

Licença



Este trabalho está licenciado sob uma licença [Creative Commons Attribution-NonCommercial 4.0 International License](https://creativecommons.org/licenses/by-nc/4.0/). Fonte: <https://livros.unb.br/index.php/portal/catalog/book/729>. Acesso em: 27 maio 2026.

Referência

PANTOJA, João da Costa; PÉREZ PEÑA, Luis Alejandro; SARASTY NARVÁEZ, Nathaly (org.). **Projetos em sistemas estruturais em aço**. Brasília: LaSUS FAU, 2026. *E-book* (383 p., il). (Caderno de arquitetura e urbanismo; 1). DOI: <https://doi.org/10.26512/plunb.729>. Disponível em: <https://livros.unb.br/index.php/portal/catalog/book/729>. Acesso em: 27 maio 2026.

PROJETOS EM SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

ORGANIZADORES:

JOÃO DA COSTA PANTOJA

LUIS ALEJANDRO PÉREZ PEÑA

NATHALY SARASTY NARVÁEZ



AÇO. NO. 01

CADERNO DE ARQUITETURA E URBANISMO

Projetos em Sistemas Estruturais em Aço No.1

Autores

Ana Carolina de Felice Jardim da Piedade

Ana Carolina dos Santos Fernandes

Ana Carolina Vieira Ferreira

Ana Caroline Goncalves Leite

Ana Clara Evangelista Da Costa

Ana Gabriela Silva de Castro

Ana Sarah Matos de Lucena

Anelise Machado Algarte

Camilla Lopes Nunes Medeiros de Queiróz

Carolina Ulhoa Ribeiro Rezek

Cássio Aguiar Moura

Clara Santos Malta

Davi Dias Pereira

Eduarda de Sousa Viana de Santana

Elias Mateus Ferreira Da Costa

Enzo Aguiar Della Penna

Fabiano Jose da Costa

Fernanda Hellen Rodrigues da Costa

Flavia Rayane de Sousa Loiola

Giovana De Melo Campelo

Guilherme Henrique De Alencar Miranda

Heitor Felizardo Da Costa Oliveira

Hemily Vitoria Ferreira De Souza Portugues

Ingretti Cristinan Teixeira da Silva

Izabela Ferreira Do Nascimento

João Paulo de Franco

Jose Cesar Mouta Silva

Julia Farias De Negri

Laila Ollaik Fernandes

Lara Raquel Da Conceicao Miranda

Laura Cascao Chagas

Leticia Pereira Aguiar

Lívia Tolentino de Araújo

Lucas Carvalho Mendes

Luisa Vaz De Mello Tomich

Maria Eduarda Barbosa De Oliveira

Maria Eduarda Ferreira Dos Santos

Maria Luisa de Araujo Batista

Mariana da Silva Carrion

Mileny Mendes dos Santos

Nathaly Sarasty Narváez

Pedro Henrique Ortiz Giacomini

Raquel Duarte Rodrigues

Renata De Sousa Baliza

Thiago Lucio Rodrigue

Thiago Pinheiro Barbosa

Vinicius Ricardo Silva Sales

Vítor Costa Santos

Brasília

2026

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA

Reitora: Rozana Reigota Naves
Vice-Reitor: Márcio Muniz de Farias
Decana de Pesquisa e Inovação: Renata Aquino da Silva
Decanato de Ensino de Graduação: Tiago Araújo Coelho de Souza

FACULDADE DE ARQUITETURA E URBANISMO

Diretor: Caio Frederico e Silva
Vice Diretora: Maria Cláudia Canêdo

Organizadores

João da Costa Pantoja
Luis Alejandro Pérez Peña
Nathaly Sarasty Narváez

Diagramação

Lívia Tolentino de Araújo, Lucas Carvalho Mendes

Foto Capa

Lucas Carvalho Mendes

Conselho Editorial

Eliete de Pinho Araujo, CEUB, coordenadora do mestrado em Arquitetura e Urbanismo do CEUB Link CNPQ - <http://lattes.cnpq.br/8958239079490571>
Wilson Emilio David Sánchez, Doutor em Estruturas e Construção Civil pela UnB CNPQ - <http://lattes.cnpq.br/5622336829690537>
Andrea Juliana Alarcón Posse, Doutora em Geotecnia pela UnB CNPQ - <http://lattes.cnpq.br/9771882230371198>
Daniela Toro Rojas, Doutora em Geotecnia pela UnB CNPQ - <http://lattes.cnpq.br/0328998300988742>
Savio Tadeu Guimarães, Doutor em Planejamento Urbano e Regional pela Universidade Federal do Rio de Janeiro CNPQ - <http://lattes.cnpq.br/5125621912157038>

Comissão executiva

Lívia Tolentino de Araújo, graduanda Programa de Graduação em Arquitetura e Urbanismo da UnB Link lattes - <http://lattes.cnpq.br/3469952065237528>
Lucas Carvalho Mendes, graduando Programa de Graduação em Arquitetura e Urbanismo da UnB Link lattes - <https://lattes.cnpq.br/0093654696721215>
Nathaly Sarasty Narváez, Doutora em Estruturas e Construção Civil pela UnB, Link lattes - <https://lattes.cnpq.br/14729925139982>

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP) (Câmara Brasileira do Livro, SP, Brasil)

Projetos em sistemas estruturais em aço [livro eletrônico] /
organizadores João da Costa Pantoja, Luis Alejandro Pérez Peña, Nathaly
Sarasty Narváez. -- Brasília, DF : LaSUS FAU, 2026.
-- (Caderno de arquitetura e urbanismo; 1) PDF
Vários autores.
ISBN 978-65-84854-70-3
1. Aço - Estruturas 2. Arquitetura 3. Engenharia civil (Estruturas)
I. Pantoja, João da Costa.
II. Peña, Luis Alejandro Pérez.
III. Narváez, Nathaly Sarasty.
IV. Série.

26-357953.0

CDD-720

Índices para catálogo sistemático:

1. Arquitetura 720
Eliane de Freitas Leite - Bibliotecária - CRB 8/8415

APRESENTAÇÃO

Este caderno reúne os trabalhos desenvolvidos pelos alunos do curso de Arquitetura e Urbanismo da Universidade de Brasília durante o período em que atuei como professora substituta na disciplina Sistemas Estruturais em Aço. Cada projeto, elaborado como trabalho final de semestre, apresenta um estudo de pré-dimensionamento estrutural de residências, evidenciando as múltiplas possibilidades e a versatilidade das estruturas metálicas.

Ao longo das páginas, o leitor encontrará uma diversidade de propostas estruturais aplicadas a um mesmo terreno situado em Brasília, estudado previamente pelo professor Luis Alejandro Perez. O desenvolvimento dos trabalhos teve início com a concepção do projeto arquitetônico, seguido pelo lançamento e definição do sistema estrutural mais adequado para cada solução. Posteriormente, foram realizados os dimensionamentos simplificados dos elementos estruturais, utilizando tanto métodos manuais tradicionais quanto ferramentas computacionais, como os softwares Ftool e VisualMetal.

Convido o leitor a explorar este material, no qual a seleção das tipologias e de seus respectivos sistemas estruturais resulta em propostas com funcionalidade, buscando o equilíbrio entre desempenho estrutural, viabilidade econômica e estética. Este caderno evidencia o comprometimento dos estudantes com uma abordagem integrada entre arquitetura e engenharia estrutural.

[Nathaly Sarasty Narváez](#)

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

RESUMO

Este caderno compila os resultados dos trabalhos finais de semestre realizados pelos alunos de Arquitetura e Urbanismo da Universidade de Brasília. Os projetos abrangem edificações concebidas pelos próprios alunos.

O foco central desses trabalhos reside na seleção criteriosa do sistema estrutural mais adequado para cada projeto arquitetônico. O processo inclui o lançamento estrutural dos elementos e o cálculo simplificado das dimensões de peças como vigas, pilares e lajes. Desenvolvidos em grupos, seguindo etapas orientadas pela professora da disciplina, os trabalhos são posteriormente apresentados à turma.

Os resultados não apenas refletem a dedicação dos alunos, mas também servem como referência para as turmas seguintes, inspirando futuros projetos. As apresentações destacam-se pela análise detalhada das seções, proporcionando uma valiosa orientação para aqueles que irão trilhar o mesmo caminho no próximo semestre.

Palavras-chave: Sistema Estrutural. Aço. Projeto estrutural.

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

ABSTRACT

This book compiles the results of the final semester projects carried out by students from the Architecture and Urbanism program at the University of Brasília. The projects comprise buildings conceived by the students themselves. The main focus of these works lies in the careful selection of the most appropriate structural system for each architectural proposal.

The development process includes the structural layout of the elements and the simplified sizing of components such as beams, columns, and slabs. Developed in groups, following stages guided by the professor, the projects are later presented to the class.

The results not only reflect the students' dedication but also serve as a reference for future students, inspiring upcoming projects. The presentations stand out for their detailed analysis of structural sections, providing valuable guidance for those who will follow the same path in the next semester.

Keywords: Structural System. Steel. Structural project

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

SUMÁRIO

Este libro reúne los resultados de los trabajos finales de semestre realizados por los estudiantes de Arquitectura y Urbanismo de la Universidad de Brasilia. Los proyectos abarcan edificaciones concebidas por los propios estudiantes. El enfoque central de estos trabajos radica en la selección rigurosa del sistema estructural más adecuado para cada proyecto arquitectónico.

El proceso incluye el planteamiento estructural de los elementos y el cálculo simplificado de las dimensiones de componentes como vigas, columnas y losas. Desarrollados en grupos, siguiendo etapas guiadas por la profesora de la asignatura, los trabajos son posteriormente presentados.

Los resultados no solo reflejan la dedicación de los estudiantes, sino que también sirven como referencia para los grupos siguientes, inspirando futuros proyectos. Las presentaciones se destacan por el análisis detallado de las secciones estructurales, proporcionando una valiosa orientación para quienes recorrerán el mismo camino en el próximo semestre.

Palabras clave: Sistema Estructural. Acero. Proyecto Estructural

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

Projeto corporativo.....	8
Escritório Cromo Arquitetura	50
Casa Corten	85
Projeto residencial.....	119
Projeto residencial.....	138
Casa Capitu	172
Casa lago	206
Casa vértice	227
Projeto habitacional	258
Casa Tekoá	300
Habitação Unifamiliar	322
Casa LP	351
Comissão organizadora	138

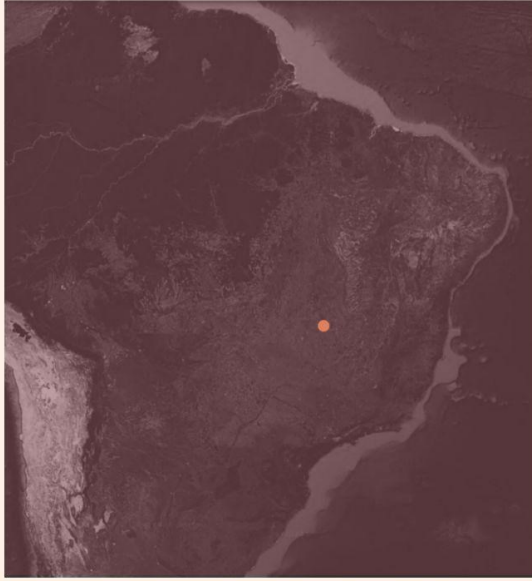
SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

Projeto corporativo - Ana Sarah Matos, Camilla Lopes,
Raquel Duarte



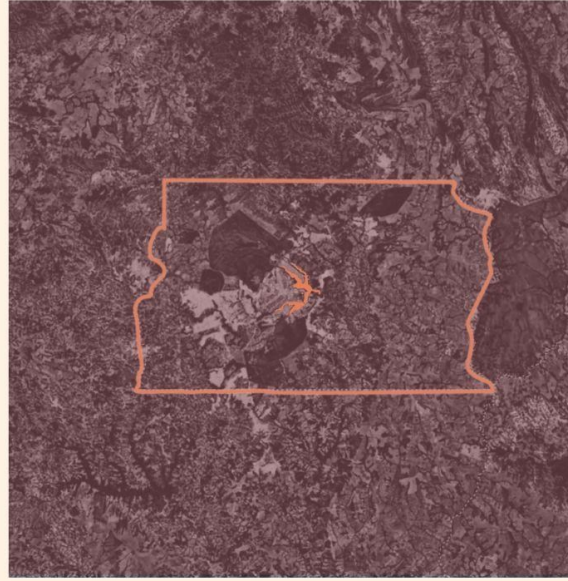
SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

LOCALIZAÇÃO



MAPA DO BRASIL - BRASÍLIA

FONTE: GOOGLE EARTH



MAPA DO DISTRITO FEDERAL

FONTE: GOOGLE EARTH

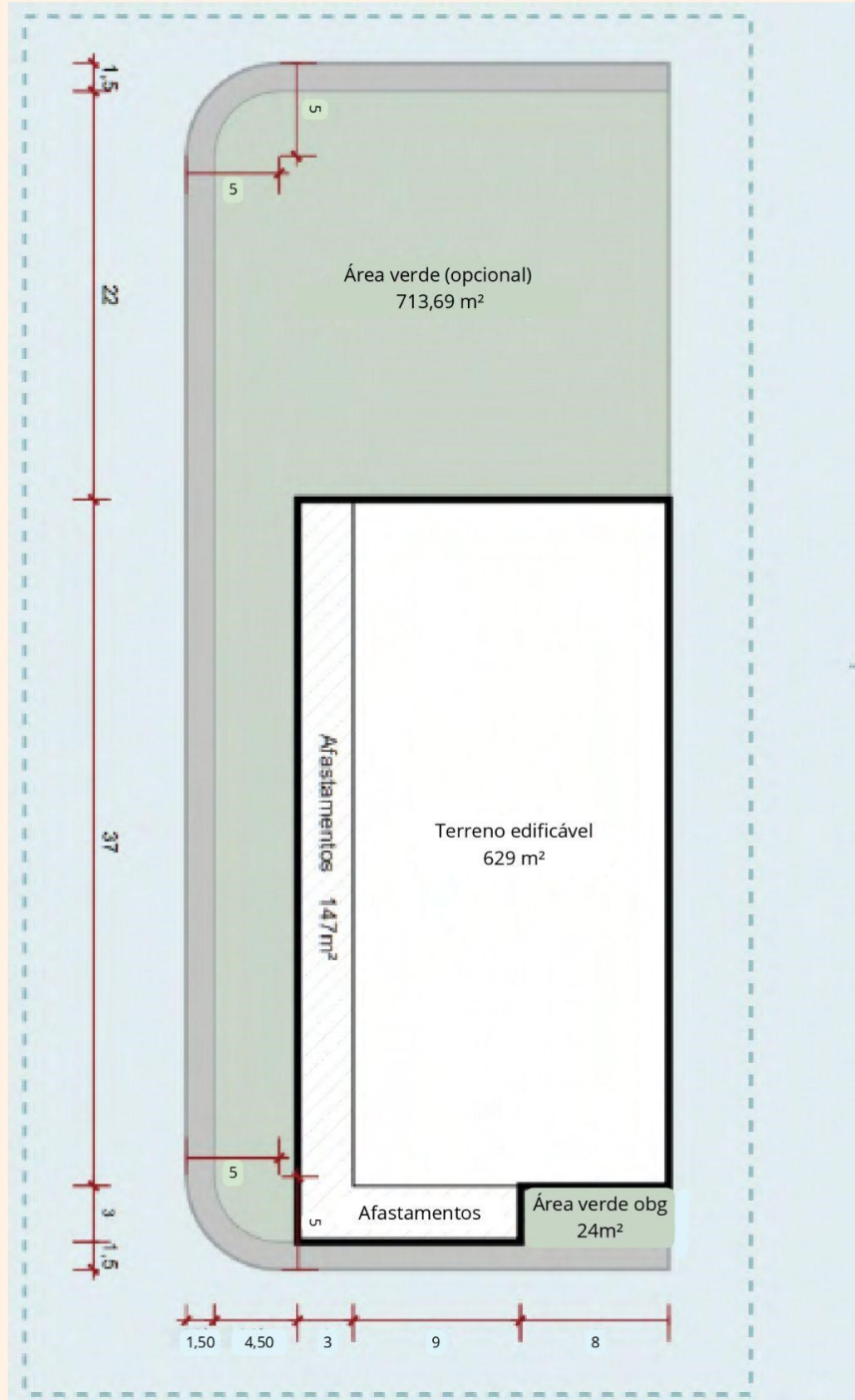


SHIS - SETOR DE HABITAÇÕES INDIVIDUAIS SUL QI 26 CONJUNTO 04 LOTE 01

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

LOCALIZAÇÃO

AFASTAMENTOS DO TERRENO



SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

PERFIL DAS CLIENTES



Arquiteta: Marina

Idade: 38 anos

Pedidos para o escritório:

- Áreas abertas e flexíveis, com divisórias móveis que permitam reconfiguração do espaço conforme a necessidade;
- A integração com a natureza, inclusão de elementos verdes e janelas amplas;



Engenheira: Zoe

Idade: 40 anos

- Layout para trabalho em equipe;
- Áreas de reunião equipadas com tecnologia;
- Área técnica bem equipada, com espaço para armazenamento e organização de documentos e equipamentos;



Designer de Interiores: Charlotte

Idade: 30 anos

- A inclusão de áreas de descanso e inspiração, como uma pequena galeria de arte.
- Áreas de trabalho colaborativas;
- Área de convivência, que possa ser usada pelos funcionários e clientes.



Estagiária : Julia

Idade: 20 anos

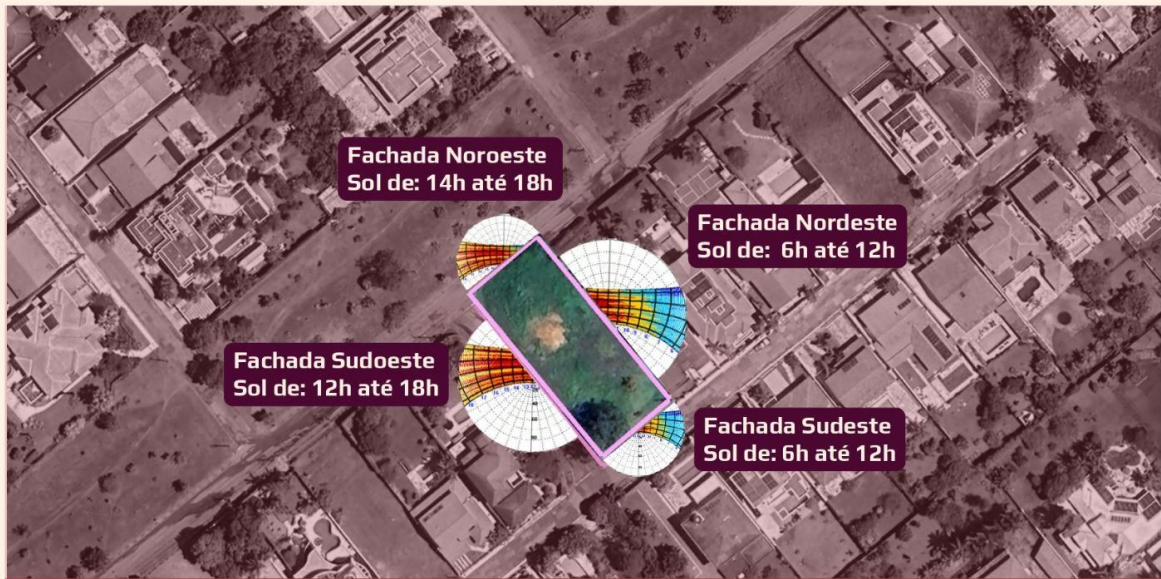
- Mesas de trabalho flexíveis e espaços para estudos e discussões informais;
- Local onde possa mostrar projetos ou ideias em desenvolvimento;

PROGRAMA DE NECESSIDADES

Área	Tamanho Aproximado	Área	Tamanho Aproximado
Sala Trabalho	20 m ²	Sala de Confeção de Maquetes	20 m ²
Sala de Reunião	24,5 m ²	Sala de descanso	30 m ²
Depósito	12 m ²	Recepção	12,5m ²
Copa	12 m ²		
Banheiros	5,1 m ²	Total:	136,1 m ²

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

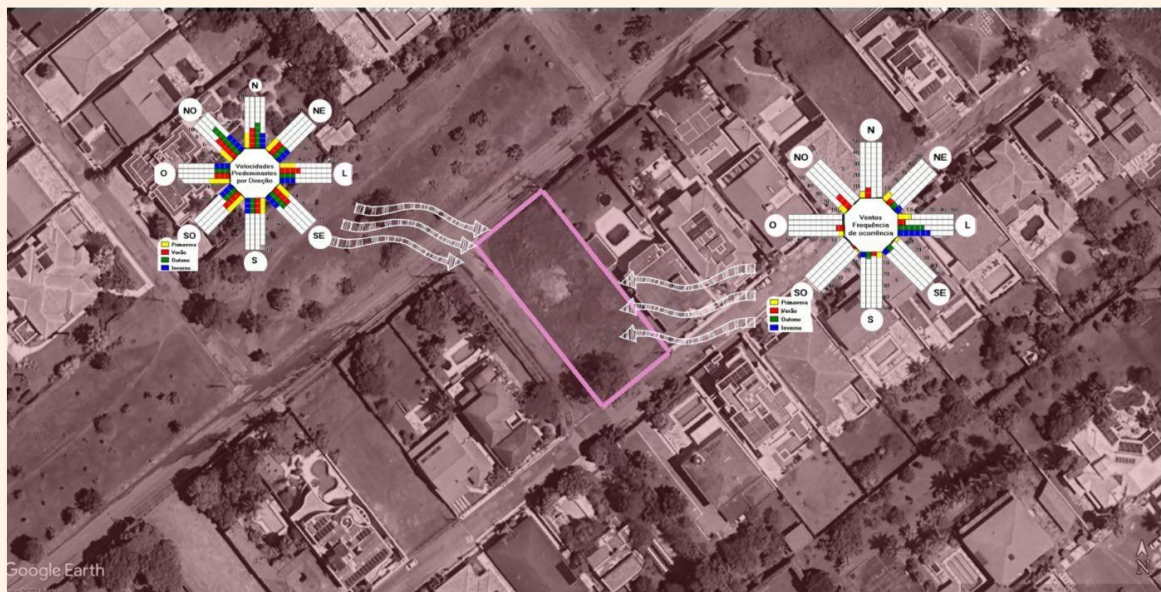
ANÁLISE SOLAR



FACHADAS DE MAIOR INSOLAÇÃO: NOROESTE E SUDOESTE

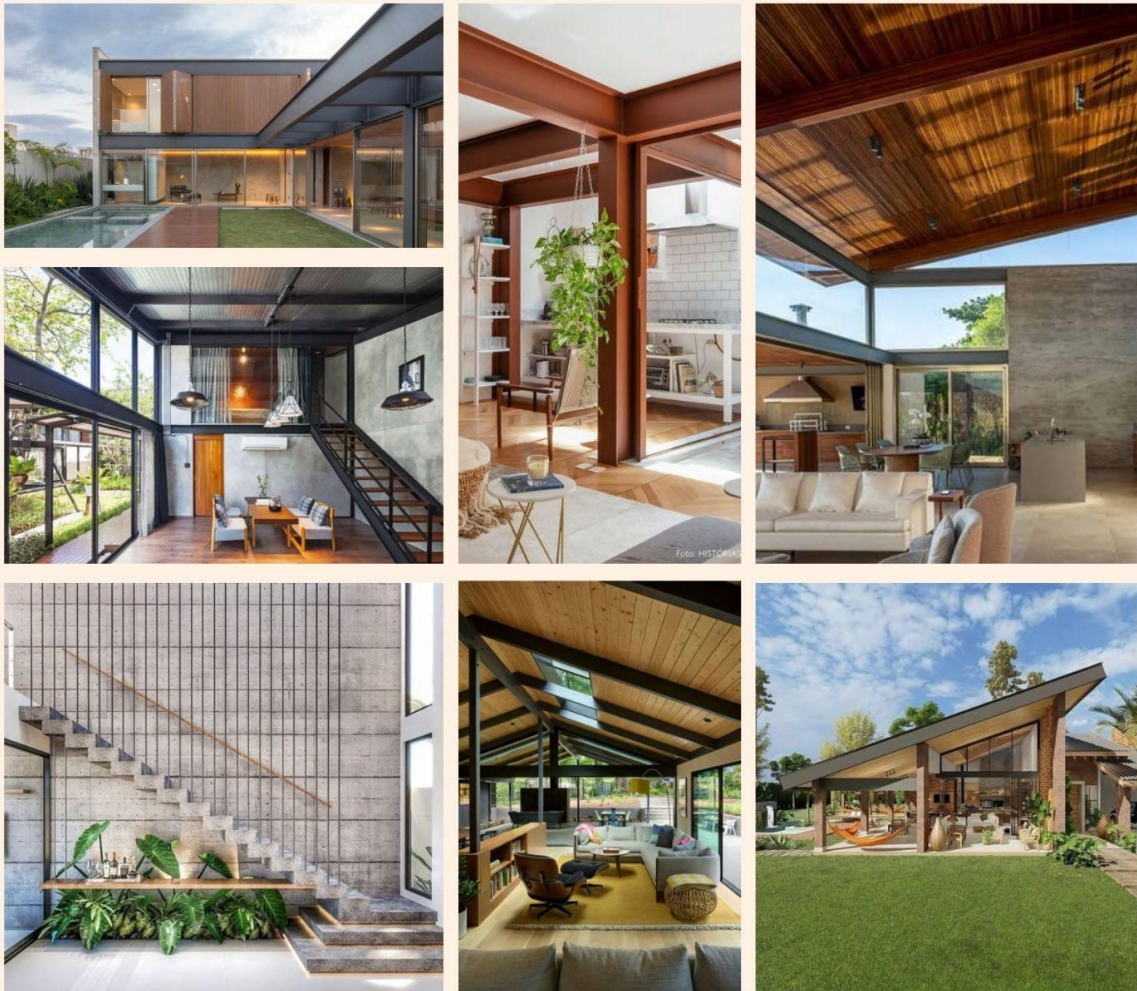


ANÁLISE DOS VENTOS



SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

REFERÊNCIAS

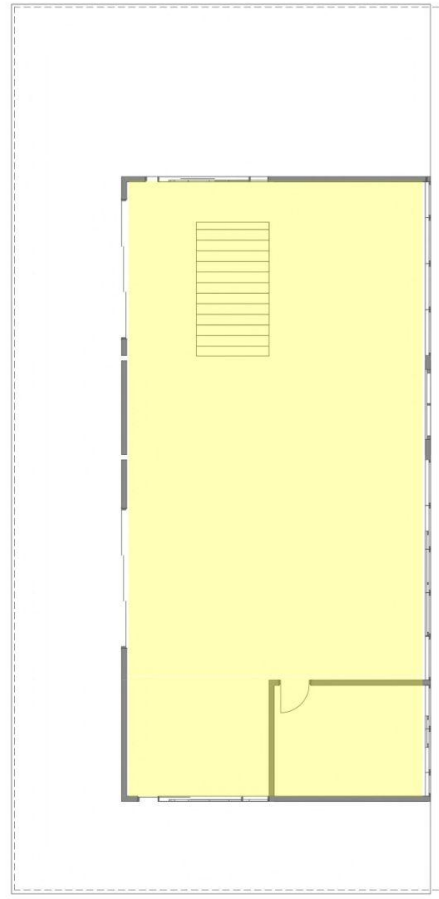
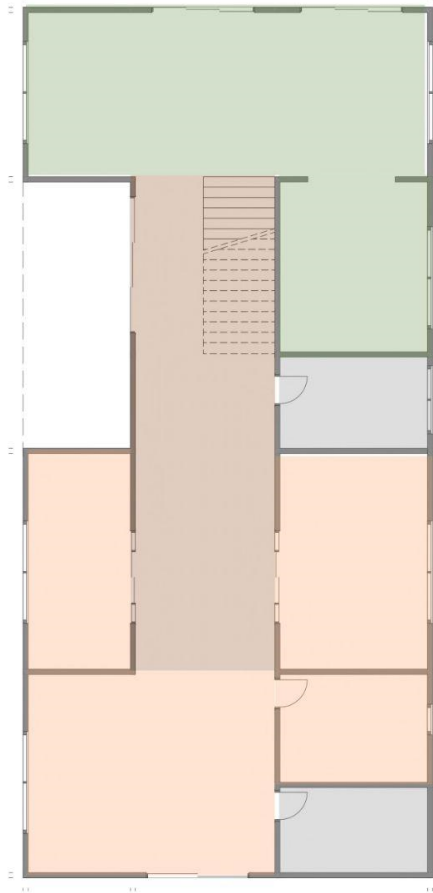


LEGISLAÇÃO

Taxa de ocupação (TO)	Afastamentos mínimos obrigatórios	Altura máxima	Taxa de Permeabilidade
70%	AFR = 3,0m AF LAT = 3,0m (Unilateral)	9,5 m	24 M ²

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

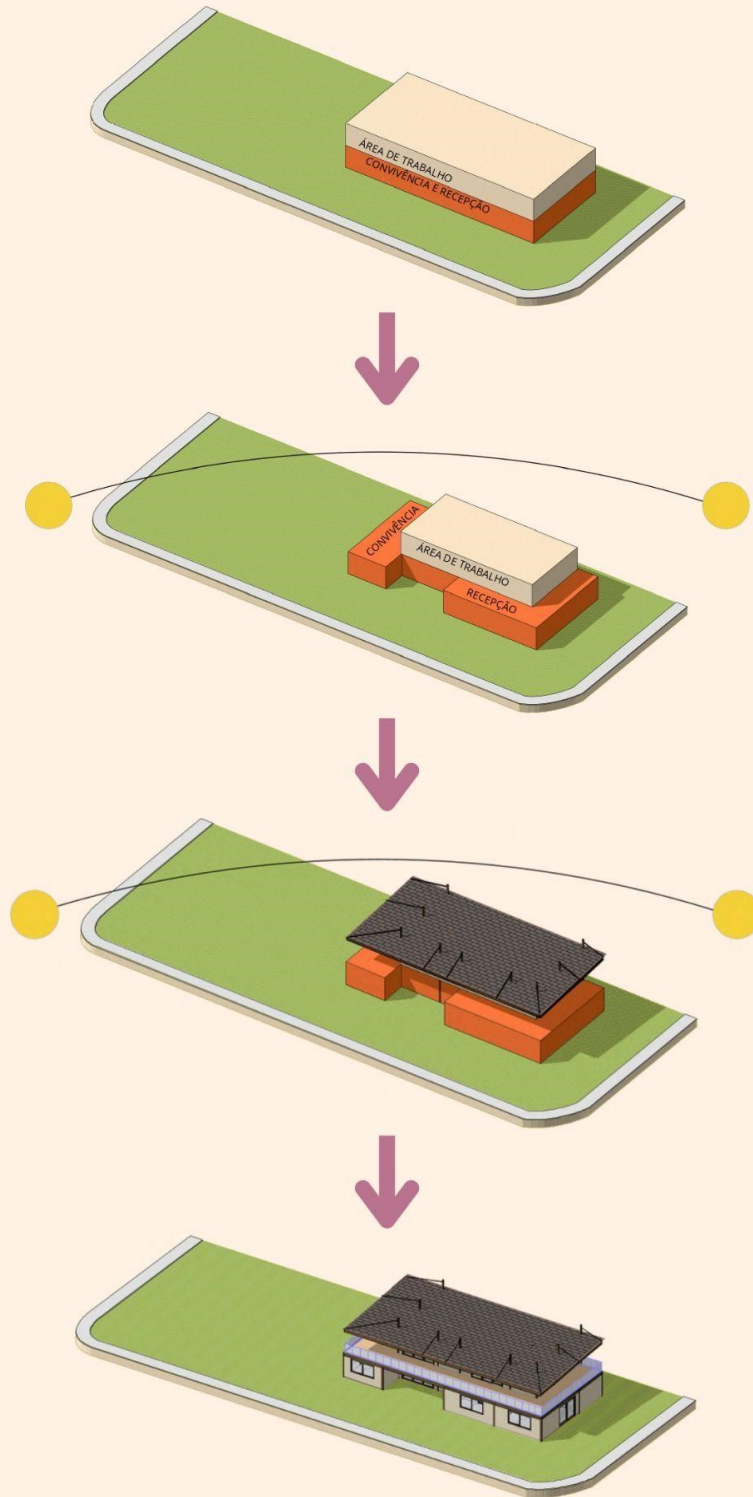
MANCHAS



-  Social
-  Área de Trabalho
-  Serviço
-  Convivência
-  Circulação

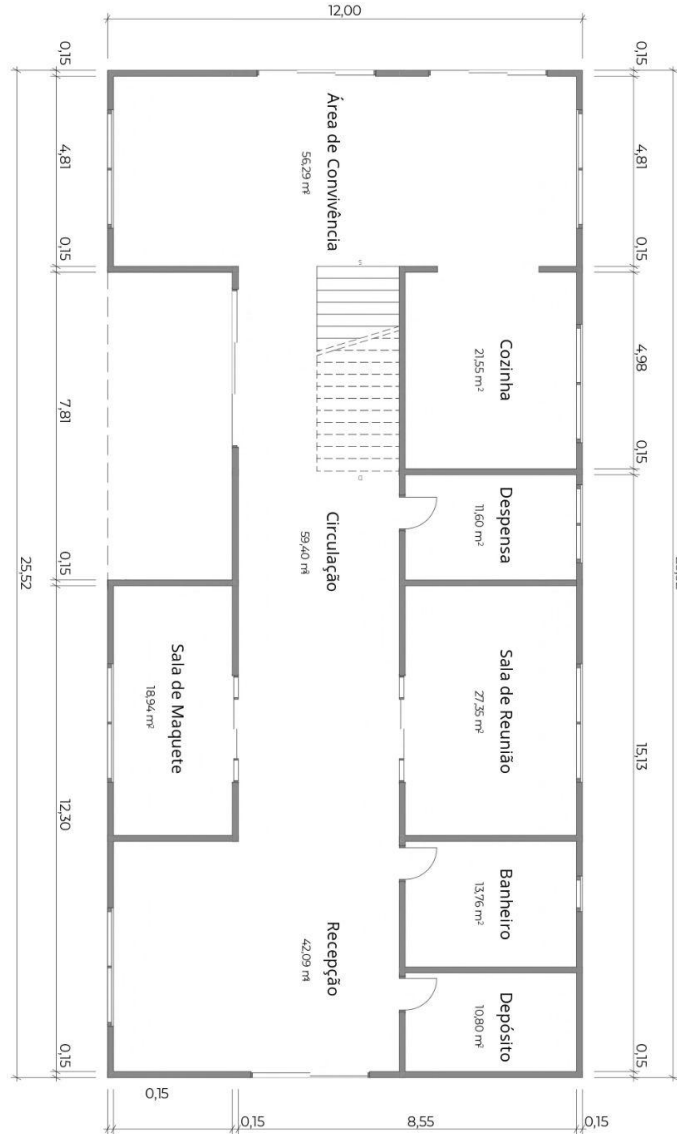
SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

