

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
CENTRO TECNOLÓGICO
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
Luigi Zanatta

**Projeto Estrutural de uma Residência Mista de
Concreto-Madeira**

FLORIANÓPOLIS
2014

Luiggi Zanatta

Projeto Estrutural de uma Residência Mista de Concreto-Madeira

Trabalho de Conclusão apresentado ao curso de graduação do Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina como requisito à obtenção do título de Engenheiro Civil.

Orientador: Prof.^a Poliana Dias de Moraes

FLORIANÓPOLIS

2014

Luiggi Zanatta

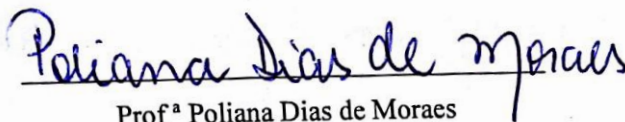
Projeto Estrutural de uma Residência Mista de Concreto-Madeira

Este Trabalho de Conclusão de Curso foi julgado adequado para a obtenção do Título de Engenheiro Civil, e aprovado em sua forma final pelo Departamento de Engenharia Civil.

Florianópolis, 18 de julho de 2014.



Prof.º Dr. Luis Alberto Gómez.
Coordenador



Prof.ª Poliana Dias de Moraes
Orientador

Prof.ª Angela do Valle
Membro da banca

Prof.º Jano d'Araujo Coelho
Membro da banca

Zanatta, Luiggi

PROJETO ESTRUTURAL DE UMA RESIDÊNCIA MISTA DE
CONCRETOMADEIRA / Luiggi Zanatta ; orientadora,
Poliana Dias de

Moraes - Florianópolis, SC, 2014.

121 p.

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

Inclui referências

1. Engenharia Civil. 2. Projeto Estrutural. 3.
Madeira. 4. Concreto. I. Moraes, Poliana Dias de. II.
Universidade Federal de Santa Catarina. Graduação em
Engenharia Civil. III. Título.

AGRADECIMENTOS

Primeiramente aos meus pais, por me proporcionarem uma excelente educação com valores que levarei para toda vida;

Aos amigos, pelo aprendizado, incentivo e companheirismo;

Aos professores, pelo conhecimento transmitido, em especial a minha orientadora por toda dedicação neste trabalho.

RESUMO

Este trabalho trata-se do projeto estrutural de uma residência unifamiliar mista de 102,0 m² distribuídos em dois pavimentos. A residência constitui-se de sala de jantar, sala de estar, 4 dormitórios sendo uma suíte, 3 banheiros, cozinha e área de serviço. A estrutura será de concreto-armado na cozinha, área de serviço e banheiros e com vedação em alvenaria. Nos outros cômodos da casa a estrutura será de madeira. Os cálculos foram feitos manualmente com auxílio do programa Ftool e planilhas desenvolvidas pelo próprio aluno, o detalhamento foi feito utilizando o programa AUTODESK Autocad.

O trabalho está organizado em 9 capítulos. O primeiro consiste na introdução. As características da obra são apresentadas no segundo. No terceiro é apresentado o modelo estrutural e no seguinte é feita a análise estrutural. No quinto todas as ações envolvidas no projeto são apresentadas. No sexto são apresentados os critérios de dimensionamento dos elementos de madeira, concreto-armado e metálicos e em seguida são dimensionados os pórticos e os elementos isolados que descarregam nele, além do baldrame e da escada. O detalhamento das ligações dos elementos de madeira é feito no sétimo capítulo. A conclusão e referências bibliográficas serão apresentadas no oitavo e nono capítulo respectivamente.

Palavras-chave: Projeto Estrutural, Madeira, Concreto.

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 - Características do angelim pedra	25
Quadro 2 - Seções comerciais disponíveis na região de Florianópolis	25
Quadro 3 - Resumo geral das cargas	34
Quadro 4 - Cargas nas ripas do telhado.....	37
Quadro 5 - Cargas nos caibros do telhado.....	39
Quadro 6 - Cargas nos caibros do primeiro pavimento	43
Quadro 7 - Resistências de cálculo Angelim pedra.....	67
Quadro 8 - Quadro de esforços dos caibros do telhado.....	70
Quadro 9 - Tensões na viga de madeira mais solicitada	83
Quadro 10 – Verificações dos elementos 5x10.....	86
Quadro 11 – Verificações dos elementos 10x20	87
Quadro 12 – Verificações dos elementos 15x15	88
Quadro 13- Dimensionamento das vigas para momento positivo	97
Quadro 14- Dimensionamento das vigas para momento negativo	98
Quadro 15 - Dimensionamento pilares de concreto do térreo	101
Quadro 16 - Dimensionamento pilares do primeiro pavimento	101
Quadro 17 - Dimensionamento pilares de concreto da cobertura....	101
Quadro 18 - Armaduras positivas das vigas do baldrame	Erro!

Indicador não definido.

Quadro 19 - Armaduras negativas das vigas do baldrame	106
Quadro 20- Ligações das vigas do primeiro pavimento	115
Quadro 21 - Ligações das vigas de madeira da cobertura	116
Quadro 22- Ligações dos pilares do baldrame	117
Quadro 23 - Ligações dos pilares do pavimento superior	117
Quadro 24- Detalhamento das ligações dos pilares da cobertura ...	118

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	16
2	CARACTERÍSTICAS GERAIS da EDIFICAÇÃO	18
2.1	Localização da obra	18
2.2	Projeto arquitetônico.....	19
2.3	Características da madeira	25
2.4	Características do concreto armado	26
2.5	Características do aço das chapas de ligação	26
3	MODELO ESTRUTURAL	27
4	AÇÕES	30
4.1	Ações permanentes	30
4.2	Ações variáveis devidas ao uso	30
4.3	Pressão dinâmica do vento.....	31
4.4	Quadro de ações	34
4.5	Combinação de ações	35
5	ANÁLISE ESTRUTURAL	36
5.1	Análise estrutural dos elementos isolados de madeira	36
5.1.1	Ripas do telhado.....	36
5.1.2	Caibros do telhado	38
5.1.3	Assoalho do primeiro pavimento	42
5.1.4	Vigotas do primeiro pavimento.....	43
5.2	Análise estrutural dos elementos isolados de concreto	44
5.2.1	Vigas de concreto.....	47
5.3	Análise estrutural dos pórticos mistos	48
5.3.1	Pórtico 1	48
6	DIMENSIONAMENTO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS.....	60
6.1	Critérios de dimensionamento	60
6.1.1	Elementos em madeira	60
6.1.2	Elementos de concreto armado	62
6.1.3	Elementos de aço	64

6.2	Cálculo de elementos isolados em madeira	67
6.2.1	Ripas do telhado.....	67
6.2.2	Caibros do telhado	70
6.2.3	Assoalho do primeiro pavimento	73
6.2.4	Vigotas da estrutura do piso do primeiro pavimento ..	75
6.3	Cálculo estrutural dos elementos do pórtico 01	77
6.3.1	Combinações de esforços do pórtico 01.....	77
6.3.2	Pré-dimensionamento dos elementos do pórtico 01	81
6.3.3	Dimensionamento dos elementos do pórtico 01.....	83
6.4	Dimensionamento dos elementos dos pórticos 02 e 03	86
6.5	Dimensionamento da escada.....	89
6.6	Cálculo de elementos de concreto armado.....	90
6.6.1	Dimensionamento das lajes maciças de concreto.....	90
6.6.2	Dimensionamento das vigas de concreto armado	94
6.6.3	Dimensionamento dos pilares de concreto armado	99
6.6.4	Dimensionamento das lajes do baldrame	102
6.6.5	Dimensionamento das vigas do baldrame	105
7	DETALHAMENTO DAS LIGAÇÕES	107
8	CONCLUSÃO	119
9	REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICAS	120

1 INTRODUÇÃO

Este trabalho refere-se ao projeto arquitetônico e estrutural com exceção da fundação de uma residência unifamiliar mista de madeira-concreto localizada em Florianópolis, no bairro Rio Vermelho. Esta residência de 102,0 m² distribuídos em dois pavimentos dispõe de sala de sala de jantar, sala de estar, 4 dormitórios sendo uma suíte, 3 banheiros, cozinha e área de serviço. A estrutura será de concreto-armado na cozinha, área de serviço e banheiros e com vedação em alvenaria. Nos outros cômodos da casa a estrutura será de madeira.

O processo de cálculo dos elementos e o dimensionamento das ligações serão manuais. São usados os conhecimentos adquiridos ao longo da graduação, acrescidos também em pesquisas em livros e em normas técnicas. Para a análise estrutural será utilizado o programa FTOOL, desenvolvido pelo professor Luiz Fernando Martha da PUC-Rio e Tecgraf. Para o dimensionamento dos elementos estruturais e das ligações serão usadas planilhas de desenvolvimento do próprio aluno. Com o trabalho, almeja-se obter um conhecimento mais amplo quanto à concepção estrutural e ao cálculo estrutural de modo a ir adquirindo experiência no desenvolvimento de projetos estruturais.

Este trabalho está organizado em 9 capítulos. O primeiro consiste na introdução. As características da obra são apresentadas no segundo. No terceiro é apresentado o modelo estrutural e no seguinte é feita a análise estrutural. No quinto todas as ações envolvidas no projeto são apresentadas. No sexto são apresentados os critérios de dimensionamento dos elementos de madeira, concreto-armado e metálicos e em seguida são dimensionados os pórticos e os elementos isolados que descarregam nele, além do baldrame e da escada. O detalhamento das ligações dos elementos de madeira é feito no sétimo capítulo. A conclusão e referências bibliográficas serão apresentadas no oitavo e nono capítulo respectivamente.

A fundação será locada no terreno e serão determinados os esforços que atuarão nessa estrutura, porém esses elementos não serão dimensionados no projeto.

2 CARACTERÍSTICAS GERAIS DA EDIFICAÇÃO

Neste capítulo são apresentadas as características gerais da obra a ser realizada, as quais fornecerão informações importantes para o início do projeto estrutural.

2.1 Localização da obra

O terreno no qual será construída a edificação é localizado em um terreno plano na Rodovia João Gualberto Soares, no bairro Rio Vermelho de Florianópolis, Santa Catarina. Com isso se obtém dados relacionados à classe de agressividade ambiental e umidade relativa do ar.

Para que o projeto atenda todos os requisitos de segurança exigidos pelas normas brasileiras é necessário o conhecimento das características climáticas da região onde será implantada a obra. Verifica-se que a edificação está inserida em uma região de umidade relativa do ar no intervalo $75\% < U_{amb} \leq 85\%$ (Figura 1) e distante em mais de 3,0 km do mar. Segundo a NBR 7190:1997, a região será classificada como classe de umidade 3 e classe de agressividade II segundo a NBR 6118:2007.

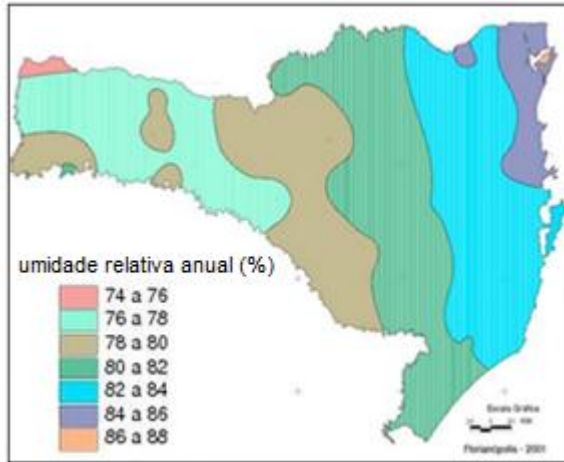


Figura 1 – Umidade relativa anual do estado de Santa Catarina (Atlas Climatológico de Santa Catarina). Fonte:

http://www.ciram.com.br/index.php?option=com_content&view=article&id=708:atas-climatologico&catid=2

2.2 Projeto arquitetônico

A edificação consiste em uma residência unifamiliar de dois pavimentos, totalizando uma área de 102 m², cujas fachadas, plantas e cortes são ilustradas pelas Figuras 2 a 6.

A estrutura da residência é em concreto armado na cozinha e banheiros e madeira nas salas e quartos.

O fechamento será com blocos cerâmicos na cozinha e nos banheiros. No restante da casa será com lambri (peças de madeira com encaixe tipo macho-fêmea). O piso da edificação será cerâmico no térreo e nos banheiros do pavimento superior, enquanto que os quartos e os corredores terão assoalho de madeira com espessura de 2,5 cm. O teto será revestido com forro no interior com espessura de 1,5 cm.

O projeto arquitetônico completo em escala ideal é apresentado no apêndice A deste trabalho.



Figura 2 - Fachada - sem escala. Fonte: do autor

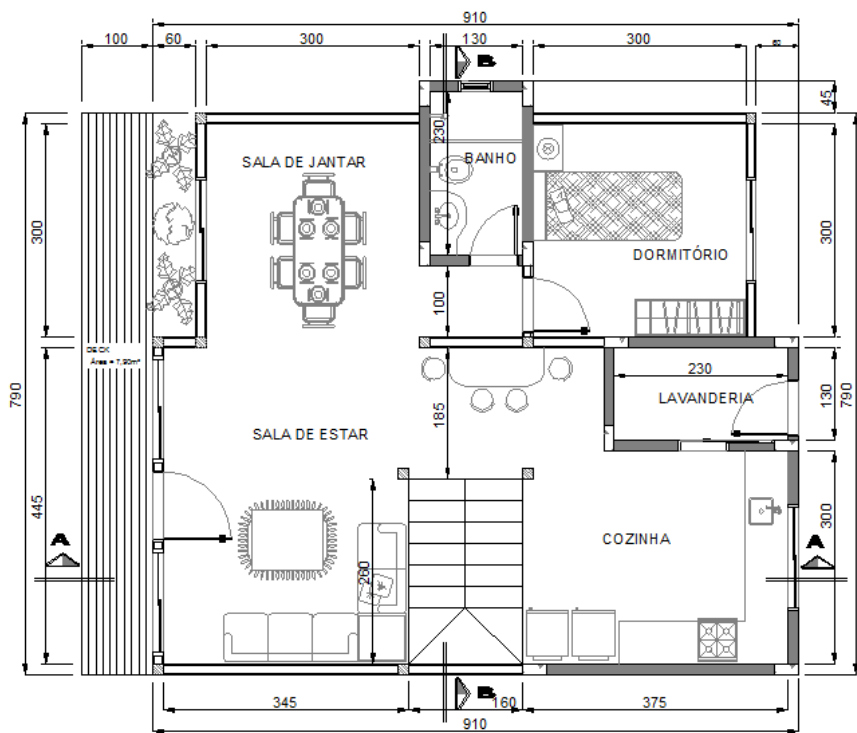


Figura 3 - Planta baixa do térreo - sem escala. Fonte: do autor

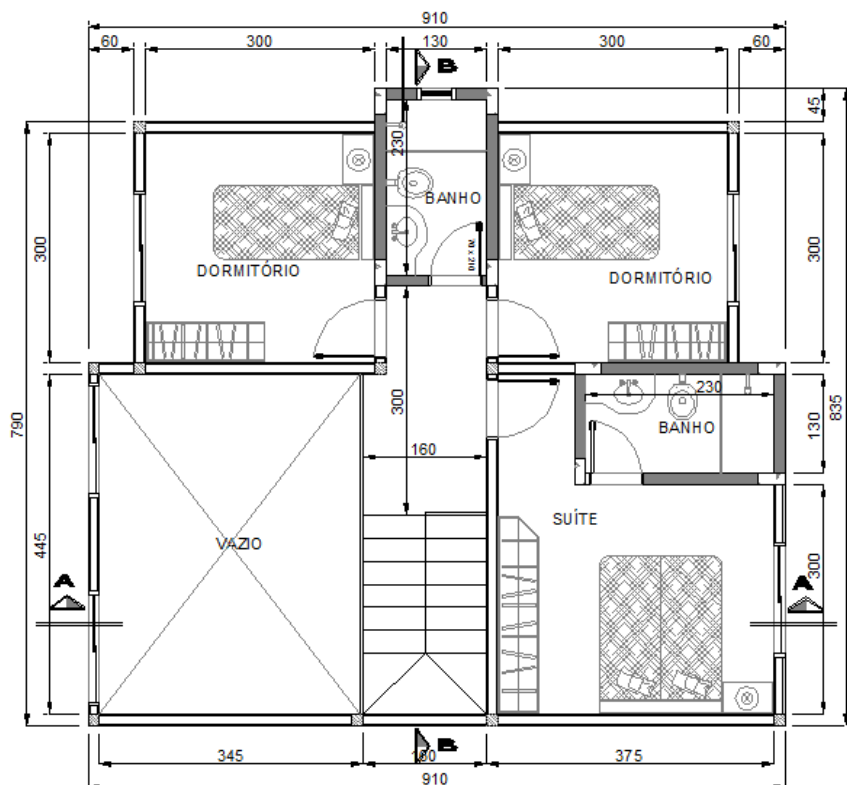


Figura 4 - Planta baixa do primeiro pavimento - sem escala. Fonte: do autor

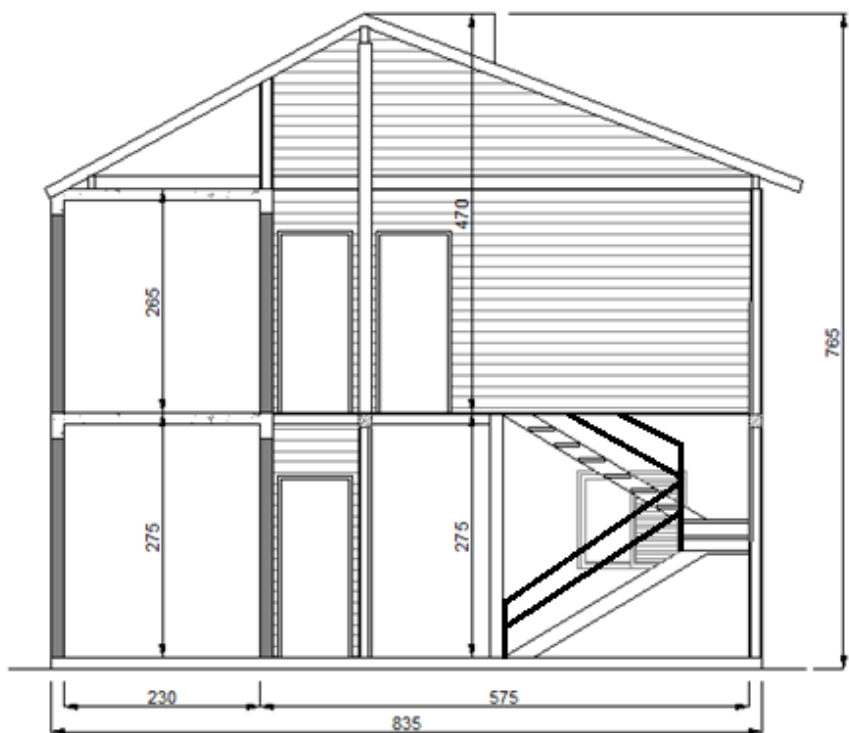


Figura 5 - Corte AA - sem escala. Fonte: do autor

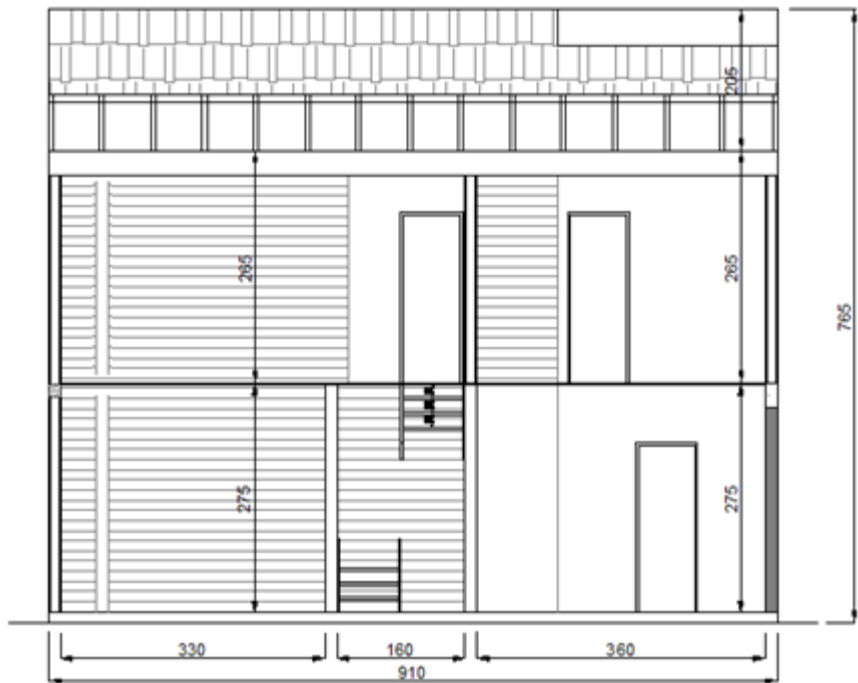


Figura 6 - Corte BB - sem escala. Fonte: do autor

2.2.1 Características da madeira

A madeira escolhida para esse projeto é o angelim pedra (*Dinizia excelsa*) por ser uma madeira de alta resistência e possuir um custo inferior às outras madeiras com características parecidas. Segundo a norma NBR 7190:1997, ela apresenta as características físico-mecânicas médias indicadas no Quadro 1:

ρ_{ap}	f_{c0}	f_{t0}	f_{t90}	f_v	E_{c0}
1170,0 kg/m	76,7 MPa	104,9 MPa	4,8 MPa	11,3 MPa	16694 MPa

Quadro 1 - Características do angelim pedra

No caso de não disponibilidade da madeira angelim pedra nas madeiras locais, deve ser adotada uma outra que seja de Classe C60.

Outro aspecto a ser respeitado é a limitação comercial imposta para a escolha da seção transversal. As dimensões das peças de madeira comercializadas em Florianópolis e suas respectivas características geométricas são apresentadas no Quadro 2.

SEÇÃO (cm x cm)	A (cm ²)	Ix (cm ⁴)	rx (cm)	Wx (cm ³)	Iy (cm ⁴)	ry (cm)	Wy (cm ³)
2,0 x 4,0	8,00	10,67	1,15	5,33	2,67	0,58	2,67
2,5 x 5,0	12,50	26,04	1,44	10,42	6,51	0,72	5,21
5,0 x 5,0	25,00	52,08	1,44	20,83	52,08	1,44	20,83
5,0 x 10,0	50,00	416,67	2,89	83,33	104,17	1,44	41,67
5,0 x 15,0	75,00	1406,25	4,33	187,50	156,25	1,44	62,50
5,0 x 20,0	100,00	3333,33	5,77	333,33	208,33	1,44	83,33
6,0 x 12,0	72,00	864,00	3,46	144,00	216,00	1,73	72,00
6,0 x 18,0	108,00	2916,00	5,20	324,00	324,00	1,73	108,00
8,0 x 16,0	128,00	2730,67	4,62	341,33	682,67	2,31	170,67
10,0 x 10,0	100,00	833,33	2,89	166,67	833,33	2,89	166,67
10,0 x 15,0	150,00	2812,50	4,33	375,00	1250,00	2,89	250,00
10,0 x 20,0	200,00	6666,67	5,77	666,67	1666,67	2,89	333,33
15,0 x 15,0	225,00	4218,75	4,33	562,50	4218,75	4,33	562,50
20,0 x 20,0	400,00	13333,33	5,77	1333,33	13333,33	5,77	1333,33

Quadro 2 - Seções comerciais de peças de madeira disponíveis na região de Florianópolis

2.2.2 Características do concreto armado

O concreto escolhido para o projeto é da classe C25, cuja resistência característica à compressão é 25 MPa, o fator água/cimento é 0,60, o diâmetro máximo do agregado não deve superar 30 mm e o *slump* 9,0 cm. O aço é do tipo CA-50, cuja tensão de escoamento à tração é 500 MPa. De acordo com a NBR 6118:2007, utilizando a tabela 6.1, define-se que o cobrimento será 25 mm para as lajes e 30 mm para os pilares e as vigas.

2.2.3 Características do aço das chapas de ligação

A ligação dos elementos de madeira será feita com chapas de aço cuja espessura deve ser igual ou superior a 6,0 mm. O aço das chapas é do tipo MR250, onde a resistência ao escoamento do aço será 250 MPa e a resistência à ruptura à tração 400 MPa. Quando necessárias, as soldas serão feitas com eletrodo E60 que possuem resistência à tração de 415 MPa.

Os parafusos serão do tipo ASTM A307 com diâmetro iguais ou superiores a 10,0 mm e no mínimo dois parafusos por ligação, onde a resistência à ruptura do material é 415 MPa a resistência ao escoamento será 250 MPa.

3 MODELO ESTRUTURAL

A estrutura da edificação é porticada composta por barras em madeira e em concreto. O modelo estrutural é constituído por 3 pórticos plano cujas localizações são indicadas na Figura 7.

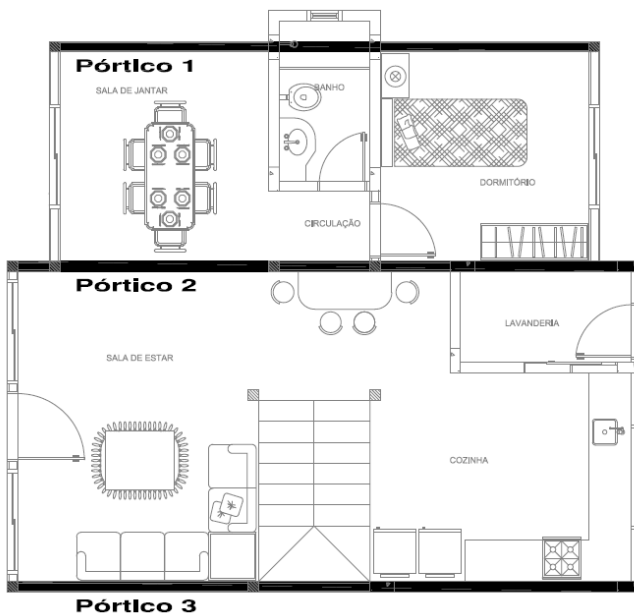


Figura 7 - Localização dos pórticos principais. Fonte: do autor



Figura 8 - Representação tridimensional da estrutura. Fonte: do autor

O modelo estrutural adotado para cada pórtico plano é ilustrado nas Figuras 9, 10 e 11, Onde PM são os pilares de madeira, PC os de concreto, VM as vigas de madeira e VC as de concreto. A nomenclatura é dada de acordo com o projeto estrutura, presente no apêndice B deste trabalho.

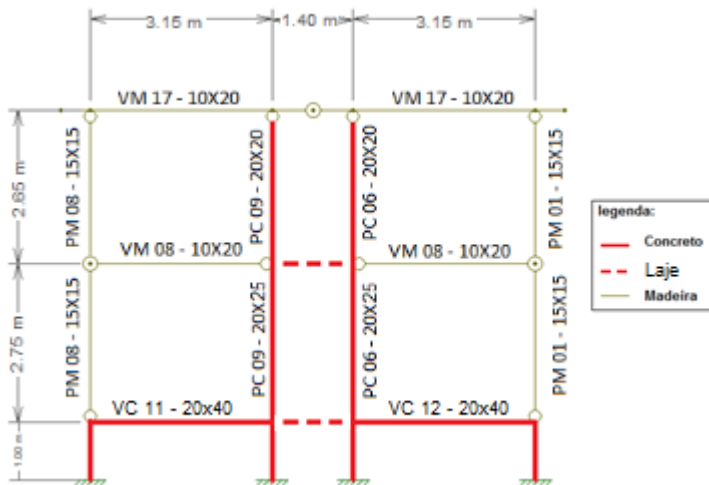
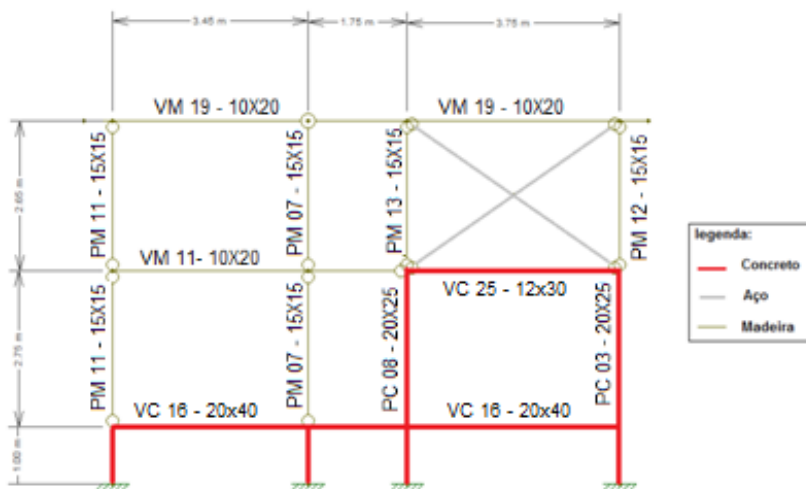
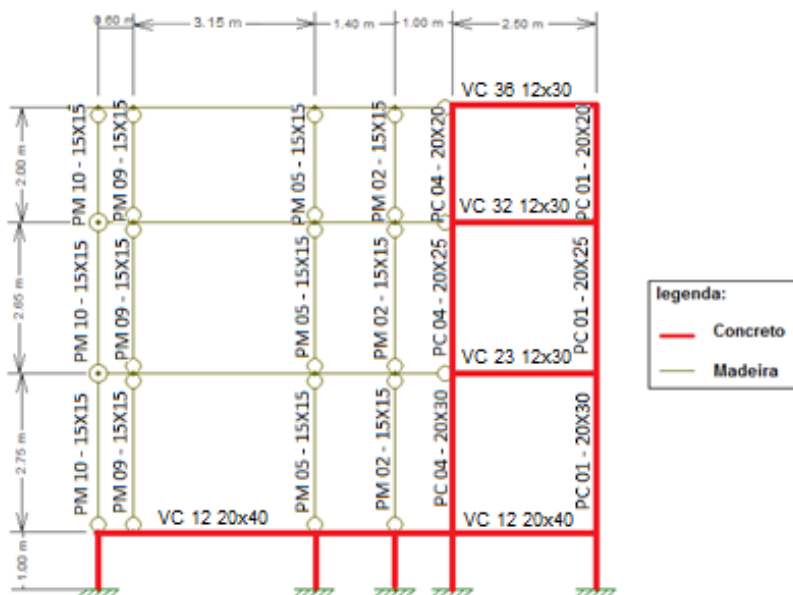


Figura 9 - Modelo estrutural do pórtico 1. Fonte: do autor



4 AÇÕES

As ações consideradas no projeto são as ações permanentes devidas ao peso próprio da estrutura e dos elementos de vedação a ela fixados, as ações variáveis devidas à ocupação da edificação e as devidas às pressões dinâmicas do vento.

As ações permanentes e as ações variáveis devidas à ocupação foram determinadas a partir da norma NBR 6120:1980 e de catálogos técnicos dos fabricantes de produtos.

As ações devidas à pressão dinâmica do vento foram calculadas conforme a norma NBR 6123:1988.

4.1 Ações permanentes

As ações permanentes foram estimadas baseando-se nos pesos específicos dos materiais utilizados multiplicados pela área da seção transversal de cada elemento, obtendo assim um valor de carregamento linear. Para o concreto armado, o valor da massa específica adotada foi de 2500 kg/m^3 , para a madeira de angelim pedra o valor foi 1170 kg/m^3 , nesse caso a NBR7190:1997 ainda recomenda um acréscimo de 10% desse valor. As paredes de alvenaria serão feitas com tijolo furado de 12 cm, com reboco de 1,5 cm e apresentam carregamento de $2,5 \text{ kN/m}^2$ e as de madeira $0,5 \text{ kN/m}^2$ e $1,0 \text{ kN/m}^2$ será o valor da carga do revestimento sobre as lajes.

4.2 Ações variáveis devidas ao uso

De acordo com a NBR6120:1980, o valor mínimo de carga vertical para dormitórios, sala, cozinha e banheiro em edifícios residenciais é de $1,5 \text{ kN/m}^2$, para a área de serviço é $2,0 \text{ kN/m}^2$ e para a cobertura sem acesso de pessoas, $0,5 \text{ kN/m}^2$

4.3 Pressão dinâmica do vento

O local de inserção da obra, Florianópolis, caracteriza-se por ter a velocidade básica do vento de 44,0 m/s, conforme ilustrado pela Figura 11, da NBR6123: 1988.

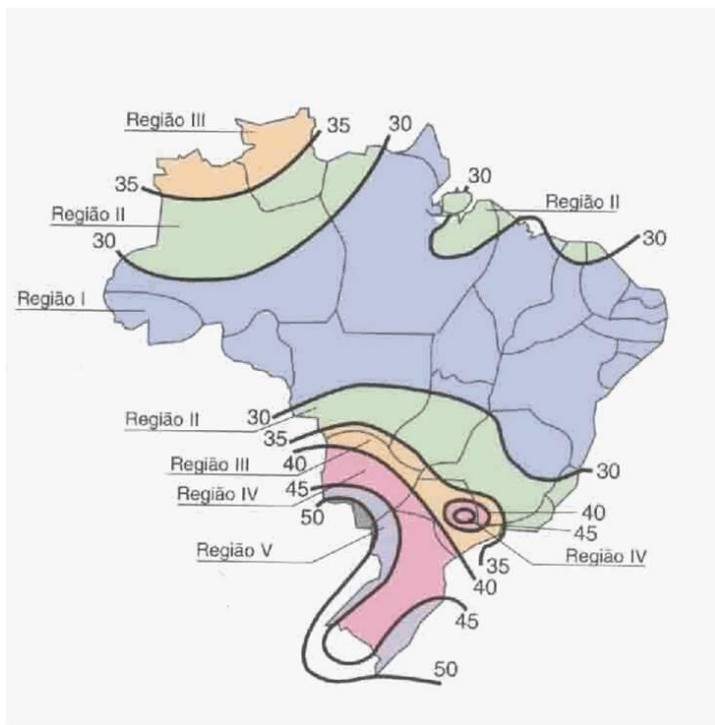


Figura 11 - Mapa de isopletas. Fonte:

<http://blogdopetcivil.com/2010/11/30/a-acao-do-vento-em-edificacoes-parte-1/>

A velocidade característica do vento de 37,84 m/s é obtida a partir da multiplicação da velocidade básica pelos fatores topográficos (Terreno plano: 1,0), fator de rugosidade do terreno (Subúrbio de cidade com altura da edificação 7,15 m: 0,86) e fator estático (Residência: 1,0).

A pressão dinâmica é obtida através a equação:

$$q = 0,613 \times V k^2 = 0,613 \times 37,84^2 = 877,73 \text{ N/m}^2$$

Para a obtenção dos coeficientes de pressão e de forma para as paredes, foi considerada a forma retangular da edificação com dimensões 790 cm x 895 cm com altura da cumeeira de 715 cm.

Na Tabela 4 da NBR6123: 1988 observa-se que tanto no caso do vento de 0° e de 90°, a face em que recebe o barlavento apresentará uma sobrepressão com um coeficiente 0,7 e a de sotavento, uma sucção em 0,5. As faces laterais estão submetidas à sucção com valores variando de 0,9 a 0,5.

As mesmas considerações foram feitas para determinar os coeficientes de pressão e de forma do telhado.

Para a situação mais crítica, onde o ângulo do telhado é 22°, o coeficiente de sobrepressão é de 1,5 no beiral e 0,7 no restante do telhado. Esses coeficientes serão utilizados para dimensionar e detalhar os elementos isolados e suas ligações. Na Figura 12 é apresentado um esquema indicando os coeficientes mais desfavoráveis de sobrepressão e de sucção na estrutura devidos as pressões internas e externas.

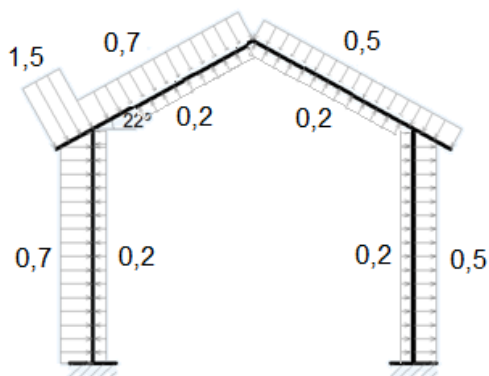


Figura 12 - Esquema de coeficientes de pressão e forma do vento. Fonte: do autor

Na Figura 12 pode ser observado que o coeficiente de pressão interna será desfavorável a estrutura nos casos em que houver sucção pelo vento e favorável nos casos de sobrepressão. Sendo assim, só será considerado no primeiro caso.

4.4 Quadro de ações

No Quadro 3 é apresentado um resumo dos carregamentos usado no projeto estrutural da edificação mista desse trabalho.

Valores mínimos de cargas verticais		
Terraços sem acesso ao público	0,5 kN/m ²	NBR 6120/1980
Dormitórios, sala, cozinha e banheiro	1,5 kN/m ²	NBR 6120/1980
Área de serviço	2,0 kN/m ²	NBR 6120/1980
Corredores com acesso público	3,0 kN/m ²	NBR 6120/1980
Elemento isolado de cobertura	1,0 KN	NBR 6120/1980
Peso próprio dos elementos de madeira		
Angelim pedra 01 cm x 04cm	5,04 N/m	NBR 7190/1997
Angelim pedra 02 cm x 04cm	10,09 N/m	NBR 7190/1997
Angelim pedra 05 cm x 10cm	63,06 N/m	NBR 7190/1997
Angelim pedra 06 cm x 12cm	90,81 N/m	NBR 7190/1997
Angelim pedra 06 cm x 16cm	121,08 N/m	NBR 7190/1997
Angelim pedra 08 cm x 16cm	161,44 N/m	NBR 7190/1997
Angelim pedra 10 cm x 20cm	252,25 N/m	NBR 7190/1997
Peso próprio dos elementos de concreto		
Pilar 20x30cm	1,47 kN/m	Cálculo Estimativo
Viga 15x35cm	1,29 kN/m	Cálculo Estimativo
Laje 7cm	1,71 kN/m ²	Cálculo Estimativo
Demais elementos		
Telhas	539,36 N/m ²	Catálogo Fabricante
Manta Isolante	1,08 N/m ²	Catálogo Fabricante
Forro	125,13 N/m ²	Cálculo Estimativo
Parede Alvenaria	6,75 kN/m	Cálculo Estimativo
Parede Madeira	1,25 kN/m	Cálculo Estimativo
Assoalho	315,31 N/m ²	Cálculo Estimativo

Quadro 3 - Resumo geral das cargas

4.5 Combinação de ações

As combinações de ações determinadas através da NBR7190:1997 utilizam diferentes coeficientes, de acordo com a probabilidade de ocorrência dos carregamentos simultâneos. No estado limite último foram utilizadas as combinações últimas normais.

$$F_d = \sum \gamma_G \times F_G + \gamma_Q (F_{Q1} + \sum \psi_0 \cdot F_{Qj}), \quad (01)$$

onde F_G é o valor característico das ações permanentes, F_Q da ação variável principal e $\psi_0 \cdot F_{Qj}$ é o valor reduzido de combinação dos outros carregamentos variáveis.

Para os estados limites de utilização, foram utilizadas as combinações de longa duração.

$$F_d = \sum F_G + \sum \psi_2 \cdot F_{Qj}, \quad (02)$$

onde ψ_2 é o fator de combinação correspondente a cada uma das demais ações variáveis.

5 ANÁLISE ESTRUTURAL

Neste trabalho, a análise estrutural foi efetuada em elementos isolados e em subestruturas. A análise estrutural sobre elementos isolados consistiu na análise das ripas, caibros do telhado e vigotas do piso do primeiro pavimento. A análise de subestruturas foi feita nos pórticos planos mistos em madeira e concreto.

5.1 Análise estrutural dos elementos isolados de madeira

5.1.1 Ripas do telhado

As ripas usadas no telhado da edificação estão afastadas uma das outras de 36,45 cm e este afastamento foi definido pelo tipo de telha usado.

O comportamento estrutural das ripas do telhado segue o modelo estrutural de viga horizontal biapoiada submetida à flexão oblíqua. Elas devem ser capazes de suportar o peso das telhas, seu peso próprio e as cargas acidentais. O cálculo do momento fletor e dos esforços em cada eixo foi feito por meio das fórmulas conhecidas, dispensando a necessidade de representação gráfica dos diagramas.

No Quadro 4 são apresentados as ações atuantes nas vigas na região do beiral, onde as cargas devidas aos esforços do vento são mais elevadas e. a Figura 12 são apresentadas as direções de cada tipo de carregamento e a inclinação dos eixos principais da ripa em relação à horizontal.

Terraços sem acesso ao público	0,5 kN/m ²	182,48 N/m
Angelim pedra 02 cm x 04 cm	10,09 N/m	10,09 N/m
Telhas	539,36 N/m ²	196,85 N/m
Vento	1,31 kN/m	478,1 N/m

Quadro 4 - Cargas nas ripas do telhado

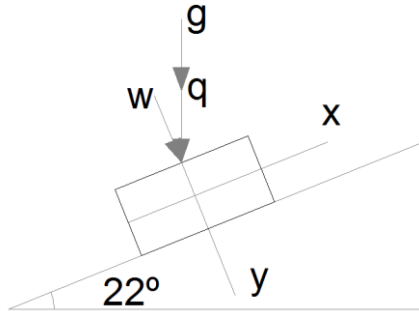


Figura 12 - Direção dos carregamentos nas ripas. Fonte: do autor

$$g_x = g \cdot \text{sen } \theta = 77,52 \text{ N/m}$$

$$g_y = g \cdot \text{cos } \theta = 191,87 \text{ N/m}$$

$$q_x = q \cdot \text{sen } \theta = 68,35 \text{ N/m}$$

$$q_y = q \cdot \text{cos } \theta = 169,19 \text{ N/m}$$

Analisando a arquitetura presente no apêndice A determinou-se o espaçamento entre os caibros em 61,7 cm. Esse será o vão entre os apoios das ripas.

$$Mg_x = \frac{g_x \cdot l^2}{8} = 3,69 \text{ N.m}$$

$$Mg_y = \frac{g_y \cdot l^2}{8} = 9,13 \text{ N.m}$$

$$Mq_x = \frac{qg_x \cdot l^2}{8} = 3,25 \text{ N.m}$$

$$Mq_y = \frac{q_y \cdot l^2}{8} = 8,05 \text{ N.m}$$

$$Mw_y = \frac{w_y \cdot l^2}{8} = 22,75 \text{ N.m}$$

$$Vg_x = \frac{g_x \cdot l}{2} = 23,91 \text{ N}$$

$$Vg_y = \frac{g_y \cdot l}{2} = 59,19 \text{ N}$$

$$Vq_x = \frac{qg_x \cdot l}{2} = 21,08 \text{ N}$$

$$Vq_y = \frac{q_y \cdot l}{2} = 52,19 \text{ N}$$

$$Vw_y = \frac{w_y \cdot l}{2} = 147,49 \text{ N}$$

5.1.2 Caibros do telhado

Para ser feita a análise estrutural dos caibros primeiro foi definida a distância entre essas peças. O caibro pode ser modelado por uma barra submetida à flexocompressão reta. O motivo do caibro não apresentar contraventamento na região central é devido ao projeto arquitetônico.

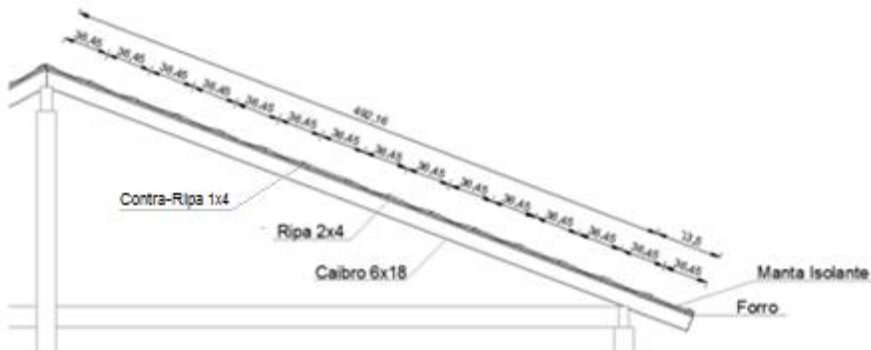


Figura 13- Corte esquemático do telhado. Fonte: do autor

No Quadro 5 são apresentadas as ações usadas para o dimensionamento dos caibros.

Terraços sem acesso ao público	0,5 kN/m ²	308,6 N/m
Elemento isolado de cobertura	1,0 kN	1000 N
Angelim pedra 08 cm x 16 cm	161,44 N/m	161,44 N/m
Angelim pedra 01 cm x 04 cm	5,04 N/m	8,43 N/m
Angelim pedra 02 cm x 04 cm	10,09 N/m	16,87 N/m
Telhas	539,36 N/m ²	332,94 N/m
Manta Isolante	1,08 N/m ²	0,67 N/m
Forro	125,13 N/m ²	77,86 N/m

Quadro 5 - Cargas nos caibros do telhado

Após a definição dos carregamentos, é possível fazer a análise estrutural do elemento obtendo assim o diagrama de esforço normal (kN), esforço cortante (kN) e momento fletor (kN.m), os quais são apresentados nas Figuras 14, 15, 16 e 17.

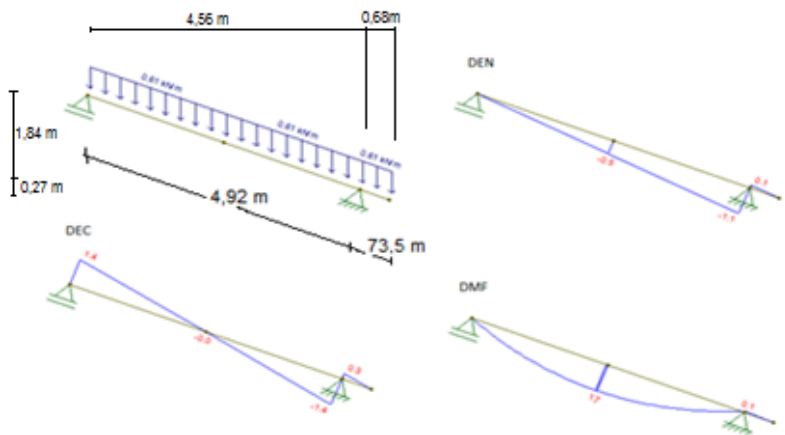


Figura 13 - Ações permanentes nos caibros do telhado e os esforços internos correspondentes. Fonte: do autor

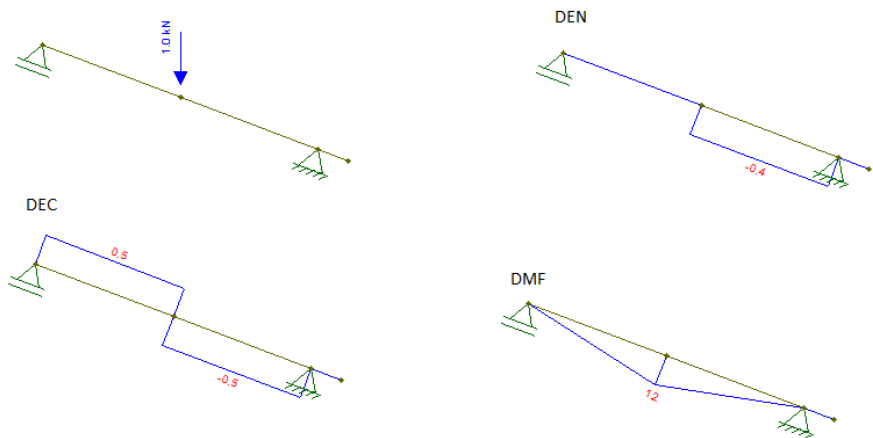


Figura 14 – Carga acidental de montagem nos caibros do telhado e os esforços internos correspondentes. Fonte: do autor

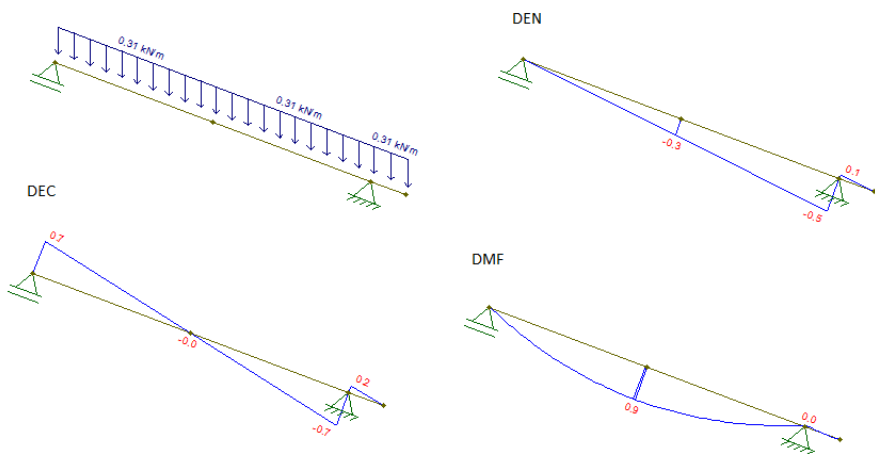


Figura 15 - Carga acidental de uso nos caibros do telhado e os esforços internos correspondentes. Fonte: do autor

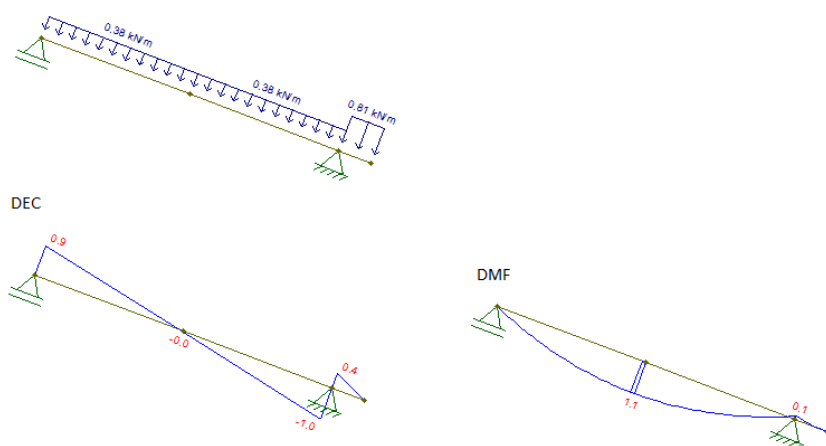


Figura 16- Ação do vento nos caibros do telhado e os esforços internos correspondentes. Fonte: do autor

5.1.3 Assoalho do primeiro pavimento

As régua do assoalho são comercializadas em peças com comprimentos múltiplos de 50 cm, por isso, para evitar desperdício desse material, o vão entre as vigotas foi adotado como sendo 50 cm entre eixos, o que permitirá a fixação da extremidade das régua do assoalho sobre as vigotas. A dimensão dessas peças é 10,0 cm x 2,5 cm. As peças serão com encaixe tipo macho-fêmea e deverão ser parafusadas às vigotas.

As régua deverão suportar além do seu peso próprio (315,31 N/m²) a carga acidental de uso de 1,5 kN/m².

Serão calculados os momentos fletores máximos e cortantes máximos para os carregamentos permanentes (g) e acidentais (q) separadamente.

$$Mg = \frac{g \cdot l^2}{8} = 0,49 \text{ N.m}$$

$$Mq = \frac{q \cdot l^2}{8} = 2,34 \text{ N.m}$$

$$Vg = \frac{g \cdot l}{2} = 3,94 \text{ N}$$

$$Vq = \frac{q \cdot l}{2} = 18,75 \text{ N}$$

5.1.4 Vigotas do primeiro pavimento

As vigotas possuem dimensão 6 cm x 16 cm. No Quadro 6 são apresentados cada carregamento sendo descarregado nos caibros.

