carga nos beirais: - 2003.0 (sucção)

**Valores em N/m²

- COEFICIENTES DE PRESSÃO E DE FORMA:
TELHADO TORRE CAIXA D'ÁGUA

↑ VENTO 180°



LEGENDA:

SOBREPRESSÃO
SUCÇÃO

*Coeficientes beirais: - 2,0 (sucção)

- CARGAS DE VENTO:
TELHADO TORRE CAIXA D'ÁGUA

↑ VENTO 180°



LEGENDA:

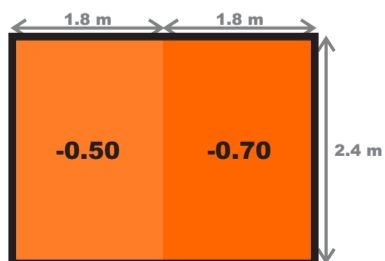
SOBREPRESSÃO
SUCÇÃO

*Carga nos beirais: - 2003.0 (sucção)

**Valores em N/m²

- COEFICIENTES DE PRESSÃO E DE FORMA:
TELHADO TORRE CAIXA D'ÁGUA

← VENTO 270°



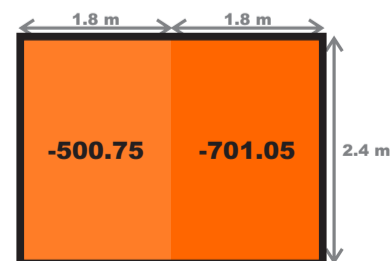
LEGENDA:

SOBREPRESSÃO
SUCÇÃO

*Coeficientes beirais: - 2,0 (sucção)

- CARGAS DE VENTO:
TELHADO TORRE CAIXA D'ÁGUA

← VENTO 270°



LEGENDA:

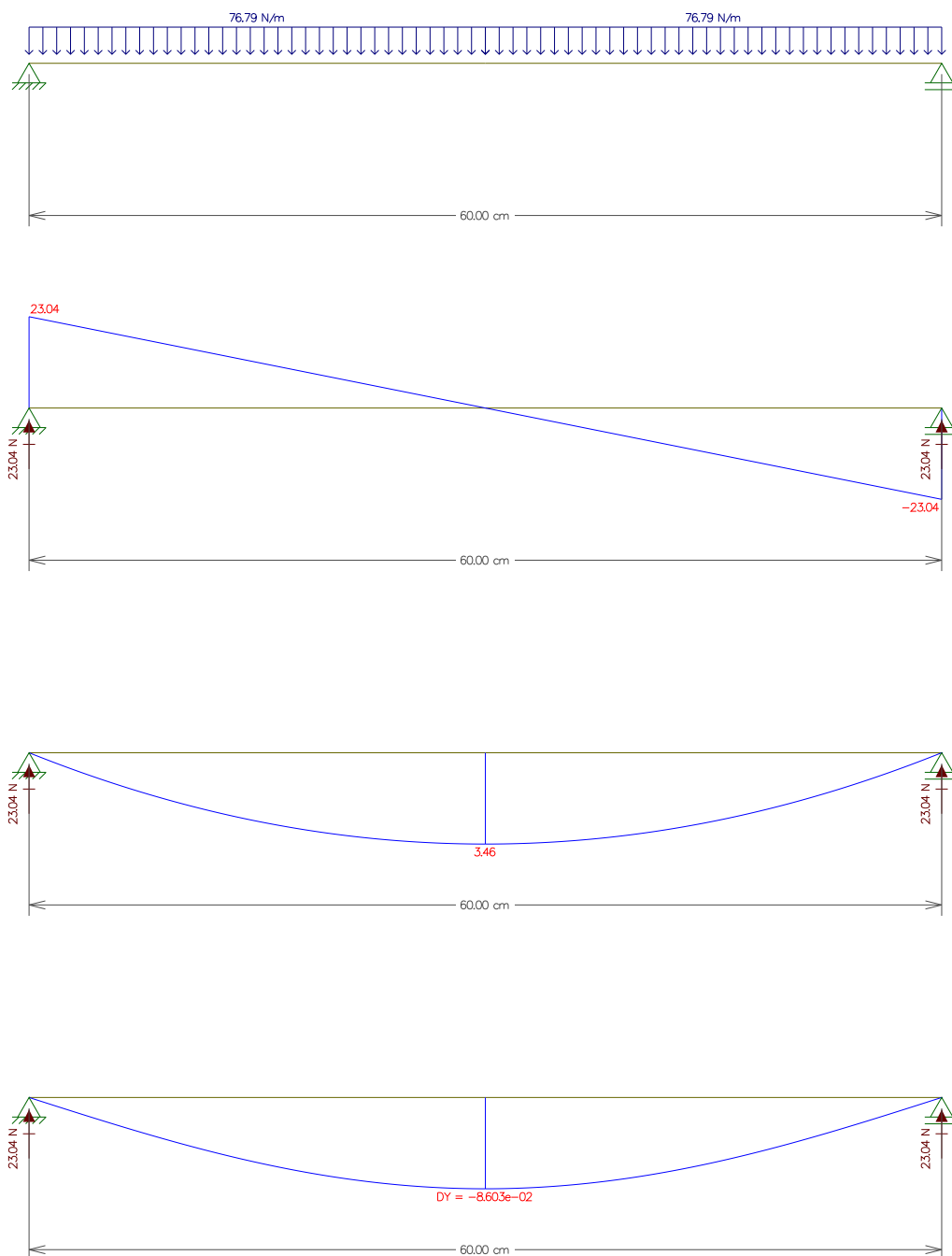
SOBREPRESSÃO
SUCÇÃO

*Carga nos beirais: - 2003.0 (sucção)

**Valores em N/m²

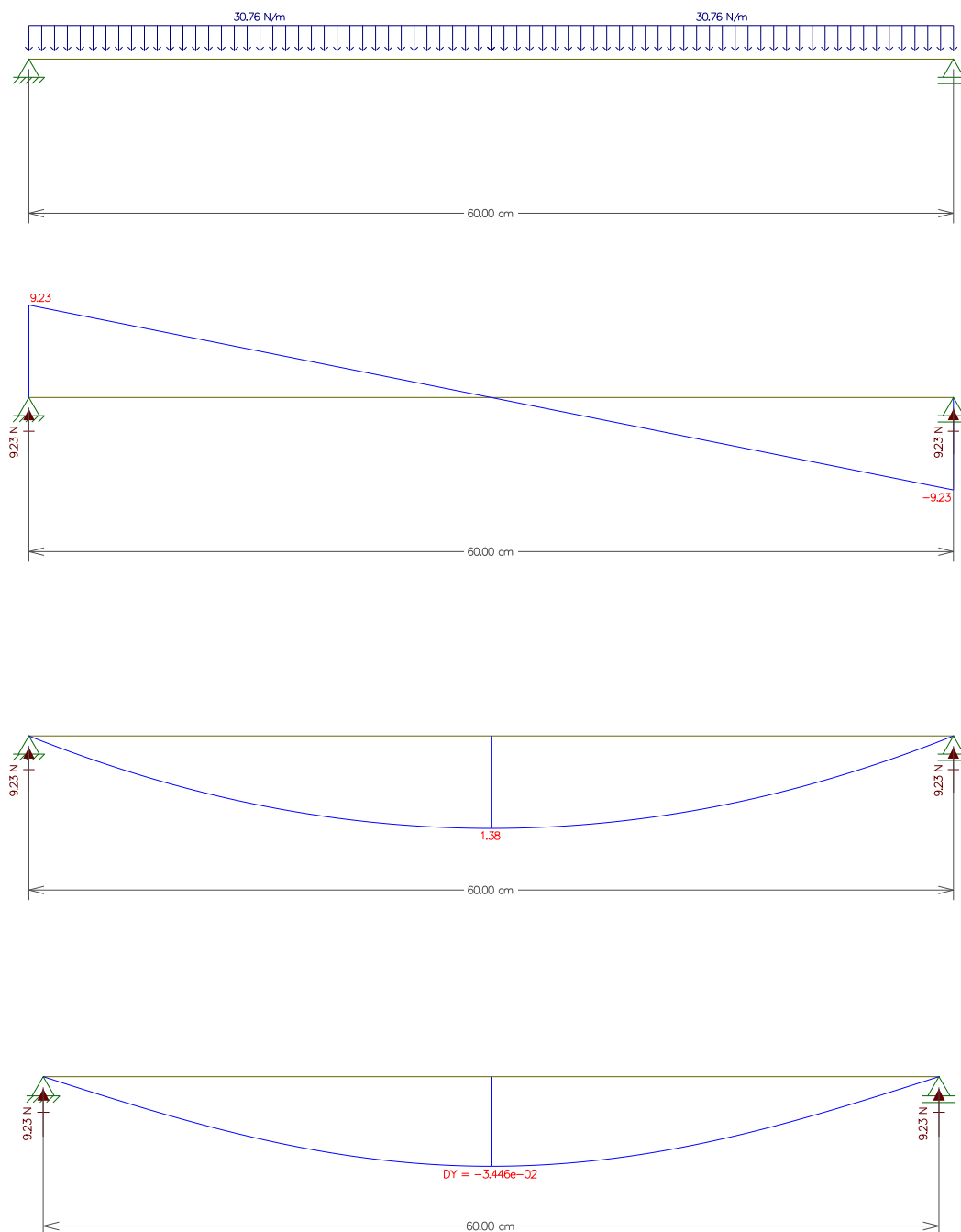
APÊNDICE C – DIAGRAMAS FTOOL

Figura 48 – Diagramas de esforços e deformações devidos aos pesos próprios da madeira e das telhas nas ripas na direção (x).



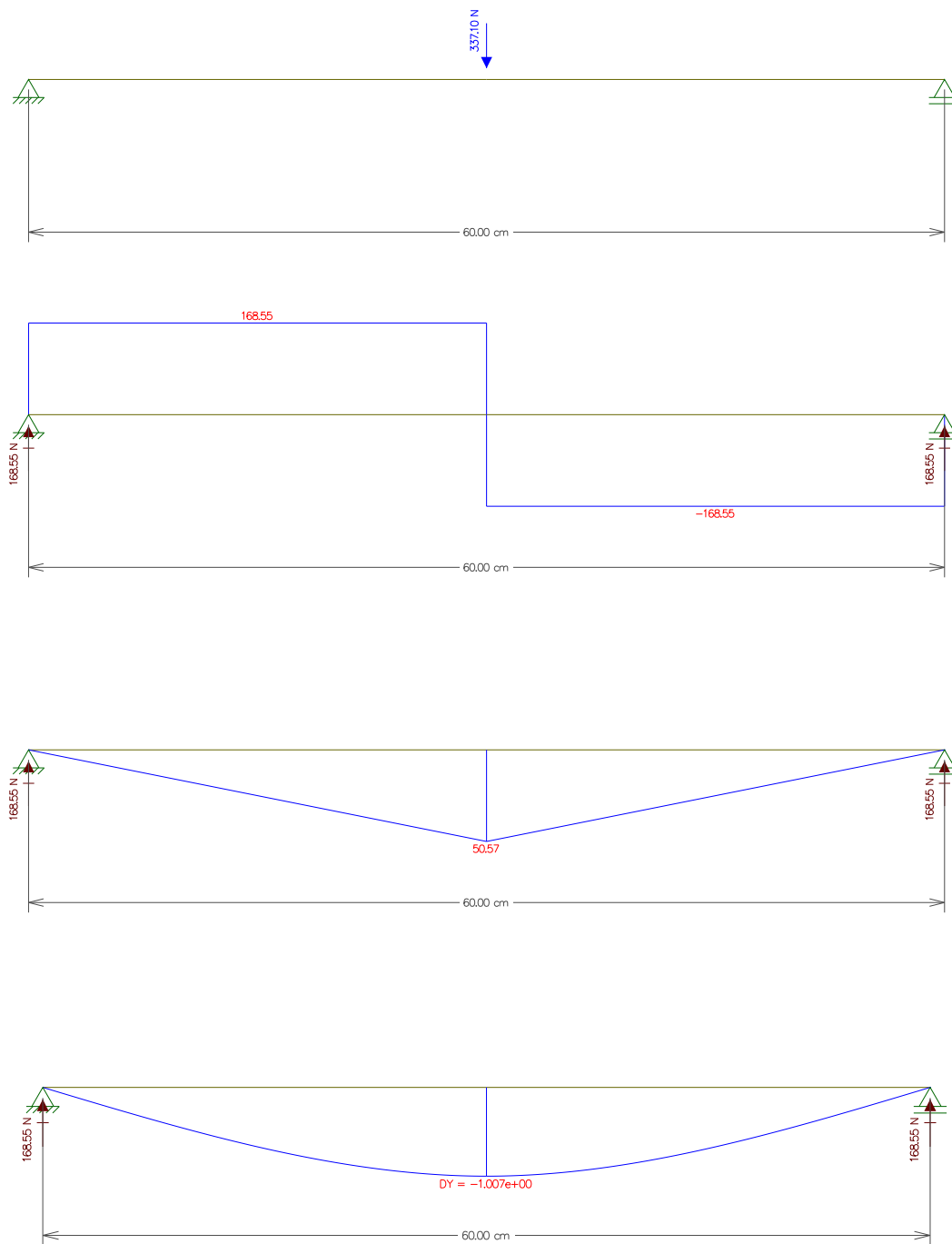
Fonte – Autor.

Figura 49 – Diagramas de esforços e deformações devidos à carga construtiva distribuída nas ripas na direção (x).



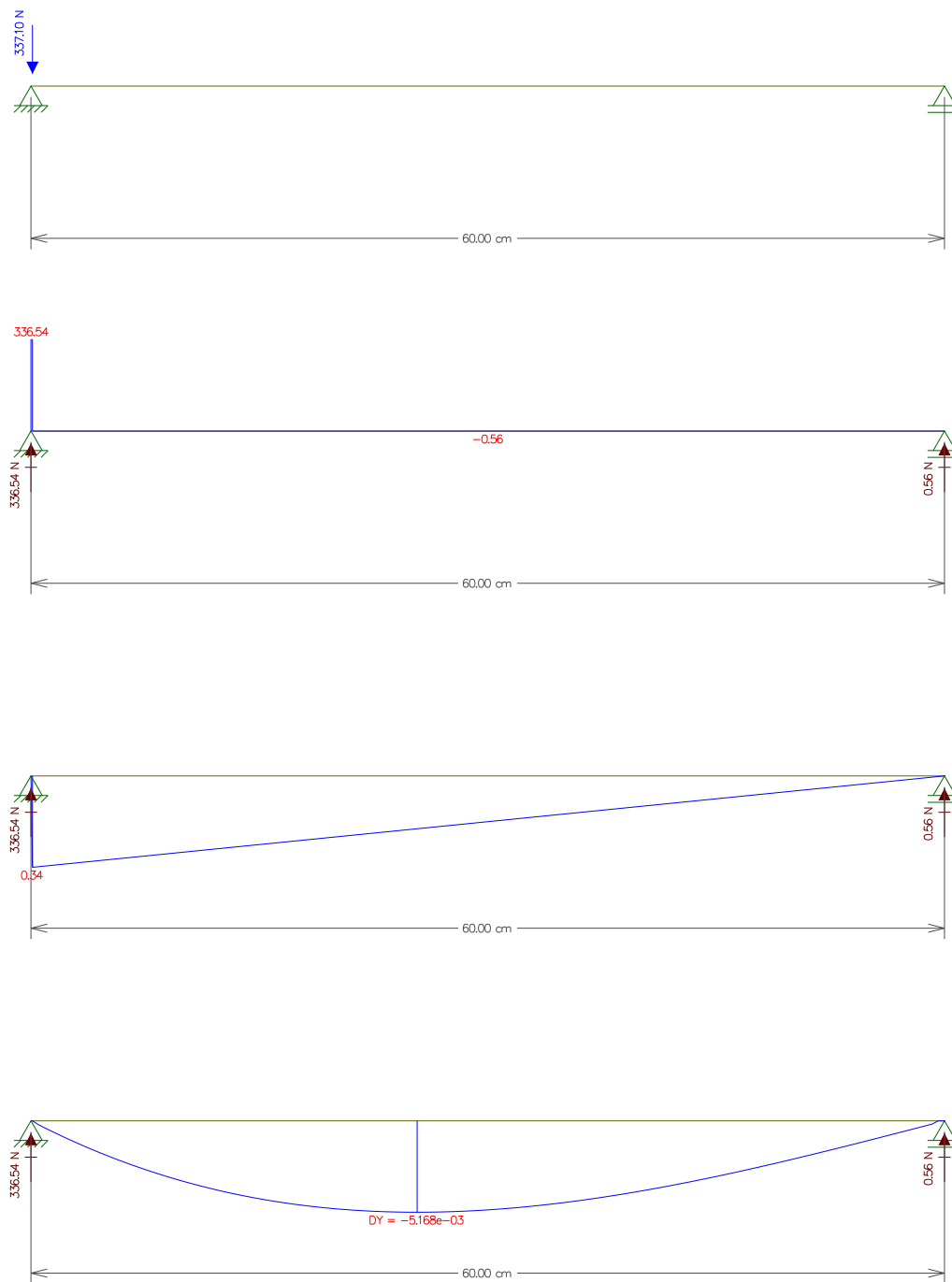
Fonte – Autor.

Figura 50 – Diagramas de esforços e deformações devidos à carga construtiva concentrada no meio do vão nas ripas na direção (x).



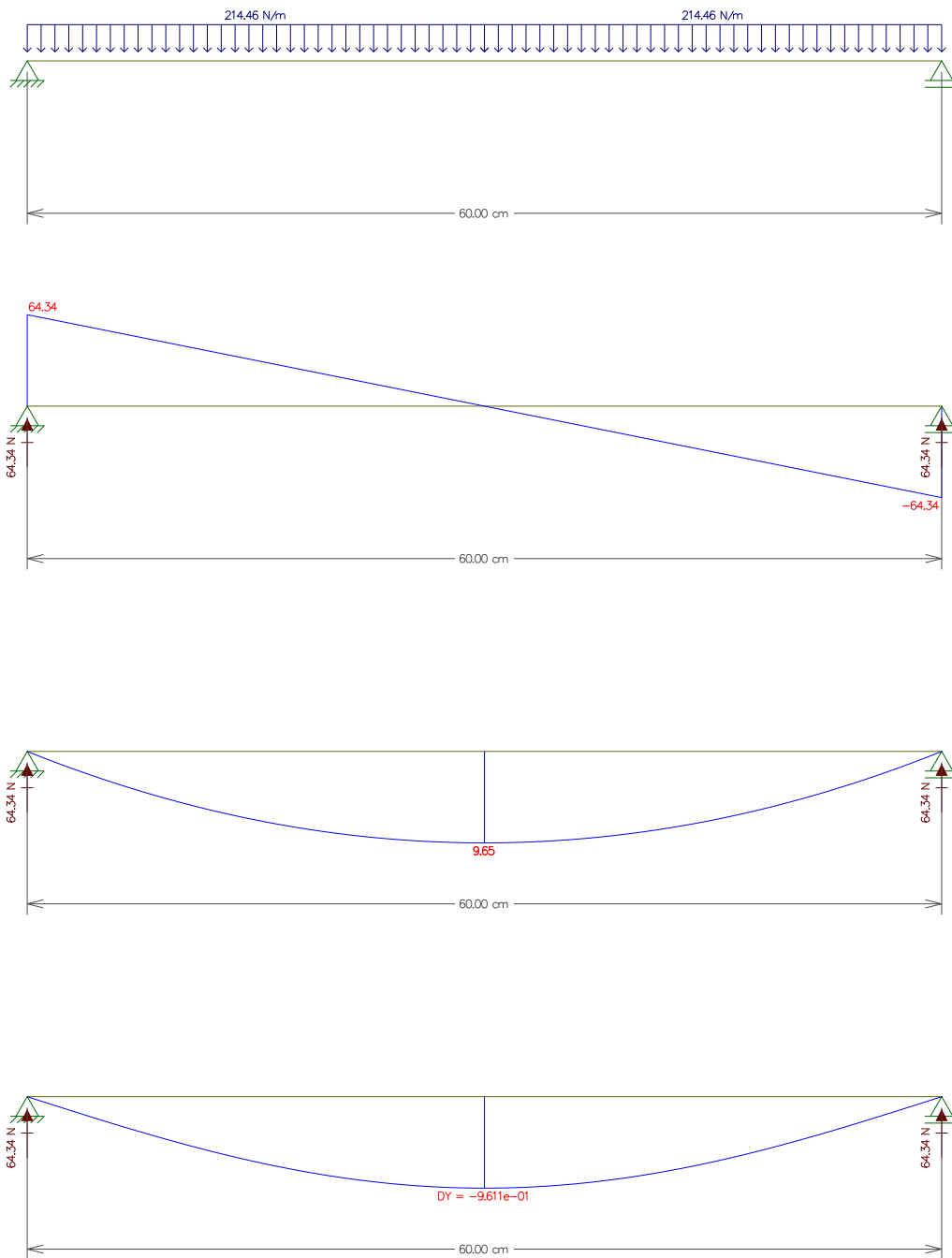
Fonte – Autor.

Figura 51 – Diagramas de esforços e deformações devidos à carga construtiva concentrada próxima ao apoio nas ripas na direção (x).



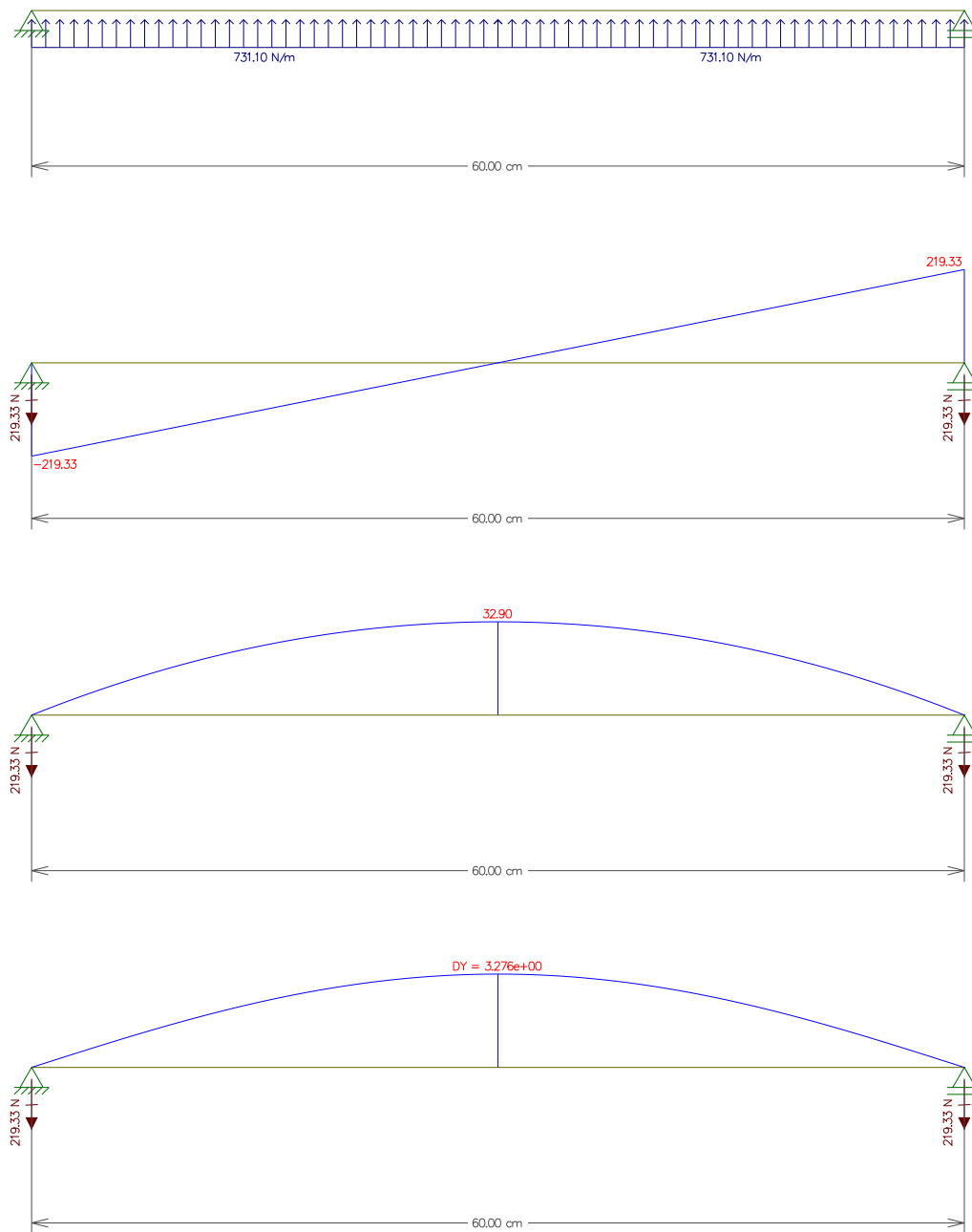
Fonte – Autor.

Figura 52 – Diagramas de esforços e deformações devidos aos pesos próprios da madeira e das telhas nas ripas na direção (y).



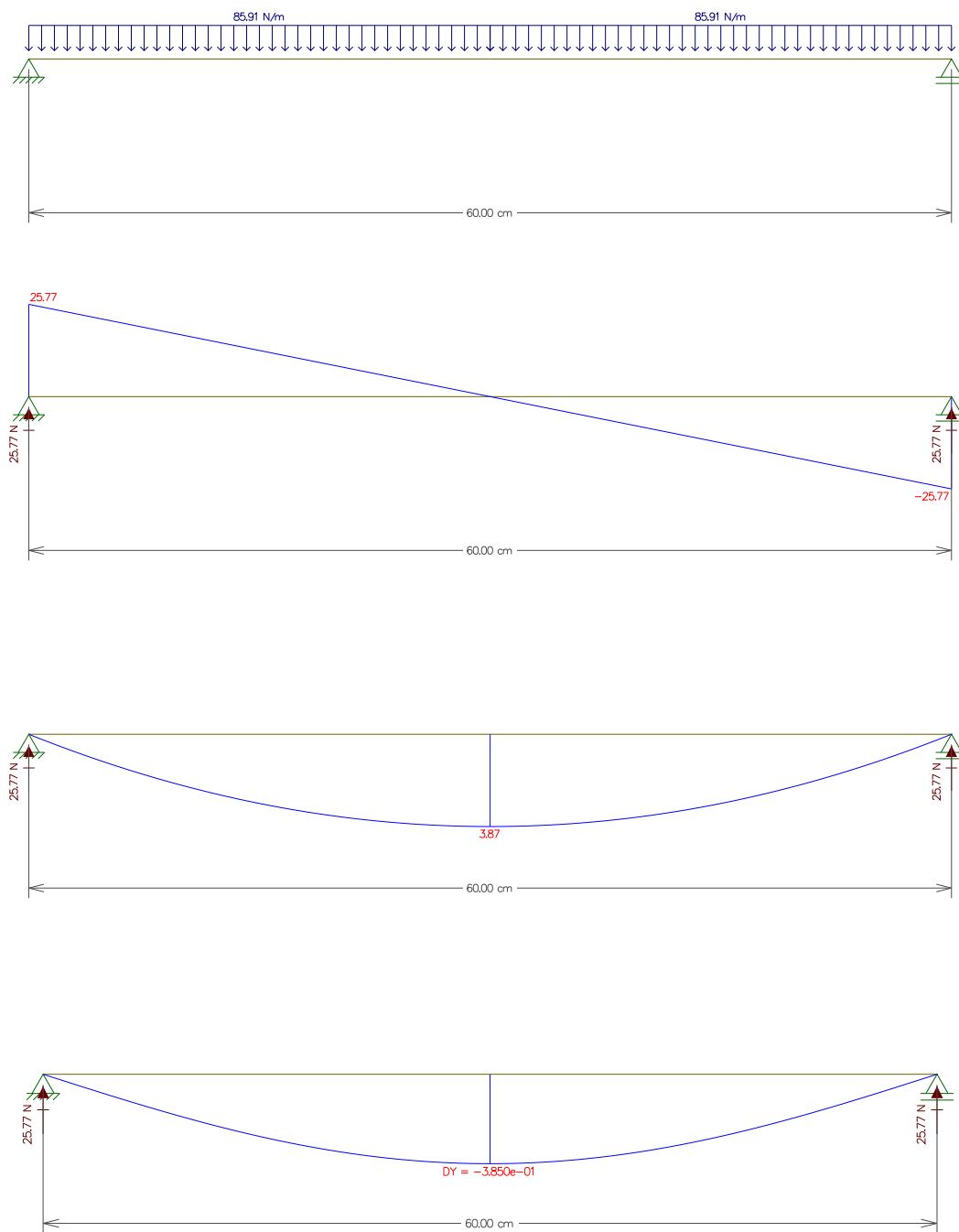
Fonte – Autor.

Figura 53 – Diagramas de esforços e deformações devidos à carga de vento nas ripas na direção (y).



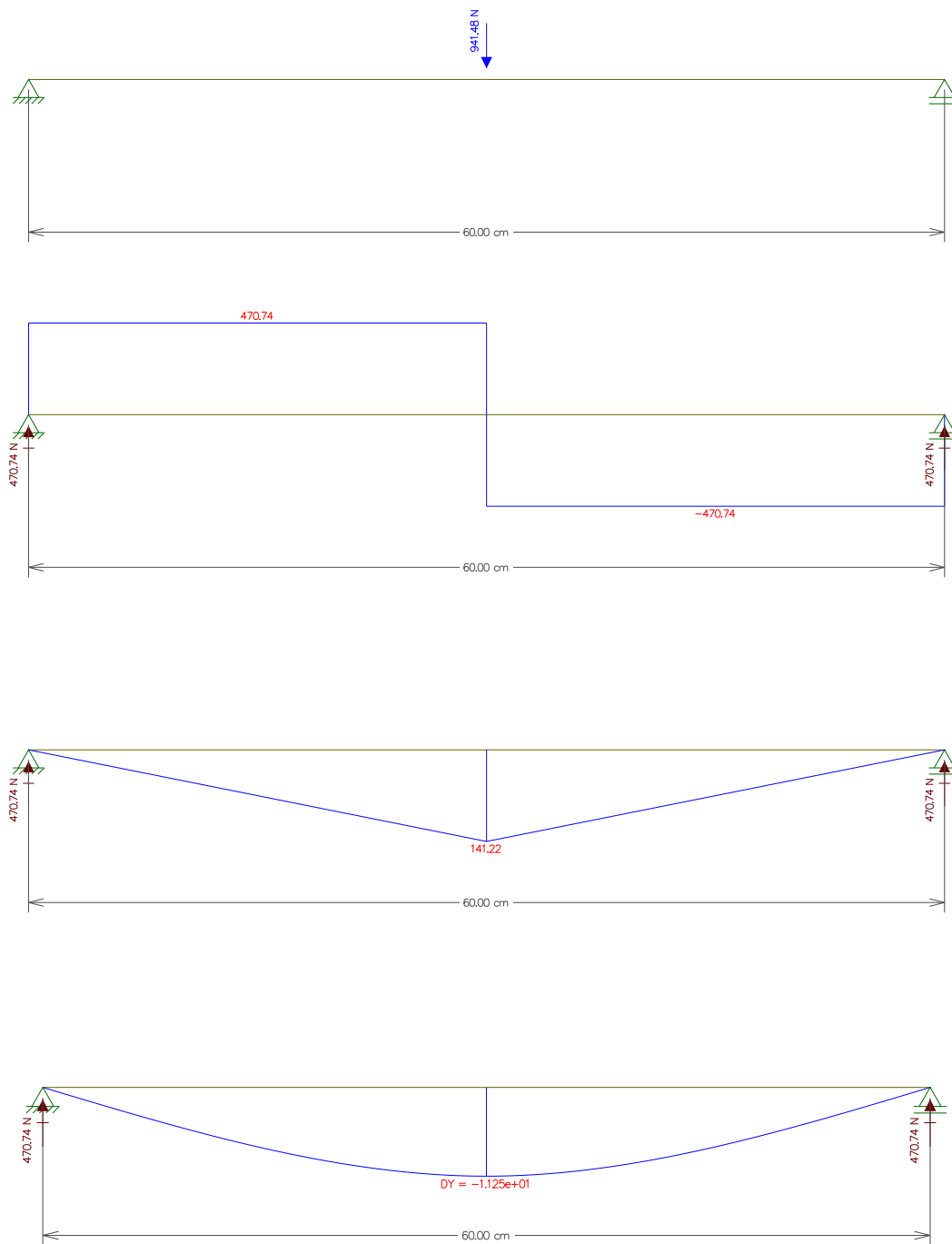
Fonte – Autor.

Figura 54 – Diagramas de esforços e deformações devidos à carga construtiva distribuída nas ripas na direção (y).



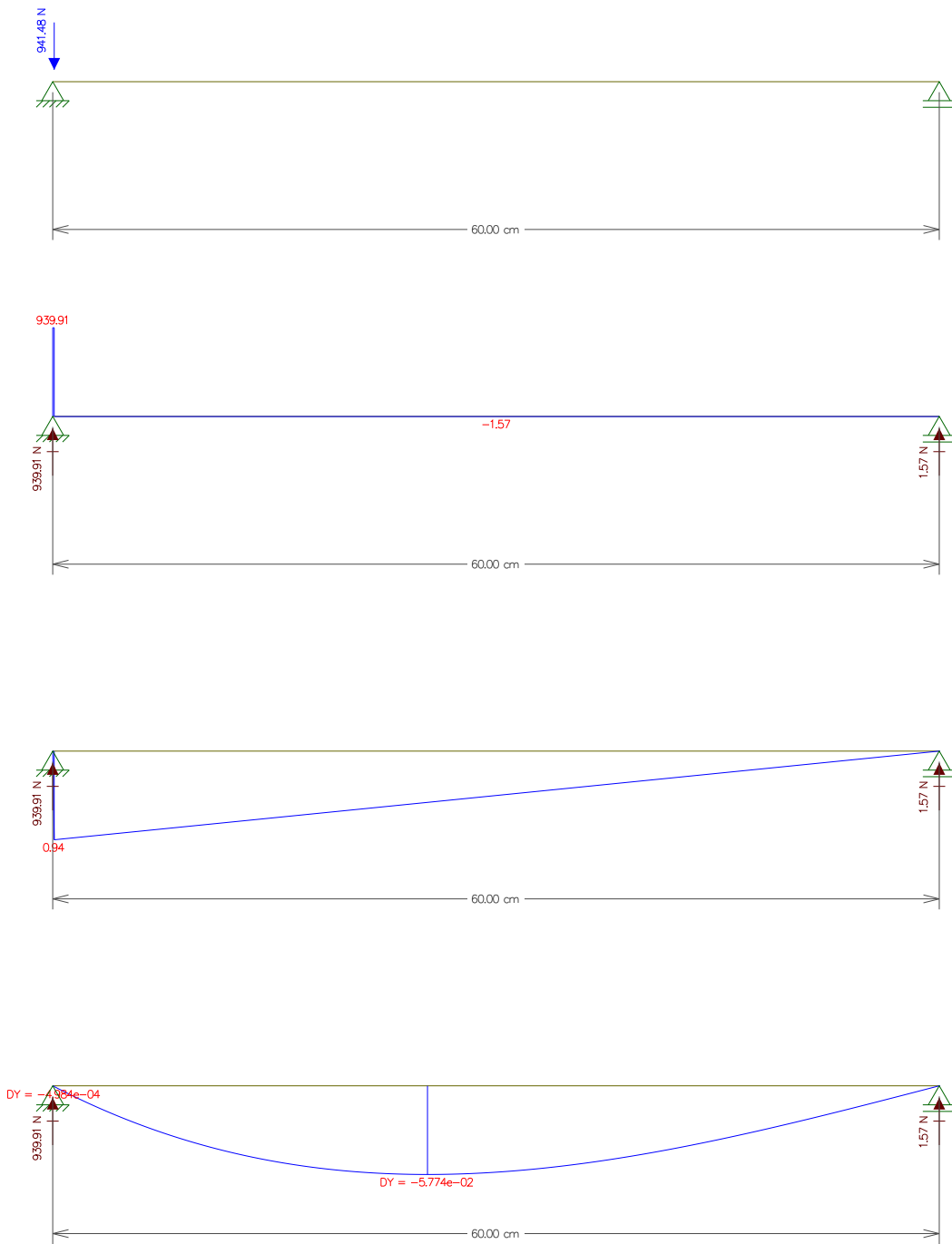
Fonte – Autor.

Figura 55 – Diagramas de esforços e deformações devidos à carga construtiva concentrada no meio do vão nas ripas na direção (y).



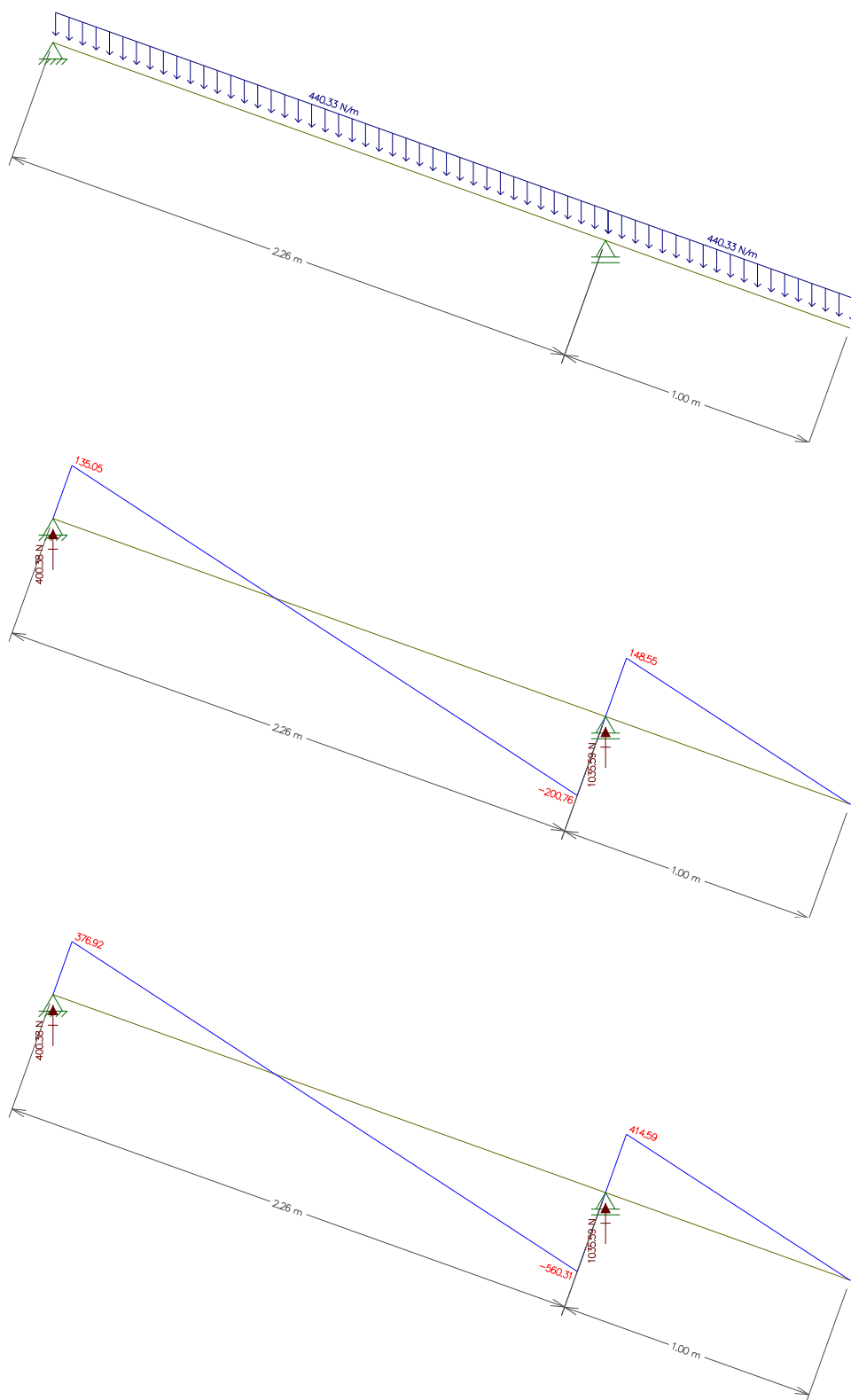
Fonte – Autor.

Figura 56 – Diagramas de esforços e deformações devidos à carga construtiva concentrada próxima ao apoio nas ripas na direção (y).



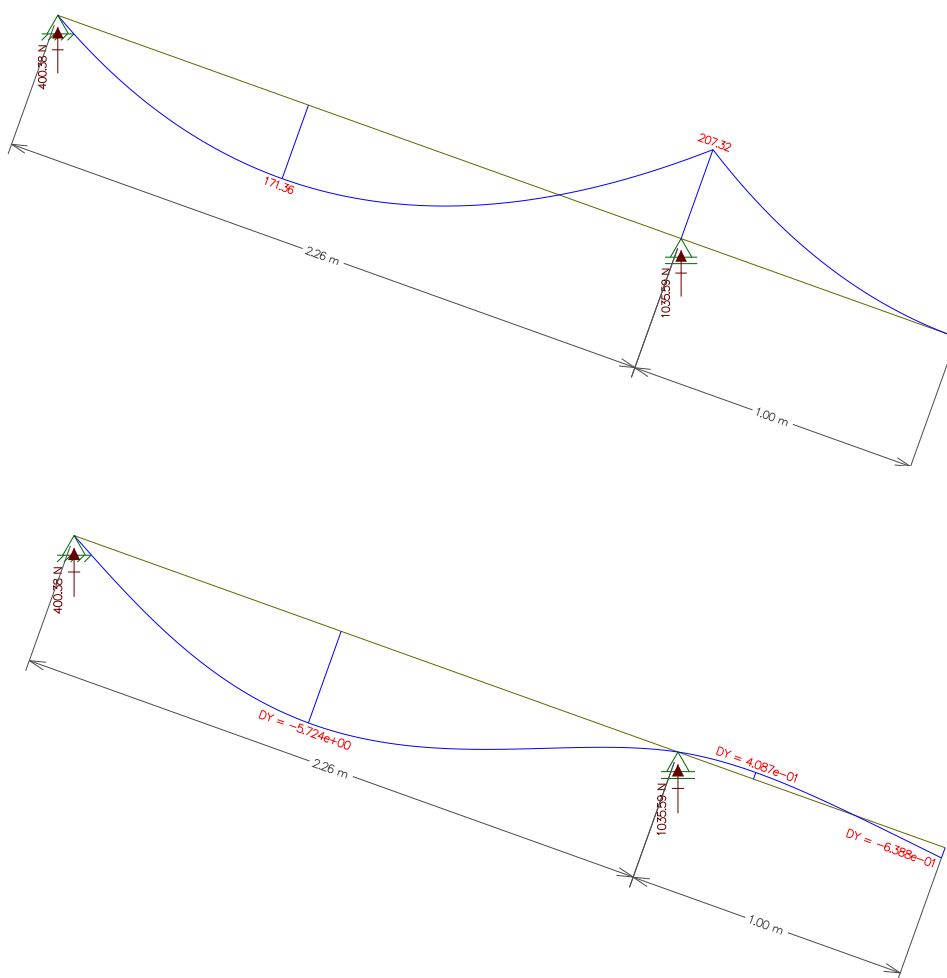
Fonte – Autor.

Figura 57 – Diagramas de esforços e deformações devidos aos pesos próprios nos caibros.



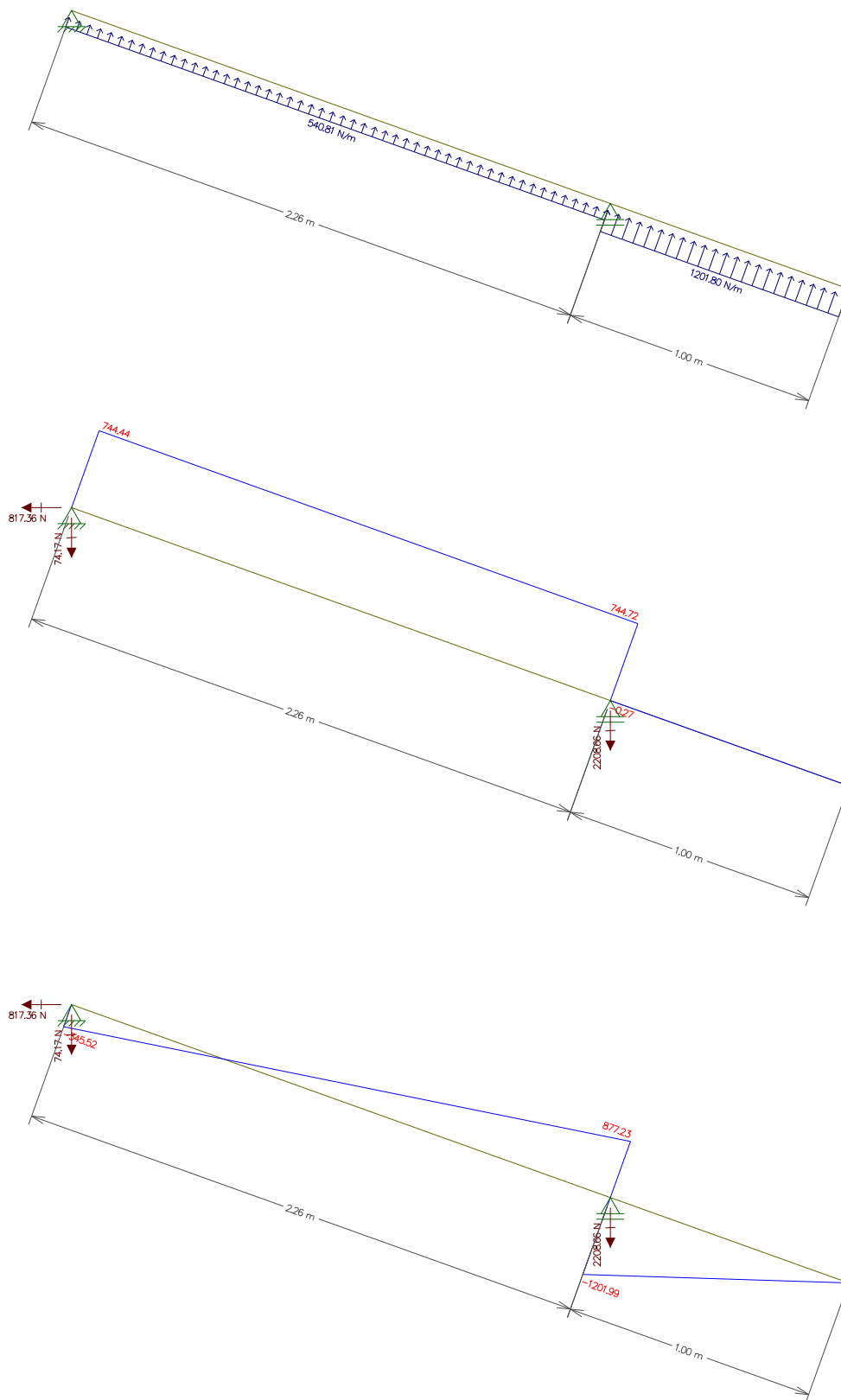
Continua na próxima página.

Continuação da Figura 57.



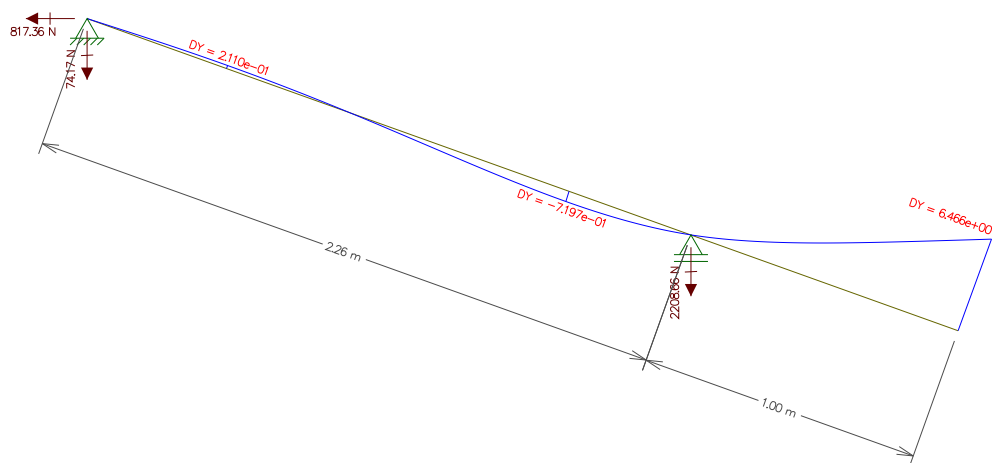
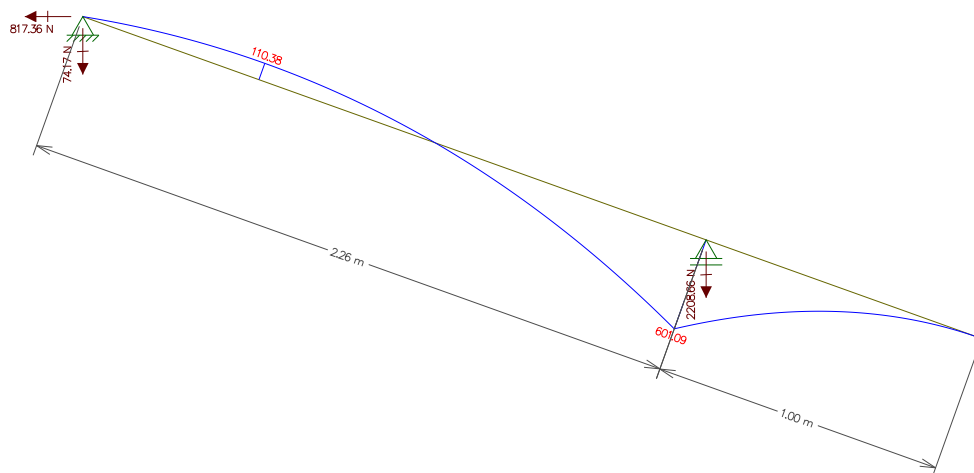
Fonte – Autor.

Figura 58 – Diagramas de esforços e deformações devidos a carga de vento nos cabros.



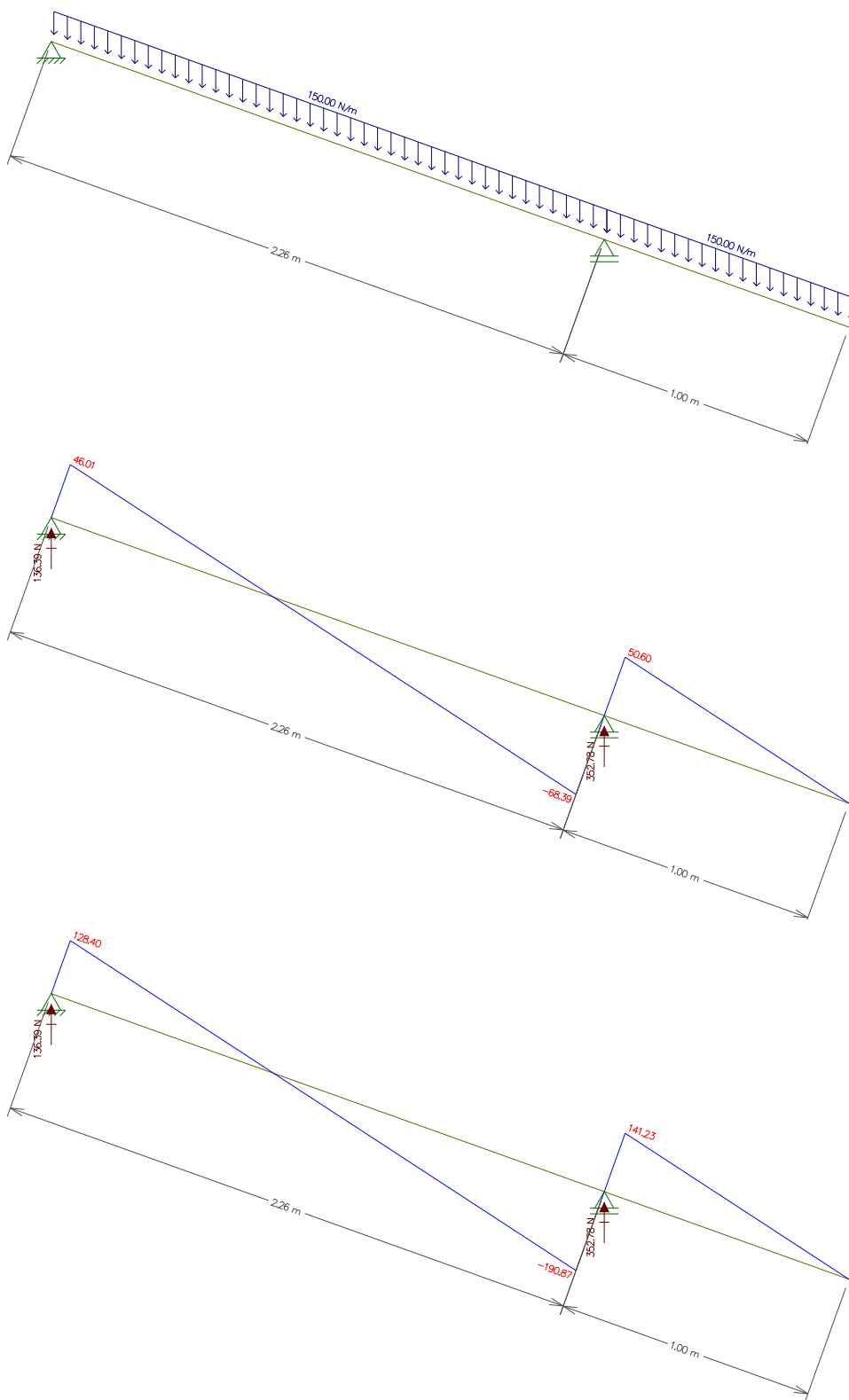
Continua na próxima página.

Continuação da Figura 58.



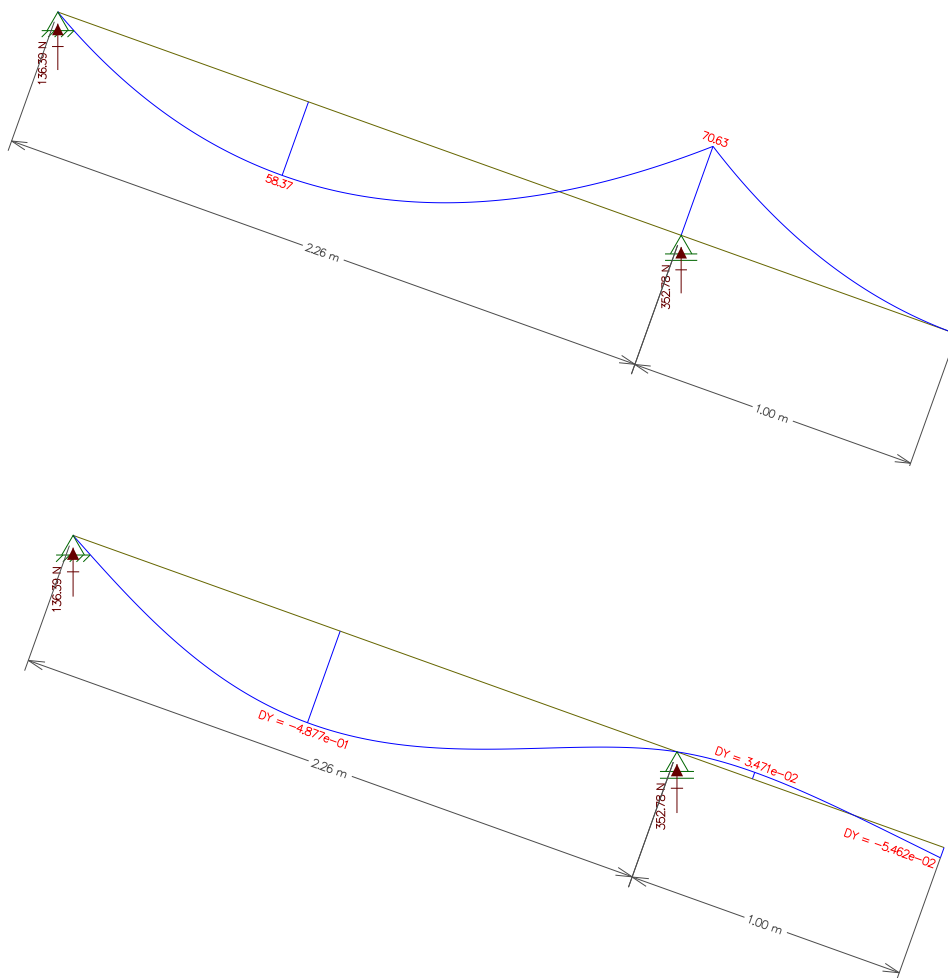
Fonte – Autor.

Figura 59 – Diagramas de esforços e deformações devidos ao carregamento variável distribuído nos caibros.



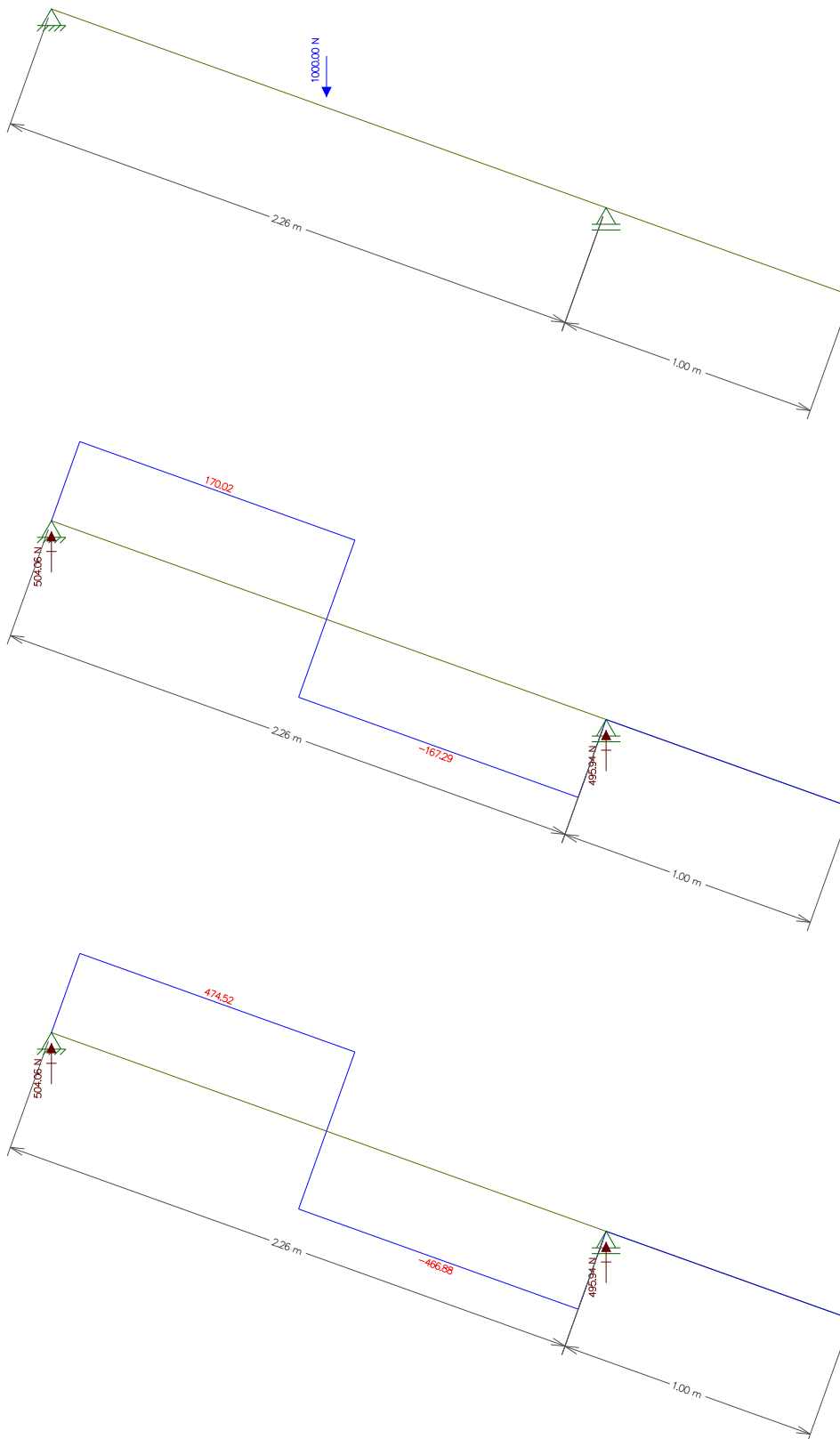
Continua na próxima página.

Continuação da Figura 59.



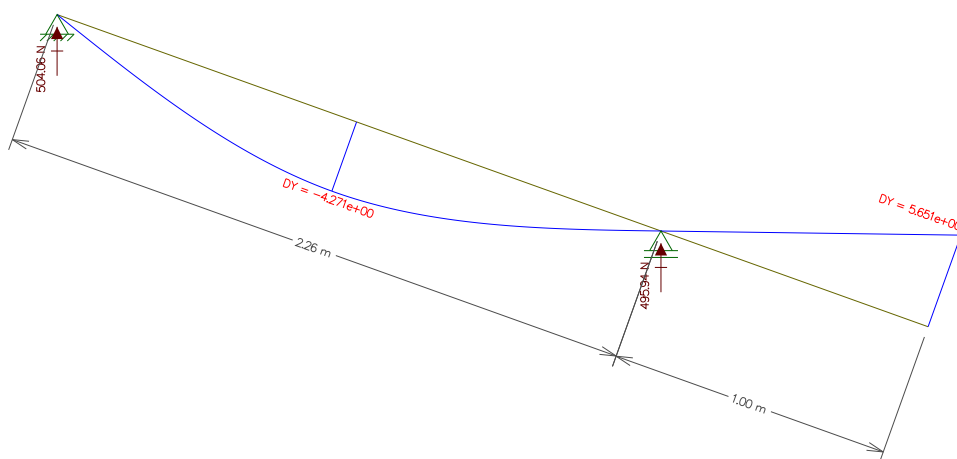
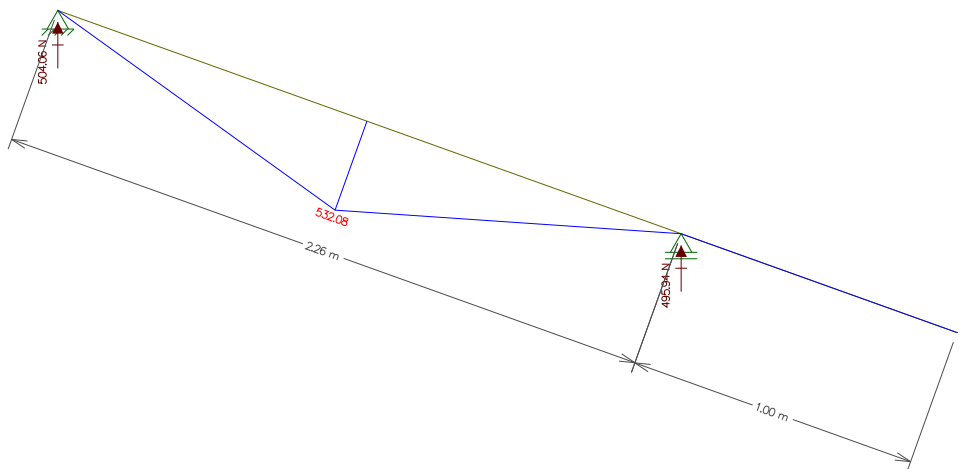
Fonte – Autor.

Figura 60 – Diagramas de esforços e deformações devidos ao carregamento variável concentrado no vão nos caibros.



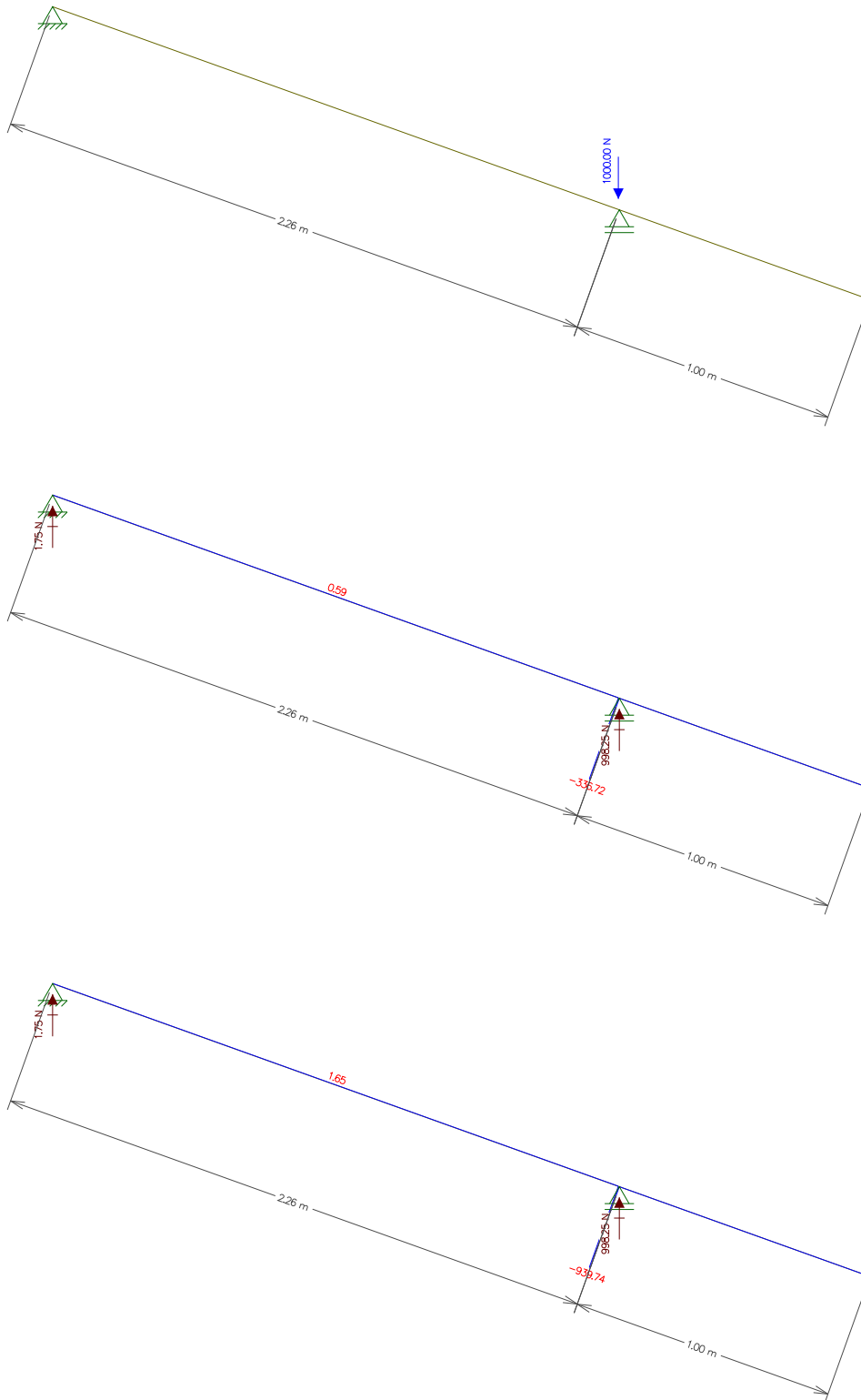
Continua na próxima página.

Continuação da Figura 60.



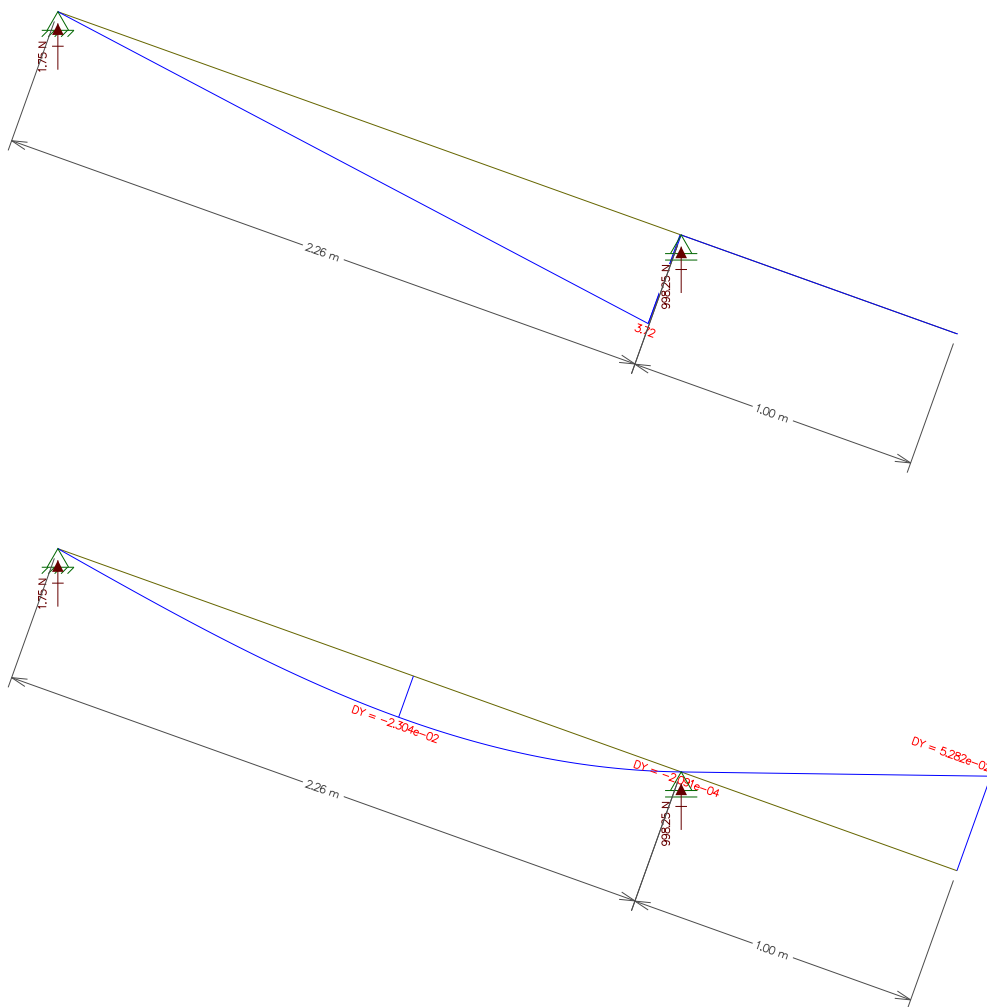
Fonte – Autor.

Figura 61 – Diagramas de esforços e deformações devidos ao carregamento variável concentrado próximo ao apoio nos caibros.



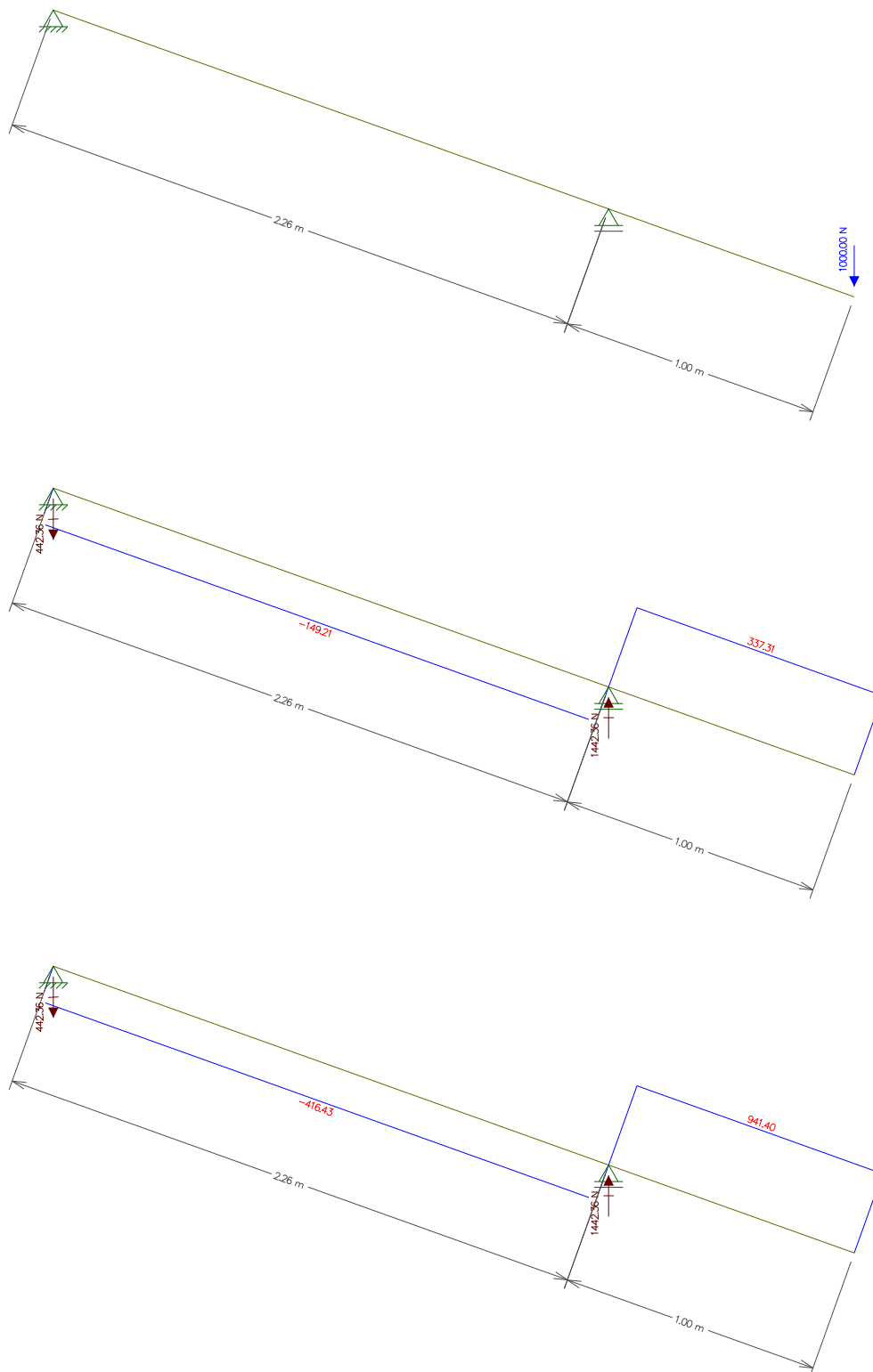
Continua na próxima página.

Continuação da Figura 61.



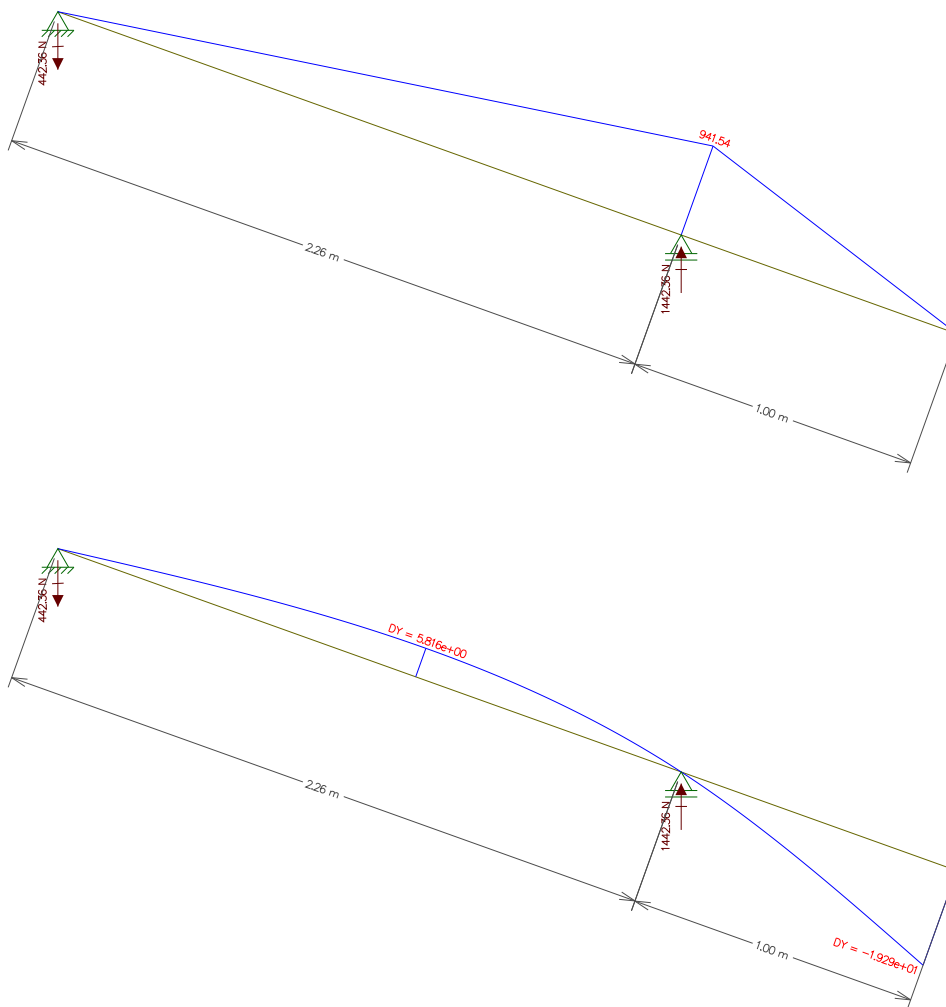
Fonte – Autor.

Figura 62 – Diagramas de esforços e deformações devidos ao carregamento variável concentrado na extremidade do balanço nos caibros.



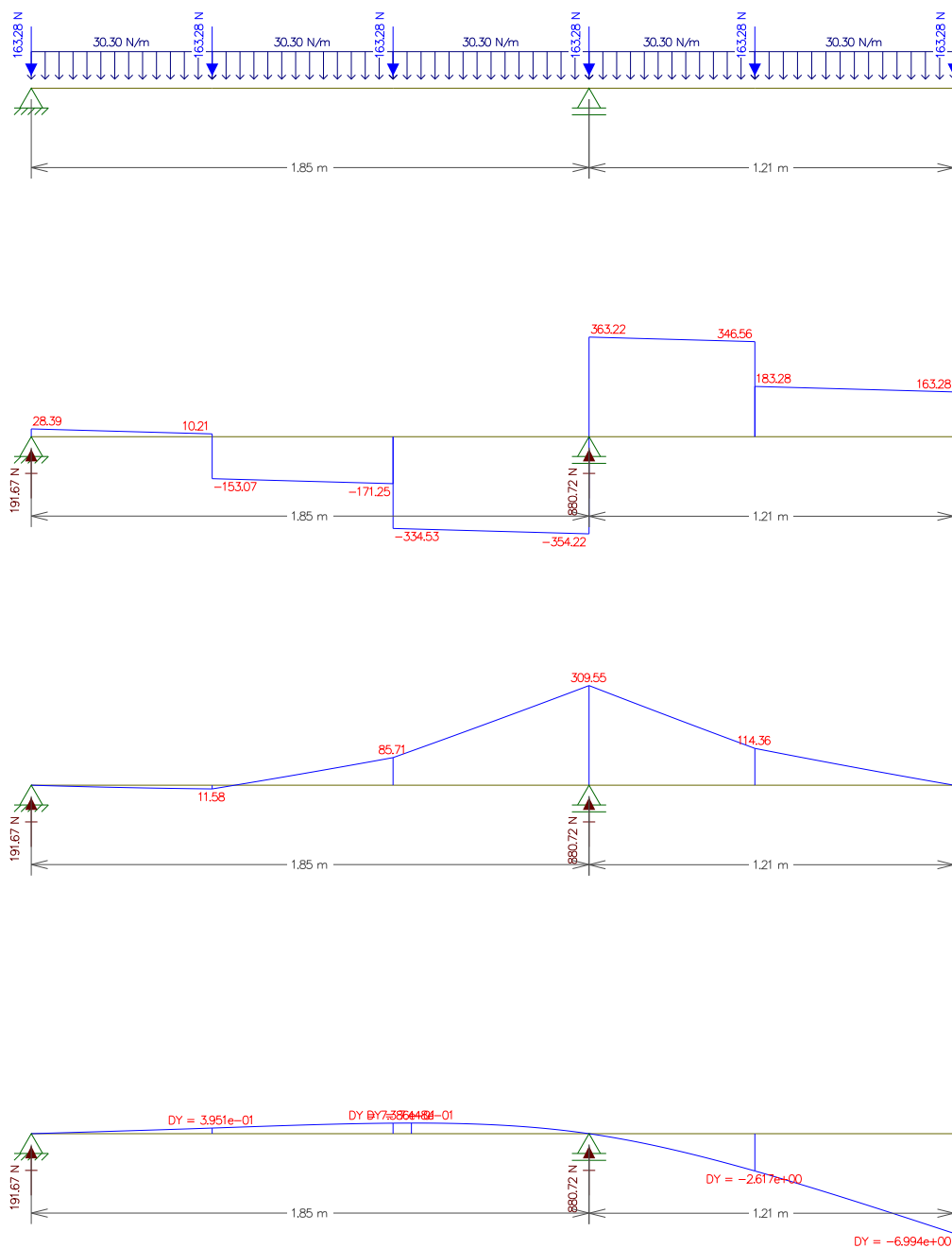
Continua na próxima página.

Continuação da Figura 62.



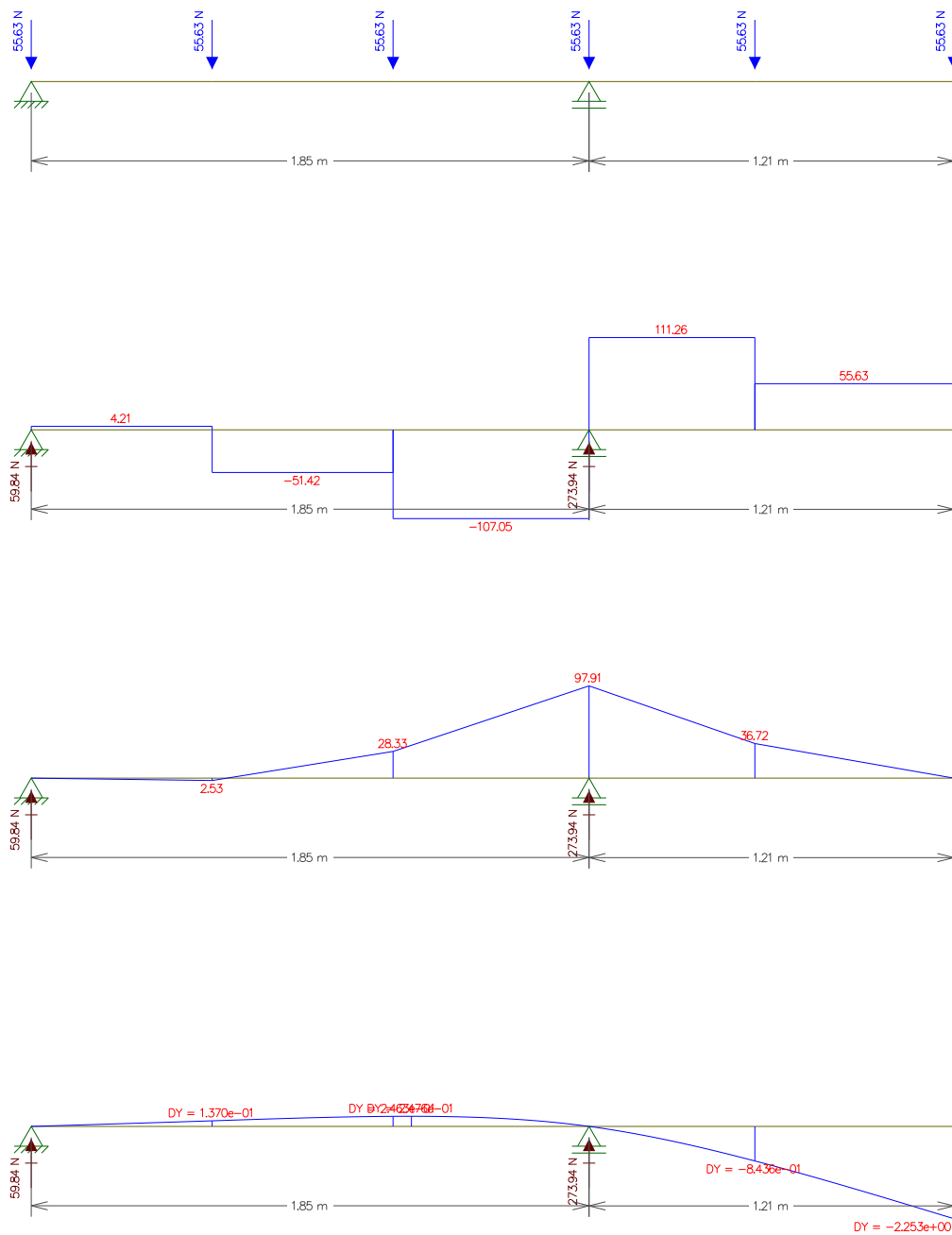
Fonte – Autor.

Figura 63 – Diagramas de esforços e deformações devidos aos carregamentos permanentes de peso próprio nas terças na direção (x).



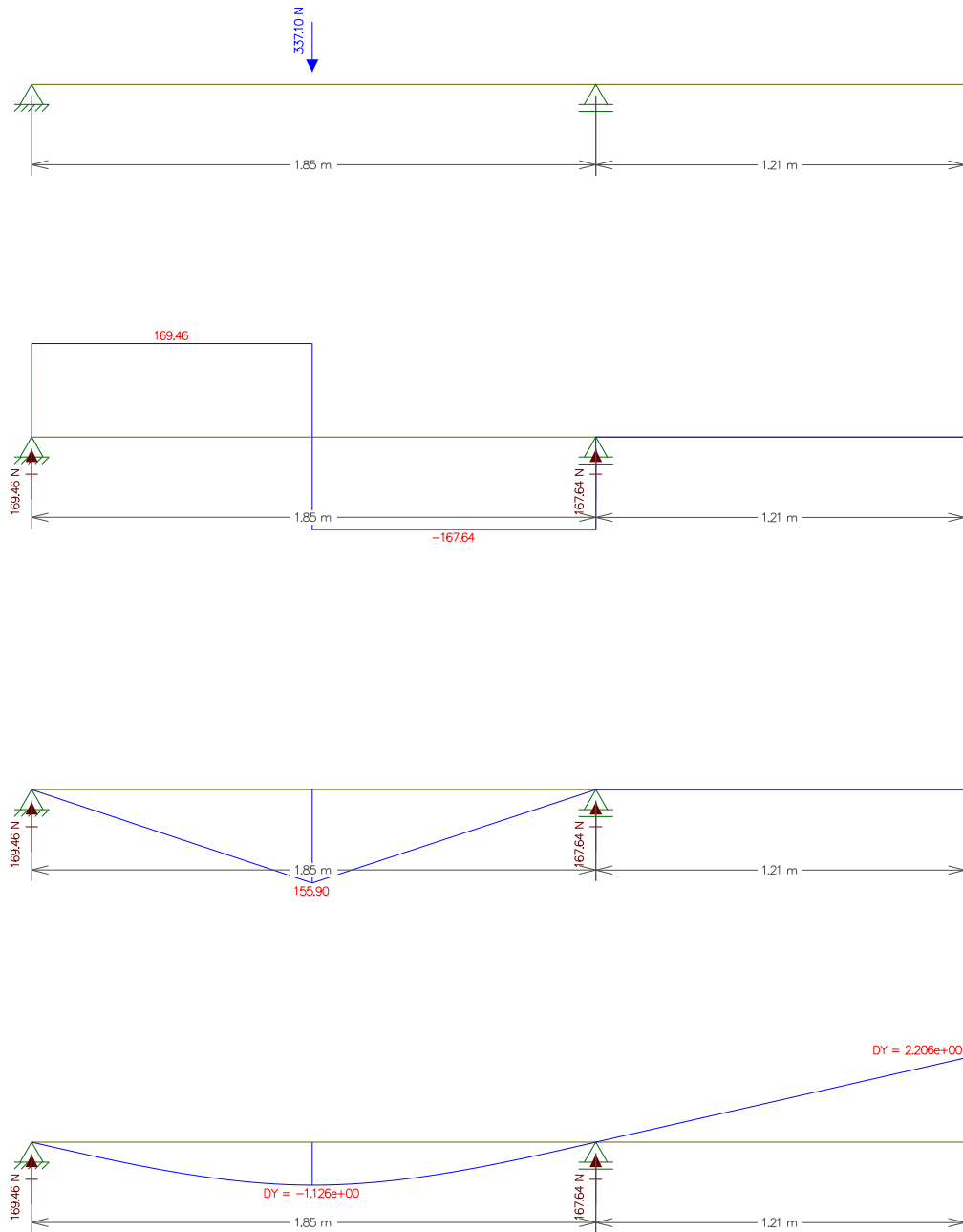
Fonte – Autor.

Figura 64 – Diagramas de esforços e deformações devidos à carga construtiva distribuída nas terças na direção (x).



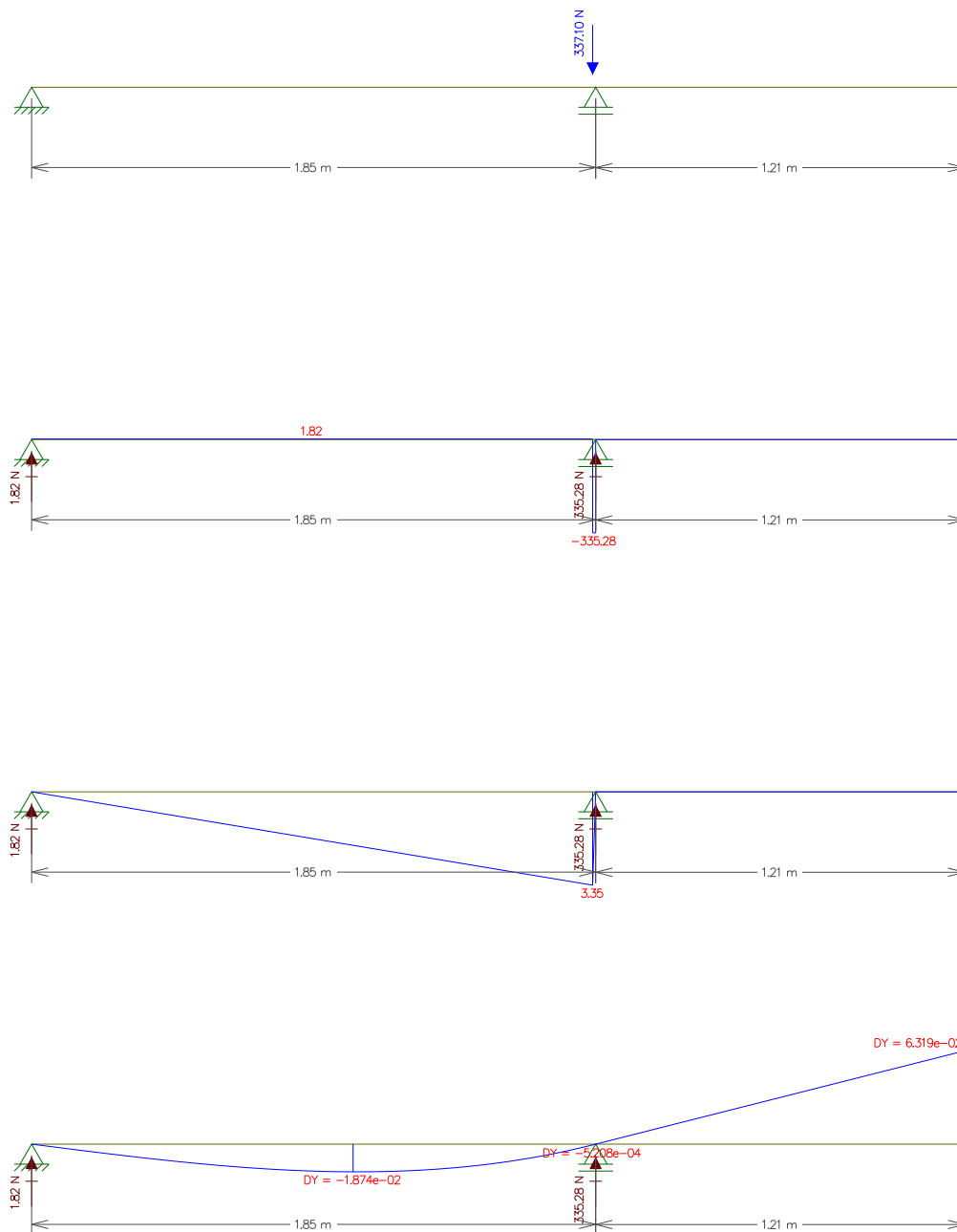
Fonte – Autor.

Figura 65 – Diagramas de esforços e deformações devidos à carga construtiva concentrada no meio do vão nas terças na direção (x).



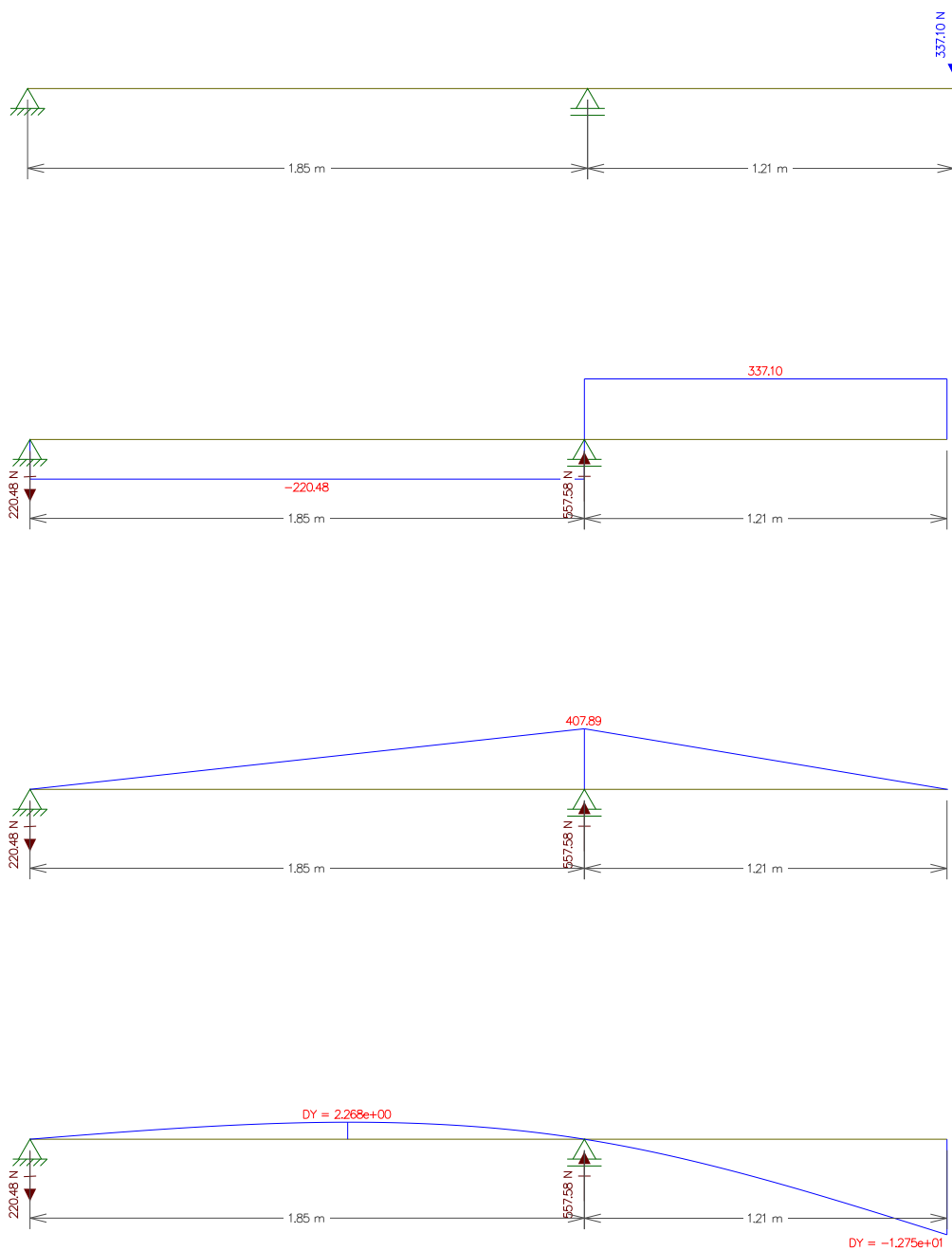
Fonte – Autor.

Figura 66 – Diagramas de esforços e deformações devidos à carga construtiva concentrada próxima ao apoio nas terças na direção (x).



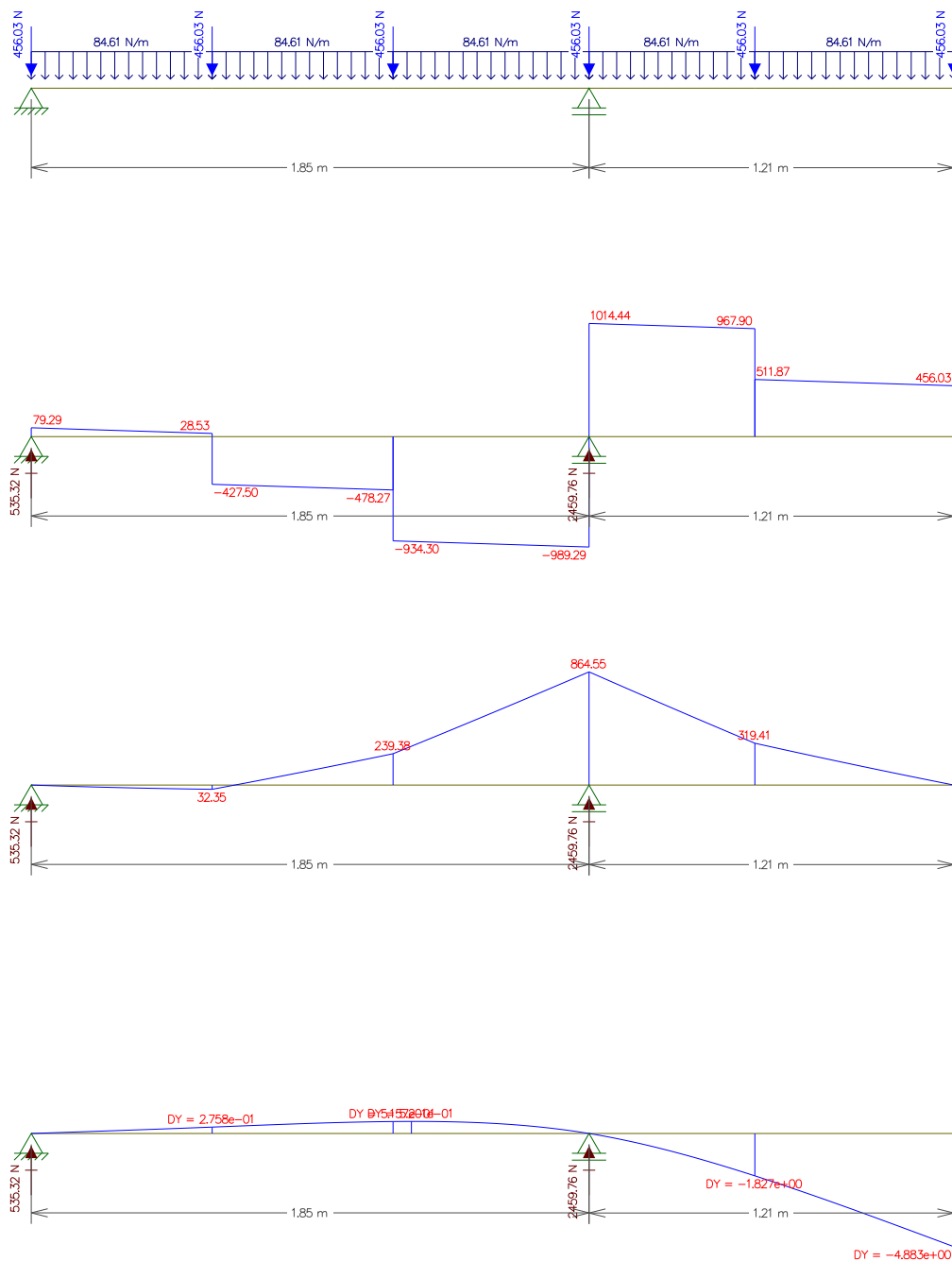
Fonte – Autor.

Figura 67 – Diagramas de esforços e deformações devidos à carga construtiva concentrada na extremidade do balanço nas terças na direção (x).



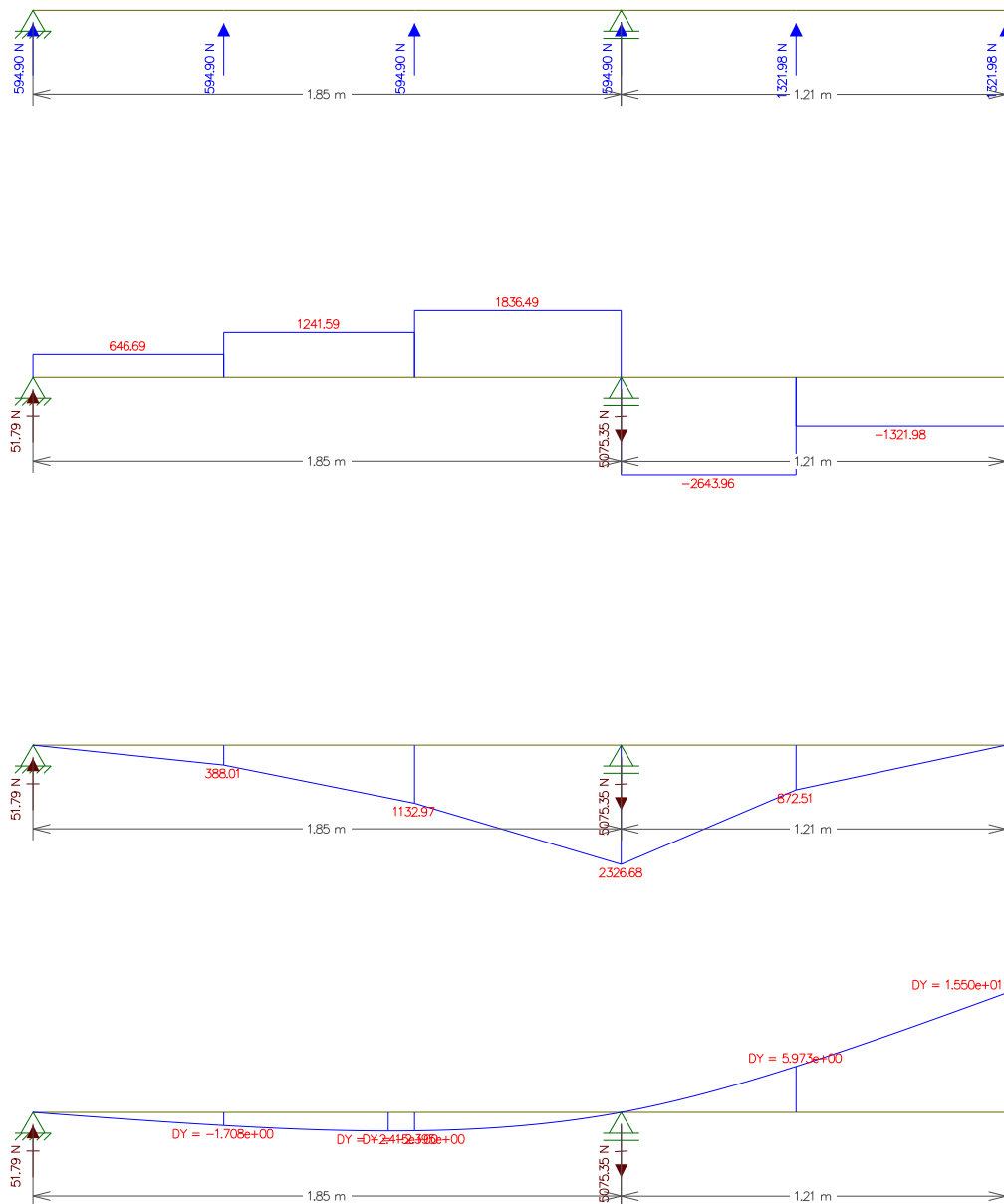
Fonte – Autor.

Figura 68 – Diagramas de esforços e deformações devidos aos carregamentos permanentes de peso próprio nas terças na direção (y).



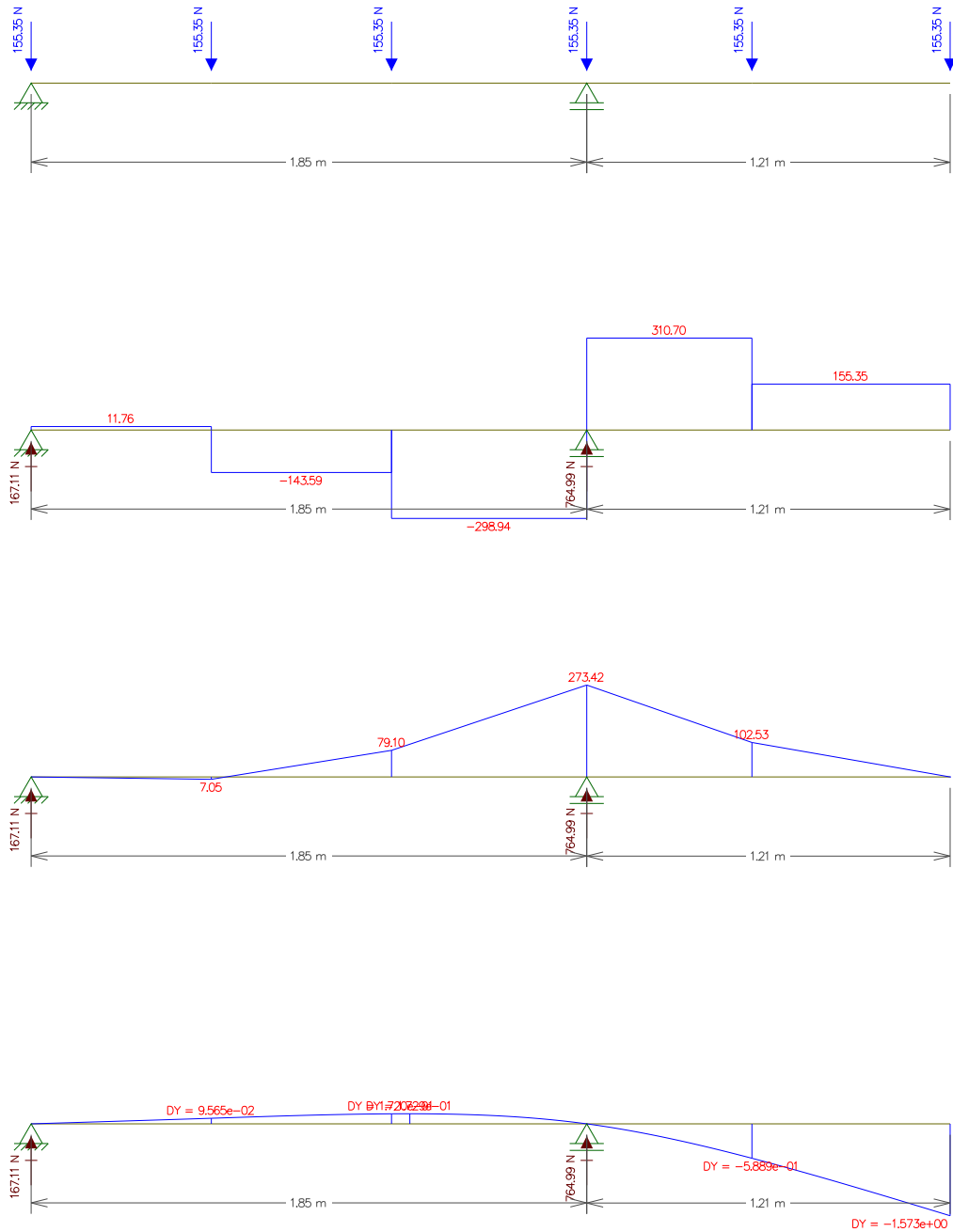
Fonte – Autor.

Figura 69 – Diagramas de esforços e deformações devidos à carga de vento nas terças na direção (y).



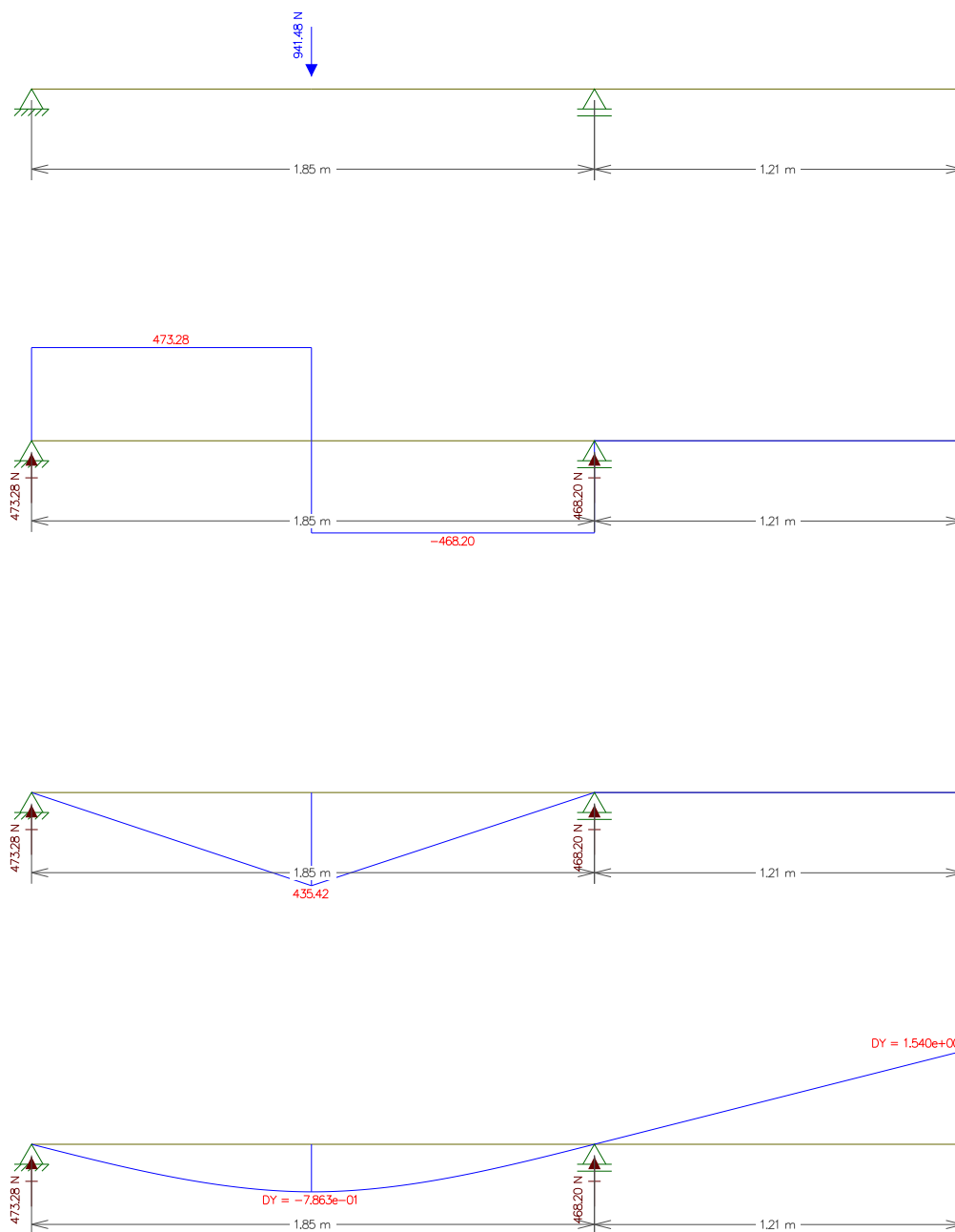
Fonte – Autor.

Figura 70 – Diagramas de esforços e deformações devidos à carga construtiva distribuída nas terças na direção (y).



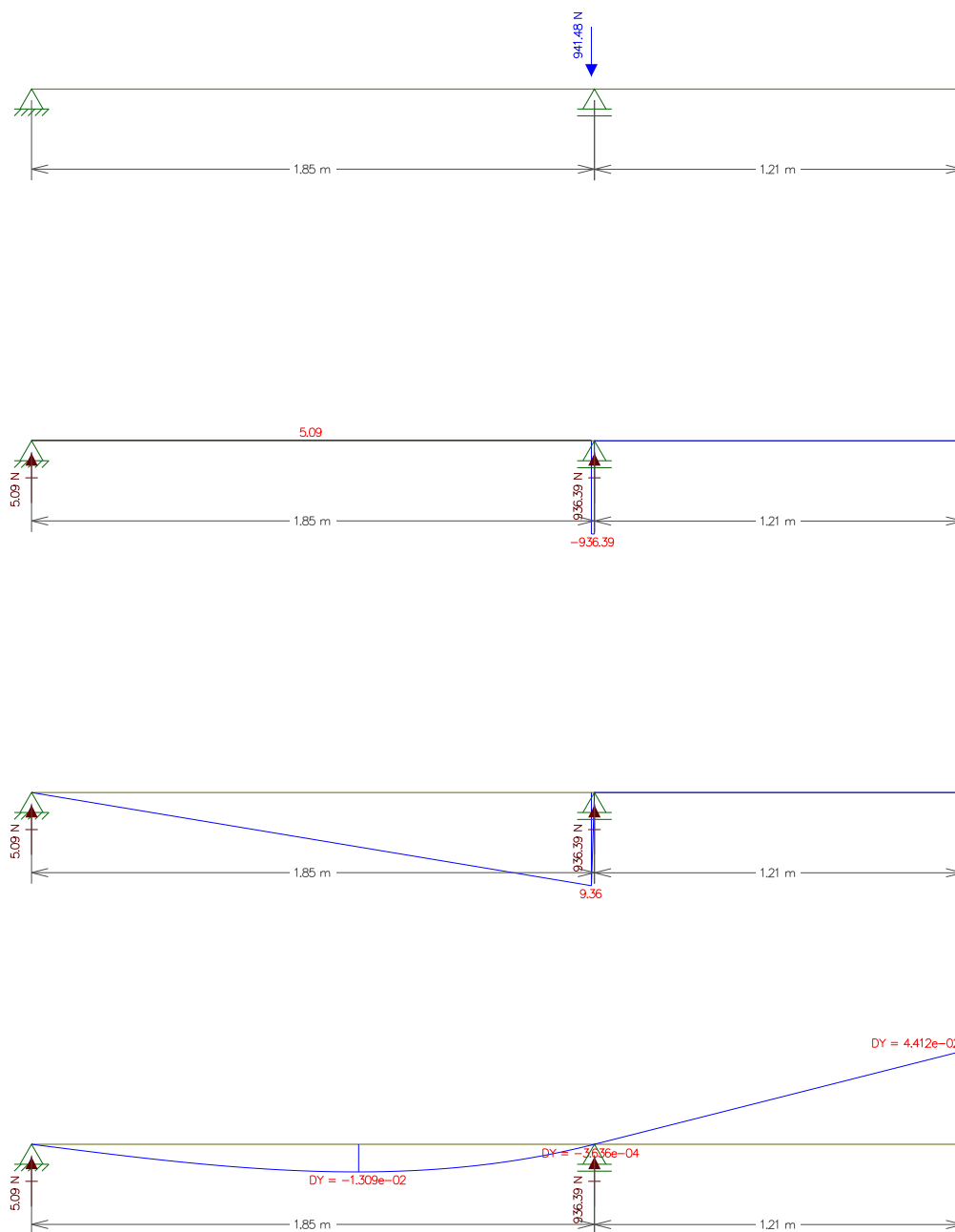
Fonte – Autor.

Figura 71 – Diagramas de esforços e deformações devidos à carga construtiva concentrada no meio do vão nas terças na direção (y).