VOLUMETRIA



SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

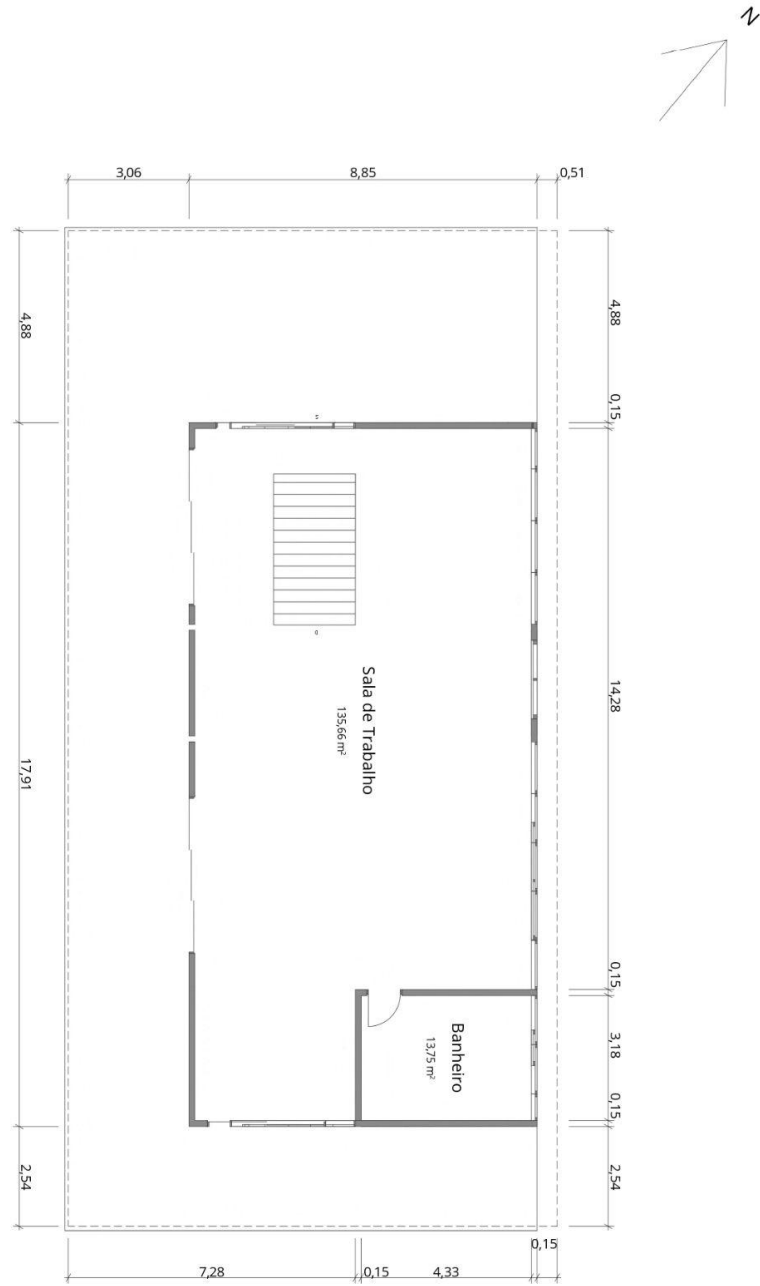
PLANTAS



Planta Baixa Térreo

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

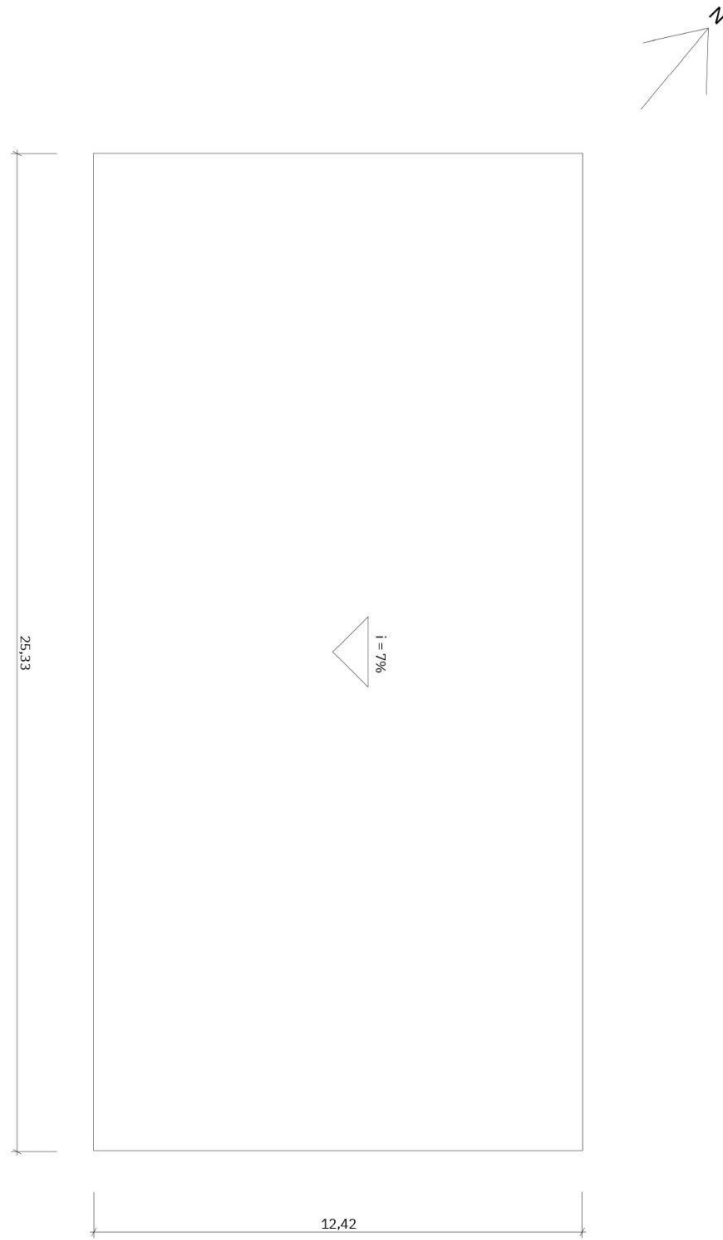
PLANTAS



Planta Baixa Primeiro Pavimento

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

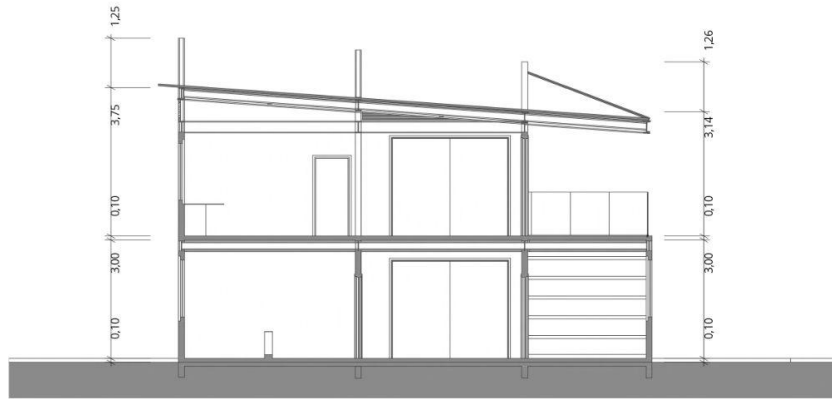
PLANTAS



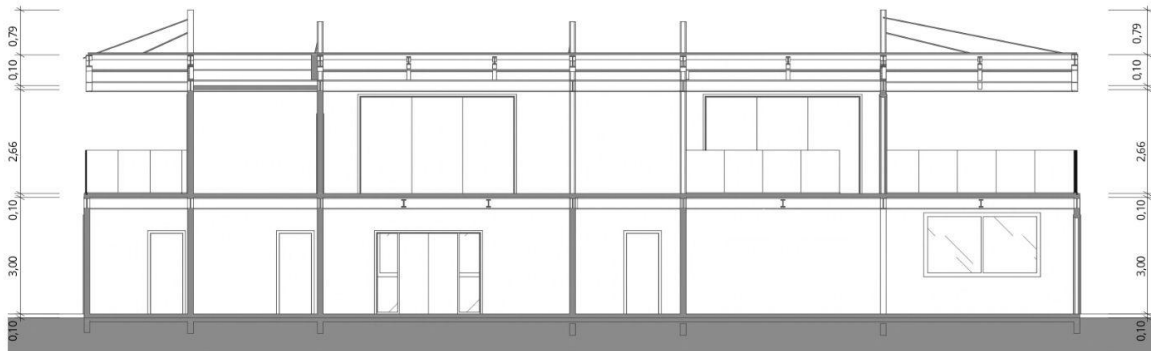
Planta de Cobertura

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

CORTES



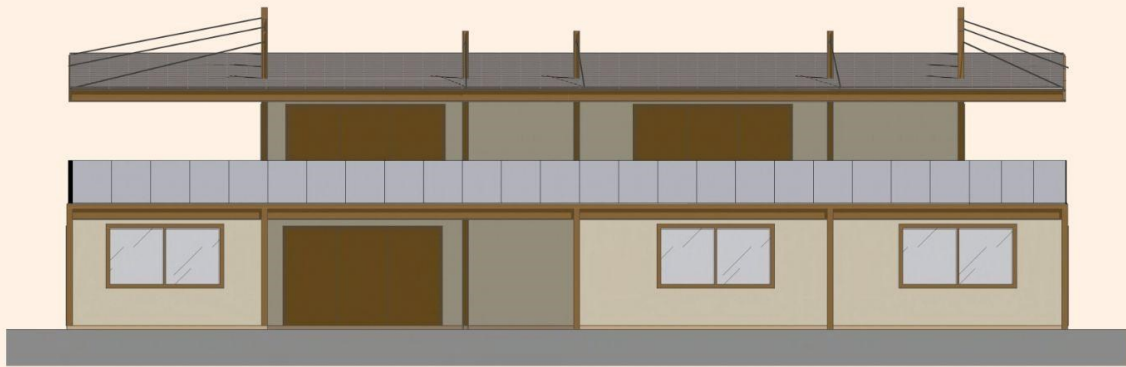
C-01 - Corte Transversal



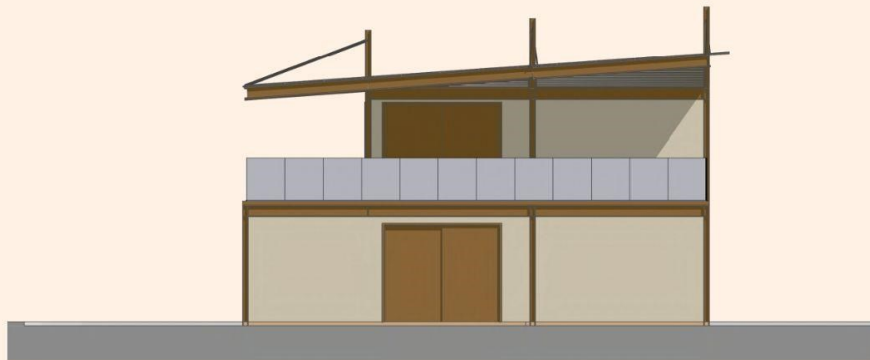
C-02 - Corte Longitudinal

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

FACHADAS



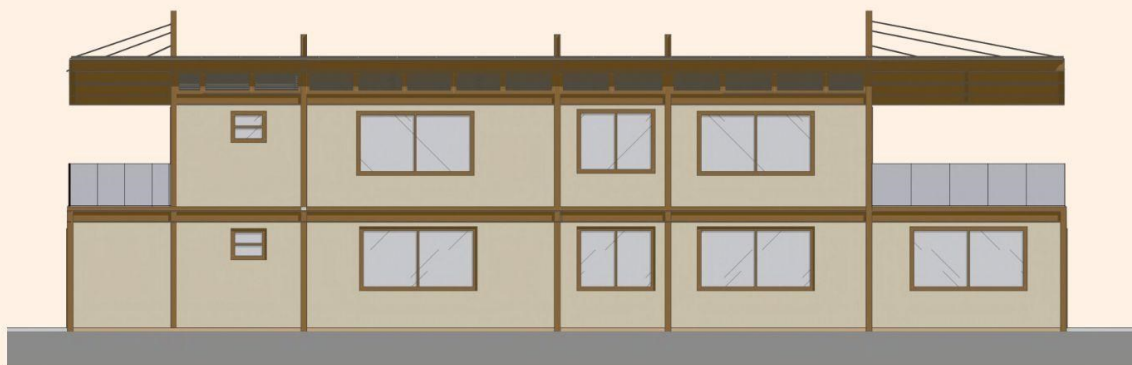
Fachada 1



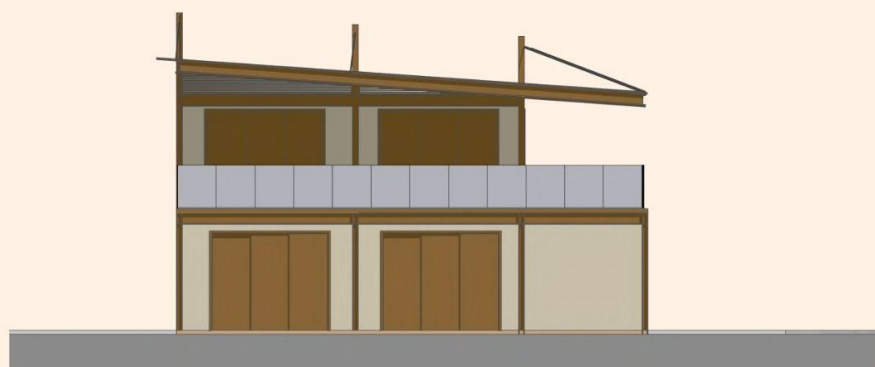
Fachada 2

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

FACHADAS



Fachada 3

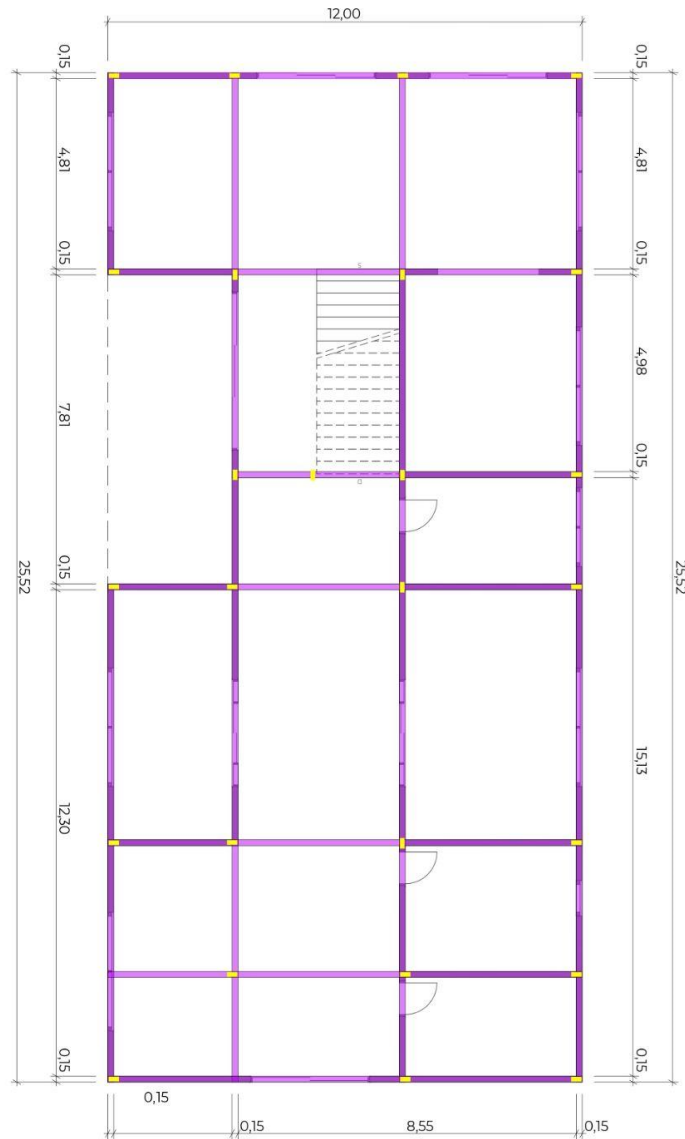


Fachada 4

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

LANÇAMENTO ESTRUTURAL

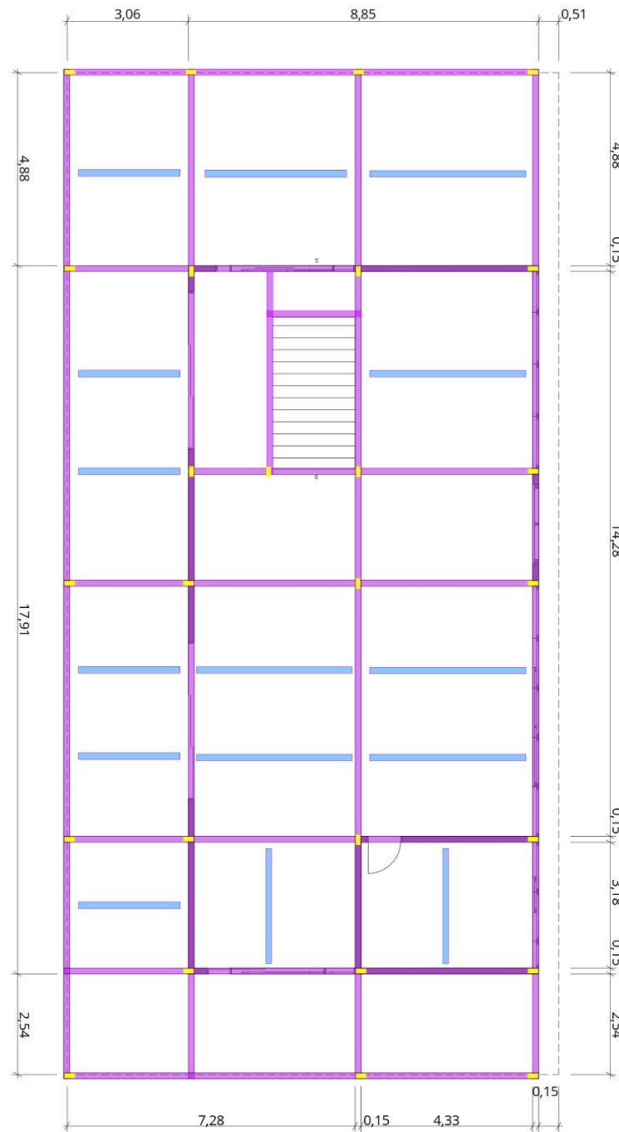
↻



Pré-lançamento Térreo

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

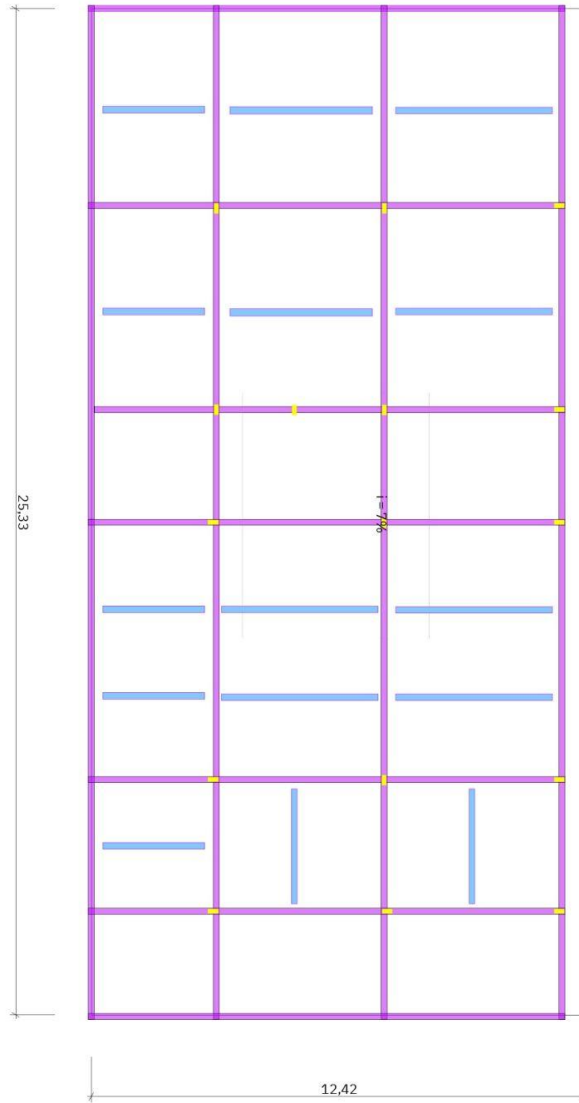
LANÇAMENTO ESTRUTURAL



Pré-lançamento Pavimento

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

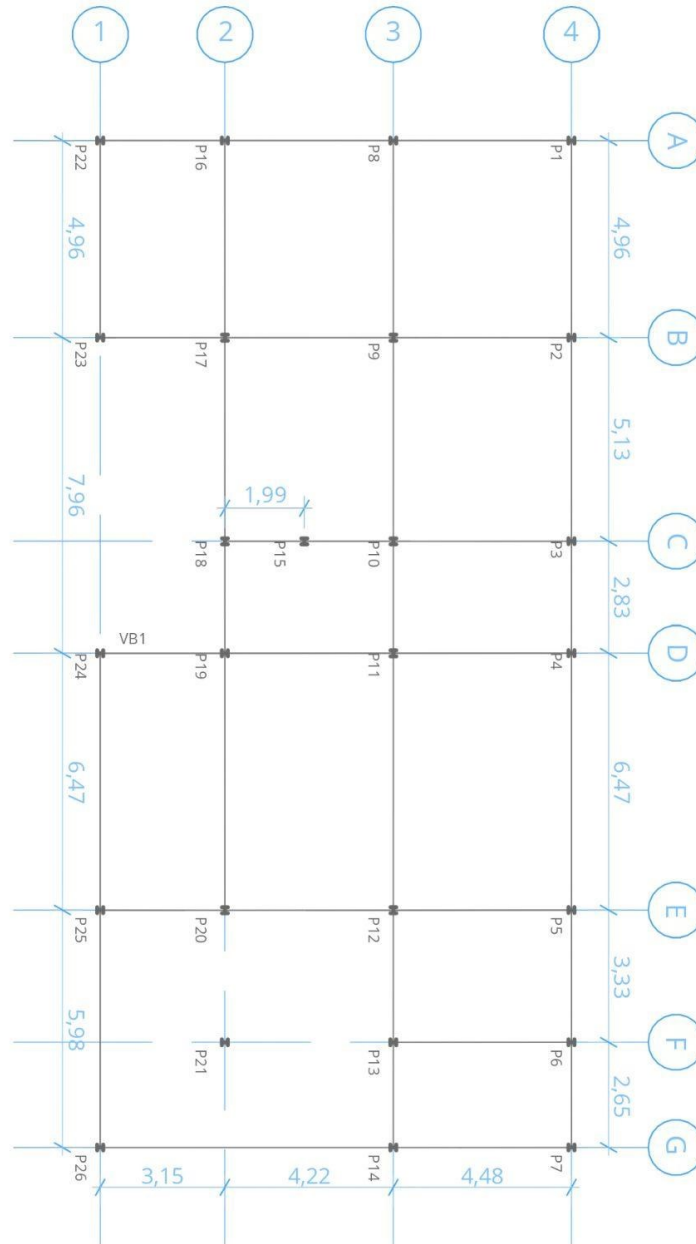
LANÇAMENTO ESTRUTURAL



Pré-lançamento Cobertura

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

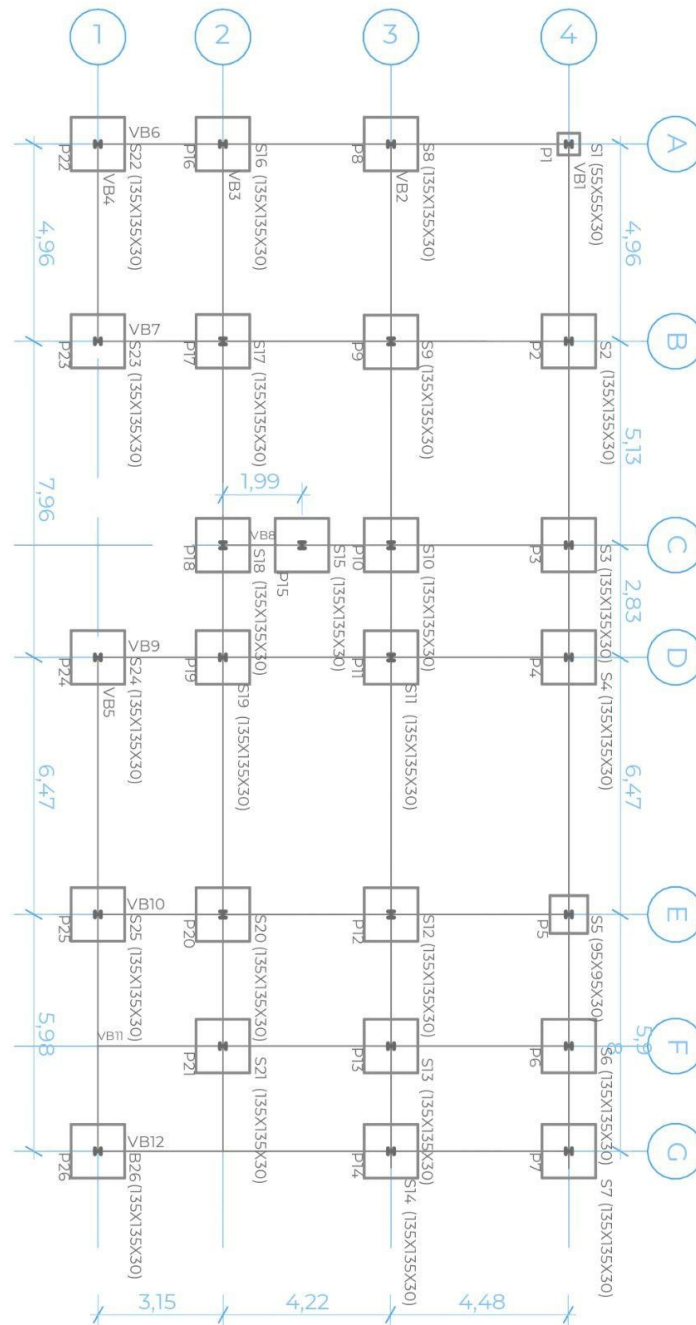
PLANTAS



Planta de Localização dos Pilares

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

PLANTAS



Planta de Fundação

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

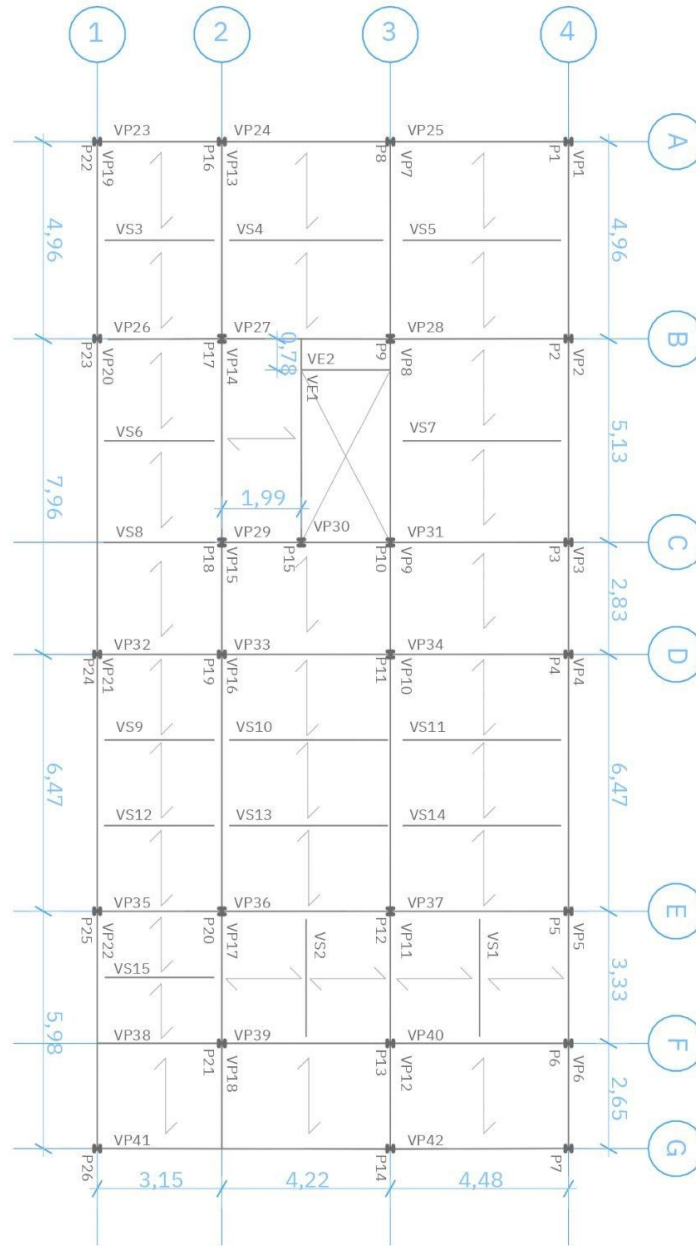
PLANTAS



Planta de Forma Térreo

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

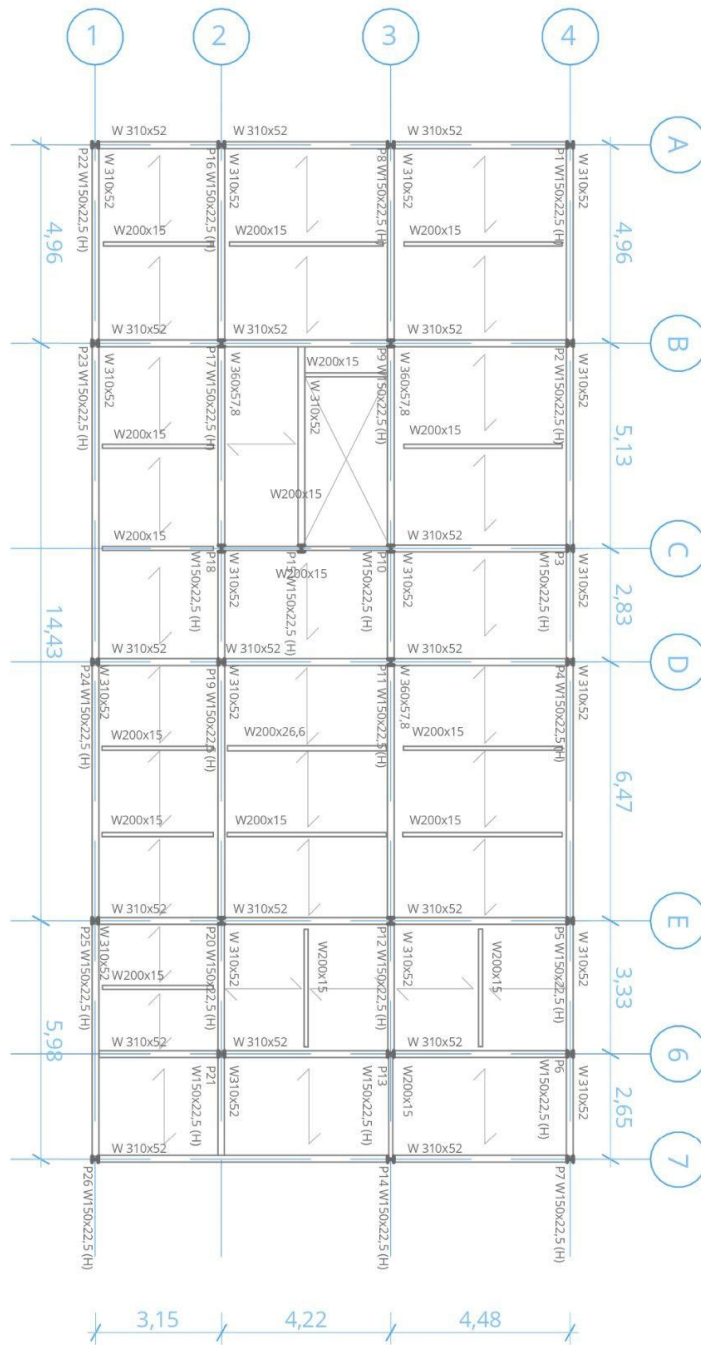
PLANTAS



Planta Preliminar do Pavimento

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

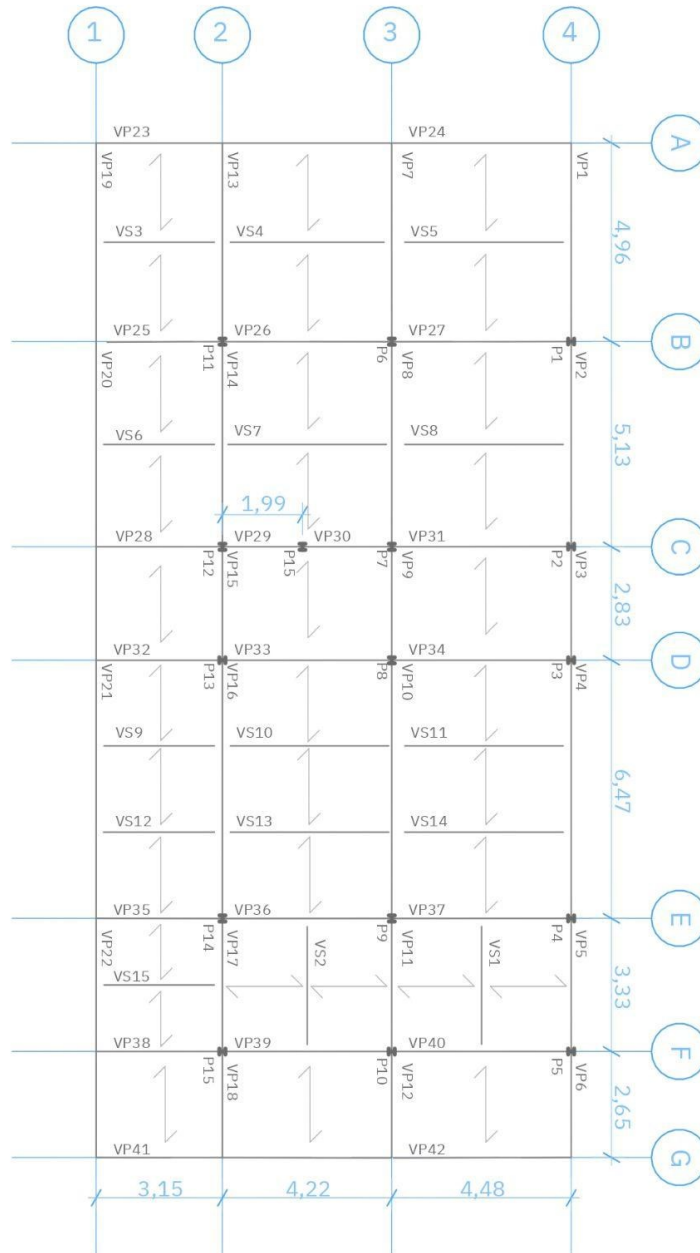
PLANTAS



Planta de Montagem Pavimento

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

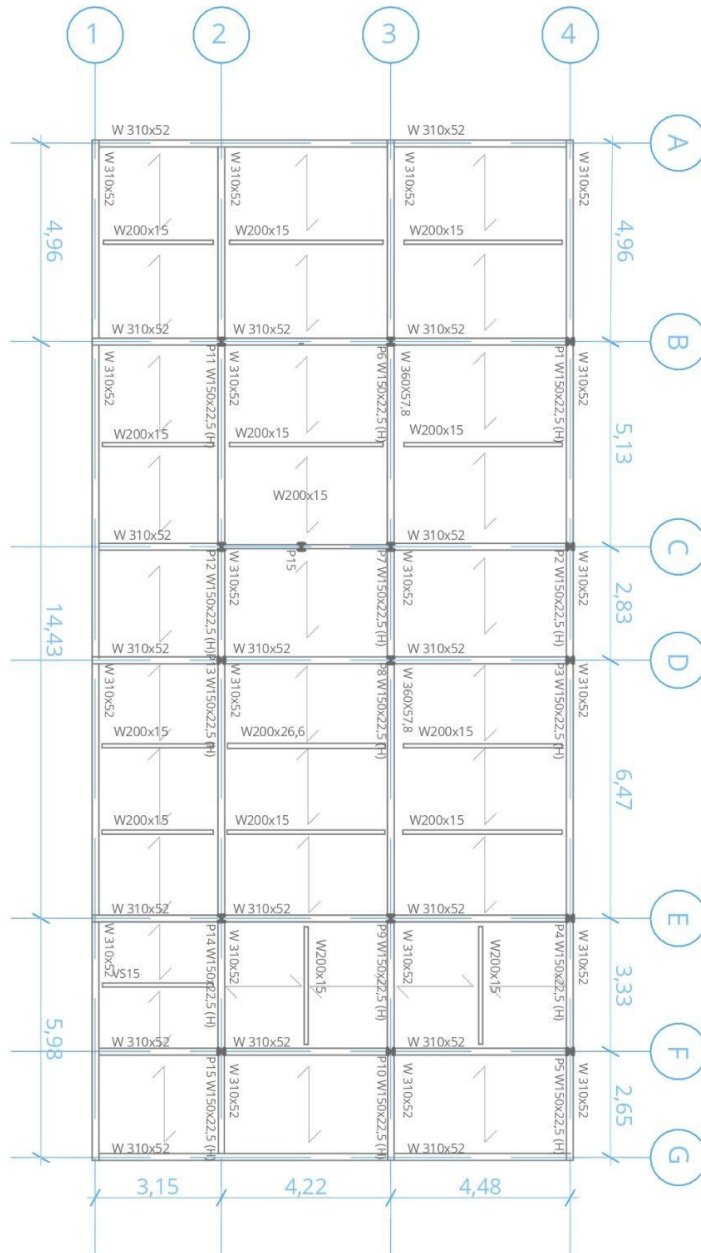
PLANTAS



Planta Preliminar da Cobertura

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

PLANTAS



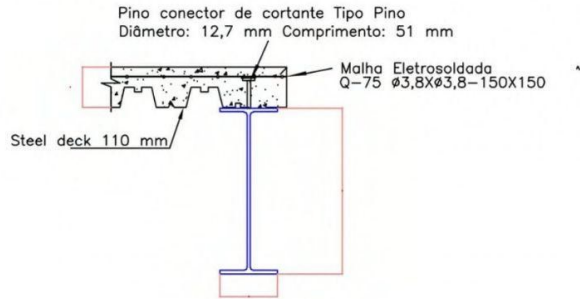
Planta de Montagem Cobertura

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

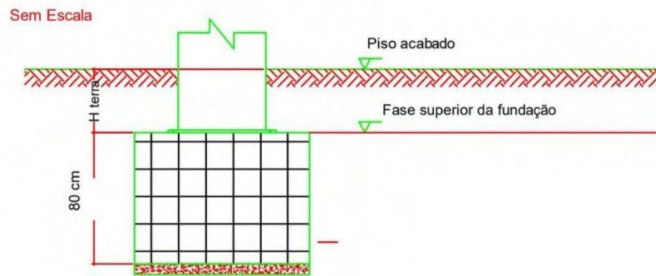
DETALHAMENTO

DETALHE LAJE

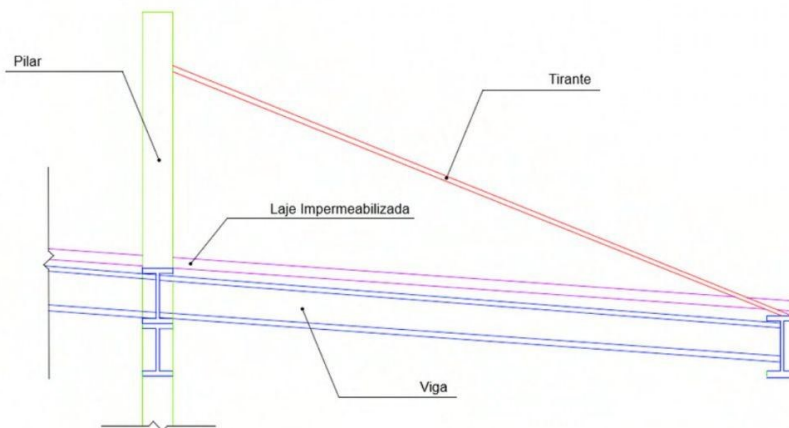
DETALHE STEEL DECK METFORM – MF50



DETALHE BLOCO



Detalhe Cobertura



SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

MATERIAIS

Paredes Drywall

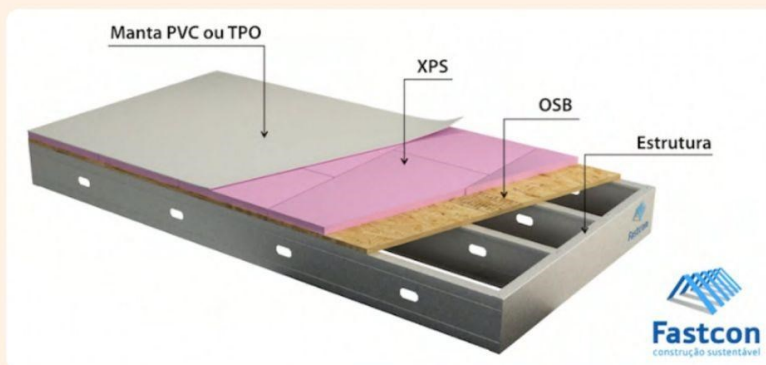
Conjunto composto por um núcleo de gesso natural e aditivos, revestido com duas lâminas de cartão duplex.

Para a construção de paredes e forros, as chapas de drywall são estruturadas por perfis de aço galvanizado, que sustentam as placas pela fixação feita por parafusos. Além desses componentes, o sistema se utiliza também de massas e fitas para acabamento no material.



Laje Steel Frame

Permite que na parte inferior à laje (entrepiso), sejam feitas todas as instalações elétricas e hidro-sanitárias, além das isolações térmicas e acústicas, o que proporciona excelente conforto entre os ambientes. Essas instalações serão escondidas pelo forro drywall no decorrer da obra.



SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

CÁLCULOS

Cargas da Laje		
Cargas Permanentes	Peso Próprio da Laje	2,1
	Revestimento	1
	Total	3,1
Cargas Acidentais	Cargas de Uso	1,5
	Outros	0
	Total	1,5
Total	$(1,25 \cdot g + 1,5 \cdot q) \cong$	6,125
Pré Dimensionamento	Somas das Cargas Sem Majorar (sem o Pp laje)	2,5

Cobertura		
Cargas da Cobertura		
Permanentes	q laje imp.	1,8
	q forro	0
	q sobrecarga	0,25
	Total	2,05
Variáveis		
Total	1,4 (per. + vari)	2,87

Altura total da laje (mm)	Espessura Steel Deck (mm)	Vãos Máximos sem Escoramento					Peso Próprio (kN/m²)	M. Inércia Laje Mista (10⁹mm⁴)	Vãos Máximos sem Escoramento														
		Simples (mm)	Duplos (mm)	Tripos (mm)	Balanco (mm)	Carga sobreposta			2.600	2.650	2.700	2.800	2.900	3.000	3.100	3.200							
100	0,80	2.050	2.800	2.900	900	1,85	5,25	9,31	8,14	7,14	6,28	5,54	4,89	4,32	3,82	3,38	3,18	2,99	2,63	2,32	2,03	1,78	1,54
	0,95	2.550	3.150	3.250	1.100	1,86	5,61	11,68	10,24	9,01	7,96	7,04	6,25	5,55	4,94	4,40	4,15	3,92	3,49	3,10	2,75	2,44	2,16
	1,25	3.200	3.800	3.800	1.450	1,89	6,26	16,43	14,45	12,76	11,31	10,06	8,97	8,02	7,18	6,44	6,10	5,78	5,19	4,67	4,19	3,77	3,38
110	0,80	1.800	2.700	2.800	900	2,08	6,89	10,56	9,23	8,10	7,13	6,29	5,55	4,91	4,34	3,84	3,61	3,39	3,00	2,64	2,32	2,02	1,76
	0,95	2.400	3.050	3.150	1.050	2,10	7,35	13,25	11,62	10,23	9,03	8,00	7,10	6,31	5,61	5,00	4,72	4,45	3,96	3,53	3,13	2,78	2,46
	1,25	3.050	3.650	3.650	1.400	2,13	8,19	18,64	16,39	14,46	12,84	11,42	10,18	9,10	8,15	7,31	6,93	6,57	5,90	5,31	4,77	4,29	3,85
120	0,80	1.650	2.600	2.700	850	2,32	8,85	11,81	10,33	9,06	7,98	7,03	6,21	5,50	4,86	4,30	4,05	3,80	3,36	2,96	2,60	2,27	1,98
	0,95	2.250	2.900	3.000	1.050	2,33	9,43	14,82	13,00	11,44	10,10	8,95	7,94	7,06	6,28	5,60	5,28	4,99	4,44	3,95	3,51	3,12	2,76
	1,25	2.950	3.550	3.550	1.350	2,36	10,49	20,00	18,33	16,20	14,36	12,77	11,40	10,19	9,13	8,19	7,76	7,36	6,61	5,95	5,35	4,81	4,32
130	0,80	1.490	2.500	2.600	850	2,55	11,16	13,06	11,42	10,02	8,82	7,78	6,88	6,08	5,38	4,76	4,48	4,21	3,72	3,28	2,88	2,52	2,19
	0,95	2.050	2.800	2.900	1.000	2,57	11,87	16,39	14,37	12,65	11,18	9,90	8,79	7,81	6,96	6,20	5,85	5,52	4,92	4,38	3,89	3,46	3,06
	1,25	2.800	3.400	3.400	1.350	2,60	13,19	20,00	20,00	17,91	15,89	14,13	12,61	11,28	10,10	9,06	8,59	8,14	7,32	6,59	5,92	5,33	4,79

Tabela 3 – Divisórias e caixilhos

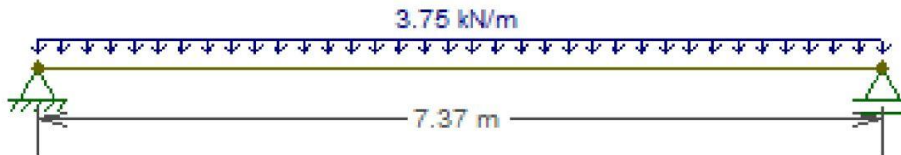
Material	Espessura nominal do elemento cm	Peso kN/m²
Drywall (composição: montantes metálicos, quatro chapas com 12,5 mm de espessura cada e isolamento acústico com lã de rocha ou lã de vidro com 50 mm de espessura)	7 a 30	0,5
Impermeabilizações em coberturas com manta asfáltica e proteção mecânica, sem revestimento ($\gamma_{ap-m} = 18 \text{ kN/m}^3$)	10	1,8
	15	2,7

Tabela 10 (continuação)

Local	Carga uniformemente distribuída kN/m²	Carga concentrada kN
Edifícios comerciais, corporativos e de escritórios	Salas de uso geral e sanitários	—
	Regiões de arquivos deslizantes	5
	Call center	3
	Corredores dentro de unidades autônomas	2,5
	Corredores de uso comum	3
	Áreas técnicas (ver item nesta Tabela) Jardins (ver item nesta Tabela)	—

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

CÁLCULO DA VIGA BALDRAME



Cargas:

$$0,5 \text{ kN/m}^2 \times 3\text{m} = 1,5 \text{ kN/m}$$

$$0,2 \text{ kN/m}^2 \times 0,45\text{m} \times 25 \text{ kN/m}^3 = 2,25 \text{ kN/m}$$

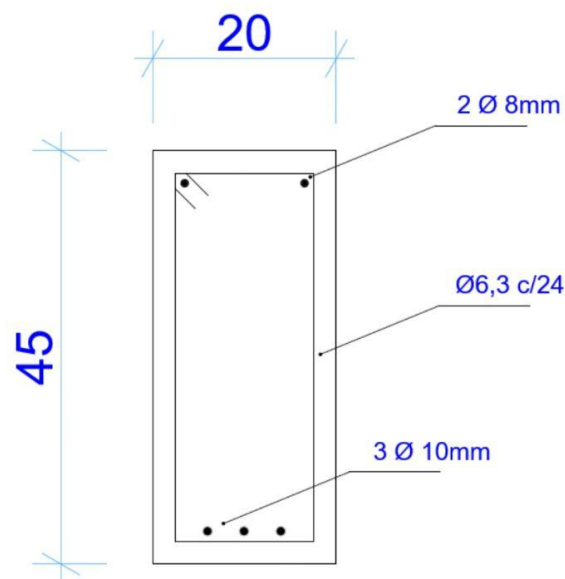
total: 3,75 kN/m

Cortante:

$$\frac{3,75 \times 7,37}{2} = 13,82 \text{ kN}$$

Momento:

$$\frac{3,75 \times 7,37^2}{8} = 25,46 \text{ kNm}$$



SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

CÁLCULO DA VIGA BALDRAME

Seção transversal:

$b = 20$ $h = 45$ $bf = 0$ $hf = 0$ ($d = 41.0$ cm | $Cn = 2.5$ | $ad = 1.500$)
 $Ac = 900$ cm² | $I_x = 151875.00$ cm⁴ | $Y_{cg} = 22.50$ cm

Materiais:

Concreto $f_{ck} = 20$ MPa | $E_{cs} = 21287.37$ MPa
 $f_{ct,m} = 2.21$ MPa | $f_{ctk,inf} = 1.55$ MPa
 Aço CA-50 (f_{yk} e $f_{ywk} = 500$ MPa; $f_{ywd} = 435$ MPa)

>>> Flexão Simples

M_r : momento de fissuração = $(1.5 * f_{ctk,inf} * I_x) / Y_{cg}$
 $M_r = 15.67$ kN.m | $M_s = 25.46$ kN.m | $M_{sd} = 35.64$ kN.m
 $x/d(\text{calc}) = 0.114$ | $x/d(\text{limite}) = 0.450$
 $x_{LN}(\text{calc}) = 4.69$ cm | $x_{LN}(\text{limite}) = 18.45$ cm
 Domínio [2] | $esd = 10.00\%$ | $ecd = 1.29\%$
 $A_{s,min}(M_{d,min}) = 0.89$ cm² ($M_{d,min} = 15.52$ kN.m)
 $A_{s,min}(f_{ck}) = 1.35$ cm² ($= 0.150\% * b * h$)
 $A_{s,t} = 2.10$ cm²: 5Ø8.0 ou 3Ø10.0 ou 2Ø12.5 ou 2Ø16.0 ou 1Ø20.0 ou 1Ø25.0
 $A_{s,c} = 0.00$ cm²:

>>> Cisalhamento (Modelo de cálculo I ==> bielas: teta=45°)

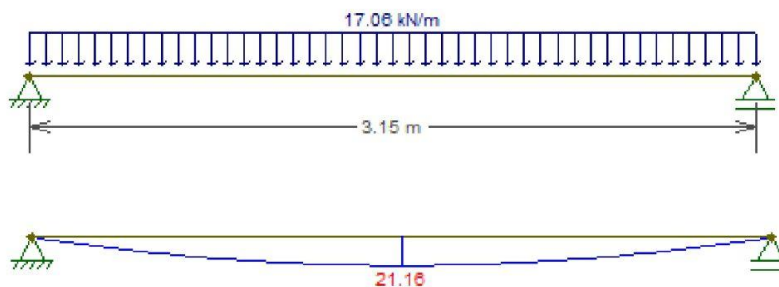
$V_s = 13.82$ kN | $V_{sd} = 19.35$ kN
 $V_{sd} = (V_c = 54.38$ kN) + ($V_{sw} = -35.03$ kN)
 $VRd2$: força cortante resistente de cálculo (NBR 6118-2014, item 17.4.2.2)
 $VRd2 = 0.27 * (1 - f_{ck}/250) * f_{cd} * b * d$
 $VRd2 = 290.98$ kN | $V_{sd}/VRd2 = 0.07$

Armadura Transversal:

$A_{sw,min}$: NBR 6118:2014, item 17.4.1.1.1
 $psw,min \geq 0.2 * (f_{ct,m} / f_{ywk})$ --> $psw,min = 0.0884\%$
 $A_{sw,min} = 1.77$ cm²/m ($= b * psw,min$)
 $A_{sw}(\text{calc}) = [V_{sw} / (0.9 * d * f_{ywd}) * 100] = -2.18$ cm²/m
 $A_{sw}(\text{adot}) = 1.77$ cm²/m
 Opções de armadura considerando estribo com 2 ramos:
 Ø5.0c/22 ou Ø6.3c/24 ou Ø8.0c/24 ou Ø10.0c/24 ou Ø12.5c/24
 * Espaçamento máximo entre estribos (NBR 6118:2014, item 18.3.3.2):
 Como $V_{sd} \leq 0.67 * VRd2$ --> $S_{max} = 24.6$ cm ($= 0,6.d \leq 30$ cm)

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

CÁLCULO DA VIGA VS9



Cargas		
Distância de Influência	L1 (m) (vão total)	2,156
	L2 (m) (vão total)	2,156
	Resultado	2,16
q _{viga}	q _{ajuste} *d	17,06
Q _{parede}	altura (m)	0
	Carga (kN/m²)	0,5
	carga*h	0
Q _{total}	Q _{viga} + Q _{parede}	17,06

Pré Dimensionamento		
Δ _{norma}	L (cm)	315
	L/350 (cm)	0,90

Transformando Unidades			
q (carga da viga)	17,06	kN/m para N/cm (*10)	170,6
e (elasticidade)	205	Gpa para N/cm² (*10⁵)	20500000

I _x (cm⁴)	q (carga da viga)	17,06
	L (vão)	315
	e (elasticidade)	205
	5qL⁴	1185,35
	384EΔ _{máx}	

Verificação de carregamentos		
Perfil	I _x	W _x
W 200 x 15,0	1.305	130,5

Tranfomar	massa linear	15
	gravidade (m/s²)	10
	Q _{pp} (massa linear * gravidade)	150

Transformando Unidades			
Q _{pp}	150	N/m para kN/m (:1000)	0,15
Q _{total}	Q _{viga}	17,06	
	Q _{pp}	0,150	
	Resultado	17,21	

Transformando Unidades			
Q _{total}	17,21	kN/m para N/cm (*10)	172,09

Verificação da flecha		
F _{tool}	Δ _{norma}	0,90
	Δ máx	0,48
		Passou!

Verificação de Flexão		
σ	f _y (Mpa)	350
	f _y /1,7	205,88

Transformando Unidades			
M máx (ftool)	21,16	kNm para Ncm	2116000

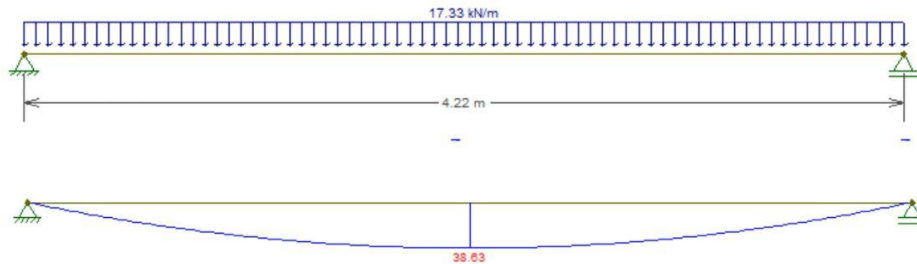
σ máx	M máx (Ncm)	2.116.000,00
	W _x (cm³)	130,5
	M máx . W _x	16214,559

Transformando Unidades			
σ máx	16214,559	N/cm² para Mpa (:100)	162,15

σ máx	162,15	Ok!
σ	205,88	

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

CÁLCULO DA VIGA VS10



Cargas		
Distância de Influência	L1 (m) (vão total)	2,156
	L2 (m) (vão total)	2,156
	Resultado	2,16
q _{viga}	q _{aje} *d	17,06
q _{parede}	altura (m)	0
	Carga (kN/m²)	0,5
	carga*h	0
q _{total}	q _{viga} + q _{parede}	17,06

Pré Dimensionamento		
Δ _{norma}	L(cm)	422
	L/350 (cm)	1,21

Transformando Unidades			
q (carga da viga)	17,06	kN/m para N/cm (*10)	170,6
e (elasticidade)	205	Gpa para N/cm² (*10⁹)	20500000

I _x (cm⁴)	q (carga da viga)	17,06
	L (vão)	422
	e (elasticidade)	205
	$\frac{5qL^4}{384E\Delta_{máx}}$	2850,05

Verificação de carregamentos		
Perfil	I _x	W _x
W 200 x 26,6	2.611	252,3

Tranfomar	massa linear	26,6
	gravidade (m/s²)	10
	q _{pp} (massa linear * gravidade)	266

Transformando Unidades			
q _{pp}	266	N/m para kN/m (:1000)	0,266
q _{total}	q _{viga}	17,06	
	q _{pp}	0,266	
	Resultado	17,33	

Transformando Unidades			
q _{total}	17,33	kN/m para N/cm (*10)	173,25

Verificação da flecha		
F _{tool}	Δ _{norma}	1,21
	Δ máx	0,78
Passou!		

Verificação de Flexão		
σ	f _y (Mpa)	350
	f _y /1,7	205,88

Transformando Unidades			
M máx (ftool)	38,63	kNm para Ncm	3863000

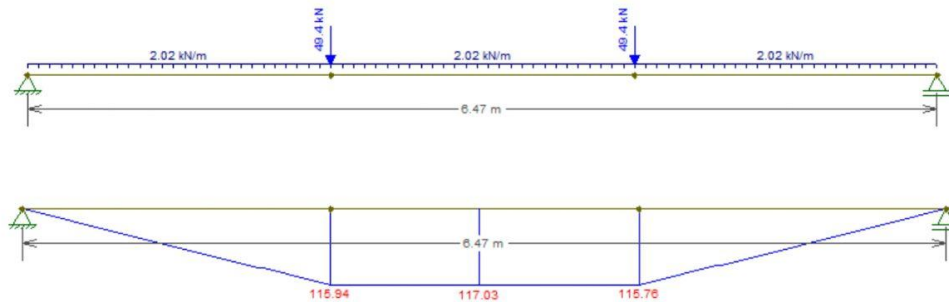
σ máx	M máx (Ncm)	3.094.000,00
	W _x (cm³)	252,3
	M máx : W _x	12263,179

Transformando Unidades			
σ máx	12263,179	N/cm² para Mpa (:100)	122,63

σ máx	122,63	Ok!
σ	205,88	

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

CÁLCULO DA VIGA VP16



Cargas		
Distância de Influência	L1 (m) (vão total)	0
	L2 (m) (vão total)	0
	Resultado	0,00
q _{viga}	q _{laje} *d	0,00
q _{parede}	altura (m)	3
	Carga (kN/m²)	0,5
	carga*h	1,5
q _{total}	q _{viga} + q _{parede}	1,50

Pré Dimensionamento		
Δnorma	L(cm)	647
	L/350 (cm)	1,85

Transformando Unidades			
q (carga da viga)	1,50	kN/m para N/cm (*10)	15,0
e (elasticidade)	205	Gpa para N/cm² (*10⁵)	20500000

I _x (cm⁴)	q (carga da viga)	1,50
	L (vão)	647
	e (elasticidade)	205
	5qL⁴ / 384EΔmáx	903,14

Verificação de carregamentos		
Perfil	I _x	W _x
W 310 x 52,0	11.909	751,4

Tranfomar	massa linear	52
	gravidade (m/s²)	10
	Q _{pp} (massa linear * gravidade)	520

Transformando Unidades			
q _{pp}	520	N/m para kN/m (:1000)	0,52
q _{total}	q _{viga}	1,50	
	q _{pp}	0,520	
	Resultado	2,02	

Transformando Unidades			
q _{total}	2,02	kN/m para N/cm (*10)	20,20

Verificação da flecha		
F _{tool}	Δnorma	1,85
	Δ máx	1,57
		Passou!