Dormitórios, sala, cozinha e banheiro	1,5 kN/m ²	750,00 N/m
Angelim pedra 6 cm x 16 cm	161,44 N/m	161,44 N/m
Assoalho	315,31 N/m ²	157,66 N/m
Revestimento	980,00 N/m	490,00 N/m
Forro	125,13 N/m ²	63,06 N/m

Quadro 6 - Cargas nos caibros do primeiro pavimento

Da mesma forma que as ripas, os caibros do primeiro pavimento seguem o modelo de viga horizontal biapoiada submetida à flexão simples reta. Seguem cálculos de momento fletor e esforço cortante máximo.

$$Mg = \frac{g \cdot l^2}{8} = 981,18 \text{ N} \cdot m$$

$$Mq = \frac{q \cdot l^2}{8} = 843,75 \text{ N} \cdot m$$

$$Vg = \frac{g \cdot l}{2} = 1308,24 \text{ N}$$

$$Vq = \frac{q \cdot l}{2} = 1125,00 \text{ N}$$

5.1.5 Escada

A escada será executada com degraus isolados com dimensão 30 cm x 4 cm sustentados por vigas de dimensão 5 cm x 15 cm, que são suportadas por pilares de dimensão 6 cm x 12 cm formando três pórticos o qual o mais crítico é apresentado na Figura 19. Além do peso próprio esse elementos devem resistir às cargas mínimas verticais impostas pela NBR6120:1980. Sendo assim é possível determinar o diagrama de esforço cortante (kN), esforço normal (kN) e momento fletor (kN.m) para as situações da cargas permanentes e acidentais.

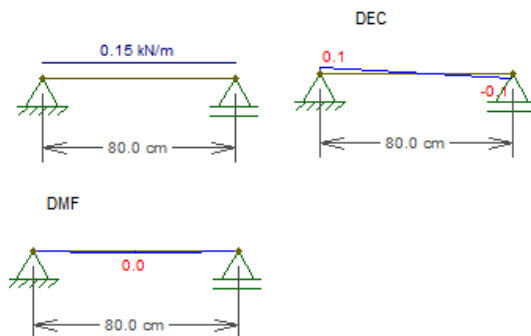


Figura 17- Carga permanente nos degraus isolados e os esforços internos correspondentes. Fonte: do autor

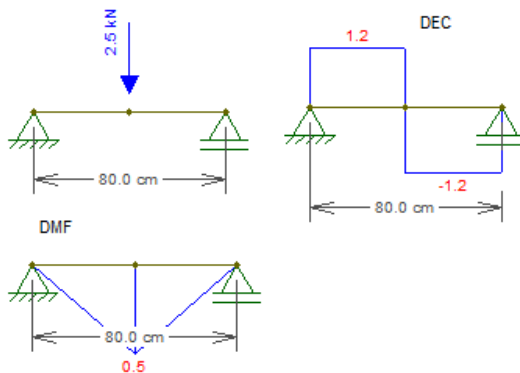


Figura 18 - Carga acidental de uso nos degraus isolados e os esforços internos correspondentes. Fonte: do autor

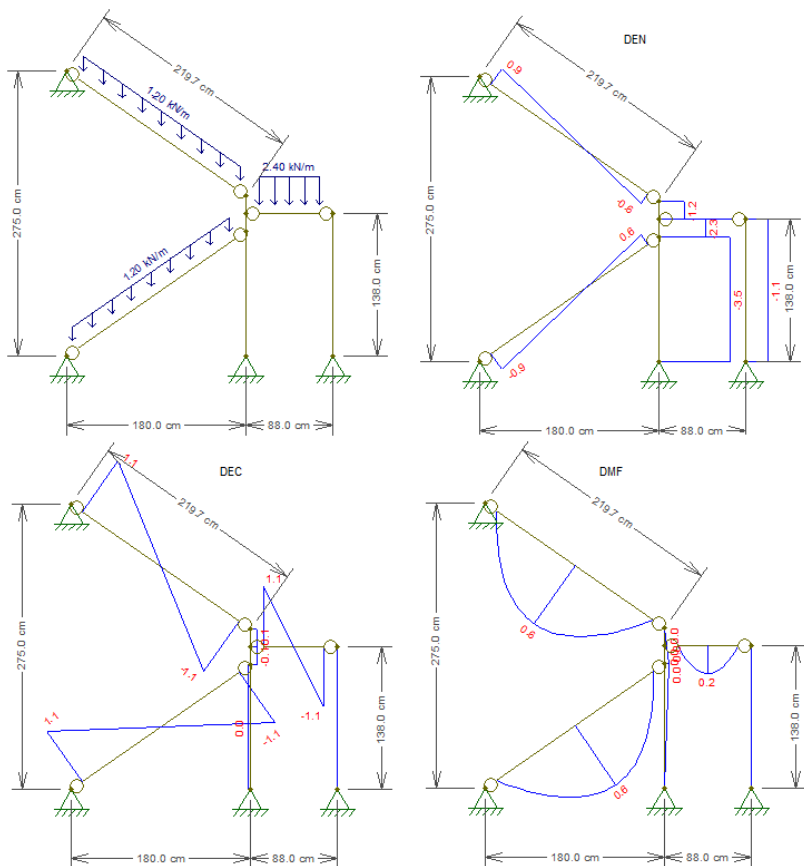


Figura 20- Carga acidental de uso no pórtico mais solicitado da escada e os esforços internos correspondentes. Fonte: do autor

5.2 Análise estrutural dos elementos isolados de concreto

5.2.1 Vigas de concreto

As vigas de concreto armado que constituem o pórtico possuem dimensão 12 cm x 30 cm. As cargas presente nas vigas são: Peso próprio, reação da laje nas quais já estão incluídas as cargas acidentais e a vedação, que pode ser de alvenaria ou de madeira dependendo do caso.

Na Figura 17 está representados os diagramas de esforços da viga VC19 que será dimensionada detalhadamente no item 6.5.2 deste trabalho.

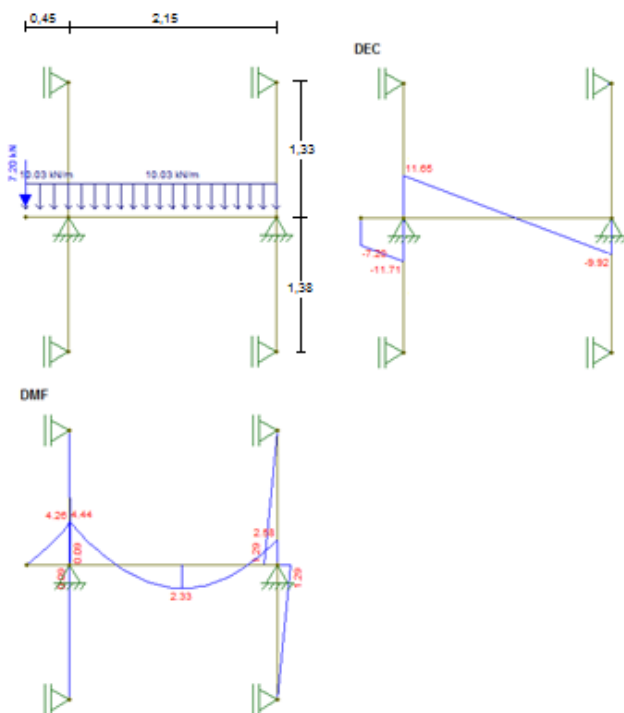


Figura 21 – Ações e os respectivos esforços internos na viga VC19. Fonte: do autor

5.3 Análise estrutural dos pórticos mistos

Nessa seção será apresentada a análise estrutural dos pórticos mistos em concreto e madeira. O módulo de elasticidade usada para o angelim pedra foi 7512,2 MPa e para o concreto foi 21287 MPa.

5.3.1 Pórtico 1

O pórtico misto é constituído por 3 níveis de vigas e quarto linhas de pilares, cujas dimensões são indicadas na Figura 18, enquanto às ações acidentais estão nas Figuras 22 e 26.

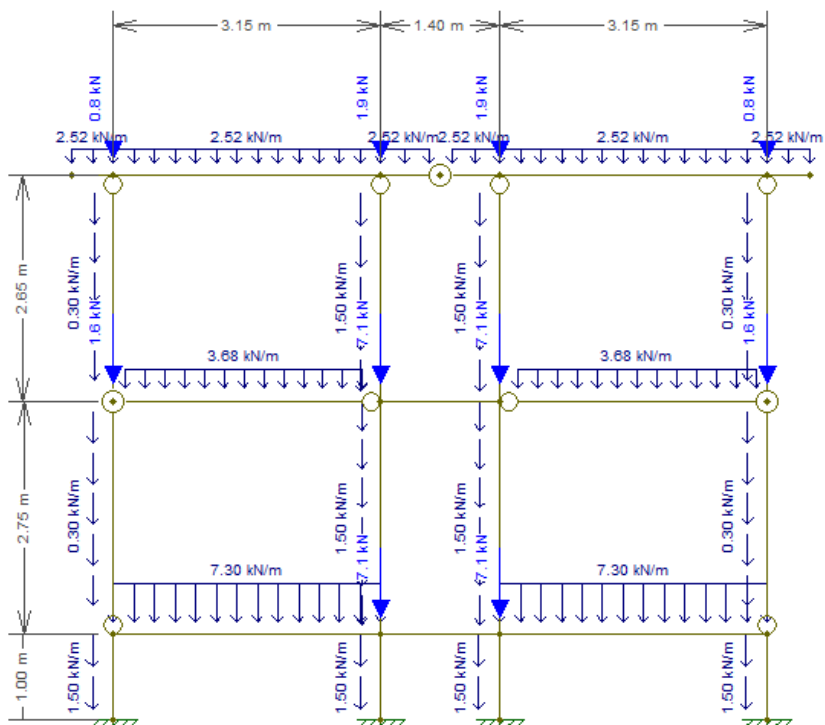


Figura 22 - Ações permanentes no pórtico 1. Fonte: do autor

Conhecendo todas as cargas atuantes no pórtico é possível traçar os diversos diagramas de esforços cortantes (kN), esforços normais (kN) e momentos fletores (kN.m) para as ações permanentes conforme Figuras 18 e 19.

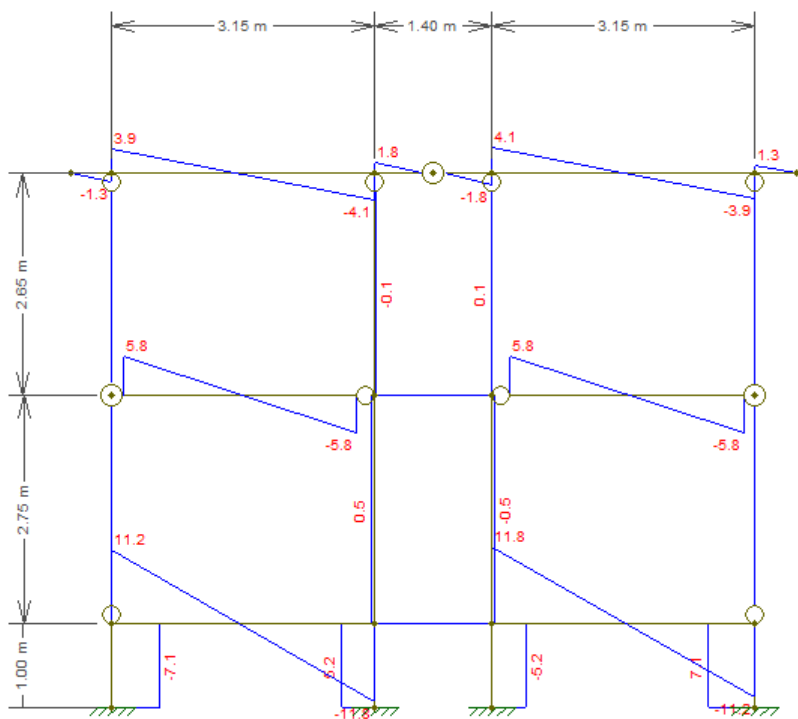


Figura 23 - Esforços cortantes devido às cargas permanentes. Fonte: do autor

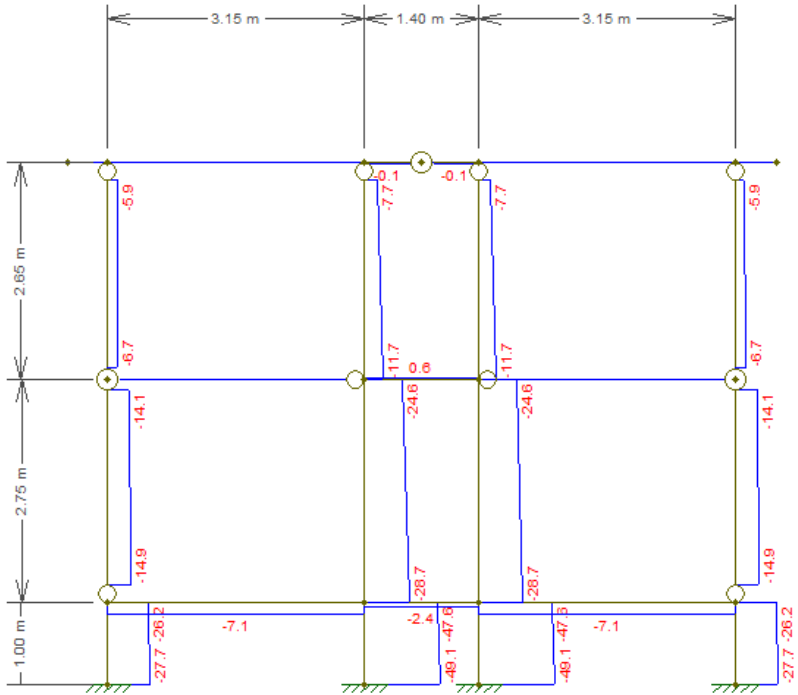


Figura 24 - Esforços normais devido às cargas permanentes. Fonte: do autor

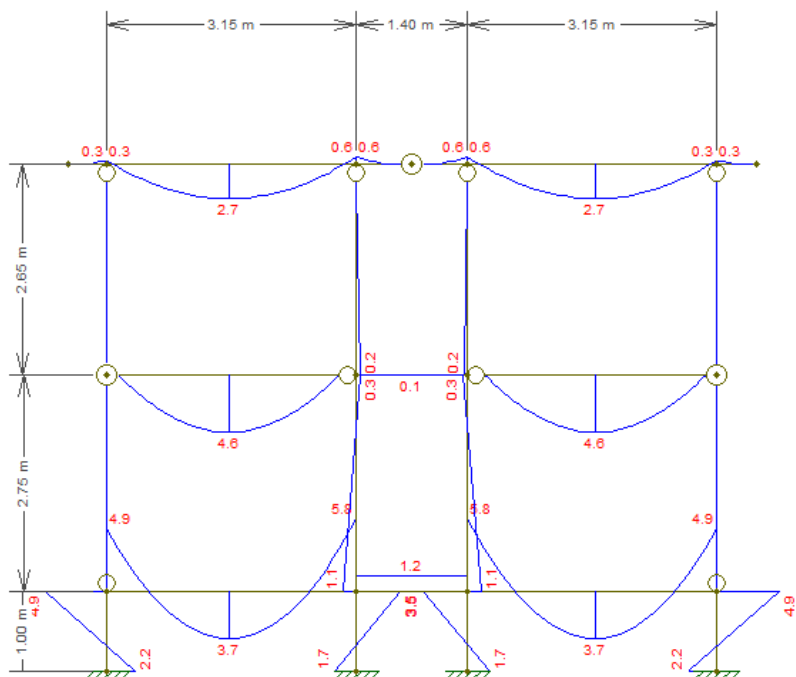


Figura 25 - Momentos fletores devido às cargas permanentes. Fonte: do autor

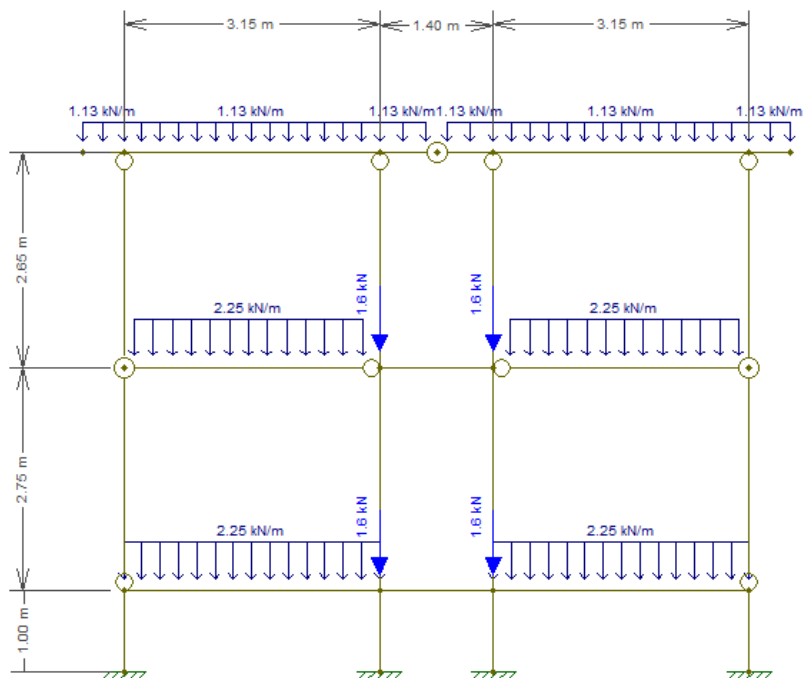


Figura 26 - Cargas acidentais no pórtico 1. Fonte: do autor

Conhecendo todas as cargas atuantes no pórtico é possível traçar os diversos diagramas de esforços cortantes (kN), esforços normais (kN) e momentos fletores (kN.m) para as ações acidentais conforme Figuras 22 e 23.

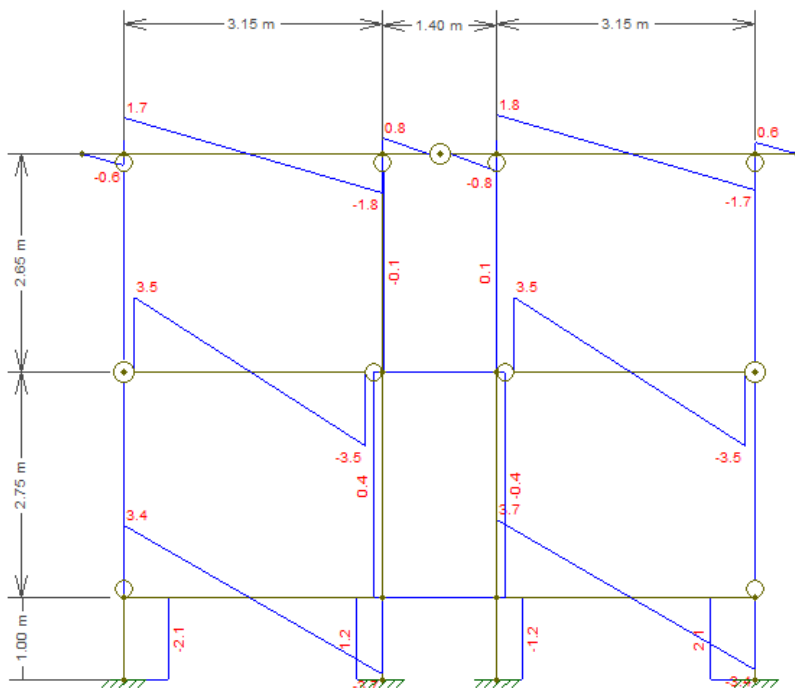


Figura 27 - Esforços cortantes devido às cargas acidentais. Fonte: do autor

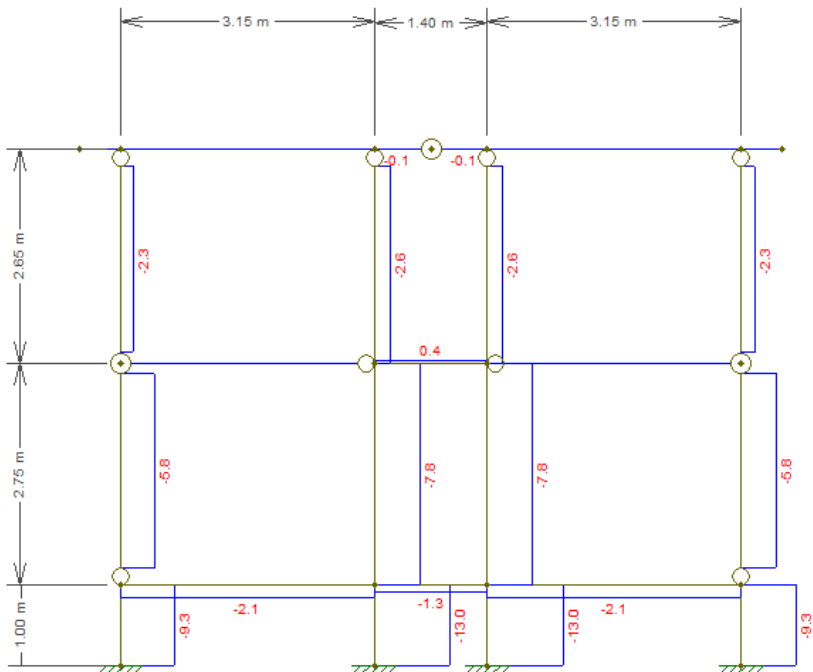


Figura 28 - Esforços normais devido às cargas acidentais. Fonte: do autor

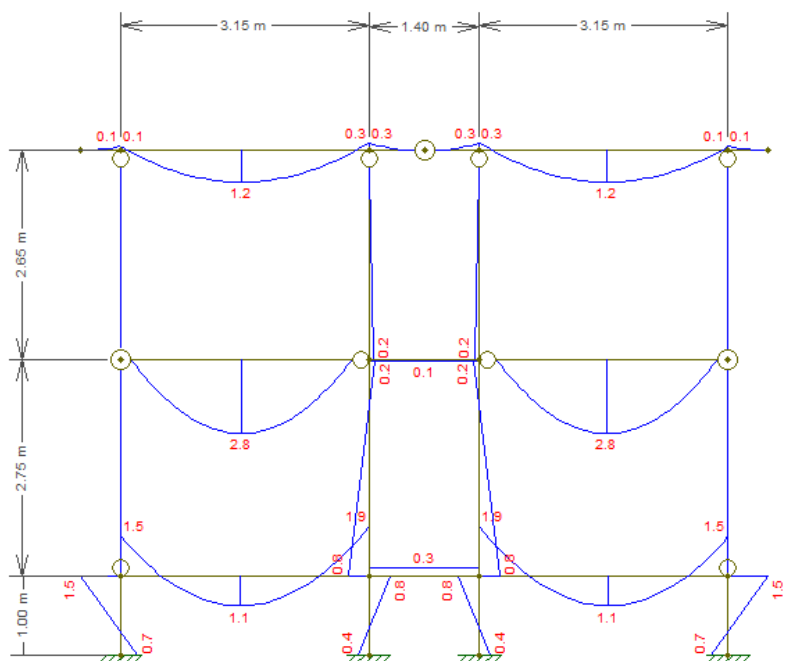


Figura 29 - Momentos fletores devido às cargas acidentais. Fonte: do autor

Como o pórtico é simétrico, é dispensável a análise dos ventos atuando nas duas direções.

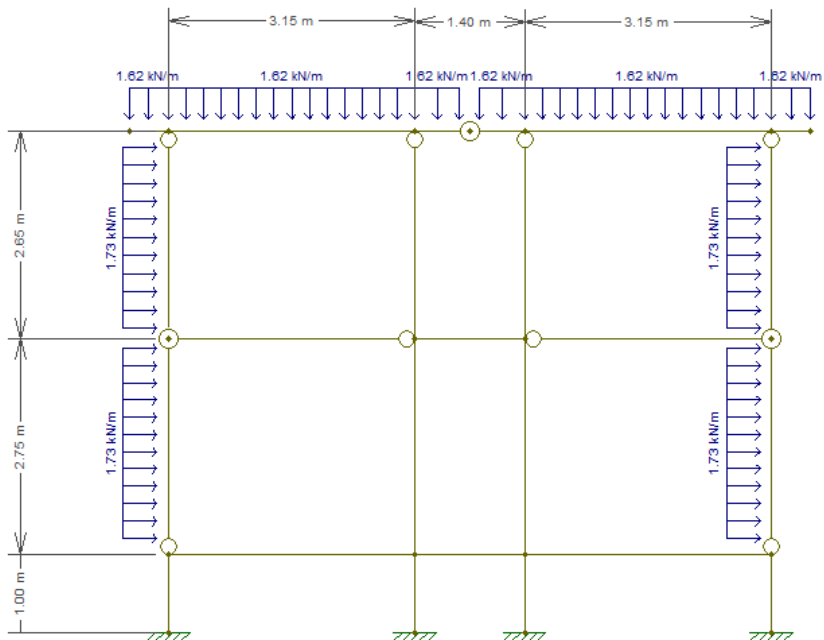


Figura 30 - Cargas devidas aos esforços do vento no pórtico 1. Fonte: do autor

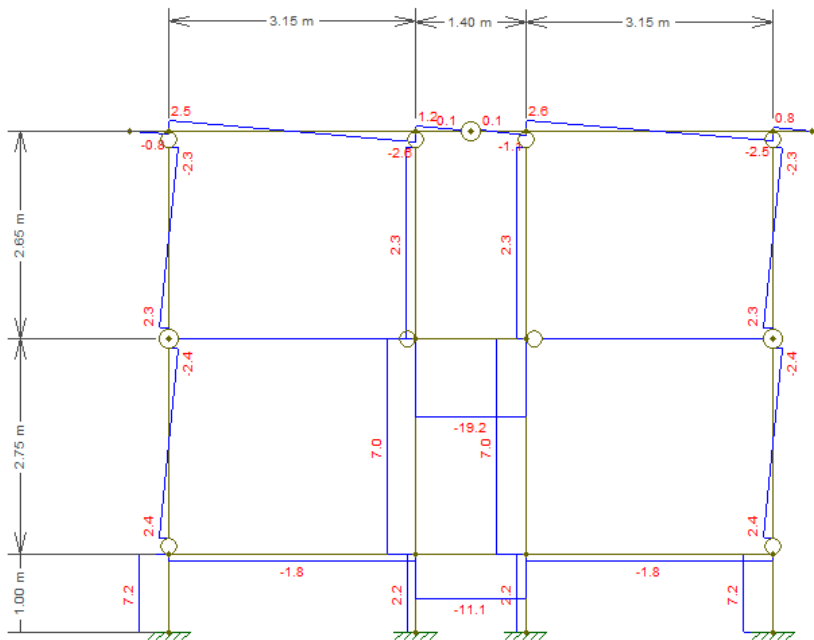


Figura 31 - Esforços cortantes devido às cargas de vento. Fonte: do autor

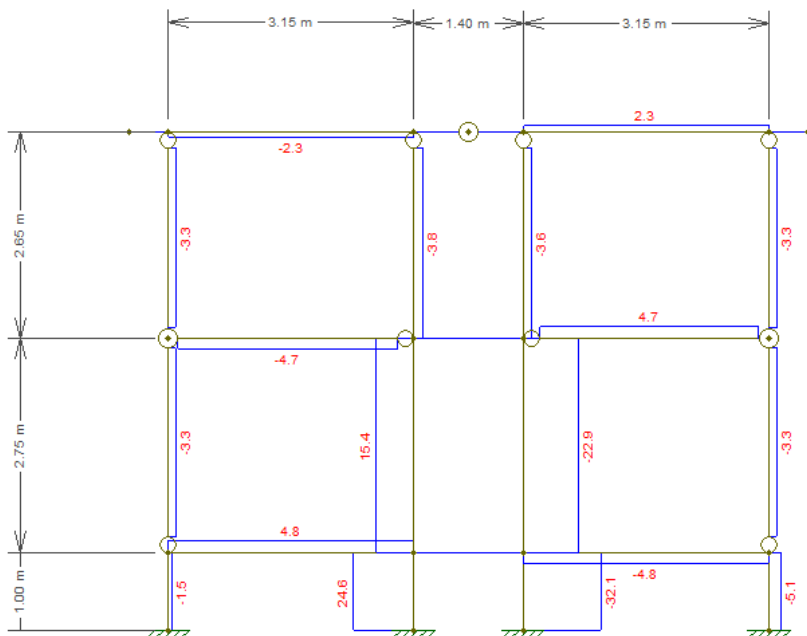


Figura 32 - Esforços normais devido às cargas de vento. Fonte: do autor

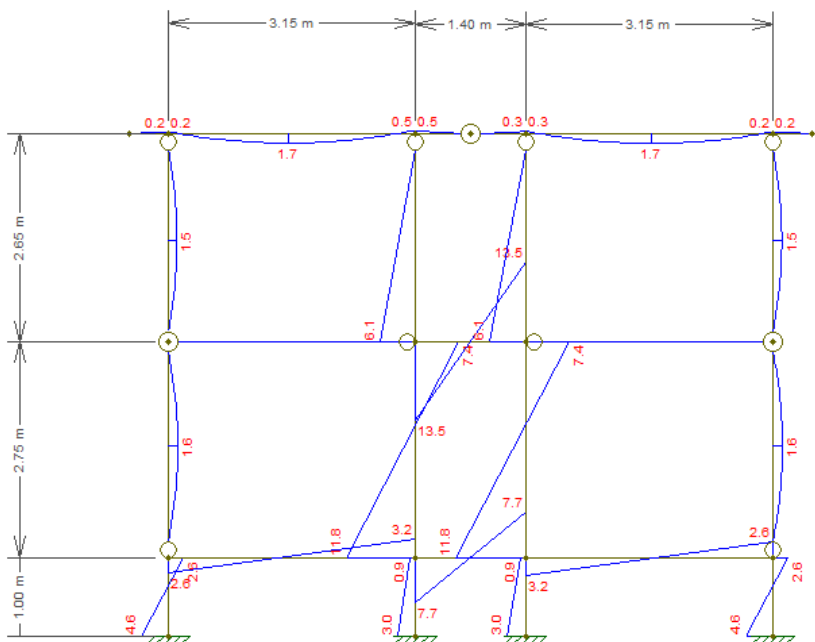


Figura 33 - Momentos fletores devido às cargas de vento. Fonte: do autor

6 DIMENSIONAMENTO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS

6.1 Critérios de dimensionamento

Nesta seção serão apresentados os critérios de dimensionamento dos elementos estruturais em madeira e em concreto e as ligações dos elementos estruturais. Os elementos estruturais em madeira serão dimensionados conforme a norma NBR7190:1997, os elementos de concreto armado serão dimensionados conforme a norma NBR 6118:2003 e os elementos metálicos das ligações serão dimensionados conforme a norma NBR 8800:2008.

6.1.1 Elementos em madeira

A norma NBR7190:1997 determina que no estado limite último, as tensões normais atuantes nas barras tracionadas de madeira devem atender a condição especificada na Eq.(03):

$$\sigma_{td} = N_d/A_w \leq f_{t,d}, \quad (03)$$

onde σ_{td} é a tensão solicitante de cálculo do esforço de tração, N_d é o esforço normal de cálculo, A_w é a área da seção transversal e $f_{t,d}$ é a resistência de cálculo à tração.

O dimensionamento das peças comprimidas depende do índice de esbeltez (λ). No caso de peças curtas ($\lambda \leq 40$), no estado limite último as tensões normais atuantes nas barras tracionadas de madeira devem atender a condição especificada na Eq.(04)

$$\sigma_{cd} = N_d/A_w \leq f_{c,d}, \quad (04)$$

onde σ_{cd} é a tensão solicitante de cálculo do esforço de compressão, e $f_{c,d}$ é a resistência de cálculo à compressão.

Nas peças semi-esbeltas ($40 < \lambda \leq 80$) é necessário fazer a verificação no estado limite último considerando as condições apresentadas pela Eq. (05):

$$\sigma_{cd}/f_{c0,d} + \sigma_{Md}/f_{co,d} \leq 1,0, \quad (05)$$

onde σ_{Md} é o valor de cálculo da tensão de compressão devida ao momento fletor M_d , calculado pela excentricidade e_d prescrita pela norma.

Paras as peças esbeltas ($80 < \lambda \leq 140$) é válida a Eq. (05). Porém, nesse caso, o momento M_d é expresso por:

$$M_d = N_d \cdot e_{1,ef}(N_E/N_E - N_d), \quad (06)$$

onde e_1 é o valor da excentricidade efetiva de primeira ordem e N_E é a força crítica de Euler.

No dimensionamento à flexão simples reta a condição a ser obedecida é

$$\sigma_{Md}/f_{wd} \leq 1,0, \quad (07)$$

onde f_{wd} é a resistência de cálculo de acordo com a borda analisada podendo ser tração ou compressão e σ_{Md} é a tensão devida à flexão simples que é calculada pela Eq. (08):

$$\sigma_{Md} = M_d \cdot y_t/I, \quad (08)$$

onde y_t é a distância do centro de gravidade da seção até a fibra mais externa e I é o valor do momento de inércia.

Para a verificação ao cisalhamento em seções retangulares tem-se:

$$\tau_d = 3 \cdot V_d / 2 \cdot A_w, \quad (09)$$

sendo τ_d a tensão solicitante de cisalhamento e V_d é o esforço cortante de cálculo.

Para a verificação à flexo-compressão utilizam-se as Eq. (10) e (11):

$$(\sigma_{Nd} / f_{c0,d})^2 + \sigma_{Md} / f_{c0,d} \leq 1,0, \quad (10)$$

$$\sigma_{Nd} / f_{c0,d} + \sigma_{Md} / f_{c0,d} \leq 1,0, \quad (11)$$

onde σ_{Nd} é a tensão solicitante de cálculo do esforço de compressão e σ_{Md} é o valor de cálculo da tensão de compressão devida ao momento fletor M_d

6.1.2 Elementos de concreto armado

6.1.2.1 Lajes

As lajes são calculadas por meio de tabelas baseadas no processo das áreas que fornecem coeficientes adimensionais a partir das condições de apoio e da relação $\lambda = l_y / l_x$, onde l_y e l_x são o maior e menor vão teórico, sendo v_x , v_y , v'_x , v'_y utilizados para cálculo das reações de apoio e μ_x , μ_y , μ'_x , μ'_y para o cálculo do momento fletor positivo e negativo através das equações:

$$r = v \cdot p \cdot l_x / 10, \quad (12)$$

$$m = \mu \cdot p \cdot l_x^2 / 100, \quad (13)$$

onde p é a carga total uniformemente distribuída, r são as reações de apoio e m são os momentos fletores

Com esses dados é possível estimar a posição da linha neutra.

$$x = 1/0,8 (d - \sqrt{d^2 + 2 \cdot M_d / 0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_w}) , \quad (14)$$

onde f_{cd} é a resistência de cálculo do concreto

A forma de obtenção da área de aço nesse trabalho foi dada através da equação:

$$A_{sx} = M_d / f_{yd} \cdot (d - 0,8 \cdot x / 2) , \quad (15)$$

onde f_{yd} é a resistência de cálculo de escoamento do aço.

6.1.2.2 Vigas

As vigas são calculadas de maneira semelhante, após feito o pré-dimensionamento, a linha neutra será calculada pela Eq. (14) e a área de aço pela Eq. (15).

6.1.2.3 Pilares

Como todos os pilares podem ser considerados de canto, os momentos fletores devem ser calculados levando em consideração efeitos de segunda ordem quando a esbeltez limite em um eixo for menor que o índice de esbeltez no eixo, sendo a esbeltez limite dada por:

$$\lambda_1 = 25 + 12,5 (e_1/h) / \alpha_b , \quad (16)$$

Onde e_1 é a excentricidade de primeira ordem na direção.

Com o valor do esforço normal é possível calcular a força normal adimensional.

$$v = N_d / A_c \cdot f_{cd} , \quad (17)$$

E com o valor do momento fletor em cada direção é possível calcular o coeficiente adimensional de flexão nas duas direções.

$$\mu = M_d / h \cdot A_c \cdot f_{cd} , \quad (18)$$

Assim, com os valores de μ e de v , mais a relação d'/h é obtida a taxa de armadura ω através do ábaco para flexão composta oblíqua, sendo a área de aço definida pela equação:

$$A_s = \omega \cdot A_c \cdot f_{cd} / f_{yd} , \quad (19)$$

6.1.3 Elementos de aço

A ligação entre os elementos de madeira e madeira com concreto deve ser feita de maneira que a chapa, a solda e os parafusos resistam aos esforços solicitantes, que serão dados pelas relações:

$$q_p = P / l , \quad (20)$$

onde P é a carga vertical e l o comprimento total da solda.

$$q_m = M \cdot c / I , \quad (21)$$

onde M é o momento aplicado na solda devido a carga excêntrica e I a inércia do cordão de solda em relação ao eixo ortogonal a P .

A falha poderá ocorrer na solda ou na chapa por cisalhamento, a resistência respectivamente para os casos é dado por:

$$f_{wRd} = 0,6 \cdot A_w \cdot f_u / 1,35 , \quad (22)$$

sendo A_w a multiplicação da perna de solda pelo comprimento total de solda e f_u a resistência a ruptura da chapa.

$$f_{vRd} = 0,6 \cdot A_o \cdot f_y / 1,1 , \quad (23)$$

onde A_o é a área da seção transversal da chapa.

Os elementos tracionados deverão resistir ao escoamento da seção bruta e ruptura da seção líquida, que são dadas por:

$$N_{tRd} = A_g \cdot f_y / 1,1 , \quad (24)$$

$$N_{tRd} = A_e \cdot f_u / 1,35 , \quad (25)$$

onde A_g é a área da seção bruta e A_e é a área líquida efetiva da seção transversal.

A resistência dos elementos submetidos à compressão é dada por:

$$N_{cRd} = \chi \cdot Q \cdot A_g \cdot f_y / 1,1 , \quad (26)$$

onde χ o fator de redução associado à resistência à compressão e Q é o fator de redução total associado à flambagem local.

A resistência à tração do parafuso é dada por:

$$F_{t,Rd} = A_{be} \cdot f_{ub} / 1,35 , \quad (27)$$

onde A_{be} é a área efetiva da seção transversal da chapa e f_{ub} é o valor mínimo de resistência a ruptura do parafuso à tração.

E a resistência ao cisalhamento do parafuso é dada por:

$$F_{v,Rd} = 0,4 \cdot A_b \cdot f_{ub} / 1,35 , \quad (28)$$

onde A_b é a área da seção transversal do parafuso.

6.2 Cálculo de elementos isolados em madeira

Antes de fazer a análise estrutural do pórtico é necessário dimensionar os elementos estruturais isolados que descarregam nele, são esses as ripas, os caibros do telhado e os caibros do primeiro pavimento que sustentarão o assoalho.

Nas situações duradouras, para a verificação da segurança em relação aos estados limites último consideram-se apenas as combinações últimas normais de carregamento e, para os estados limites de utilização, as combinações de longa duração ou as combinações de média duração.

Admite-se que um carregamento normal corresponda à classe de carregamento de longa duração, segundo a NBR7190:1997, item 5.2.1 e 5.3.2.

Assim, obtemos o valor do coeficiente de modificação $k_{mod}=0,45$, podendo assim obter as resistências de cálculo e módulo de elasticidade.

$f_{c0,d}$	$f_{t0,d}$	$f_{v,d}$	$E_{c0,ef}$
24,65 MPa	26,23 MPa	2,83 MPa	7512,2 MPa

Quadro 7 - Resistências de cálculo angelim pedra

6.2.1 Ripas do telhado

As ripas do telhado serão de seção 2 cm x 4 cm, estarão espaçadas entre eixo em 36,4 cm e deverão suportar o carregamento com segurança em um vão livre de 61,7 cm.

6.2.1.1 Combinação de esforços nas ripas do telhado

As combinações das ações atuantes nas ripas é definida pela Eq.(01) e são apresentadas como segue:

Momento fletor na direção x hipótese única:

$$Mdx = 1,4 \cdot 3,69 + 1,4 (3,25) = 9,71 \text{ N.m}$$

Momento fletor na direção y hipótese 1 (descartada):

$$Mdy = 1,4 \cdot 9,13 + 1,4 (8,05 + 0,5 \cdot 22,75) = 39,97 \text{ N.m}$$

Momento fletor na direção y hipótese 2:

$$Mdy = 1,4 \cdot 9,13 + 1,4 (0,75 \cdot 22,75 + 0,4 \cdot 8,05) = 41,17 \text{ N.m}$$

Esforço cortante na direção x hipótese única:

$$Vdx = 1,4 \cdot 23,91 + 1,4 (21,08) = 62,98 \text{ N}$$

Esforço cortante na direção y hipótese 1 (descartada):

$$Vdy = 1,4 \cdot 59,19 + 1,4 (52,19 + 0,5 \cdot 147,49) = 259,17 \text{ N}$$

Esforço cortante na direção y hipótese 2:

$$Vdy = 1,4 \cdot 59,19 + 1,4 (0,75 \cdot 147,49 + 0,4 \cdot 52,19) = 266,95 \text{ N}$$

6.2.1.2 Verificação das tensões de cálculo

Na tabela 2 foram apresentadas as características geométricas para a seção 2 cm x 4 cm. Os valores de tensão encontrados devem ser comparados à resistência do elemento apresentados na tabela 4.

A tensão máxima devido à flexão é calculada a partir da Eq.(08), cujos resultados devidos aos momentos M_{dx} e M_{dy} são apresentados a seguir:

$$\sigma_{Mdx} = \frac{9,71 \cdot 0,02}{1,07 \times 10^{-7}} = 1,81 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{Mdy} = \frac{41,17 \cdot 0,01}{2,67 \times 10^{-8}} = 15,42 \text{ MPa}$$

$$\frac{15,42}{24,65} + 0,5 \cdot \frac{1,81}{24,65} \leq 1,0$$

$$0,66 \leq 1,0$$

A tensão de cisalhamento de cálculo é determinada pela Eq.(09).

$$\tau_{dx} = \frac{3 \cdot 62,98}{2 \cdot 0,02 \cdot 0,04} = 0,12 \text{ MPa}$$

$$\tau_{dy} = \frac{3 \cdot 266,95}{2 \cdot 0,02 \cdot 0,04} = 0,50 \text{ MPa}$$

$$\tau_d = \sqrt{0,12^2 + 0,50^2} = 0,51 \text{ MPa} \leq 2,83 \text{ MPa} \quad \text{Conforme.}$$

6.2.1.3 Verificações de estado limite de serviço

Além dos estados limites últimos, também devem ser verificados os estados limites de serviço, para isso deverá ser feita uma nova combinação de cargas de longa duração utilizando a Eq.(02).

Como existe ligação com as telhas, que são materiais frágeis, os deslocamentos máximos são mais limitados, a NBR 7190:1997 define:

$$\delta \leq \frac{1}{350} \text{ do vão}$$

Assim, para os eixos x e y os valores de deslocamento máximo são respectivamente 0,014 cm e 0,136 cm conforme ilustrado na Figura 30 feita com o auxílio do programa Ftools:

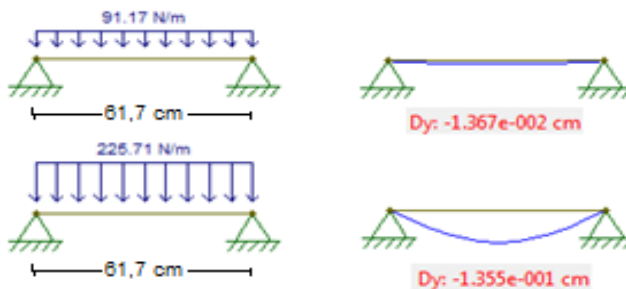


Figura 34 - Deslocamento máximo nas ripas do telhado. Fonte: do autor

$$\delta = \sqrt{0,01^2 + 0,13^2} = 0,13 \text{ cm} \leq 0,17 \text{ cm} \quad \text{Conforme.}$$

6.2.1.4 Verificações da estabilidade lateral

Para o eixo x não há valor para β_M previsto na NBR 7190:1997 uma vez que a esbeltez é tão baixa que não há qualquer risco de perda de estabilidade

No eixo y, o valor para λ_b e λ_0 são dados pelas Eq (10) e (11):

$$\lambda_b = \frac{l_b}{b} = 30,85$$

$$\lambda_0 = \frac{E_{c0,ef}}{\beta_M \cdot f_{c0,d}} = 34,63$$

Como $\lambda_b \leq \lambda_0$, não há risco de perda de estabilidade lateral.

6.2.2 Caibros do telhado

O esquema estrutural dos caibros do telhado é ilustrado pela Figura 8. Os esforços internos resultantes das ações foram apresentados nas Figuras 12 a 16, e a partir delas, pode-se desenvolver a Quadro 8, na qual são indicando os valores máximos de momento (MF), de esforço cortante (EC) e de esforço normal (EN) em cada apoio (A1 e A2) e no centro do vão (MV).

	MF			EC			EN		
	A1	MV	A2	A1	MV	A2	A1	MV	A2
g	0	1,7	-0,1	1,4	0	-1,4	0	-0,5	-1,1
q1	0	1,2	0	0,5	0	-0,5	0	-0,4	-0,4
q2	0	0,9	0	0,7	0	-0,7	0	-0,3	-0,5
w	0	1,1	-0,1	0,9	0	-1,0	0	0	0

Quadro 8 - Quadro de esforços dos caibros do telhado

6.2.2.1 Combinação de esforços nos caibros do telhado

As combinações das ações atuantes nos caibros são definidas pela Eq.(01). A seguir serão apresentadas as combinações no meio do vão e na região dos apoios.

Meio do vão:

Momento fletor hipótese 1:

$$Md = 1,4 \cdot 1,7 + 1,4 (1,2 + 0,4 \cdot 0,9 + 0,5 \cdot 1,1) = 5334 \text{ N.m}$$

Momento fletor hipótese 2 (descartada):

$$Md = 1,4 \cdot 1,7 + 1,4 (0,75 \cdot 1,1 + 0,4 \cdot 1,2 + 0,4 \cdot 0,9) = 4711 \text{ N.m}$$

Esforço cortante hipótese única:

$$Vd = 0 \text{ N}$$

Esforço normal hipótese única:

$$Nd = 1,4 \cdot 0,5 + 1,4 (0,5 + 0,4 \cdot 0,3) = 1568 \text{ N}$$

Apoio:

Momento fletor hipótese única:

$$Md = 1,4 \cdot 0,1 + 1,4 (0,1) = 280 \text{ N.m}$$

Esforço cortante hipótese 1:

$$Vd = 1,4 \cdot 1,4 + 1,4 (0,7 + 0,4 \cdot 0,5 + 0,5 \cdot 1,0) = 3920 \text{ N}$$

Esforço cortante hipótese 2 (descartada):

$$Vd = 1,4 \cdot 1,4 + 1,4 (0,75 \cdot 1,0 + 0,4 \cdot 0,7 + 0,4 \cdot 0,5) = 3682 \text{ N}$$

Esforço normal hipótese única:

$$Nd = 1,4 \cdot 1,1 + 1,4 (0,5 + 0,4 \cdot 0,4) = 2464 \text{ N}$$

6.2.2.2 Tensões de cálculo

Na Tabela 2 foram apresentadas as características geométricas para a seção 6 cm x 18 cm. Os valores de tensão encontrados devem ser confrontados com a resistência do elemento apresentados na Tabela 4.

De acordo com a Eq.(03) tem:

$$\sigma_{Nd} = \frac{2464}{0,06 \cdot 0,18} = 0,23 \text{ MPa} \leq 24,65 \text{ MPa} \quad \text{Conforme.}$$

A tensão máxima devido à flexão é calculada a partir da Eq.(08):

$$\sigma_{Md} = \frac{5334 \cdot 0,09}{2,92 \times 10^{-5}} = 16,44 \text{ MPa} \leq 24,65 \text{ MPa} \quad \text{Conforme.}$$

Para verificar a segurança quanto ao cisalhamento devemos utilizar a Eq.(09).

$$\tau_d = \frac{3 \cdot 3920}{2 \cdot 0,06 \cdot 0,18} = 0,54 \text{ MPa} \leq 2,83 \text{ MPa} \quad \text{Conforme.}$$

6.2.2.3 Verificações de estado limite de tensões normais para flexo-compressão:

Utilizando a Eq.(10) tem:

$$0,16 / 24,65 + 14,63 / 24,65 = 0,59 \leq 1,0$$

Conforme.

6.2.2.4 Verificações da estabilidade lateral

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

6.2.2.5 Verificações de estado limite de serviço

Além dos estados limites últimos, também devem ser verificados os estados limites de serviço, para isso deverá ser feita uma nova combinação de cargas utilizando a Eq.(02), como os caibros estão ligados a materiais frágeis (telhas), a deformação limite é dada por:

$$\delta \leq \frac{1}{350} \text{ do vão}$$
$$\delta \leq \frac{1}{175} \text{ do balanço}$$

Como o auxílio do programa Ftool obtém-se a Figura 35:

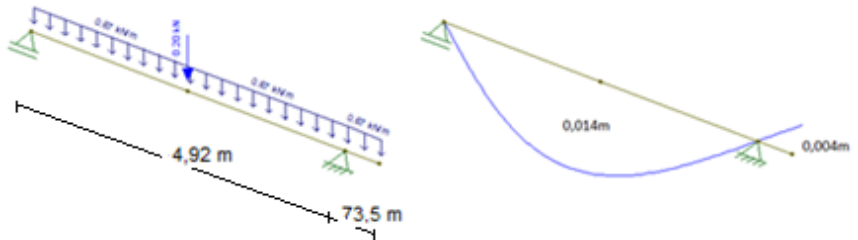


Figura 35 - Deslocamento dos caibros do telhado no ELS. Fonte: do autor

$$\delta = 1,40 \text{ cm} \leq 1,40 \text{ cm} \quad \text{Conforme.}$$
$$\delta = 0,40 \text{ cm} \leq 0,42 \text{ cm} \quad \text{Conforme}$$

6.2.3 Piso do primeiro pavimento

As régulas do assoalho possuem dimensão 10 cm x 2,5 cm, e tem um vão de 50 cm. Os esforços internos são $M_{gk} = 0,49 \text{ N.m}$, $M_{qk} = 2,34 \text{ N.m}$, $V_{gk} = 3,94 \text{ N.m}$ e $V_{qk} = 18,75 \text{ N.m}$,

6.2.3.1 Combinação de esforços no assoalho do primeiro pavimento

As combinações das ações atuantes nas régulas do assoalho é definida pela Eq.(01) e são apresentadas como segue:

Momento fletor hipótese única:

$$Md = 1,4 \cdot 0,49 + 1,4 (2,34) = 3,96 \text{ N.m}$$

Esforço cortante hipótese única:

$$Vd = 1,4 \cdot 3,94 + 1,4 (18,75) = 31,77 \text{ N.m}$$

6.2.3.2 Tensões de cálculo

A tensão normal máxima devido à flexão é calculada a partir da Eq.(08):

$$\sigma_{Md} = \frac{3,96 \cdot 0,0125}{1,30 \times 10^{-7}} = 0,38 \text{ MPa} \leq 24,65 \text{ MPa} \quad \text{Conforme.}$$

Para verificar a segurança quanto ao cisalhamento devemos utilizar a Eq.(09).

$$\tau_d = \frac{3 \cdot 31,77}{2 \cdot 0,025 \cdot 0,10} = 0,02 \text{ MPa} \leq 2,83 \text{ MPa} \quad \text{Conforme.}$$

6.2.3.3 Verificações de estado limite de serviço

Como o assoalho estão ligado a materiais frágeis (revestimento cerâmico), a deformação limite é dada por:

$$\delta \leq \frac{1}{350} \text{ do vão}$$

Como o auxílio do programa Ftool obtém-se a Figura 36:

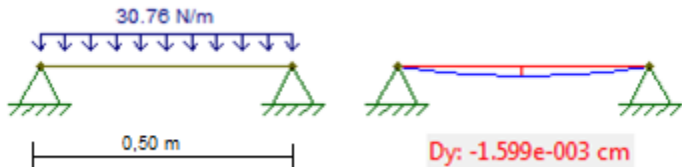


Figura 36 - Deslocamento das régua do assoalho. Fonte: do autor

$$\delta = 0,01 \text{ cm} \leq 0,14 \text{ cm} \quad \text{Conforme.}$$

6.2.3.4 Verificações da estabilidade lateral

Como as réguas possuem encaixe do tipo macho fêmea durante toda sua extensão, o elemento está seguro quanto esse critério.