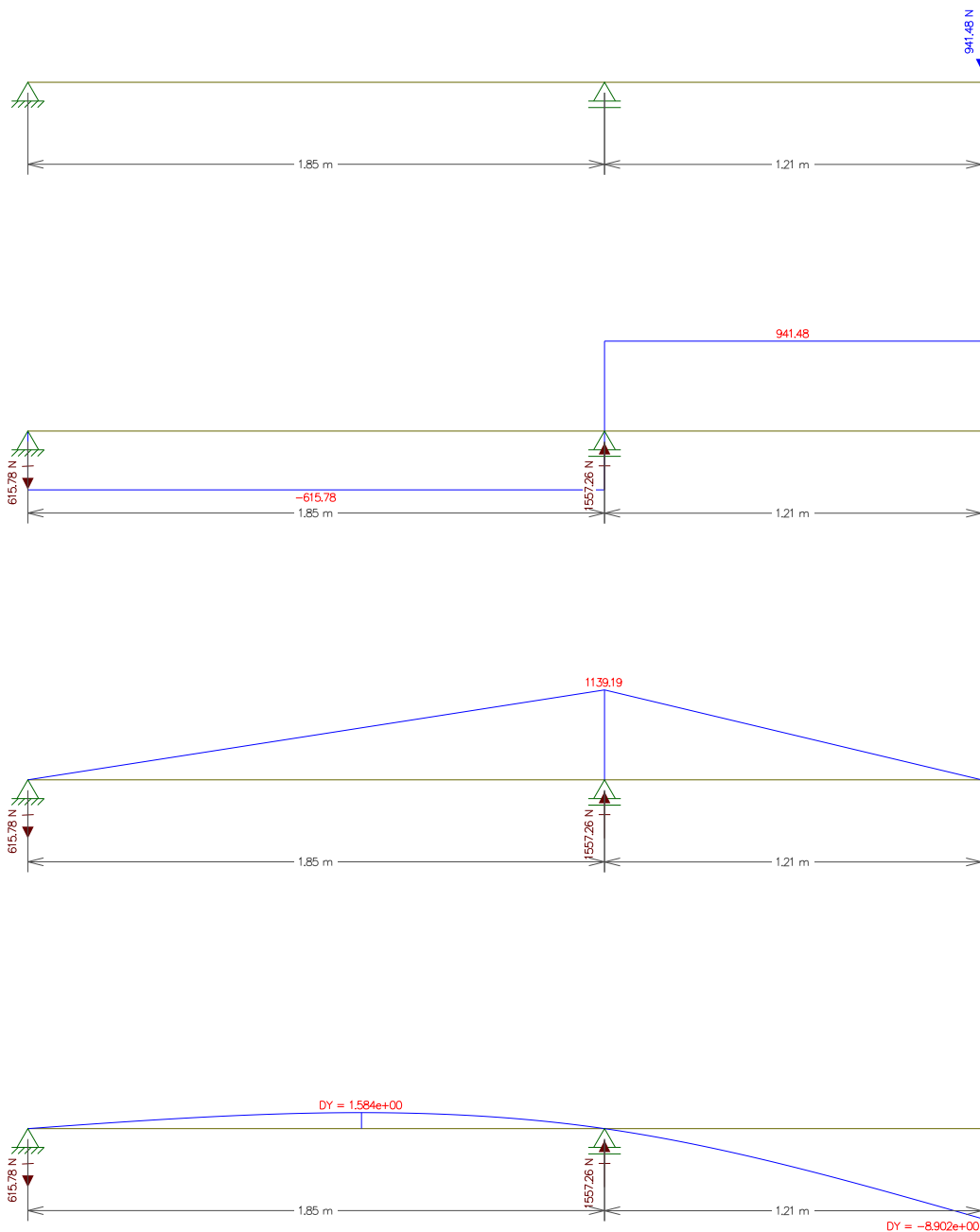
Fonte – Autor.

Figura 72 – Diagramas de esforços e deformações devidos à carga construtiva concentrada próxima ao apoio nas terças na direção (y).



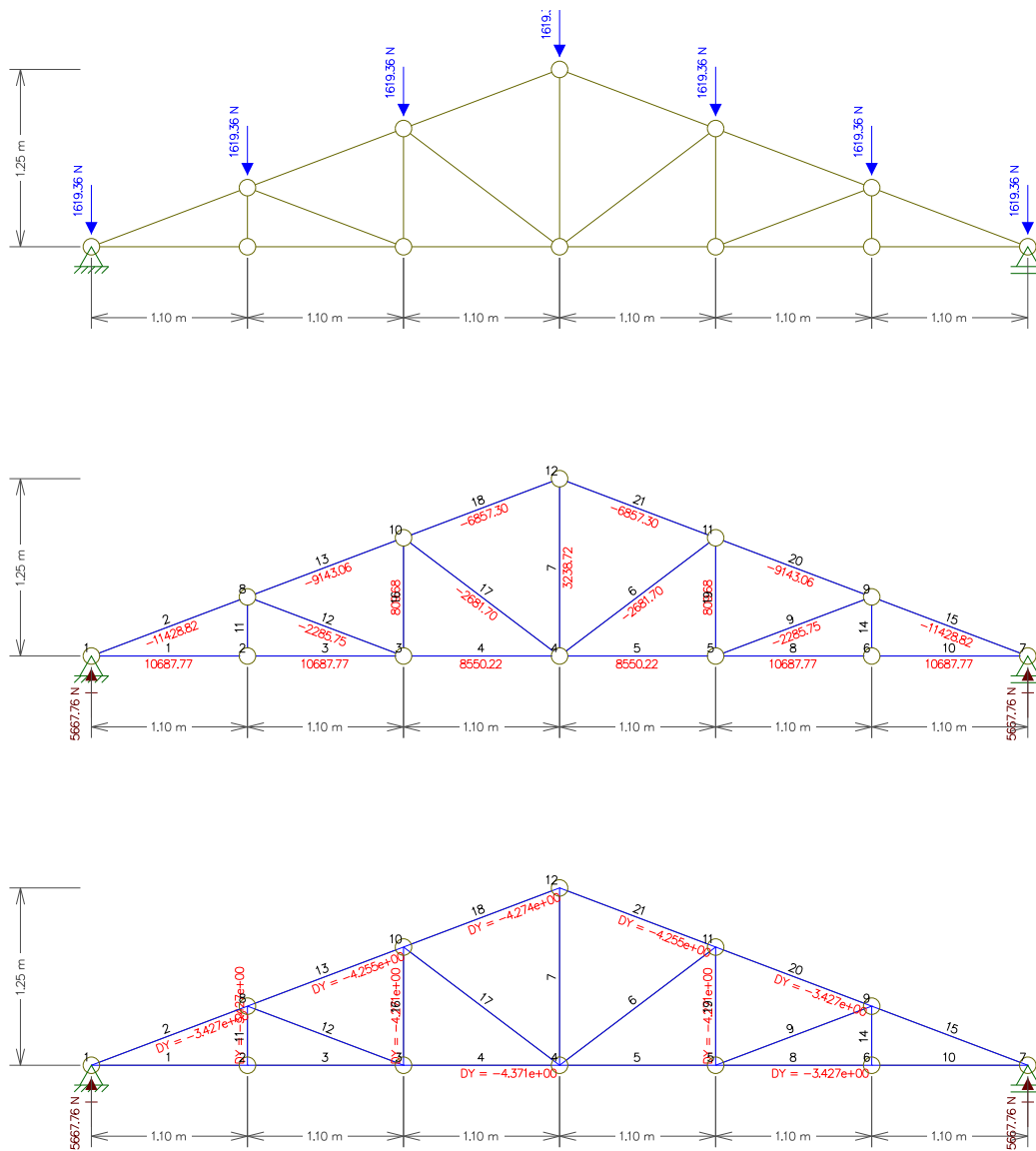
Fonte – Autor.

Figura 73 – Diagramas de esforços e deformações devidos à carga construtiva concentrada na extremidade do balanço nas terças na direção (y).



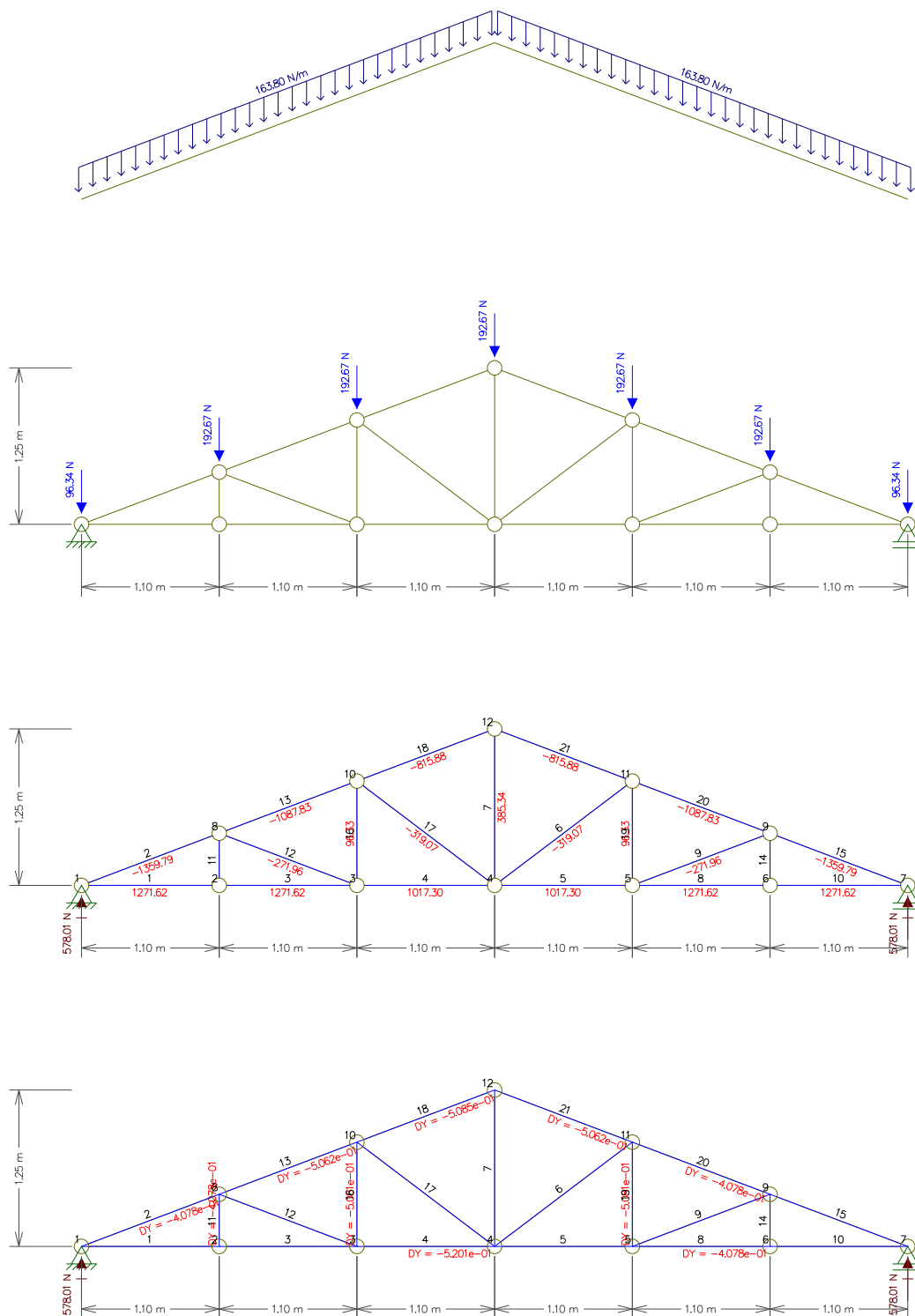
Fonte – Autor.

Figura 74 – Diagramas de esforços e deformações devidos às cargas permanentes aplicadas na tesoura da sala.



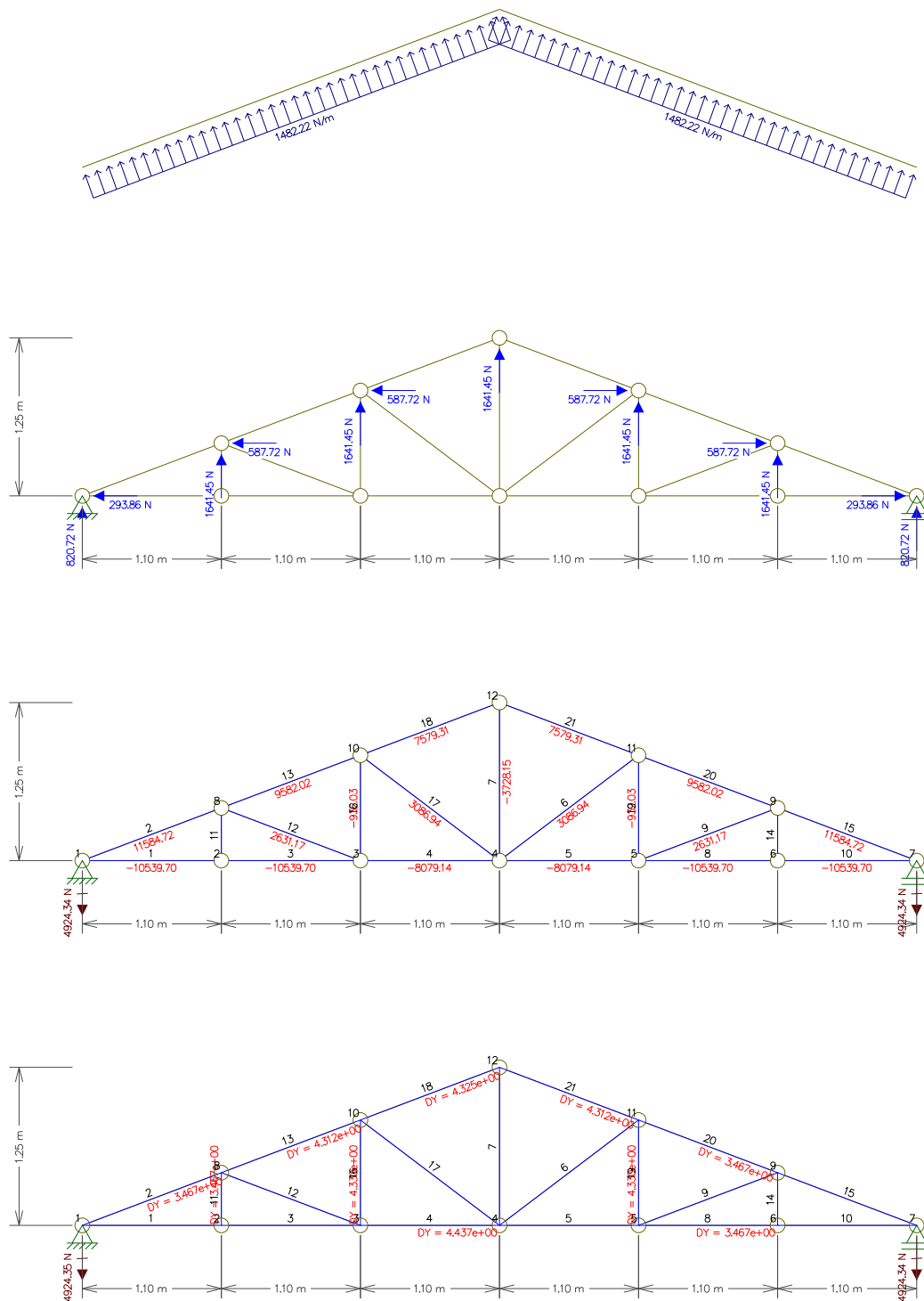
Fonte – Autor.

Figura 75 – Diagramas de esforços e deformações devidos à carga de peso próprio da tesoura da sala.



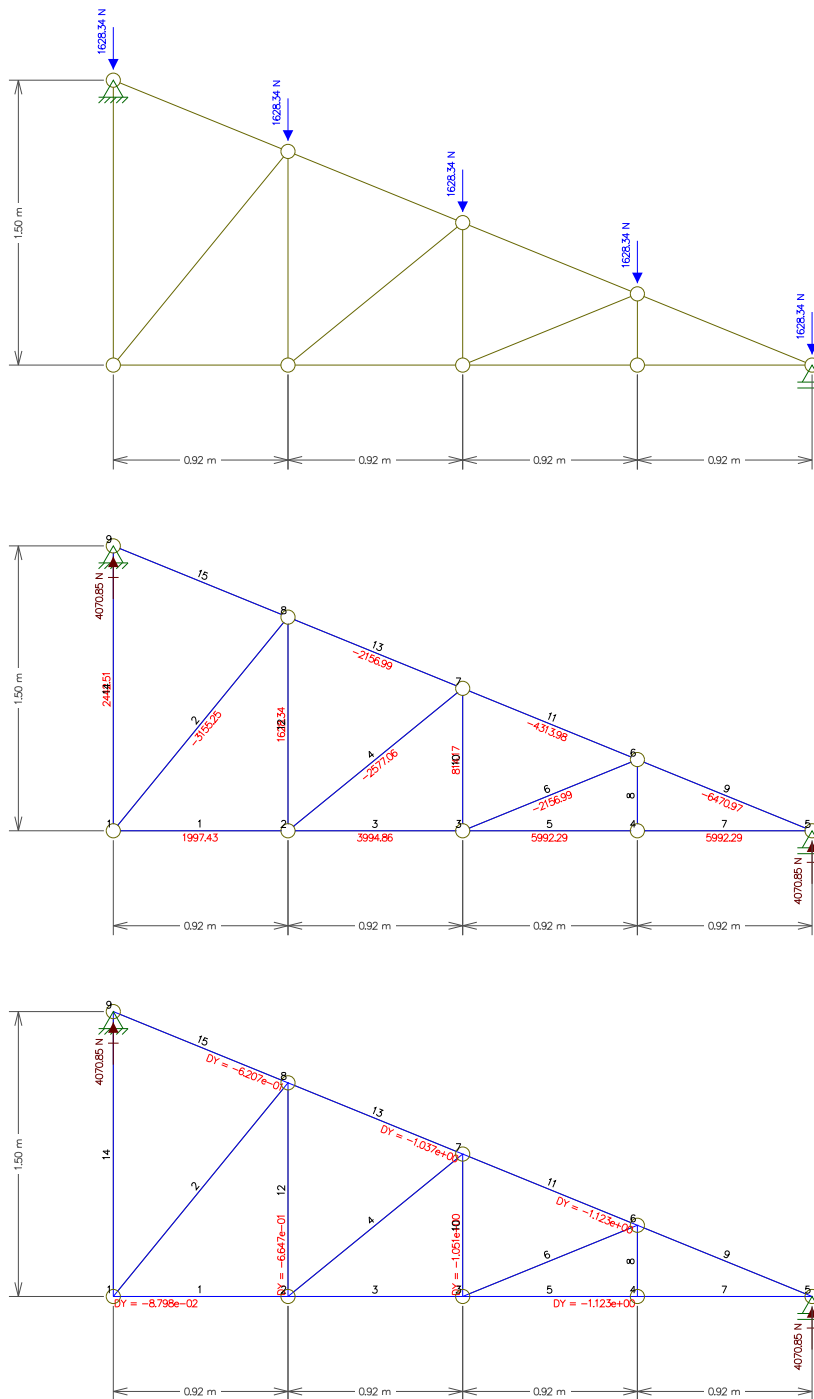
Fonte – Autor.

Figura 76 – Diagramas de esforços e deformações devidos à carga de vento na tesoura da sala.



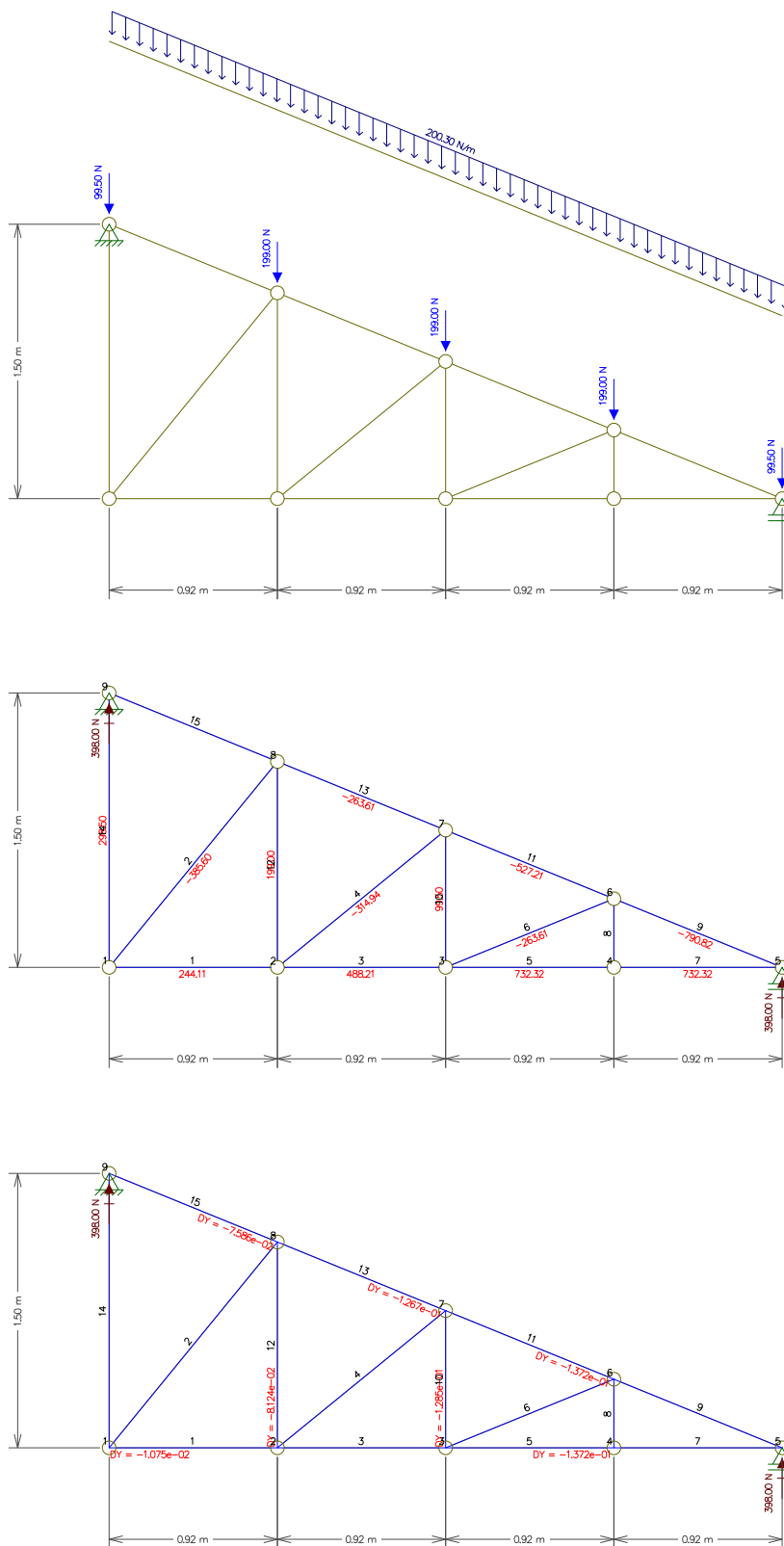
Fonte – Autor.

Figura 78 – Diagramas de esforços e deformações devidos às cargas permanentes aplicadas na tesoura da cozinha.



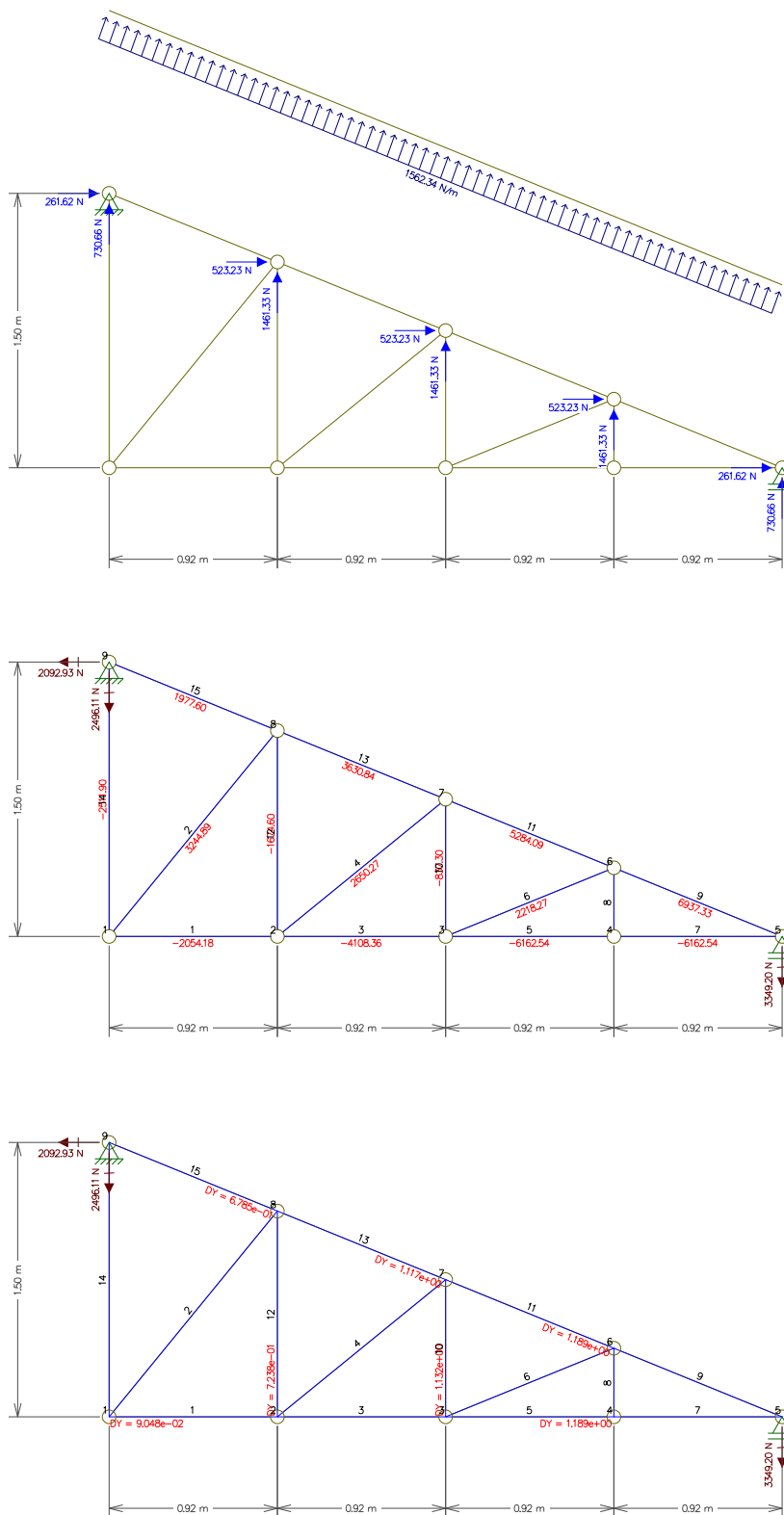
Fonte – Autor.

Figura 79 – Diagramas de esforços e deformações devidos à carga de peso próprio da tesoura da cozinha.



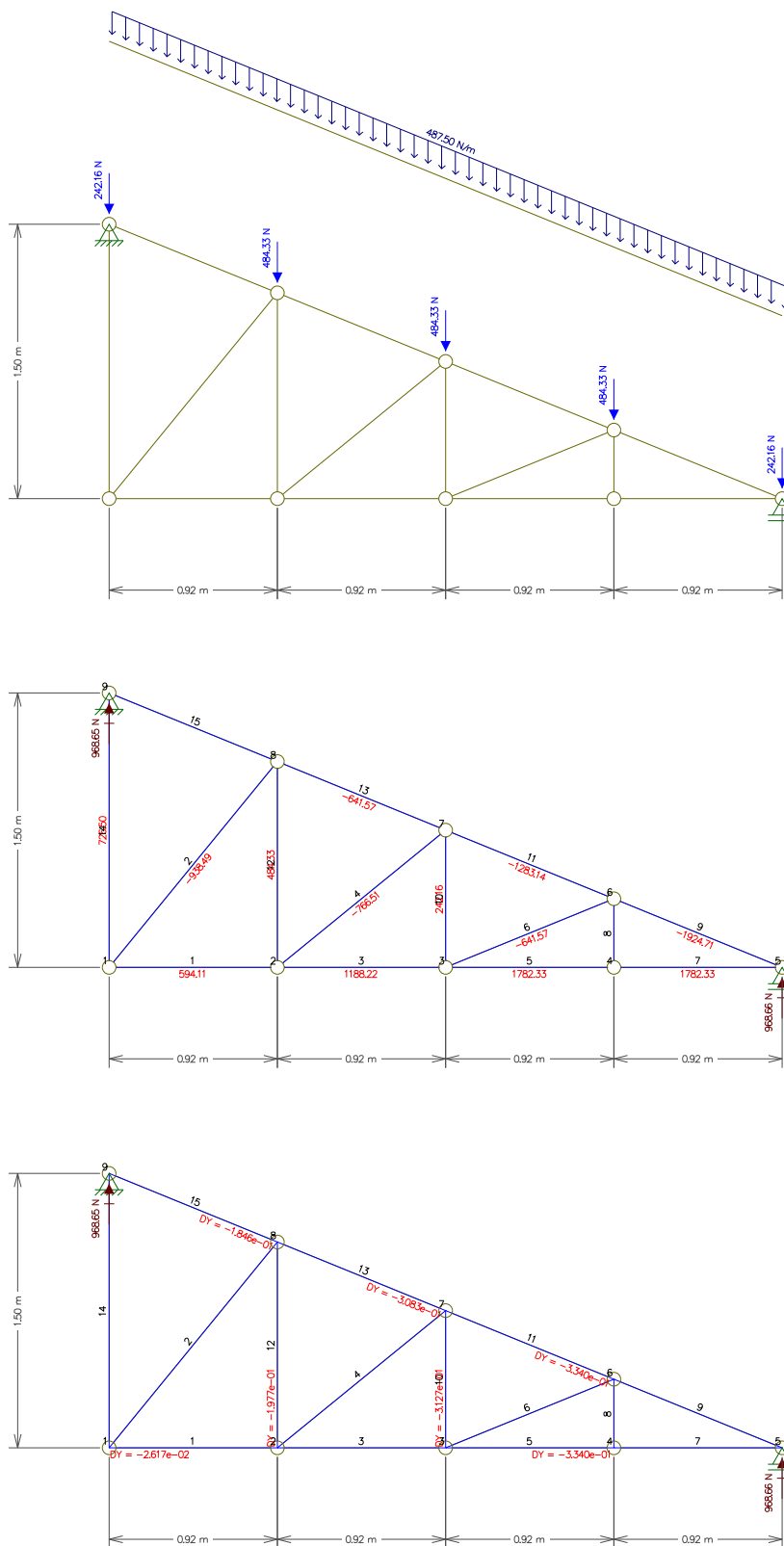
Fonte – Autor.

Figura 80 – Diagramas de esforços e deformações devidos à carga de vento na tesoura da cozinha.



Fonte – Autor.

Figura 81 – Diagramas de esforços e deformações devidos à carga variável na tesoura da cozinha.



Fonte – Autor.

Figura 82 – Diagramas de esforços e deformações devidos às cargas permanentes na viga vagonada da sala.

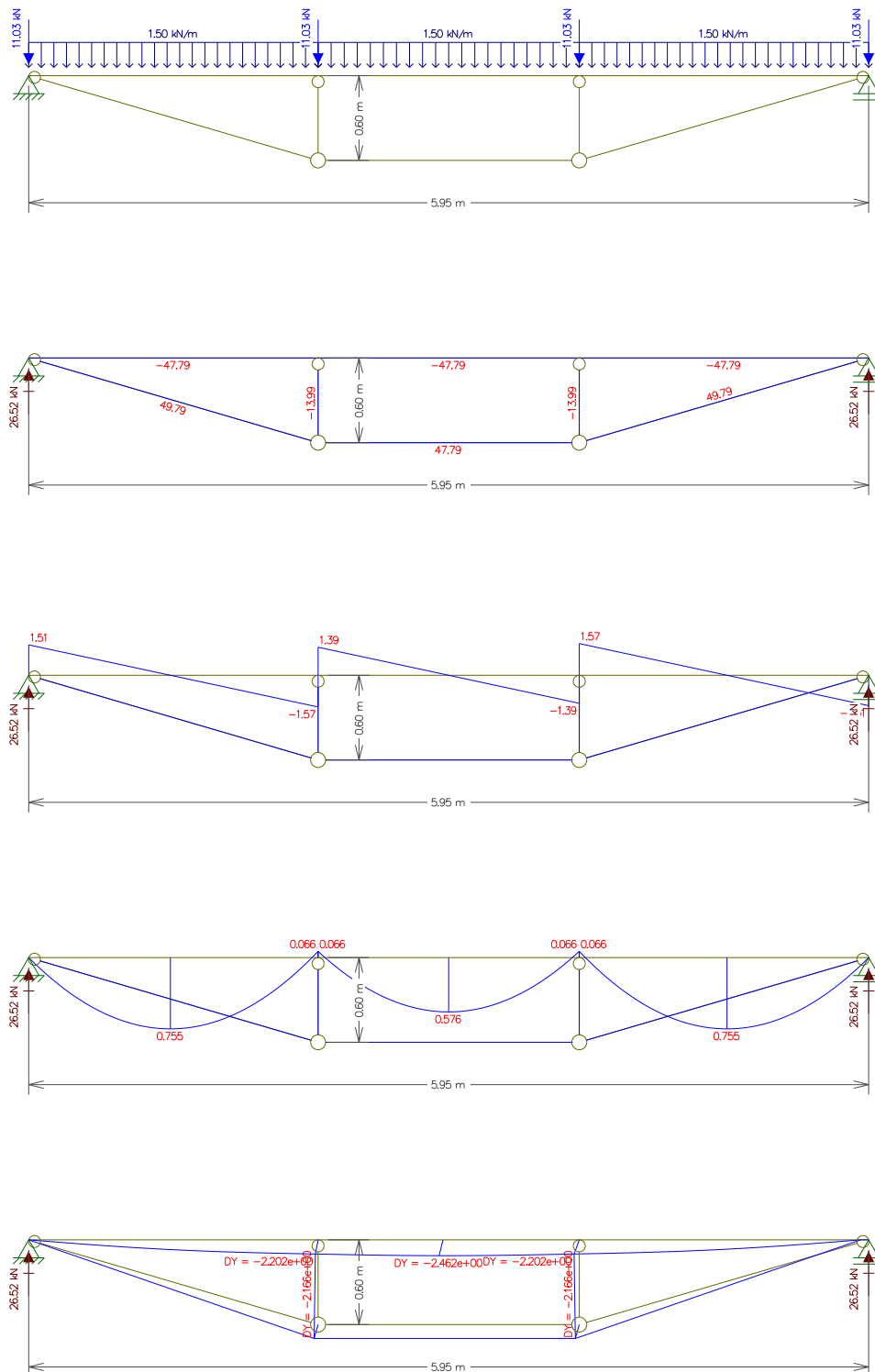
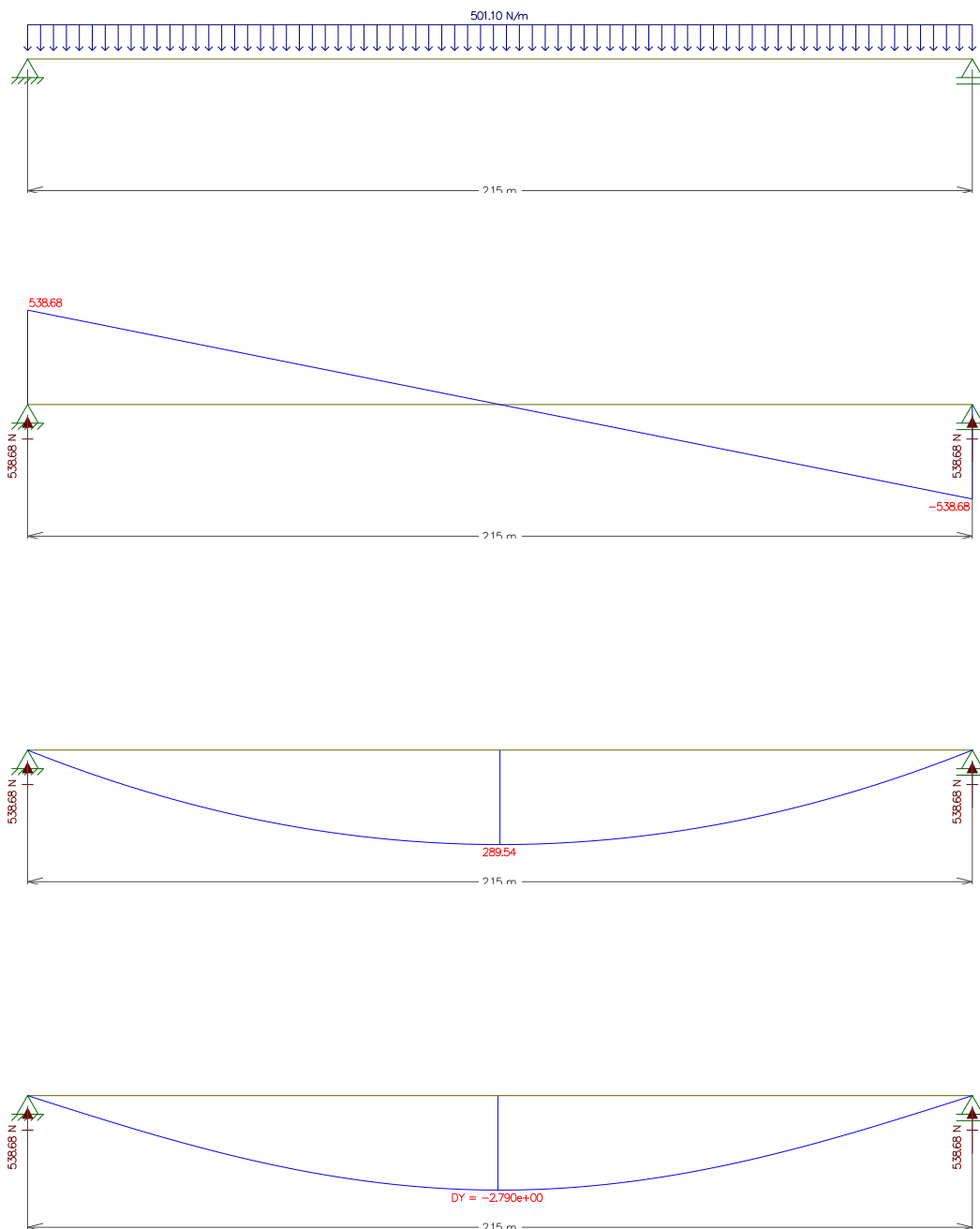
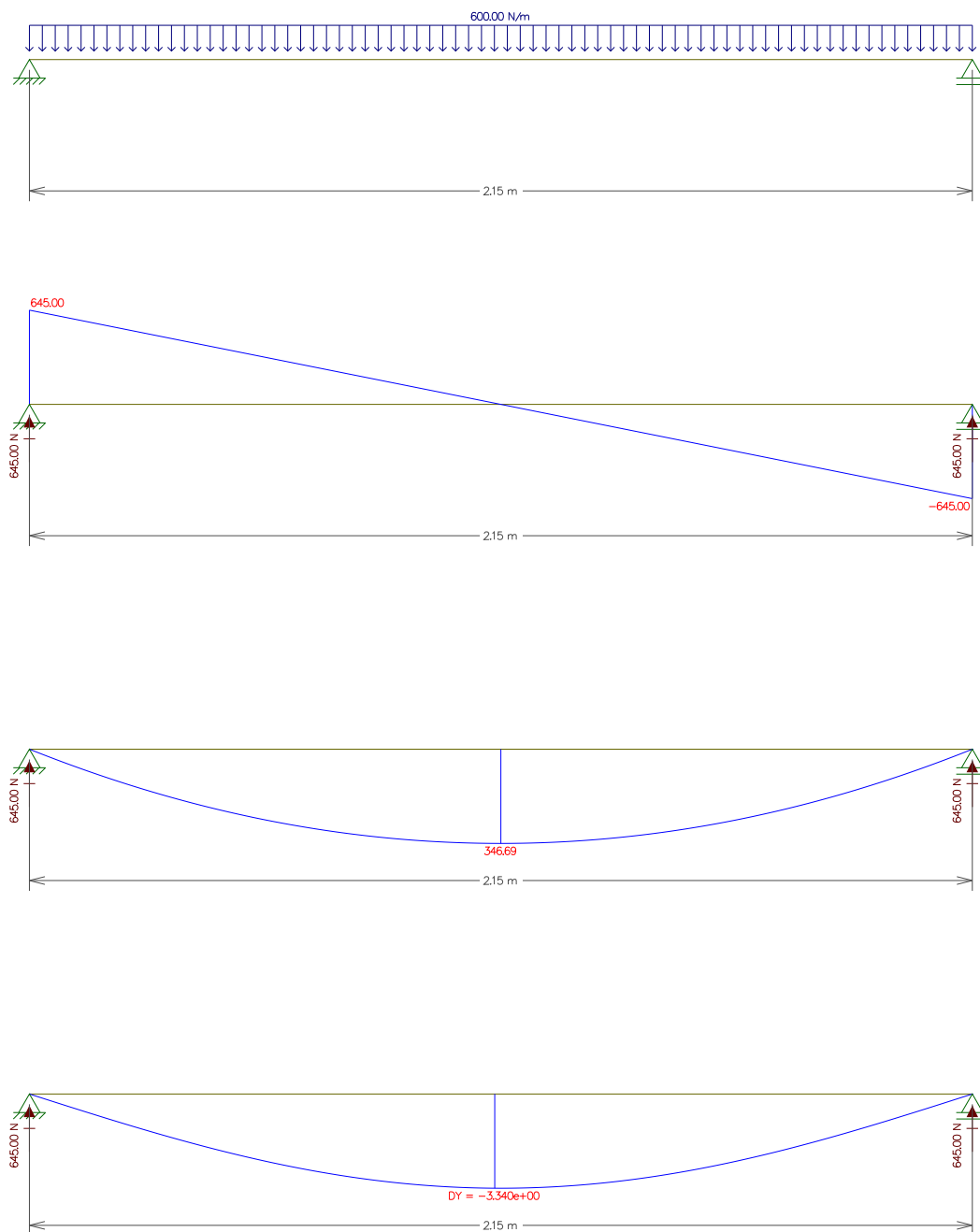


Figura 83 – Diagramas de esforços e deformações devidos às cargas permanentes nas vigas de madeira do piso da sala.



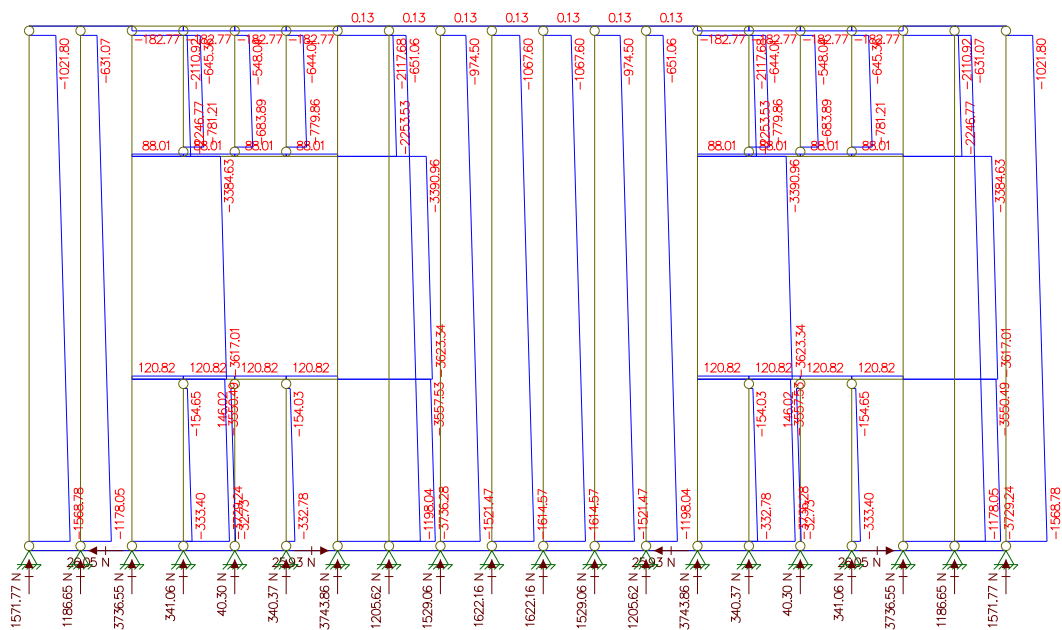
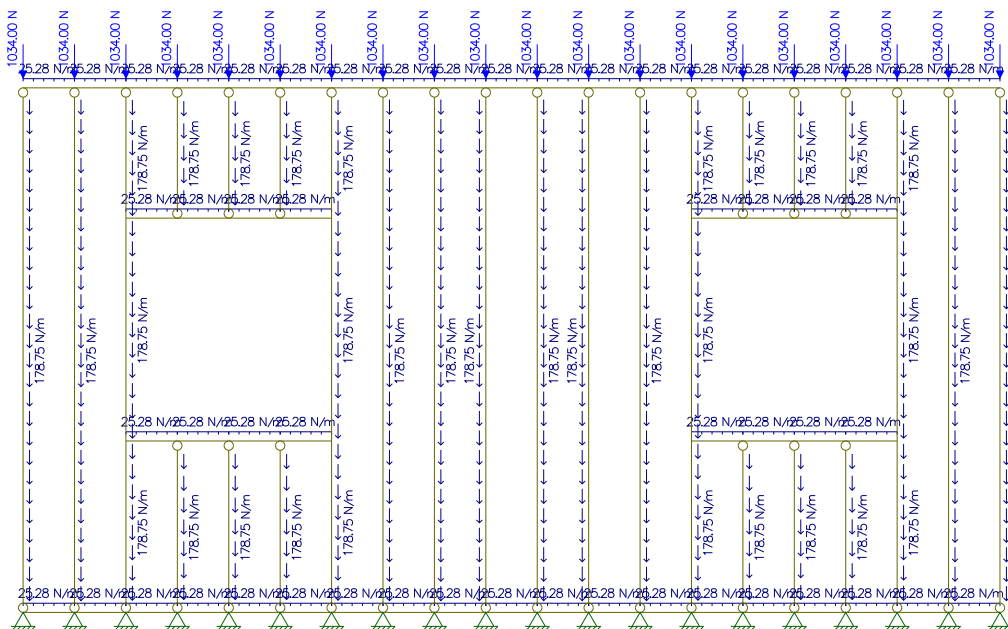
Fonte – Autor.

Figura 84 – Diagramas de esforços e deformações devidos à carga variável nas vigas de madeira do piso da sala.



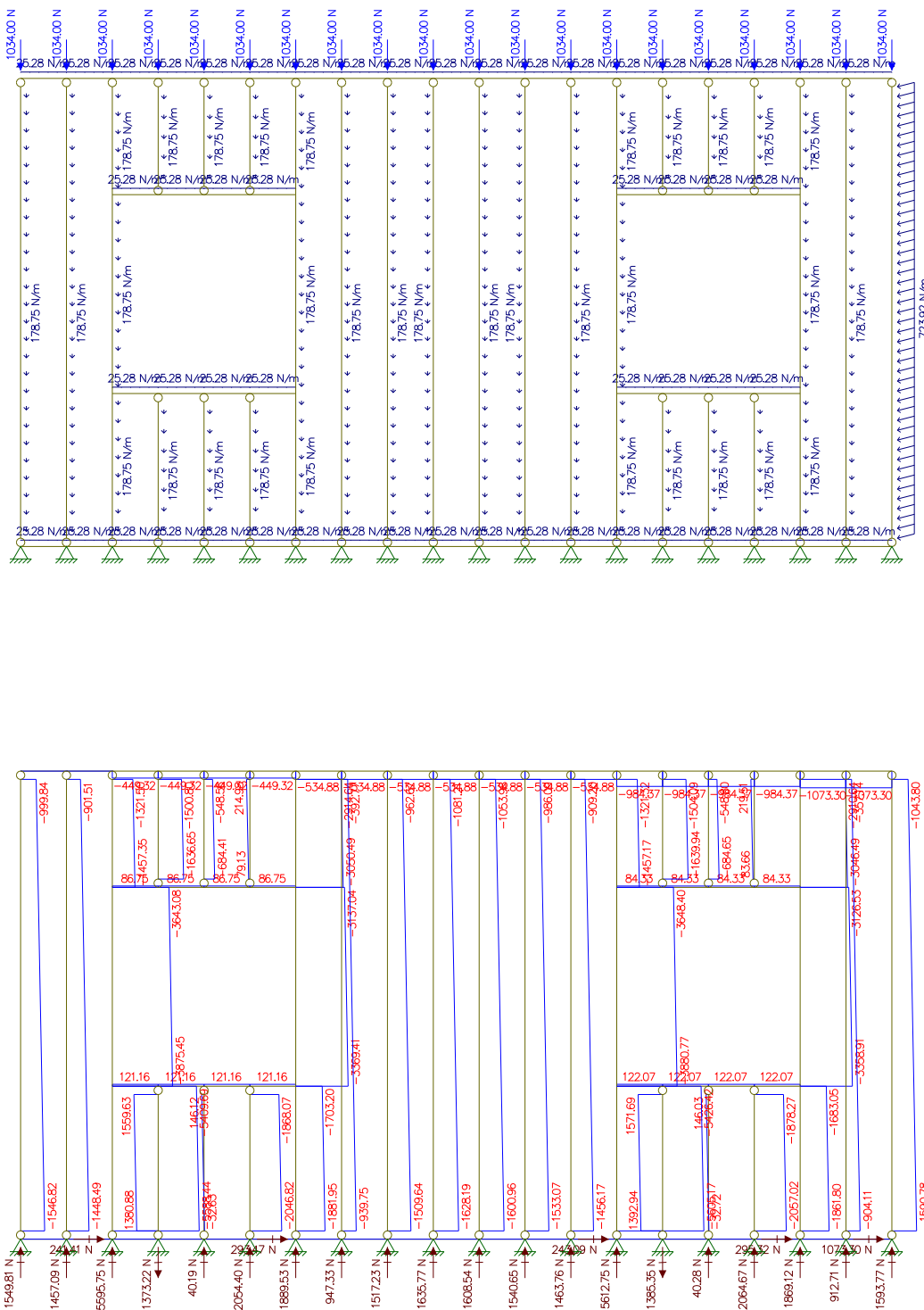
Fonte – Autor.

Figura 85 – Diagramas de esforços e deformações devidos às cargas permanentes no Painel 3.



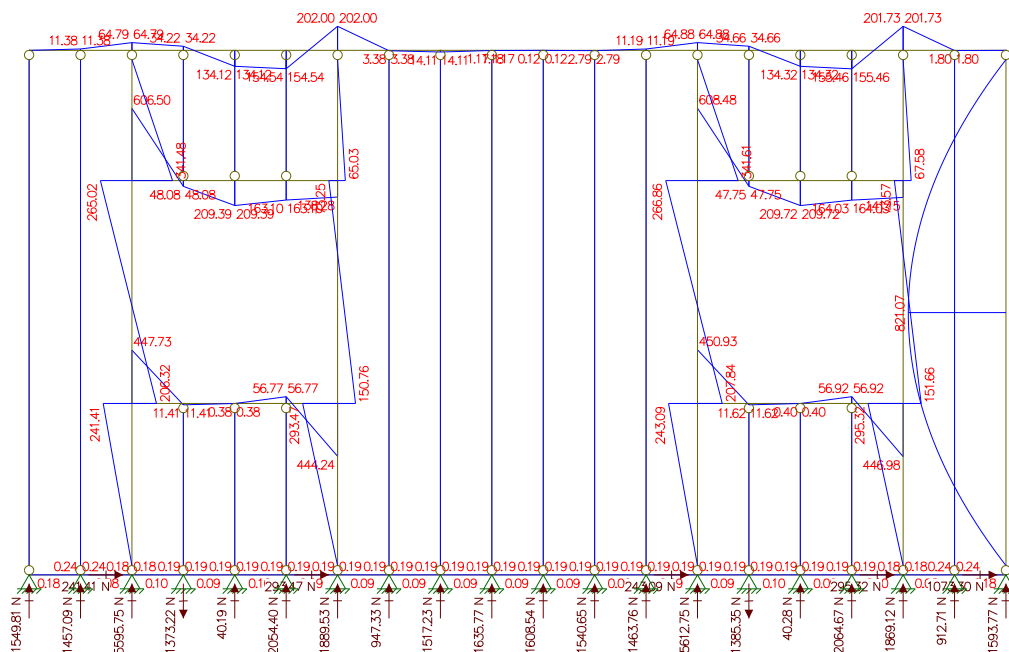
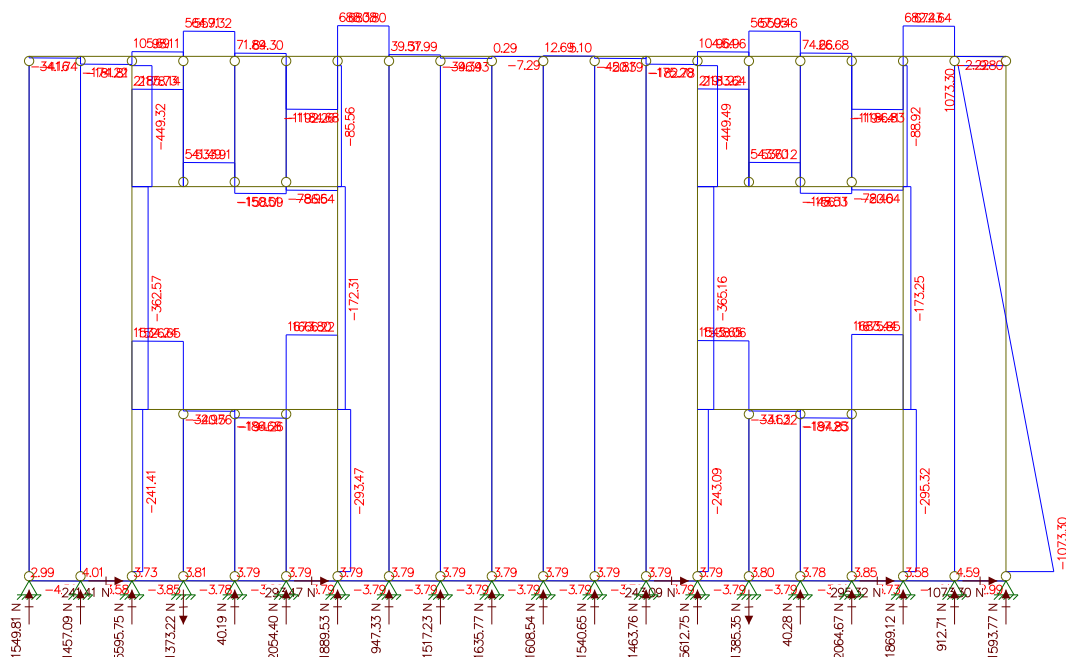
Continua na próxima página.

Figura 86 – Diagramas de esforços e deformações devidos às cargas permanentes e sobrepessão do vento no Painel 3.



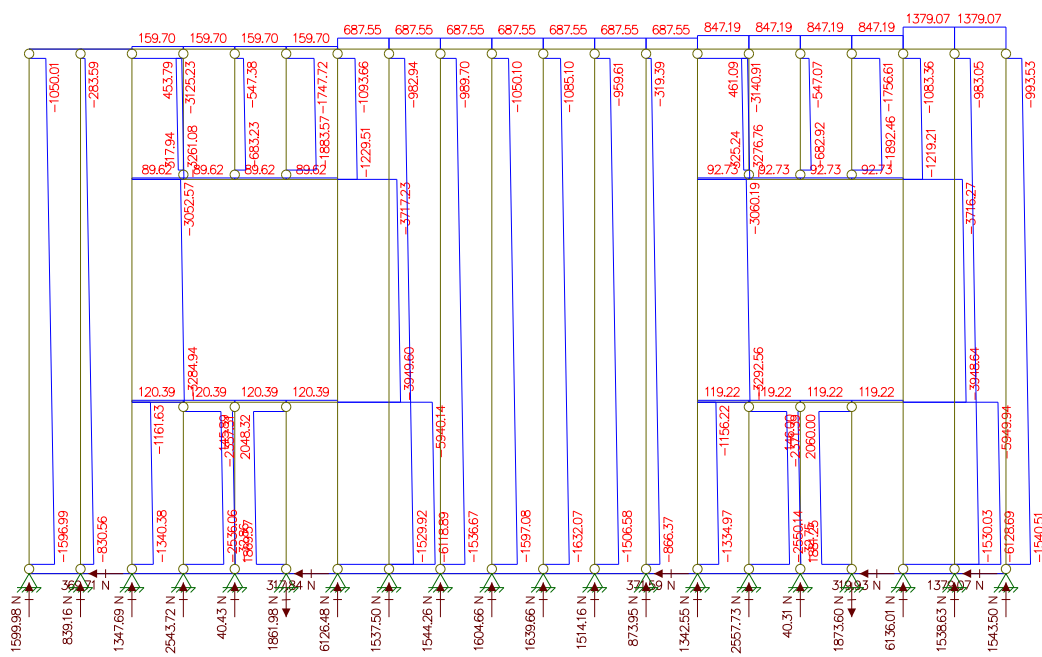
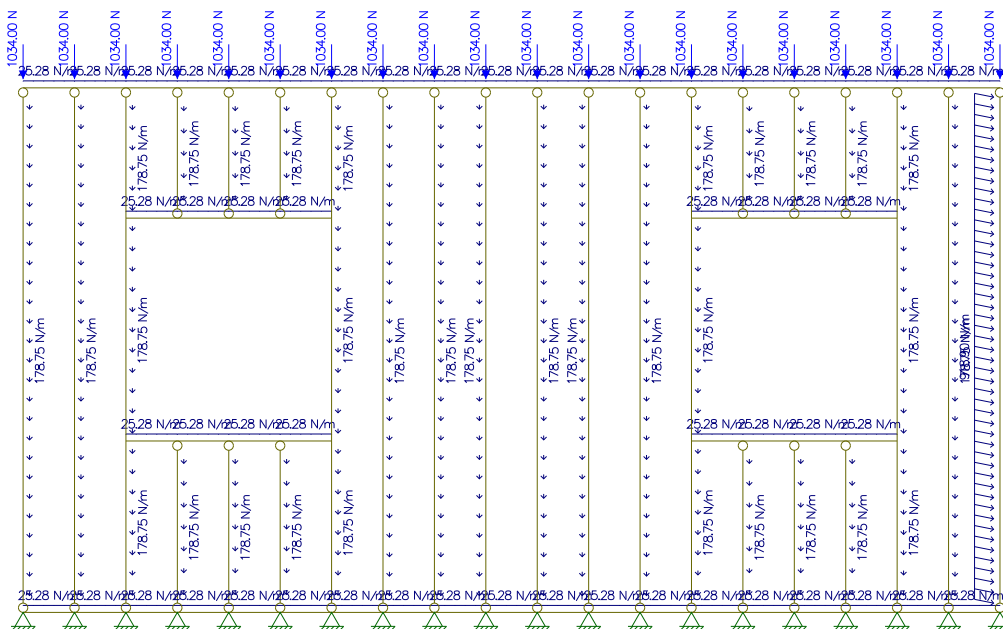
Continua na próxima página.

Continuação da Figura 85.



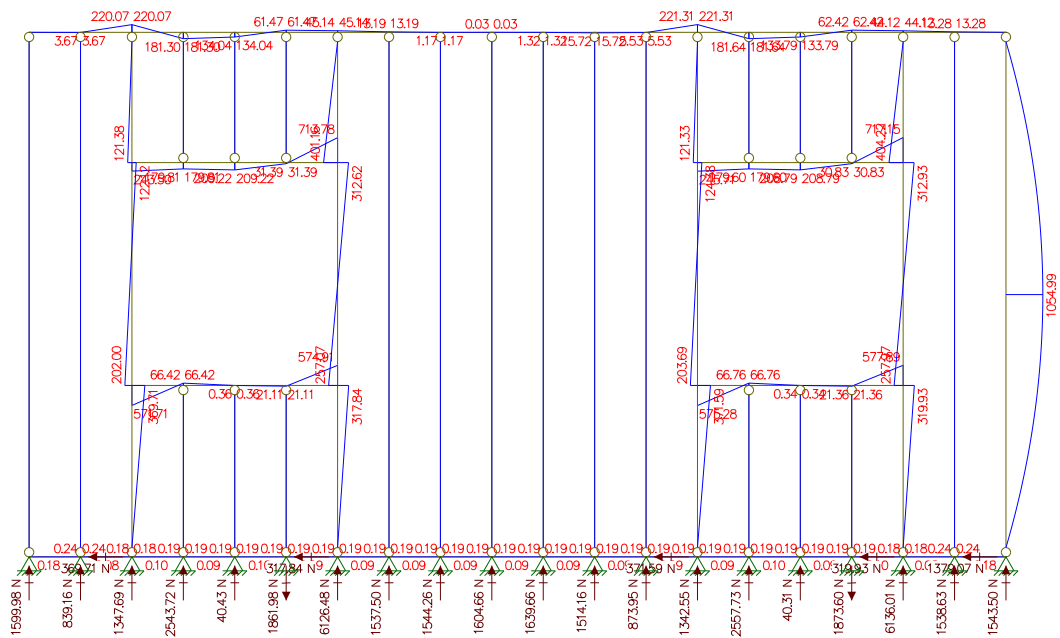
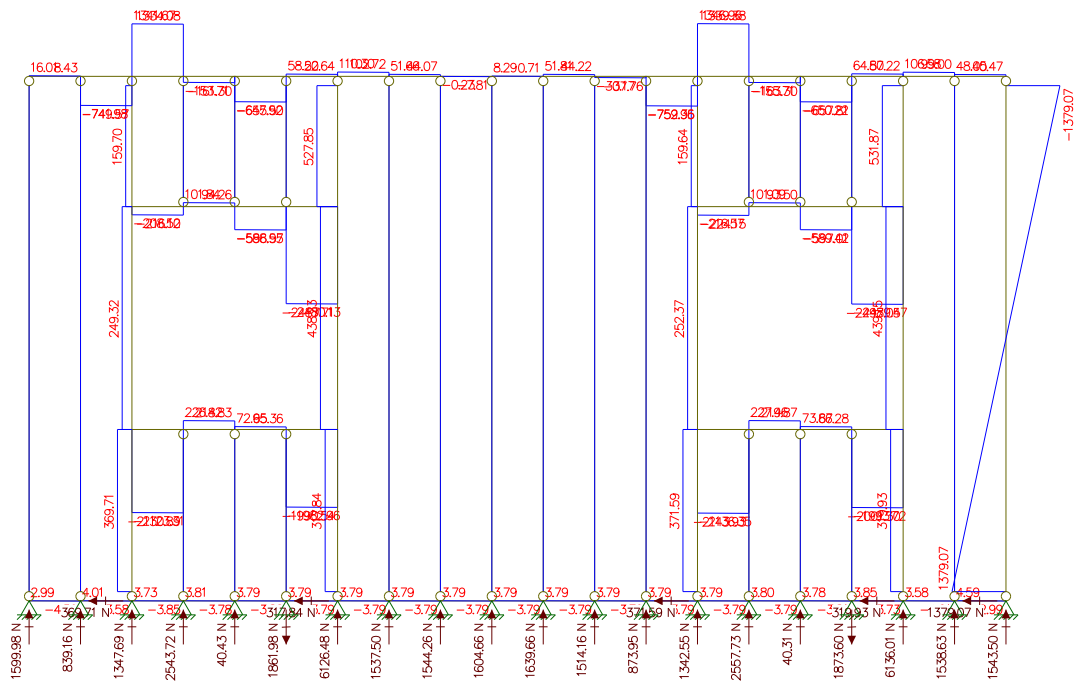
Continua na próxima página.

Figura 87 – Diagramas de esforços e deformações devidos às cargas permanentes e sucção do vento no Painel 3.



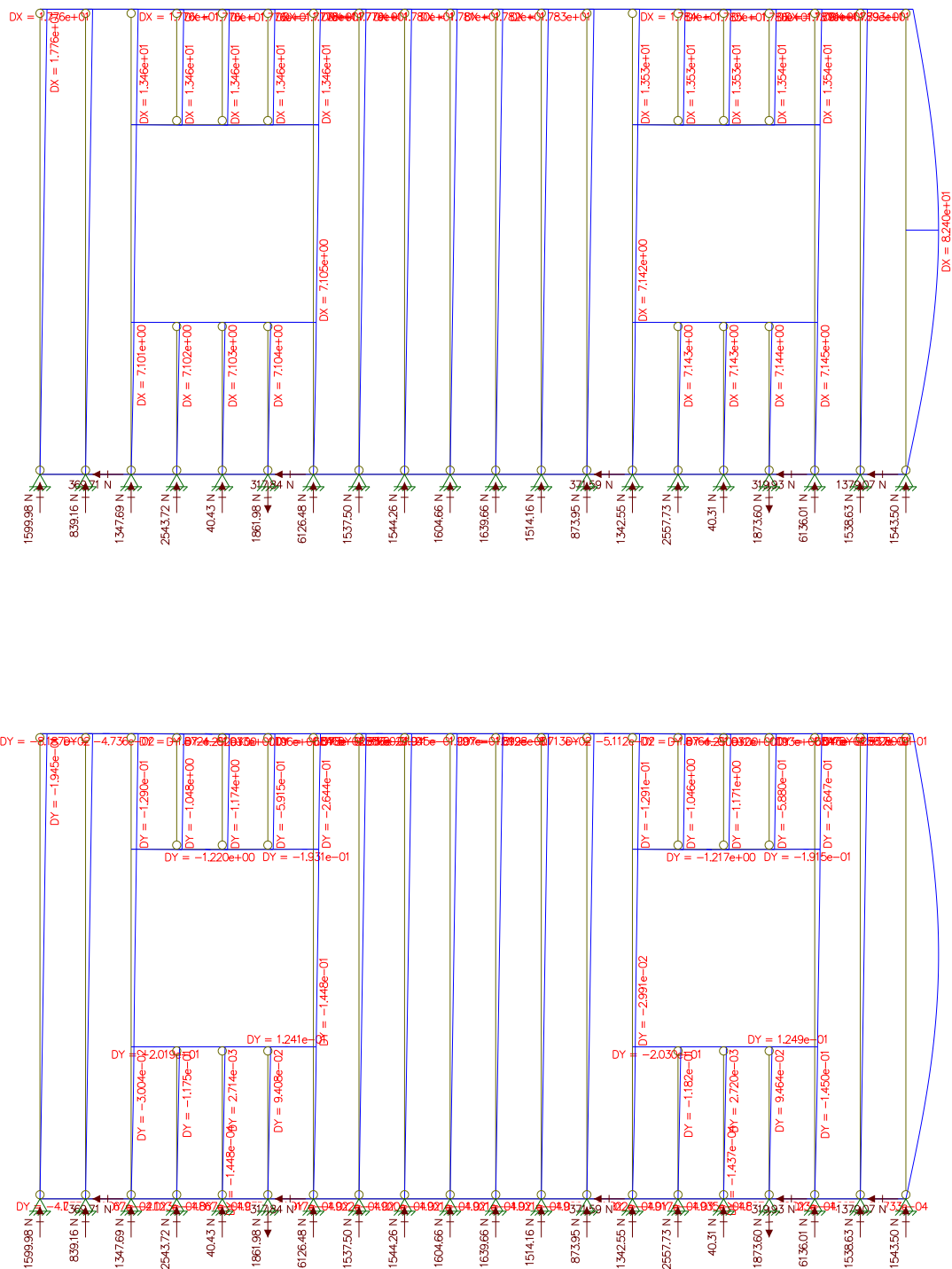
Continua na próxima página.

Continuação da Figura 85.



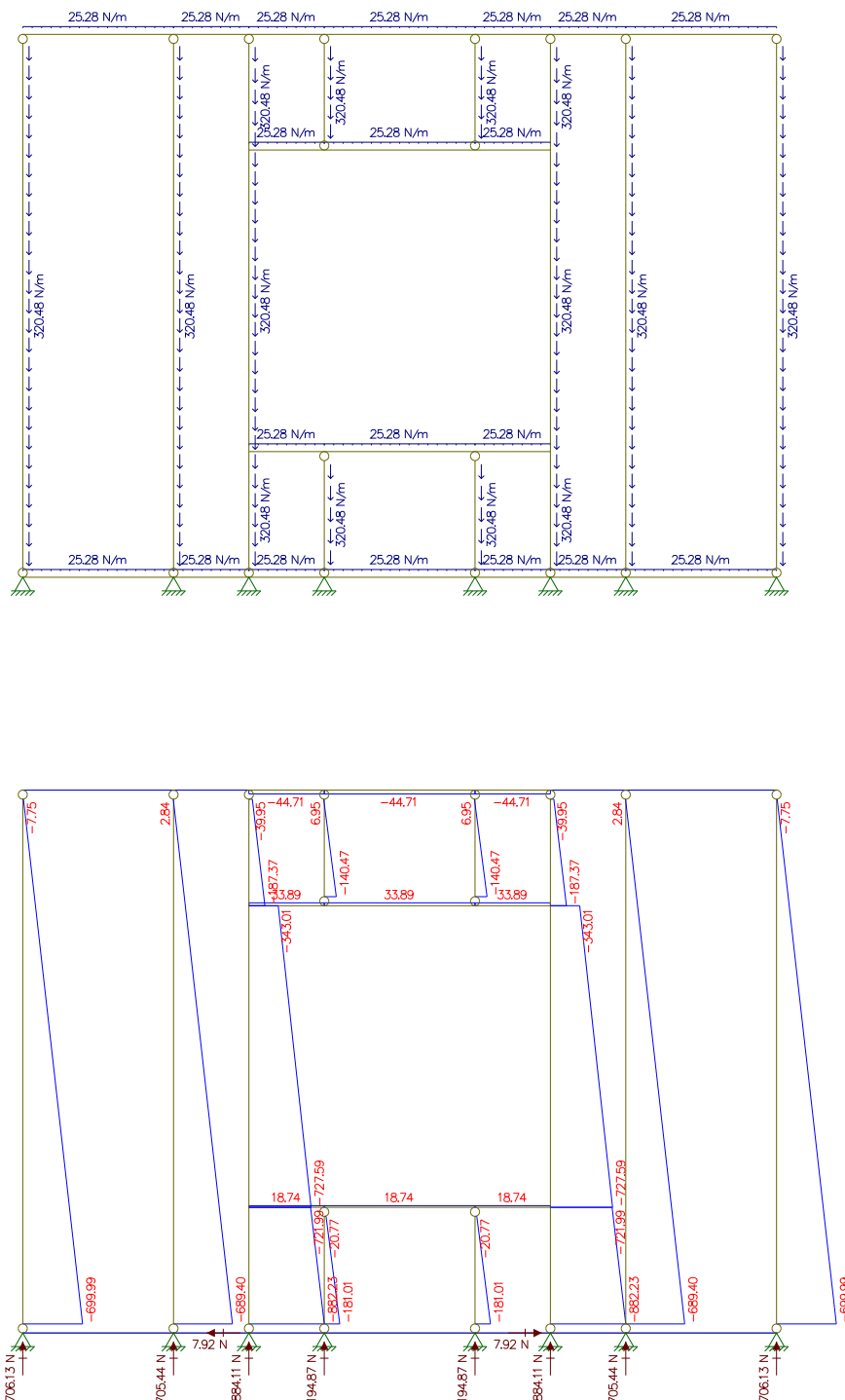
Continua na próxima página.

Continuação da Figura 85.



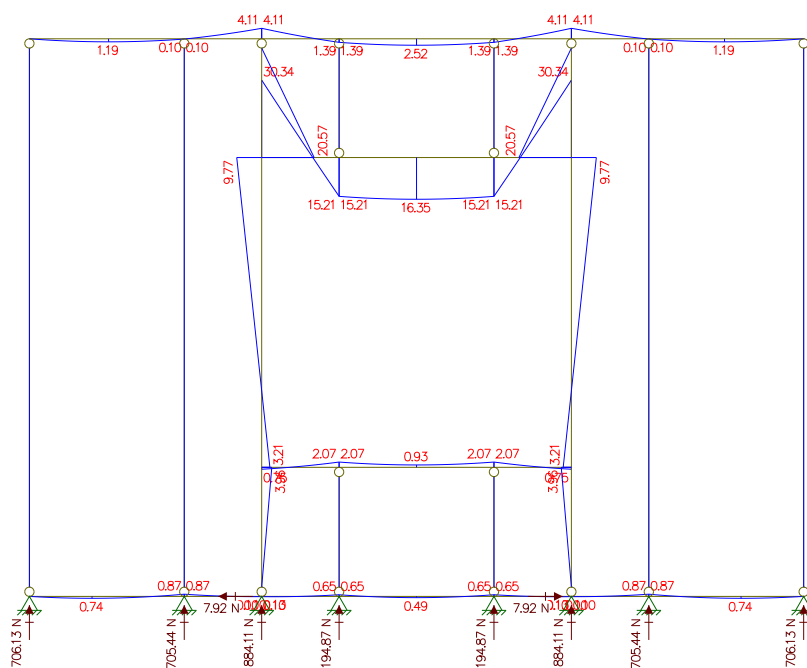
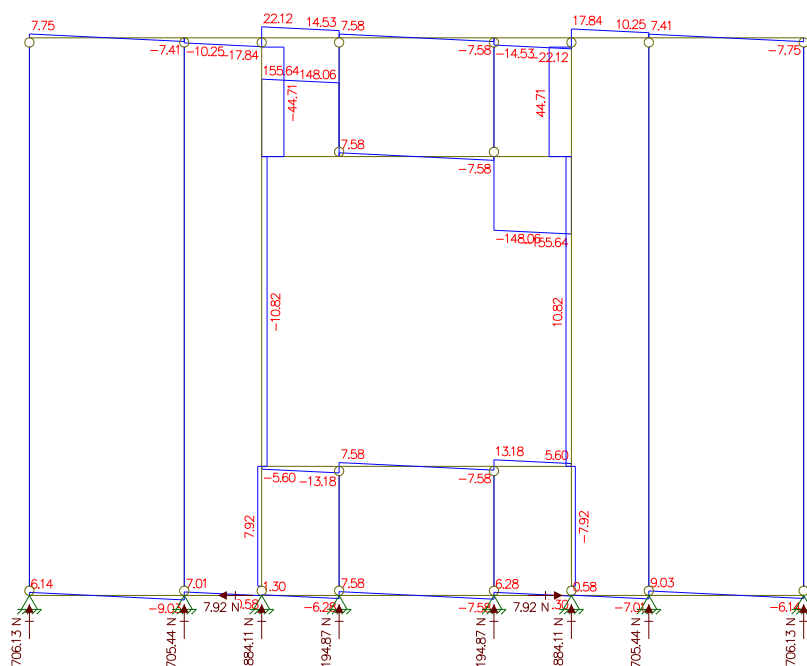
Fonte – Autor.

Figura 88 – Diagramas de esforços e deformações devidos às cargas permanentes no painel com espaçamento entre montantes de 60 cm.



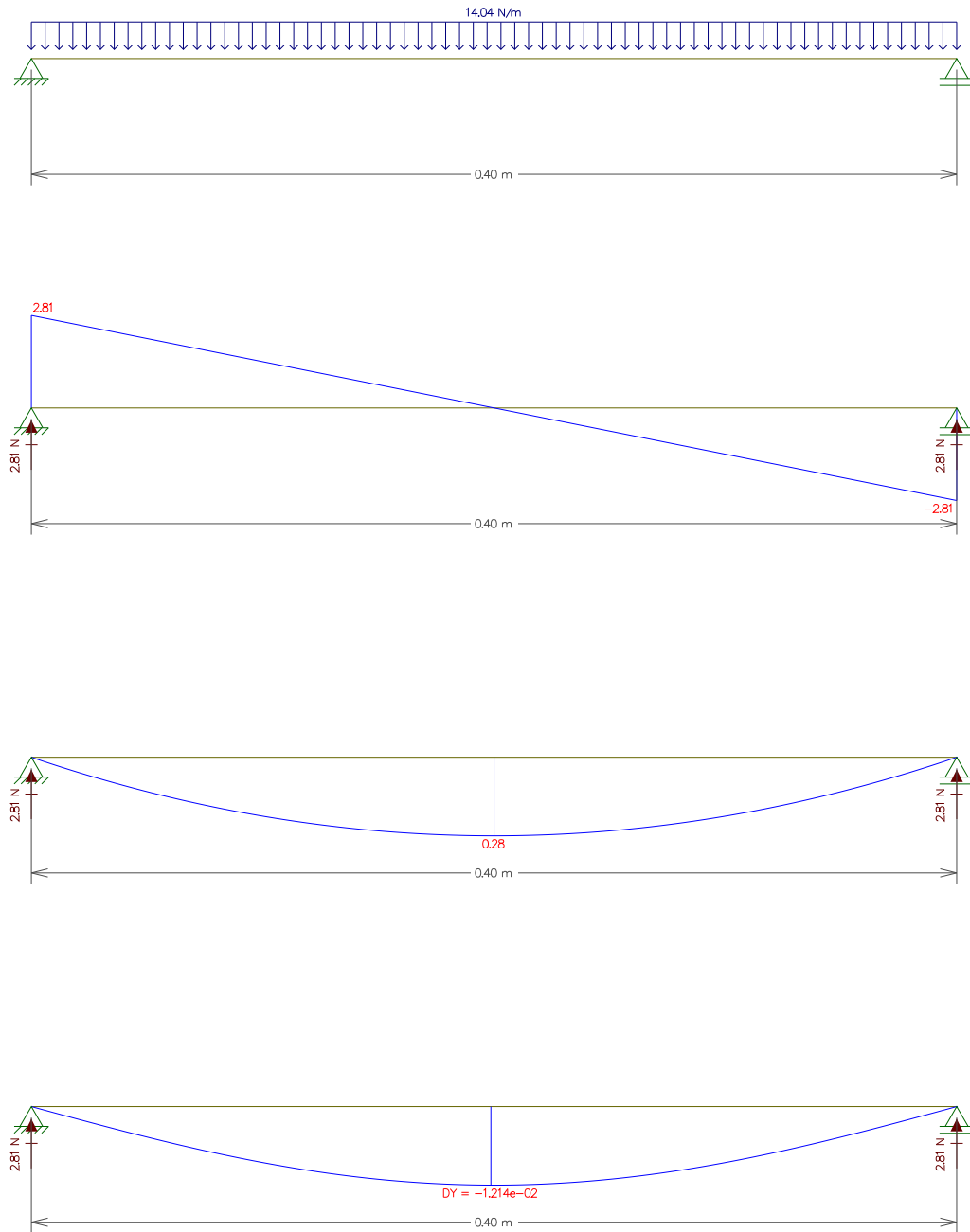
Continua na próxima página.

Continuação da Figura 88.



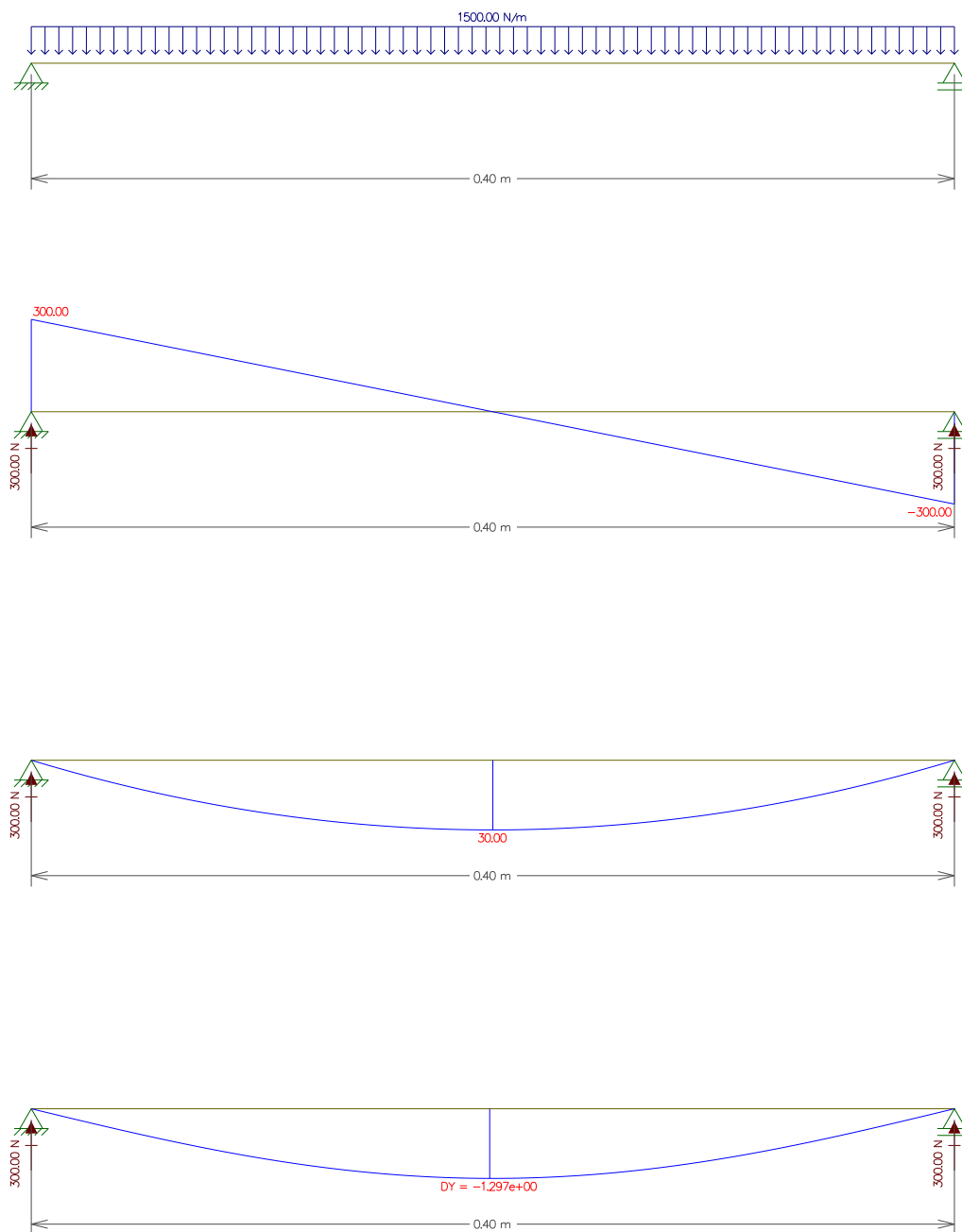
Continua na próxima página.

Figura 89 – Diagramas de esforços e deformações devidos à carga de peso próprio nas réguas do *deck* externo.



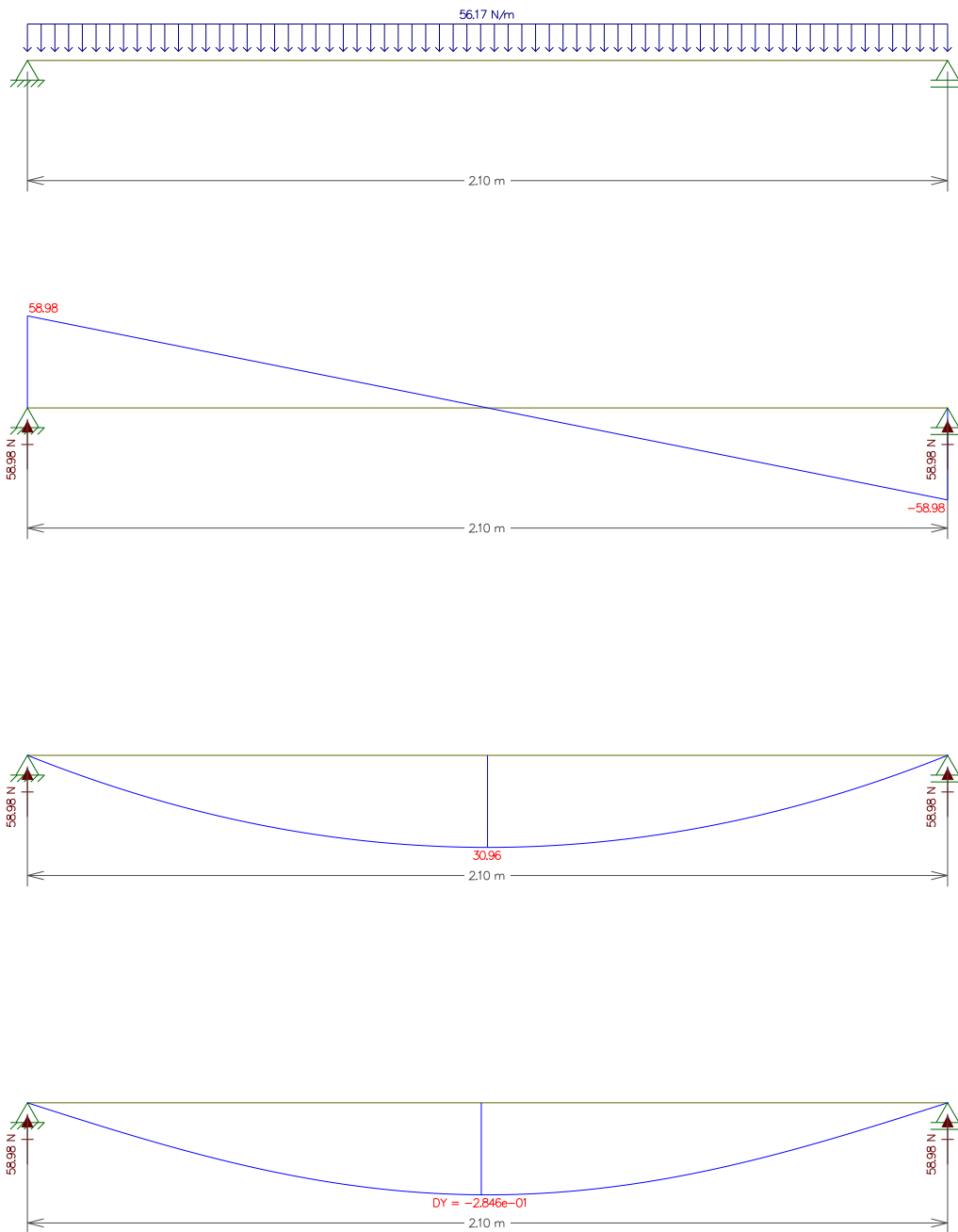
Fonte – Autor.

Figura 90 – Diagramas de esforços e deformações devidos à carga de uso nas régua do *deck* externo.



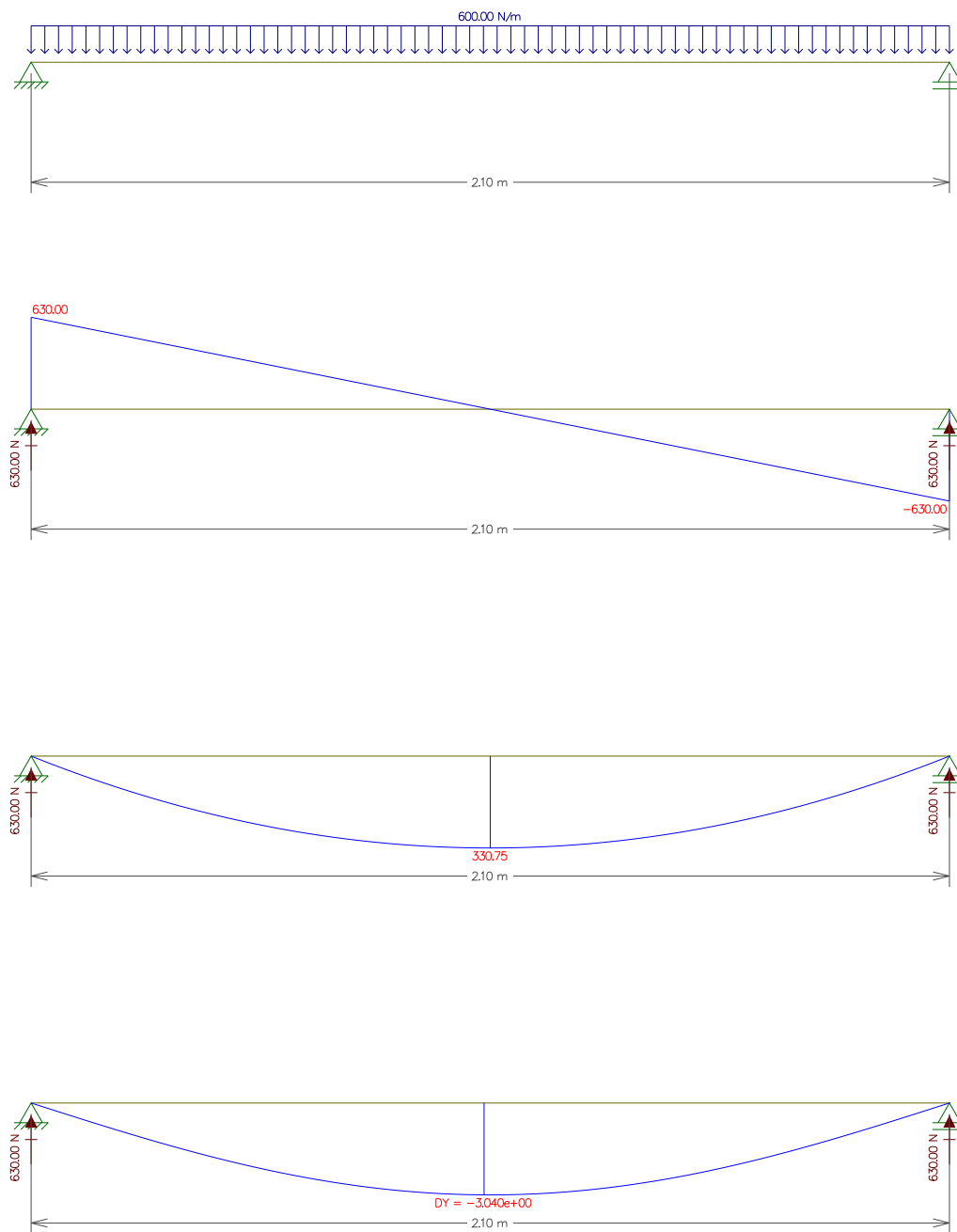
Fonte – Autor.

Figura 91 – Diagramas de esforços e deformações devidos à carga de peso próprio nas vigotas do *deck* externo.



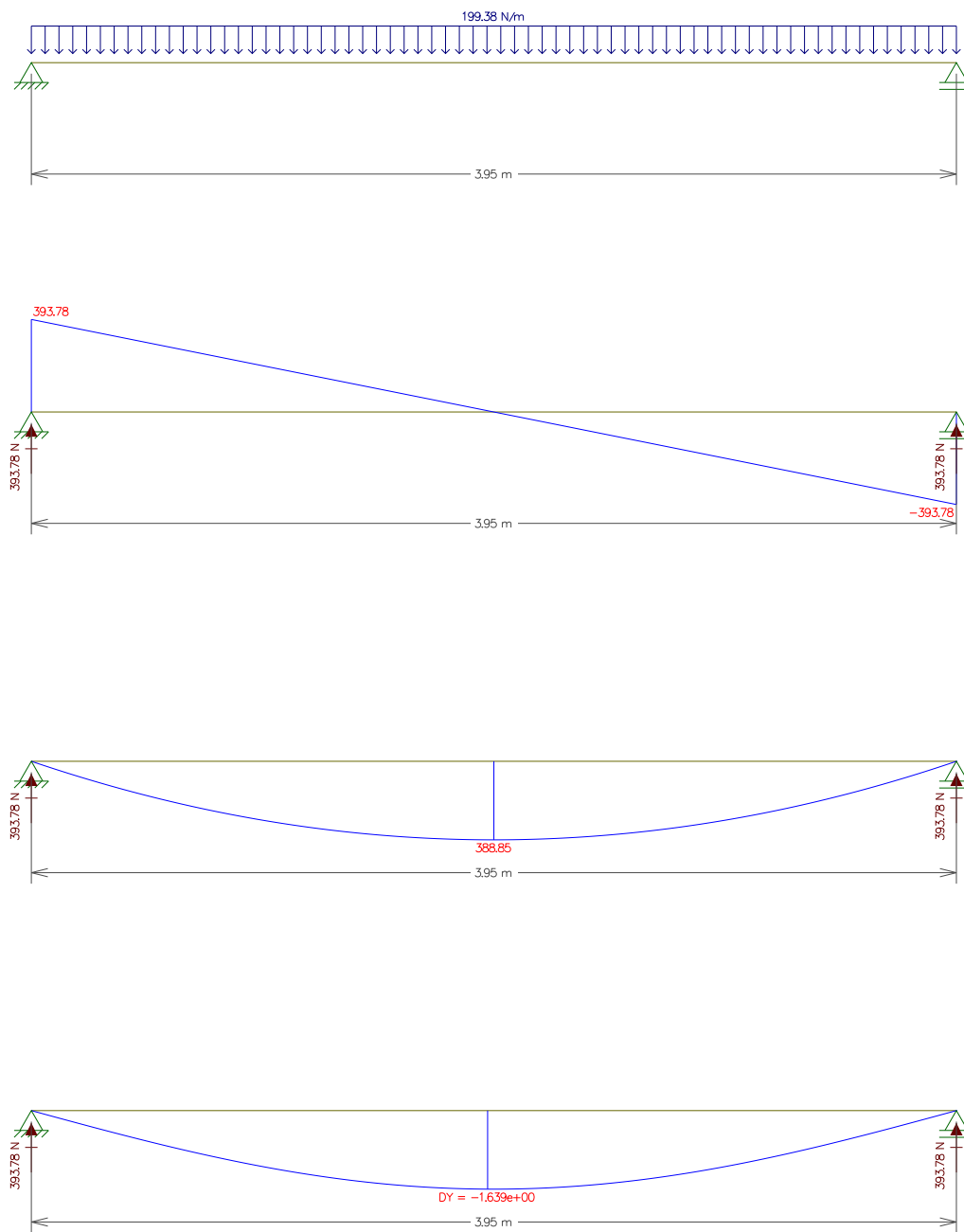
Fonte – Autor.

Figura 92 – Diagramas de esforços e deformações devidos à carga de uso nas vigotas do *deck* externo.



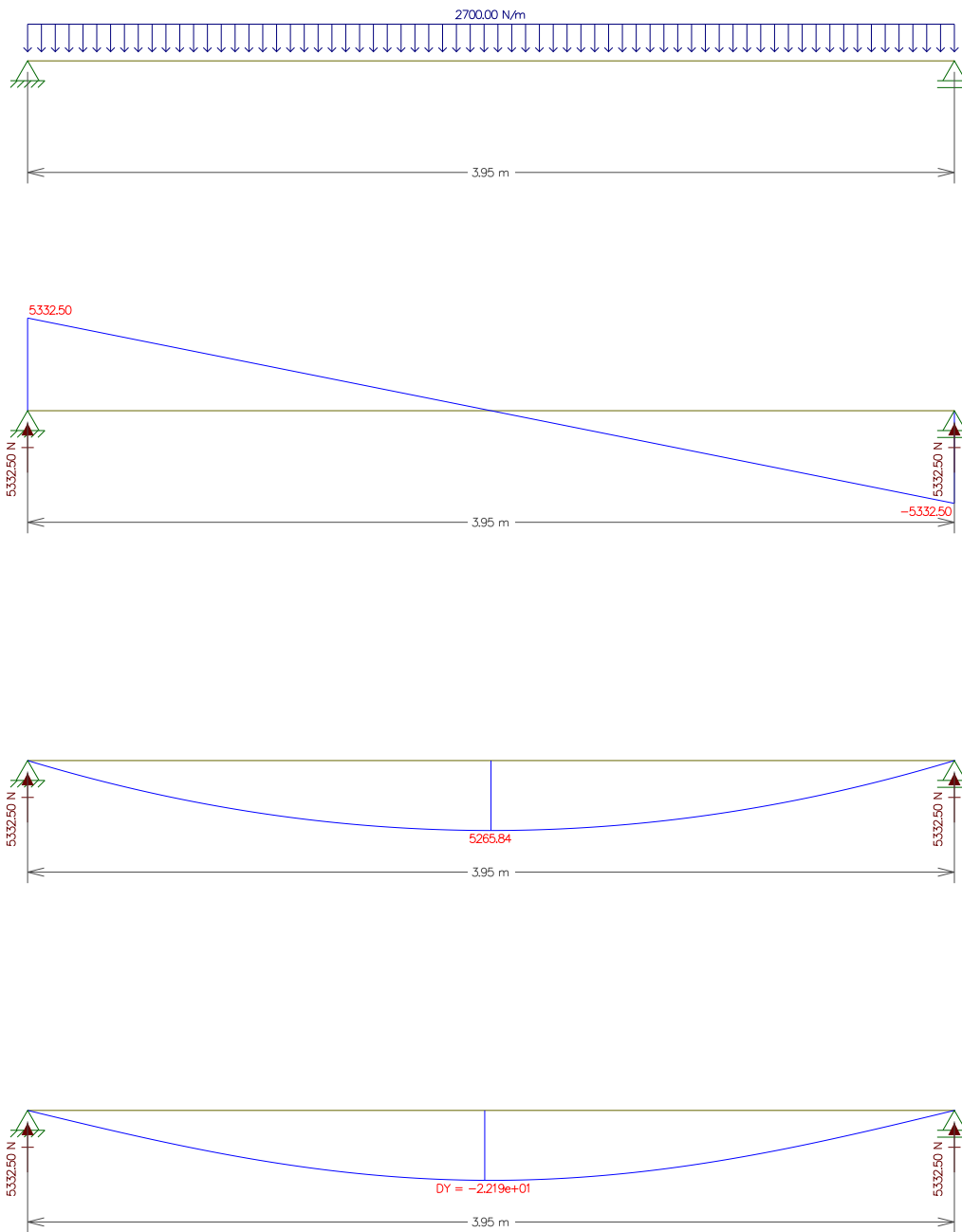
Fonte – Autor.

Figura 93 – Diagramas de esforços e deformações devidos à carga de peso próprio nas vigas do *deck* externo.



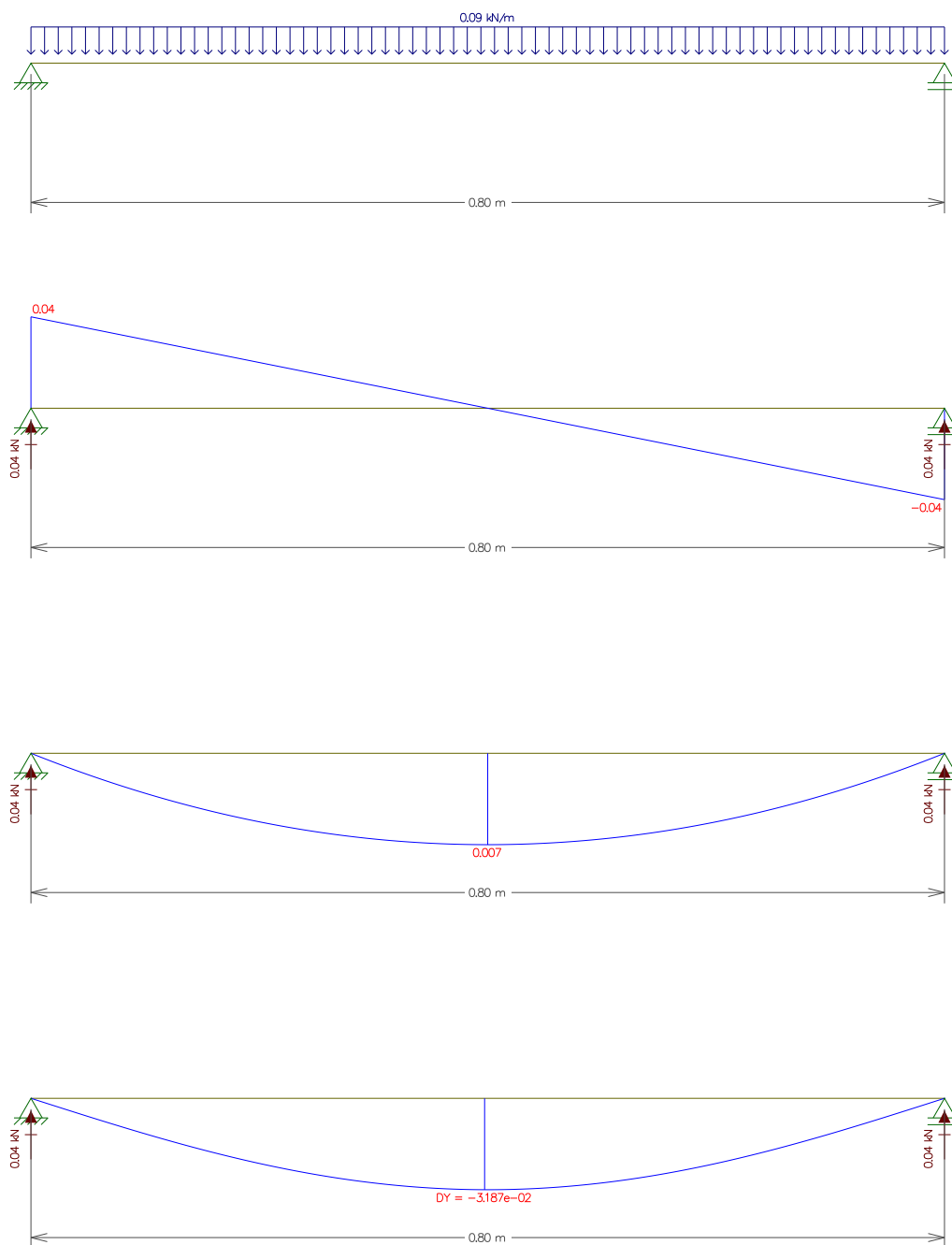
Fonte – Autor.

Figura 94 – Diagramas de esforços e deformações devidos à carga de uso nas vigas do *deck* externo.



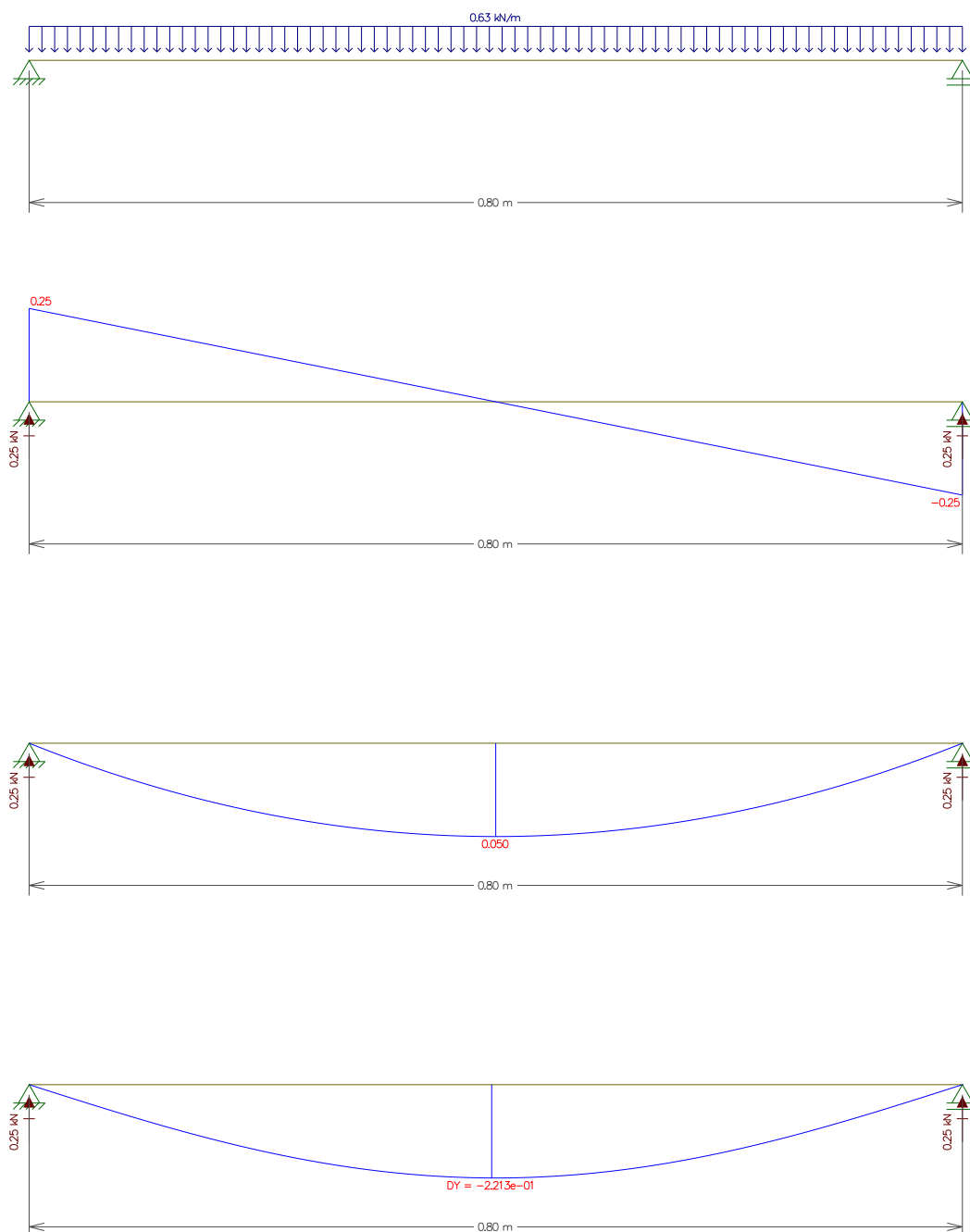
Fonte – Autor.

Figura 95 – Diagramas de esforços e deformações devidos à carga de peso próprio nos degraus da escada.



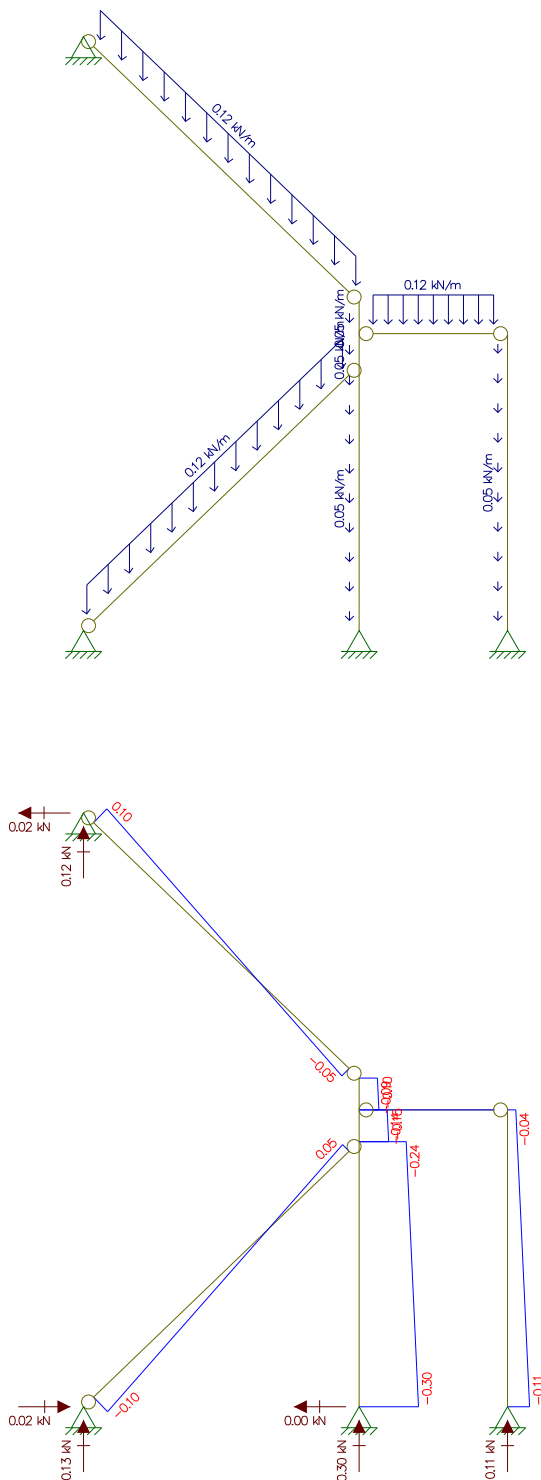
Fonte – Autor.

Figura 96 – Diagramas de esforços e deformações devidos à carga de uso nos degraus da escada.



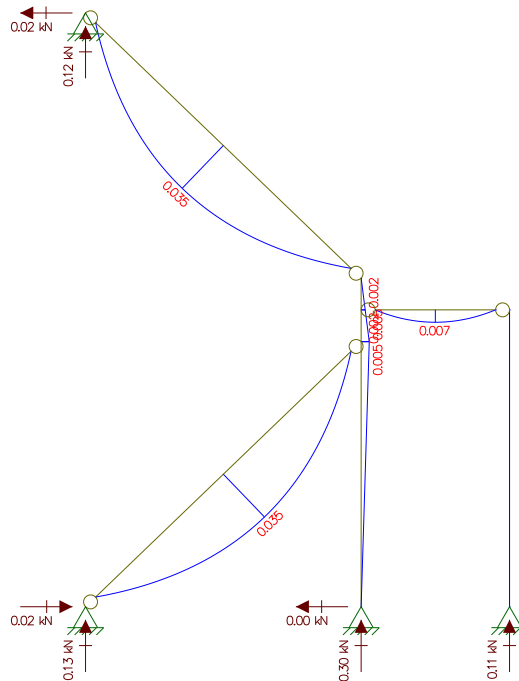
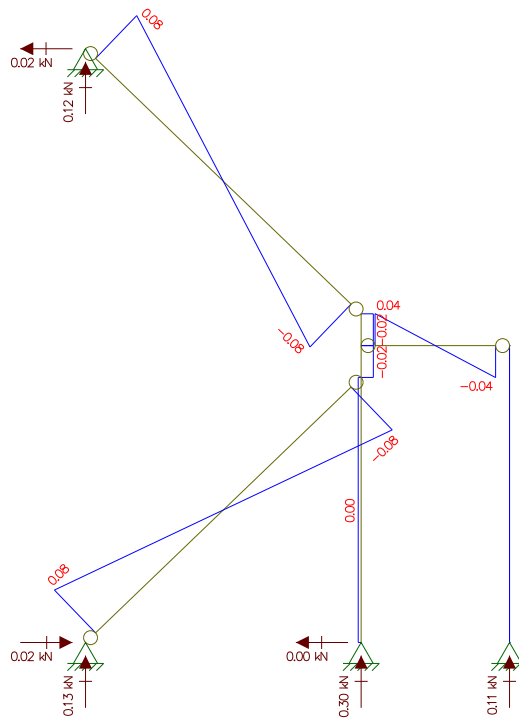
Fonte – Autor.

Figura 97 – Diagramas de esforços e deformações devidos à carga de peso próprio no pórtico da escada.



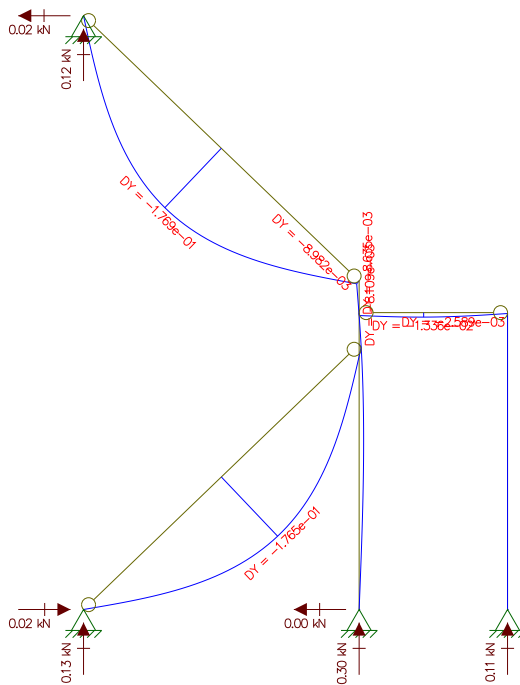
Continua na próxima página.

Continuação da Figura 97.



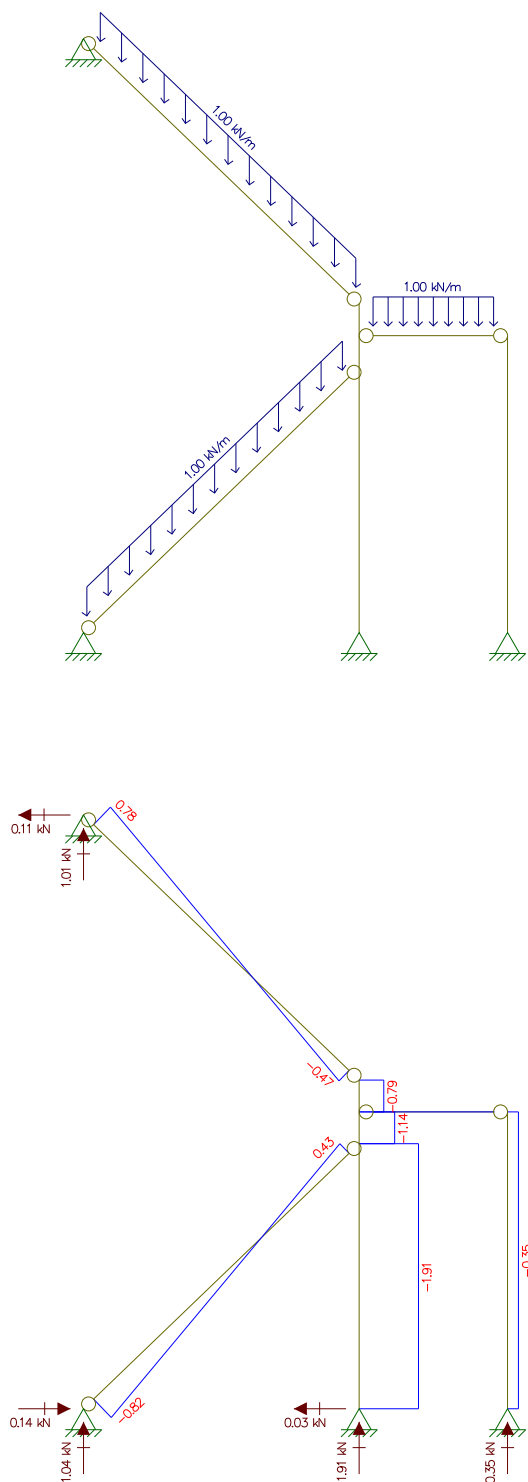
Continua na próxima página.

Continuação da Figura 97.



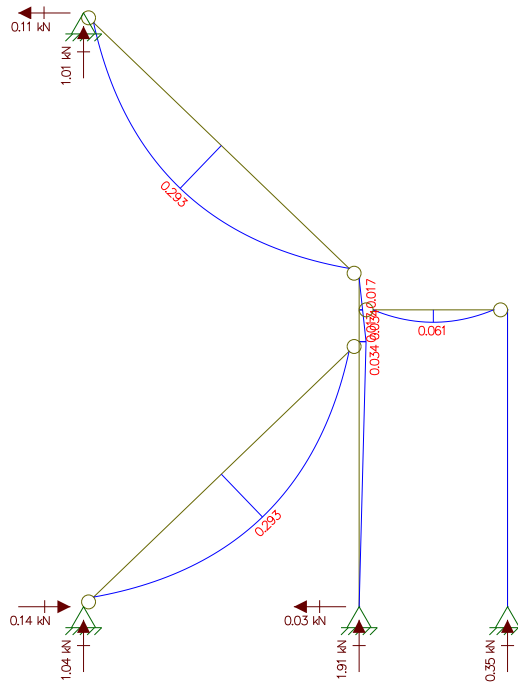
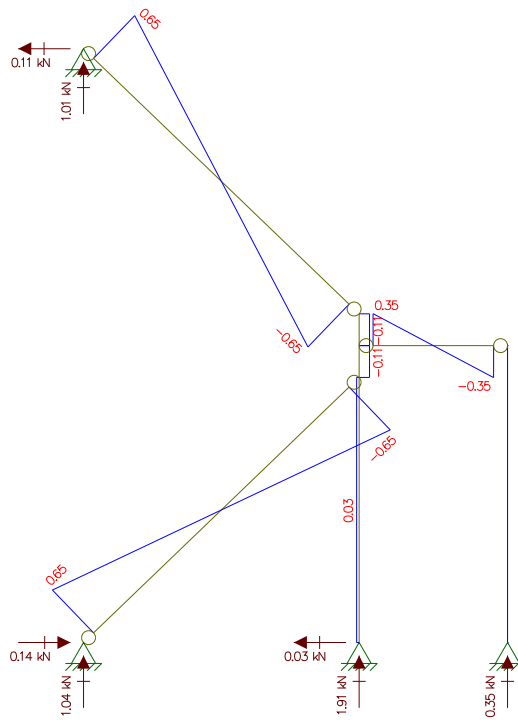
Fonte – Autor.