Verificação de Flexão		
σ	f _y (Mpa)	350
	f _y /1,7	205,88

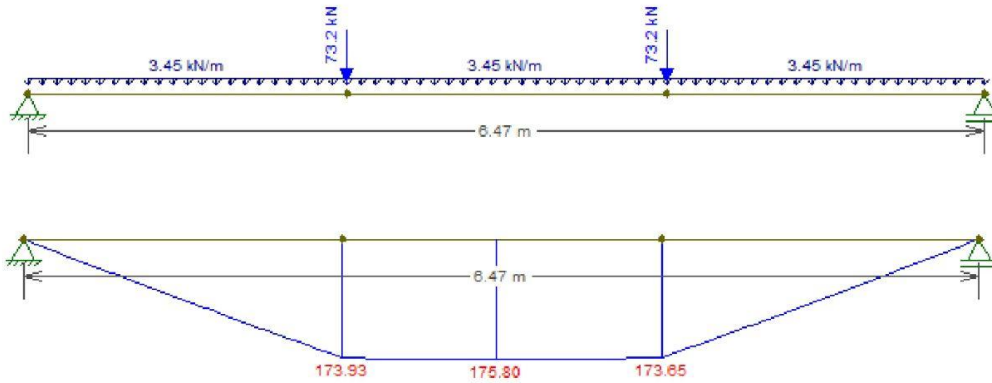
Transformando Unidades			
M máx (floor)	147,41	kNm para Ncm	14741000
σ máx	M máx (Ncm)	14.741.000,00	
	W _x (cm³)	751,4	
	M máx : W _x	19618,046	

Transformando Unidades			
σ máx	19618,046	N/cm² para Mpa (:100)	196,18

σ máx	196,18	Ok!
σ	205,88	

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

CÁLCULO DA VIGA VP10 (COBERTURA)



Cargas		
Distância de Influência	L1 (m) (vão total)	0
	L2 (m) (vão total)	0
	Resultado	0,00
q _{viga}	q _{laje} * d	0,00
q _{cob}	carga total	2,87
Q _{total}	q _{viga} + q _{cob}	2,87

Prê Dimensionamento		
Δnorma	L(cm)	647
	L/350 (cm)	1,85

Transformando Unidades			
q (carga da viga)	2,87	kN/m para N/cm (*10)	28,7
e (elasticidade)	205	Gpa para N/cm² (*10³)	20500000

I _x (cm⁴)	q (carga da viga)	2,87
	L (vão)	647
	e (elasticidade)	205
	$\frac{5qL^4}{384E\Delta_{m\acute{a}x}}$	1728,02

Verificação de carregamentos		
Perfil	I _x	W _x
W 360 x 57,8	16.143	910,8

Tranfomar	massa linear	57,8
	gravidade (m/s²)	10
	q _{pp} (massa linear * gravidade)	578

Transformando Unidades			
q _{pp}	578	N/m para kN/m (:1000)	0,578
Q _{total}	q _{viga}	2,87	
	q _{pp}	0,578	
	Resultado	3,45	

Transformando Unidades			
Q _{total}	3,45	kN/m para N/cm (*10)	34,48

Verificação da flecha		
F _{tool}	Δnorma	1,85
	Δ máx	1,38
		Passou!

Verificação de Flexão		
σ	f _y (Mpa)	350
	f _y /1,7	205,88

Transformando Unidades			
M máx (ftool)	175,8	kNm para Ncm	17580000

σ máx	M máx (Ncm)	17.580.000,00
	W _x (cm³)	910,8
	M máx : W _x	19301,713

Transformando Unidades			
σ máx	19301,713	N/cm² para Mpa (:100)	193,02

σ máx	193,02		
σ	205,88		Ok!

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

CÁLCULO DO PILAR P1 (CANTO)

Pilar (k)	entre pavimentos	1	
	fundação	0,7	
	engastado nos dois lados	0,5	
	engastado só em baixo	2	
L _i (comprimento de fiabilidade)	k	0,7	
	L (cm)	300	
	L*k	210	
F _{int}	A _{infl} (m ²)	5,55	
	Q _{piso} (sem majorar)	5,83	
	Q _{cobertura} (sem majorar) (kN/m ²)	2,05	
	N _{pavimentos}	1	
F _{int} = 1,4*A*[Q _{piso} (N _p +0,7)+Q _{cobertura}] (kN)			
92,94			
Transformando Unidades			
F _{int}	92,94	kN para N (*1000)	92936,97
Pilar canto	Y _{corr}	2,5	
	lateral	2,2	
	Intermédio	1,8	
Y _{corr} (tabela)	2,5		
Y _c	2		

I _{min} = (F _{int} *L ² /π ² E)*Y _{corr} *Y _c (cm ⁴)			
101,28			
Verificação a compressão			
Perfil	Área (cm ²)	29	
	I _x	1.229	
	r _x	6,51	
	r _y	3,65	
r _x	λ = l _i /i	32,26	
r _y	λ = l _i /i	57,53	
λ _{peça} < 140	r _x	32,26	Ok!
	r _y	57,53	Ok!
σ _{máx} (tensão axial)	f _{int}	3204,7	
	A _{barra}		
Transformando Unidades			
σ _{máx} (tensão axial)	3204,7	N/cm ² para Moa (:100)	32,0
σ _{máx} (tensão resistente do elemento)	π ² E		
	2λ ²		
σ _{máx} para r _x	97218,1	N/cm ² para Mpa (:100)	972,2
σ _{máx} para r _y	30561,2	N/cm ² para Mpa (:100)	305,6

SAPATA

Cargas		Esforço Normal (Nk)		92,94	kN
Tensão admissível do solo (σ _u)				274	kPa
Dimensões do pilar		Seção lado b (lado menor)		0,152	m
		Seção lado a (lado maior)		0,152	m
		Área seção do pilar		0,023104	m ²
		f _{ck} =		20	Mpa
		f _{yk} =		500	MPa
Redução da resistência dos materiais e majoração					
Coeficiente de segurança do concreto				1,4	
Coeficiente de segurança do aço				1,15	
Coeficiente de majoração de cargas				1,4	
Resistência de cálculo do concreto		f _{cd} =		14,29	Mpa
Resistência de cálculo do aço		f _{yd} =		434,78	MPa
altura h ₀ :		h ₀ =		0,3	m
ângulo α:		α _v =		30	graus
Área da base da sapata					
Base da sapata lado "B" (menor)		b=		0,65	m
Base da sapata lado "A" (maior)		a=		0,65	m
Base da sapata lado "B" (adotada)		b=		0,65	m
Base da sapata lado "A" (adotada)		a=		0,65	m
		A=		0,42	m ²
Área de aço:		A _{sy} =		2,11	cm ²
		A _{sx} =		2,10	cm ²
armadura mínima		A _{sy} =		1,21	cm ²
		A _{sx} =		1,21	cm ²
Diâmetro adotado:		φ=		8	mm
Dimensionamento geométrico da altura da sapata					
Altura adotada para rigidez					
		α _v =		30	graus
		h ₀ =		0,3	m
		h=		0,45	m

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

CÁLCULO DO PILAR P5 (LATERAL)

Pilar (k)	entre pavimentos	1	
	fundação	0,7	
	engastado nos dois lados	0,5	
	engastado só em baixo	2	
L _f (comprimento de flambagem)	k	0,7	
	L (cm)	300	
	L*k	210	
F _{int}	A _{infl} (m ²)	11,00	
	Q _{piso} (sem majorar)	5,83	
	Q _{cobertura} (sem majorar) (kN/m ²)	2,05	
	N _{pavimentos}	2	
F _{int} = 1,4*A _{infl} *[Q _{piso} (N _p +0,7)+Q _{cobertura}] (kN)			
273,98			
Transformando Unidades			
F _{int}	273,98	kN para N (*1000)	273981,40
Pilar canto	Y _{corr}		
lateral	2,2		
Intermédio	1,8		
Y _{corr} (tabela)	2,2		
Y _c	2		

I _{min} = (F _{int} *L ² /π ² E)*Y _{corr} *Y _c (cm ⁴)			
262,76			
Verificação a compressão			
Perfil W150x22,5	Área (cm ²)	29	
	I _x	1.229	
	r _x	6,51	
	r _y	3,65	
r _x	λ=I _f /i	32,26	
r _y	λ=I _f /i	57,53	
λ _{peça} < 140	r _x	32,26	OK!
	r _y	57,53	OK!
σ _{máx} (tensão axial)	f _{int}	9447,6	
	A _{barra}		
Transformando Unidades			
σ _{máx} (tensão axial)	9447,6	N/cm ² para Mpa (:100)	94,5
σ _{máx} (tensão resistente do elemento)	π ² E		
	2λ ²		
σ _{máx} para r _x	97218,1	N/cm ² para Mpa (:100)	972,2
σ _{máx} para r _y	30561,2	N/cm ² para Mpa (:100)	305,6

SAPATA

Cargas

Esforço Normal (Nk) 273,98 kN
Tensão admissível do solo (σ_{ad}) 274 kPa

Dimensões do pilar

Seção lado b (lado menor) 0,152 m
Seção lado a (lado maior) 0,152 m
Área seção do pilar 0,023104 m²

f_{ck}= 20 MPa
f_{yk}= 500 MPa

Redução da resistência dos materiais e majoração

Coefficiente de segurança do concreto 1,4
Coefficiente de segurança do aço 1,15
Coefficiente de majoração de cargas 1,4

Resistência de cálculo do concreto f_{cd}= 14,29 MPa
Resistência de cálculo do aço f_{yd}= 434,78 MPa

altura h₀: h₀= 0,3 m
ângulo α: α_c= 30 graus

Área da base da sapata A= 1,09992 m²

Base da sapata lado "B" (menor) b= 1,05 m
Base da sapata lado "A" (maior) a= 1,05 m

Base da sapata lado "B" (adotada) b= 1,05 m
Base da sapata lado "A" (adotada) a= 1,05 m A= 1,10 m²

Área de aço:

armadura mínima A_{sy}= 3,54 cm²
A_{sx}= 3,54 cm²

Diâmetro adotado: φ= 8 mm

Dimensionamento geométrico da altura da sapata

Altura adotada para rigidez

tan α_c = tan 30 = $\frac{h - h_0}{(b - b_0)/2}$

α _c =	30	graus
h ₀ =	0,3	m
h=	0,6	m

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

CÁLCULO DO PILAR P12 (INTERMEDIÁRIO)

Pilar (k)	entre pavimentos	1	
	fundação	0,7	
	engastado nos dois lados	0,5	
	engastado só em baixo	2	
L _{fi} (comprimento de flambagem)	k	0,7	
	L (cm)	300	
	L*k	210	
F _{int}	A _{influência} (m²)	23,09	
	Q _{piso} (sem majorar)	5,83	
	Q _{cobertura} (sem majorar) (kN/m²)	2,05	
	N _{pavimentos}	2	
F _{int} = 1,4*A _{influência} *[Q _{piso} (N _p +0,7)+Q _{cobertura}] (kN)			
575,11			
Transformando Unidades			
F _{int}	575,11	kN para N (*1000)	575111,87

Pilar	Y _{corr}
canto	2,5
lateral	2,2
Intermédio	1,8

Y _{corr} (tabela)	2,2
Y _c	2

I _{min} = (F _{int} *L ² /π²E)*Y _{corr} *Y _c (cm⁴)		
451,27		
Verificação a compressão		
Perfil	Área (cm²)	29
	I _x	1.229
	r _x	6,51
	r _y	3,65
r _x	λ=I _{fi} /r _x	32,26
r _y	λ=I _{fi} /r _y	57,53

λ _{peça} < 140	r _x	32,26	Ok!
	r _y	57,53	Ok!

σ _{máx} (tensão axial)	f _{int}	19831,4
	A _{barra}	

Transformando Unidades			
σ _{máx} (tensão axial)	19831,4	N/cm² para Mpa (:100)	198,3

σ _{máx} (tensão resistente do elemento)	π²E
	2λ²

σ _{máx} para r _x	97218,1	N/cm² para Mpa (:100)	972,2
σ _{máx} para r _y	30561,2	N/cm² para Mpa (:100)	305,6

SAPATA

Cargas

Esforço Normal (Nk) 575,11 kN
Tensão admissível do solo (σ_{adm}) 274 kPa

Dimensões do pilar

Seção lado b (lado menor) 0,152 m
Seção lado a (lado maior) 0,152 m
Área seção do pilar 0,023104 m²

f_{ck}= 20 Mpa
f_{yk}= 500 Mpa

Redução da resistência dos materiais e majoração

Coefficiente de segurança do concreto 1,4
Coefficiente de segurança do aço 1,15
Coefficiente de majoração de cargas 1,4

Resistência de cálculo do concreto f_{cd}= 14,29 Mpa
Resistência de cálculo do aço f_{yd}= 434,78 Mpa

altura h₀: h₀= 0,3 m
ângulo α: α_r= 30 graus

Área da base da sapata A= 2,308836 m²

Base da sapata lado "B" (menor) b= 1,55 m
Base da sapata lado "A" (maior) a= 1,55 m

Base da sapata lado "B" (adotada) b= 1,55 m
Base da sapata lado "A" (adotada) a= 1,55 m A= 2,40 m²

Área de aço:

A_{sy}= 2,07 cm²
A_{sx}= 2,10 cm²

armadura mínima

A_{sy}= 8,13 cm²
A_{sx}= 8,13 cm²

Diâmetro adotado: φ= 8 mm

Dimensionamento geométrico da altura da sapata

Altura adotada para rigidez	α _r =	30	graus
tan α _q = tan 30 = $\frac{h - h_0}{(b - b_p) / 2}$	h ₀ =	0,3	m
	h=	0,75	m

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

3D ESTRUTURAL



SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

3D ESTRUTURAL



SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

RENDERS



SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

RENDERS



SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

RENDERS



SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

RENDERS



SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

Escritório Cromo Arquitetura - Ana Carolina Vieira,
Anelise Machado, Fabiano Costa, Giovana Campelo

ESCRITÓRIO **CROMO** ARQUITETURA

AUTORES:

ANA CAROLINA VIEIRA / 202001209

ANELISE MACHADO / 221037349

FABIANO COSTA 19/0021578

GIOVANA CAMPELO / 221001195



SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

MEMORIAL DESCRITIVO

O projeto está localizado no Setor de Habitações Individuais Sul (SHIS) - QI 26, Conjunto 04, Lote 1, no Lago Sul. Com uma vista privilegiada para o Lago Paranoá além da integração com a natureza, a RA agrega uma ótima qualidade de vida, a região do SHIS é caracterizada por ter uma boa acessibilidade e integração com a área central de Brasília. O escritório foi projetado para abrigar 3 arquitetos e 2 estagiários além dos clientes, é desenvolvido em dois pavimentos com uma área total de aproximadamente 276,82m². Utilizando sistema estrutural em aço, as áreas foram distribuídas de forma a garantir funcionalidade e integração entre os espaços.

PROGRAMA DE NECESSIDADES

PROGRAMA	ÁREAS
RECEPÇÃO	18,53m ²
GARAGEM	37,33m ²
WC	8,60 m ² cada
SALA DE ARQUIVOS	14,40m ²
DEPÓSITO	6,10m ²
CIRCULAÇÃO	18,41m ²

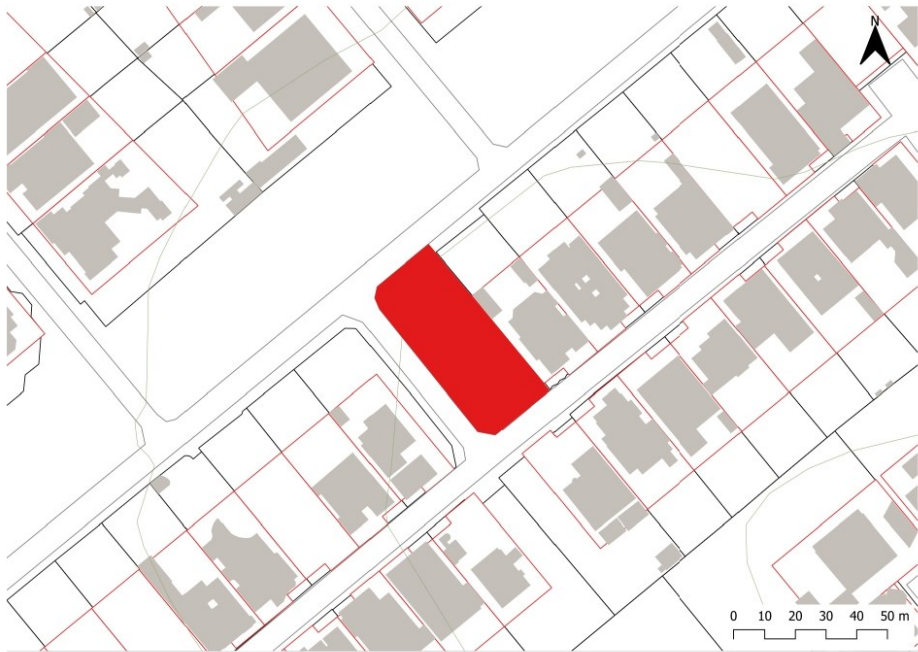
PROGRAMA	ÁREAS
ESCRITÓRIO 1	21,36m ²
ESCRITÓRIO 2	36,75m ²
ESCRITÓRIO 3	18,09m ²
ESCRITÓRIO 4	14,43m ²
BANHEIRO M	8,89m ²
BANHEIRO F	7,78m ²
TERRAÇOS	52,00m ²

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

PLANTA DE SITUAÇÃO

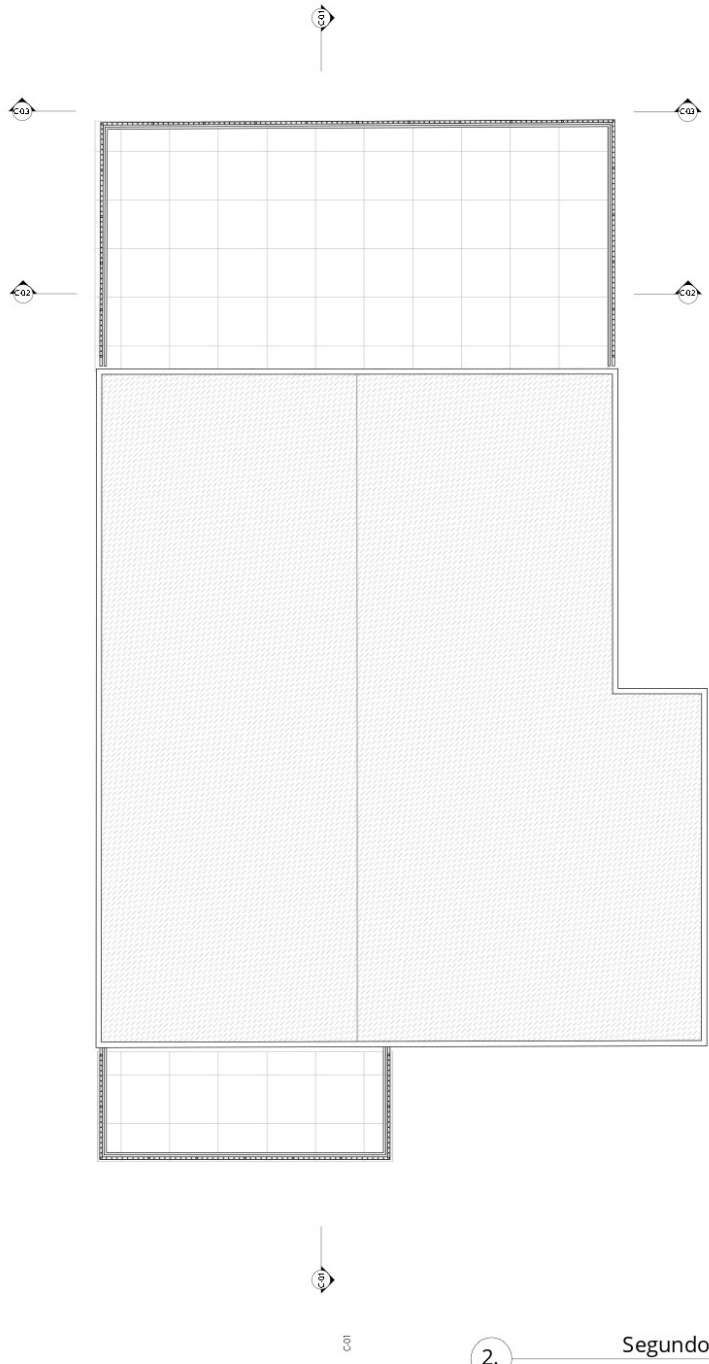


PLANTA DE LOCAÇÃO



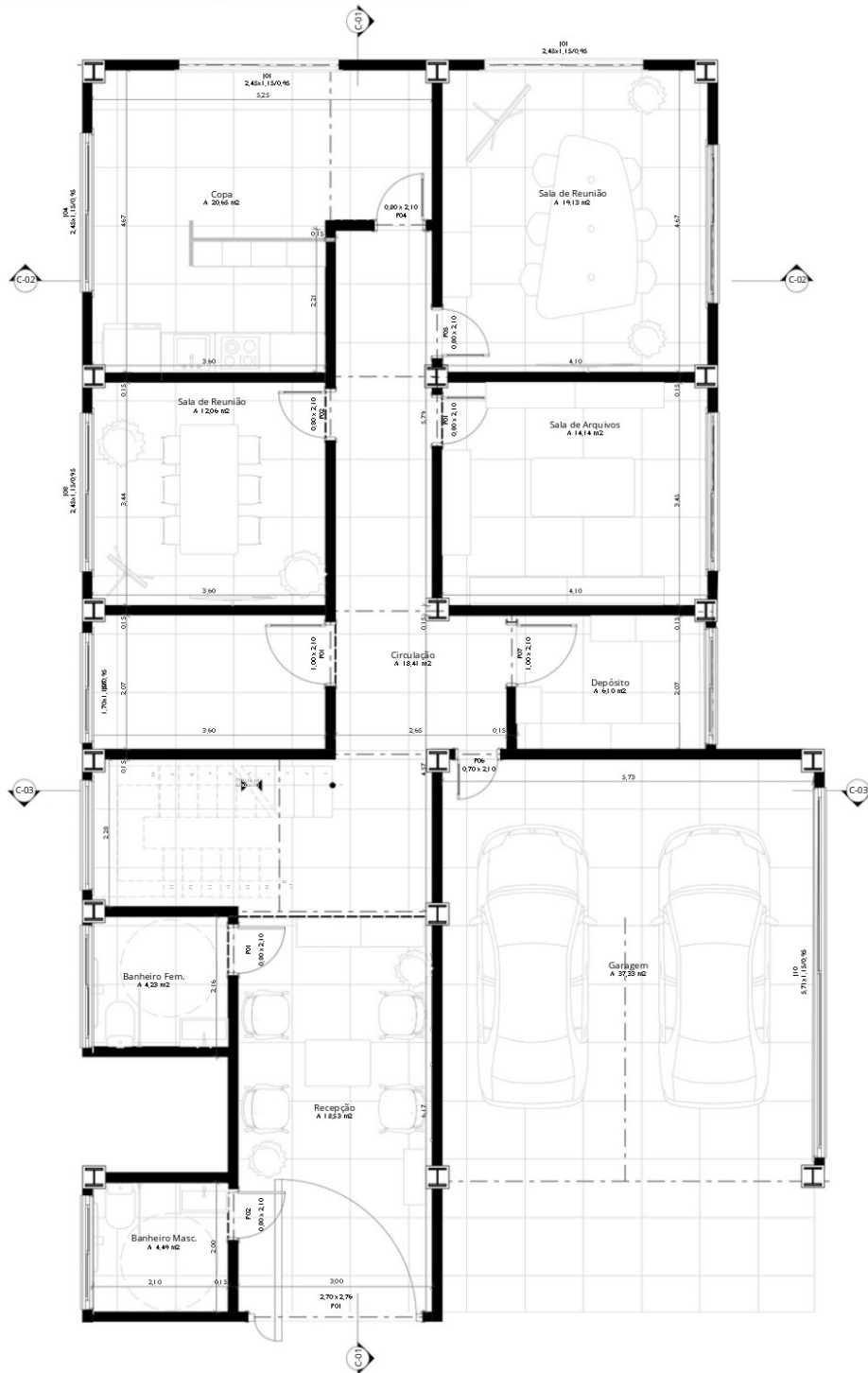
SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

PLANTA BAIXA COBERTURA



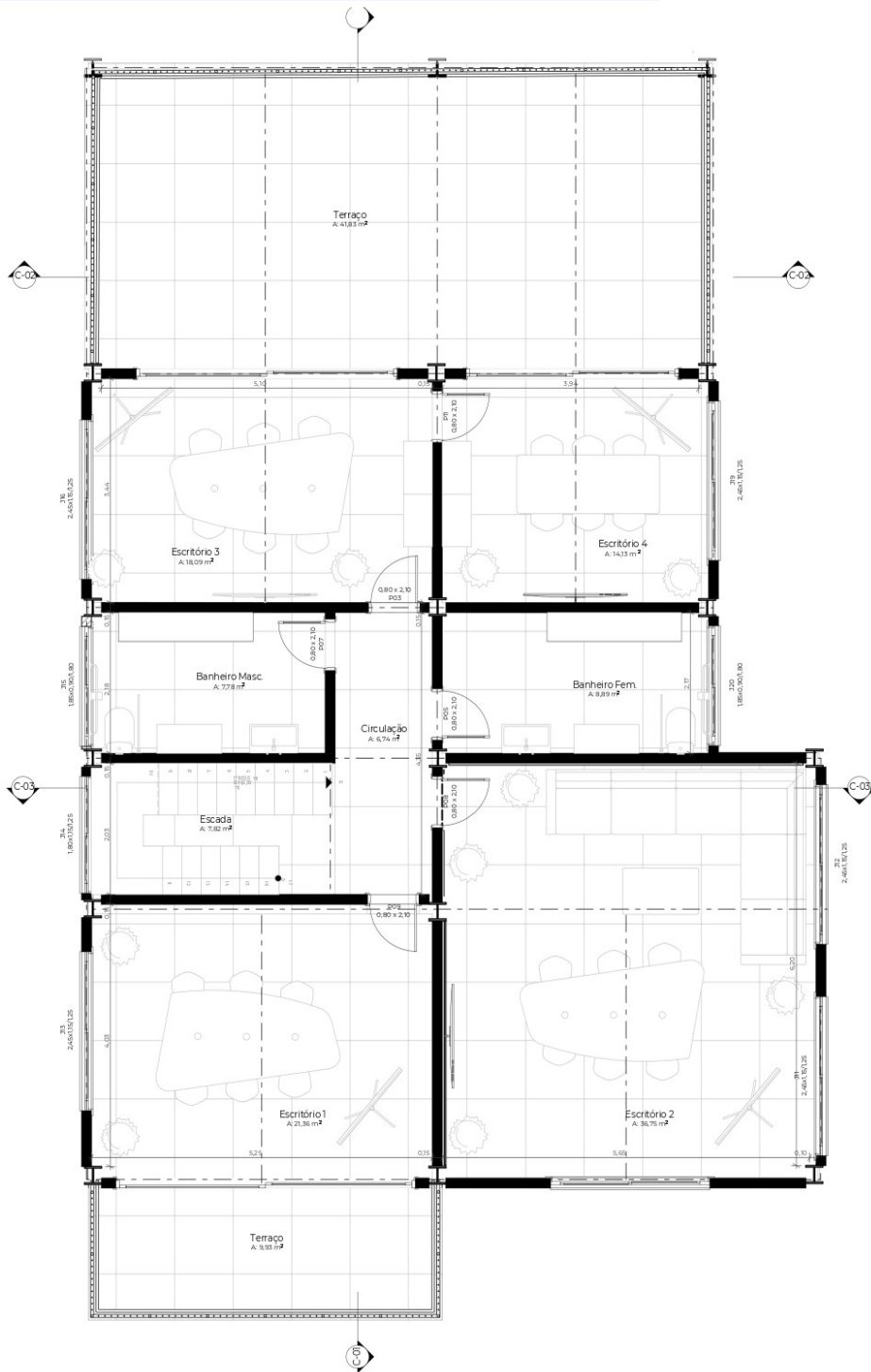
SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

PLANTA BAIXA TÉRREO



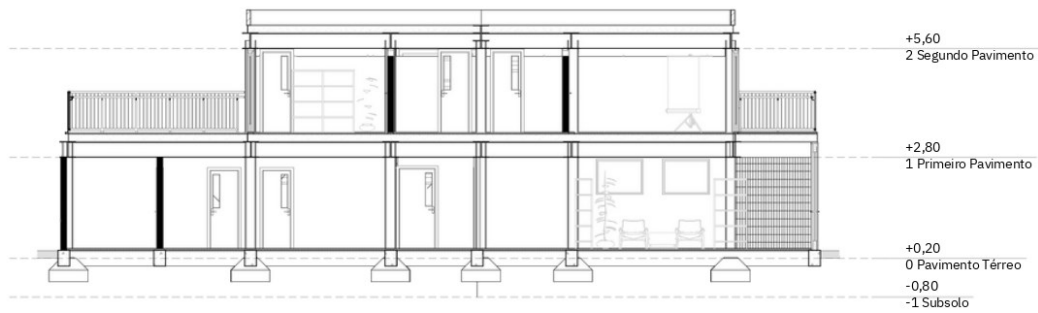
SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

PLANTA BAIXA PISO SUPERIOR

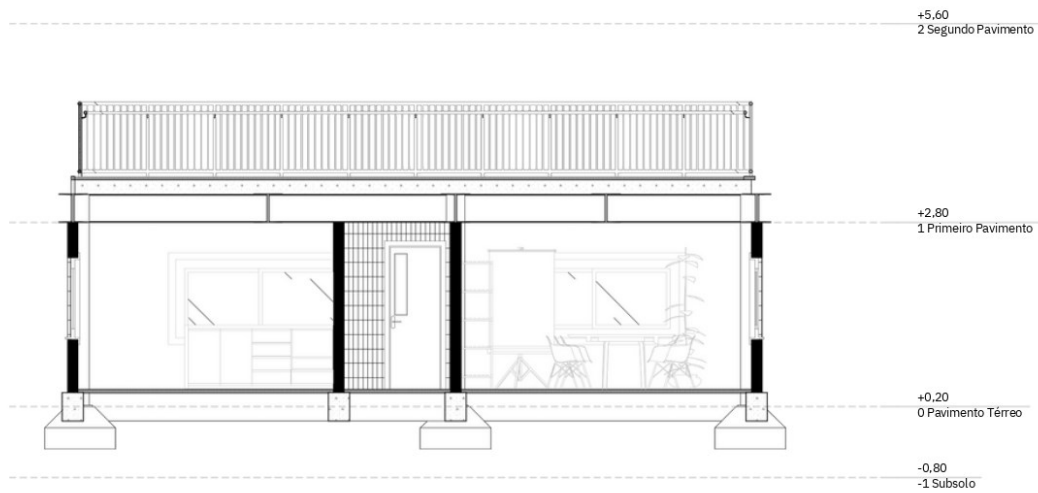


SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

CORTES



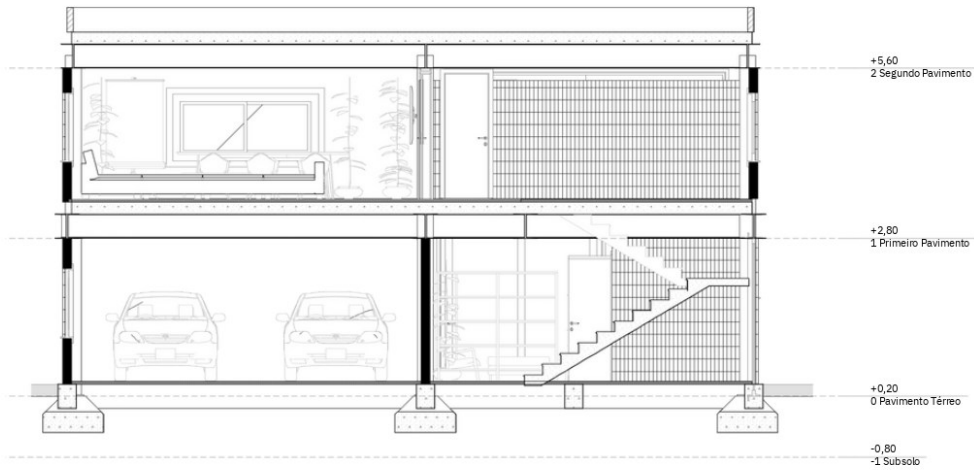
C-01 Corte Escala: 1:50



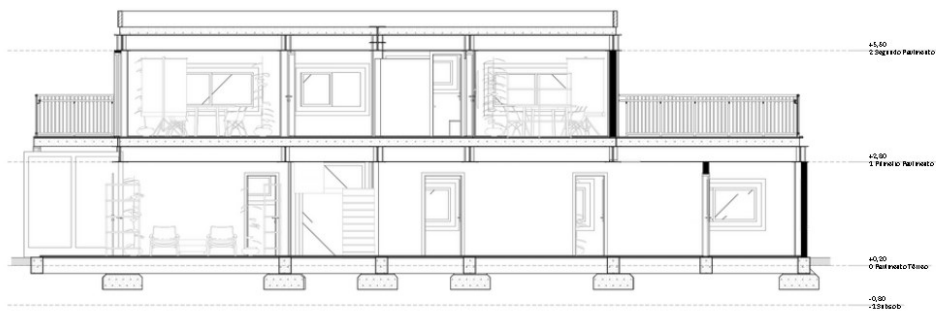
C-02 Corte Escala: 1:50

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

CORTES



C-03 Corte Escala 1:50



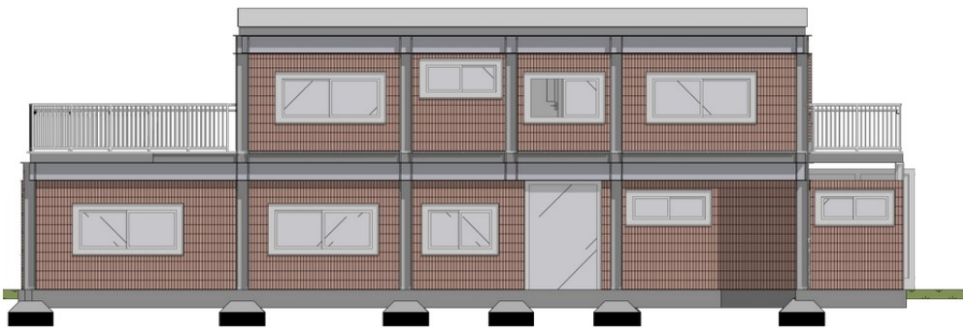
C-04 Corte Escala 1:50

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

FACHADAS



9 Fachada Leste - Escala: 1:100



14 Facha Oeste - Escala 1:100

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

FACHADAS



Fachada Norte - Escala: 1:100



I

Fachada Sul - Escala 1:100

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

RENDER 01



RENDER 02



SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

RENDER 03



RENDER 04



SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

RENDER 05



RENDER 06

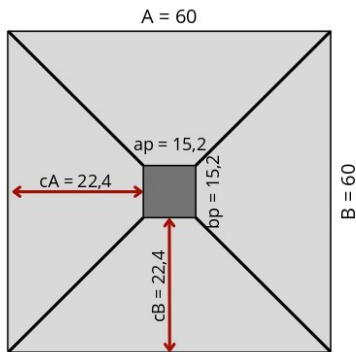


SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

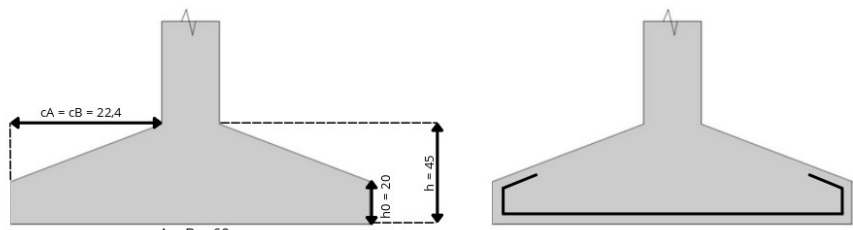
MEMORIAL DE CÁLCULO

SAPATAS

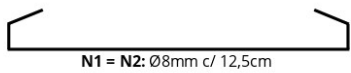
Dados - pilares	
σ_s:	0,274MPa
ap:	15,2cm
bp:	15,2cm
N pilar:	60,4kN
Ssap:	2424,8cm²
B - calc:	49,2cm
B - adotado:	60cm
A - calc:	48,5cm
A - adotado:	60cm



Dimensões da sapata em planta



Dimensões da sapata em vista

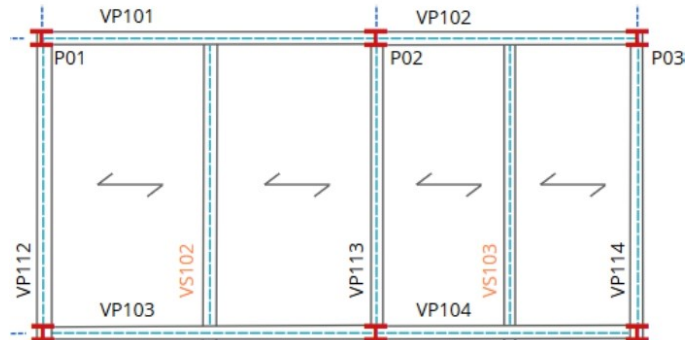


Detalhamento das barras

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

CÁLCULO ESTRUTURAL

LAJES



cargas da laje		
número de andares		2
E		20500000 N/cm ²
fy		350 AR350COR
carga alvenaria		2,7 KN/m ²
altura parede		3 m
cargas permanentes		
Peso próprio da laje		2,08 KN/m ²
Revestimento		1 KN/m ²
Forro		0,3 KN/m ²
TOTAL		3,38 KN/m ²
cargas acidentais		
Dormitório/sala/copa/cozinha		1,5 KN/m ²
carga laje		6,475 KN/m²

pré dimensionamento laje		
Ação	Valor da carga	
Acidental		1,5 KN/m ²
Revestimento		1 KN/m ²
Forro		0,3 KN/m ²
TOTAL		2,8 KN/m ²
tabela MF50		
h		11 cm
peso		2,08 KN/m ²

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

CÁLCULO ESTRUTURAL

VIGA SECUNDÁRIA VS102

viga secundária VS102		
l	470	cm
d	2,64	m
qv	17,094	KN/m
pré dimensionamento		
delta norma	1,342857143	cm
l min	3945,3927	cm ⁴
l adotada	4,046	W 250 x 28,4
peso próprio viga	28,4	kg/m
verificação de carregamentos		
qtotalviga	17,378	KN/m
verificação da flecha		
delta max	1,331221322	cm
verificação de flexão		
sigma resistente	205,8823529	MPa
momento max	4798500,25	Ncm
Wx	311,2	cm ³
sigma max	154,1934528	OK

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

CÁLCULO ESTRUTURAL

VIGA PRINCIPAL VP101

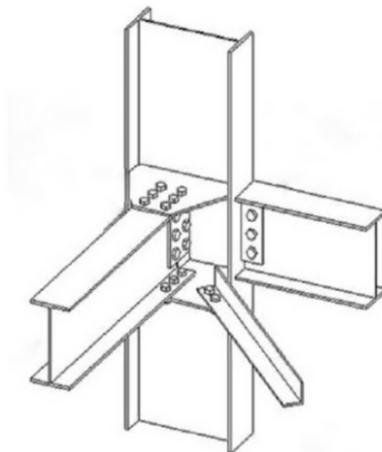
Viga principal VP101		
comprimento viga	529	cm
cálculo da reação da VS	40,8383	kN
em caso de receber laje d	0	KN/m
carga viga da laje		KN/m
carga parede	8,1	KN/m
carga viga total	8,1	KN/m
pré dimensionamento		
delta norma	1,511428571	cm
Imin	2665,661492	cm ⁴
I adotada	6057	W 250 x 38,5
peso próprio viga	38,5	kg/m
verificação de carregamentos		
qtotal	8,485	Ncm
verificação da flecha		
delta max ftool	1,528	cm
novo perfil	W250 X 28,4	
novo delta max ftool	0,986	cm
verificação de flexão		
sigma resistente	205,8823529	MPa
momento máx viga	83,68928781	KN*m
momento máx ftool	8368928,781	N*cm
Wx	462,4	
sigma max	180,9889442	OK

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

CÁLCULO ESTRUTURAL

PILAR P01

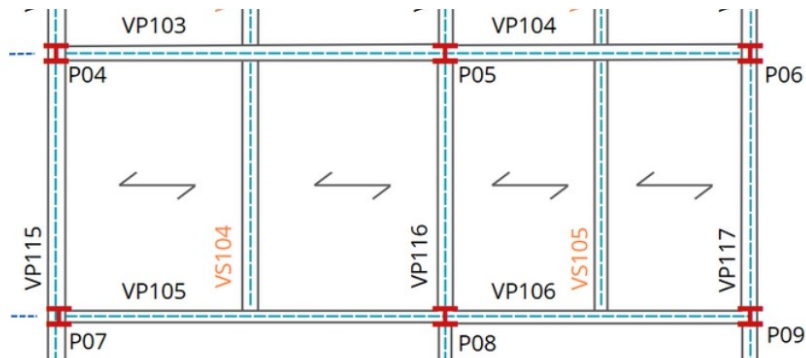
pilar P01 (canto)		
l	300	cm
k	0,7	
l _{fi}	210	cm
gama corr	2,5	
área de influência	3,12	m ²
carga piso	4,88	kN/m ²
carga cobertura	0,65	kN/m ²
Fint	60,391968	kN
Inércia mínima	65,81640695	cm ⁴
Inércia escolhida	1229	W 150 x 22,5 (H)
Área barra	29	
Raio de giração Y	3,65	
Raio de giração X	6,51	
verificação à compressão		
esbeltez Y	57,53424658	
esbeltez X	32,25806452	
sigma máx axial	20,82481655	MPa
sigma resistente	305,6122443	MPa
		OK



SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

CÁLCULO ESTRUTURAL

LAJES



cargas da laje		
número de andares		2
E		20500000 N/cm ²
fy		350 AR350COR
carga alvenaria		2,7 KN/m ²
altura parede		3 m
cargas permanentes		
Peso próprio da laje		2,08 KN/m ²
Revestimento		1 KN/m ²
Forro		0,3 KN/m ²
TOTAL		3,38 KN/m ²
cargas acidentais		
Dormitório/sala/copa/cozinha		1,5 KN/m ²
carga laje		6,475 KN/m²

pré dimensionamento laje		
Ação	Valor da carga	
Acidental		1,5 KN/m ²
Revestimento		1 KN/m ²
Forro		0,3 KN/m ²
TOTAL		2,8 KN/m ²
tabela MF50		
h		11 cm
peso		2,08 KN/m ²

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

CÁLCULO ESTRUTURAL

VIGA SECUNDÁRIA VS105

viga secundária VS105		
l	360	cm
d	2,07	m
qv	13,40325	KN/m
pré dimensionamento		
delta norma	1,028571429	cm
l min	1390,178552	cm ⁴
l adotada	2.029	VV 200 x 22.5
peso próprio viga	22,5	kg/m
verificação de carregamentos		
qtotalviga	13,62825	KN/m
verificação da flecha		
delta max	0,716560669	cm
verificação de flexão		
sigma resistente	205,8823529	MPa
momento max	2207776,5	Ncm
Wx	197	cm ³
sigma max	112,0698731	OK

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

CÁLCULO ESTRUTURAL

VIGA PRINCIPAL VP104

Viga principal VP104		
comprimento viga	415	cm
cálculo da reação da VS	24,53085	kN
em caso de receber laje d	0	KN/m
carga viga da laje		KN/m
carga parede	8,1	KN/m
carga viga total	8,1	KN/m
pré dimensionamento		
delta norma	1,185714286	cm
l _{min}	1287,01104	cm ⁴
I adotada	2611	W 200 x 26,6
peso próprio viga	26,6	kg/m
verificação de carregamentos		
q _{total}	8,366	Ncm
verificação da flecha		
delta max f _{tool}	1,528	cm
novo perfil	W250 X 28,4	
novo delta max f _{tool}	0,986	cm
verificação de flexão		
sigma resistente	205,8823529	MPa
momento máx viga	43,46118625	KN*m
momento máx f _{tool}	4346118,625	N*cm
W _x	252,3	
sigma max	172,2599534	OK

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

CÁLCULO ESTRUTURAL

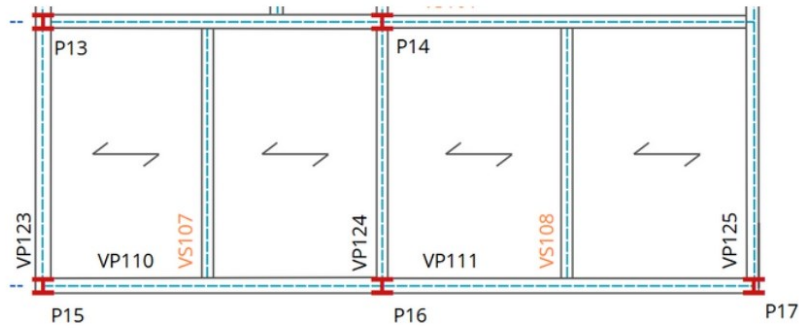
PILAR P05

pilar P05 (intermediário)			
l		300	cm
k		0,7	
lfi		210	cm
gama corr		1,8	
área de influência		12,12	m ²
carga piso		4,88	kN/m ²
carga cobertura		0,65	kN/m ²
Fint		234,599568	kN
Inércia mínima		184,0834274	cm ⁴
Inércia escolhida		1229	W 150 x 22,5 (H)
Área barra		29	
Raio de giração Y		3,65	
Raio de giração X		6,51	
verificação à compressão			
esbeltez Y		57,53424658	
esbeltez X		32,25806452	
sigma máx axial		80,89640276	MPa
sigma resistente		305,6122443	MPa
			OK

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

CÁLCULO ESTRUTURAL

LAJES



cargas da laje		
número de andares		2
E		20500000 N/cm ²
f _y		350 AR350COR
carga alvenaria		2,7 KN/m ²
altura parede		3 m
cargas permanentes		
Peso próprio da laje		2,1 KN/m ²
Revestimento		1 KN/m ²
Forro		0,3 KN/m ²
TOTAL		3,4 KN/m ²
cargas acidentais		
Dormitório/sala/copa/cozinh		1,5 KN/m ²
carga laje		6,5 KN/m²

pré dimensionamento laje		
Ação	Valor da carga	
Acidental		1,5 KN/m ²
Revestimento		1 KN/m ²
Forro		0,3 KN/m ²
TOTAL		2,8 KN/m ²
tabela MF50		
h		11 cm
peso		2,1 KN/m ²