6.2.4 Vigotas da estrutura do piso do primeiro pavimento

Análogo aos itens anteriores, os caibros do primeiro pavimento para uma seção 6 cm x 16 cm, deverão ser calculados conforme modelo estrutural apresentado a seguir na Figura 33.

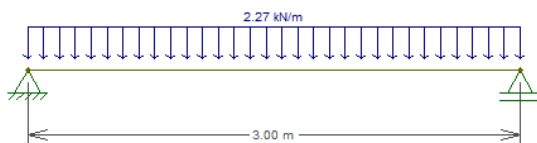


Figura 37 - Modelo estrutural dos caibros do primeiro pavimento. Fonte: do autor

6.2.4.1 Combinação de carga nos caibros do primeiro pavimento

Como todas as cargas estão uniformemente distribuídas ao longo do vão do caibro, pode-se fazer a combinação do carregamento e depois encontrar os esforços de cálculo.

Hipótese única para o carregamento:

$$Fd = 1,4 \times 872,16 + 1,4 (750,00) = 2270,98 \text{ N/m}$$

Como o vão é de 3,0 metros, para esta carga distribuída, o momento máximo na viga é 2554,85 N.m e o cortante 3436,47 N.

6.2.4.2 Tensões de cálculo

De acordo com a Eq.(08):

$$\sigma_{Md} = 9,97 \text{ MPa} \leq 24,65 \text{ MPa} \quad \text{Conforme.}$$

6.2.4.3 Tensões de cisalhamento

De acordo com a Eq.(09) temos:

$$\tau_d = 0,54 \text{ MPa} \leq 2,83 \text{ MPa} \quad \text{Conforme.}$$

6.2.4.4 Verificações de estado limite de serviço

Assim como o assoalho, esses elementos estarão ligados a materiais frágeis (revestimento cerâmico) sendo assim, também terá seu deslocamento máximo limitado por:

$$\delta \leq \frac{1}{350} \text{ do vão}$$

Como o auxílio do programa Ftool obtém-se a Figura 38:

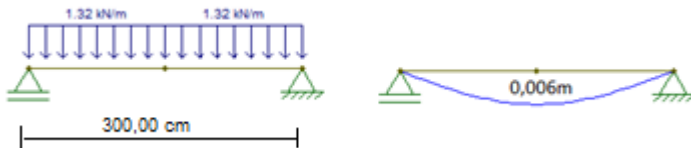


Figura 38 - Deslocamento dos caibros do 1º pavto. no ELS. Fonte: do autor

$$\delta = 0,60 \text{ cm} \leq 0,86 \text{ cm} \quad \text{Conforme.}$$

6.2.4.5 Verificações da estabilidade lateral

O assoalho exercerá uma função de contraventamento na estrutura, não permitindo assim a perda de estabilidade lateral.

6.3 Cálculo estrutural dos elementos do pórtico 01

6.3.1 Combinações de esforços do pórtico 01

A combinação de carga deve ser feita para cada elemento do pórtico similar a dos elementos isolados, com auxílio das Figuras 18 à 29, é possível fazer a combinação de cargas para o estado limite último apresentadas nas Figuras 35 à 38.

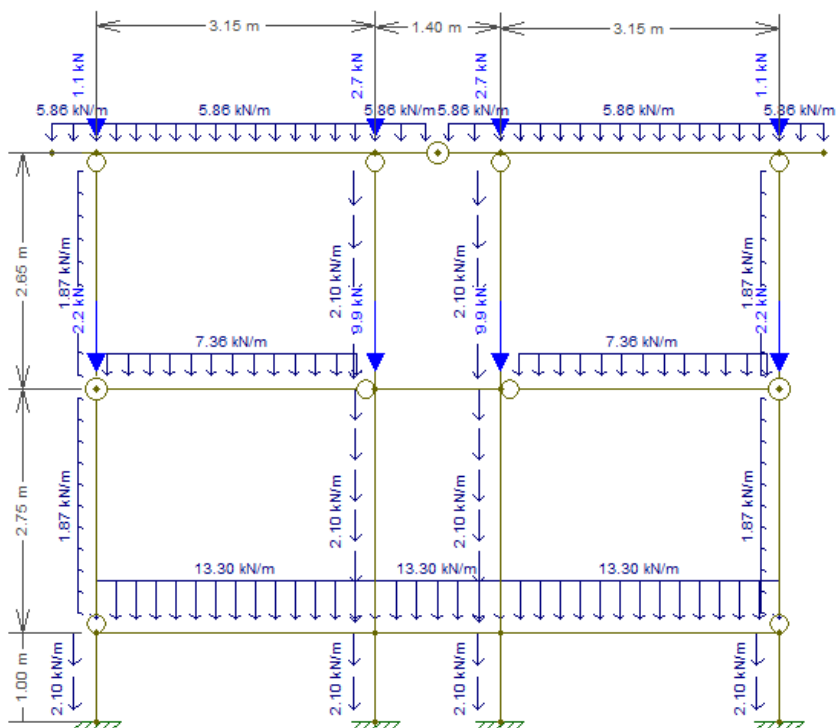


Figura 39 - Cargas combinadas no ELU no pórtico 1. Fonte: do autor

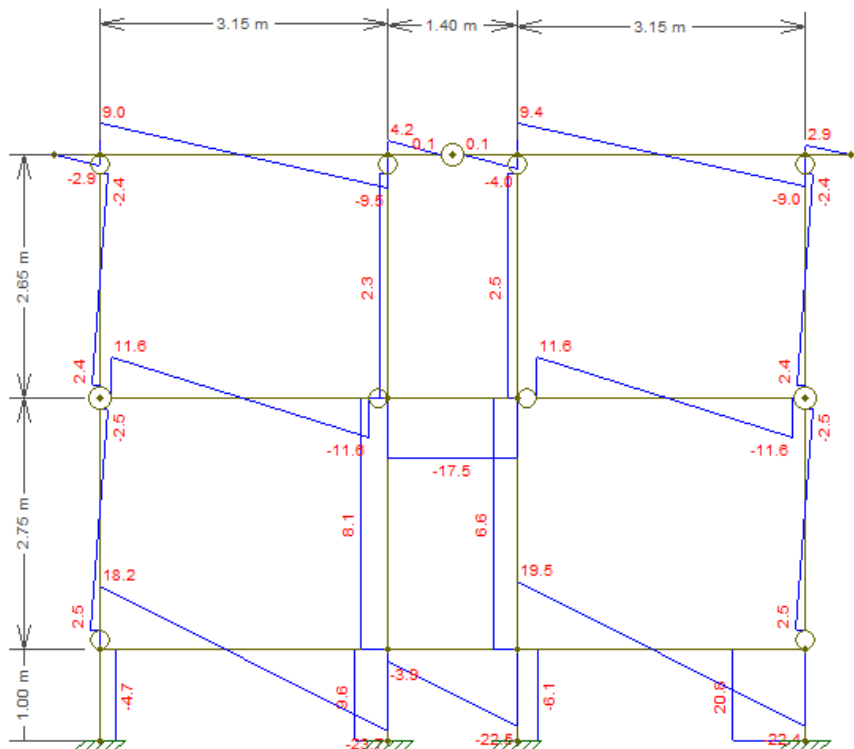


Figura 40 - Esforços cortante devidos às combinações de cargas. Fonte: do autor

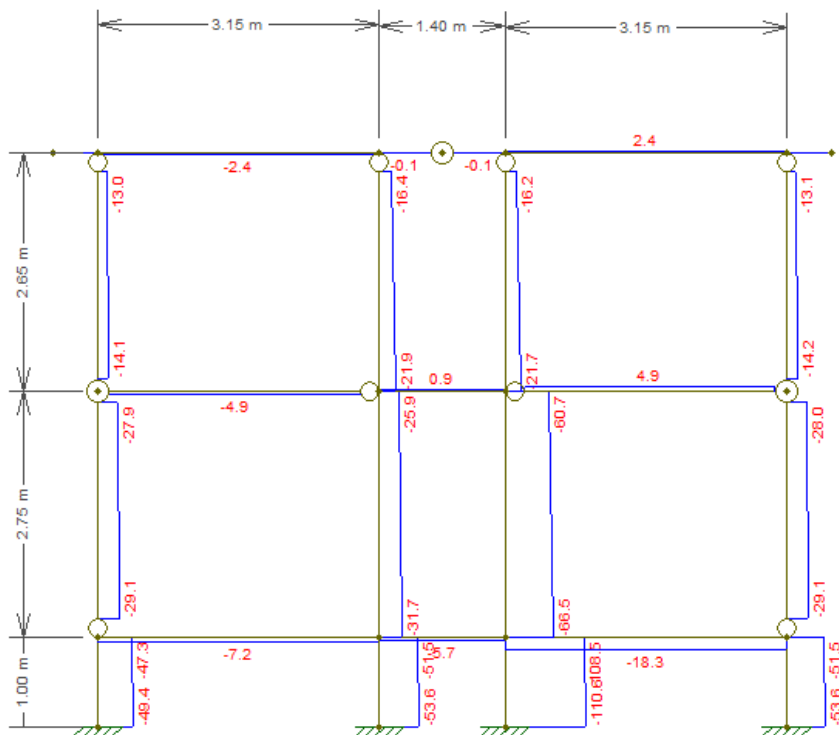


Figura 41 - Esforços normais devidos às combinações de cargas. Fonte: do autor

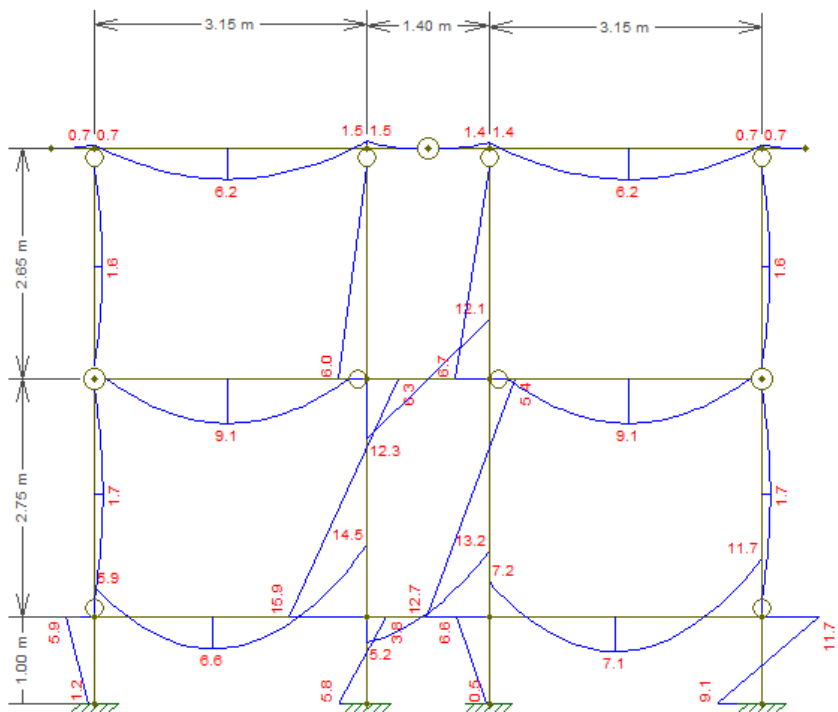


Figura 42 - Momentos fletores devidos às combinações de cargas. Fonte: do autor

6.3.2 Pré-dimensionamento dos elementos de madeira do pórtico 01

O pré-dimensionamento será feito através da verificação do estado limite de serviço. Para isso é necessário fazer uma combinação de carga de longa duração para o estado limite de utilização usando a Eq.(02) e verificar para que o deslocamento máximo não supere os limites impostos pela norma. Após diversas iterações, foram dimensionadas as vigas VM 07, VM 08 e VM 17 com seção 10x20, apresentados na Figura 39 e 40.

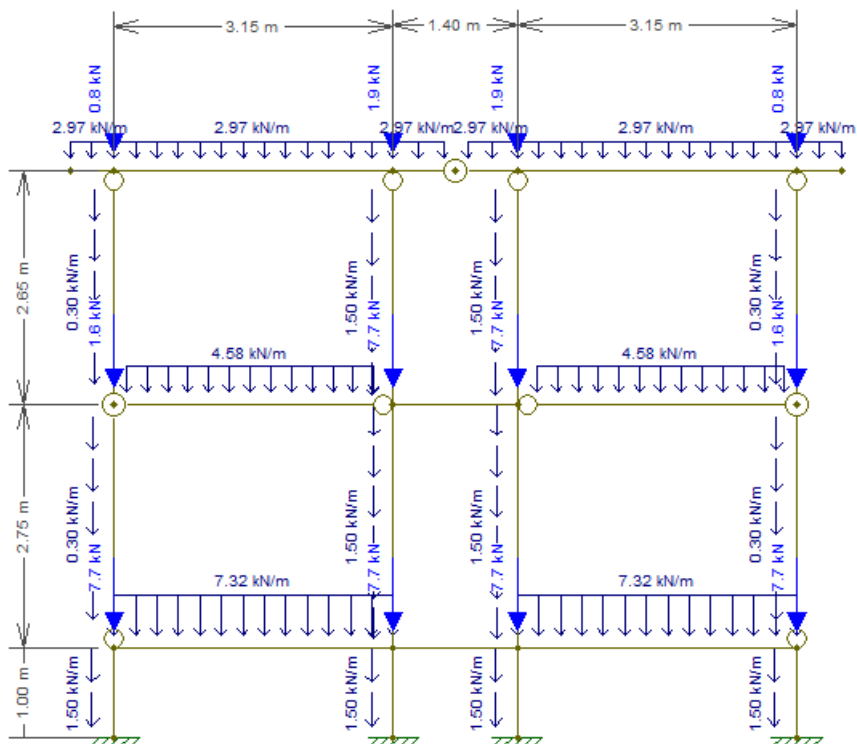


Figura 43 - Cargas combinadas no ELS no pórtico 1. Fonte: do autor

Como as vigas principais estão ligadas a materiais frágeis (revestimento cerâmico), a deformação limite é dada por:

$$\delta \leq \frac{1}{350} \text{ do vão}$$

Como o auxílio do programa Ftool obtém-se a Figura 36:

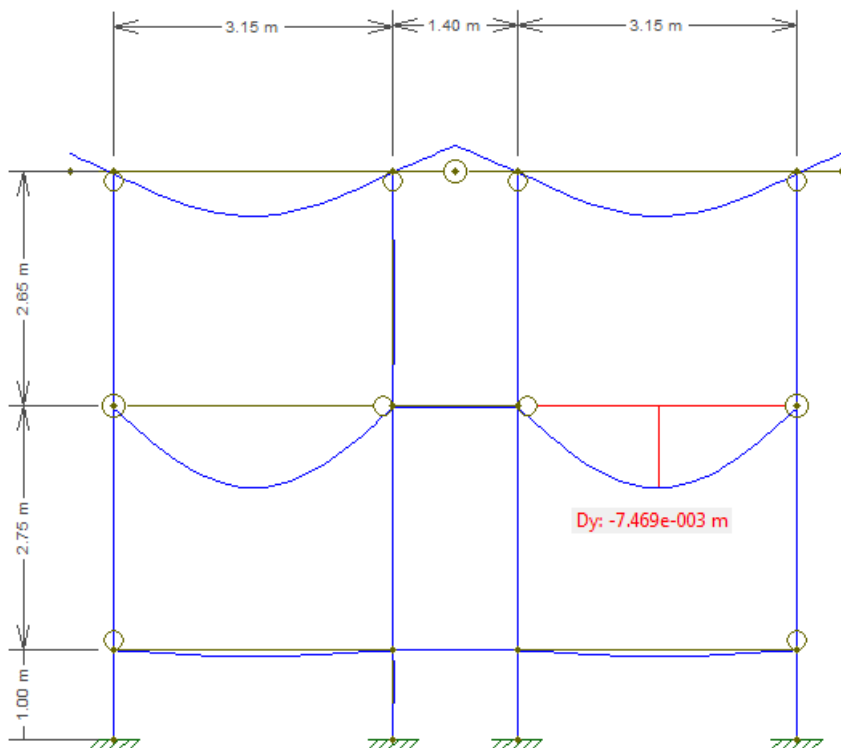


Figura 44 - Deslocamentos devido às cargas combinadas. Fonte: do autor

$$\delta = 0,74 \text{ cm} \leq 0,90 \text{ cm} \quad \text{Conforme.}$$

6.3.3 Dimensionamento dos elementos de madeira do pórtico 01

6.3.3.1 Dimensionamento das vigas de madeira

Como todas as vigas possuem as mesmas dimensões, basta conferir a mais solicitada. No Pórtico 01 será a VM07 onde o esforço cortante máximo será 11,6 kN, o esforço normal de compressão será 4,9 kN e o momento fletor máximo será 9,1 kN.m. O cálculo deve ser feito analogamente aos exemplos anteriores. Os resultados são apresentados no Quadro 9:

σ_{Nd}	0,32 MPa	≤	24,65 MPa
σ_{Md}	13,65 MPa	≤	24,65 MPa
τ_d	0,87 MPa	≤	2,83 MPa
Flexo compressão	0,56	≤	1,00
Deslocamento máximo	0,8 cm	≤	0,9 cm

Quadro 9 - Tensões na viga de madeira mais solicitada do pórtico 01

Os caibros exercerão uma função de contraventamento nas vigas sendo assim desnecessária a verificação da estabilidade lateral. Assim, temos que as vigas estão seguras de acordo com a norma.

6.3.3.2 Dimensionamento dos pilares de madeira

Inicialmente foi testado uma dimensão 10 cm x 10 cm para o pilar PM01, que é o mais solicitado do Pórtico 1, como essa alternativa não cumpria todos os quesitos de segurança a dimensão foi aumentada para 15 cm x 15 cm. O pilar está submetido à compressão de 29,1 kN e flexão de 1,7 kN devido às cargas verticais e as cargas horizontais de vento na direção x, conforme ilustrado na Figura 41.

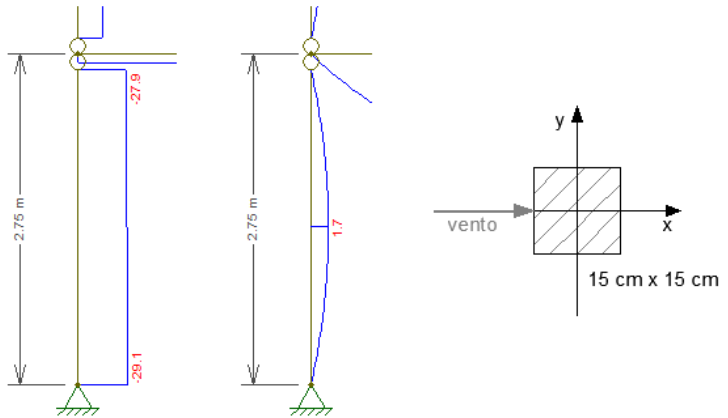


Figura 45 - Esforços atuantes no pilar mais solicitado do pórtico 01. Fonte: do autor

De acordo com a Eq.(03) foi encontrado valor:

$$\sigma_{Nd} = 1,29 \text{ MPa}$$

Devido a carga de vento, pela Equação 08 tem-se:

$$\sigma_{Md} = 5,90 \text{ MPa}$$

N a Eq.(10) pode ser verificada a resistência a flexo-compressão:

$$0,24 \leq 1,00 \quad \text{Conforme.}$$

Como o índice de esbeltez é o comprimento da peça (2,75 m) dividido pelo seu raio de giração apresentado na Tabela 2, $\lambda = 63,5$ e a peça é considerada semi-esbelta pela NBR 7190:1997, então, para verificar sua estabilidade deve satisfazer a seguinte equação, onde a resistência à compressão paralela as fibras é apresentada na Tabela 4:

$$\frac{\sigma_{Nd}}{f_{c0,d}} + \frac{\sigma_{Md}}{f_{c0,d}} \leq 1,0$$

Como a excentricidade acidental $e_a = 0,92$ cm e a excentricidade decorrente dos valores de M_d e N_d é $e_1 = 0,50$ cm, a excentricidade de primeira ordem será $e_1 = 1,42$ cm.

$$e_d = e_1(N_E/N_E - N_d)$$

Sendo N_E a força crítica de Euler expressa por:

$$N_E = \pi^2 \cdot E_{c0,ef} \cdot I/L_0^2$$

$$N_E = \pi^2 \cdot 751,22 \cdot 4218,75/275^2 = 413,60 \text{ kN}$$

$$e_d = 1,42 (413,60/413,60 - 29,1) = 1,53 \text{ cm}$$

$$M_d = N_d \cdot e_d = 0,44 \text{ kN.m}$$

Assim temos:

$$\sigma_{Md} = 1,53 \text{ MPa}$$

Na Eq.(05) entrando com os dados de σ_{Nd} calculado anteriormente e a resistência a compressão paralela às fibras apresentada na Tabela 4, podemos verificar que $0,11 \leq 1,00$, logo o elemento está seguro quanto a estabilidade.

Por uma questão arquitetônica, os outros pilares de madeira deverão obedecer à mesma seção transversal.

6.4 Dimensionamento dos elementos de madeira dos pórticos 02 e 03

Esses pórticos deverão ser dimensionados com procedimento similar ao realizado no pórtico 01. Primeiramente será feito o pré-dimensionamento analisando os deslocamentos, depois serão verificados os critérios do estado limite último nos elementos. Seguem os resultados dos elementos mais solicitados em cada um dos pórticos:

Apenas no pórtico 2 terá um elemento 5 cm x 10 cm, e será a viga VM18.

Vigas de madeira 5 cm x 10cm		
Cargas	Pórtico 02	
$g(y)$ máx	0,06 kN/m	
$q(y)$ máx	-	
$w(y)$ máx	-	
carga combinada (y)	0,09 kN/m	
$g(x)$ máx	-	
$q(x)$ máx	-	
$w(x)$ máx	2,38 kN	
carga combinada (x)	3,33 kN	
vão livre max	3,15 m	
comprimento	4,50 m	
V_d máx	0,20 kN	
N_d máx	7,80 kN	
M_d máx	0,10 kN.m	
σ_{Nd}	1,56 MPa	$\leq 24,65$ MPa
σ_{Md}	1,20 MPa	$\leq 24,65$ MPa
τ_d	0,06 MPa	$\leq 2,83$ MPa
Flexo-compressão	0,05	$\leq 1,00$
Deslocamento máximo	0,07 cm	$\leq 1,26$ cm

Quadro 10 – Verificações dos elementos 5x10 dos pórticos 02 e 03

O elemento 10 cm x 20 cm mais solicitada do pórtico 2 é a VM 21, do pórtico 3 será a VM 19.

Vigas de madeira 10cm x 20cm				
Cargas	Pórtico 02		Pórtico 03	
$g(y)$ máx	5,04 kN/m		2,52 kN/m	
$q(y)$ máx	3,45 kN/m		1,13 kN/m	
$w(y)$ máx	3,24 kN/m		1,62 kN/m	
carga combinada (y)	14,19 kN/m		6,24 kN/m	
$g(x)$ máx	-		-	
$q(x)$ máx	-		-	
$w(x)$ máx	4,86 kN		2,51 kN	
carga combinada (x)	6,80 kN		3,51 kN	
vão livre max	3,15 m		3,75 m	
comprimento	6,95 m		6,00 m	
Vd máx	22,20 kN		13,60 kN	
Nd máx	3,60 kN		4,90 kN	
Md máx	9,70 kN.m		8,90 kN.m	
σ_{Nd}	0,18 MPa	$\leq 24,65$ MPa	0,24 MPa	$\leq 24,65$ MPa
σ_{Md}	14,55 MPa	$\leq 24,65$ MPa	13,35 MPa	$\leq 24,65$ MPa
τ_d	1,67 MPa	$\leq 2,83$ MPa	1,02 MPa	$\leq 2,83$ MPa
Flexo-compressão	0,61	$\leq 1,00$	0,58	$\leq 1,00$
Deslocamento máximo	0,32 cm	$\leq 0,90$ cm	0,17 cm	$\leq 0,90$ cm

Quadro 11 – Verificações dos elementos 10x20 dos pórticos 02 e 03

O elemento 15 cm x 15 cm mais solicitada do pórtico 2 é o PM 09, do pórtico 3 será o PM11.

Pilares de madeira 15 cm x 15 cm				
Cargas	Pórtico 02		Pórtico 03	
$g(y)$ máx	29,30 kN		11,80 kN	
$q(y)$ máx	15,40 kN		2,60 kN	
$w(y)$ máx	8,80 kN		3,70 kN	
carga combinada (y)	68,70 kN		22,60 kN	
$g(x)$ máx	-		-	
$q(x)$ máx	-		-	
$w(x)$ máx	1,29 kN/m		1,29 kN/m	
carga combinada (x)	1,81 kN/m		1,81 kN/m	
vão livre max	2,75 m		2,75 m	
comprimento	2,75 m		2,75 m	
V_d máx	2,50 kN		2,50 kN	
N_d máx	68,70 kN		22,60 kN	
M_d máx	1,70 kN.m		1,70 kN.m	
σ_{Nd}	3,05 MPa	$\leq 24,65$ MPa	1,00 MPa	$\leq 24,65$ MPa
σ_{Md}	3,02 MPa	$\leq 24,65$ MPa	3,02 MPa	$\leq 24,65$ MPa
τ_d	0,17 MPa	$\leq 2,83$ MPa	0,17 MPa	$\leq 2,83$ MPa
Flexo-compressão	0,24	$\leq 1,00$	0,17	$\leq 1,00$
Deslocamento máximo	0,98 cm	$\leq 1,10$ cm	0,12 cm	$\leq 1,10$ cm

Quadro 12 – Verificações dos elementos 15x15 dos pórticos 02 e 03

6.5 Dimensionamento da escada

O dimensionamento da escada deve seguir a mesma seqüência de cálculos dos elementos anteriores. Os degraus terão seção 30 cm x 4 cm, o esforço cortante máximo é 1,8 kN e o momento fletor máximo é 0,7 kN.m, seu modelo estrutural é apresentado na Figura 41. As vigas terão seção 5 cm x 15 cm, o esforço cortante máximo é 1,9 kN, o esforço normal máximo será 1,8 kN e o momento fletor máximo é 1,0 kN.m.

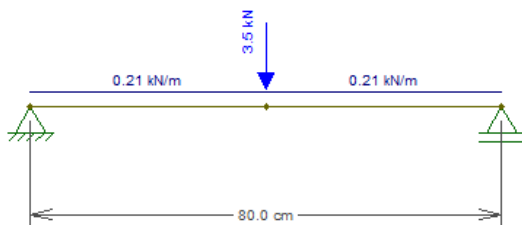


Figura 41 - Modelo estrutural dos degraus da escada. Fonte: do autor

σ_{Nd}	-	\leq	24,65 MPa
σ_{Md}	8,75 MPa	\leq	24,65 MPa
τ_d	0,23 MPa	\leq	2,83 MPa
Flexo compressão	0,36	\leq	1,00
Deslocamento máximo	0,09 cm	\leq	0,32 cm

Quadro 13- Tensões nos degraus da escada

σ_{Nd}	0,17 MPa	\leq	24,65 MPa
σ_{Md}	5,34 MPa	\leq	24,65 MPa
τ_d	0,24 MPa	\leq	2,83 MPa
Flexo compressão	0,22	\leq	1,00
Deslocamento máximo	0,11 cm	\leq	0,88 cm

Quadro 14 - Tensões nas vigas da escada

6.6 Cálculo de elementos de concreto armado

6.6.1 Dimensionamento das lajes maciças de concreto armado

Nessa seção Serpa apresentado o cálculo da lajes L13, que possui as mesmas dimensões das lajes L11, L12 e L14, e é mais solicitada.

Primeiramente é determinar-se-ão vãos livres e vãos teóricos.

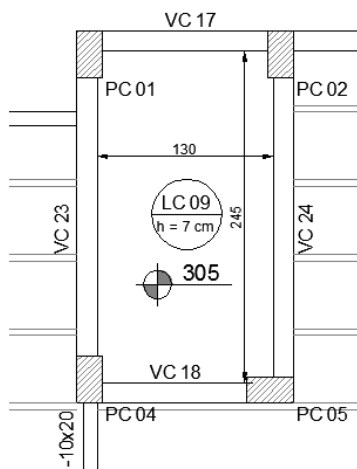


Figura 46 - Laje 10. Fonte: do autor

Como as vigas possuem espessura de 15 cm, de acordo com a NBR6118/2003 temos que os vãos teóricos são: $l_x = 130 + 15/2 + 15/2 = 145$ cm e $l_y = 245 + 15/2 + 15/2 = 260$ cm, como $\lambda = 1,80 \leq 2$ a laje deve ser armada em duas direções. Sua vinculação será de apoio sobre as vigas e deverá suportar seu peso próprio, revestimento, além do reservatório de água de 1500 litros, totalizando $6,7 \text{ kN/m}^2$ de acordo com a tabela 3. Logo temos $\mu_x = 9,16$ e $\mu_y = 3,47$ (Valores extraídos de BARES (1972) e adaptados por Pinheiro (1994)) $v_x=3,61$ e $v_y=2,50$ (Valores elaborados por Pinheiro (1994) conforme processo das áreas da NBR 6118).

As reações de apoio são calculadas a partir da Eq.(11):

$$r_x = 3,61 \frac{6,7 \cdot 1,45}{10} = 3,51 \text{ kN/m}$$

$$r_y = 2,50 \frac{6,7 \cdot 1,45}{10} = 2,43 \text{ kN/m}$$

Os momentos fletores são definidos pela Eq.(12):

$$m_x = 9,16 \frac{6,7 \cdot 1,45^2}{100} = 1,29 \text{ kNm/m}$$

$$m_y = 3,47 \frac{6,7 \cdot 1,45^2}{100} = 0,49 \text{ kNm/m}$$

O valor de M_d deve ser majorado em 40% estabelecendo assim seu valor de cálculo.

Estimando uma armadura de 6,3mm para o menor vão, como a classe de agressividade é II, temos $d = 4,185$ cm para o menor vão. A linha neutra é calculada pela Eq.(13).

$$x = 0,37 \text{ cm} \rightarrow \text{Domínio 2}$$

A área de aço é calculada pela Eq.(14).

$$A_{sx} = \frac{181}{43,48 \cdot \left(4,185 - \frac{0,8 \cdot 0,37}{2}\right)} = 1,03 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{smin} = 0,67 \cdot \frac{0,150}{100} \cdot 100 \cdot 7 = 0,70 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Para o maior vão, estimando uma armadura de 6,3 mm, $d = 3,555\text{cm}$.

$$x = 0,16 \text{ cm} \rightarrow \text{Domínio 2}$$

$$A_{sy} = \frac{69}{43,48 \cdot \left(3,555 - \frac{0,8 \cdot 0,16}{2}\right)} = 0,45 < A_{smin} = 0,7 \text{ cm}^2/m$$

$$A_{sy} = 0,7 \text{ cm}^2/m$$

As lajes L11 e L12 possuem as mesmas dimensões da L13, alterando apenas os carregamentos, que de acordo com a Tabela 03 será $4,2 \text{ kN/m}^2$.

$$rx = 2,20 \text{ kN/m}$$

$$ry = 1,53 \text{ kN/m}$$

$$mx = 0,81 \text{ kNm/m}$$

$$my = 0,31 \text{ kNm/m}$$

Para o menor vão temos:

$$x = 0,21 \text{ cm} \rightarrow \text{Domínio 2}$$

$$Asx = \frac{162}{43,48 \cdot \left(4,185 - \frac{0,8 \cdot 0,21}{2}\right)} = 0,91 \text{ cm}^2/m$$

Para o maior vão será adotada a armadura mínima, uma vez que já foi calculada dessa maneira para laje L13, que possui as mesmas dimensões e é mais solicitada.

$$Asy = 0,7 \text{ cm}^2/m$$

Para a laje L14 seguem os resultados:

$$r_x = 1,68 \text{ kN/m} \quad \text{e} \quad r_y = 1,17 \text{ kN/m}$$

$$A_{sx} = A_{sy} = 0,7 \text{ cm}^2/\text{m}$$

6.6.2 Dimensionamento das vigas de concreto armado

Na Figura 18 do item 5.2.1 deste trabalho observa-se que o Momento característico máximo positivo é 4,1 kN.m para a viga VC19, o negativo é 6,7 kN.m e o cortante máximo característico é 11,71 kN, deverão ser calculadas as armaduras positivas e negativas para resistir à esses esforços solicitantes.

Primeiramente serão calculadas as armaduras para resistir ao momento positivo. A viga possui dimensão 12 cm x 30 cm, assim, respeitando o cobrimento mínimo necessário e estimando um estribo com diâmetro de 5,0 mm e a armadura longitudinal com 6,3 mm, é encontrado um valor para $d = 16,06$ cm. A partir da Equação 13 é possível determinar a posição da linha neutra:

$$x = 1,54 \text{ cm} \rightarrow \text{Domínio 2}$$

Para determinar a área de aço para a armadura longitudinal de flexão positiva, novamente será utilizada a Eq.(14):

$$A_s = 0,52 \text{ cm}^2$$

Para a armadura longitudinal negativa, estimando um diâmetro de 8,0 mm o valor para $d = 15,89$ cm.

$$x = 2,56 \text{ cm} \rightarrow \text{Domínio 2}$$

$$A_s = 0,86 \text{ cm}^2$$

A taxa de armadura mínima é dada por:

$$A_{s,min} = \rho_{min} \cdot A_c = 0,54 \text{ cm}^2$$

A armadura transversal será executada com estribos simples (2 ramos) e verticais ($\alpha = 90^\circ$) calculada usando o modelo de cálculo I da NBR 6118:2003.

Primeiramente deve-se primeiro verificar o esmagamento da biela de concreto.

$$V_{sd} = 1,4 \cdot 11,71 = 16,39 \text{ kN}$$

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b w_w \cdot d = 133,90 \text{ kN}$$

Como $V_{sd} \leq V_{Rd2}$, não há perigo de esmagamento do concreto das bielas

A contribuição do concreto V_c é dada por:

$$V_c = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b w \cdot d = 23,73 \text{ kN}$$

A parcela de força cortante resistida pela armadura transversal é dada por $V_{sd} - V_c = -7,34 \text{ kN}$. A interpretação deste valor negativo é que o concreto é suficiente para resistir aos esforços de cisalhamento, a armadura transversal deverá ser apenas construtiva obedecendo aos valores mínimos indicados pela norma. A taxa de armadura mínima para os estribos é dada por:

$$\rho_{sw90,min} = 0,2 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{ywk}} = 0,001$$

Para determinar o espaçamento para a taxa de armadura mínima utiliza-se a Eq. (15):

$$\rho_{sw90,min} = \frac{A_{sw}}{B_w \cdot s} \rightarrow s = 32,7 \text{ cm}$$

O espaçamento mínimo entre os estribos será dado por:

$$s = 0,5 \cdot d = 13 \text{ cm}$$

Utilizando a Eq.(02) para fazer a combinação de carga para o estado limite de serviço temos a seguinte deformação:

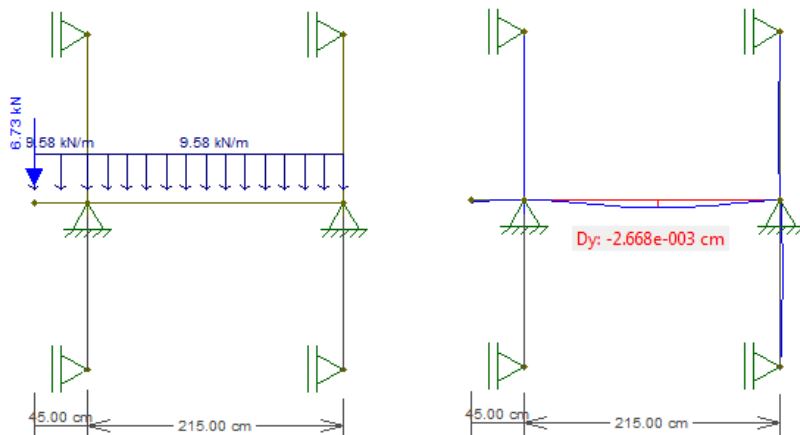


Figura 47 - Deformação na viga VC19- Modelo estrutural dos degraus da escada. Fonte: do autor

$$\delta = 0,003 \text{ cm} \leq 0,86 \text{ cm} \quad \text{Conforme.}$$

Os cálculos para as outras vigas é apresentado na Tabela 13 para os momentos positivos e na Tabela 14 para os momentos negativos. Para todos os casos foi adotado estribos com diâmetro de 5.0 mm espaçados em 13 cm.

Viga	b (cm)	h (cm)	Φ (cm)	d (cm)	x34 (cm)	Md+ (kN.m)	x (cm)	As+ (cm ²)
VC 17	12	30	0,63	26,06	16,36	5,7	1,54	0,52
VC 18	12	30	0,63	26,06	16,36	2,0	0,54	0,18
VC 19	12	30	0,63	26,06	16,36	3,3	0,87	0,29
VC 20	12	30	0,63	26,06	16,36	3,3	0,87	0,29
VC 21	12	30	0,63	26,06	16,36	4,0	1,08	0,36
VC 22	12	30	0,63	26,06	16,36	3,1	0,84	0,28
VC 23	12	30	0,80	25,97	16,31	8,8	2,41	0,81
VC 24	12	30	0,80	25,97	16,31	8,8	2,41	0,81
VC 25	12	30	0,80	25,97	16,31	9,5	2,60	0,87
VC 26	12	30	0,63	26,06	16,36	2,2	0,59	0,20
VC 27	12	30	0,63	26,06	16,36	2,2	0,59	0,20
VC 28	12	30	0,63	26,06	16,36	2,7	0,72	0,24
VC 29	12	30	0,63	26,06	16,36	2,7	0,72	0,24
VC 30	12	30	0,63	26,06	16,36	3,4	0,90	0,30
VC 31	12	30	0,63	26,06	16,36	2,0	0,53	0,18
VC 32	12	30	0,63	26,06	16,36	6,0	1,63	0,54
VC 33	12	30	0,63	26,06	16,36	6,0	1,63	0,54
VC 34	12	30	0,63	26,06	16,36	2,4	0,64	0,21
VC 35	12	30	0,63	26,06	16,36	2,4	0,64	0,21
VC 36	12	30	0,63	26,06	16,36	6,5	1,75	0,59
VC 37	12	30	0,63	26,06	16,36	6,5	1,75	0,59

Tabela 15- Dimensionamento das vigas dos pórticos para momento positivo

Viga	b (cm)	h (cm)	Φ (cm)	d (cm)	x34 (cm)	Md- (kN.m)	x (cm)	As- (cm ²)
VC 17	12	30	0,80	25,97	16,31	9,3	2,56	0,86
VC 18	12	30	0,63	26,06	16,36	2,0	0,54	0,18
VC 19	12	30	0,63	26,06	16,36	6,2	1,68	0,56
VC 20	12	30	0,63	26,06	16,36	6,2	1,68	0,56
VC 21	12	30	0,63	26,06	16,36	0,0	0,00	0,00
VC 22	12	30	0,63	26,06	16,36	3,1	0,84	0,28
VC 23	12	30	0,80	25,97	16,31	11,1	3,08	1,03
VC 24	12	30	0,80	25,97	16,31	11,1	3,08	1,03
VC 25	12	30	0,80	25,97	16,31	9,1	2,51	0,84
VC 26	12	30	0,63	26,06	16,36	2,3	0,60	0,20
VC 27	12	30	0,63	26,06	16,36	2,3	0,60	0,20
VC 28	12	30	0,80	25,97	16,31	7,3	2,00	0,67
VC 29	12	30	0,80	25,97	16,31	7,3	2,00	0,67
VC 30	12	30	0,63	26,06	16,36	0,0	0,00	0,00
VC 31	12	30	0,63	26,06	16,36	1,4	0,36	0,12
VC 32	12	30	0,80	25,97	16,31	8,5	2,34	0,78
VC 33	12	30	0,80	25,97	16,31	8,5	2,34	0,78
VC 34	12	30	0,63	26,06	16,36	1,6	0,43	0,15
VC 35	12	30	0,63	26,06	16,36	1,6	0,43	0,15
VC 36	12	30	0,63	26,06	16,36	6,1	1,65	0,55
VC 37	12	30	0,63	26,06	16,36	6,1	1,65	0,55

Tabela 16- Dimensionamento das vigas dos p3rticos para momento negativo

6.6.3 Dimensionamento dos pilares de concreto armado

Para dimensionar o pilar PC 04 20 cm x 30 cm com comprimento de 275 cm, que é o pilar mais solicitado da edificação, primeiramente devemos determinar os esforços de cálculo. A condição mais desfavorável indicada na Figura 44, onde as unidades do esforço normal é kN e do momento fletor é kN.m, o vento atua na direção y.

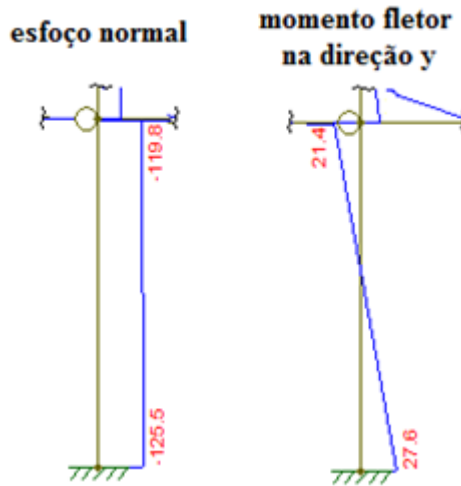


Figura 48 – Esforços de cálculo no pilar PC 04- Modelo estrutural dos degraus da escada. Fonte: do autor

Na direção x o valor do momento é 5,09 kN.m e o esforço cortante é 8,1 kN.

O valor de λ_x será 47,7 e λ_y será 31,8. O momento mínimo é determinado através da equação:

$$M_{dmín} = N_d (1,5 + 0,3 \cdot H)$$

$$M_{dmínx} = 941,25 \text{ kN.cm}$$

$$M_{dmíny} = 1317,75 \text{ kN.cm}$$

A esbeltez limite, que tem seu limite inferior e superior igual a 35 e 90 respectivamente é dada pela equação 15:

$$\lambda_{1x} = 25,4 = 35 < 47,7 \rightarrow \text{Considerar efeitos de 2ª ordem}$$

$$\lambda_{1y} = 34,04 = 35 > 31,8$$

A força normal adimensional é dada pela equação 16:

$$v = \frac{125,5}{600 \cdot 1,786} = 0,12$$

O momento de segunda ordem em x será:

$$M_{dtotx} = \alpha_b \cdot M_{d1} + N_d \frac{l_c^2}{10 \cdot r} = 941,25 + 382,69 = 1323,95 \text{ kN.cm}$$

O coeficiente adimensional da flexão é dado pela equação 17:

$$\mu_x = \frac{1323,95}{20 \cdot 600 \cdot 1,786} = 0,062$$

$$\mu_y = \frac{2760}{30 \cdot 600 \cdot 1,786} = 0,086$$

Empregando a relação $d'_x = 0,20 h_x$ e $d'_y = 0,10 h_y$ e utilizando o ábaco para flexão composta oblíqua (Pinheiro (1994)), obtém-se como resultado a taxa de armadura $\omega = 0,2$ para $v = 0,0$ e $\omega = 0,04$ para $v = 0,2$. Interpolando os valores obtemos $v = 0,1$. A armadura é:

$$A_s = \frac{\omega \cdot A_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,1 \cdot 600 \cdot 1,786}{43,48} = 2,46 \text{ cm}^2$$

Os estribos terão diâmetro de 5.0 mm e serão espaçados cada 20 cm em todos os pilares, respeitando assim a taxa de armadura mínima imposta pela NBR6118:2002.

Para os outros pilares segue dimensionamento nos Quadros 18 a 20:

Pilar	Seção	Altura	Armadura	Nd (kN)	Mdx (kN.m)	Mdy(kN.m)
P01 A	20 cm x 30 cm	275 cm	4Φ 10 mm	175,84	38,64	7,14
P02 A	20 cm x 30 cm	275 cm	4Φ 10 mm	159,45	31,12	2,56
P03 A	20 cm x 25 cm	275 cm	4Φ 10 mm	85,12	27,28	8,15
P04 A	20 cm x 30 cm	275 cm	4Φ 10 mm	175,84	38,64	7,14
P05 A	20 cm x 30 cm	275 cm	4Φ 10 mm	155,01	31,12	2,56
P06 A	20 cm x 25 cm	275 cm	4Φ 10 mm	93,12	23,65	-
P07 A	20 cm x 25 cm	275 cm	4Φ 10 mm	83,12	22,26	3,56
P08 A	20 cm x 25 cm	275 cm	4Φ 10 mm	81,2	18,13	-
P09 A	20 cm x 25 cm	275 cm	4Φ 10 mm	93,12	22,26	3,56
P10 A	20 cm x 25 cm	275 cm	4Φ 10 mm	83,12	18,13	-

Quadro 17 - Dimensionamento pilares de concreto do térreo

Pilar	Seção	Altura	Armadura	Nd (kN)	Mdx (kN.m)	Mdy(kN.m)
P01 B	20 cm x 25 cm	265 cm	4Φ 10 mm	79,34	19,45	2,02
P02 B	20 cm x 25 cm	265 cm	4Φ 10 mm	79,34	19,45	2,02
P04 B	20 cm x 25 cm	265 cm	4Φ 10 mm	73,89	15,76	1,98
P05 B	20 cm x 25 cm	265 cm	4Φ 10 mm	73,89	15,76	1,98
P06 B	20 cm x 20 cm	265 cm	4Φ 10 mm	30,66	9,38	-
P07 B	20 cm x 20 cm	265 cm	4Φ 10 mm	25,17	7,85	2,67
P09 B	20 cm x 20 cm	265 cm	4Φ 10 mm	30,66	7,85	2,67
P10 B	20 cm x 20 cm	265 cm	4Φ 10 mm	25,17	9,38	-

Quadro 18 - Dimensionamento pilares de concreto do primeiro pavimento

Pilar	Seção	Altura	Armadura	Nd (kN)	Mdx (kN.m)	Mdy(kN.m)
P01 C	20 cm x 20 cm	205 cm	4Φ 10 mm	24,54	8,43	0,58
P02 C	20 cm x 20 cm	205 cm	4Φ 10 mm	24,54	8,43	0,58
P04 C	20 cm x 20 cm	205 cm	4Φ 10 mm	22,34	5,87	0,45
P05 C	20 cm x 20 cm	205 cm	4Φ 10 mm	22,34	5,87	0,45

Quadro 19 - Dimensionamento pilares de concreto da cobertura

6.6.4 Dimensionamento das lajes do baldrame

As vigas e lajes do baldrame foram dimensionadas utilizando a mesma sequência de cálculos dos elementos do pórtico. Considerando seu peso próprio, revestimento e cargas devidas ao uso. Na Figura 41 observam-se as vinculações consideradas e na Figura 45, as áreas de aço (cm^2/m) em cada direção das lajes com altura de 7 cm.

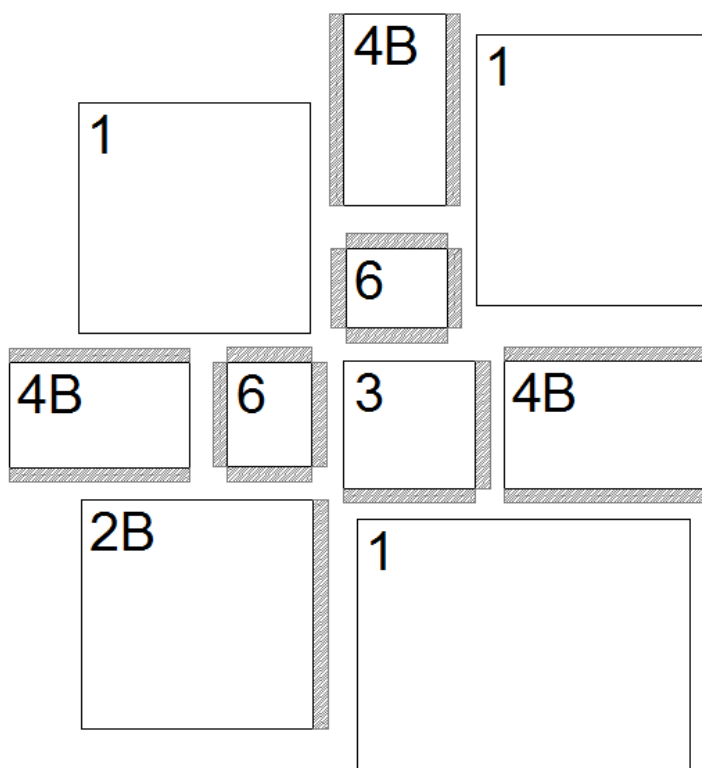


Figura 49 - Vinculações entre lajes do baldrame

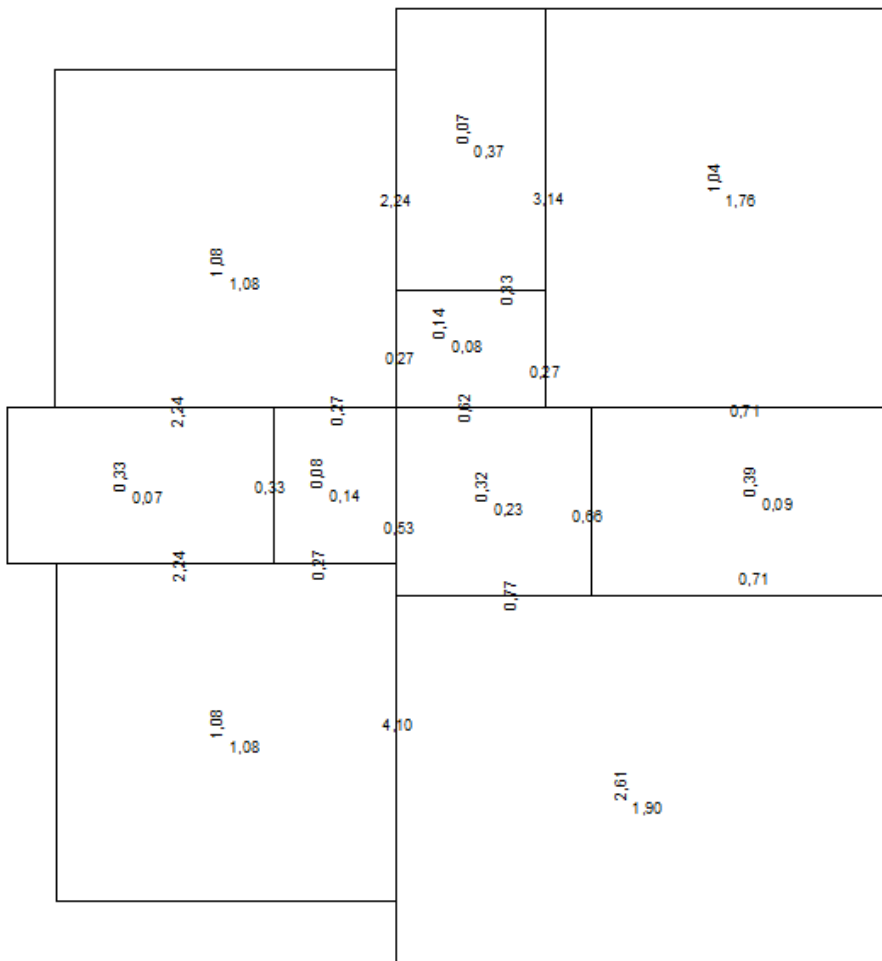


Figura 50 - Momentos positivos e negativos em cada direção

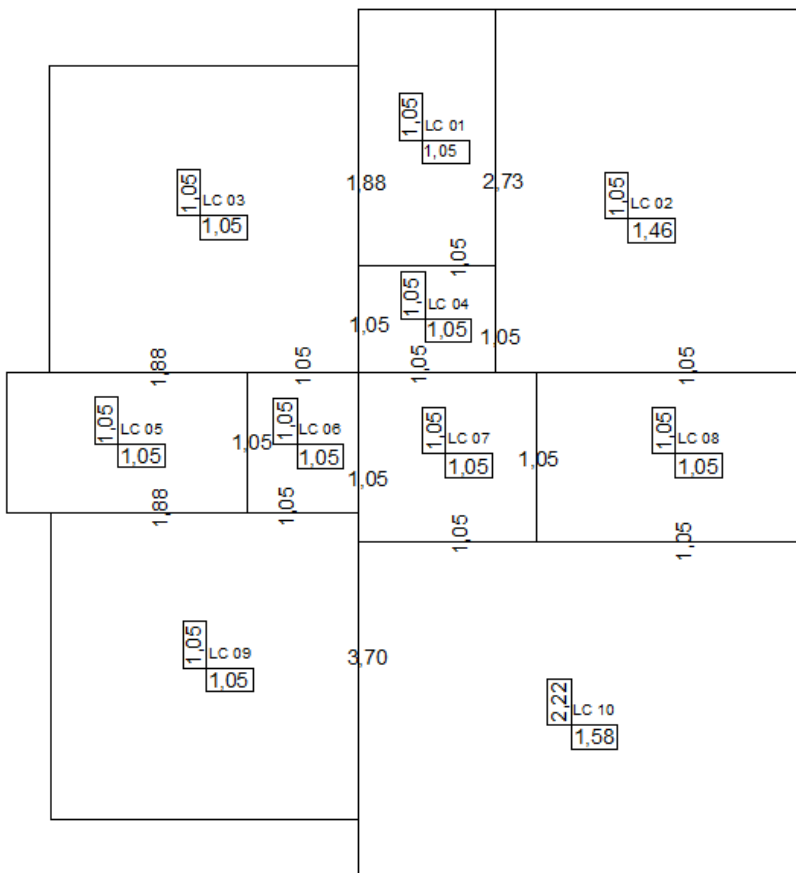


Figura 51 - Áreas de aço em cada direção das lajes

As lajes deverão descarregar nas vigas, que além deste carregamento, também deverão suportar seu peso próprio e as cargas devido às paredes quando for necessário.