Figura 98 – Diagramas de esforços e deformações devidos à carga de uso no pórtico da escada.



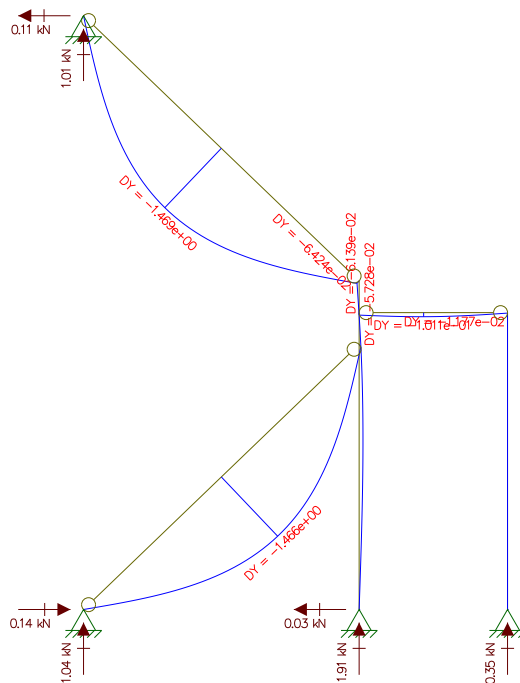
Continua na próxima página.

Continuação da Figura 98.



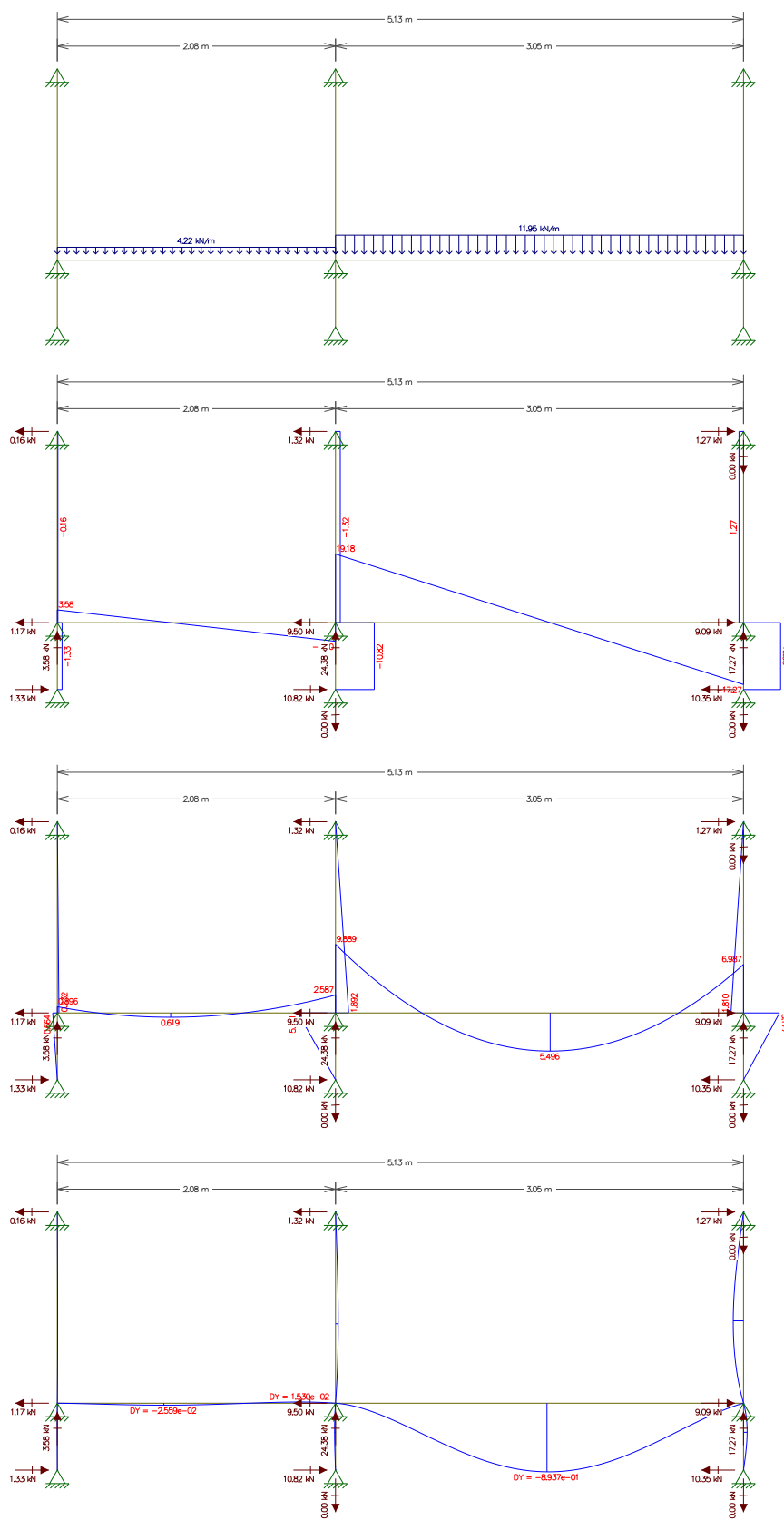
Continua na próxima página.

Continuação da Figura 98.



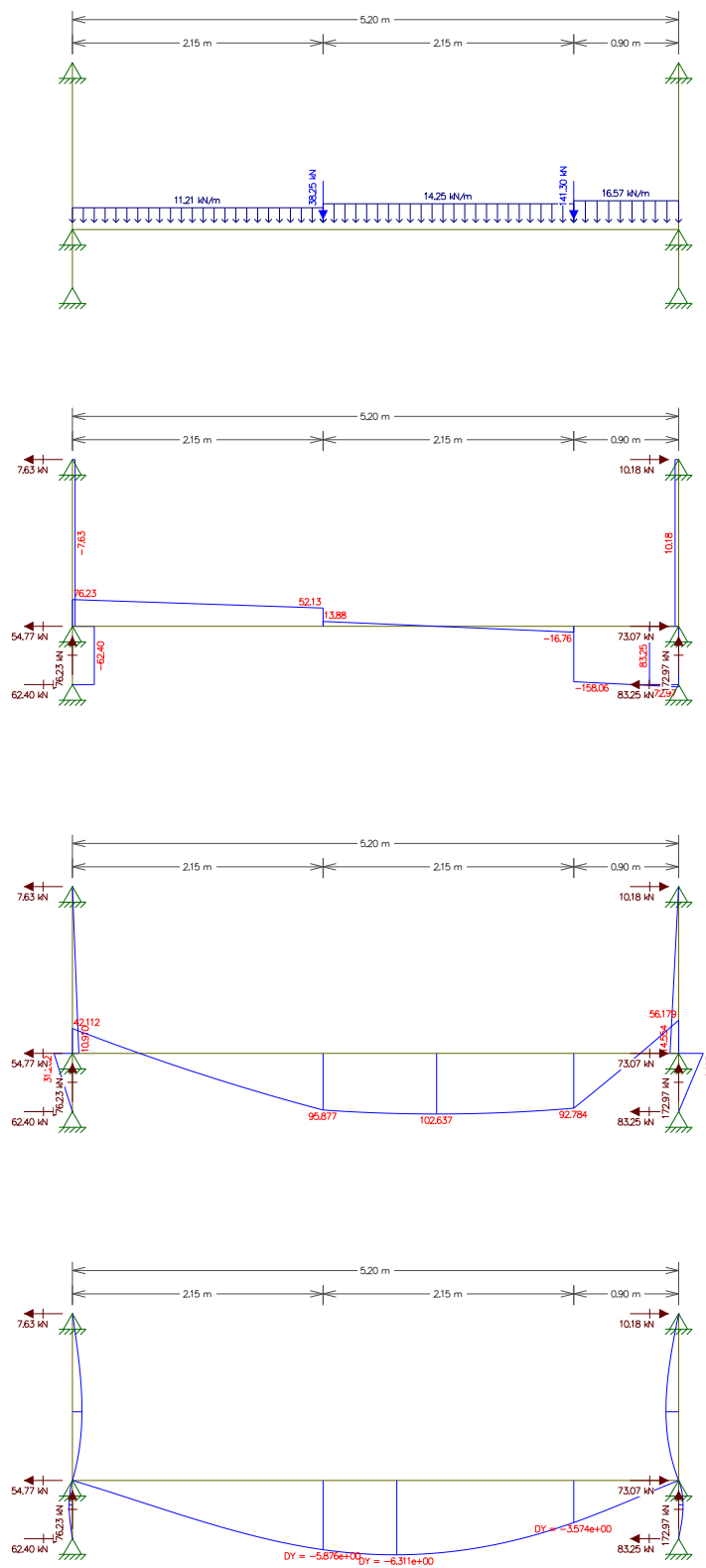
Fonte – Autor.

Figura 99 – Diagramas de esforços e deformações da viga V1 no ELU.



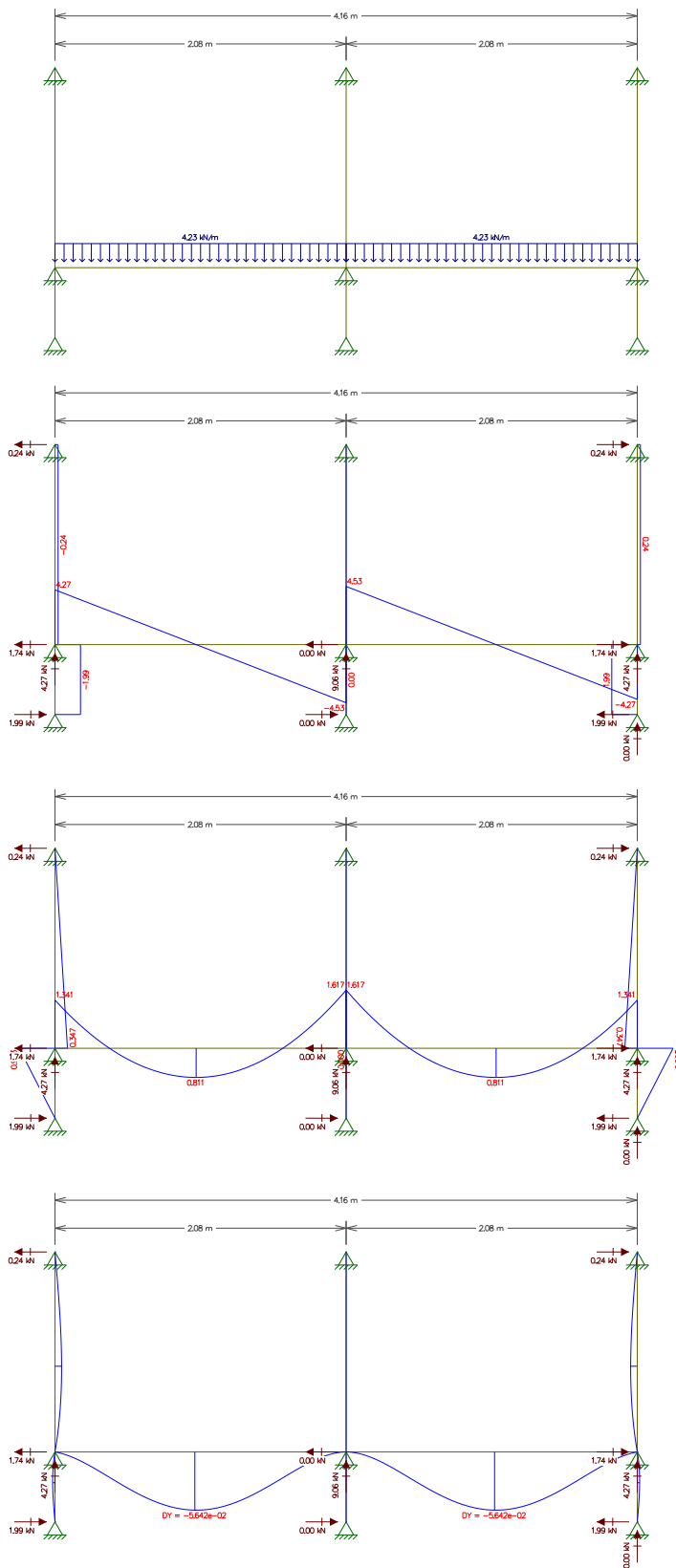
Fonte – Autor.

Figura 100 – Diagramas de esforços e deformações da viga V2 no ELU.



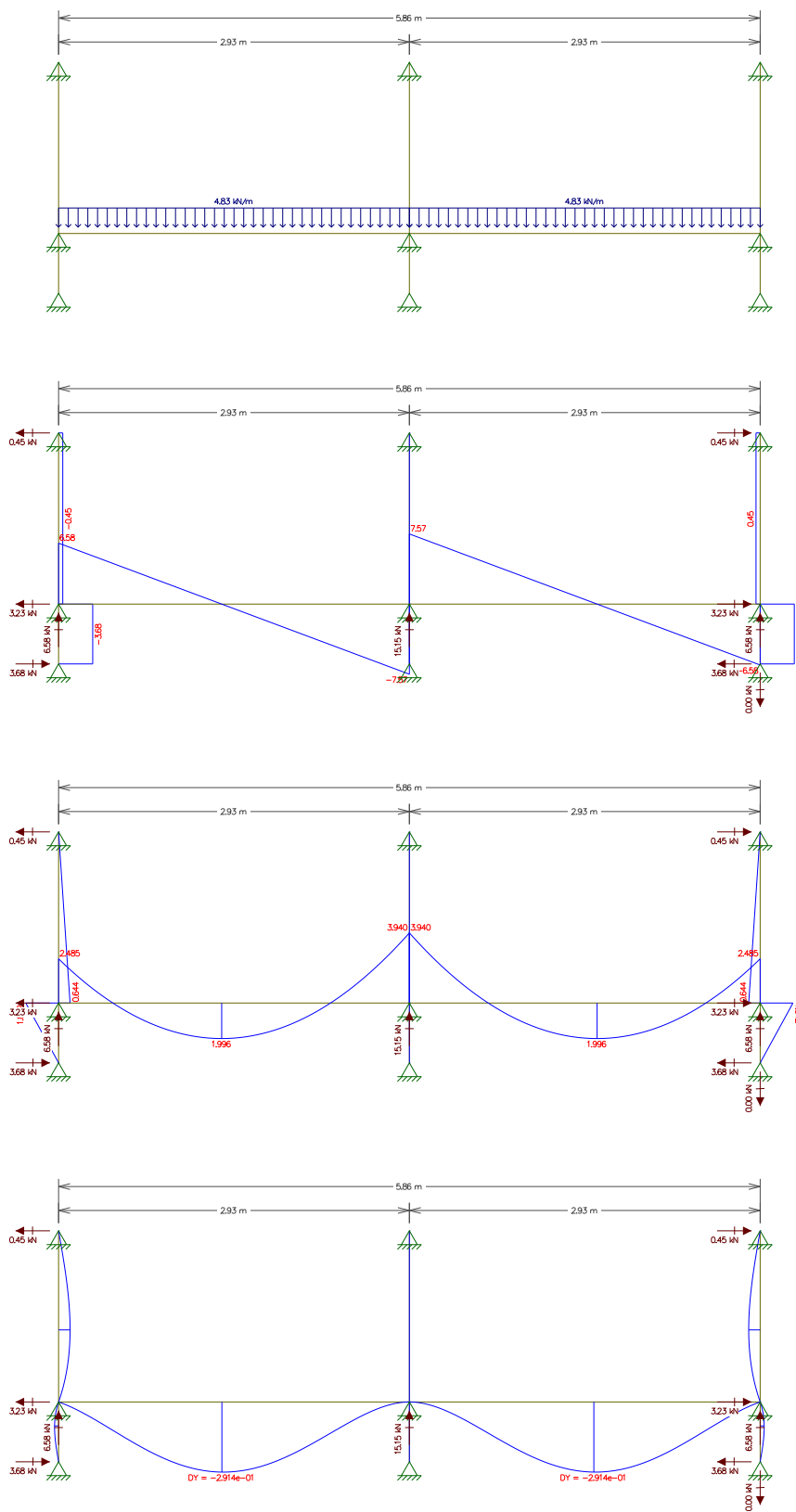
Fonte – Autor.

Figura 101 – Diagramas de esforços e deformações da viga V3 no ELU.



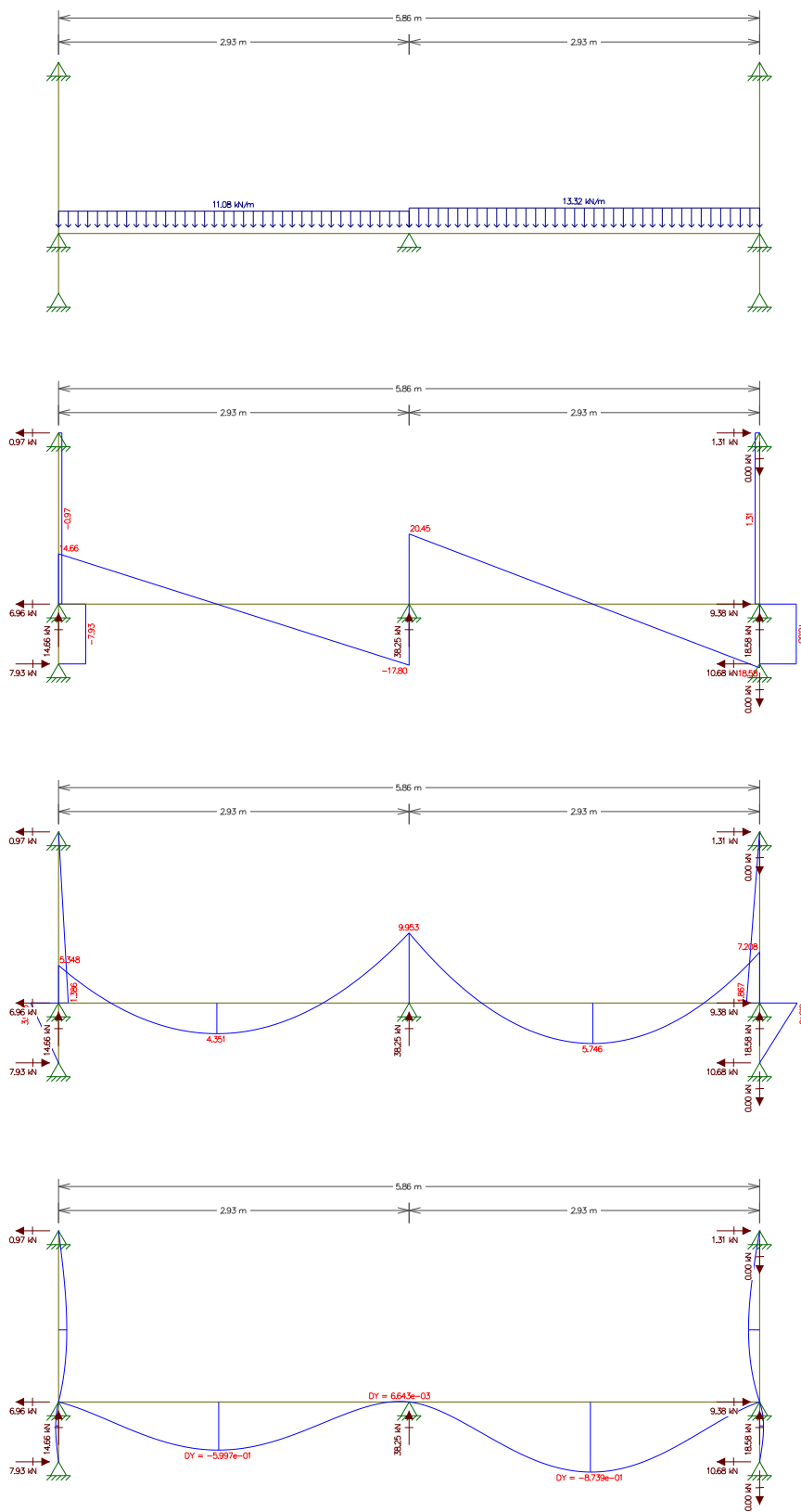
Fonte – Autor.

Figura 102 – Diagramas de esforços e deformações da viga V4 no ELU.



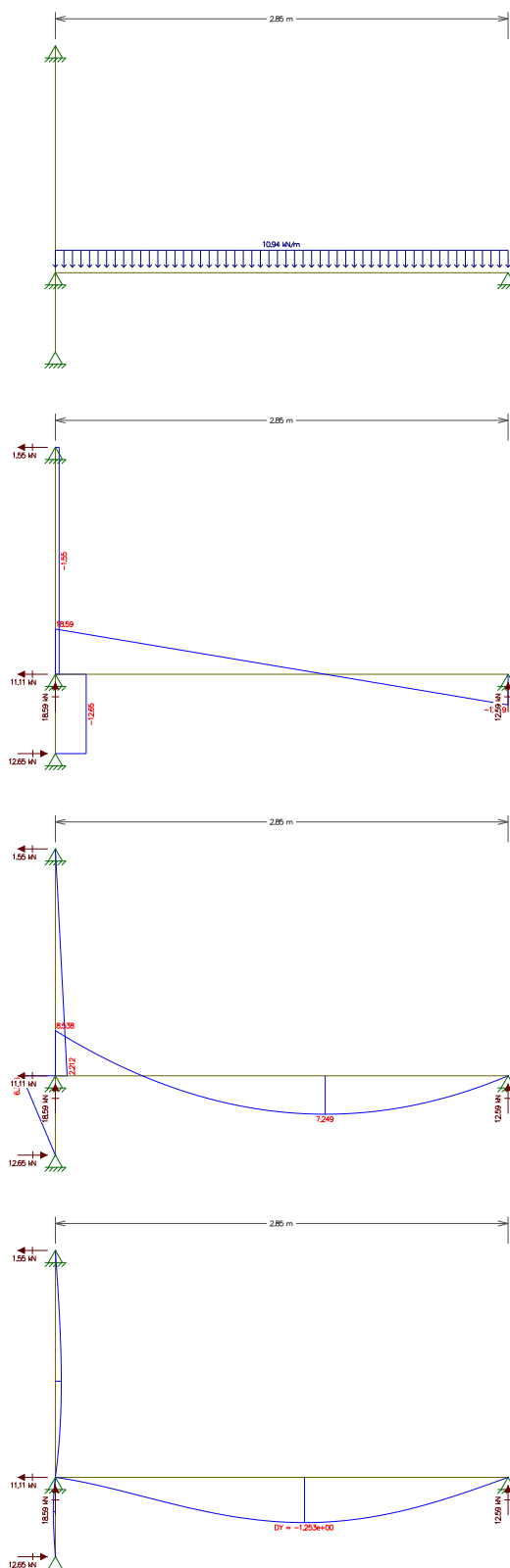
Fonte – Autor.

Figura 103 – Diagramas de esforços e deformações da viga V5 no ELU.



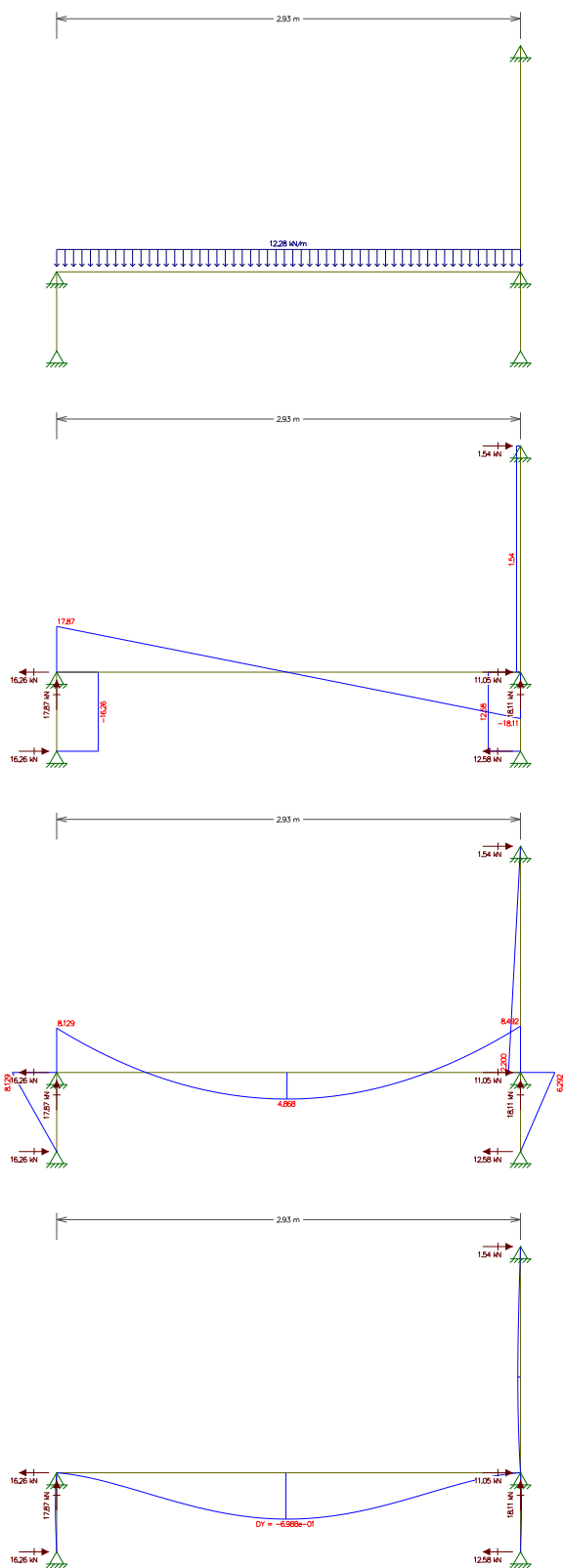
Fonte – Autor.

Figura 104 – Diagramas de esforços e deformações da viga V6 no ELU.



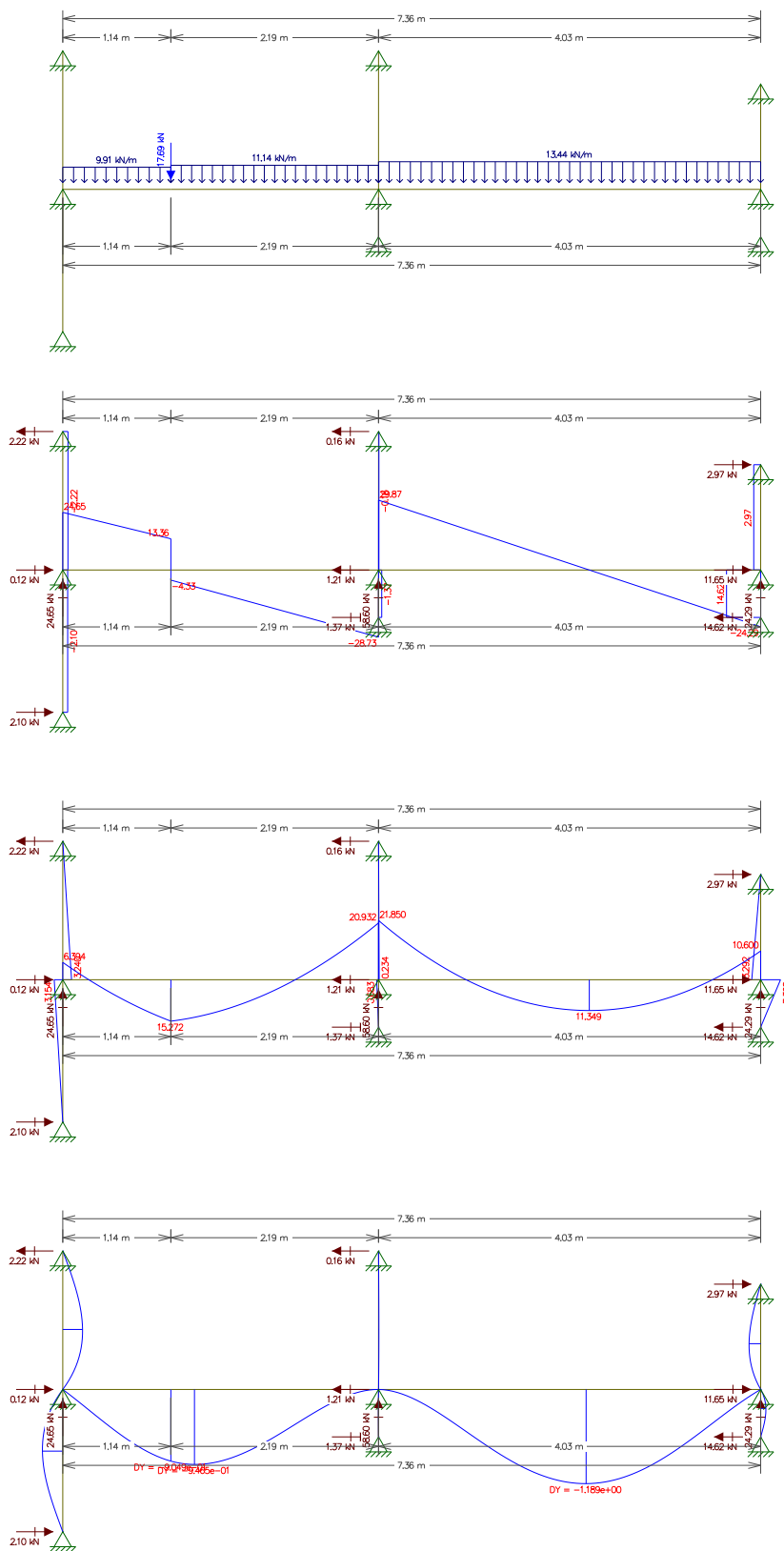
Fonte – Autor.

Figura 105 – Diagramas de esforços e deformações da viga V7 no ELU.



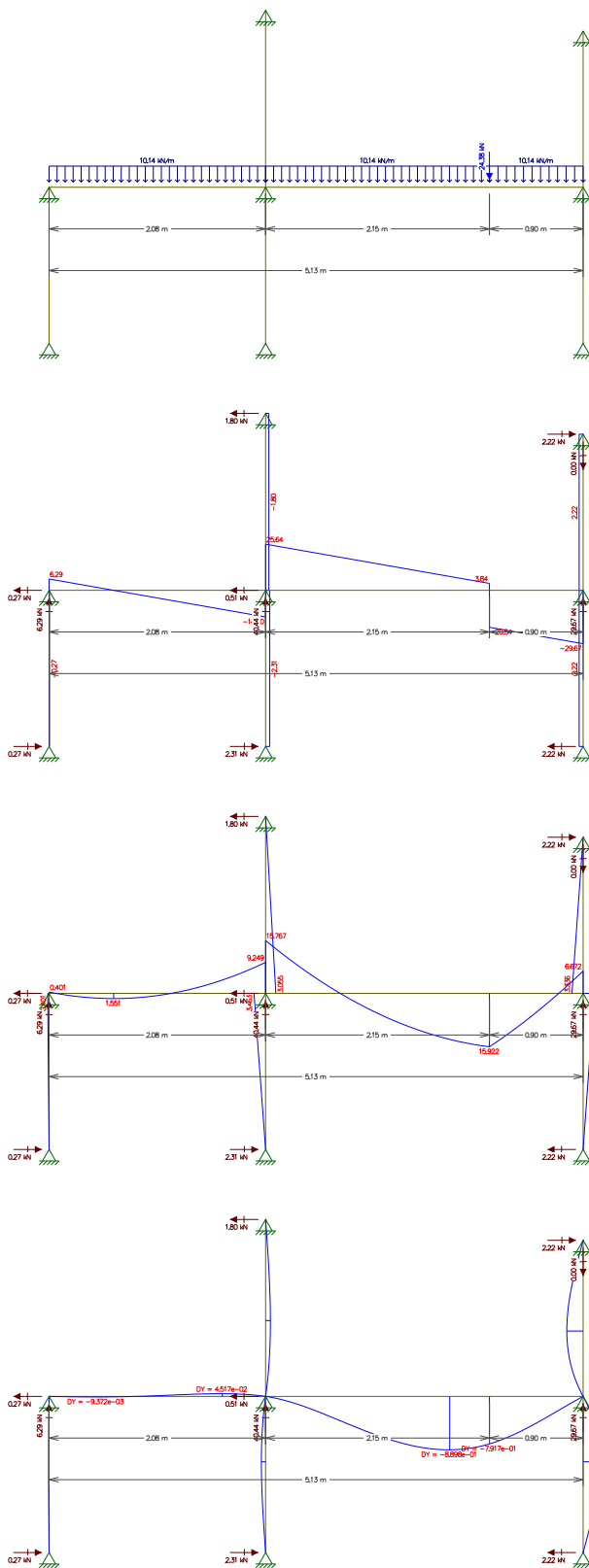
Fonte – Autor.

Figura 106 – Diagramas de esforços e deformações da viga V8 no ELU.



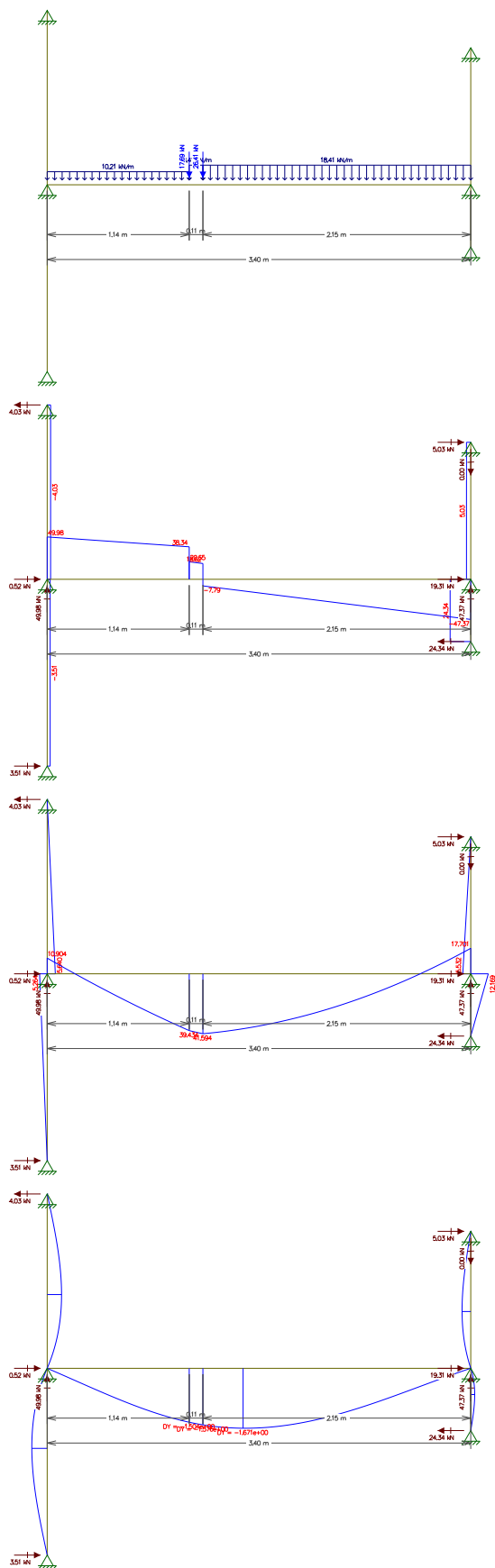
Fonte – Autor.

Figura 107 – Diagramas de esforços e deformações da viga V9 no ELU.



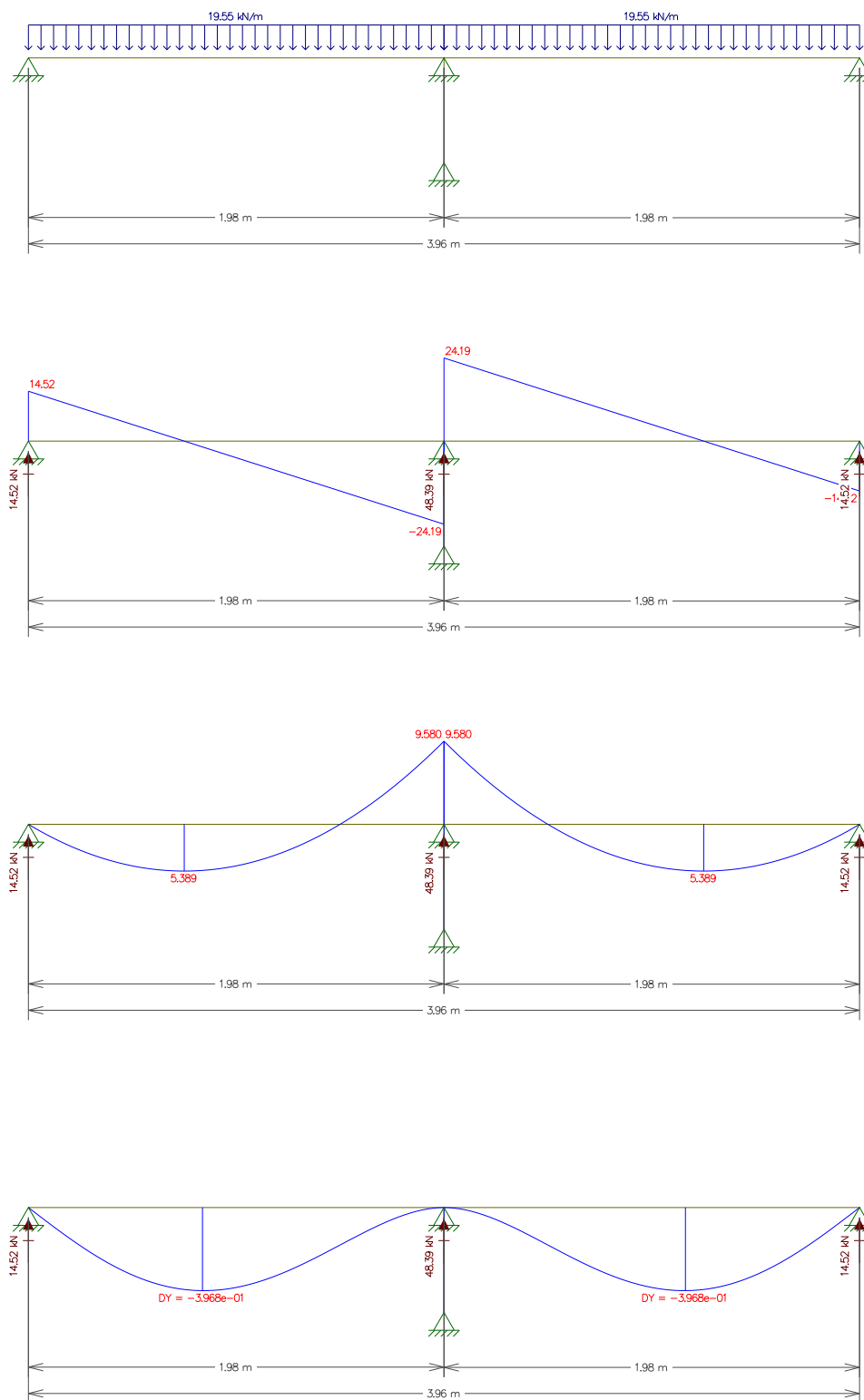
Fonte – Autor.

Figura 108 – Diagramas de esforços e deformações da viga V10 no ELU.



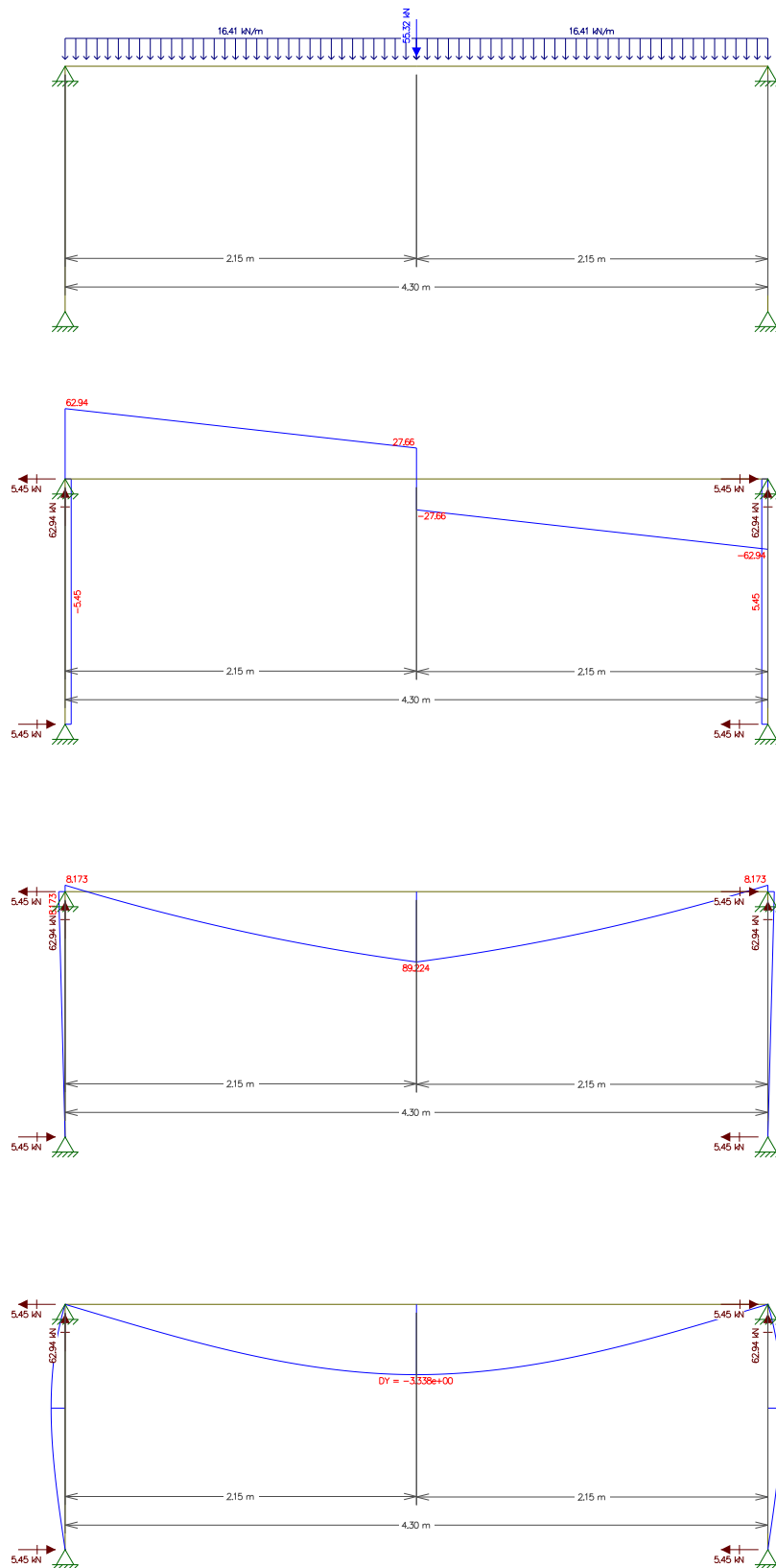
Fonte – Autor.

Figura 109 – Diagramas de esforços e deformações da viga V11 no ELU.



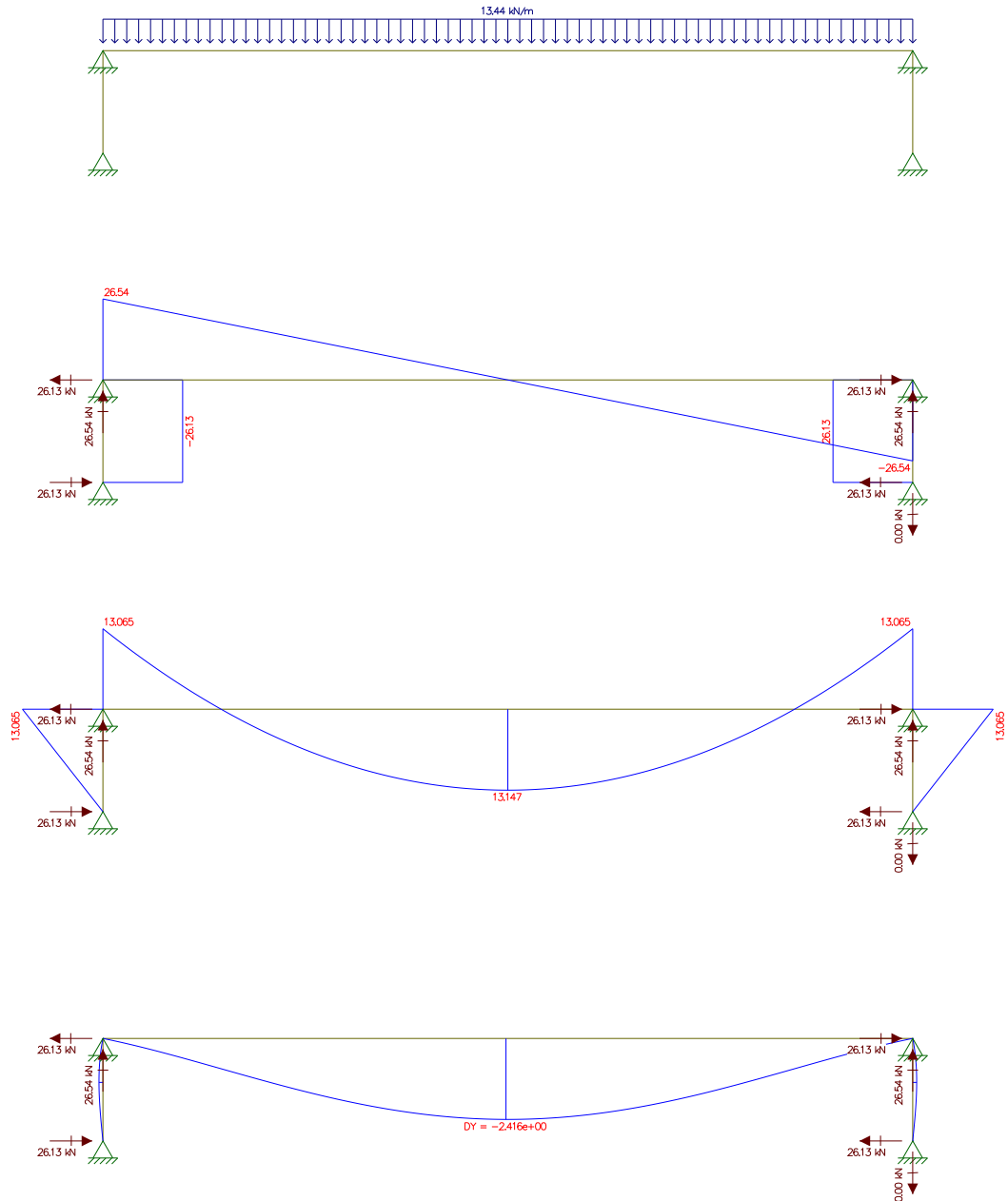
Fonte – Autor.

Figura 110 – Diagramas de esforços e deformações da viga V12 no ELU.



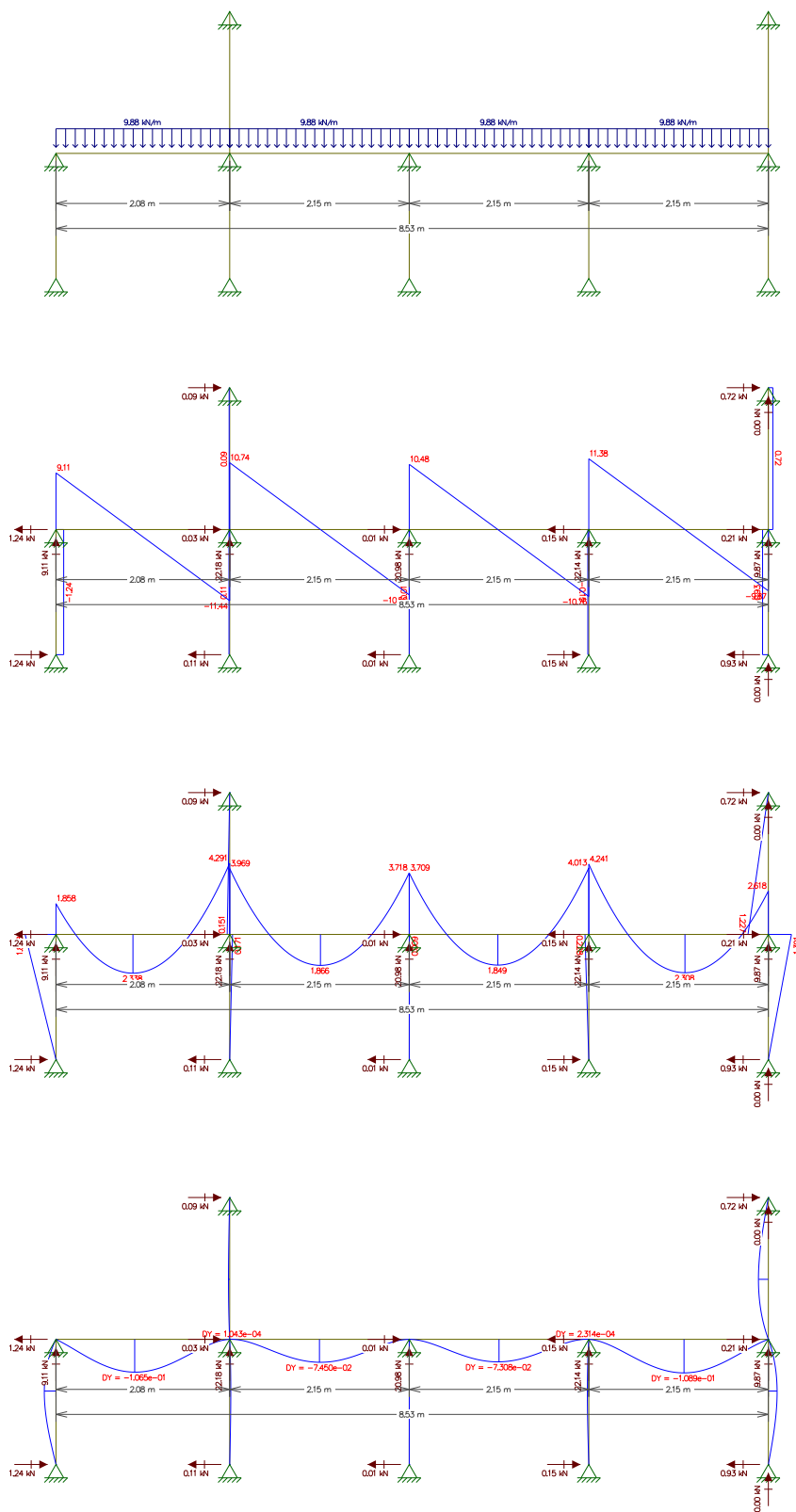
Fonte – Autor.

Figura 111 – Diagramas de esforços e deformações da viga V13 no ELU.



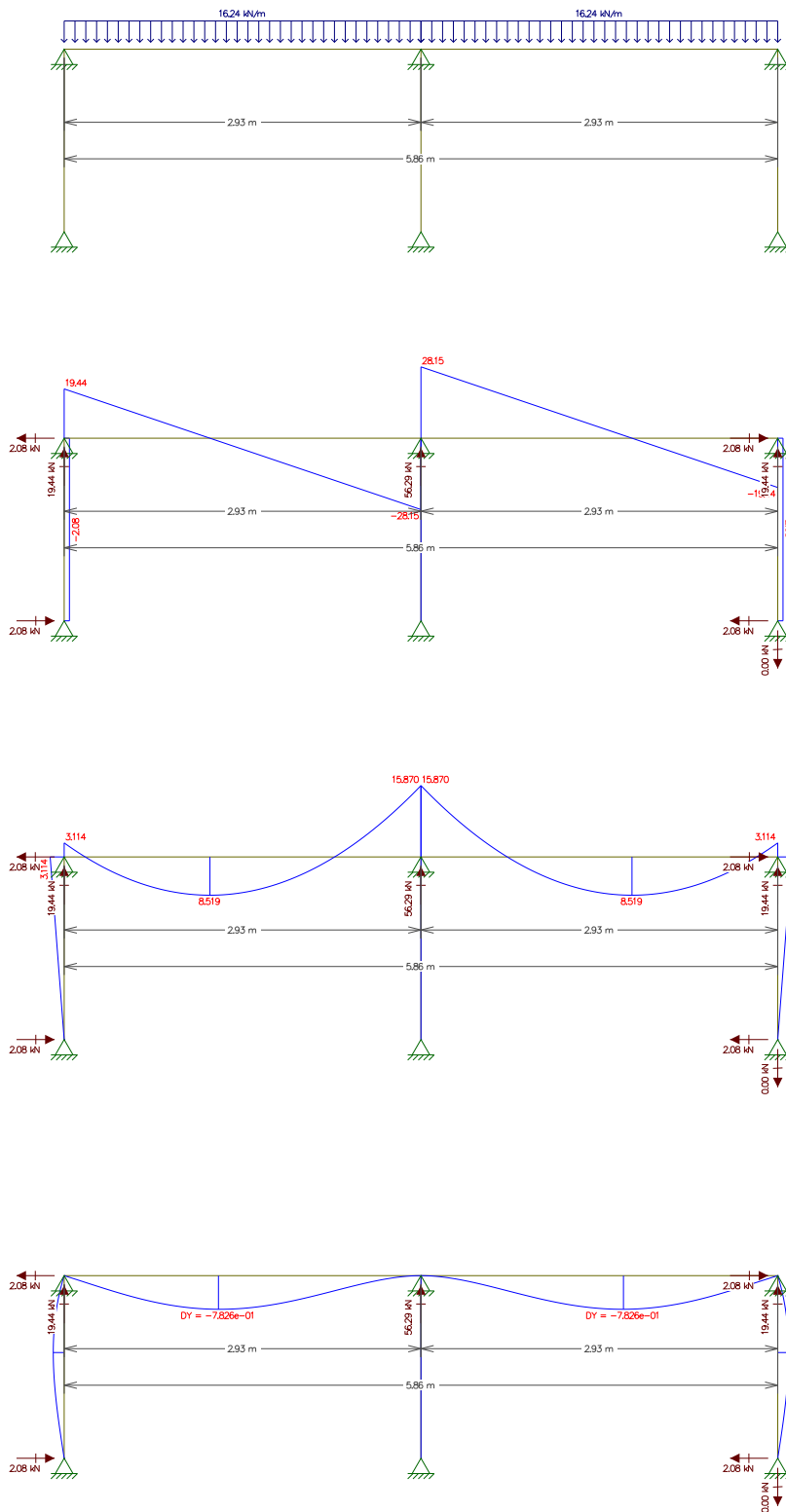
Fonte – Autor.

Figura 112 – Diagramas de esforços e deformações da viga V14 no ELU.



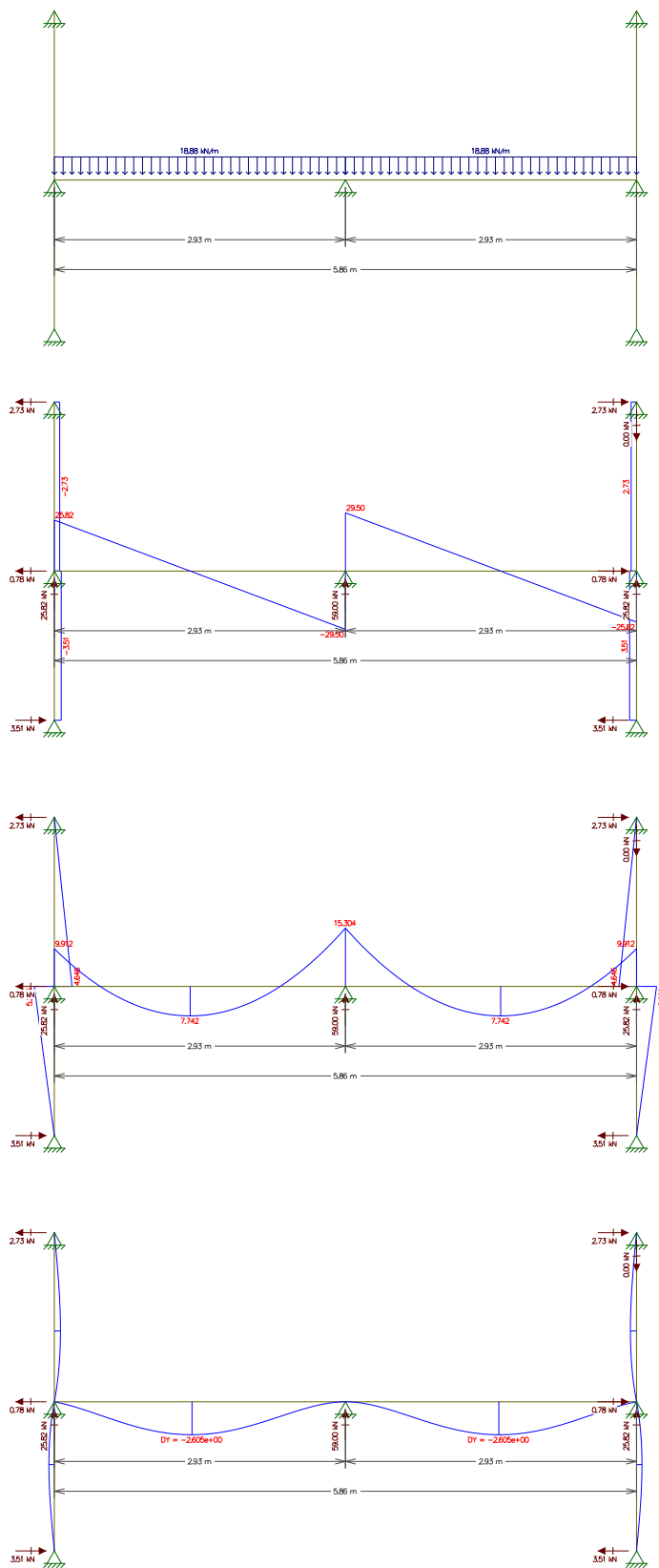
Fonte – Autor.

Figura 113 – Diagramas de esforços e deformações da viga V15 no ELU.



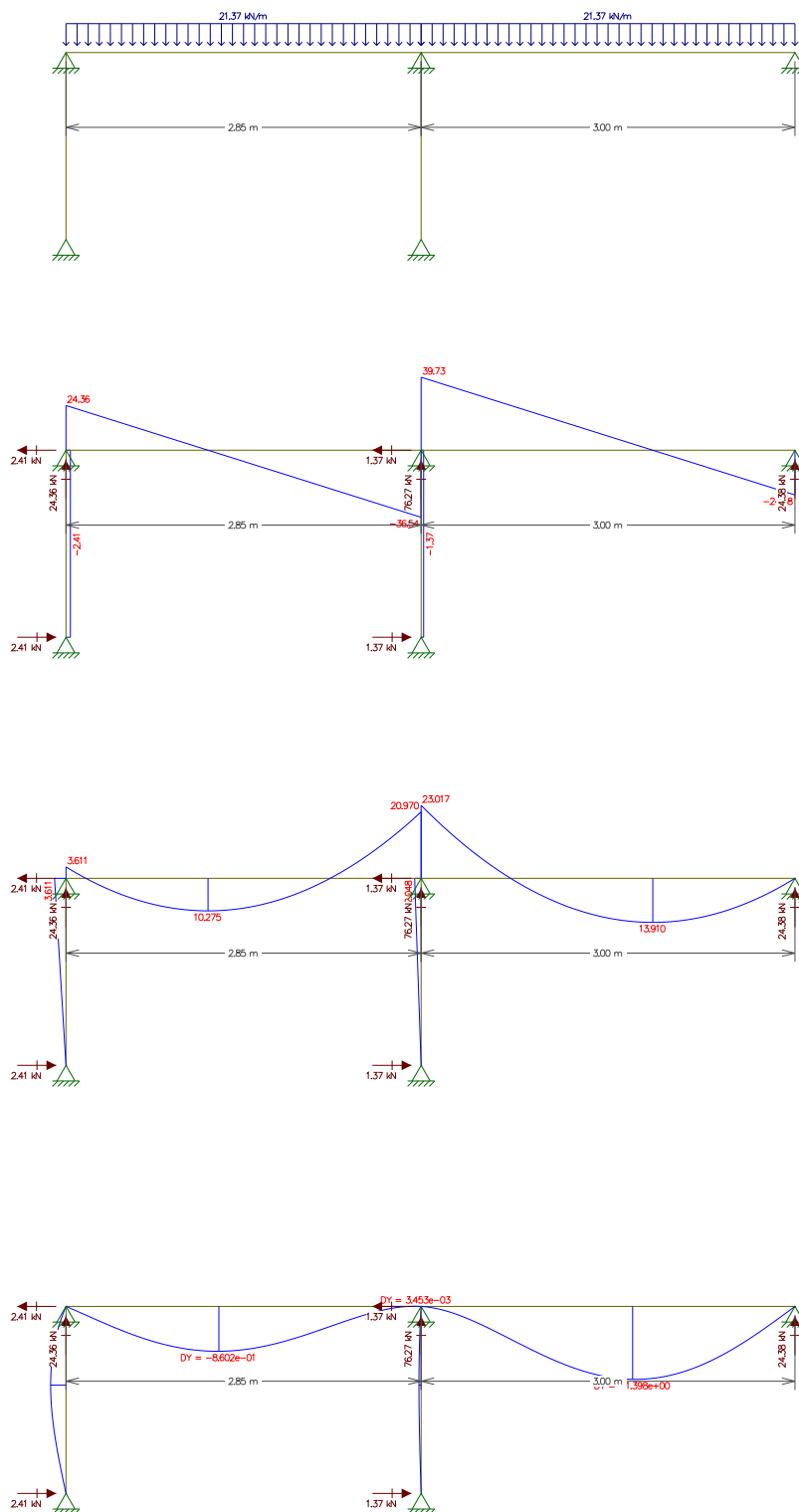
Fonte – Autor.

Figura 114 – Diagramas de esforços e deformações da viga V16 no ELU.



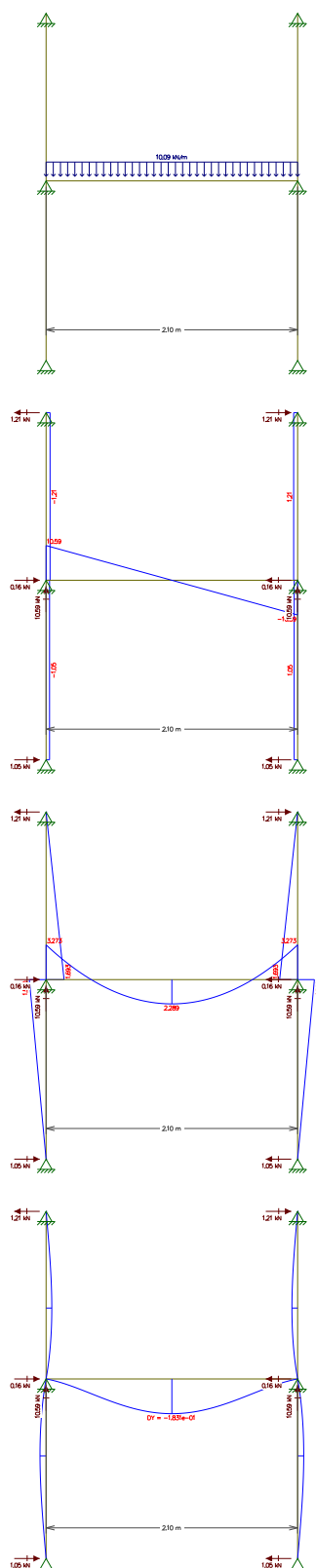
Fonte – Autor.

Figura 115 – Diagramas de esforços e deformações da viga V17 no ELU.



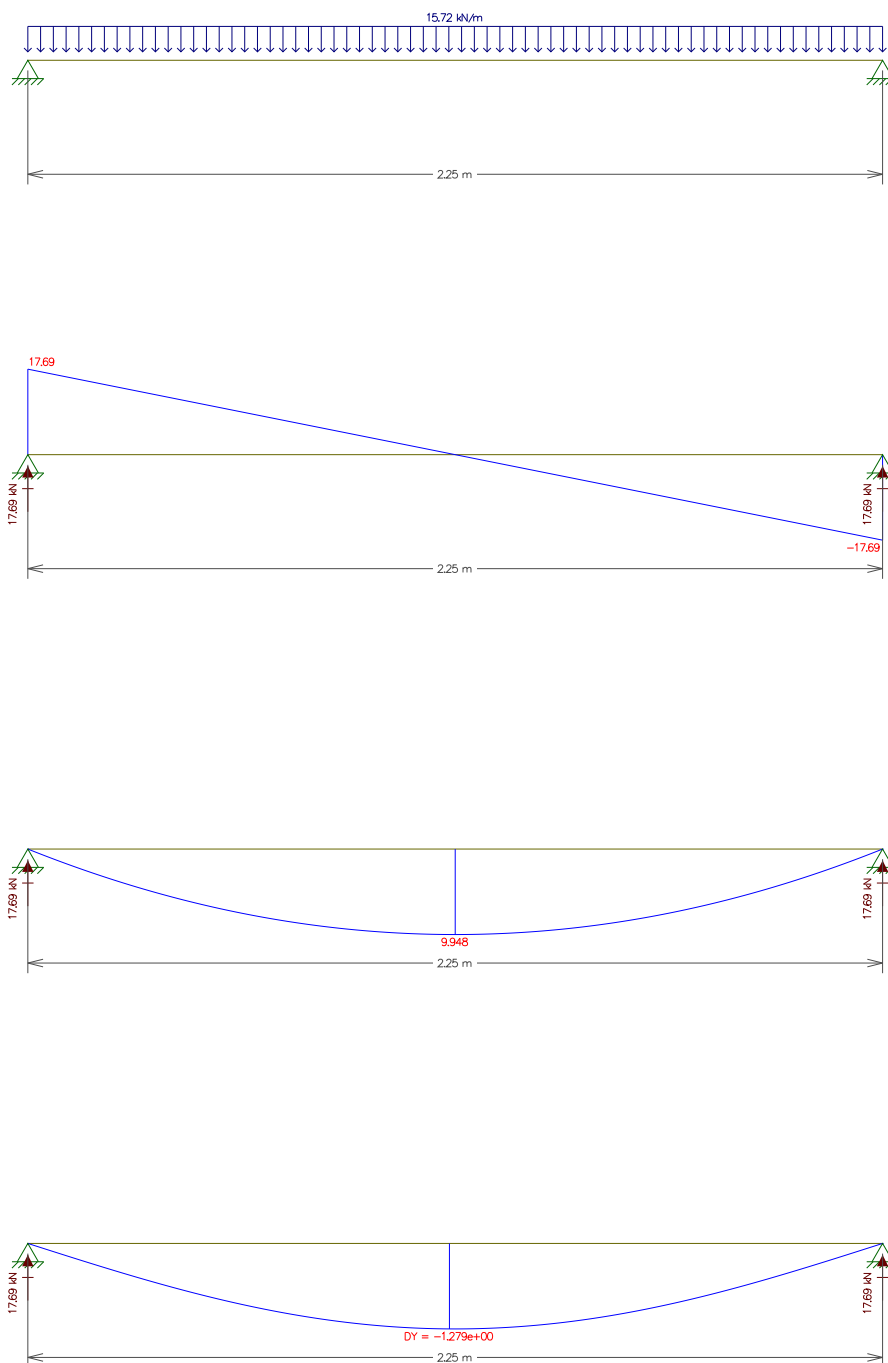
Fonte – Autor.

Figura 116 – Diagramas de esforços e deformações da viga V18 no ELU.



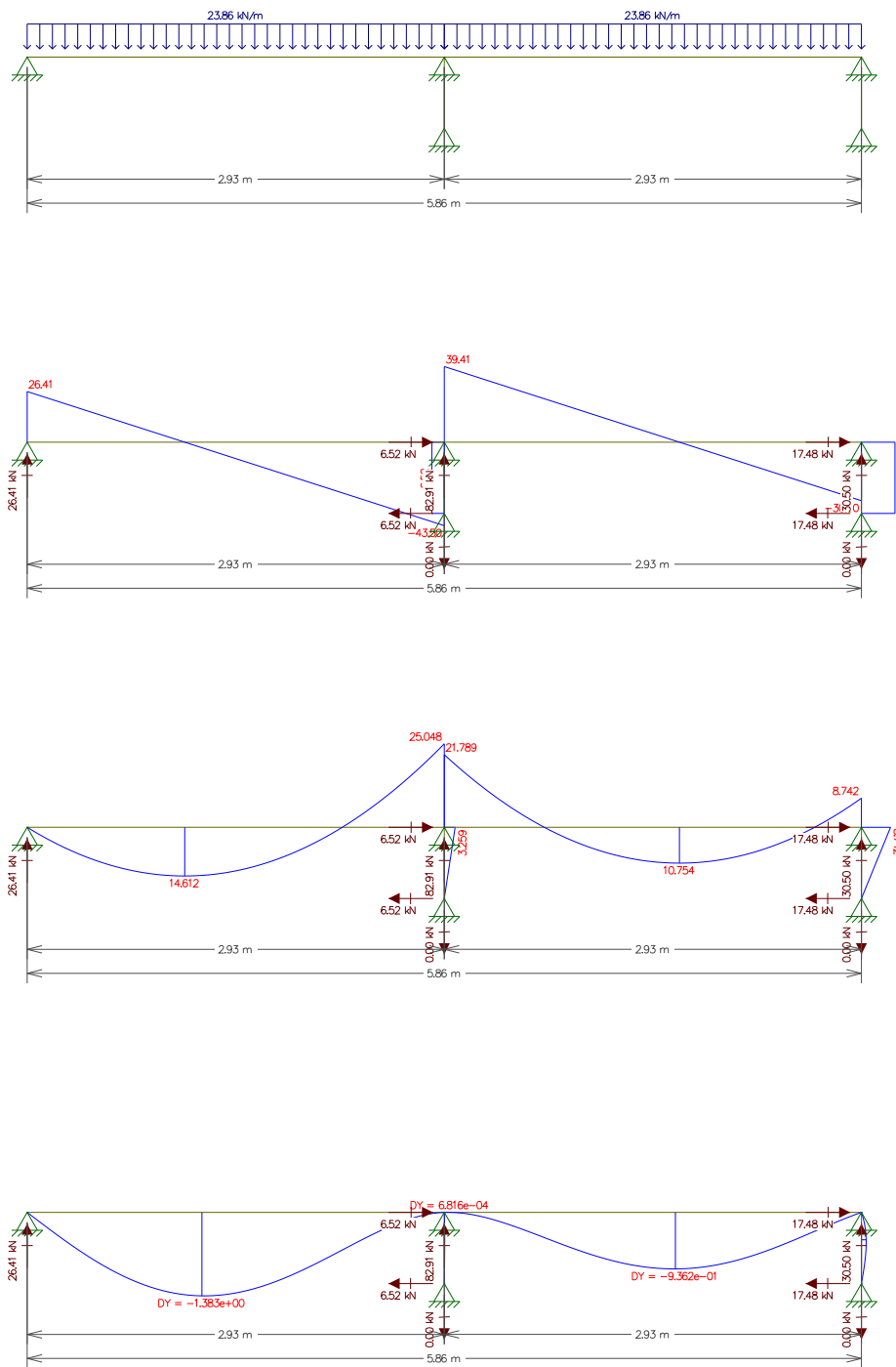
Fonte – Autor.

Figura 117 – Diagramas de esforços e deformações da viga V19 no ELU.



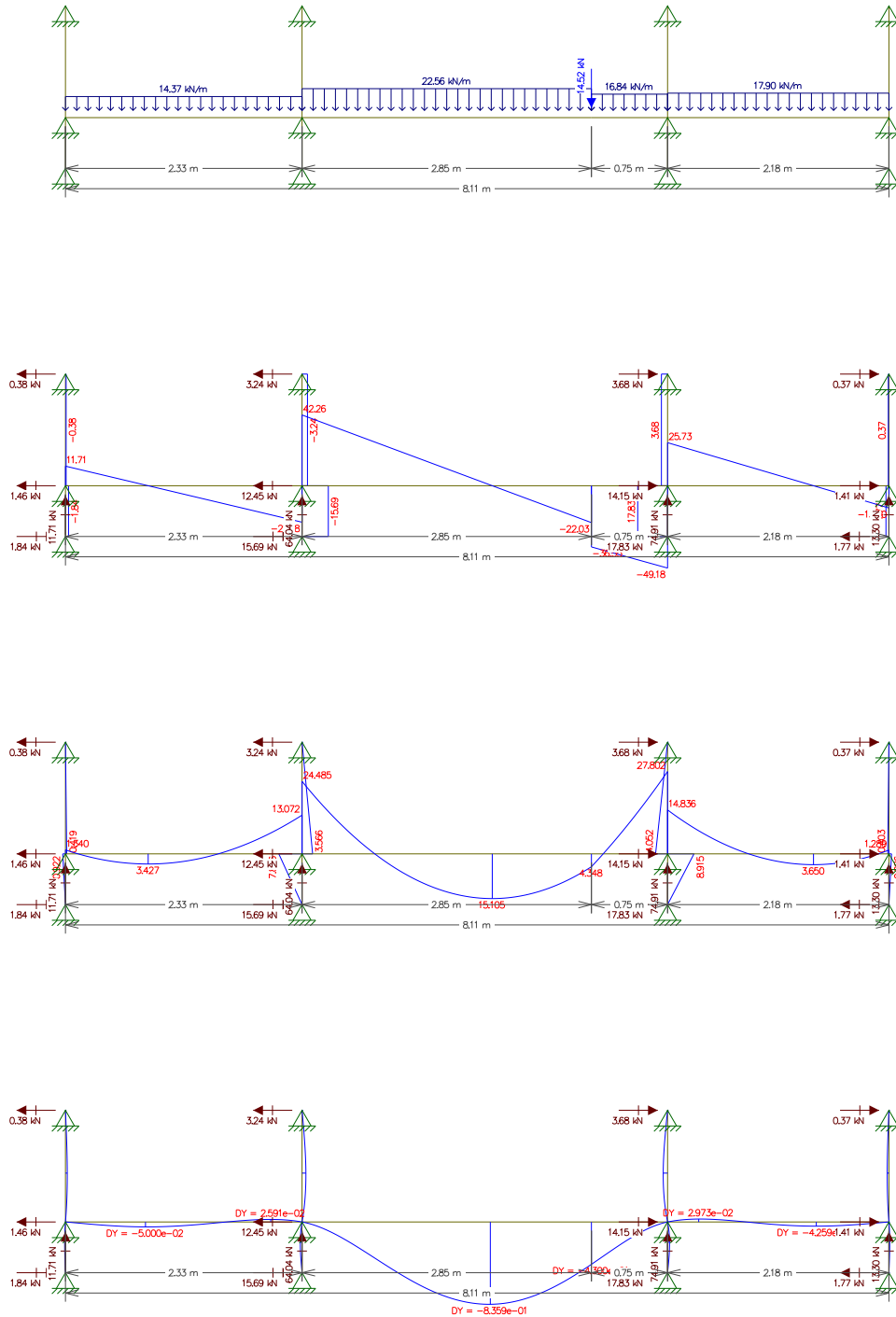
Fonte – Autor.

Figura 118 – Diagramas de esforços e deformações da viga V20 no ELU.



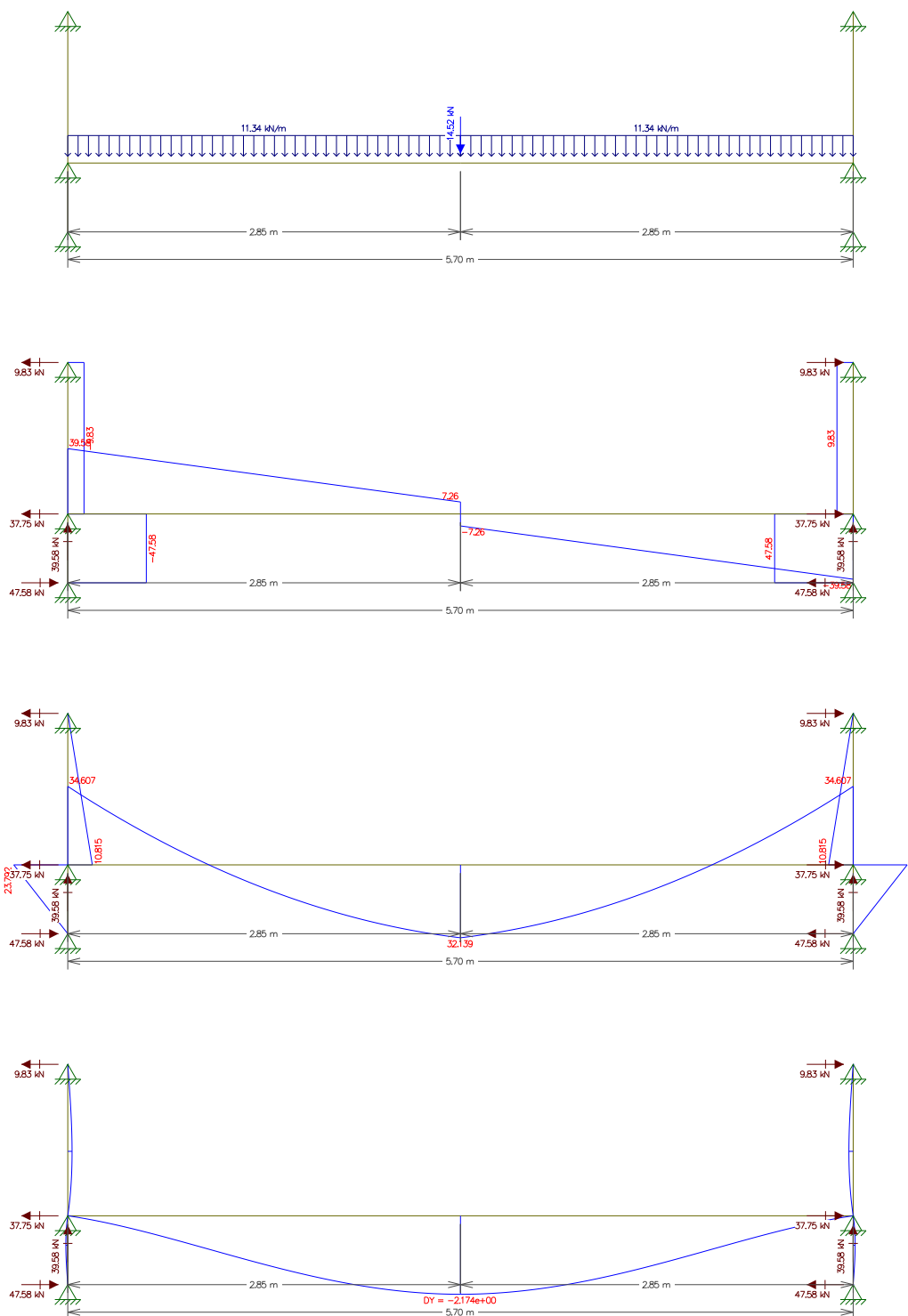
Fonte – Autor.

Figura 119 – Diagramas de esforços e deformações da viga V21 no ELU.



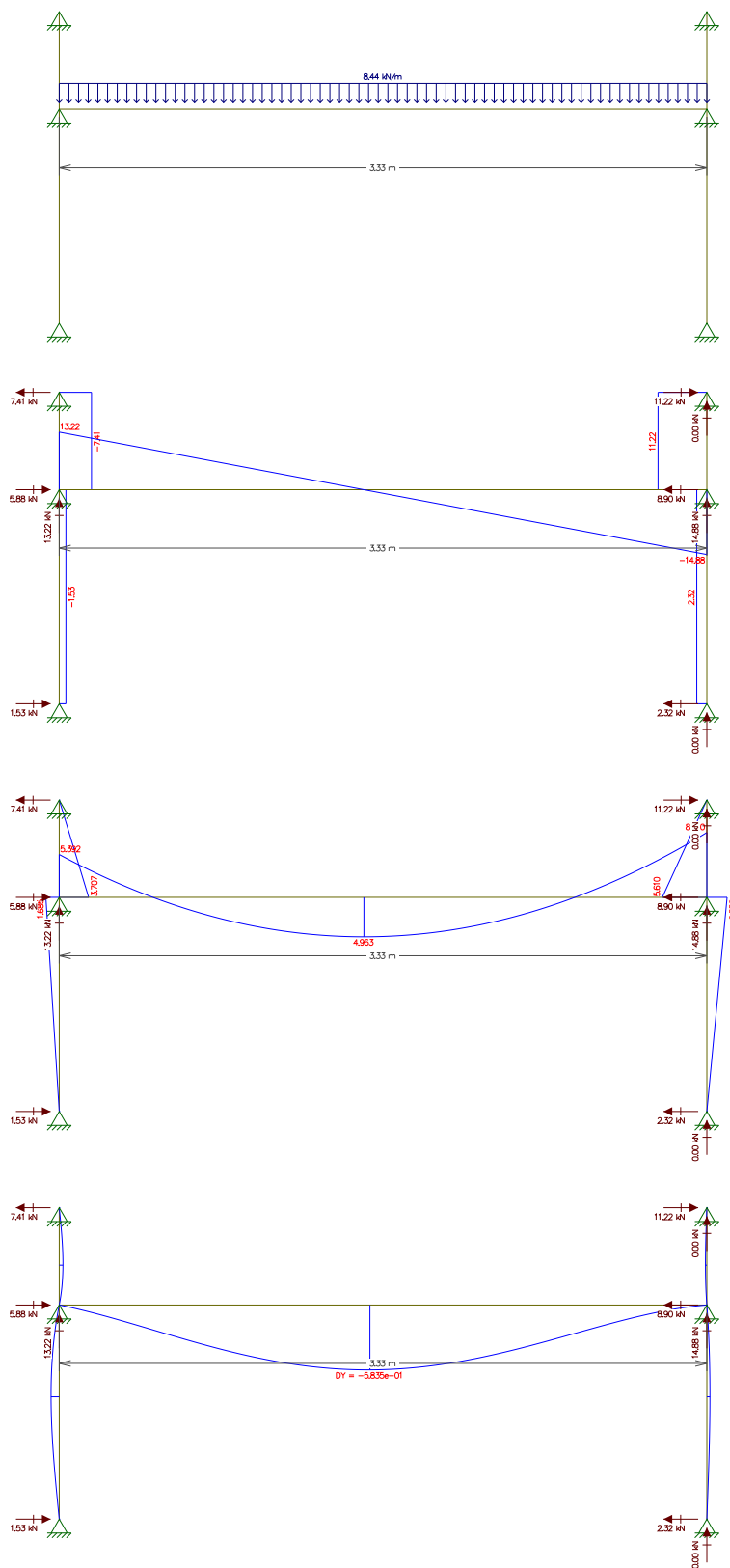
Fonte – Autor.

Figura 120 – Diagramas de esforços e deformações da viga V22 no ELU.



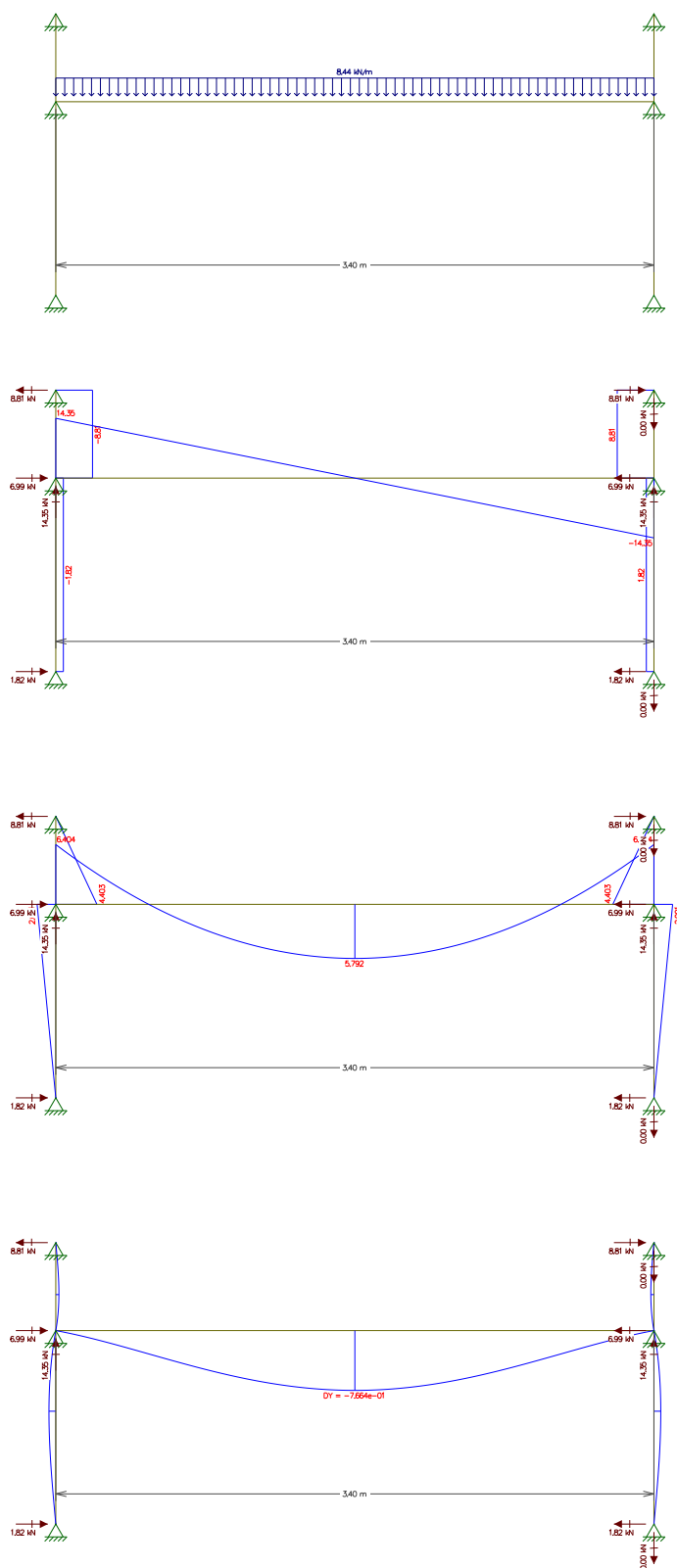
Fonte – Autor.

Figura 121 – Diagramas de esforços e deformações da viga V23 no ELU.



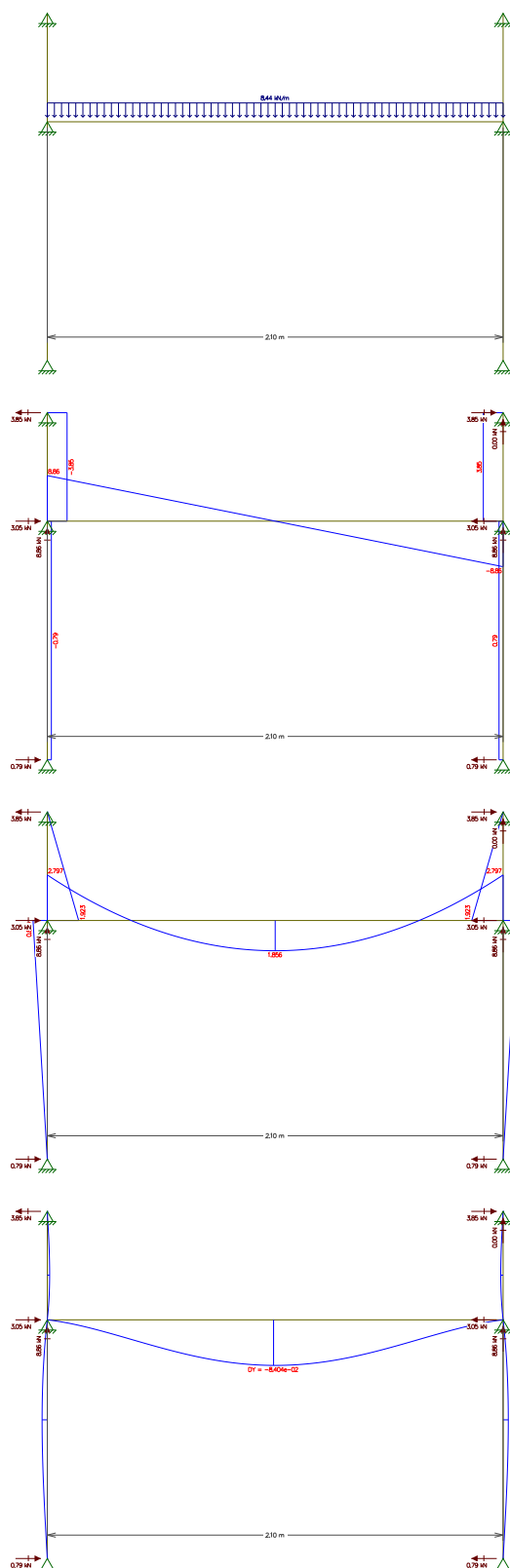
Fonte – Autor.

Figura 122 – Diagramas de esforços e deformações da viga V24 no ELU.



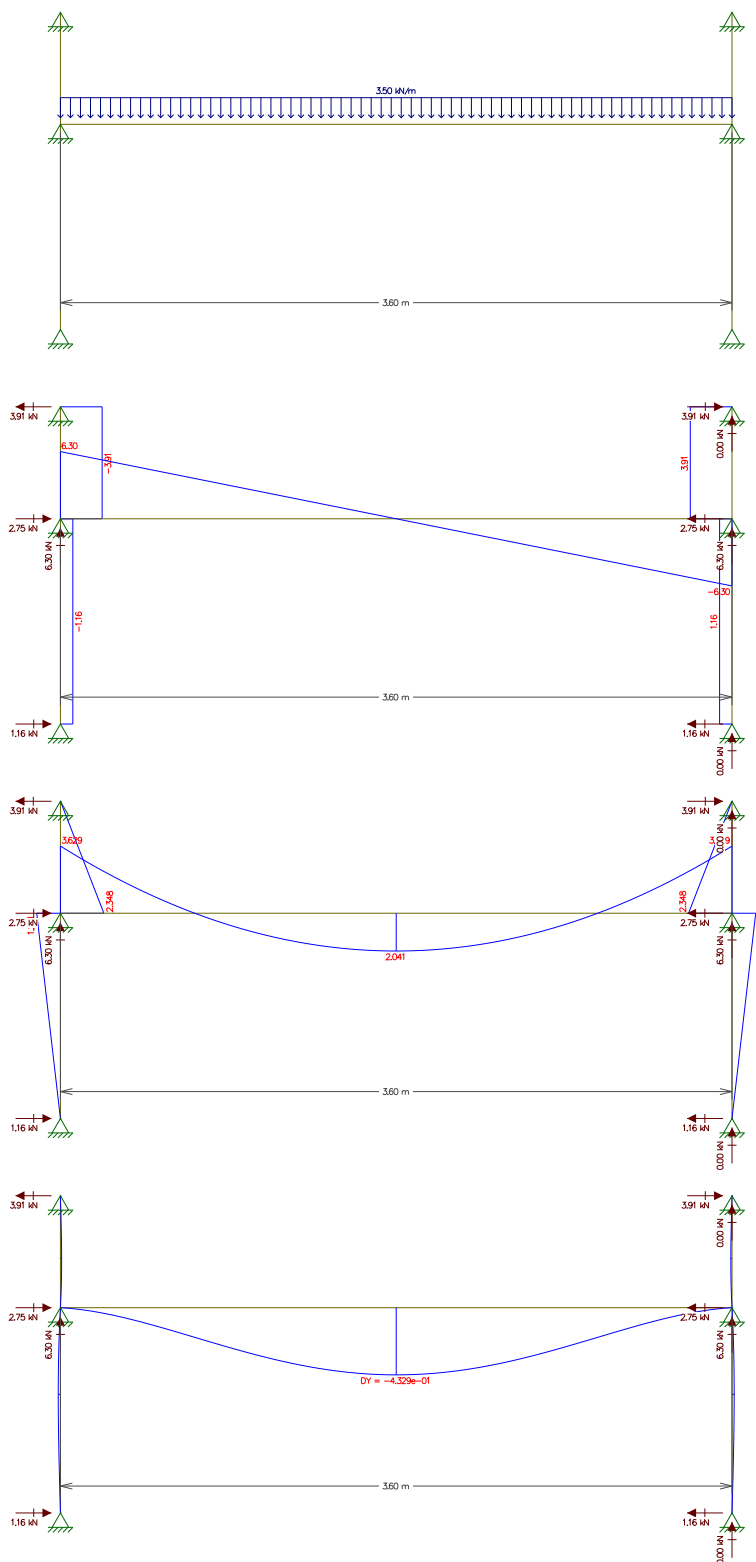
Fonte – Autor.

Figura 123 – Diagramas de esforços e deformações da viga V25 no ELU.



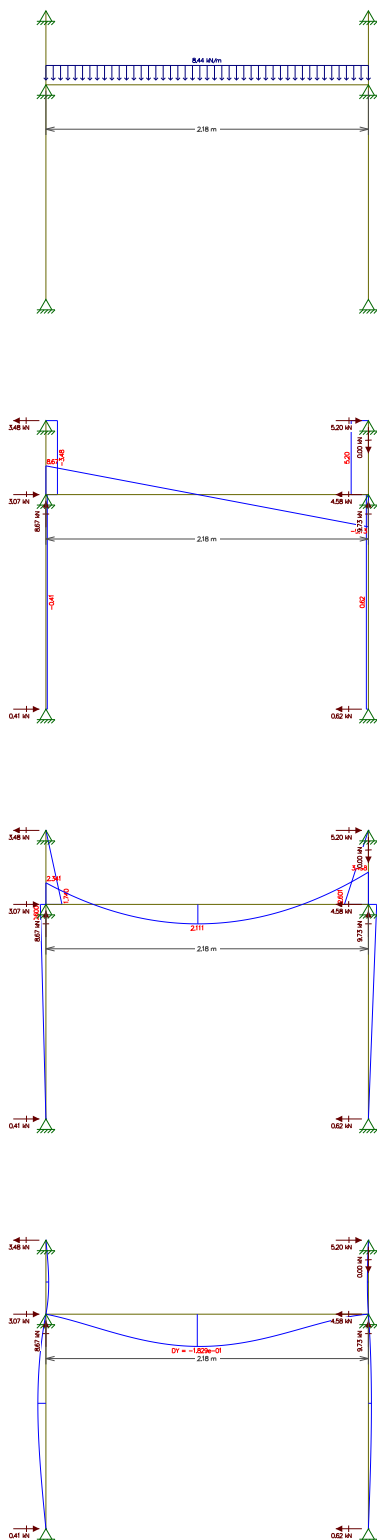
Fonte – Autor.

Figura 124 – Diagramas de esforços e deformações da viga V26 no ELU.



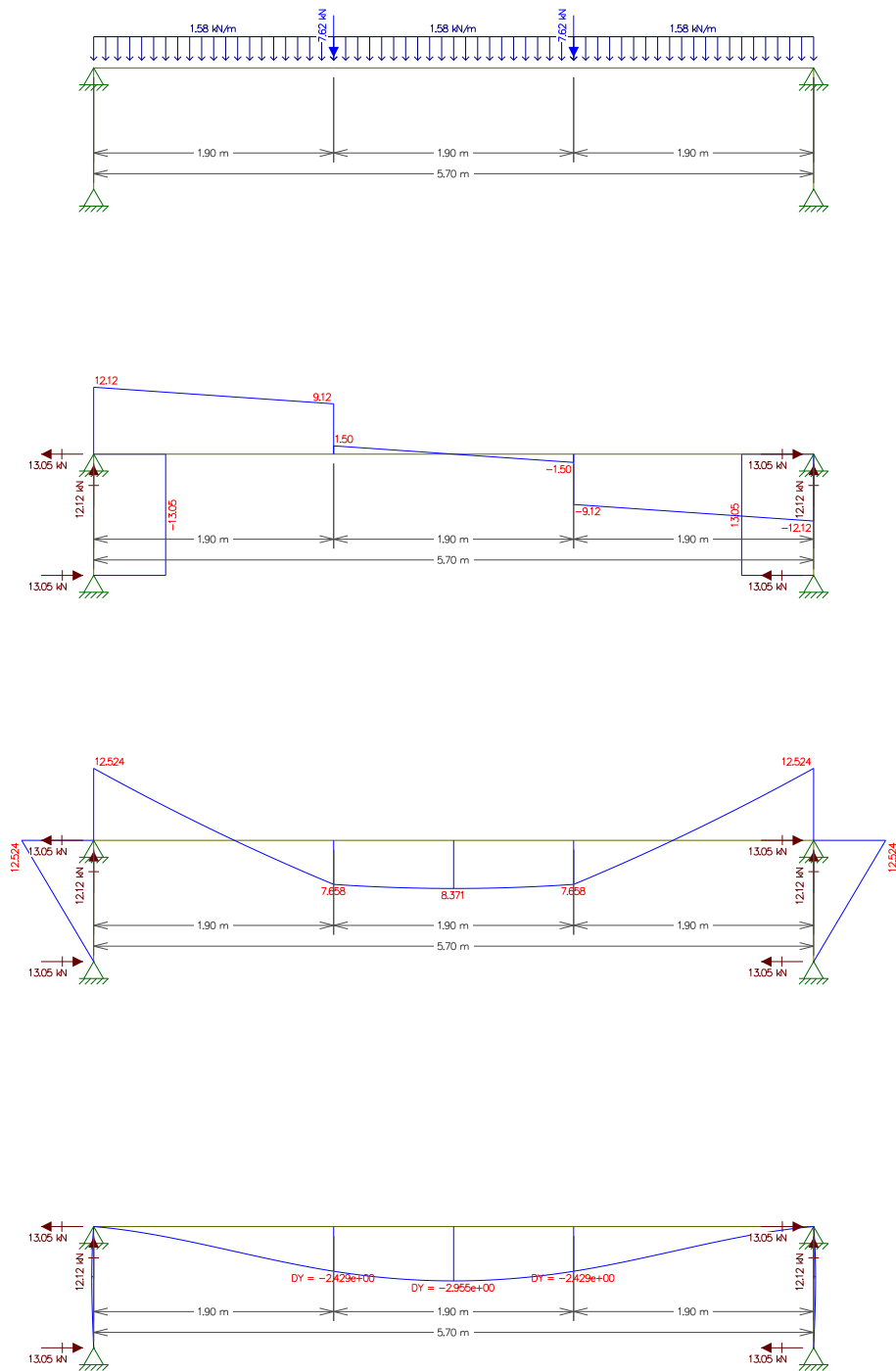
Fonte – Autor.

Figura 125 – Diagramas de esforços e deformações da viga V27 no ELU.



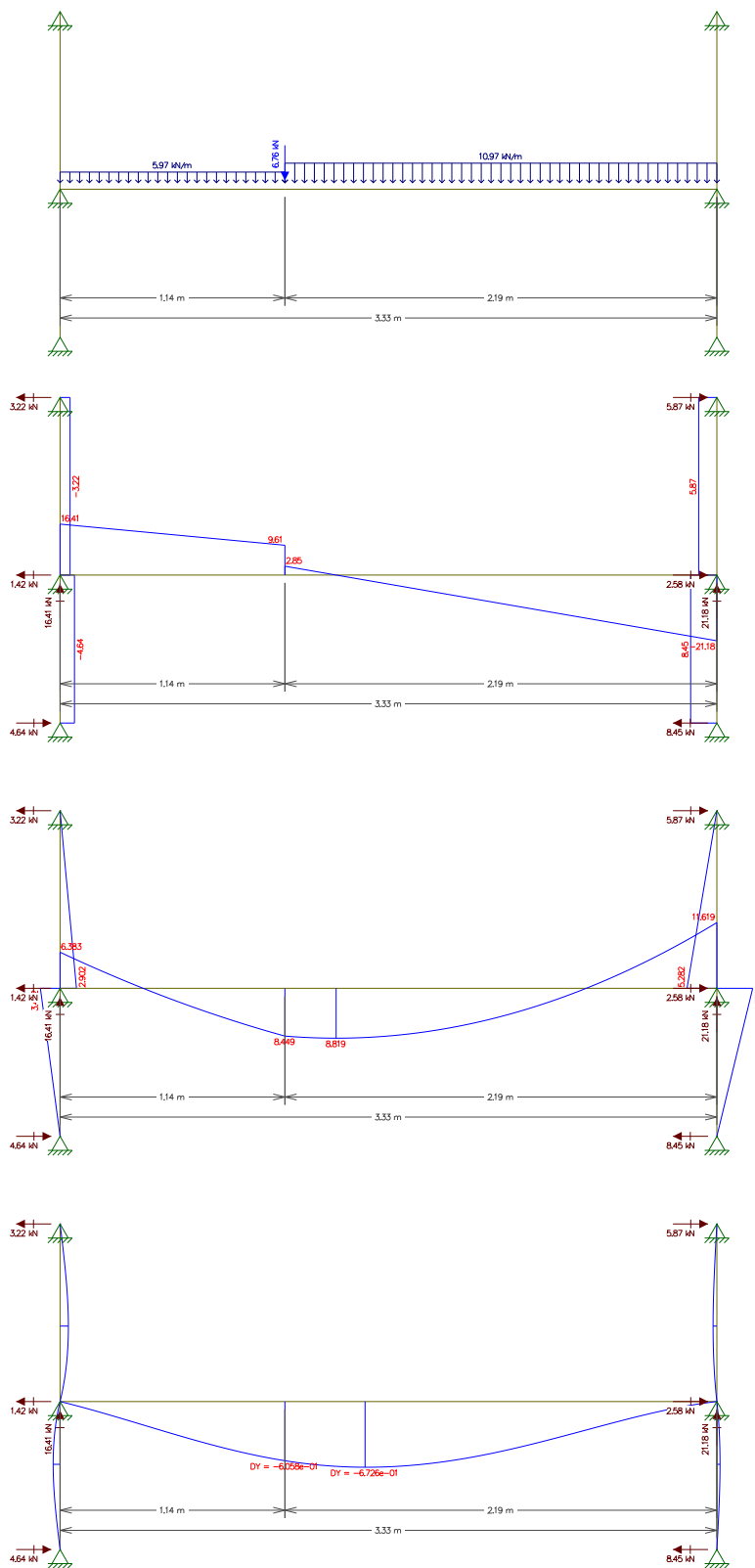
Fonte – Autor.

Figura 126 – Diagramas de esforços e deformações da viga V28 no ELU.



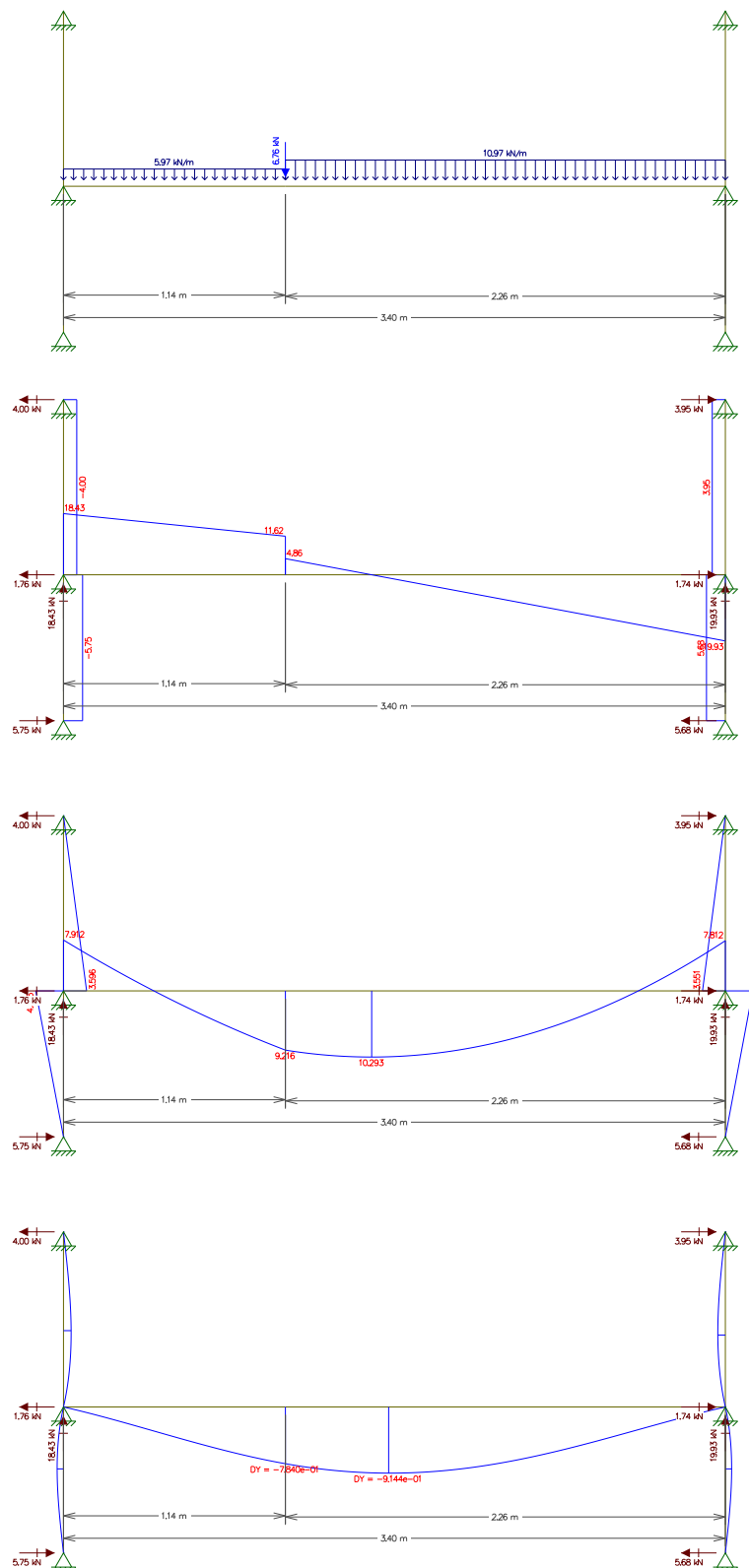
Fonte – Autor.

Figura 127 – Diagramas de esforços e deformações da viga V29 no ELU.



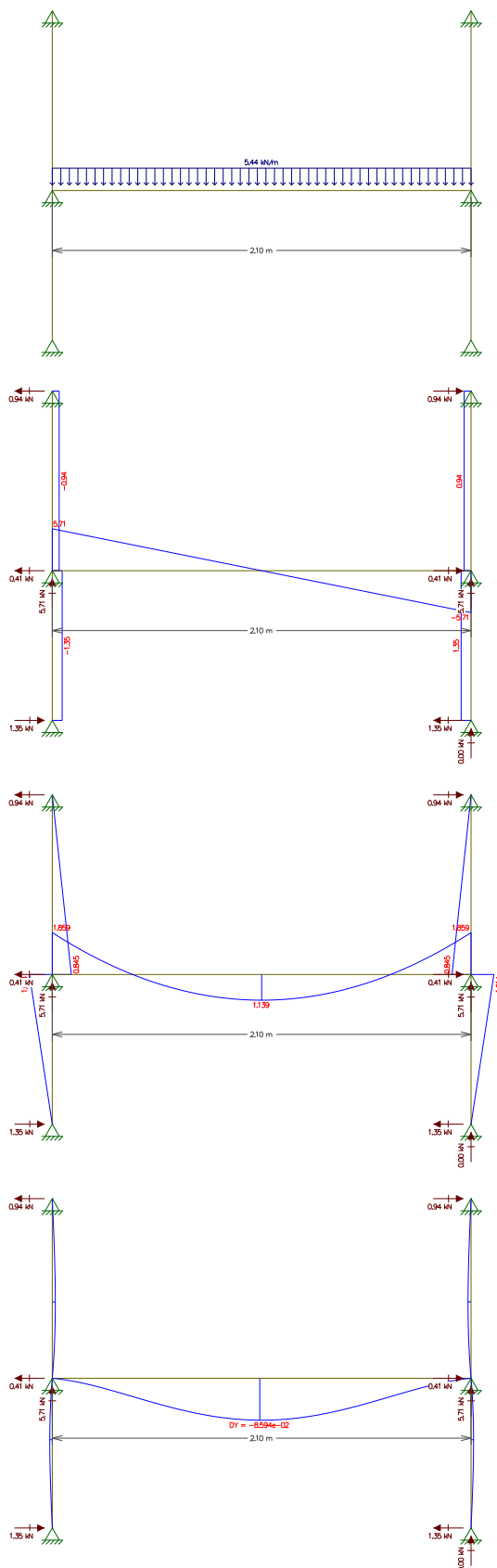
Fonte – Autor.

Figura 128 – Diagramas de esforços e deformações da viga V30 no ELU.



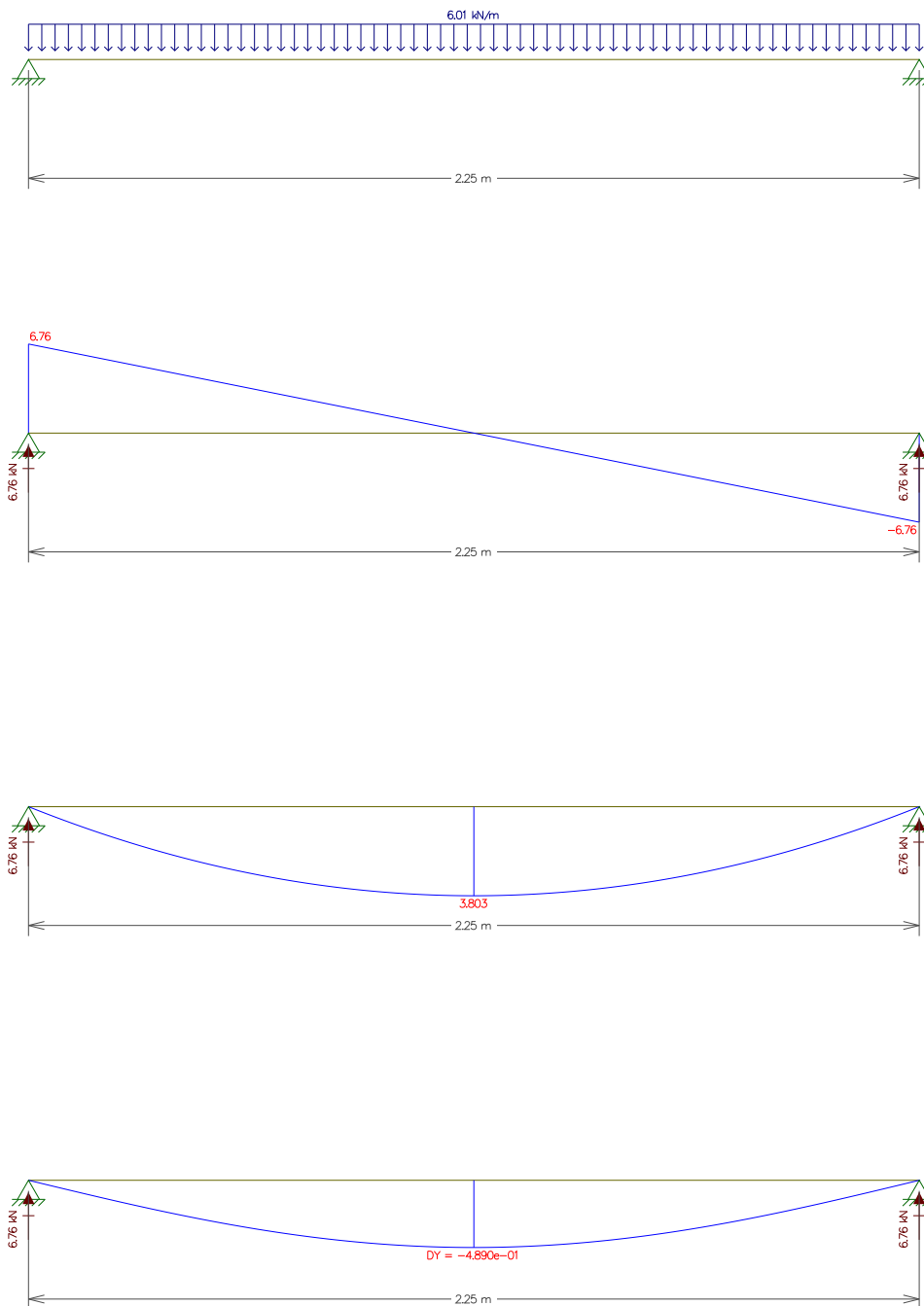
Fonte – Autor.

Figura 129 – Diagramas de esforços e deformações da viga V31 no ELU.



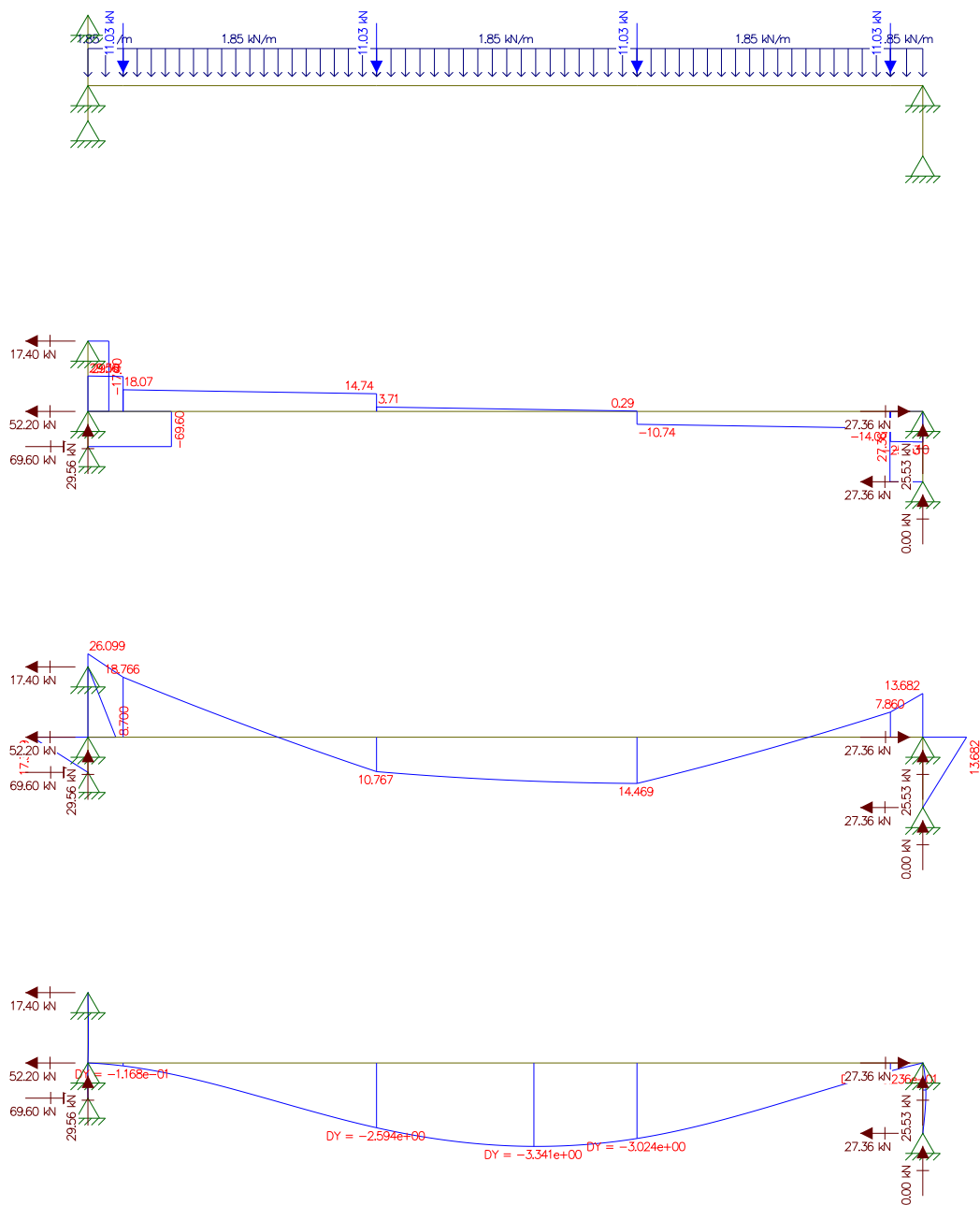
Fonte – Autor.

Figura 130 – Diagramas de esforços e deformações da viga V32 no ELU.