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

CÁLCULO ESTRUTURAL

VIGA SECUNDÁRIA VS107

viga secundária VS107			
l		410	cm
d		1,76	m
qv		11,44	KN/m
pré dimensionamento			
delta norma		1,171428571	cm
I min		1752,792708	cm ⁴
I adotada		2.029	W 200 x 22,5
peso próprio viga		22,5	kg/m
verificação de carregamentos			
qtotaviga		11,665	KN/m
verificação da flecha			
delta max		1,03186538	cm
verificação de flexão			
sigma resistente		205,8823529	MPa
momento max		2451108,125	Ncm
Wx		197	cm ³
sigma max		124,4217322	OK

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

CÁLCULO ESTRUTURAL

VIGA PRINCIPAL VP110

Viga principal VP110		
comprimento viga	531	cm
cálculo da reação da VS	23,91325	kN
em caso de receber laje d	0	KN/m
carga viga da laje		KN/m
carga parede	8,1	KN/m
carga viga total	8,1	KN/m
pré dimensionamento		
delta norma	1,517142857	cm
lmin	2696,01029	cm ⁴
I adotada	4046	W 250 x 28,4
peso próprio viga	28,4	kg/m
verificação de carregamentos		
qtotal	8,384	Ncm
verificação da flecha		
delta max ftool	1,528	cm
novo perfil	W250 X 28,4	
novo delta max ftool	0,986	cm
verificação de flexão		
sigma resistente	205,8823529	MPa
momento máx viga	61,29435218	KN*m
momento máx ftool	6129435,218	N*cm
Wx	311,2	
sigma max	196,9612859	OK

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

CÁLCULO ESTRUTURAL

PILAR P16

pilar P16 (lateral)			
l		300	cm
k		0,7	
lfi		210	cm
gama corr		2,2	
área de influência		5,74	m ²
carga piso		4,9	kN/m ²
carga cobertura		0,65	kN/m ²
Fint		111,53968	kN
Inércia mínima		106,9712458	cm ⁴
Inércia escolhida		1229	W 150 x 22,5 (H)
Área barra		29	
Raio de giração Y		3,65	
Raio de giração X		6,51	
verificação à compressão			
esbeltez Y		57,53424658	
esbeltez X		32,25806452	
sigma máx axial		38,46195862	MPa
sigma resistente		305,6122443	MPa
			OK

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

CÁLCULO BALDRAME

VIGA V1

Seção transversal:

$$b= 20 \text{ h}= 40 \text{ bf}= 0 \text{ hf}= 0 \text{ (d}= 36.0 \text{ cm} \mid \text{Cn}= 2.5 \mid \text{ad}= 1.500)$$

$$A_c= 800 \text{ cm}^2 \mid I_x= 106666.67 \text{ cm}^4 \mid Y_{cg}= 20.00 \text{ cm}$$

Materiais:

$$\text{Concreto } f_{ck}= 20 \text{ MPa} \mid E_{cs}= 21287.37 \text{ MPa} \mid f_{ct,m}= 2.21 \text{ MPa} \mid f_{ct,inf}= 1.55 \text{ MPa}$$

$$\text{Aço CA-50 (f}_{yk} \text{ e } f_{ywk}= 500 \text{ MPa; } f_{ywd}= 435 \text{ MPa)}$$

Flexão Simples

$$M_r= 12.38 \text{ kN.m} \mid M_s= 29.00 \text{ kN.m} \mid M_{sd}= 40.60 \text{ kN.m} \quad x/d(\text{calc})= 0.173 \mid x/d(\text{limite})= 0.450$$

$$x_{LN}(\text{calc})= 6.24 \text{ cm} \mid x_{LN}(\text{limite})= 16.20 \text{ cm} \quad \text{Domínio [2]} \mid \text{esd}= 10.00\% \mid \text{ecd}= 2.10\%$$

$$A_{s,min}(M_{d,min})= 0.80 \text{ cm}^2 \text{ (} M_{d,min}= 12.26 \text{ kN.m)} \quad A_{s,min}(f_{ck})= 1.20 \text{ cm}^2 \text{ (= } 0.150\% \cdot b \cdot h)$$

$$A_{s,t}= 2.79 \text{ cm}^2: 4\text{Ø}10.0 \quad A_{s,c}= 0.00 \text{ cm}^2:$$

Cisalhamento (Modelo de cálculo I ==> bielas: teta=45°)

$$V_s= 18.00 \text{ kN} \mid V_{sd}= 25.20 \text{ kN}$$

$$V_{sd}= (V_c= 47.75 \text{ kN}) + (V_{sw}= -22.55 \text{ kN}) \quad VR_{d2}: \text{ força cortante resistente de cálculo (NBR 6118-2014, item 17.4.2.2)}$$

$$VR_{d2}= 0.27 \cdot (1 - f_{ck}/250) \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d \quad VR_{d2}= 255.50 \text{ kN} \mid V_{sd}/VR_{d2}= 0.10$$

Armadura Transversal:

$$A_{sw,min}: \text{NBR 6118:2014, item 17.4.1.1.1} \quad p_{sw,min} \geq 0.2 \cdot (f_{ct,m} / f_{ywk}) \text{ --> } p_{sw,min}= 0.0884\%$$

$$A_{sw,min}= 1.77 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ (= } b \cdot p_{sw,min}) \quad A_{sw}(\text{calc})= [V_{sw} / (0.9 \cdot d \cdot f_{ywd}) \cdot 100] = -1.60 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{sw}(\text{adot})= 1.77 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Armadura escolhida: Ø5.0c/21

Espaçamento máximo entre estribos:

$$\text{Como } V_{sd} \leq 0.67 \cdot VR_{d2} \text{ --> } S_{max}= 21.6 \text{ cm} \text{ (= } 0,6 \cdot d \leq 30 \text{ cm)}$$

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

CÁLCULO BALDRAME

VIGA V1

Torção: (Modelo de cálculo I ==> bielas: teta=45°) Ts= 0.50 kN.m | Tsd= 0.70 kN.m

A=(b*h)= 800.00 cm² | u=[2*(b+h)]= 120.00 cm | A/u= 6.67 cm | 2c1= 8.00 cm | b-2c1= 12.00 cm

bnuc=(b-2c1)= 12.000 cm | hnuc=(h-2c1)= 32.000 cm Ae=(bnuc * hnuc)= 384.00 cm² | ue=[2*(bnuc + hnuc)]= 88.00 cm

TRd2: momento torçor resistente de cálculo (NBR 6118-2014, item 17.5.1.5) $TRd2 = 0.50 * (1 - f_{ck}/250) * f_{cd} * A_e * h_e * \sin(2 * teta)$

TRd2= 16.82 kN.m | Tsd/TRd2= 0.04

Armadura Transversal (para 1 ramo de estribo):

As,90,min: NBR 6118:2014, item 17.5.1.2 $psw,min \geq 0.2 * (f_{ct,m} / f_{ywk}) \rightarrow psw,min = 0.0884\%$ As ,90,min= 1.77 cm²/m (= b * psw,min)

As,90(calc)= [(Tsd * 100 * tan(teta)) / (2 * Ae * fywd)] = 0.21 cm²/m | As,90(adot)= 1.77 cm²/m

Armadura Longitudinal:

Asl,min: NBR 6118:2014, item 17.5.1.2 $psl,min \geq 0.2 * (f_{ct,m} / f_{ywk}) \rightarrow psl,min = 0.0884\%$

Asl,min= 0.52 cm² = [he * ue * (psl,min / 100)] Asl(calc)= [(Tsd * ue) / (2 * Ae * fywd * tan(teta))] = 0.18 cm²

Asl(adot)= 0.52 cm²

Asl = (2 * Asl_b) + (2 * Asl_h): Asl_b= 0.07 cm² (na face superior e na face inferior)

Asl_h= 0.19 cm² (em cada face lateral)

Efeitos combinados (Cisalhamento + Torção)

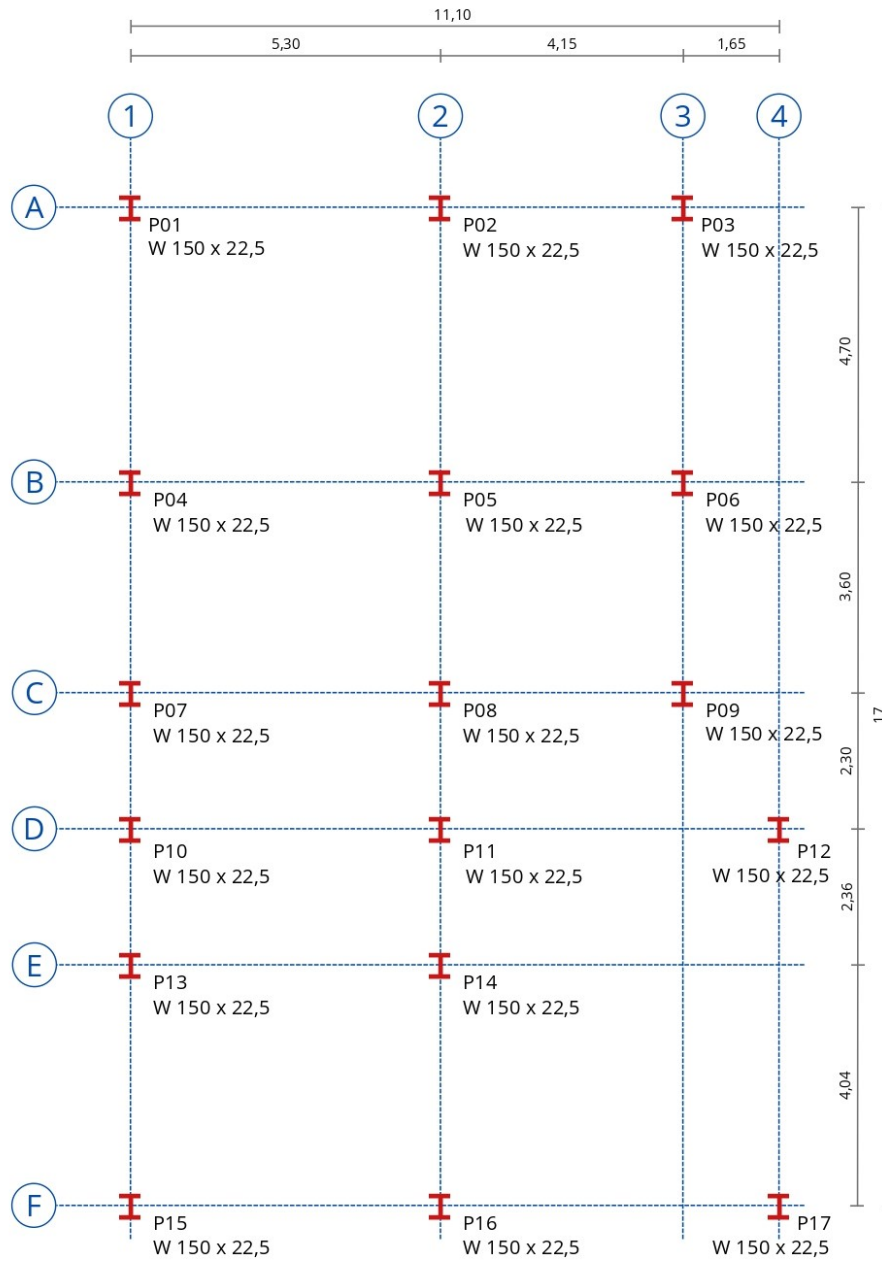
Vsd/VRd2 + Tsd/TRd2 = 0.10 + 0.04 = 0.14 [≤ 1] --> OK! Asw + (2 * As,90) = 1.77 + (2 * 1.77) = 5.31 cm²/m

Armadura escolhida: Ø5.0c/7

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

PLANTAS ESTRUTURAIS

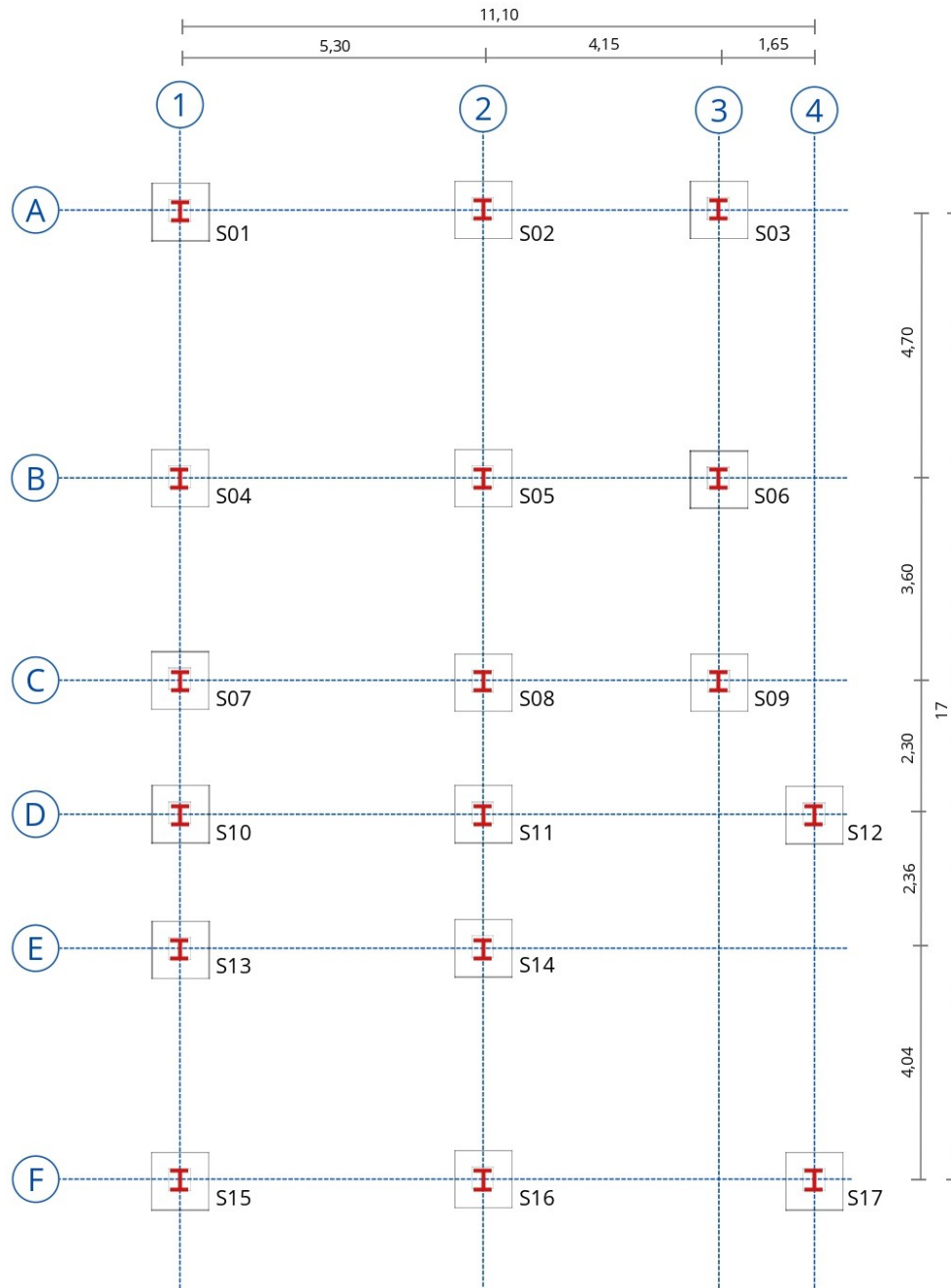
PLANTA DE LOCAÇÃO DE PILARES



SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

PLANTAS ESTRUTURAIS

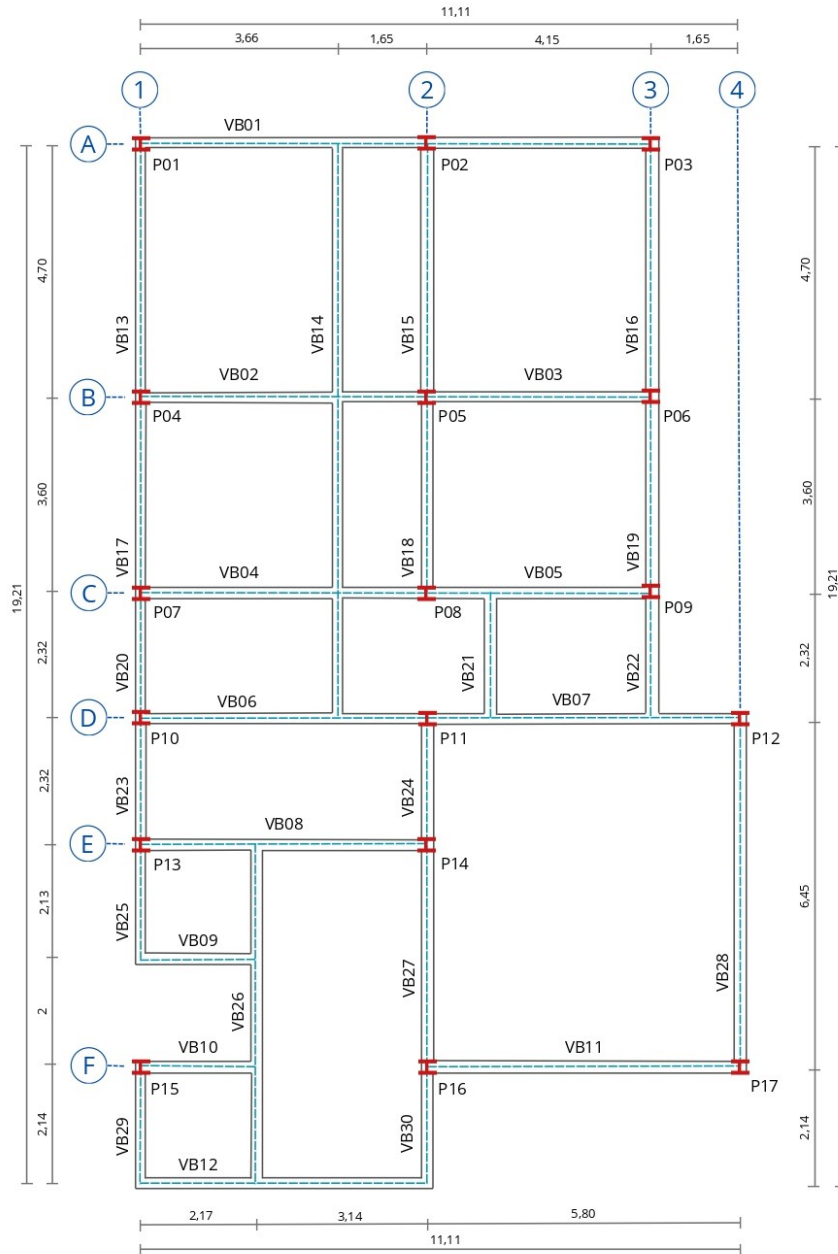
PLANTA DE FUNDAÇÕES - SAPATAS



SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

PLANTAS ESTRUTURAIS

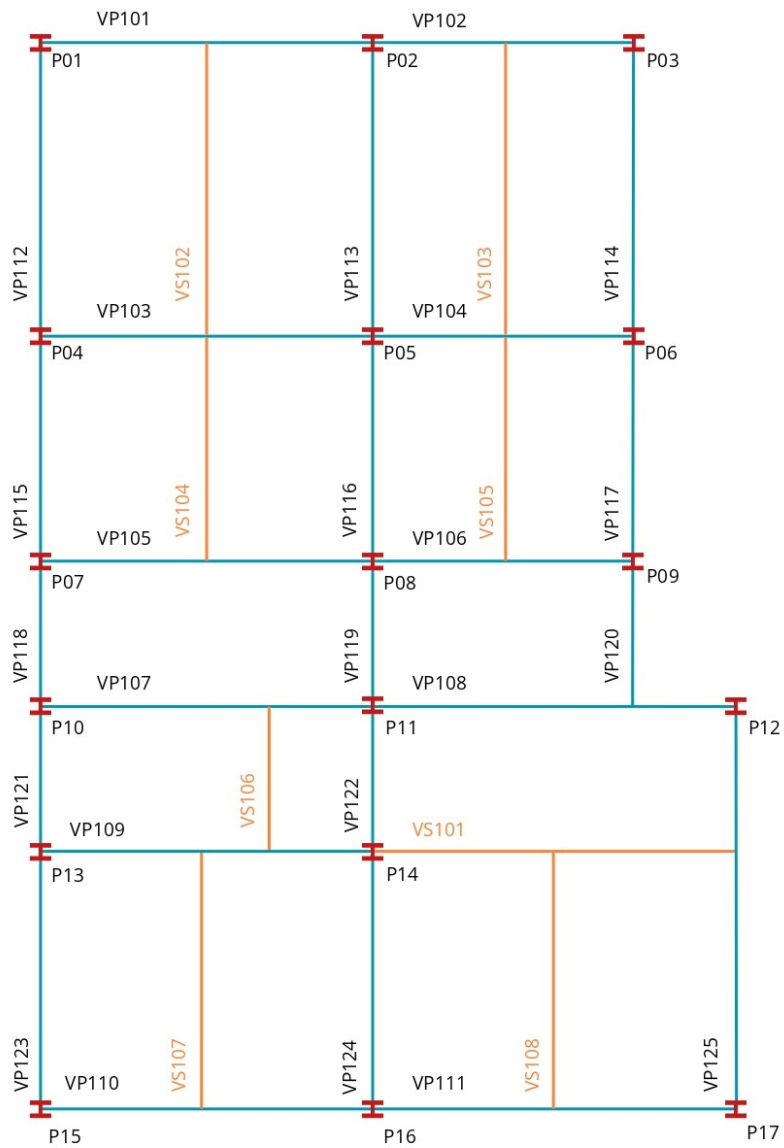
PLANTA ESTRUTURAL DE FORMAS
TÉRREO



SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

PLANTAS ESTRUTURAIS

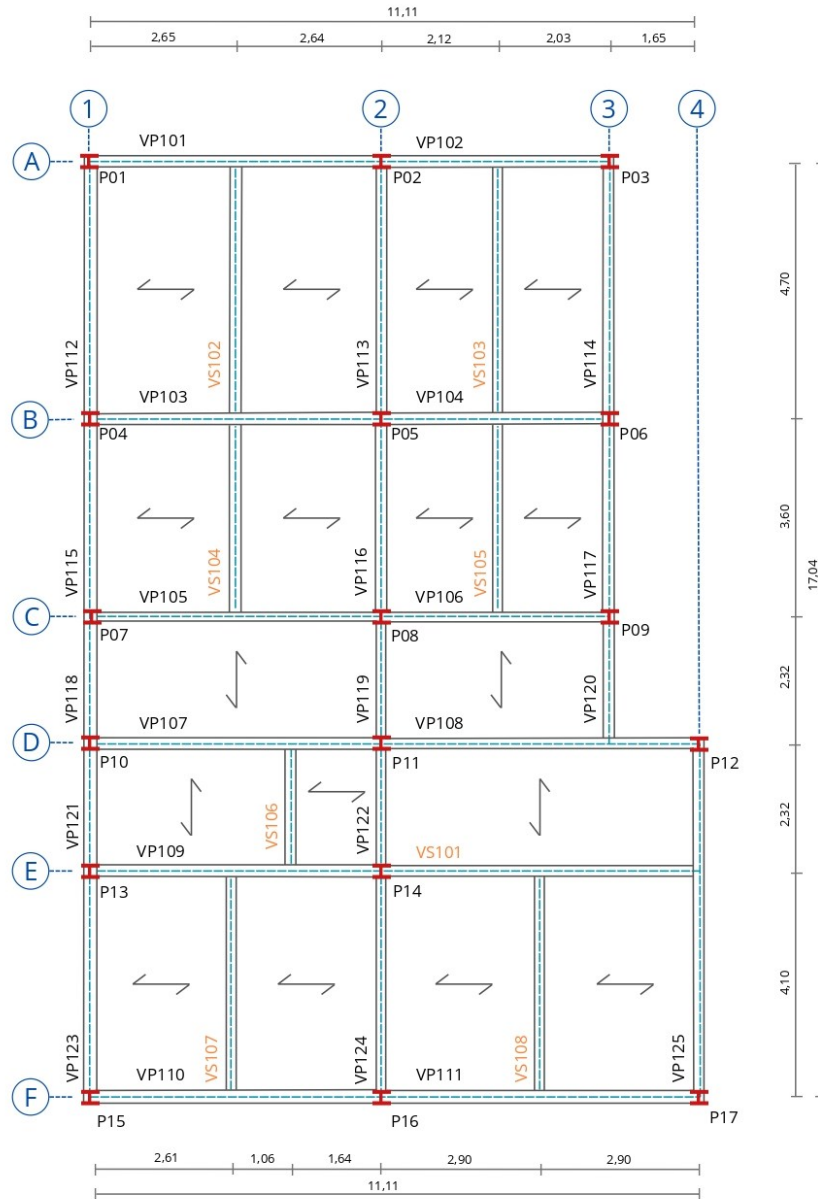
PLANTA PRELIMINAR
PAVIMENTO SUPERIOR



SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

PLANTAS ESTRUTURAIS

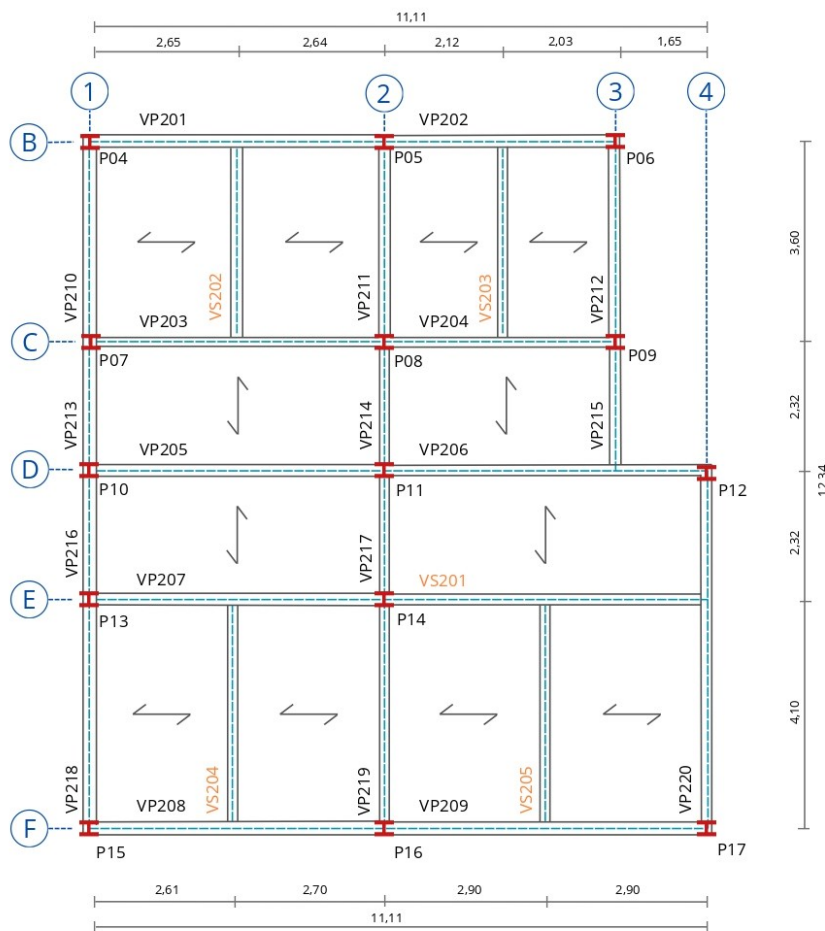
PLANTA ESTRUTURAL DE FORMAS
PAVIMENTO SUPERIOR



SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

PLANTAS ESTRUTURAIS

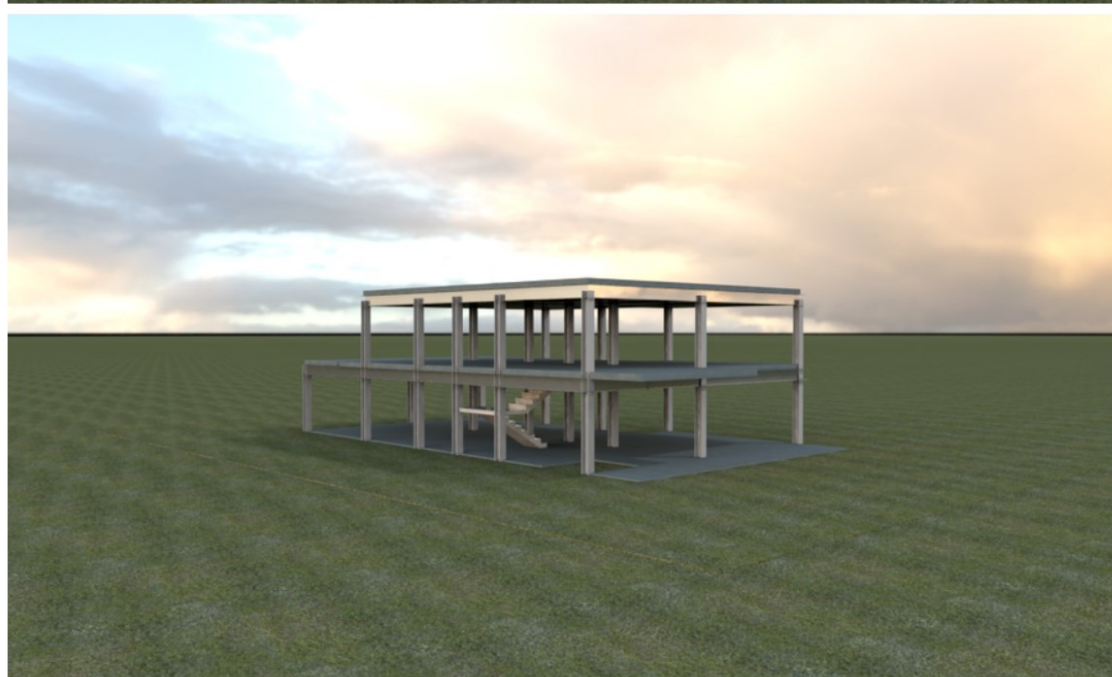
PLANTA ESTRUTURAL DE FORMAS
COBERTURA



SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

ESTRUTURA

3D ESTRUTURAL



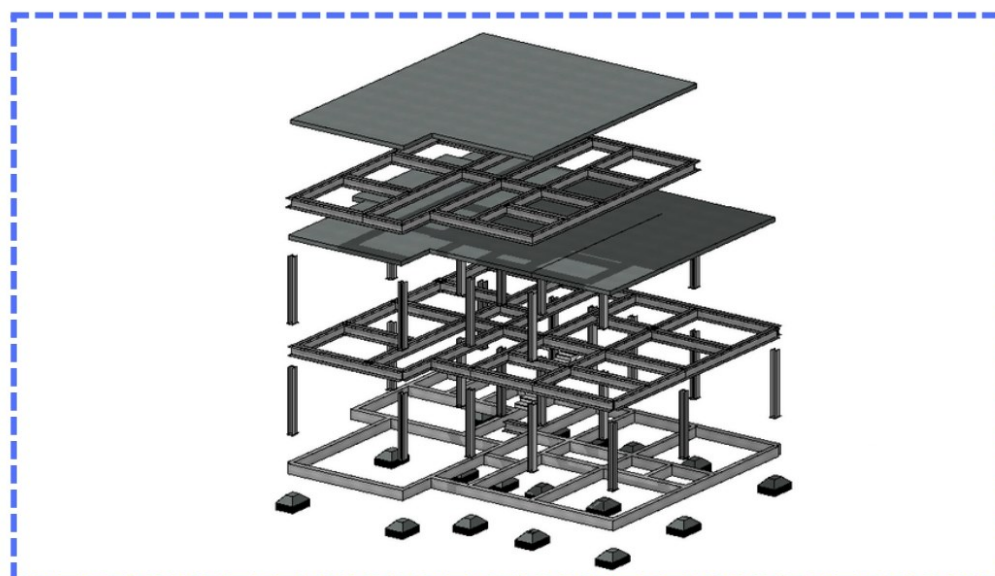
SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

ESTRUTURA

ISOMÉTRICA



ISOMÉTRICA



SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

Casa Corten – Ana Gabriela Castro, Cássio Moura, Flavia
Loiola, Ingretti Cristinan Teixeira

CASA CORTEN

Etapa 02

Ana Gabriela Castro 190125098
Cássio Moura 200016199
Flavia Loiola 180055992
Ingretti Cristinan Teixeira 160125111

Sistemas Estruturais em Aço 2024/2
Prof. Nathaly Sarasty Narváez



SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

SUMÁRIO

Memorial Descritivo	03
Planta de Situação & Locação	04
Planta Baixa - Térreo	05
Planta Baixa - 1º Pav	06
Planta Baixa - Cobertura	07
Volumetria	08
Fachadas	09
Cortes	11
Planta de Locação de pilares; fundação	12
Lançamento Estrutural	13
Planta estrutural de formas - Térreo	14
Planta estrutural de formas - 1º pav	15
Planta estrutural de formas - Cobertura	16
3d Estrutural	17
Perspectivas/ Renderizações	18
Memorial de cálculo	27
Detalhamentos	31
Referências	32

CASA CORTEN

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

01

Memorial Descritivo

Projeto Arquitetônico de Residência Unifamiliar em Estrutura Metálica
 Uso: **Habitação unifamiliar (RE1)**

O projeto destina-se a uma família composta por **quatro mulheres: uma mãe chefe de família, uma avó idosa que trabalha com costura em casa, uma adolescente de 16 anos e uma criança de 8 anos.** As necessidades específicas de cada integrante foram consideradas para criar um ambiente funcional, acolhedor e seguro.



O conceito baseia-se na integração de espaços que promovam a convivência familiar e a individualidade. A estrutura metálica foi escolhida pela leveza, rapidez de execução e flexibilidade de layout, permitindo futuras adaptações. A organização espacial prioriza a iluminação natural, ventilação cruzada e acessibilidade.

Zona íntima: Suítes independentes para a mãe e a avó, sendo a segunda no térreo para garantir acessibilidade; Quarto compartilhado para a adolescente e a criança; Quarto de hóspedes

Área externa: Jardim com piscina, espaço para atividades infantis e de lazer ao ar livre, além de uma área gourmet integrada a casa.

Zona social: Hall de entrada + Sala de estar; Sala de jantar e cozinha integradas, promovendo um ambiente amplo e iluminado.

Espaço de trabalho: Um ateliê de costura para a avó na área externa, com boa ventilação e iluminação natural

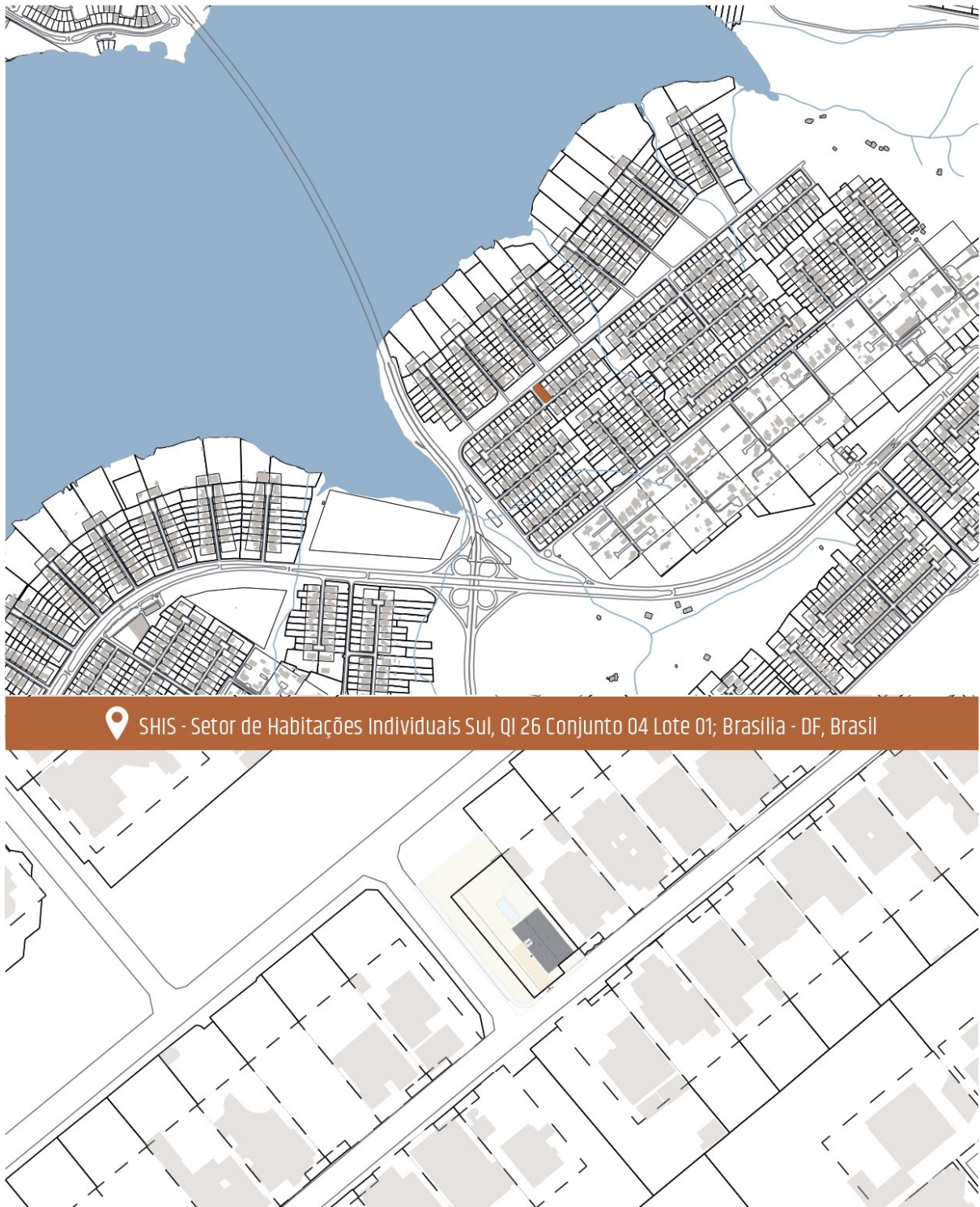
TÉRREO

Ambiente	Área (m ²)
Sala de Estar	35,48
Suíte 01	23,27
Banheiro Suíte 02	11,46
Cozinha + Sala de Jantar	37,55
Área Gourmet	38,80
Ateliê	12,34
Banheiro	7,84
Corredor e Circulação	12,28

PRIMEIRO PAVIMENTO

Ambiente	Área (m ²)
Corredor e Circulação	12,28
Sala de TV	36,35
Quarto 02	23,27
Suíte 02	23,27
Banheiro Suíte	11,95
Depósito	5,50
Banheiro Social	12,43
Quarto 03	25,12

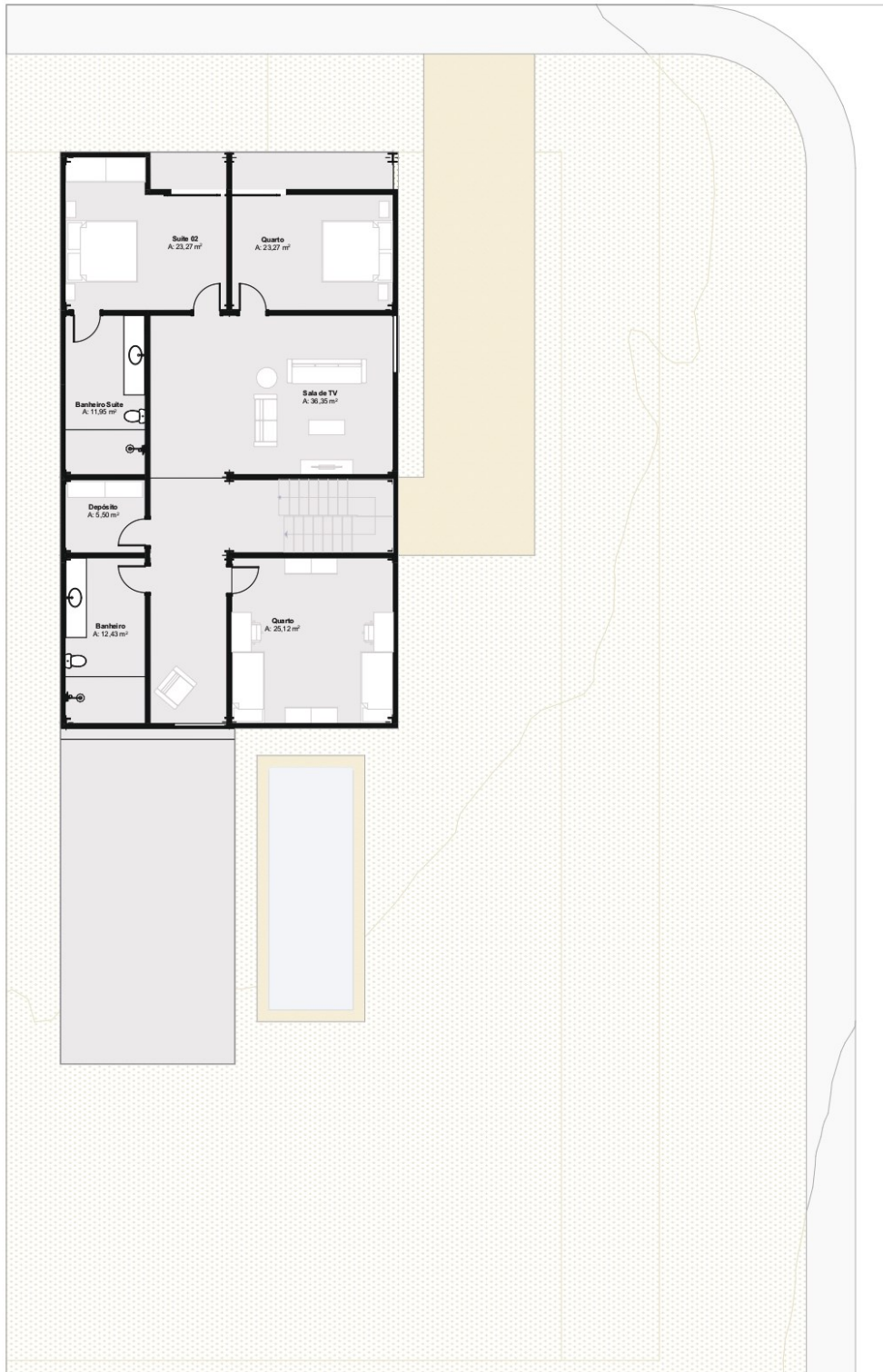
Planta de Situação & Localização



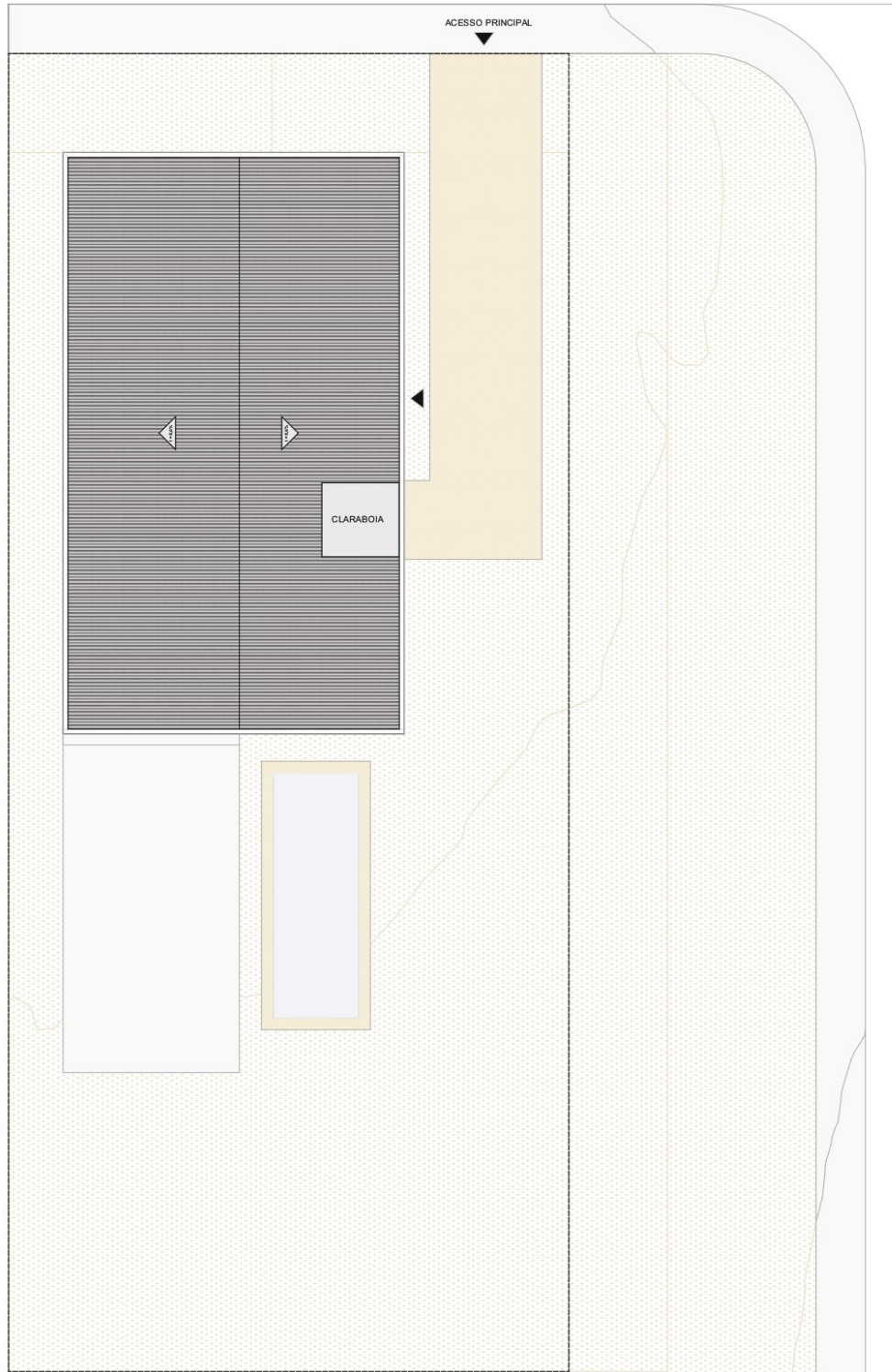
Planta baixa - Térreo



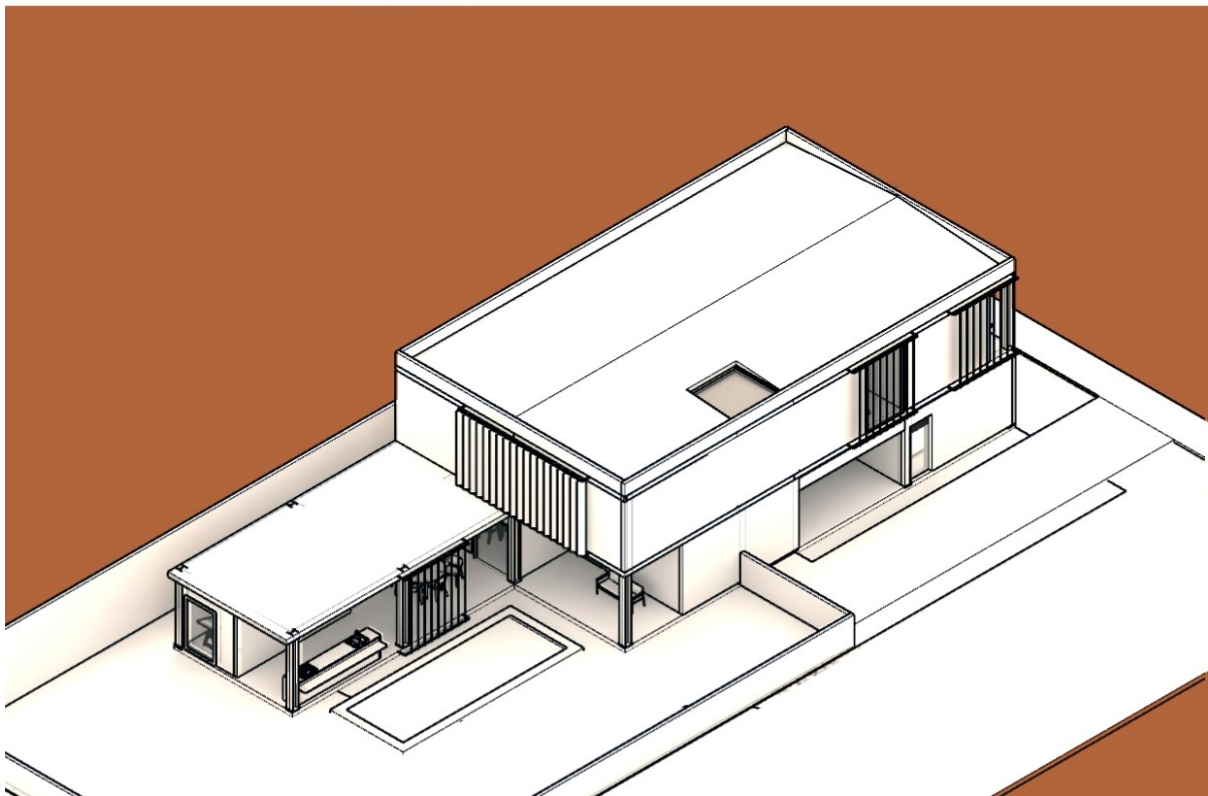
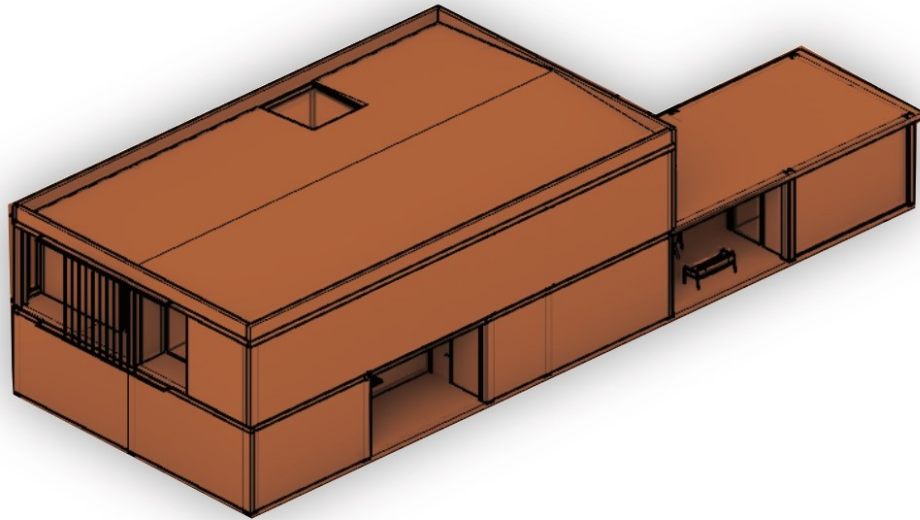
Planta baixa - 1º pav