6.6.5 Dimensionamento das vigas de concreto do baldrame

Nos Quadros 21 e 22 temos as áreas de aço para os momentos positivos e negativos respectivamente, além da seção transversal de cada elemento. Para todos os casos foi adotado estribos com diâmetro de 5.0 mm espaçados em 18 cm.

Viga	b (cm)	h (cm)	ΦL (cm)	d (cm)	x34 (cm)	Md+ (kN.m)	x (cm)	As+ (cm ²)
VC 01	20	40	0,63	36,06	22,64	6,4	0,74	0,41
VC 02	20	40	0,63	36,06	22,64	5,3	0,61	0,34
VC 03	20	40	0,63	36,06	22,64	1,5	0,18	0,10
VC 04	20	40	0,63	36,06	22,64	3,6	0,42	0,23
VC 05	20	40	0,63	36,06	22,64	3,5	0,40	0,22
VC 06	20	40	0,63	36,06	22,64	4,6	0,53	0,30
VC 07	20	40	0,63	36,06	22,64	3,5	0,40	0,22
VC 08	20	40	0,63	36,06	22,64	8,0	0,92	0,51
VC 09	20	40	0,63	36,06	22,64	3,4	0,39	0,22
VC 10	20	40	0,63	36,06	22,64	3,4	0,39	0,22
VC 11	20	40	0,63	36,06	22,64	3,4	0,39	0,22
VC 12	20	40	0,63	36,06	22,64	1,7	0,19	0,11
VC 13 a	20	40	0,63	36,06	22,64	6,7	0,77	0,43
VC 13 b	20	40	1,00	35,87	22,53	25,2	2,99	1,67
VC 14	20	40	0,63	36,06	22,64	7,3	0,84	0,47
VC 15	20	40	0,63	36,06	22,64	2,7	0,30	0,17
VC 16	20	40	0,63	36,06	22,64	6,4	0,74	0,41

Viga	b (cm)	h (cm)	Φ (cm)	d (cm)	x34 (cm)	Md- (kN.m)	x (cm)	As- (cm ²)
VC 01	20	40	0,63	36,06	22,64	11,3	1,31	0,73
VC 02	20	40	0,63	36,06	22,64	7,4	0,86	0,48
VC 03	20	40	0,63	36,06	22,64	2,0	0,22	0,13
VC 04	20	40	0,63	36,06	22,64	6,6	0,76	0,42
VC 05	20	40	0,63	36,06	22,64	6,6	0,76	0,42
VC 06	20	40	0,63	36,06	22,64	8,1	0,94	0,52
VC 07	20	40	0,63	36,06	22,64	5,2	0,60	0,33
VC 08	20	40	0,63	36,06	22,64	12,9	1,50	0,84
VC 09	20	40	0,63	36,06	22,64	0,0	0,00	0,00
VC 10	20	40	0,63	36,06	22,64	5,5	0,63	0,35
VC 11	20	40	0,63	36,06	22,64	5,5	0,63	0,35
VC 12	20	40	0,63	36,06	22,64	2,0	0,22	0,13
VC 13 a	20	40	1,00	35,87	22,53	11,3	1,32	0,74
VC 13 b	20	40	1,00	35,87	22,53	30,7	3,67	2,05
VC 14	20	40	0,63	36,06	22,64	11,9	1,38	0,77
VC 15	20	40	0,63	36,06	22,64	2,5	0,29	0,16
VC 16	20	40	0,80	35,97	22,59	16,1	1,88	1,05

Quadro 20 - Armaduras negativas das vigas do baldrame

7 DETALHAMENTO DAS LIGAÇÕES

A ligação dos elementos de madeira será feita com chapas metálicas de modo que respeite os vínculos apresentados nos pórticos. A NBR 7190:1997 prescreve que sejam utilizados no mínimo dois parafusos com diâmetro de 10,0 mm por ligação e as chapas devem possuir espessura mínima de 6,0 mm. Na ligação da viga VM 08 com o pilar PM 08, foi encontrado um valor de esforço cortante igual a 11,6 kN conforme visto na Figura 36.

O diâmetro máximo para um parafuso é dado pela equação:

$$d \leq \frac{t}{2}$$

Como a menor espessura é 10 mm, o diâmetro máximo é 5 mm.

Sendo assim foi adotado um diâmetro de 10 mm.

Primeiramente deve-se determinar se a falha ocorrerá por plastificação da madeira ou do parafuso. Para isso é necessário comparar o valor de β com β_{lim} , onde, $f_{e,d}$ é a resistência ao embutimento da madeira. Na ausência de ensaios é considerado igual ao $f_{c90,d}$ para a viga e $f_{c0,d}$ para o pilar e $f_{y,d}$ é a tensão de escoamento de cálculo do parafuso.

$$\beta = \frac{t}{d} = \frac{10}{1} = 10$$

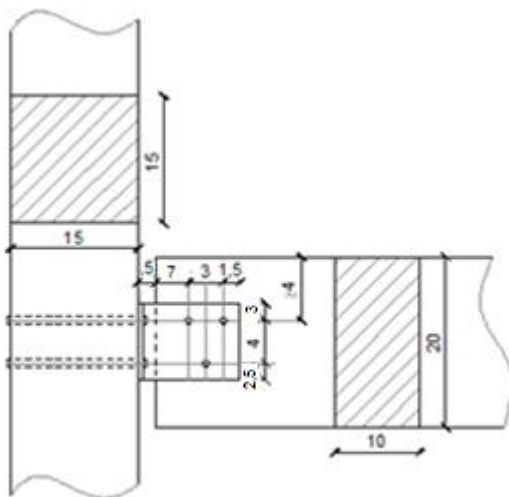
$$\beta_{lim} = 1,25 \sqrt{\frac{f_{yd}}{f_{ed}}} = 1,25 \sqrt{\frac{217,39}{12,02}} = 5,31$$

Como $\beta > \beta_{lim}$, o dimensionamento vai ser realizado pelo critério da flexão do pino. Como existem dois planos de corte, a resistência deverá ser multiplicada por dois.

$$R_{vd,1} = 2 \cdot 0,625 \frac{d^2}{\beta_{im}} f_{yd} = 5117,26 \text{ N}$$

$$\text{Número de parafusos} = \frac{11,6}{5,1} = 3 \text{ parafusos}$$

Para o pilar, $\beta_{im} = 3,72$, sendo assim, serão necessários apenas de 2 parafusos para resistir aos esforços.



Vista lateral

Figura 52 - Detalhamento ligação VM 08 com PM 08 vista lateral. Fonte: do autor

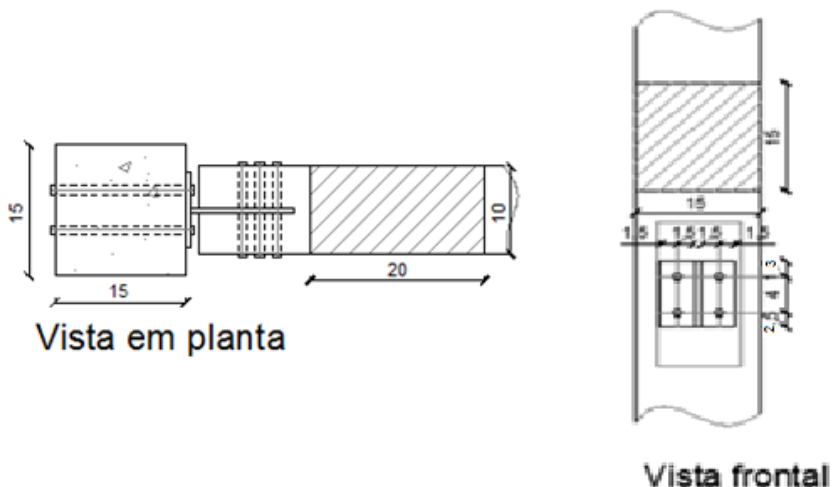


Figura 53 - Detalhamento ligação VM 08 com PM 08 vista em planta e frontal. Fonte: do autor

Além do cisalhamento, os parafusos ligados ao pilar também devem resistir ao esforço de tração gerado pelo momento fletor na chapa. Este momento pode ser calculado multiplicando o valor do esforço (11,6 kN) cortante pela excentricidade (9 cm) dividido por 2, pois existem duas linhas de parafusos. O valor do esforço de tração é 13,05 kN.

A resistência à tração do parafuso é dada por:

$$F_{t,Rd} = \frac{A_{be} \cdot f_{ub}}{1,35} = 16,28 \text{ kN} \geq 13,05 \text{ kN} \quad \text{Conforme.}$$

Logo o parafuso resiste ao esforço de tração.

Para o lado comprimido deverá ser utilizado parafuso apenas construtivo, sem função estrutural.

Além dos parafusos, também é necessário dimensionar as chapas de ligação. Elas estarão sujeitas a um esforço cortante de 11,6 kN, esforço normal

de 4,9 kN de tração, além do momento fletor causado pela excentricidade da carga 104,4 kN.cm.

As solicitações serão calculadas através das Eq.(19) e (20):

$$q_p = q_p = 11,70/2 \cdot (9) = 0,73 \text{ kN/cm}$$

$$q_m = 104,4 \cdot 4,25/142,9 = 3,10 \text{ kN/cm}$$

A NBR8800 define uma perna de solda mínima para uma chapa de 6,0 mm de 3,0 mm, então pela equação 21:

$$f_{wRd} = 0,6 \cdot 0,21 \cdot 41,5/1,35 = 3,87 \text{ kN/cm} \geq 3,18 \text{ kN/cm} \text{ Conforme.}$$

Logo a perna de solda mínima é suficiente para resistir à solicitação.

A resistência da chapa de 6,0 mm ao cisalhamento é obtida através da Eq.(22):

$$f_{vRd} = 0,6 \cdot 0,6 \cdot 25 / 1,1 = 8,18 \text{ kN/cm} \geq 3,18 \text{ kN/cm} \\ \text{Conforme.}$$

Quando um elemento metálico está tracionado existem possibilidades de falha devido ao escoamento da seção bruta ou a ruptura da seção líquida. A resistência para ambos os casos respectivamente é dado por:

$$N_{t,Rd} = \frac{A_g \cdot f_y}{1,1} = 12,95 \text{ kN} \geq 4,90 \text{ kN} \text{ Conforme.}$$

$$N_{t,Rd} = \frac{A_e \cdot f_u}{1,35} = 13,04 \text{ kN} \geq 4,90 \text{ kN} \text{ Conforme.}$$

Logo a chapa está segura de acordo com os critérios de norma estabelecidos.

Nas ligações entre pilares, também será necessária a verificação a compressão perpendicular às fibras da madeira da viga. Na falta de ensaios a resistência perpendicular pode ser considerada 25% da resistência a compressão. Sendo assim, para o caso mais crítico.

$$\sigma_{Nd} = N_d/A \cdot \alpha_n = 46,0/0,03 \cdot 1,0 = 1,53 \text{ MPa} \leq 0,25 \cdot 24,65 = 6,16 \text{ MPa}$$

Conforme.

Para o dimensionamento das outras ligações foram criados outros 6 modelos genéricos de onde partiram os cálculos. O tipo A serão as ligações das extremidades das vigas com os pilares. O tipo B serão as ligações entre os pilares. O tipo C serão as ligações entre pilares no caso de uma viga contínua passando pela ligação. A ligação dos pilares com o baldrame será o tipo D. O tipo E serão as ligações das vigas passantes com a extremidade superior do pilar de madeira e o tipo E serão das vigas passantes com os pilares de concreto.

Tipo A:

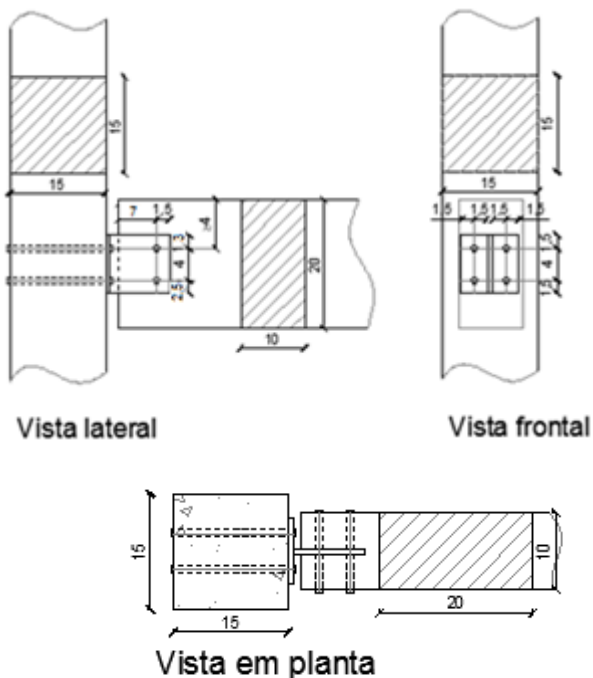


Figura 54 - Detalhe tipo A. Fonte: do autor

Tipo B:

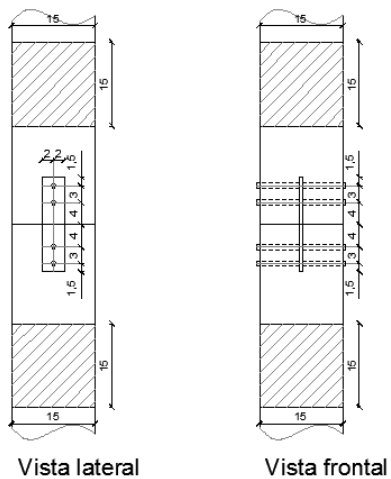


Figura 55- Detalhe tipo B. Fonte: do autor

Tipo C:

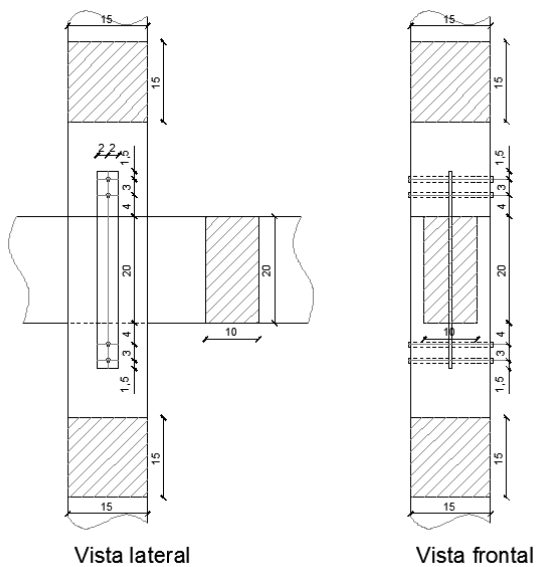
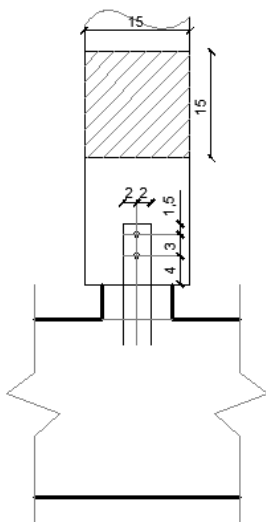
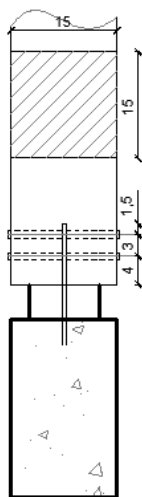


Figura 56- Detalhe tipo C. Fonte: do autor

Tipo D:



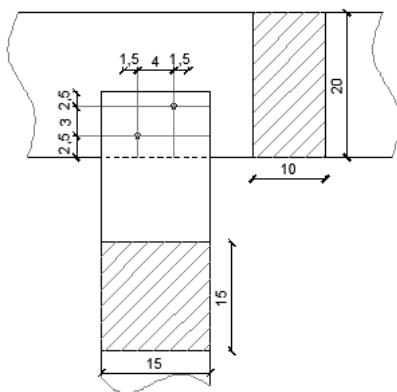
Vista lateral



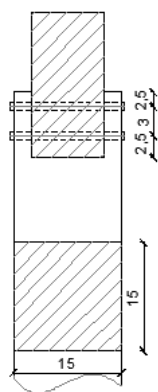
Vista frontal

Figura 57- Detalhe tipo D. Fonte: do autor

Tipo E:



Vista lateral



Vista frontal

Figura 58 - Detalhe tipo E. Fonte: do autor

E tipo F:

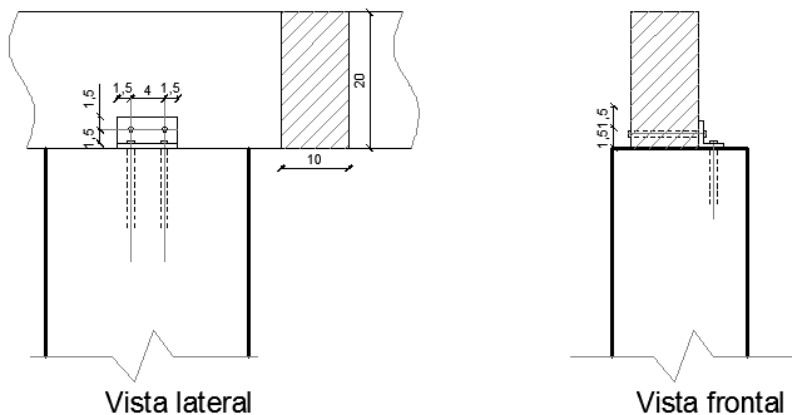


Figura 59 - Detalhe tipo F. Fonte: do autor

A partir dos modelos, foi desenvolvidos os Quadros 23 ao 27.

VIGAS DE MADEIRA DO PAVIMENTO SUPERIOR			
Ligação	Tipo	Espessura chapa	Quantide parafusos (10 mm)
VM01 (extremidades)	A	6 mm (solda 3 mm)	2+2 (2x)
VM02 (extremidades)	A	6 mm (solda 3 mm)	2+2 (6x)
VM03 (extremidades)	A	6 mm (solda 3 mm)	2+2 (2x)
VM04 (extremidade)	A	6 mm (solda 3 mm)	2+2 (2x)
VM05 (extremidade)	A	6 mm (solda 3 mm)	2+2 (2x)
VM06 (extremidades)	A	6 mm (solda 3 mm)	2+2 (2x)
VM07 (extremidade)	A	6 mm (solda 3 mm)	3+2 (2x)
VM08 (extremidade)	A	6 mm (solda 3 mm)	3+2 (2x)
VM09 (extremidade)	A	6 mm (solda 3 mm)	2+2 (2x)
VM10 (extremidade)	A	6 mm (solda 3 mm)	2+2 (2x)
VM11 (extremidades)	A	6 mm (solda 3 mm)	2+2 (2x)
CM01 ao CM17 (extremidades)	A	6 mm (solda 3 mm)	2+2 (14x)

Quadro 21- Detalhamento das ligações das vigas de madeira do primeiro pavimento

VIGAS DE MADEIRA DA COBERTURA			
Ligação	Tipo	Espessura chapa	Quantidade parafusos (10 mm)
VM12 (extremidades)	A	6 mm (solda 3 mm)	2+2 (2x)
VM13 (extremidades)	A	6 mm (solda 3 mm)	2+2 (2x)
VM14 (extremidades)	A	6 mm (solda 3 mm)	2+2 (6x)
VM15 (extremidades)	A	6 mm (solda 3 mm)	2+2 (2x)
VM16 (extremidades)	A	6 mm (solda 3 mm)	2+2 (2x)
VM17→PM01	E	sem chapa	2
VM17→PC06	F	6 mm	2+2
VM17→PC09	F	6 mm	2+2
VM17→PM08	E	sem chapa	2
VM17→VM17	D	6 mm	2+2
VM18 (extremidades)	A	6 mm (solda 3 mm)	2+2 (2x)
VM19→PM12	E	sem chapa	2
VM19→PM13	E	sem chapa	2
VM19→PM07	E	sem chapa	2
VM19→PM07	E	6mm	3+2
VM19→PM11	E	sem chapa	2
VM 20→PC01	A	6 mm (solda 3 mm)	4+4
VM 20→PC04	A	6 mm (solda 3 mm)	2+2
VM 20→PM02	E	sem chapa	2
VM 20→PM05	E	sem chapa	2
VM 20→PM09	E	sem chapa	2
VM 20→PM10	E	sem chapa	2

Quadro 22 - Detalhamento das ligações das vigas de madeira da cobertura

PILARES DE MADEIRA DO BALDRAME			
Ligação	Tipo	Espessura chapa	Quantide parafusos (10 mm)
PM01→VC01	D	6 mm	2
PM02→VC04	D	6 mm	2
PM03→VC04	D	6 mm	2
PM05→VC05	D	6 mm	2
PM06→VC06	D	6 mm	2
PM07→VC06	D	6 mm	2
PM08→VC07	D	6 mm	2
PM09→VC07	D	6 mm	2
PM10→VC08	D	6 mm	2
PM11→VC08	D	6 mm	2

Quadro 23- Detalhamento das ligações dos pilares do baldrame

PILARES DE MADEIRA DO PAVIMENTO SUPERIOR			
Ligação	Tipo	Espessura chapa	Quantide parafusos (10 mm)
PM01→PM01	B	6 mm	2+2
PM12→VC17	D	6 mm	2
PM02→PM02	C	6 mm	2+2
PM03→PM03	B	6 mm	2+2
PM13→VC25	D	6 mm	2
PM05→PM05	C	6 mm	2+2
PM07→PM07	C	6 mm	2+2
PM08→PM08	B	6 mm	2+2
PM09→PM09	C	6 mm	2+2
PM10→PM10	B	6 mm	2+2
PM11→PM11	B	6 mm	2+2

Quadro 24 - Detalhamento das ligações dos pilares do pavimento superior

PILARES DE MADEIRA DA COBERTURA			
Ligação	Tipo	Espessura chapa	Quantide parafusos (10 mm)
PM02→PM02	C	6 mm	2+2
PM05→PM05	C	6 mm	2+2
PM08→PM08	C	6 mm	2+2
PM10→PM10	B	6 mm	2+2

Quadro 25- Detalhamento das ligações dos pilares da cobertura

8 CONCLUSÃO

Neste trabalho foi feito o projeto estrutural de uma edificação mista madeira-concreto de 102,00 m² de dois pavimentos. O telhado e as vigotas do primeiro pavimento foram dimensionados como elementos estruturais isolados enquanto o restante da estrutura da edificação foi concebida por 3 pórticos planos mistos.

A análise estrutural foi realizada por meio do programa Ftool e o dimensionamento foi manual e também por planilhas desenvolvidas pelo próprio aluno.

No desenvolvimento desse trabalho obteve-se a oportunidade de reunir conhecimentos de diversas disciplinas de várias fases do curso, onde notou-se que para trabalhar na área de estruturas é necessário manter-se em busca constante por novos conhecimentos devido ao enorme número de detalhes e hipóteses a serem consideradas.

Realizar manualmente o dimensionamento ajudou a ter um maior entendimento do comportamento das estruturas como um todo, melhorando a sensibilidade do projetista e tornando-o assim mais ágil para os trabalhos futuros, assim sendo, foi muito importante para a iniciação aos projetos de estruturas.

9 REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICAS

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

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

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. NBR 6118:2007.** Rio de Janeiro, RJ, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. NBR 6120:1980.** São Paulo, SP, 1980.

MOLITERNO, Antônio. **Caderno de projetos de telhados em estruturas de madeira.** Edgard Blucher, São Paulo, SP, 1981

VALLE, Ângela; MORAES, Poliana Dias; Szucs, Carlos Alberto; TEREZO, Rodrigo Figueiredo. **Estruturas de madeira.** Florianópolis, SC, 2012. Universidade Federal de Santa Catarina – UFSC.

CARVALHO, Roberto Chust; FIGUEIREDO, Jasson Rodrigues. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado: segundo a NBR6118:2003.** 3ª ed. EdUFSCAR, São Carlos, SP, 2012.

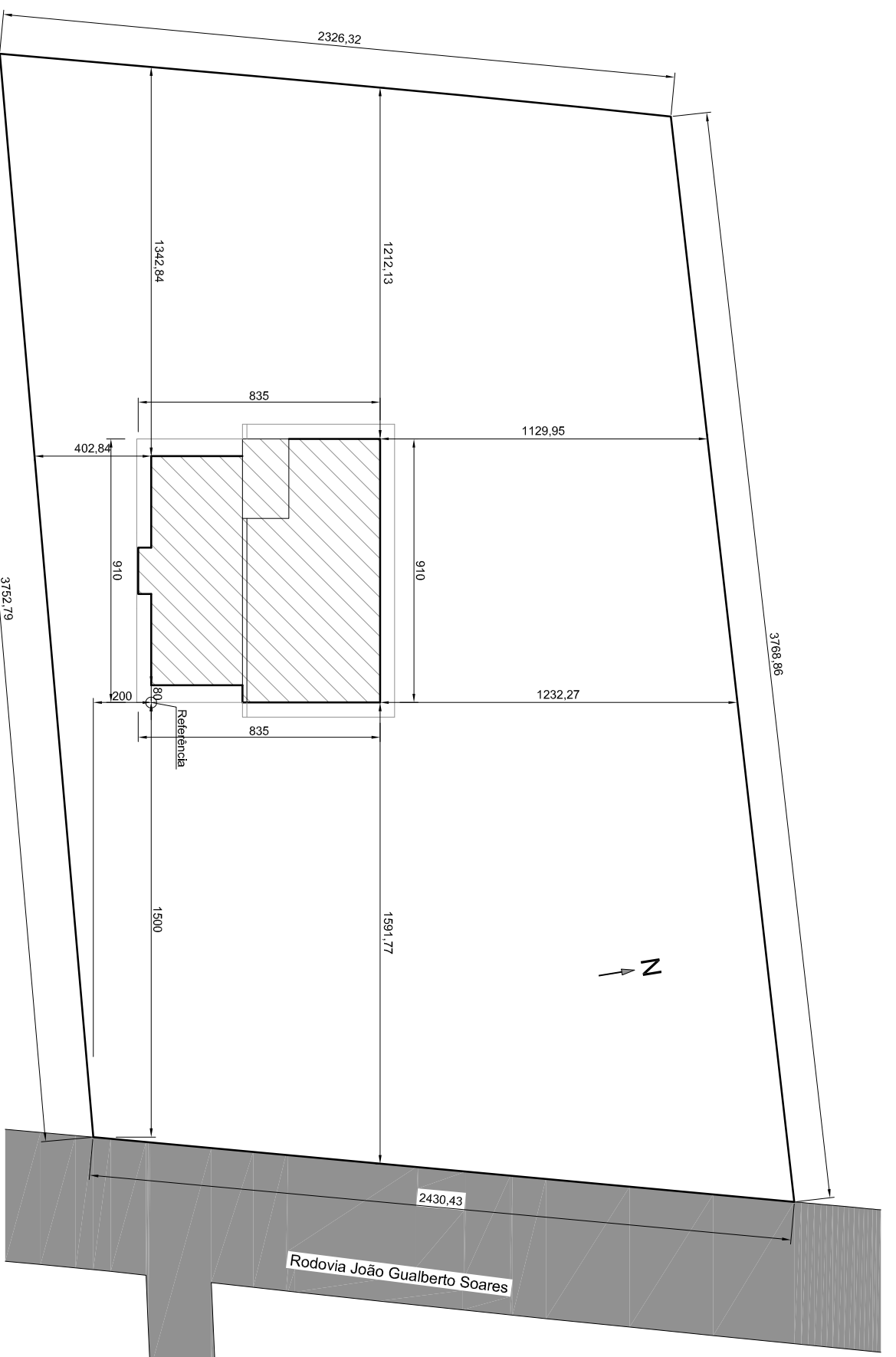
PERLIN, Lourenço Panosso; PINTO, Roberto Caldas de Andrade; PADARATZ, Ivo J.. **Exemplo de dimensionamento de lajes**. Florianópolis. Universidade Federal de Santa Catarina – UFSC.

SPERNAU, Wilson. **Lajes maciças**. Florianópolis. Universidade Federal de Santa Catarina – UFSC.

PINHEIRO, Libâneo Miranda; BARALDI, Lívio Túlio; POREM, Marcelo Eduardo. **Concreto Armado: Ábacos para flexão oblíqua**. São Carlos, SP, 1994.

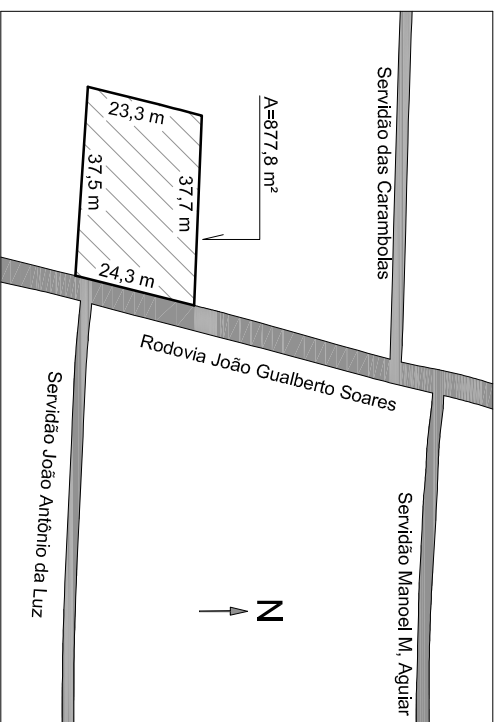
MEIRA, G. R. & PADARATZ, I. J.. **Efeito do distanciamento em relação ao mar na agressividade por cloretos**. 44°. Congresso Brasileiro do Concreto, Belo Horizonte, 2002.

APÊNDICE A



PLANTA DE LOCAÇÃO

escala 1:200



LOCALIZAÇÃO DA OBRA

escala 1:1500

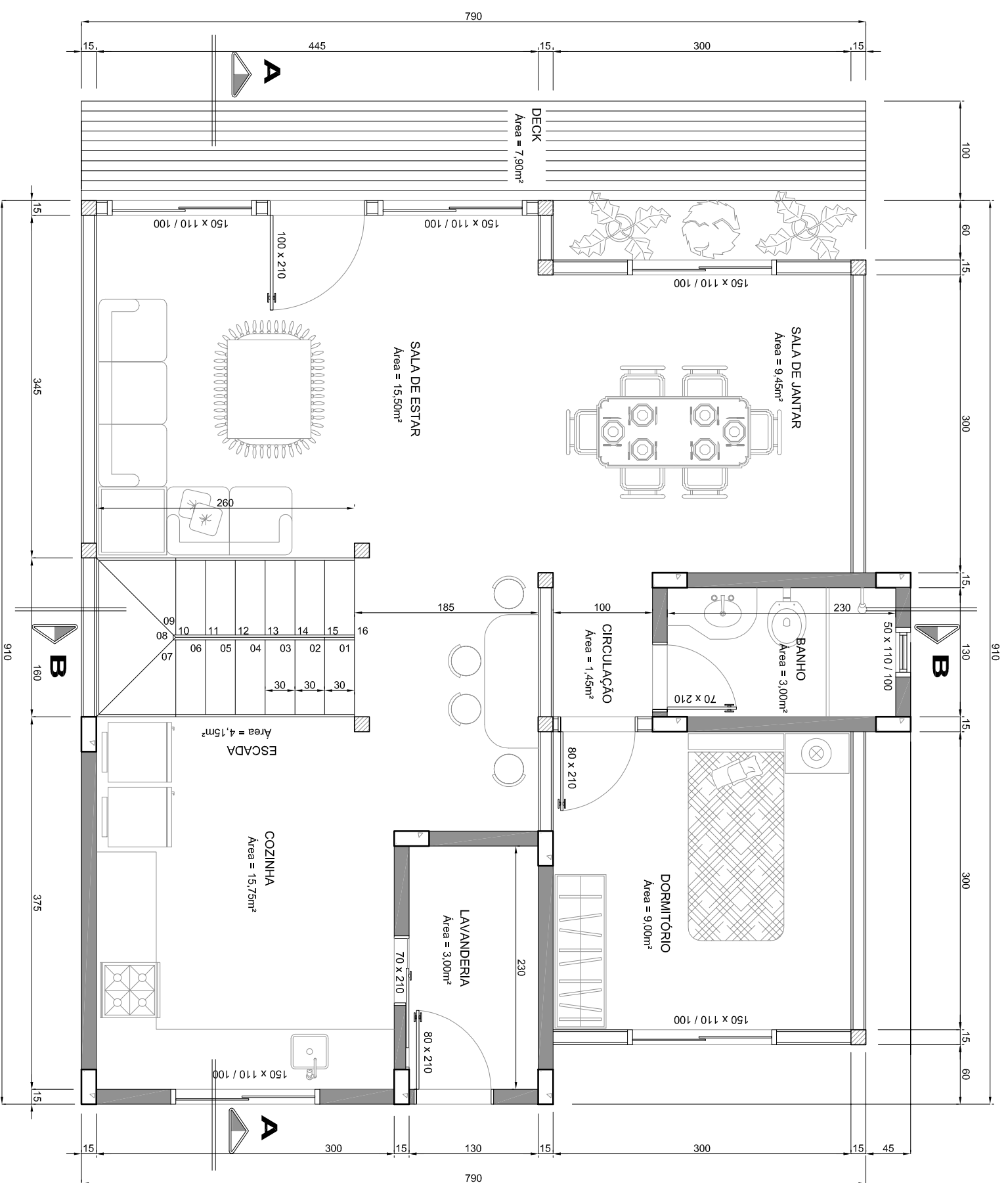


UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

PROJETO ARQUITETÔNICO

Planta de Locação e Localização da obra

OBRA:	Residência Unifamiliar	ESCALA:	Indicada
LOCALIDADE:	Florianópolis/SC	DATA:	18/07/2014
PROJETISTA:	Luigi Zanatta	MATRÍCULA:	08136061
ORIENTADOR:	Poliana Dias de Moraes	Nº FOLHA:	01/07
ÁREA TOTAL EDIFICADA:	102,0 m²		



LISTA DE ESQUADRIAS		
Tipo	Dimensões (cm x cm)	Quantidade
Porta	70 x 210	3
Porta	80 x 210	5
Porta	100 x 210	1
Porta Correr	70 x 210	1
Janela Correr	150 x 110	10
Janela Correr	50 x 110	3

PLANTA BAIXA TÉRREO

escala 1:50



PROJETO ARQUITETÔNICO

Planta Baixa - Térreo

OBRAS: Residência Unifamiliar

LOCALIDADE: Florianópolis/SC

ESCALA: 1:50

PROJETISTA: Luígi Zanatta

MATRÍCULA: 08136061

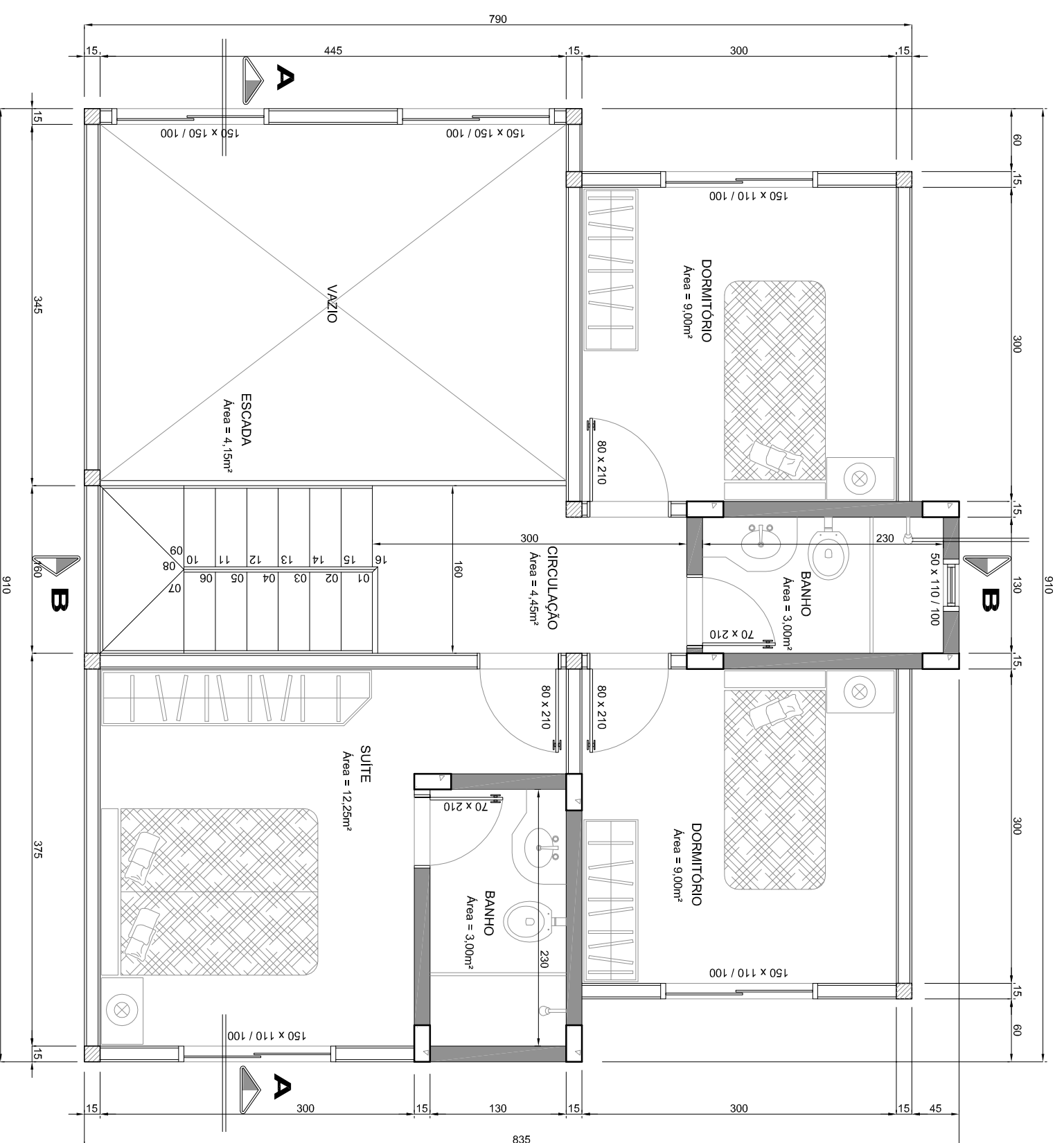
DATA: 18/07/2014

ORIENTADOR: Poliana Dias de Moraes

ÁREA TOTAL EDIFICADA: 102,0 m²

ÁREA DO PAVIMENTO: 61,3 m²

Nº FOLHA: 02/07



LISTA DE ESQUADRIAS		
Tipo	Dimensões (cm x cm)	Quantidade
Porta	70 x 210	3
Porta	80 x 210	5
Porta	100 x 210	1
Porta Correr	70 x 210	1
Janela Correr	150 x 110	10
Janela Correr	50 x 110	3

PLANTA BAIXA PAVTO. SUPERIOR

escala 1:50



PROJETO ARQUITETÔNICO

Planta Baixa - Pavimento Superior

OBRAS: Residência Unifamiliar

ESCALA: 1:50

LOCALIDADE: Florianópolis/SC

DATA: 18/07/2014

PROJETISTA: Luígi Zanatta

MATRÍCULA: 08136061

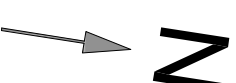
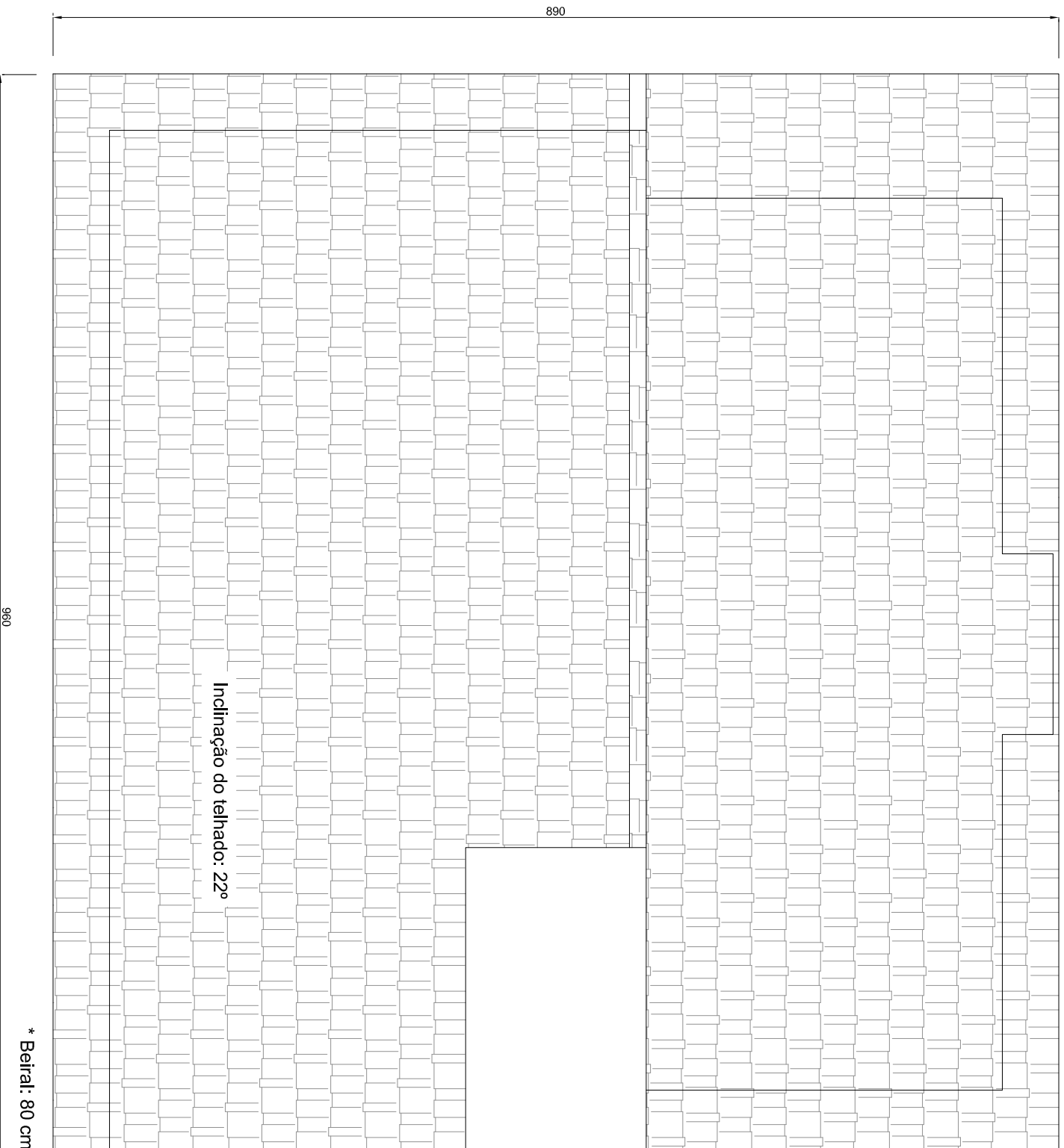
Nº FOLHA:

ORIENTADOR: Poliana Dias de Moraes

03/07

ÁREA TOTAL EDIFICADA: 102,0 m²

ÁREA DO PAVIMENTO: 40,7 m²



PLANTA BAIXA TELHADO

escala 1:50



PROJETO ARQUITETÔNICO

Planta Baixa - Telhado

OBRA: Residência Unifamiliar

ESCALA: 1:50

LOCALIDADE: Florianópolis/SC

DATA: 18/07/2014

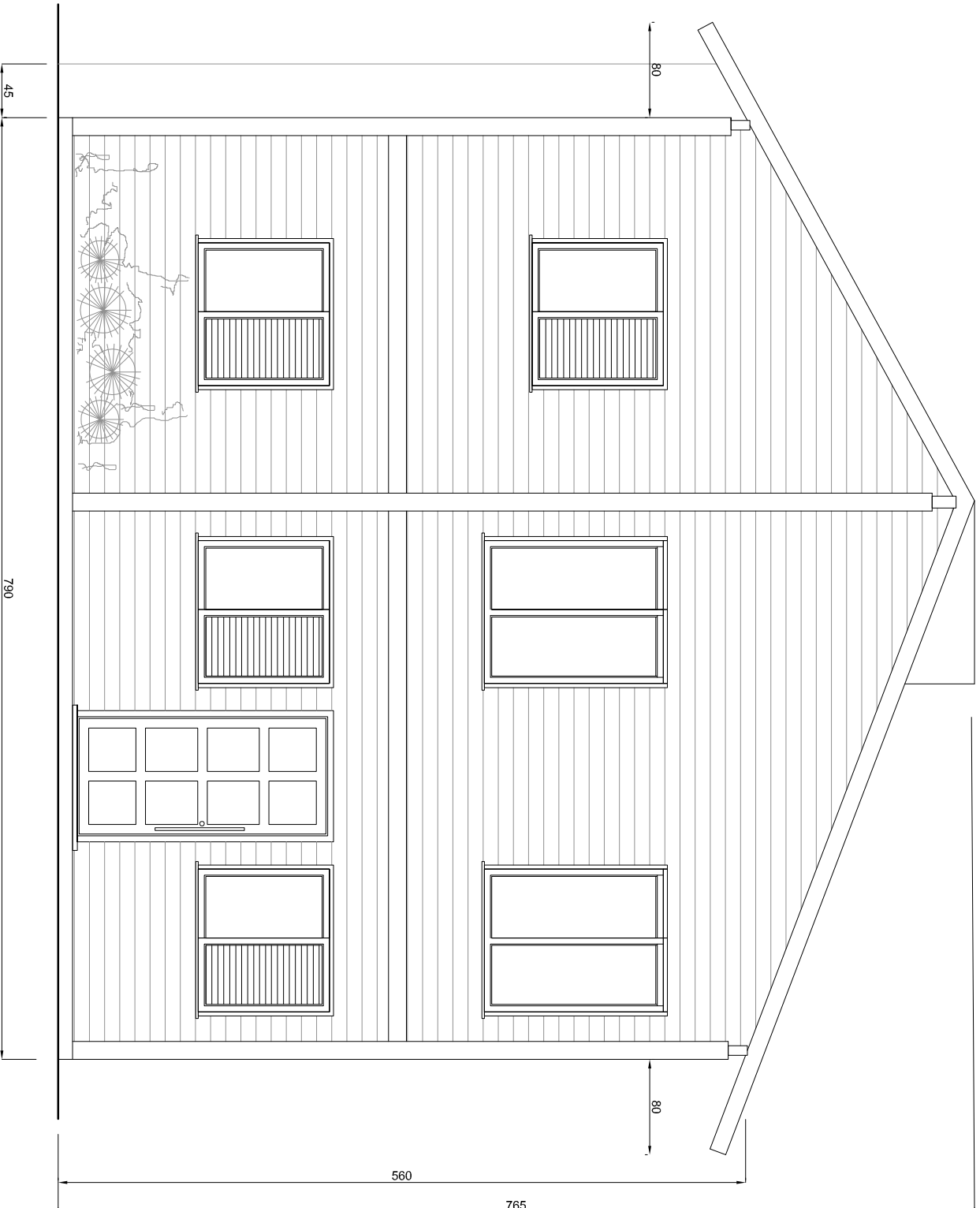
PROJETISTA: Luígi Zanatta

MATRÍCULA: 08136061

ORIENTADOR: Poliana Dias de Moraes

ÁREA TOTAL EDIFICADA: 102,0 m²

Nº FOLHA: 04/07



VISTA FRONTAL

escala 1:50

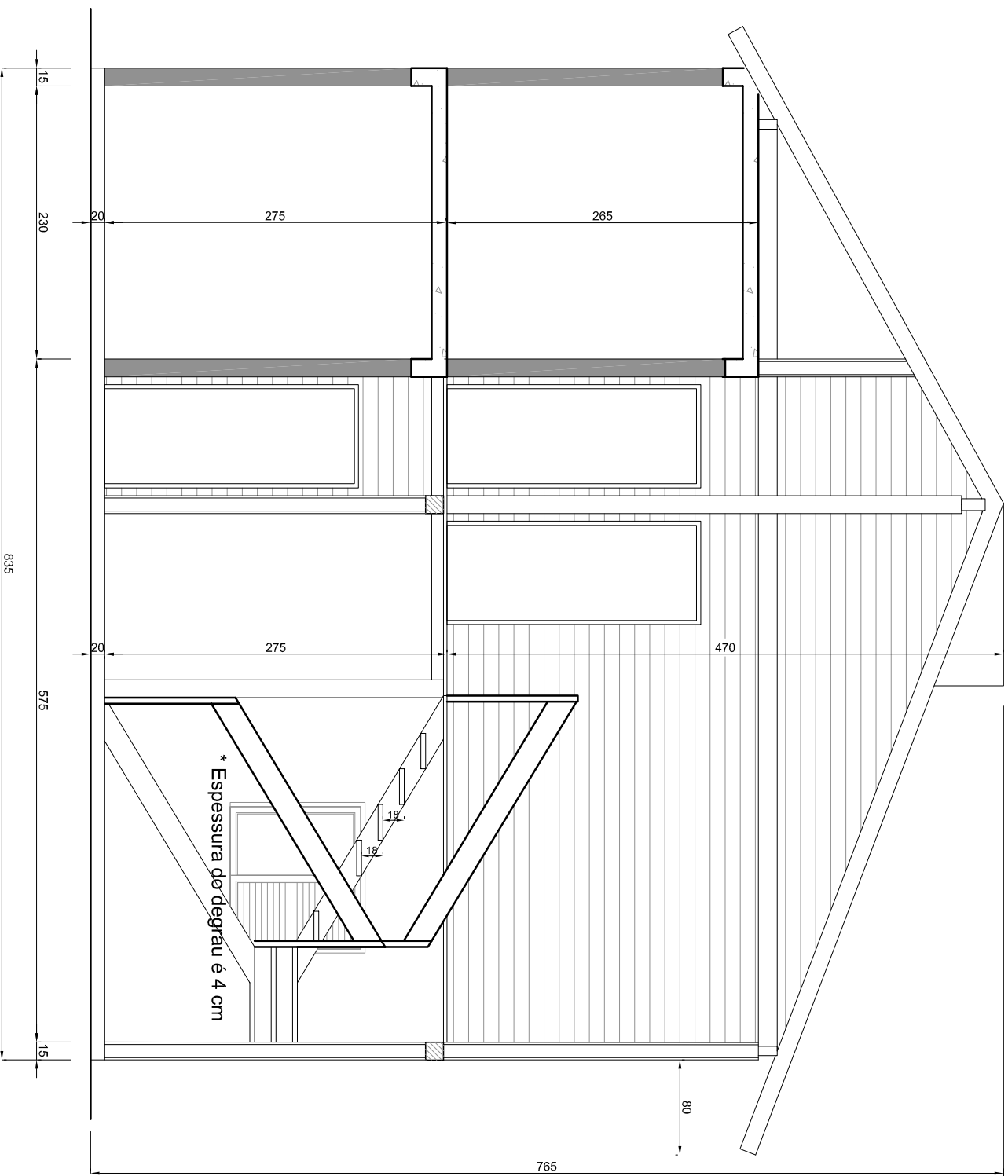


**UNIVERSIDADE FEDERAL
DE SANTA CATARINA**
DEPARTAMENTO DE
ENGENHARIA CIVIL

PROJETO ARQUITETÔNICO

Vista Frontal

OBRA:	Residência Unifamiliar	ESCALA:	1:50
LOCALIDADE:	Florianópolis/SC	DATA:	18/07/2014
PROJETISTA:	Luigi Zanatta	MATRICULA:	08136061
ORIENTADOR:	Poiana Dias de Moraes	Nº FOLHA:	05/07
AREA TOTAL EDIFICADA:	102,0 m²		