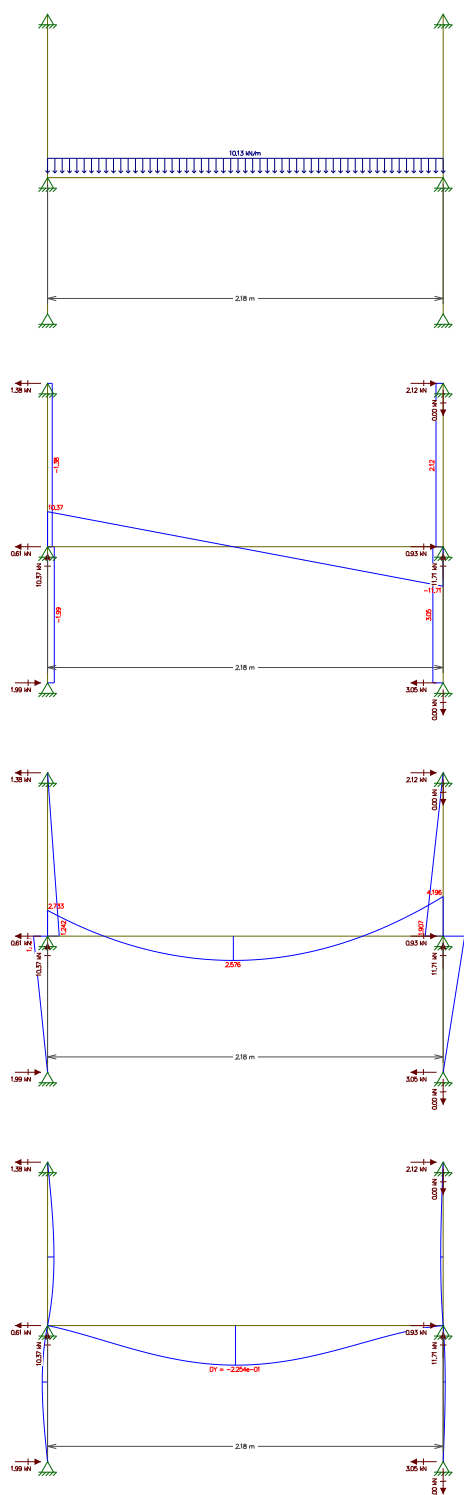
Fonte – Autor.

Figura 131 – Diagramas de esforços e deformações da viga V33 no ELU.



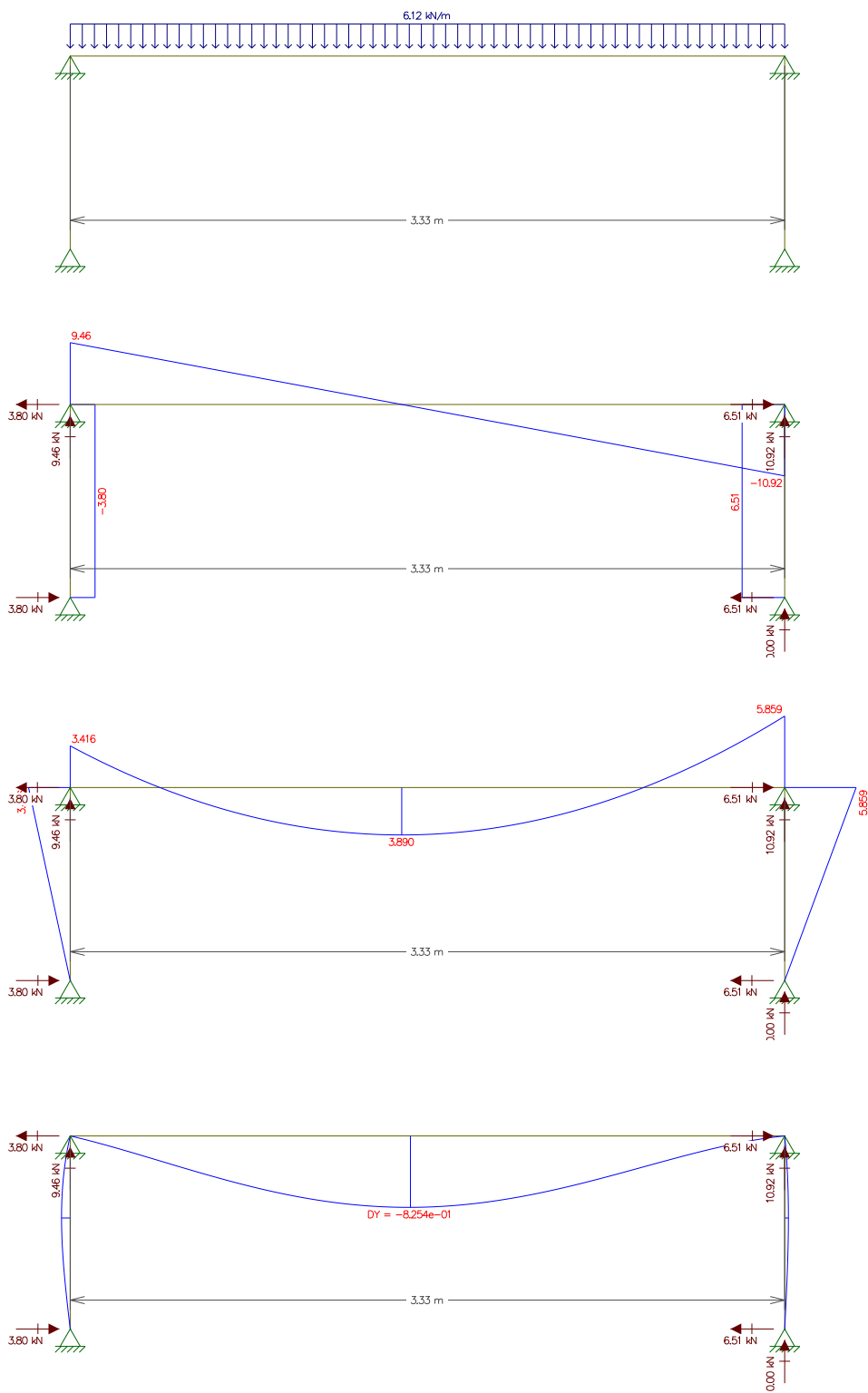
Fonte – Autor.

Figura 132 – Diagramas de esforços e deformações da viga V34 no ELU.



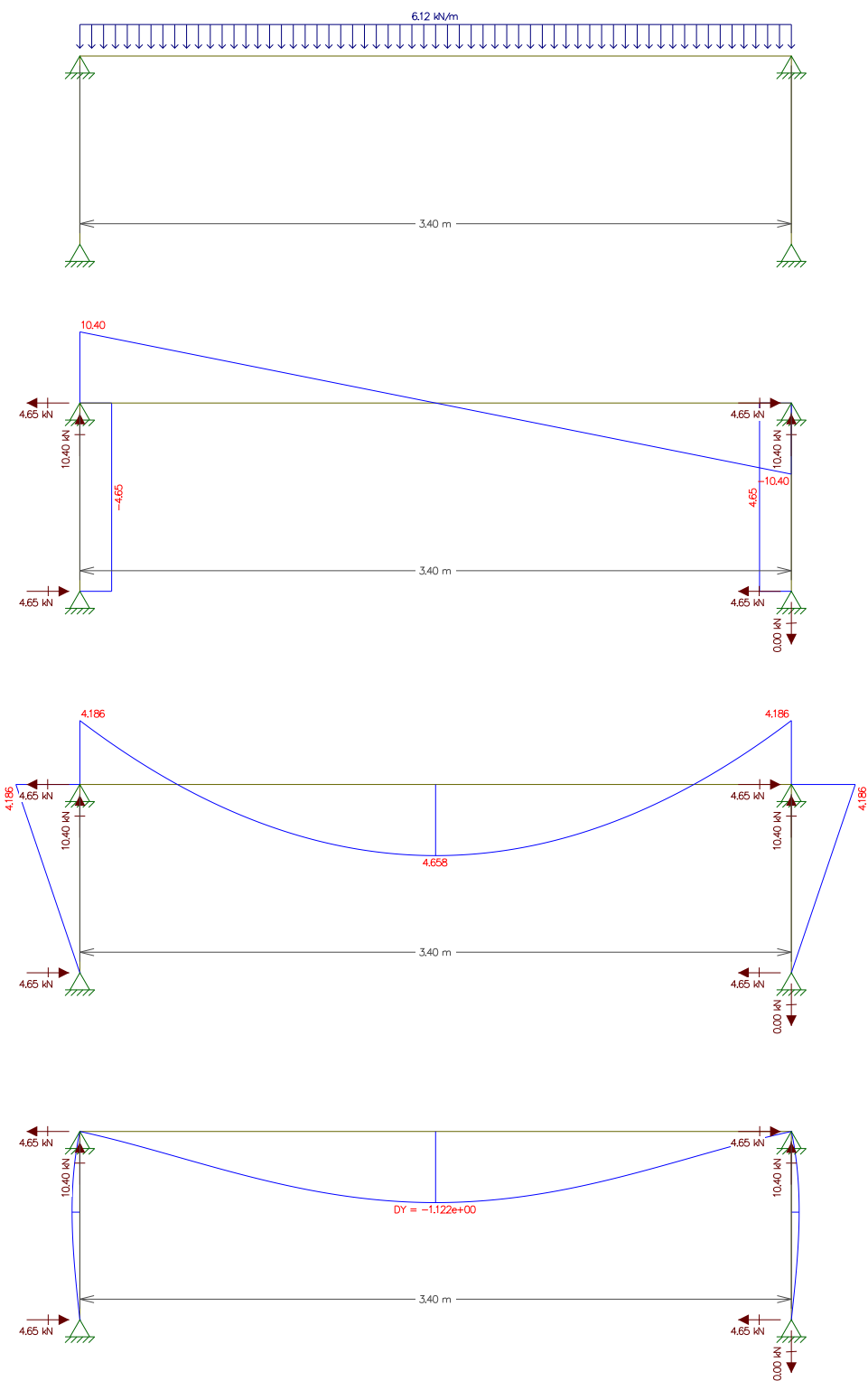
Fonte – Autor.

Figura 133 – Diagramas de esforços e deformações da viga V35 no ELU.



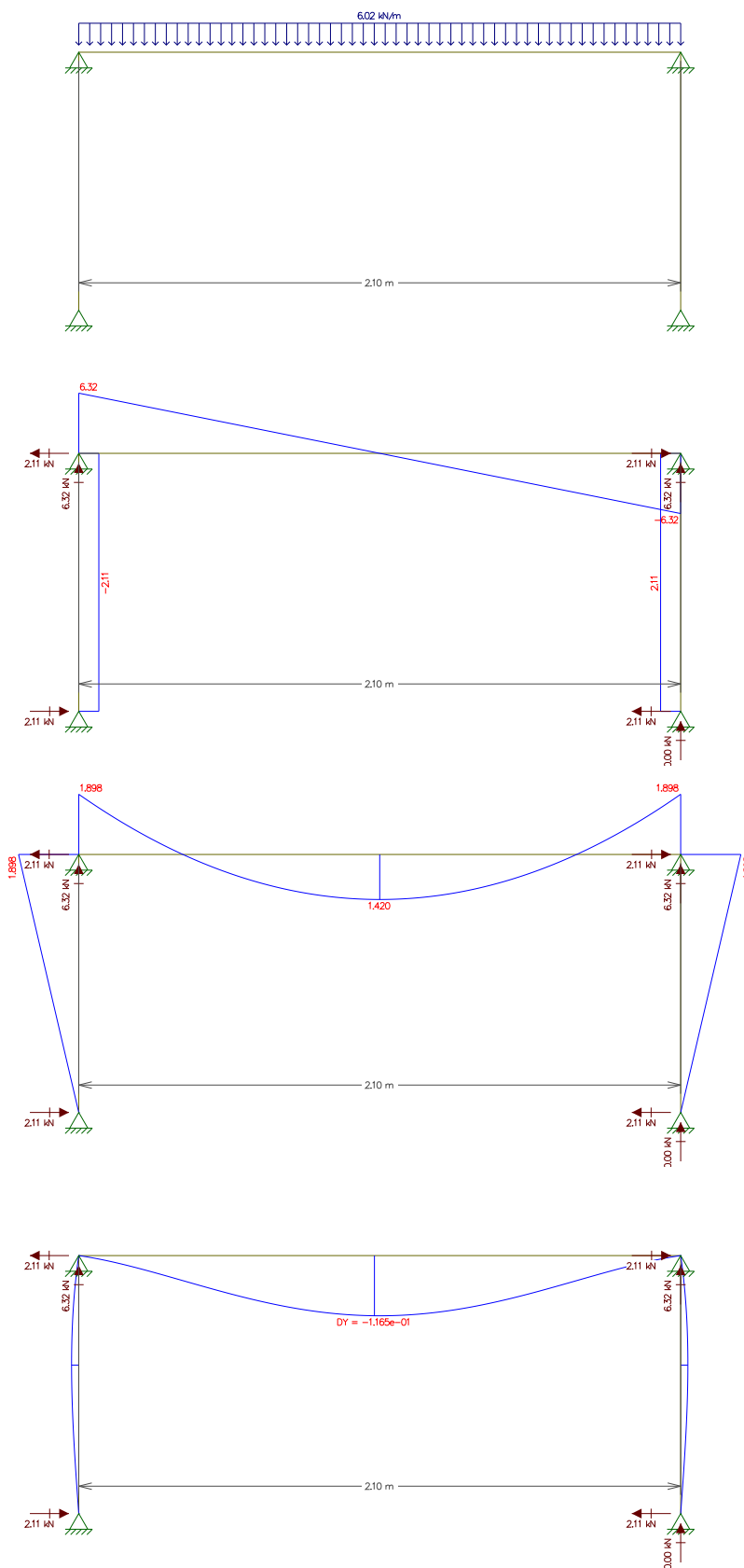
Fonte – Autor.

Figura 134 – Diagramas de esforços e deformações da viga V36 no ELU.



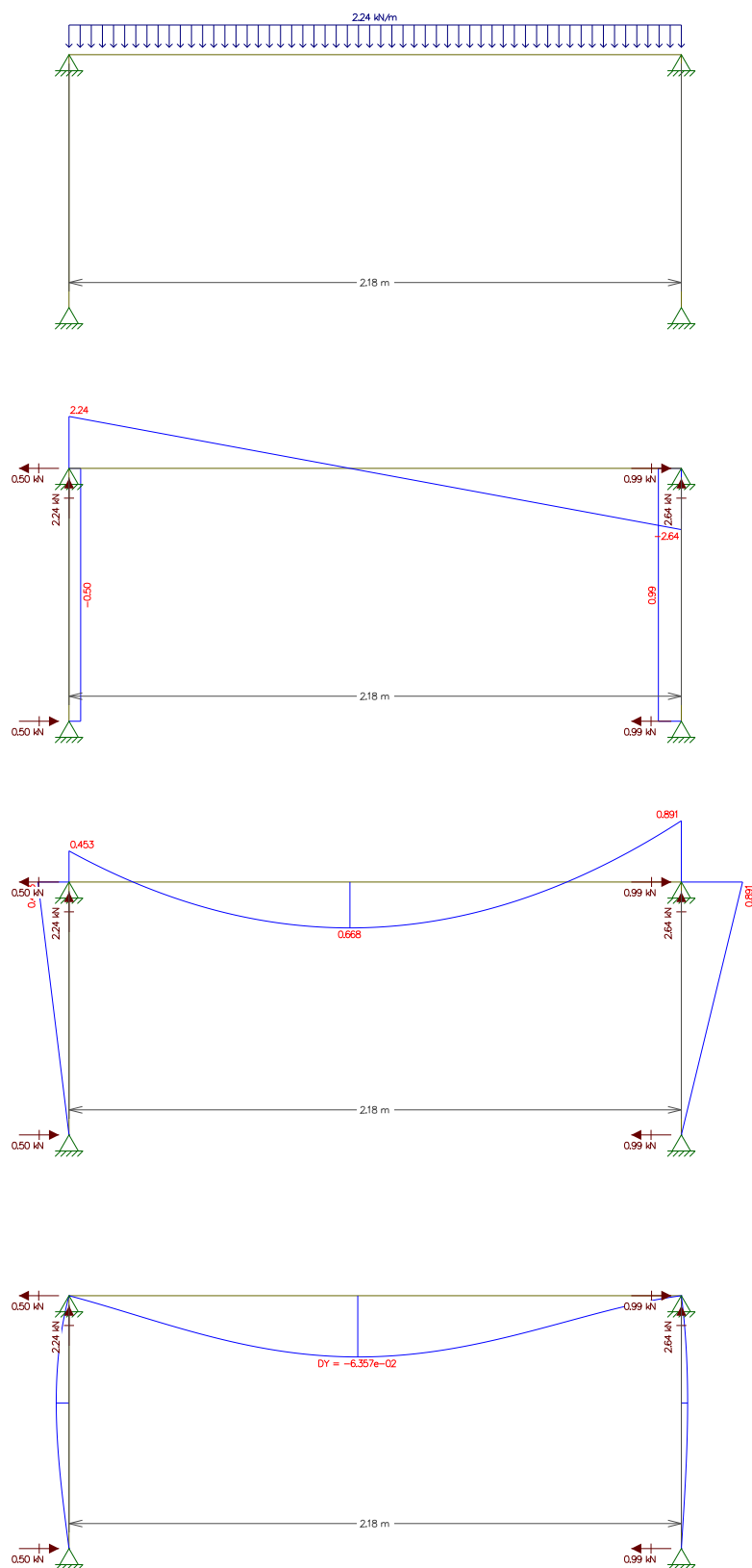
Fonte – Autor.

Figura 135 – Diagramas de esforços e deformações da viga V37 no ELU.



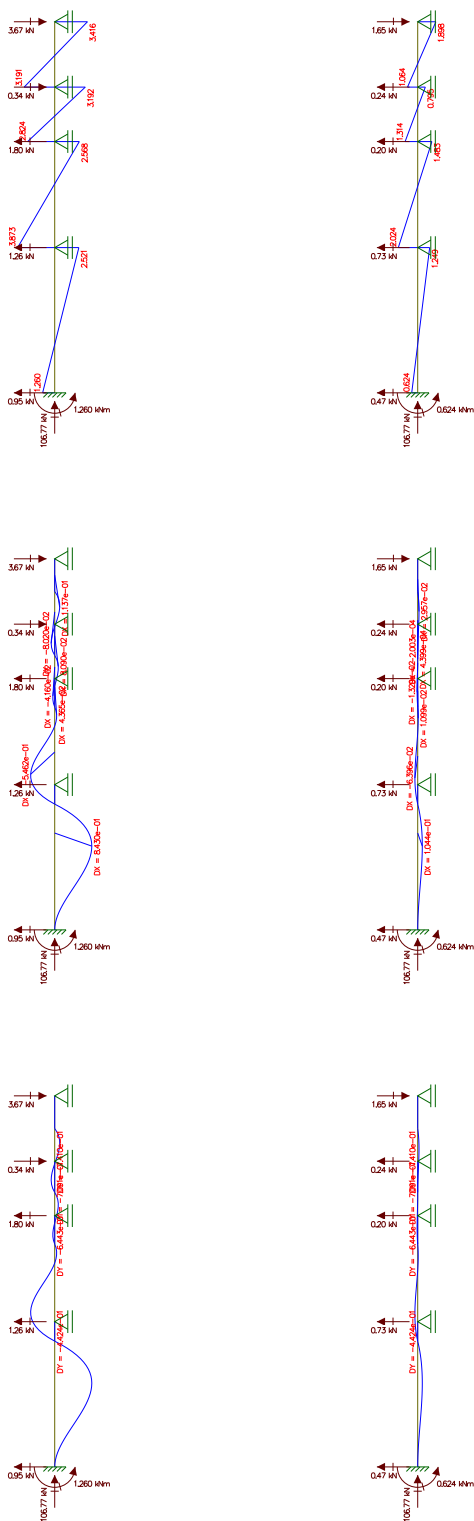
Fonte – Autor.

Figura 136 – Diagramas de esforços e deformações da viga V38 no ELU.



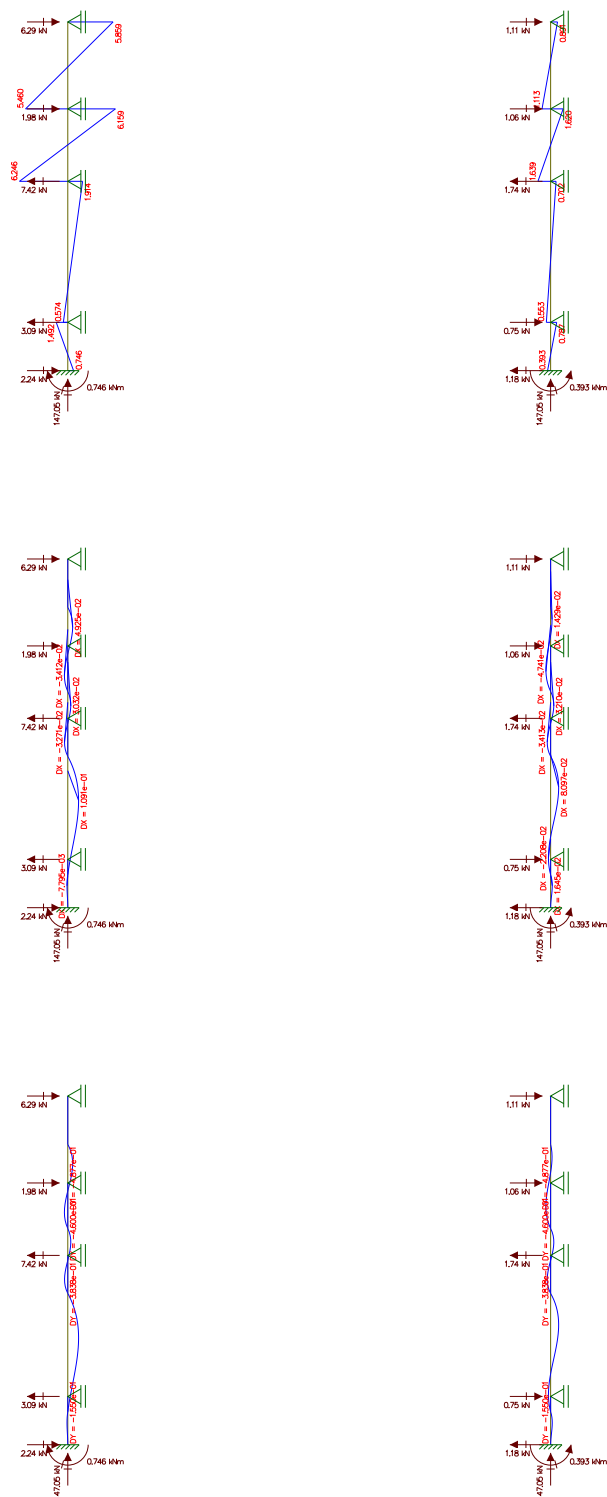
Fonte – Autor.

Continuação da Figura 137.



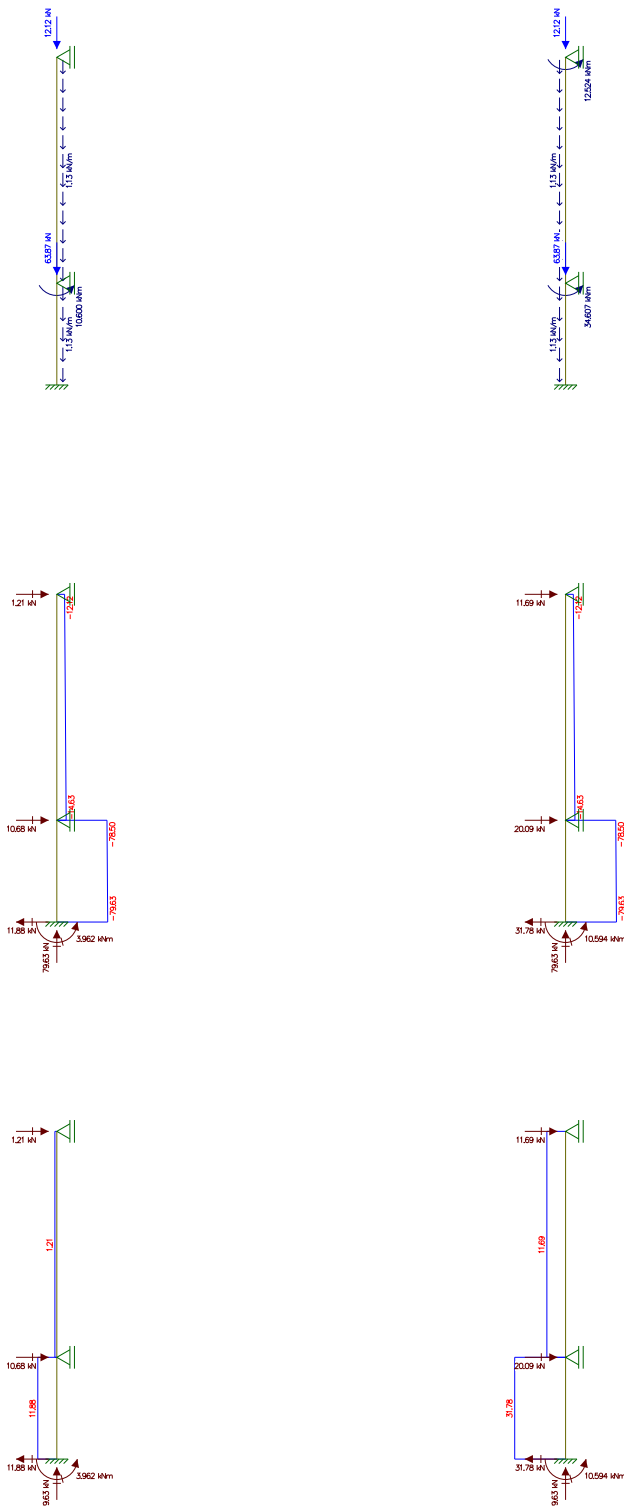
Fonte – Autor.

Continuação da Figura 138.



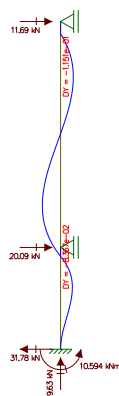
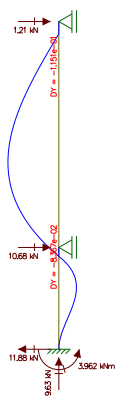
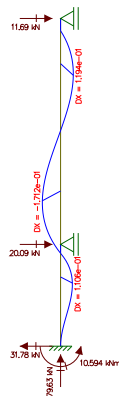
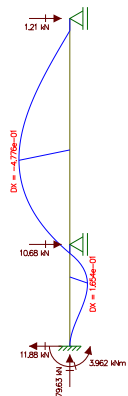
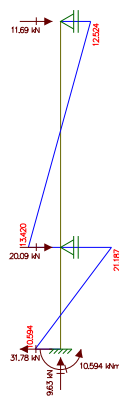
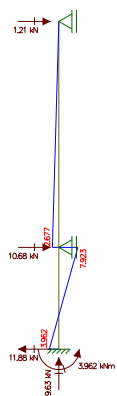
Fonte – Autor.

Figura 139 – Diagramas de esforços e deformações do pilar P3 no ELU nas direções (x) e (y).



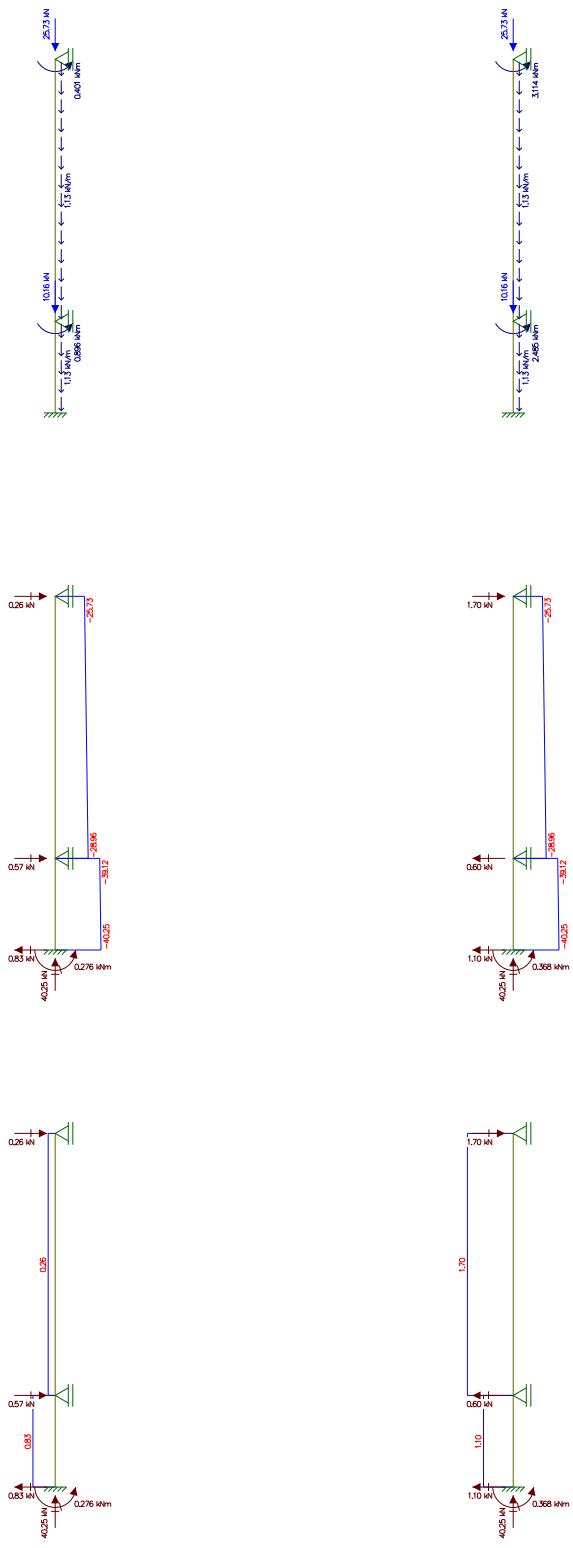
Continua na próxima página.

Continuação da Figura 139.



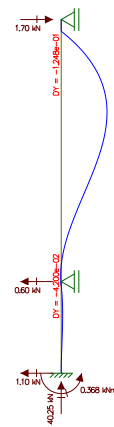
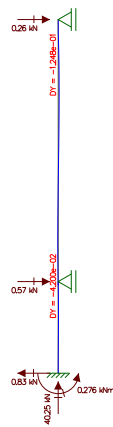
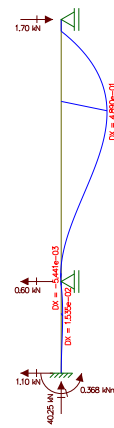
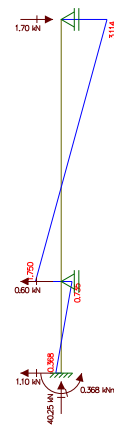
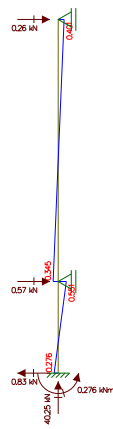
Fonte – Autor.

Figura 140 – Diagramas de esforços e deformações do pilar P4 no ELU nas direções (x) e (y).



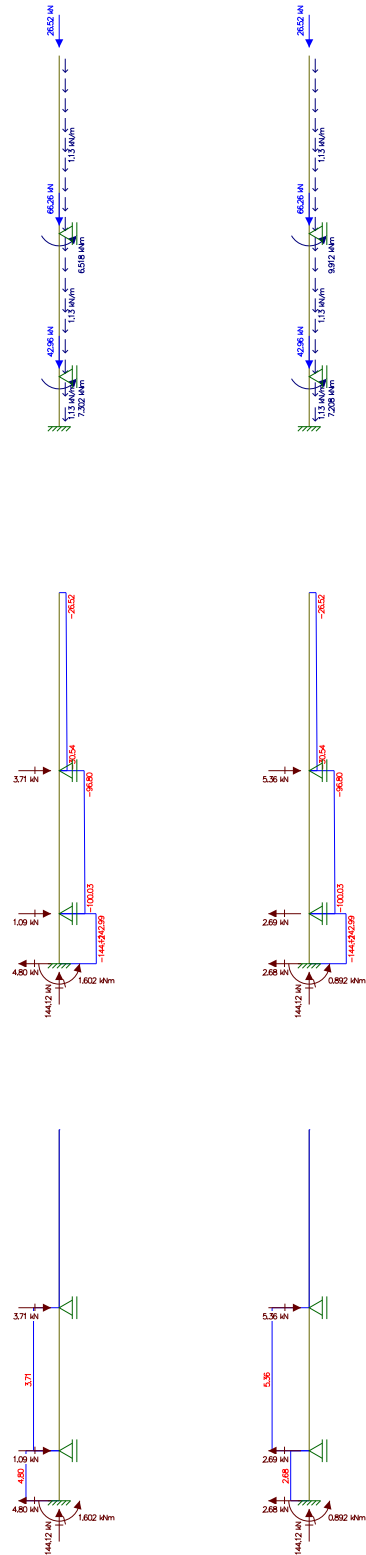
Continua na próxima página.

Continuação da Figura 140.



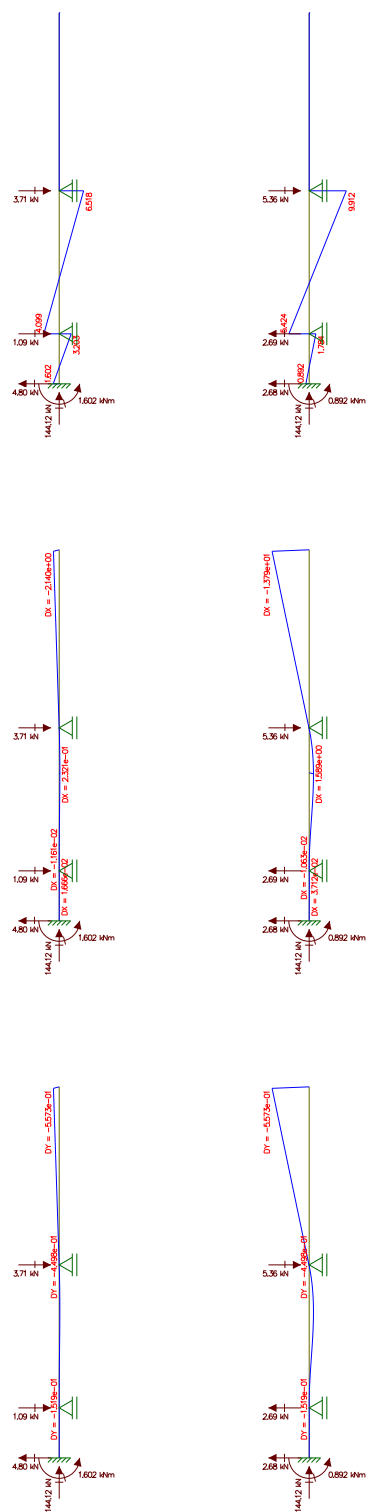
Fonte – Autor.

Figura 141 – Diagramas de esforços e deformações do pilar P5 no ELU nas direções (x) e (y).



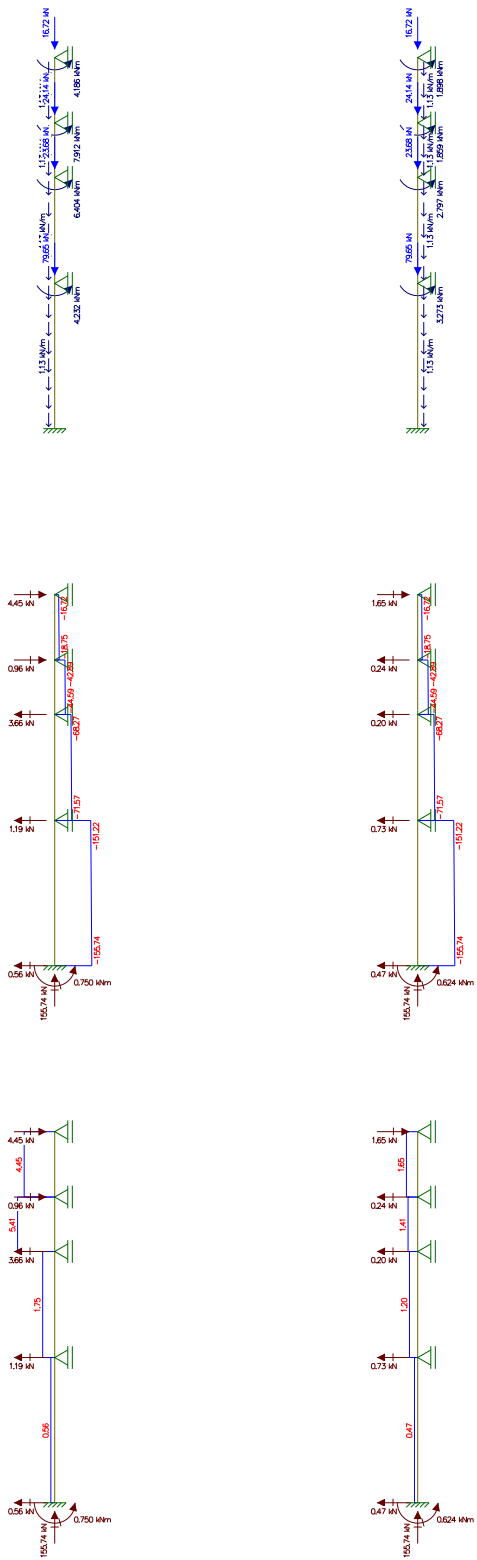
Continua na próxima página.

Continuação da Figura 141.



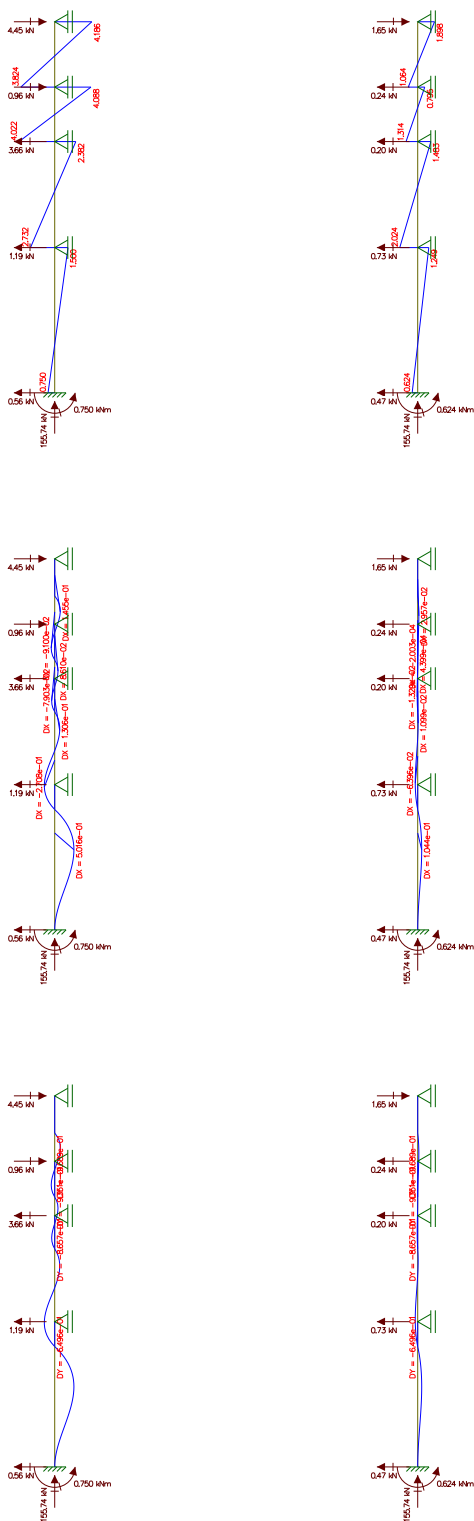
Fonte – Autor.

Figura 142 – Diagramas de esforços e deformações do pilar P6 no ELU nas direções (x) e (y).



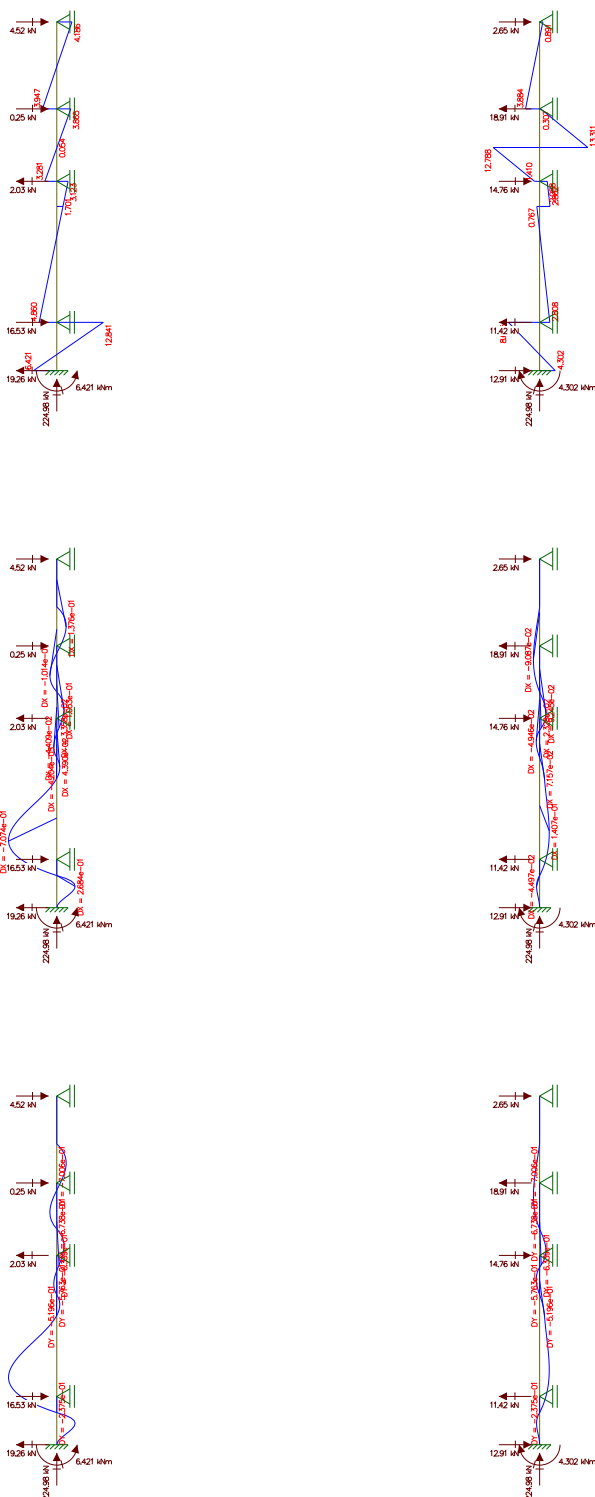
Continua na próxima página.

Continuação da Figura 142.



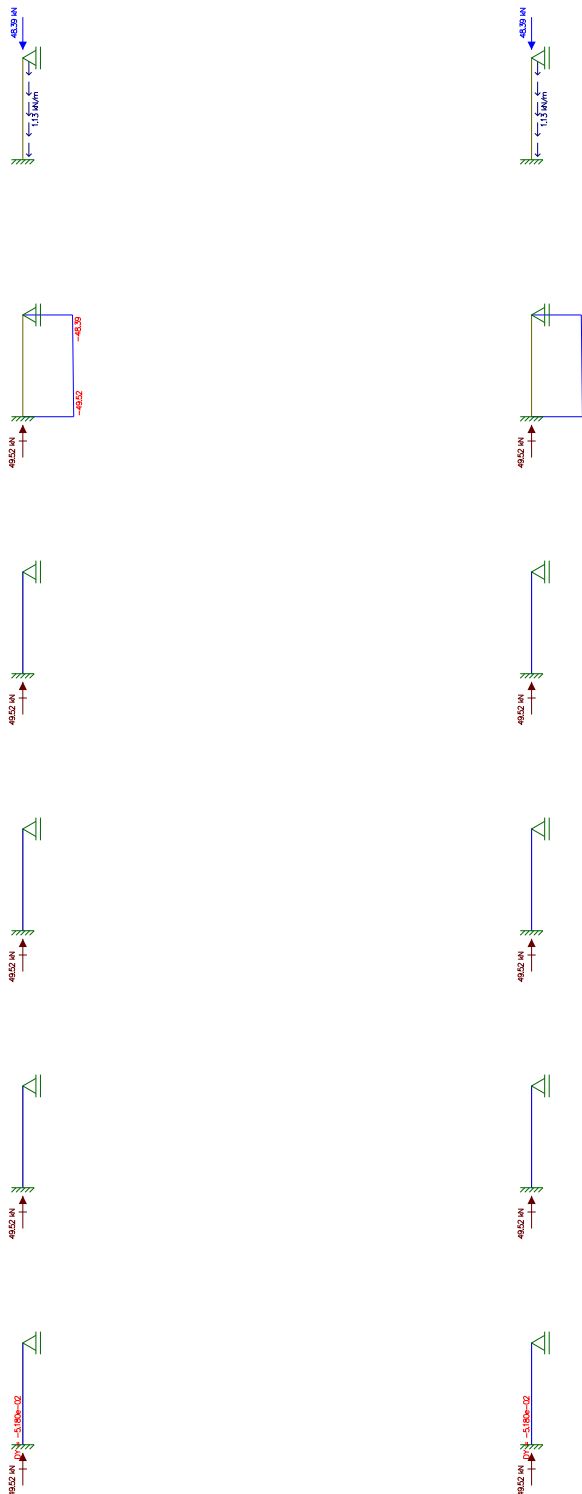
Fonte – Autor.

Continuação da Figura 143.



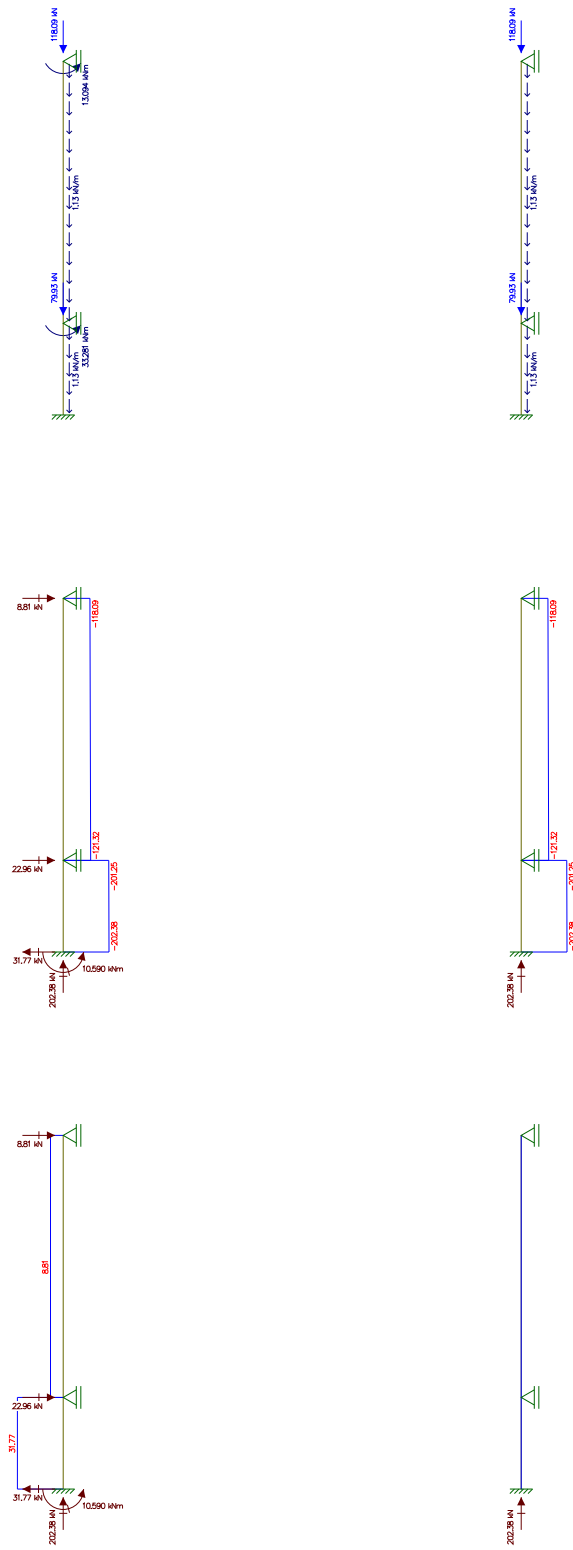
Fonte – Autor.

Figura 144 – Diagramas de esforços e deformações do pilar P8 no ELU nas direções (x) e (y).



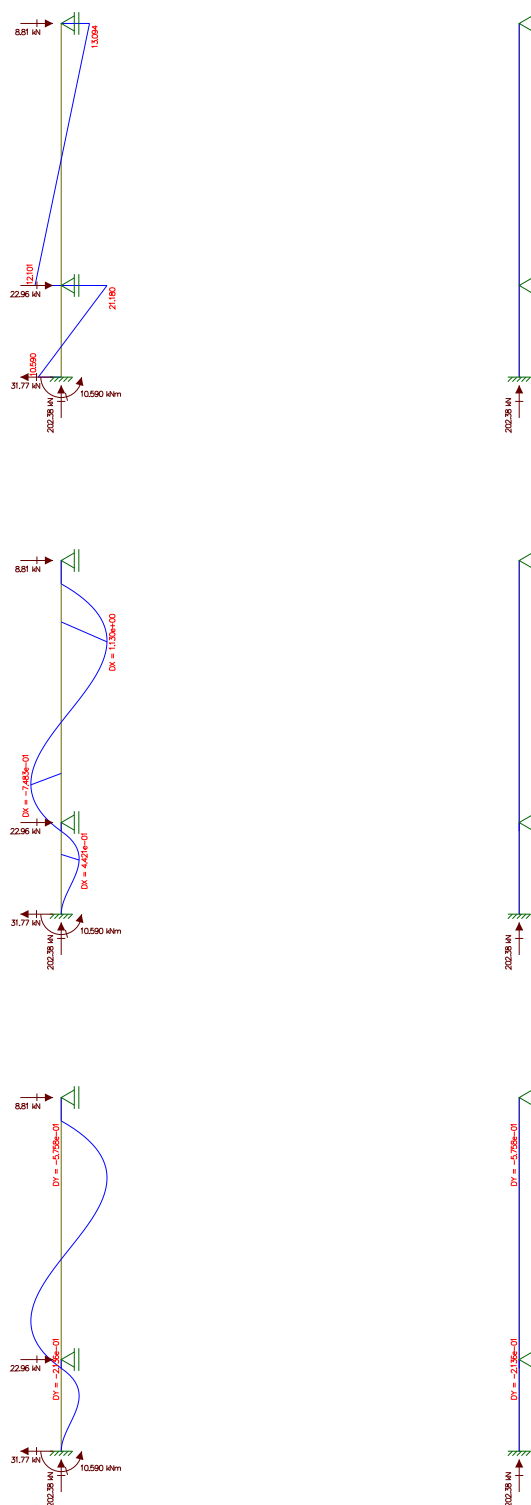
Fonte – Autor.

Figura 145 – Diagramas de esforços e deformações do pilar P9 no ELU nas direções (x) e (y).



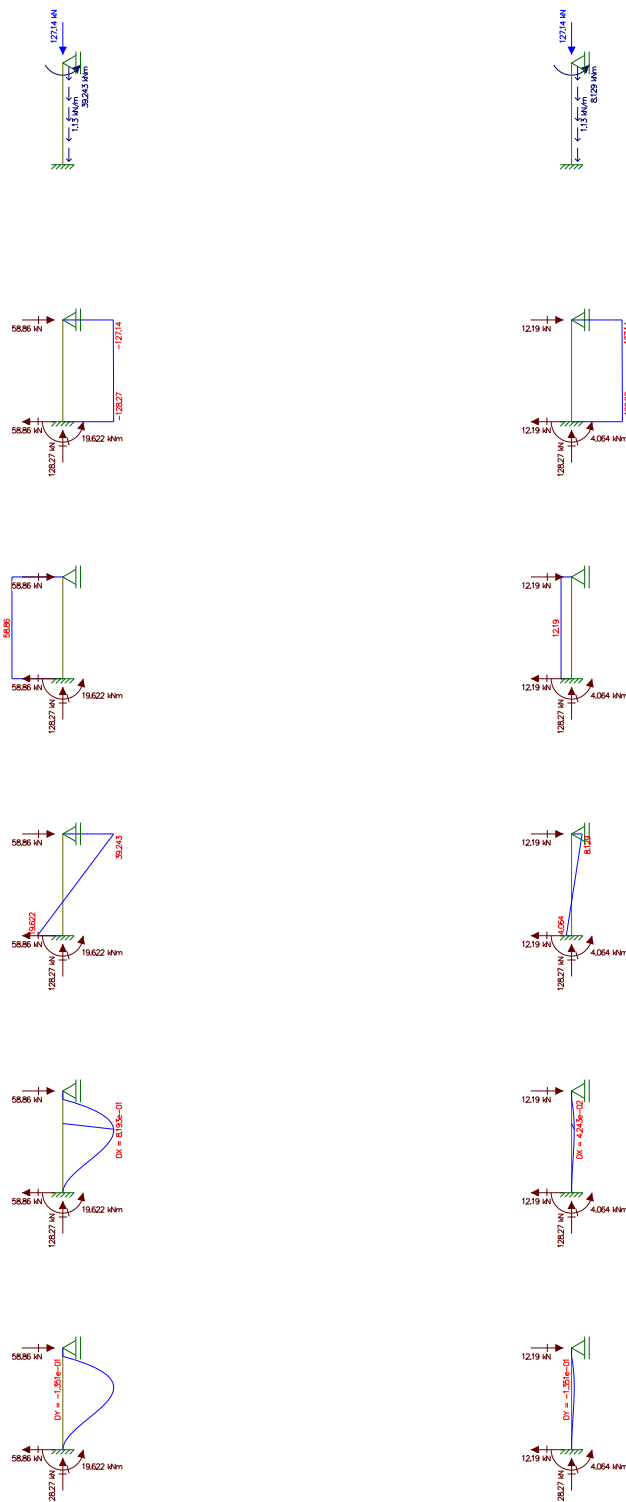
Continua na próxima página.

Continuação da Figura 145.



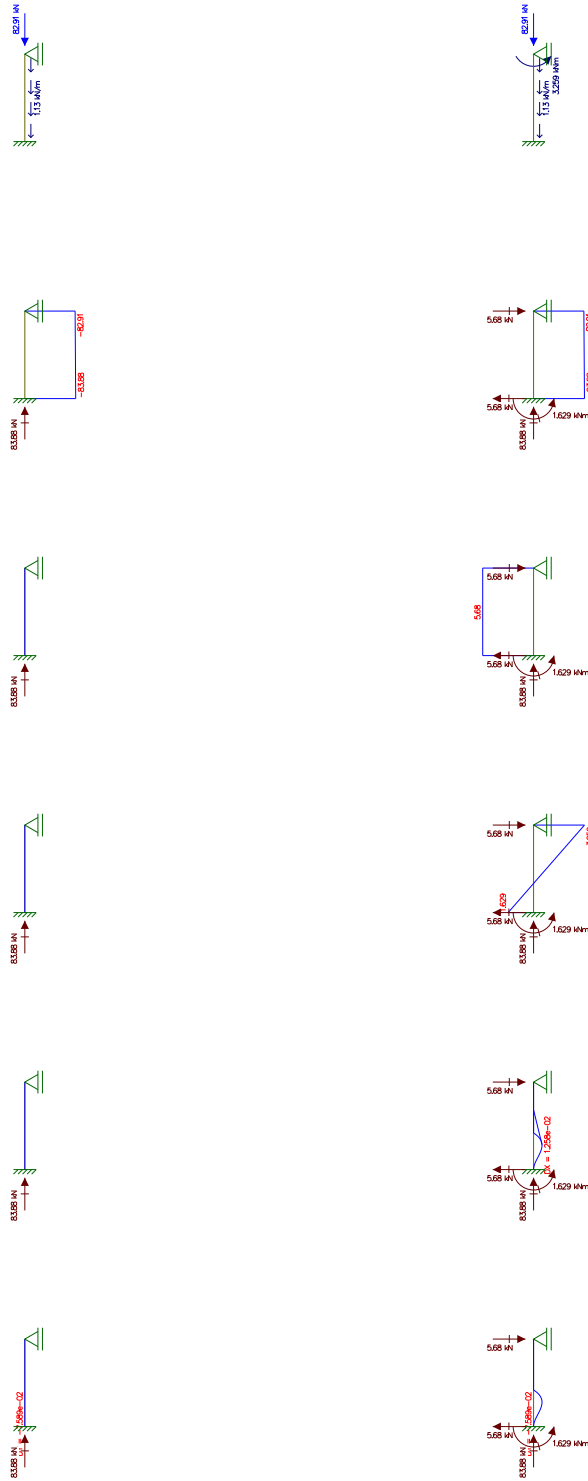
Fonte – Autor.

Figura 146 – Diagramas de esforços e deformações do pilar P10 no ELU nas direções (x) e (y).



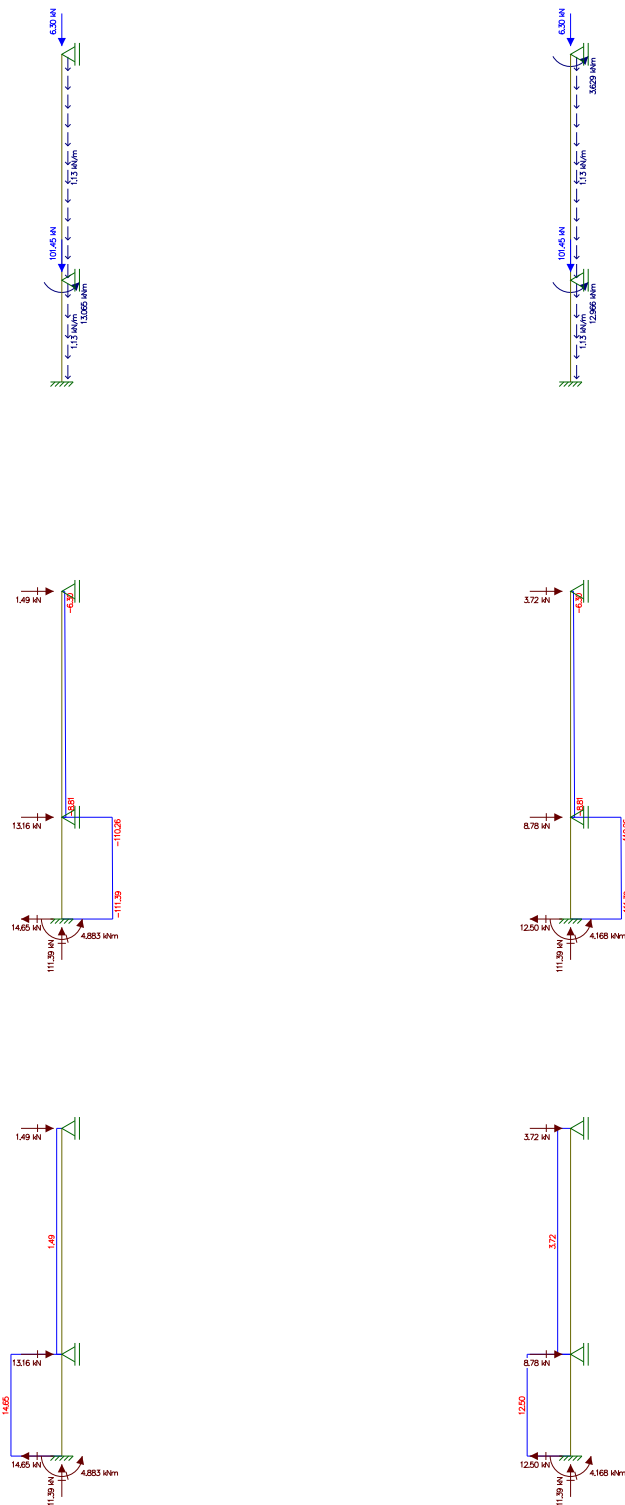
Fonte – Autor.

Figura 147 – Diagramas de esforços e deformações do pilar P11 no ELU nas direções (x) e (y).



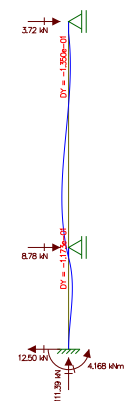
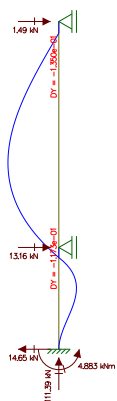
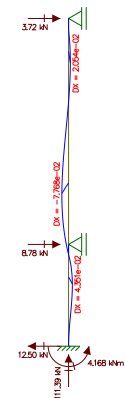
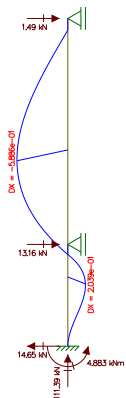
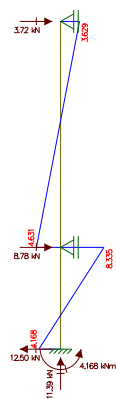
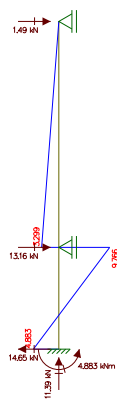
Fonte – Autor.

Figura 148 – Diagramas de esforços e deformações do pilar P12 no ELU nas direções (x) e (y).



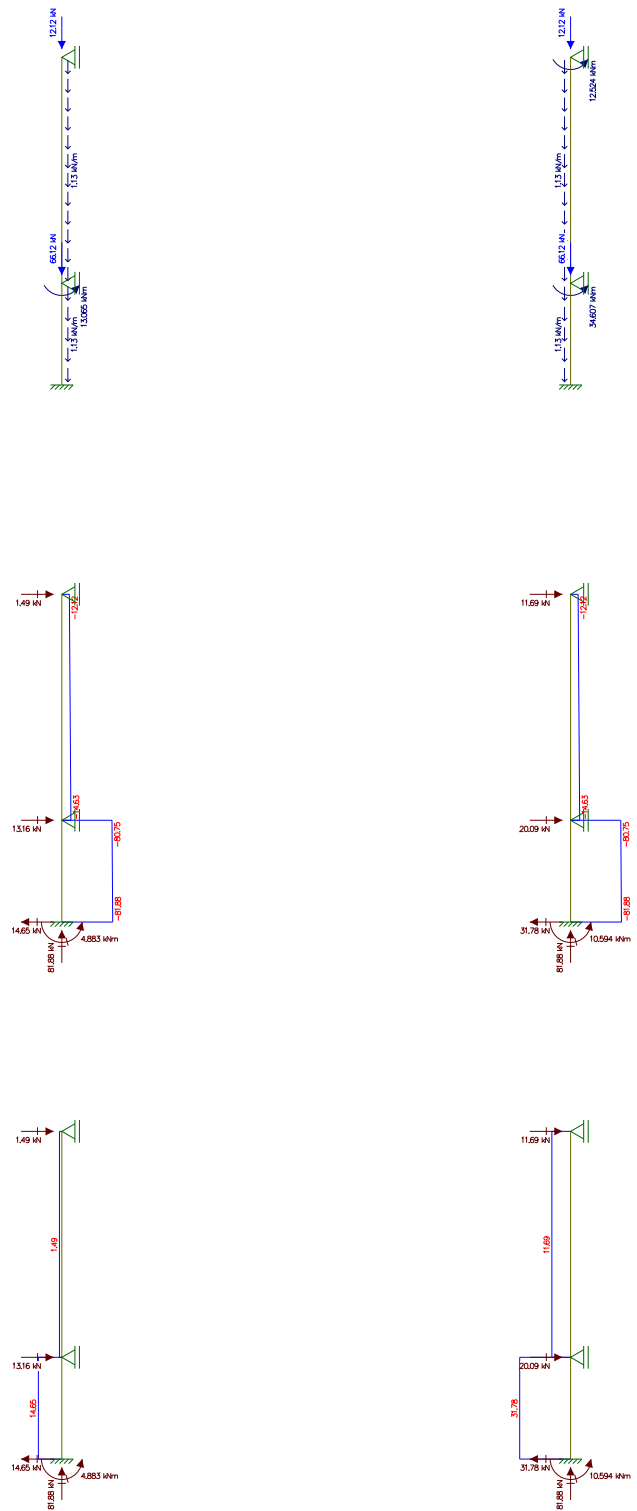
Continua na próxima página.

Continuação da Figura 148.



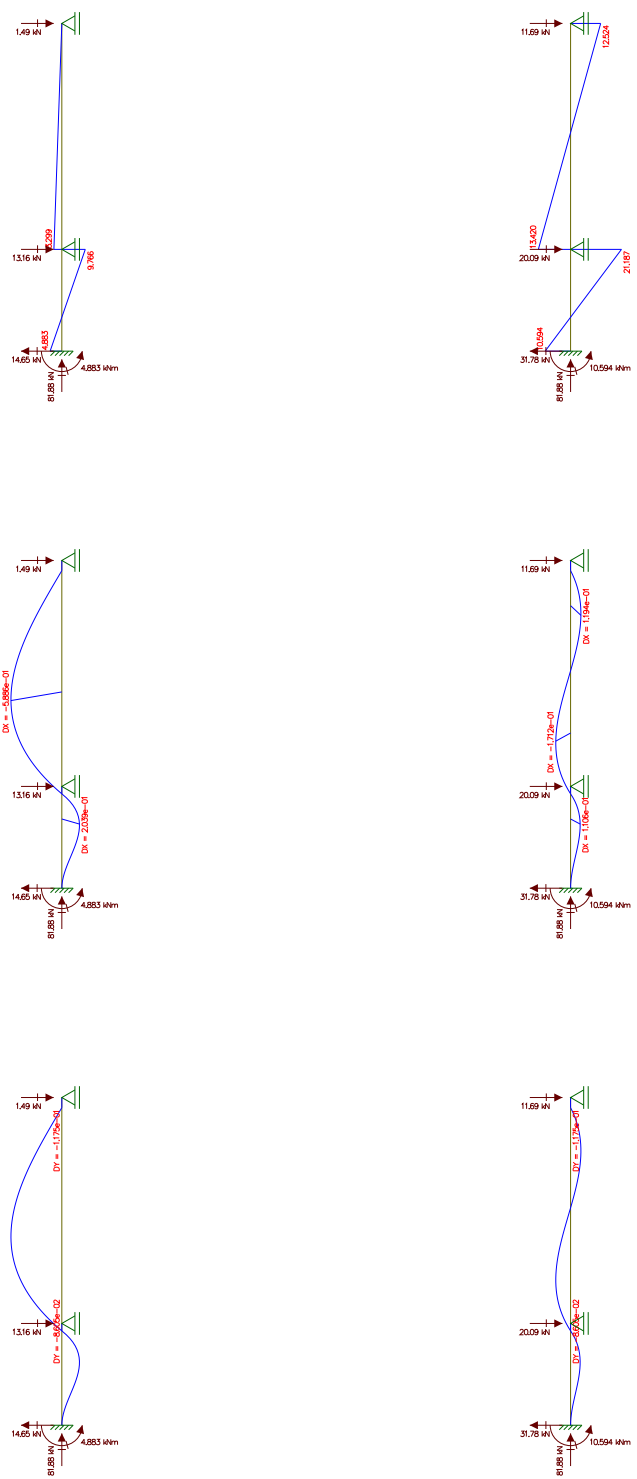
Fonte – Autor.

Figura 149 – Diagramas de esforços e deformações do pilar P13 no ELU nas direções (x) e (y).



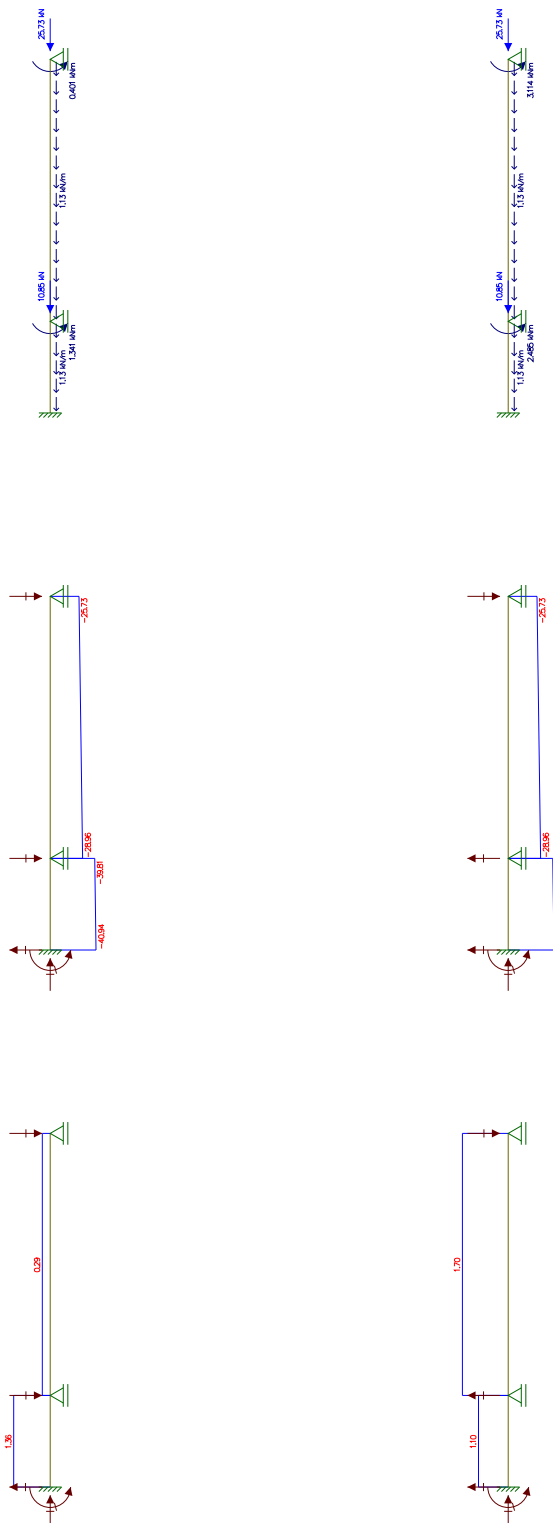
Continua na próxima página.

Continuação da Figura 149.



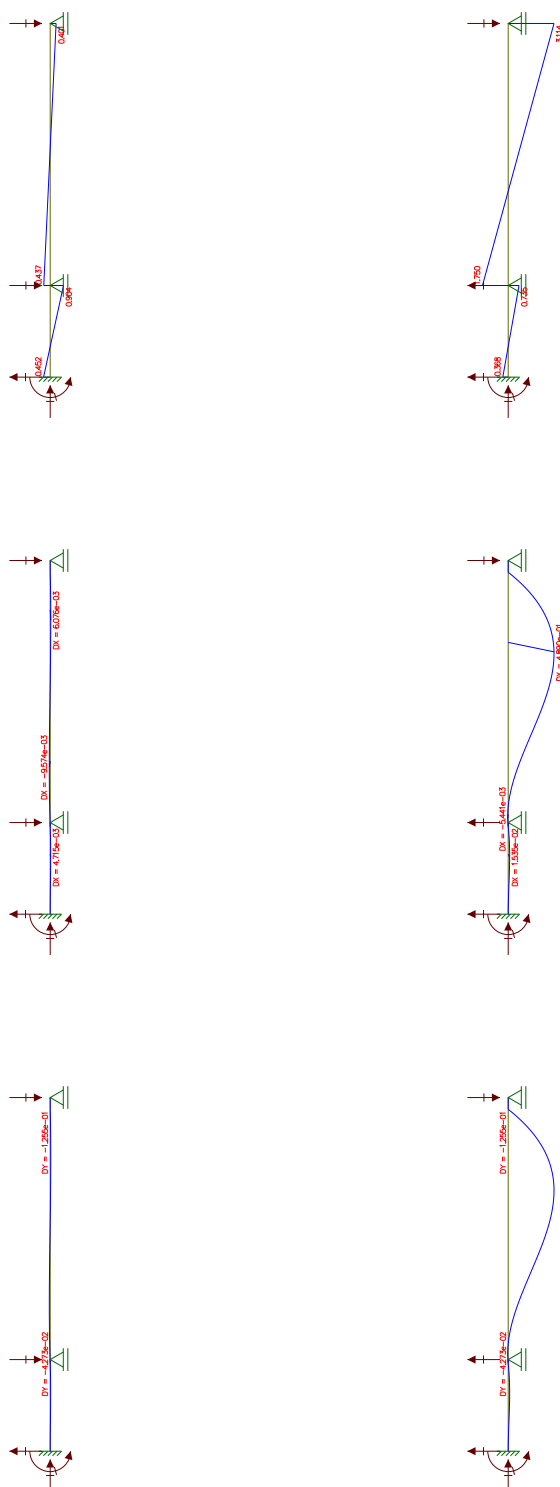
Fonte – Autor.

Figura 150 – Diagramas de esforços e deformações do pilar P14 no ELU nas direções (x) e (y).



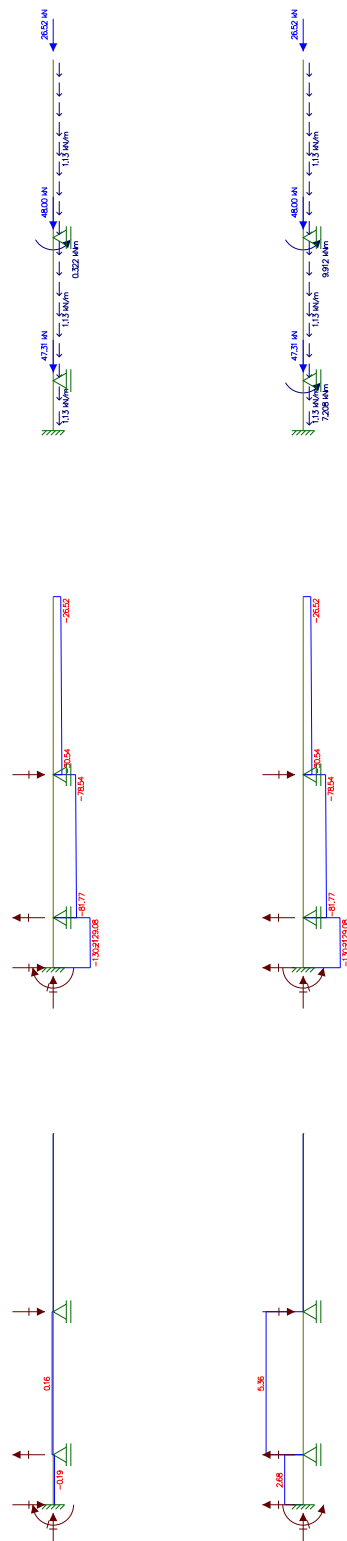
Continua na próxima página.

Continuação da Figura 150.



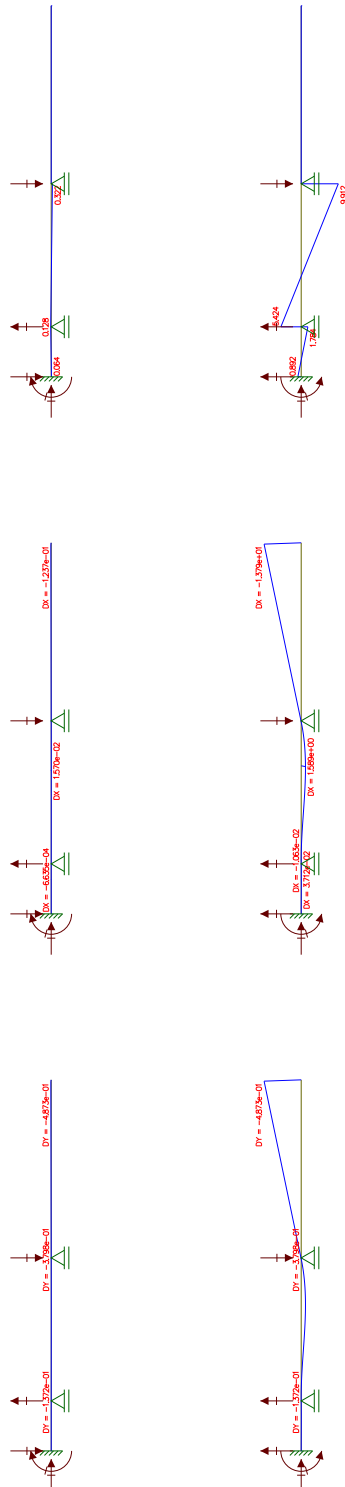
Fonte – Autor.

Figura 151 – Diagramas de esforços e deformações do pilar P15 no ELU nas direções (x) e (y).



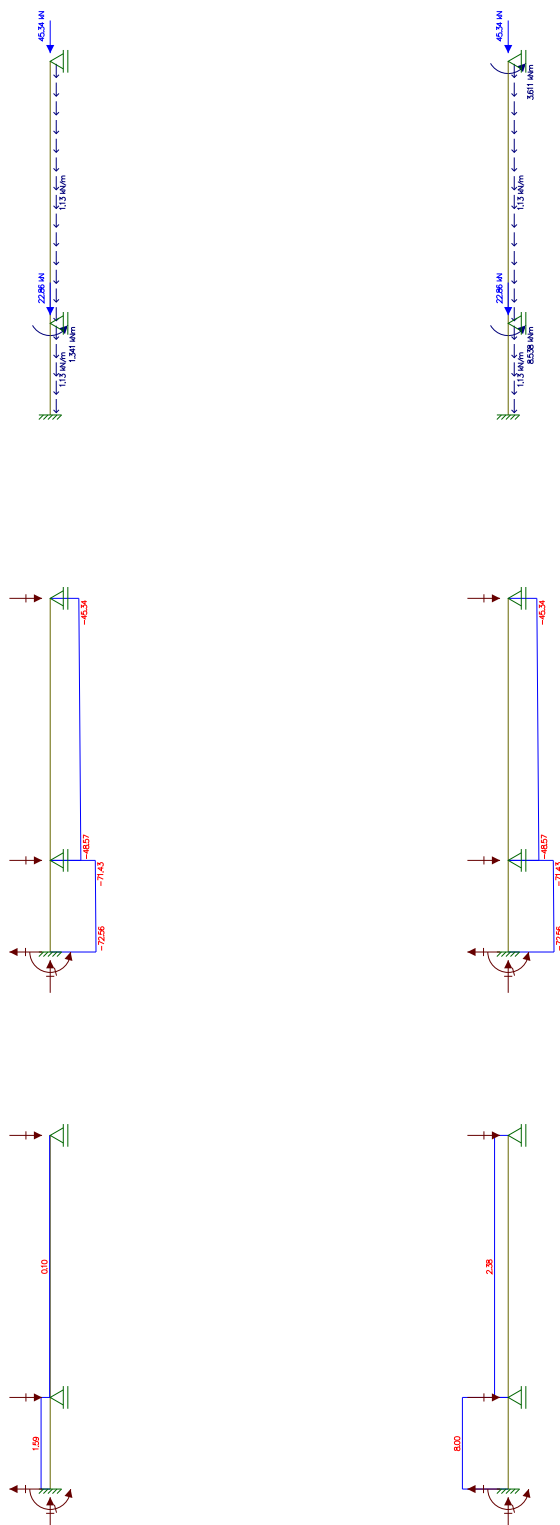
Continua na próxima página.

Continuação da Figura 151.



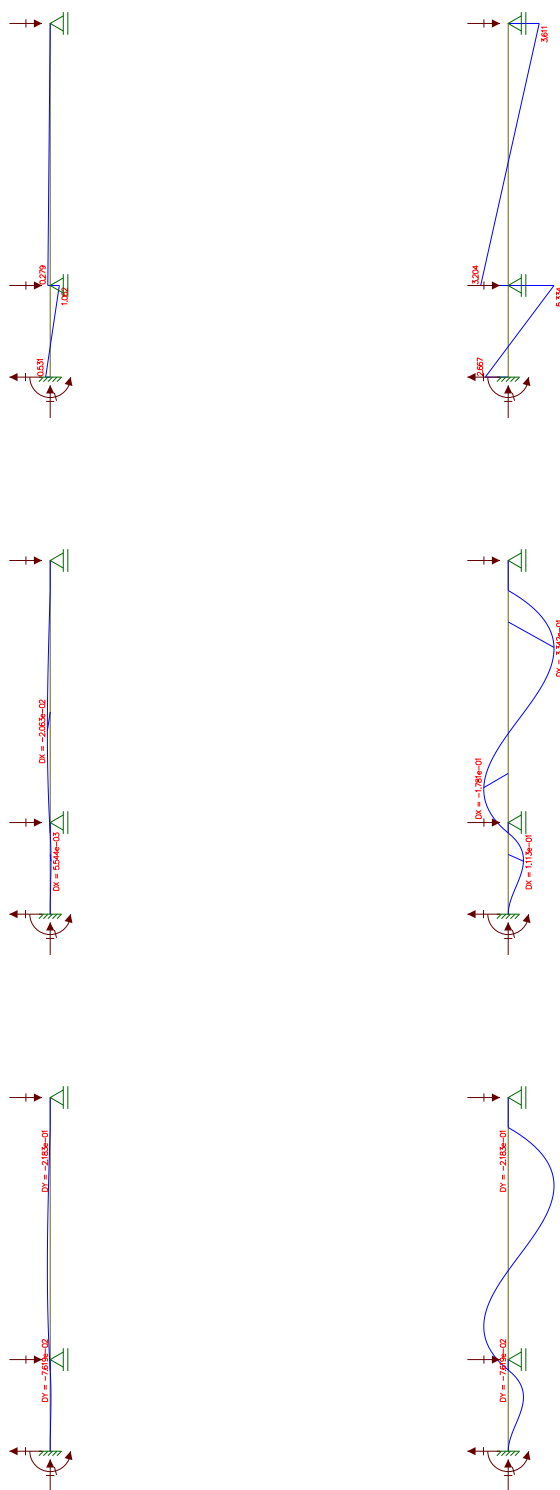
Fonte – Autor.

Figura 152 – Diagramas de esforços e deformações do pilar P16 no ELU nas direções (x) e (y).



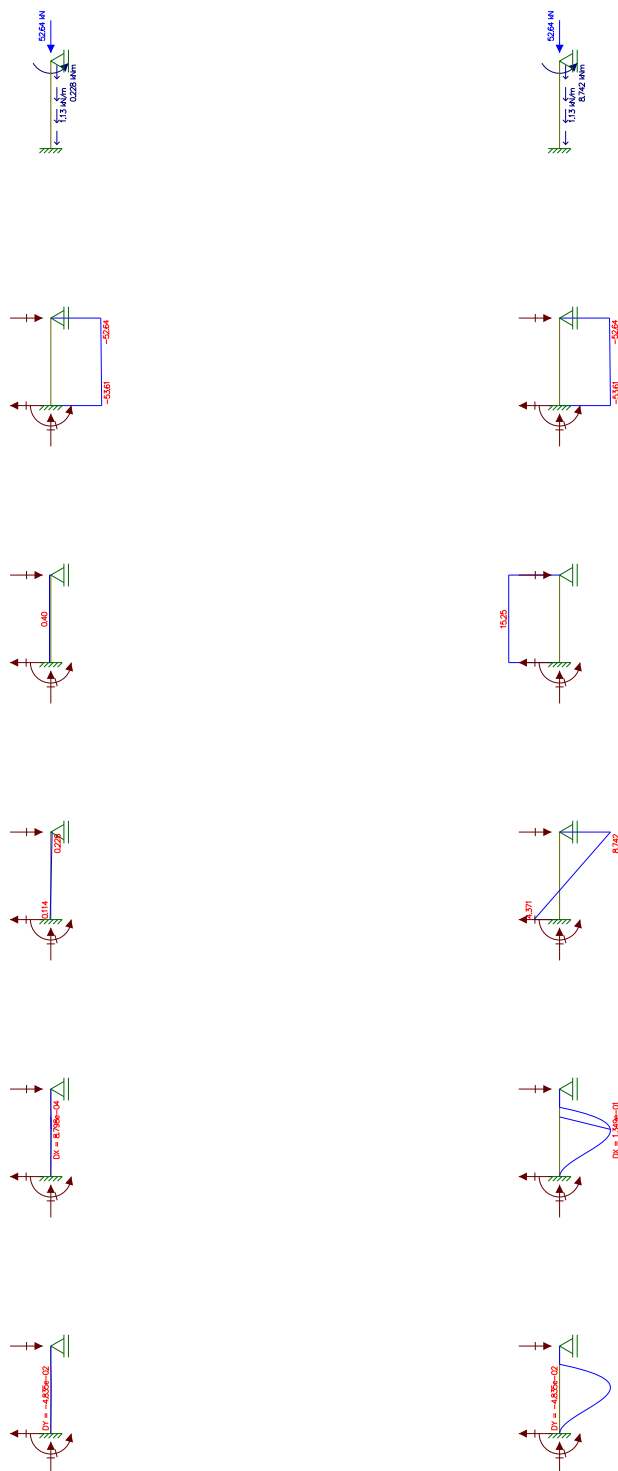
Continua na próxima página.

Continuação da Figura 152.



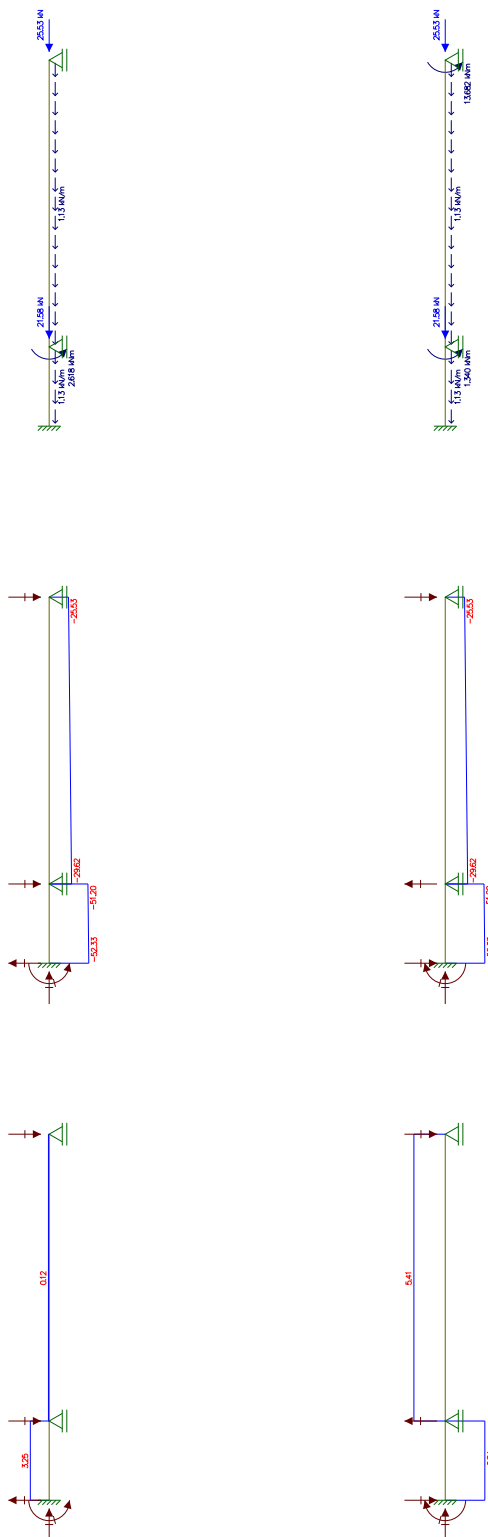
Fonte – Autor.

Figura 153 – Diagramas de esforços e deformações do pilar P17 no ELU nas direções (x) e (y).



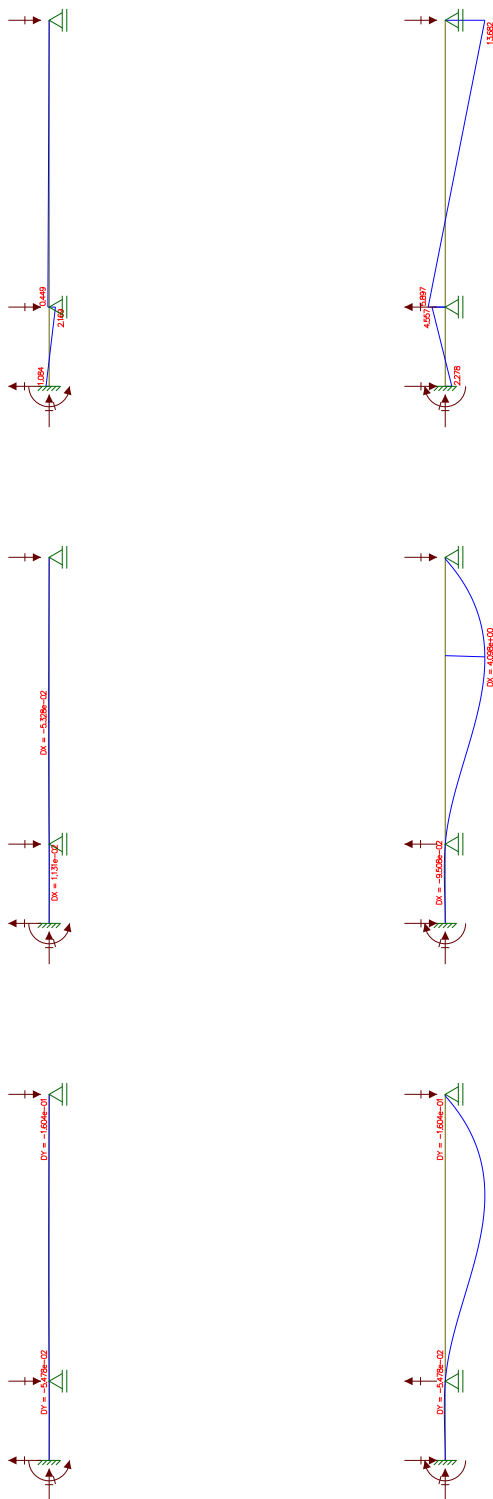
Fonte – Autor.

Figura 154 – Diagramas de esforços e deformações do pilar P18 no ELU nas direções (x) e (y).



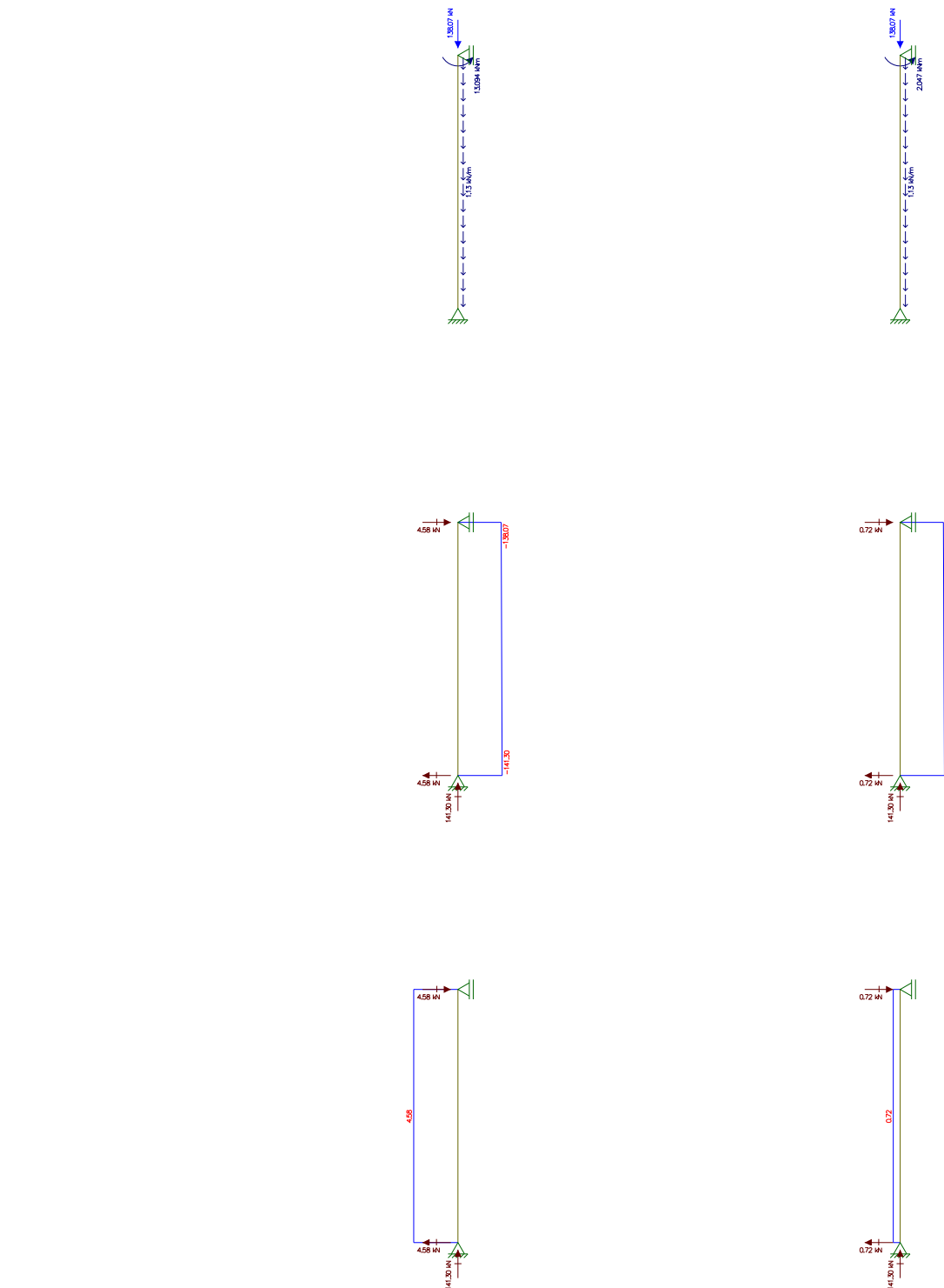
Continua na próxima página.

Continuação da Figura 154.



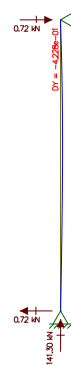
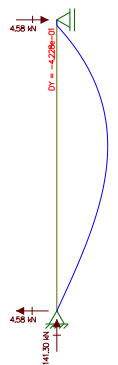
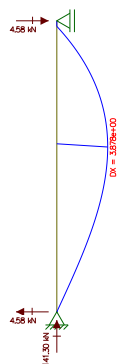
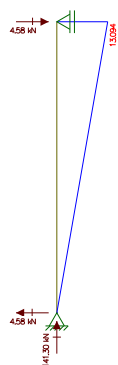
Fonte – Autor.

Figura 155 – Diagramas de esforços e deformações do pilar P19 no ELU nas direções (x) e (y).



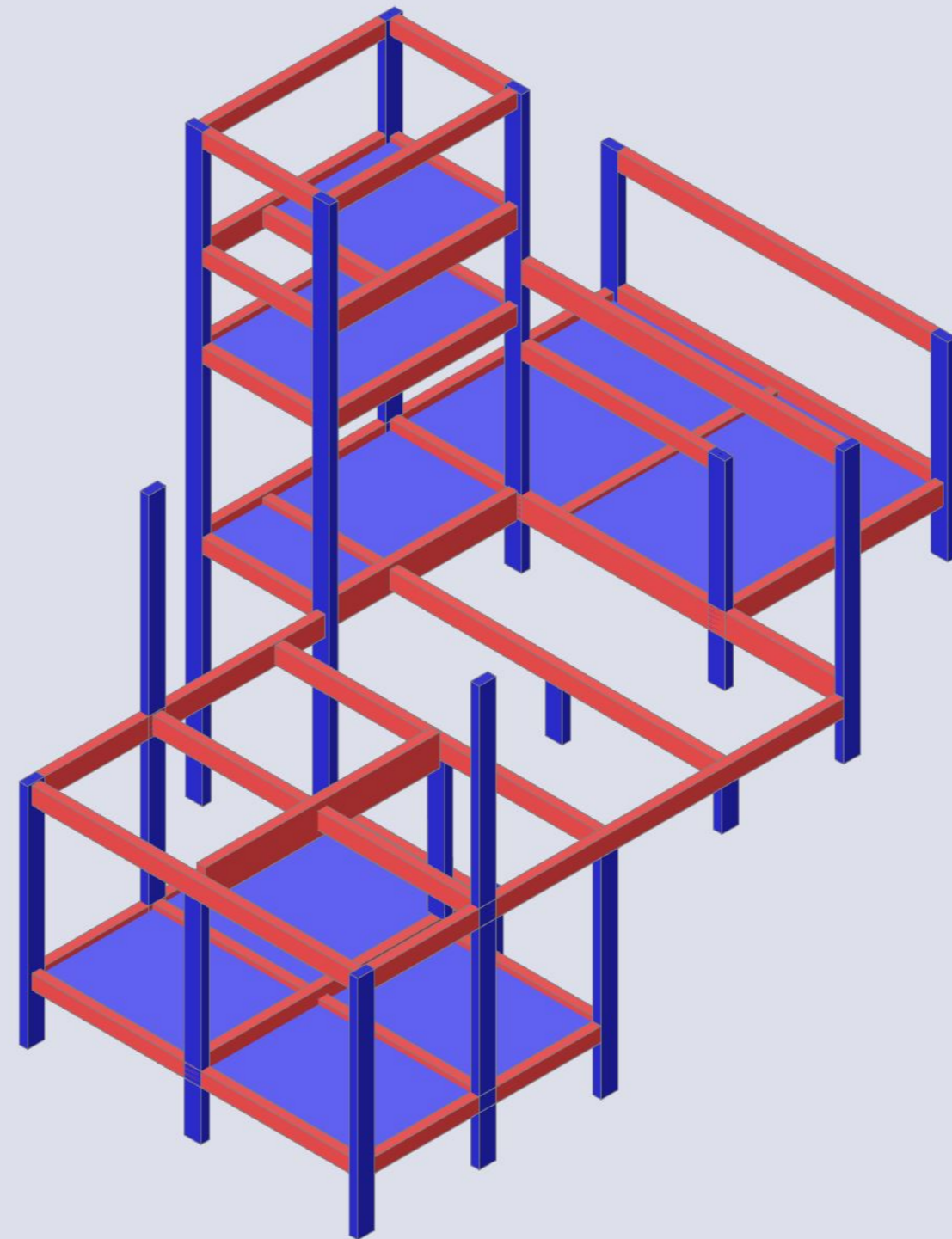
Continua na próxima página.

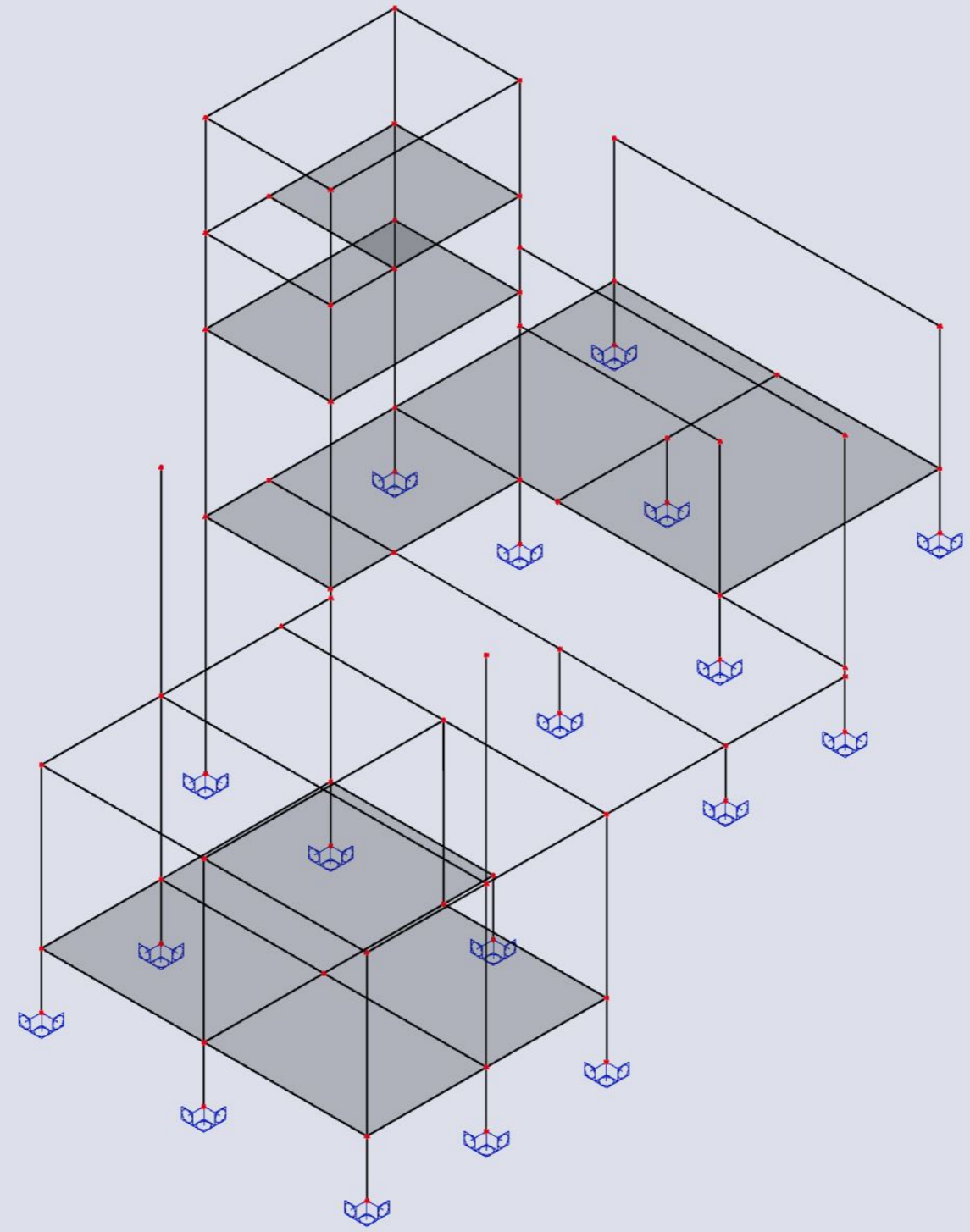
Continuação da Figura 155.

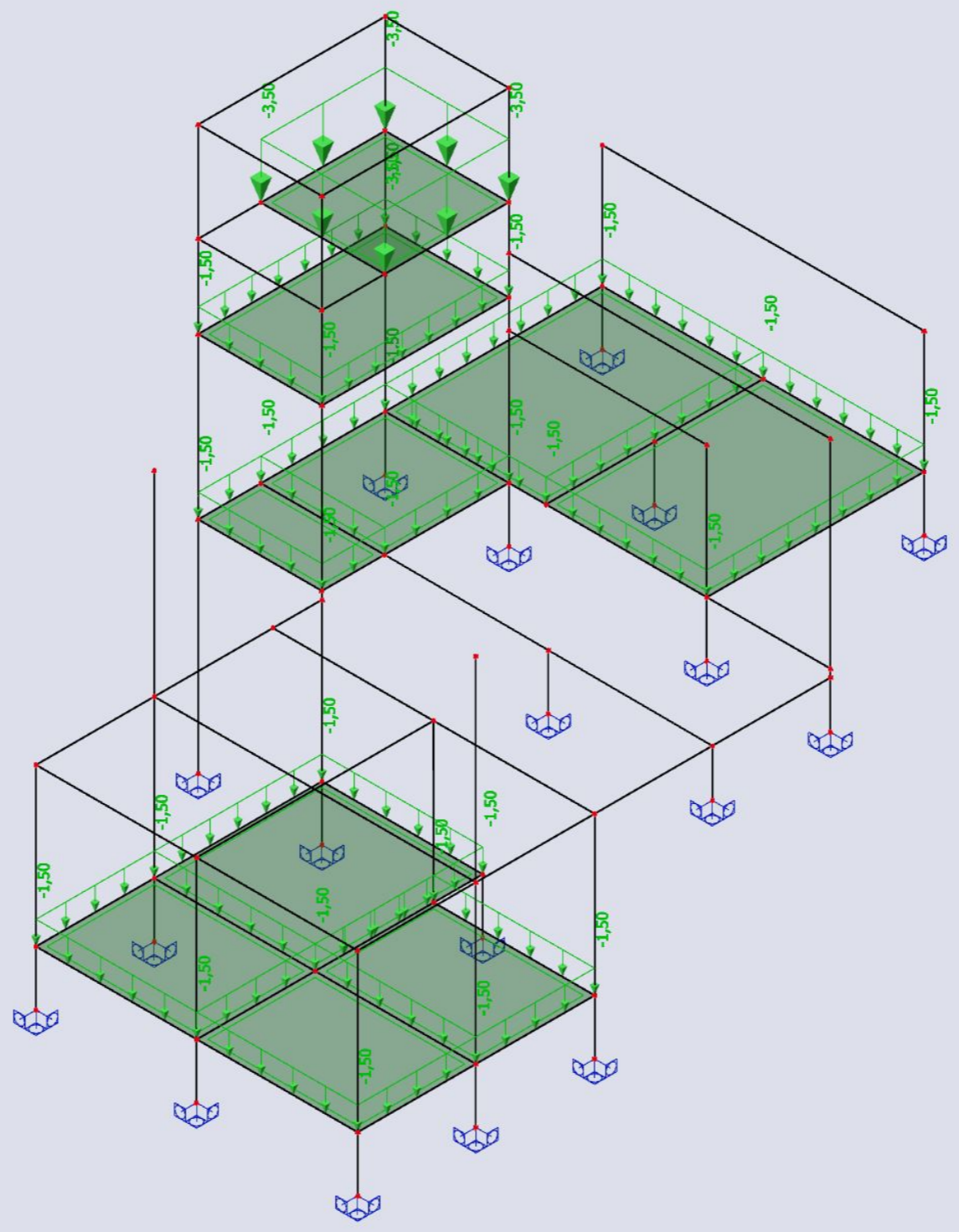


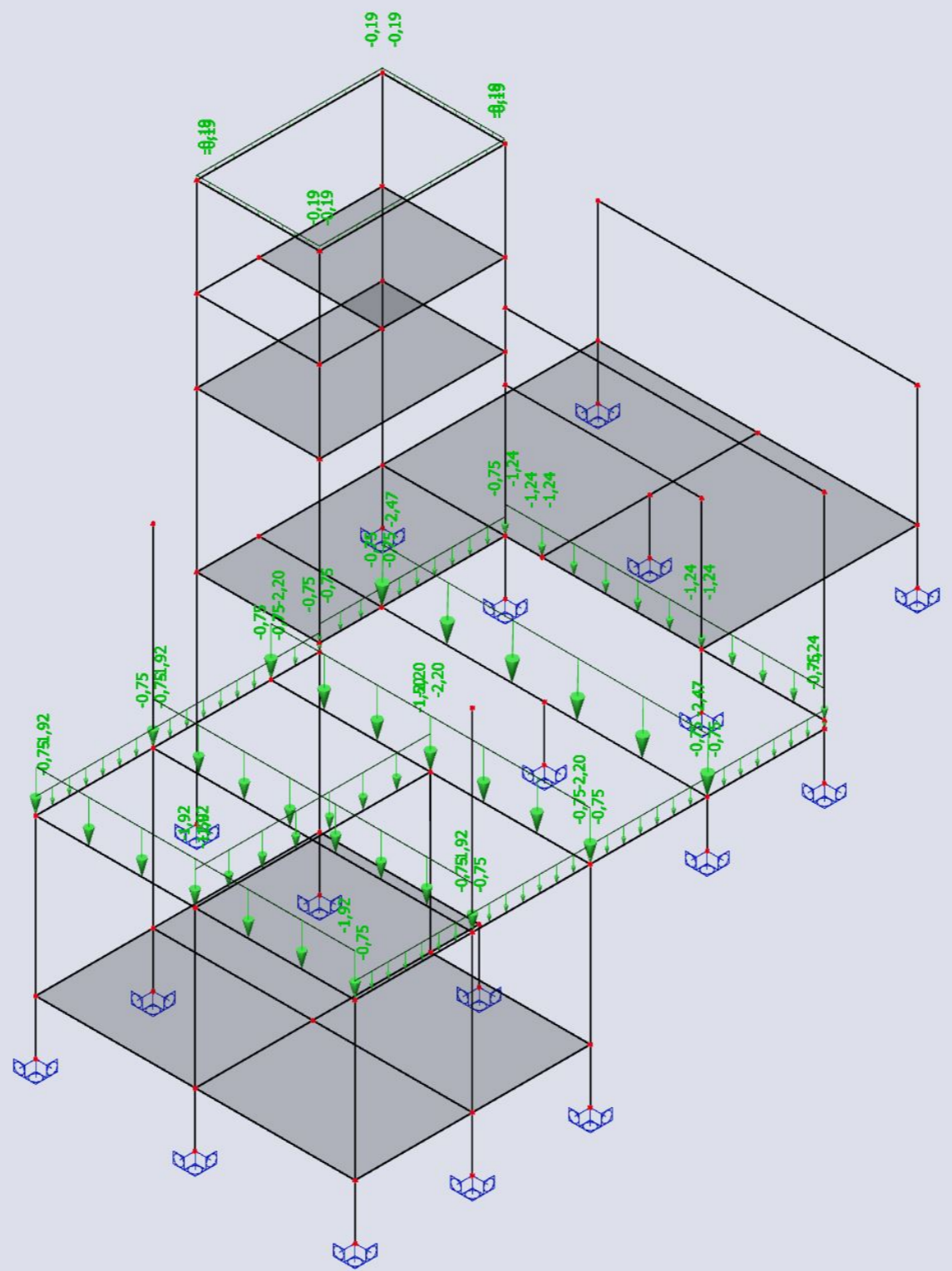
Fonte – Autor.