Planta baixa - Cobertura



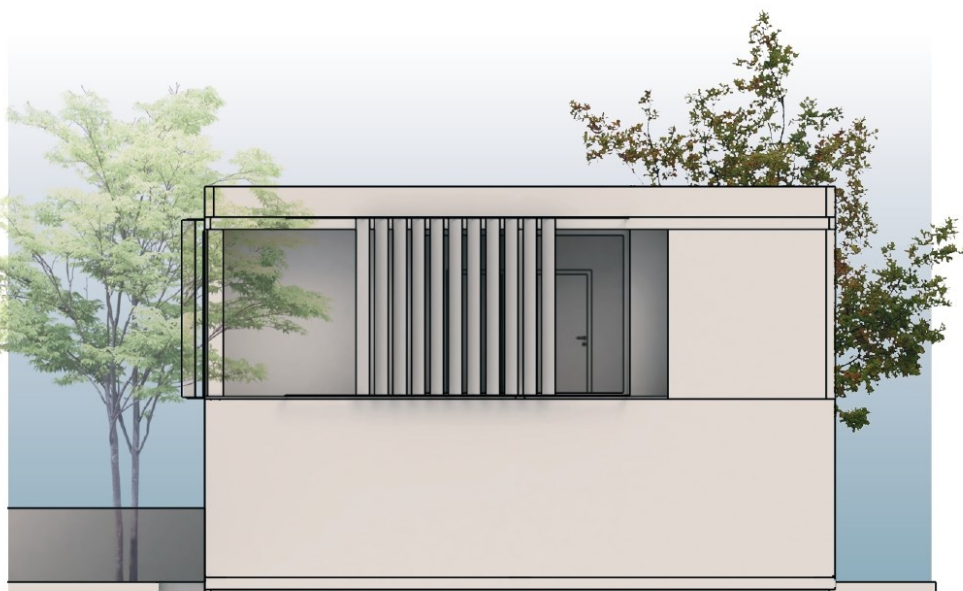
Volumetria



Fachadas

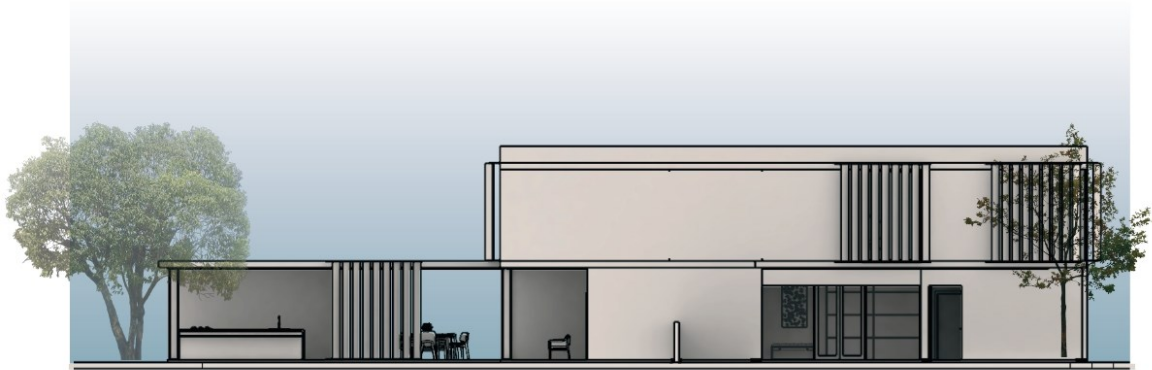


01. Elevação Posterior

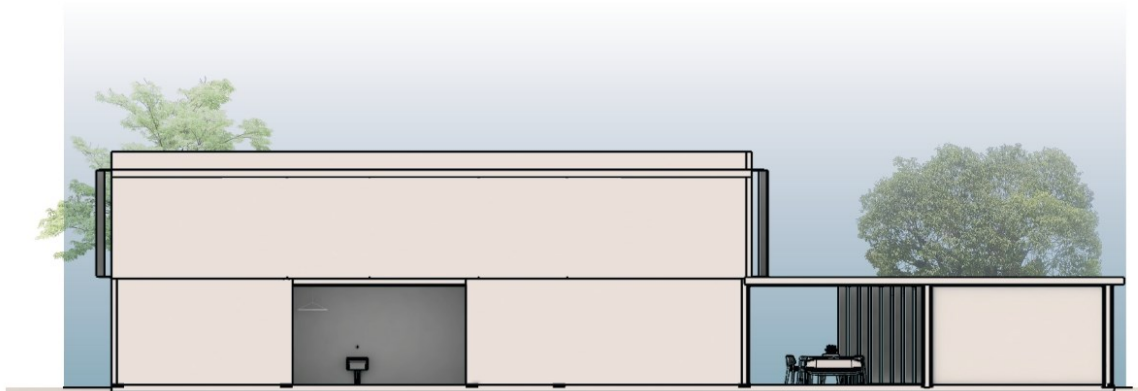


02. Elevação Frontal

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO



03. Elevação Lateral Esquerda



04. Elevação Lateral Direita

Cortes



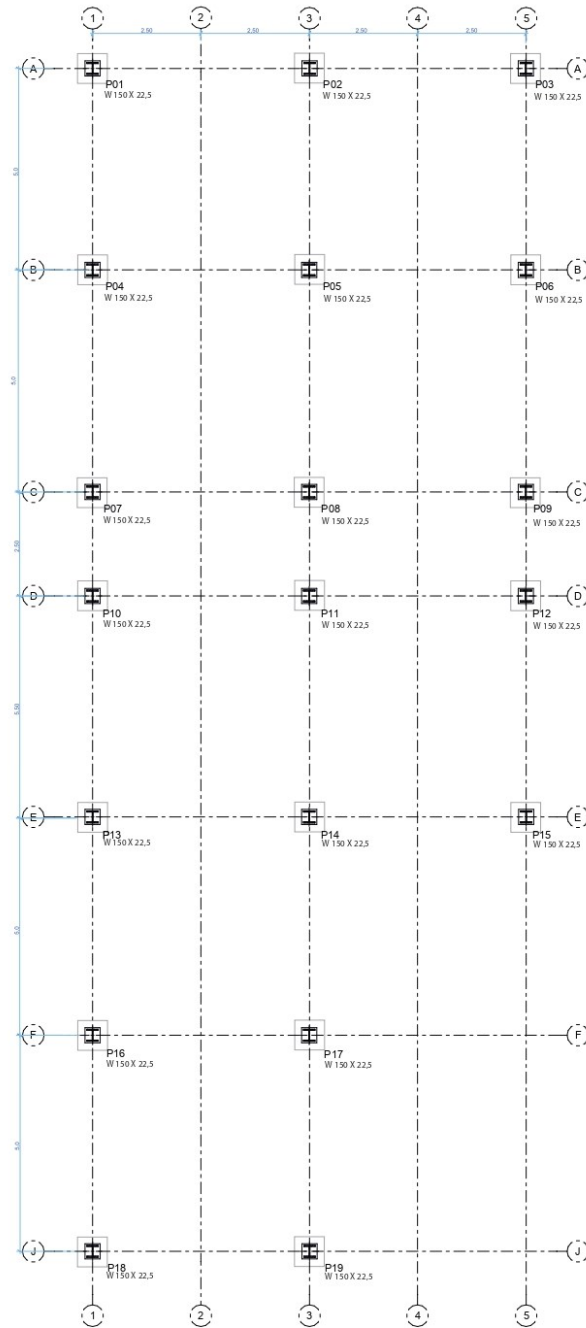
01. Corte Transversal



02. Corte Longitudinal

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

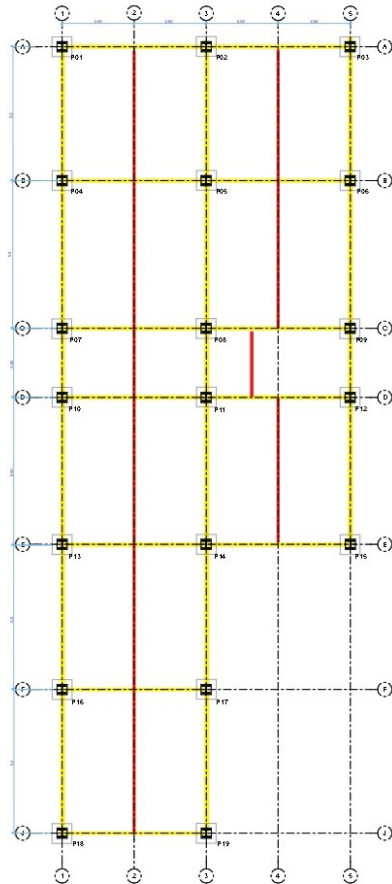
Planta de Localização de Pilares; Fundação



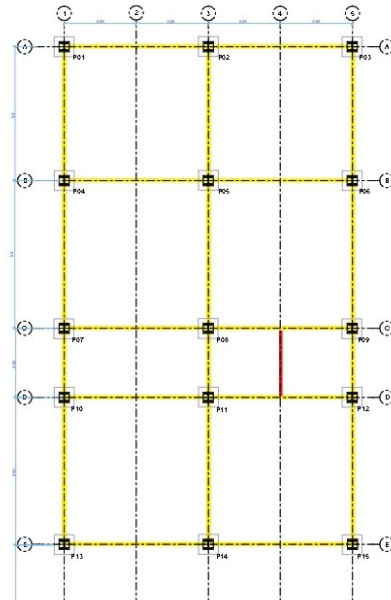
SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

09

Lançamento Estrutural



01. 1º Pavimento

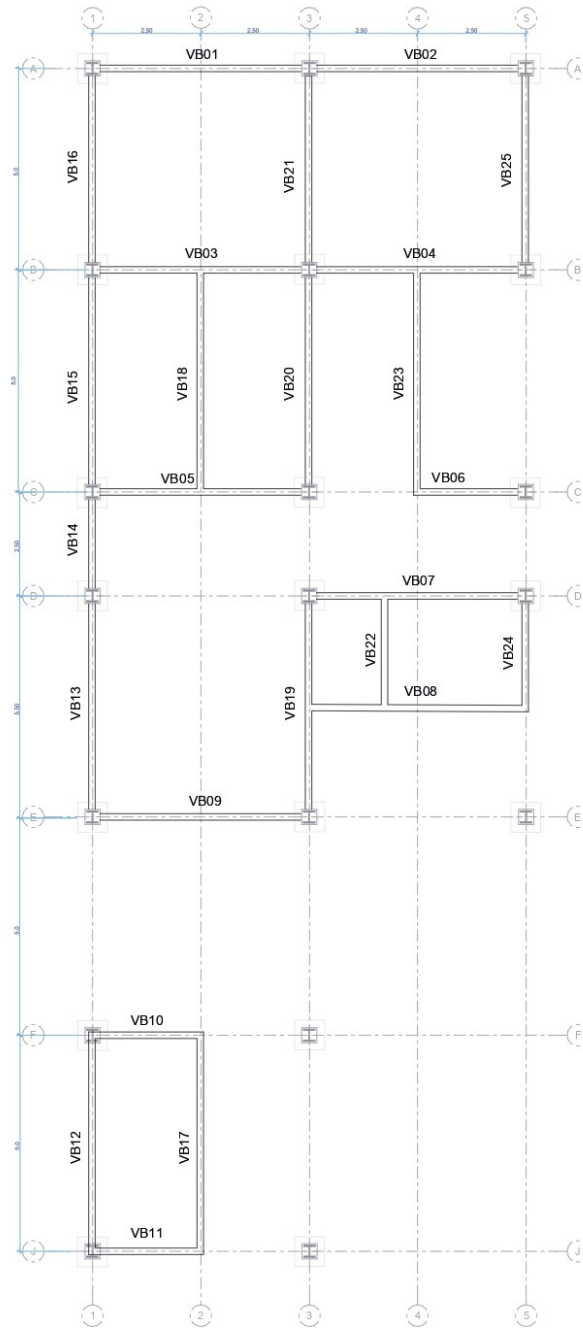


01. Cobertura

- Viga Principal
- Viga Secundária

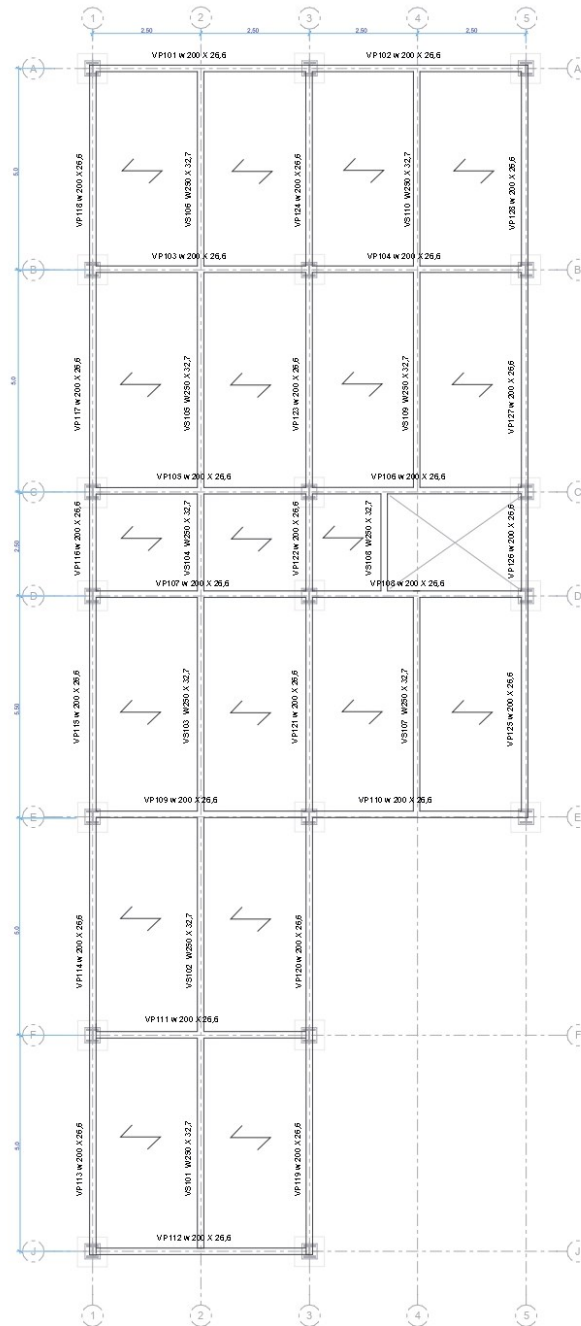
SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

Planta Estrutural de Formas - Térreo



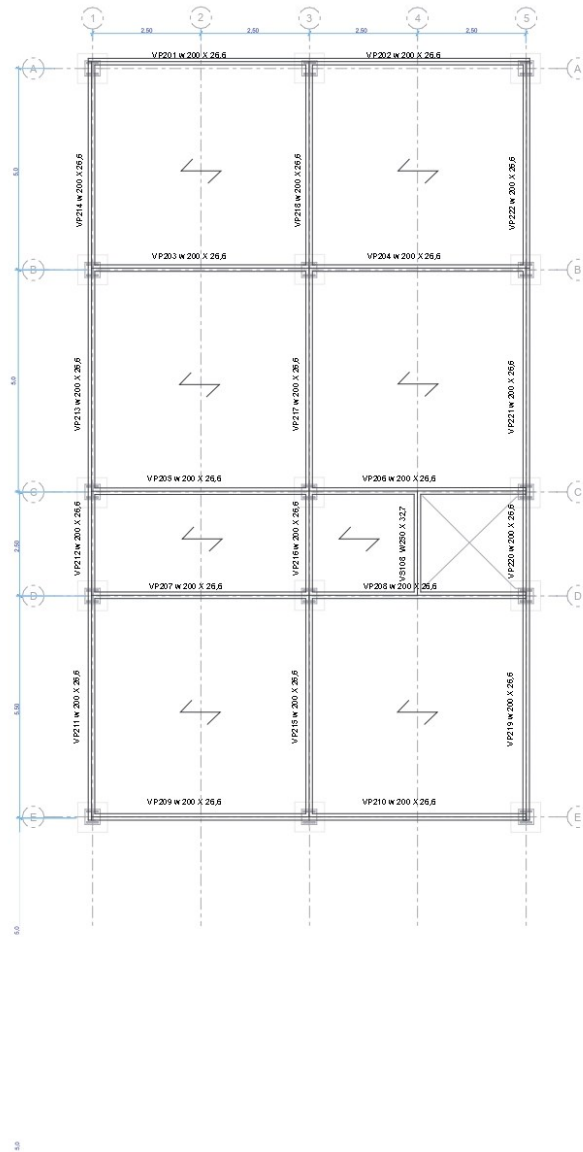
SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

Planta Estrutural de Formas - 1º Pav.



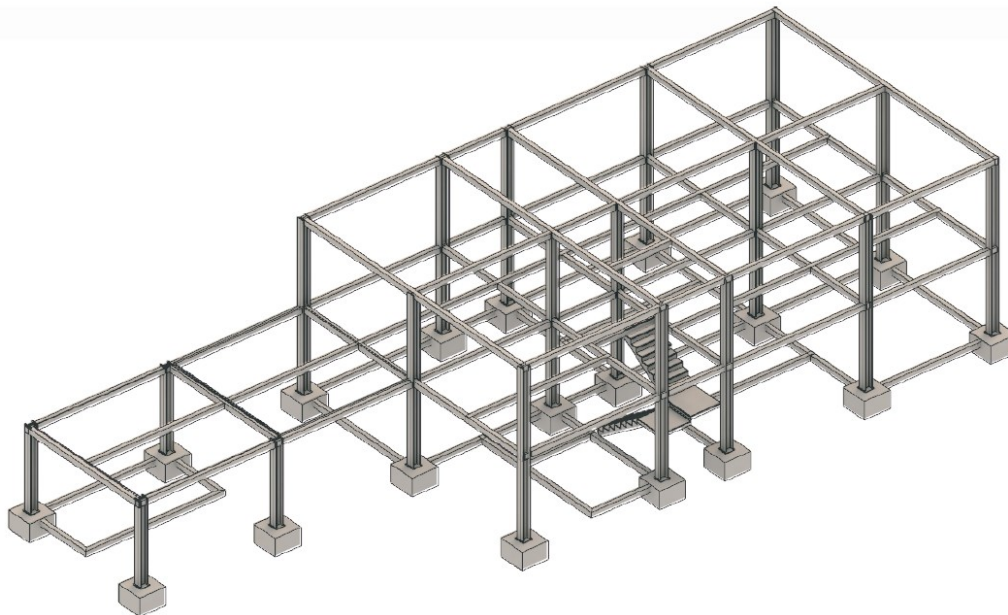
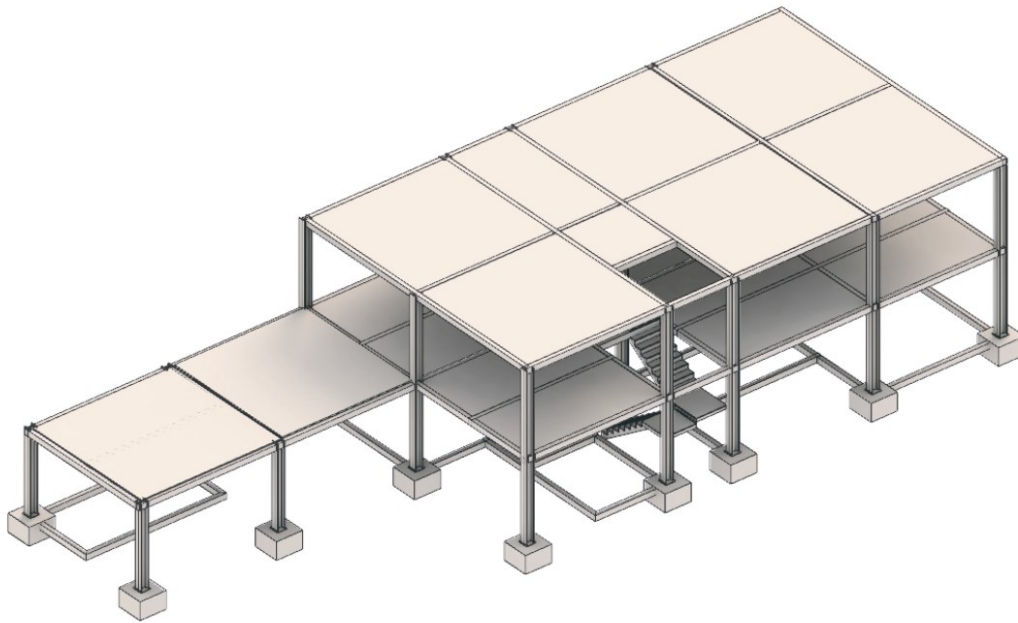
SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

Planta Estrutural de Formas - Cobertura



SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

3D Estrutural



Perspectivas



SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO



SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO



SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO



SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO



SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO



SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO



SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO



SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO



SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

11

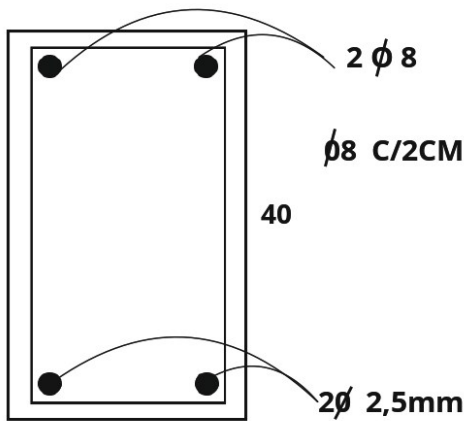
Memorial de Cálculo

VIGA BALDRAME 20 x 30

PESO PRÓPRIO 2KN/m

PESO PAREDE 3,6 KN/m

CARGA TOTAL 5,6 KN/m



• PILAR DE CANTO

CARGA DA LAJE		
Nº DE ANDARES	2	N/cm ²
E	20500000	AS72gr55
f _y	380	N/mm ²
Densidade alvenaria	2,7	KN/m ³
Altura parede	3	m
CARGAS PERMANENTES		
Peso Próprio da Laje	2,08	KN/m ²
Revestimento	1,5	KN/m ²
Ferro dutos de ar com isolamento	0,3	KN/m ²
Outras		
Total	3,88	KN/m²
CARGAS ACIDENTAIS		
Dormitório/sala/copa/cozinha	1,5	KN/m ²
CARGA LAJE	7,1	
PRÉ-DIMENSIONAMENTO DA LAJE		
Acção	VALOR DA CARGA	KN/m ²
Acidental	1,5	KN/m ²
Revestimento	1,5	KN/m ²
Ferro dutos de ar com isolamento	0,3	KN/m ²
TOTAL	3,3	
Tabela MF 50		
h	11	cm
Peso	2,08	KN/m ²

• PILAR DE LATERAL

CARGA DA LAJE		
Nº DE ANDARES	2	N/cm ²
E	20500000	AS72gr55
f _y	380	N/mm ²
Densidade alvenaria	2,7	KN/m ³
Altura parede	3	m
CARGAS PERMANENTES		
Peso Próprio da Laje	2,08	KN/m ²
Revestimento	1,5	KN/m ²
Ferro dutos de ar com isolamento	0,3	KN/m ²
Outras		
Total	3,88	KN/m²
CARGAS ACIDENTAIS		
Dormitório/sala/copa/cozinha	1,5	KN/m ²
CARGA LAJE	7,1	
PRÉ-DIMENSIONAMENTO DA LAJE		
Acção	VALOR DA CARGA	KN/m ²
Acidental	1,5	KN/m ²
Revestimento	1,5	KN/m ²
Ferro dutos de ar com isolamento	0,3	KN/m ²
TOTAL	3,3	
Tabela MF 50		
h	11	cm
Peso	2,08	KN/m ²

• PILAR DE INTERMEDIÁRIO

CARGA DA LAJE		
Nº DE ANDARES	2	N/cm ²
E	20500000	AS72gr55
f _y	380	N/mm ²
Densidade alvenaria	2,7	KN/m ³
Altura parede	3	m
CARGAS PERMANENTES		
Peso Próprio da Laje	2,08	KN/m ²
Revestimento	1,5	KN/m ²
Ferro dutos de ar com isolamento	0,3	KN/m ²
Outras		
Total	3,88	KN/m²
CARGAS ACIDENTAIS		
Dormitório/sala/copa/cozinha	1,5	KN/m ²
CARGA LAJE	7,1	
PRÉ-DIMENSIONAMENTO DA LAJE		
Acção	VALOR DA CARGA	KN/m ²
Acidental	1,5	KN/m ²
Revestimento	1,5	KN/m ²
Ferro dutos de ar com isolamento	0,3	KN/m ²
TOTAL	3,3	
Tabela MF 50		
h	11	cm
Peso	2,08	KN/m ²

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

• PILAR DE CANTO

VIGA SECUNDÁRIA		
VÃO		
l (vão)	500	cm
CARGAS		
d	2,5	m
qv	17,75	KN/m
pré-dimensionamento		
delta norma	1,428571429	cm
l min	4932,43	cm4
l adotado	4937	W 250 x 32,7
peso próprio viga	32,7	kg/m
VERIFICAÇÃO DE CARREGAMENTOS		
qtotaviga	18,077	KN/m
verificação da flecha		
delta max	1,453543947	Mpa
Verificação da flexão		
Sigma resistente	223,5294118	Mpa
momento max	5649062,5	
Wx	382,7	
Sigma max	147,6107264	

• PILAR DE LATERAL

VIGA SECUNDÁRIA		
VÃO		
l (vão)	500	cm
CARGAS		
d	2,5	m
qv	17,75	KN/m
pré-dimensionamento		
delta norma	1,428571429	cm
l min	4932,43	cm4
l adotado	4937	W 250 x 32,7
peso próprio viga	32,7	kg/m
VERIFICAÇÃO DE CARREGAMENTOS		
qtotaviga	18,077	KN/m
verificação da flecha		
delta max	1,453543947	Mpa
Verificação da flexão		
Sigma resistente	223,5294118	Mpa
momento max	5649062,5	
Wx	382,7	
Sigma max	147,6107264	

• PILAR DE INTERMEDIÁRIO

VIGA SECUNDÁRIA		
VÃO		
l (vão)	500	cm
CARGAS		
d	2,5	m
qv	17,75	KN/m
pré-dimensionamento		
delta norma	1,428571429	cm
l min	4932,43	cm4
l adotado	4937	W 250 x 32,7
peso próprio viga	32,7	kg/m
VERIFICAÇÃO DE CARREGAMENTOS		
qtotaviga	18,077	KN/m
verificação da flecha		
delta max	1,453543947	Mpa
Verificação da flexão		
Sigma resistente	223,5294118	Mpa
momento max	5649062,5	
Wx	382,7	
Sigma max	147,6107264	

• PILAR DE CANTO

VIGA PRINCIPAL		
comprimento viga	500	cm
calculo da reação da vida secundaria em caso de receber laje d	451,925	KKN
carga viga da laje	0	
carga parede	8,1	KN/m
carga viga totototal	8,1	KN/m
Pré Dimensionamento		
delta norma	1,428571429	cm
l min	2250,85747	
l adotado	2611	W 200 x 26,6
peso próprio viga	26,6	
VERIFICAÇÃO DE CARREGAMENTOS		
qtotaviga	8,366	
verificação da flecha		
delta max foot		
Verificação da flexão		
Sigma resistente	223,5294118	Mpa
momento max	575,36375	KNm ²
momento max foot	575,36375	
Wx	252,3	
Sigma max	2280,474633	Mpa

• PILAR DE LATERAL

VIGA PRINCIPAL		
comprimento viga	500	cm
calculo da reação da vida secundaria em caso de receber laje d	451,925	KKN
carga viga da laje	0	
carga parede	8,1	KN/m
carga viga totototal	8,1	KN/m
Pré Dimensionamento		
delta norma	1,428571429	cm
l min	2250,85747	
l adotado	2611	W 200 x 26,6
peso próprio viga	26,6	
VERIFICAÇÃO DE CARREGAMENTOS		
qtotaviga	8,366	
verificação da flecha		
delta max foot		
Verificação da flexão		
Sigma resistente	223,5294118	Mpa
momento max	575,36375	KNm ²
momento max foot	575,36375	
Wx	252,3	
Sigma max	2280,474633	Mpa

• PILAR DE INTERMEDIÁRIO

VIGA PRINCIPAL		
comprimento viga	500	cm
calculo da reação da vida secundaria em caso de receber laje d	451,925	KKN
carga viga da laje	0	
carga parede	8,1	KN/m
carga viga totototal	8,1	KN/m
Pré Dimensionamento		
delta norma	1,428571429	cm
l min	2250,85747	
l adotado	2611	W 200 x 26,6
peso próprio viga	26,6	
VERIFICAÇÃO DE CARREGAMENTOS		
qtotaviga	8,366	
verificação da flecha		
delta max foot		
Verificação da flexão		
Sigma resistente	223,5294118	Mpa
momento max	575,36375	KNm ²
momento max foot	575,36375	
Wx	252,3	
Sigma max	2280,474633	Mpa

• PILAR DE CANTO

PILAR		
I	300	cm
K	0,7	
lfi	210	cm
gamma corr	2,5	
area de influencia	6,25	m ²
carga piso	5,38	KN/m ²
carga cobertura	0,65	KN/m ²
Fint	133	KN
Inercia minima	144,717	cm4
Inercia escolhida	1229	W 150 x 22,5 (H)
area barra	29	
l raio de giracao x	3,65	
l raio de giracao y	6,51	
Verificação a compressão		
esbeltez	57,53424656	
esbeltez	32,25806452	
sigma max axial	45,78965517	MPa
Sigma resistente	305,6122443	MPa

• PILAR DE LATERAL

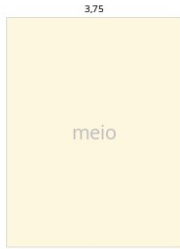
PILAR		
I	300	cm
K	0,7	
lfi	210	cm
gamma corr	2,2	
area de influencia	12,5	m ²
carga piso	5,38	KN/m ²
carga cobertura	0,65	KN/m ²
Fint	266	KN
Inercia minima	254,702	cm4
Inercia escolhida	1229	W 150 x 22,5 (H)
area barra	29	
l raio de giracao x	3,65	
l raio de giracao y	6,51	
Verificação a compressão		
esbeltez	57,53424656	
esbeltez	32,25806452	
sigma max axial	91,57931034	MPa
Sigma resistente	305,6122443	MPa

• PILAR DE INTERMEDIÁRIO

PILAR		
I	300	cm
K	0,7	
lfi	210	cm
gamma corr	1,8	
area de influencia	6,25	m ²
carga piso	5,38	KN/m ²
carga cobertura	0,65	KN/m ²
Fint	133	KN
Inercia minima	104,196	cm4
Inercia escolhida	1229	W 150 x 22,5 (H)
area barra	29	
l raio de giracao x	3,65	
l raio de giracao y	6,51	
Verificação a compressão		
esbeltez	57,53424656	
esbeltez	32,25806452	
sigma max axial	45,78965517	MPa
Sigma resistente	305,6122443	MPa

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

• P8, P11



Área= 18,75
 $Fint = 1,4 * Ai * [Qpisso (np + 0,7) + Qcobertura]$
 $Fint = 1,4 * 18,75 * [7,1 (2 + 0,7) + 3,88]$
 $Fint = 605,062$

DADOS DE ENTRADA: Lançamento das cargas, geometria e resistência dos materiais		DADOS DE SAÍDA: Resultados	
Cargas	Carga Normal (N) 20,00 kN Tensão admissível de tração (N) 235,00 MPa	Área da base da viga (m²)	2,420000
Dimensões do pilar	Dimensão da seção transversal (m) 0,40 Tensão admissível de tração (N) 235,00 MPa Área da seção transversal (m²) 0,16	Base da viga (m) (1º momento)	1,50
	Esq. = 0,40 m Sup. = 0,40 m	Base da viga (m) (2º momento)	1,50
Relação de resistência dos materiais e aço	Coeficiente de segurança do concreto 1,4 Coeficiente de segurança do aço 1,75 Coeficiente de redução de cargas 1,4	Base da viga (m) (3º momento)	1,50
	Resistência de cálculo do concreto (N/m²) 16,20 MPa Resistência de cálculo do aço (N/m²) 134,28 MPa	Área da viga (m²)	2,42
altura (m)	10 0,3 m	Área (m²)	4,52
largura (m)	10 0,3 m	Área (m²)	7,82
		armadura mínima	Área 0,20 m²
			Área 0,20 m²
		diâmetro adotado	Ø 8 mm

• P5



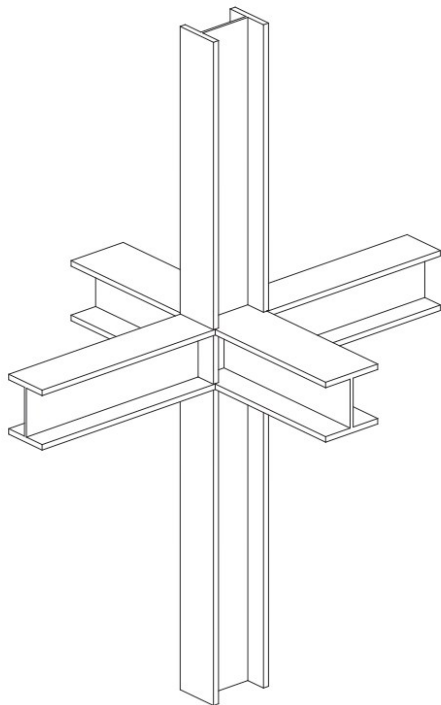
Área= 25
 $Fint = 1,4 * Ai * [Qpisso (np + 0,7) + Qcobertura]$
 $Fint = 1,4 * 25 * [7,1 (2 + 0,7) + 3,88]$
 $Fint = 606,75$

DADOS DE ENTRADA: Lançamento das cargas, geometria e resistência dos materiais		DADOS DE SAÍDA: Resultados	
Cargas	Carga Normal (N) 20,00 kN Tensão admissível de tração (N) 235,00 MPa	Área da base da viga (m²)	2,287777
Dimensões do pilar	Dimensão da seção transversal (m) 0,50 Tensão admissível de tração (N) 235,00 MPa Área da seção transversal (m²) 0,25	Base da viga (m) (1º momento)	1,25
	Esq. = 0,50 m Sup. = 0,50 m	Base da viga (m) (2º momento)	1,25
Relação de resistência dos materiais e aço	Coeficiente de segurança do concreto 1,4 Coeficiente de segurança do aço 1,75 Coeficiente de redução de cargas 1,4	Base da viga (m) (3º momento)	1,25
	Resistência de cálculo do concreto (N/m²) 16,20 MPa Resistência de cálculo do aço (N/m²) 134,28 MPa	Área da viga (m²)	2,40
altura (m)	10 0,3 m	Área (m²)	11,00
largura (m)	10 0,3 m	Área (m²)	20,22
		armadura mínima	Área 0,20 m²
			Área 0,20 m²
		diâmetro adotado	Ø 8 mm

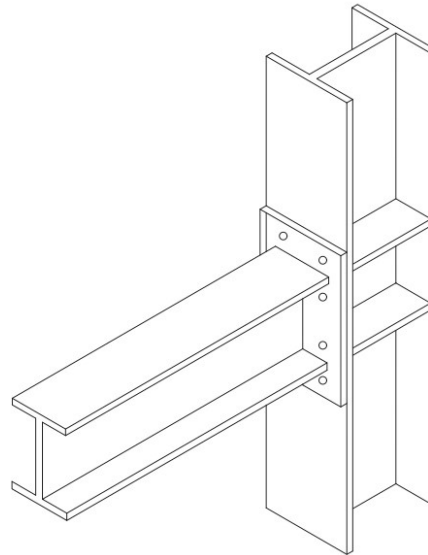
SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

12

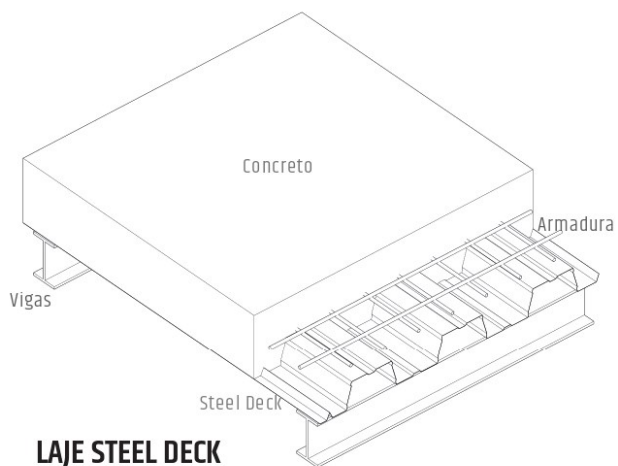
Detalhamentos



Ana Gabriela Castro



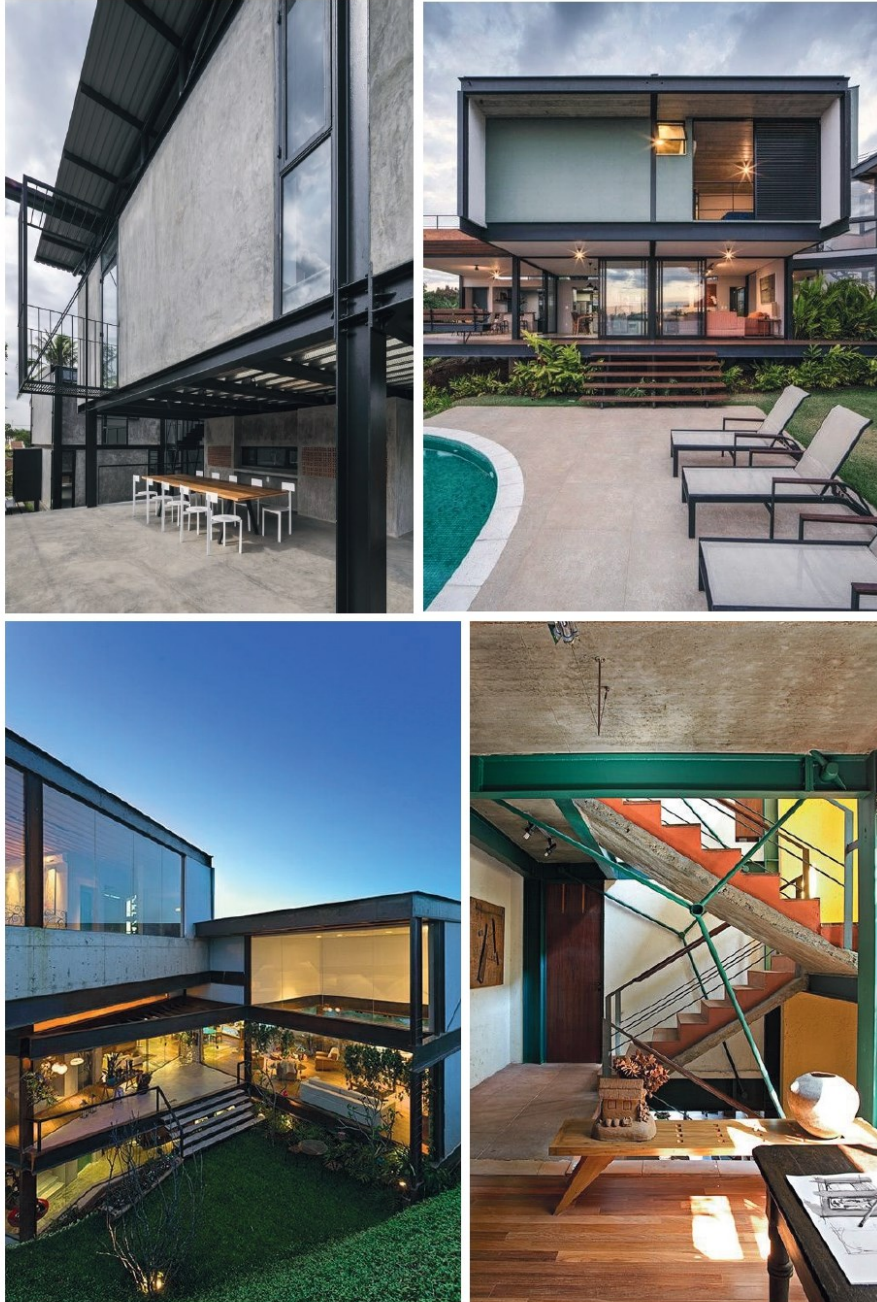
VIGA PRINCIPAL E PILAR
Flavia Loiola



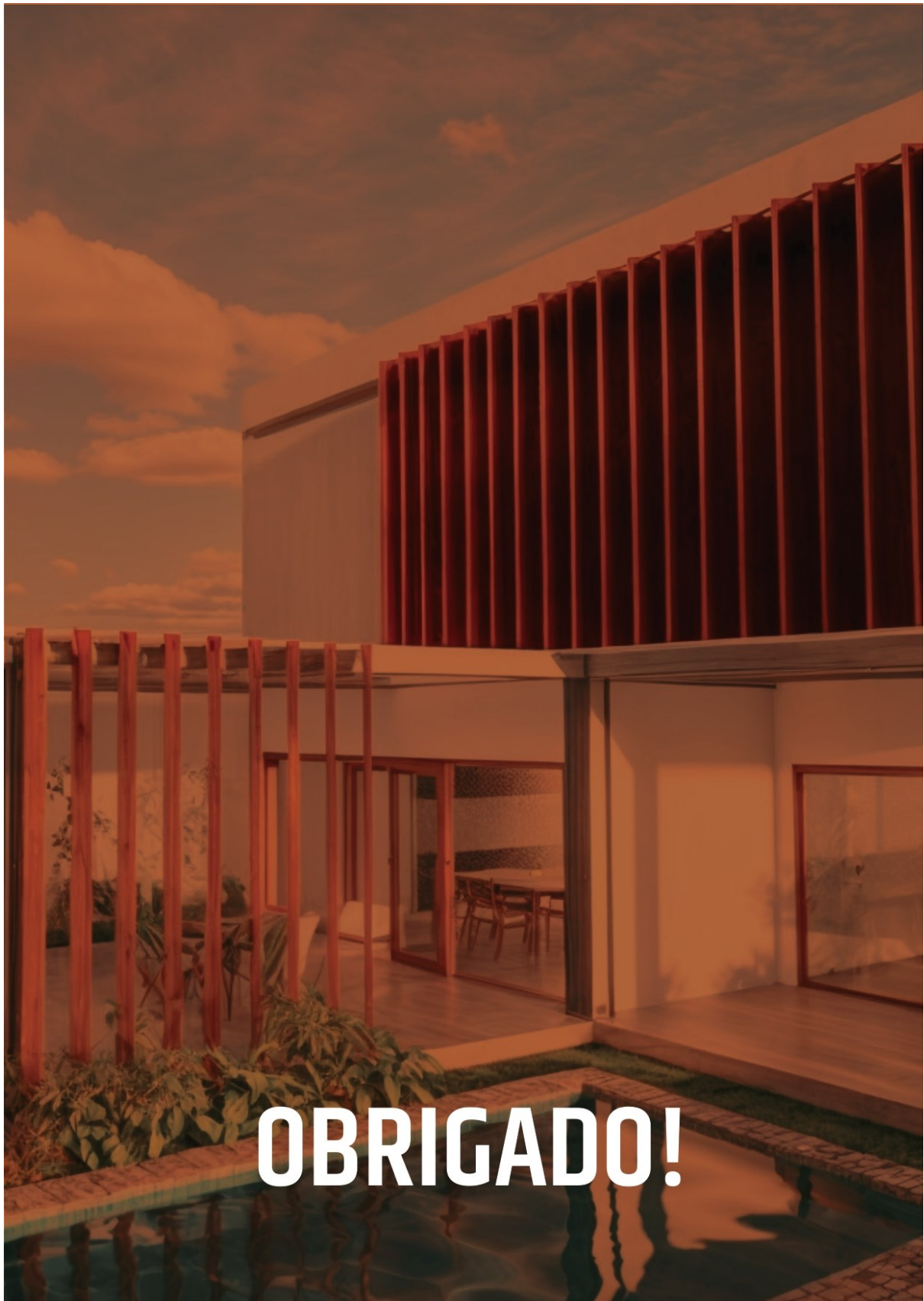
LAJE STEEL DECK
Cássio Moura

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

Referências



SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO



SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

Projeto residencial- Ana Carolina de Felice, Davi Dias,
Izabela Ferreira



SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

Memorial Descritivo

Localizada no SHIS - Setor de Habitações Individuais Sul, esta residência modular em aço traz a essência da Casa Eames, projetada por Charles e Ray Eames, referência de arquitetura moderna. Com sua linguagem limpa e contemporânea, a casa prioriza a rapidez na construção e a eficiência no uso de materiais. A estrutura é composta por módulos padronizados e flexíveis, perdendo a modularidade apenas no pé-direito duplo da sala, que proporciona uma sensação de amplitude e elegância. No pavimento térreo, a ampla varanda coberta embeleza a fachada e cria um espaço convidativo para a socialização, integrando os ambientes internos e externos e promovendo uma harmonia com o entorno.