CORTE A-A

escala 1:50

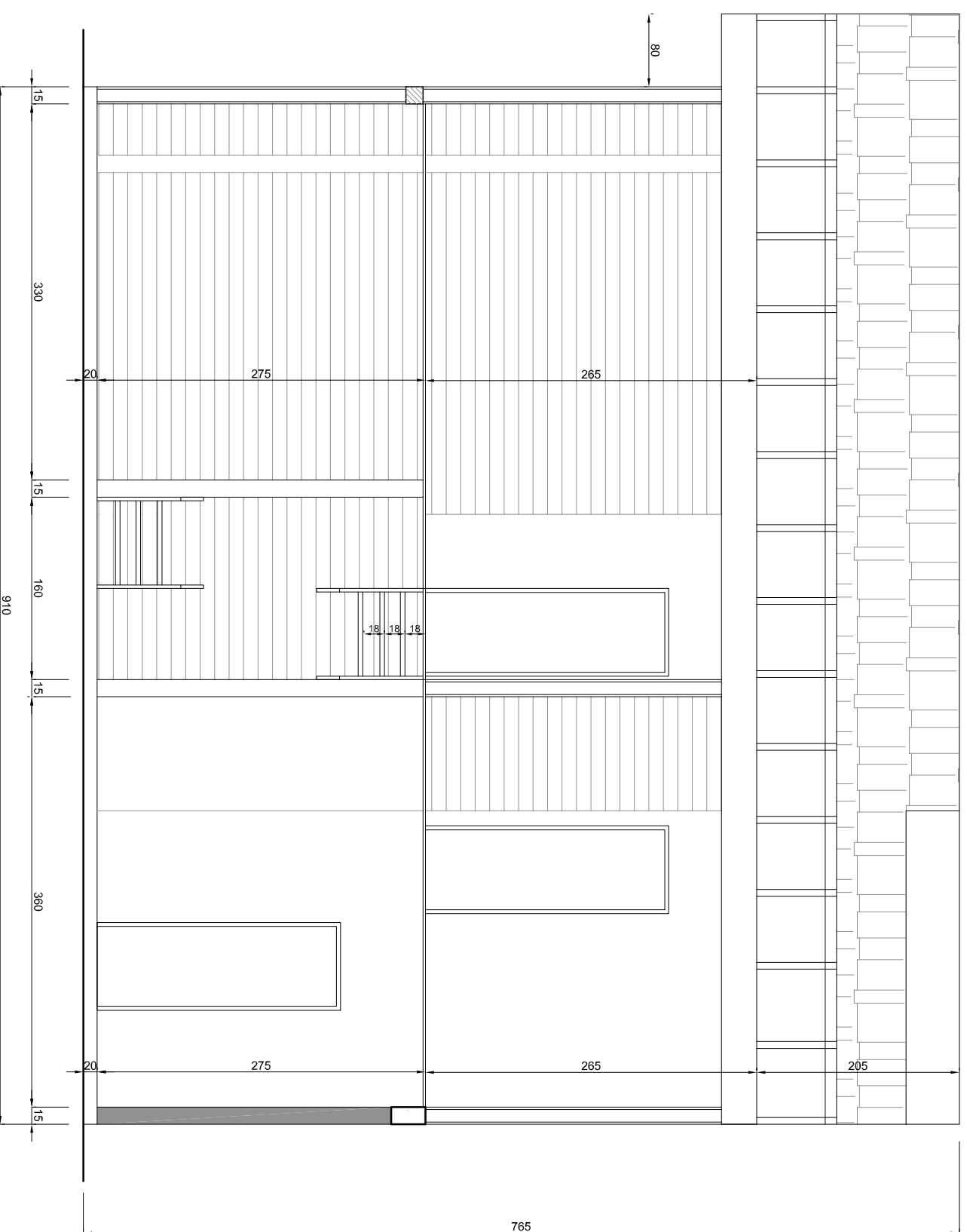


UNIVERSIDADE FEDERAL
DE SANTA CATARINA
DEPARTAMENTO DE
ENGENHARIA CIVIL

PROJETO ARQUITETÔNICO

Corte A-A

OBRA:	Residência Unifamiliar	ESCALA:	1:50
LOCALIDADE:	Florianópolis/SC	DATA:	18/07/2014
PROJETISTA:	Luigi Zanatta	MATRICULA:	08136061
ORIENTADOR:	Poiana Dias de Moraes	Nº FOLHA:	06/07
AREA TOTAL EDIFICADA:	102,0 m²		



CORTE B-B

escala 1:50



PROJETO ARQUITETÔNICO

Corte B-B

OBRA:
Residência Unifamiliar

ESCALA:
1:50

LOCALIDADE:
Florianópolis/SC

DATA:
18/07/2014

PROJETISTA:
Luigi Zanatta

MATRICULA:
08136061

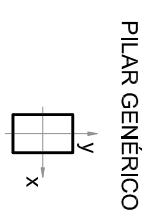
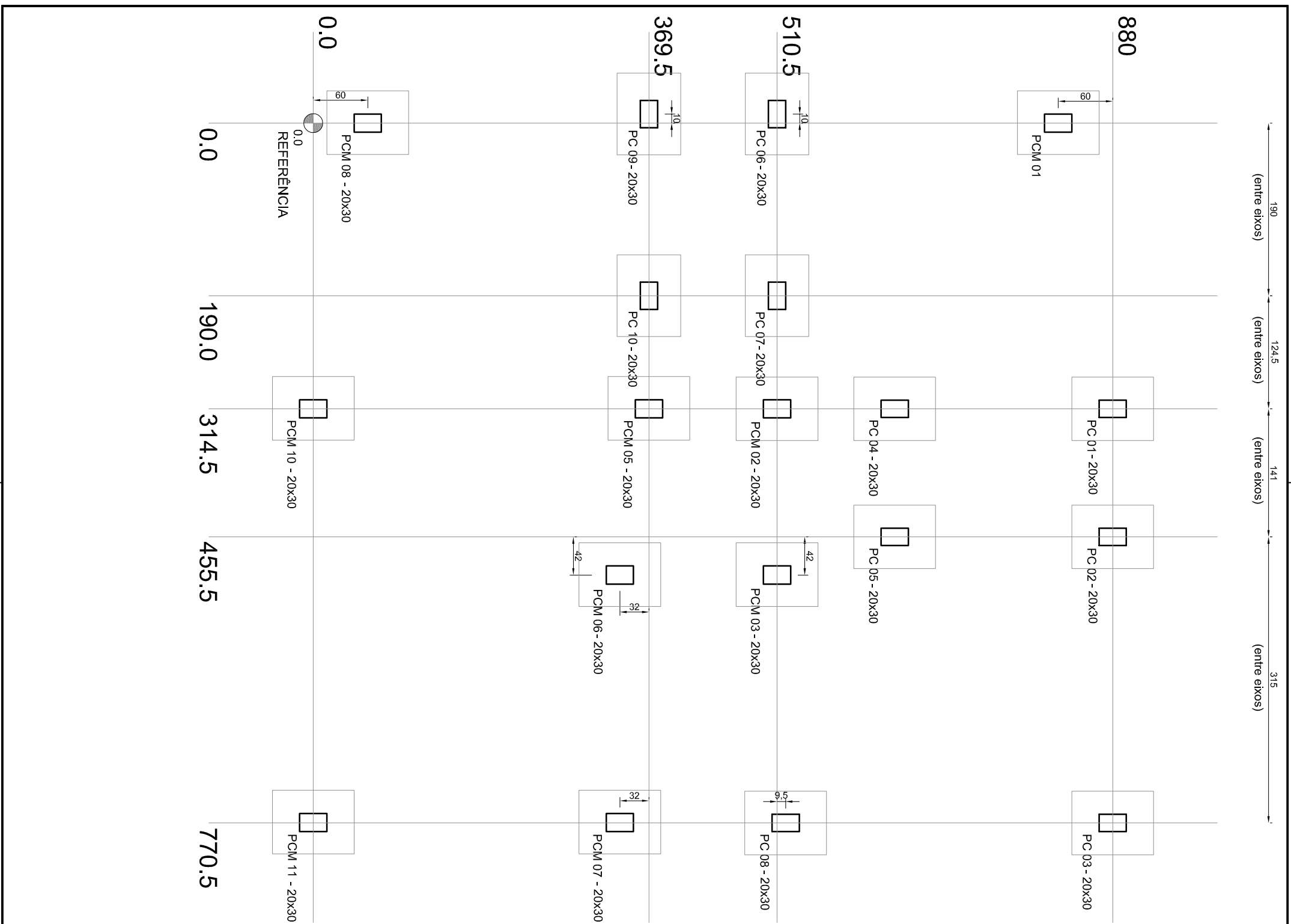
Nº FOLHA:

ORIENTADOR:
Poliana Dias de Moraes

ÁREA TOTAL EDIFICADA:
102,0 m²

07 /07

APÊNDICE B



Previsão de carregamentos para a fundação			
Localização	Carga Vertical (kN)	Momento x(kN.m)	Momento y(kN.m)
PCM 1	48,0	-	-
PCM 2	39,0	-	-
PCM 3	65,0	-	-
PCM 5	82,0	-	-
PCM 6	86,0	-	-
PCM 7	58,0	-	-
PCM 8	48,0	-	-
PCM 9	118,0	-	-
PCM 10	58,0	-	-
PC 1	176,0	26,0	6,0
PC 2	159,0	20,0	-
PC 3	85,0	11,0	4,0
PC 4	155,0	28,0	6,0
PC 5	155,0	20,0	6,0
PC 6	83,0	4,0	11,0
PC 7	77,0	4,0	9,0
PC 8	81,0	10,0	4,0
PC 9	83,0	4,0	11,0
PC 10	77,0	4,0	9,0

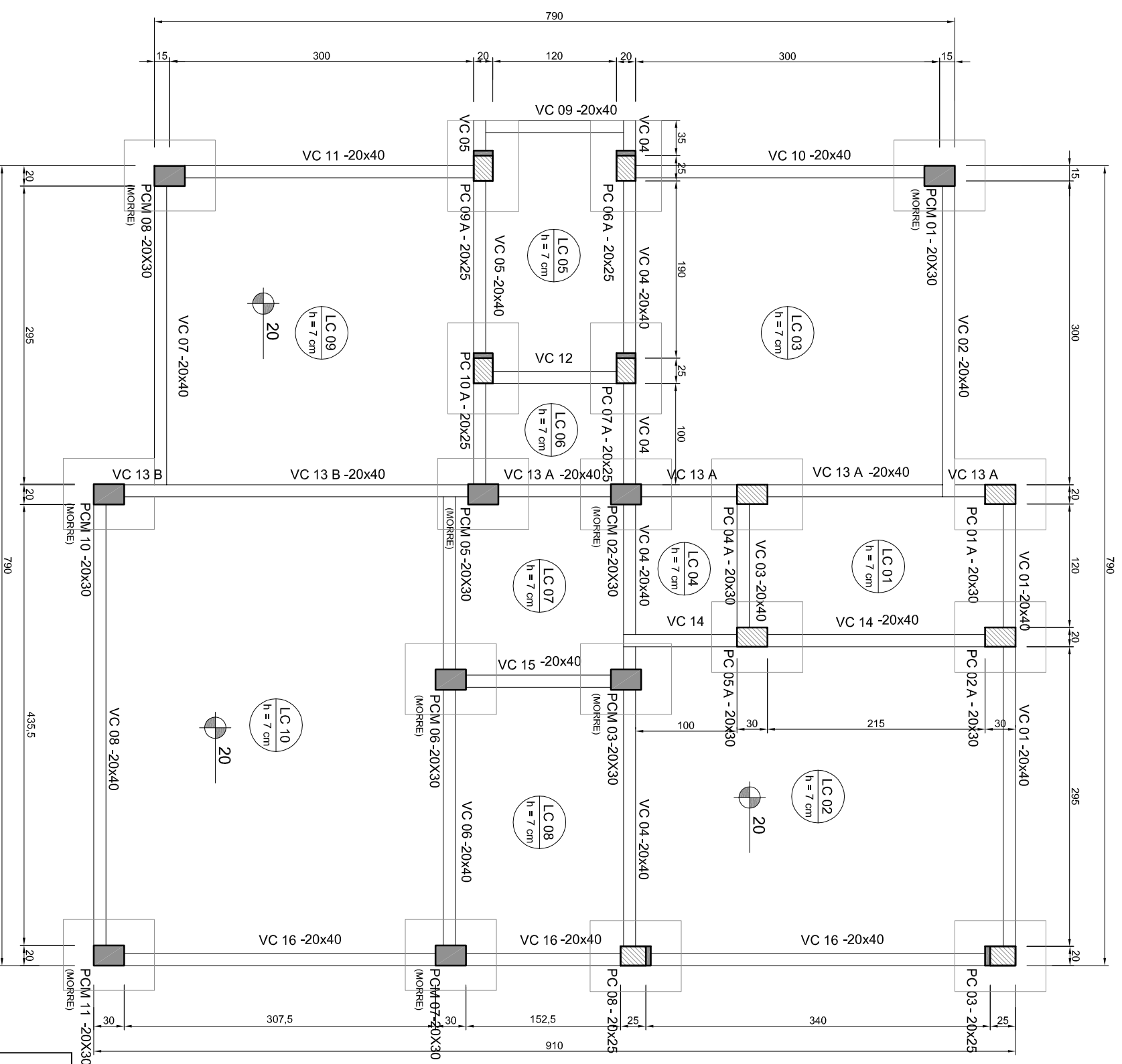
Dados:			
Classe de umidade 3			
Classe de agressividade II			
Concreto	C25	f _{ck}	25 MPa
Aço	CA50	f _{yk}	500 MPa
	CA60	f _{yk}	600 MPa
Chapa	MR250	f _y	250 MPa
Eletrodo	E60	f _u	415 MPa
Parafuso	ASTM A307	f _u	400 MPa
Madeira	Angelim Pedra Classe C60	Pap	1170 kg/m
		f _{0,k}	53,69 MPa
		f _{0,k}	73,43 MPa
		f _{y0,k}	6,10 MPa
		E _{co}	16694 MPa



UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

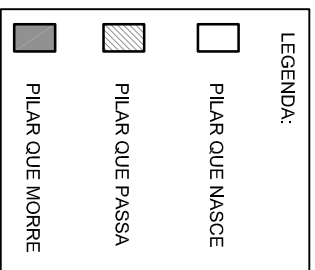
PROJETO ESTRUTURAL
Localção dos pilares e cargas

OBRAS:	Residência Unifamiliar	ESCALA:	1:50
LOCALIDADE:	Florianópolis/SC	DATA:	18/07/2014
PROJETISTA:	Luigi Zanatta	MATRICULA:	08136061
ORIENTADOR:	Poiana Dias de Moraes	Nº FOLHA:	01/27



Área de formas (m ²)	121,7
Volume de concreto (m ³)	8,97

Dados:			
Classe de umidade 3			
Classe de agressividade II			
Concreto	C25	f _{ck}	25 MPa
Aço	CA50	f _{yk}	500 MPa
	CA60	f _{yk}	600 MPa
Chapa	MR250	f _y	250 MPa
Eletrodo	E60	f _u	415 MPa
Parafuso	ASTM A307	f _u	400 MPa
Madeira	Angelim Pedra	Pap	1170 kg/m
	Classe C60	f _{0,k}	53,69 MPa
		f _{0,k}	73,43 MPa
		f _{0,k}	6,10 MPa
		E _{co}	16694 MPa



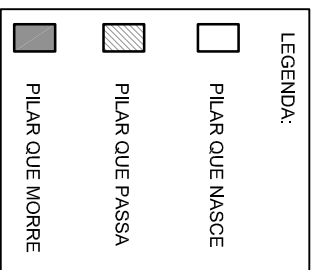
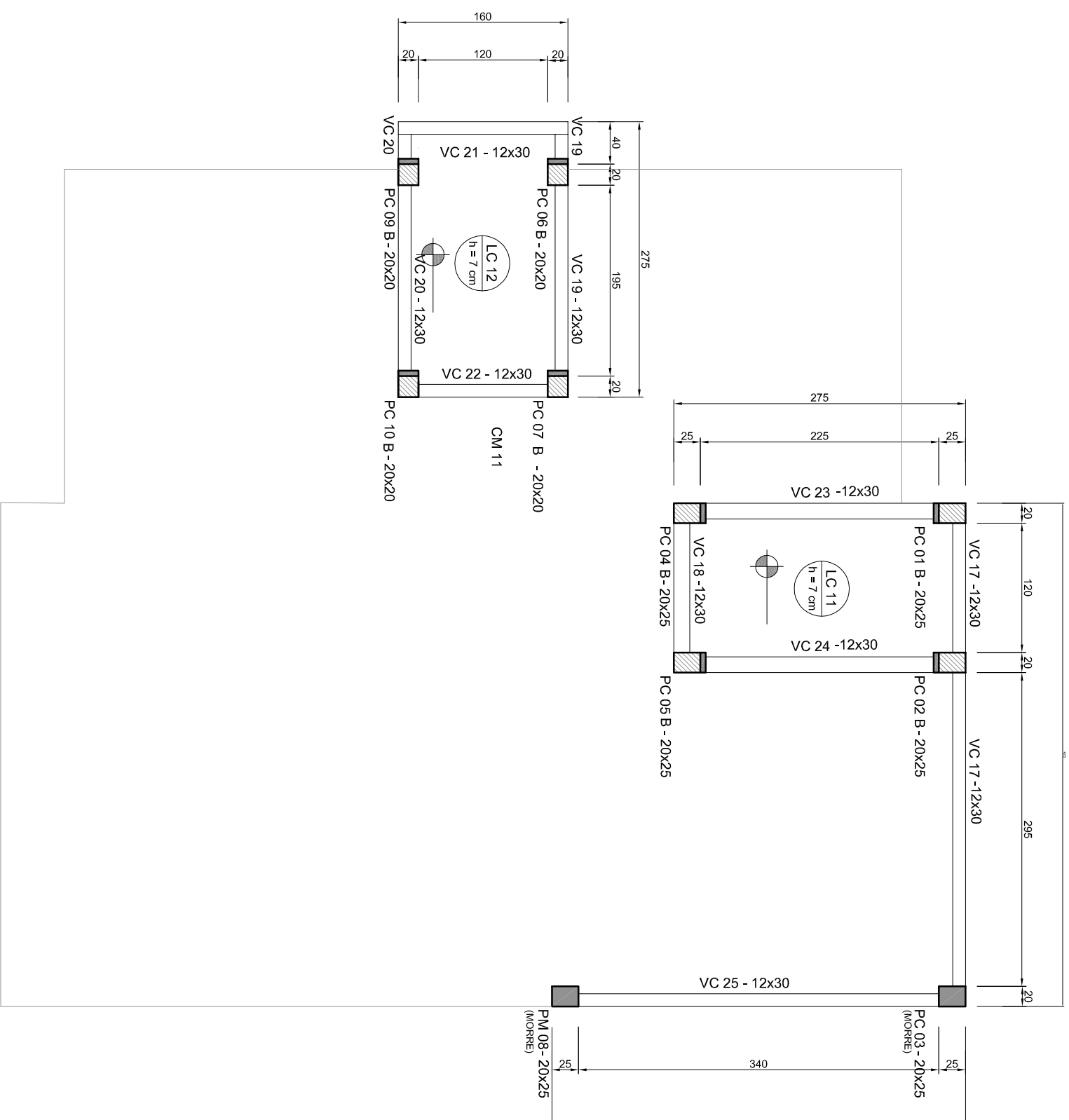


UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

PROJETO ESTRUTURAL

Forma do Baldrame

OBRAS:		ESCALA:	
Residência Unifamiliar		1:50	
LOCALIDADE:		DATA:	
Florianópolis/SC		18/07/2014	
PROJETISTA:	MATRICULA:	Nº FOLHA:	
Luigi Zanatta	08136061	02/27	
ORIENTADOR:			
Poliana Dias de Moraes			



Área de formas (m ²)	121,7
Volume de concreto (m ³)	8,97

Dados:

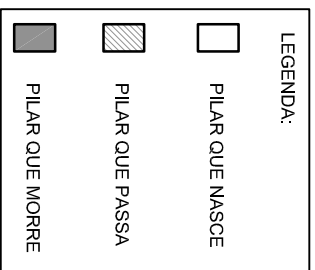
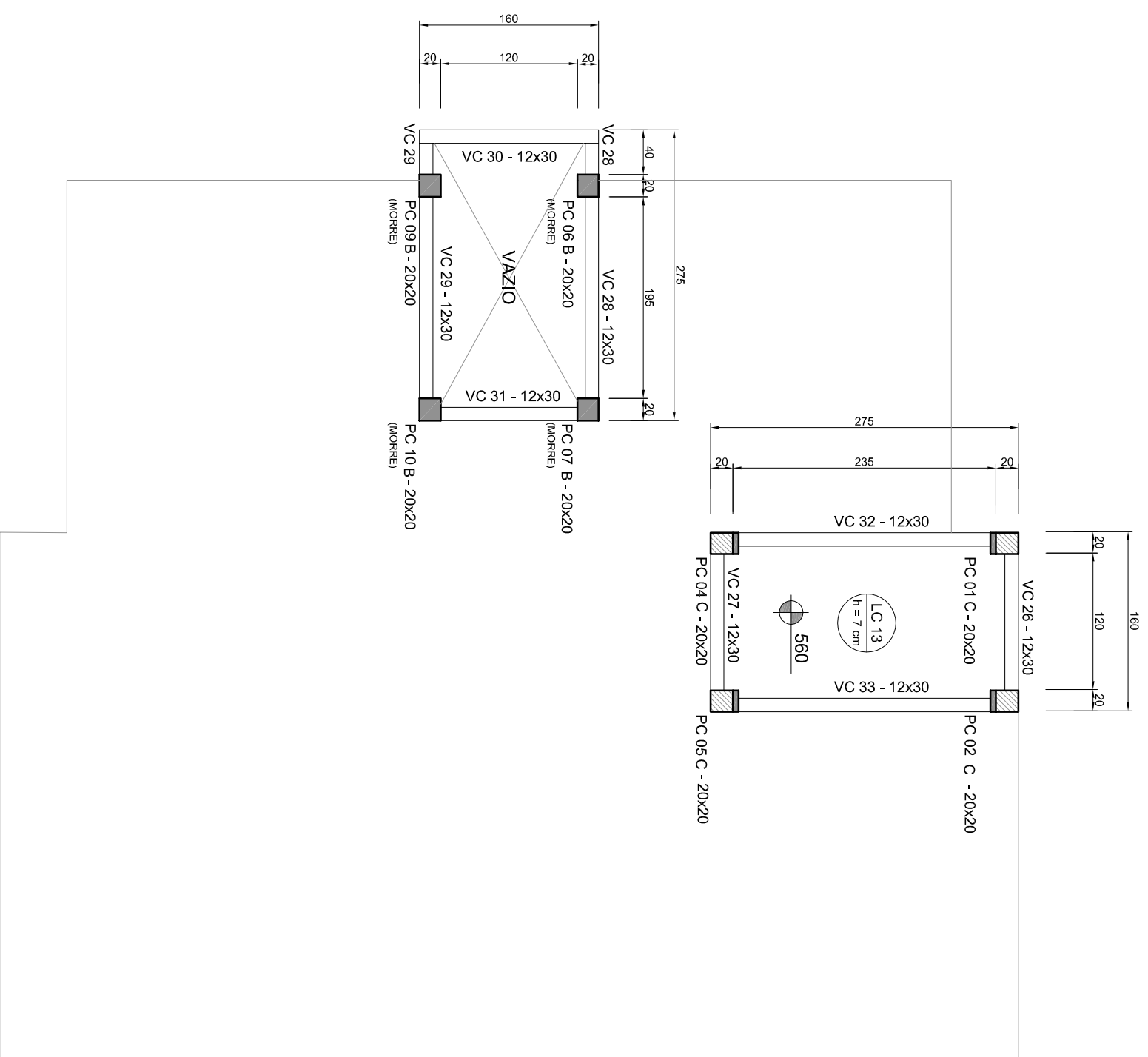
Classe de umidade 3			
Classe de agressividade II			
Concreto	C25	f _{ck}	25 MPa
Aço	CA50	f _{yk}	500 MPa
	CA60	f _{yk}	600 MPa
Chapa	MR250	f _y	250 MPa
Eletrodo	E60	f _u	415 MPa
Parafuso	ASTM A307	f _u	400 MPa
Madeira	Angelim Pedra	Pap	1170 kg/m
		f _{0,k}	53,69 MPa
		f _{0,k}	73,43 MPa
		f _{0,k}	6,10 MPa
		E ₀	16694 MPa

PROJETO ESTRUTURAL

Forma do Pavimento Superior

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

OBRA:	Residência Unifamiliar	ESCALA:	1:50
LOCALIDADE:	Florianópolis/SC	DATA:	18/07/2014
PROJETISTA:	Luigi Zanatta	MATRICULA:	08136061
ORIENTADOR:	Poiana Dias de Moraes	Nº FOLHA:	03/27



Área de formas (m ²)	121,7
Volume de concreto (m ³)	8,97

Dados:			
Classe de umidade 3			
Classe de agressividade II			
Concreto	C25	f _{ck}	25 MPa
Aço	CA50	f _{yk}	500 MPa
	CA60	f _{yk}	600 MPa
Chapa	MR250	f _y	250 MPa
Eletrodo	E60	f _u	415 MPa
Parafuso	ASTM A307	f _u	400 MPa
Madeira	Angelim Pedra Classe C60	Pap	1170 kg/m
		f _{0,k}	53,69 MPa
		f _{0,k}	73,43 MPa
		f _{0,k}	6,10 MPa
		E ₀	16694 MPa

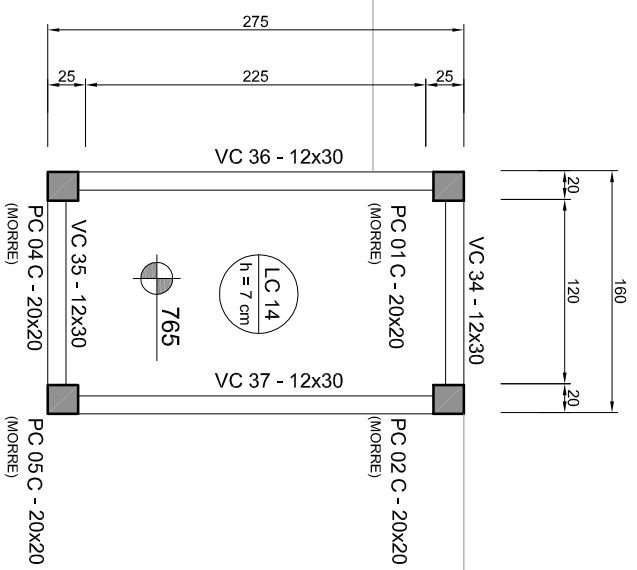
PROJETO ESTRUTURAL

Forma da Caixa d'Água



UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

PROJETO ESTRUTURAL		Forma da Caixa d'Água	
OBRA:	Residência Unifamiliar	ESCALA:	1:50
LOCALIDADE:	Florianópolis/SC	DATA:	18/07/2014
PROJETISTA:	Luigi Zanatta	MATRICULA:	08136061
ORIENTADOR:	Poiana Dias de Moraes	Nº FOLHA:	04 /27



LEGENDA:

<input type="checkbox"/>	PILAR QUE NASCE
<input checked="" type="checkbox"/>	PILAR QUE PASSA
<input checked="" type="checkbox"/>	PILAR QUE MORRE

Dados:

Classe de umidade 3			
Classe de agressividade II			
Concreto	C25	f_{ck}	25 MPa
Aço	CA50	f_{yk}	500 MPa
	CA60	f_{yk}	600 MPa
Chapa	MR250	f_y	250 MPa
Eletrodo	E60	f_u	415 MPa
Parafuso	ASTM A307	f_u	400 MPa
Madeira	Angelim Pedra Classe C60	Pap	1170 kg/m
		$f_{0,k}$	53,69 MPa
		$f_{0,k}$	73,43 MPa
		$f_{0,k}$	6,10 MPa
		E_{c0}	16694 MPa

Área de formas (m ²)	121,7
Volume de concreto (m ³)	8,97

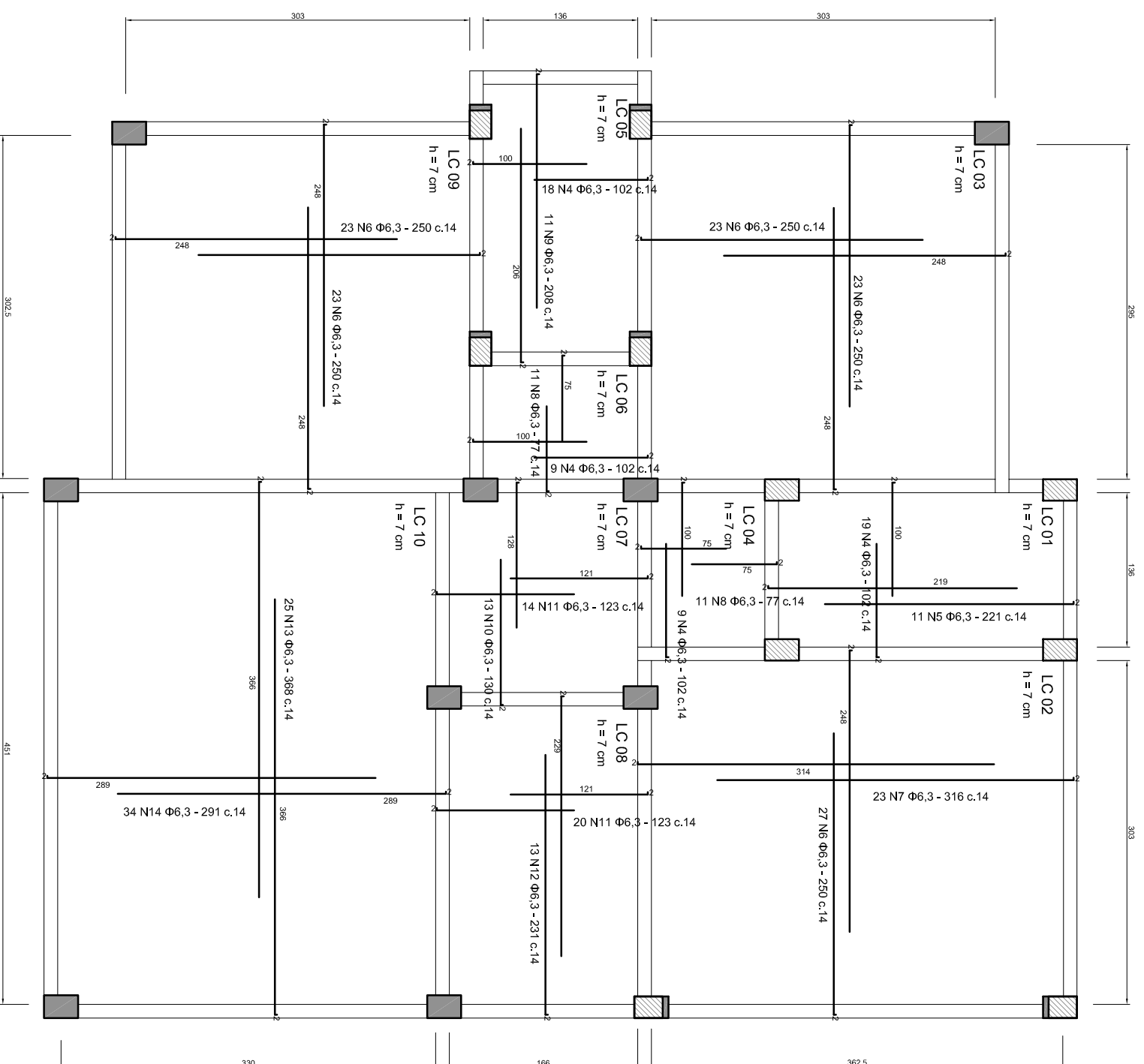
PROJETO ESTRUTURAL

Forma da Cobertura

OBRA:	Residência Unifamiliar	ESCALA:	1:50
LOCALIDADE:	Florianópolis/SC	DATA:	18/07/2014
PROJETISTA:	Luigi Zanatta	MATRÍCULA:	08136061
ORIENTADOR:	Poliana Dias de Moraes	Nº FOLHA:	05/27



LC 01 a LC 10
DETALHAMENTO DAS ARMADURAS POSITIVAS




Lista de Aço Laje Baldrame Armadura Positiva					
Aço	Ø (mm)	N	Quantidade	Comprimento	
				Unitário (cm)	Total (m)
CA-50	6,3	4	55	102	56,1
		5	11	221	24,31
		6	119	250	297,5
		7	23	316	72,68
		8	22	77	16,94
		9	11	208	22,88
		10	13	130	16,9
		11	34	123	41,82
		12	13	231	30,03
		13	25	368	92
		14	34	291	98,94

Quadro Resumo - Laje Baldrame Armadura Positiva			
Aço	Ø (mm)	Comprimento total (m)	Massa total + 10% (kg)
CA-50	6,3	770,1	207,54
Total (kg):			207,54

Área de formas (m ²)	115,4
Volume de concreto (m ³)	7,47

Dados:			
Classe de umidade 3			
Classe de agressividade II			
Concreto	C25	f _{ck}	25 MPa
Aço	CA50	f _{yk}	500 MPa
	CA60	f _{yk}	600 MPa
Chapa	MR250	f _y	250 MPa
Eletrodo	E60	f _u	415 MPa
Parafuso	ASTM A307	f _u	400 MPa
Madeira	Angelim Pedra	Pap	1170 kg/m
	Classe C60	f _{0,k}	53,69 MPa
		f _{0,k}	73,43 MPa
		f _{v0,k}	6,10 MPa
		E _{co}	16694 MPa

PROJETO ESTRUTURAL
Detailhamento das armaduras positivas
das lajes do Baldrame



UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

PROJETO ESTRUTURAL
Detailhamento das armaduras positivas das lajes do Baldrame

OBRAS: Residência Unifamiliar

LOCALIDADE: Florianópolis/SC

PROJETISTA: Luigi Zanatta

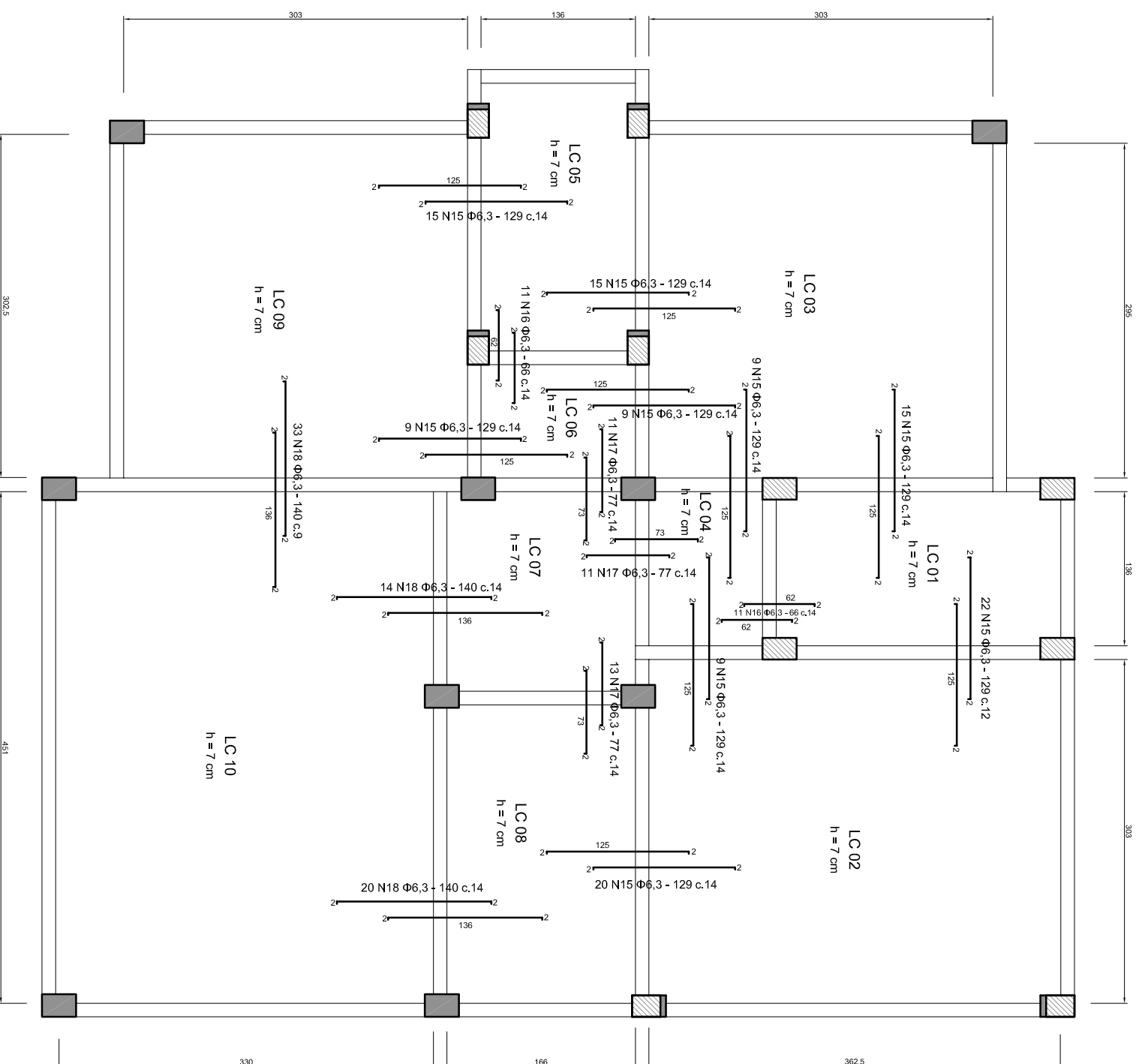
ORIENTADOR: Poliana Dias de Moraes

ESCALA: 1:50

DATA: 18/07/2014

Nº FOLHA: 06/27

LC 01 a LC 10
DETALHAMENTO DAS ARMADURAS NEGATIVAS



Lista de Aço Laje Baldrame Armadura Negativa						
Aço	Ø (mm)	N	Quantidade	Comprimento		
				Unitário (cm)	Total (m)	
CA-50	6,3	18	15	123	129	158,67
			16	22	66	14,52
			17	35	77	26,95
			67	140	93,8	

Quadro Resumo - Laje Baldrame Armadura Negativa			
Aço	Ø (mm)	Comprimento total (m)	Massa total + 10% (kg)
CA-50	6,3	293,94	79,22
		Total (kg):	79,22

Área de formas (m ²)	115,4
Volume de concreto (m ³)	7,47

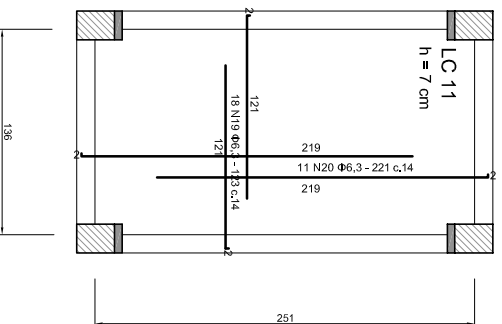
Dados:			
Classe de umidade 3			
Classe de agressividade II			
Concreto	C25	f _{ck}	25 MPa
Aço	CA50	f _{yk}	500 MPa
	CA60	f _{yk}	600 MPa
Chapa	MR250	f _y	250 MPa
Eletrodo	E60	f _u	415 MPa
Parafuso	ASTM A307	f _u	400 MPa
Madeira	Angelim Pedra	Pap	1170 kg/m
		f _{0,k}	53,69 MPa
		f _{0,k}	73,43 MPa
		f _{0,k}	6,10 MPa
	Classe	Ec0	16694 MPa

PROJETO ESTRUTURAL
Detalhamento das armaduras negativas
das lajes do Baldrame

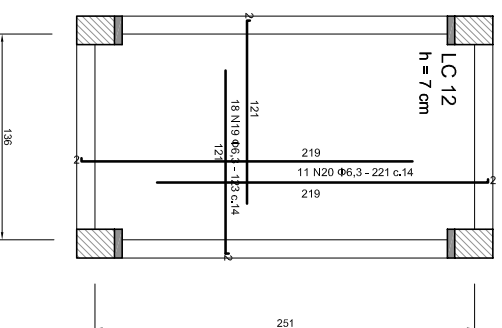


OBRA:	Residência Unifamiliar	ESCALA:	1:50
LOCALIDADE:	Florianópolis/SC	DATA:	18/07/2014
PROJETISTA:	Luigi Zanatta	MATRICULA:	08136061
ORIENTADOR:	Poliana Dias de Moraes	Nº FOLHA:	07 / 27

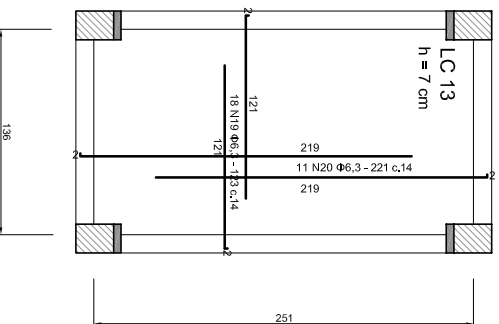
DETALHAMENTO DA ARMADURA POSITIVA



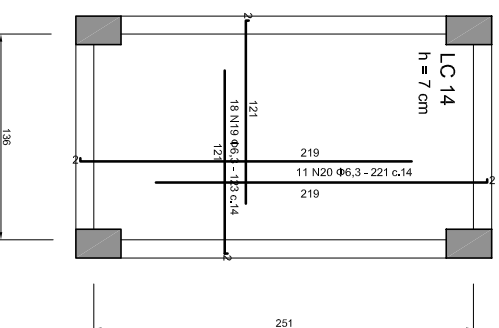
DETALHAMENTO DA ARMADURA POSITIVA



DETALHAMENTO DA ARMADURA POSITIVA



DETALHAMENTO DA ARMADURA POSITIVA



Lista de Aço Lajes L11, L12, L13 e L14 Armadura Positiva					
Aço	Ø (mm)	N	Quantidade	Comprimento	
				Unitário (cm)	Total (m)
CA-50	6,3	19	72	123	88,56
				20	97,24
			44	221	

Quadro Resumo - Laje Primeiro Pavimento Armadura Positiva				
Aço	Ø (mm)	Comprimento total (m)	Massa/m (kg/m)	Massa total + 10% (kg)
CA-50	6,3	185,8	0,245	50,07
			Total (kg):	50,07

Área de formas (m ²)	115,4
Volume de concreto (m ³)	7,47

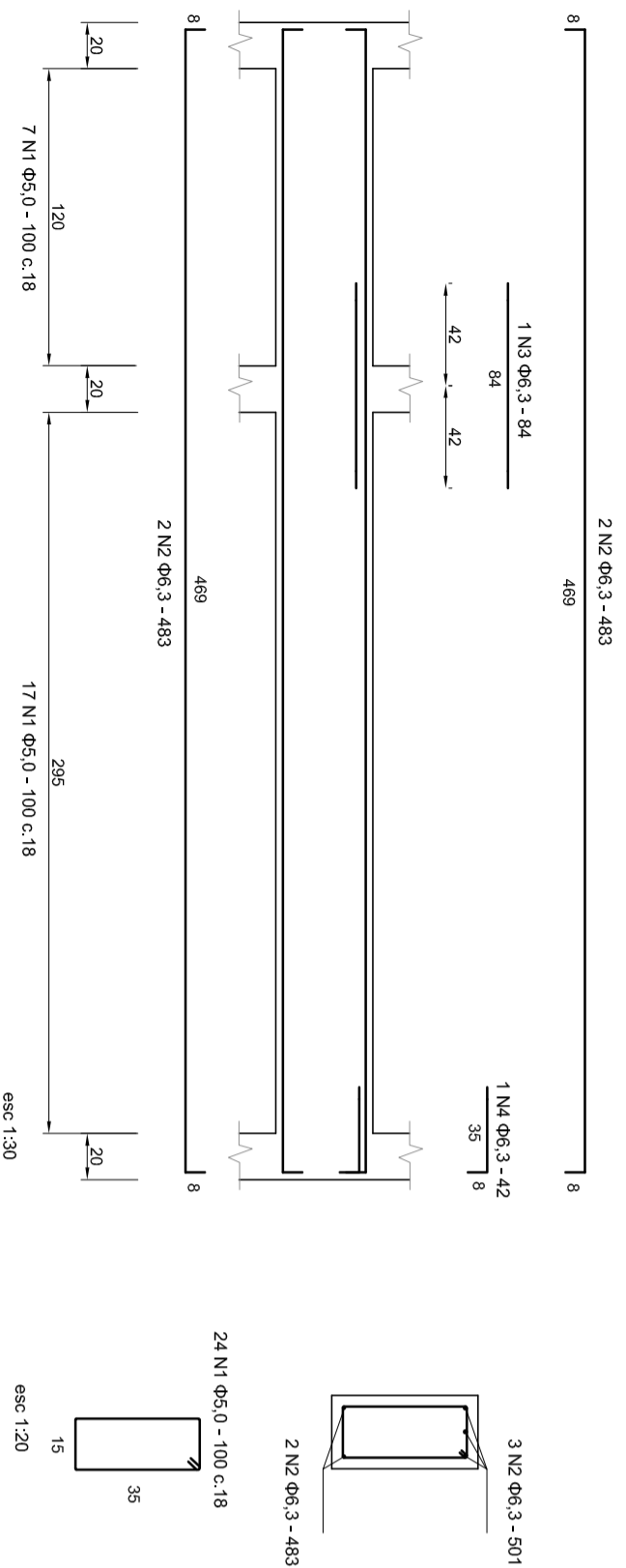
Dados:			
Classe de umidade 3			
Classe de agressividade II			
Concreto	C25	f _{ck}	25 MPa
Aço	CA50	f _{yk}	500 MPa
	CA60	f _{yk}	600 MPa
Chapa	MR250	f _y	250 MPa
Eletrodo	E60	f _u	415 MPa
Parafuso	ASTM A307	f _u	400 MPa
Madeira	Angelim Pedra	Pap	1170 kg/m
		f _{0,k}	53,69 MPa
		f _{0,k}	73,43 MPa
		f _{0,k}	6,10 MPa
		E ₀	16694 MPa



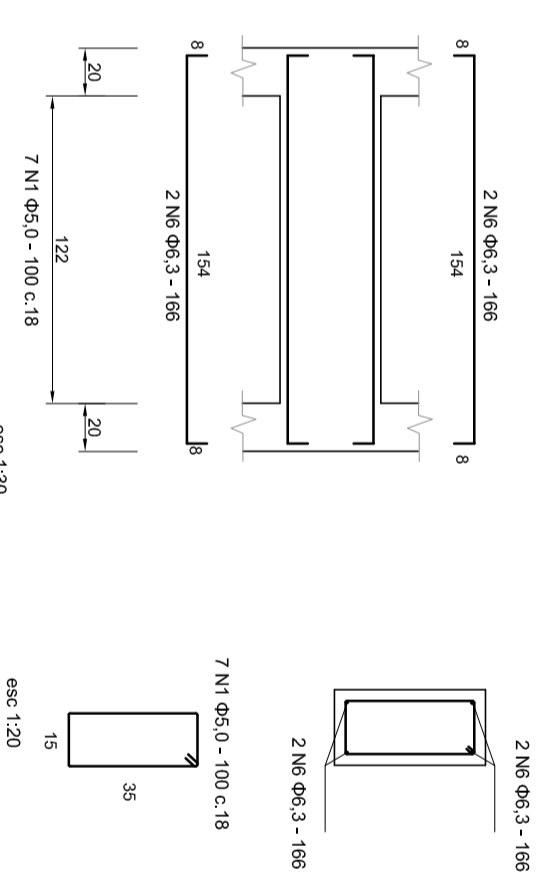
PROJETO ESTRUTURAL
 Detalhamento das armaduras positivas das lajes do primeiro pavto, caixa d'água e cobertura

OBRA:	Residência Unifamiliar	ESCALA:	1:50
LOCALIDADE:	Florianópolis/SC	DATA:	18/07/2014
PROJETISTA:	Luigi Zanatta	MATRICULA:	08136061
ORIENTADOR:	Poliana Dias de Moraes	Nº FOLHA:	08 /27