**APÊNDICE D – RESULTADOS DA MODELAGEM E ANÁLISE ESTRUTURAL NO
SCIA® ENGINEER**

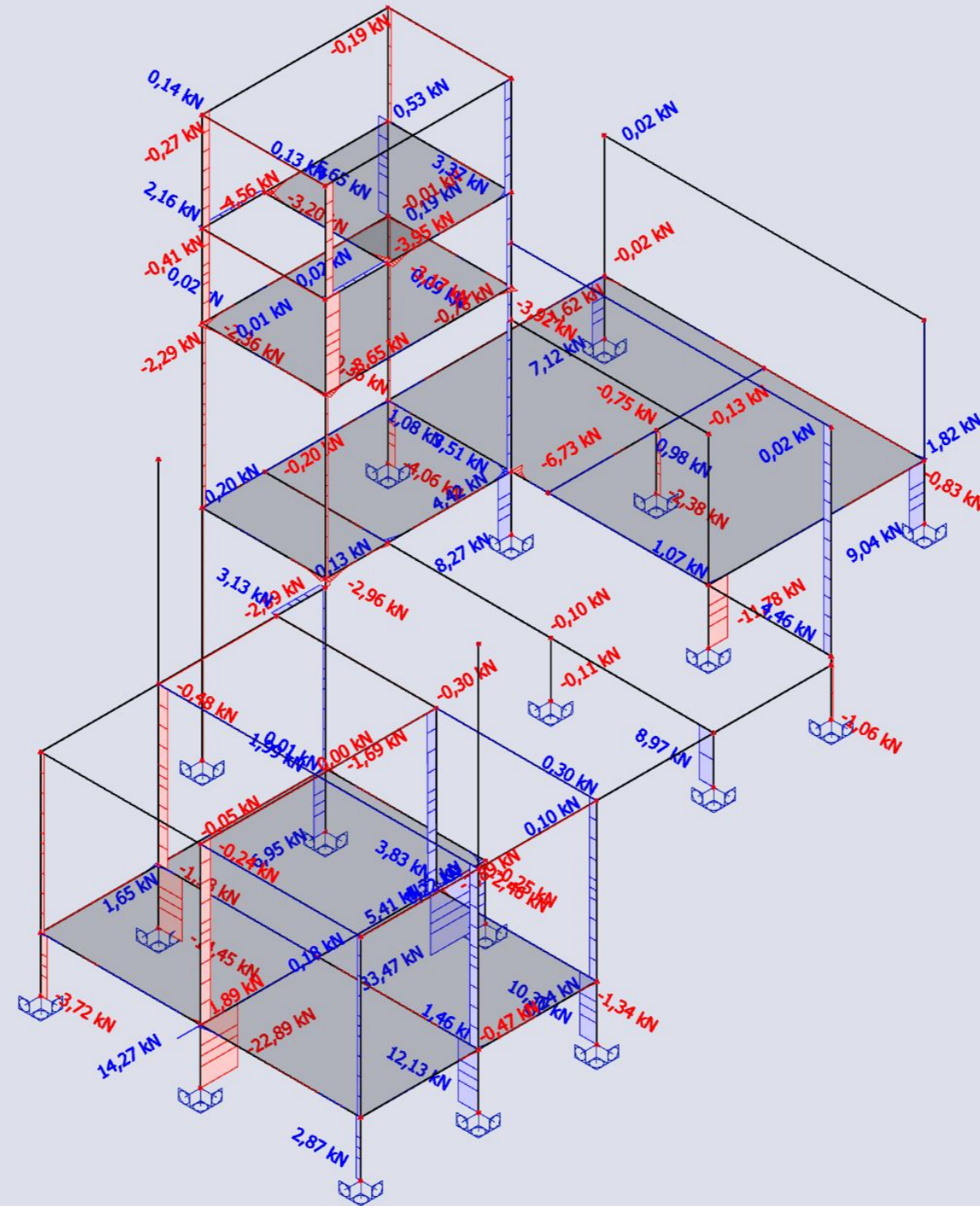




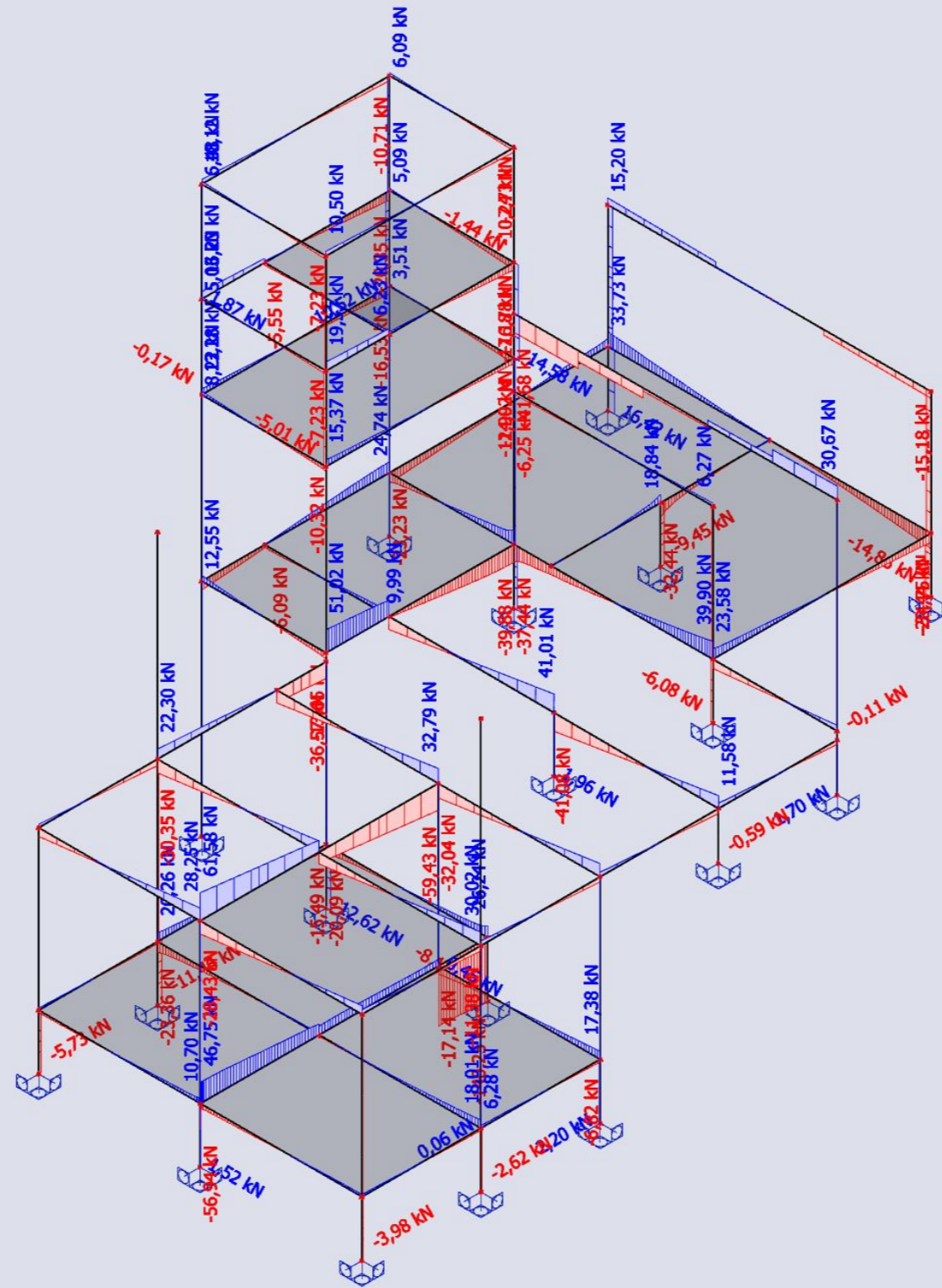




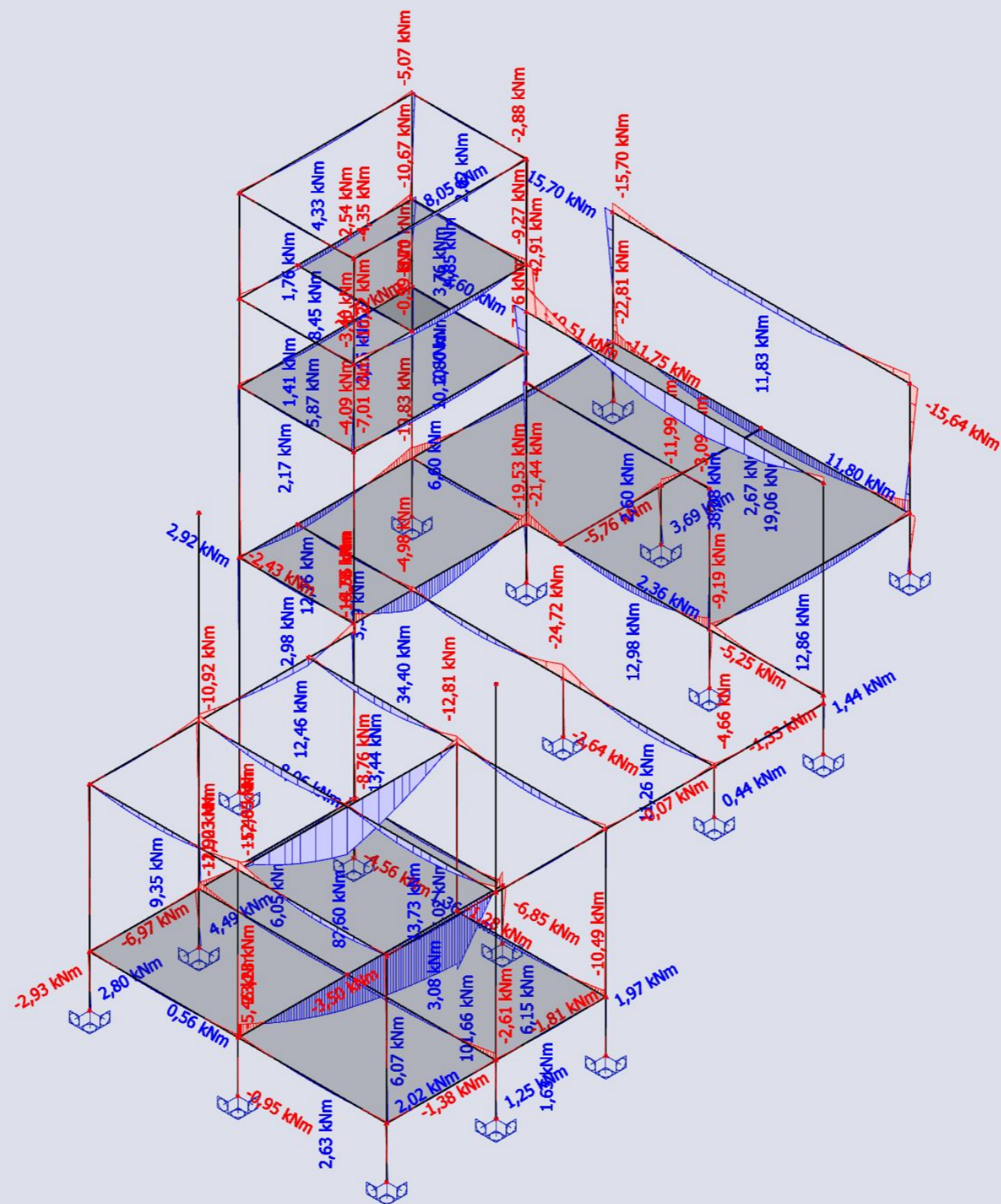
Valores: V_y
Cálculo linear
Combinação: ELU-Norm (auto)
Sistema de coordenadas: Principal
Extremo 1D: Elemento
Seleção: Tudo



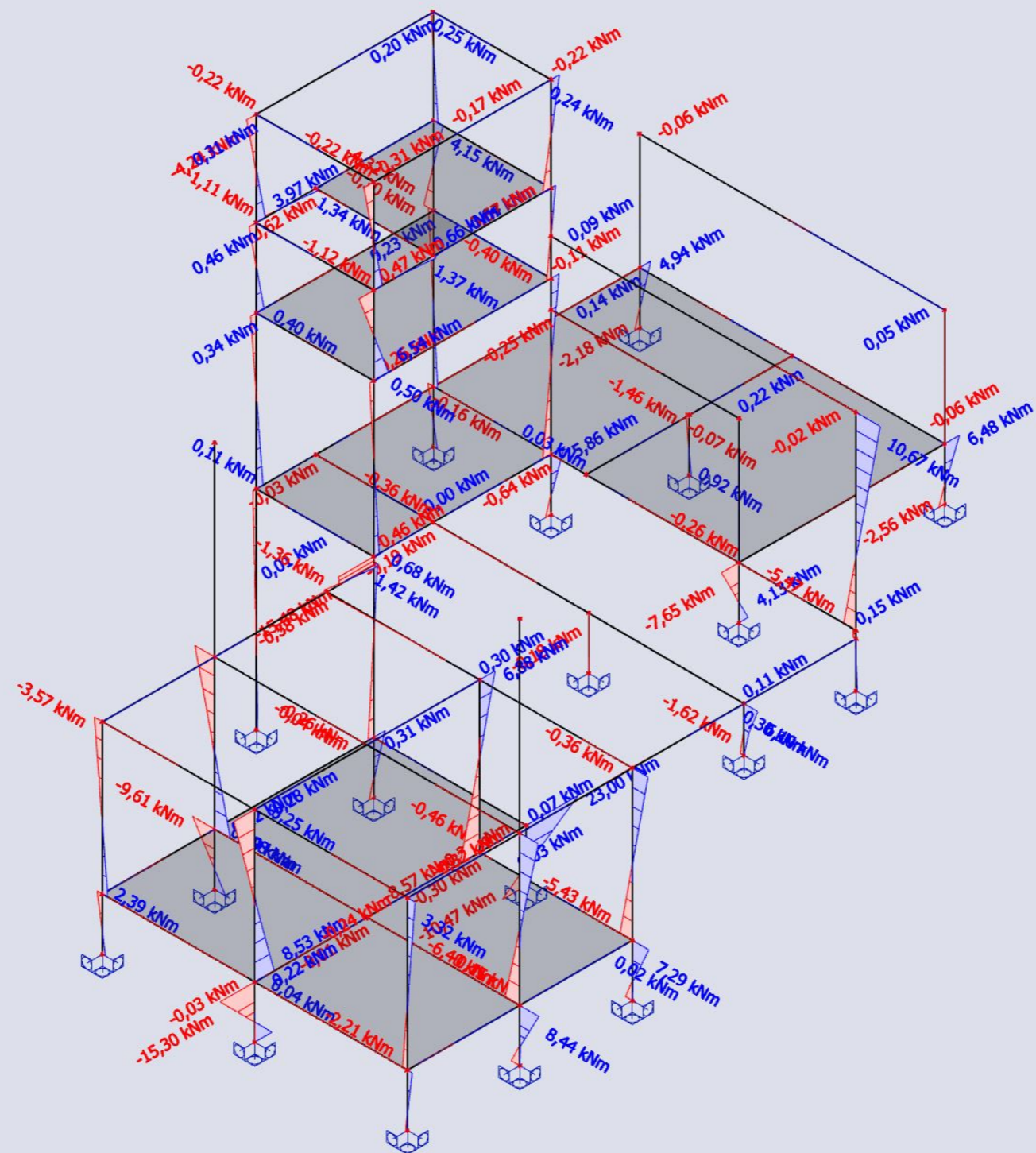
Valores: V_z
Cálculo linear
Combinação: ELU-Norm (auto)
Sistema de coordenadas: Principal
Extremo 1D: Elemento
Seleção: Tudo



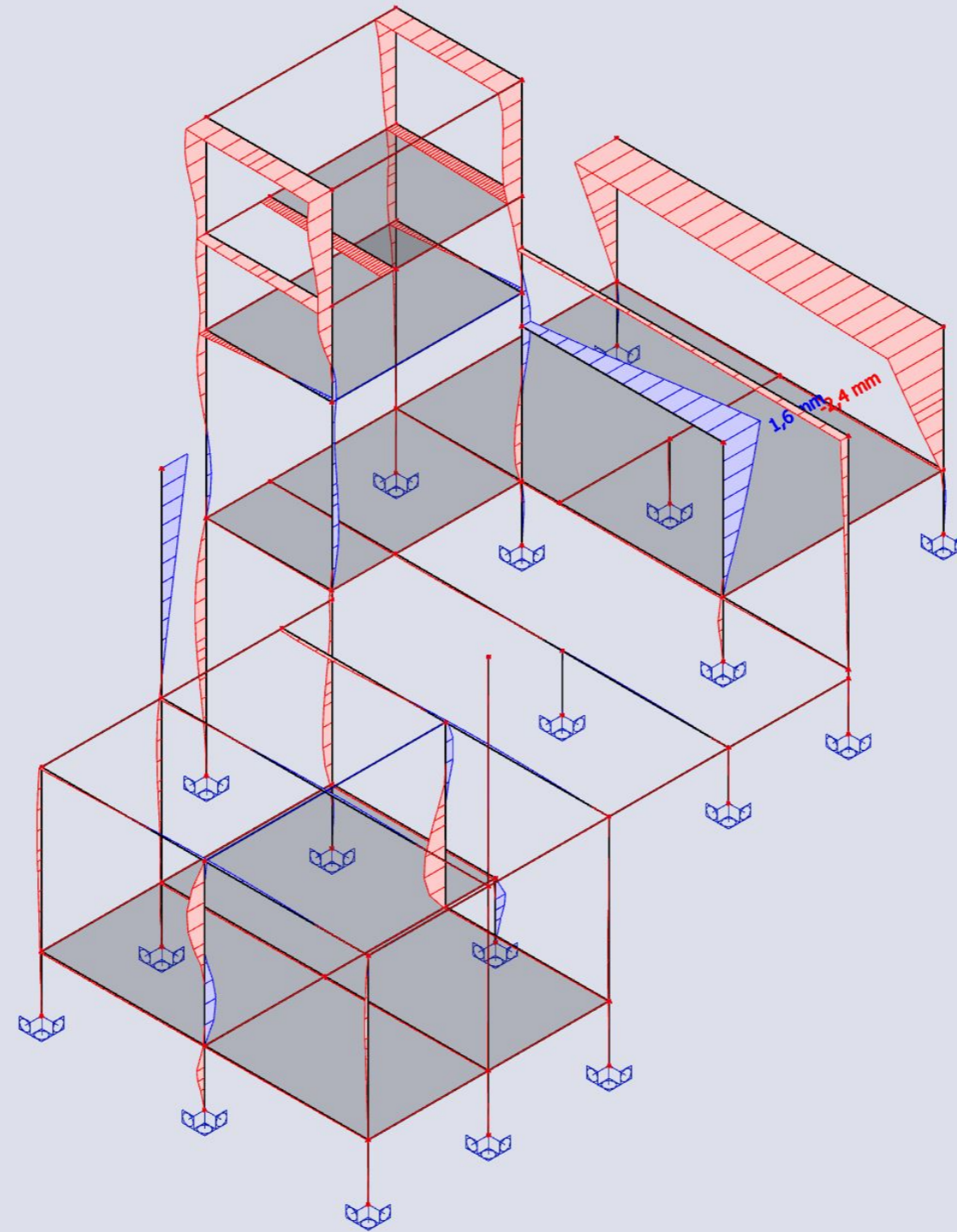
Valores: M_y
Cálculo linear
Combinação: ELU-Norm (auto)
Sistema de coordenadas: Principal
Extremo 1D: Elemento
Seleção: Tudo



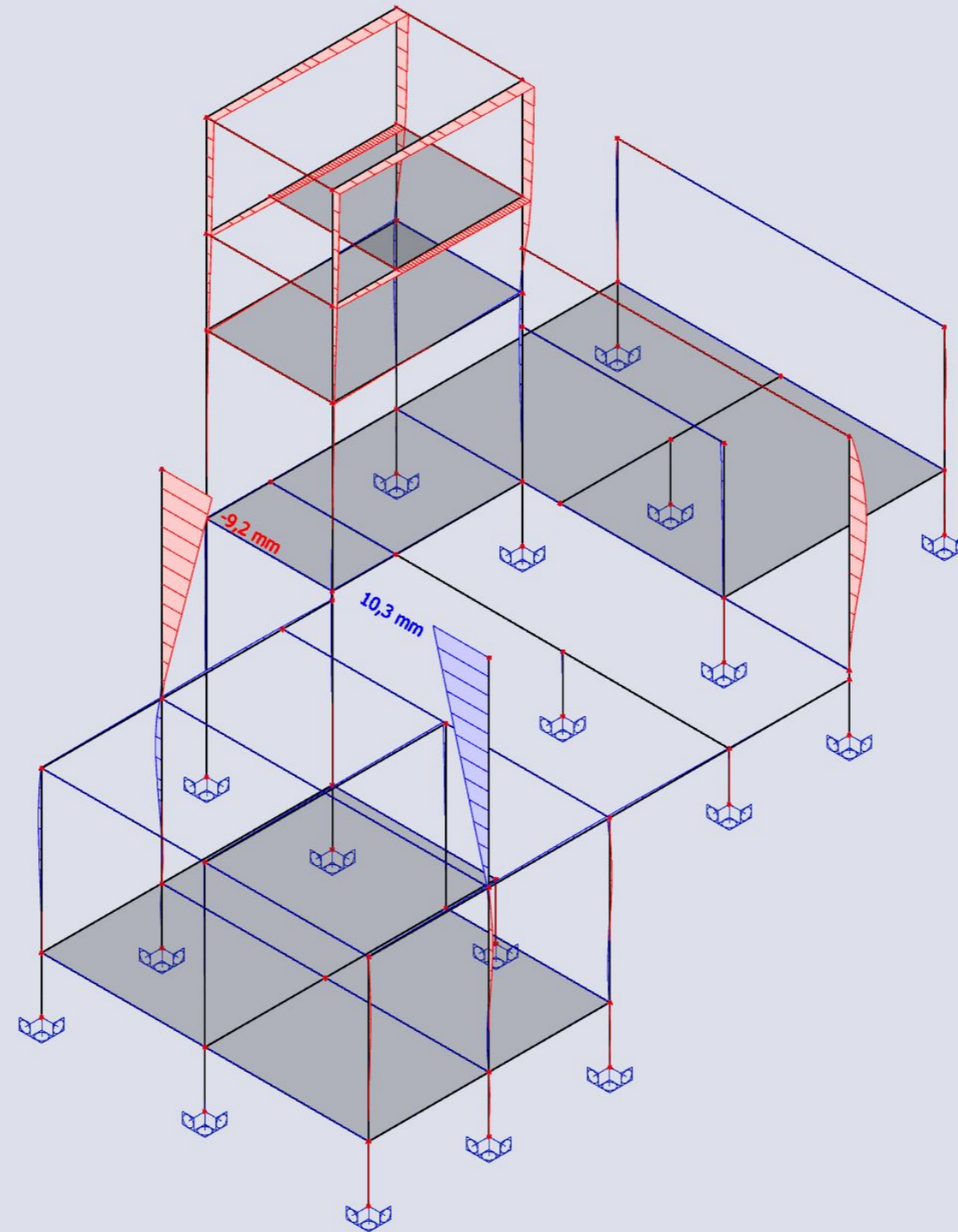
Valores: M_z
Cálculo linear
Combinação: ELU-Norm (auto)
Sistema de coordenadas: Principal
Extremo 1D: Elemento
Seleção: Tudo



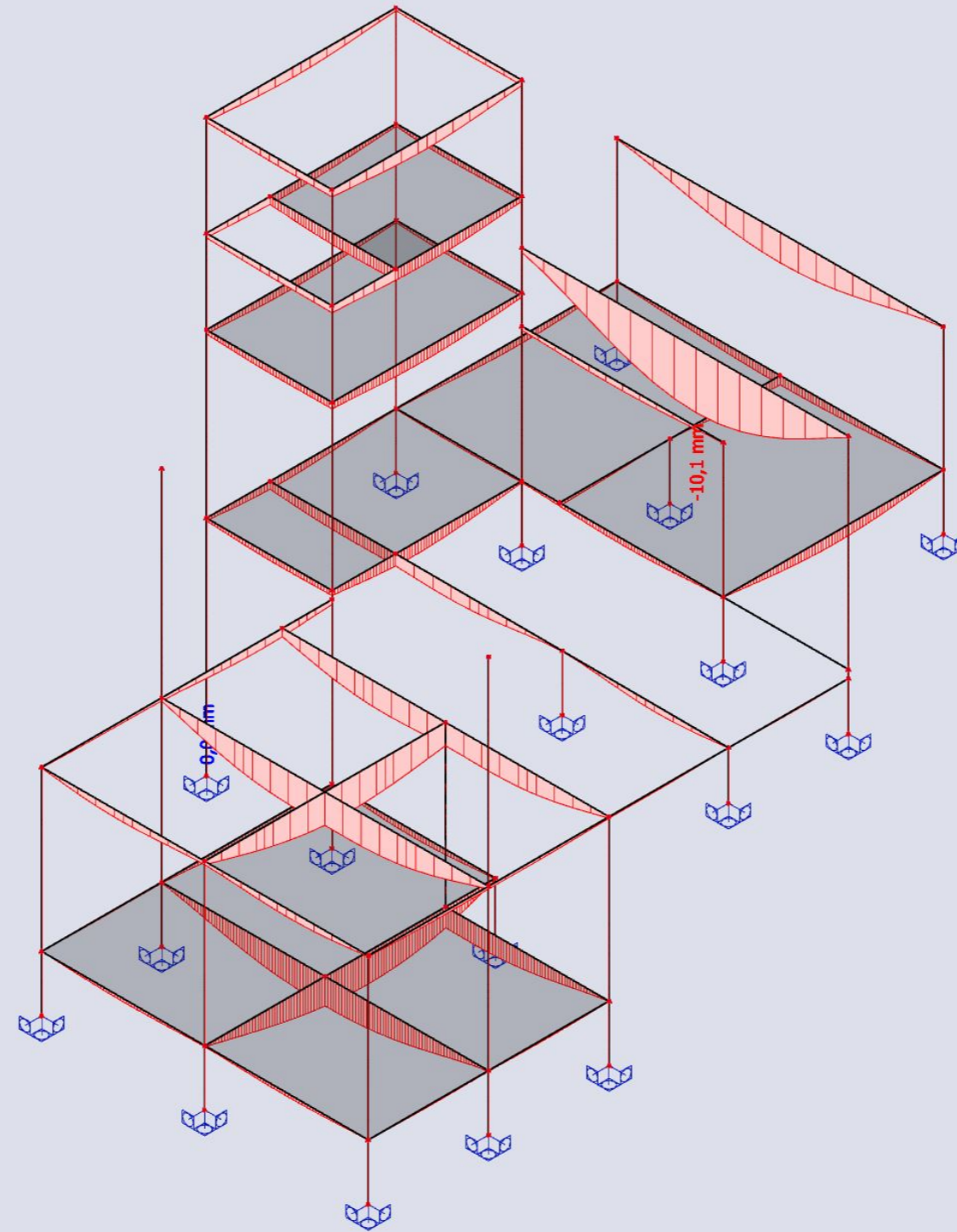
Valores: u_x
Cálculo linear
Combinação: ELU-Norm (auto)
Sistema de coordenadas: Global
Extremo 1D: Global
Seleção: Tudo



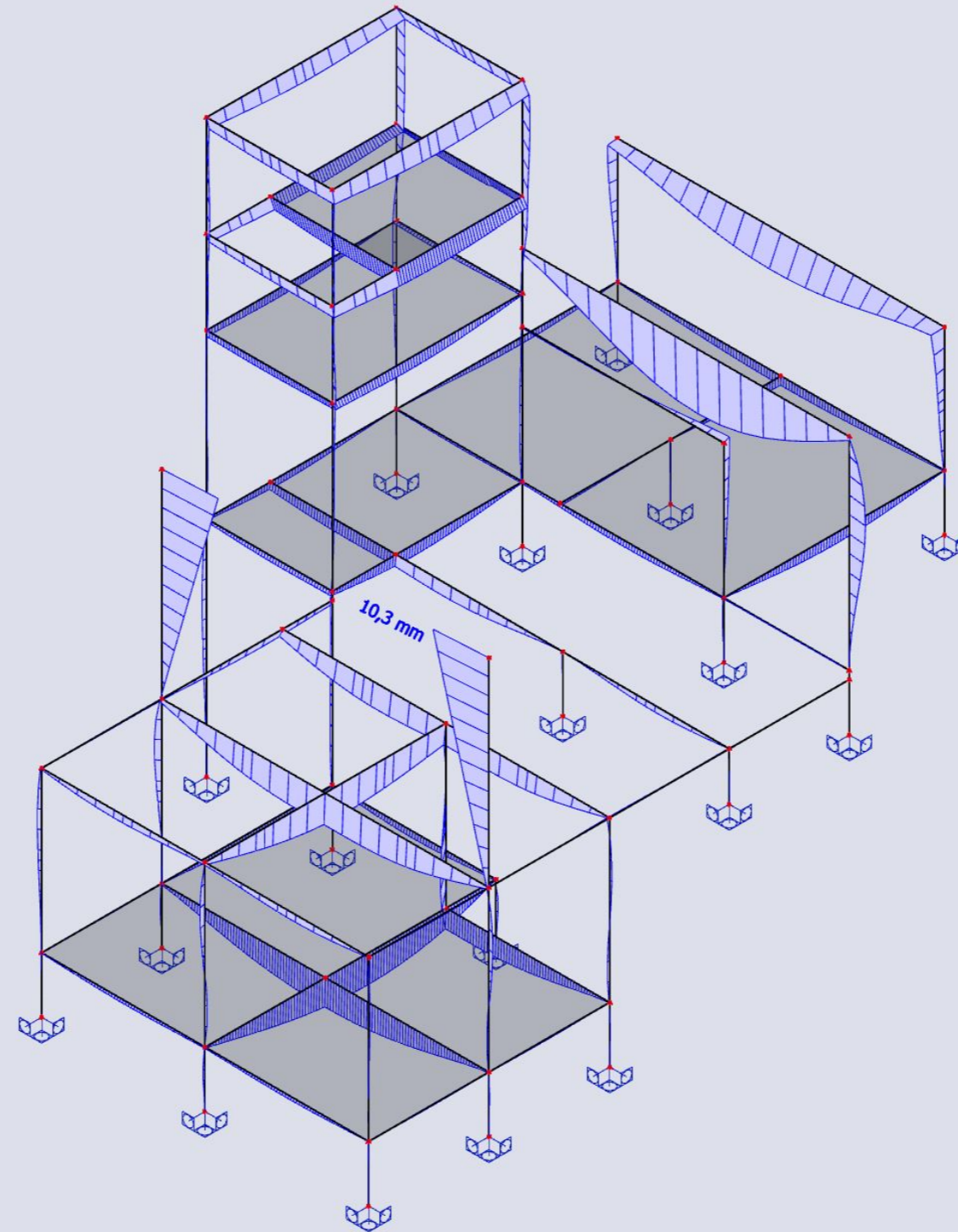
Valores: u_y
Cálculo linear
Combinação: ELU-Norm (auto)
Sistema de coordenadas: Global
Extremo 1D: Global
Seleção: Tudo



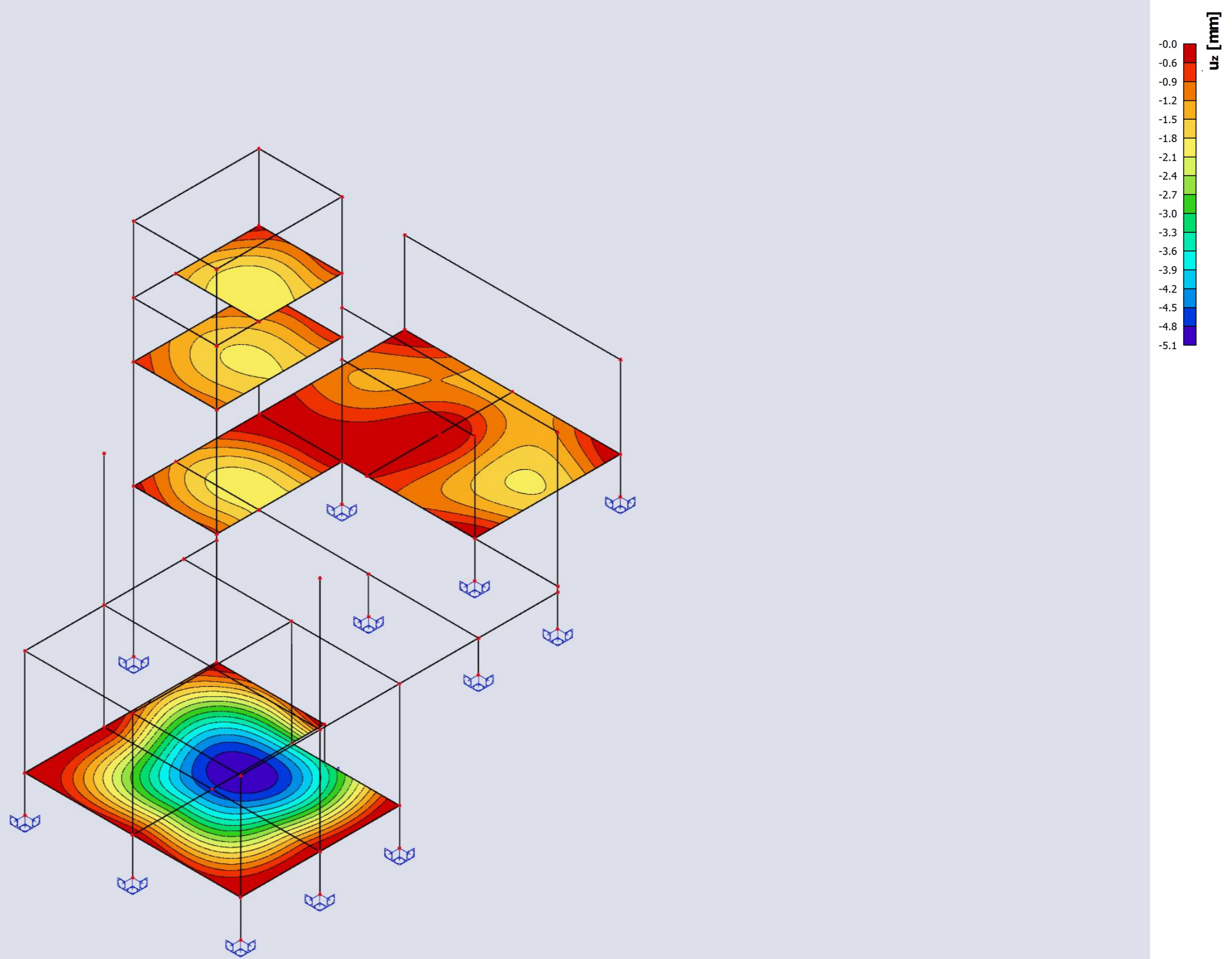
Valores: u_z
Cálculo linear
Combinação: ELU-Norm (auto)
Sistema de coordenadas: Global
Extremo 1D: Global
Seleção: Tudo



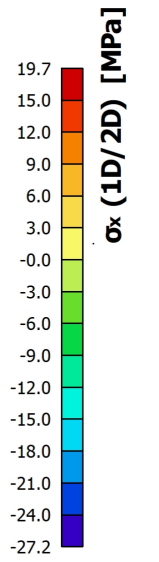
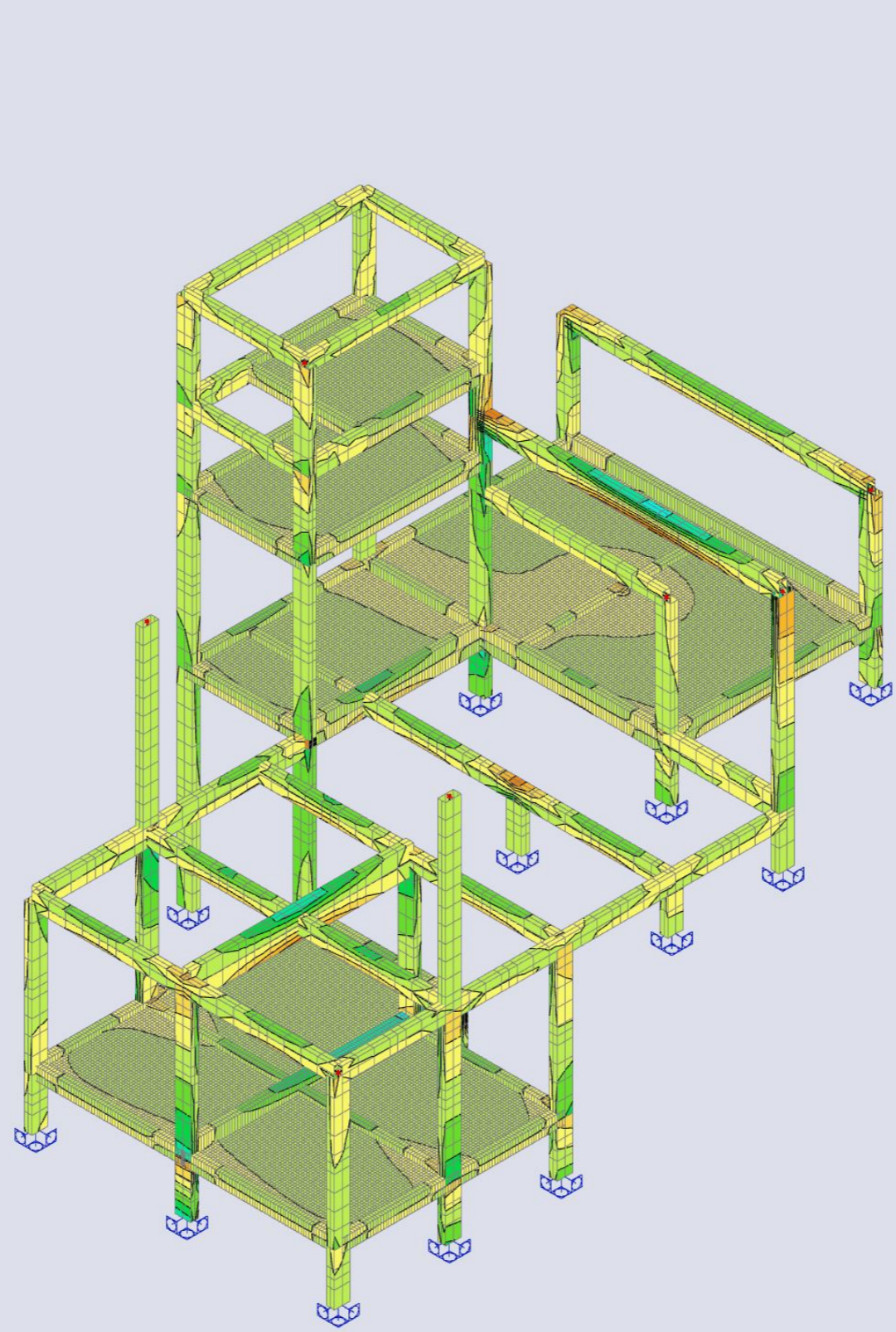
Valores: U_{total}
Cálculo linear
Combinação: ELU-Norm (auto)
Sistema de coordenadas: Global
Extremo 1D: Global
Seleção: Tudo



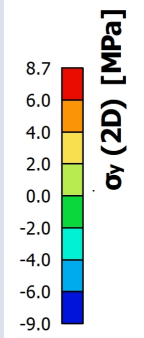
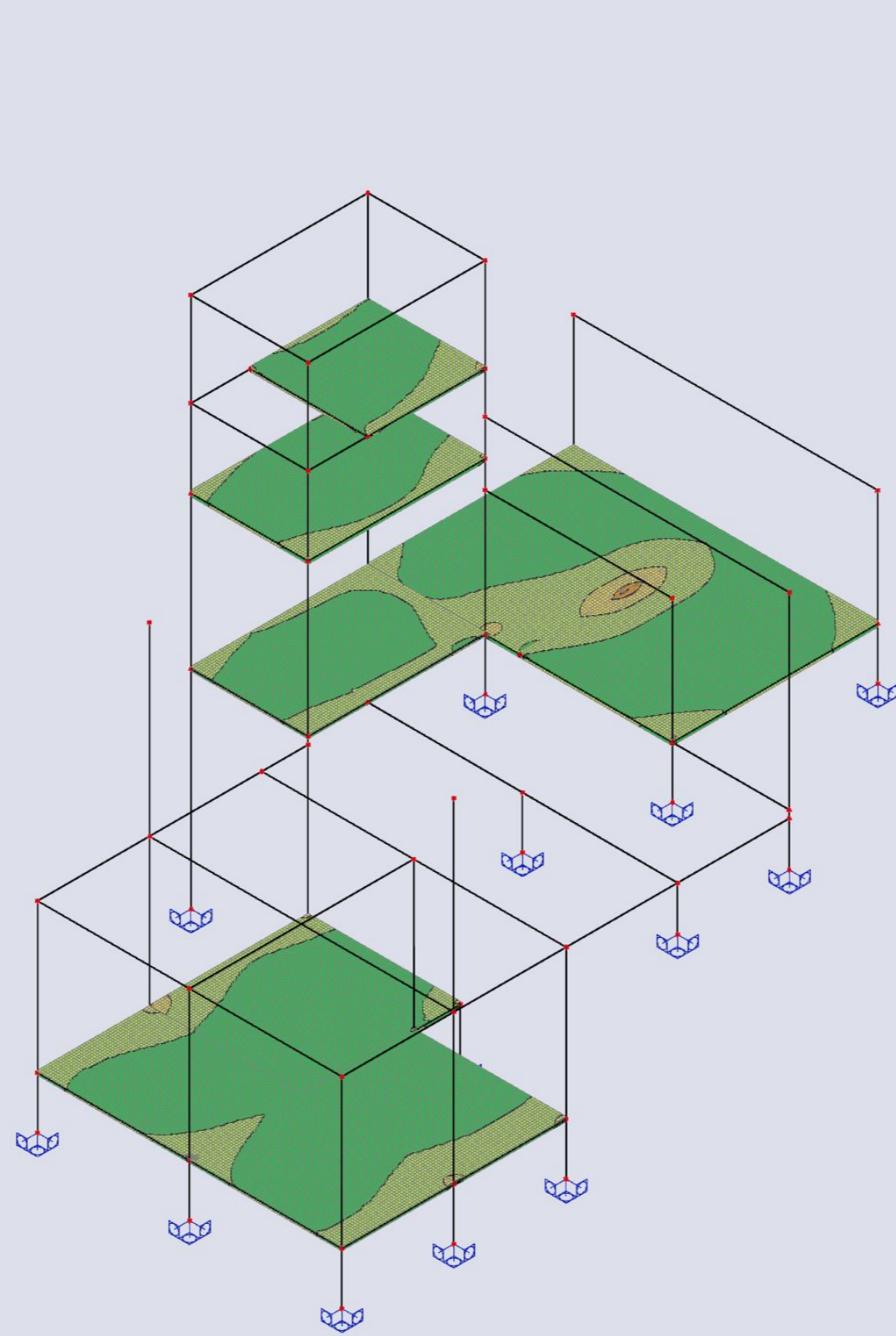
Valores: u_z
Cálculo linear
Combinação: ELU-Norm (auto)
Extremo: Global
Seleção: Tudo
Localização: Em nós med. em macro. Sistema: LCS do elemento de malha



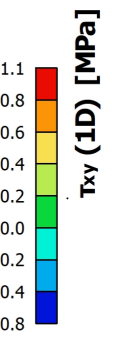
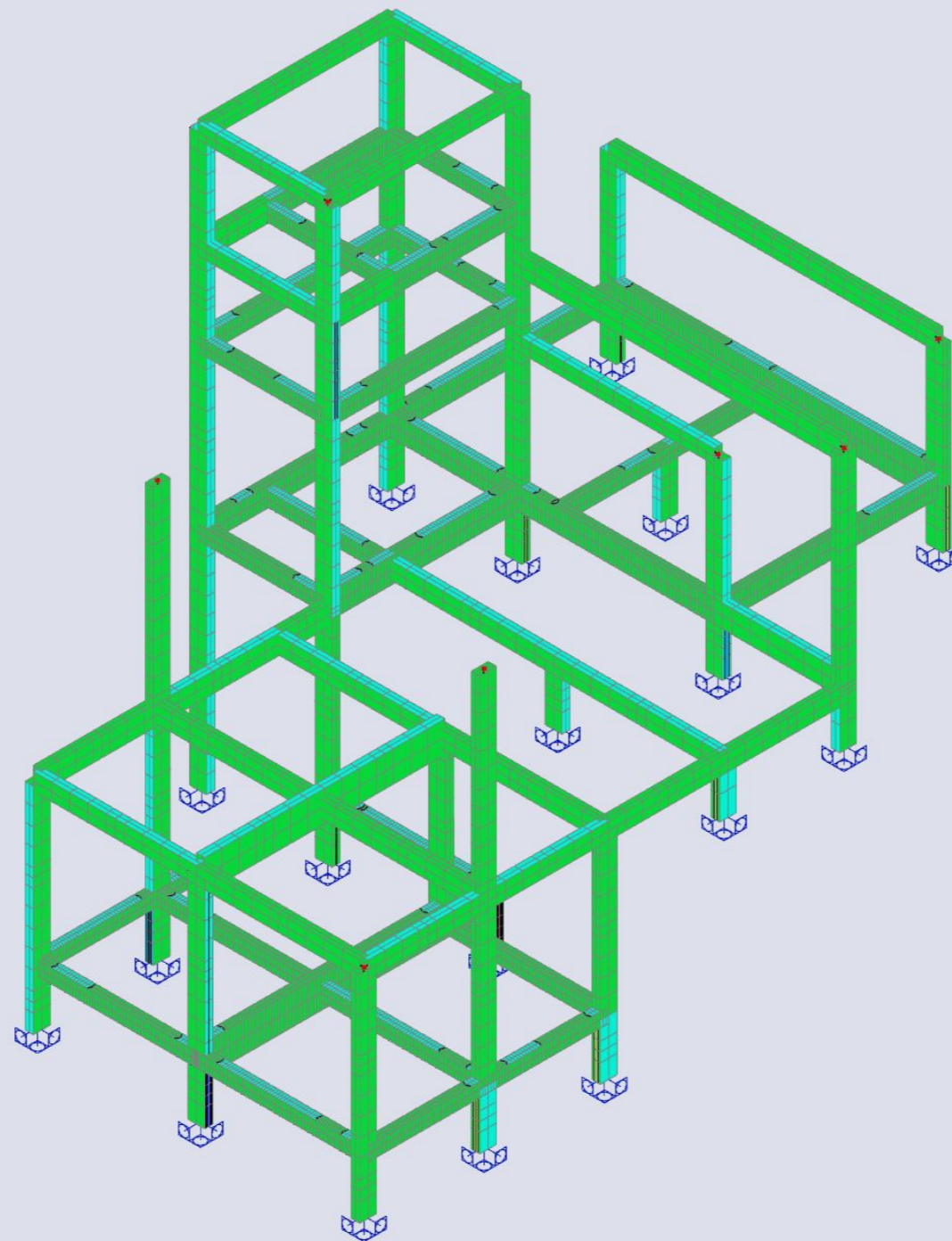
Valores: σ_x (1D/2D)
Cálculo linear
Combinação: ELU-Norm (auto)
Seleção: Tudo
Localização: Em nós med. em macro. Sistema: LCS do elemento de malha
Magnitudes básicas



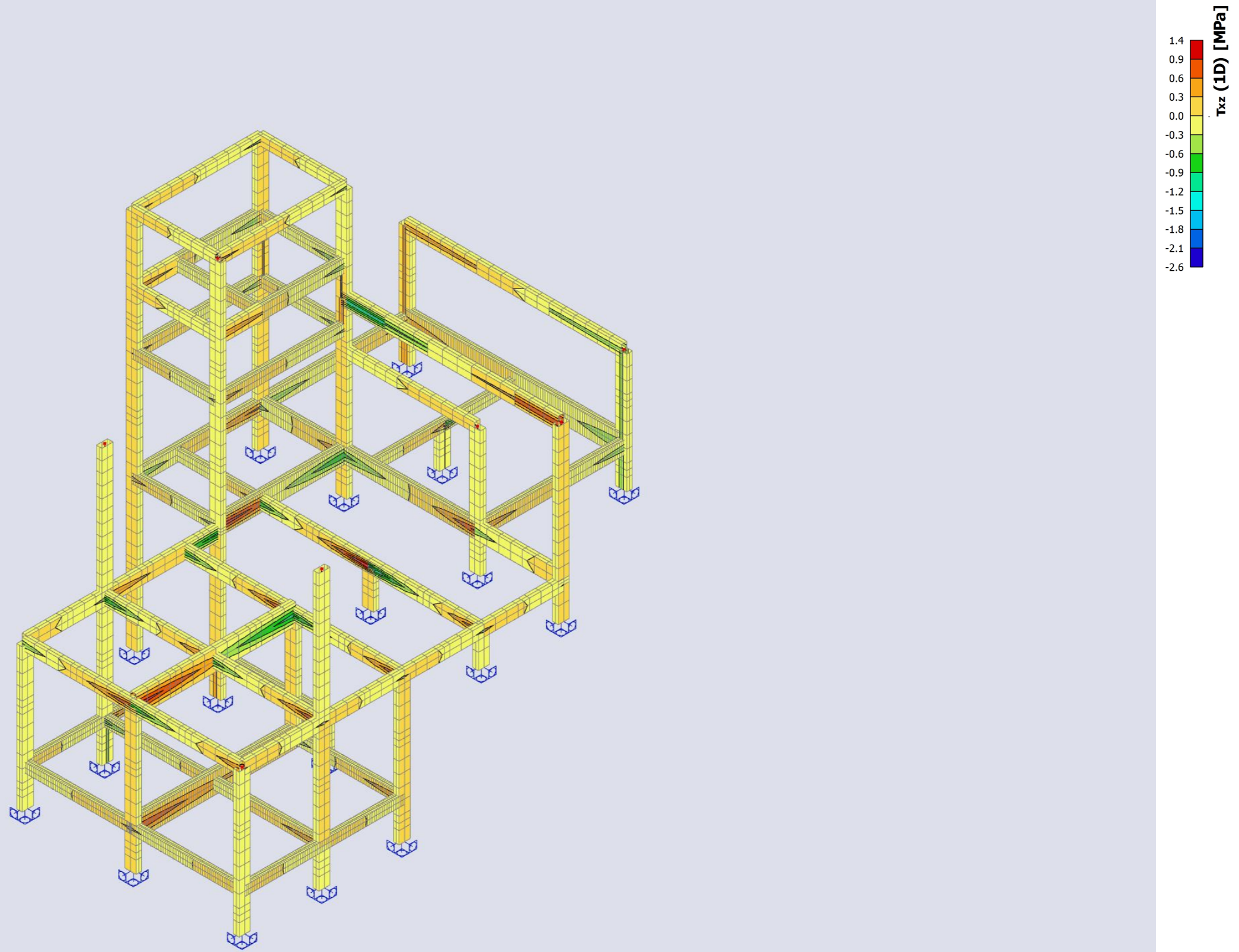
Valores: σ_y (2D)
Cálculo linear
Combinação: ELU-Norm (auto)
Seleção: Tudo
Localização: Em nós med. em macro. Sistema: LCS do elemento de malha
Magnitudes básicas



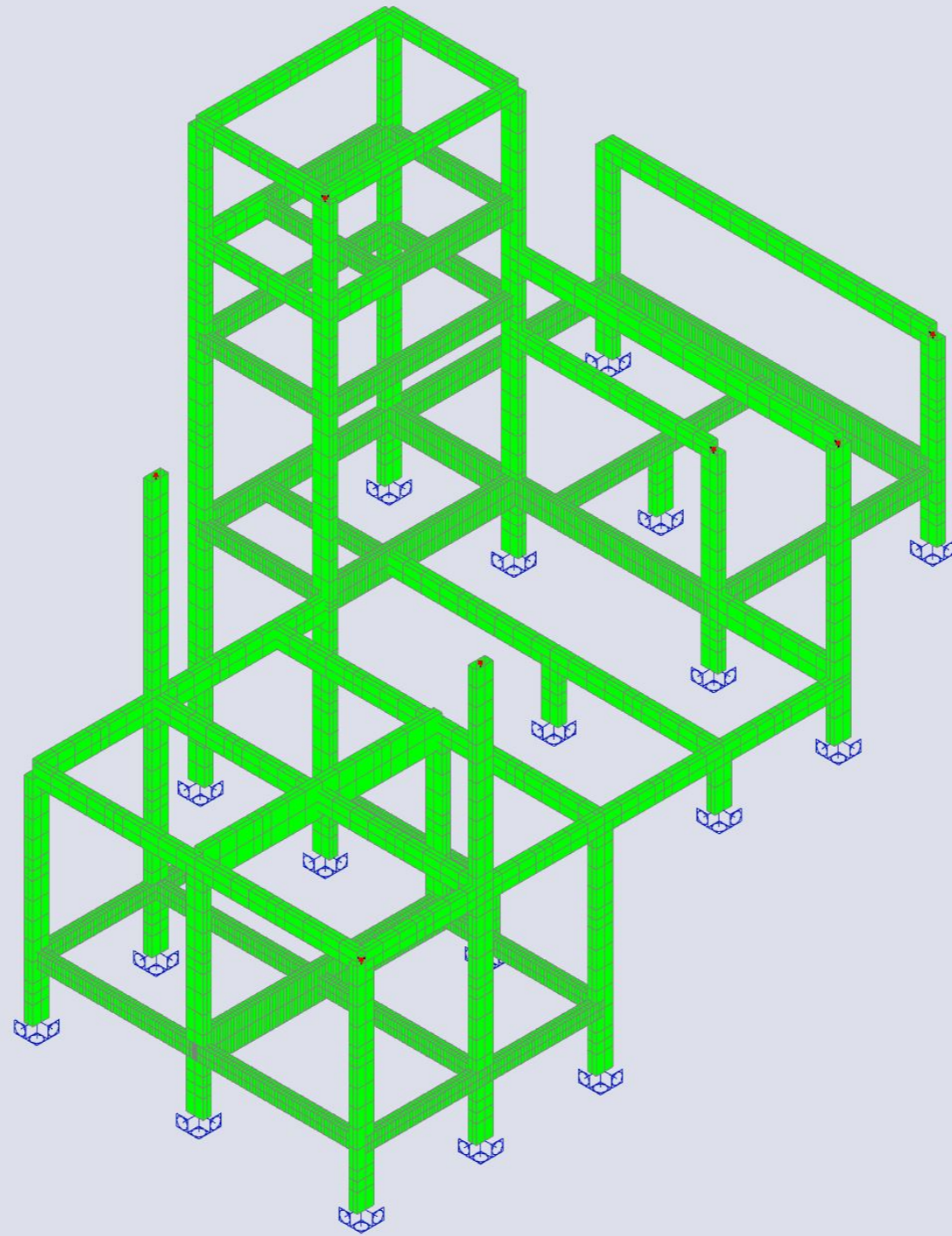
Valores: τ_{xy} (1D)
Cálculo linear
Combinação: ELU-Norm (auto)
Seleção: Tudo
Localização: Em nós med. em macro. Sistema: LCS do elemento de malha
Magnitudes básicas



Valores: τ_{xz} (1D)
Cálculo linear
Combinação: ELU-Norm (auto)
Seleção: Tudo
Localização: Em nós med. em macro. Sistema: LCS do elemento de malha
Magnitudes básicas

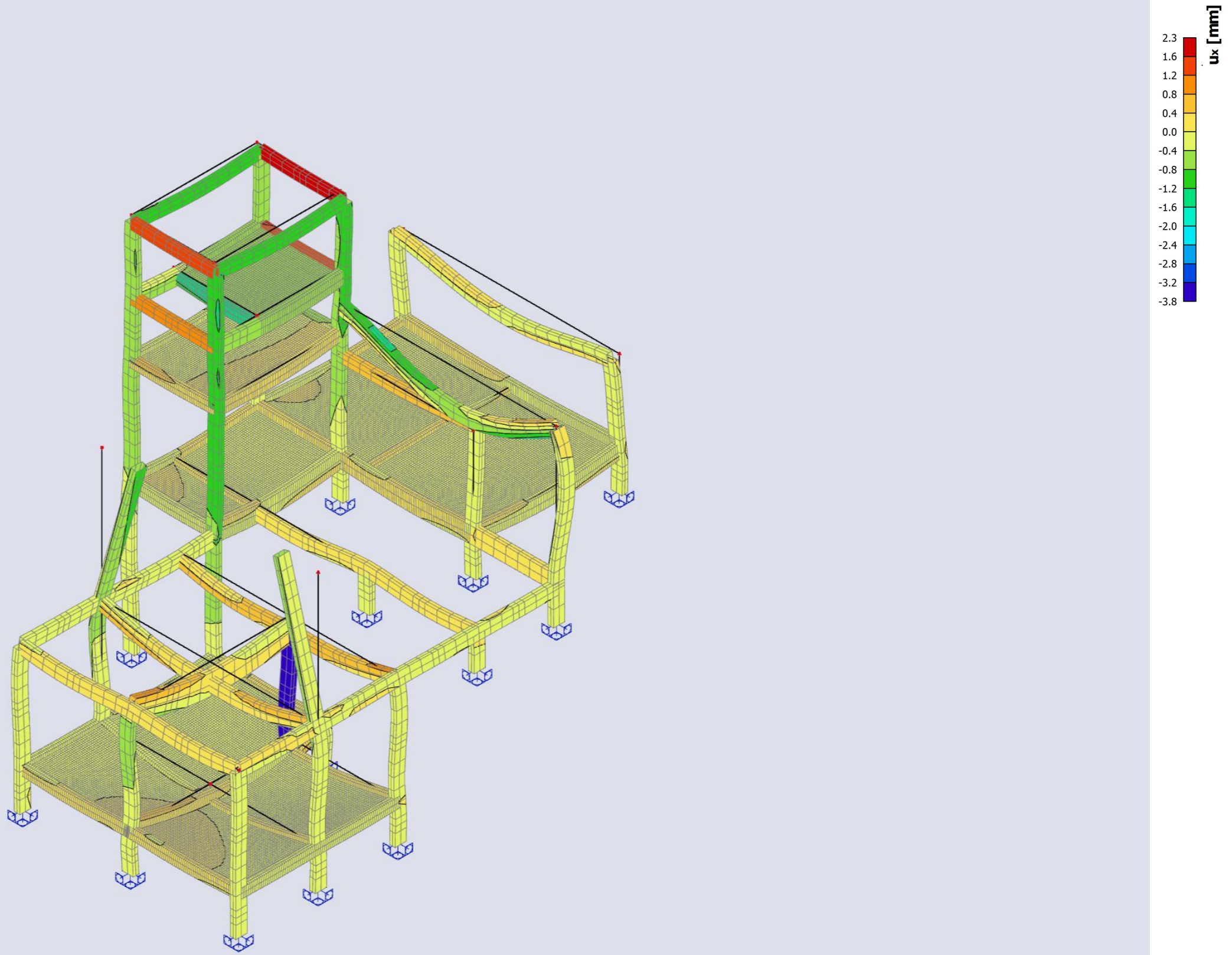


Valores: τ_{tor} (1D)
Cálculo linear
Combinação: ELU-Norm (auto)
Seleção: Tudo
Localização: Em nós med. em macro. Sistema: LCS do elemento de malha
Magnitudes básicas

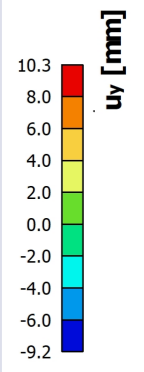
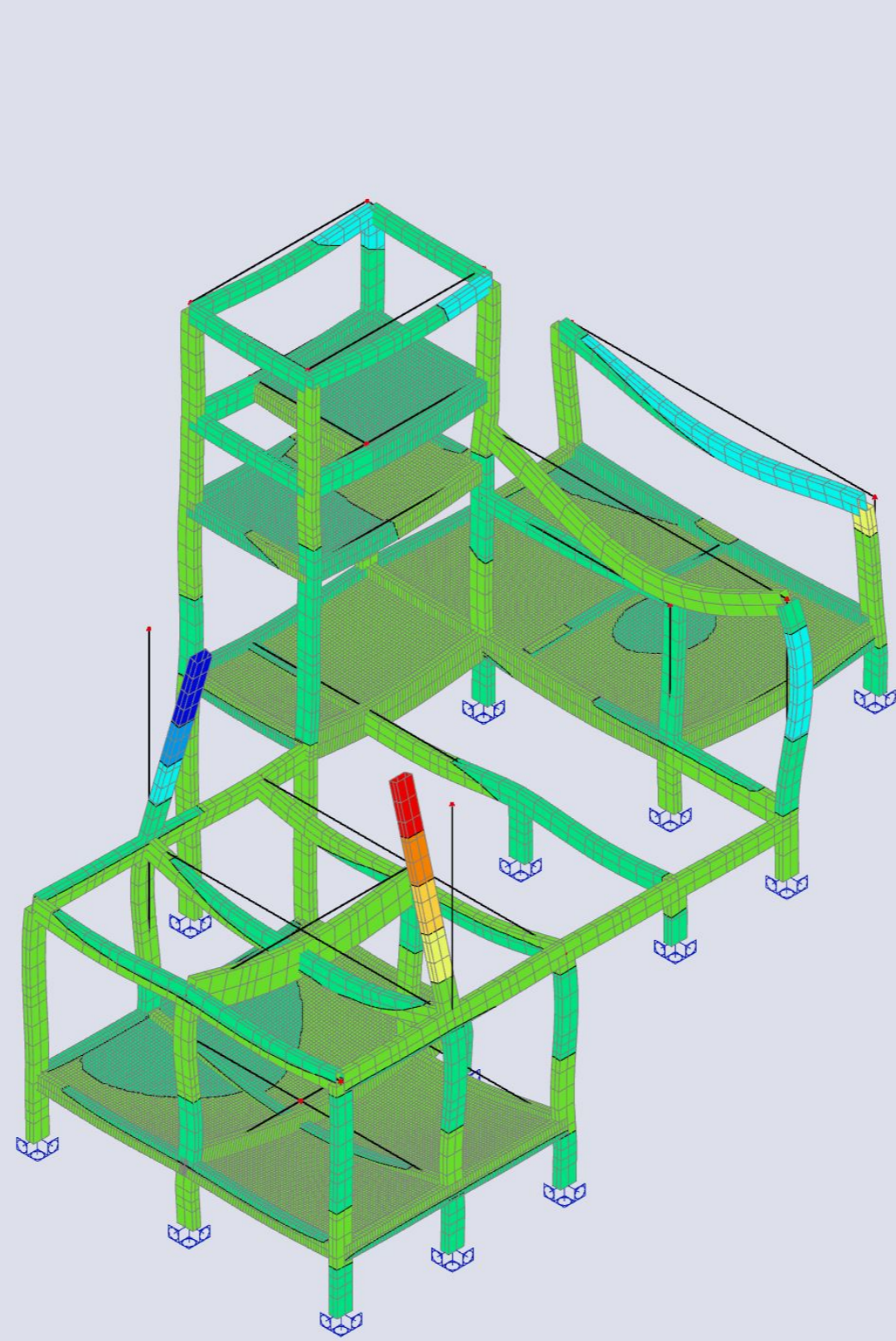


Valor constante 0.0
 τ_{tor} (1D) [MPa]

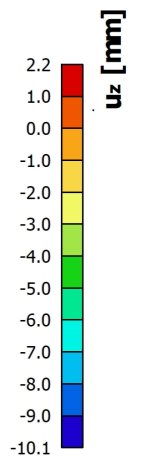
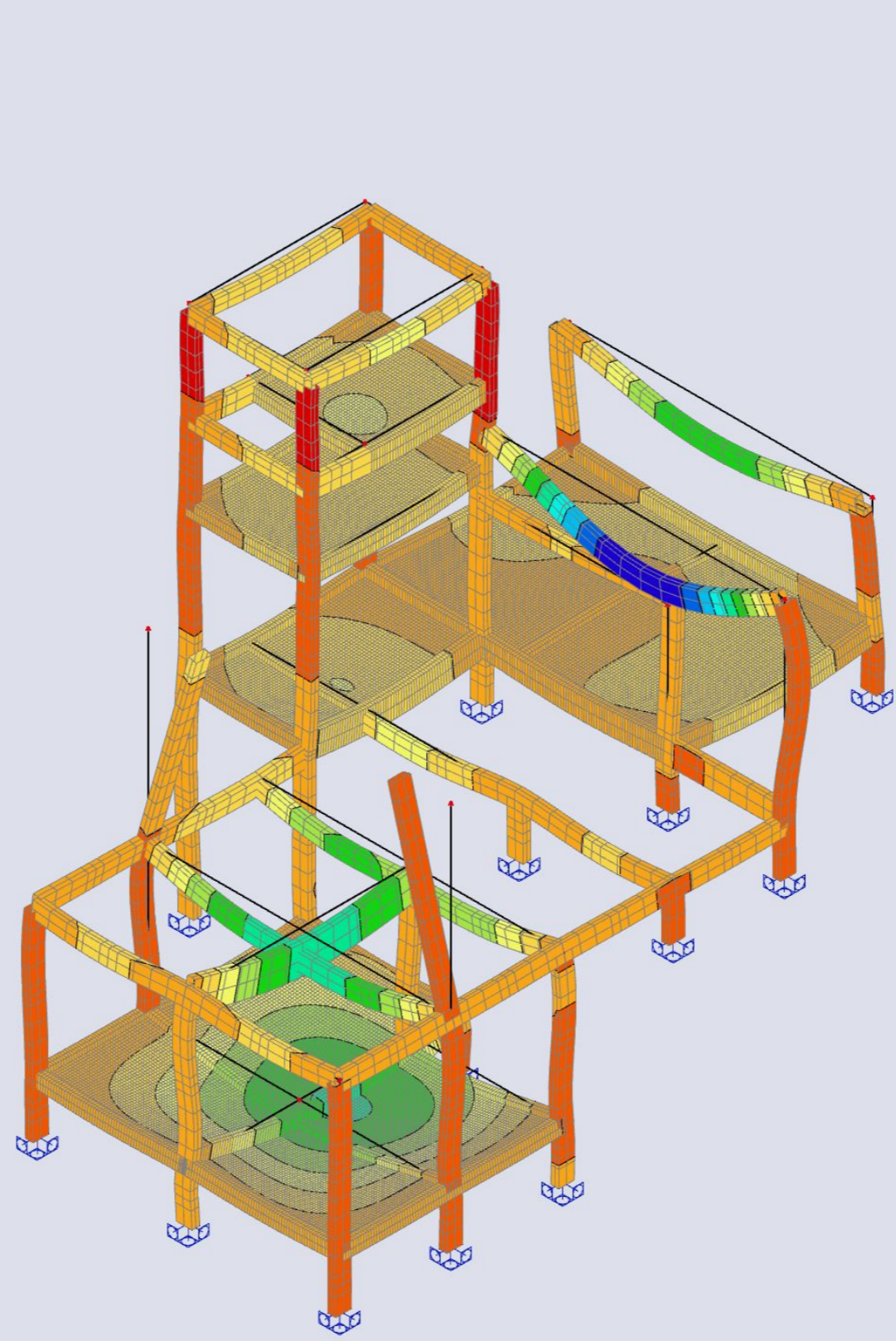
Valores: u_x
Cálculo linear
Combinação: ELU-Norm (auto)
Seleção: Tudo
Localização: Em nós med. em macro. Sistema: LCS do elemento de malha



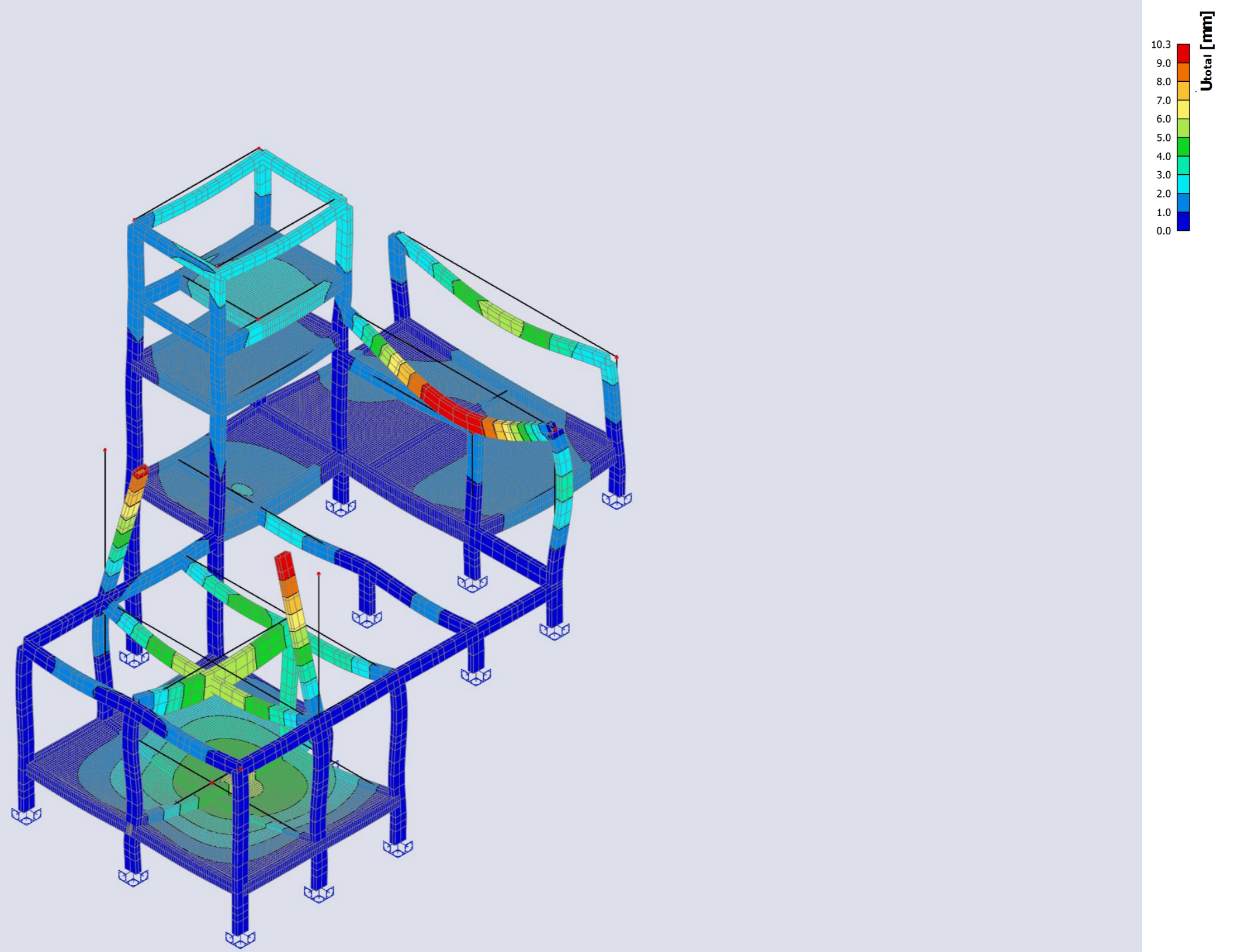
Valores: u_y
Cálculo linear
Combinação: ELU-Norm (auto)
Seleção: Tudo
Localização: Em nós med. em macro. Sistema: LCS do elemento de malha



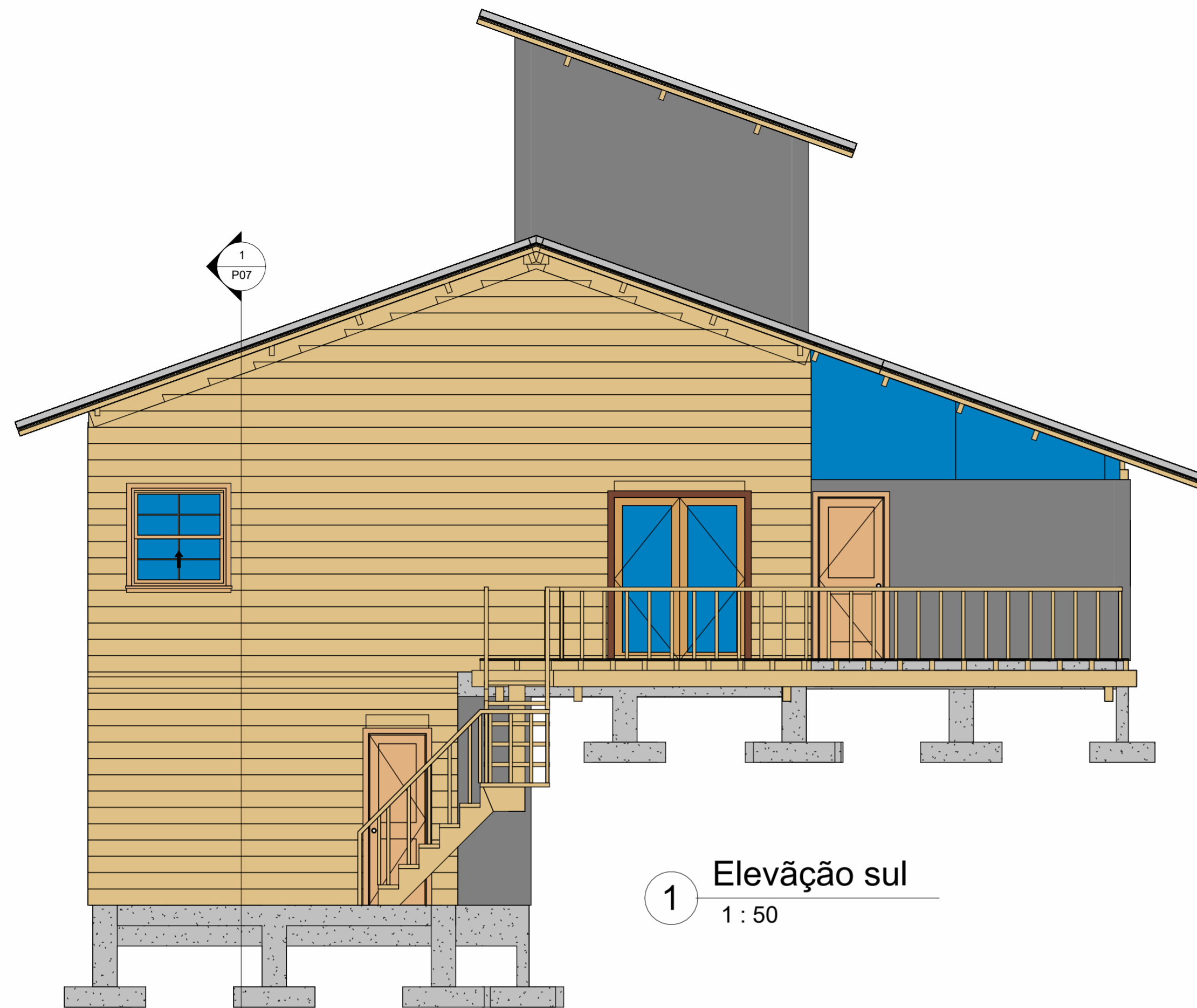
Valores: u_z
Cálculo linear
Combinação: ELU-Norm (auto)
Seleção: Tudo
Localização: Em nós med. em macro. Sistema: LCS do elemento de malha



Valores: U_{total}
Cálculo linear
Combinação: ELU-Norm (auto)
Seleção: Tudo
Localização: Em nós med. em macro. Sistema: LCS do elemento de malha



APÊNDICE E – PRANCHAS



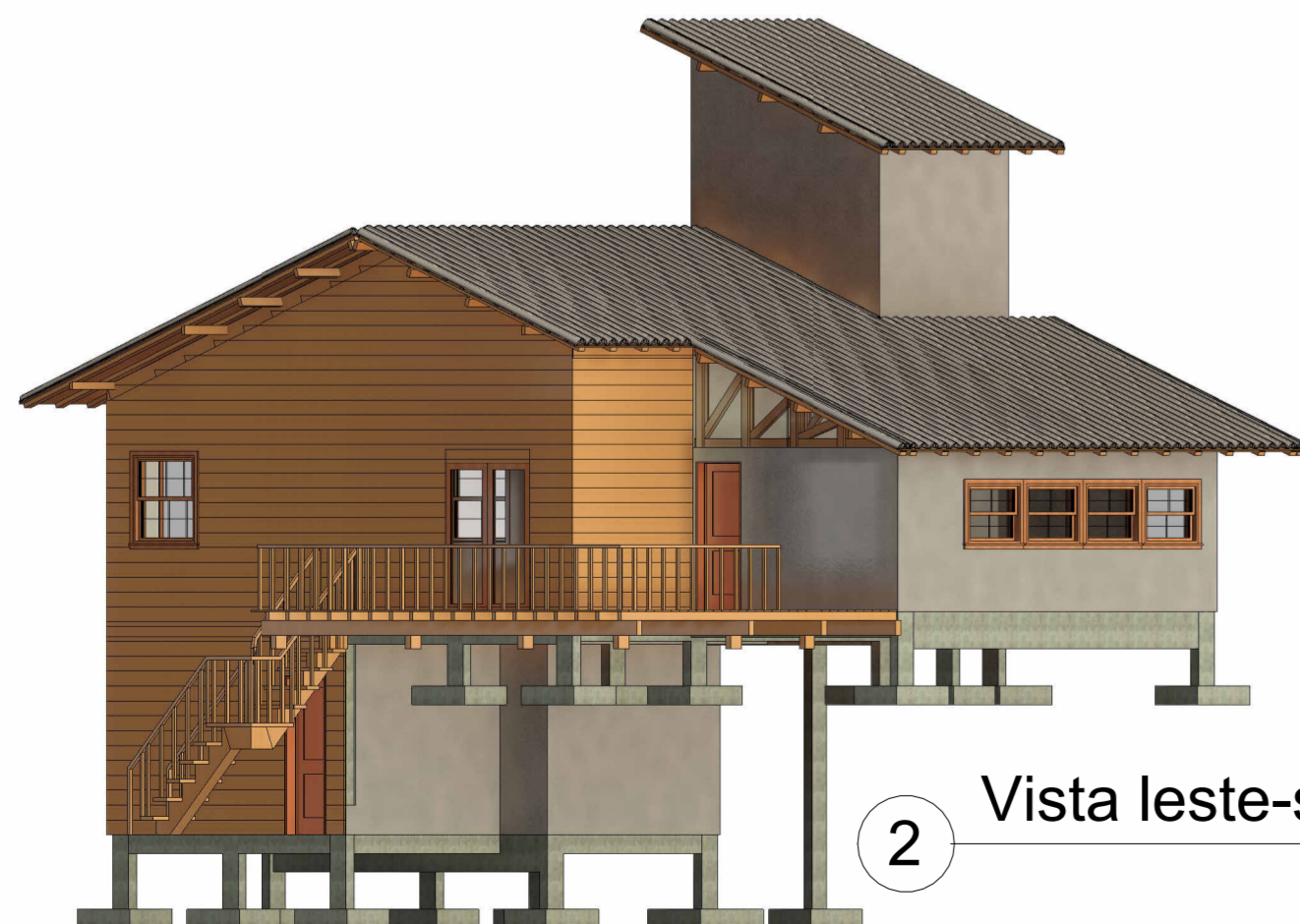
1 Elevação sul
1 : 50



4 Vista oeste-norte




5 Vista leste-norte

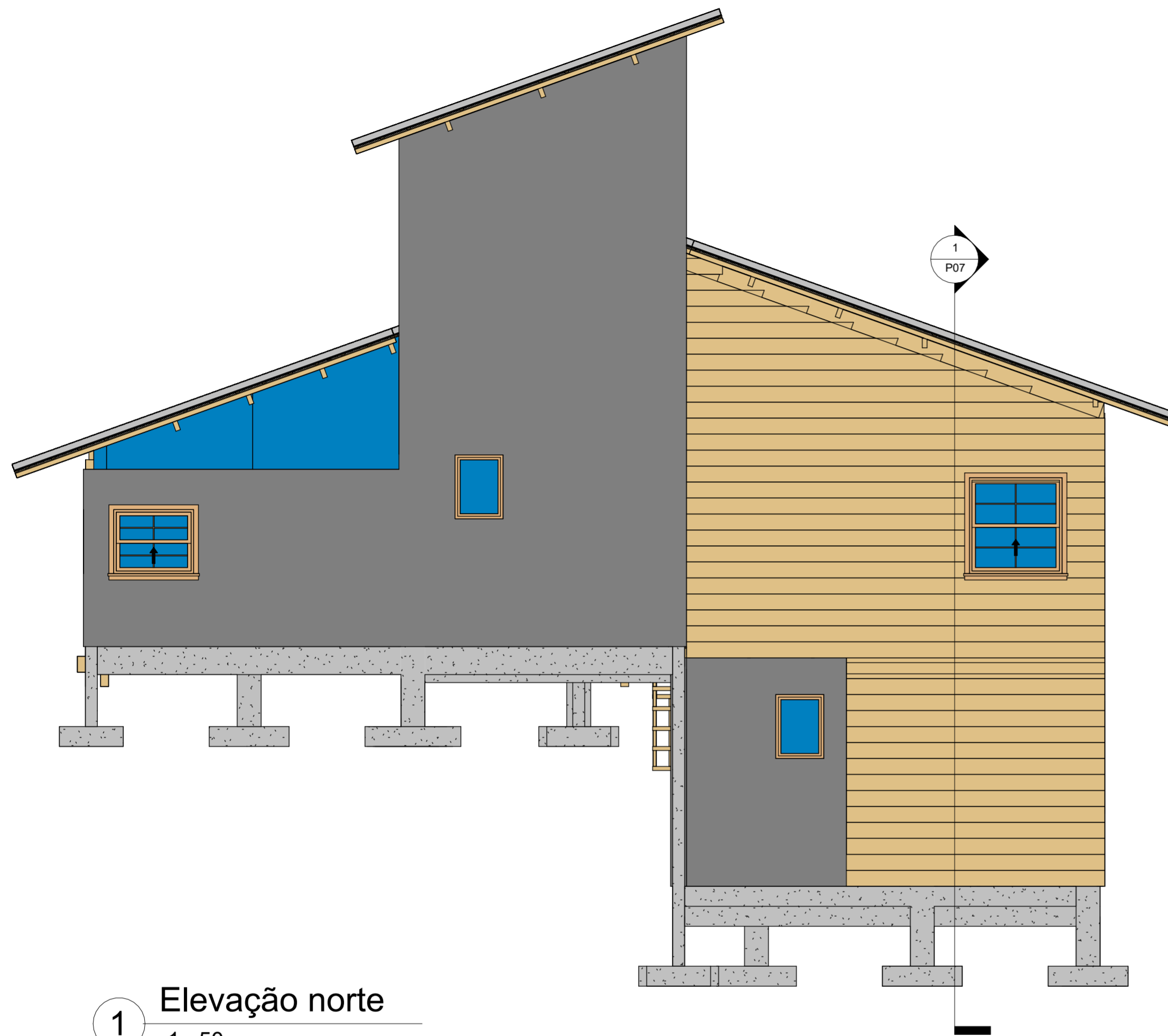


2 Vista leste-sul

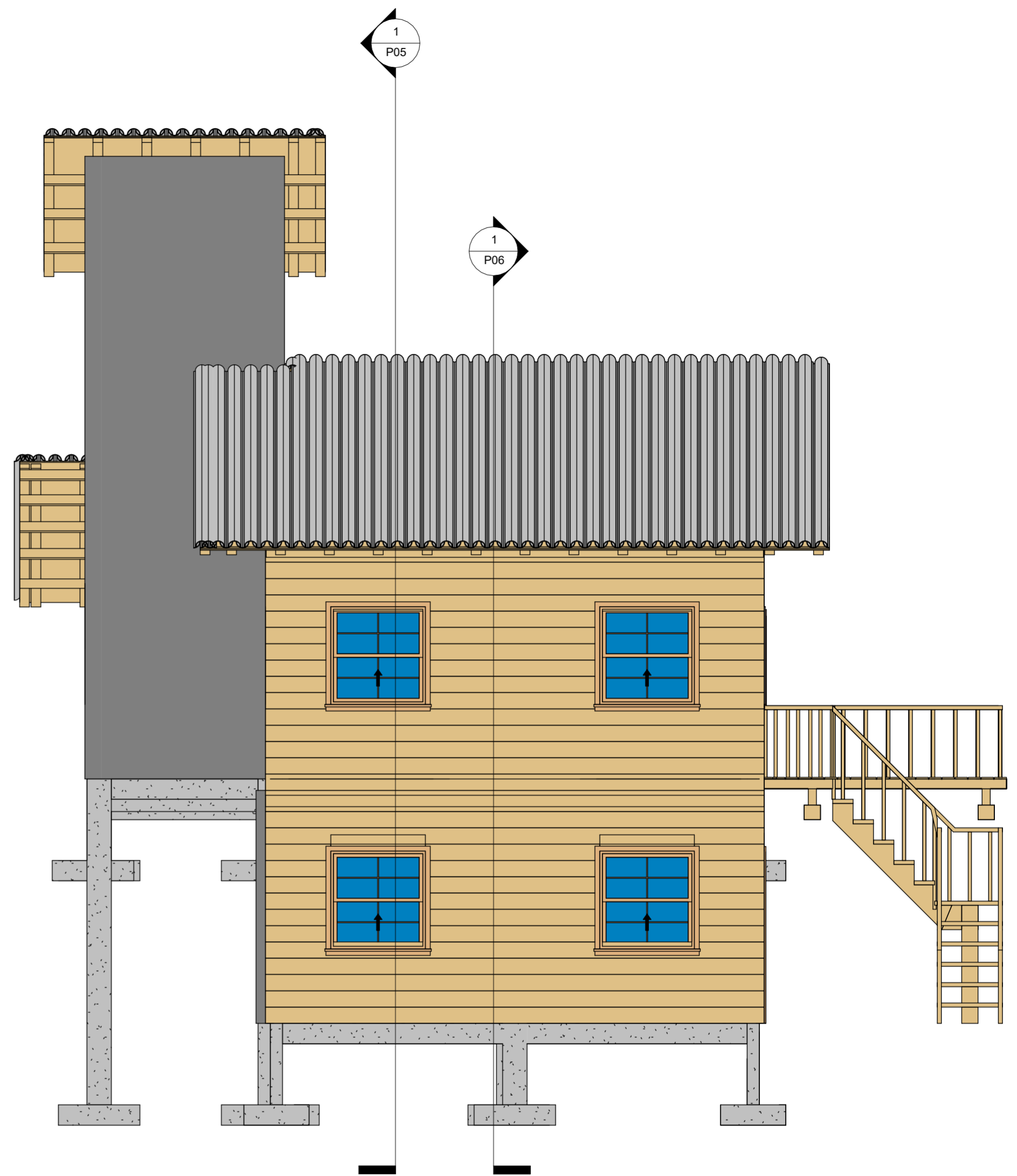


3 Vista oeste-sul


 UFSC	PROJETO: Chalé Residencial TCC Marcos	
	ALUNO: Marcos Lichtenfels - 16205619	
	ORIENTADOR: Poliana Dias de Moraes, Dr^a.	
	DATA: 23/02/2022 18:35:14	Nº DA PRANCHA P01 / P42
DISCIPLINA: -		Folha A2
CONTEÚDO: Elevação Sul e Vistas 3D		ESCALA: 1 : 50

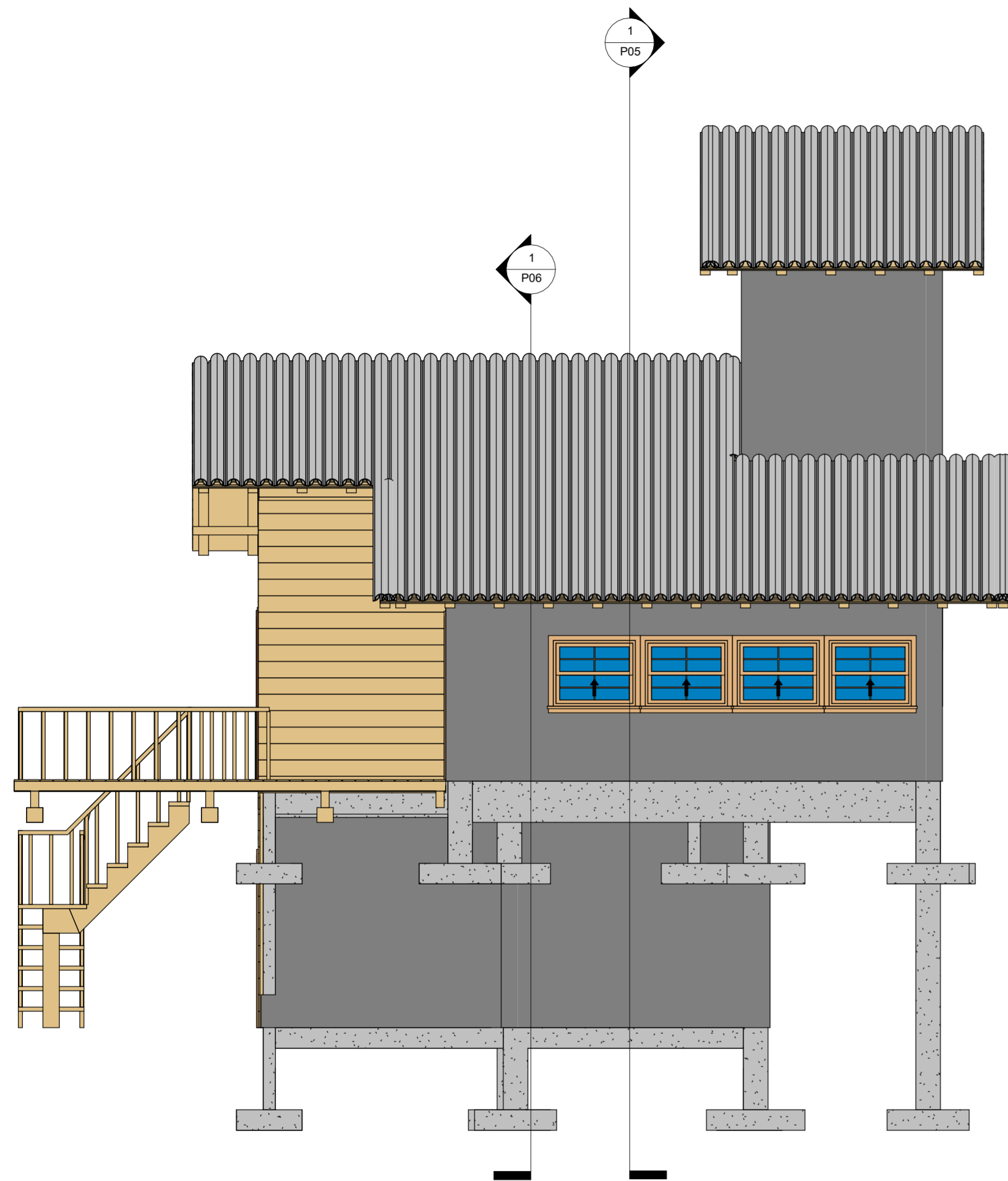


1 Elevação norte
1 : 50



2 Elevação oeste
1 : 50

 UFSC	PROJETO: Chalé Residencial TCC Marcos	
	ALUNO: Marcos Lichtenfels - 16205619	
	ORIENTADOR: Poliana Dias de Moraes, Dr^a.	
	DATA: 23/02/2022 18:35:49	N° DA PRANCHA P02 / P42 Folha A2
REVISÃO N°: -		ESCALA: 1 : 50
DISCIPLINA: -		CONTEÚDO: Elevações Nortel e Oeste



1 Elevação leste
1 : 50


Tabela de ambientes			
Nome	Área	Perímetro	Nível
SALA	48,80 m ²	28,96 m	04 - Térreo
DECK DESCOBERTO	30,65 m ²	26,42 m	04 - Térreo
COZINHA	21,56 m ²	19,15 m	04 - Térreo
QUARTO 1	8,30 m ²	11,28 m	02 - Pav. Inf.
QUARTO 2	8,27 m ²	11,26 m	02 - Pav. Inf.
CORREDOR INF.	4,58 m ²	11,45 m	02 - Pav. Inf.
BANHEIRO SUP.	4,22 m ²	8,22 m	04 - Térreo
BANHEIRO INF.	2,88 m ²	6,80 m	02 - Pav. Inf.
CORREDOR SUP.	2,09 m ²	6,33 m	04 - Térreo
Total geral	131,35 m²		

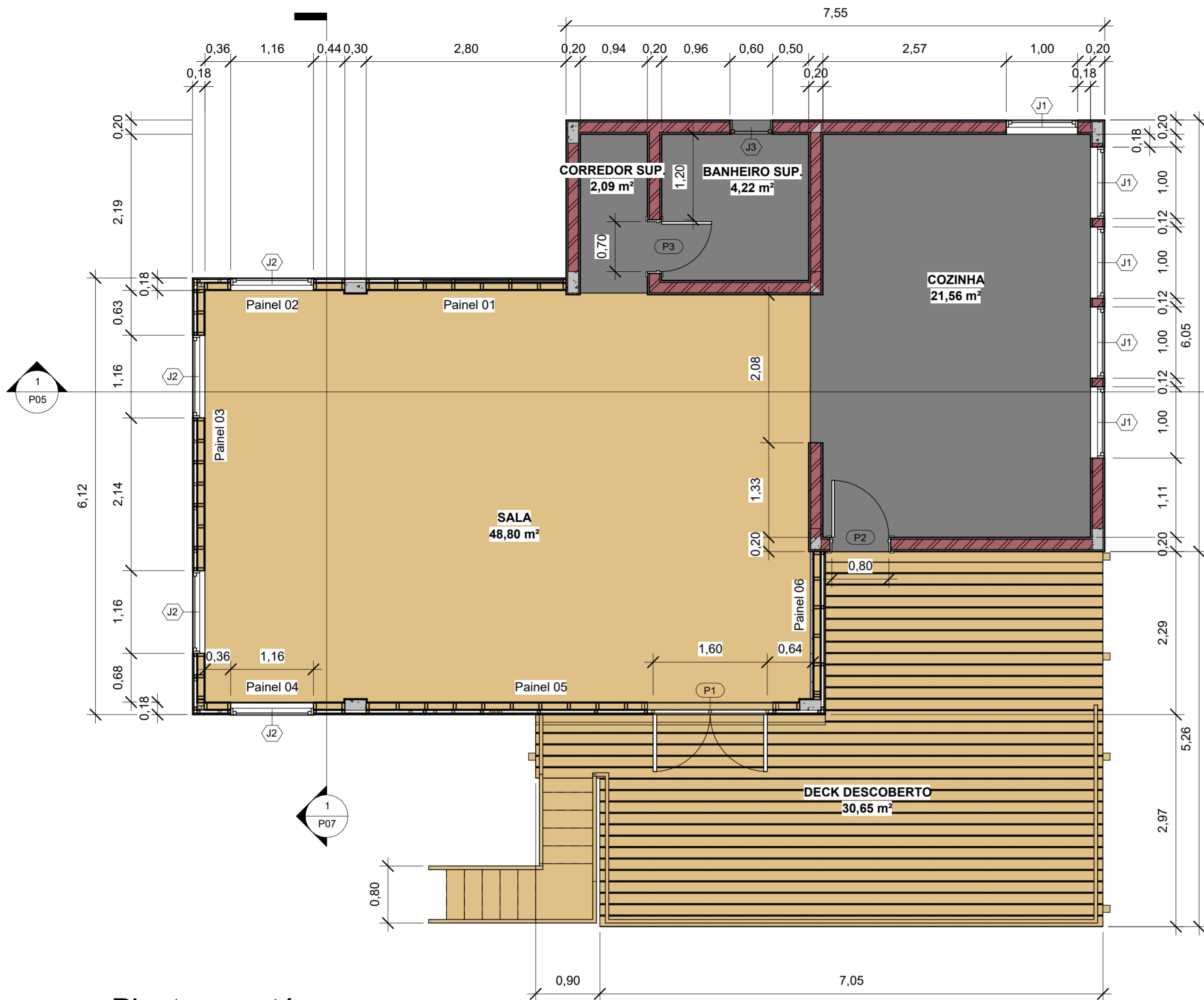
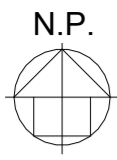
Tabela de janelas				
Item	Largura	Altura	Peitoril	Quantidade
J1	1,00 m	0,80 m	0,91 m	5
J2	1,16 m	1,20 m	0,91 m	6
J3	0,60 m	0,80 m	1,60 m	2
Total geral				13

Tabela de portas			
Item	Largura	Altura	Quantidade
P1	1,60 m	2,00 m	1
P2	0,80 m	2,00 m	1
P3	0,70 m	2,10 m	5
Total geral			7

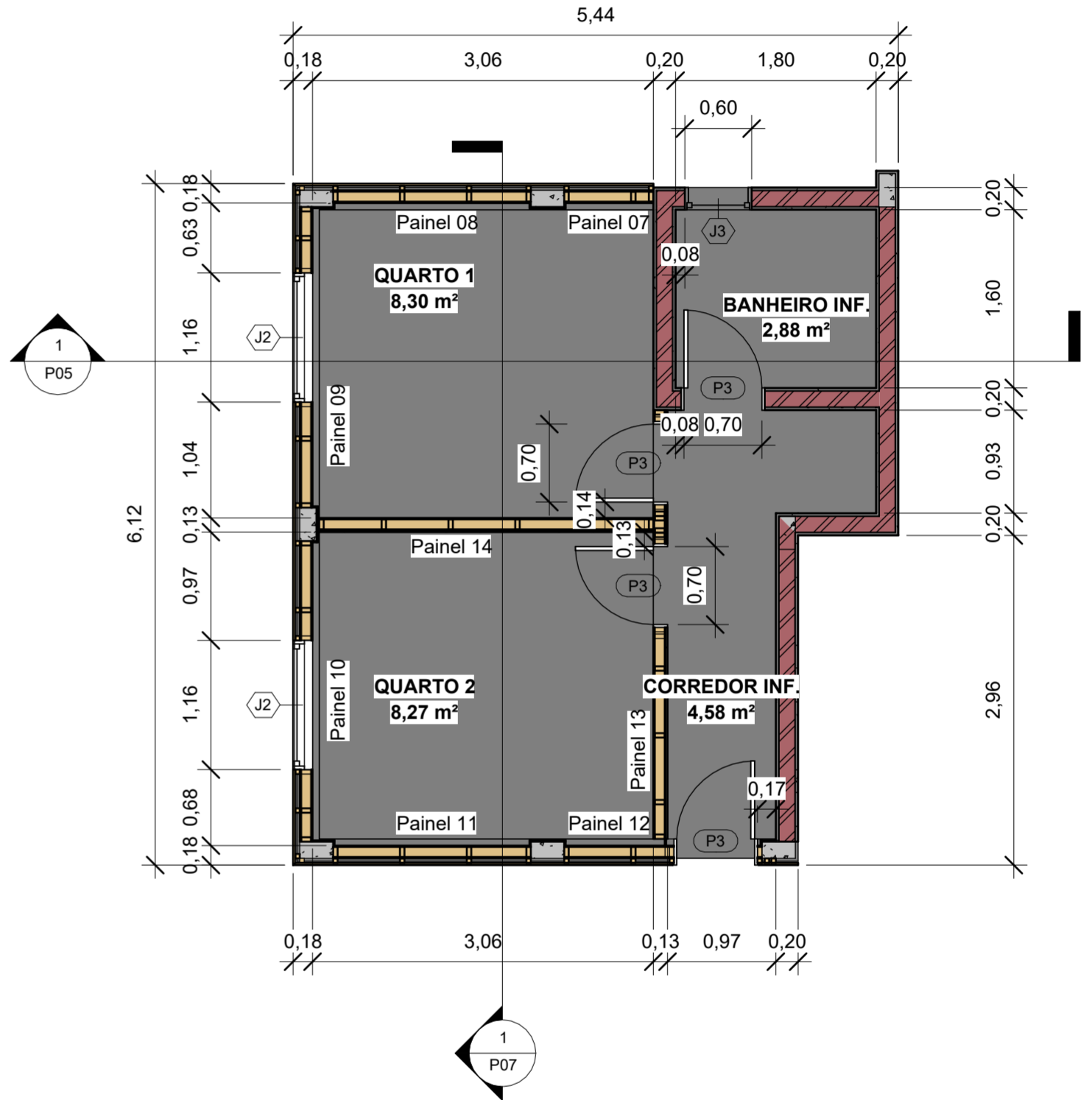
Materiais parede de alvenaria		
Nome	Área	Volume
.Chapisco	305,02 m ²	1,53 m ³
.Emboço	305,04 m ²	6,10 m ³
.Reboco	305,02 m ²	1,53 m ³
.Tijolo Vedação 14x19x29 cm	152,62 m ²	21,35 m ³

Lista de folhas	
Número da folha	Nome da folha
P01	Elevação Sul e Vistas 3D
P02	Elevações Nortel e Oeste
P03	Elevação Leste
P04	Plantas baixas
P05	Corte 1
P06	Corte 2
P07	Corte 3
P08	Corte 1 - Montantes Parede Wood-Frame
P09	Corte 2 - Montantes Parede Wood-Frame
P10	Planta Locação Sapatas
P11	Planta Formas Concreto Pav. Inf. e Térreo
P12	Planta Formas Concreto Níveis Fechamento e Reservatório
P13	Corte 1 - Peças Concreto Armado
P14	Plantas Armação Lajes
P15	Detalhamento vigas 1, 2, 3 e 4
P16	Detalhamento vigas 5, 6, 7, 8 e 9
P17	Detalhamento vigas 10, 11, 12 e 13
P18	Detalhamento vigas 14, 15, 16 e 17
P19	Detalhamento vigas 18, 19, 20 e 21
P20	Detalhamento vigas 22, 23, 24, 25 e 26
P21	Detalhamento vigas 27, 28, 29 e 30
P22	Detalhamento vigas 31, 32, 33, 34 e 35
P23	Detalhamento vigas 36, 37 e 38
P24	Detalhamento Pilares Pav. Térreo
P25	Detalhamento Pilares Pav. Fech. e Reser.
P26	Tabela gráfica de pilares
P27	Tabela aço por hospedeiro
P28	Ossaturas concreto e LWF
P29	Planta Contraventamento Piso Sala
P30	Paginação Chapas OSB Piso Sala
P31	Detalhes Paineis 1, 2 e 4
P32	Detalhes Paineis 3, 6, 7 e 8
P33	Detalhes Paineis 5, 9 e 10
P34	Detalhes Paineis 11, 12, 13 e 14
P35	Detalhes Paineis 1, 2 e 4 - OSB
P36	Detalhes Paineis 3, 6, 7 e 8 - OSB
P37	Detalhes Paineis 5, 9 e 10 - OSB
P38	Detalhes Paineis 11, 12, 13 e 14
P39	Tesouras
P40	Plantas telhado
P41	Plantas telhados - OSB
P42	Plantas telhados - OSB

	PROJETO: Chalé Residencial TCC Marcos	
	ALUNO: Marcos Lichtenfels - 16205619	
	ORIENTADOR: Poliana Dias de Moraes, Dr^a.	
	DATA: 23/02/2022 18:35:54	N° DA PRANCHA P03 / P42 Folha A2
DISCIPLINA: -		ESCALA: 1 : 50
CONTEÚDO: Elevação Leste		

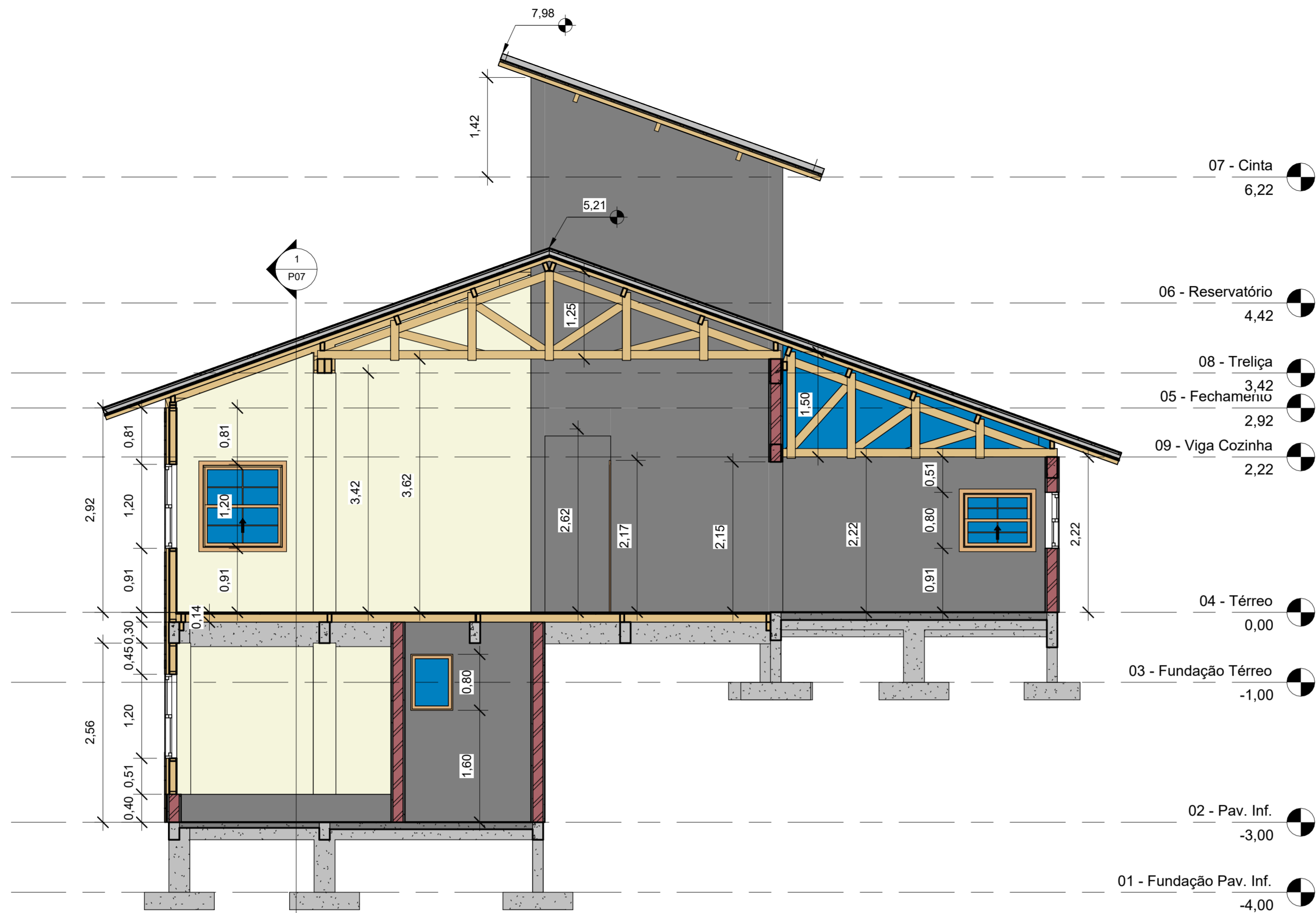


1 Planta pav. térreo
1 : 50




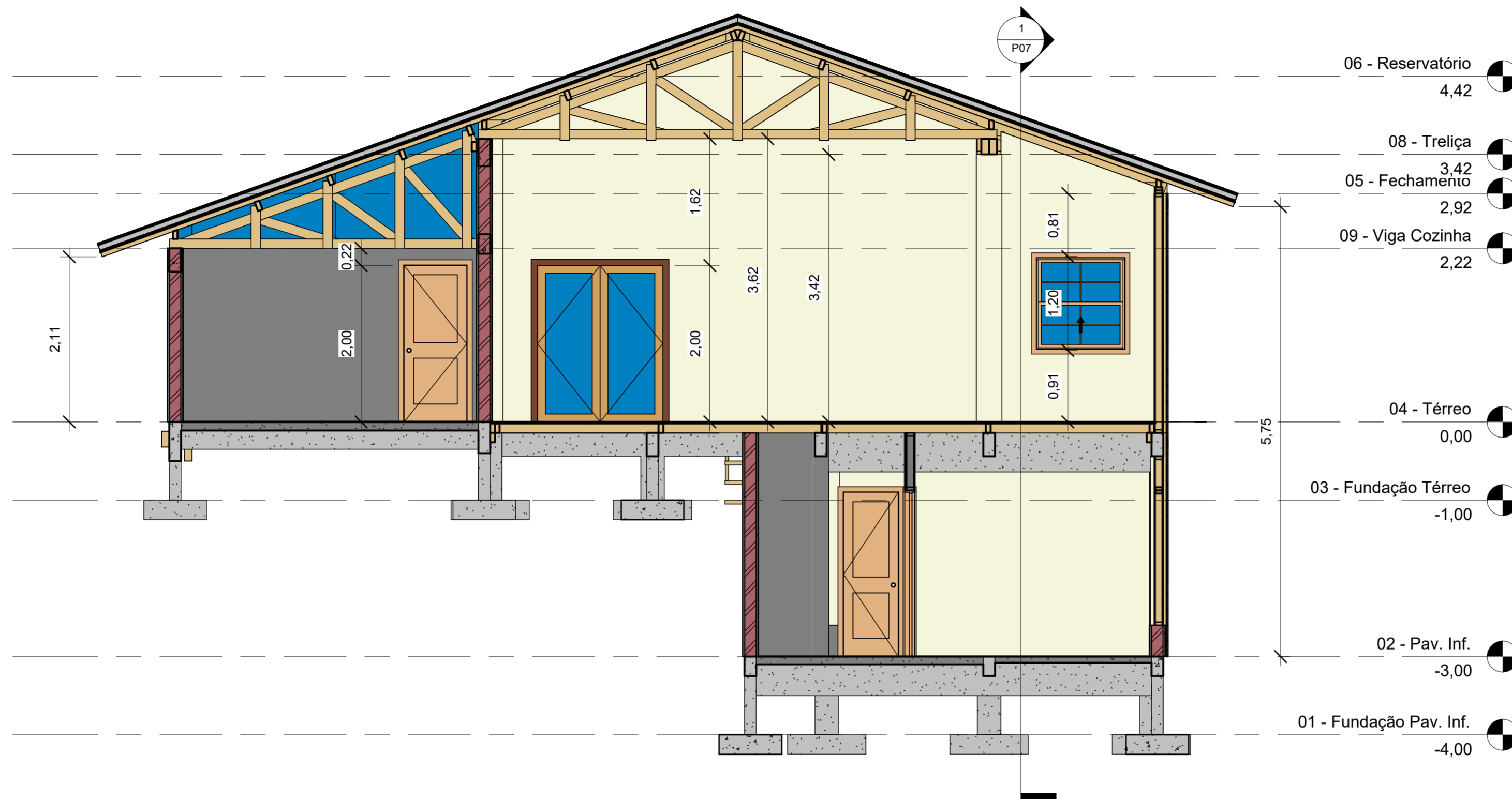
2 Planta pav. inferior
1 : 50

 UFSC	PROJETO: Chalé Residencial TCC Marcos		Nº DA PRANCHA P04 / P42 Folha A2
	ALUNO: Marcos Lichtenfels - 16205619		
	ORIENTADOR: Poliana Dias de Moraes, Dr^a.		
	DATA: 23/02/2022 18:35:56	REVISÃO Nº: -	
DISCIPLINA: -		ESCALA: 1 : 50	
CONTEÚDO: Plantas baixas			



1 Corte 1
1 : 50

	PROJETO: Chalé Residencial TCC Marcos	
	ALUNO: Marcos Lichtenfels - 16205619	
	ORIENTADOR: Poliana Dias de Moraes, Dr^a.	
	DATA: 23/02/2022 18:36:01	Nº DA PRANCHA
REVISÃO Nº: -	P05 / P42 Folha A2	
DISCIPLINA: -		
CONTEÚDO: Corte 1	ESCALA: 1 : 50	



06 - Reservatório
4,42

08 - Trelça
3,42

05 - Fechamento
2,92

09 - Viga Cozinha
2,22

04 - Térreo
0,00

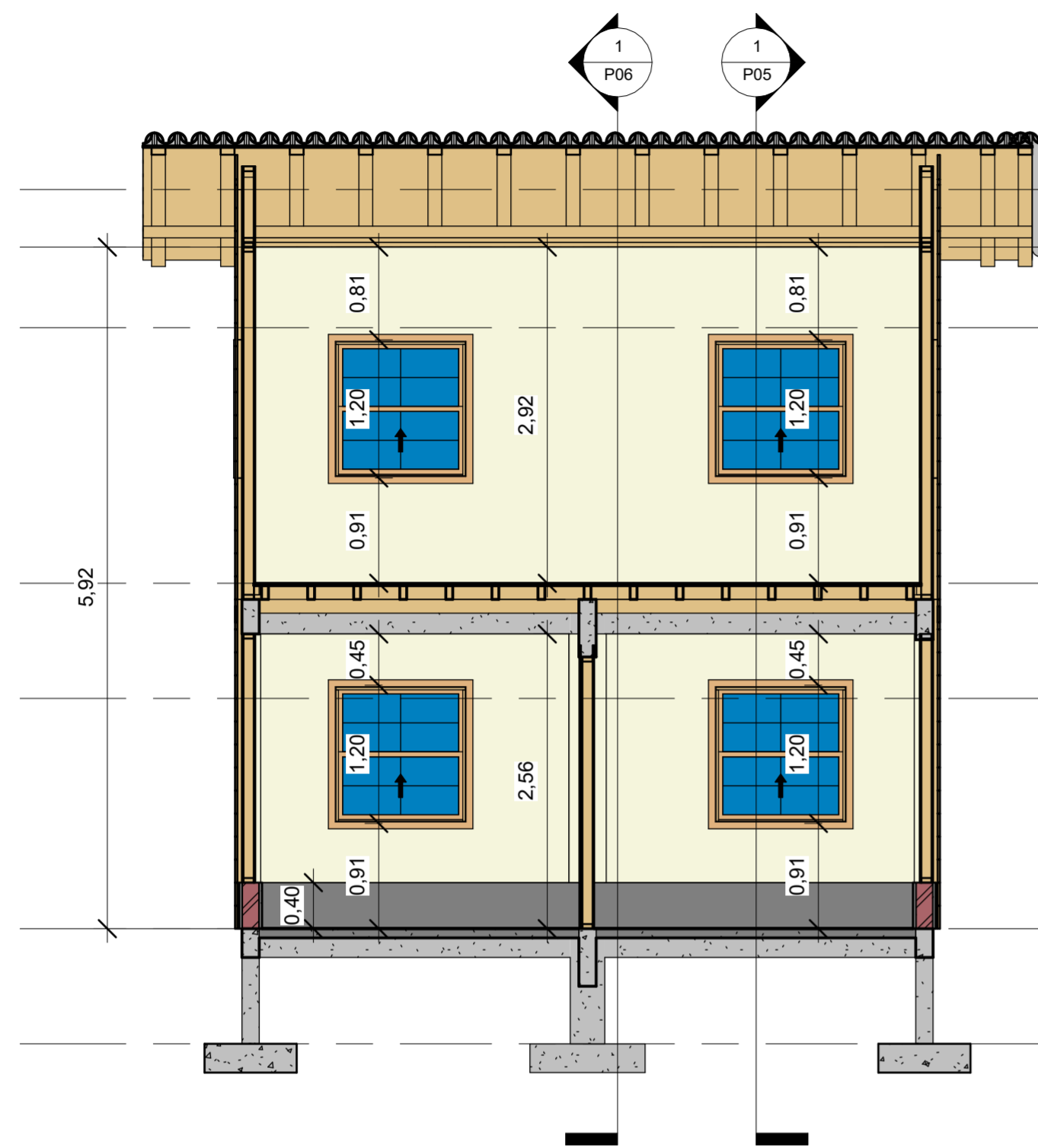
03 - Fundação Térreo
-1,00

02 - Pav. Inf.
-3,00

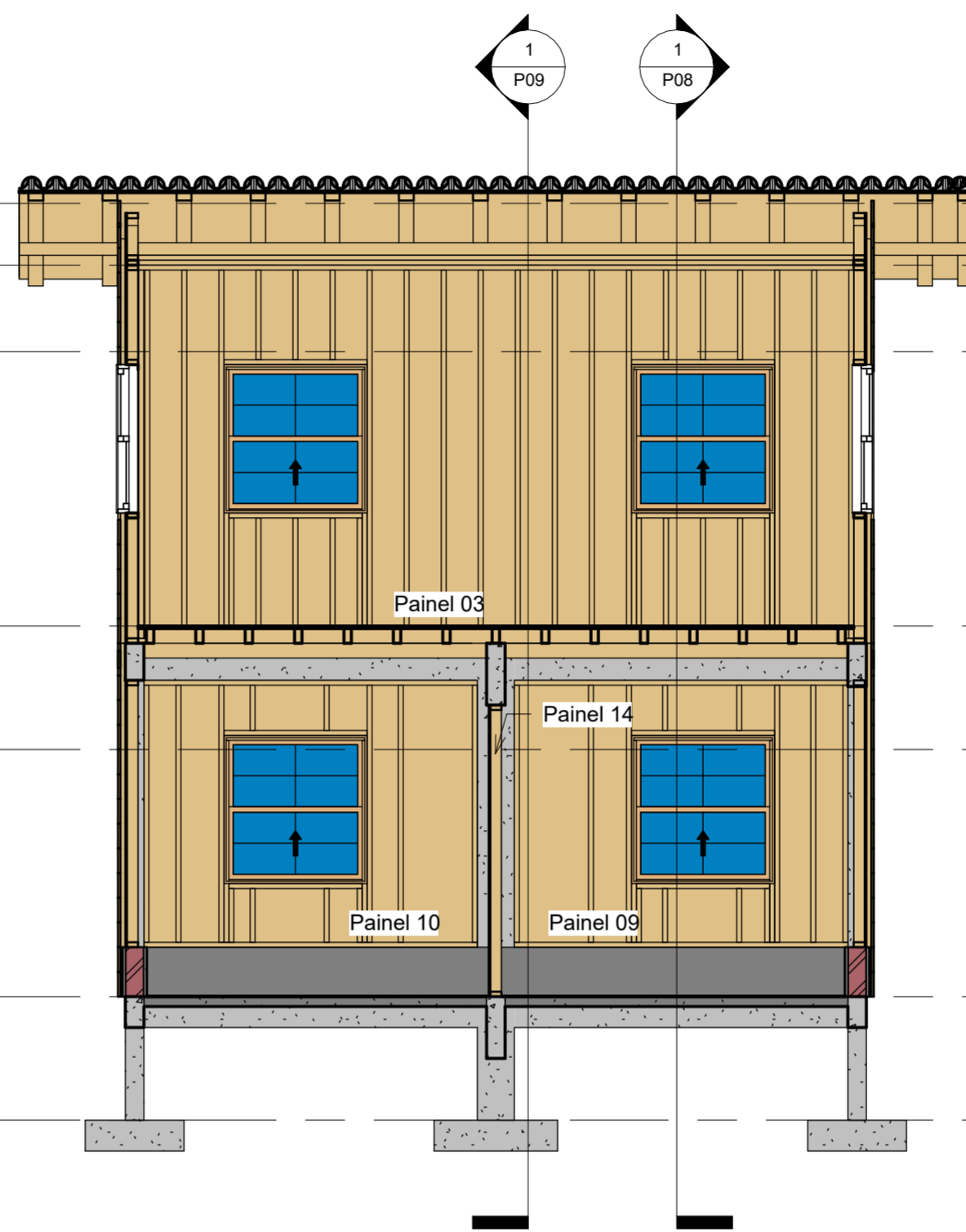
01 - Fundação Pav. Inf.
-4,00

1 Corte 2
1 : 50

 UFSC	PROJETO: Chalé Residencial TCC Marcos	
	ALUNO: Marcos Lichtenfels - 16205619	
	ORIENTADOR: Poliana Dias de Moraes, Dr^a.	
	DATA: 23/02/2022 18:36:05	N° DA PRANCHA P06 / P42 Folha A2
DISCIPLINA: -		REVISÃO N°: -
CONTEÚDO: Corte 2		ESCALA: 1 : 50



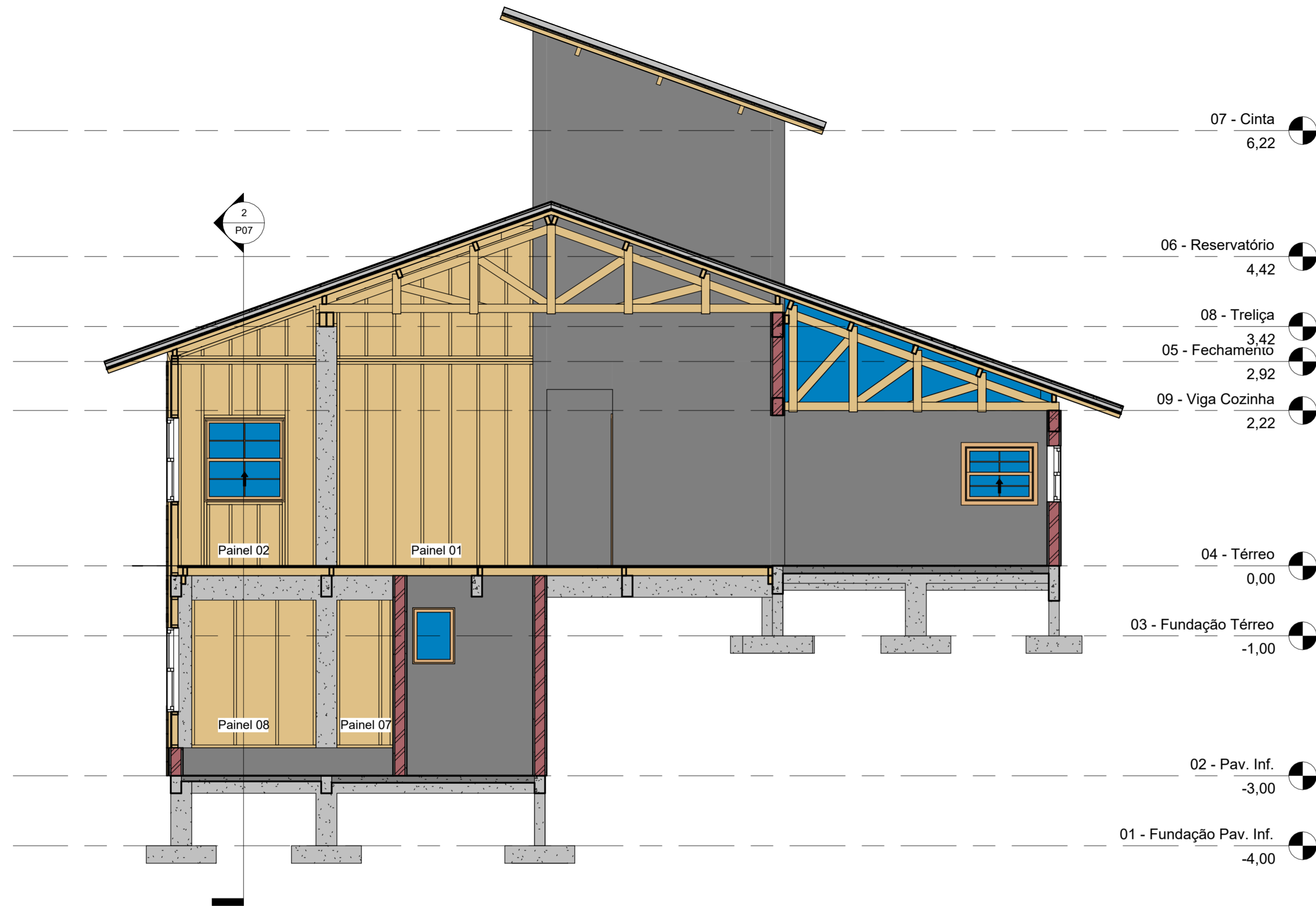
1 Corte 3
1 : 50




2 Corte 3 - Montantes parede wood-frame
1 : 50

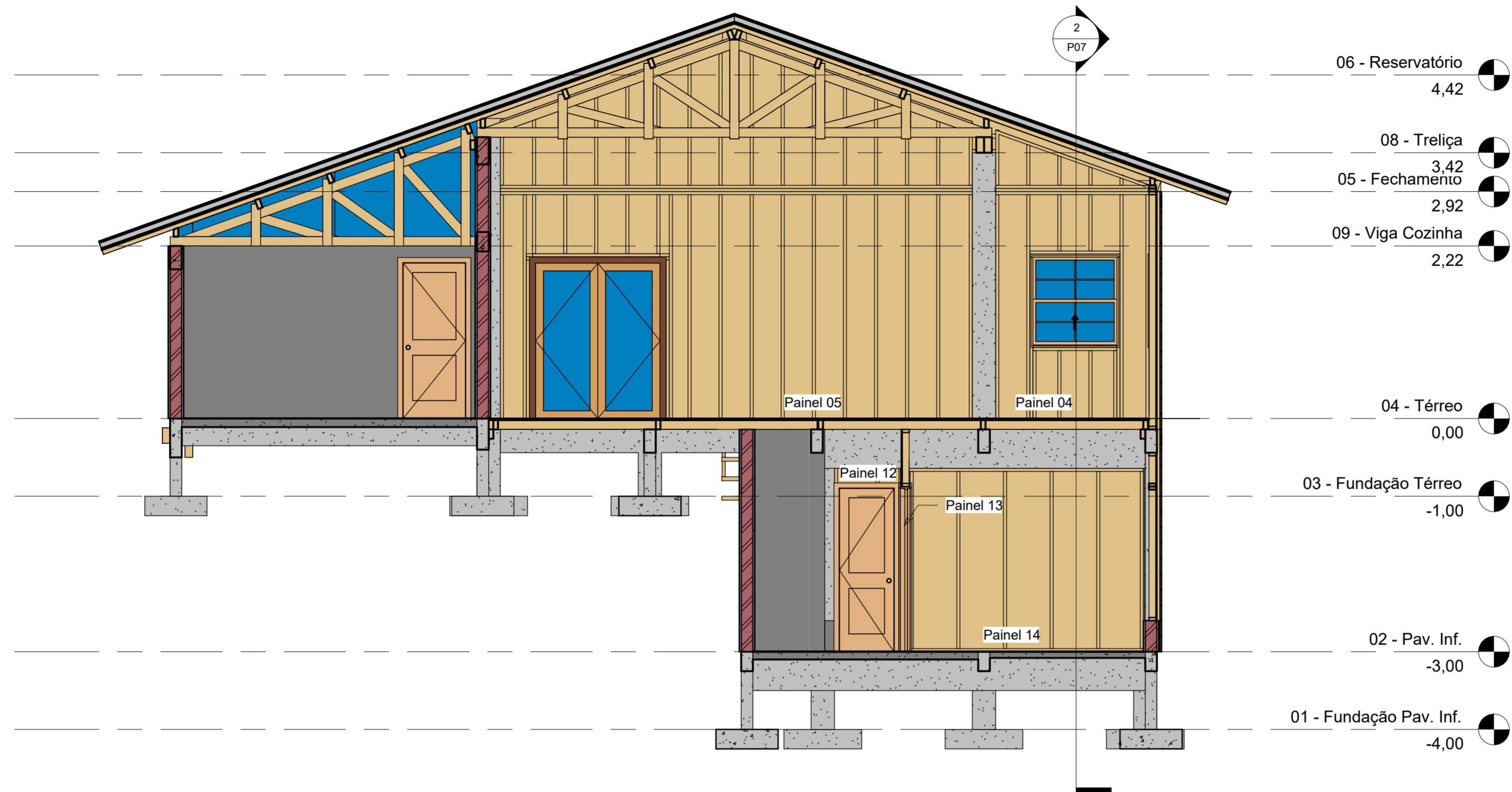
- 08 - Trelça 3,42
- 05 - Fechamento 2,92
- 09 - Viga Cozinha 2,22
- 04 - Térreo 0,00
- 03 - Fundação Térreo -1,00
- 02 - Pav. Inf. -3,00
- 01 - Fundação Pav. Inf. -4,00

 UFSC	PROJETO: Chalé Residencial TCC Marcos	
	ALUNO: Marcos Lichtenfels - 16205619	
	ORIENTADOR: Poliana Dias de Moraes, Dr^a.	
	DATA: 23/02/2022 18:36:07	N° DA PRANCHA P07 / P42
REVISÃO N°: -		Folha A2
DISCIPLINA: -		ESCALA: 1 : 50
CONTEÚDO: Corte 3		



1 Corte 1 - Montantes parede wood-frame
1 : 50

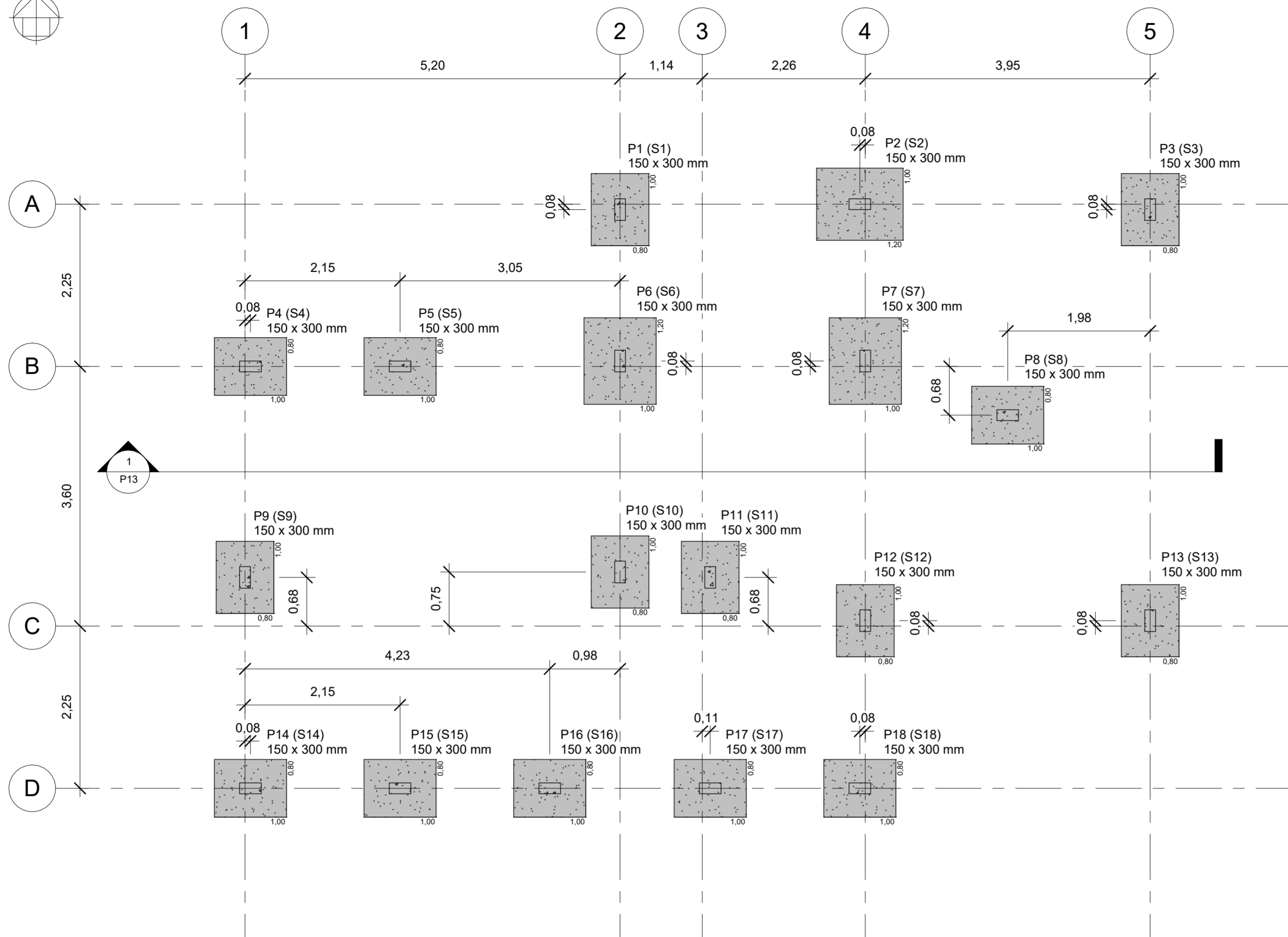
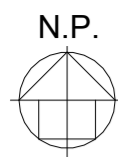
 UFSC	PROJETO: Chalé Residencial TCC Marcos	
	ALUNO: Marcos Lichtenfels - 16205619	
	ORIENTADOR: Poliana Dias de Moraes, Dr^a.	
	DATA: 23/02/2022 18:36:12	N° DA PRANCHA P08 / P42 Folha A2
DISCIPLINA: -		REVISÃO N°: -
CONTEÚDO: Corte 1 - Montantes Parede Wood-Frame		ESCALA: 1 : 50



- 06 - Reservatório 4,42
- 08 - Treliça 3,42
- 05 - Fechamento 2,92
- 09 - Viga Cozinha 2,22
- 04 - Térreo 0,00
- 03 - Fundação Térreo -1,00
- 02 - Pav. Inf. -3,00
- 01 - Fundação Pav. Inf. -4,00

1 Corte 2 - Montantes parede wood-frame
1 : 50

	PROJETO: Chalé Residencial TCC Marcos	
	ALUNO: Marcos Lichtenfels - 16205619	
	ORIENTADOR: Poliana Dias de Moraes, Dr^a.	
	DATA: 23/02/2022 18:36:17	Nº DA PRANCHA
REVISÃO Nº: -	P09 / P42 Folha A2	
DISCIPLINA: -		
CONTEÚDO: Corte 2 - Montantes Parede Wood-Frame	ESCALA: 1 : 50	



Observações:

- 1) Utilizar relação água/cimento em massa < 0,65;
- 2) Adensar mecanicamente o concreto lançado;
- 3) Garantir a posição das armaduras com espaçadores. Utilizar espaçadores industrializados;
- 4) Concretar vigas, pilares e laje de forma única;
- 5) Os pilares deverão ser estribados na região das vigas, conforme detalhamento da ABNT NBR 6118:2007;
- 6) Continuidade das armaduras dos pilares: armaduras superiores deverão ficar por fora, enquanto armaduras inferiores deverão conter leve curvatura ao longo da altura do pilar;
- 7) Durante a montagem das vigas, observar viga que recebe viga; e
- 8) O tempo previsto de escoramento das lajes será de 21 dias.