Programa de Necessidades

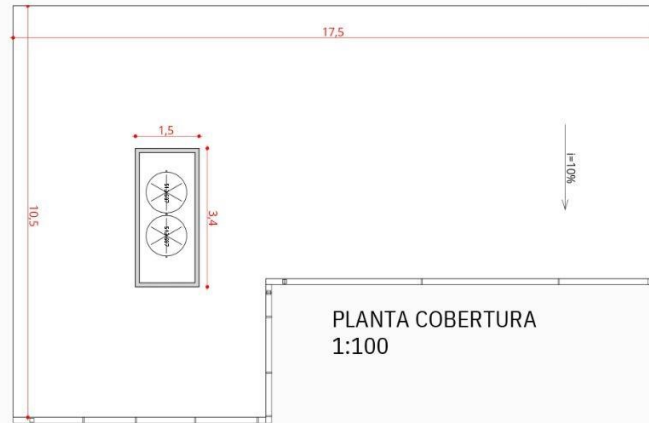
Os clientes têm como prioridade uma casa que atenda às suas necessidades de conforto e praticidade. Eles desejam dois quartos, sendo um suíte master, para garantir privacidade e conforto. A sala ampla, com pé-direito duplo, deve proporcionar uma sensação de espaço arejado. Além disso, é importante que a casa tenha áreas de convivência integradas à varanda coberta no térreo, promovendo socialização e conexão com o exterior. O casal também prioriza um layout funcional que permita fácil circulação e versatilidade nos ambientes, com atenção ao baixo custo de materiais e à rapidez na execução da obra.



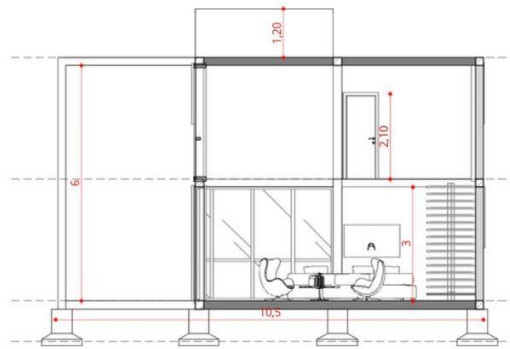
Localização:

QI 26 CONJUNTO 4 LOTE 01

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO



SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

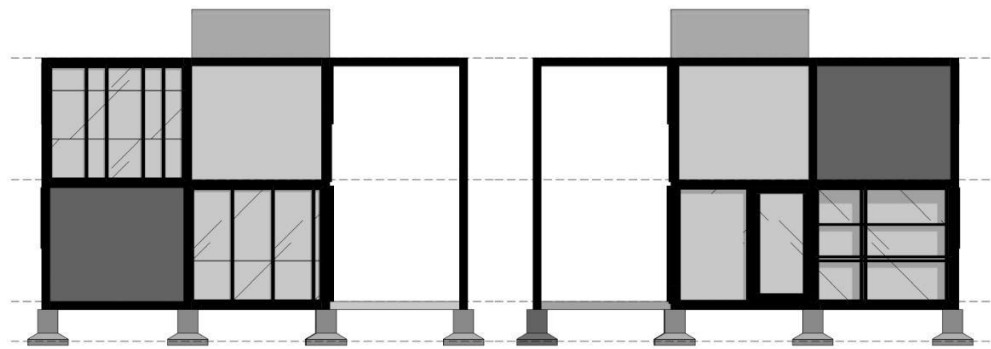


CORTE A-A
1:100



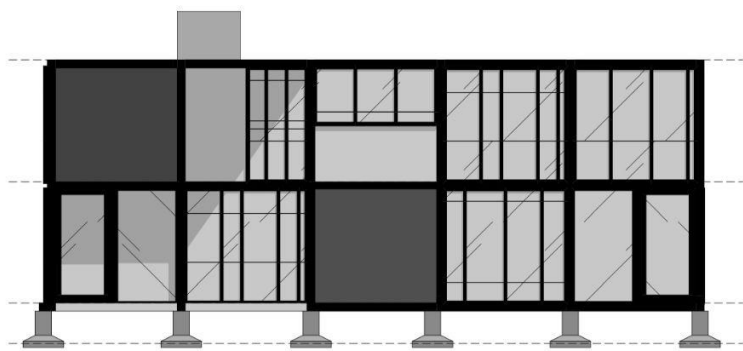
CORTE B-B
1:100

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

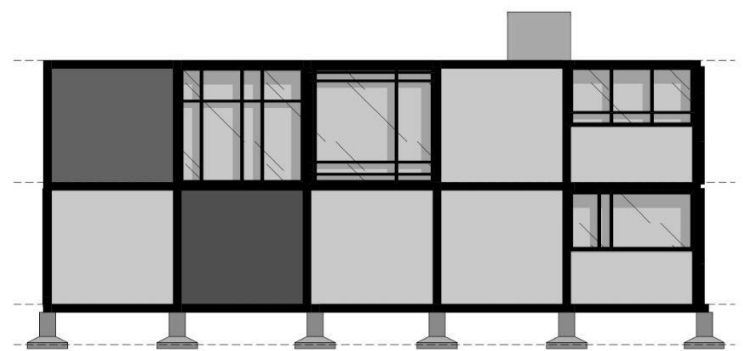


ELEVAÇÃO LATERAL ESQUERDA
1:100

ELEVAÇÃO LATERAL DIREITA
1:100



ELEVAÇÃO FRONTAL
1:100



ELEVAÇÃO POSTERIOR
1:100

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

3D ESTRUTURAL



SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

MODELO 3D



SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

CÁLCULO DA LAJE

Cargas Permanentes:

Peso Próprio da laje: $2,8 \text{ kn/m}^2$

Revestimento: $0,91 \text{ kn/m}^2$

Forro dutos de ar com isolamento: $0,3 \text{ kn/m}^2$

Total: $3,29 \text{ kn/m}^2$

Cargas Acidentais:

Dormitório/ sala/ cozinha/copa/ sanitário/ residencial: $1,5 \text{ kn/m}^2$

$Q = 1,25 * \text{Carga permanente} + 1,5 * \text{cargas acidentais}$

Total $Q = 6,36$

Pré Dimensionamento

Revestimento: $0,91 \text{ kn/m}^2$

Forro dutos de ar com isolamento: $0,3 \text{ kn/m}^2$

Dormitório/ sala/ cozinha/copa/ sanitário/ residencial: $1,5 \text{ kn/m}^2$

$Q = \text{Soma todas as csargas menos o peso próprio sem majorar}$

Total $Q = 2,71$

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

CÁLCULO DA VIGA VX

VIGA PRINCIPAL		
Nº andares	2	
E	20500000	
Fy	350	
Densidade da Aço	0	
Altura Parede	0	
Cargas Permanentes		
Peso Próprio da Laje	2,08	
Revestimento	0,91	
Forro	0,3	
Total	3,29	
Cargas Acidentais		
Dormitório	0,5	
Carga Laje	4,8625	
Viga principal		
Largura	700	
Cargas		
Area de Influência	3,3	
Carga Viga	16,04625	
Pré Dimensionamento		
Delta Norma	2	
Inércia Min.	12235,46946	
Inércia Adotada	12258	W 360 x 44,0
Peso Próprio Viga	44	kg/m
Ver. Carregamentos		
Carga Total Viga	16,48625	
Ver. Flecha		
Delta Max.	2,05106462	
Ver. Flexão		
Sigma Res.	205,8823529	
Momento Max.	10097828,13	
Wx.	130,5	
Sigma Max.	773,779933	

Perfil Adotado:

W 360X44KG/M

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

CÁLCULO DA VIGA VX

VIGA PRINCIPAL	
Nº andares	2
E	20500000
Fy	350
Densidade da Al	0
Altura Parede	0
Cargas Permanentes	
Peso Próprio da	2,08
Revestimento	0,91
Forro	0,3
Total	3,29
Cargas Acidentais	
Dormitório	0,5
Carga Laje	4,8625
Viga principal	
Largura	350
Cargas	
Area de Influênc	1,65
Carga Viga	8,023125
Pré Dimensionamento	
Delta Norma	1
Inércia Min.	764,7168415
Inércia Adotada	939 W 150 x 18,0
Peso Próprio Vig	18
Ver. Carregamentos	
Carga Total Viga	8,203125
Ver. Flecha	
Delta Max.	0,8326660036
Ver. Flexão	
Sigma Res.	205,8823529
Momento Max.	1256103,516
Wx.	130,5
Sigma Max.	96,25314296

Perfil Adotado:

W 150x18KG/M

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

CÁLCULO DA VIGA VX

VIGA PRINCIPAL	
Nº andares	2
E	20500000
Fy	350
Densidade da Al	0
Altura Parede	0
Cargas Permanentes	
Peso Próprio da	2,08
Revestimento	0,91
Forro	0,3
Total	3,29
Cargas Acidentais	
Dormitório	0,5
Carga Laje	4,8625
Viga principal	
Largura	350
Cargas	
Area de Influênc	3,3
Carga Viga	16,04625
Pré Dimensionamento	
Delta Norma	1
Inércia Min.	1529,433683
Inércia Adotada	1686
Peso Próprio Vig	19,3
Ver. Carregamentos	
Carga Total Viga	16,23925
Ver. Flecha	
Delta Max.	0,9180482218
Ver. Flexão	
Sigma Res.	205,8823529
Momento Max.	2486635,156
Wx.	130,5
Sigma Max.	190,5467553

Perfil Adotado:
W 200x19,3KG/M

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

PILARES

PILAR DE CANTO			
Comprimento p	300	cm	
K	0,70		
Lfl	210,00	cm	
γ_{corr} (depende	2,5		
γ_c	2		
Qpisso	5,35	kN/m ²	
Qcobertura	0,65	kN/m ²	
N.º de pavimer	2		
Ai (área de infl	3,50	m ²	
Fint	73,97	kN	
Imin	80,61	m ⁴	
ação à compressão			
i (Tabela Gerda	2,34	m	
λ	89,74		
Abarra (Tabela	23,40	cm ²	W 150 x 22,5 (H)
$\sigma_{máx}$ (axial)	3160,92	MPa	
$\sigma_{máx}$	135,08	MPa	

Pilar de canto

Perfil Adotado:

W 150x22,5KG/M

PILAR LATERAL			
Comprimento p	300	cm	
K	0,70		
Lfl	210,00	cm	
γ_{corr} (depende	2,2		
γ_c	2		
Qpisso	5,35	kN/m ²	
Qcobertura	0,65	kN/m ²	
N.º de pavimer	2		
Ai (área de infl	7,00	m ²	
Fint	147,93	kN	
Imin	202,67	m ⁴	
ação à compressão			
i (Tabela Gerda	2,34	m	
λ	89,74		
Abarra (Tabela	23,40	cm ²	W 150 x 22,5 (H)
$\sigma_{máx}$ (axial)	6321,84	MPa	
$\sigma_{máx}$	270,16	MPa	

Pilar lateral

Perfil Adotado:

W 150x22,5KG/M

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

PILARES

PILAR CENTRAL			
Comprimento p	300	cm	
K	0,70		
L _{fl}	210,00	cm	
γ _{corr} (depende	2		
γ _c	2		
Q _{plano}	5,35	kN/m ²	
Q _{cobertura}	0,65	kN/m ²	
N.º de pavimen	2		
A _i (área de infil	14,00	m ²	
F _{int}	295,86	kN	
I _{min}	258,21	m ⁴	
ação à compressão			
i (Tabela Gerda	2,34	m	
λ	89,74		
Abarra (Tabela	23,40	cm ²	W 150 x 22,5 (H)
σ _{máx} (axial)	12643,68	MPa	
σ _{máx}	540,33	MPa	

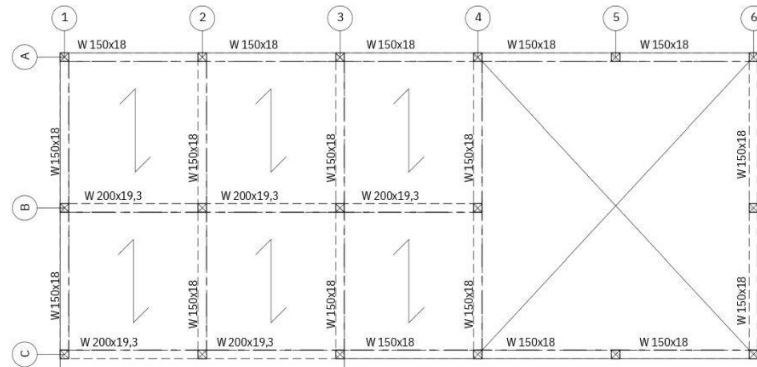
Pilar de central

Perfil Adotado:

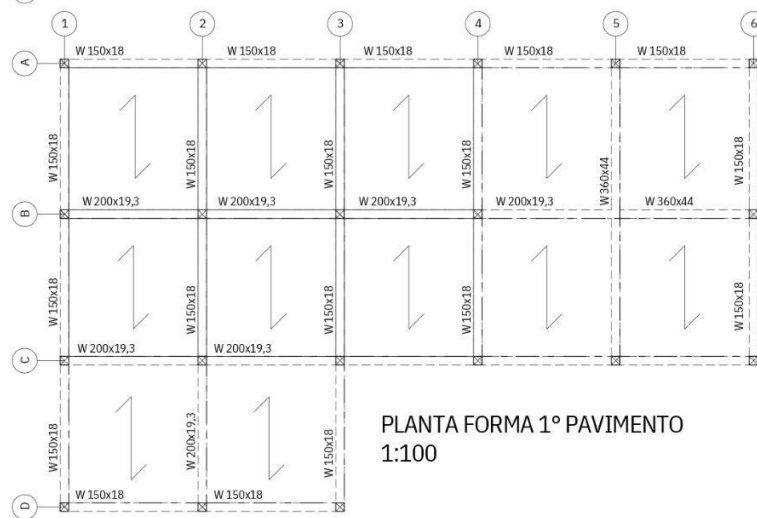
W 150x22,5KG/M

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

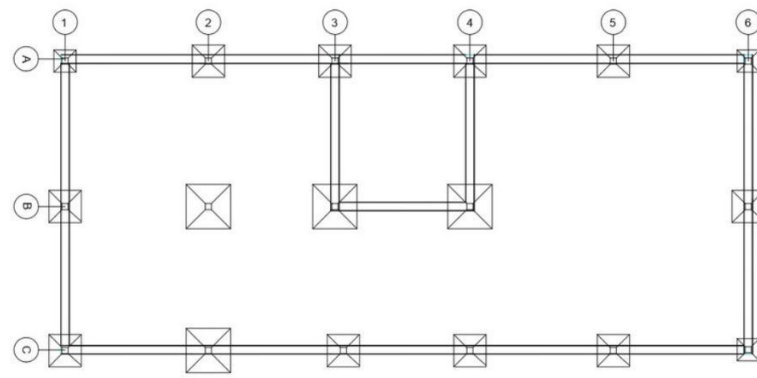
PLANTA ESTRUTURAL DE FORMAS



PLANTA FORMA TÉRREO 1:100



PLANTA FORMA 1º PAVIMENTO 1:100



PLANTA FORMA - FUNDAÇÃO 1:100

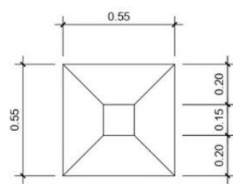


SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

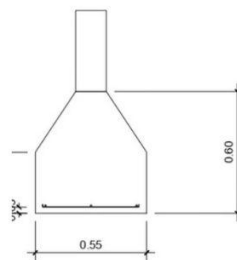
SAPATAS

DADOS DE SAÍDA: Resultados

Área da base da sapata	A=	0,29696 m ²			
Base da sapata lado "B" (menor)	b=	0,55 m	sapata pilar canto		
Base da sapata lado "A" (maior)	a=	0,55 m			
Base da sapata lado "B" (adotado)	b=	0,55 m			
Base da sapata lado "A" (adotado)	a=	0,55 m	A=	0,3025 m ²	
Área de aço:					
	Asy=	1,985157 cm ²	⚠ O Excel		
	Asx=	2,100091 cm ²	⚠ O Excel		
armadura mínima	Asy=	0,820875 cm ²			
	Asx=	0,820875 cm ²			
Diâmetro adotado:	ϕ=	8 mm			



Sapata - Pilar de canto



Sapata - Pilar de canto

Sapata - Pilar de Canto

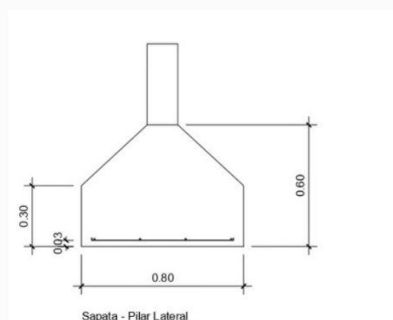
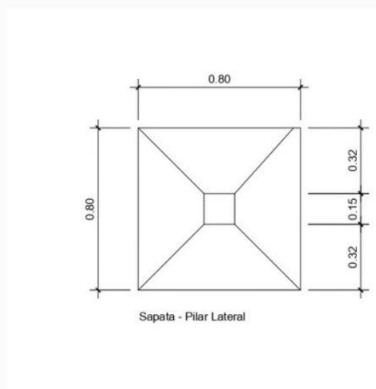
3 barras de 8mm de diâmetro - Espaçamento = 22,5cm

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

SAPATAS

DADOS DE SAÍDA: Resultados

Área da base da sapata	A=	0,59388 m ²		
Base da sapata lado "B" (menor)	b=	0,8 m	sapata pilar lateral	
Base da sapata lado "A" (maior)	a=	0,8 m		
Base da sapata lado "B" (adotado)	b=	0,8 m		
Base da sapata lado "A" (adotado)	a=	0,8 m	A=	0,64 m ²
Área de aço:				
	Asy=	2,093278 cm ²	⚠ O Excel	
	Asx=	2,100091 cm ²	⚠ O Excel	
armadura mínima				
	Asy=	1,944 cm ²		
	Asx=	1,944 cm ²		
Diâmetro adotado:				
	ϕ=	8 mm		



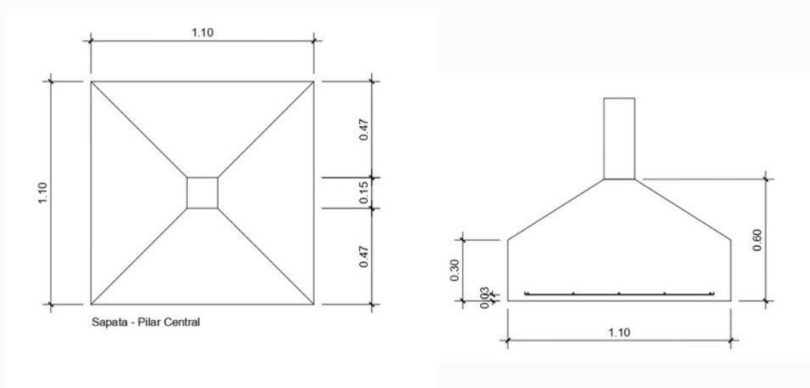
Sapata - Pilar Lateral

4 barras de 8mm de diâmetro - Espaçamento = 22,5cm

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

SAPATAS

DADOS DE SAÍDA: Resultados					
Área da base da sapata	A=	1,187759 m ²			
Base da sapata lado "B" (menor)	b=	1,1 m	sapata pilar central		
Base da sapata lado "A" (maior)	a=	1,1 m			
Base da sapata lado "B" (adotado)	b=	1,1 m			
Base da sapata lado "A" (adotado)	a=	1,1 m	A=	1,21 m ²	
Área de aço:					
	Asy=	2,078534 cm ²	⚠ O Excel		
	Asx=	2,100091 cm ²	⚠ O Excel		
armadura mínima	Asy=	3,9105 cm ²			
	Asx=	3,9105 cm ²			
Diâmetro adotado:	ϕ=	8 mm			



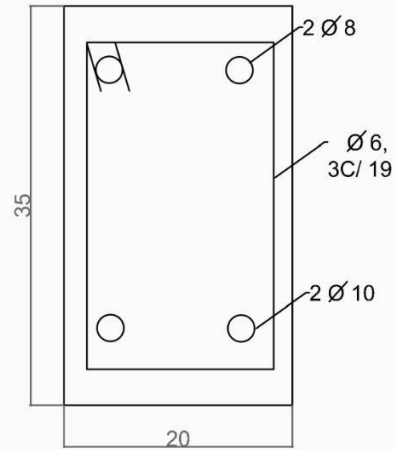
Sapata - Pilar Central

5 barras de 8mm de diâmetro - Espaçamento = 22,5cm

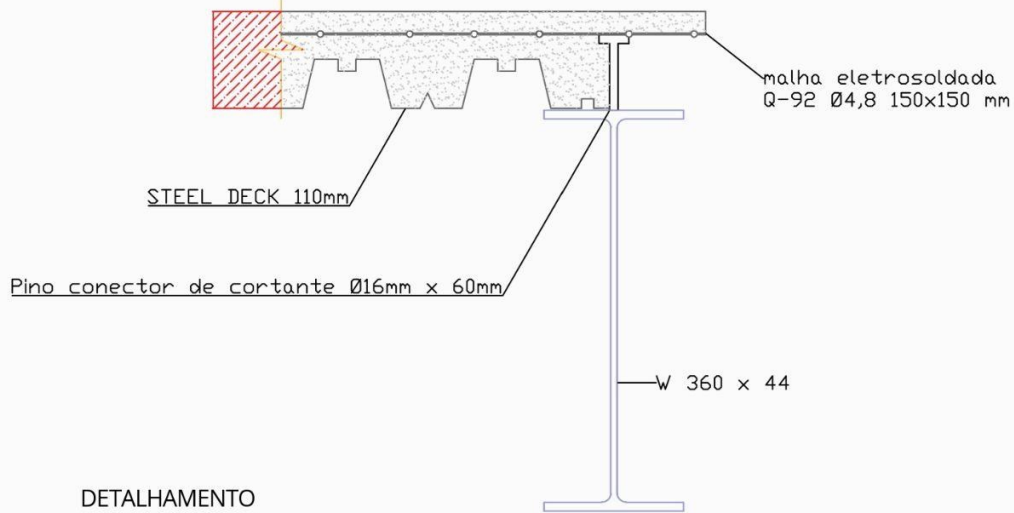
SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

CÁLCULO VIGA BALDRAME

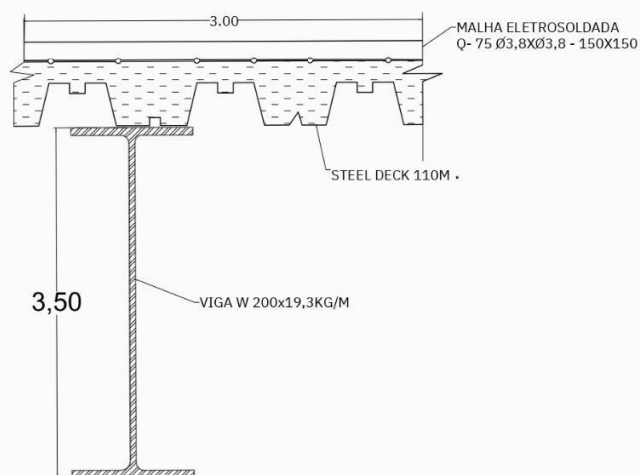
1) CARGAS BALDRAME		
PESO ESPECÍFICO (KN/M ²)	ALTURA (M)	ESPESSURA (M)
10	3	0,15
25	0,35	20
Q baldrame	6,25	KN/M



SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO



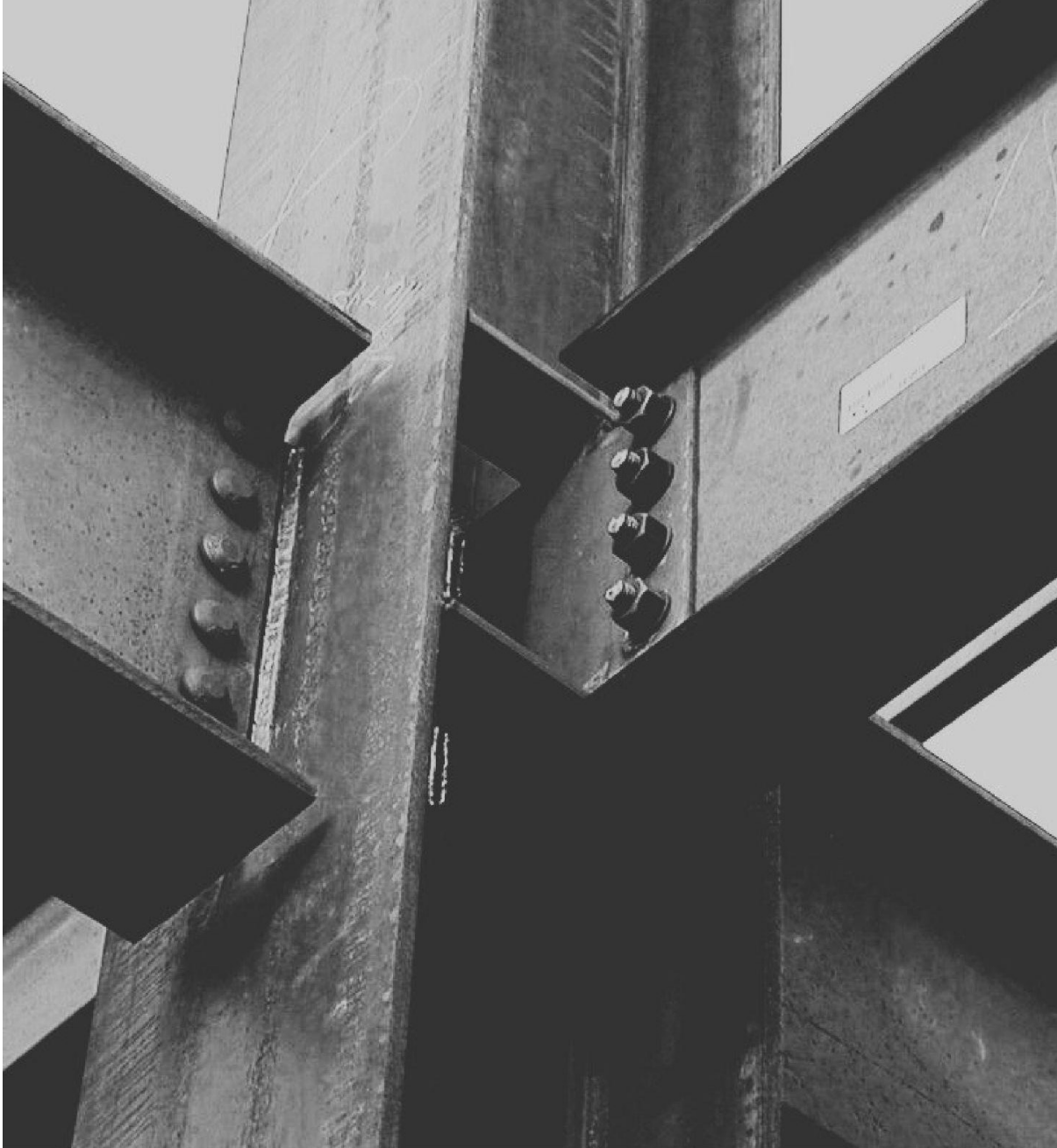
DETALHAMENTO
STEEL DECK DAVI



DETALHAMENTO
STEEL DECK IZABELA

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

Projeto residencial- Ana Caroline G. Leite, Ana Clara,



UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE ARQUITETURA E URBANISMO

DEPARTAMENTO DE TECNOLOGIA EM ARQUITETURA E URBANISMO - TEC
SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO - TURMA 2 - TEC0022

DOCENTES
PROF. NATHALY SARASTY NARVÁEZ

ALUNAS
ANA CAROLINE G. LEITE (202031745) | ANA CLARA (202031843)
EDUARDA DE SOUSA (200017039) | MARIA EDUARDA F. SANTOS (202066830)



DATA
19/09/2024

TRABALHO FINAL
PROJETO ESTRUTURAL EM AÇO

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO



SUMÁRIO

PERFIL DO CLIENTE E MEMORIAL DESCRITIVO	01
LOCALIZAÇÃO DO TERRENO	02
PLANTA DE LOCAÇÃO E SITUAÇÃO	03
PLANTA BAIXA TÉRREO	04
PLANTA BAIXA PRIMEIRO PAVIMENTO	05
PLANTA DE COBERTURA	06
PLANTA DE FUNDAÇÕES	07
PLANTA DE FORMAS - TÉRREO	08
PLANTA PRELIMINAR - PAVIMENTO SUPERIOR	09
PLANTA DE MONTAGEM - PAVIMENTO SUPERIOR	10
PLANTA PRELIMINAR - COBERTURA	11
PLANTA DE MONTAGEM - COBERTURA	12
MEMORIAL DE CÁLCULO	13
DETALHES CONSTRUTIVOS	29
VISTAS ESTRUTURAIS	30
IMAGEM 3D DA ESTRUTURA	31

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

PERFIL DO CLIENTE E MEMORIAL DESCRITIVO



O PROJETO É DEDICADO A UMA RESIDÊNCIA UNIFAMILIAR QUE RECEBERÁ UMA FAMÍLIA COMPOSTA POR DOIS ADULTOS E DUAS CRIANÇAS, ONDE O PROGRAMA DE NECESSIDADES DA RESIDÊNCIA FOI DESENVOLVIDO A PARTIR DESSA DEMANDA. A RESIDÊNCIA CONTA COM DOIS PAVIMENTOS, SENDO TÉRREO E PRIMEIRO PAVIMENTO, E EXECUTADA ATRAVÉS DO SISTEMA ESTRUTURAL EM AÇO.

O PROGRAMA DE NECESSIDADES DA RESIDÊNCIA FORAM DESENVOLVIDOS DE FORMA QUE O TÉRREO COMPORTASSE AS ÁREAS SOCIAIS E DE SERVIÇOS, ONDE ESTÃO LOCALIZADAS GARAGEM, SALA DE ESTAR, ESCRITÓRIO, LAVABO, COZINHA COM SALA DE JANTAR INTEGRADA, ÁREA GOURMET, ÁREA DE SERVIÇO E DEPÓSITO.

JÁ NO PRIMEIRO PAVIMENTO FOI COMPORTADA A ÁREA ÍTIMA, ONDE ESTÃO LOCALIZADOS QUATRO SUÍTES E DUAS VARANDAS PRIVATIVAS.

O PROJETO FOI DESENVOLVIDO A PARTIR DE UMA MALHA ESTRUTURAL DE 5X5M E POSSUI CARACTERÍSTICAS MODERNISTAS, UTILIZANDO DE VOLUMES VERTICAIS E HORIZONTAIS QUE MARCAM A ESTRUTURA DA RESIDÊNCIA E QUE AUXILIARAM NA CONCEPÇÃO DO SISTEMA ESTRUTURAL E SUA FORMA. O PROJETO É COMPOSTO POR LAJE STEEL DECK PARA VEDAÇÕES HORIZONTAIS, E PAREDES DE ALVENARIA PARA AS VEDAÇÕES VERTICAIS, COM O OBJETIVO DE FACILITAR O PROCESSO CONSTRUTIVO.

ELEMENTOS ARQUITETÔNICOS ADICIONADOS PARA A COMPOSIÇÃO DE FACHADA PODEM SER DE EPS OU MATERIAL METÁLICO, NÃO POSSUINDO VALOR ESTRUTURAL PARA O PROJETO.

IMAGENS DO PROJETO



SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

LOCALIZAÇÃO | PLANTA DE LOCAÇÃO E DE SITUAÇÃO



PLANTA DE LOCAÇÃO

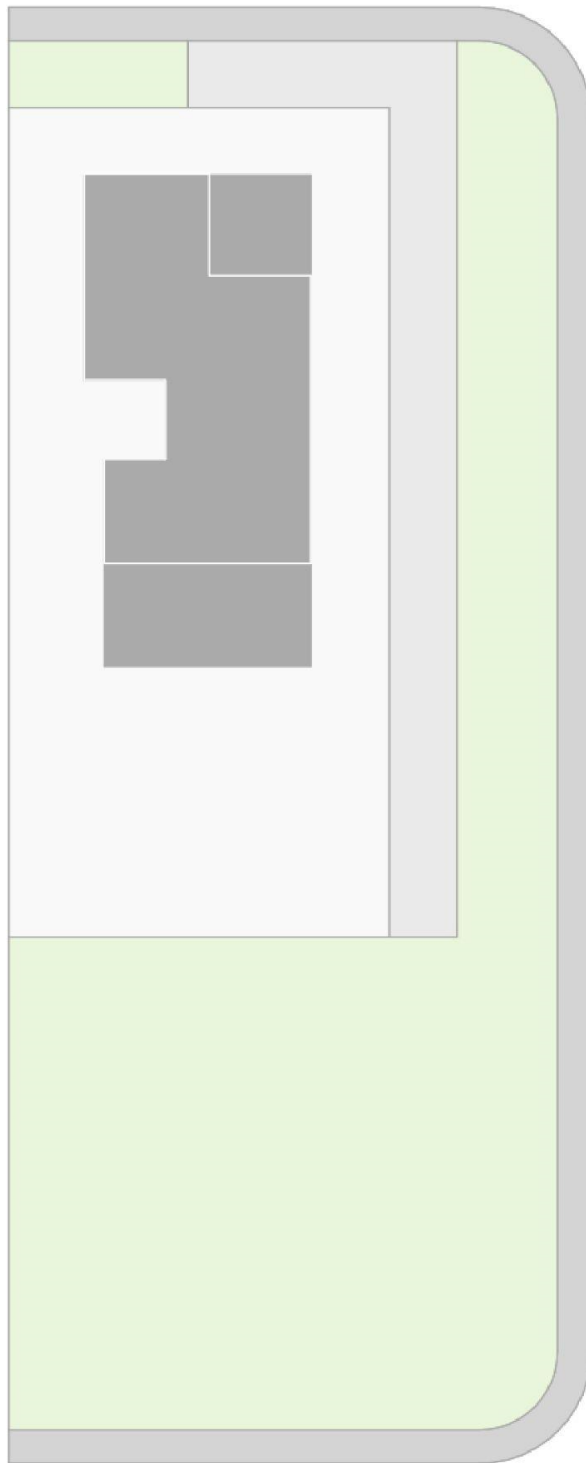


PLANTA DE SITUAÇÃO

SHIS - SETOR DE HABITAÇÕES INDIVIDUAIS
SUL - QI 26 CONJUNTO 04 LOTE 01

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

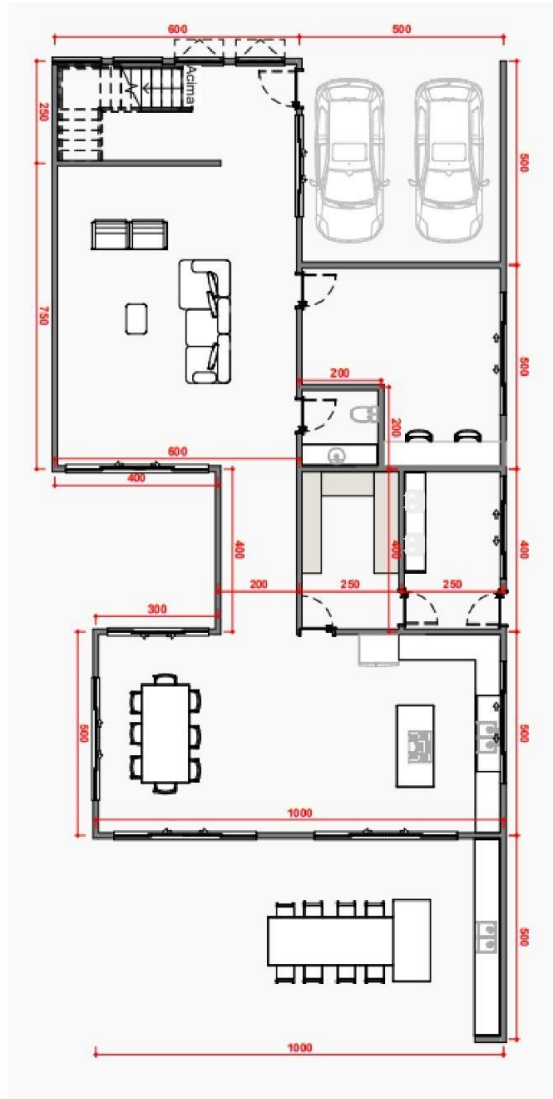
PLANTA DE SITUAÇÃO E LOCAÇÃO I



PLANTA DE SITUAÇÃO E LOCAÇÃO
ESC: 1/200

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

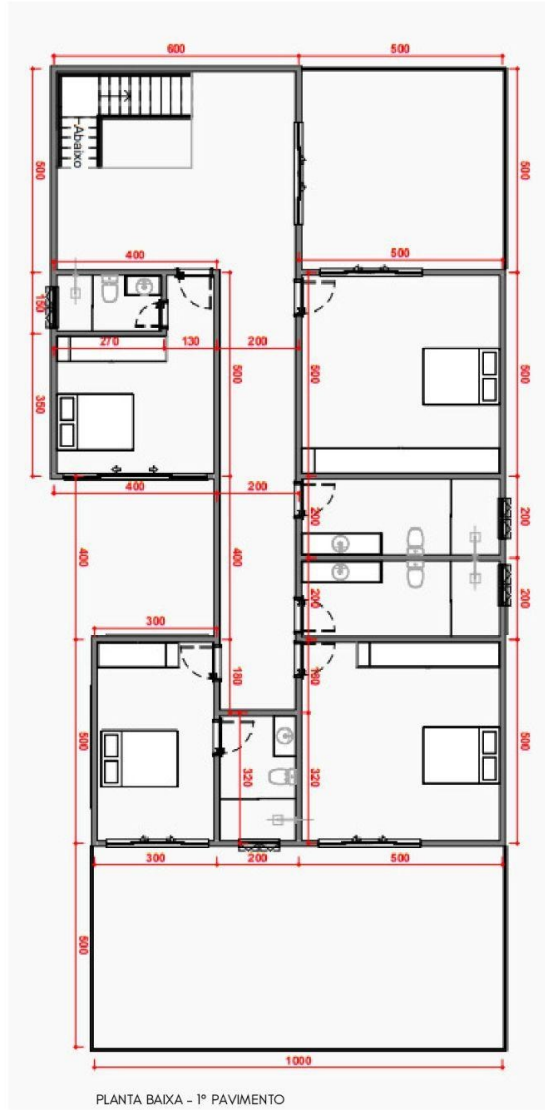
PLANTA BAIXA - TÉRREO I



PLANTA BAIXA - TÉRREO
ESC: 1/100

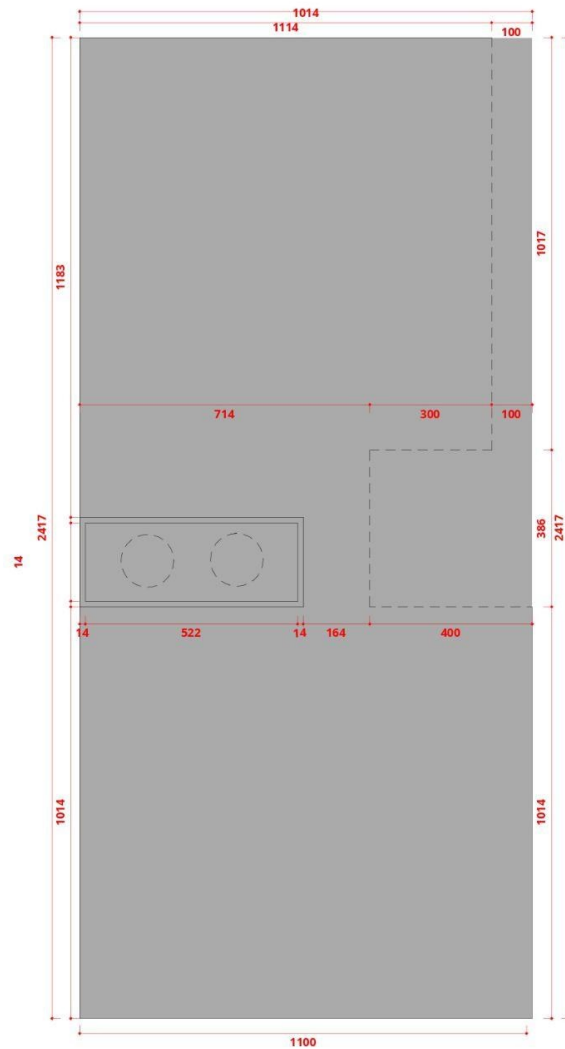
SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

PLANTA BAIXA - 1º PAVIMENTO I



SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

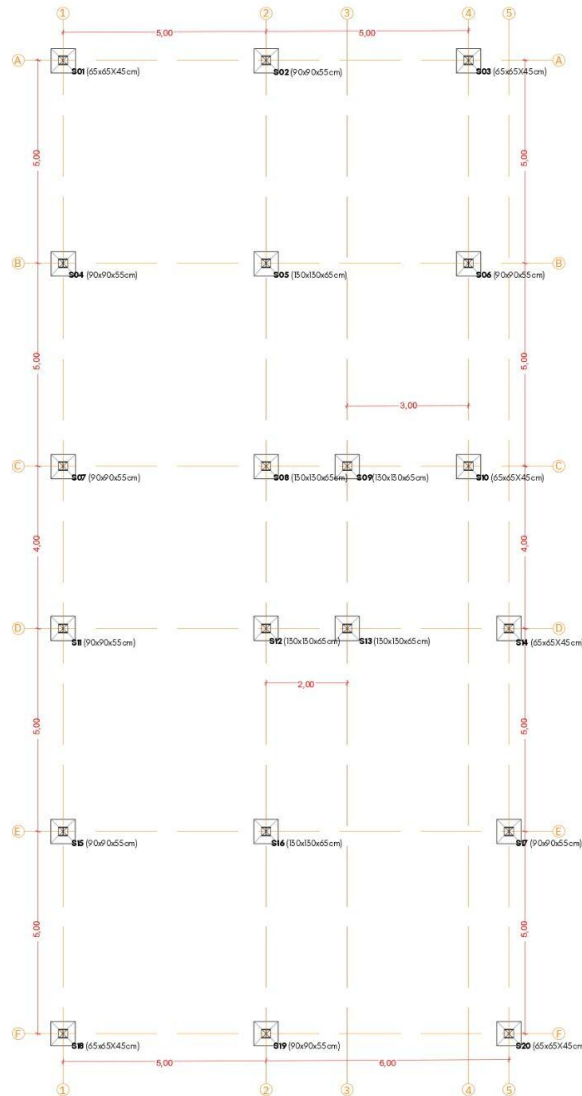
PLANTA DE COBERTURA I



PLANTA DE COBERTURA
ESC: 1/100

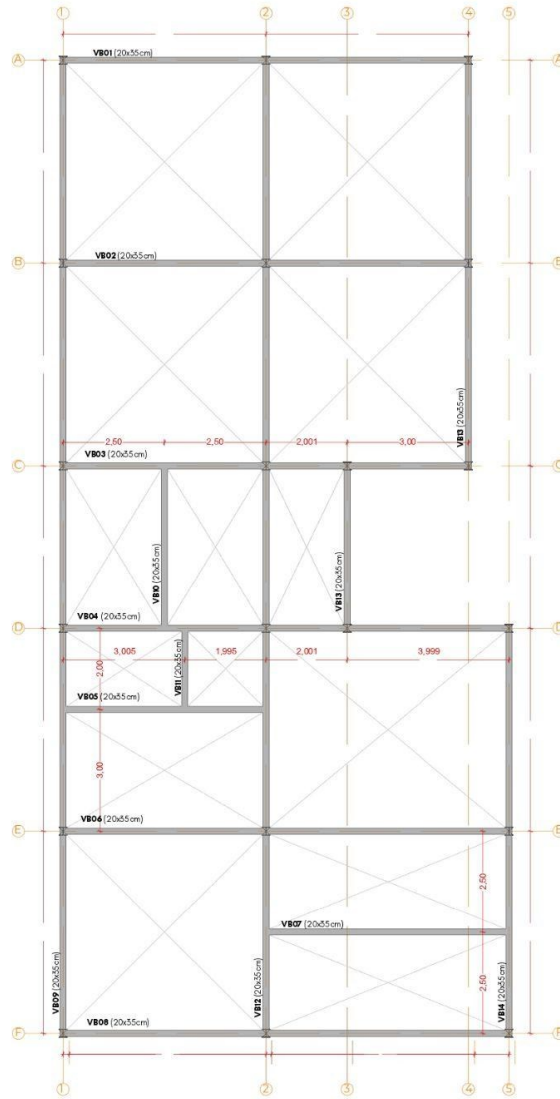
SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