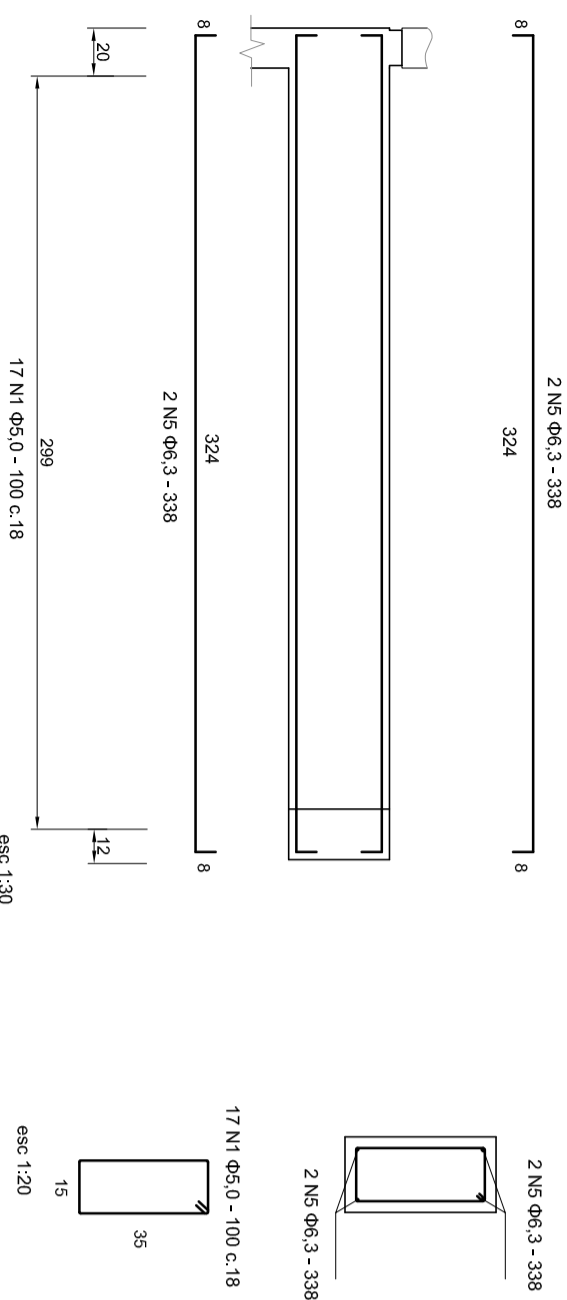
VC 01 - 20x40



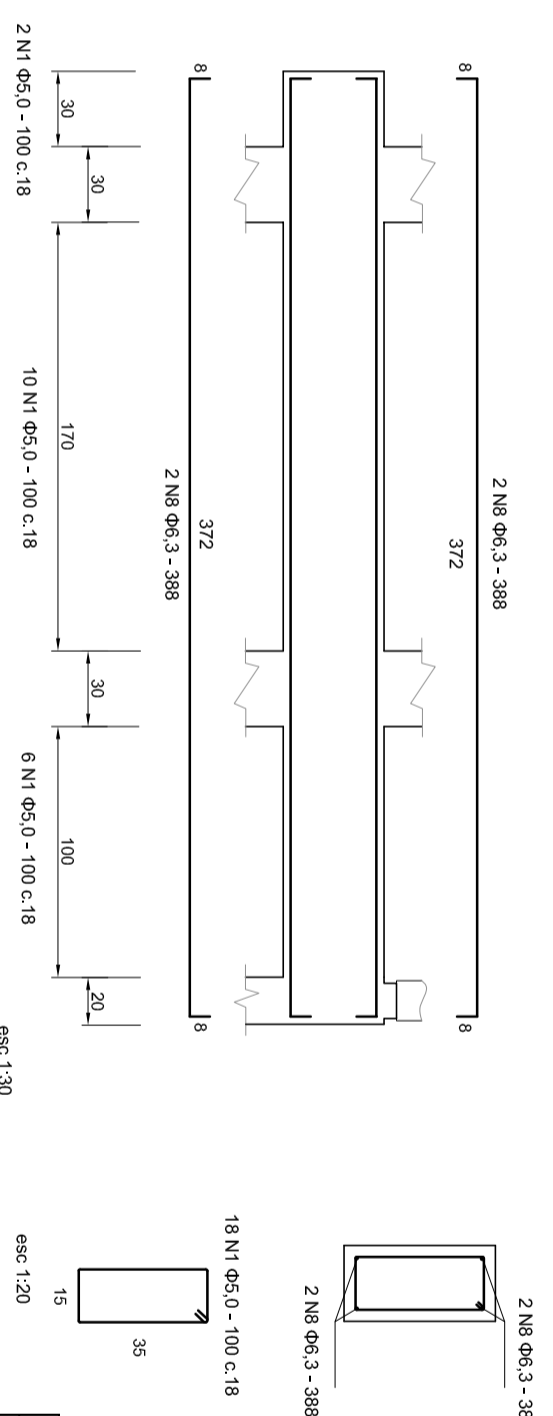
VC 03 = VC 12 - 12x20



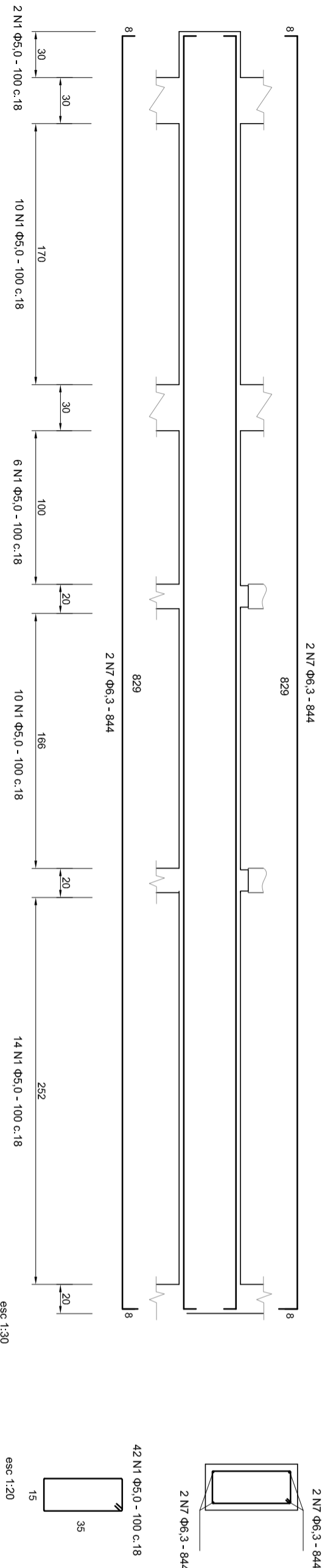
VC 02 - 20x40



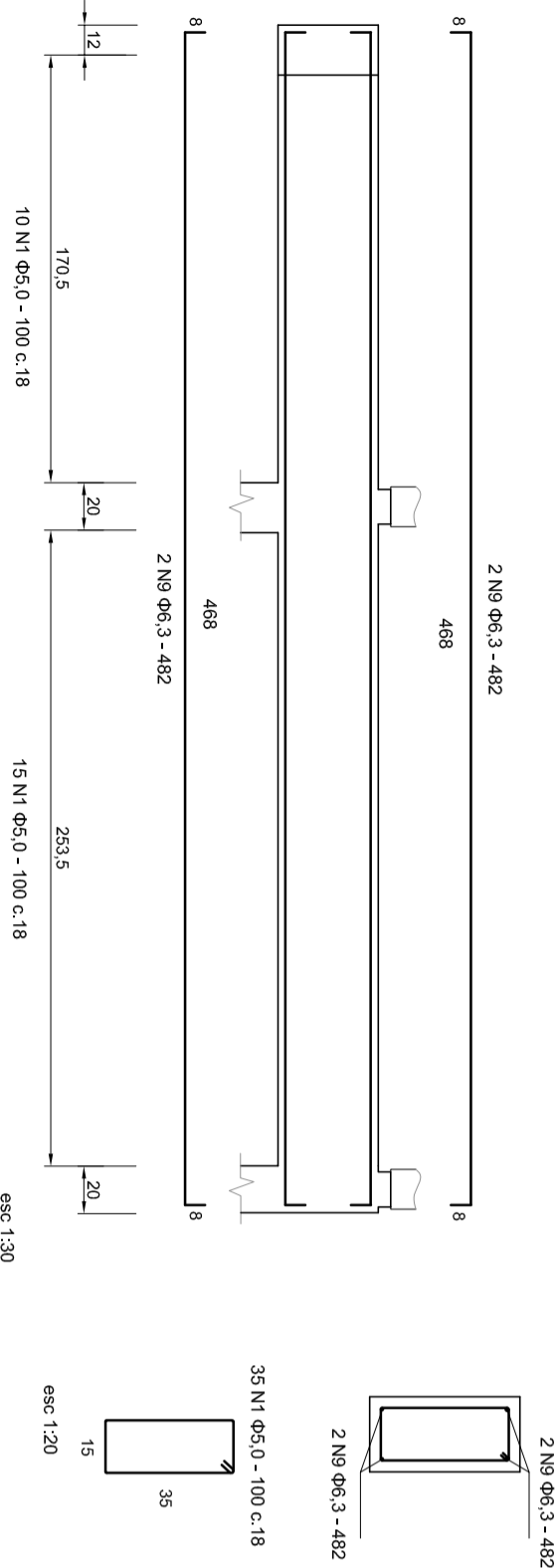
VC 05 - 20x40



VC 04 - 20x40



VC 06 - 20x40



Lista de Aço Vigas

Aço	Ø (mm)	N	Quantidade	Comprimento	
				Unitário (cm)	Total (m)
CA-60	5	1	327	100	327,00
		19	172	64	110,08
CA-50	6,3	2	4	483	19,32
		3	2	84	1,68
		4	4	42	1,68
		5	8	338	27,04
		6	16	166	26,56
		7	4	844	33,76
		8	4	388	15,52
		9	4	482	19,28
		10	4	342	13,68
		11	4	472	18,88
		13	4	340	13,60
		15	4	395	15,80
		16	4	209	8,36
		17	2	918	18,36
		21	2	483	9,66
		23	4	266	10,64
		28	2	266	5,32
30	6	283	16,98		
18	2	920	18,40		
19	2	920	18,40		
20	2	485	9,70		
25	4	285	11,40		
26	4	400	16,00		
27	2	270	5,40		
29	2	285	5,70		
14	2	922	18,44		
15	1	81	0,81		
16	1	112	1,12		
17	1	342	3,42		

Quadro Resumo - Vigas

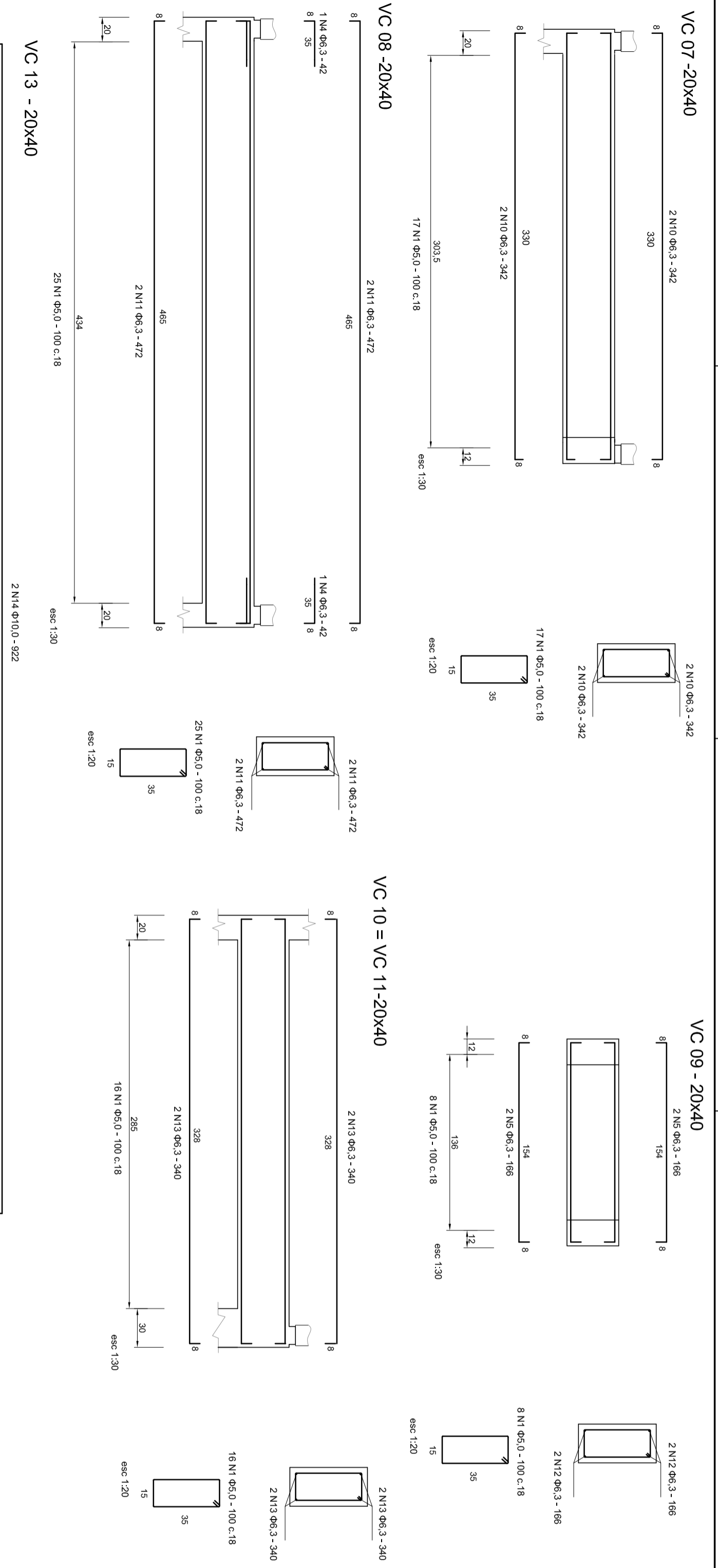
Aço	Ø (mm)	Comprimento total (m)	Massa/m (kg/m)	Massa total + 10% (kg)
Aço	5,0	437,08	0,154	74,04
	6,3	276,12	0,245	74,41
	8,0	96,28	0,395	41,83
CA-50	10	23,79	0,617	16,15
	12,5	0,00	0,963	0,00
Total (kg):				206,44

Dados:	
Classe de umidade 3	
Classe de agressividade II	
Concreto	C25 f _{ck} 25 MPa
Aço	CA50 f _{yk} 500 MPa
	CA60 f _{yk} 600 MPa
Chapa	MR250 f _y 250 MPa
Eletrodo	E60 f _u 415 MPa
Parafuso	ASTM A307 f _u 400 MPa
Madeira	Dap 1170 kg/m
	f _{0,k} 53,69 MPa
	f _{10,k} 73,43 MPa
Classe C60	f _{0,k} 6,10 MPa
	E ₀ 16694 MPa

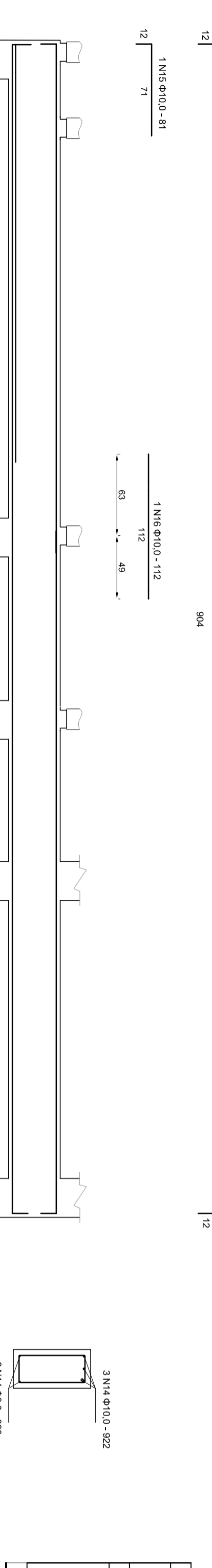
PROJETO ESTRUTURAL
Detalhamento das vigas de concreto
VC 01à VC 06 e VC 12



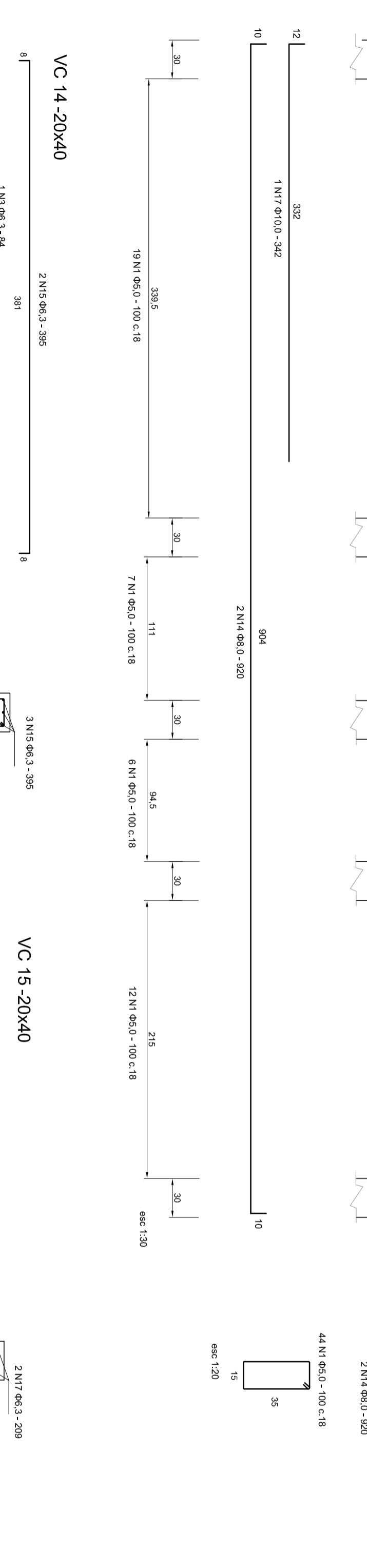
OBRA:		Residência Unifamiliar	
LOCALIDADE:		Florianópolis/SC	
PROJETA:	Luigi Zanatta	INSTRUIA:	08136061
ORIENTAOR:	Poliana Dias de Moraes	Nº FOLHA:	09/27
DATA:		18/07/2014	
ESCALA:		Indicada	




Lista de Aço Vigas					
Aço	Ø (mm)	N	Quantidade	Comprimento	
				Unitário (cm)	Total (m)
CA-60	5	1	327	100	327,00
		19	172	64	110,08
		2	4	483	19,32
		3	2	84	1,68
		4	4	42	1,68
		5	8	338	27,04
		6	16	166	26,56
		7	4	844	33,76
		8	4	388	15,52
		9	4	482	19,28
		10	4	342	13,68
		11	4	472	18,88
		13	4	340	13,60
		15	4	395	15,80
		16	4	209	8,36
		17	2	918	18,36
		CA-50	8	21	2
23	4			266	10,64
28	2			266	5,32
30	6			283	16,98
18	2			920	18,40
19	2			920	18,40
20	2			485	9,70
25	4			285	11,40
26	4			400	16,00
27	2			270	5,40
29	2			285	5,70
14	2			922	18,44
15	1			81	0,81
16	1			112	1,12
17	1			342	3,42



Quadro Resumo - Vigas				
Aço	Ø (mm)	Comprimento total (m)	Massa/m (kg/m)	Massa total + 10% (kg)
CA-60	5,0	437,08	0,154	74,04
	6,3	276,12	0,245	74,41
	8,0	96,28	0,395	41,83
CA-50	10	23,79	0,617	16,15
	12,5	0,00	0,963	0,00
Total (kg):				206,44



Dados:	
Classe de umidade	3
Classe de agressividade	II
Concreto	C25 f _{ck} 25 MPa
Aço	CA50 f _{yk} 500 MPa
	CA60 f _{yk} 600 MPa
Chapa	MR250 f _y 250 MPa
Eletrodo	E60 f _u 415 MPa
Parafuso	ASTM A307 f _u 400 MPa
	Dap 1170 kg/m
Angelim	f _{cd,k} 53,69 MPa
Pedra	f _{td,k} 73,43 MPa
Classe C60	f _{td,k} 6,10 MPa
	E _{cd} 16694 MPa

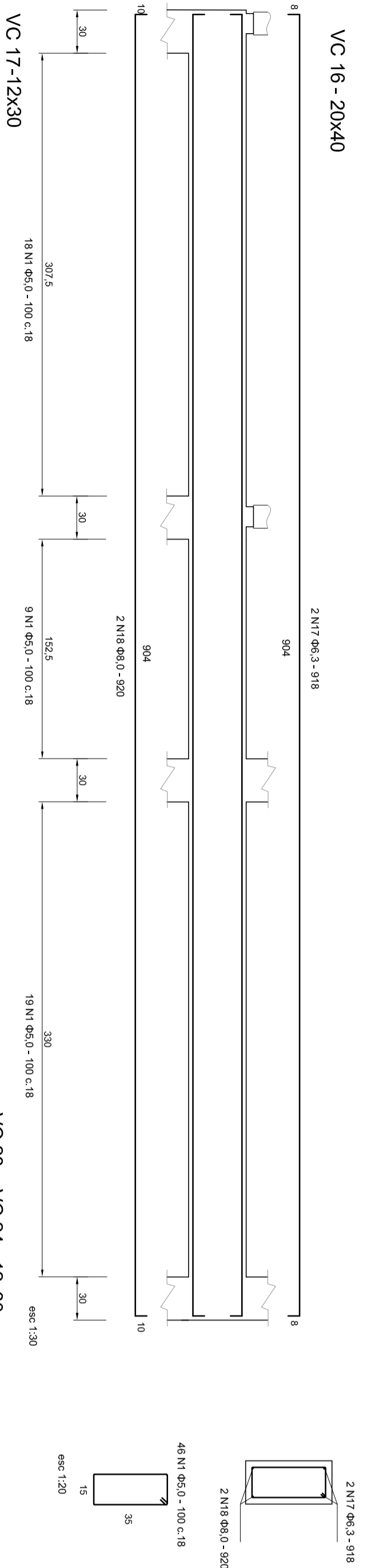


UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

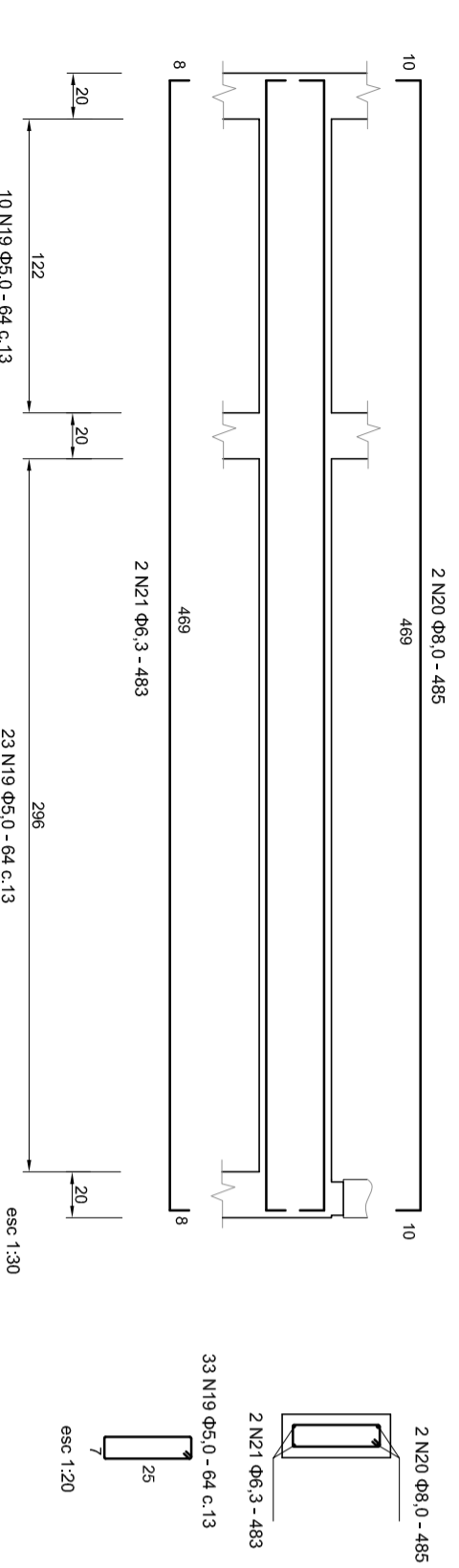
PROJETO ESTRUTURAL
Detalhamento das vigas de concreto VC 07 à VC 11 e VC 13 à VC 14

OBRA:	Residência Unifamiliar		ESCALA:	Indicada
LOCALIDADE:	Florianópolis/SC		DATA:	18/07/2014
PROJETISTA:	Luigi Zanatta	INSCRIÇÃO:	08136061	
ORIENTADOR:	Poliana Dias de Moraes		Nº FOLHA:	10 / 27

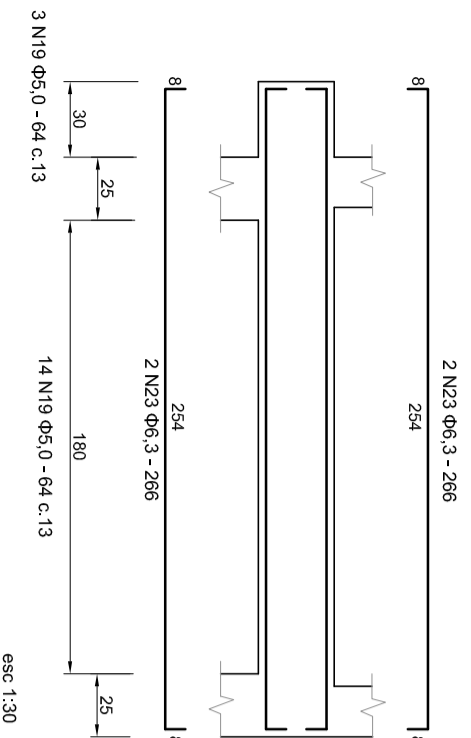
VC 16 - 20x40



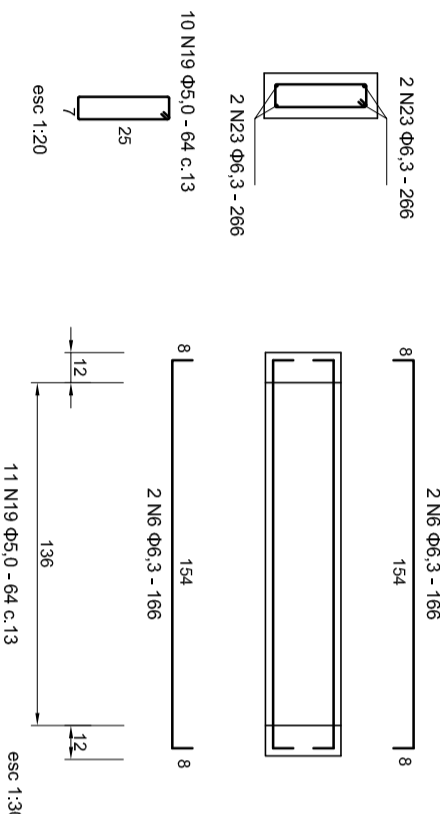
VC 17 - 12x30



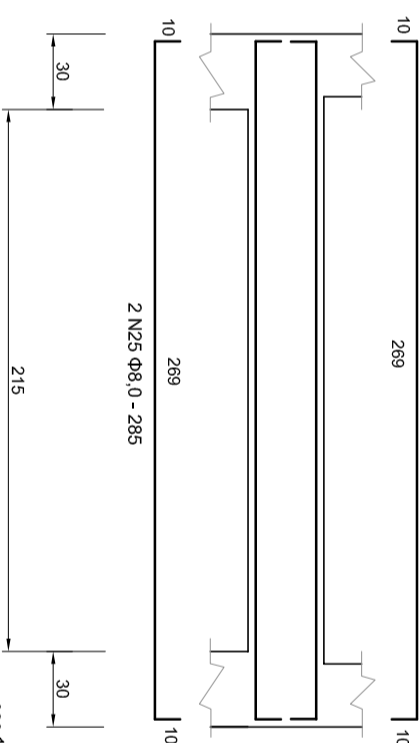
VC 19 = VC 20 - 12x30



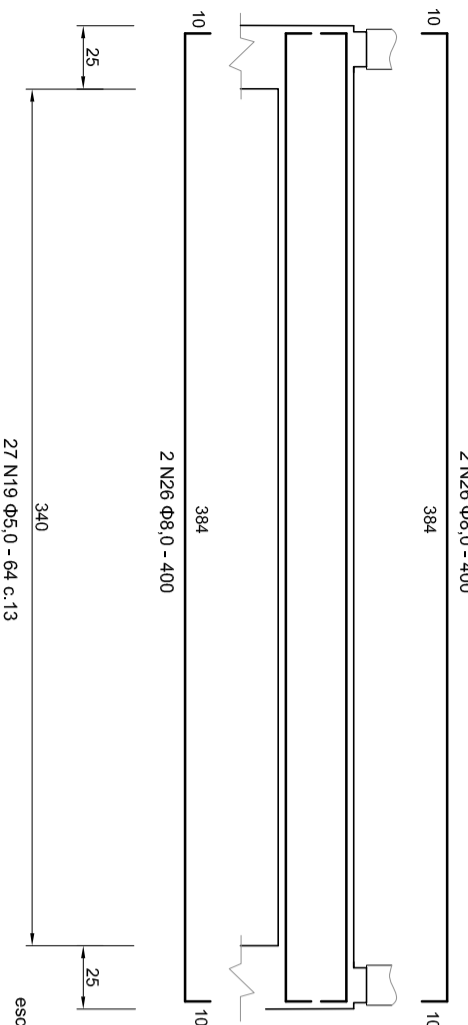
VC 21 = VC 30 - 12x30



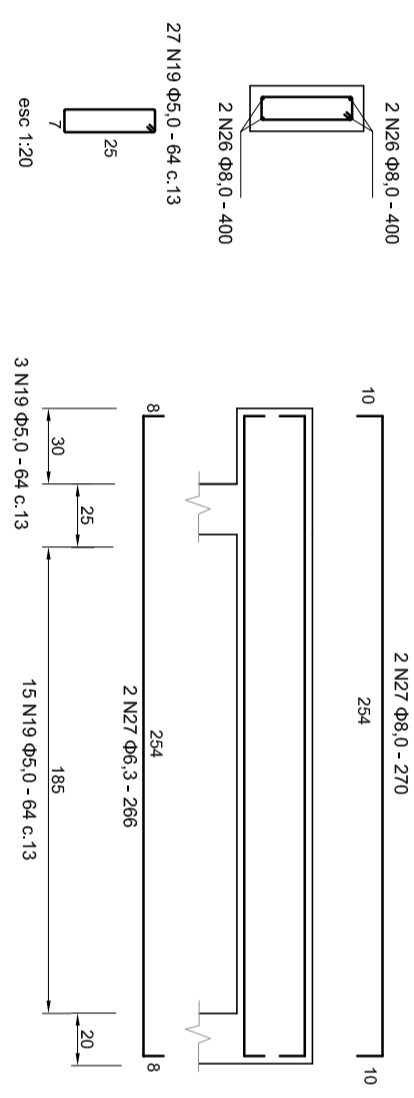
VC 18 = VC 22 = VC 26 = VC 27 - 12x30



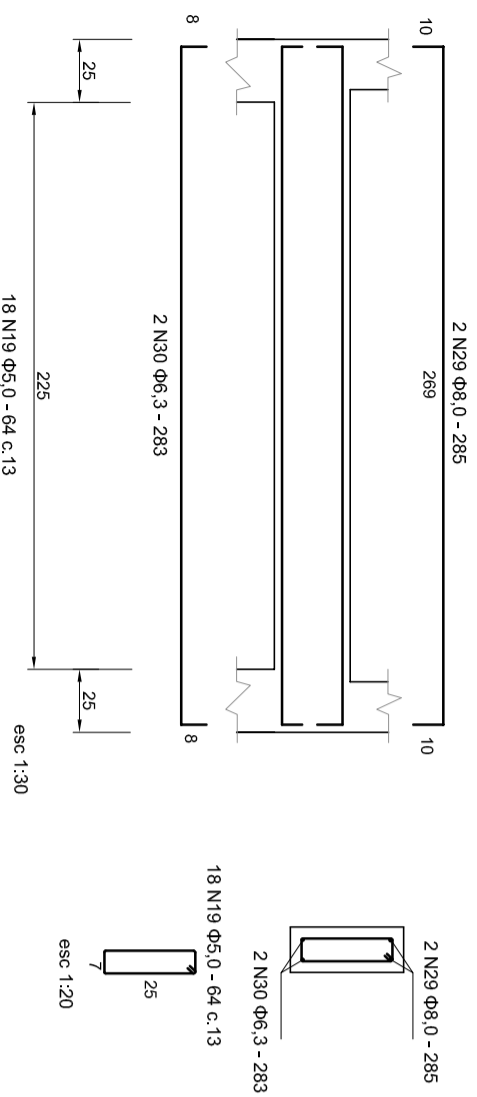
VC 25 - 12x30



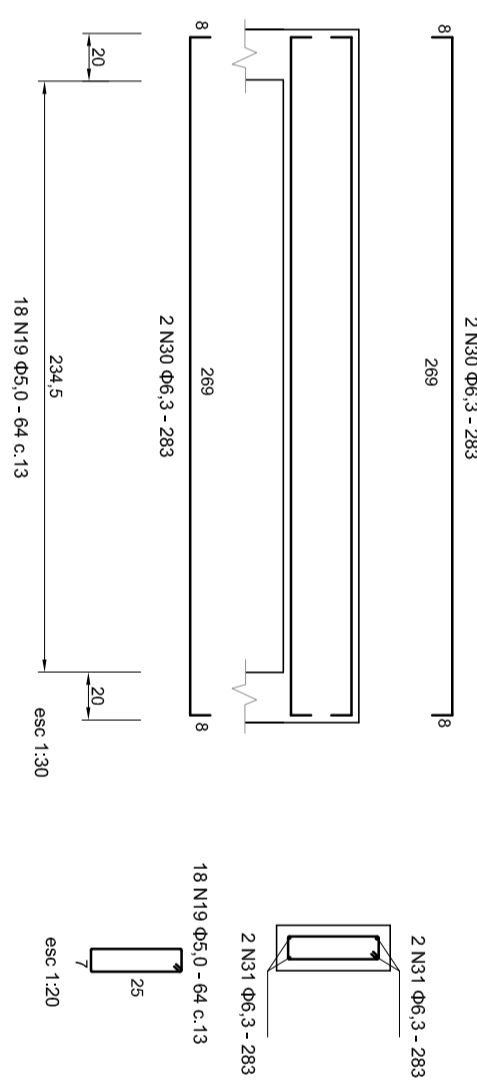
VC 28 = VC 29 - 12x30



VC 32 = VC 33 - 12x20



VC 36 = VC 37 - 12x20



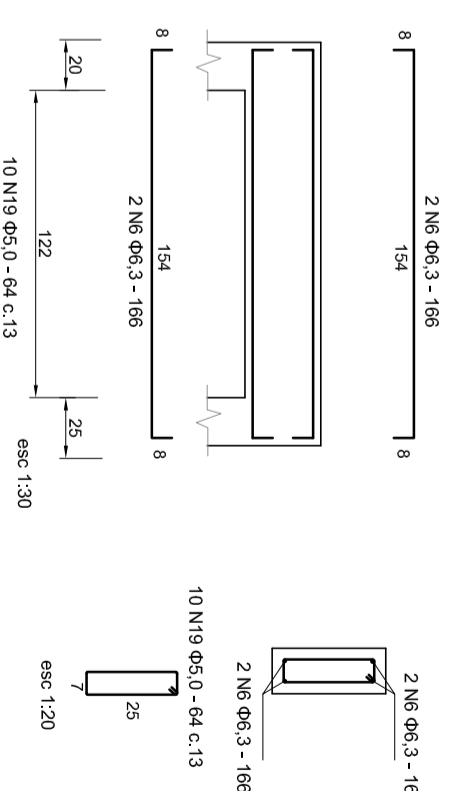
Lista de Aço Vigas

Aço	Ø (mm)	N	Quantidade	Comprimento
			Unitário (cm)	Total (m)
CA-60	5	1	327	100
		19	172	64
CA-50	6,3	2	4	483
		3	2	84
		4	4	42
		5	8	338
		6	16	166
		7	4	844
		8	4	388
		9	4	482
		10	4	342
		11	4	472
		13	4	340
		15	4	395
		16	4	209
		17	2	918
		21	2	483
		23	4	266
		28	2	266
30	6	283		
18	2	920		
19	2	920		
20	2	485		
25	4	285		
26	4	400		
27	2	270		
29	2	285		
14	2	922		
15	1	81		
16	1	112		
17	1	342		

Quadro Resumo - Vigas

Aço	Ø (mm)	Comprimento total (m)	Massa/m (kg/m)	Massa total + 10% (kg)
CA-60	5,0	437,08	0,154	74,04
	6,3	276,12	0,245	74,41
	8,0	96,28	0,395	41,83
CA-50	10	23,79	0,617	16,15
	12,5	0,00	0,963	0,00
Total (kg):				206,44

VC 31 = VC 34 = VC 35 - 12x20



Dados:	
Classe de umidade 3	
Classe de agressividade II	
Concreto	C25 f _{ck} 25 MPa
Aço	CA50 f _{yk} 500 MPa
	CA60 f _{yk} 600 MPa
	MR250 f _y 250 MPa
Chapa	f _u 415 MPa
Eletrodo	f _u 400 MPa
Parafuso	ASTM A307 f _u 400 MPa
	Dap 1170 kg/m
Madeira	f _{0,k} 53,69 MPa
	f _{10,k} 73,43 MPa
	f _{0,k} 6,10 MPa
	E ₀ 16694 MPa

PROJETO ESTRUTURAL
Detalhamento das vigas de concreto
VC 16 à VC 37

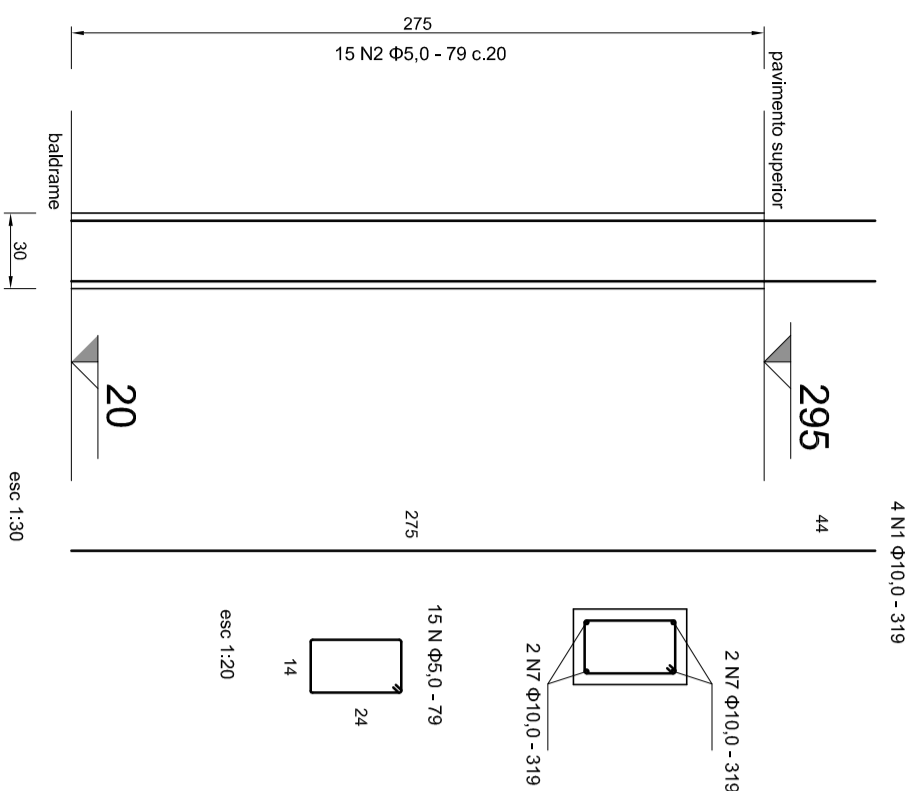
OBRA: Residência Unifamiliar
LOCALIDADE: Florianópolis/SC
PROJETISTA: Luígi Zanatta
ORIENTADOR: Poliana Dias de Moraes

ESCALA: Indicada
DATA: 18/07/2014

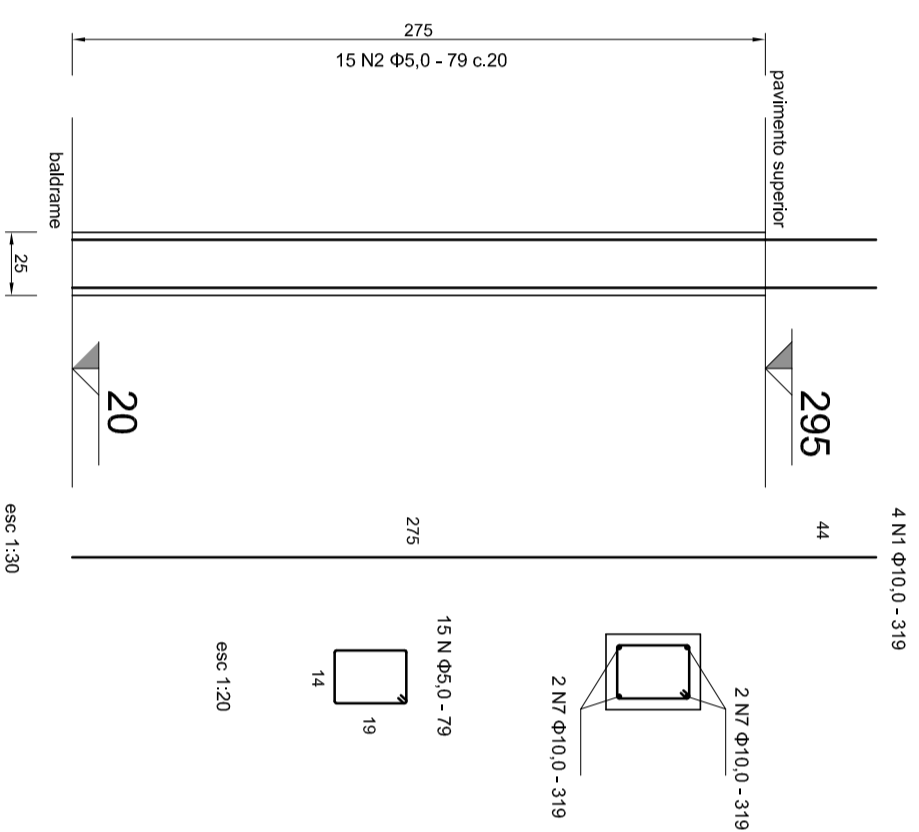
MATRICULA: 08136061
Nº FOLHA: 11 / 27



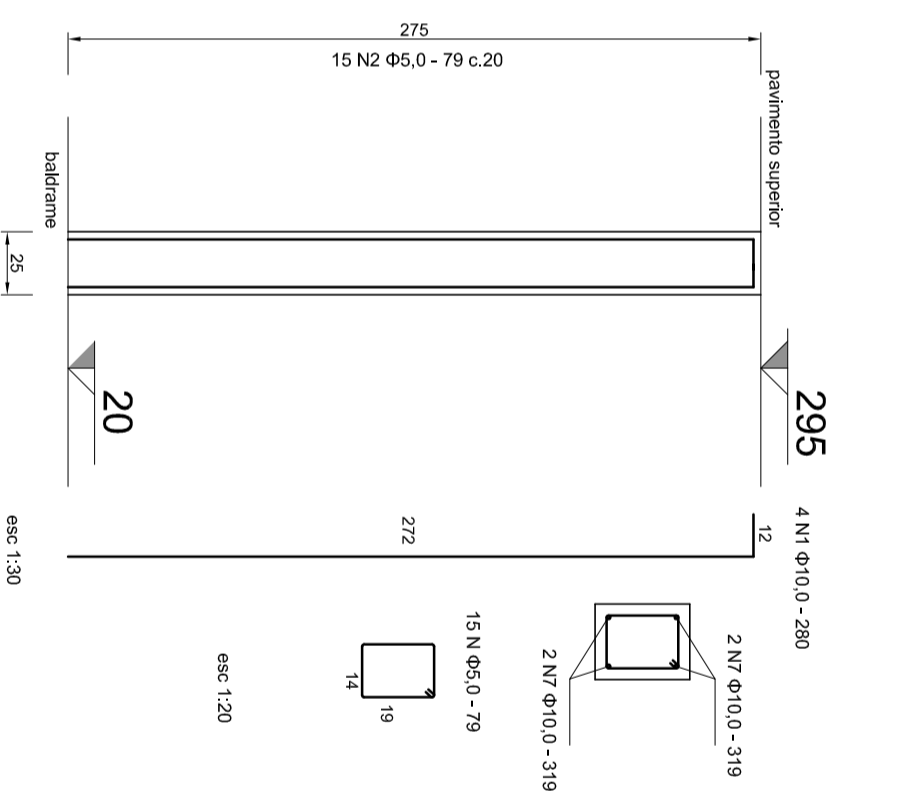
PC 01A = PC 02A = PC 04A = PC 05A - 20x30



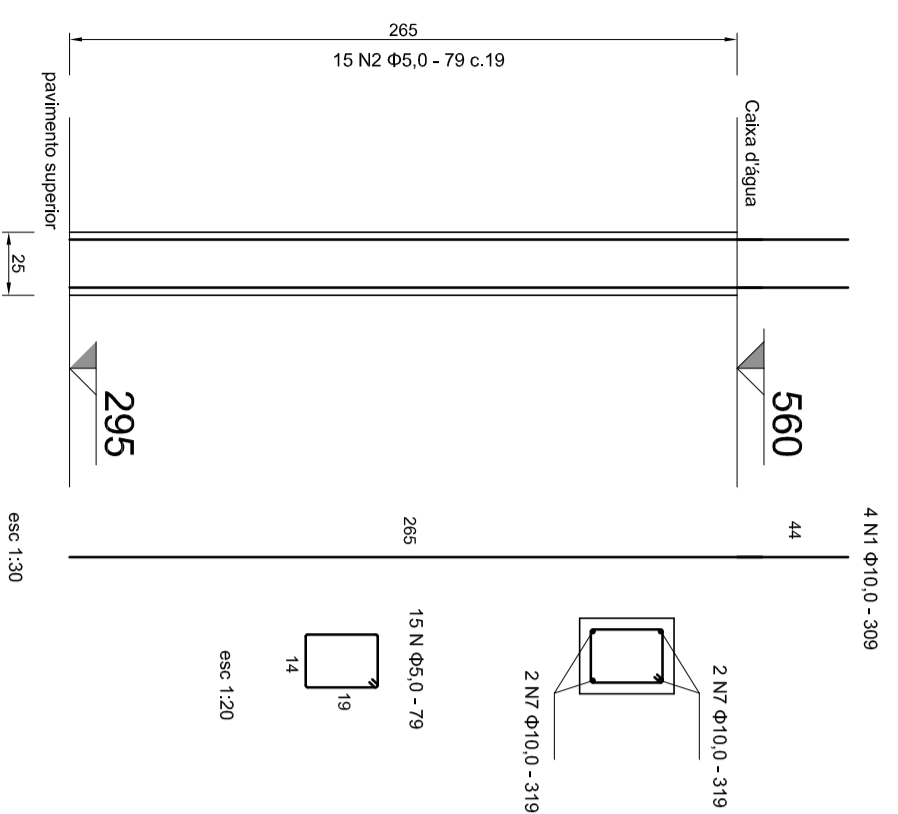
PC 06A = PC 07A = PC 08A = PC 08A - 20x25



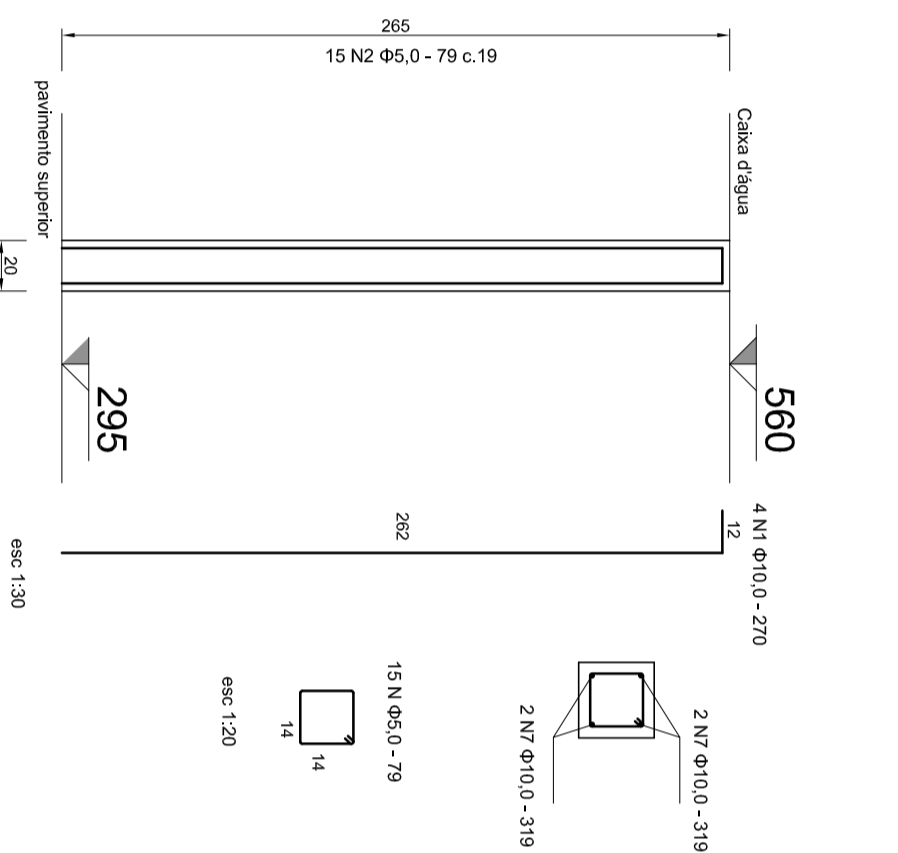
PC 03 = PC 08 - 20x25



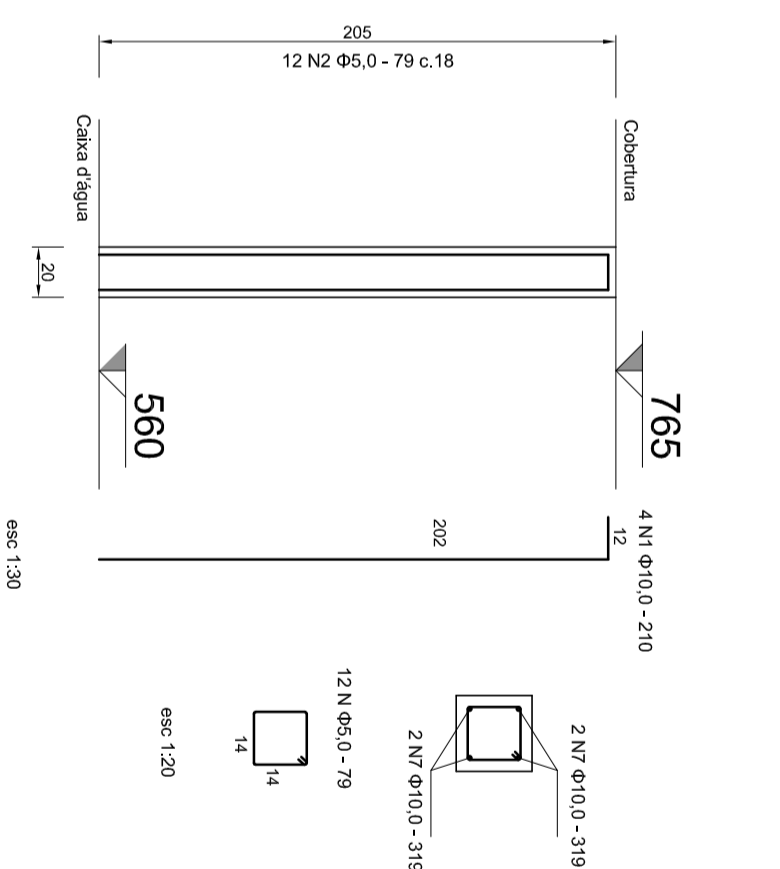
PC 01B = PC 02B = PC 04B = PC 05B - 20x25