Volume de concreto	
Elemento	Volume
Lajes	6,13 m ³
Pilares	3,92 m ³
Vigas	7,08 m ³
Total geral	17,12 m³

Tabela de vergalhões - Resumo		
Ø	Comp. total	
6.3 CA-50	2222 m	
8 CA-50	514 m	
10 CA-50	405 m	
12.5 CA-50	175 m	
16 CA-50	68 m	
20 CA-50	4 m	

Tabela de lajes				
Marca	Nível	Área	Espessura	Volume
L1	02 - Pav. Inf.	5,55 m ²	8 cm	0,44 m ³
L2	02 - Pav. Inf.	8,05 m ²	10 cm	0,80 m ³
L3	02 - Pav. Inf.	5,55 m ²	8 cm	0,44 m ³
L4	02 - Pav. Inf.	5,55 m ²	8 cm	0,44 m ³
L5	04 - Térreo	2,08 m ²	8 cm	0,17 m ³
L6	04 - Térreo	4,43 m ²	8 cm	0,35 m ³
L7	04 - Térreo	10,55 m ²	11 cm	1,16 m ³
L8	04 - Térreo	10,55 m ²	11 cm	1,16 m ³
L9	05 - Fechamento	6,83 m ²	11 cm	0,75 m ³
L10	06 - Reservatório	4,43 m ²	9 cm	0,40 m ³
Total geral		63,55 m²		6,13 m³

1 Planta fundação pav. térreo
1 : 50

Legenda pilares:

- Pilar que nasce
- Pilar que continua
- Pilar que morre

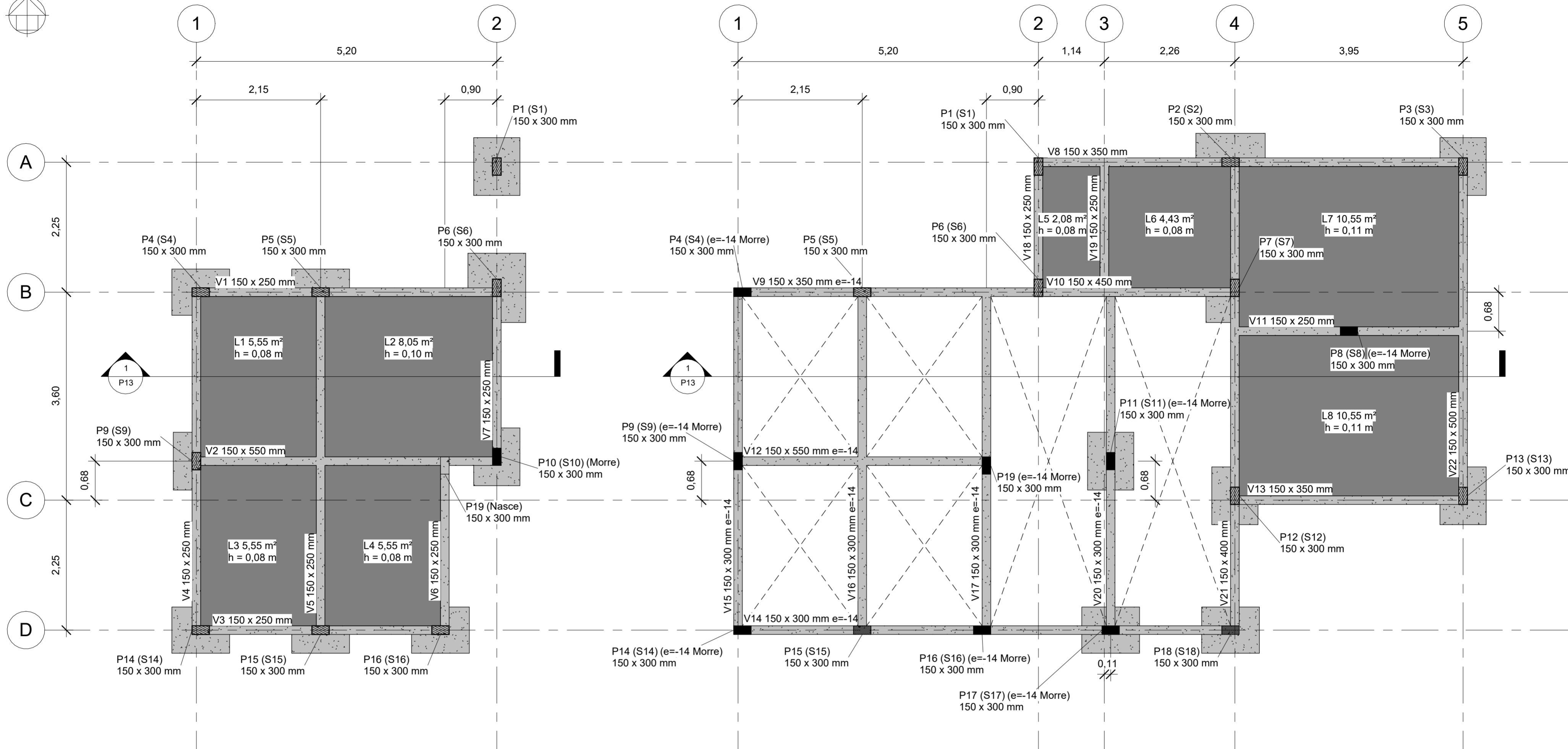
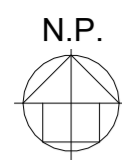
Características dos materiais:

- Concreto C20 fck = 20 MPa
- Armadura Aço CA-50
- Agregado granítico < 30 mm

Cobrimentos:

- 4,5 cm para elementos em contato com solo
- 2,0 cm para lajes
- 2,5 cm para pilares e vigas

	PROJETO: Chalé Residencial TCC Marcos	
	ALUNO: Marcos Lichtenfels - 16205619	
	ORIENTADOR: Poliana Dias de Moraes, Dr^a.	
	DATA: 23/02/2022 18:36:18	Nº DA PRANCHA
REVISÃO Nº: -	P10 / P42	
DISCIPLINA: -	Folha A2	
CONTEÚDO: Planta Localização Sapatas	ESCALA: 1 : 50	



1 Planta forma pav. inferior
1 : 50

2 Planta forma pav. térreo
1 : 50

Legenda pilares:

- Pilar que nasce
- Pilar que continua
- Pilar que morre

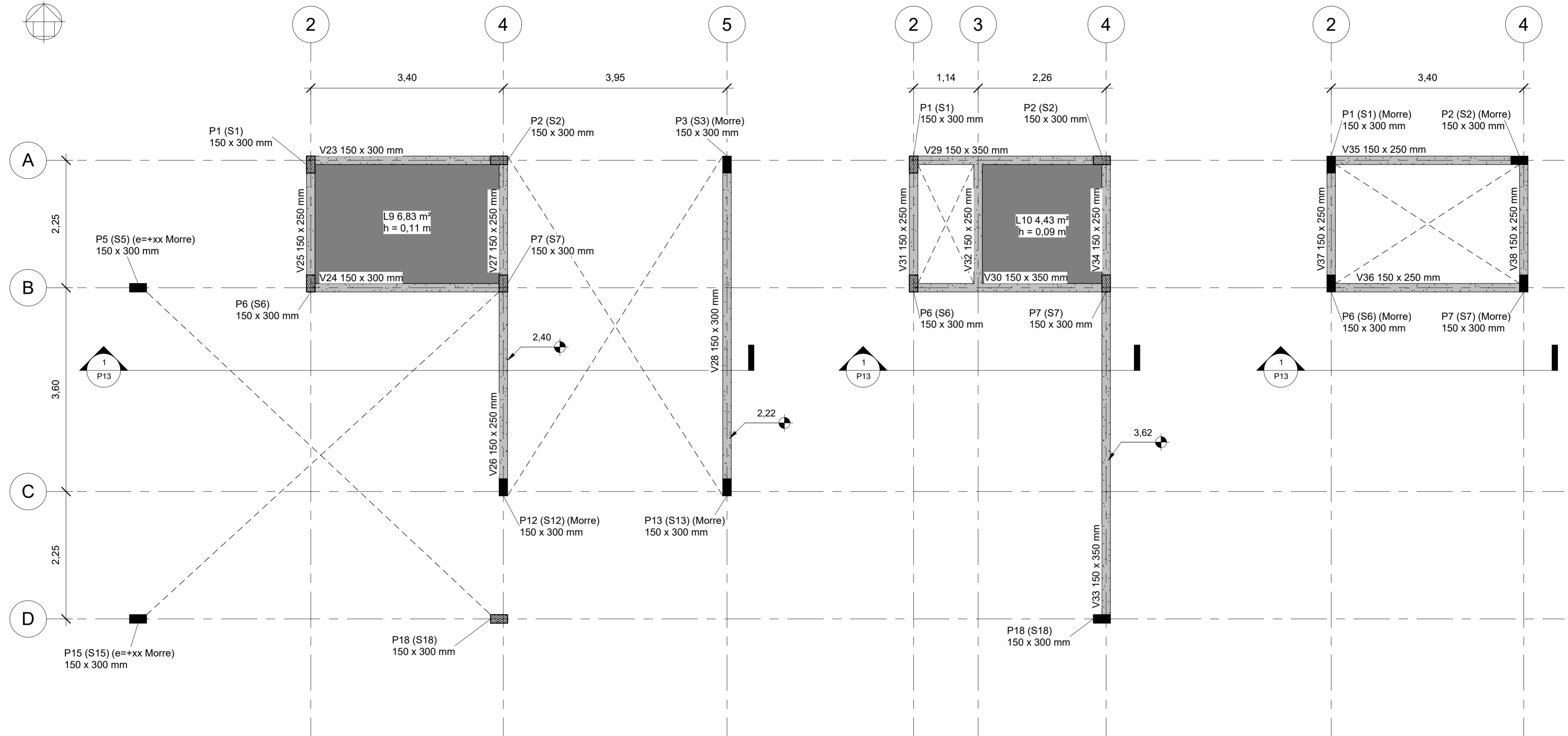
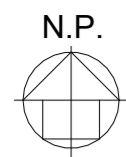
Características dos materiais:

- Concreto C20 fck = 20 MPa
- Armadura Aço CA-50
- Agregado granítico < 30 mm

Cobrimentos:

- 4,5 cm para elementos em contato com solo
- 2,0 cm para lajes
- 2,5 cm para pilares e vigas

	PROJETO: Chalé Residencial TCC Marcos	
	ALUNO: Marcos Lichtenfels - 16205619	
	ORIENTADOR: Poliana Dias de Moraes, Dr^a.	
	DATA: 23/02/2022 18:36:20	Nº DA PRANCHA
REVISÃO Nº: -	P11 / P42	
DISCIPLINA: -	Folha A2	
CONTEÚDO: Planta Formas Concreto Pav. Inf. e Térreo	ESCALA: 1 : 50	



1 Planta forma nivel fechamento
1 : 50

2 Planta forma nivel reservatorio
1 : 50

3 Planta forma nivel cinta
1 : 50

Legenda pilares:

- Pilar que nasce
- Pilar que continua
- Pilar que morre

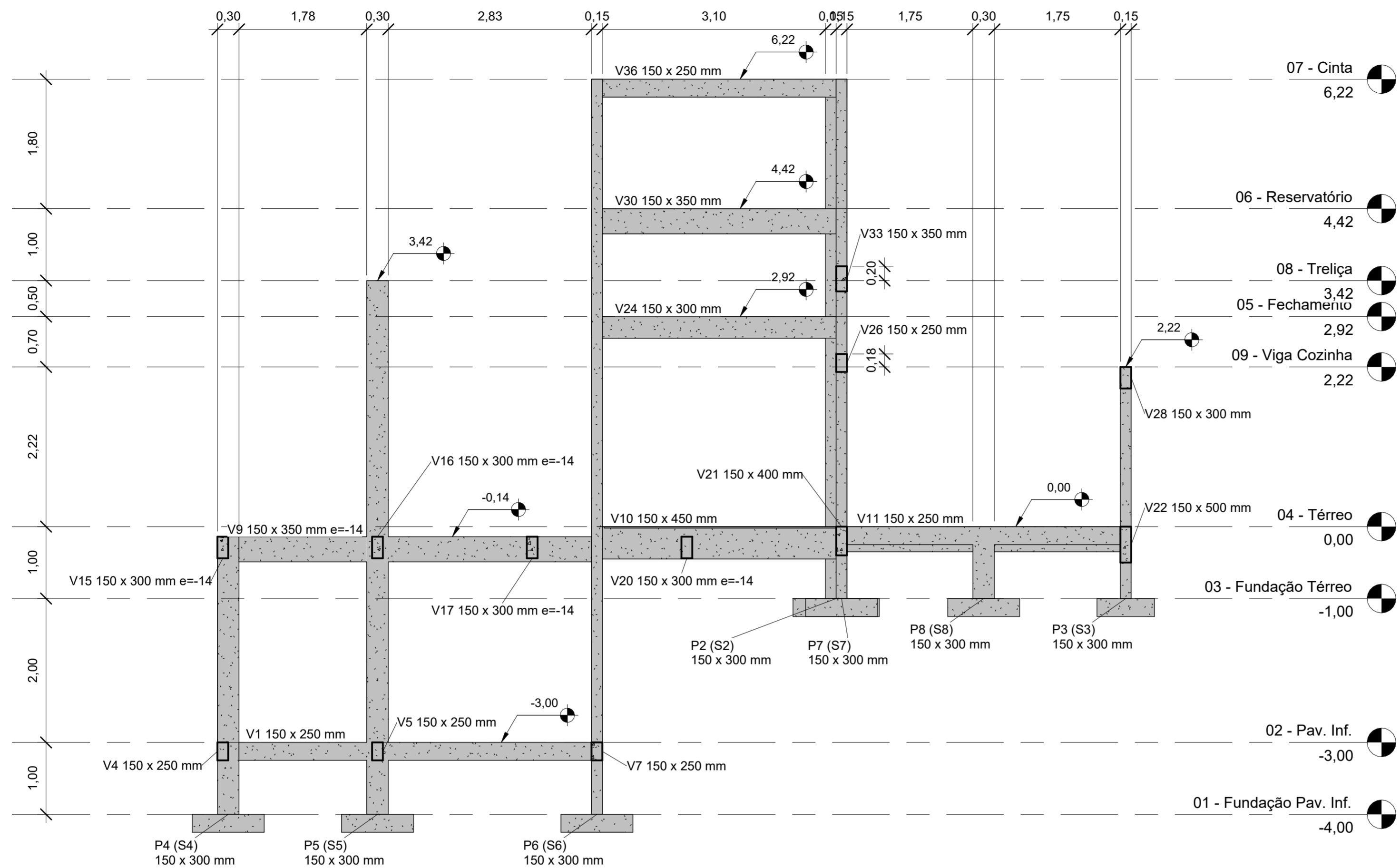
Características dos materiais:

- Concreto C20 fck = 20 MPa
- Armadura Aço CA-50
- Agregado granítico < 30 mm

Cobrimentos:

- 4,5 cm para elementos em contato com solo
- 2,0 cm para lajes
- 2,5 cm para pilares e vigas

	PROJETO: Chalé Residencial TCC Marcos	
	ALUNO: Marcos Lichtenfels - 16205619	
	ORIENTADOR: Poliana Dias de Moraes, Dr^a.	
	DATA: 23/02/2022 18:36:21	Nº DA PRANCHA
REVISÃO Nº: -	P12 / P42 Projetista	
DISCIPLINA: -	ESCALA: 1 : 50	
CONTEÚDO: Planta Formas Concreto Níveis Fechamento e Reservatório		



1 Corte 1 - Peças de concreto armado
1 : 50

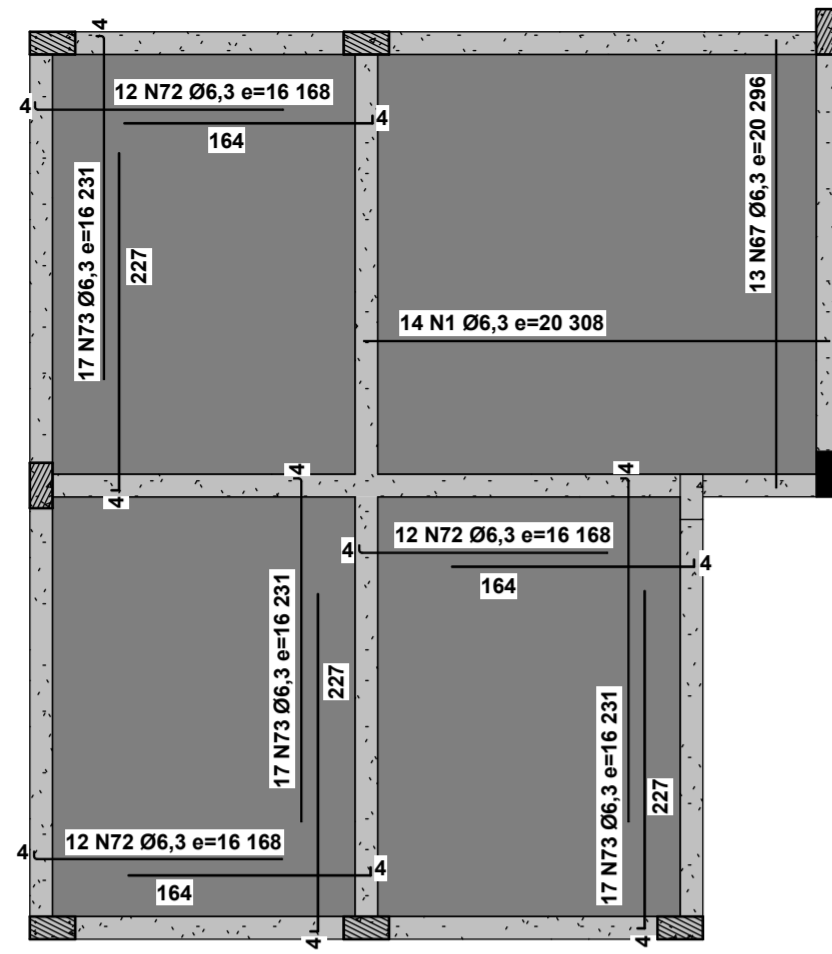
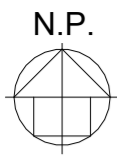
Características dos materiais:

- Concreto C20 fck = 20 MPa
- Armadura Aço CA-50
- Agregado granítico < 30 mm

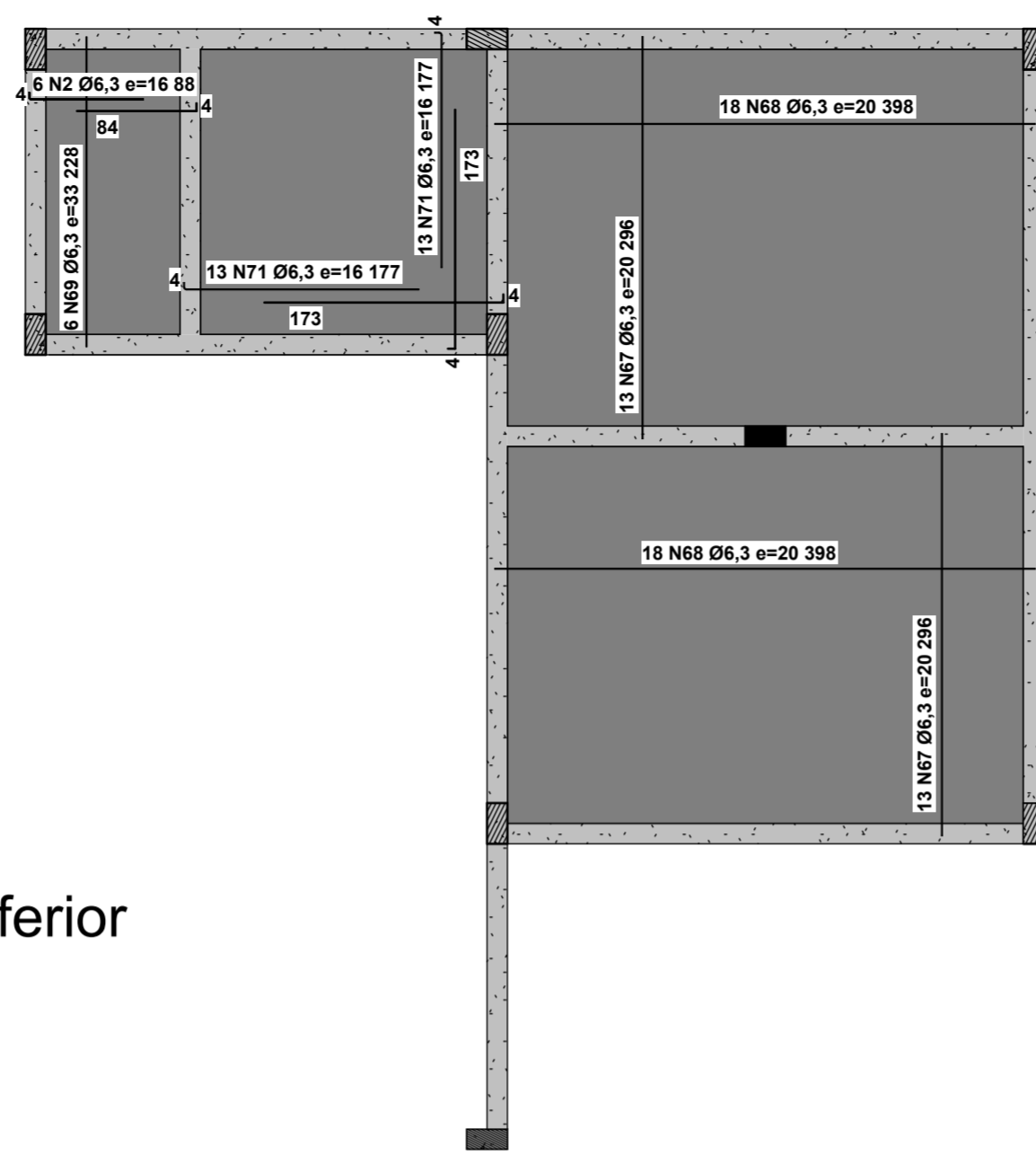
Cobrimentos:

- 4,5 cm para elementos em contato com solo
- 2,0 cm para lajes
- 2,5 cm para pilares e vigas

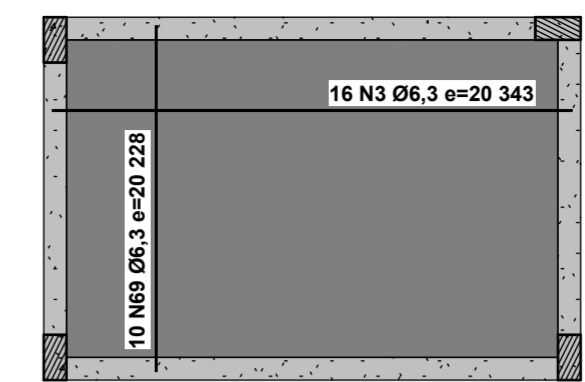
 UFSC	PROJETO: Chalé Residencial TCC Marcos	
	ALUNO: Marcos Lichtenfels - 16205619	
	ORIENTADOR: Poliana Dias de Moraes, Dr^a.	
	DATA: 23/02/2022 18:36:22	N° DA PRANCHA P13 / P42
REVISÃO N°: -		Folha A2
DISCIPLINA: -		ESCALA: 1 : 50
CONTEÚDO: Corte 1 - Peças Concreto Armado		



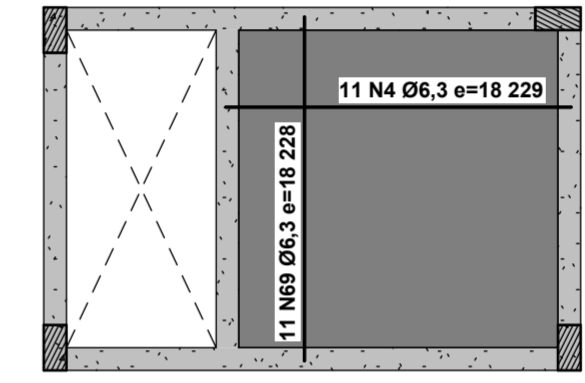
1 Planta armação positiva lajes pav. inferior
1 : 50



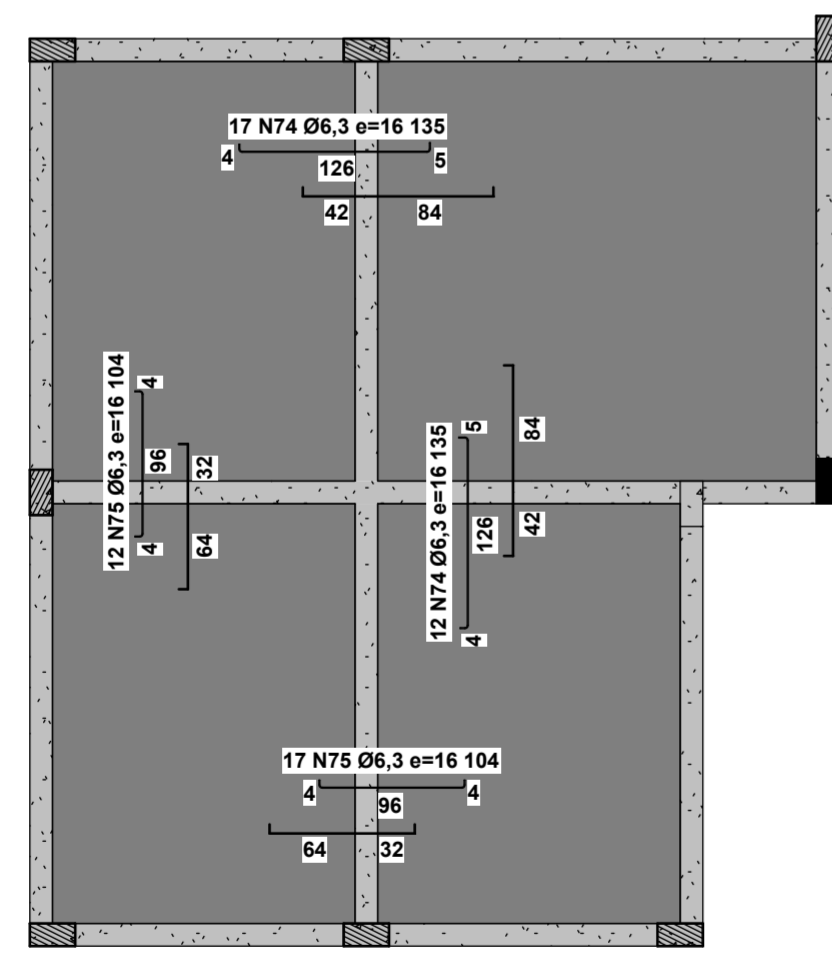
2 Planta armação positiva lajes pav. térreo
1 : 50



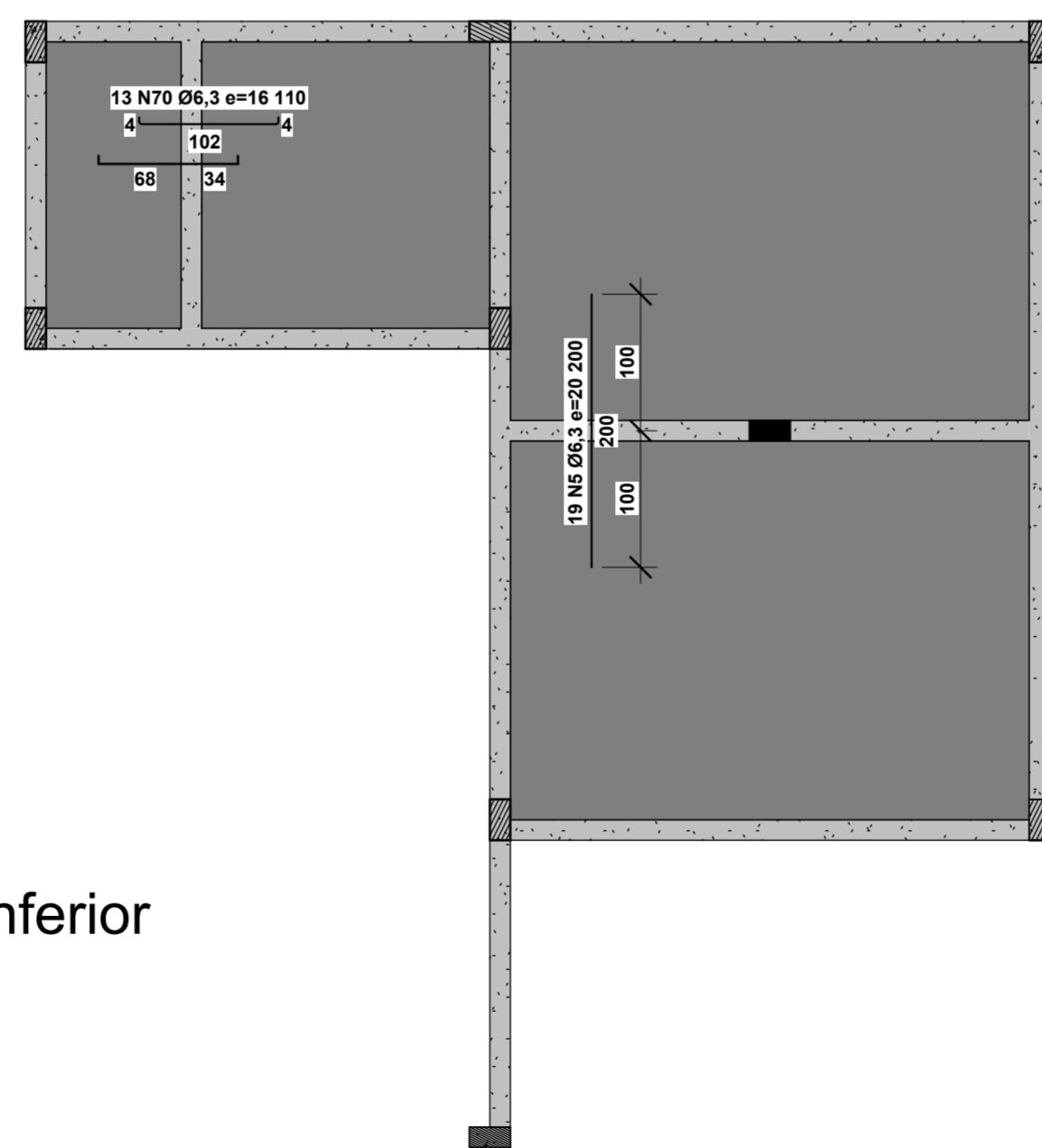
3 Planta armação positiva lajes nível fechamento
1 : 50



4 Planta armação positiva lajes nível reservatorio
1 : 50



5 Planta armação negativa lajes pav. inferior
1 : 50



6 Planta armação negativa lajes pav. térreo
1 : 50

Características dos materiais:

- Concreto C20 fck = 20 MPa
- Armadura Aço CA-50
- Agregado granítico < 30 mm

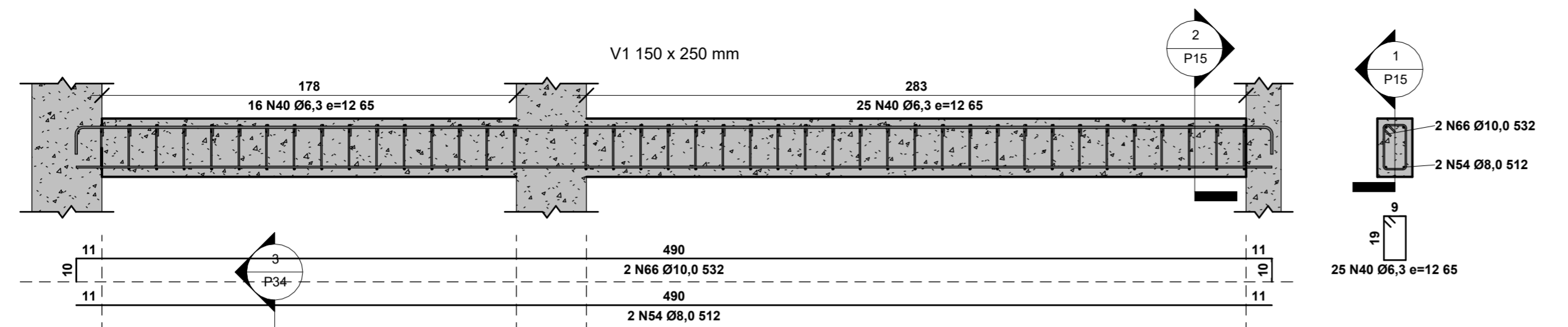
Legenda pilares:

- Pilar que nasce
- Pilar que continua
- Pilar que morre

Cobrimentos:

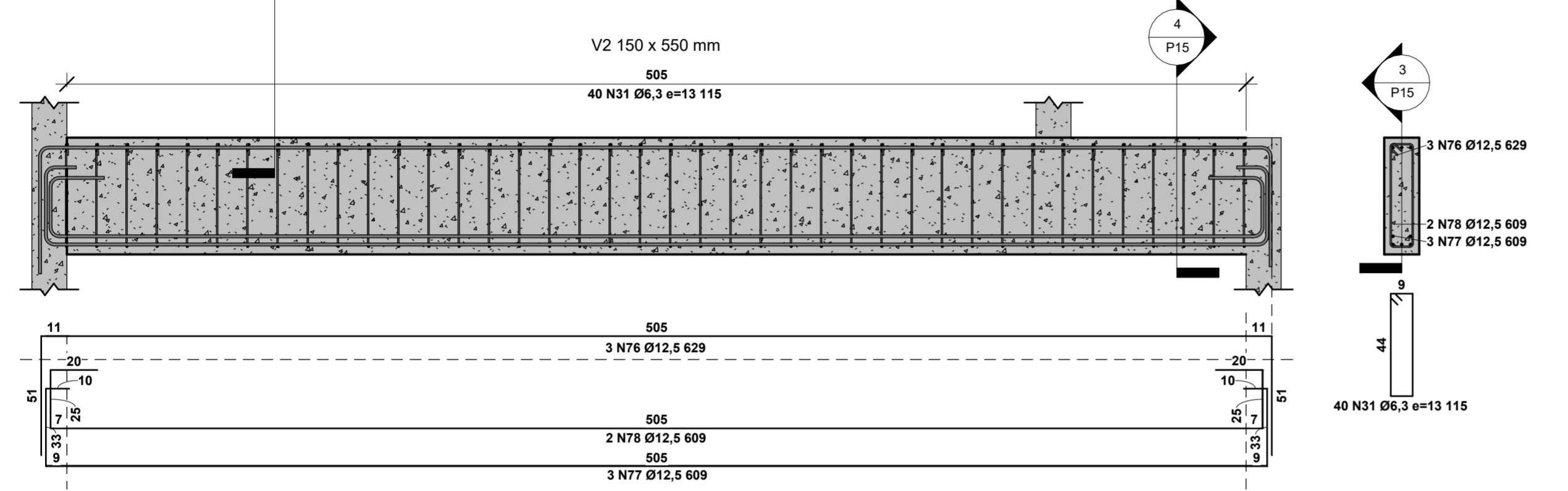
- 4,5 cm para elementos em contato com solo
- 2,0 cm para lajes
- 2,5 cm para pilares e vigas

	PROJETO: Chalé Residencial TCC Marcos	
	ALUNO: Marcos Lichtenfels - 16205619	
	ORIENTADOR: Poliana Dias de Moraes, Dr^a.	
	DATA: 23/02/2022 18:36:25	Nº DA PRANCHA P14 / P42
REVISÃO Nº: -	Projeta	
DISCIPLINA: -	ESCALA: 1 : 50	
CONTEÚDO: Plantas Armação Lajes		



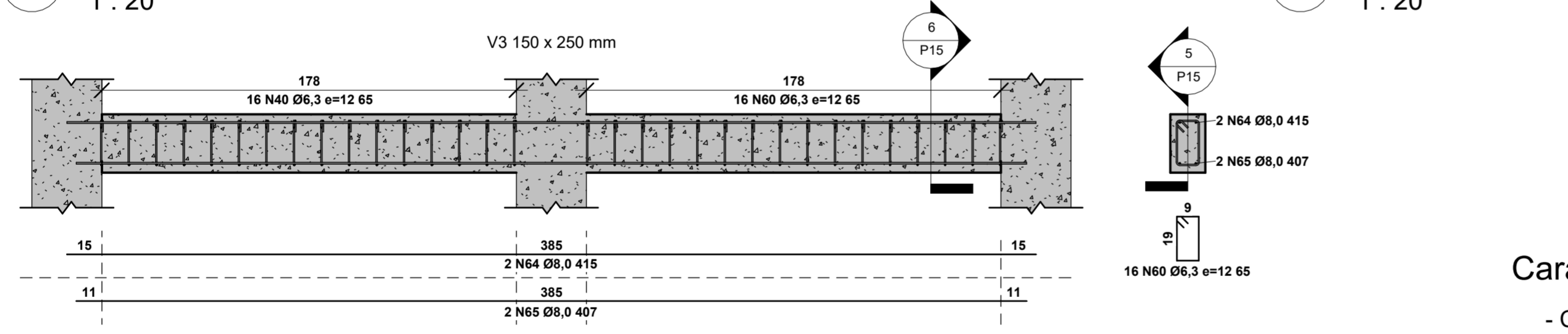
1 V1
1 : 20

2 V1 - Estribos
1 : 20



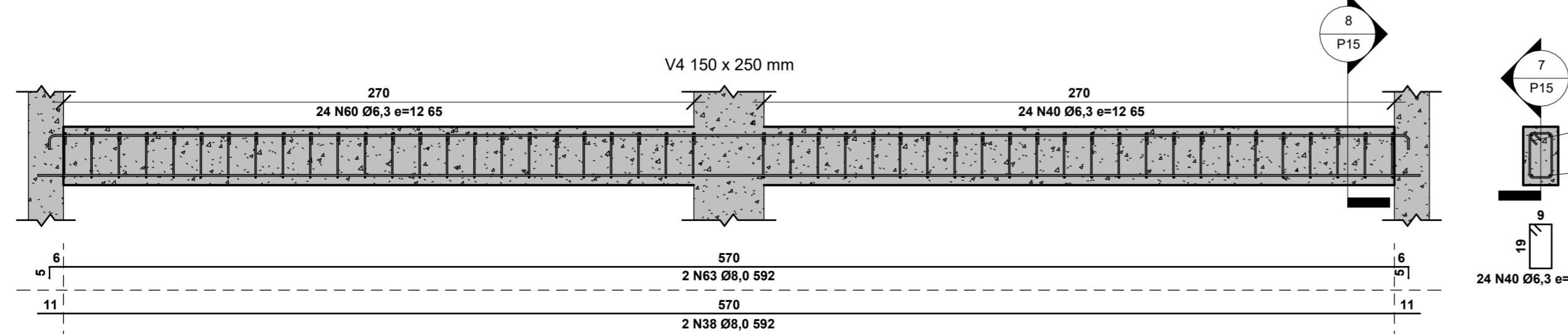
3 V2
1 : 20

4 V2 - Estribos
1 : 20



5 V3
1 : 20

6 V3 - Estribos
1 : 20



7 V4
1 : 20

8 V4 - Estribos
1 : 20

Tabela de vigas					
Marca	Tipo	Comprimento	Volume	Nível de referência	Deslocamento vertical
V1	150 x 250 mm	4,98 m	0,17 m³	02 - Pav. Inf.	0,00 m
V2	150 x 550 mm	5,20 m	0,38 m³	02 - Pav. Inf.	0,00 m
V3	150 x 250 mm	4,23 m	0,13 m³	02 - Pav. Inf.	0,00 m
V4	150 x 250 mm	5,85 m	0,20 m³	02 - Pav. Inf.	0,00 m
V5	150 x 250 mm	5,85 m	0,21 m³	02 - Pav. Inf.	0,00 m
V6	150 x 250 mm	2,85 m	0,10 m³	02 - Pav. Inf.	0,00 m
V7	150 x 250 mm	2,85 m	0,10 m³	02 - Pav. Inf.	0,00 m
V8	150 x 350 mm	7,35 m	0,36 m³	04 - Térreo	0,00 m
V9	150 x 350 mm	5,13 m	0,24 m³	04 - Térreo	-0,14 m
V10	150 x 450 mm	3,40 m	0,22 m³	04 - Térreo	0,00 m
V11	150 x 250 mm	3,95 m	0,13 m³	04 - Térreo	0,00 m
V12	150 x 550 mm	4,30 m	0,31 m³	04 - Térreo	-0,14 m
V13	150 x 350 mm	3,95 m	0,20 m³	04 - Térreo	0,00 m
V14	150 x 300 mm	8,45 m	0,33 m³	04 - Térreo	-0,14 m
V15	150 x 300 mm	5,85 m	0,24 m³	04 - Térreo	-0,14 m
V16	150 x 300 mm	5,85 m	0,25 m³	04 - Térreo	-0,14 m
V17	150 x 300 mm	5,85 m	0,24 m³	04 - Térreo	-0,14 m
V18	150 x 250 mm	2,10 m	0,07 m³	04 - Térreo	0,00 m
V19	150 x 250 mm	2,25 m	0,08 m³	04 - Térreo	0,00 m
V20	150 x 300 mm	5,85 m	0,24 m³	04 - Térreo	-0,14 m
V21	150 x 400 mm	8,10 m	0,44 m³	04 - Térreo	0,00 m
V22	150 x 500 mm	5,70 m	0,41 m³	04 - Térreo	0,00 m
V23	150 x 300 mm	3,40 m	0,14 m³	05 - Fechamento	0,00 m
V24	150 x 300 mm	3,40 m	0,15 m³	05 - Fechamento	0,00 m
V25	150 x 250 mm	2,10 m	0,07 m³	05 - Fechamento	0,00 m
V26	150 x 250 mm	3,60 m	0,12 m³	04 - Térreo	2,40 m
V27	150 x 250 mm	2,18 m	0,07 m³	05 - Fechamento	0,00 m
V28	150 x 300 mm	5,70 m	0,24 m³	09 - Viga Cozinha	0,00 m
V29	150 x 350 mm	3,40 m	0,16 m³	06 - Reservatório	0,00 m
V30	150 x 350 mm	3,40 m	0,17 m³	06 - Reservatório	0,00 m
V31	150 x 250 mm	2,10 m	0,07 m³	06 - Reservatório	0,00 m
V32	150 x 250 mm	2,25 m	0,08 m³	06 - Reservatório	0,00 m
V33	150 x 350 mm	5,93 m	0,30 m³	08 - Trelença	0,20 m
V34	150 x 250 mm	2,18 m	0,07 m³	06 - Reservatório	0,00 m
V35	150 x 250 mm	3,40 m	0,12 m³	07 - Cinta	0,00 m
V36	150 x 250 mm	3,40 m	0,12 m³	07 - Cinta	0,00 m
V37	150 x 250 mm	2,18 m	0,07 m³	07 - Cinta	0,00 m
V38	150 x 250 mm	2,25 m	0,07 m³	07 - Cinta	0,00 m
Total geral			7,08 m³		

Características dos materiais:

- Concreto C20 fck = 20 MPa
- Armadura Aço CA-50
- Agregado granítico < 30 mm

Cobrimentos:

- 4,5 cm para elementos em contato com solo
- 2,0 cm para lajes
- 2,5 cm para pilares e vigas

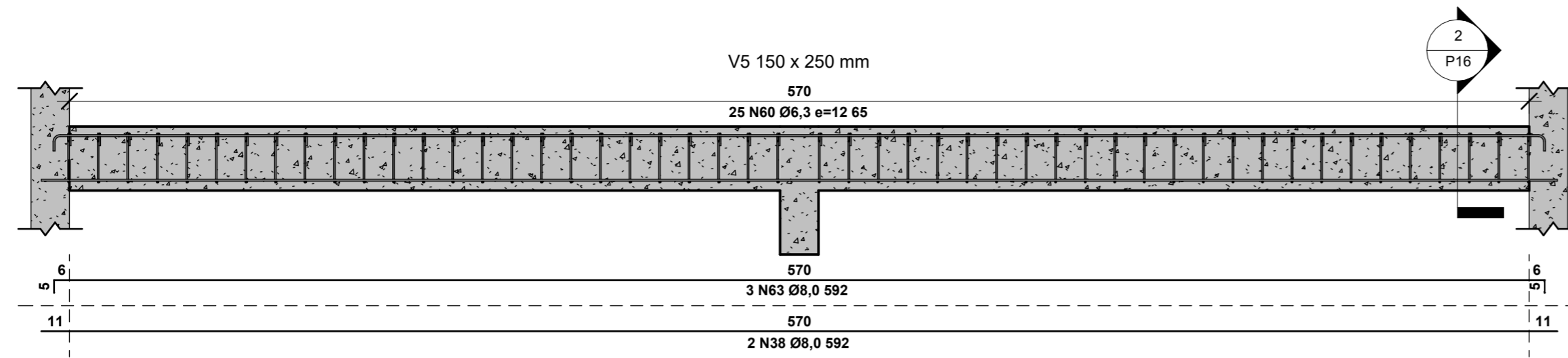
	PROJETO: Chalé Residencial TCC Marcos	<p>Nº DA PRANCHA</p> <h1>P15 / P42</h1> <p>Projetista</p>
	ALUNO: Marcos Lichtenfels - 16205619	
	ORIENTADOR: Poliana Dias de Moraes, Drª.	
	DATA: 23/02/2022 18:36:27	
DISCIPLINA: -	REVISÃO Nº: -	ESCALA: 1 : 20
CONTEÚDO: Detalhamento vigas 1, 2, 3 e 4		

Características dos materiais:

- Concreto C20 fck = 20 MPa
- Armadura Aço CA-50
- Agregado granítico < 30 mm

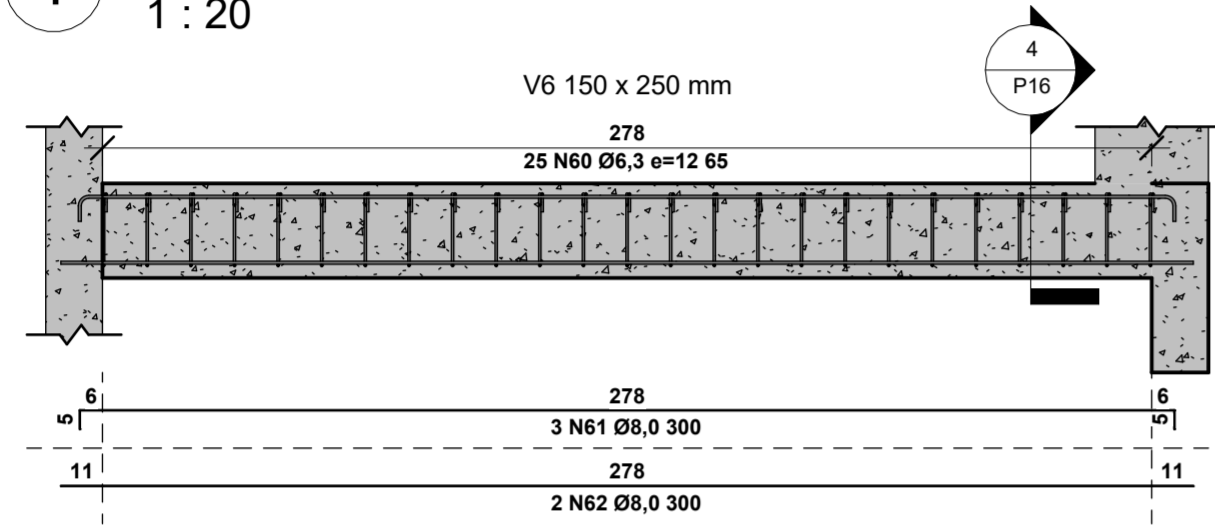
Cobrimentos:

- 4,5 cm para elementos em contato com solo
- 2,0 cm para lajes
- 2,5 cm para pilares e vigas



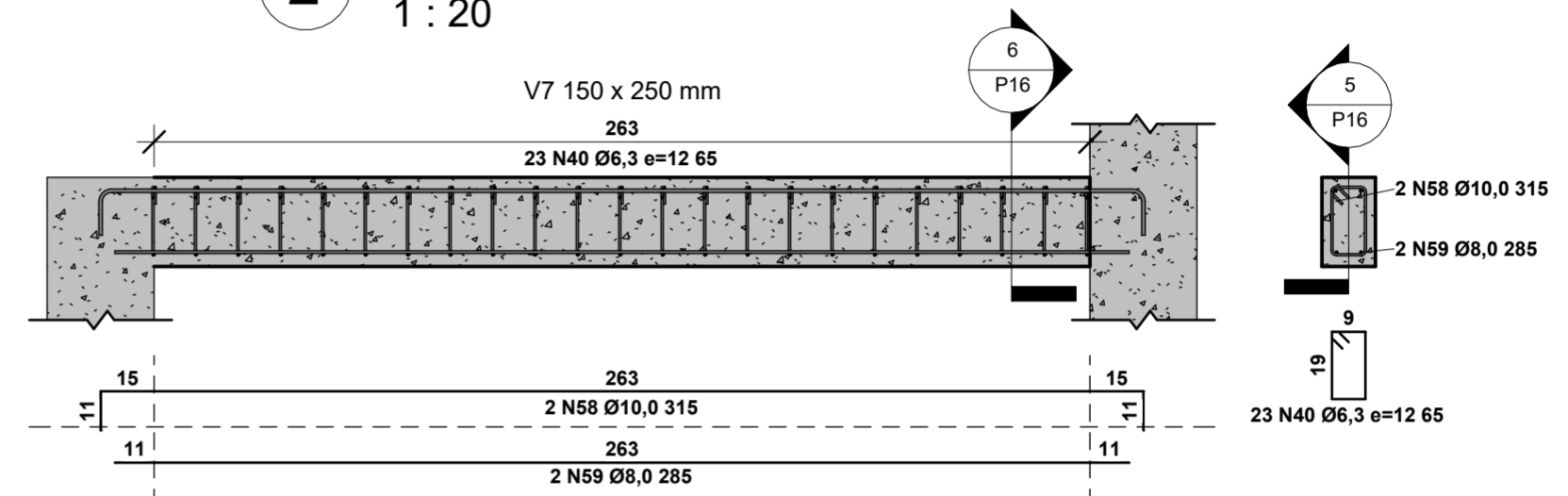
1 V5
1 : 20

2 V5 - Estribos
1 : 20



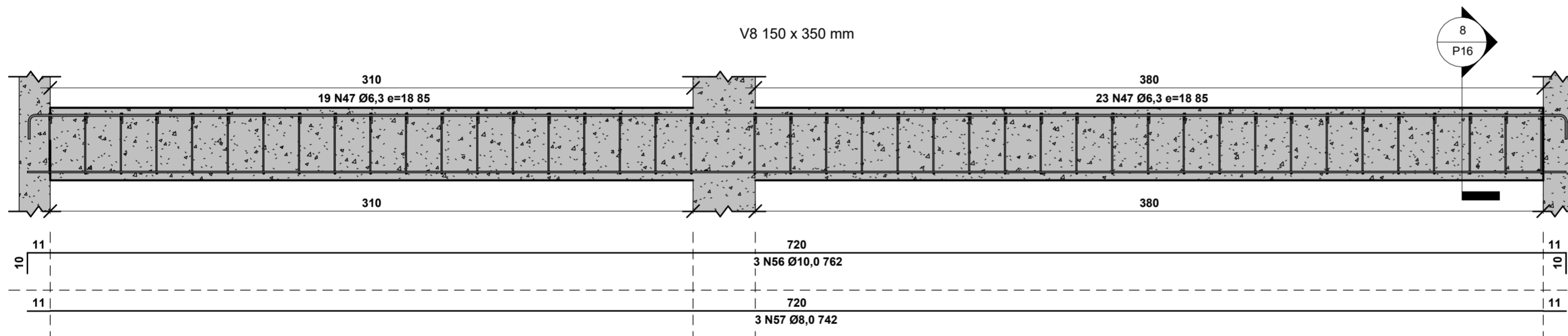
3 V6
1 : 20

4 V6 - Estribos
1 : 20



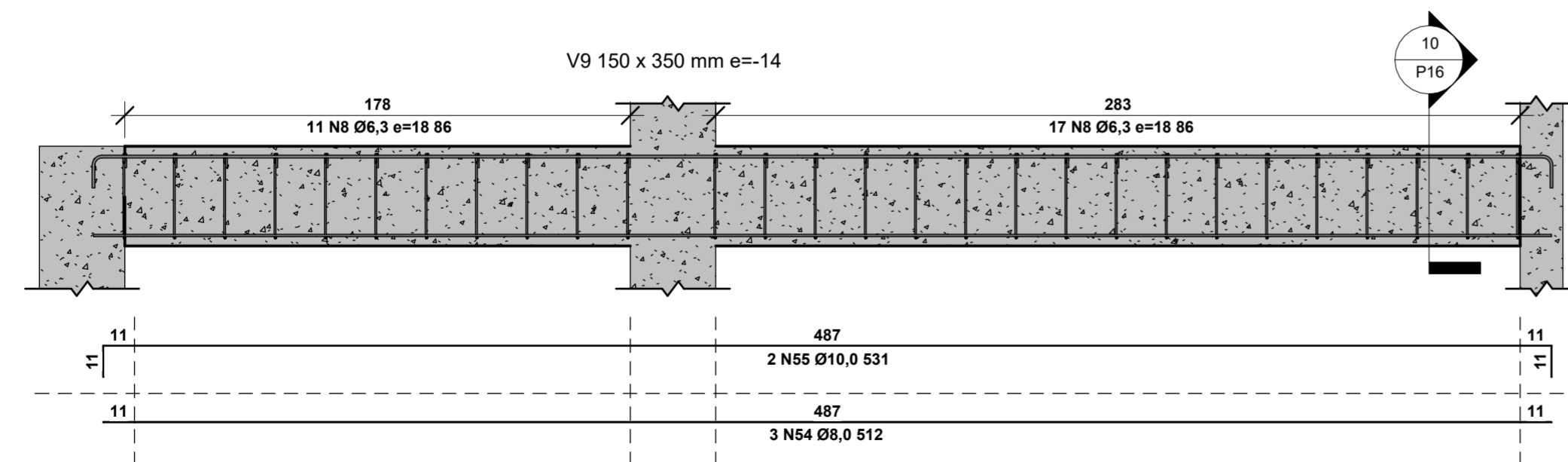
5 V7
1 : 20

6 V7 - Estribos
1 : 20




7 V8
1 : 20

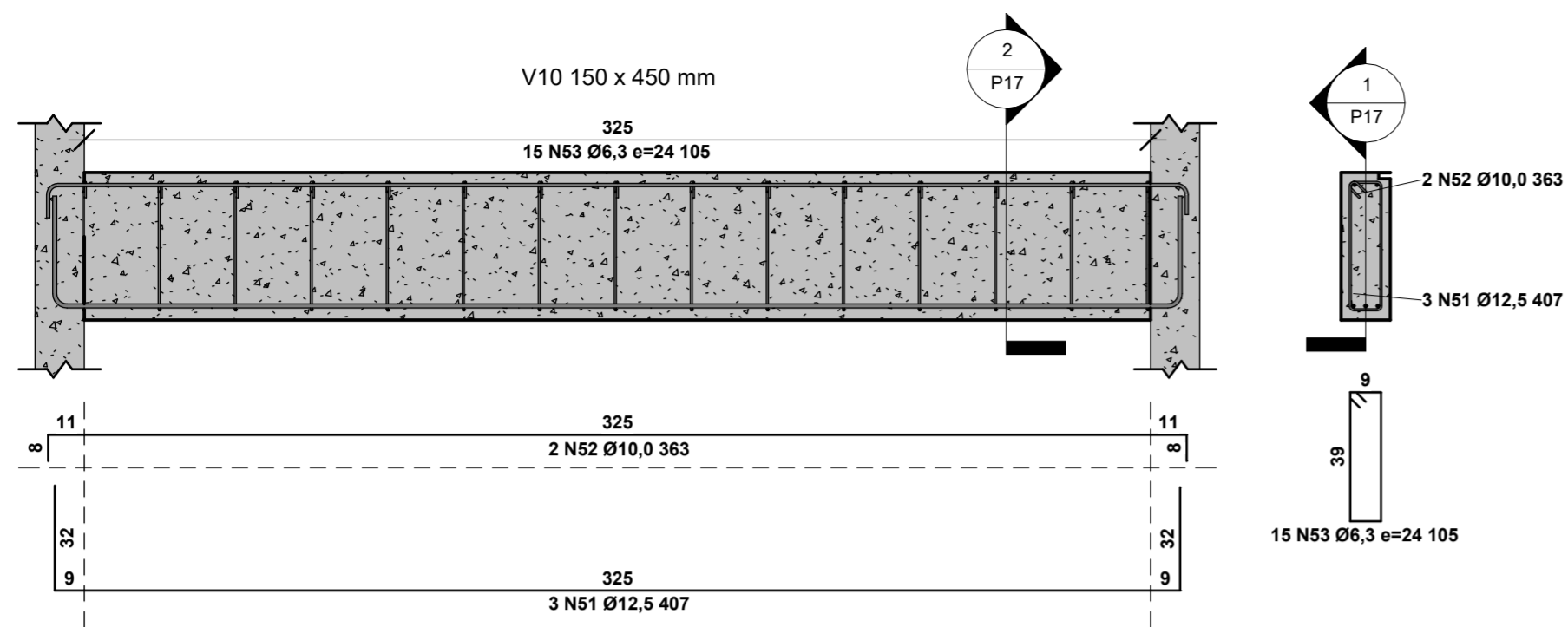
8 V8 - Estribos
1 : 20



9 V9
1 : 20

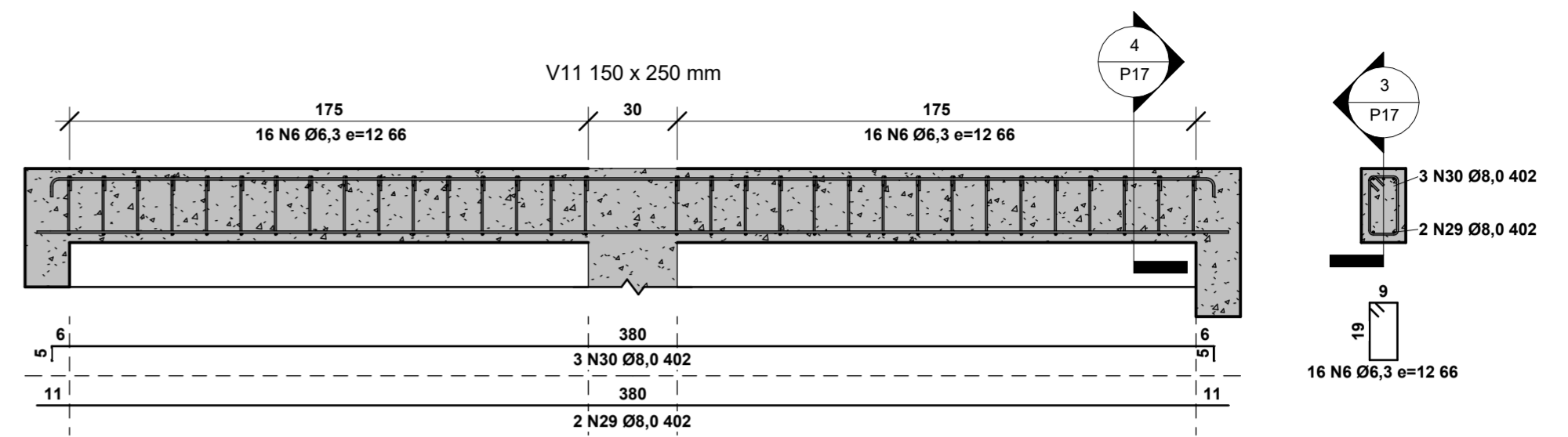
10 V9 - Estribos
1 : 20

	PROJETO: Chalé Residencial TCC Marcos	
	ALUNO: Marcos Lichtenfels - 16205619	
	ORIENTADOR: Poliana Dias de Moraes, Dr^a.	
	DATA: 23/02/2022 18:36:30	Nº DA PRANCHA P16 / P42 Projeta
DISCIPLINA: -	REVISÃO Nº: -	ESCALA: 1 : 20
CONTEÚDO: Detalhamento vigas 5, 6, 7, 8 e 9		



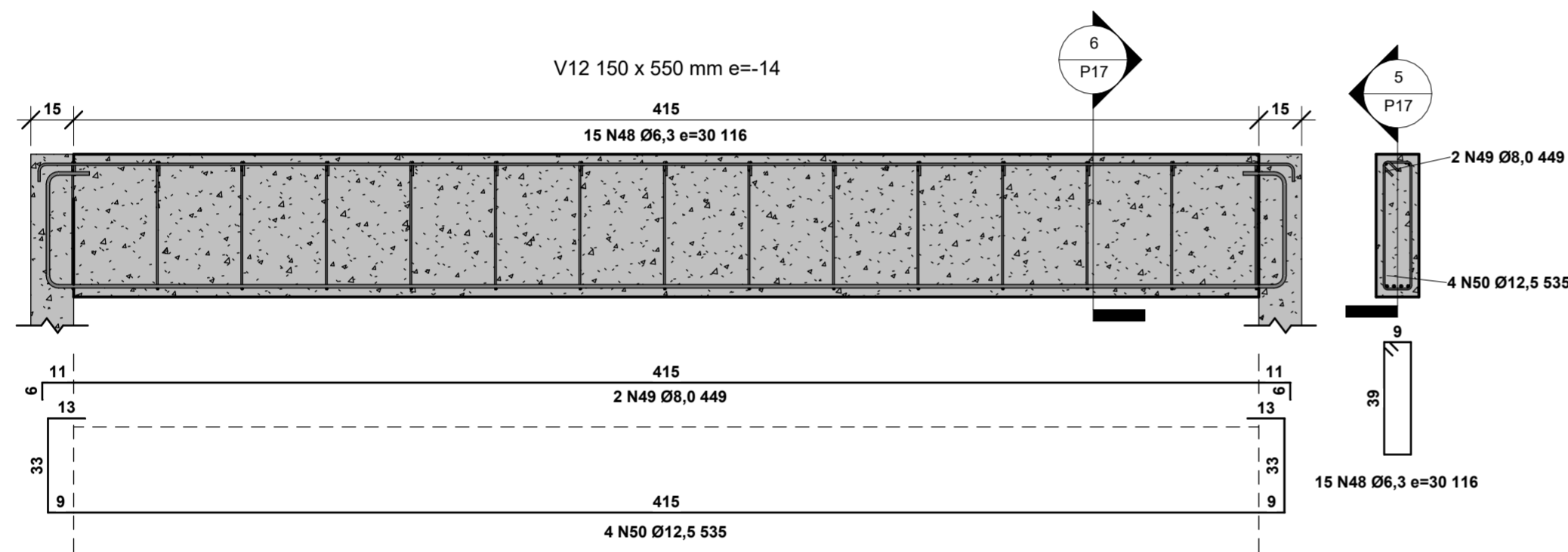
1 V10
1 : 20

2 V10 - Estribos
1 : 20



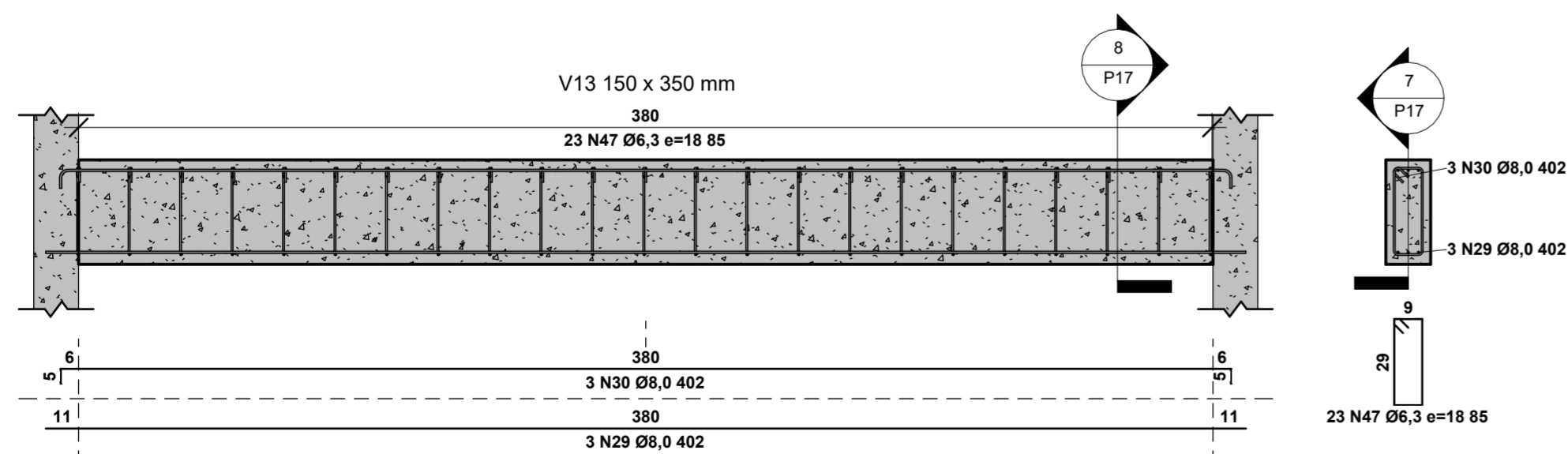
3 V11
1 : 20

4 V11 - Estribos
1 : 20



5 V12
1 : 20

6 V12 - Estribos
1 : 20



7 V13
1 : 20


8 V13 - Estribos
1 : 20

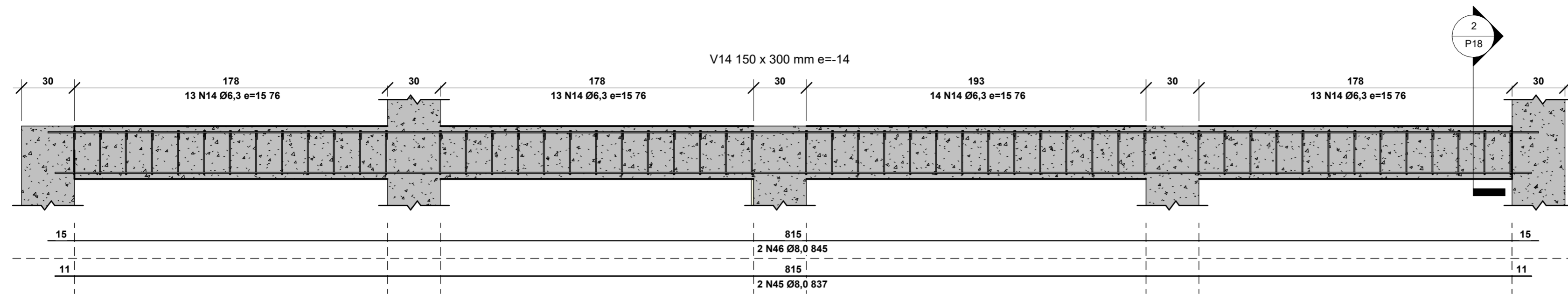
Características dos materiais:

- Concreto C20 fck = 20 MPa
- Armadura Aço CA-50
- Agregado granítico < 30 mm

Cobrimentos:

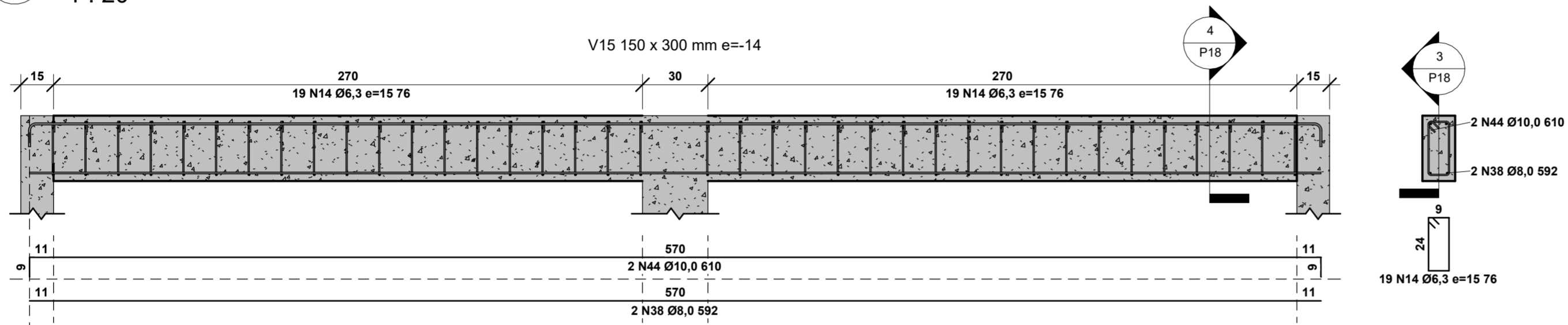
- 4,5 cm para elementos em contato com solo
- 2,0 cm para lajes
- 2,5 cm para pilares e vigas

 UFSC	PROJETO: Chalé Residencial TCC Marcos	
	ALUNO: Marcos Lichtenfels - 16205619	
	ORIENTADOR: Poliana Dias de Moraes, Dr^a.	
	DATA: 23/02/2022 18:36:32	Nº DA PRANCHA P17 / P42
REVISÃO Nº: -	Projetista	
DISCIPLINA: -		
CONTEÚDO: Detalhamento vigas 10, 11, 12 e 13	ESCALA: 1 : 20	



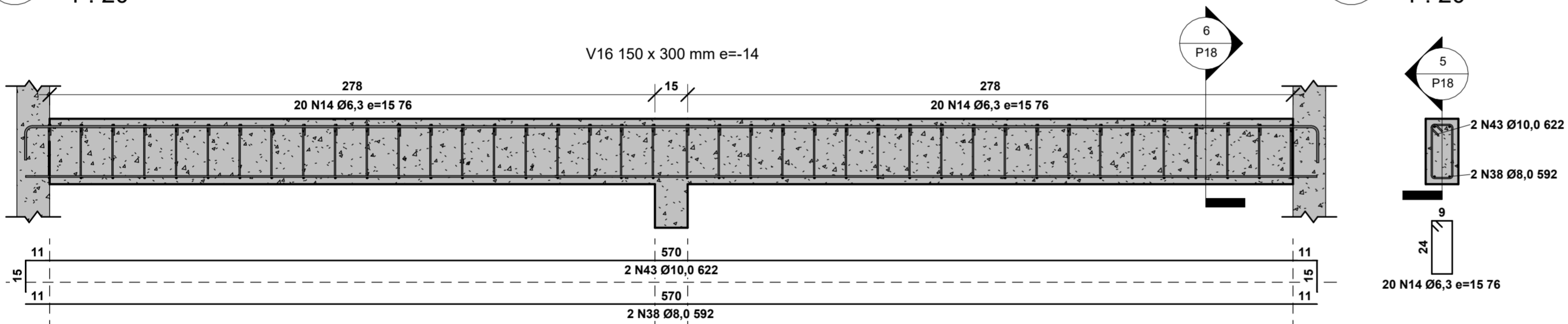
1 V14
1 : 20

2 V14 - Estribos
1 : 20



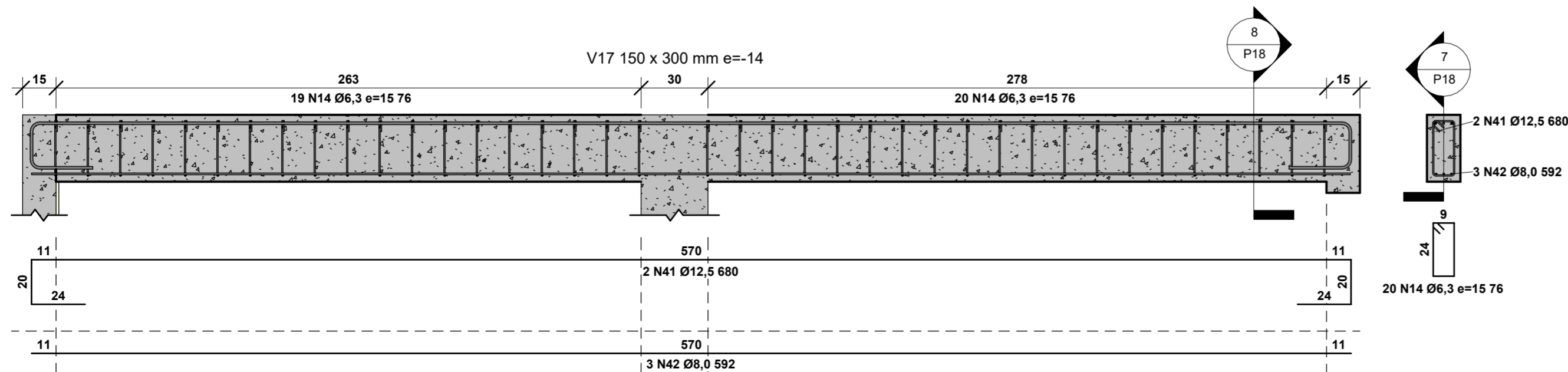
3 V15
1 : 20

4 V15 - Estribos
1 : 20



5 V16
1 : 20

6 V16 - Estribos
1 : 20



7 V17
1 : 20


8 V17 - Estribos
1 : 20

Características dos materiais:

- Concreto C20 fck = 20 MPa
- Armadura Aço CA-50
- Agregado granítico < 30 mm

Cobrimentos:

- 4,5 cm para elementos em contato com solo
- 2,0 cm para lajes
- 2,5 cm para pilares e vigas

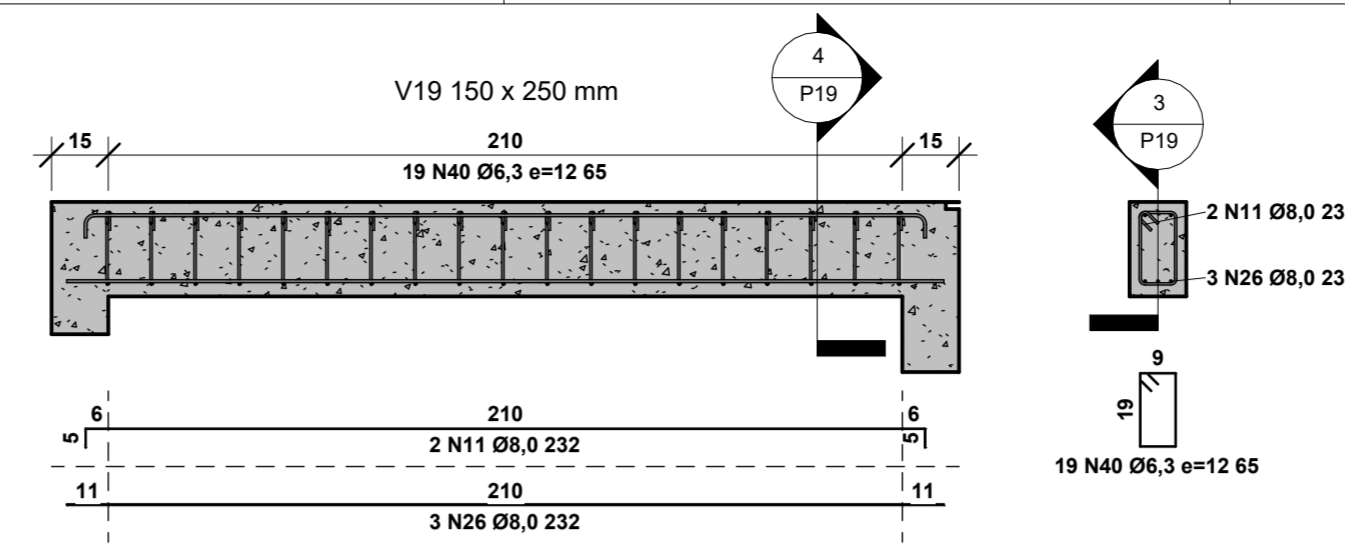
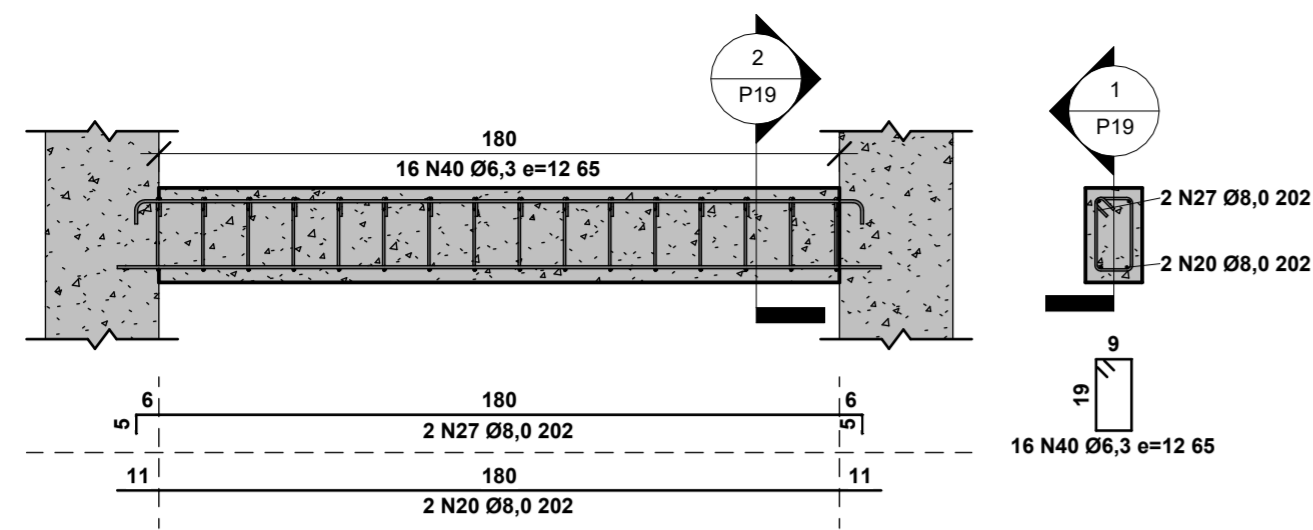
	PROJETO: Chalé Residencial TCC Marcos	
	ALUNO: Marcos Lichtenfels - 16205619	
	ORIENTADOR: Poliana Dias de Moraes, Dr^a.	
	DATA: 23/02/2022 18:36:35	Nº DA PRANCHA P18 / P42
DISCIPLINA: -	REVISÃO Nº: -	Projeta
CONTEÚDO: Detalhamento vigas 14, 15, 16 e 17		ESCALA: 1 : 20

Características dos materiais:

- Concreto C20 fck = 20 MPa
- Armadura Aço CA-50
- Agregado granítico < 30 mm

Cobrimentos:

- 4,5 cm para elementos em contato com solo
- 2,0 cm para lajes
- 2,5 cm para pilares e vigas

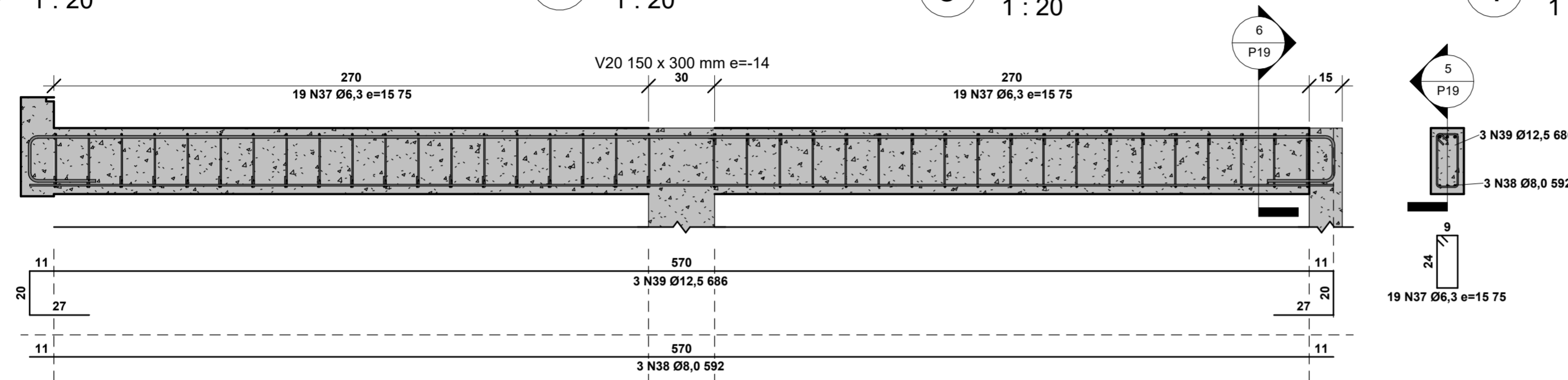


1 V18
1 : 20

2 V18 - Estribos
1 : 20

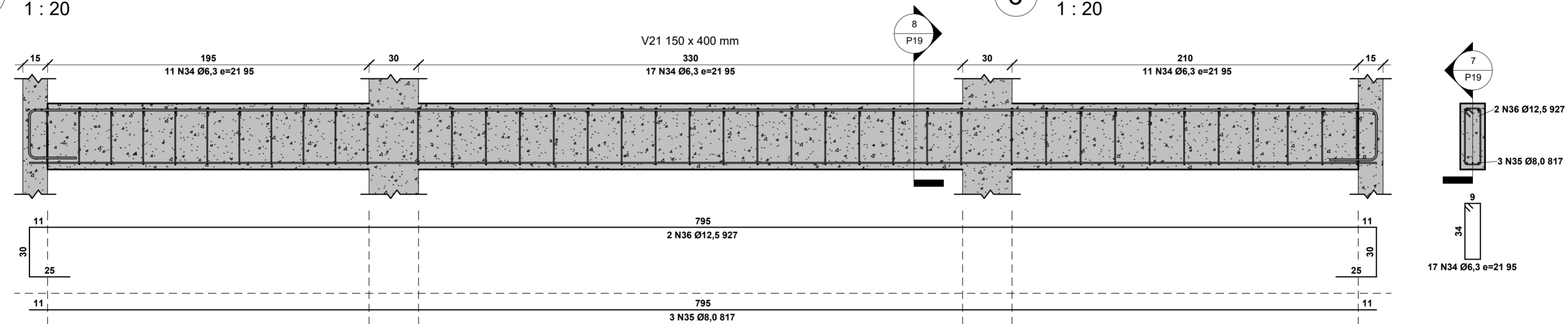
3 V19
1 : 20

4 V19 - Estribos
1 : 20




5 V20
1 : 20

6 V20 - Estribos
1 : 20



7 V21
1 : 20

8 V21 - Estribos
1 : 20

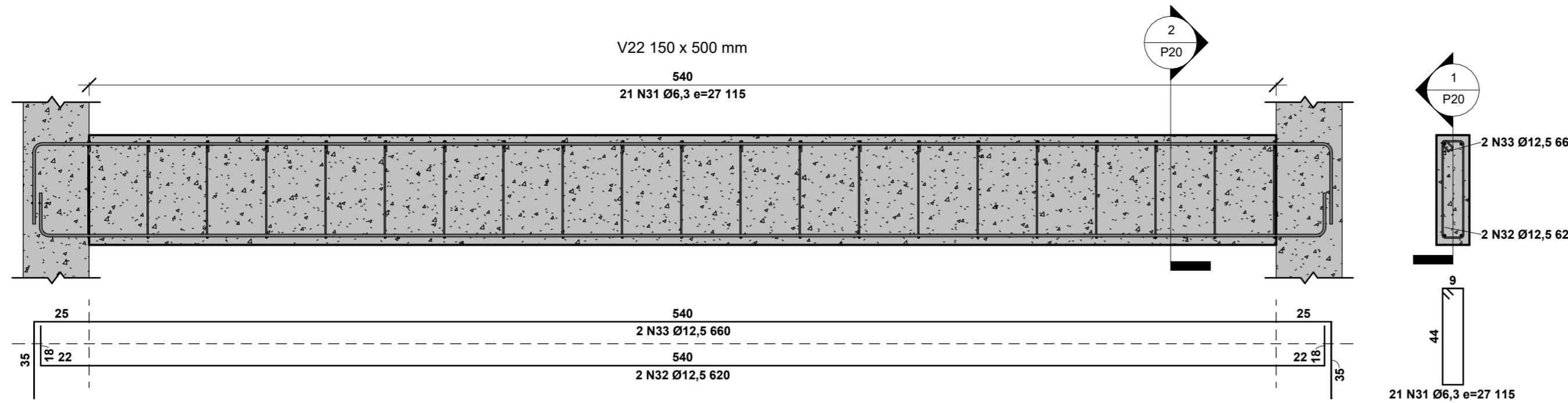
	PROJETO: Chalé Residencial TCC Marcos	
	ALUNO: Marcos Lichtenfels - 16205619	
	ORIENTADOR: Poliana Dias de Moraes, Dr^a.	
	DATA: 23/02/2022 18:36:37	Nº DA PRANCHA
REVISÃO Nº: -	P19 / P42	
DISCIPLINA: -	Projetista	
CONTEÚDO: Detalhamento vigas 18, 19, 20 e 21	ESCALA: 1 : 20	

Características dos materiais:

- Concreto C20 fck = 20 MPa
- Armadura Aço CA-50
- Agregado granítico < 30 mm

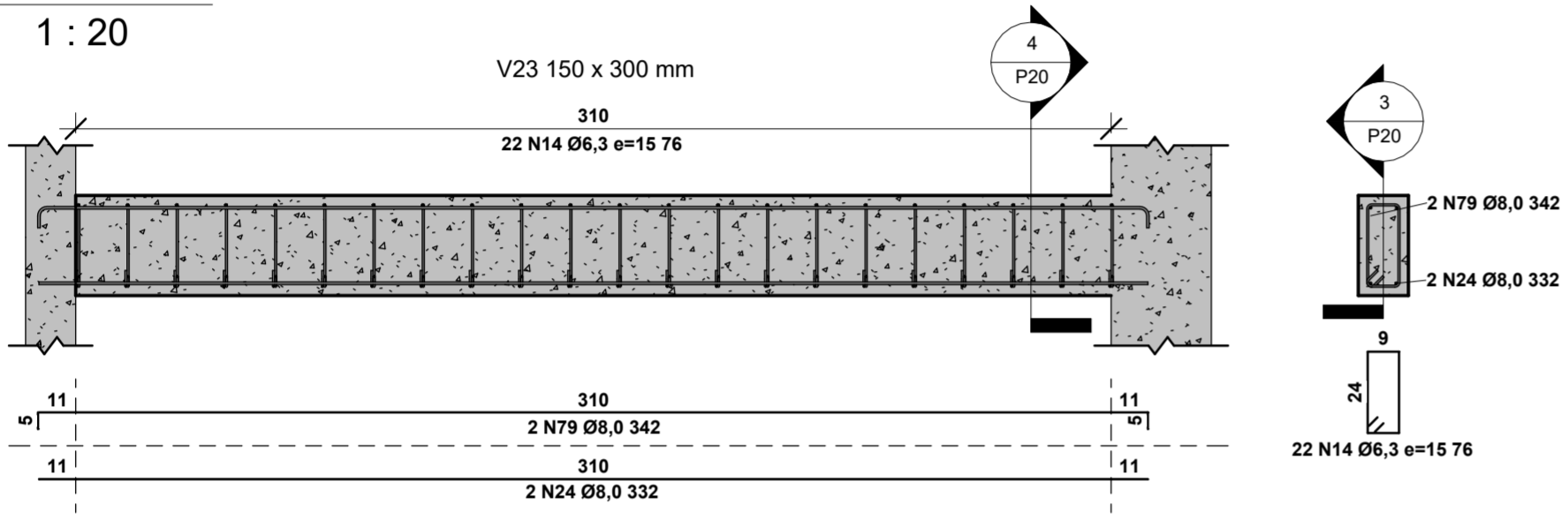
Cobrimentos:

- 4,5 cm para elementos em contato com solo
- 2,0 cm para lajes
- 2,5 cm para pilares e vigas



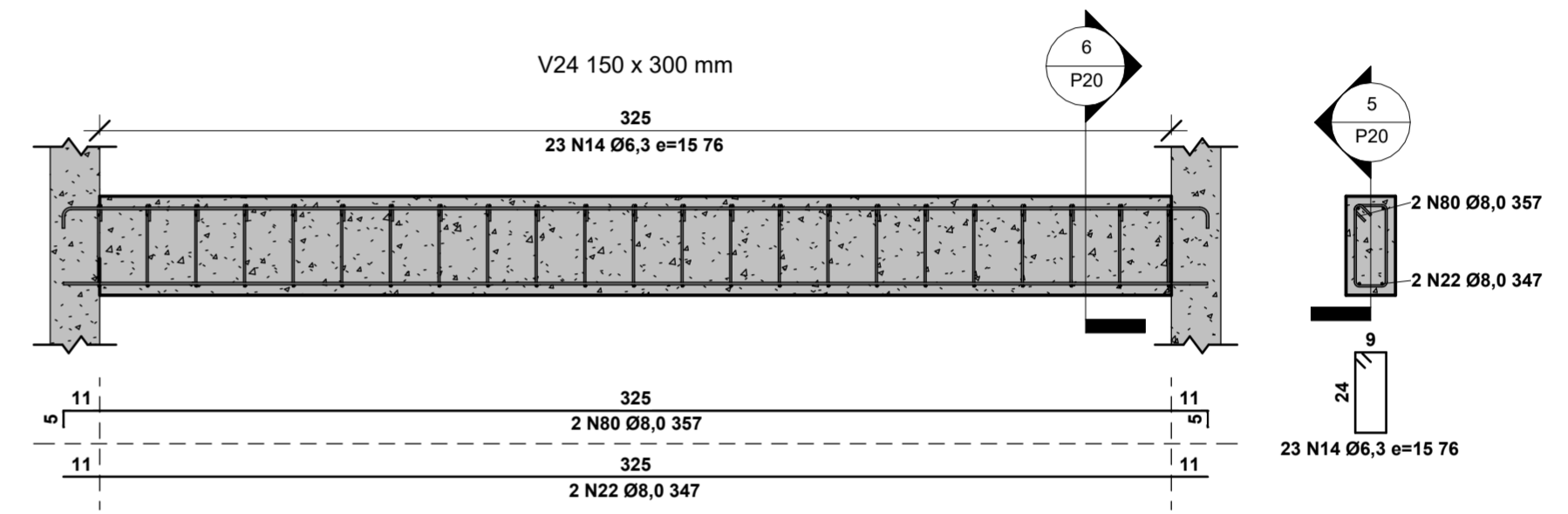
1 V22
1 : 20

2 V22 - Estribos
1 : 20



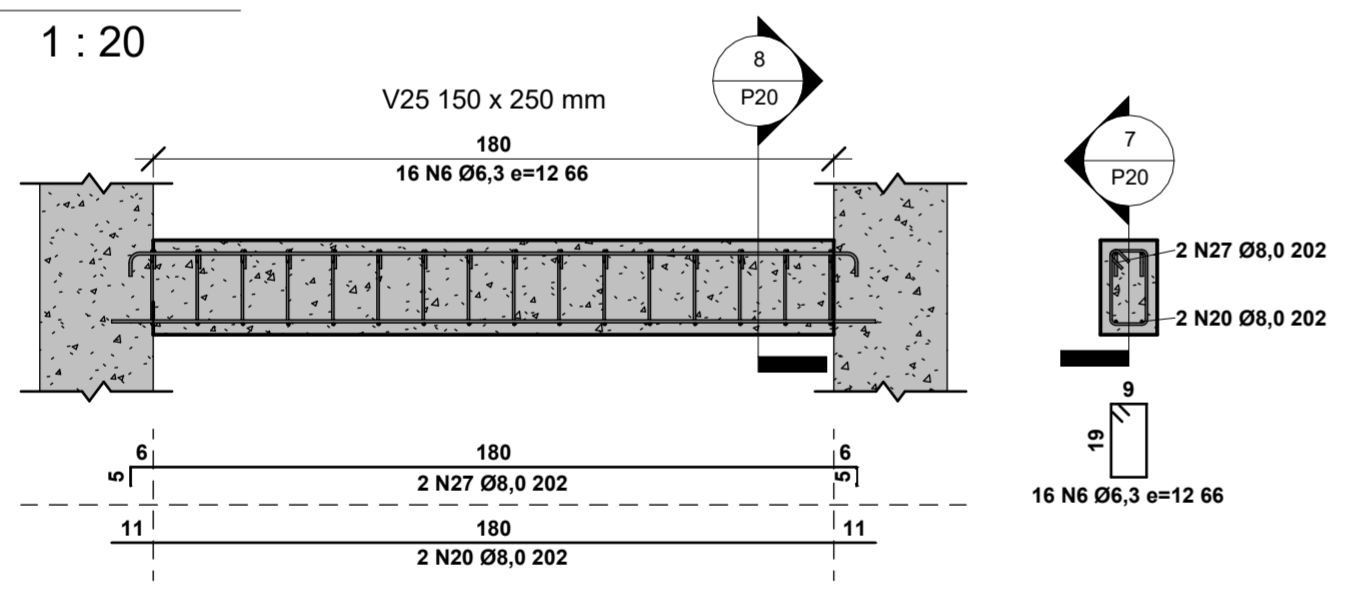
3 V23
1 : 20

4 V23 - Estribos
1 : 20



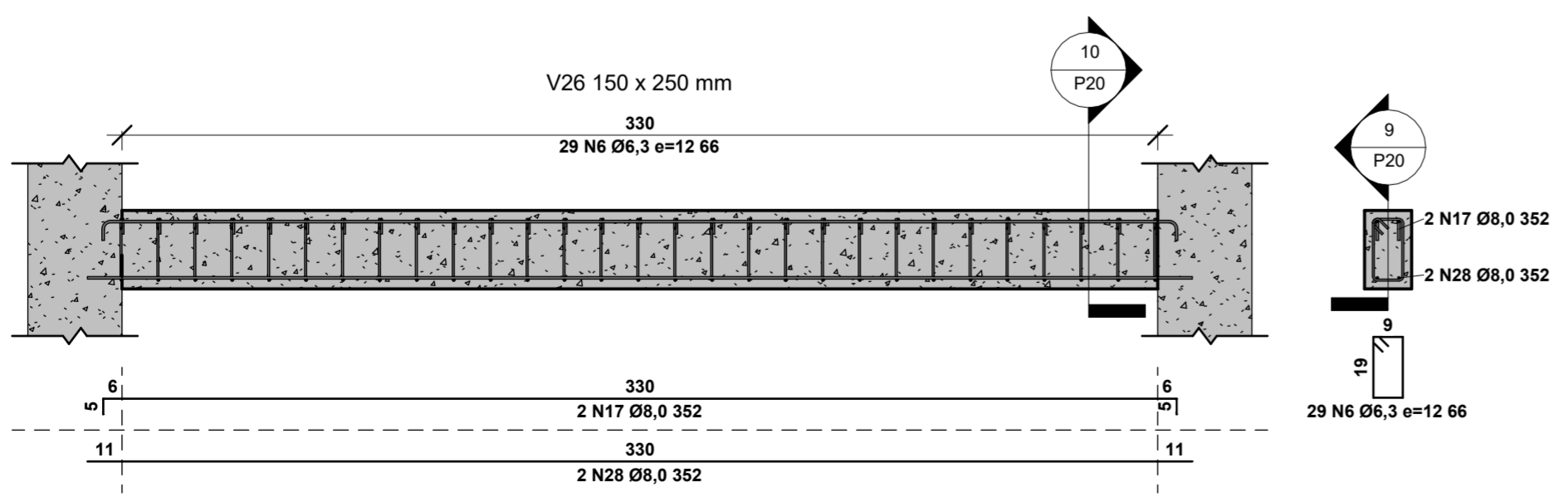
5 V24
1 : 20

6 V24 - Estribos
1 : 20




7 V25
1 : 20

8 V25 - Estribos
1 : 20



9 V26
1 : 20

10 V26 - Estribos
1 : 20

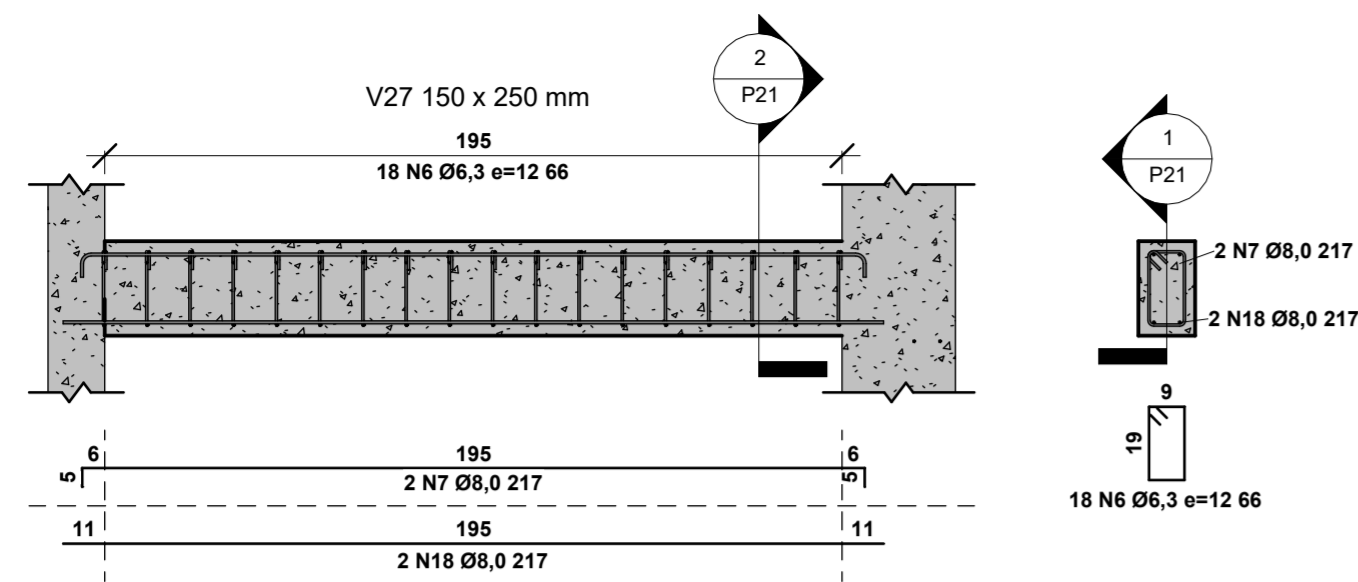
	PROJETO: Chalé Residencial TCC Marcos	
	ALUNO: Marcos Lichtenfels - 16205619	
	ORIENTADOR: Poliana Dias de Moraes, Dr^a.	
	DATA: 23/02/2022 18:36:39	Nº DA PRANCHA P20 / P42
REVISÃO Nº: -		Projetista
DISCIPLINA: -		ESCALA: 1 : 20
CONTEÚDO: Detalhamento vigas 22, 23, 24, 25 e 26		

Características dos materiais:

- Concreto C20 fck = 20 MPa
- Armadura Aço CA-50
- Agregado granítico < 30 mm

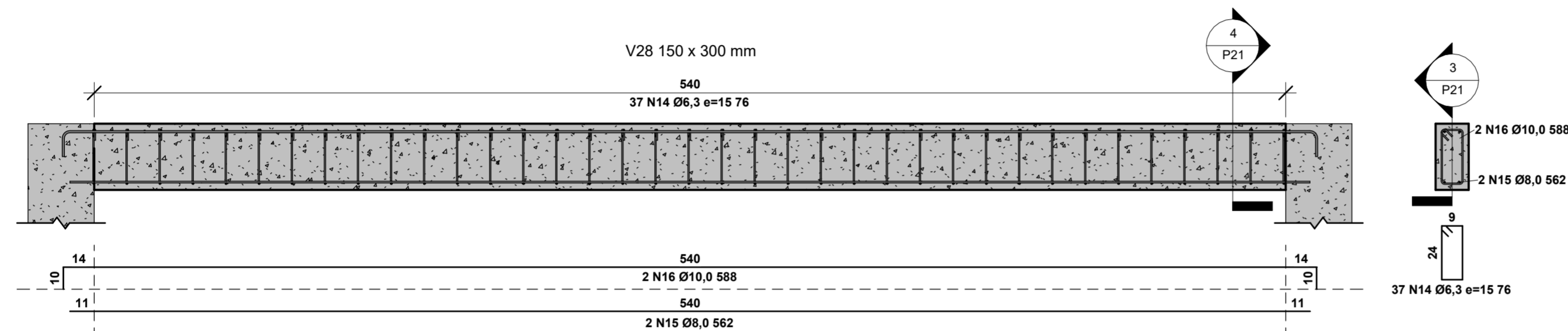
Cobrimentos:

- 4,5 cm para elementos em contato com solo
- 2,0 cm para lajes
- 2,5 cm para pilares e vigas



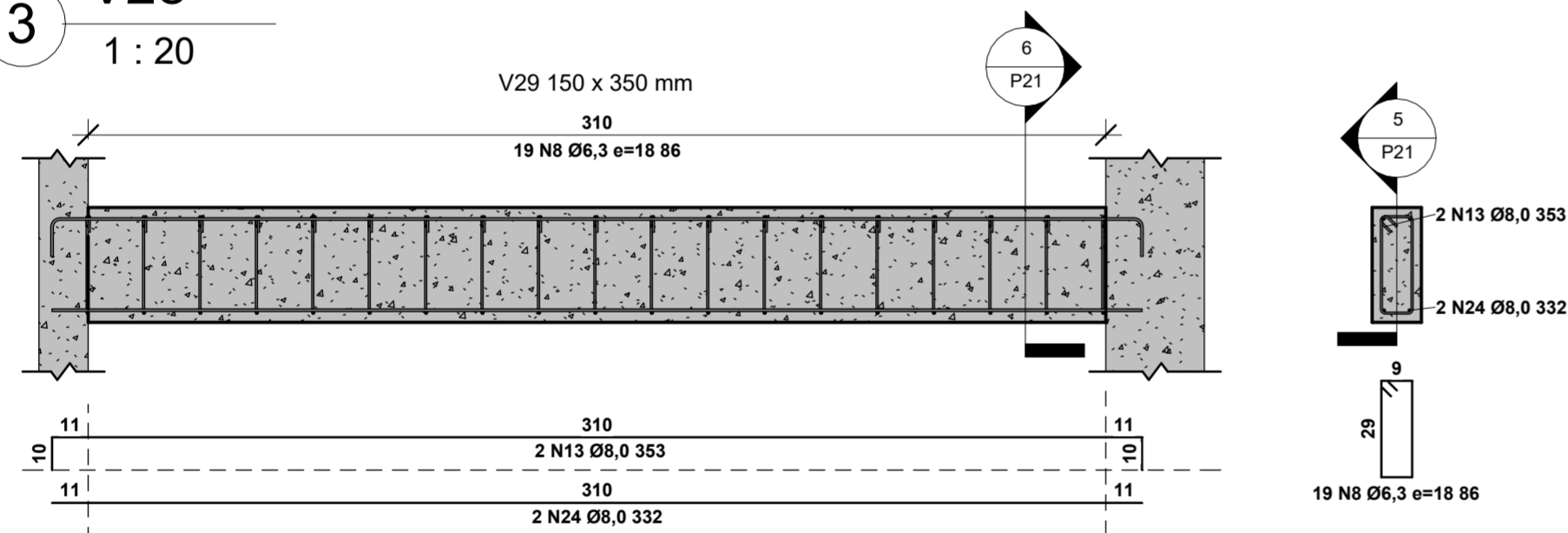
1 V27
1 : 20

2 V27 - Estribos
1 : 20



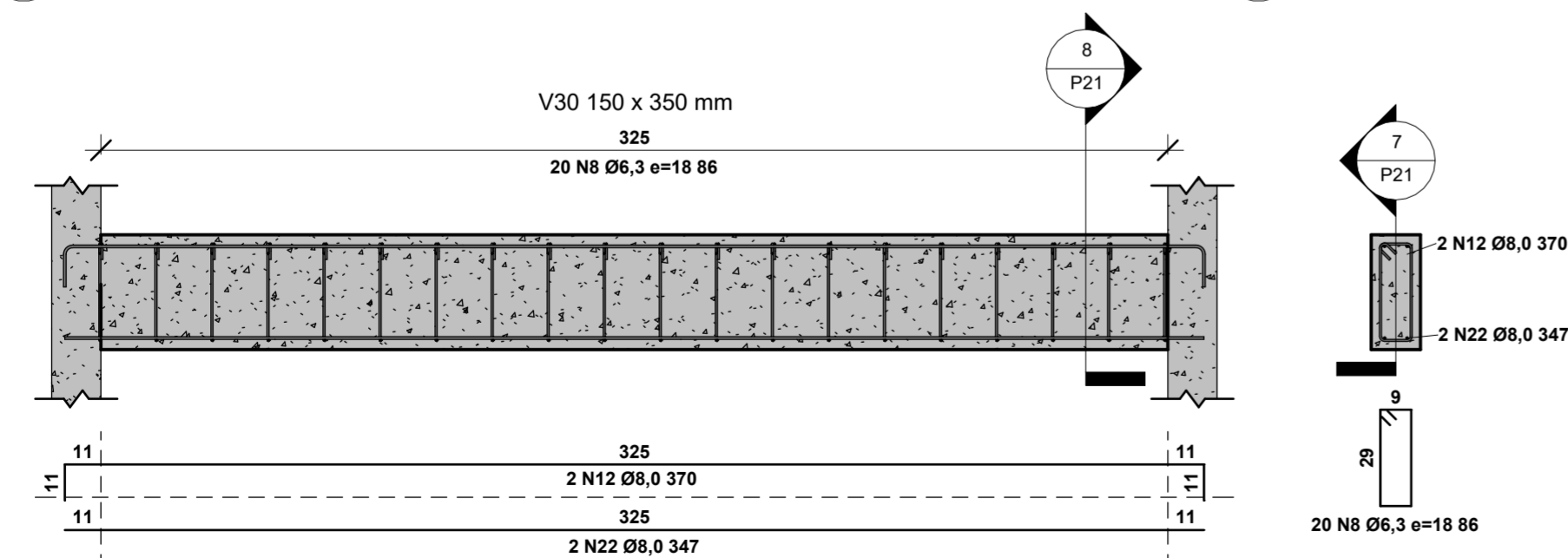
3 V28
1 : 20

4 V28 - Estribos
1 : 20




5 V29
1 : 20

6 V29 - Estribos
1 : 20



7 V30
1 : 20

8 V30 - Estribos
1 : 20

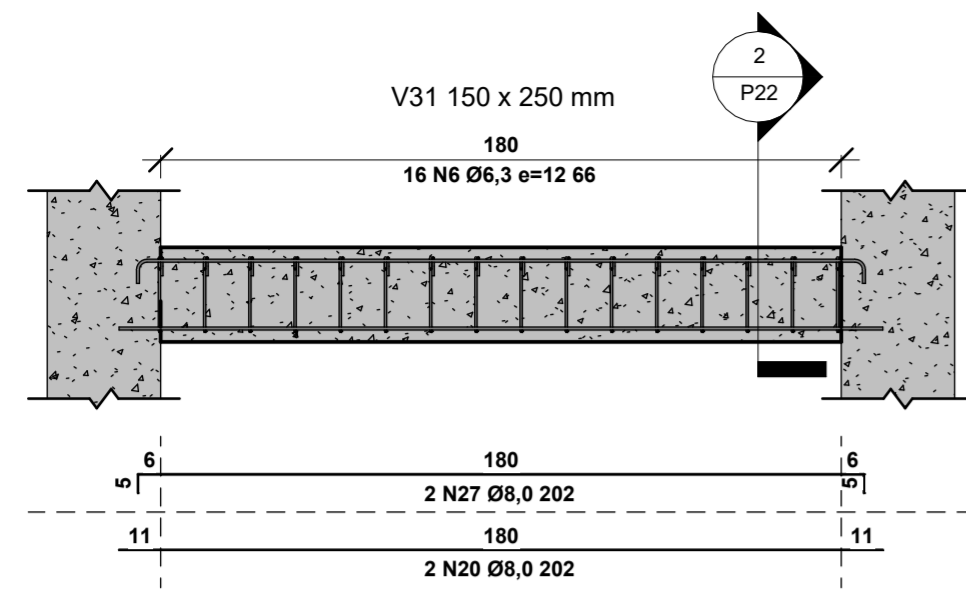
 UFSC	PROJETO: Chalé Residencial TCC Marcos	
	ALUNO: Marcos Lichtenfels - 16205619	
	ORIENTADOR: Poliana Dias de Moraes, Dr^a.	
	DATA: 23/02/2022 18:36:41	Nº DA PRANCHA P21 / P42
REVISÃO Nº: -		Projeta
DISCIPLINA: -		
CONTEÚDO: Detalhamento vigas 27, 28, 29 e 30		ESCALA: 1 : 20