PLANTA DE FUNDAÇÕES I SAPATAS
 ESCALA 1:100



SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

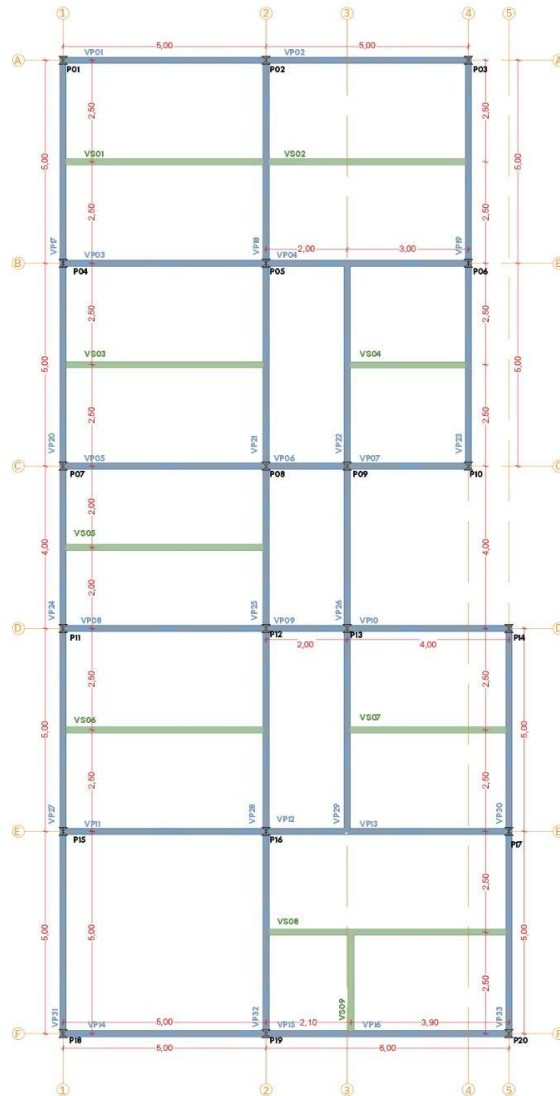
PLANTA DE FORMAS I TÉRREO
 ESCALA 1:100



LEGENDA
 ● Viga Baldrame

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

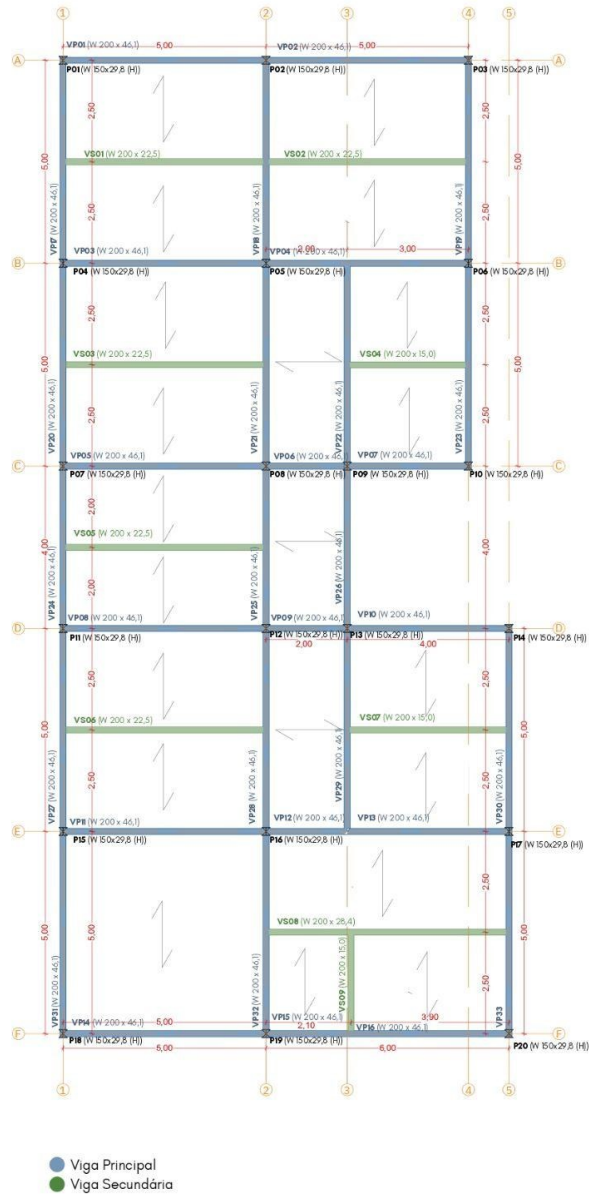
PLANTA PRELIMINAR I PAVIMENTO SUPERIOR
 ESCALA 1:100



LEGENDA
 ● Viga Principal
 ● Viga Secundária

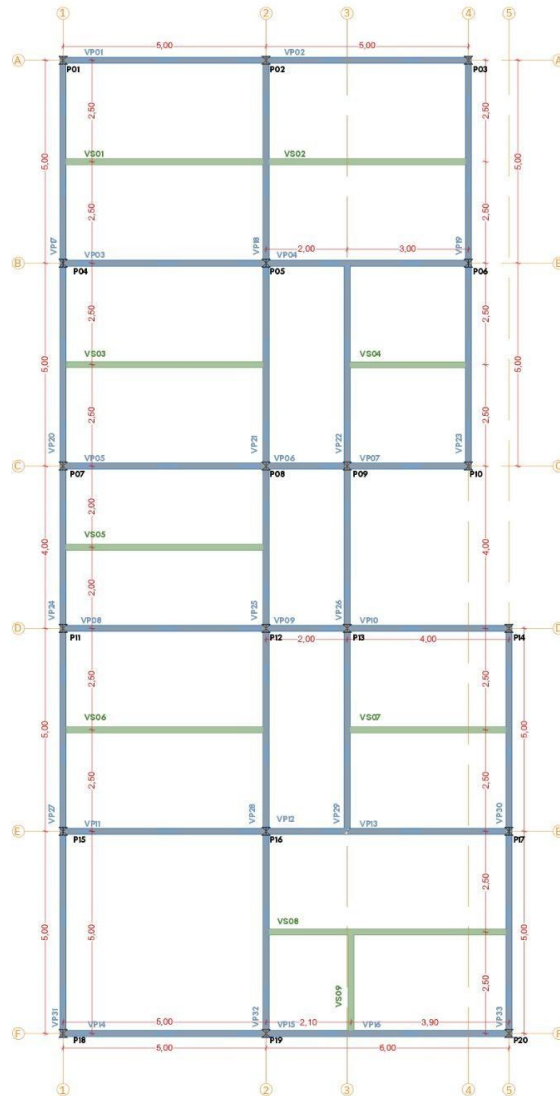
SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

PLANTA DE MONTAGEM I PAVIMENTO SUPERIOR
 ESCALA 1:100



SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

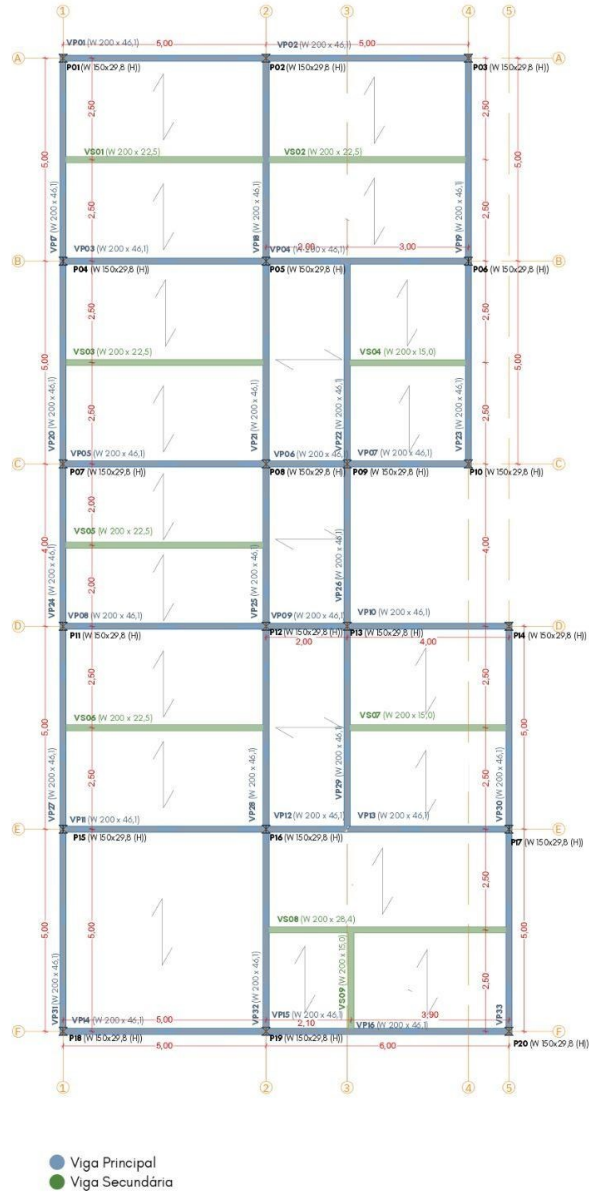
PLANTA PRELIMINAR I COBERTURA
 ESCALA 1:100



LEGENDA
 ● Viga Principal
 ● Viga Secundária

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

PLANTA DE MONTAGEM I COBERTURA
ESCALA 1:100



SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

MEMORIAL DE CÁLCULO I LAJES

round

LAJE

CARGAS DA LAJE 01 (PISO) Maior carga

$Q_{laje} = 1,25 \cdot (\text{permanentes}) + 1,5 \cdot (\text{acidentais})$

Cargas Permanentes

Ação	Valor da Carga
Peso Próprio da laje	2,13
Revestimento: Piso de edifícios residenciais e comerciais (NBR 6120)	1
Forro dutos de ar condicionado com isolamento térmico (NBR 6120)	0,3
	0
	3,43 kN/m ²

Cargas Acidentais

Ação	Valor da Carga
Dormitório/Sala/Copa/Cozinha/Sanitário Residencial	1,5
	0
	0
	0
	1,5 kN/m ²

$Q_{laje} = 1,25 \cdot (\text{permanentes}) + 1,5 \cdot (\text{acidentais}) = 6,5375 \text{ kN/m}^2$

PRÉ-DIMENSIONAMENTO

(Somar todas as cargas, menos o peso próprio, sem majorar)

Ação	Valor da Carga
Peso Próprio de elementos construtivos em geral e equipamentos	1,5
Revestimento: Piso de edifícios residenciais e comerciais (NBR 6120)	1
Forro dutos de ar condicionado com isolamento térmico (NBR 6120)	0,3
	0
	2,8 kN/m ²

(Escolher laje na tabela MF-50)

INFORMAÇÕES DA LAJE	Valor
Vãos	5,0 x 5,0m
Vãos com Viga Secundária	2,5 x 2,5m
Vão Máximo carga sobreposta	8,15 kN/m ²
Vão máximo da laje (Vão duplo)	3,65 mm
Informações da laje	Steel deck MF50 Chapa 1,25mm
Altura total da laje	11cm
Peso Próprio da laje	2,13 kN/m ²

LAJE

CARGAS DA LAJE 02 (PISO)

$Q_{laje} = 1,25 \cdot (\text{permanentes}) + 1,5 \cdot (\text{acidentais})$

Cargas Permanentes

Ação	Valor da Carga
Peso Próprio da laje	2,08
Revestimento: Piso de edifícios residenciais e comerciais (NBR 6120)	1
Forro dutos de ar condicionado com isolamento térmico (NBR 6120)	0,3
	0
Total	3,38 kN/m ²

Cargas Acidentais

Ação	Valor da Carga
Dormitório/Sala/Copa/Cozinha/Sanitário Residencial	1,5
	0
	0
	0
Total	1,5 kN/m ²

$Q_{laje} = 1,25 \cdot (\text{permanentes}) + 1,5 \cdot (\text{acidentais}) = 6,475 \text{ kN/m}^2$

PRÉ-DIMENSIONAMENTO

(Somar todas as cargas, menos o peso próprio, sem majorar)

Ação	Valor da Carga
Peso Próprio de elementos construtivos em geral e equipamentos	1,5
Revestimento: Piso de edifícios residenciais e comerciais (NBR 6120)	1
Forro dutos de ar condicionado com isolamento térmico (NBR 6120)	0,3
	0
Total	2,8 kN/m ²

(Escolher laje na tabela MF-50)

INFORMAÇÕES DA LAJE	Valor
Vãos	5,0 x 4,0m
Vãos com Viga Secundária	2,0 x 2,0m
Vão Máximo carga sobreposta	8,1 kN/m ²
Vão máximo da laje (Vão duplo)	2,7 mm
Informações da laje	Steel deck MF50 Chapa 0,80mm
Altura total da laje	11cm
Peso Próprio da laje	2,08 kN/m ²

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

MEMORIAL DE CÁLCULO I LAJES

round

LAJE

CARGAS DA LAJE 03 (COBERTURA)

Qlaje = 1,25*(permanentes) + 1,5*(acidentais)

Cargas Permanentes

Ação	Valor da Carga
Peso Próprio da laje	2,1
Revestimento: Impermeabilização com manta asfáltica simples (NBR 6120)	0,11
Forro dutos de ar condicionado com isolamento térmico (NBR 6120)	0,3
	0
Total	2,51 kN/m²

Cargas Acidentais

Ação	Valor da Carga
Dormitório/Sala/Copa/Cozinha/Sanitário Residencial	1,5
	0
	0
	0
Total	1,5 kN/m²

Qlaje = 1,25*(permanentes) + 1,5*(acidentais) = 5,3875 kN/m²

PRÉ-DIMENSIONAMENTO

(Somar todas as cargas, menos o peso próprio, sem majorar)

Ação	Valor da Carga
Peso Próprio de elementos construtivos em geral e equipamentos	1,5
Revestimento: Impermeabilização com manta asfáltica simples (NBR 6120)	0,11
Forro dutos de ar condicionado com isolamento térmico (NBR 6120)	0,3
	0
Total	1,91 kN/m²

(Escolher laje na tabela MF-50)

INFORMAÇÕES DA LAJE	Valor
Vãos	5,0 x 5,0m
Vãos com Viga Secundária	2,5 x 2,5m
Vão Máximo carga sobreposta	5,61 kN/m²
Vão máximo da laje (Vão duplo)	2,5 mm
Informações da laje	Steel deck MF50 Chapa 0,95mm
Altura total da laje	11cm
Peso Próprio da laje	2,1 kN/m²

LAJE

CARGAS DA LAJE 04 (COBERTURA)

Qlaje = 1,25*(permanentes) + 1,5*(acidentais)

Cargas Permanentes

Ação	Valor da Carga
Peso Próprio da laje	2,1
Revestimento: Impermeabilização com manta asfáltica simples (NBR 6120)	0,11
Forro dutos de ar condicionado com isolamento térmico (NBR 6120)	0,3
	0
Total	2,51 kN/m²

Cargas Acidentais

Ação	Valor da Carga
Dormitório/Sala/Copa/Cozinha/Sanitário Residencial	1,5
	0
	0
	0
Total	1,5 kN/m²

Qlaje = 1,25*(permanentes) + 1,5*(acidentais) = 5,3875 kN/m²

PRÉ-DIMENSIONAMENTO

(Somar todas as cargas, menos o peso próprio, sem majorar)

Ação	Valor da Carga
Peso Próprio de elementos construtivos em geral e equipamentos	1,5
Revestimento: Impermeabilização com manta asfáltica simples (NBR 6120)	0,11
Forro dutos de ar condicionado com isolamento térmico (NBR 6120)	0,3
	0
Total	1,91 kN/m²

(Escolher laje na tabela MF-50)

INFORMAÇÕES DA LAJE	Valor
Vãos	5,0 x 4,0m
Vãos com Viga Secundária	2,0 x 2,0m
Vão Máximo carga sobreposta	5,61 kN/m²
Vão máximo da laje (Vão duplo)	2,7 mm
Informações da laje	Steel deck MF50 Chapa 0,95mm
Altura total da laje	11cm
Peso Próprio da laje	2,1 kN/m²

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

MEMORIAL DE CÁLCULO I VIGAS SECUNDÁRIAS

faunib

VIGA SECUNDÁRIA 01
CARGAS

L1 = 1,25 m
L2 = 1,25 m

$d = L1/2 + L2/2 =$	1,25 m
---------------------	--------

$Qvs = Qlaje*d =$	8,171875 kN/m
-------------------	---------------

PRÉ DIMENSIONAMENTO

Flecha

Lvigasecundária = 500 cm

$\Delta máx \leq \Delta norma$
 $\Delta norma = L/350 = 1,428571429$ cm
 $\Delta máx = (5qL^4)/(384EI) = 2270,830356$ cm4

q = carga = 81,71875 N/cm
L = Vão = 500 cm
E = m. elasticidade = 20500000 N/cm²
I = Inércia da peça = 1,428571429 cm

$I_{xmin} =$	2270,830356 cm ⁴
--------------	-----------------------------

(Procurar esse valor nas tabelas)

VERIFICAÇÃO DE CARREGAMENTOS

Peso próprio (tabela) = 22,5 kg/m
Qpp = Peso Próprio*10 = 0,225 kN/m
Qvs = 8,171875 kN/m

$Qtotal = Qpp + Qvs =$	8,396875 kN/m
------------------------	---------------

VERIFICAÇÃO DE FLECHA

q = carga = 83,96875 N/cm
L = Vão = 500 cm
E = m. elasticidade = 20500000 N/cm²

I = Inércia da tabela = 2.029 cm

$\Delta máx = (5qL^4)/(384EI) =$	1,642860082 cm
----------------------------------	----------------

VERIFICAÇÃO DA FLEXÃO

$\sigma(fyd) = fy/1,7 = 350/1,7 = 205,88$ MPa
 $Mmáx = q^2/8 = 2624023,438$ Ncm
Wx (tabela) = 197 cm³

$\sigma máx = Mmáx/Wx =$	13319,91593 N/cm ²
--------------------------	-------------------------------

INFORMAÇÕES DA VS 01

Valor	
Perfil	W 200 x 22,5 kg/m
Peso Próprio	22,5 kg/m
d	206 mm
bf	102 mm
$I_{x min}$	2.029 cm ⁴
Wx	197 cm ³

VIGA SECUNDÁRIA 02
CARGAS

L1 = 1 m
L2 = 1 m

$d = L1/2 + L2/2 =$	1 m
---------------------	-----

$Qvs = Qlaje*d =$	6,5375 kN/m
-------------------	-------------

PRÉ DIMENSIONAMENTO

Flecha

Lvigasecundária = 500 cm

$\Delta máx \leq \Delta norma$
 $\Delta norma = L/350 = 1,428571429$ cm
 $\Delta máx = (5qL^4)/(384EI) = 1816,664285$ cm4

q = carga = 65,375 N/cm
L = Vão = 500 cm
E = m. elasticidade = 20500000 N/cm²
I = Inércia da peça = 1,428571429 cm

$I_{xmin} =$	1816,664285 cm ⁴
--------------	-----------------------------

(Procurar esse valor nas tabelas)

VERIFICAÇÃO DE CARREGAMENTOS

Peso próprio (tabela) = 22,5 kg/m
Qpp = Peso Próprio*10 = 0,225 kN/m
Qvs = 6,5375 kN/m

$Qtotal = Qpp + Qvs =$	6,7625 kN/m
------------------------	-------------

VERIFICAÇÃO DE FLECHA

q = carga = 67,625 N/cm
L = Vão = 500 cm
E = m. elasticidade = 20500000 N/cm²

I = Inércia da tabela = 2.029 cm

$\Delta máx = (5qL^4)/(384EI) =$	1,323092377 cm
----------------------------------	----------------

VERIFICAÇÃO DA FLEXÃO

$\sigma(fyd) = fy/1,7 = 350/1,7 = 205,88$ MPa
 $Mmáx = q^2/8 = Wx$ (tabela) = 2113281,25 Ncm
Wx (tabela) = 197 cm³

$\sigma máx = Mmáx/Wx =$	10727,31599 N/cm ²
--------------------------	-------------------------------

INFORMAÇÕES DA VS 02

Valor	
Perfil	W 200 x 22,5 kg/m
Peso Próprio	22,5 kg/m
d	206 mm
bf	102 mm
$I_{x min}$	2.029 cm ⁴
Wx	197 cm ³

IGUAL A VS01

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

MEMORIAL DE CÁLCULO I VIGAS SECUNDÁRIAS

faunb

VIGA SECUNDÁRIA 04

CARGAS

L1 = 1,25 m
L2 = 1,25 m

d = L1/2 + L2/2 = 1,25 m

Qvs = Qlaje*d = 8,171875 kN/m

PRÉ DIMENSIONAMENTO

Flecha

Lvigasecundária = 300 cm

$\Delta_{m\acute{a}x} \leq \Delta_{norma}$
 $\Delta_{norma} = L/350 = 0,8571428571$ cm
 $\Delta_{m\acute{a}x} = (5qL^4)/(384EI) = 490,4993569$ cm⁴

q = carga = 81,71875 N/cm
L = Vão = 300 cm
E = m. elasticidade = 20500000 N/cm²
I = Inércia da peça = 0,8571428571 cm

Ixmin = 490,4993569 cm⁴

(Procurar esse valor nas tabelas)

VERIFICAÇÃO DE CARREGAMENTOS

Peso próprio (tabela) = 15 kg/m
Qpp = Peso Próprio*10 = 0,15 kN/m
Qvs = 8,171875 kN/m

Qttotal = Qpp + Qvs = 8,321875 kN/m

VERIFICAÇÃO DE FLECHA

q = carga = 83,21875 N/cm
L = Vão = 300 cm
E = m. elasticidade = 20500000 N/cm²

I = Inércia da tabela = 1.305 cm

$\Delta_{m\acute{a}x} = (5qL^4)/(384EI) = 0,3280806481$ cm

VERIFICAÇÃO DA FLEXÃO

$\alpha(fy_d) = fy/1,7 = 350/1,7 = 205,88$ MPa
Mmáx = qL²/8 = 936210,9375 Ncm
Wx (tabela) = 130,5 cm³

$\sigma_{m\acute{a}x} = Mm\acute{a}x/Wx = 7174,030172$ N/cm²

INFORMAÇÕES DA VS 03	Valor
Perfil	W 200 x 15,0 kg/m
Peso Próprio	15 kg/m
d	200 mm
bf	100 mm
Ix mín.	1.305 cm ⁴
Wx	130,5 cm ³

VIGA SECUNDÁRIA 07

CARGAS

L1 = 1,25 m
L2 = 1,25 m

d = L1/2 + L2/2 = 1,25 m

Qvs = Qlaje*d = 8,171875 kN/m

PRÉ DIMENSIONAMENTO

Flecha

Lvigasecundária = 400 cm

$\Delta_{m\acute{a}x} \leq \Delta_{norma}$
 $\Delta_{norma} = L/350 = 1,142857143$ cm
 $\Delta_{m\acute{a}x} = (5qL^4)/(384EI) = 1162,665142$ cm⁴

q = carga = 81,71875 N/cm
L = Vão = 400 cm
E = m. elasticidade = 20500000 N/cm²
I = Inércia da peça = 1,142857143 cm

Ixmin = 1162,665142 cm⁴

(Procurar esse valor nas tabelas)

VERIFICAÇÃO DE CARREGAMENTOS

Peso próprio (tabela) = 15 kg/m
Qpp = Peso Próprio*10 = 0,15 kN/m
Qvs = 8,171875 kN/m

Qttotal = Qpp + Qvs = 8,321875 kN/m

VERIFICAÇÃO DE FLECHA

q = carga = 83,21875 N/cm
L = Vão = 400 cm
E = m. elasticidade = 20500000 N/cm²

I = Inércia da tabela = 1.305 cm

$\Delta_{m\acute{a}x} = (5qL^4)/(384EI) = 1,036896863$ cm

VERIFICAÇÃO DA FLEXÃO

$\alpha(fy_d) = fy/1,7 = 350/1,7 = 205,88$ MPa
Mmáx = qL²/8 = 1664375 Ncm
Wx (tabela) = 130,5 cm³

$\sigma_{m\acute{a}x} = Mm\acute{a}x/Wx = 12753,83142$ N/cm²

INFORMAÇÕES DA VS 04	Valor
Perfil	W 200 x 15,0 kg/m
Peso Próprio	15 kg/m
d	200 mm
bf	100 mm
Ix mín.	1.305 cm ⁴
Wx	130,5 cm ³

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

MEMORIAL DE CÁLCULO I VIGAS SECUNDÁRIAS

faunb

VIGA SECUNDÁRIA 08

CARGAS

L1 = 1,25 m
L2 = 1,25 m

d = L1/2 + L2/2 = 1,25 m

Qvs = Qlaje*d = 8,171875 kN/m

PRÉ DIMENSIONAMENTO

Flecha

Verificar na orientação se está certo (V508)

Lvigasecundária = 600 cm

$\Delta_{m\acute{a}x} \leq \Delta_{norma}$
 $\Delta_{norma} = L/350 = 1,714285714$ cm
 $\Delta_{m\acute{a}x} = (5qL^4)/(384EI) = 3923,994855$ cm⁴

q = carga = 81,71875 N/cm
L = Vão = 600 cm
E = m. elasticidade = 20500000 N/cm²
I = Inércia da peça = 1,714285714 cm

Ixmin = 3923,994855 cm⁴

(Procurar esse valor nas tabelas)

VERIFICAÇÃO DE CARREGAMENTOS

Peso próprio (tabela) = 28,4 kg/m
Qpp = Peso Próprio*10 = 0,284 kN/m
Qvs = 8,171875 kN/m

Qttotal = Qpp + Qvs = 8,455875 kN/m

VERIFICAÇÃO DE FLECHA

q = carga = 84,55875 N/cm
L = Vão = 600 cm
E = m. elasticidade = 20500000 N/cm²

I = Inércia da tabela = 4,046 cm

$\Delta_{m\acute{a}x} = (5qL^4)/(384EI) = 1,720372914$ cm

VERIFICAÇÃO DA FLEXÃO

$\sigma(fy_d) = fy/1,7 = 350/1,7 = 205,88$ MPa
Mmáx = q²/8 = 3805143,75 Ncm
Wx (tabela) = 311,2 cm³

$\sigma_{m\acute{a}x} = Mm\acute{a}x/Wx = 12227,32567$ N/cm²

INFORMAÇÕES DA VS 05

	Valor
P _{PerII}	W 250 x 28,4kg/m
Peso Próprio	28,4 kg/m
d	260 mm
bf	102 mm
I _x mín.	4,046 cm ⁴
Wx	311,2 cm ³

VIGA SECUNDÁRIA 09

CARGAS

L1 = 1,05 m
L2 = 1,95 m

d = L1/2 + L2/2 = 1,5 m

Qvs = Qlaje*d = 9,80625 kN/m

PRÉ DIMENSIONAMENTO

Flecha

Verificar na orientação se está certo (V508)

Lvigasecundária = 250 cm

$\Delta_{m\acute{a}x} \leq \Delta_{norma}$
 $\Delta_{norma} = L/350 = 0,7142857143$ cm
 $\Delta_{m\acute{a}x} = (5qL^4)/(384EI) = 340,6245534$ cm⁴

q = carga = 98,0625 N/cm
L = Vão = 250 cm
E = m. elasticidade = 20500000 N/cm²
I = Inércia da peça = 0,7142857143 cm

Ixmin = 340,6245534 cm⁴

(Procurar esse valor nas tabelas)

VERIFICAÇÃO DE CARREGAMENTOS

Peso próprio (tabela) = 15 kg/m
Qpp = Peso Próprio*10 = 0,15 kN/m
Qvs = 9,80625 kN/m

Qttotal = Qpp + Qvs = 9,95625 kN/m

VERIFICAÇÃO DE FLECHA

q = carga = 99,5625 N/cm
L = Vão = 250 cm
E = m. elasticidade = 20500000 N/cm²

I = Inércia da tabela = 1,305 cm

$\Delta_{m\acute{a}x} = (5qL^4)/(384EI) = 0,1892911173$ cm

VERIFICAÇÃO DA FLEXÃO

$\sigma(fy_d) = fy/1,7 = 350/1,7 = 205,88$ MPa
Mmáx = q²/8 = 777832,0313 Ncm
Wx (tabela) = 130,5 cm³

$\sigma_{m\acute{a}x} = Mm\acute{a}x/Wx = 5960,398707$ N/cm²

INFORMAÇÕES DA VS 06

	Valor
P _{PerII}	W 200 x 15,0kg/m
Peso Próprio	15 kg/m
d	200 mm
bf	100 mm
I _x mín.	1,305 cm ⁴
Wx	130,5 cm ³

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

MEMORIAL DE CÁLCULO I VIGAS PRINCIPAIS

faunib

VIGA PRINCIPAL (VPI)

CARGAS

Lvigapincipal = 5 m
 Qlaje = 6,475 kN / m²

d = L/2 = 2,5 m
 Qvp = Qlaje*d = 16,1875 kN/m

PRÉ DIMENSIONAMENTO

Flecha

Lvigapincipal = 500 cm
 $\Delta_{m\acute{a}x} \leq \Delta_{norma}$ $\Delta_{norma} = L/350$ $I_{m\acute{i}n} = 1,43 \text{ cm}$
 $(5qL^4)/374E\Delta_{norma} = 4,498 \text{ cm}^4$
 q (carga) L (vão) = E = 161,875 N/cm
 m. elasticidade = I = 500 cm
 (inércia da peça) = 20500000 N/cm²
 1,43 cm

Ixmin = 4,498 cm⁴
 (Procurar esse valor nas tabelas)

Perfil Escolhido W 200 x 46,1 kg/m

INFORMAÇÕES DA VS 01	Valor
Perfil	W 200 x 46,1 kg/m
Peso Próprio	46,1 kg/m
d	203 mm
bf	203 mm
Ix mín.	4,543 cm ⁴
Wx	447,6 cm ³

VERIFICAÇÃO DE CARREGAMENTOS

Peso próprio (tabela) = 46,1 kg/m
 Qpp = Peso Próprio*10 = 0,461 kN/m
 Qvp (carga da Viga Principal) = 16,1875 kN/m

Qttotal = Qpp + Qvp = 16,6485 kN/m

VERIFICAÇÃO DE FLECHA

q = Qttotal*10 = 166,485 N/cm
 L = (Vão) = 500 cm
 E = m. elasticidade = 20500000 N/cm²
 Ix = 4,543

VERIFICAÇÃO DA FLEXÃO

$\sigma(fy_d) = fy/1,7 = 205,88 \text{ MPa}$
 $M_{m\acute{a}x} = qL^2/8 = 5202656,25 \text{ Ncm}$
 Wx (tabela) = 447,6 cm³

$\sigma_{m\acute{a}x} = M_{m\acute{a}x}/Wx = 11623,45 \text{ N/cm}^2$

VIGA PRINCIPAL (VP8)

CARGAS

L = 4 m
 Qlaje = 6,5375 kN/m²

d = L/2 = 2 m
 Qvp = Qlaje*d = 13,075 kN/m

PRÉ DIMENSIONAMENTO

Flecha

Lvigapincipal = 400 cm
 $\Delta_{m\acute{a}x} \leq \Delta_{norma}$ $\Delta_{norma} = L/350$ $I_{m\acute{i}n} = 1,14 \text{ cm}$
 $(5qL^4)/374E\Delta_{norma} = 4,542 \text{ cm}^4$
 q (carga) L (vão) = E = 130,75 N/cm
 m. elasticidade = I = 500 cm
 (inércia da peça) = 20500000 N/cm²
 1,14 cm

Ixmin = 4,542 cm⁴
 (Procurar esse valor nas tabelas)

Perfil Escolhido W 200 x 46,1 kg/m

INFORMAÇÕES DA VS 01	Valor
Perfil	W 200 x 46,1 kg/m
Peso Próprio	46,1 kg/m
d	203 mm
bf	203 mm
Ix mín.	4,543 cm ⁴
Wx	447,6 cm ³

VERIFICAÇÃO DE CARREGAMENTOS

Peso próprio (tabela) = 46,1 kg/m
 Qpp = Peso Próprio*10 = 0,461 kN/m
 Qvp (carga da Viga Principal) = 13,075 kN/m

Qttotal = Qpp + Qvp = 13,536 kN/m

VERIFICAÇÃO DE FLECHA

q = Qttotal*10 = 135,36 N/cm
 L = (Vão) = 500 cm
 E = m. elasticidade = 20500000 N/cm²
 Ix = 4,543

VERIFICAÇÃO DA FLEXÃO

$\sigma(fy_d) = fy/1,7 = 205,88 \text{ MPa}$
 $M_{m\acute{a}x} = qL^2/8 = 4230000 \text{ Ncm}$
 Wx (tabela) = 447,6 cm³

$\sigma_{m\acute{a}x} = M_{m\acute{a}x}/Wx = 9450,402145 \text{ N/cm}^2$

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

MEMORIAL DE CÁLCULO I VIGAS PRINCIPAIS

faunib

VIGA PRINCIPAL (VP14)

CARGAS

$$L = 5 \text{ m}$$

$$Q_{laje} = 6,475 \text{ kN/m}^2$$

$d = L/2$	2,5	m
-----------	-----	---

$Q_{vp} = Q_{laje} \cdot d$	16,1875	kN/m
-----------------------------	---------	------

PRÉ DIMENSIONAMENTO

Flecha

$L_{viga\ principal} = 500 \text{ cm}$

$$\Delta_{m\acute{a}x} \leq \Delta_{norma} \quad \Delta_{norma} = \frac{L}{350}$$

$$I_{m\acute{i}n} = \frac{5qL^4}{374E\Delta_{norma}} = 4,498 \text{ cm}^4$$

$q \text{ (carga) } L \text{ (vão)} = E = 161,875 \text{ N/cm}$
 $m. \text{ elasticidade} = I = 500 \text{ cm}$
 $(in\acute{e}rcia \text{ da peça}) = 20500000 \text{ N/cm}^2$
 $1,43 \text{ cm}$

$I_{x\ min}$	4,498	cm ⁴
--------------	-------	-----------------

(Procurar esse valor nas tabelas)

Perfil Escolhido	W 200 x 46,1	kg/m
------------------	--------------	------

INFORMAÇÕES DA VS 01	Valor
Perfil	W 200 x 46,1 kg/m
Peso Próprio	46,1 kg/m
d	203 mm
bf	203 mm
$I_x \text{ mín.}$	4,543 cm ⁴
W_x	447,6 cm ³

VERIFICAÇÃO DE CARREGAMENTOS

Peso próprio (tabela) = 46,1 kg/m
 $Q_{pp} = \text{Peso Próprio} \cdot 10 = 0,461 \text{ kN/m}$
 $Q_{vp} \text{ (carga da Viga Principal)} = 16,1875 \text{ kN/m}$

$Q_{total} = Q_{pp} + Q_{vp}$	16,6485	kN/m
-------------------------------	---------	------

VERIFICAÇÃO DE FLECHA

$q = Q_{total} \cdot 10 = 166,485 \text{ N/cm}$
 $L = \text{(Vão)} = 500 \text{ cm}$
 $E = m. \text{ elasticidade} = 20500000 \text{ N/cm}^2$
 $I_x = 4,543$

VERIFICAÇÃO DA FLEXÃO

$\sigma(fy) = fy/1,7 = 205,88 \text{ MPa}$
 $M_{m\acute{a}x} = qL^2/8 = 5202656,25 \text{ Ncm}$
 $W_x \text{ (tabela)} = 447,6 \text{ cm}^3$

$\sigma_{m\acute{a}x} = M_{m\acute{a}x}/W_x$	11623,45007	N/cm ²
--	-------------	-------------------

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

MEMORIAL DE CÁLCULO I PILAR

faunb

LAJE	
CARGAS DA LAJE 01 (PISO)	Maior carga

$Q_{laje} = 1,25 \cdot (\text{permanentes}) + 1,5 \cdot (\text{acidentais})$

Cargas Permanentes

Ação	Valor da Carga
Peso Próprio da laje	2,13
Revestimento: Piso de edifícios residenciais e comerciais (NBR 6120)	1
Forro dutos de ar condicionado com isolamento térmico (NBR 6120)	0,3
	0
Total	3,43 kN/m²

Cargas Acidentais

Ação	Valor da Carga
Dormitório/Sala/Copa/Cozinha/Sanitário Residencial	1,5
	0
	0
	0
Total	1,5 kN/m²

$Q_{laje} = 1,25 \cdot (\text{permanentes}) + 1,5 \cdot (\text{acidentais}) = 6,5375 \text{ kN/m}^2$

PRÉ-DIMENSIONAMENTO

(Somar todas as cargas, menos o peso próprio, sem majorar)

Ação	Valor da Carga
Peso Próprio de elementos construtivos em geral e equipamentos	1,5
Revestimento: Piso de edifícios residenciais e comerciais (NBR 6120)	1
Forro dutos de ar condicionado com isolamento térmico (NBR 6120)	0,3
	0
Total	2,8 kN/m²

(Escolher laje na tabela MF-50)

INFORMAÇÕES DA LAJE	Valor
Vãos	5,0 x 5,0m
Vãos com Viga Secundária	2,5 x 2,5m
Vão Máximo carga sobreposta	8,15 kN/m²
Vão máximo da laje (Vão duplo)	3,65 mm
Informações da laje	Steel deck MF50 Chapa 1,25mm
Altura total da laje	11cm
Peso Próprio da laje	2,13 kN/m²
Lvigasecundária =	500 cm
E = m. elasticidade =	20500000 N/cm²

PILAR DE CANTO (P1)

L1 Viga principal=	5 m
L2 Viga principal=	5 m
Lv1=	5 m
Lv2=	5 m
Lv3=	5 m
Lv4=	5 m
Lfl= k*L=	210 Comprimento de flambagem
γcorr=	2,5 Depende da posição do pilar
γc=	2

Pilar	γcorr
canto	2,5
lateral	2,2
intermediário	1,8

$F_{int} = 1,4 \cdot A_i \cdot [Q_{piso} \cdot (h_p + 0,7) + Q_{cob}] = 122,15875 \text{ kN}$

A _i =	6,25 m
Q _{piso} =	4,93 carga da laje sem majorar
Q _{cobertura} =	0,65 carga da cobertura sem majorar
np=	2 número de pavimentos
F _{int} =	122158,75 N
L =	500 cm

$I_{min} = (F_{int} \cdot (l)^2 / (\pi^2 \cdot E)) \cdot \gamma_{corr} \cdot \gamma_c = 133,13 \text{ cm}^4$

W 150x29,8 (H)	
d=	148 mm
Abarra=	29 cm²
I _x =	1.229 cm⁴
I _y =	387 cm⁴
W _x =	161,7 cm³
W _y =	50,9 cm³
r _x =	6,51 cm
r _y =	387 cm⁴

VERIFICAÇÃO DE COMPRESSÃO

σ _{max1} = f _{int} /Abarra	4212,37 Tensão Axial
σ _{max2} = (π²)·E/(2·λ)²	48609,04 Tensão de resist. à flambagem
λ1 = fl/r _x	32,26 Esbeltez
ix = √ I _x /Abarra	6,51

λ2 = Lfl/r _y	0,54
iy = √ I _y /Abarra	3,65

λpeça < 140	OK
-------------	----

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

MEMORIAL DE CÁLCULO I PILAR

faunb

LAJE	
CARGAS DA LAJE 01 (PISO)	Maior carga

$Q_{laje} = 1,25 \cdot (\text{permanentes}) + 1,5 \cdot (\text{acidentais})$

Cargas Permanentes

Ação	Valor da Carga
Peso Próprio da laje	2,13
Revestimento: Piso de edifícios residenciais e comerciais (NBR 6120)	1
Forro dutos de ar condicionado com isolamento térmico (NBR 6120)	0,3
	0
Total	3,43 kN/m²

Cargas Acidentais

Ação	Valor da Carga
Dormitório/Sala/Copa/Cozinha/Sanitário Residencial	1,5
	0
	0
	0
Total	1,5 kN/m²

$Q_{laje} = 1,25 \cdot (\text{permanentes}) + 1,5 \cdot (\text{acidentais}) = 6,5375 \text{ kN/m}^2$

PRÉ-DIMENSIONAMENTO

(Somar todas as cargas, menos o peso próprio, sem majorar)

Ação	Valor da Carga
Peso Próprio de elementos construtivos em geral e equipamentos	1,5
Revestimento: Piso de edifícios residenciais e comerciais (NBR 6120)	1
Forro dutos de ar condicionado com isolamento térmico (NBR 6120)	0,3
	0
Total	2,8 kN/m²

(Escolher laje na tabela MF-50)

INFORMAÇÕES DA LAJE	Valor
Vãos	5,0 x 5,0m
Vãos com Viga Secundária	2,5 x 2,5m
Vão Máximo carga sobreposta	8,15 kN/m²
Vão máximo da laje (Vão duplo)	3,65 mm
Informações da laje	Steel deck MF50 Chapa 1,25mm
Altura total da laje	11 cm
Peso Próprio da laje	2,13 kN/m²
Lvigasecundária =	500 cm
E = m. elasticidade =	20500000 N/cm²

PILAR LATERAL (P2)

L1 Viga principal=	5 m
L2 Viga principal=	5 m
Lv1=	5 m
Lv2=	5 m
Lv3=	5 m
Lv4=	5 m
Lfl= k*L=	210 Comprimento de flambagem
ycorr=	2,2 Depende da posição do pilar
yc=	2

Pilar	ycorr
canto	2,5
lateral	2,2
intermediário	1,8

$F_{int} = 1,4 \cdot A_i \cdot (Q_{piso} \cdot (h_p + 0,7) + Q_{cob}) = 244,3175 \text{ kN}$

Ai=	12,5 m
Qpiso=	4,93 carga da laje sem majorar
Qcobertura=	0,65 carga da cobertura sem majorar
np=	2 número de pavimentos
Fint=	244317,5 N
L=	500 cm

$I_{min} = (F_{int} \cdot (L_{fl})^2 / (t \cdot E)) \cdot y_{corr} \cdot y_c = 234,31 \text{ cm}^4$

W 150x29,8 (H)	
d=	148 mm
Abarra=	29 cm²
Ix=	1.229 cm⁴
Iy=	387 cm⁴
Wx=	161,7 cm³
Wy=	50,9 cm³
rx=	6,51 cm
ry=	387 cm⁴

VERIFICAÇÃO DE COMPRESSÃO

omax1= fint/Abarra	8424,74 Tensão Axial
omax2= (t²)*E/(2*A)²	48609,04 Tensão de resistência à flambagem
λ= Ifl/rx	32,26 Esbettez
ix= v Ix/A	6,51

λ= Lfl/ry	0,54
iy= v Iy/Abarra	3,65

λpeça < 140	OK
-------------	----

2

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

MEMORIAL DE CÁLCULO I PILAR

faunb

LAJE	
CARGAS DA LAJE OI (PISO)	Maior carga

$Q_{laje} = 1,25*(permanentes) + 1,5*(acidentais)$

Cargas Permanentes

Ação	Valor da Carga
Peso Próprio da laje	2,13
Revestimento: Piso de edifícios residenciais e comerciais (NBR 6120)	1
Forro dutos de ar condicionado com isolamento térmico (NBR 6120)	0,3
	0
Total	3,43 kN/m²

Cargas Acidentais

Ação	Valor da Carga
Dormitório/Sala/Copa/Cozinha/Sanitário Residencial	1,5
	0
	0
Total	1,5 kN/m²

$Q_{laje} = 1,25*(permanentes) + 1,5*(acidentais) = 6,5375 \text{ kN/m}^2$

PRÉ-DIMENSIONAMENTO

(Somar todas as cargas, menos o peso próprio, sem majorar)

Ação	Valor da Carga
Peso Próprio de elementos construtivos em geral e equipamentos	1,5
Revestimento: Piso de edifícios residenciais e comerciais (NBR 6120)	1
Forro dutos de ar condicionado com isolamento térmico (NBR 6120)	0,3
	0
Total	2,8 kN/m²

(Escolher laje na tabela MF-50)

INFORMAÇÕES DA LAJE	Valor
Vãos	5,0 x 5,0m
Vãos com Viga Secundária	2,5 x 2,5m
Vão Máximo carga sobreposta	8,15 kN/m²
Vão máximo da laje (Vão duplo)	3,65 mm
Informações da laje	Steel deck MF50 Chapa 1,25mm
Altura total da laje	11 cm
Peso Próprio da laje	2,13 kN/m²

Lvigasecundária =	500 cm
E = m. elasticidade =	20500000 N/cm²

PILAR INTERMEDIÁRIO (P5)

L1 Viga principal=	5 m
L2 Viga principal=	5 m
Lv1=	5 m
Lv2=	5 m
Lv3=	5 m
Lv4=	5 m
Lfl= k*L=	210 Comprimento de flambagem
ycorr=	1,8 Dependente da posição do pilar
yc=	2

Pilar	ycorr
canto	2,5
lateral	2,2
intermediário	1,8

$F_{int} = 1,4 * A_i * [Q_{piso} * (h_p + 0,7) + Q_{cob}] = 488,635 \text{ kN}$

Ai=	25m
Qpiso=	4,93 carga da laje sem majorar
Qcobertura=	0,65 carga da cobertura sem majorar
np=	2 número de pavimentos
Fint=	488635 kN
L =	500 cm

$I_{min} = (F_{int} * (L_{fl})^2 / (\pi^2 * E)) * \gamma_{corr} * \gamma_c = 383,42 \text{ cm}^4$

W 150x29,8 (H)	
d=	148 mm
Abarra=	29 cm²
Ix=	1.229 cm⁴
Iy=	387 cm⁴
Wx=	161,7 cm³
Wy=	50,9 cm³
rx=	6,51 cm
ry=	387 cm⁴

VERIFICAÇÃO DE COMPRESSÃO

omax1= fint/Abarra	16849,48 Tensão Axial
omax2= (π²)*E/(2*λ)²	48609,04 Tensão de resistência à flambagem
λ= fl/rx	32,26 Esbeltez
ix= √ Ix/A	6,51

λ= fl/ry	0,54
iy= √ Iy/Abarra	3,65

λpeça < 140	OK
-------------	----

2

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

MEMORIAL DE CÁLCULO I SAPATA DE CANTO

faunb

Lançamento das cargas, geometria e resistência dos materiais	
Cargas	
Esforço Normal (Nk)	100,42375 kN
Tensão admissível do solo (cm)	274 kPa
Dimensões do pilar	
Seção lado b (lado menor)	0,152m
Seção lado a (lado maior)	0,152 m
Área seção do pilar	0,023104 m ²
fck=	20 Mpa
fyk=	500 Mpa

Redução da resistência dos materiais e majoração	
Coefficiente de segurança do concreto	1,4
Coefficiente de segurança do aço	1,15
Coefficiente de majoração de cargas	1,4
Resistência de cálculo do concreto	fcd= 14,29 Mpa
Resistência de cálculo do aço	fyd= 434,78 Mpa
altura h0:	h0= 0,3 m
ângulo α:	α0= 30 graus

Resultados	
Área da base da sapata	A= 0,403161 m ²
Base da sapata lado "B" (menor)	b= 0,65 m
Base da sapata lado "A" (maior)	a= 0,65 m
Base da sapata lado "B" (adotado)	b= 0,65 m
Base da sapata lado "A" (adotado)	a= 0,65 m
	A= 0,42 m ²
Área de aço:	Asy 1,17 cm ²
	= 1,16 cm ²
	Asx
armadura mínima	Asy 1,21 cm ²
	= 1,21 cm ²
	Asx
Diâmetro adotado:	= φ= 8 mm

Dimensionamento geométrico da altura da sapata

Altura adotada para rigidez	α0= 30 graus
h0=	0,3 m
h=	0,45 m

Ângulo de inclinação na outra direção	tan(β)= 0,602	$h \geq (a - a_p) / 3$	0,17 m
	β= 31,07 graus	Mantém a condição de sapata rígida?	SIM
	cotβ= 1,66		

Estimativa de d e d'.