PC 06B = PC 07B = PC 08B = PC 08B - 20x20



PC 06B = PC 07B = PC 08B = PC 08B - 20x20



Lista de Aço Pilares			
Aço	Ø (mm)	N	Comprimento Unitário (cm) Total (m)
CA-50	10	57	32 319 102,08
		58	8 280 22,4
		59	16 309 49,44
		60	16 270 43,2
		61	16 210 33,6

Quadro Resumo - Pilares		
Aço	Ø (mm)	Comprimento total (m) Massa/m (kg/m) Massa total + 10% (kg)
CA-50	10,0	250,72 0,617 170,16
		Total (kg): 170,16

Quadro Resumo Geral de Aço			
Aço	Ø (mm)	Comprimento total (m)	Massa/m (kg/m) Massa total + 10% (kg)
CA-60	5,0	437,08	0,154 74,04
	6,3	1525,96	0,245 411,25
	8,0	96,28	0,395 41,83
CA-50	10	274,51	0,617 186,31
	12,5	0	0,963 0,00
			Total (kg): 713,43

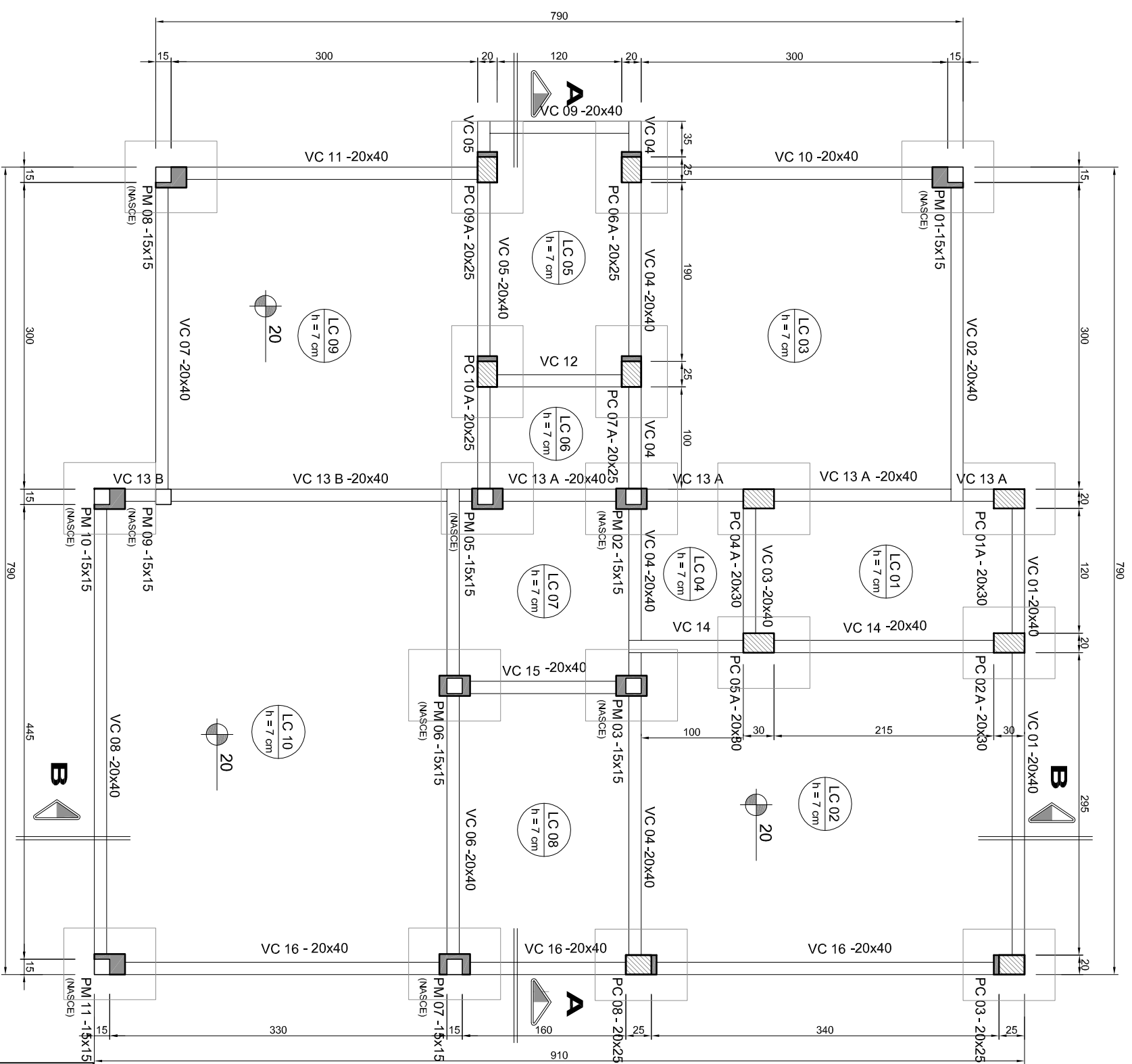
Dados:	
Classe de umidade	3
Classe de agressividade	II
Concreto	C25 f _{ck} 25 MPa
Aço	CA50 f _{yk} 500 MPa
	CA60 f _{yk} 600 MPa
Chapa	MR250 f _y 250 MPa
Eletrodo	E60 f _u 415 MPa
Parafuso	ASTM A307 f _u 400 MPa
Argelim	Dap 1170 kg/m
Pedra	f _{ck} 53,69 MPa
	f _{tk} 73,43 MPa
Madeira	f _{0,k} 6,10 MPa
Classe C60	E ₆₀ 15694 MPa

PROJETO ESTRUTURAL

Detalhamento dos pilares de concreto e resumo geral de aço

OBRA:	Residência Unifamiliar	ESCALA:	Indicada
LOCALIDADE:	Florianópolis/SC	DATA:	18/07/2014
PROJETISTA:	Luigi Zanatta	INSTRUCIONADOR:	08136061
ORIENTADOR:	Poliana Dias de Moraes	Nº FOLHA:	12/27





LEGENDA:

	PILAR QUE NASCE
	PILAR QUE PASSA
	PILAR QUE MORRE

Dados:

Classe de umidade 3			
Classe de agressividade II			
Concreto	C25	f_{ck}	25 MPa
Aço	CA50	f_{yk}	500 MPa
	CA60	f_{yk}	600 MPa
Chapa	MR250	f_y	250 MPa
Eletrodo	E60	f_u	415 MPa
Parafuso	ASTM A307	f_u	400 MPa
Madeira	Angelim Pedra	Pap	1170 kg/m
		$f_{0,k}$	53,69 MPa
		$f_{0,k}$	73,43 MPa
		$f_{0,k}$	6,10 MPa
		E_{c0}	16694 MPa

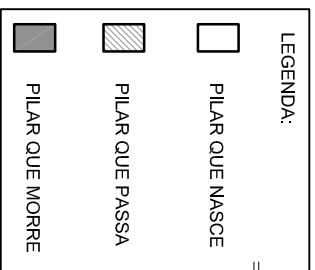
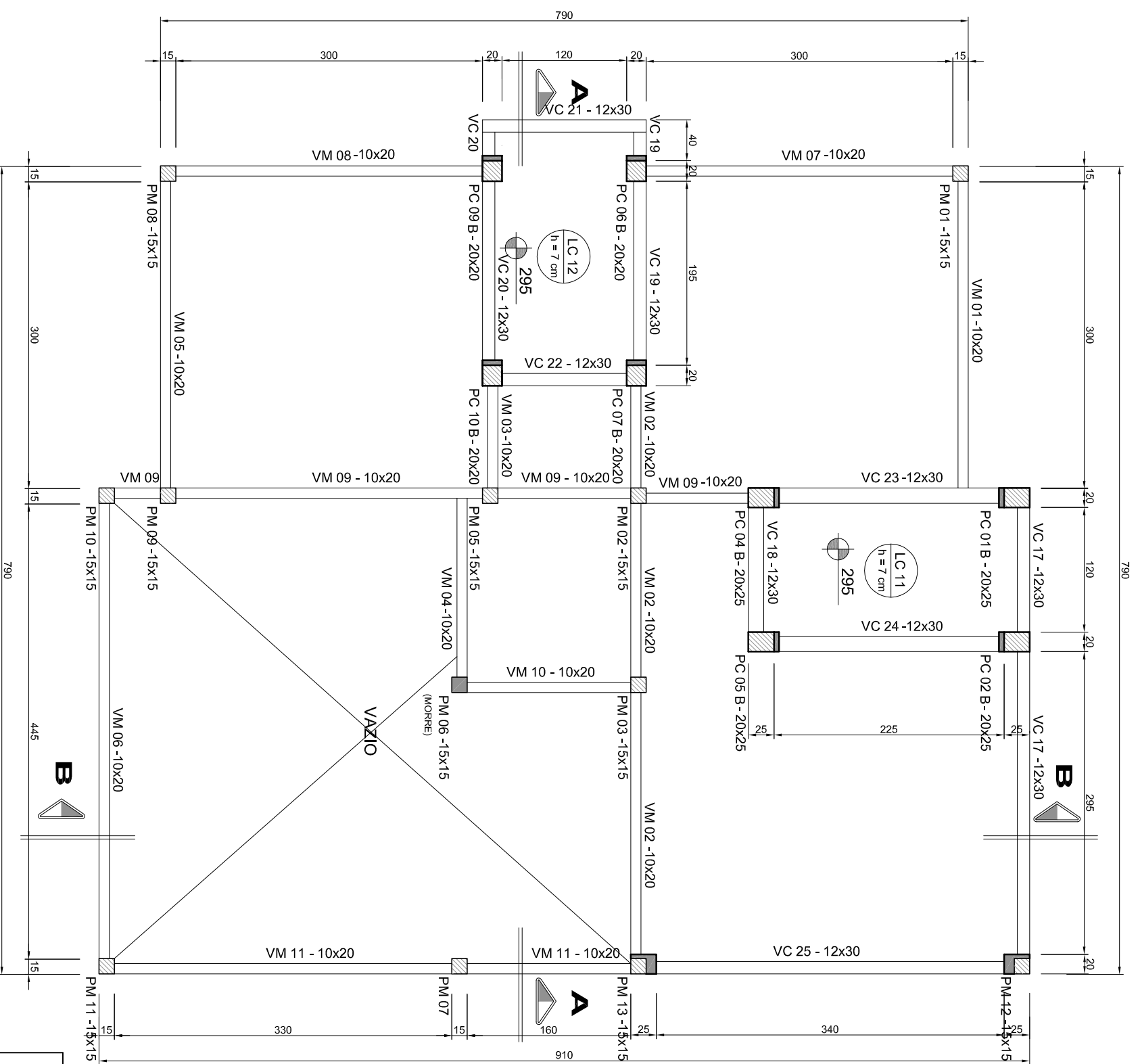
PROJETO ESTRUTURAL

Planta do Baldrame

OBRA:	Residência Unifamiliar	ESCALA:	1:50
LOCALIDADE:	Florianópolis/SC	DATA:	18/07/2014
PROJETISTA:	Luigi Zanatta	MATRICULA:	08136061
ORIENTADOR:	Poiana Dias de Moraes	Nº FOLHA:	13/27



UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL



Dados:

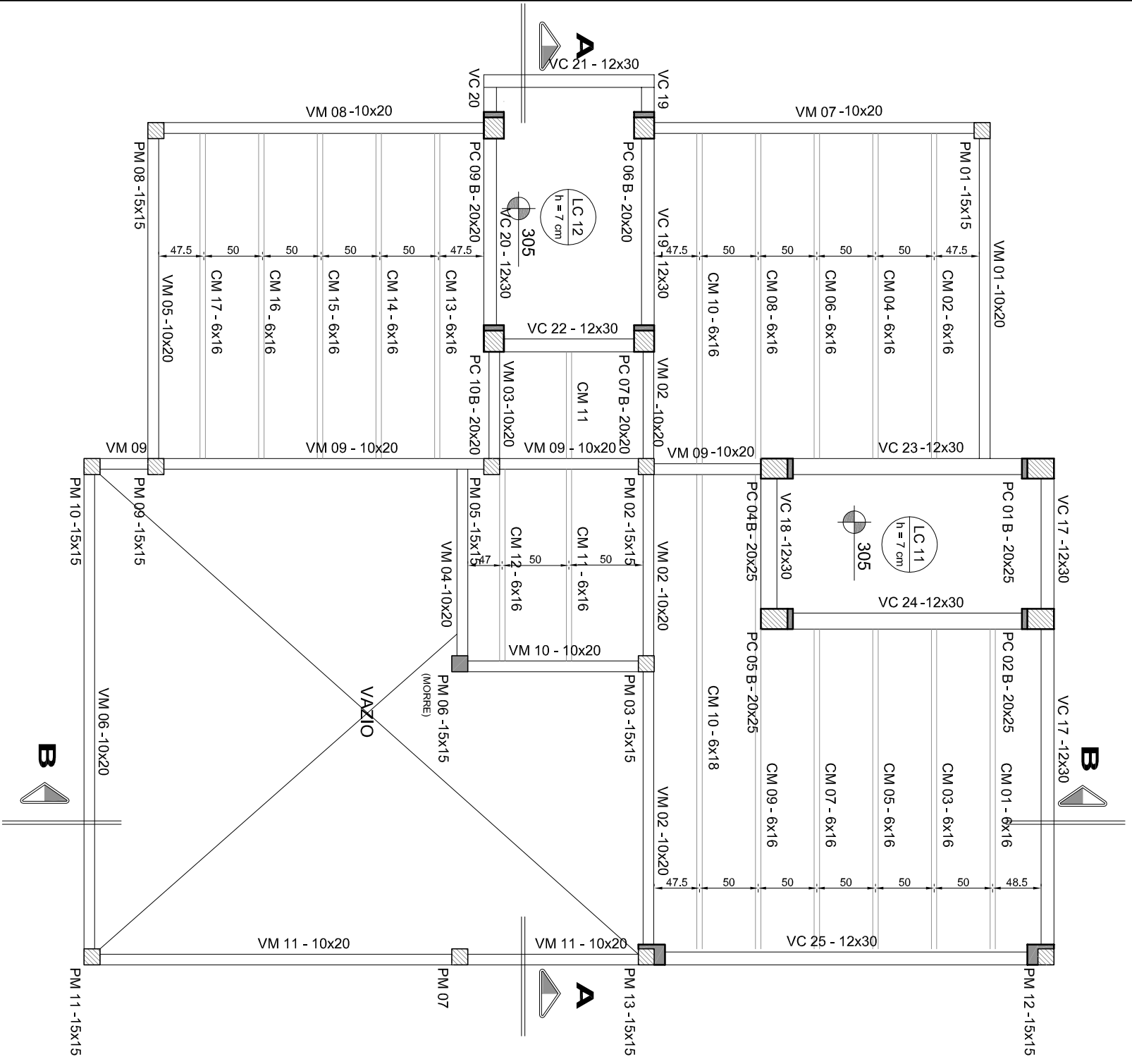
Classe de umidade 3	
Classe de agressividade II	
Concreto	C25 f _{ck} 25 MPa
Aço	CA50 f _{yk} 500 MPa
	CA60 f _{yk} 600 MPa
Chapa	MR250 f _y 250 MPa
Eletrodo	E60 f _u 415 MPa
Parafuso	ASTM A307 f _u 400 MPa
Madeira	Angelim Pedra Classe C60
	Pap 1170 kg/m
	f _{0,k} 53,69 MPa
	f _{0,k} 73,43 MPa
	f _{y,0,k} 6,10 MPa
	E ₀ 16694 MPa

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

PROJETO ESTRUTURAL

Planta do Primeiro Pavimento

OBRA:	Residência Unifamiliar	ESCALA:	1:50
LOCALIDADE:	Florianópolis/SC	DATA:	18/07/2014
PROJETISTA:	Luigi Zanatta	MATRICULA:	08136061
ORIENTADOR:	Poiana Dias de Moraes	Nº FOLHA:	14/27



LEGENDA:

<input type="checkbox"/>	PILAR QUE NASCE
<input checked="" type="checkbox"/>	PILAR QUE PASSA
<input checked="" type="checkbox"/>	PILAR QUE MORRE

Dados:

Classe de umidade 3			
Classe de agressividade II			
Concreto	C25	f_{ck}	25 MPa
Ago	CA50	f_{yk}	500 MPa
	CA60	f_{yk}	600 MPa
Chapa	MR250	f_y	250 MPa
Eletrodo	E60	f_u	415 MPa
Parafuso	ASTM A307	f_u	400 MPa
Madeira	Angellim	Pap	1170 kg/m
	Pedra	$f_{0,k}$	53,69 MPa
	Classe C60	$f_{0,k}$	73,43 MPa
		$f_{y0,k}$	6,10 MPa
		E_{c0}	16694 MPa



UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

PROJETO ESTRUTURAL
Planta do Primeiro Pavimento
com locação dos cabros

OBRAS: Residência Unifamiliar

LOCALIDADE: Florianópolis/SC

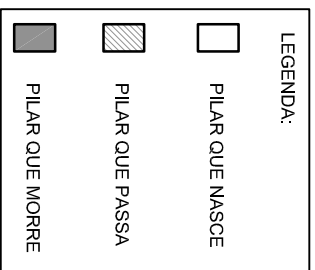
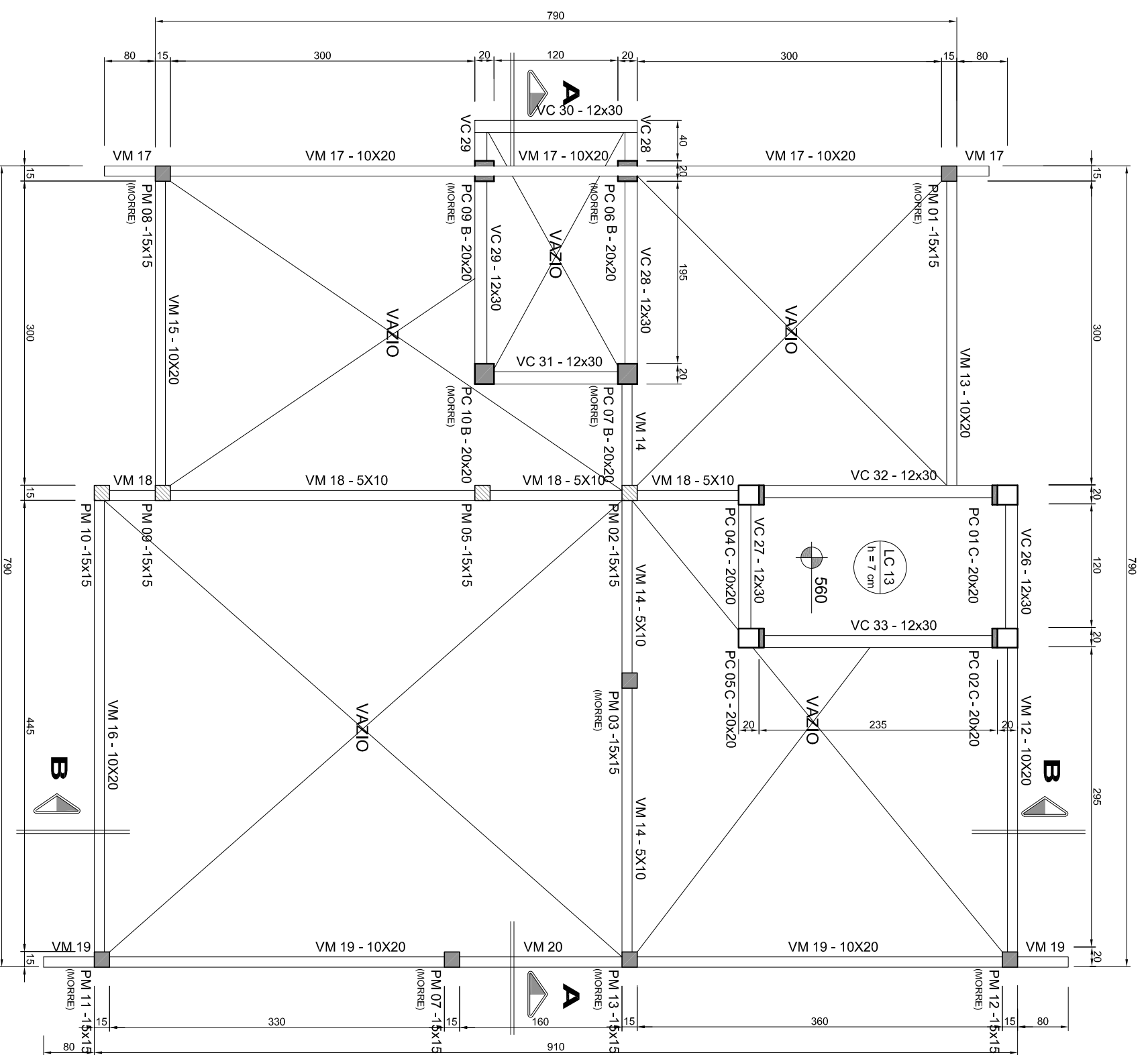
PROJETISTA: Luigi Zanatta

ORIENTADOR: Poliana Dias de Moraes

ESCALA: 1:50

DATA: 18/07/2014

Nº FOLHA: 15 / 27



Dados:

Classe de umidade 3		
Classe de agressividade II		
Concreto	C25 f _{ck} 25 MPa	
Aço	CA50 f _{yk} 500 MPa	
	CA60 f _{yk} 600 MPa	
Chapa	MR250 f _y 250 MPa	
Eletrodo	E60 f _u 415 MPa	
Parafuso	ASTM A307 f _u 400 MPa	
Madeira	Angelim Pap	f _{0,k} 1170 kg/m
	Pedra	f _{0,k} 53,69 MPa
		f _{0,k} 73,43 MPa
	Classe C60	f _{0,k} 6,10 MPa
	Eco	16694 MPa

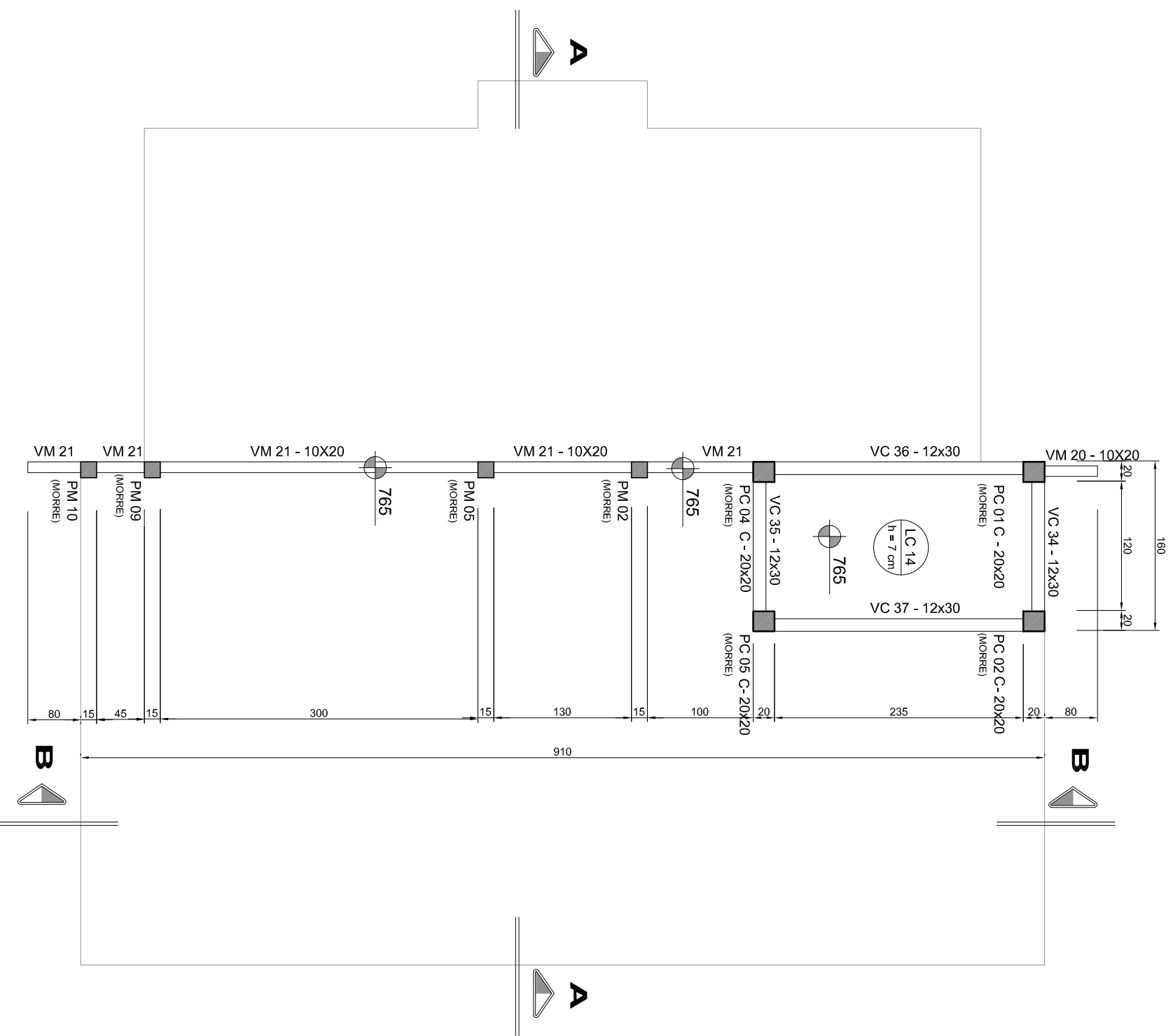
PROJETO ESTRUTURAL

Planta da Caixa d'Água

OBRA:	Residência Unifamiliar	ESCALA:	1:50
LOCALIDADE:	Florianópolis/SC	DATA:	18/07/2014
PROJETISTA:	Luigi Zanatta	MATRÍCULA:	08136061
ORIENTADOR:	Poiana Dias de Moraes	Nº FOLHA:	16/27



UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL



LEGENDA:

<input type="checkbox"/>	PILAR QUE NASCE
<input checked="" type="checkbox"/>	PILAR QUE PASSA
<input checked="" type="checkbox"/>	PILAR QUE MORRE

Dados:

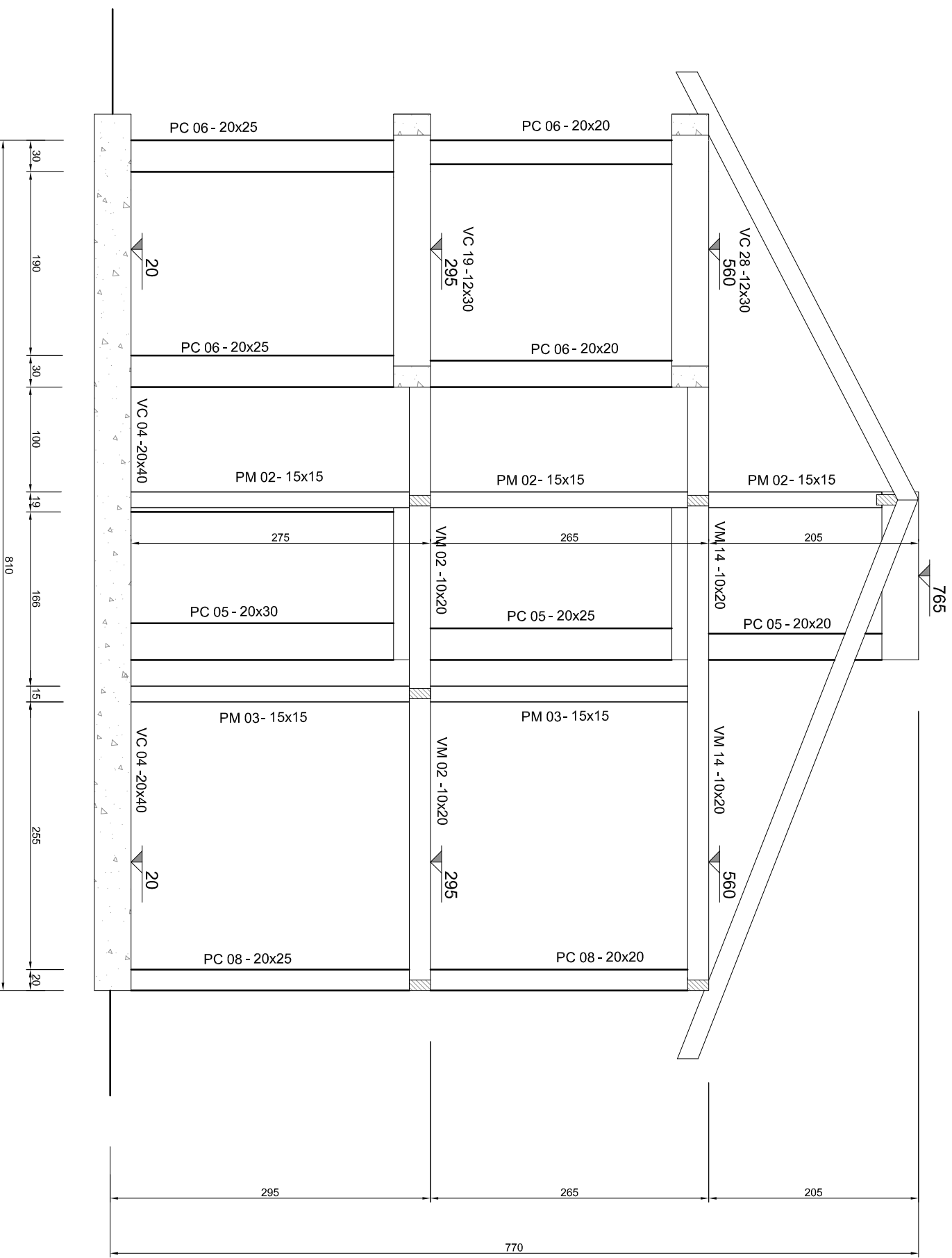
Classe de umidade 3			
Classe de agressividade II			
Concreto	C25	f _{ck}	25 MPa
Aço	CA50	f _{yk}	500 MPa
	CA60	f _{yk}	600 MPa
Chapa	MR250	f _y	250 MPa
Eletrodo	E60	f _u	415 MPa
Parafuso	ASTM A307	f _u	400 MPa
Madeira	Angelim Pedra	Pap	1170 kg/m
		f _{0,k}	53,69 MPa
		f _{0,k}	73,43 MPa
		f _{0,k}	6,10 MPa
	Classe	Eco	16694 MPa

PROJETO ESTRUTURAL

Planta da Cobertura

OBRAS:	Residência Unifamiliar	ESCALA:	1:50
LOCALIDADE:	Florianópolis/SC	DATA:	18/07/2014
PROJETISTA:	Luigi Zanatta	MATRICULA:	08136061
ORIENTADOR:	Poiana Dias de Moraes	Nº FOLHA:	17 / 27





Dados:

Classe de umidade 3		Classe de agressividade II	
Concreto	C25	f _{ck}	25 MPa
Aço	CA50	f _{yk}	500 MPa
	CA60	f _{yk}	600 MPa
Chapa	MR250	f _y	250 MPa
Eletrodo	E60	f _u	415 MPa
Parafuso	ASTM A307	f _u	400 MPa
Madeira	Angelim Pedra Classe C60	Pap	1170 kg/m
		f _{0,k}	53,69 MPa
		f _{0,k}	73,43 MPa
		f _{0,k}	6,10 MPa
		E ₀	16694 MPa

PROJETO ESTRUTURAL

Corte A-A

OBRA:	Residência Unifamiliar	ESCALA:	1:50
LOCALIDADE:	Florianópolis/SC	DATA:	18/07/2014
PROJETISTA:	Luigi Zanatta	MATRÍCULA:	08136061
ORIENTADOR:	Poiana Dias de Moraes	Nº FOLHA:	19/27

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL



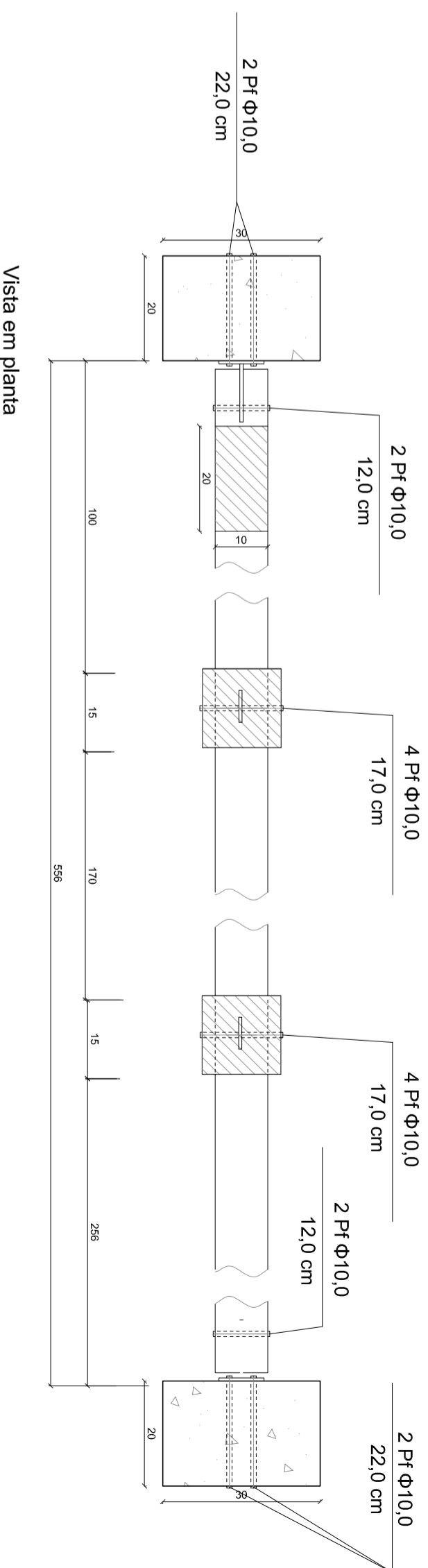
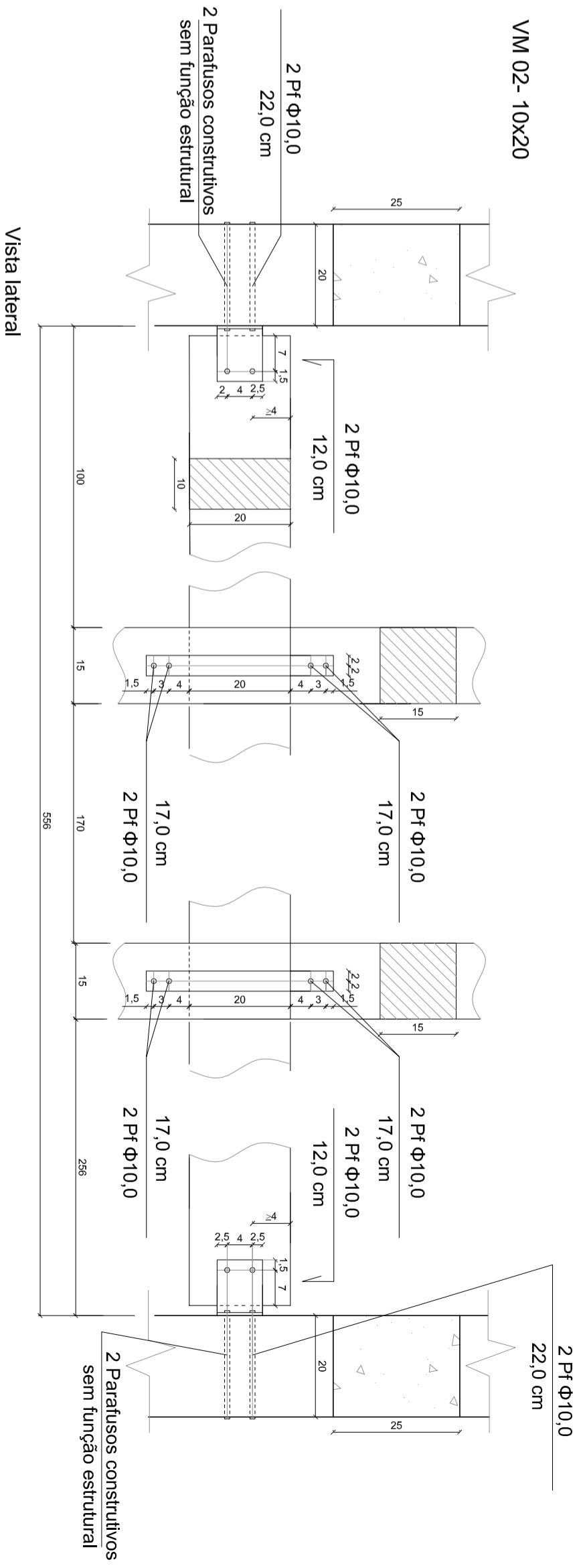
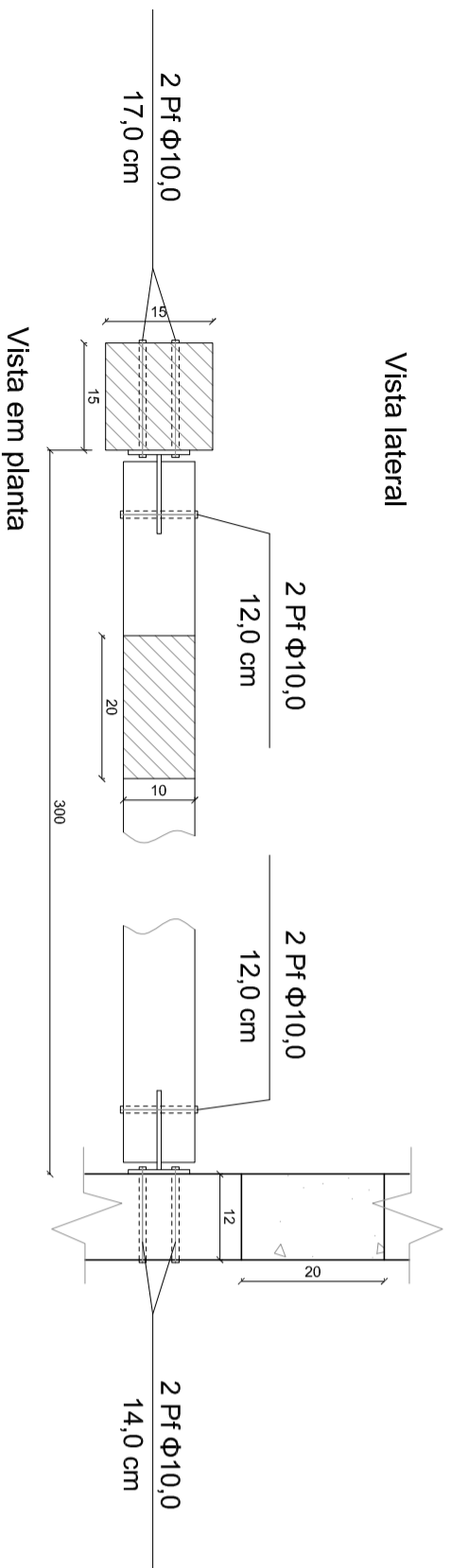
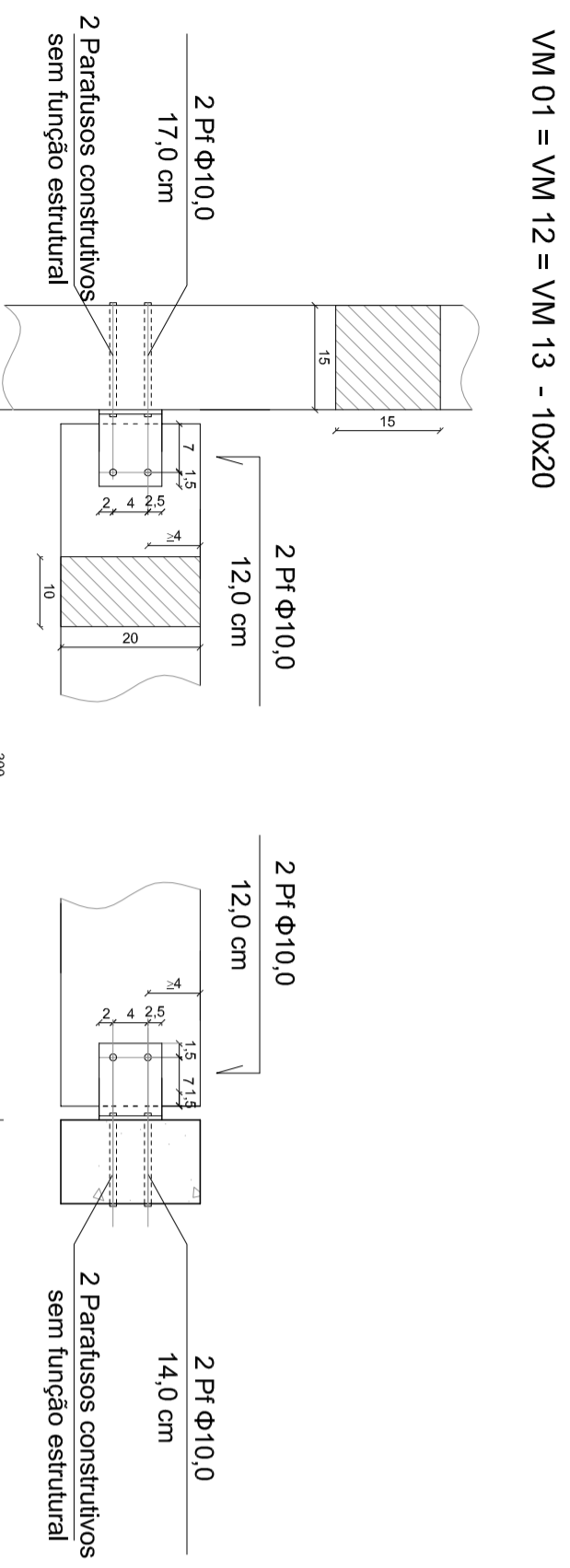
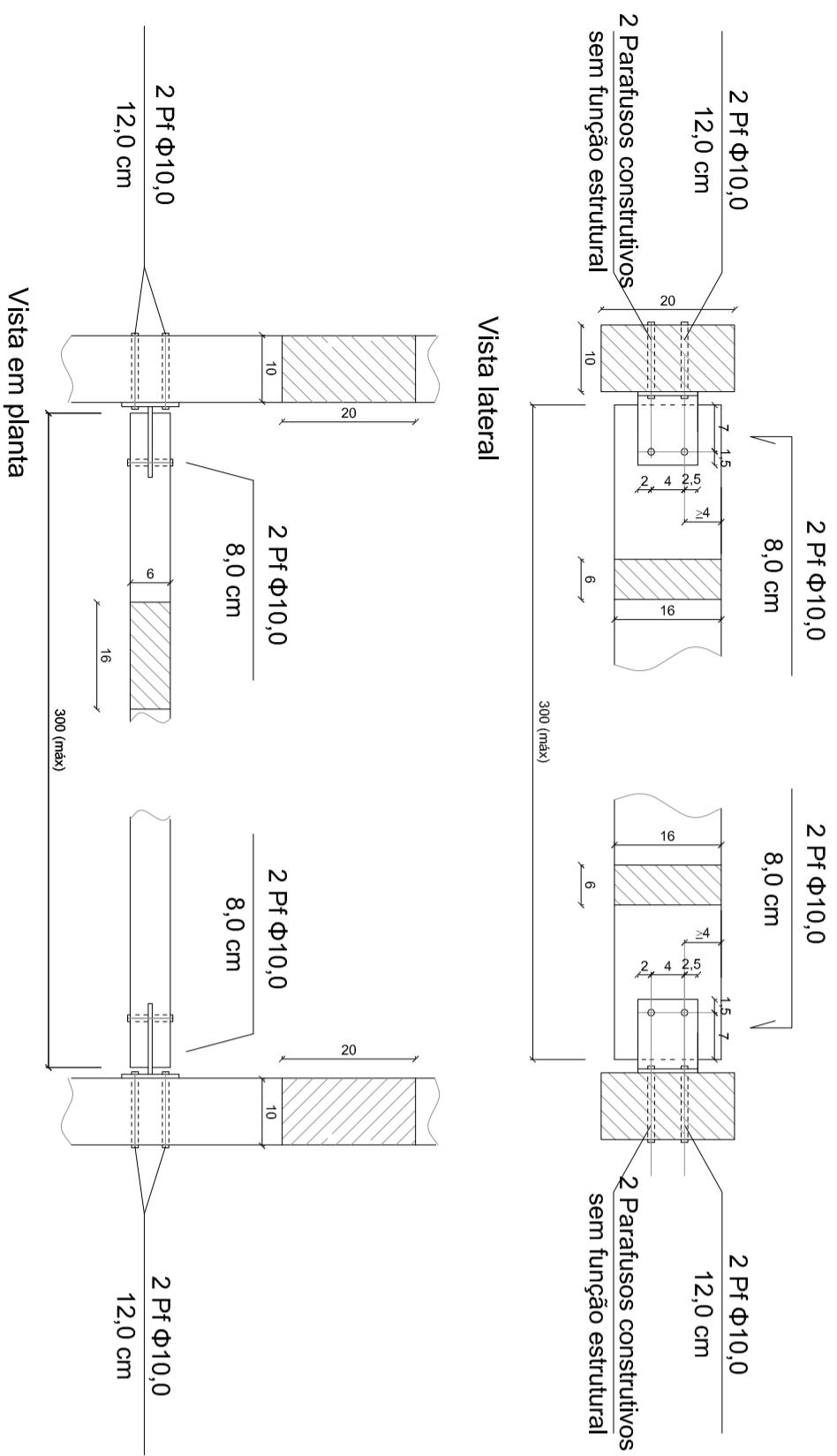
Dados:		
Classe de umidade 3		
Classe de agressividade II		
Concreto	C25 f _{ck} 25 MPa	
Aço	CA50 f _{yk} 500 MPa	
Chapa	CA60 f _{yk} 600 MPa	
Chapa	MR250 f _y 250 MPa	
Eletrodo	E60 f _u 415 MPa	
Parafuso	ASTM A307 f _u 400 MPa	
Madeira	Angelim	Pap 1170 kg/m
	Pedra	f _{0,k} 53,69 MPa
		f _{0,k} 73,43 MPa
	Classe C60	f _{y0,k} 6,10 MPa E _{co} 16694 MPa

PROJETO ESTRUTURAL

Corte B-B

OBRAS:	Residência Unifamiliar	ESCALA:	1:50
LOCALIDADE:	Florianópolis/SC	DATA:	18/07/2014
PROJETISTA:	Luigi Zanatta	MATRÍCULA:	08136061
ORIENTADOR:	Poiana Dias de Moraes	Nº FOLHA:	20/27





Dados:	
Classe de umidade 3	
Classe de agressividade II	
Concreto	C25 f _{ck} 25 MPa
Aço	CA50 f _{yk} 500 MPa
	CA60 f _{yk} 600 MPa
Chapa	MR250 f _y 250 MPa
Eletrodo	E60 f _u 415 MPa
Parafuso	ASTM A307 f _u 400 MPa
Madeira	Angelim Dap 1170 kg/m
	Pedra f _{0,k} 53,69 MPa
	Classe f _{0,k} 73,43 MPa
	C60 f _{0,k} 6,10 MPa
	E60 f _{0,k} 16694 MPa

PROJETO ESTRUTURAL
 Detalhamento das ligações das vigas de madeira
 CM 01 ao 17 e VM 01, 02, 12, 13