Características dos materiais:

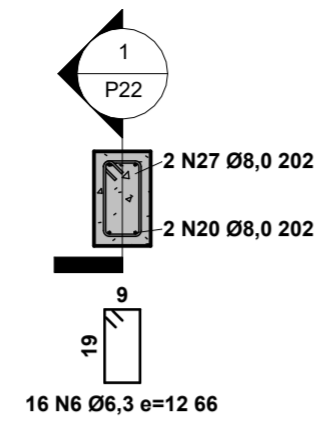
- Concreto C20 fck = 20 MPa
- Armadura Aço CA-50
- Agregado granítico < 30 mm

Cobrimentos:

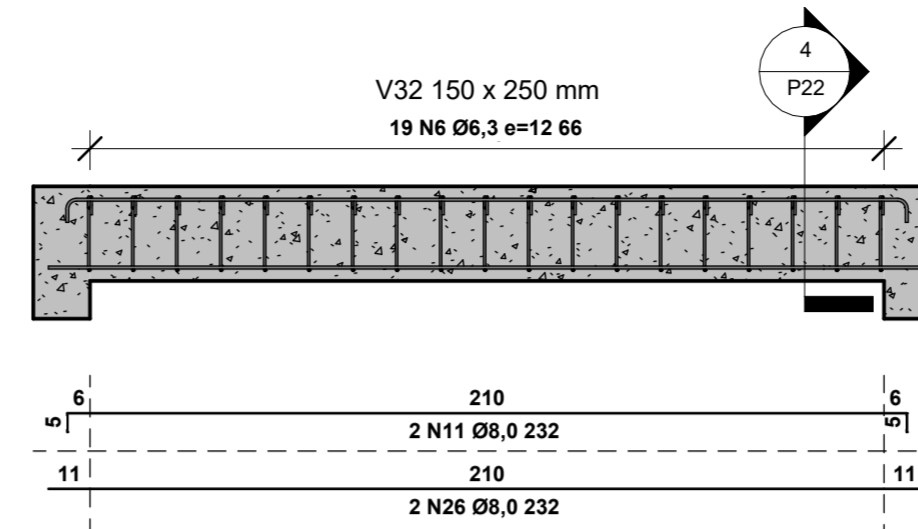
- 4,5 cm para elementos em contato com solo
- 2,0 cm para lajes
- 2,5 cm para pilares e vigas



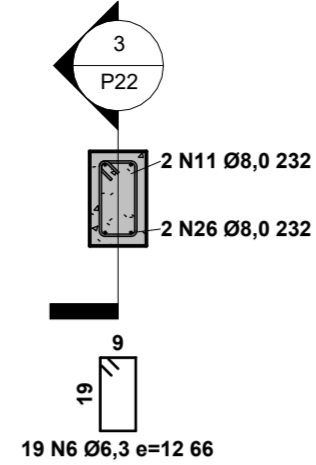
1 V31
1 : 20



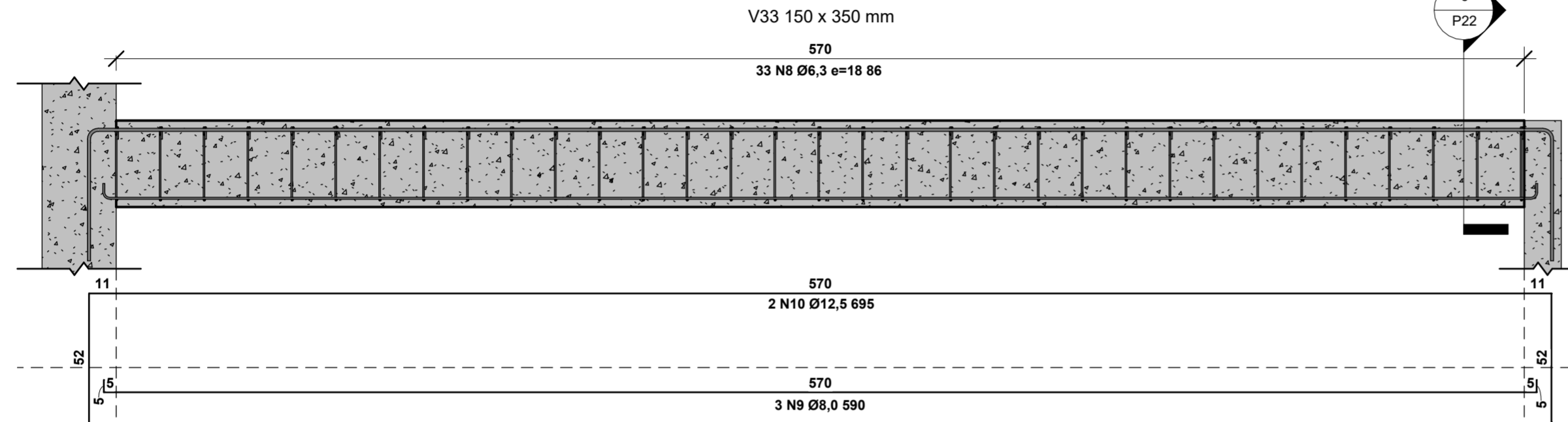
2 V31 - Estribos
1 : 20



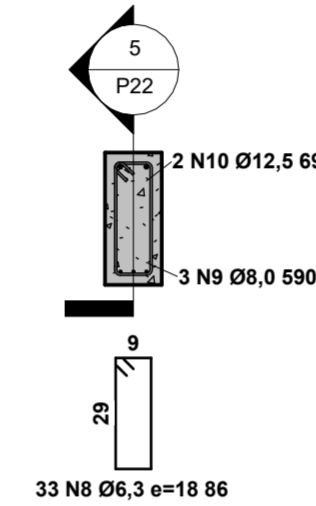
3 V32
1 : 20



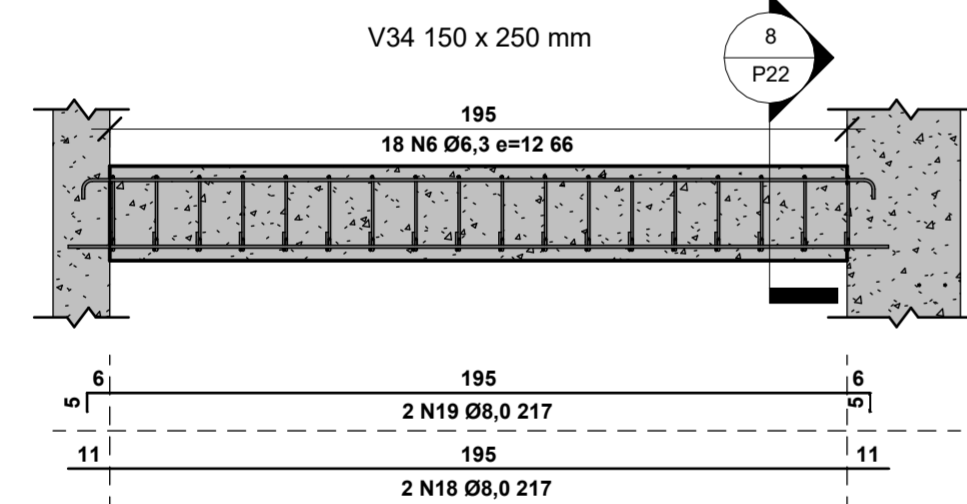
4 V32 - Estribos
1 : 20



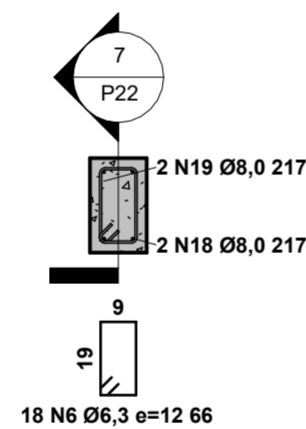
5 V33
1 : 20



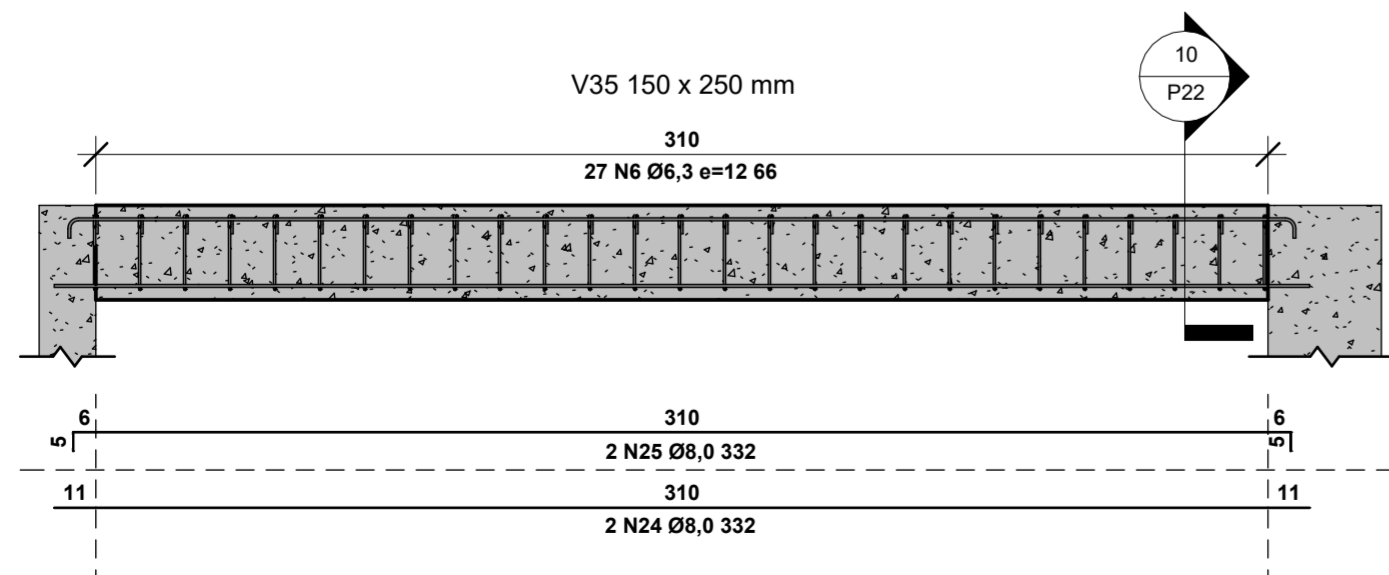
6 V33 - Estribos
1 : 20



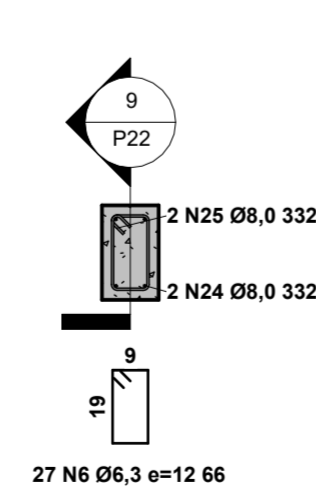
7 V34
1 : 20



8 V34 - Estribos
1 : 20



9 V35
1 : 20



10 V35 - Estribos
1 : 20


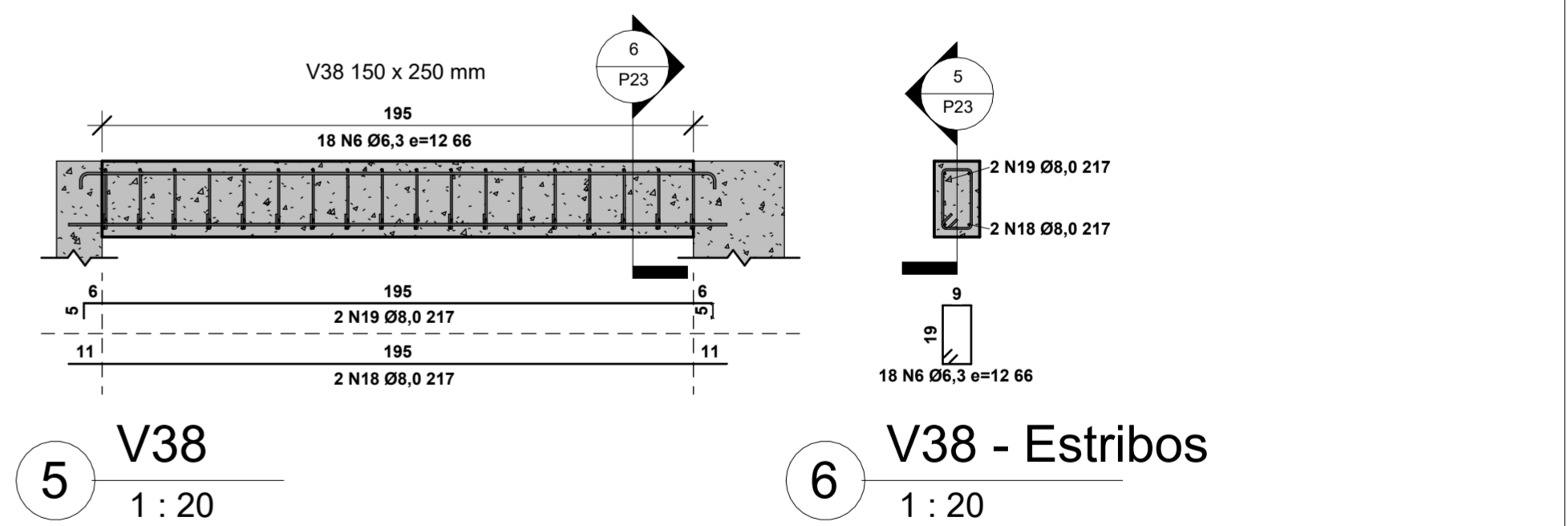
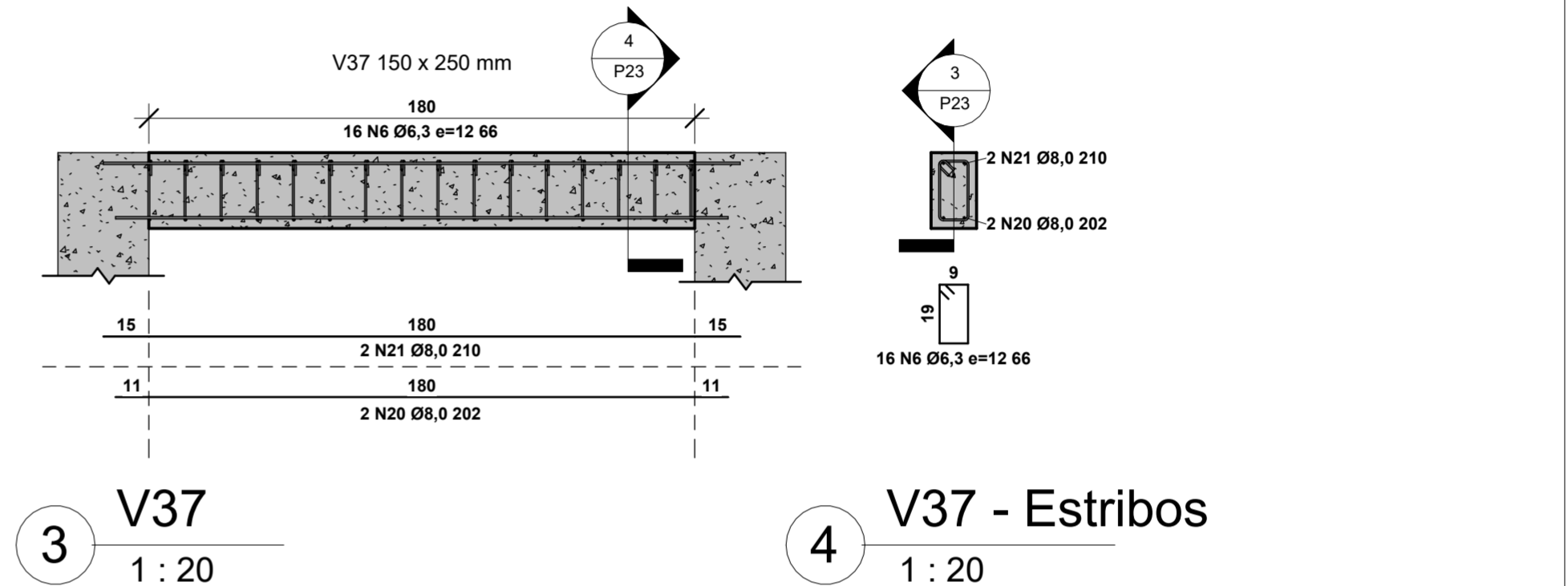
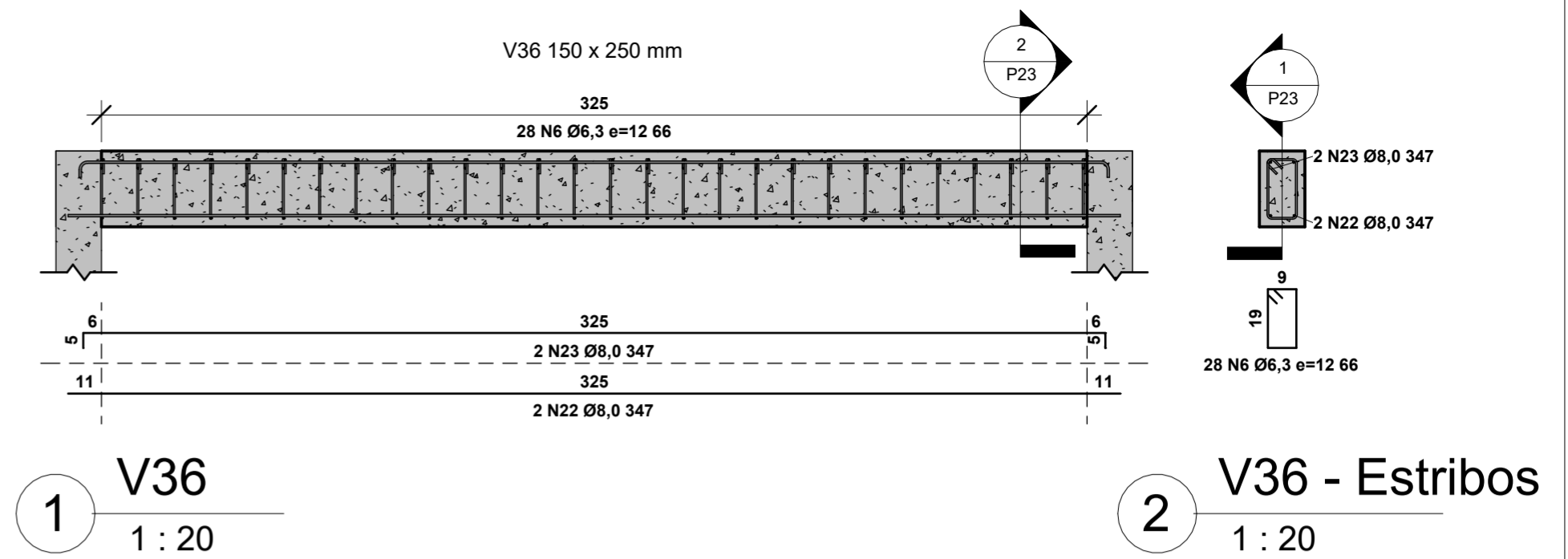
	PROJETO: Chalé Residencial TCC Marcos	
	ALUNO: Marcos Lichtenfels - 16205619	
	ORIENTADOR: Poliana Dias de Moraes, Dr^a.	
	DATA: 23/02/2022 18:36:43	Nº DA PRANCHA P22 / P42
REVISÃO Nº: -		Projeta
DISCIPLINA: -		ESCALA: 1 : 20
CONTEÚDO: Detalhamento vigas 31, 32, 33, 34 e 35		

Tabela de vergalhões					
Nº Vergalhão	Hospedeiro	Ø	Qtd.	Comp. unit.	Comp. total
1	L2	6.3 CA-50	14	308 cm	43,1 m
2	L5	6.3 CA-50	6	88 cm	5,3 m
3	L9	6.3 CA-50	16	343 cm	54,9 m
4	L10	6.3 CA-50	11	229 cm	25,2 m
5	L7	6.3 CA-50	19	200 cm	38 m
6	<varia>	6.3 CA-50	237	66 cm	157,6 m
7	V27	8 CA-50	2	217 cm	4,3 m
8	<varia>	6.3 CA-50	100	86 cm	86,5 m
9	V33	8 CA-50	3	590 cm	17,7 m
10	V33	12.5 CA-50	2	695 cm	13,9 m
11	<varia>	8 CA-50	4	232 cm	9,3 m
12	V30	8 CA-50	2	370 cm	7,4 m
13	V29	8 CA-50	2	353 cm	7,1 m
14	<varia>	6.3 CA-50	1034	76 cm	790,9 m
15	V28	8 CA-50	2	562 cm	11,2 m
16	V28	10 CA-50	2	588 cm	11,8 m
17	V26	8 CA-50	2	352 cm	7 m
18	<varia>	8 CA-50	6	217 cm	13 m
19	<varia>	8 CA-50	4	217 cm	8,7 m
20	<varia>	8 CA-50	8	202 cm	16,2 m
21	V37	8 CA-50	2	210 cm	4,2 m
22	<varia>	8 CA-50	6	347 cm	20,8 m
23	V36	8 CA-50	2	347 cm	6,9 m
24	<varia>	8 CA-50	6	332 cm	19,9 m
25	V35	8 CA-50	2	332 cm	6,6 m
26	<varia>	8 CA-50	5	232 cm	11,6 m
27	<varia>	8 CA-50	6	202 cm	12,1 m
28	V26	8 CA-50	2	352 cm	7 m
29	<varia>	8 CA-50	5	402 cm	20,1 m
30	<varia>	8 CA-50	6	402 cm	24,1 m
31	<varia>	6.3 CA-50	61	115 cm	70,4 m
32	V22	12.5 CA-50	2	620 cm	12,4 m
33	V22	12.5 CA-50	2	660 cm	13,2 m
34	V21	6.3 CA-50	39	95 cm	37,2 m
35	V21	8 CA-50	3	817 cm	24,5 m
36	V21	12.5 CA-50	2	927 cm	18,5 m
37	V20	6.3 CA-50	38	75 cm	28,7 m
38	<varia>	8 CA-50	11	592 cm	65,1 m
39	V20	12.5 CA-50	3	686 cm	20,6 m
40	<varia>	6.3 CA-50	164	65 cm	107,4 m
41	V17	12.5 CA-50	2	680 cm	13,6 m
42	V17	8 CA-50	3	592 cm	17,8 m
43	V16	10 CA-50	2	622 cm	12,4 m
44	V15	10 CA-50	2	610 cm	12,2 m
45	V14	8 CA-50	2	837 cm	16,7 m
46	V14	8 CA-50	2	845 cm	16,9 m
47	<varia>	6.3 CA-50	65	85 cm	55,6 m
48	V12	6.3 CA-50	15	116 cm	17,5 m
49	V12	8 CA-50	2	449 cm	9 m
50	V12	12.5 CA-50	4	535 cm	21,4 m
51	V10	12.5 CA-50	3	407 cm	12,2 m

Tabela de vergalhões					
Nº Vergalhão	Hospedeiro	Ø	Qtd.	Comp. unit.	Comp. total
52	V10	10 CA-50	2	363 cm	7,3 m
53	V10	6.3 CA-50	15	105 cm	15,8 m
54	<varia>	8 CA-50	5	512 cm	25,6 m
55	V9	10 CA-50	2	531 cm	10,6 m
56	V8	10 CA-50	3	762 cm	22,8 m
57	V8	8 CA-50	3	742 cm	22,3 m
58	V7	10 CA-50	2	315 cm	6,3 m
59	V7	8 CA-50	2	285 cm	5,7 m
60	<varia>	6.3 CA-50	90	65 cm	58,9 m
61	V6	8 CA-50	3	300 cm	9 m
62	V6	8 CA-50	2	300 cm	6 m
63	<varia>	8 CA-50	5	592 cm	29,6 m
64	V3	8 CA-50	2	415 cm	8,3 m
65	V3	8 CA-50	2	407 cm	8,1 m
66	V1	10 CA-50	2	532 cm	10,6 m
67	<varia>	6.3 CA-50	39	296 cm	115,4 m
68	<varia>	6.3 CA-50	36	398 cm	143,3 m
69	<varia>	6.3 CA-50	27	228 cm	61,6 m
70	L5	6.3 CA-50	13	110 cm	14,3 m
71	L6	6.3 CA-50	26	177 cm	46 m
72	<varia>	6.3 CA-50	36	168 cm	60,5 m
73	<varia>	6.3 CA-50	51	231 cm	117,9 m
74	<varia>	6.3 CA-50	29	135 cm	39,3 m
75	<varia>	6.3 CA-50	29	104 cm	30,3 m
76	V2	12.5 CA-50	3	629 cm	18,9 m
77	V2	12.5 CA-50	3	609 cm	18,3 m
78	V2	12.5 CA-50	2	609 cm	12,2 m
79	V23	8 CA-50	2	342 cm	6,8 m
80	V24	8 CA-50	2	357 cm	7,1 m
81	P8 (S8)	10 CA-50	4	93 cm	3,7 m
82	P10 (S10)	20 CA-50	4	92 cm	3,7 m
83	<varia>	10 CA-50	8	79 cm	6,3 m
84	P19	10 CA-50	4	279 cm	11,1 m
85	<varia>	10 CA-50	8	300 cm	24 m
86	<varia>	10 CA-50	8	292 cm	23,4 m
87	<varia>	10 CA-50	8	150 cm	12 m
88	<varia>	10 CA-50	12	178 cm	21,3 m
89	P2 (S2)	10 CA-50	4	442 cm	17,7 m
90	P3 (S3)	10 CA-50	8	220 cm	17,6 m
91	P4 (S4)	10 CA-50	4	284 cm	11,3 m
92	<varia>	10 CA-50	8	352 cm	28,2 m
93	<varia>	10 CA-50	8	286 cm	22,9 m
94	P7 (S7)	16 CA-50	6	442 cm	26,5 m
95	P7 (S7)	16 CA-50	6	178 cm	10,7 m
96	<varia>	10 CA-50	12	282 cm	33,9 m
97	P12 (S12)	10 CA-50	4	318 cm	12,7 m
98	P13 (S13)	16 CA-50	8	220 cm	17,6 m
99	P18 (S18)	10 CA-50	4	372 cm	14,9 m
101	<varia>	10 CA-50	48	<varia>	46,8 m
102	<varia>	16 CA-50	14	98 cm	13,7 m
103	P18 (S18)	10 CA-50	4	84 cm	3,3 m



Características dos materiais:

- Concreto C20 fck = 20 MPa
- Armadura Aço CA-50
- Agregado granítico < 30 mm

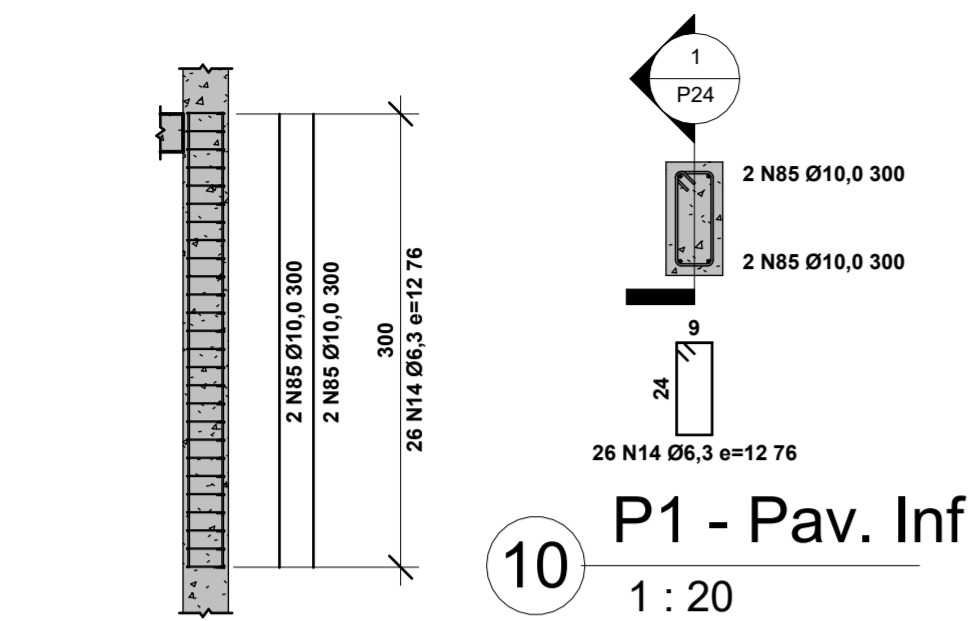
Cobrimentos:

- 4,5 cm para elementos em contato com solo
- 2,0 cm para lajes
- 2,5 cm para pilares e vigas

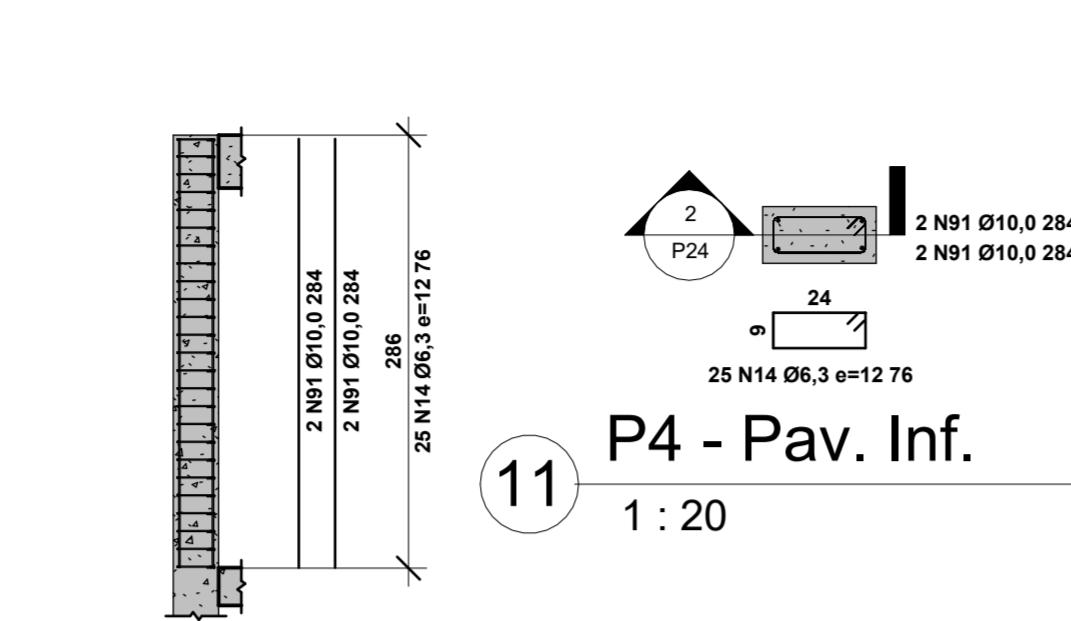
Tabela de vergalhões - Resumo

Ø	Comp. total
6.3 CA-50	2222 m
8 CA-50	514 m
10 CA-50	405 m
12.5 CA-50	175 m
16 CA-50	68 m
20 CA-50	4 m

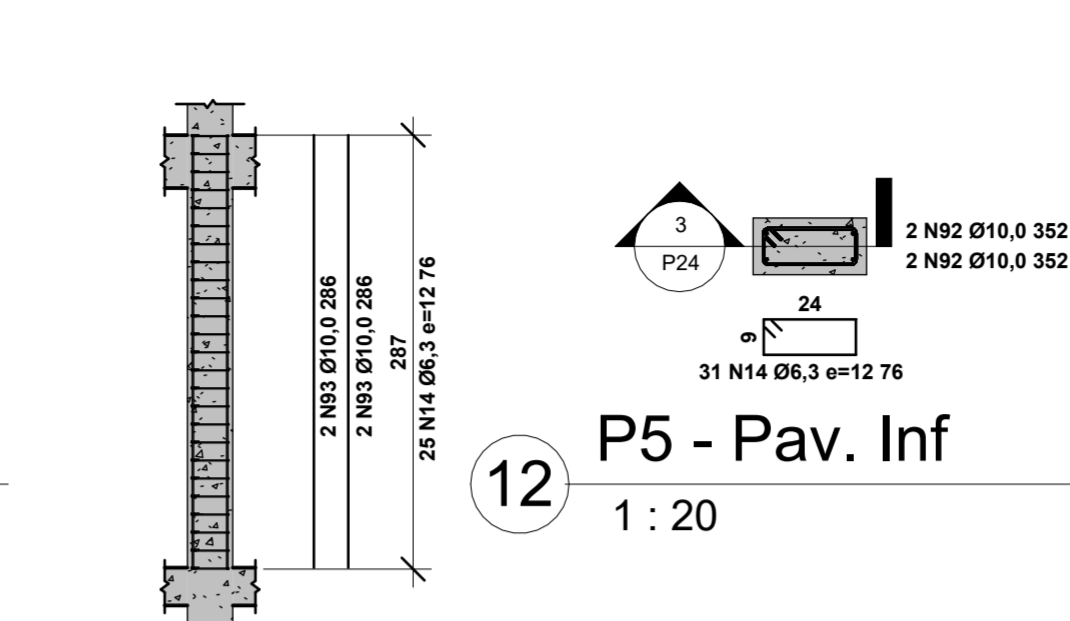
	PROJETO: Chalé Residencial TCC Marcos	
	ALUNO: Marcos Lichtenfels - 16205619	
	ORIENTADOR: Poliana Dias de Moraes, Dr^a.	
	DATA: 23/02/2022 18:36:45	Nº DA PRANCHA P23 / P42 Projetista
DISCIPLINA: -	REVISÃO Nº: -	ESCALA: 1 : 20
CONTEÚDO: Detalhamento vigas 36, 37 e 38		



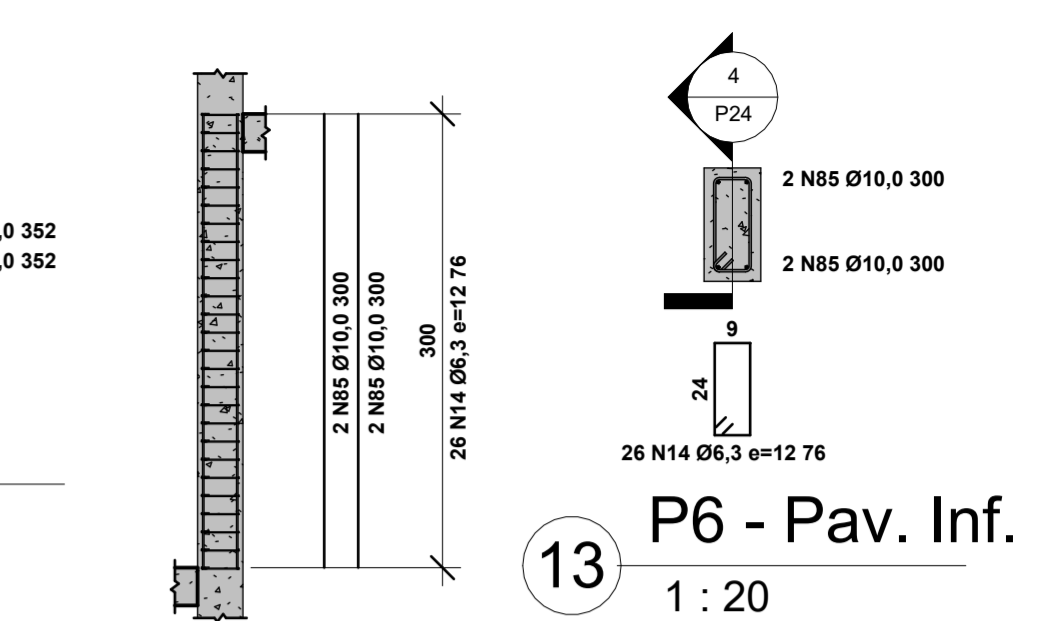
1 P1 - 2 - Pav. Inf.
1 : 50



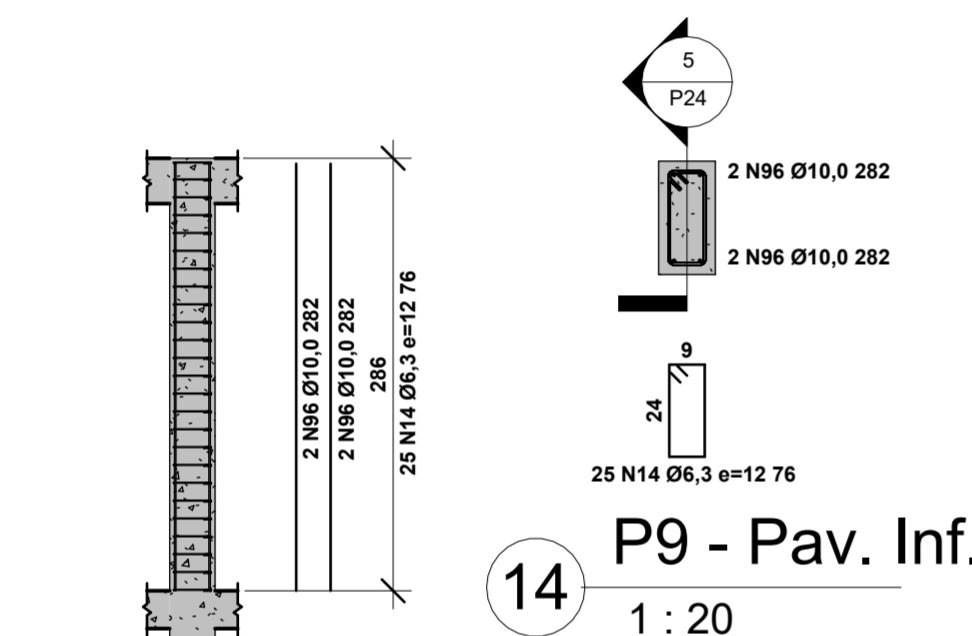
2 P4 - 2 - Pav. Inf.
1 : 50



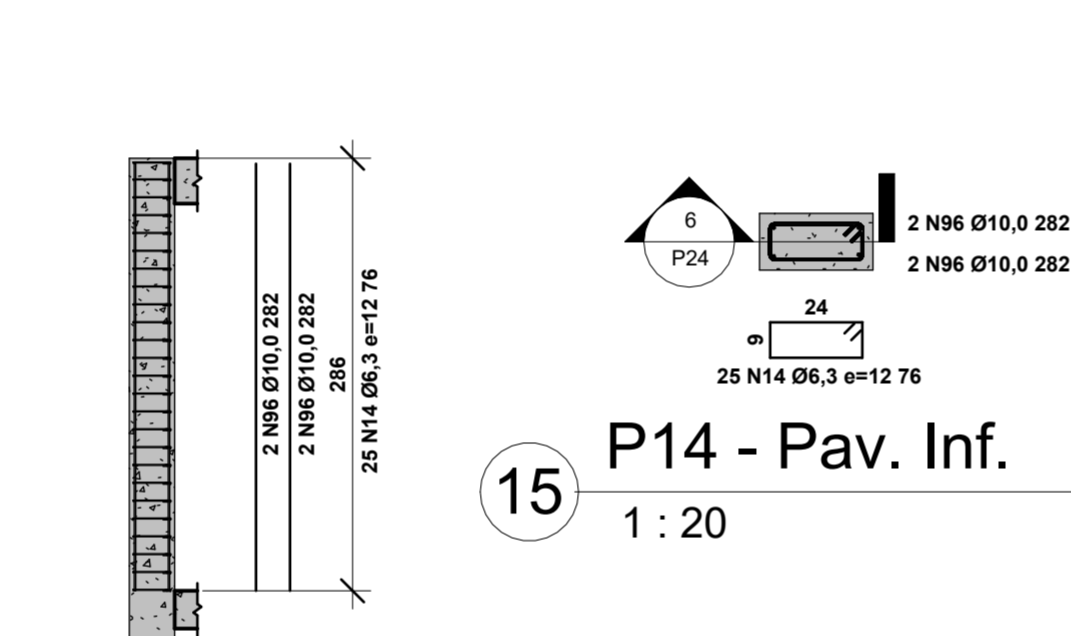
3 P5 - 2 - Pav. Inf.
1 : 50



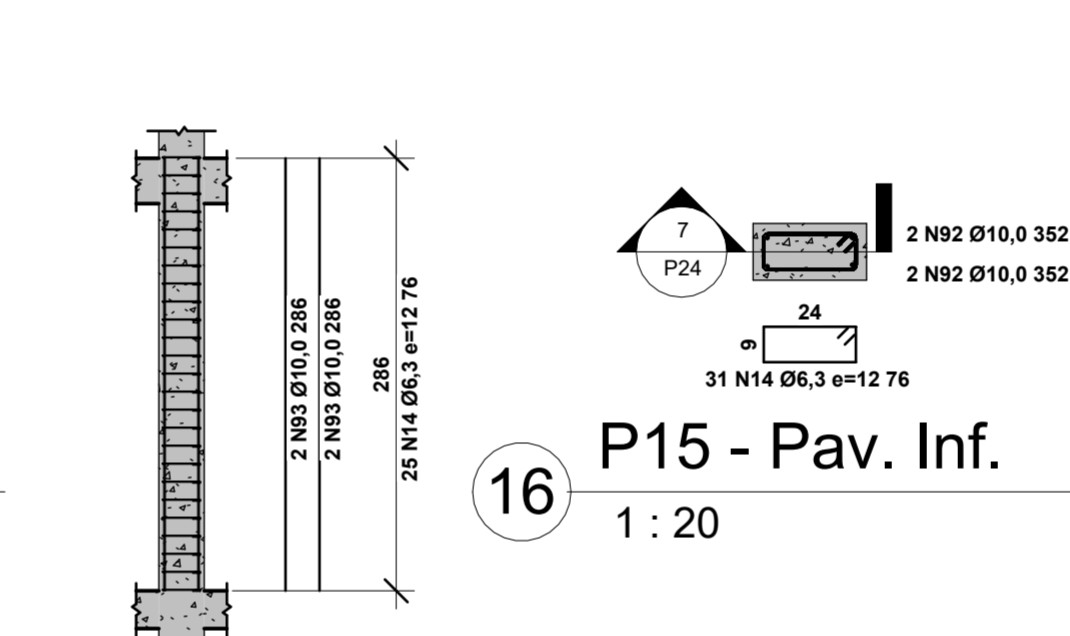
4 P6 - 2 - Pav. Inf.
1 : 50



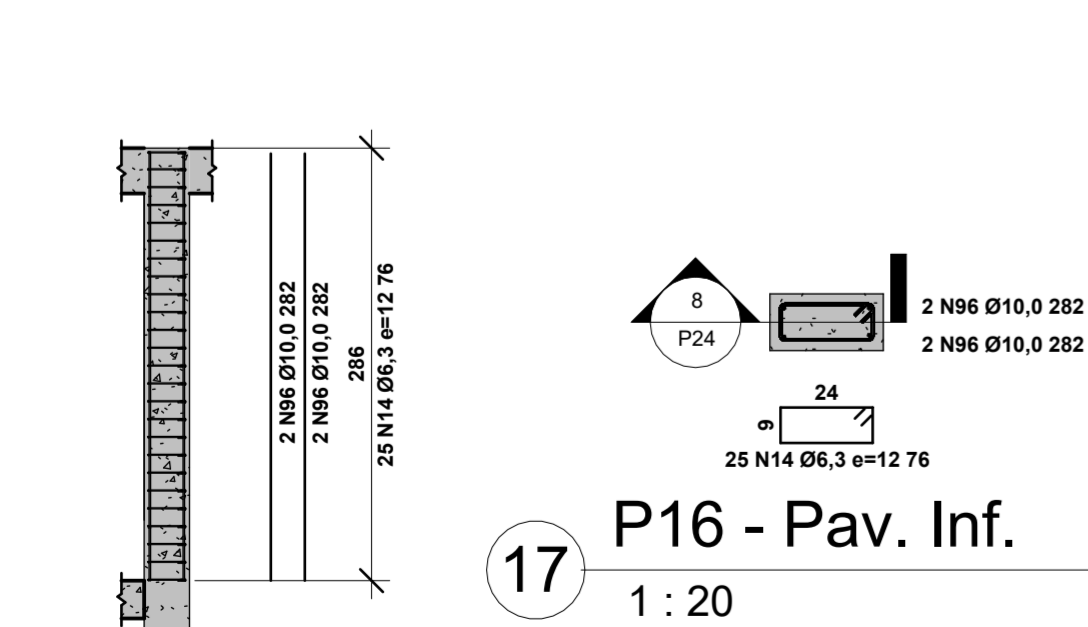
5 P9 - 2 - Pav. Inf.
1 : 50



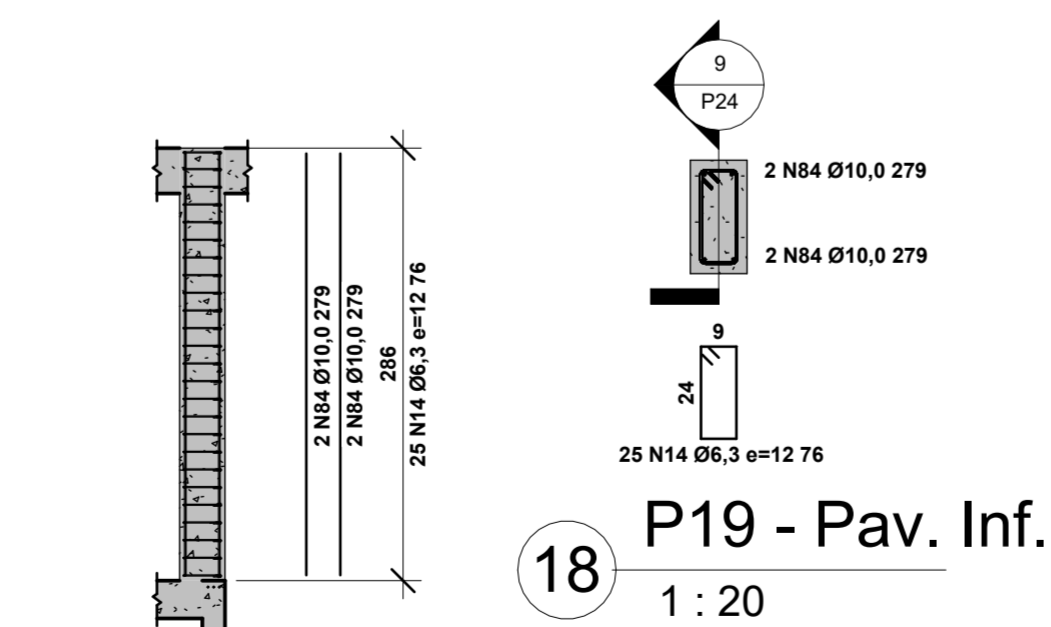
6 P14 - 2 - Pav. Inf.
1 : 50



7 P15 - 2 - Pav. Inf.
1 : 50



8 P16 - 2 - Pav. Inf.
1 : 50




9 P19 - 1 - Pav. Inf.
1 : 50

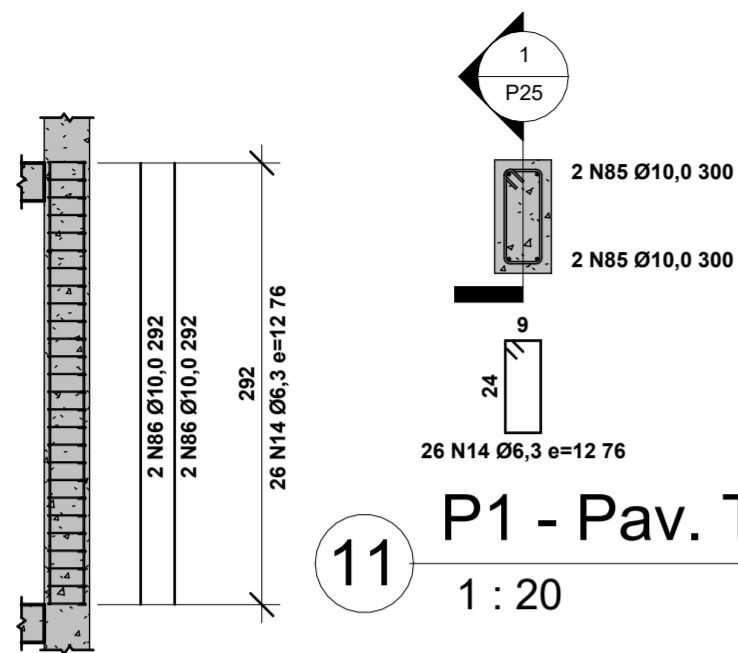
Características dos materiais:

- Concreto C20 fck = 20 MPa
- Armadura Aço CA-50
- Agregado granítico < 30 mm

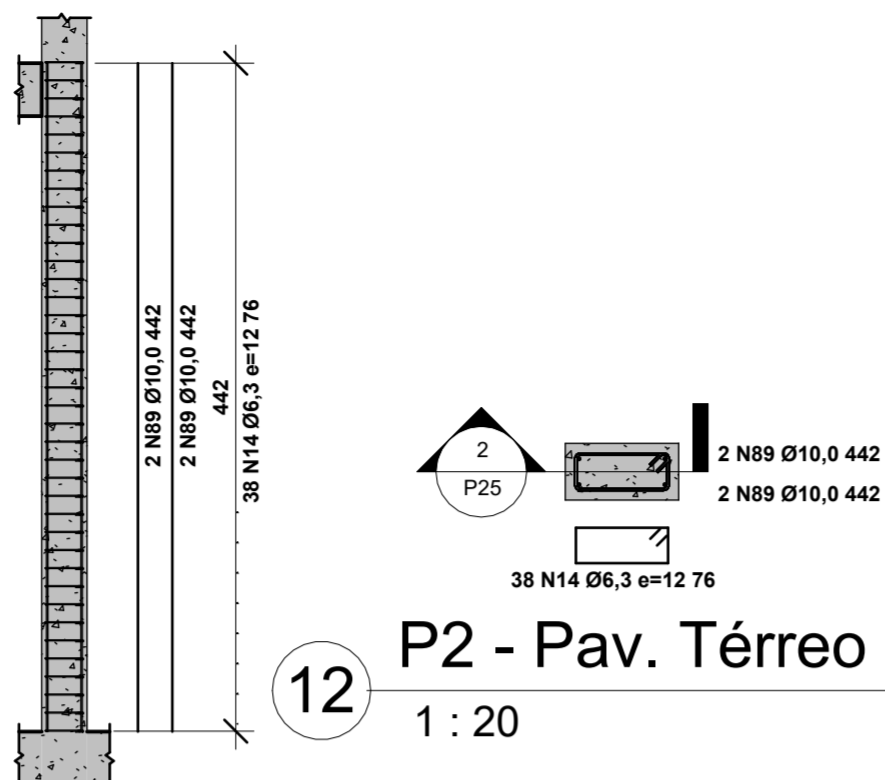
Cobrimentos:

- 4,5 cm para elementos em contato com solo
- 2,0 cm para lajes
- 2,5 cm para pilares e vigas

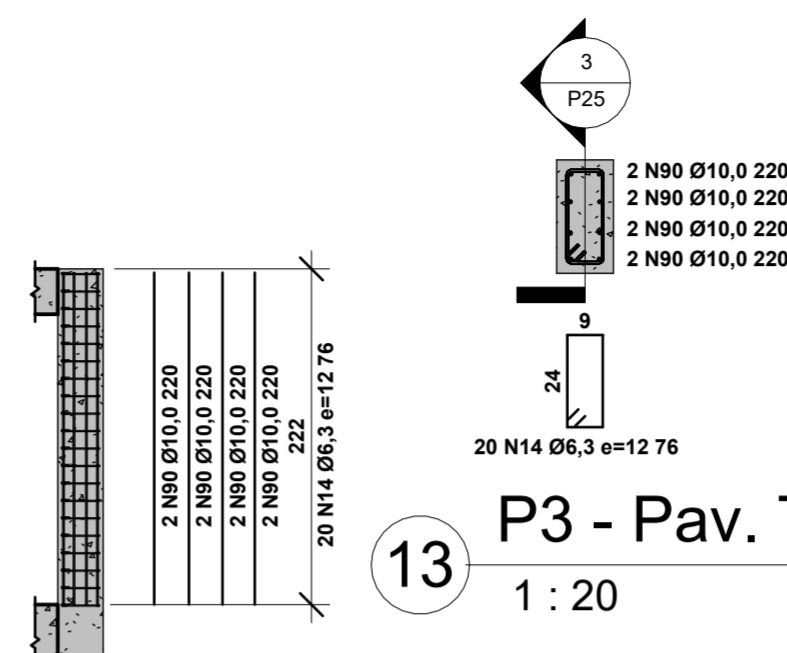
	PROJETO: Chalé Residencial TCC Marcos	
	ALUNO: Marcos Lichtenfels - 16205619	
	ORIENTADOR: Poliana Dias de Moraes, Dr^a.	
	DATA: 23/02/2022 18:36:50	Nº DA PRANCHA P24 / P42
REVISÃO Nº: -		Projeta
DISCIPLINA: -		ESCALA: Como indicado
CONTEÚDO: Detalhamento Pilares Pav. Inf.		



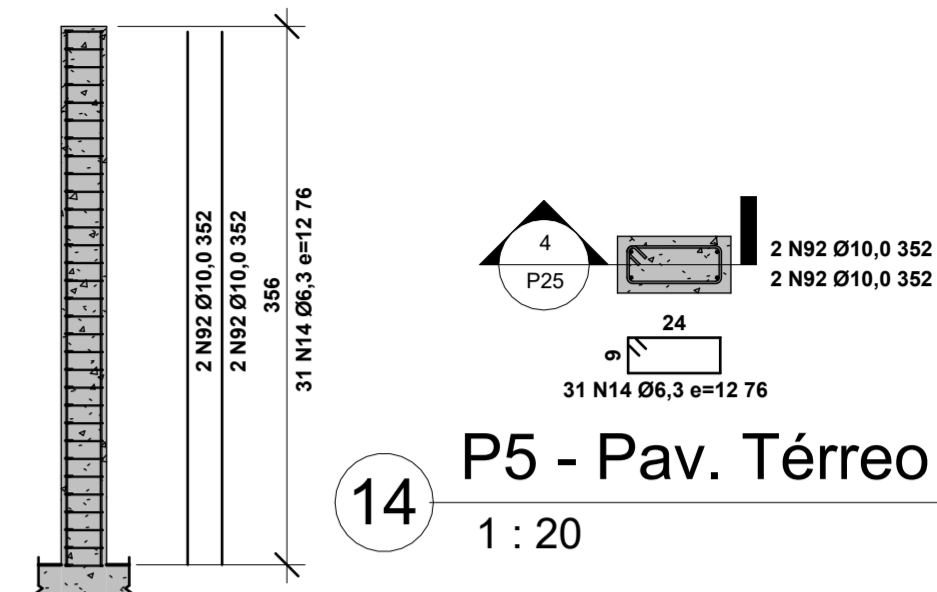
11 P1 - Pav. Térreo
1 : 20



12 P2 - Pav. Térreo
1 : 20



13 P3 - Pav. Térreo
1 : 20



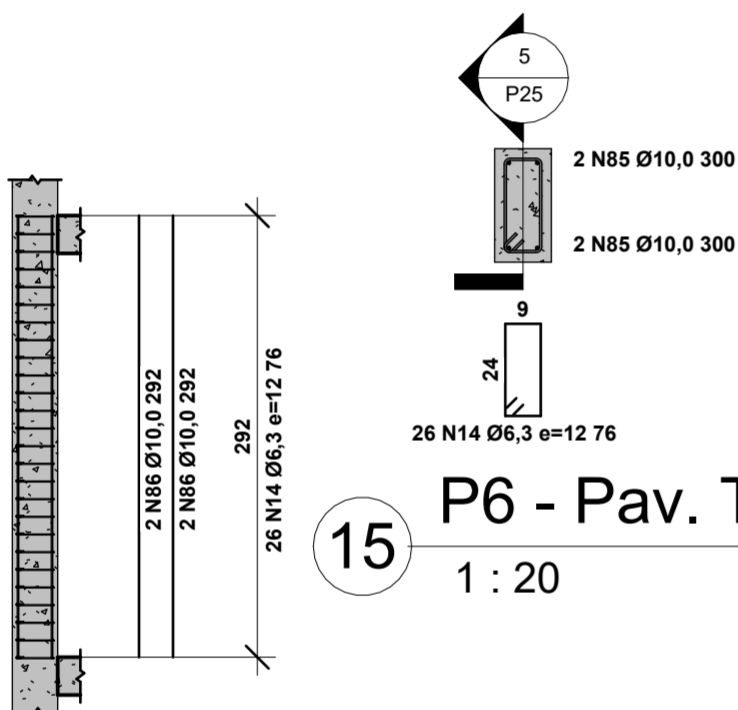
14 P5 - Pav. Térreo
1 : 20

1 P1 - 3 - Pav. Terreo
1 : 50

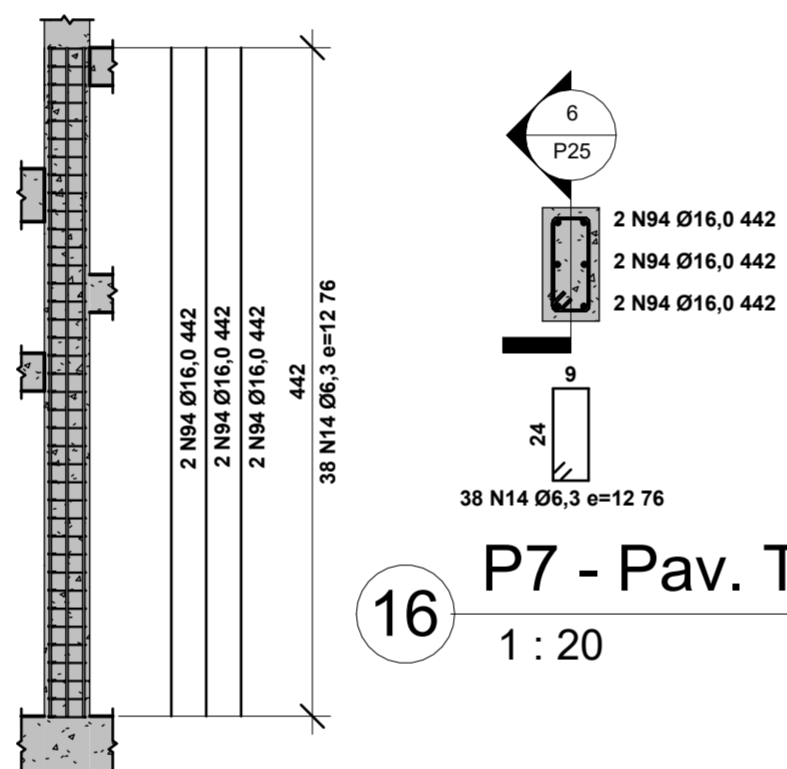
2 P2 - 2 - Pav. Térreo
1 : 50

3 P3 - 2 - Pav. Térreo
1 : 50

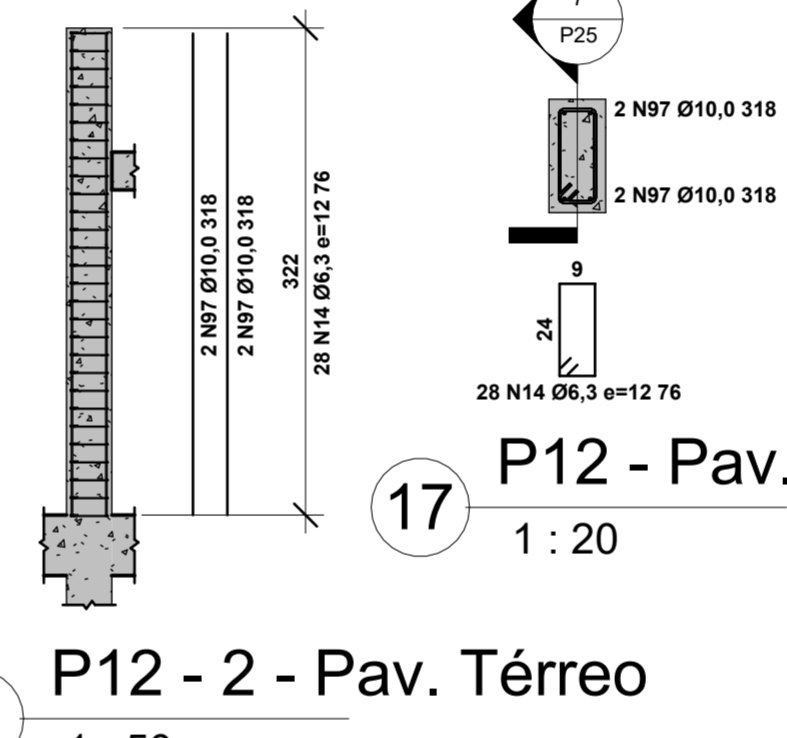
4 P5 - 2 - Pav. Térreo
1 : 50



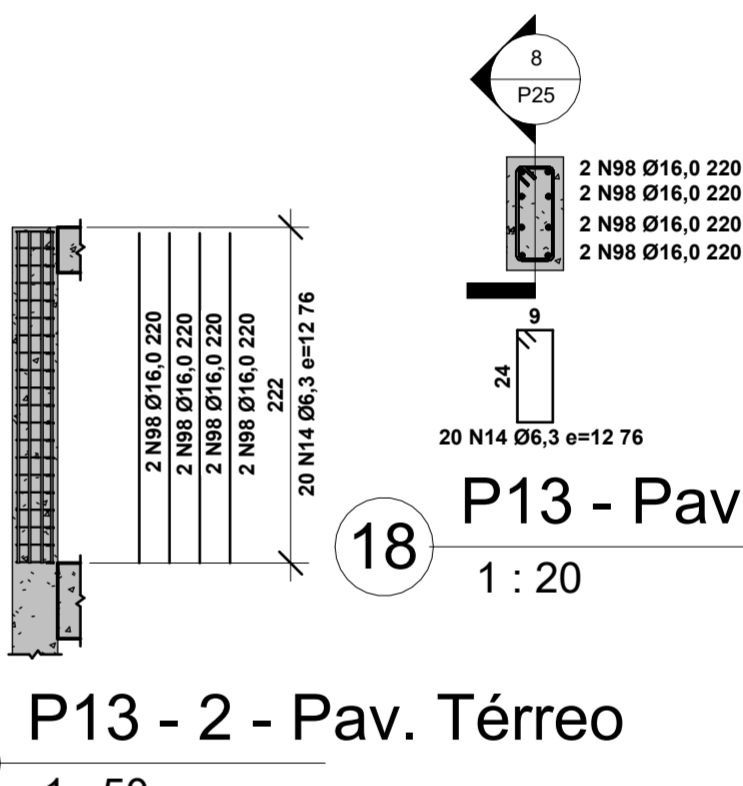
15 P6 - Pav. Térreo
1 : 20



16 P7 - Pav. Térreo
1 : 20



17 P12 - Pav. Térreo
1 : 20



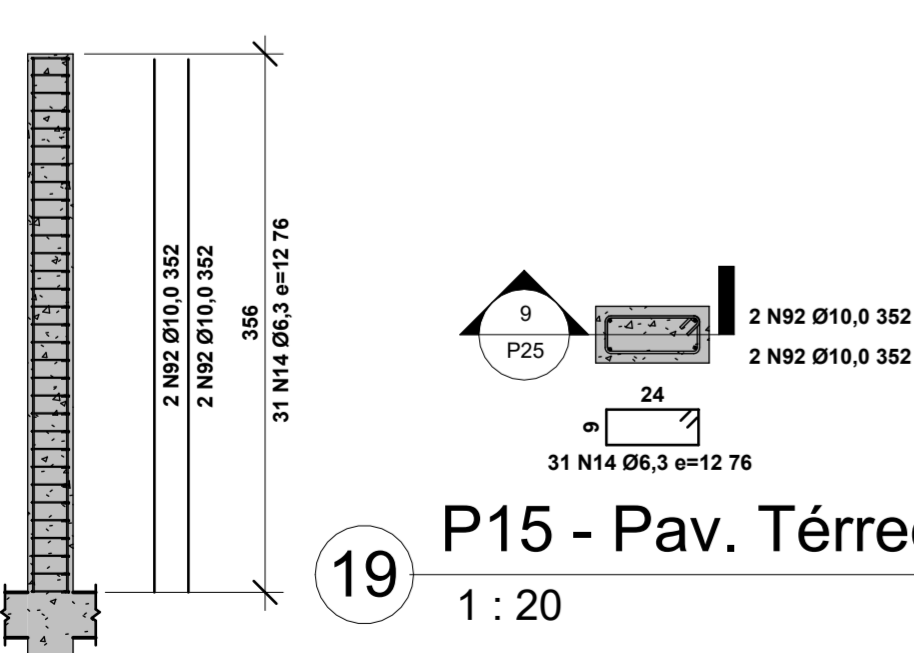
18 P13 - Pav. Térreo
1 : 20

7 P12 - 2 - Pav. Térreo
1 : 50

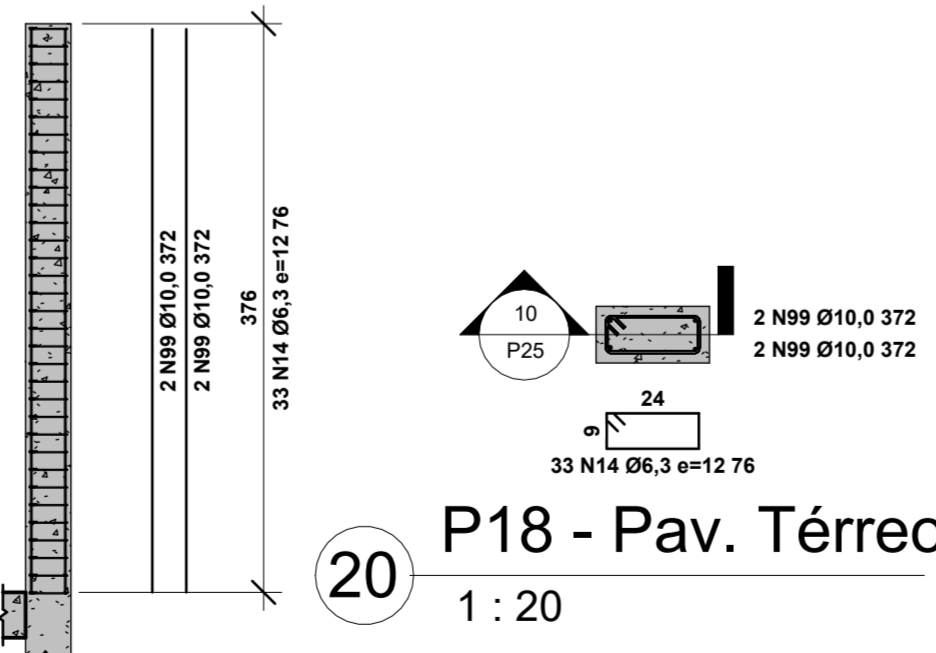
8 P13 - 2 - Pav. Térreo
1 : 50

5 P6 - 3 - Pav. Térreo
1 : 50

6 P7 - 2 - Pav. Térreo
1 : 50



19 P15 - Pav. Térreo
1 : 20



20 P18 - Pav. Térreo
1 : 20

9 P15 - 3 - Pav. Térreo
1 : 50

10 P18 - 2 - Pav. Térreo
1 : 50

Características dos materiais:

- Concreto C20 fck = 20 MPa
- Armadura Aço CA-50
- Agregado granítico < 30 mm

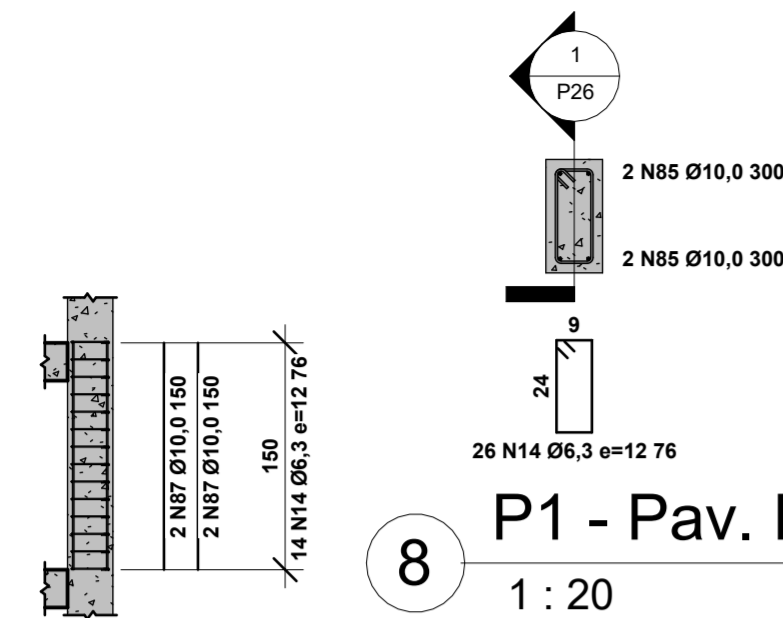
Cobrimentos:

- 4,5 cm para elementos em contato com solo
- 2,0 cm para lajes
- 2,5 cm para pilares e vigas

	PROJETO: Chalé Residencial TCC Marcos	
	ALUNO: Marcos Lichtenfels - 16205619	
	ORIENTADOR: Poliana Dias de Moraes, Dr^a.	
	DATA: 23/02/2022 18:36:54	Nº DA PRANCHA P25 / P42
DISCIPLINA: -	REVISÃO Nº: -	Projeta
CONTEÚDO: Detalhamento Pilares Pav. Térreo		ESCALA: Como indicado

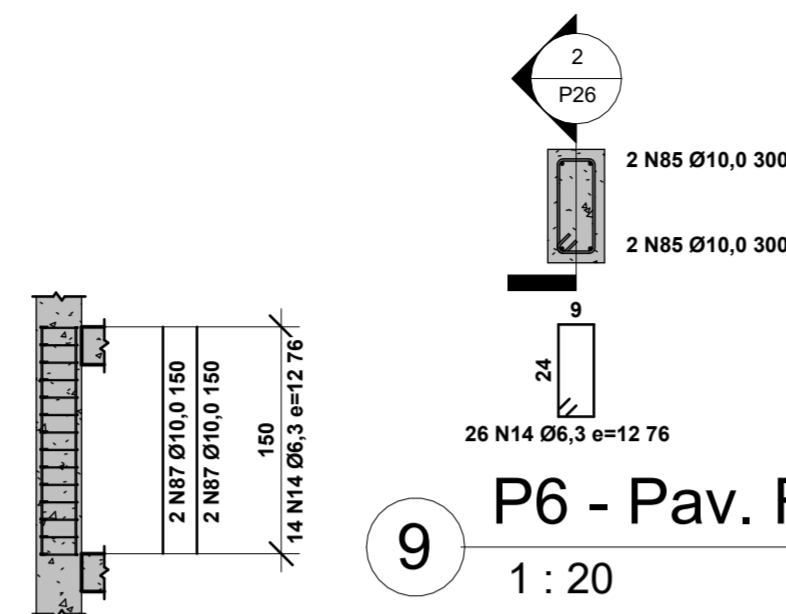
Tabela de pilares

Marca	Tipo	Nível base	Desloca- mento da base	Nível superior	Desloca- mento superior	Volume
P1 (S1)	150 x 300 mm	01 - Fundação Pav. Inf.	0,00	07 - Cinta	0,00	0,46 m³
P2 (S2)	150 x 300 mm	03 - Fundação Térreo	0,00	07 - Cinta	0,00	0,32 m³
P3 (S3)	150 x 300 mm	03 - Fundação Térreo	0,00	09 - Viga Cozinha	0,00	0,14 m³
P4 (S4)	150 x 300 mm	01 - Fundação Pav. Inf.	0,00	04 - Térreo	-0,14	0,17 m³
P5 (S5)	150 x 300 mm	01 - Fundação Pav. Inf.	0,00	08 - Treliça	0,00	0,33 m³
P6 (S6)	150 x 300 mm	01 - Fundação Pav. Inf.	0,00	07 - Cinta	0,00	0,46 m³
P7 (S7)	150 x 300 mm	03 - Fundação Térreo	0,00	07 - Cinta	0,00	0,32 m³
P8 (S8)	150 x 300 mm	03 - Fundação Térreo	0,00	04 - Térreo	0,00	0,05 m³
P9 (S9)	150 x 300 mm	01 - Fundação Pav. Inf.	0,00	04 - Térreo	-0,14	0,17 m³
P10 (S10)	150 x 300 mm	01 - Fundação Pav. Inf.	0,00	02 - Pav. Inf.	0,00	0,05 m³
P11 (S11)	150 x 300 mm	03 - Fundação Térreo	0,00	04 - Térreo	-0,14	0,04 m³
P12 (S12)	150 x 300 mm	03 - Fundação Térreo	0,00	08 - Treliça	-0,20	0,19 m³
P13 (S13)	150 x 300 mm	03 - Fundação Térreo	0,00	09 - Viga Cozinha	0,00	0,14 m³
P14 (S14)	150 x 300 mm	01 - Fundação Pav. Inf.	0,00	04 - Térreo	-0,14	0,17 m³
P15 (S15)	150 x 300 mm	01 - Fundação Pav. Inf.	0,00	08 - Treliça	0,00	0,33 m³
P16 (S16)	150 x 300 mm	01 - Fundação Pav. Inf.	0,00	04 - Térreo	-0,14	0,17 m³
P17 (S17)	150 x 300 mm	03 - Fundação Térreo	0,00	04 - Térreo	-0,14	0,04 m³
P18 (S18)	150 x 300 mm	03 - Fundação Térreo	0,00	08 - Treliça	0,20	0,21 m³
P19	150 x 300 mm	02 - Pav. Inf.	0,00	04 - Térreo	-0,14	0,13 m³
Total geral						3,92 m³



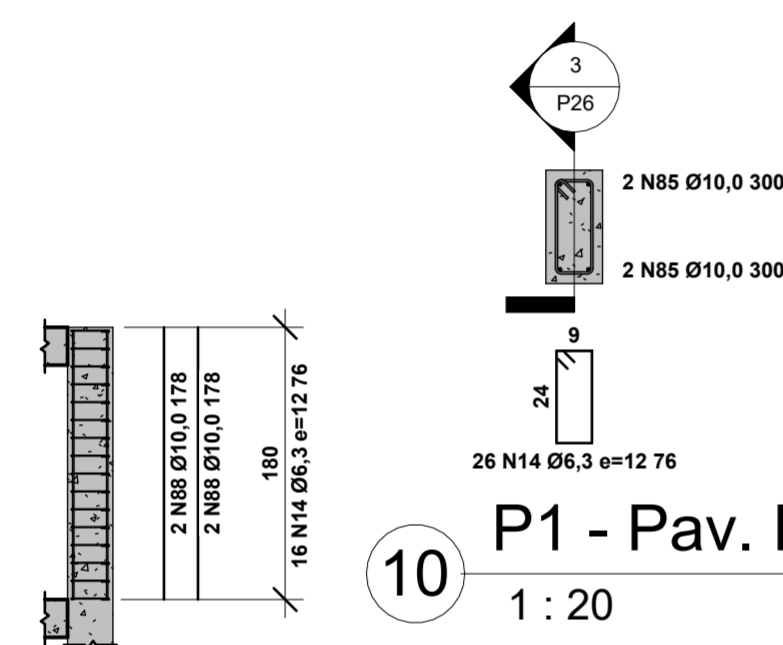
8 P1 - Pav. Fechamento
1 : 20

1 P1 - 4 - Pav. Fechamento
1 : 50



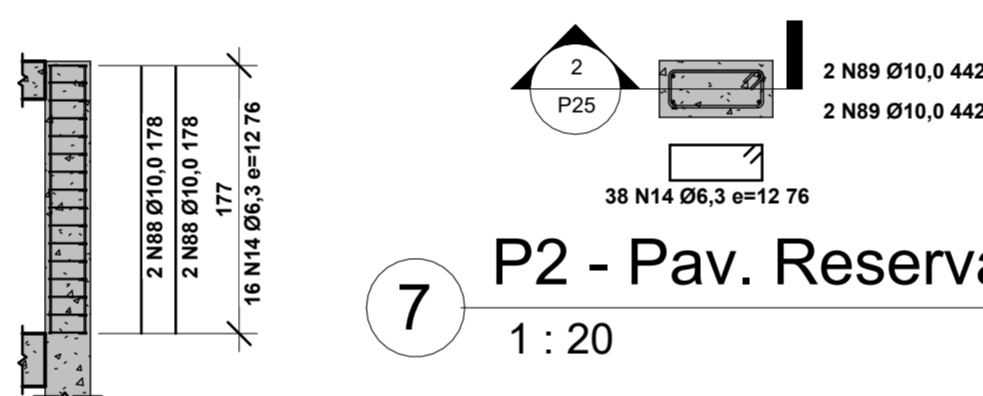
9 P6 - Pav. Fechamento
1 : 20

2 P6 - 4 - Pav. Fechamento
1 : 50



10 P1 - Pav. Reservatório
1 : 20

3 P1 - 5 - Pav. Reservatório
1 : 50



7 P2 - Pav. Reservatório
1 : 20

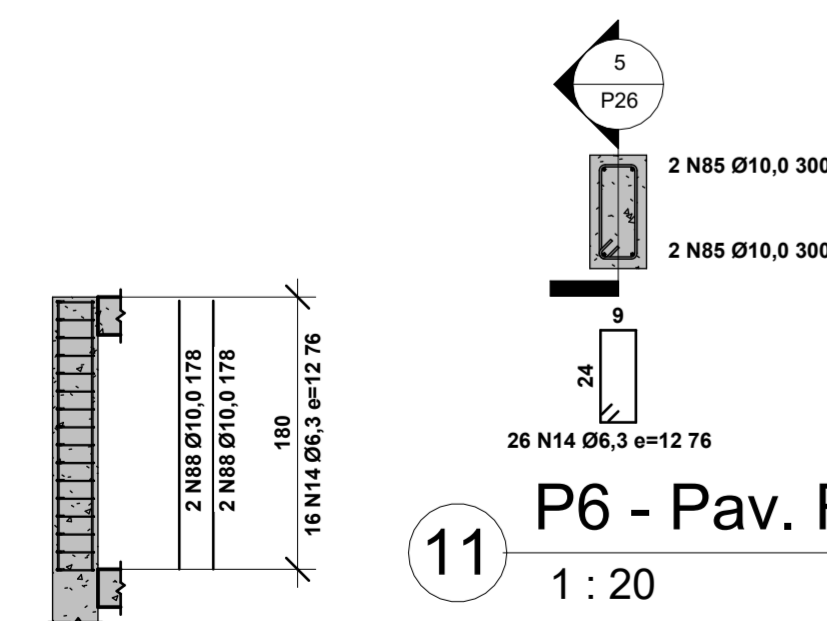
4 P2 - 3 - Pav. Reservatório
1 : 50

Características dos materiais:

- Concreto C20 fck = 20 MPa
- Armadura Aço CA-50
- Agregado granítico < 30 mm

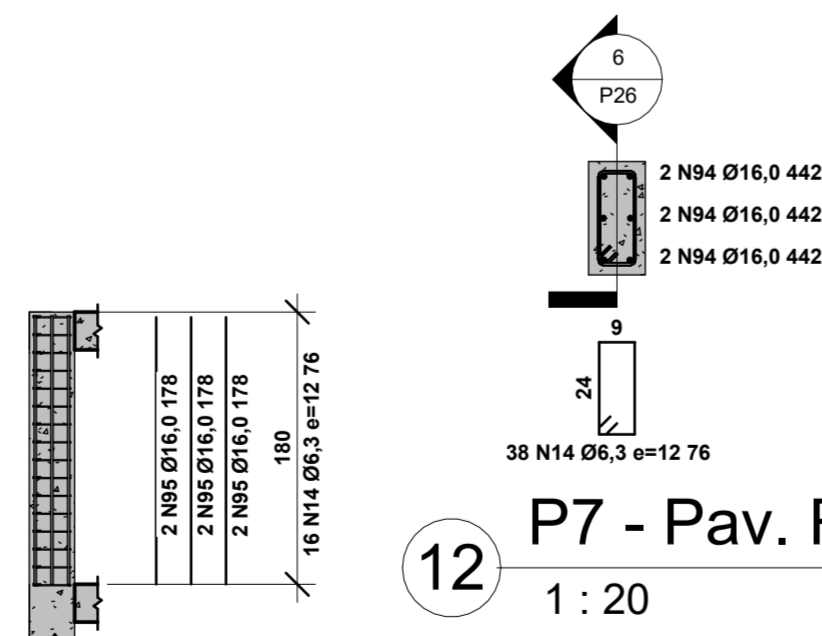
Cobrimentos:

- 4,5 cm para elementos em contato com solo
- 2,0 cm para lajes
- 2,5 cm para pilares e vigas




11 P6 - Pav. Reservatório
1 : 20

5 P6 - 5 - Pav. Reservatório
1 : 50



12 P7 - Pav. Reservatório
1 : 20

6 P7 - 3 - Pav. Reservatório
1 : 50

	PROJETO: Chalé Residencial TCC Marcos	
	ALUNO: Marcos Lichtenfels - 16205619	
	ORIENTADOR: Poliana Dias de Moraes, Dr^a.	
	DATA: 23/02/2022 18:36:56	N° DA PRANCHA P26 / P42 Projetista
REVISÃO N°: -		ESCALA: Como indicado
DISCIPLINA: -		
CONTEÚDO: Detalhamento Pilares Pavs. Fech. e Reser.		

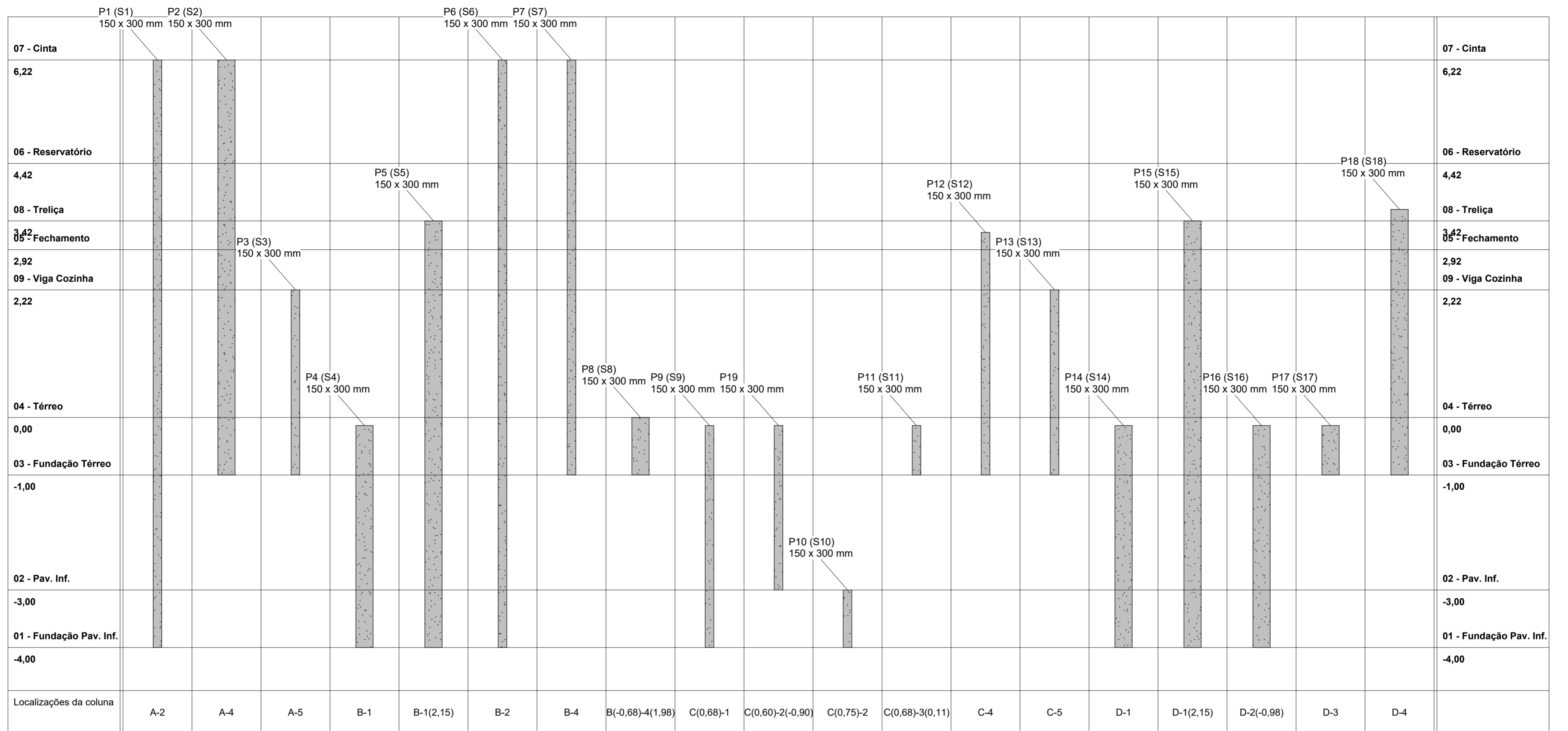


Tabela gráfica de pilares
1 : 50

Características dos materiais:

- Concreto C20 fck = 20 MPa
- Armadura Aço CA-50
- Agregado granítico < 30 mm

Cobrimentos:

- 4,5 cm para elementos em contato com solo
- 2,0 cm para lajes
- 2,5 cm para pilares e vigas

	PROJETO: Chalé Residencial TCC Marcos	
	ALUNO: Marcos Lichtenfels - 16205619	
	ORIENTADOR: Poliana Dias de Moraes, Dr^a.	
	DATA: 23/02/2022 18:36:57	N° DA PRANCHA P27 / P42 Projetista
DISCIPLINA: -		REVISÃO N°: -
CONTEÚDO: Tabela gráfica de pilares		ESCALA: 1 : 50

Tabela de vergalhões - Hospedeiro				
Nº Vergalhão	Ø	Qtd.	Comp. unit.	Comp. total
L1				
72	6.3 CA-50	12	168 cm	20,2 m
73	6.3 CA-50	17	231 cm	39,3 m
74	6.3 CA-50	17	135 cm	23 m
75	6.3 CA-50	12	104 cm	12,5 m
L2				
1	6.3 CA-50	14	308 cm	43,1 m
67	6.3 CA-50	13	296 cm	38,5 m
L3				
72	6.3 CA-50	12	168 cm	20,2 m
73	6.3 CA-50	17	231 cm	39,3 m
75	6.3 CA-50	17	104 cm	17,7 m
L4				
72	6.3 CA-50	12	168 cm	20,2 m
73	6.3 CA-50	17	231 cm	39,3 m
74	6.3 CA-50	12	135 cm	16,2 m
L5				
2	6.3 CA-50	6	88 cm	5,3 m
69	6.3 CA-50	6	228 cm	13,7 m
70	6.3 CA-50	13	110 cm	14,3 m
L6				
71	6.3 CA-50	26	177 cm	46 m
L7				
5	6.3 CA-50	19	200 cm	38 m
67	6.3 CA-50	13	296 cm	38,5 m
68	6.3 CA-50	18	398 cm	71,6 m
L8				
67	6.3 CA-50	13	296 cm	38,5 m
68	6.3 CA-50	18	398 cm	71,6 m
L9				
3	6.3 CA-50	16	343 cm	54,9 m
69	6.3 CA-50	10	228 cm	22,8 m
L10				
4	6.3 CA-50	11	229 cm	25,2 m
69	6.3 CA-50	11	228 cm	25,1 m
P1 (S1)				
14	6.3 CA-50	92	76 cm	70,4 m
85	10 CA-50	4	300 cm	12 m
86	10 CA-50	4	292 cm	11,7 m
87	10 CA-50	4	150 cm	6 m
88	10 CA-50	4	178 cm	7,1 m
101	10 CA-50	4	98 cm	3,9 m
P2 (S2)				
14	6.3 CA-50	64	76 cm	49 m
88	10 CA-50	4	178 cm	7,1 m
89	10 CA-50	4	442 cm	17,7 m
101	10 CA-50	4	98 cm	3,9 m
P3 (S3)				
14	6.3 CA-50	30	76 cm	22,9 m
90	10 CA-50	8	220 cm	17,6 m
101	10 CA-50	8	98 cm	7,8 m
P4 (S4)				
14	6.3 CA-50	35	76 cm	26,8 m
91	10 CA-50	4	284 cm	11,3 m
101	10 CA-50	4	98 cm	3,9 m
P5 (S5)				
14	6.3 CA-50	66	76 cm	50,5 m
92	10 CA-50	4	352 cm	14,1 m
93	10 CA-50	4	286 cm	11,4 m
101	10 CA-50	4	98 cm	3,9 m


Tabela de vergalhões - Hospedeiro				
Nº Vergalhão	Ø	Qtd.	Comp. unit.	Comp. total
P6 (S6)				
14	6.3 CA-50	92	76 cm	70,4 m
85	10 CA-50	4	300 cm	12 m
86	10 CA-50	4	292 cm	11,7 m
87	10 CA-50	4	150 cm	6 m
88	10 CA-50	4	178 cm	7,1 m
101	10 CA-50	4	98 cm	3,9 m
P7 (S7)				
14	6.3 CA-50	64	76 cm	49 m
94	16 CA-50	6	442 cm	26,5 m
95	16 CA-50	6	178 cm	10,7 m
102	16 CA-50	6	98 cm	5,9 m
P8 (S8)				
14	6.3 CA-50	9	76 cm	6,9 m
81	10 CA-50	4	93 cm	3,7 m
P9 (S9)				
14	6.3 CA-50	35	76 cm	26,8 m
96	10 CA-50	4	282 cm	11,3 m
101	10 CA-50	4	98 cm	3,9 m
P10 (S10)				
14	6.3 CA-50	9	76 cm	6,9 m
82	20 CA-50	4	92 cm	3,7 m
P11 (S11)				
14	6.3 CA-50	8	76 cm	6,1 m
83	10 CA-50	4	79 cm	3,1 m
P12 (S12)				
14	6.3 CA-50	38	76 cm	29,1 m
97	10 CA-50	4	318 cm	12,7 m
101	10 CA-50	4	98 cm	3,9 m
P13 (S13)				
14	6.3 CA-50	30	76 cm	22,9 m
98	16 CA-50	8	220 cm	17,6 m
102	16 CA-50	8	98 cm	7,8 m
P14 (S14)				
14	6.3 CA-50	35	76 cm	26,8 m
96	10 CA-50	4	282 cm	11,3 m
101	10 CA-50	4	<varia>	3,9 m
P15 (S15)				
14	6.3 CA-50	66	76 cm	50,5 m
92	10 CA-50	4	352 cm	14,1 m
93	10 CA-50	4	286 cm	11,4 m
101	10 CA-50	4	98 cm	3,9 m
P16 (S16)				
14	6.3 CA-50	35	76 cm	26,8 m
96	10 CA-50	4	282 cm	11,3 m
101	10 CA-50	4	98 cm	3,9 m
P17 (S17)				
14	6.3 CA-50	8	76 cm	6,1 m
83	10 CA-50	4	79 cm	3,1 m
P18 (S18)				
14	6.3 CA-50	41	76 cm	31,4 m
99	10 CA-50	4	372 cm	14,9 m
103	10 CA-50	4	84 cm	3,3 m
P19				
14	6.3 CA-50	25	76 cm	19,1 m
84	10 CA-50	4	279 cm	11,1 m
V1				
40	6.3 CA-50	41	65 cm	26,8 m
54	8 CA-50	2	512 cm	10,2 m
66	10 CA-50	2	532 cm	10,6 m

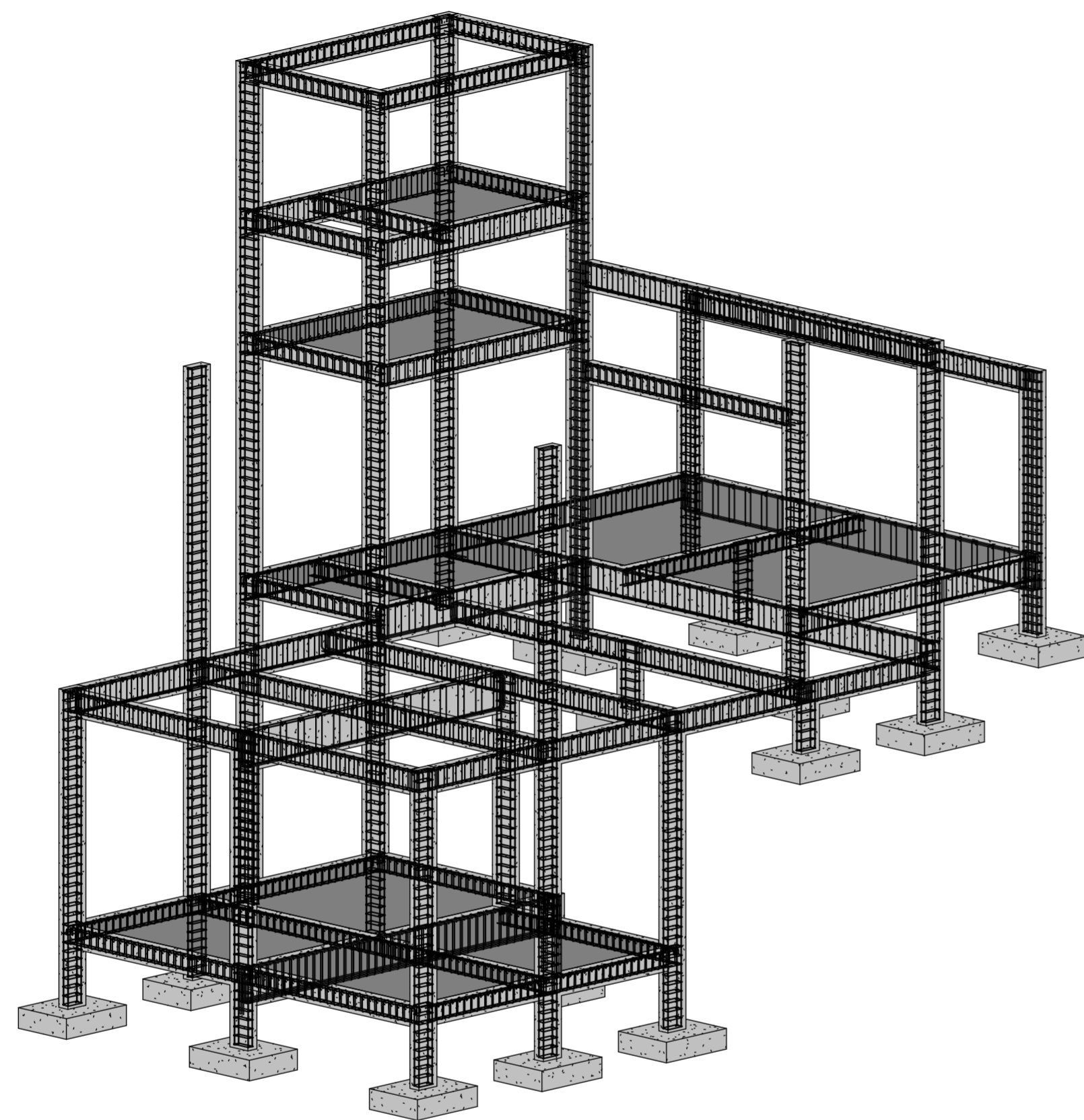
Tabela de vergalhões - Hospedeiro				
Nº Vergalhão	Ø	Qtd.	Comp. unit.	Comp. total
V2				
31	6.3 CA-50	40	115 cm	46,2 m
76	12.5 CA-50	3	629 cm	18,9 m
77	12.5 CA-50	3	609 cm	18,3 m
78	12.5 CA-50	2	609 cm	12,2 m
V3				
40	6.3 CA-50	16	65 cm	10,5 m
60	6.3 CA-50	16	65 cm	10,5 m
64	8 CA-50	2	415 cm	8,3 m
65	8 CA-50	2	407 cm	8,1 m
V4				
38	8 CA-50	2	592 cm	11,8 m
40	6.3 CA-50	24	65 cm	15,7 m
60	6.3 CA-50	24	65 cm	15,7 m
63	8 CA-50	2	592 cm	11,8 m
V5				
38	8 CA-50	2	592 cm	11,8 m
40	6.3 CA-50	25	65 cm	16,4 m
60	6.3 CA-50	25	65 cm	16,4 m
63	8 CA-50	3	592 cm	17,8 m
V6				
60	6.3 CA-50	25	65 cm	16,4 m
61	8 CA-50	3	300 cm	9 m
62	8 CA-50	2	300 cm	6 m
V7				
40	6.3 CA-50	23	65 cm	15,1 m
58	10 CA-50	2	315 cm	6,3 m
59	8 CA-50	2	285 cm	5,7 m
V8				
47	6.3 CA-50	42	85 cm	35,9 m
56	10 CA-50	3	762 cm	22,8 m
57	8 CA-50	3	742 cm	22,3 m
V9				
8	6.3 CA-50	28	86 cm	24,2 m
54	8 CA-50	3	512 cm	15,4 m
55	10 CA-50	2	531 cm	10,6 m
V10				
51	12.5 CA-50	3	407 cm	12,2 m
52	10 CA-50	2	363 cm	7,3 m
53	6.3 CA-50	15	105 cm	15,8 m
V11				
6	6.3 CA-50	32	66 cm	21,3 m
29	8 CA-50	2	402 cm	8 m
30	8 CA-50	3	402 cm	12,1 m
V12				
48	6.3 CA-50	15	116 cm	17,5 m
49	8 CA-50	2	449 cm	9 m
50	12.5 CA-50	4	535 cm	21,4 m
V13				
29	8 CA-50	3	402 cm	12,1 m
30	8 CA-50	3	402 cm	12,1 m
47	6.3 CA-50	23	85 cm	19,7 m
V14				
14	6.3 CA-50	53	76 cm	40,5 m
45	8 CA-50	2	837 cm	16,7 m
46	8 CA-50	2	845 cm	16,9 m
V15				
14	6.3 CA-50	38	76 cm	29,1 m
38	8 CA-50	2	592 cm	11,8 m
44	10 CA-50	2	610 cm	12,2 m

Tabela de vergalhões - Hospedeiro				
Nº Vergalhão	Ø	Qtd.	Comp. unit.	Comp. total
V16				
14	6.3 CA-50	40	76 cm	30,6 m
38	8 CA-50	2	592 cm	11,8 m
43	10 CA-50	2	622 cm	12,4 m
V17				
14	6.3 CA-50	39	76 cm	29,8 m
41	12.5 CA-50	2	680 cm	13,6 m
42	8 CA-50	3	592 cm	17,8 m
V18				
20	8 CA-50	2	202 cm	4 m
27	8 CA-50	2	202 cm	4 m
40	6.3 CA-50	16	65 cm	10,5 m
V19				
11	8 CA-50	2	232 cm	4,6 m
26	8 CA-50	3	232 cm	7 m
40	6.3 CA-50	19	65 cm	12,4 m
V20				
37	6.3 CA-50	38	75 cm	28,7 m
38	8 CA-50	3	592 cm	17,8 m
39	12.5 CA-50	3	686 cm	20,6 m
V21				
34	6.3 CA-50	39	95 cm	37,2 m
35	8 CA-50	3	817 cm	24,5 m
36	12.5 CA-50	2	927 cm	18,5 m
V22				
31	6.3 CA-50	21	115 cm	24,3 m
32	12.5 CA-50	2	620 cm	12,4 m
33	12.5 CA-50	2	660 cm	13,2 m
V23				
14	6.3 CA-50	22	76 cm	16,8 m
24	8 CA-50	2	332 cm	6,6 m
79	8 CA-50	2	342 cm	6,8 m
V24				
14	6.3 CA-50	23	76 cm	17,6 m
22	8 CA-50	2	347 cm	6,9 m
80	8 CA-50	2	357 cm	7,1 m
V25				
6	6.3 CA-50	16	66 cm	10,6 m
20	8 CA-50	2	202 cm	4 m
27	8 CA-50	2	202 cm	4 m
V26				
6	6.3 CA-50	29	66 cm	19,3 m
17	8 CA-50	2	352 cm	7 m
28	8 CA-50	2	352 cm	7 m
V27				
6	6.3 CA-50	18	66 cm	12 m

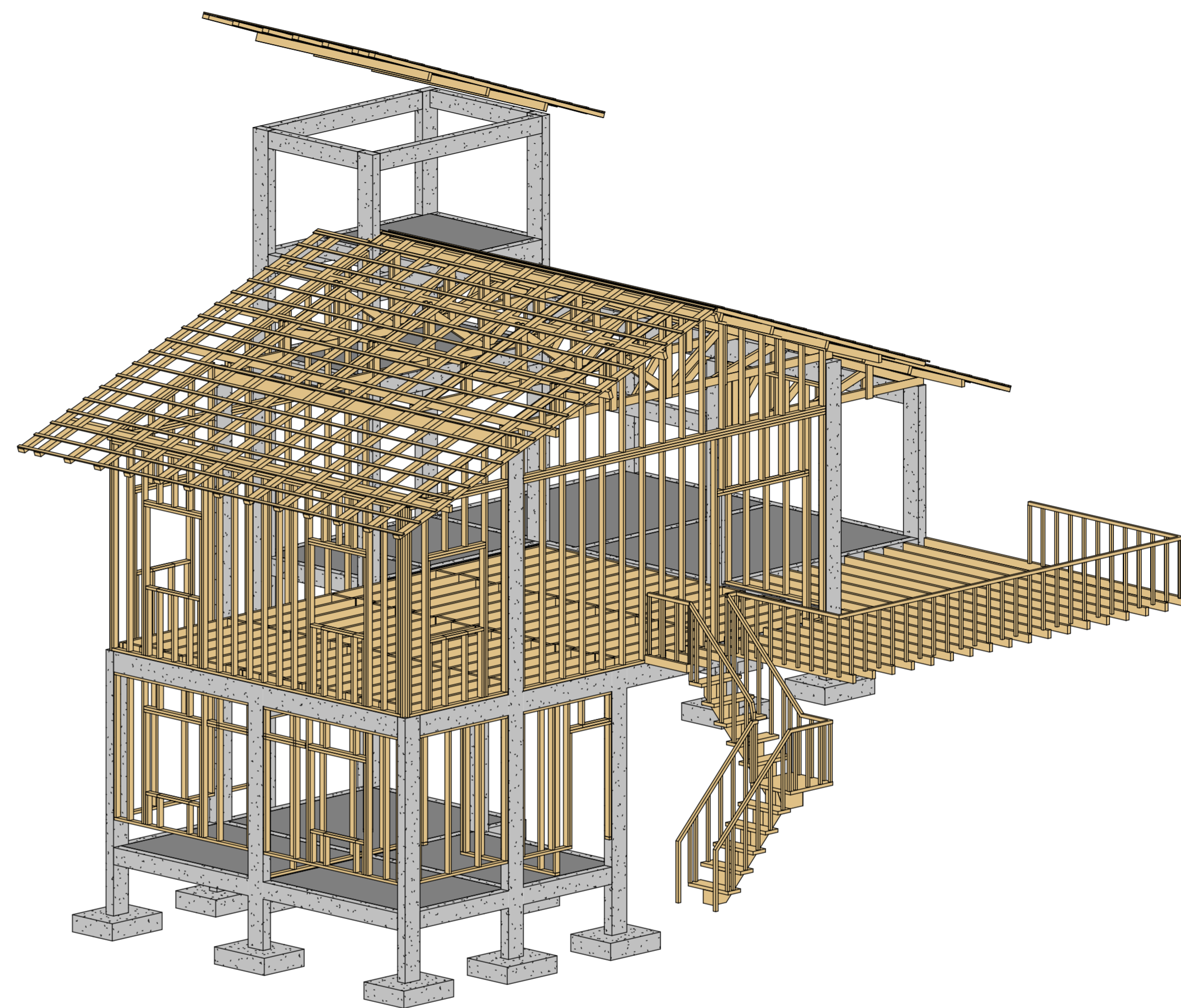
Continua.