OBRA: Residência Unifamiliar

LOCALIDADE: Florianópolis/SC

PROJETISTA: Luigi Zanatta

ORIENTADOR: Poliana Dias de Moraes

ESCALA: 1:10

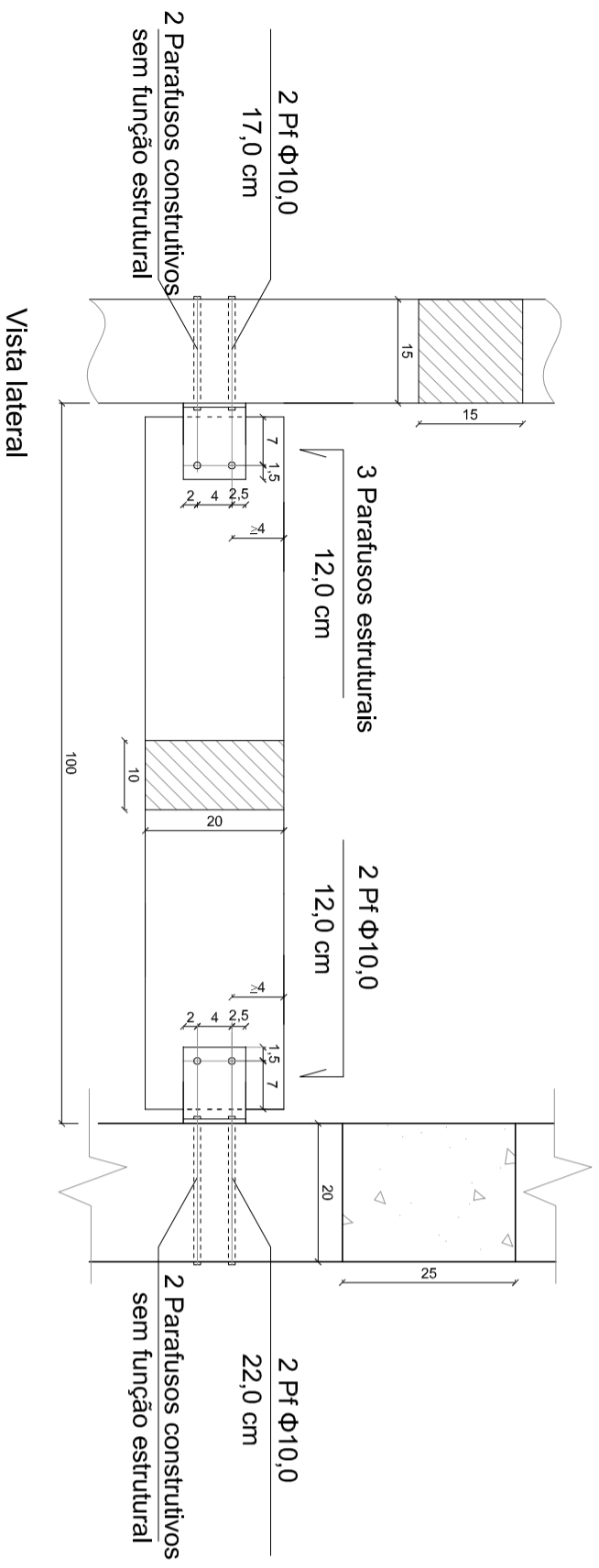
DATA: 18/07/2014

MATRICULA: 08136061

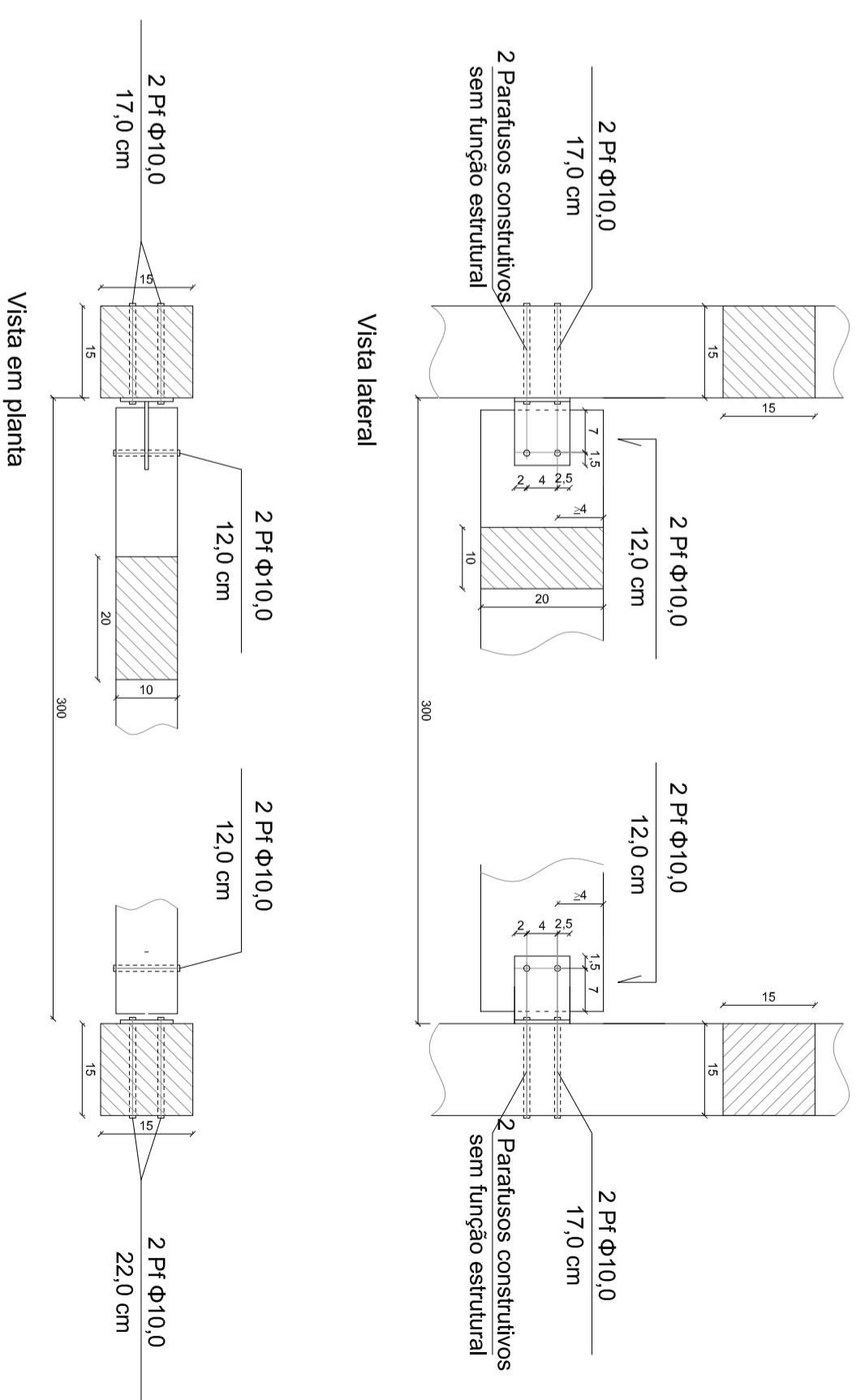
Nº FOLHA: 21 / 27



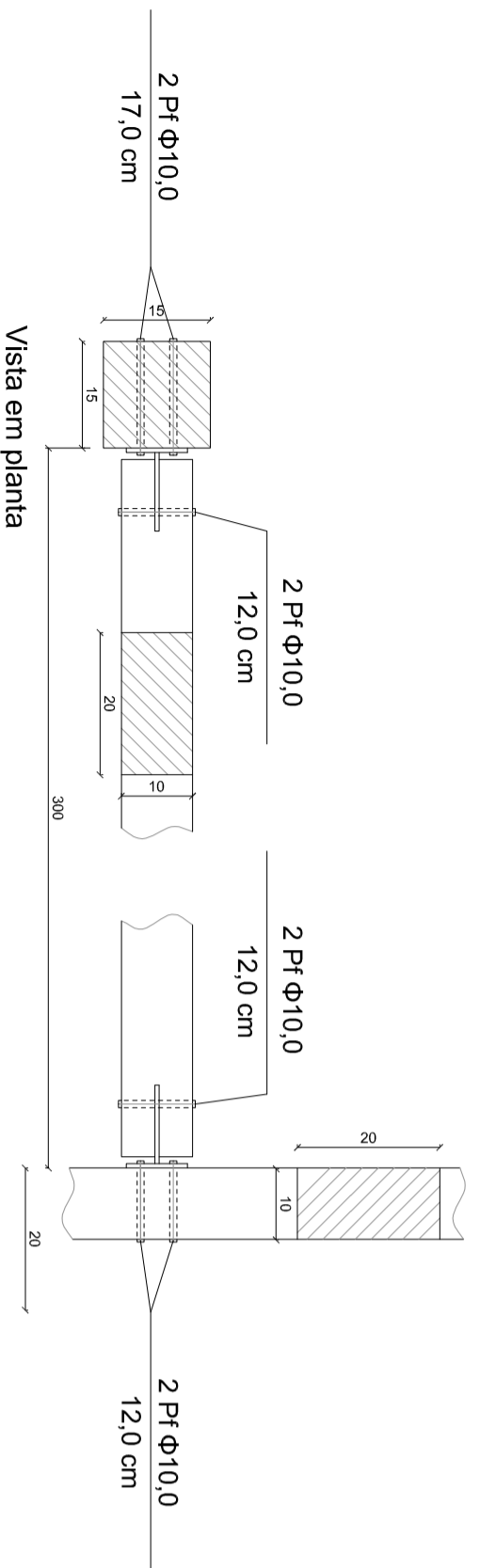
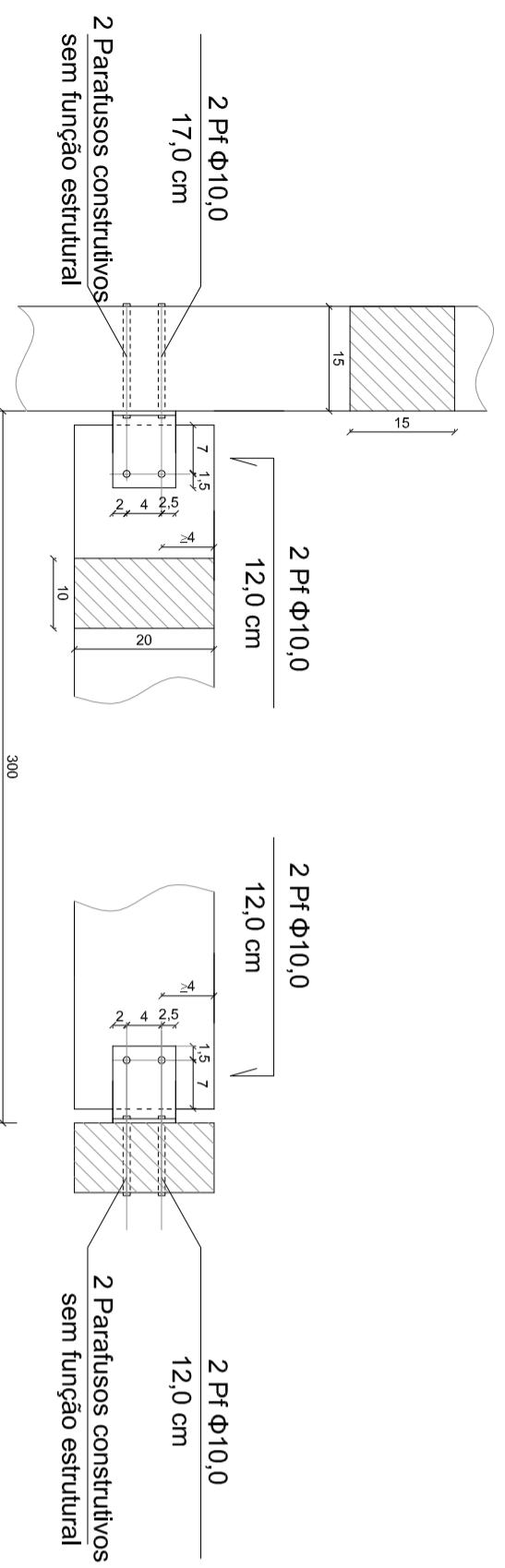
VM 03 - 10x20



VM 05 = VM15 - 10x20




VM 04 - 10x20



Dados:	
Classe de umidade 3	
Classe de agressividade II	
Concreto	C25 f _{ck} 25 MPa
Aço	CA50 f _{yk} 500 MPa
	CA60 f _{yk} 600 MPa
Chapa	MR250 f _y 250 MPa
Eletrodo	E60 f _u 415 MPa
Parafuso	ASTM A307 f _u 400 MPa
Madeira	Angelim Dap 1170 kg/m
	Pedra f _{ck} 53,69 MPa
	Classe C80 f _{tk} 73,43 MPa
	E60 f _{vk} 6,10 MPa
	E60 E60 16694 MPa

PROJETO ESTRUTURAL
Detalhamento das ligações das vigas de madeira
VM 03, 04, 05 e 15



UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

OBRA: Residência Unifamiliar

LOCALIDADE: Florianópolis/SC

PROJETISTA: Luigi Zanatta

ORIENTADOR: Poliana Dias de Moraes

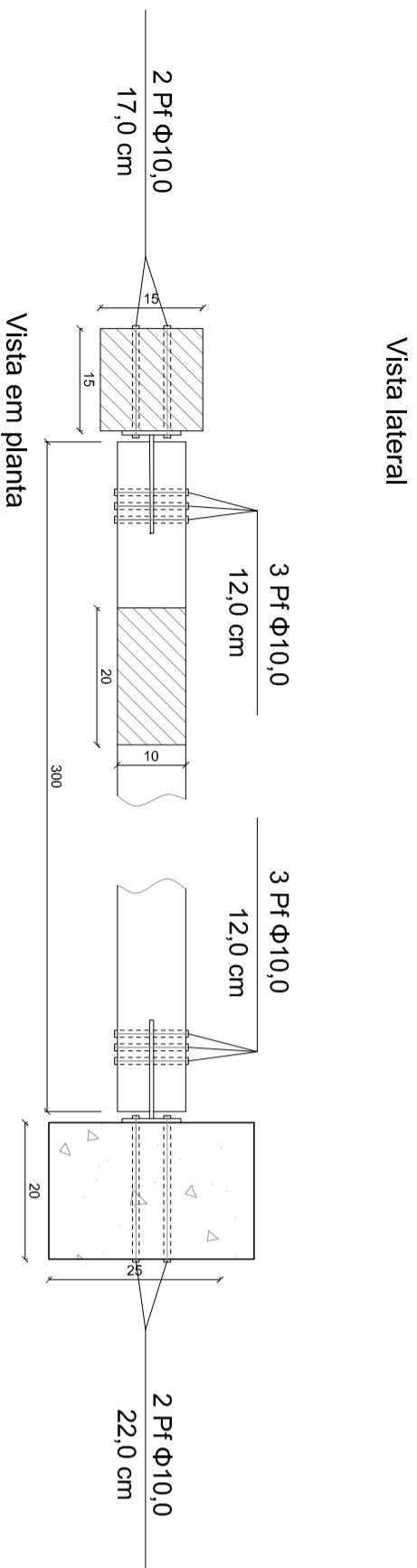
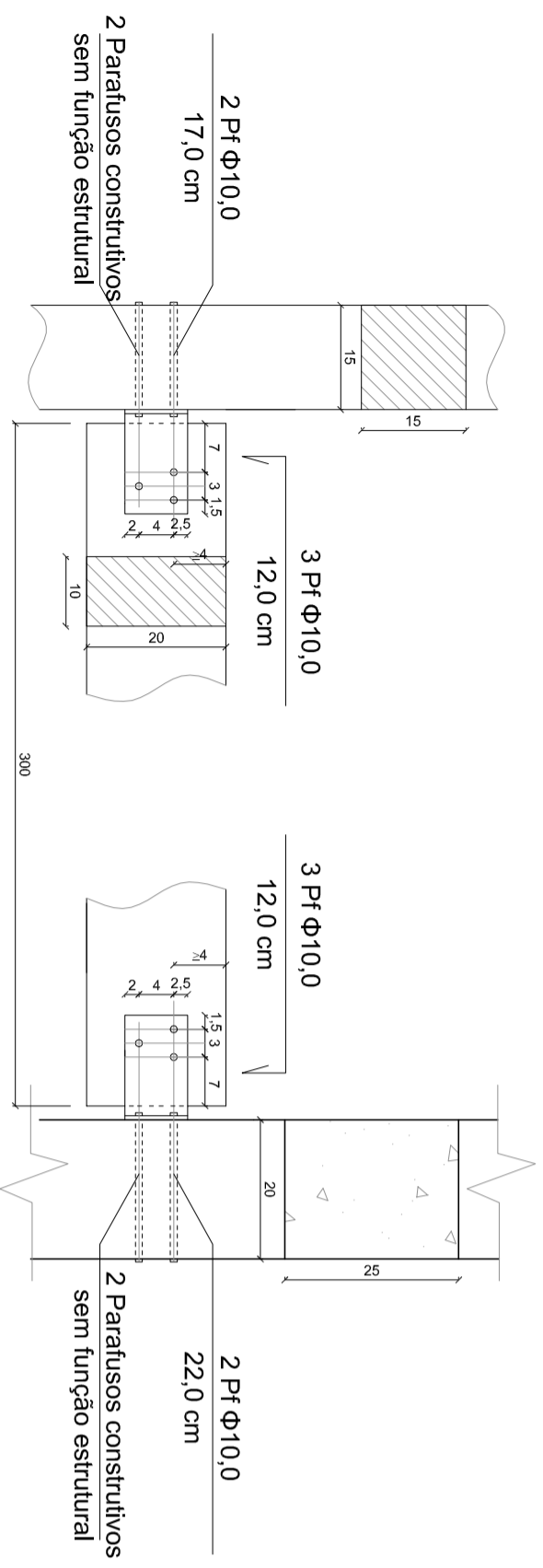
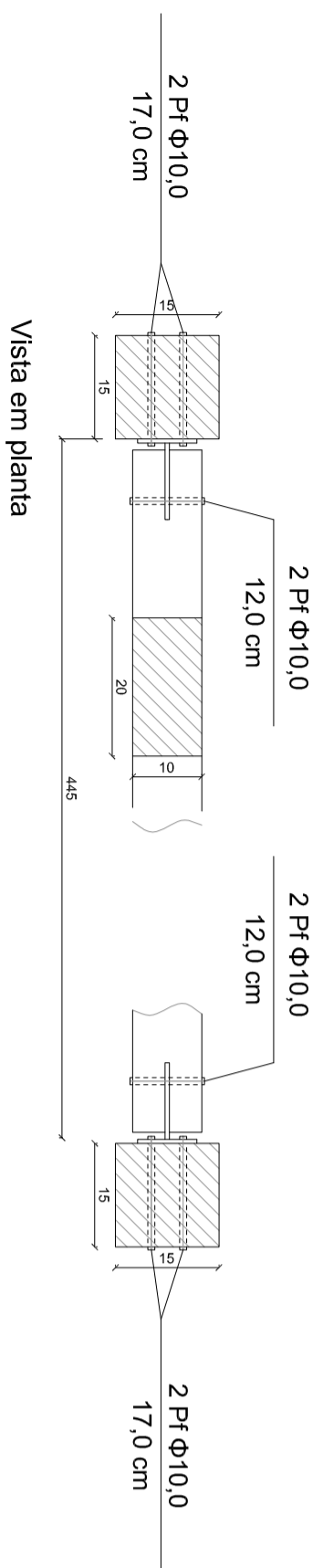
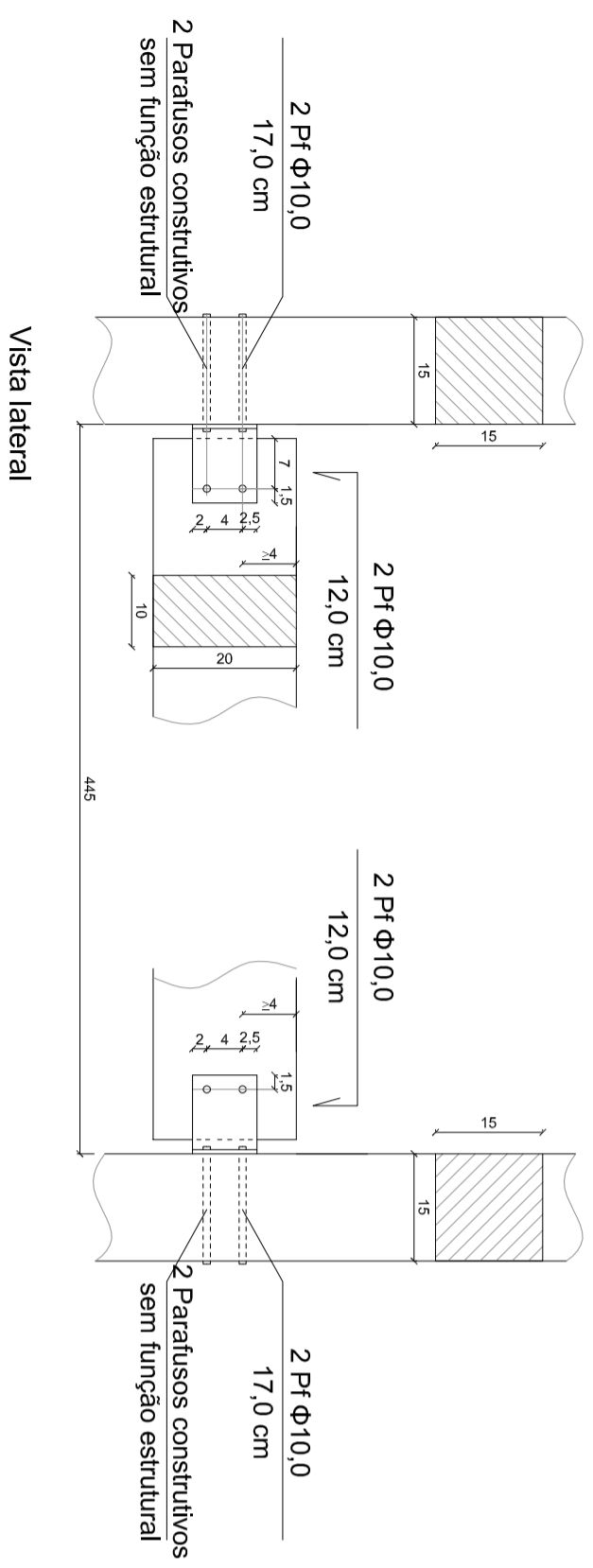
ESCALA: 1:10

DATA: 18/07/2014

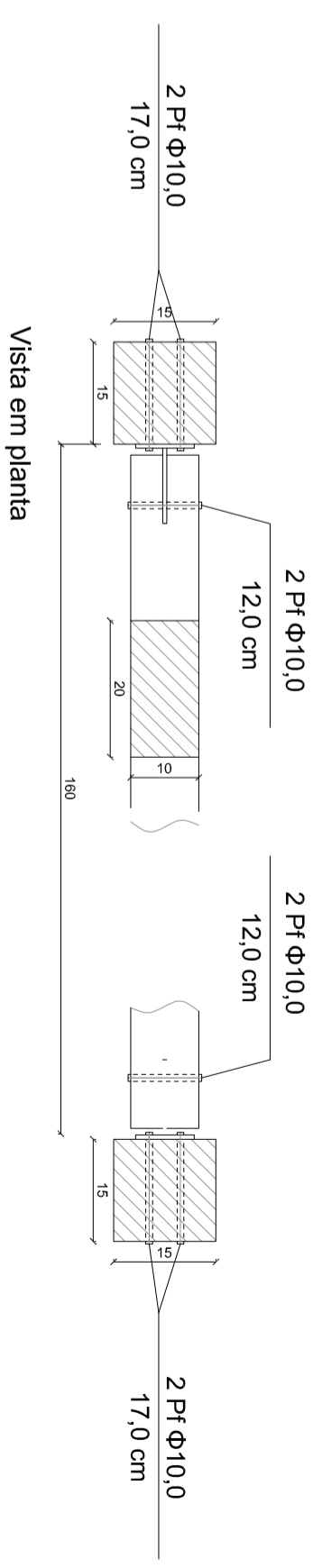
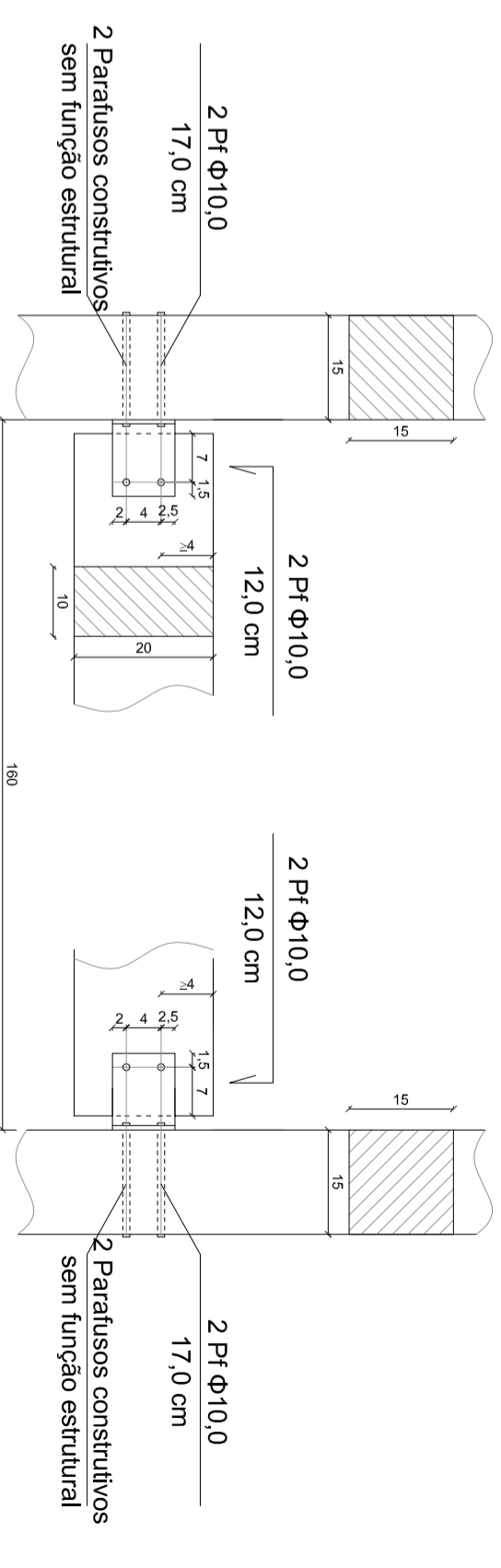
MATRICULA: 08136061

Nº FOLHA: 22/27

VM 06 = VM 16 - 10x20



VM 10 - 10x20



Dados:	
Classe de umidade 3	
Classe de agressividade II	
Concreto	C25 f _{ck} 25 MPa
Aço	CA50 f _{yk} 500 MPa
	CA60 f _{yk} 600 MPa
Chapa	MR250 f _y 250 MPa
Eletrodo	E60 f _u 415 MPa
Parafuso	ASTM A307 f _u 400 MPa
Madeira	Angelim Dap 1170 kg/m ³ f _{c0,k} 53,69 MPa f _{t0,k} 73,43 MPa f _{v0,k} 6,10 MPa Classe C60 E ₀ 16694 MPa

PROJETO ESTRUTURAL

Detalhamento das ligações das vigas de madeira

VM 06, 07, 08, 10 e 16

OBRA: Residência Unifamiliar

ESCALA: 1:10

LOCALIDADE: Florianópolis/SC

DATA: 18/07/2014

PROJETISTA: Luigi Zanatta

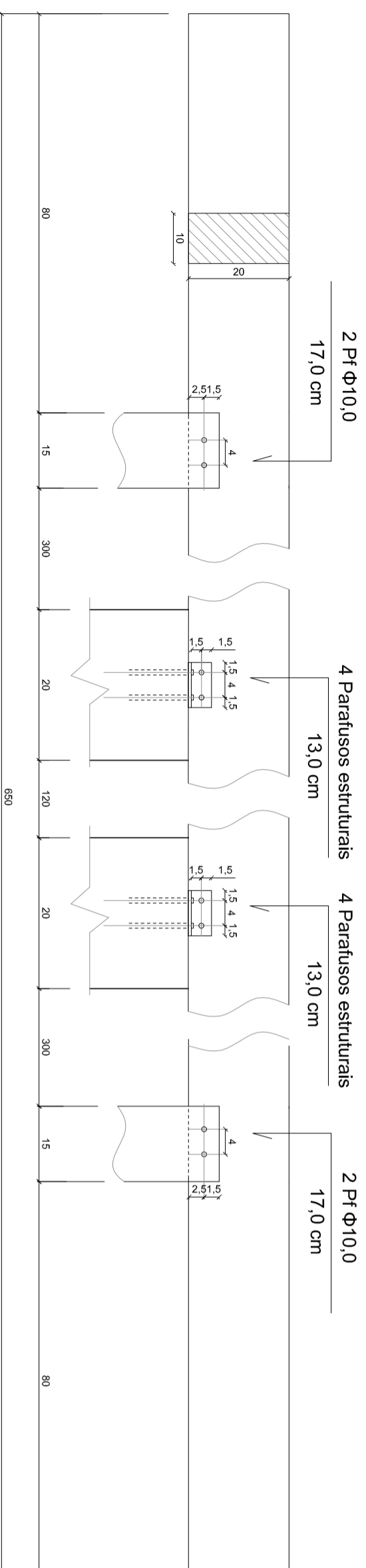
MATRICULA: 08136061

ORIENTADOR: Poliana Dias de Moraes

23/27

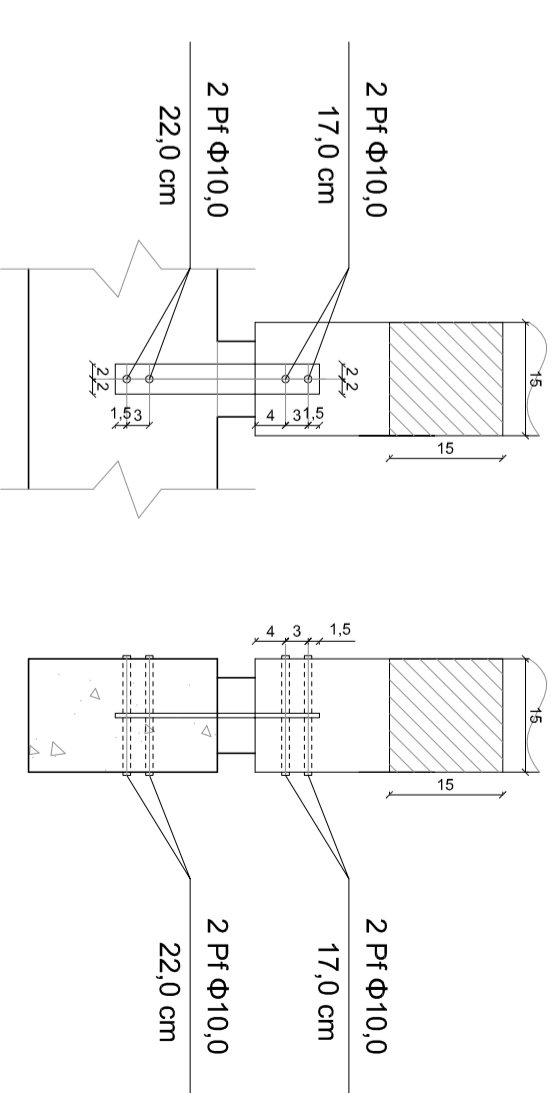


VM 17 - 10x20



Vista lateral

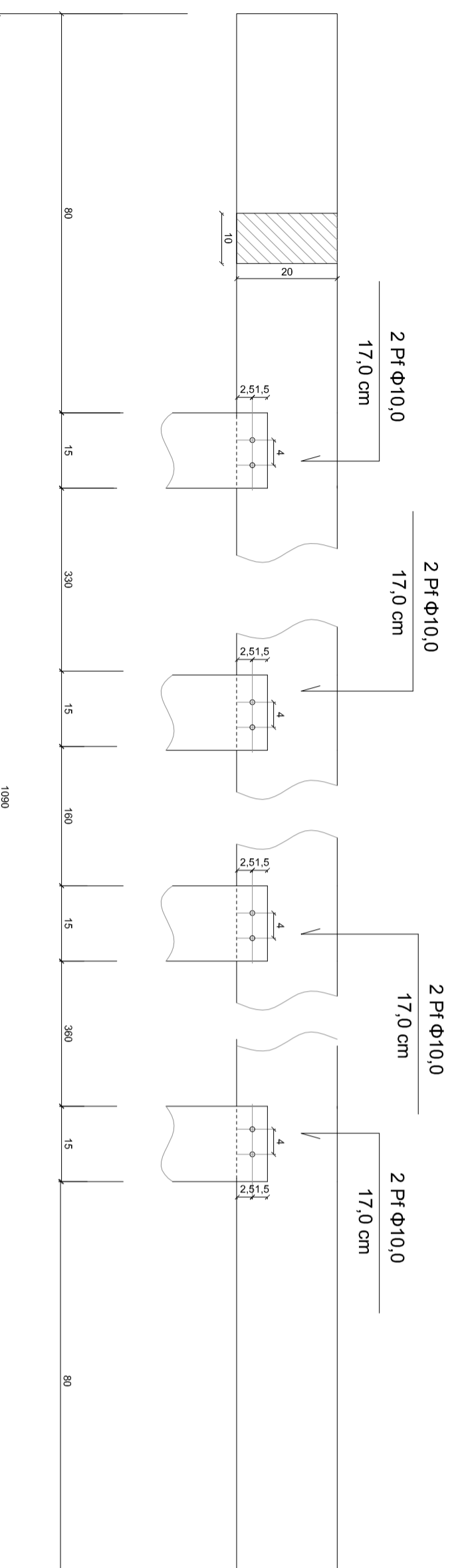
DETALHE GÊNÉRICO DA LIGAÇÃO DO PILAR COM A VIGA



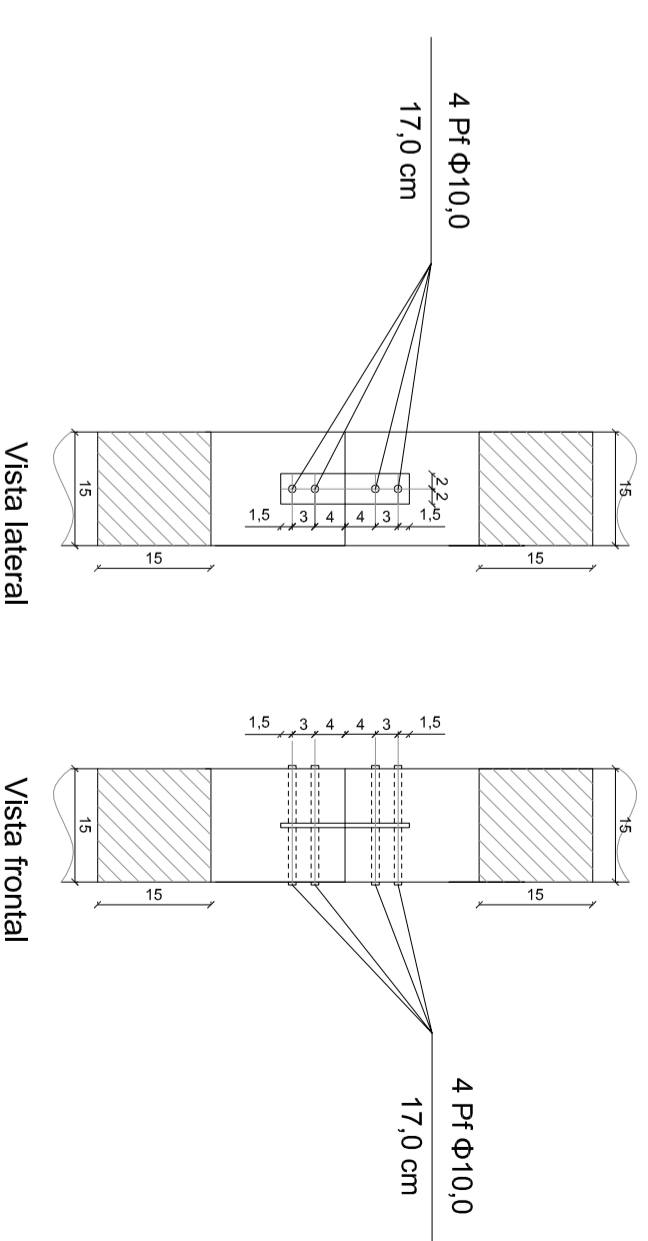
Vista lateral

Vista frontal

VM 20 - 10x20



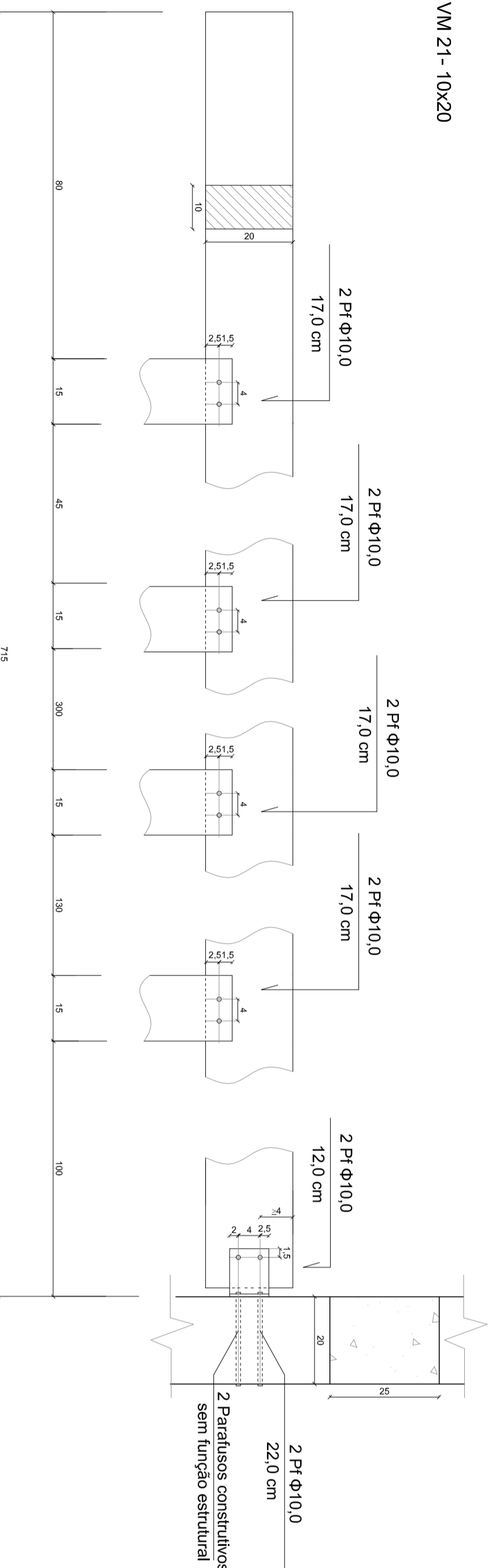
Vista lateral



Vista lateral

Vista frontal

VM 21 - 10x20



Vista lateral

Dados:	
Classe de umidade 3	
Classe de agressividade II	
Concreto	C25 f _{ck} 25 MPa
Aço	CA50 f _{yk} 500 MPa
	CA60 f _{yk} 600 MPa
Chapa	MR250 f _y 250 MPa
Eletrodo	E60 f _u 415 MPa
Parafuso	ASTM A307 f _u 400 MPa
Madeira	Angelim Dap 1170 kg/m
	Pedra f _{0,k} 53,69 MPa
	Classe C60 f _{10,k} 73,43 MPa
	f _{v0,k} 6,10 MPa
	E60 16694 MPa

PROJETO ESTRUTURAL

Detalhamento das ligações das vigas de madeira VM 17, 20 e 21 e pilares de madeira

OBRAS: Residência Unifamiliar

ESCALA: 1:10

LOCALIDADE: Florianópolis/SC

DATA: 18/07/2014

PROJETISTA: Luígi Zanatta

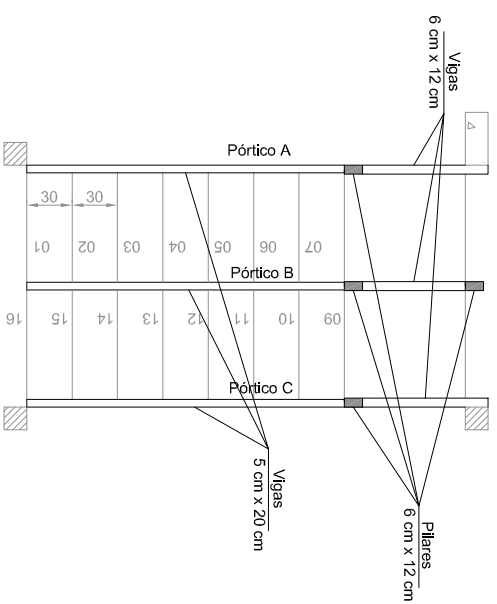
INSCRIÇÃO: 08136061

ORIENTADOR: Poliana Dias de Moraes

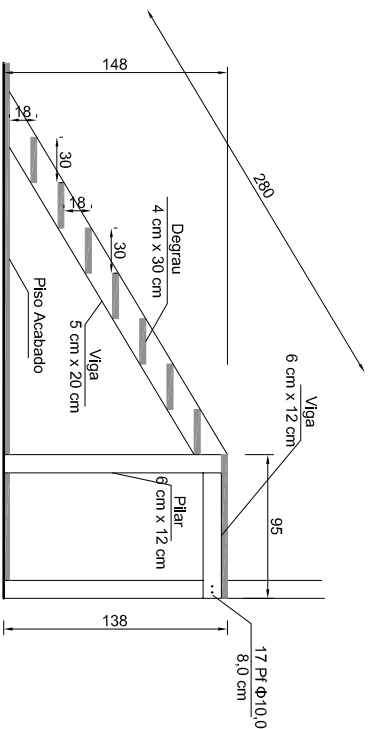
Nº FOLHA: 25/27



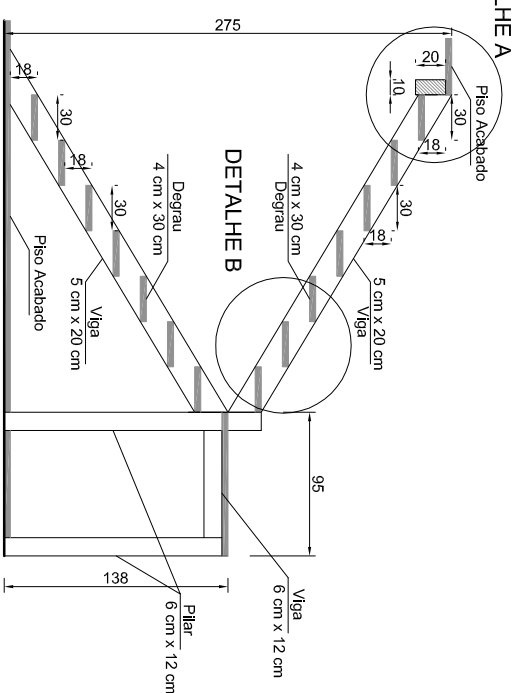
PLANTA ESCADA esc 1:50



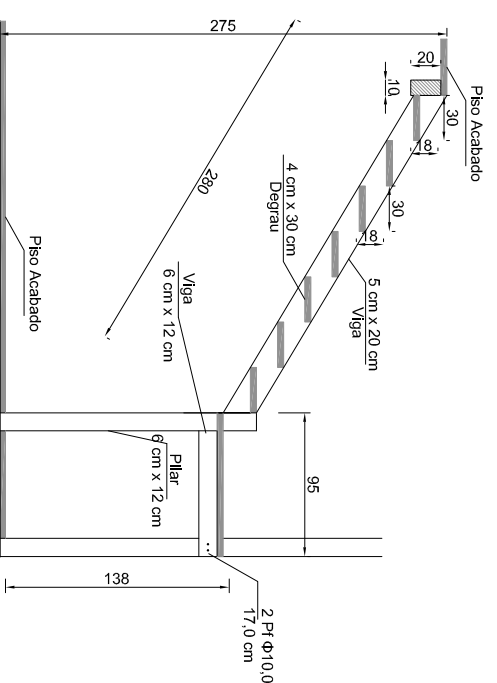
CORTE PÓTICO A esc 1:50



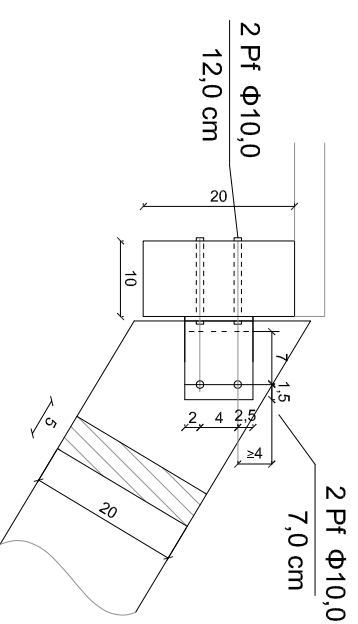
CORTE PÓTICO B esc 1:50



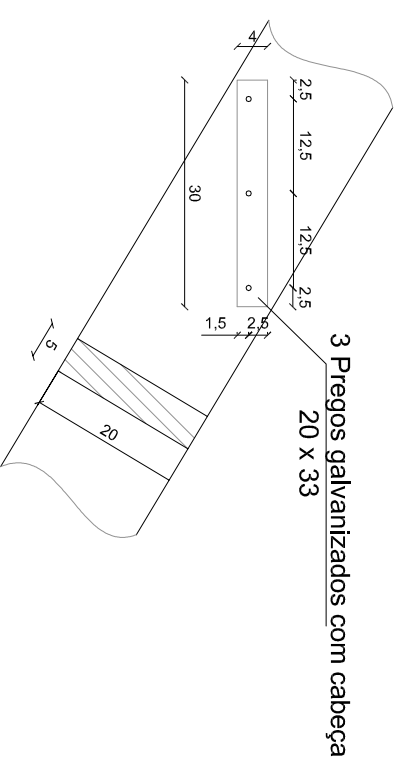
CORTE PÓTICO C esc 1:50



DETALHE A esc1:10
Fixação das vigas (genérico)



DETALHE B esc1:10
Fixação dos degraus (genérico)



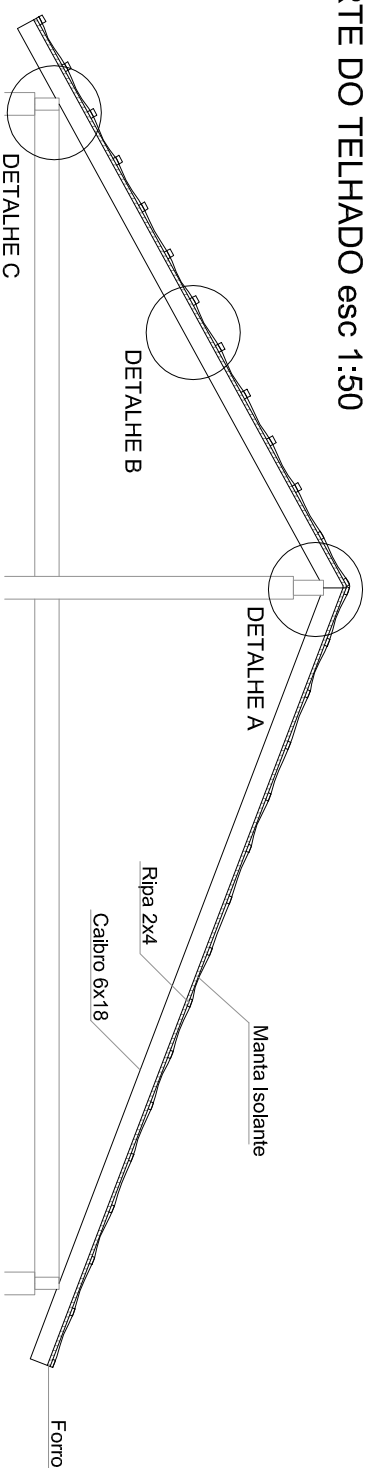
Dados:			
Classe de umidade 3			
Classe de agressividade II			
Concreto	C25	f _{ck}	25 MPa
Ago	CA50	f _{yk}	500 MPa
	CA60	f _{yk}	600 MPa
Chapa	MR250	f _y	250 MPa
Eletrodo	E60	f _u	415 MPa
Parafuso	ASTM A307	f _u	400 MPa
Madeira	Angelim	Pap	1170 kg/m
	Pedra	f _{0,k}	53,69 MPa
	Classe C60	f _{0,k}	73,43 MPa
		f _{y,0,k}	6,10 MPa
		E _{co}	16694 MPa

PROJETO ESTRUTURAL
Detalhamento da escada

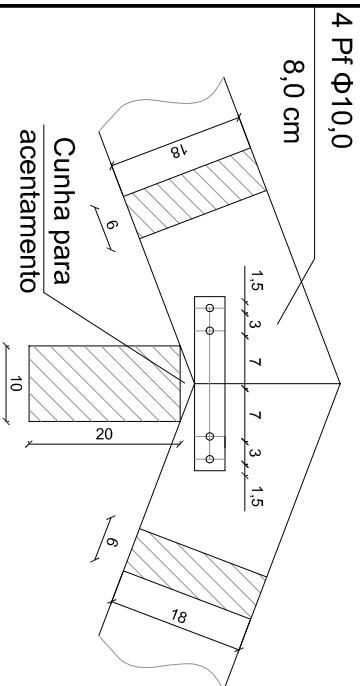
OBRA:		Residência Unifamiliar		ESCALA:		indicada	
LOCALIDADE:		Florianópolis/SC		DATA:		18/07/2014	
PROJETISTA:		Luigi Zanatta		MATRICULA:		08136061	
ORIENTADOR:		Poliana Dias de Moraes		Nº FOLHA:		26/27	



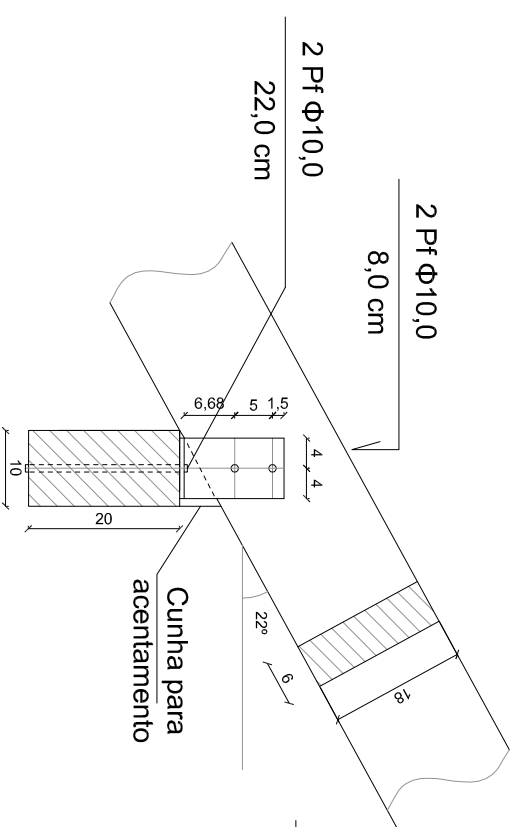
CORTE DO TELHADO esc 1:50



DETALHE A esc:1:10



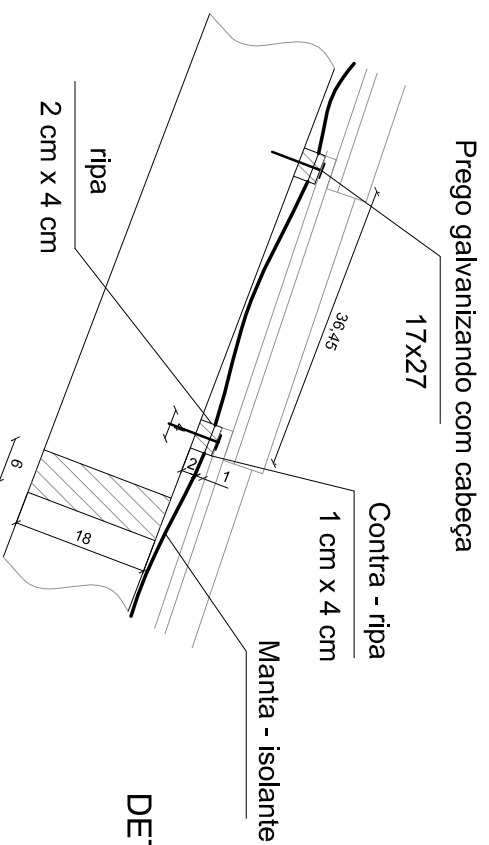
DETALHE B esc:1:10



Vista lateral

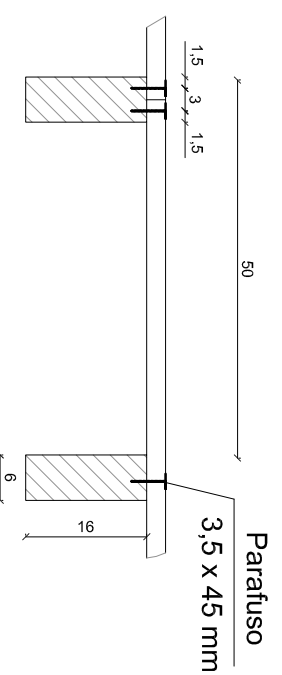
Vista frontal

DETALHE C esc:1:10



Vista lateral

DETALHE INSTALAÇÃO DO ASSOALHO esc:1:10



Quantitativo referente aos elementos de madeira

Material	Seção (cm x cm)	Comprimento (m)	Quantidade	Total (m)
Angelim Pedra	1 x 4	310,00	1	310,00
	2 x 4	310,00	1	310,00
	5 x 10	6,50	1	6,50
	6 x 16	2,00	1	2,00
	6 x 16	3,00	15	56,00
	6 x 16	4,50	2	9,00
	6 x 18	4,00	4	16,00
	6 x 18	4,50	15	67,50
	6 x 18	6,00	14	84,00
	6 x 18	1,00	1	1,00
Assoalho	10 x 20	2,00	2	4,00
	10 x 20	3,00	7	21,00
	10 x 20	4,00	1	4,00
	10 x 20	4,50	4	18,00
	10 x 20	5,50	1	5,50
	10 x 20	6,00	2	12,00
	10 x 20	6,50	1	6,50
	10 x 20	2,00	4	8,00
	10 x 20	3,00	19	57,00
	10 x 20	15 x 15	3,00	4
Assoalho			38 m ²	65,00
Parafuso 3,5 x 45			1000 unidades	
Preço 17 x 27			4,5 kg	

Dados:

Classe de umidade 3	
Classe de agressividade II	
Concreto	C25 f _{ck} 25 MPa
Ago	CA50 f _{yk} 500 MPa
Chapa	CA60 f _{yk} 600 MPa
Eletrodo	MR250 f _y 250 MPa
Parafuso	E60 f _u 415 MPa
	ASTM A307 f _u 400 MPa
Madeira	Angelim Pedra Classe C60
	Pap 1170 kg/m
	f _{0,k} 53,69 MPa
	f _{0,k} 73,43 MPa
	f _{y,0,k} 6,10 MPa
	E _{co} 16694 MPa

PROJETO ESTRUTURAL

Detalhamento do telhado, assoalho e Quantitativo

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

OBRA:		Residência Unifamiliar		ESCALA:		indicada	
LOCALIDADE:		Florianópolis/SC		DATA:		18/07/2014	
PROJETISTA:		Luigi Zanatta		MATRICULA:		08136061	
ORIENTADOR:		Poliana Dias de Moraes		Nº FOLHA:		27 / 27	