Tabela de vergalhões - Hospedeiro				
Nº Vergalhão	Ø	Qtd.	Comp. unit.	Comp. total
7	8 CA-50	2	217 cm	4,3 m
18	8 CA-50	2	217 cm	4,3 m
V28				
14	6.3 CA-50	37	76 cm	28,3 m
15	8 CA-50	2	562 cm	11,2 m
16	10 CA-50	2	588 cm	11,8 m
V29				
8	6.3 CA-50	19	86 cm	16,4 m
13	8 CA-50	2	353 cm	7,1 m
24	8 CA-50	2	332 cm	6,6 m
V30				
8	6.3 CA-50	20	86 cm	17,3 m
12	8 CA-50	2	370 cm	7,4 m
22	8 CA-50	2	347 cm	6,9 m
V31				
6	6.3 CA-50	16	66 cm	10,6 m
20	8 CA-50	2	202 cm	4 m
27	8 CA-50	2	202 cm	4 m
V32				
6	6.3 CA-50	19	66 cm	12,6 m
11	8 CA-50	2	232 cm	4,6 m
26	8 CA-50	2	232 cm	4,6 m
V33				
8	6.3 CA-50	33	86 cm	28,5 m
9	8 CA-50	3	590 cm	17,7 m
10	12.5 CA-50	2	695 cm	13,9 m
V34				
6	6.3 CA-50	18	66 cm	12 m
18	8 CA-50	2	217 cm	4,3 m
19	8 CA-50	2	217 cm	4,3 m
V35				
6	6.3 CA-50	27	66 cm	18 m
24	8 CA-50	2	332 cm	6,6 m
25	8 CA-50	2	332 cm	6,6 m
V36				
6	6.3 CA-50	28	66 cm	18,6 m
22	8 CA-50	2	347 cm	6,9 m
23	8 CA-50	2	347 cm	6,9 m
V37				
6	6.3 CA-50	16	66 cm	10,6 m
20	8 CA-50	2	202 cm	4 m
21	8 CA-50	2	210 cm	4,2 m
V38				
6	6.3 CA-50	18	66 cm	12 m
18	8 CA-50	2	217 cm	4,3 m
19	8 CA-50	2	217 cm	4,3 m


	PROJETO: Chalé Residencial TCC Marcos	
	ALUNO: Marcos Lichtenfels - 16205619	
	ORIENTADOR: Poliana Dias de Moraes, Dr^a.	
	DATA: 23/02/2022 18:36:58	Nº DA PRANCHA
REVISÃO Nº: -		P28 / P42
DISCIPLINA: -		Projetista
CONTEÚDO: Tabela aço por hospedeiro		ESCALA:

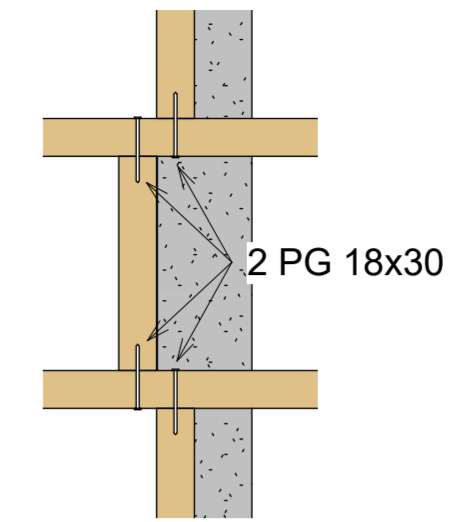
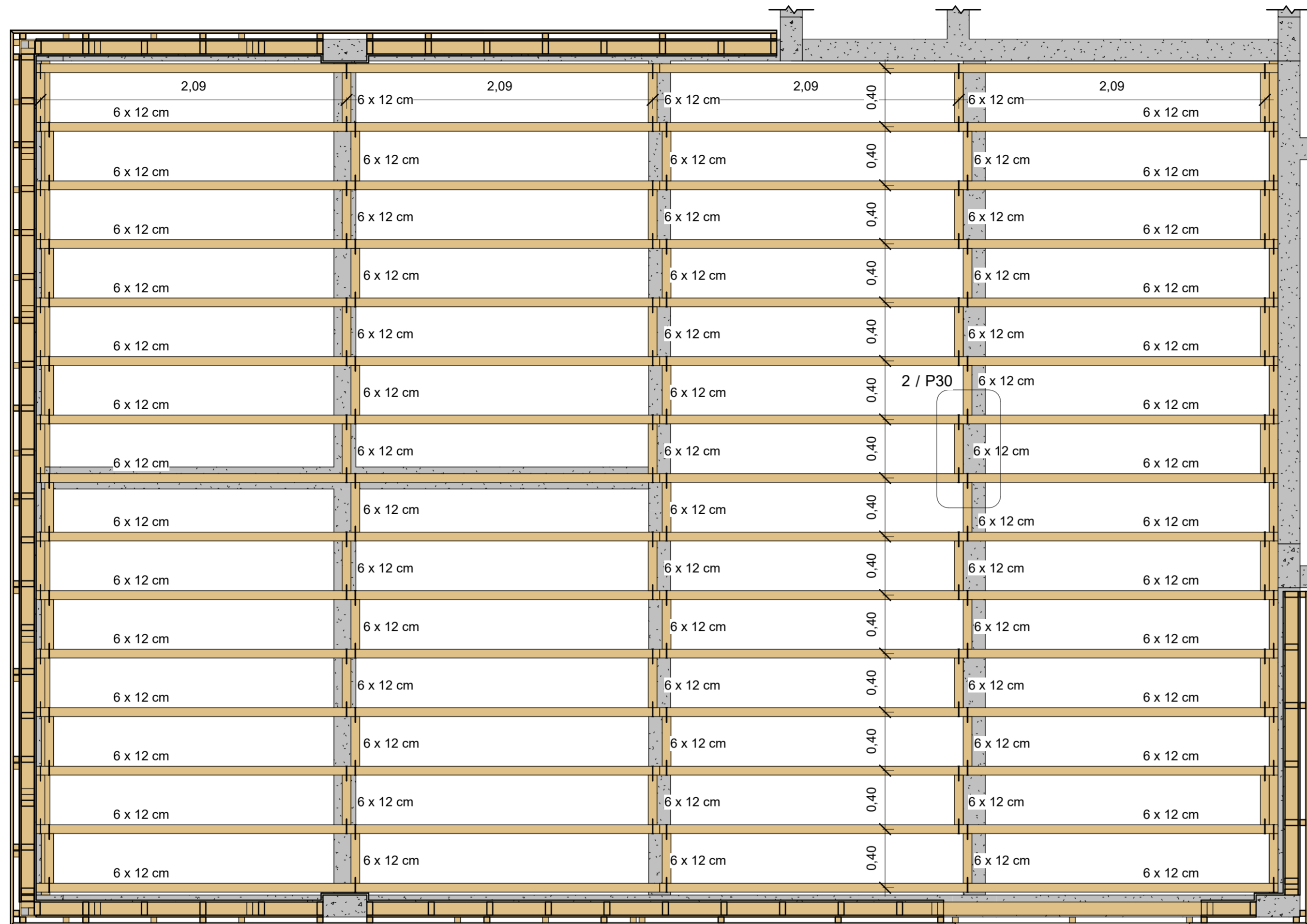
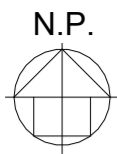


1 Ossatura de concreto + armação



2 Ossatura de concreto + LWF

 UFSC	PROJETO: Chalé Residencial TCC Marcos	
	ALUNO: Marcos Lichtenfels - 16205619	
	ORIENTADOR: Poliana Dias de Moraes, Dr^a.	
	DATA: 23/02/2022 18:39:53	N° DA PRANCHA P29 / P42 Projetista
DISCIPLINA: -		REVISÃO N°: -
CONTEÚDO: Ossaturas concreto e LWF		ESCALA:




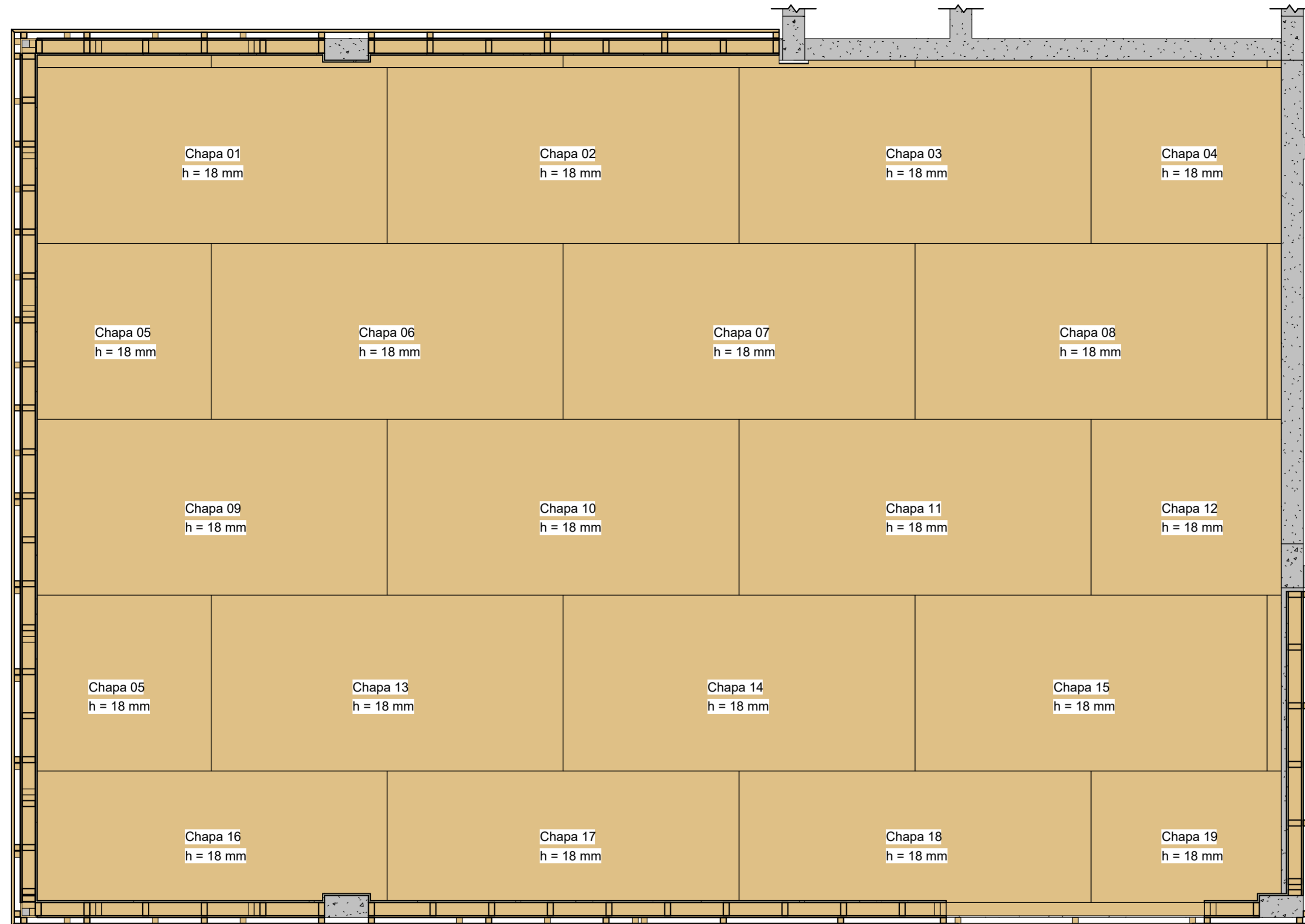
2 Detalhe 1
1 : 12

1 Planta contraventamento piso sala
1 : 25

Observações:

- Madeira Angelim Pedra
- Montantes seção 6,0 x 12,0 cm
- Utilizar pregos helicoidais galvanizados ARDOX 18 x 30

 UFSC	PROJETO: Chalé Residencial TCC Marcos	
	ALUNO: Marcos Lichtenfels - 16205619	
	ORIENTADOR: Poliana Dias de Moraes, Dr^a.	
	DATA: 23/02/2022 18:39:55	Nº DA PRANCHA
REVISÃO Nº: -	P30 / P42 Folha A2	
DISCIPLINA: -	ESCALA: Como indicado	
CONTEÚDO: Planta Contraventamento Piso Sala		



Peças de Angelim-Pedra	
Seção	Volume
1,5 x 15 cm	0,58 m³
2 x 20 cm	2,37 m³
2,5 x 5 cm	0,31 m³
3 x 12 cm	0,24 m³
4 x 4 cm	0,36 m³
4 x 5 cm	0,01 m³
4 x 9 cm	1,92 m³
6 x 12 cm	5,13 m³
8 x 16 cm	0,07 m³
10 x 20 cm	0,73 m³

Chapas OSB		
Uso	Tipo	Área
Paredes	Chapa 11,1 mm	104,51 m²
Pisos	Chapa 18 mm	49,04 m²
Telhados	Chapa 11,1 mm	133,56 m²

Tabela de pregos	
Tipo	Qtd.
18 x 30	1140

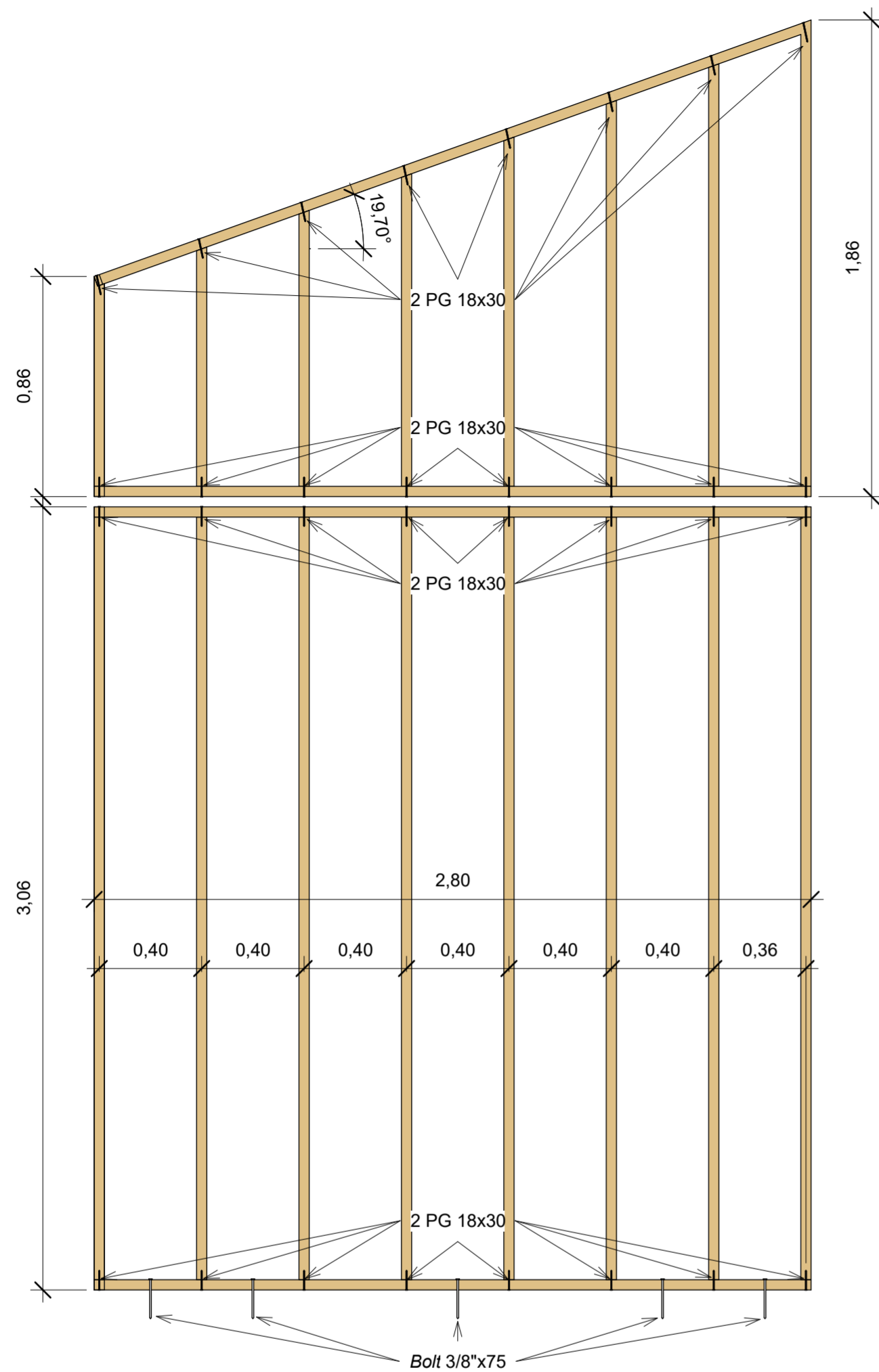
Tabela de chumbadores	
Tipo	Qtd.
Chumbador Bolt 3/8"x75	51

1 Planta paginação chapas OSB piso sala
1 : 25

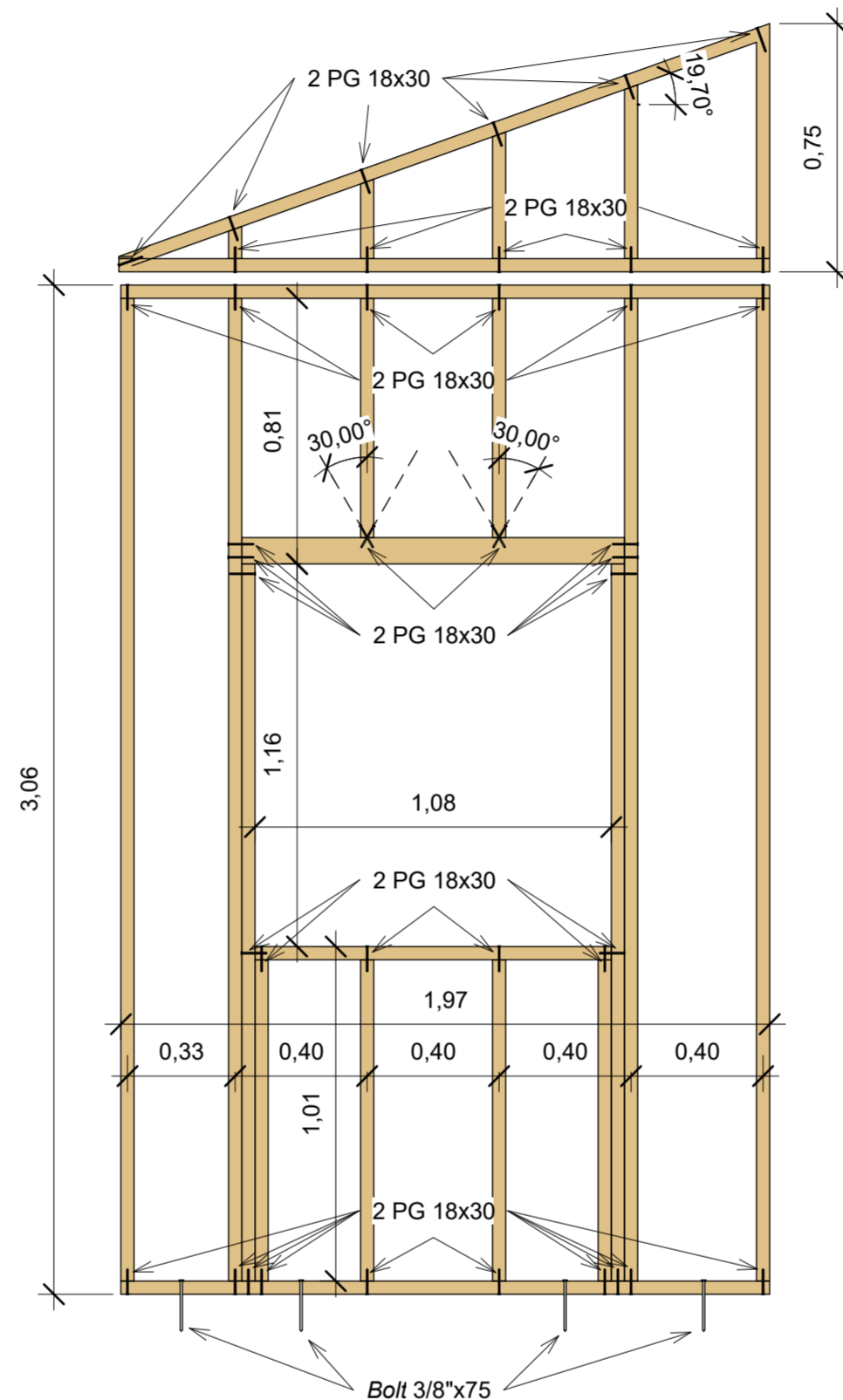
Observações:

- Chapa LP OSB APA Plus 18,3 mm
- Utilizar pregos helicoidais galvanizados ARDOX 18 x 30
- Pregar a cada 15 cm nos montantes de borda e a cada 30 cm nos montantes internos

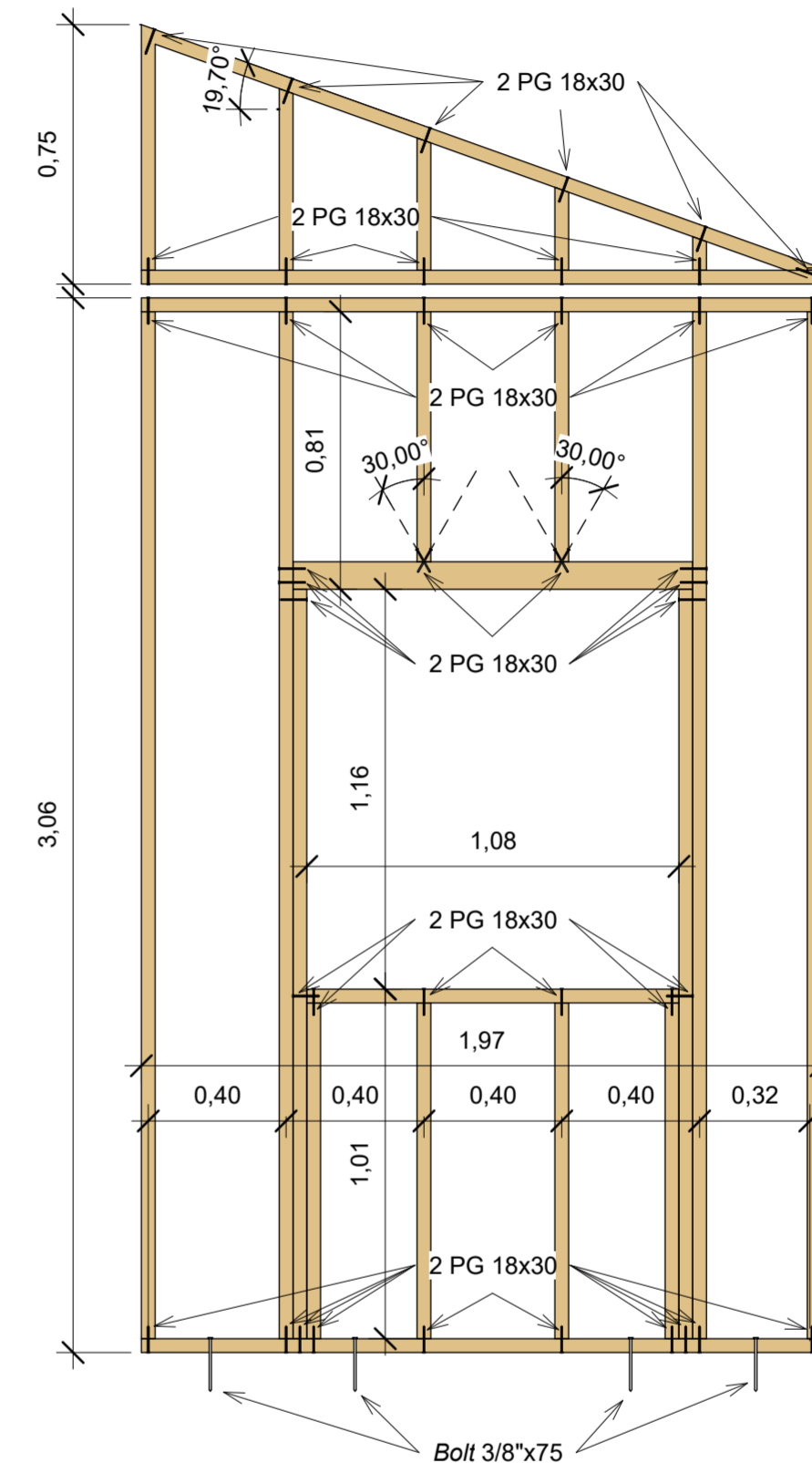
	PROJETO: Chalé Residencial TCC Marcos	Nº DA PRANCHA P31 / P42 Projetista
	ALUNO: Marcos Lichtenfels - 16205619	
	ORIENTADOR: Poliana Dias de Moraes, Drª.	
	DATA: 23/02/2022 18:39:57	
REVISÃO Nº: -	ESCALA: 1 : 25	
DISCIPLINA: -	CONTEÚDO: Paginação Chapas OSB Piso Sala	



1 Painel 1
1 : 20




2 Painel 2
1 : 20

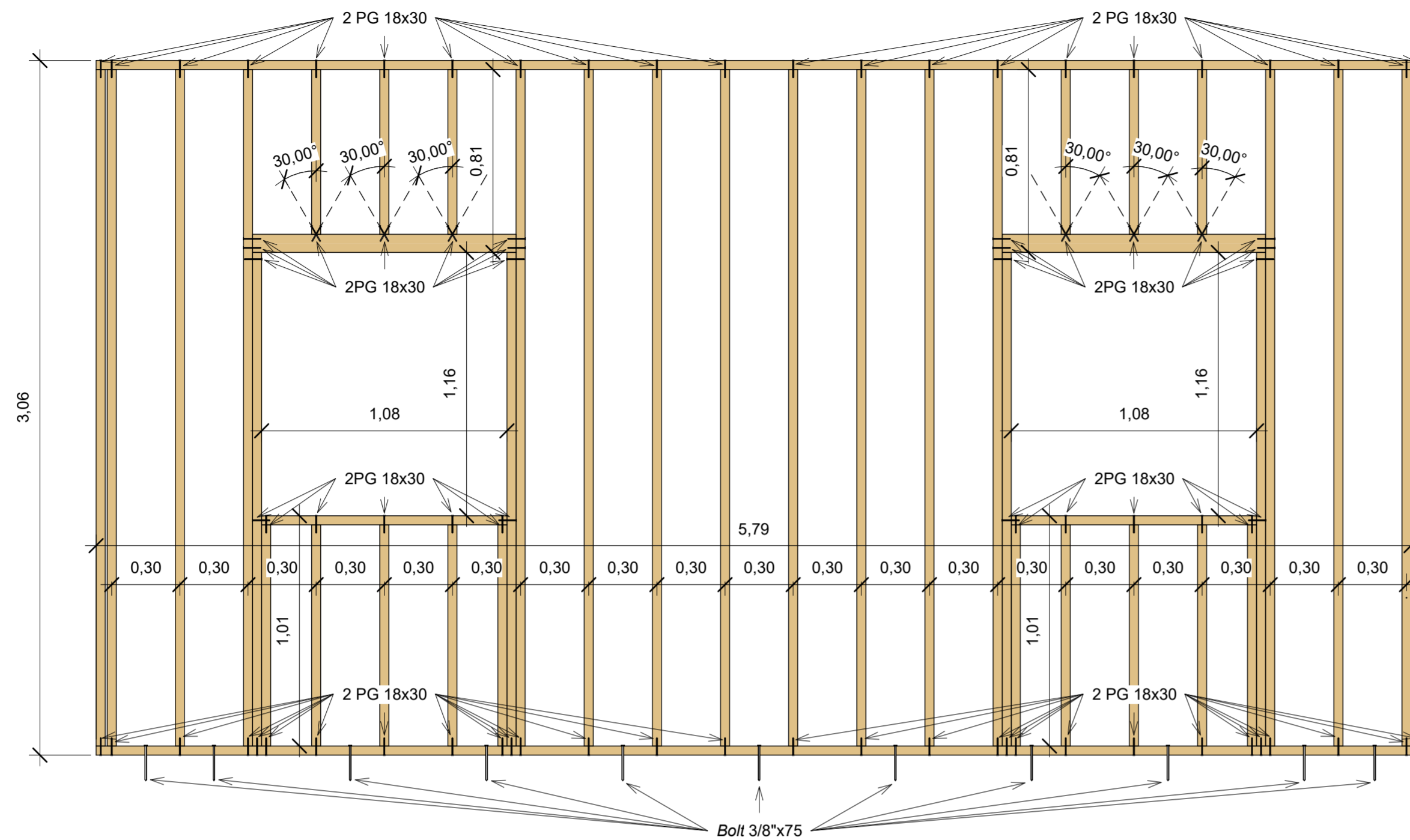


3 Painel 4
1 : 20

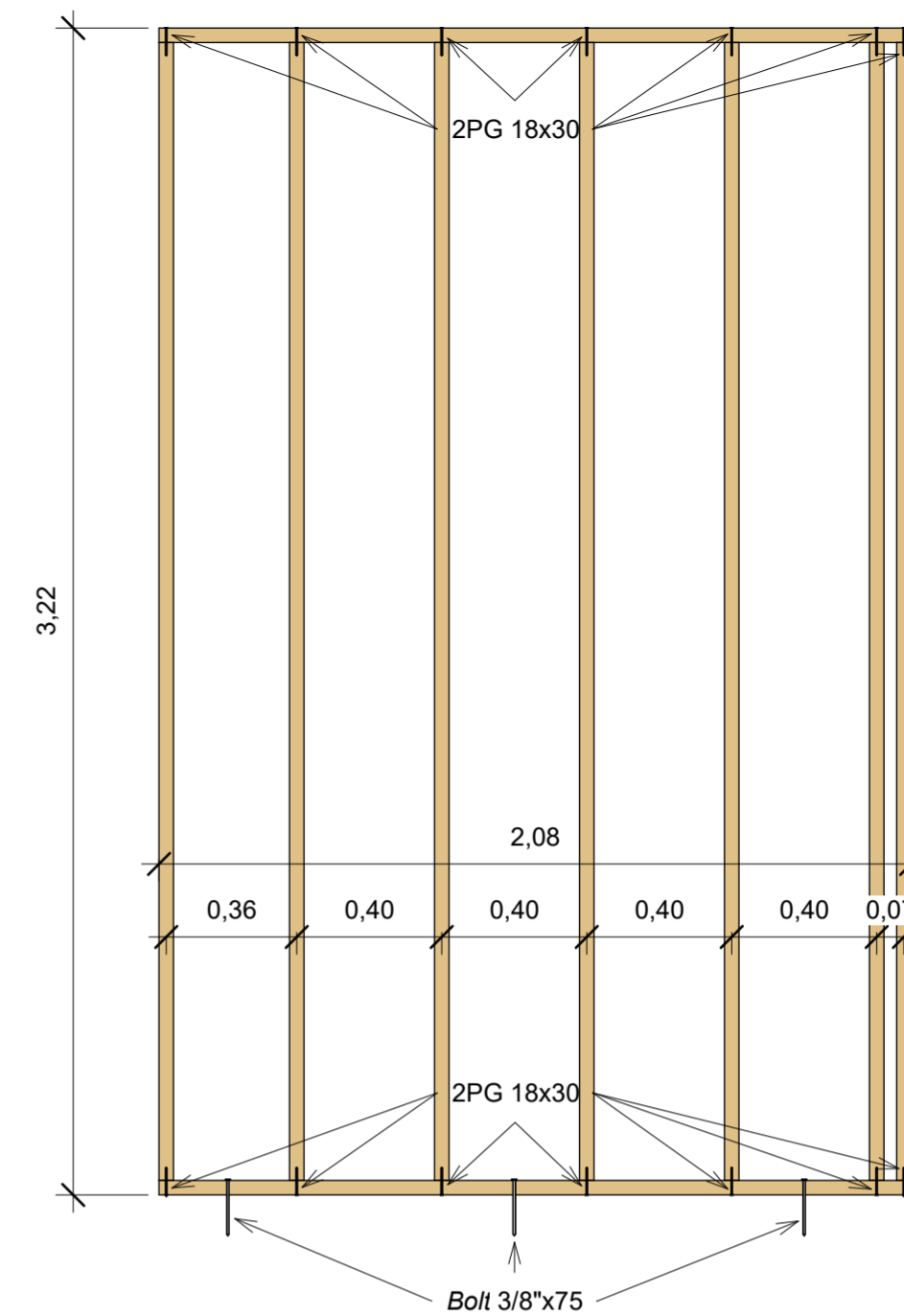
Observações:

- Madeira Angelim Pedra
- Montantes seção 4,0 x 9,0 cm
- Utilizar pregos helicoidais galvanizados ARDOX 18 x 30
- Utilizar chumbadores do tipo *bolt 3/8" x 75*

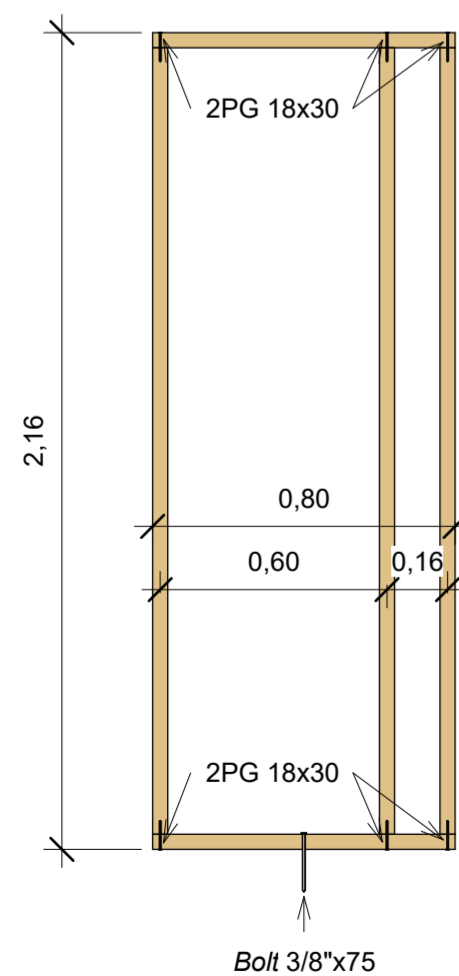
 UFSC	PROJETO: Chalé Residencial TCC Marcos	
	ALUNO: Marcos Lichtenfels - 16205619	
	ORIENTADOR: Poliana Dias de Moraes, Dr^a.	
	DATA: 23/02/2022 18:39:57	N° DA PRANCHA P32 / P42
DISCIPLINA: -		Folha A2
CONTEÚDO: Detalhes Paineis 1, 2 e 4		ESCALA: 1 : 20



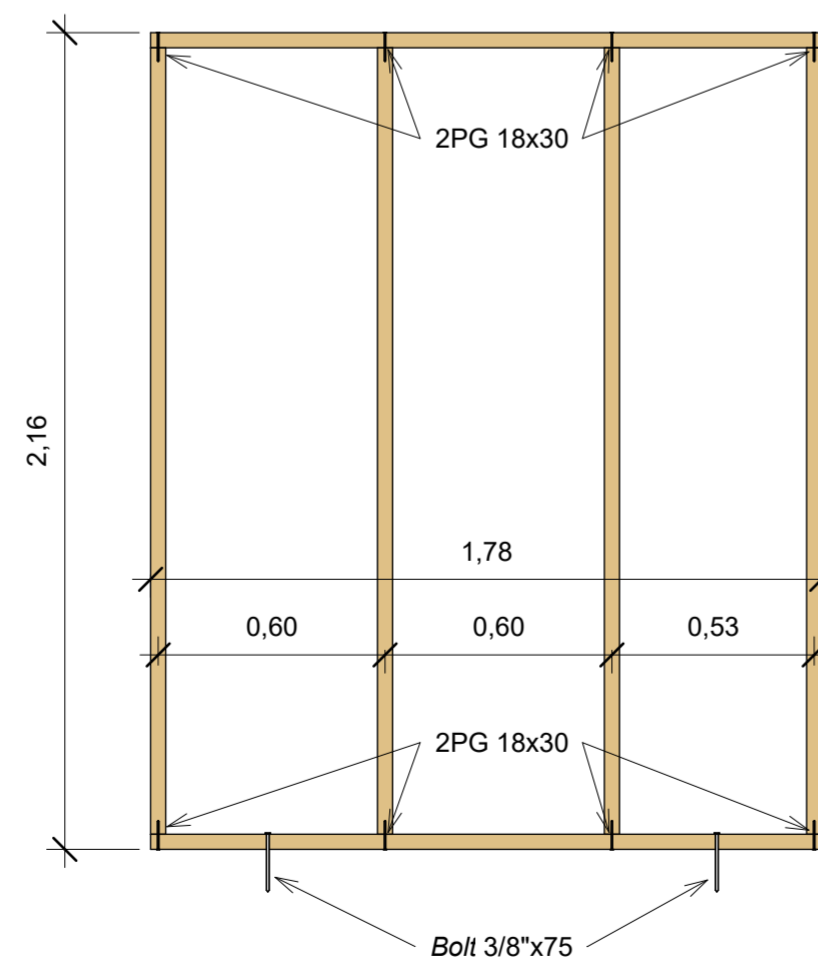
1 **Panel 3**
1 : 20



2 **Panel 6**
1 : 20




3 **Panel 7**
1 : 20

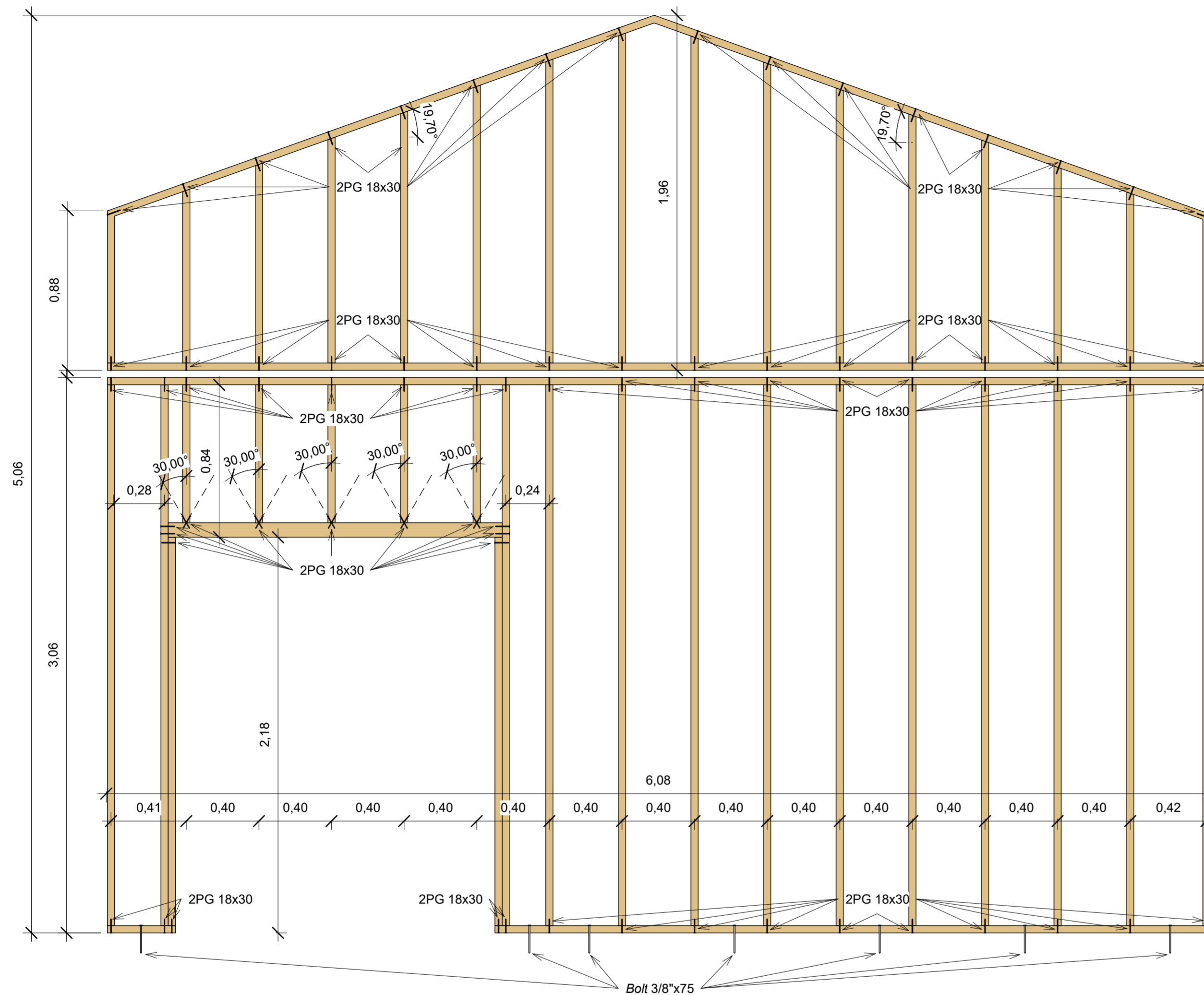


4 **Panel 8**
1 : 20

Observações:

- Madeira Angelim Pedra
- Montantes seção 4,0 x 9,0 cm
- Utilizar pregos helicoidais galvanizados ARDOX 18 x 30
- Utilizar chumbadores do tipo *bolt 3/8" x 75*

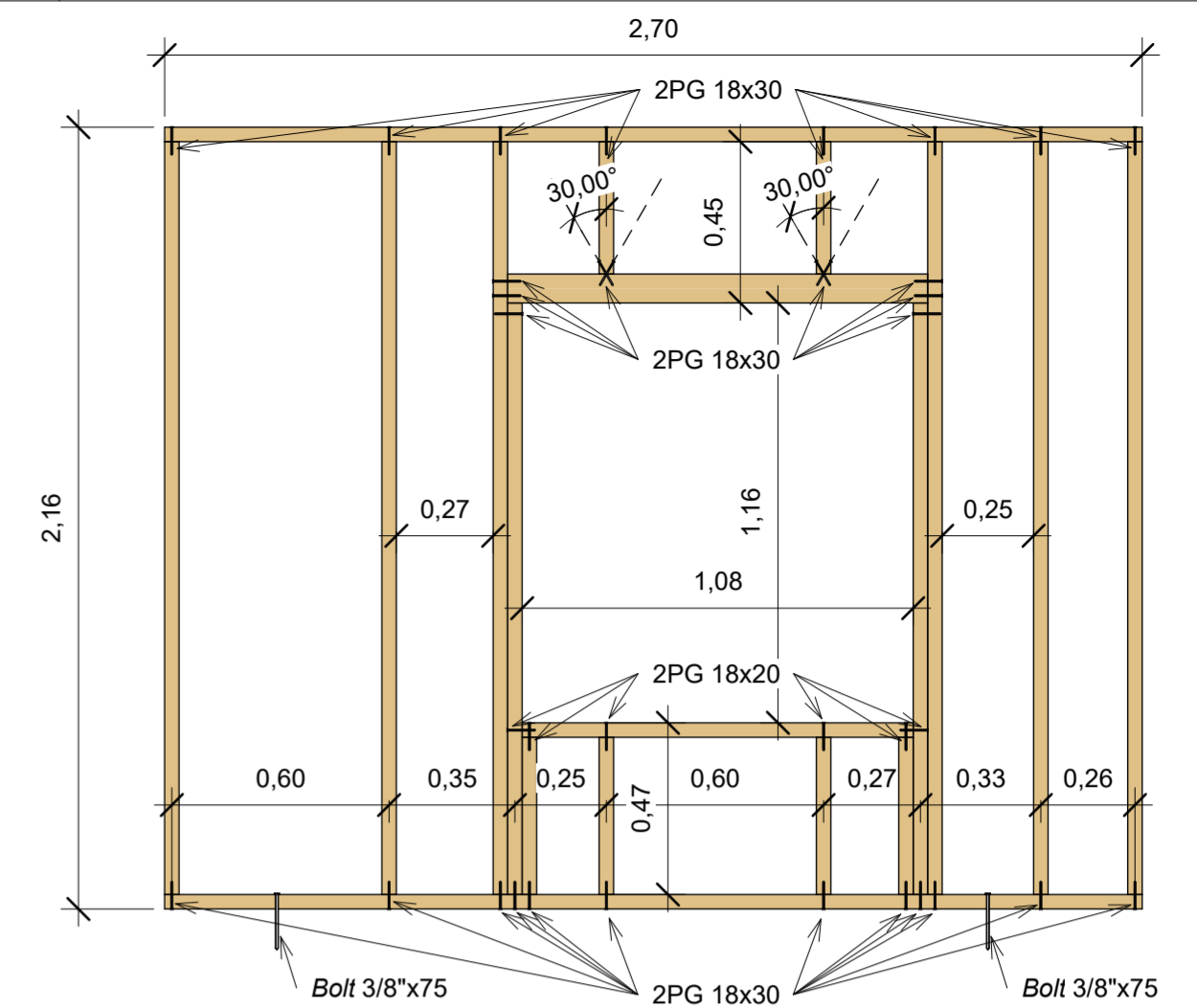
 UFSC	PROJETO: Chalé Residencial TCC Marcos	
	ALUNO: Marcos Lichtenfels - 16205619	
	ORIENTADOR: Poliana Dias de Moraes, Dr^a.	
	DATA: 23/02/2022 18:39:58	Nº DA PRANCHA P33 / P42
REVISÃO Nº: -		Folha A2
DISCIPLINA: -		ESCALA: 1 : 20
CONTEÚDO: Detalhes Paineis 3, 6, 7 e 8		



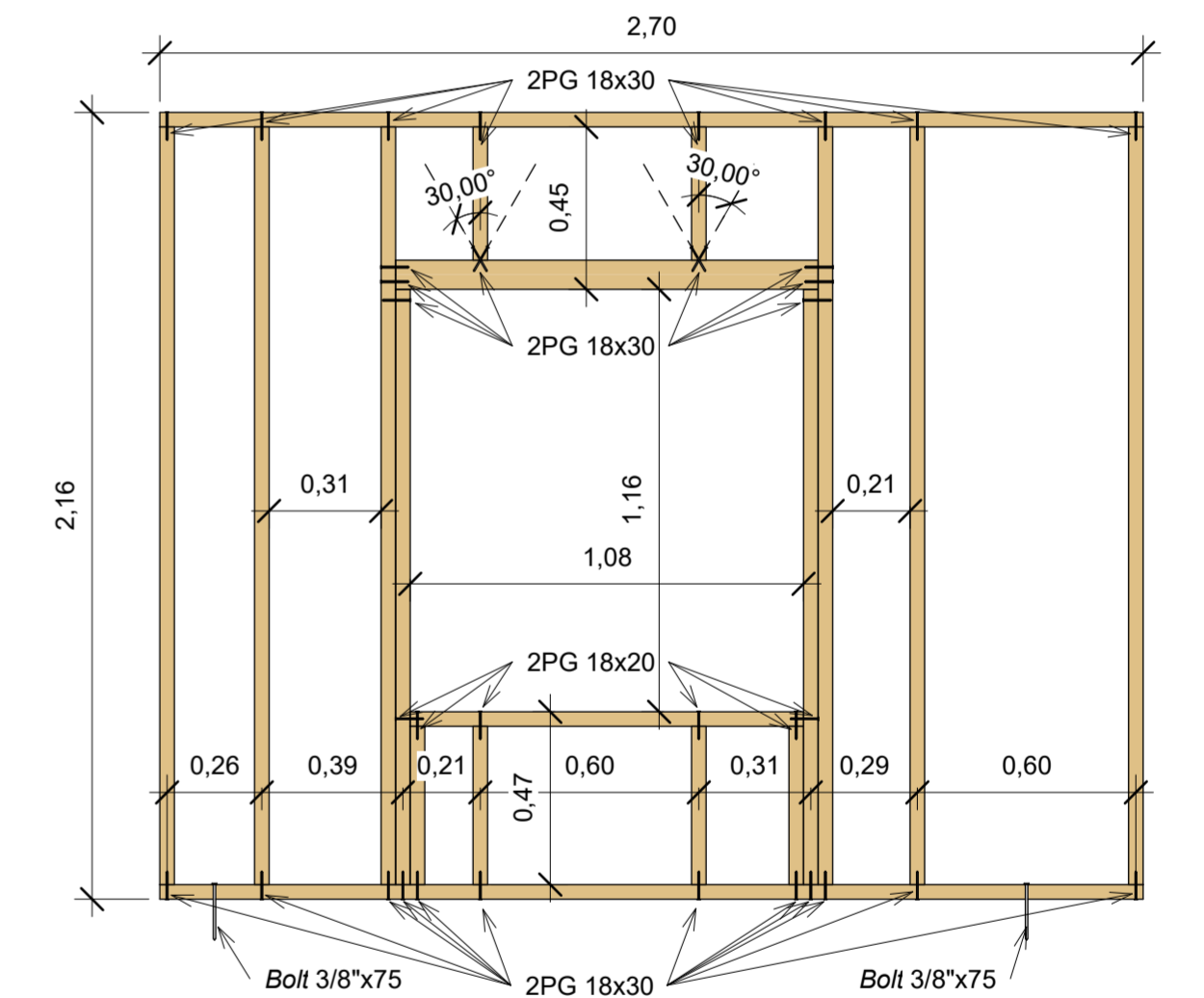
1 Painel 5
1 : 20

Observações:


- Madeira Angelim Pedra
- Montantes seção 4,0 x 9,0 cm
- Utilizar pregos helicoidais galvanizados ARDOX 18 x 30
- Utilizar chumbadores do tipo *bolt 3/8" x 75*

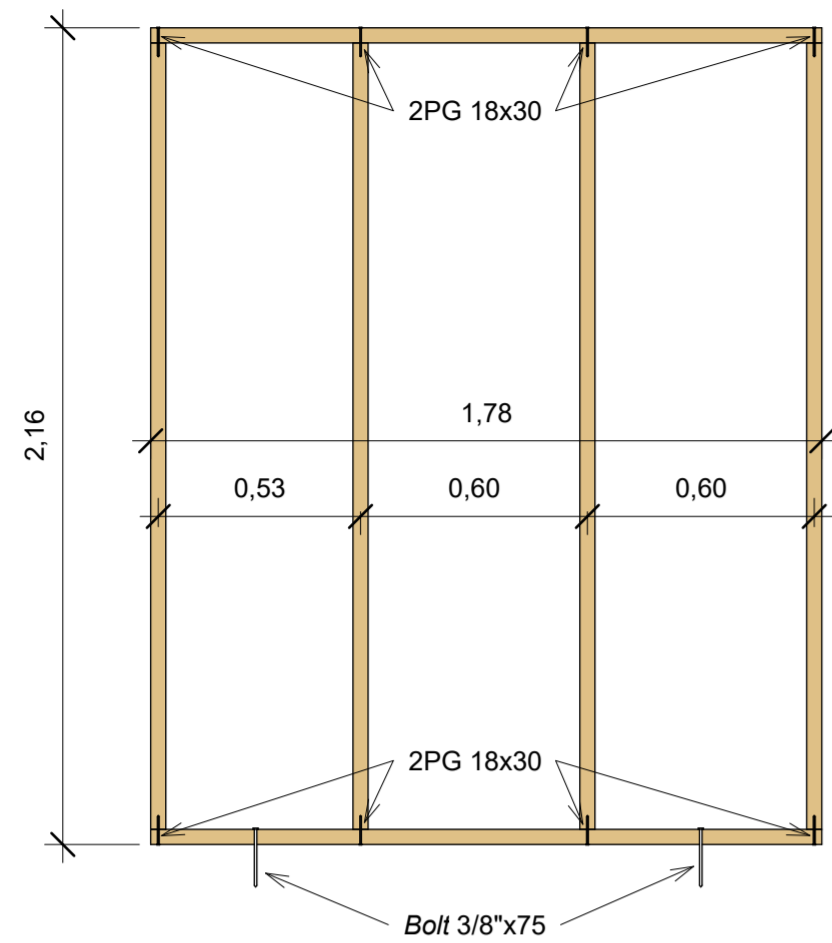


2 Painel 9
1 : 20

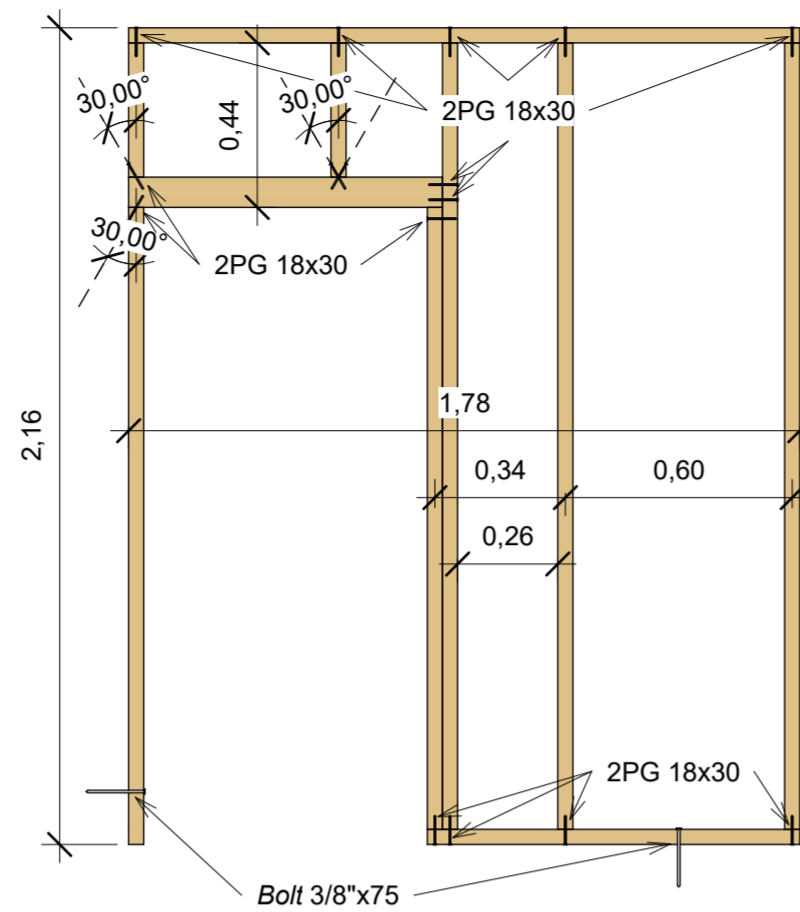


3 Painel 10
1 : 20

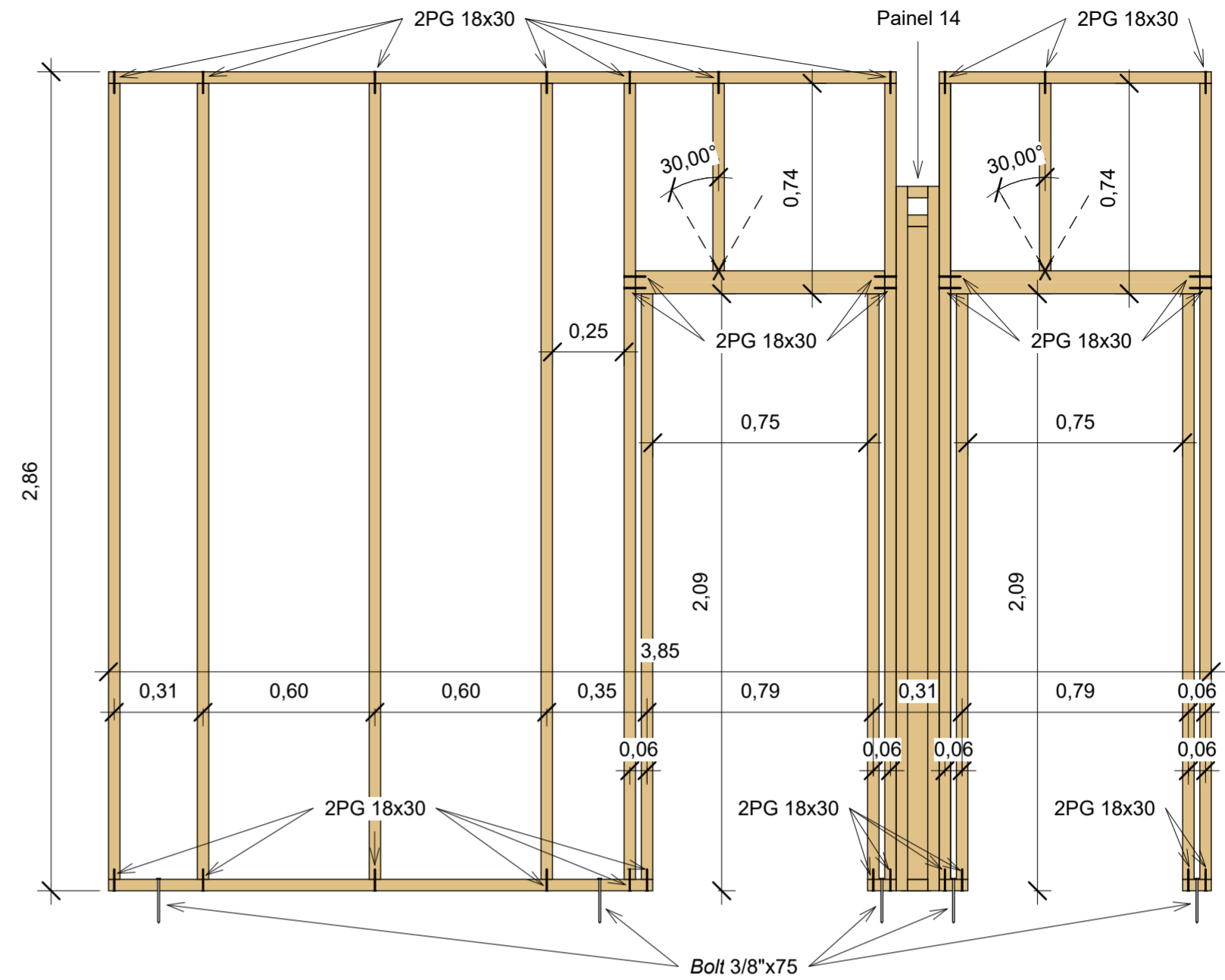
	PROJETO: Chalé Residencial TCC Marcos	
	ALUNO: Marcos Lichtenfels - 16205619	
	ORIENTADOR: Poliana Dias de Moraes, Dr^a.	
	DATA: 23/02/2022 18:39:59	Nº DA PRANCHA
REVISÃO Nº: -	P34 / P42	
DISCIPLINA: -	Folha A2	
CONTEÚDO: Detalhes Paineis 5, 9 e 10	ESCALA: 1 : 20	



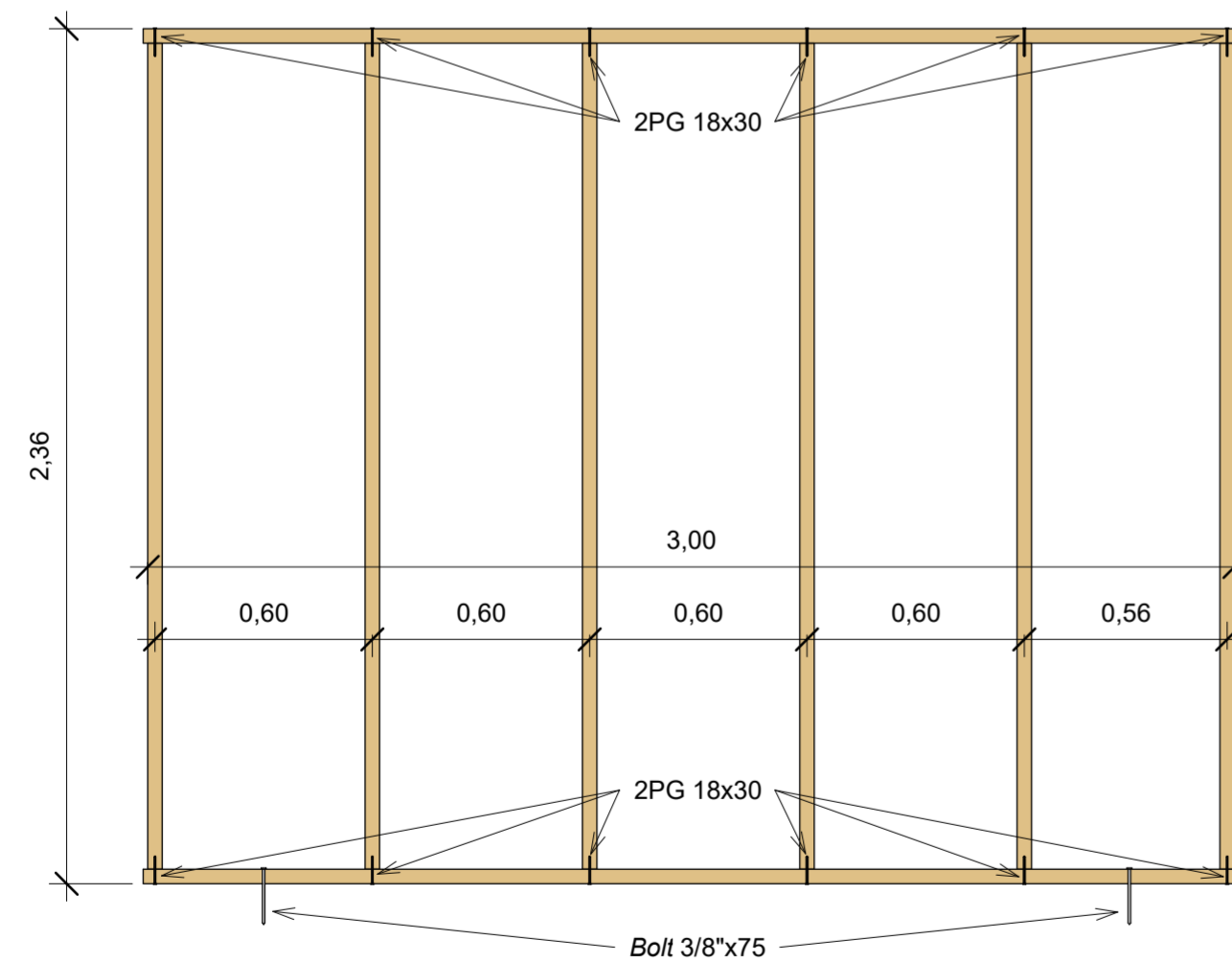
1 Paine 11
1 : 20



2 Paine 12
1 : 20




3 Paine 13
1 : 20

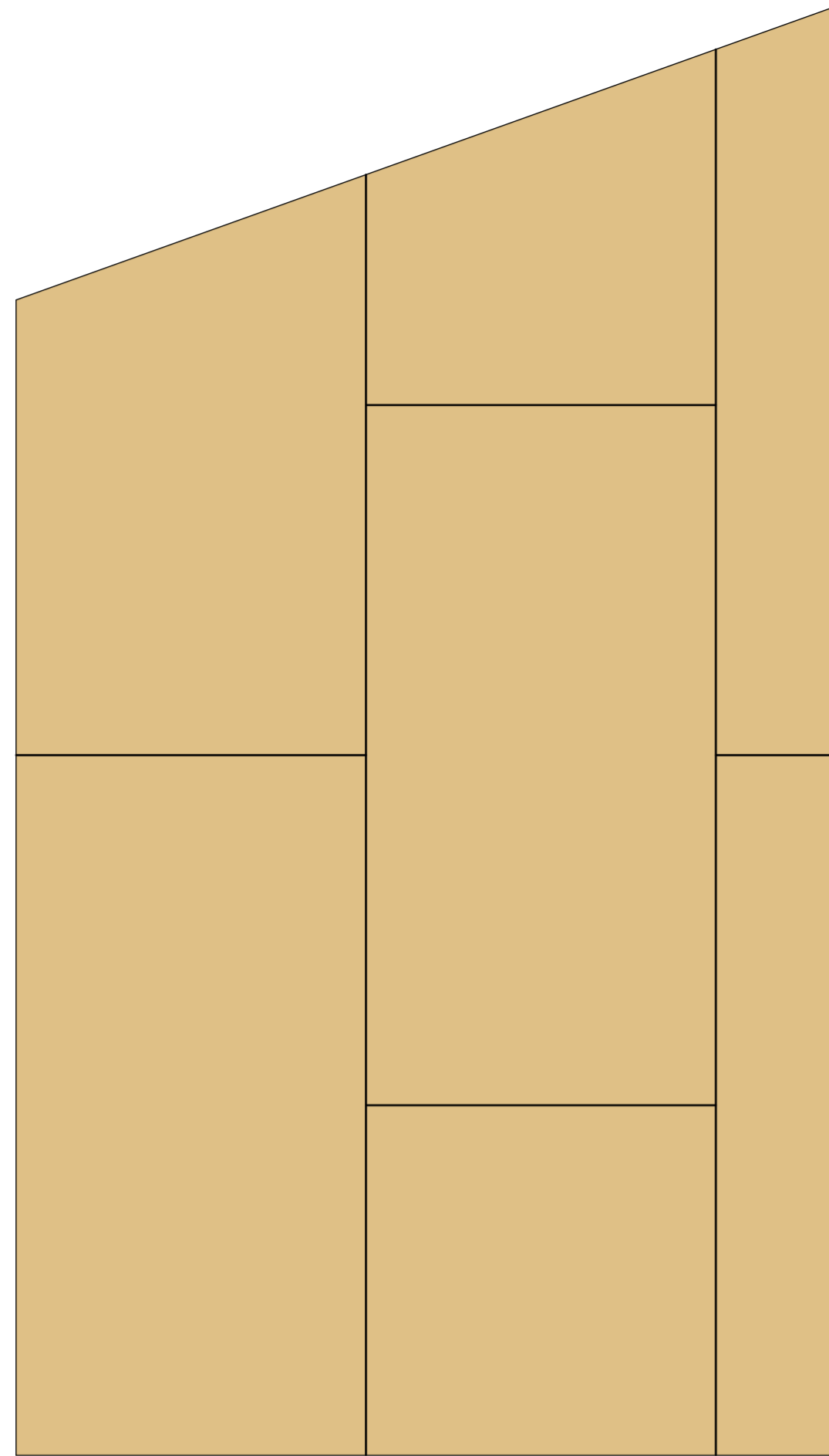


4 Paine 14
1 : 20

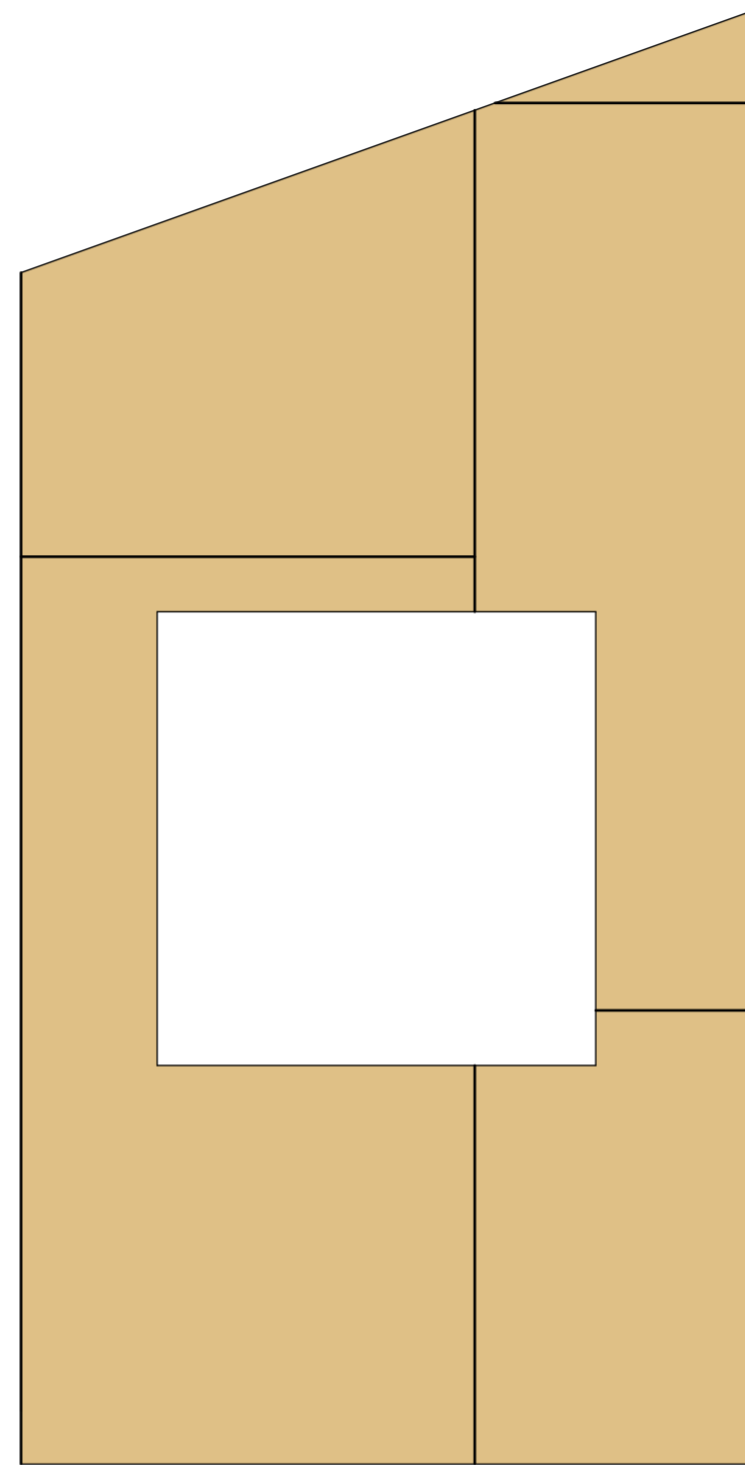
Observações:

- Madeira Angelim Pedra
- Montantes seção 4,0 x 9,0 cm
- Utilizar pregos helicoidais galvanizados ARDOX 18 x 30
- Utilizar chumbadores do tipo *bolt* 3/8" x 75

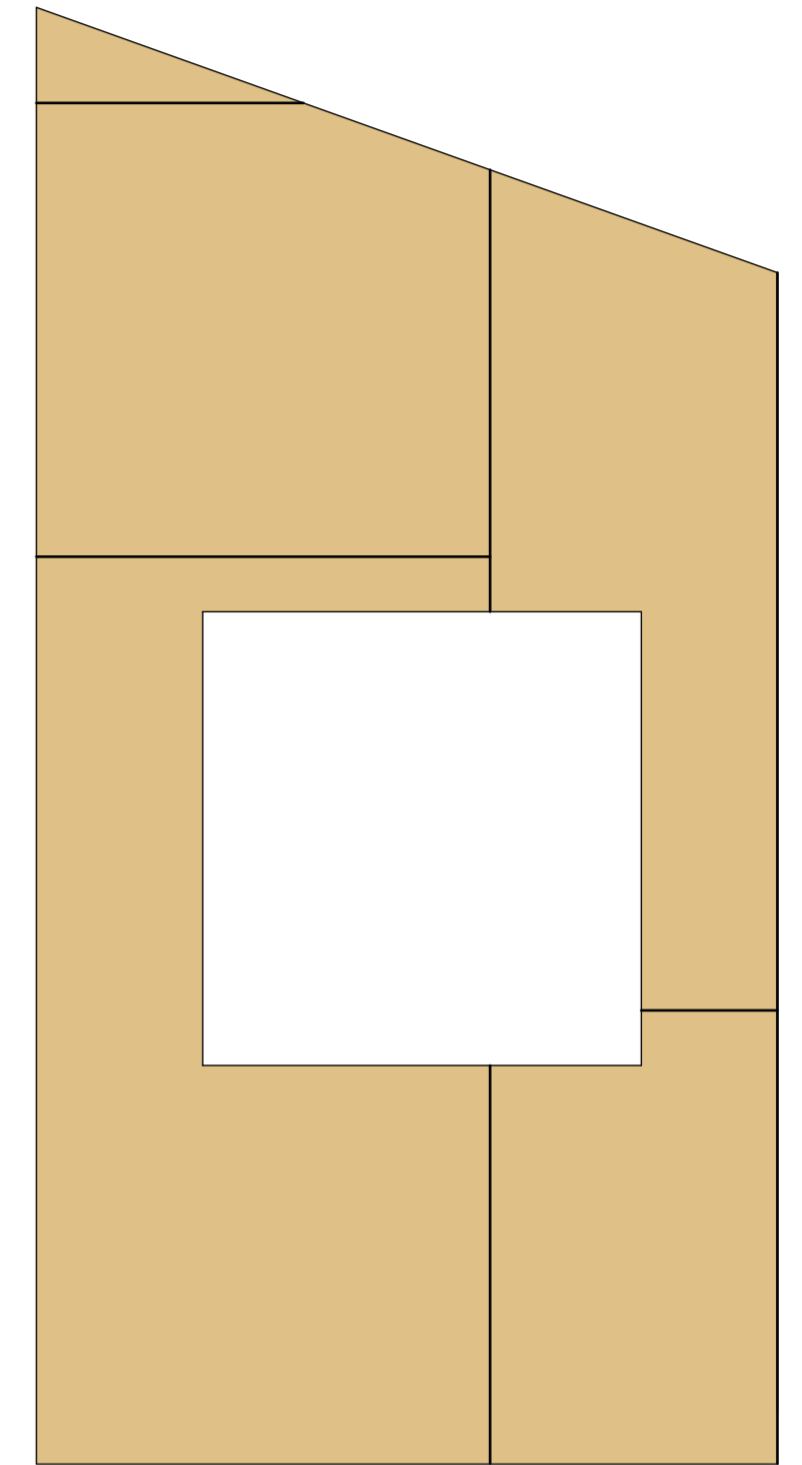
 UFSC	PROJETO: Chalé Residencial TCC Marcos	
	ALUNO: Marcos Lichtenfels - 16205619	
	ORIENTADOR: Poliana Dias de Moraes, Dr^a.	
	DATA: 23/02/2022 18:40:00	N° DA PRANCHA P35 / P42
DISCIPLINA: -		Folha A2
CONTEÚDO: Detalhes Paineis 11, 12, 13 e 14		ESCALA: 1 : 20



1 Painel 1 - Paginação OSB
1 : 20




2 Painel 2 - Paginação OSB
1 : 20

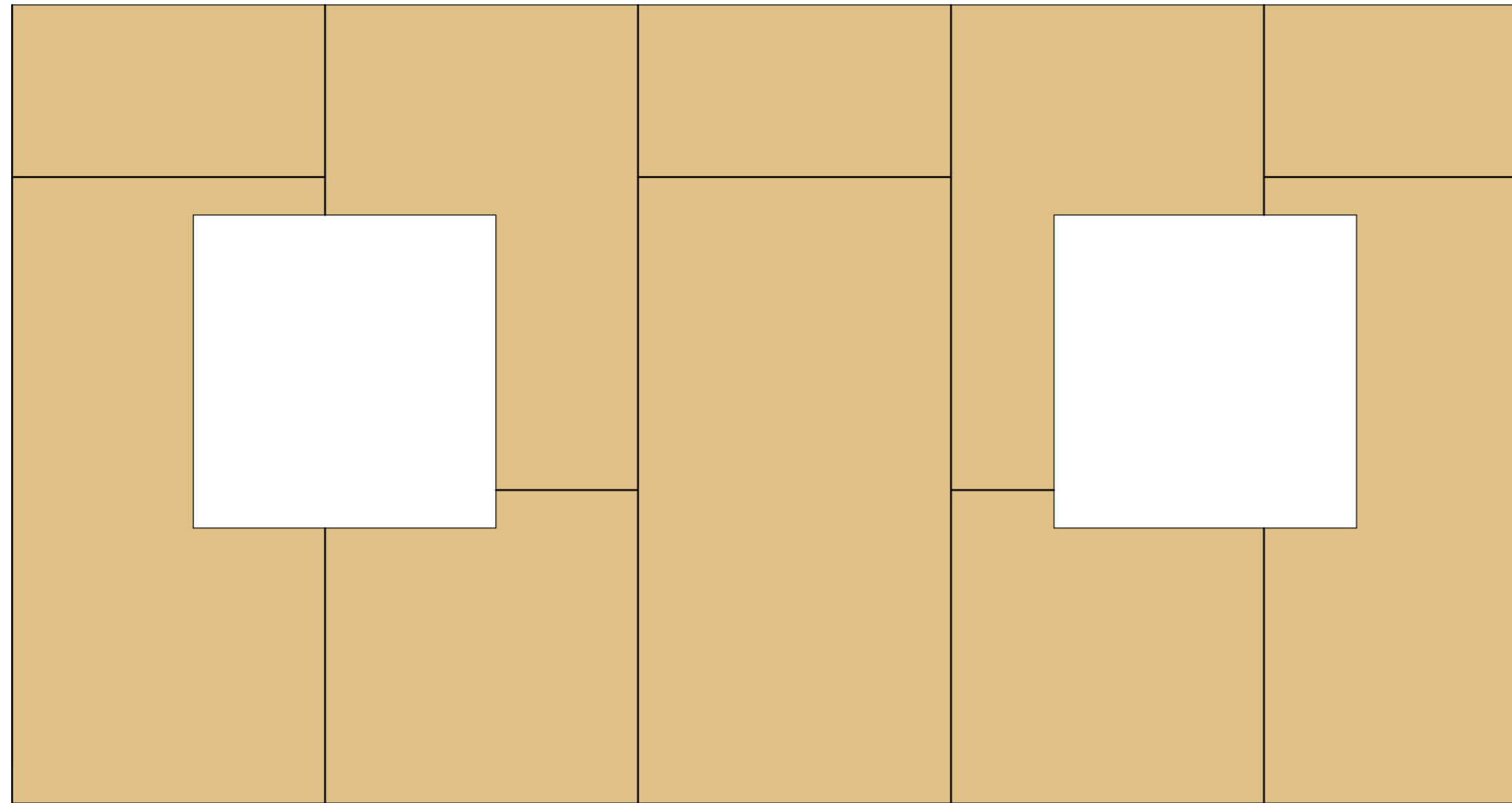


3 Painel 4 - Paginação OSB
1 : 20

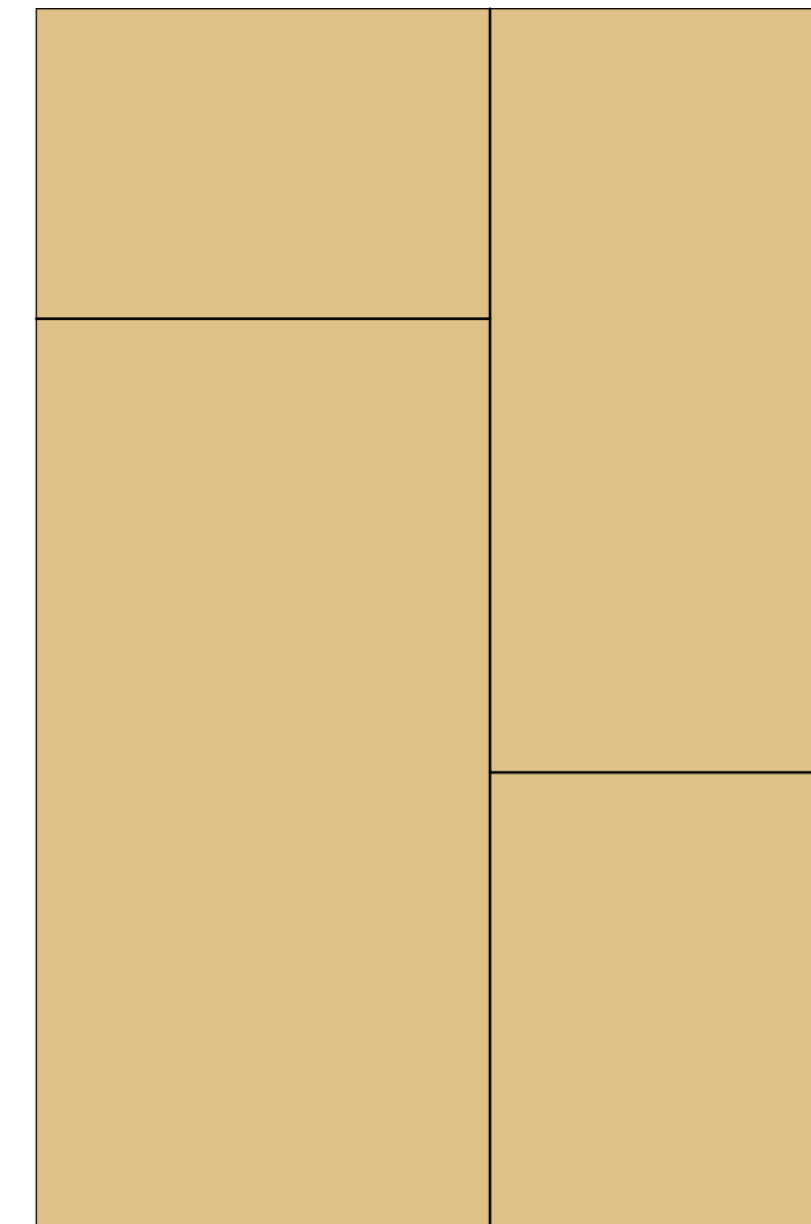
Observações:

- Chapa LP OSB APA Plus 11,1 mm
- Utilizar pregos helicoidais galvanizados ARDOX 18 x 30
- Pregar a cada 15 cm nos montantes de borda e a cada 30 cm nos montantes internos

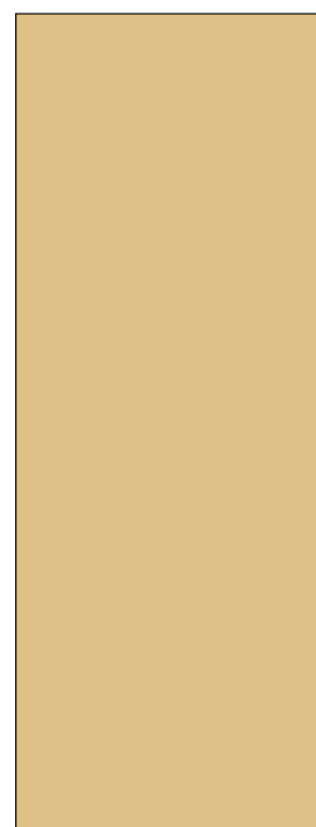
 UFSC	PROJETO: Chalé Residencial TCC Marcos	
	ALUNO: Marcos Lichtenfels - 16205619	
	ORIENTADOR: Poliana Dias de Moraes, Dr^a.	
	DATA: 23/02/2022 18:40:01	Nº DA PRANCHA
REVISÃO Nº: -	P36 / P42 Projetista	
DISCIPLINA: -		ESCALA: 1 : 20
CONTEÚDO: Detalhes Paineis 1, 2 e 4 - OSB		



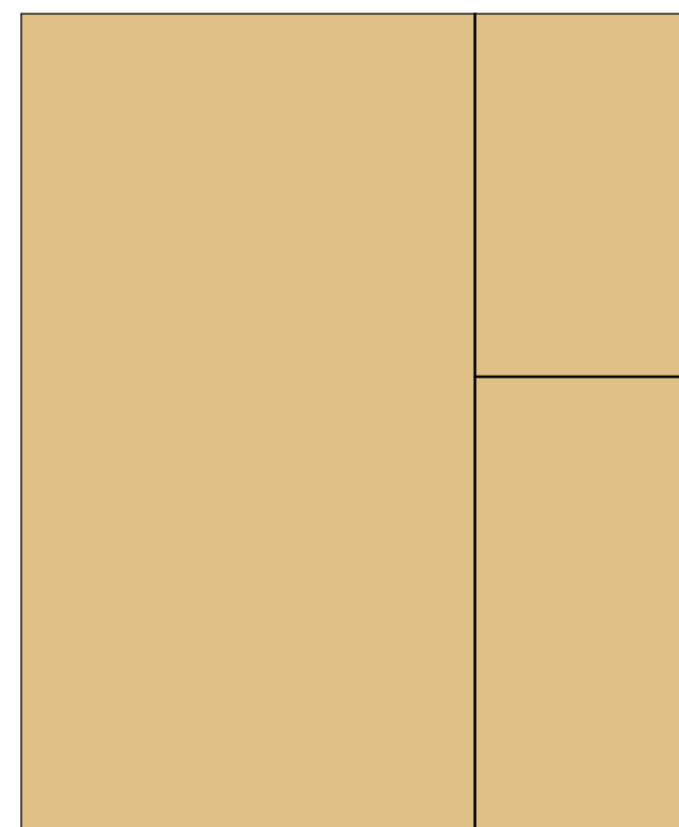
1 Paineis 3 - Paginação OSB
1 : 20



2 Paineis 6 - Paginação OSB
1 : 20




3 Paineis 7 - Paginação OSB
1 : 20

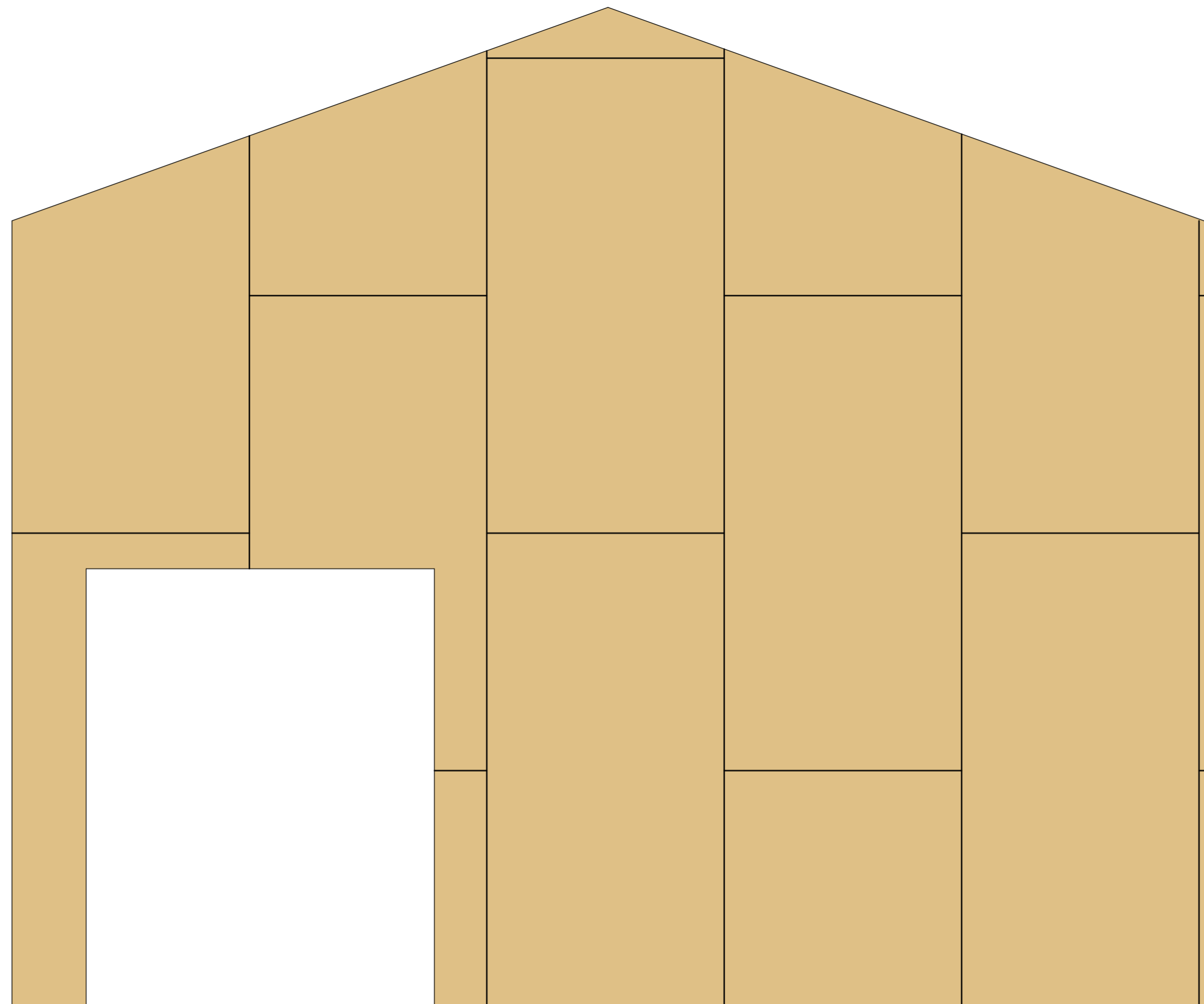


4 Paineis 8 - Paginação OSB
1 : 20

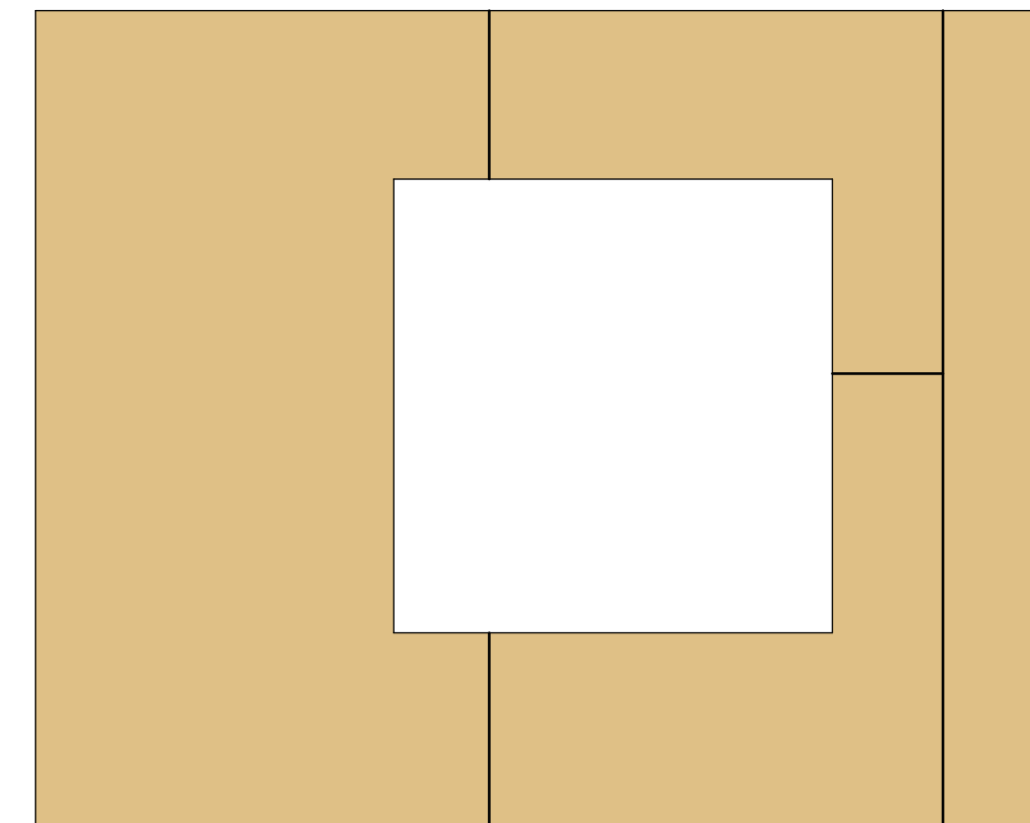
Observações:

- Chapa LP OSB APA Plus 11,1 mm
- Utilizar pregos helicoidais galvanizados ARDOX 18 x 30
- Pregar a cada 15 cm nos montantes de borda e a cada 30 cm nos montantes internos

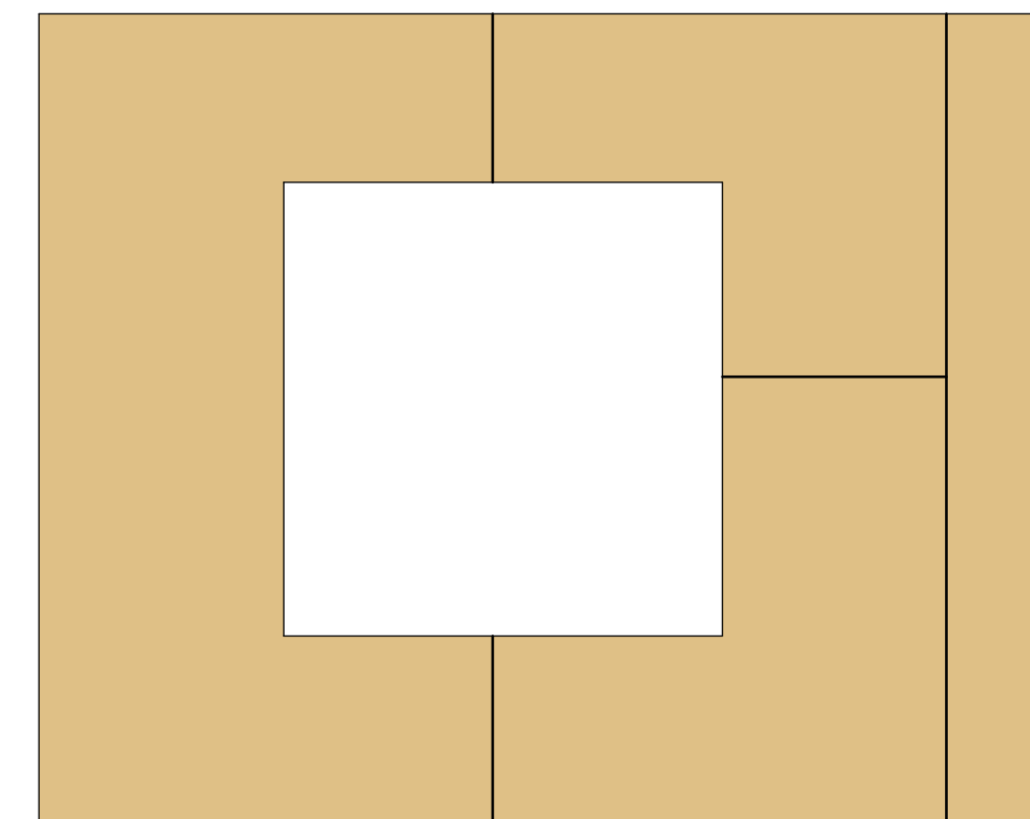
	PROJETO: Chalé Residencial TCC Marcos	
	ALUNO: Marcos Lichtenfels - 16205619	
	ORIENTADOR: Poliana Dias de Moraes, Dr^a.	
	DATA: 23/02/2022 18:40:01	Nº DA PRANCHA P37 / P42 Projetista
REVISÃO Nº: -		ESCALA: 1 : 20
DISCIPLINA: -		
CONTEÚDO: Detalhes Paineis 3, 6, 7 e 8 - OSB		



1 Painel 5 - Paginação OSB
1 : 20




2 Painel 9 - Paginação OSB
1 : 20

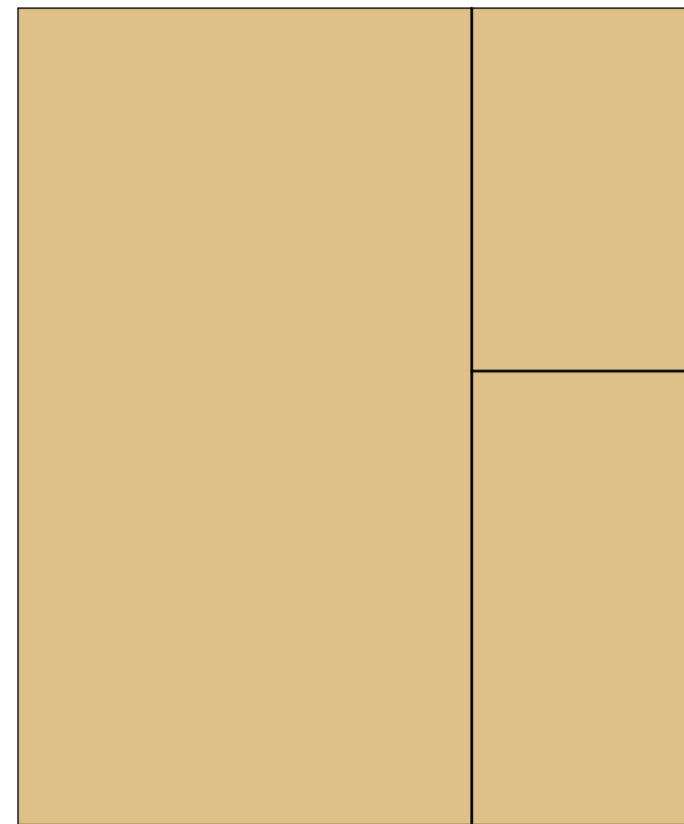


3 Painel 10 - Paginação OSB
1 : 20

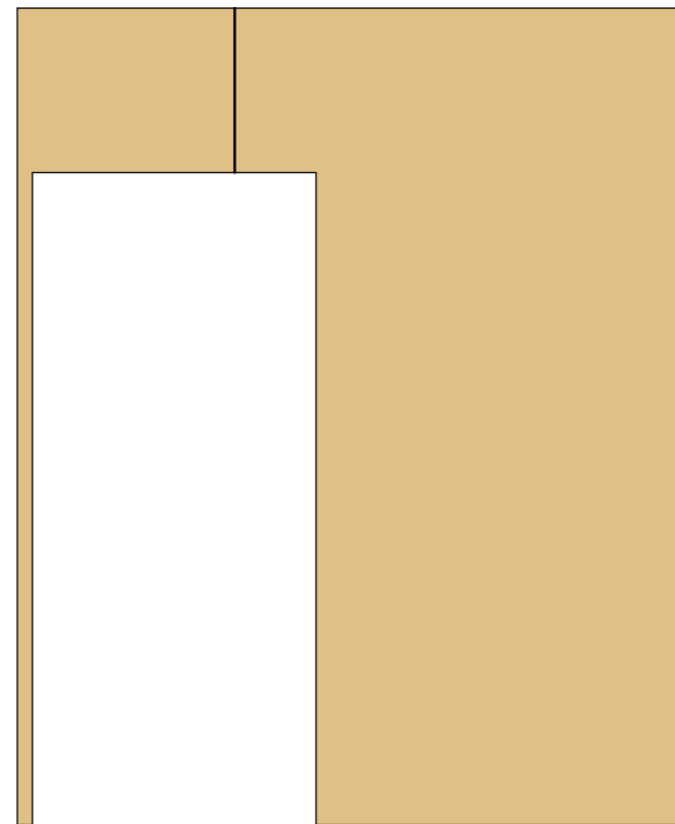
Observações:

- Chapa LP OSB APA Plus 11,1 mm
- Utilizar pregos helicoidais galvanizados ARDOX 18 x 30
- Pregar a cada 15 cm nos montantes de borda e a cada 30 cm nos montantes internos

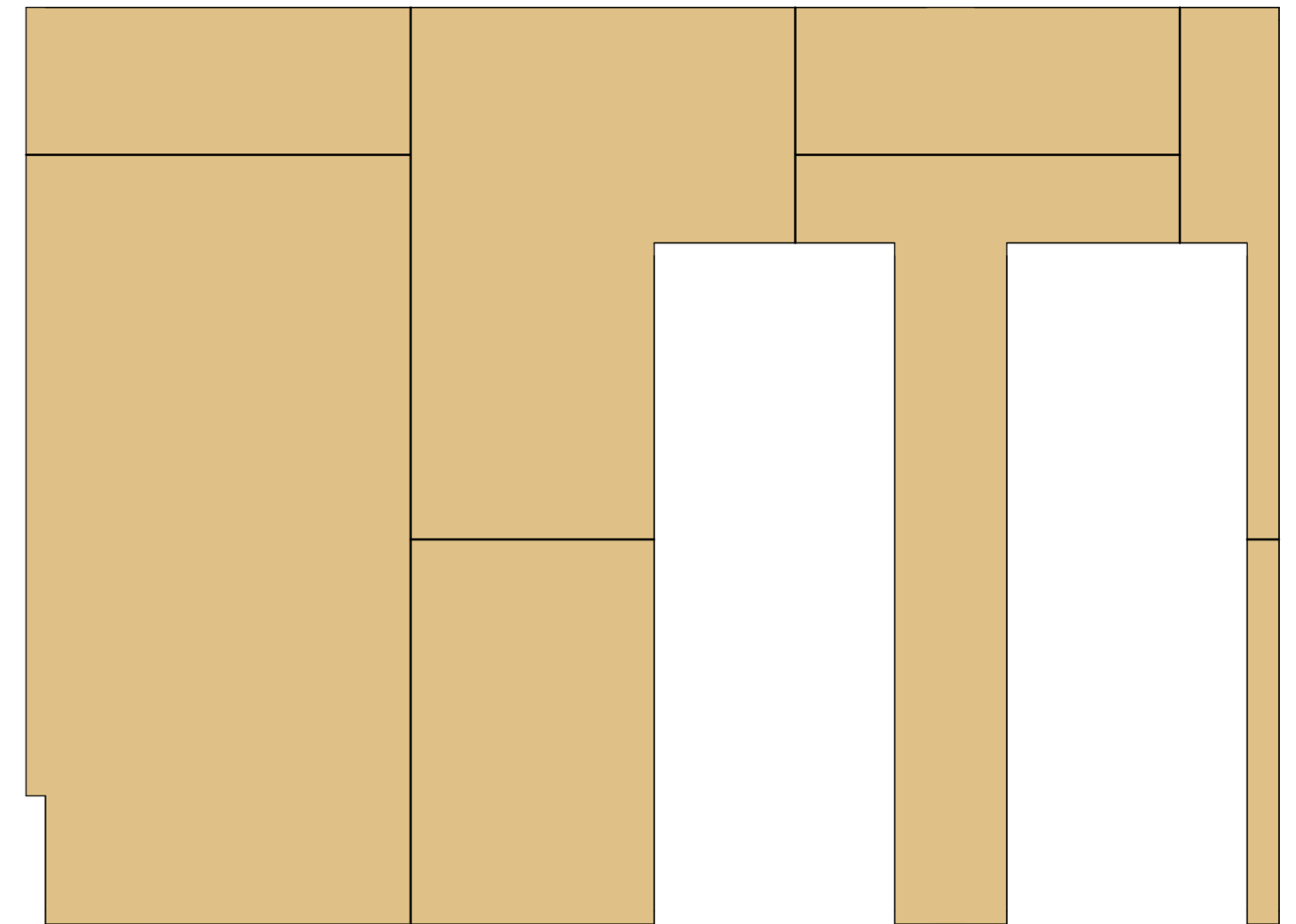
 UFSC	PROJETO: Chalé Residencial TCC Marcos	
	ALUNO: Marcos Lichtenfels - 16205619	
	ORIENTADOR: Poliana Dias de Moraes, Dr^a.	
	DATA: 23/02/2022 18:40:01	Nº DA PRANCHA
REVISÃO Nº: -	P38 / P42	
DISCIPLINA: -		Projetista
CONTEÚDO: Detalhes Paineis 5, 9 e 10 - OSB		ESCALA: 1 : 20



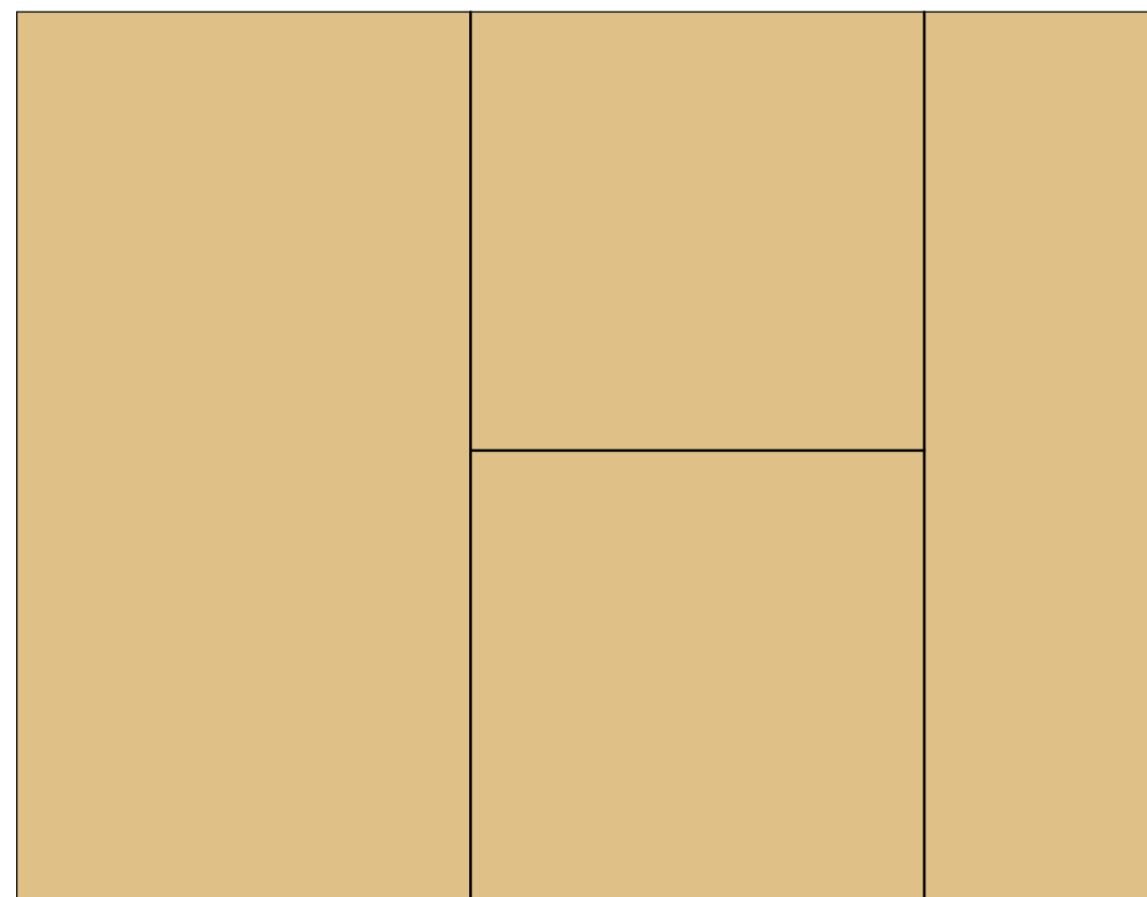
1 Painel 11 - Paginação OSB
1 : 20



2 Painel 12 - Paginação OSB
1 : 20




3 Painel 13 - Paginação OSB
1 : 20

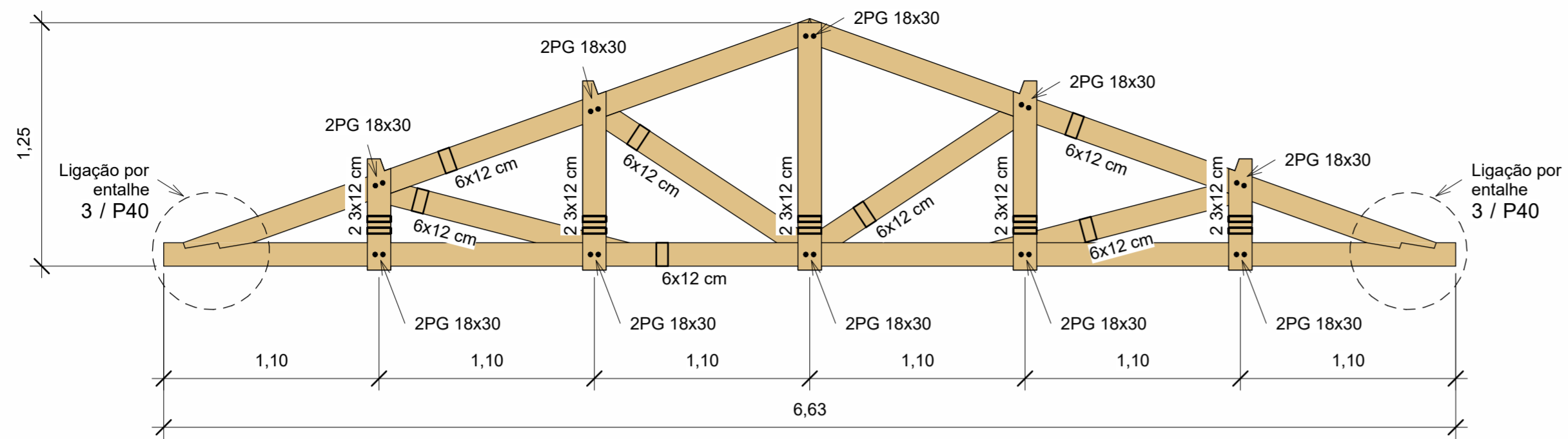


4 Painel 14 - Paginação OSB
1 : 20

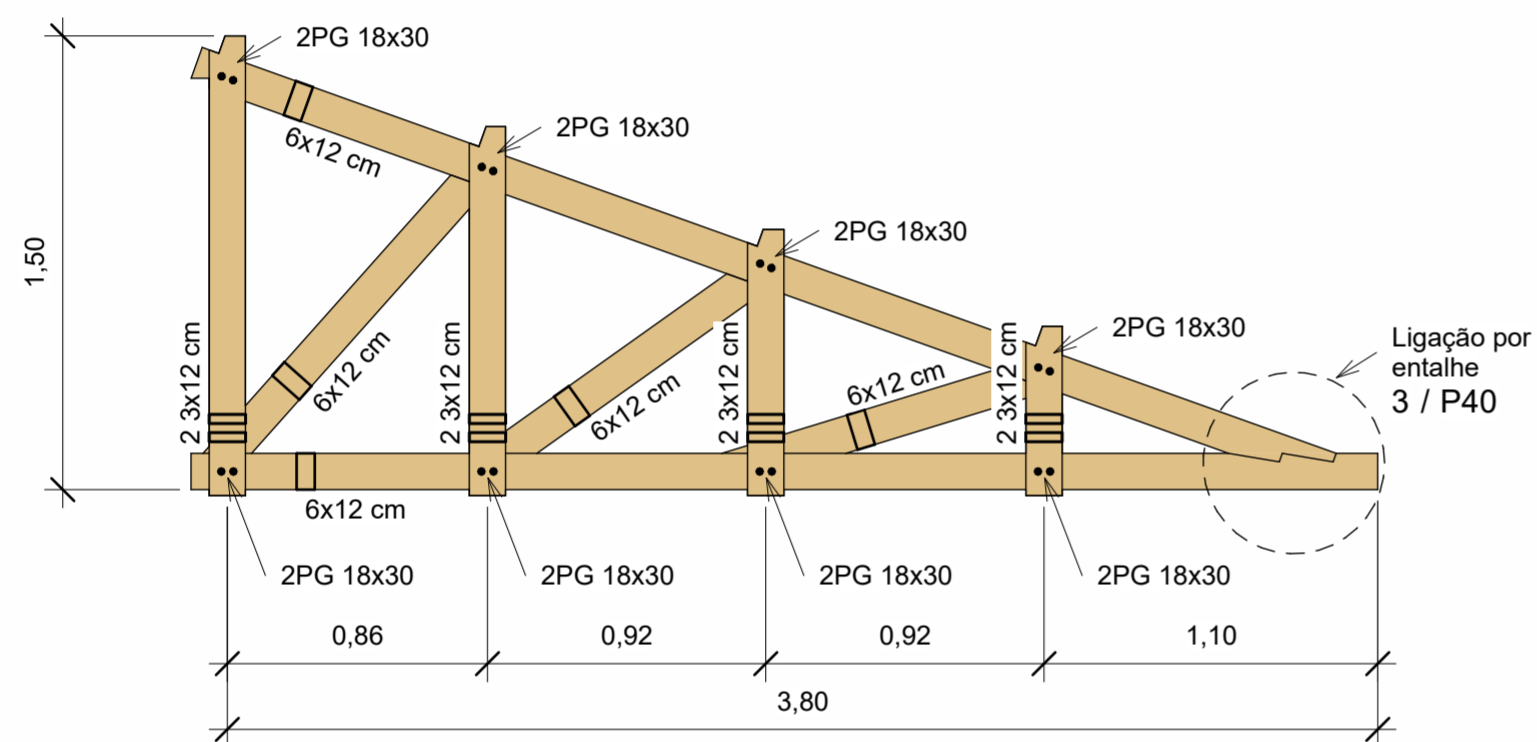
Observações:

- Chapa LP OSB APA Plus 11,1 mm
- Utilizar pregos helicoidais galvanizados ARDOX 18 x 30

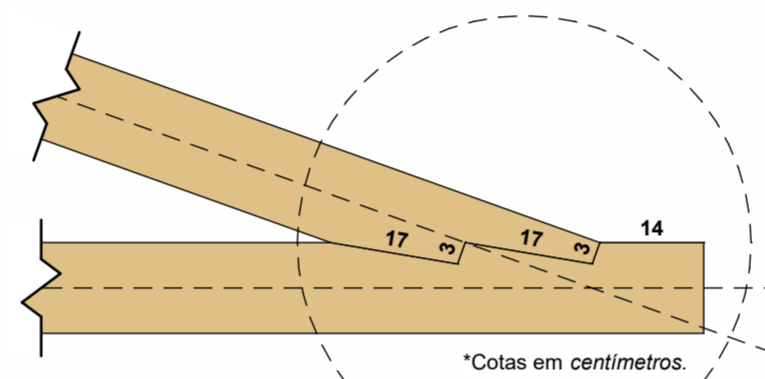
	PROJETO: Chalé Residencial TCC Marcos	
	ALUNO: Marcos Lichtenfels - 16205619	
	ORIENTADOR: Poliana Dias de Moraes, Dr^a.	
	DATA: 23/02/2022 18:40:02	Nº DA PRANCHA P39 / P42 Projetista
DISCIPLINA: -		ESCALA: 1 : 20
CONTEÚDO: Detalhes Paineis 11, 12, 13 e 14		



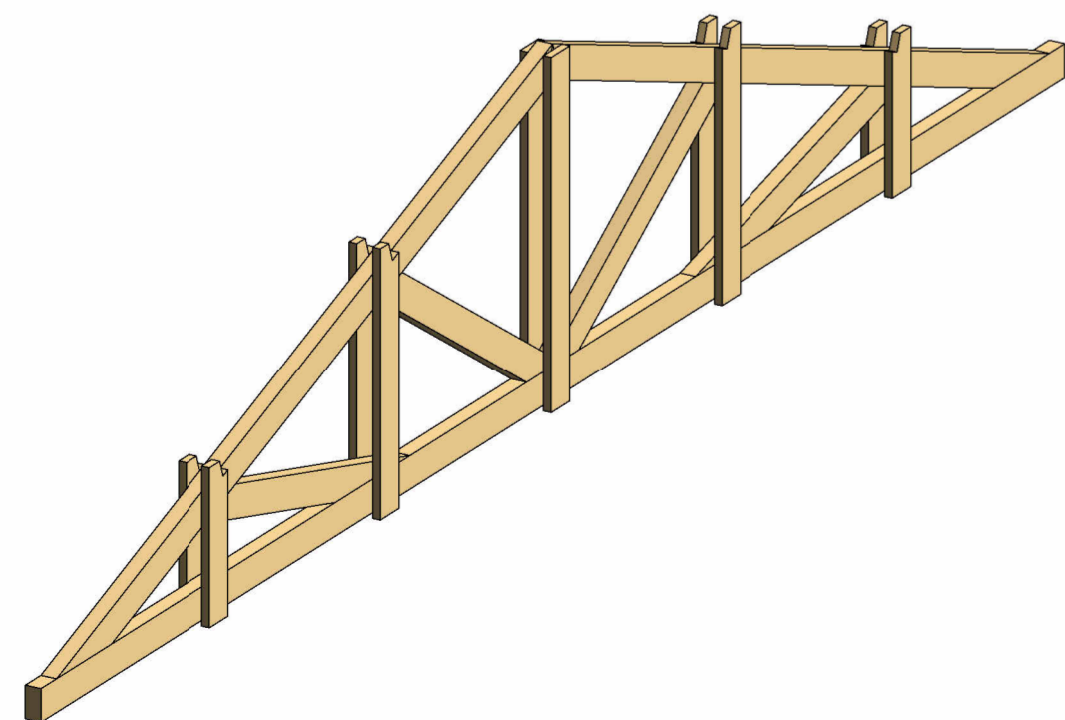
1 Tesoura sala
1 : 25



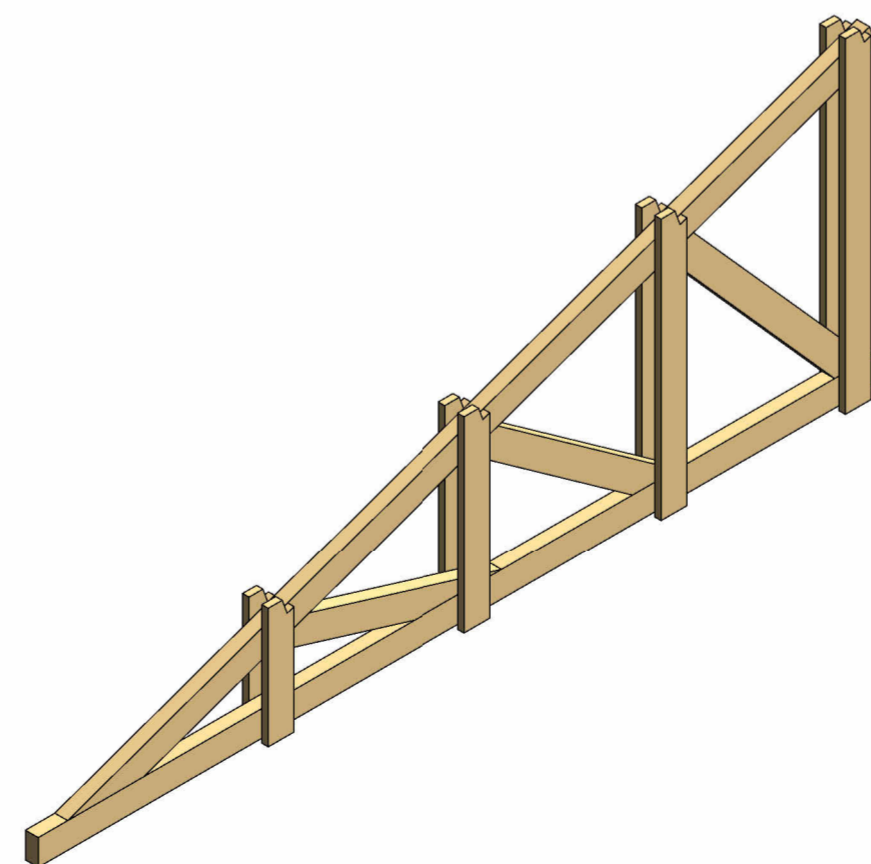
2 Tesoura cozinha
1 : 25




3 Detalhe entalhe tesouras
1 : 10

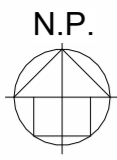


4 Detalhe tesoura sala

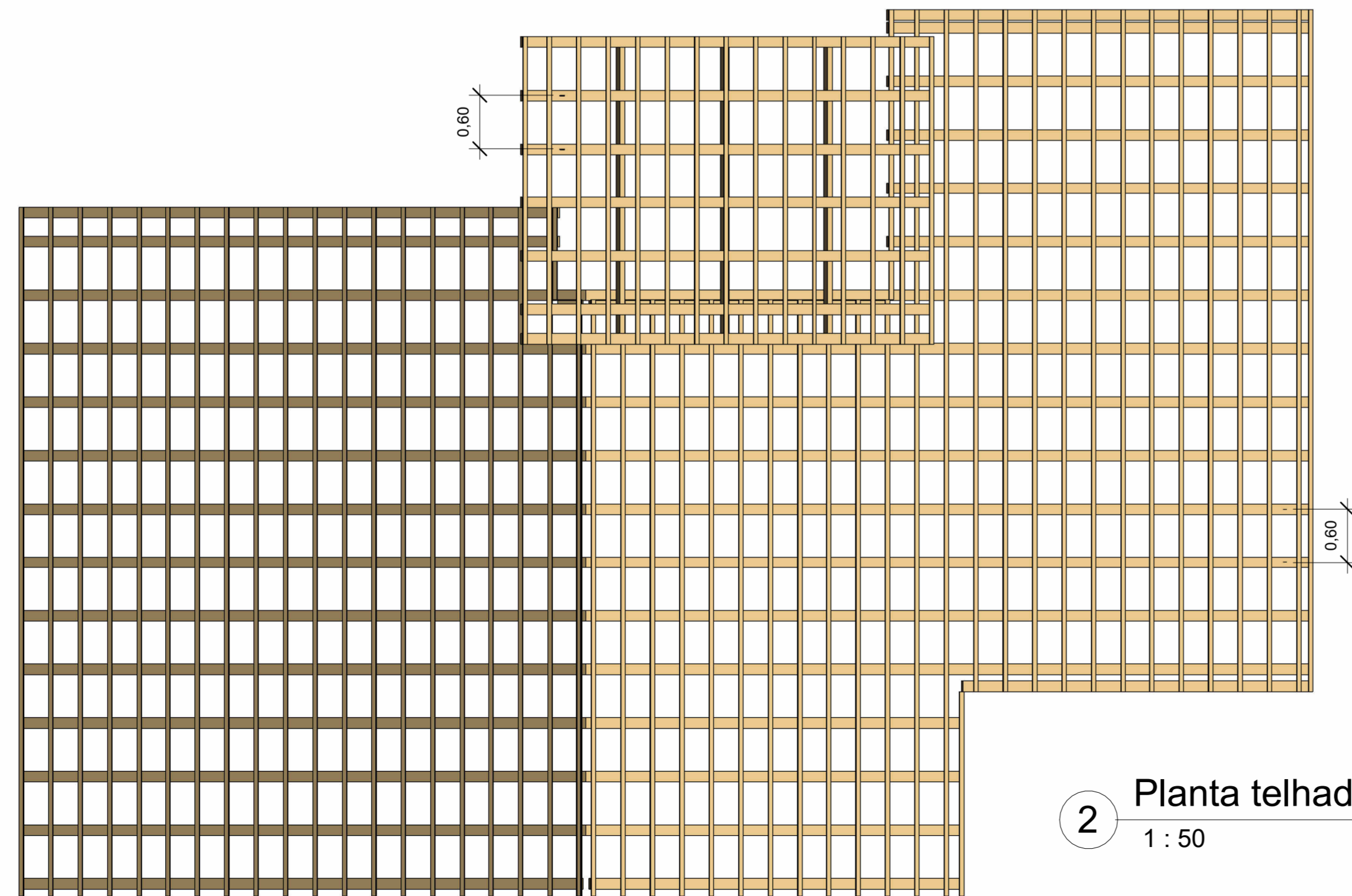


5 Detalhe tesoura cozinha

 UFSC	PROJETO: Chalé Residencial TCC Marcos	
	ALUNO: Marcos Lichtenfels - 16205619	
	ORIENTADOR: Poliana Dias de Moraes, Dr^a.	
	DATA: 23/02/2022 18:40:05	Nº DA PRANCHA
REVISÃO Nº: -	P40 / P42 Projetista	
DISCIPLINA: -	ESCALA: Como indicado	
CONTEÚDO: Tesouras		

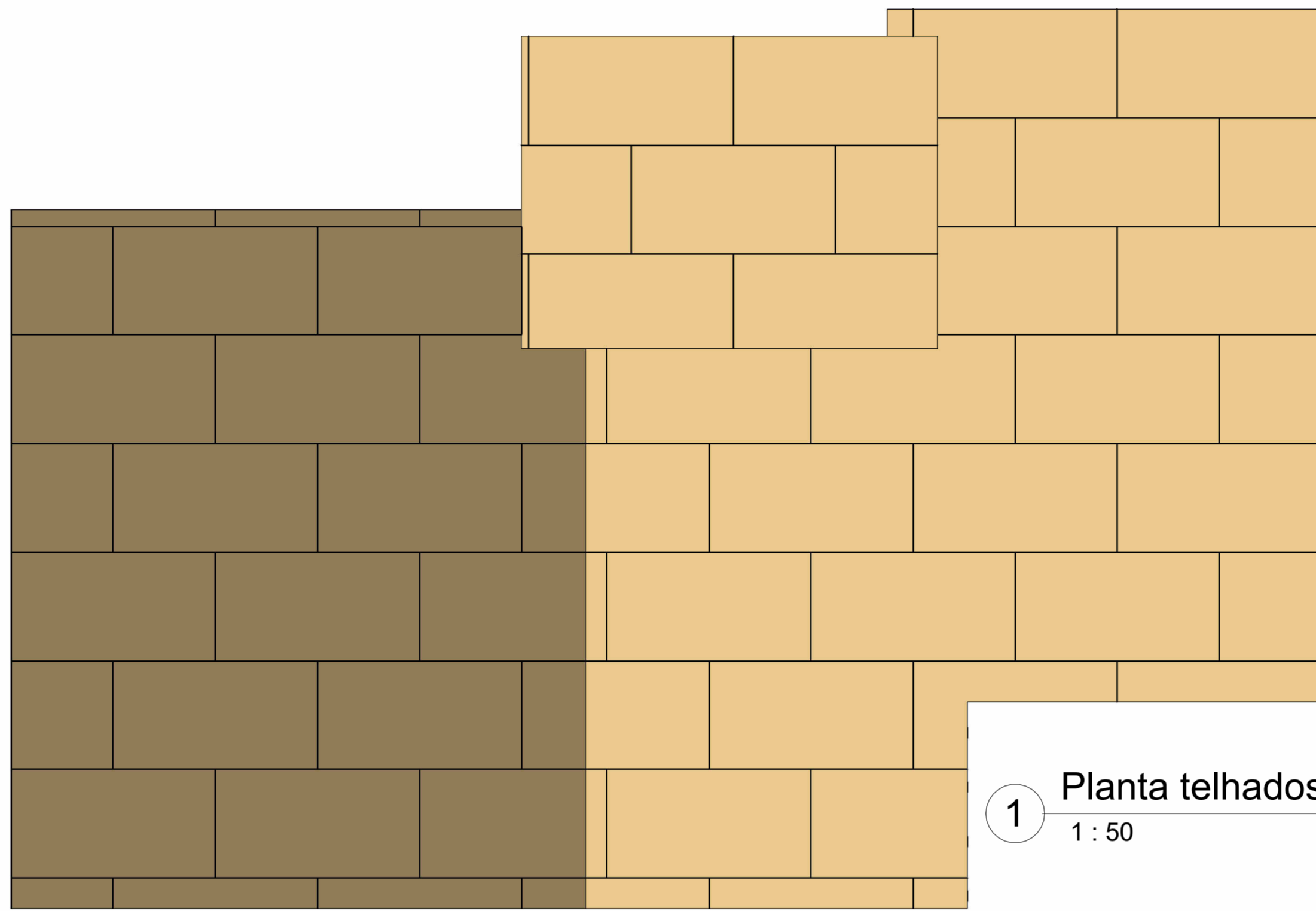
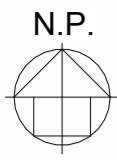


1 Planta telhados
1 : 50



2 Planta telhados caibros
1 : 50

	PROJETO: Chalé Residencial TCC Marcos	
	ALUNO: Marcos Lichtenfels - 16205619	
	ORIENTADOR: Poliana Dias de Moraes, Dr^a.	
	DATA: 23/02/2022 18:40:10	Nº DA PRANCHA
REVISÃO Nº: -	P41 / P42	Projetista
DISCIPLINA: -		
CONTEÚDO: Plantas telhado	ESCALA: 1 : 50	



1 Planta telhados paginação OSB
1 : 50

Observações:

- Chapa LP OSB APA Plus 11,1 mm
- Utilizar pregos helicoidais galvanizados ARDOX 18 x 30
- Pregar a cada 15 cm nos montantes de borda e a cada 30 cm nos montantes internos



2 Vista 3D - Pav. Inf. 1



3 Vista 3D - Pav. Inf. 2



4 Vista 3D - Pav. Térreo 1



5 Vista 3D - Pav. Térreo 2

	PROJETO: Chalé Residencial TCC Marcos	Nº DA PRANCHA P42 / P42 Projetista
	ALUNO: Marcos Lichtenfels - 16205619	
	ORIENTADOR: Poliana Dias de Moraes, Dr^a.	
	DATA: 23/02/2022 18:40:23	
DISCIPLINA: -	REVISÃO Nº: -	ESCALA: 1 : 50
CONTEÚDO: Plantas telhados - OSB		