φaço=	10 mm
cobrim.=	4 cm
d=	0,395 m

Verificação da compressão diagonal do concreto (seção de contorno do pilar)

$\tau_{sd} = \frac{V_{sd}}{A_p \cdot d}$	perí m etro 0,608 m	$\alpha_c = 1 - \frac{f_{ctd}}{2,50}$
	Altura útil 0,00395 m	
$\tau_{sd2} = 0,27 \cdot \alpha_v \cdot f_{ctd}$	tsd= 585,4149 kPa	
	αv= 0,92	
	τRd2= 3548,571 kN/m ²	τsd < τRd2? SIM

Cálculo do momento solicitante na seção S (direção y):

Ms=	5,52 kNm	$M_s = \sigma_s \cdot b \cdot \frac{(a - a_p)^2}{8} = 877,671$
-----	----------	--

Determinação da armadura necessária (direção y):

Força de compressão devido a parcela retangular da seção	bp= 0,152 m	$F_{c1} = a_p \cdot 0,8 \cdot x \cdot 0,80 \cdot f_{cd}$
	Fc1= 1389,714 x	
Força de compressão devido a parcela triangular da seção	β 31,07	$F_{c2} = 0,512 \cdot x^2 \cdot \cot \alpha \cdot f_{cd}$
	cot β 1,66	
	Fc2= 12141,71 x ²	

Momento resistente devido a Fc1	548,93714 x	$M_{R1} = F_{c1} \cdot z_1$
	-555,88571 x ²	

Momento resistente devido a Fc2	4795,9771 x ²	$M_{R2} = F_{c2} \cdot z_2 = F_{c2} \cdot \left(d - \frac{2}{3} \cdot 0,8 \cdot x \right)$
	-6475,581 x ²	

Momento resistente total	Mt=MFc1+MFc2	-6475,581 x ²	4240,09	x ²	548,9371429x	=	-7,72966
--------------------------	--------------	--------------------------	---------	----------------	--------------	---	----------

	x1= 0,95211 m
	= -0,1485 m
	x2= 0,02926 m
	=
Posição da linha neutra:	x3= 0,0293 m
	=

11. Cálculo da armadura	$A_s = \frac{M_s}{f_{yd} \cdot z} \cdot \left(\alpha_s \cdot 0,64 \cdot x + 0,512 \cdot x^2 \cdot \cot \alpha \right)$	As= 1,17	cm ²
-------------------------	---	----------	-----------------

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

MEMORIAL DE CÁLCULO | SAPATA DE CANTO

faunib

Cálculo do momento solicitante na seção S (direção x):

$M_s = 5,52 \text{ kNm}$

$$M_s = \sigma_s \cdot b \cdot \frac{(a - ap)^2}{8} = 877.671$$

Determinação da armadura necessária (direção x):

Força de compressão devido a parcela retangular da seção

$ap = 0,152 \text{ m}$
 $F_{c1} = 1389,714 \text{ x}$

$$F_{c1} = a_p \cdot 0,8 \cdot x \cdot 0,80 \cdot f_{cd}$$

Força de compressão devido a parcela triangular da seção

$\alpha = 30$
 $\cot \alpha = 1,732051$
 $F_{c2} = 12668,71 \text{ x}^2$

$$F_{c2} = 0,512 \cdot x^2 \cdot \cot \alpha \cdot f_{cd}$$

Momento resistente devido a Fc1

$548,93714 \text{ x}$
 $-555,88571 \text{ x}^2$

$$M_{R1} = F_{c1} \cdot z_1$$

Momento resistente devido a Fc2

$5004,1422 \text{ x}^2$
 $-6756,6477 \text{ x}^3$

$$M_{R2} = F_{c2} \cdot z_2 = F_{c2} \cdot \left(d - \frac{2}{3} \cdot 0,8 \cdot x \right)$$

Momento resistente total

$M_t = M_{R1} + M_{R2}$

$-6756,6477 \text{ x}^3$

$4448,26$

x^2

$548,9371429 \text{ x}$

$= -7,72966$

$x1 = 0,94915 \text{ m}$
 $= -0,13185 \text{ m}$
 $x2 = 0,02855 \text{ m}$
 $=$

Posição da linha neutra: $x3 = 0,0286 \text{ m}$

Cálculo da armadura

$$A_s = \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \cdot (a_p \cdot 0,64 \cdot x + 0,512 \cdot x^2 \cdot \cot \alpha)$$

$A_s = 1,16 \text{ cm}^2$

Armadura mínima, A

$da > (A-a)/4$

$A_{s \text{ min}, A}$

$da = 0,1245$

$A_s = 1,213875 \text{ cm}^2$

Armadura mínima, B

$db > (B-b)/4$

$0,15/100 \cdot B \cdot da$

$db = 0,1245$

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

MEMORIAL DE CÁLCULO I SAPATA INTERMEDIÁRIA

faunb

Lançamento das cargas, geometria e resistência dos materiais

Cargas			
Esforço Normal (Nk)	401,695	kN	
Tensão admissível do solo (cm)	274	kPa	
Dimensões do pilar			
Seção lado b (lado menor)	0,152	m	
Seção lado a (lado maior)	0,152	m	
Área seção do pilar	0,023104	m ²	
fck=	20	Mpa	
fyk=	500	MPa	

Redução da resistência dos materiais e majoração

Coefficiente de segurança do concreto	1,4
Coefficiente de segurança do aço	1,15
Coefficiente de majoração de cargas	1,4
Resistência de cálculo do concreto	fcd= 14,29 Mpa
Resistência de cálculo do aço	fyd= 434,78 MPa
altura h0:	h0= 0,3 m
ângulo α:	α0= 30 graus

Resultado dos

Área da base da sapata	A= 1,612644 m ²		
Base da sapata lado "B" (menor)	b= 1,30 m		
Base da sapata lado "A" (maior)	a= 1,30 m		
Base da sapata lado "B" (adotado)	b= 1,30 m		
Base da sapata lado "A" (adotado)	a= 1,30 m	A= 1,69 m ²	
Área de aço:	Asy= 1,17 cm ²		
	= 1,16 cm ²		
	Asx= 5,60 cm ²		
	= 5,60 cm ²		
	Asx= 5,60 cm ²		
	= 5,60 cm ²		
armadura mínima	Asx= 5,60 cm ²		
	= 5,60 cm ²		
Diâmetro adotado:	φ= 8 mm		

Dimensionamento geométrico da altura da sapata

Altura adotada para rigidez

$$\tan(\alpha) = \frac{h_0 - h_b}{(a - b)/2}$$

α0=	30	graus
h0=	0,3	m
h=	0,65	m

Ângulo de inclinação na outra direção

tan(β)=	0,610	
β=	31,37	graus
cotβ=	1,64	

$$h \geq (a - \alpha_p) / 3$$

0,38 m

Mantém a condição de sapata rígida?

SIM

Estimativa de d e d':

φaço=	10	mm
cobrim.=	4	cm
d=	0,595	m

Verificação da compressão diagonal do concreto (seção de contorno do pilar)

$$\tau_{sd} = \frac{V_{sd}}{u_p \cdot d}$$

perímetro	0,608 m
Altura útil	0,00595 m

$$\alpha_{cv} = 1 - \frac{f_{ctd}}{250}$$

$$\tau_{Rd1} = 0,27 \cdot \alpha_{cv} \cdot f_{ctd}$$

tsd=	1554,547 kPa
αv=	0,92
τRd2=	3548,571 kN/m ²

tsd < τRd2?

SIM

Cálculo do momento solicitante na seção S (direção y):

Ms=	58,68	kNm
-----	-------	-----

$$M_s = \sigma_s \cdot b \cdot \frac{(a - \alpha p)^2}{8} = 877,671$$

Determinação da armadura necessária (direção y):

Força de compressão devido a parcela retangular da seção

bp=	0,152 m
Fc1=	1389,714 x

$$F_{c1} = \alpha_p \cdot 0,8 \cdot x \cdot 0,80 \cdot f_{cd}$$

Força de compressão devido a parcela triangular da seção

β	31,37
cotβ	1,64
Fc2=	11995,43 x ²

$$F_{c2} = 0,512 \cdot x^2 \cdot \cot \alpha \cdot f_{cd}$$

Momento resistente devido a Fc1

$$M_{R1} = F_{c1} \cdot z_1$$

Momento resistente devido a Fc2

$$M_{R2} = F_{c2} \cdot z_2 = F_{c2} \cdot \left(d - \frac{2}{3} \cdot 0,8 \cdot x \right)$$

Momento resistente total

$$M_t = M_{R1} + M_{R2}$$

Mt=Fc1+Fc2	-6397,5619 x ²	6581,39	x ²	826,88 x	=	-82,1515
------------	---------------------------	---------	----------------	----------	---	----------

x1=	0,95211	m
x2=	-0,1485	m
x3=	0,02926	m

Posição da linha neutra: x= 0,0293 m

11. Cálculo da armadura

$$A_s = \frac{M_s}{f_{yd}} \cdot \left(\sigma_s \cdot 0,64 \cdot x + 0,512 \cdot x^2 \cdot \cot \alpha \right)$$

As=	1,17	cm ²
-----	------	-----------------

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

MEMORIAL DE CÁLCULO I SAPATA INTERMEDIÁRIA

faunb

Cálculo do momento solicitante na seção S (direção x):

Ms= 58,68 kNm

$$M_s = \sigma_s \cdot b \cdot \frac{(a - ap)^2}{8} = 877,671$$

Determinação da armadura necessária (direção x):

Força de compressão devido a parcela retangular da seção

ap= 0,152 m
Fc1= 1389,714 x

$$F_{c1} = a_p \cdot 0,8 \cdot x \cdot 0,80 \cdot f_{cd}$$

Força de compressão devido a parcela triangular da seção

a 30
cot α 1,732051
Fc2= 12668,71 x²

$$F_{c2} = 0,512 \cdot x^2 \cdot \cot \alpha \cdot f_{cd}$$

Momento resistente devido a Fc1

826,88 x
-555,88571 x²

$$M_{R1} = F_{c1} \cdot z_1$$

Momento resistente devido a Fc2

7537,8851 x²
-6756,6477 x²

$$M_{R2} = F_{c2} \cdot z_2 = F_{c2} \cdot \left(d - \frac{2}{3} \cdot 0,8 \cdot x \right)$$

Momento resistente total

Mt=MFC1+MFC2

-6756,6477 x²

6982

x²

826,88 x

= -82,1515

x1= 0,94915 m
x2= -0,13185 m
x3= 0,02855 m

Posição da linha neutra: x= 0,0286 m

Cálculo da armadura

$$A_s = \frac{f_{td}}{f_{pd}} \cdot (a_p \cdot 0,64 \cdot x + 0,512 \cdot x^2 \cdot \cot \alpha)$$

As= 1,16 cm²

Armadura mínima, A

da > (A-a)/4

A smi n,A

da 0,287
As 5,5965 cm²

Armadura mínima, B

db > (B-b)/4

0,15/100*B*da

db 0,287
5,5965 cm²

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

MEMORIAL DE CÁLCULO I SAPATA LATERAL

faunb

Lançamento das cargas, geometria e resistência dos materiais

Cargas			
Esforço Normal (NK)	200,84	kN	
Tensão admissível do solo (cm)	274	kPa	
Dimensões do pilar			
Seção lado b (lado menor)	0,152	m	
Seção lado a (lado maior)	0,152	m	
Área seção do pilar	0,023104	m ²	
fc	20	Mpa	
fyk	500	Mpa	

Resultado dos

Área da base da sapata	A= 0,806292 m ²		
Base da sapata lado "B" (menor)	b= 0,90 m		
Base da sapata lado "A" (maior)	a= 0,90 m		
Base da sapata lado "B" (adotado)	b= 0,90 m		
Base da sapata lado "A" (adotado)	a= 0,90 m	A= 0,81 m ²	
Área de aço:			
Asy	1,15	cm ²	
Asx	1,16	cm ²	
armadura mínima			
Asy	2,52	cm ²	
Asx	2,52	cm ²	
Diâmetro adotado:	φ= 8	mm	

Redução da resistência dos materiais e majoração

Coefficiente de segurança do concreto	1,4
Coefficiente de segurança do aço	1,15
Coefficiente de majoração de cargas	1,4
Resistência de cálculo do concreto	fcd= 14,29 Mpa
Resistência de cálculo do aço	fyd= 434,78 Mpa
altura h0:	h0= 0,3 m
ângulo α:	α0= 30 graus

Dimensionamento geométrico da altura da sapata

Altura adotada para rigidez

$$\tan \alpha_s = \tan 30 = \frac{h - h_s}{(b - b_s) / 2}$$

α0	30	graus
h0	0,3	m
h	0,55	m

Ângulo de inclinação na outra direção

tan(β)	0,668		$h \geq (a - a_p) / 3$	0,25	m
β	33,76	graus	Mantém a condição de sapata rígida?		SIM
cotβ	1,50				

Estimativa de d e d'

φaço	10	mm
cobrim.	4	cm
d	0,495	m

Verificação da compressão diagonal do concreto (seção de contorno do pilar)

$\tau_{c,d} = \frac{V_d}{A_p \cdot d}$	perímetro	0,608 m	$\alpha_s = 1 - \frac{f_{ctd}}{250}$
	Altura útil	0,00495 m	
$\tau_{c,d2} = 0,27 \cdot \alpha_s \cdot f_{ctd}$	tsd	934,2637 kPa	
	α	0,92	
	τRd2	3548,571 kN/m ²	tsd < τRd2? SIM

Cálculo do momento solitante na seção S (direção y):

Ms	17,25	kNm	$M_S = \sigma_s \cdot b \cdot \frac{(a - a_p)^2}{8} = 877,671$
----	-------	-----	--

Determinação da armadura necessária (direção y):

Força de compressão devido a parcela retangular da seção			
bp	0,152 m		
Fc1	1389,714 x	$F_{c1} = a_p \cdot 0,8 \cdot x \cdot 0,80 \cdot f_{cd}$	
Força de compressão devido a parcela triangular da seção			
β	33,76		
cot β	1,496		
Fc2	10942,17 x ²	$F_{c2} = 0,512 \cdot x^2 \cdot \cot \alpha \cdot f_{cd}$	

Momento resistente devido a Fc1

687,90857 x	$M_{rc1} = F_{c1} \cdot z_1$
-555,86571 x ²	

Momento resistente devido a Fc2

5416,3749 x ²	$M_{rc2} = F_{c2} \cdot z_2 = F_{c2} \cdot \left(d - \frac{2}{3} \cdot 0,8 \cdot x \right)$
-5835,8248 x ³	

Momento resistente total

Mt=MFC1+MFC2	-5835,8248 x ³	4860,49	x ²	687,9085714x	=	-24,1454
--------------	---------------------------	---------	----------------	--------------	---	----------

x1	0,95211	m
x2	-0,1485	m
x3	0,02926	m

Posição da linha neutra: x= 0,0293 m

11. Cálculo da armadura

$A_s = \frac{M_{ed}}{f_{yd} \cdot (a_p - 0,64 \cdot x + 0,512 \cdot x^2 \cdot \cot \alpha)}$	As	1,15	cm ²
--	----	------	-----------------

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

MEMORIAL DE CÁLCULO I SAPATA LATERAL

faunib

Cálculo do momento solicitante na seção S (direção x):

Ms= 17,25 kNm

$$M_s = \sigma_s \cdot b \cdot \frac{(a - ap)^2}{8} = 877,671$$

Determinação da armadura necessária (direção x):

Força de compressão devido a parcela retangular da seção

ap= 0,152 m
Fc1= 1389,714 x

$$F_{c1} = \sigma_s \cdot 0,8 \cdot x \cdot 0,80 \cdot f_{cd}$$

Força de compressão devido a parcela triangular da seção

a 30
cot α 1,732051
Fc2= 12668,71 x²

$$F_{c2} = 0,512 \cdot x^2 \cdot \cot \alpha \cdot f_{cd}$$

Momento resistente devido a Fc1

687,90857 x
-555,88571 x²

$$M_{R1} = F_{c1} \cdot \bar{x}_1$$

Momento resistente devido a Fc2

6271,0137 x²
-6756,6477 x³

$$M_{R2} = F_{c2} \cdot z_2 = F_{c2} \cdot \left(d - \frac{2}{3} \cdot 0,8 \cdot x \right)$$

Momento resistente total

Mt=Mfc1+Mfc2

-6756,6477 x³

5715,13

x²

687,9085714x

=

-24,1454

x1= 0,94915 m
x2= -0,13185 m
x3= 0,02855 m

Posição da linha neutra: x= 0,0286 m

Cálculo da armadura

$$A_s = \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \cdot \left(\sigma_s \cdot 0,64 \cdot x + 0,512 \cdot x^2 \cdot \cot \alpha \right)$$

As= 1,16 cm²

Armadura mínima, A

da>(A-a)/4

A smi n,A

da 0,187

As 2,5245 cm²

Armadura mínima, B

db>(B-b)/4

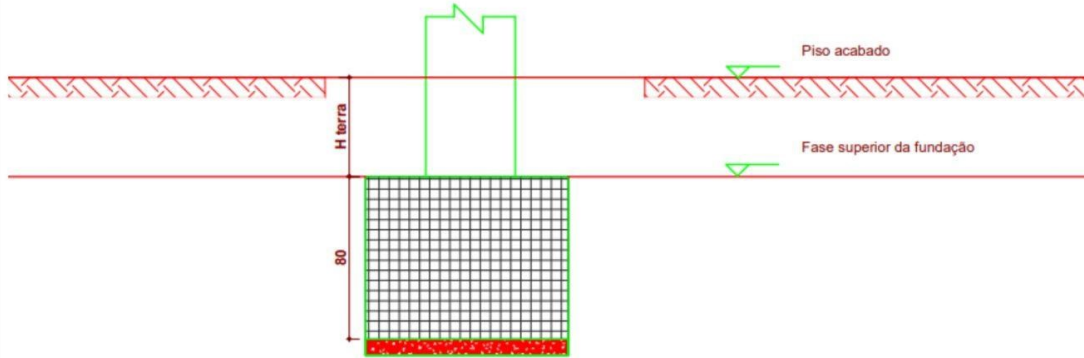
0,15/100*B*da

db 0,187

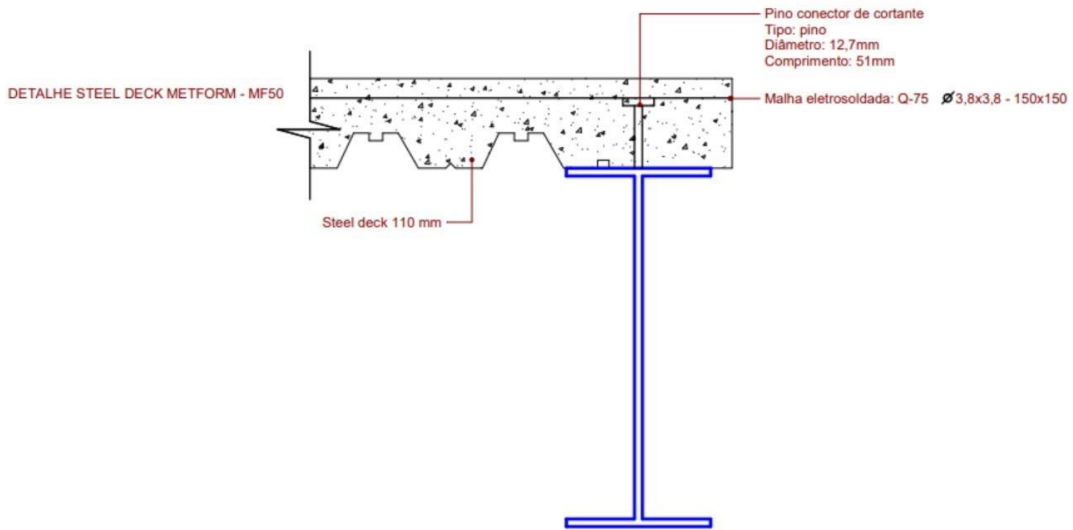
2,5245 cm²

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

DETALHAMENTOS I



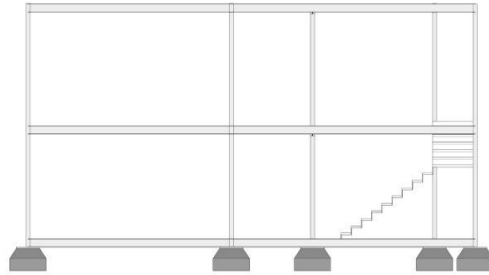
DETALHE DO BLOCO SEM ESC.



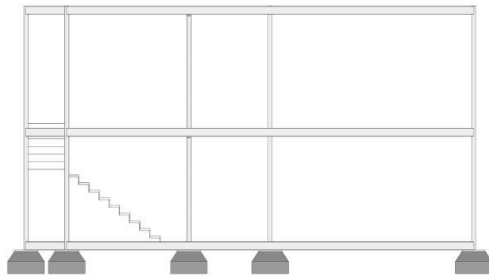
DETALHE DA LAJE SEM ESC.

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

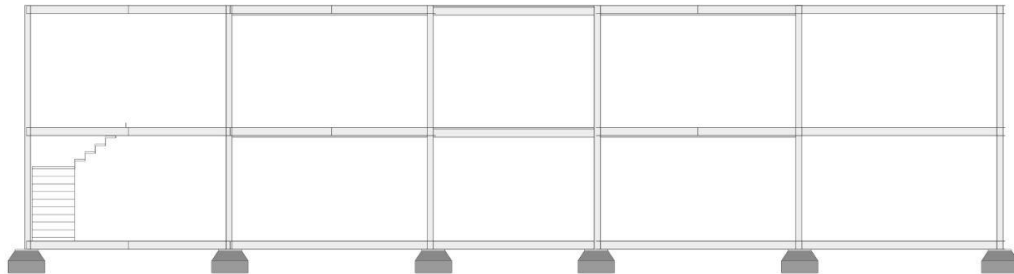
VISTAS DA ESTRUTURA I



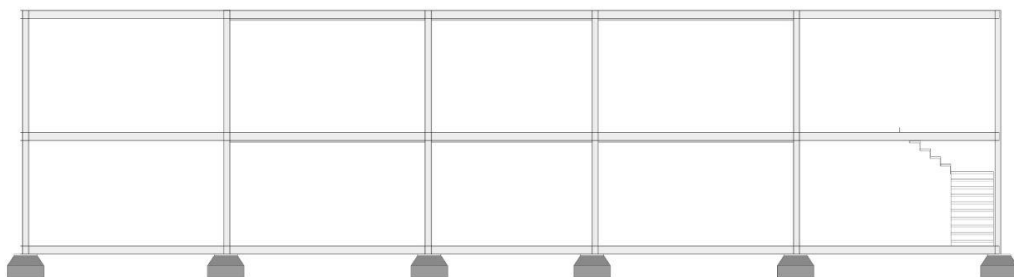
VISTA FRONTAL



VISTA POSTERIOR



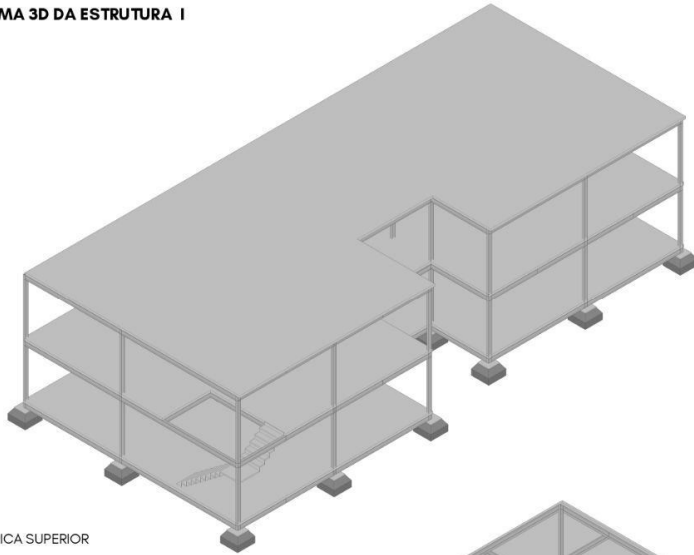
VISTA LATERAL DIREITA



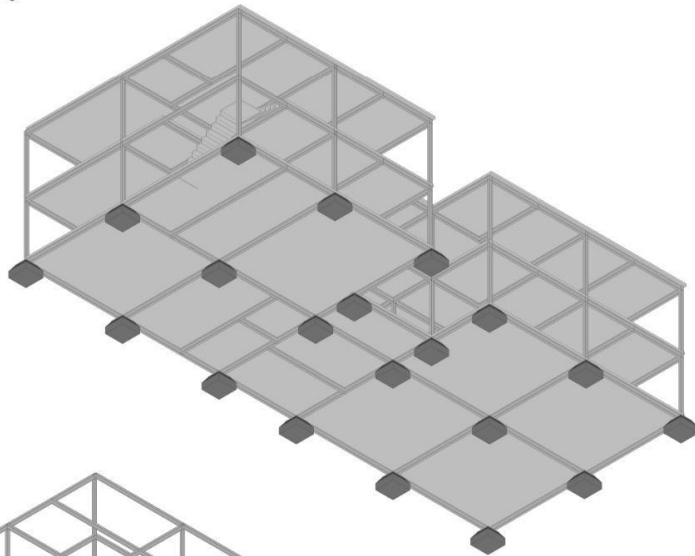
VISTA LATERAL ESQUERDA

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

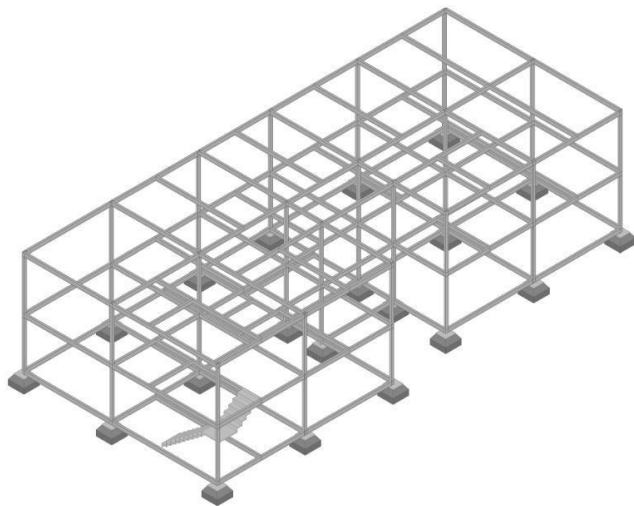
ESQUEMA 3D DA ESTRUTURA I



ISOMÉTRICA SUPERIOR



ISOMÉTRICA INFERIOR



ISOMÉTRICA SUPERIOR SEM LAJES

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO



UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE ARQUITETURA E URBANISMO
DEPARTAMENTO DE TEC. EM ARQ E URB - TEC
SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO - TURMA 2

DOCENTES
PROF. NATHALY SARASTY NARVÁEZ

ALUNAS
ANA CAROLINE G. LEITE (20203745) | ANA CLARA (MATRÍCULA)
EDUARDA (MATRÍCULA) | MARIA EDUARDA (MATRÍCULA)

BRASÍLIA - DF
SETEMBRO DE 2024

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

**Casa Capitu - Ana Carolina Fernandes, Laila Ollaik,
Maria Luisa de Araujo, Vinicius Ricardo Silva, Vítor Costa**



CASA CAPITU

Projeto elaborado por
Ana Carolina dos santos Fernandes,
Laila Ollaik Fernandes,
Maria Luisa de Araujo Batista,
Vinicius Ricardo Silva Sales e
Vítor Costa Santos

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

Memorial descritivo

A casa Capitu é lar de uma família composta por uma escritora e seus três filhos de idades muito diferentes: uma criança, um pré adolescente e um adolescente. Por isso, além de uma grande biblioteca e uma suíte confortável para a matriarca, a casa tem que atender às diferentes fases da vida que nela coabitam. Por ser um terreno grande, situado no Lago Sul, cada filho terá sua própria suíte, para que possam desenvolver sua individualidade, no entanto, na casa Capitu há muitos espaços para o convívio coletivo, como ampla sala de estar, jardim interno e sala de brinquedos. Três das suítes estão localizadas em cima, mas a suíte do filho mais velho se localiza do térreo, pois como ele tem intenção de sair de Brasília para fazer faculdade, sua mãe deseja fazer uma ampliação da preciosa biblioteca, que, futuramente poderá passar a ocupar também a área do antigo quarto.

A casa tem sua estrutura em aço, o eixo estrutural se estabelece em uma malha cujo módulo é de 3mx6m.



SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

Programa de necessidades

Social	134 m ²
Íntimo	91 m ²
Serviço	80 m ²
Total	305 m²

Detalhamento

Social		Íntimo		Serviço	
Sala de estar	44 m ²	Lavabo	3 m ²	Cozinha	20 m ²
Jantar	12 m ²	Suíte (18 anos)	22 m ²	Área de serviço	5 m ²
Sala íntima/ Brinquedoteca	50 m ²	Suíte (13 anos)	16,5 m ²	Garagem	12 m ²
Biblioteca	19 m ²	Suíte (5 anos)	16,5 m ²	Circulação	43 m ²
Jardim interno	9 m ²	Suíte (mãe)	33 m ²		

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

Planta de situação



Planta de locação



SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

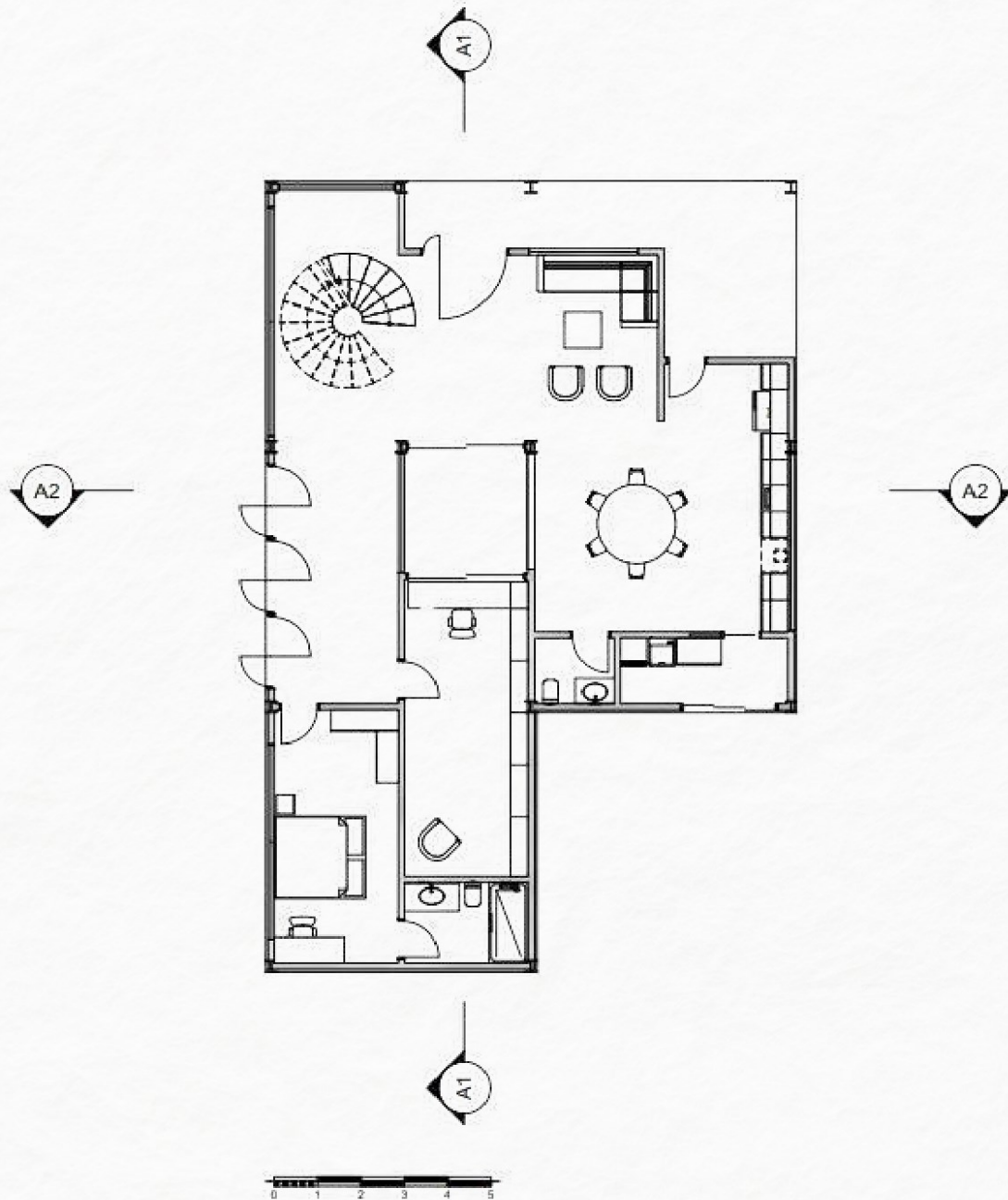
Processo de criação

VOLUMETRIA



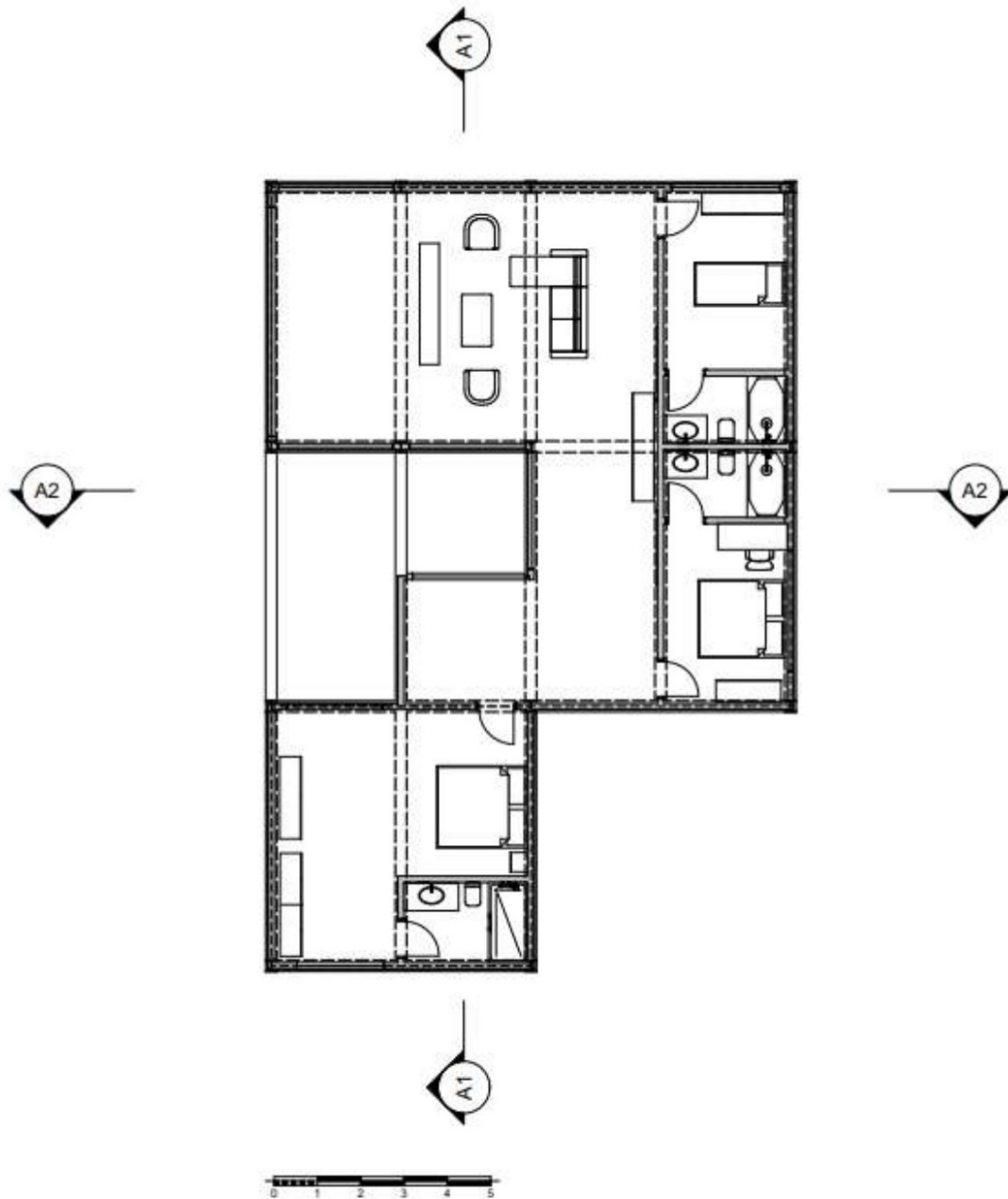
SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

Planta baixa térreo



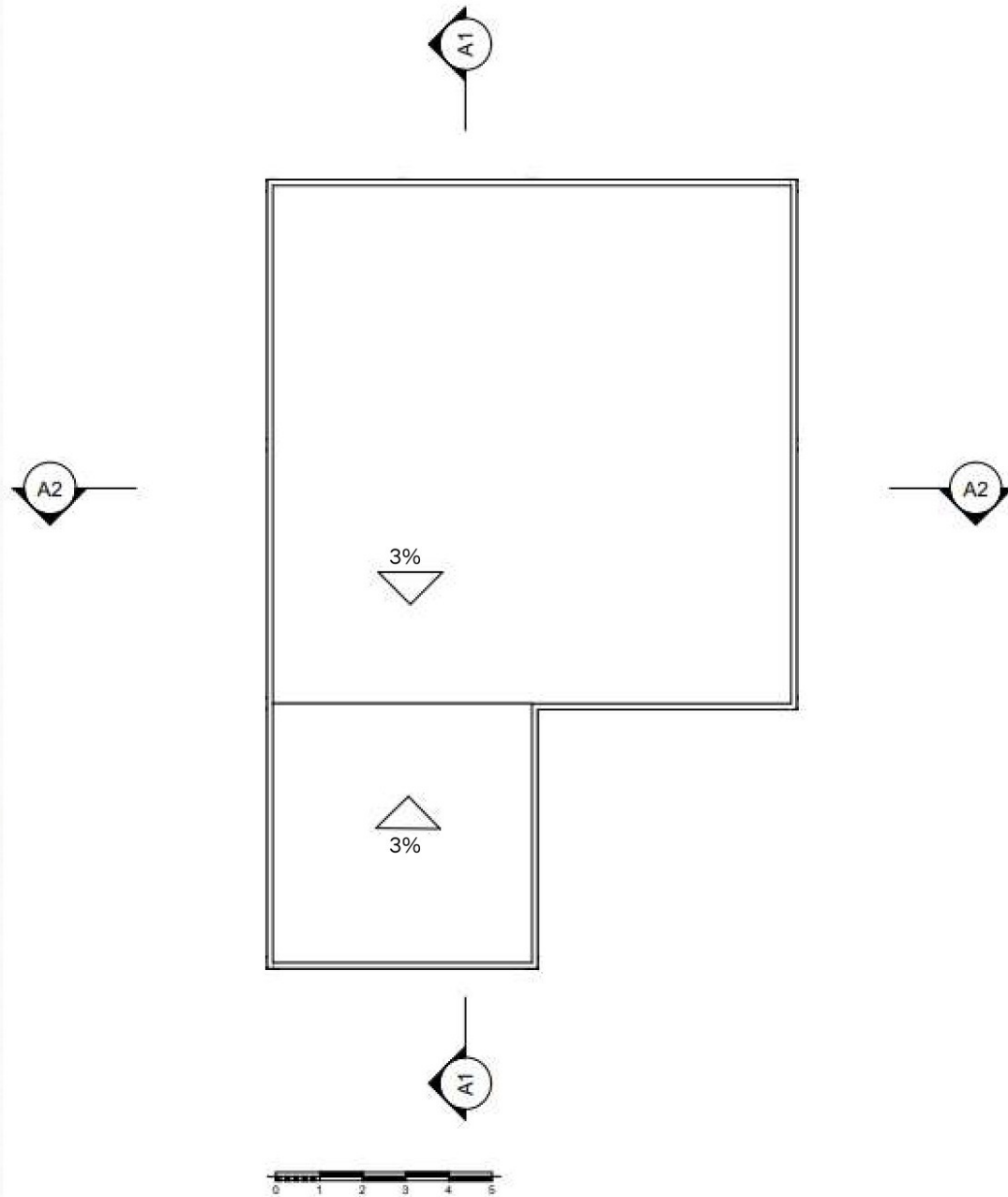
SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

Planta baixa pavimento superior



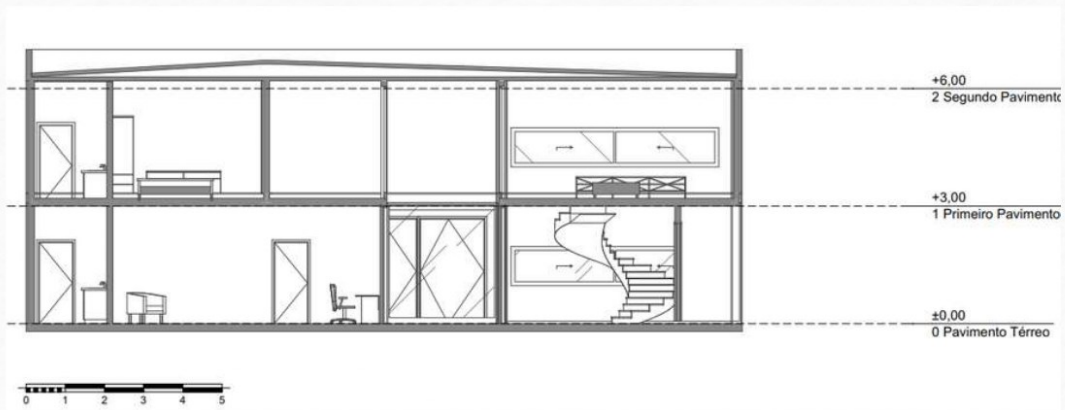
SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

Planta baixa cobertura

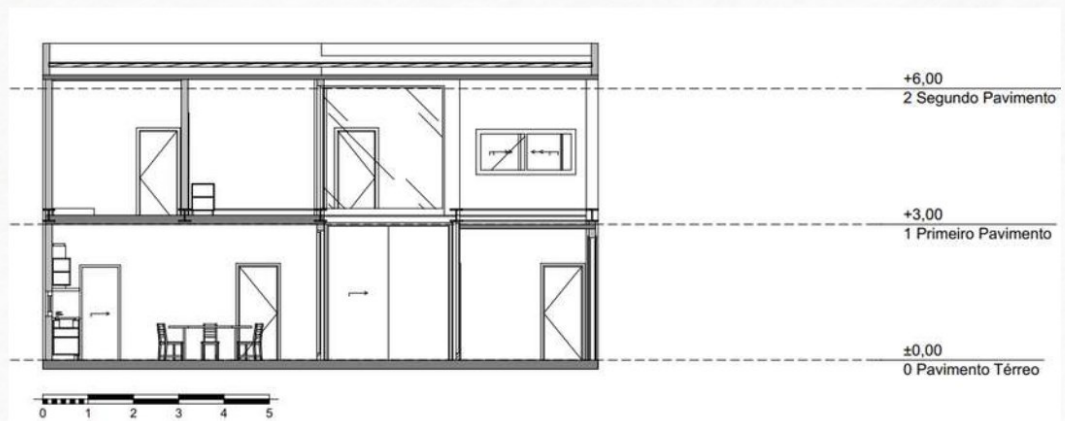


SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

Cortes



Corte AA'



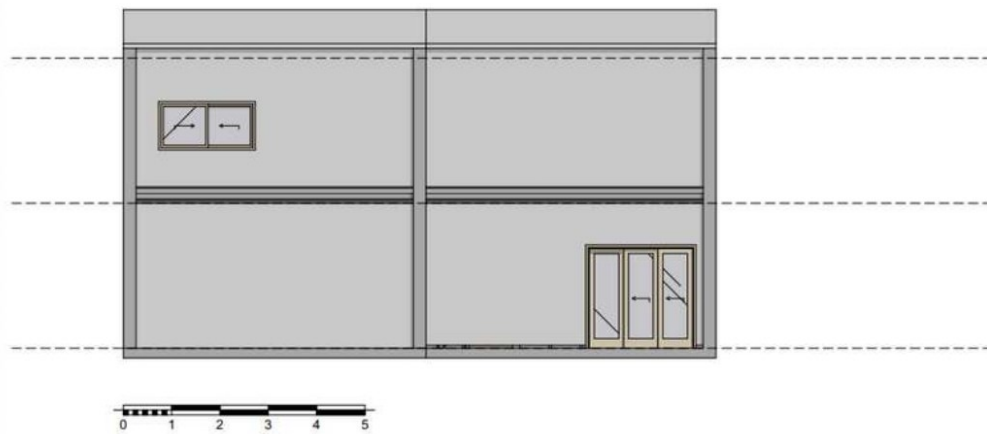
Corte BB'

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

Fachadas



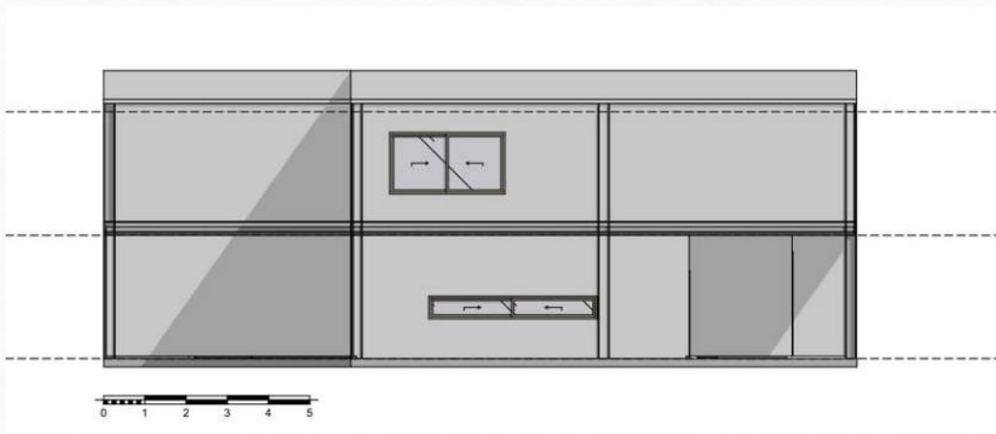
Fachada norte



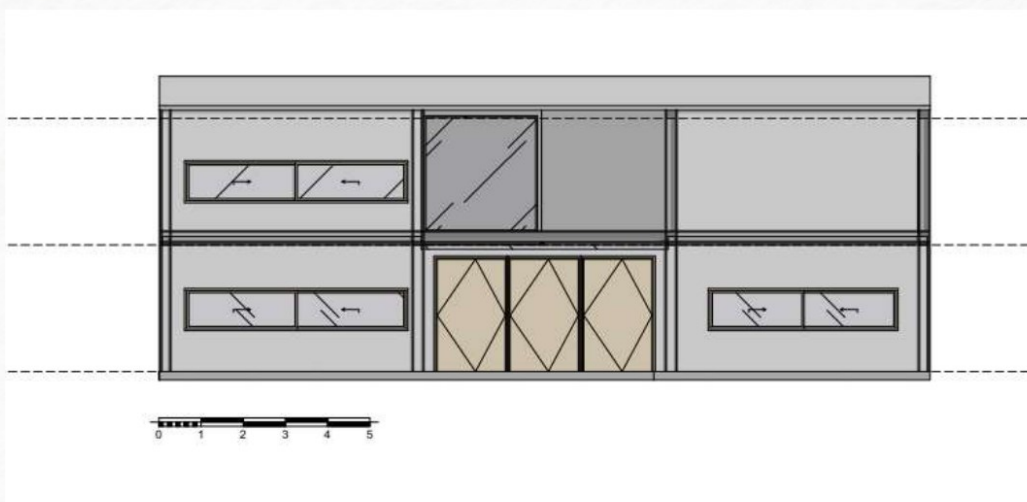
Fachada sul

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

Fachadas



Fachada leste



Fachada oeste

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

Pespectivas



Render 1



Render 2

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

Pespectivas



Render 3



Render 4

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

Lançamento estrutural

Térreo



SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

Lançamento estrutural

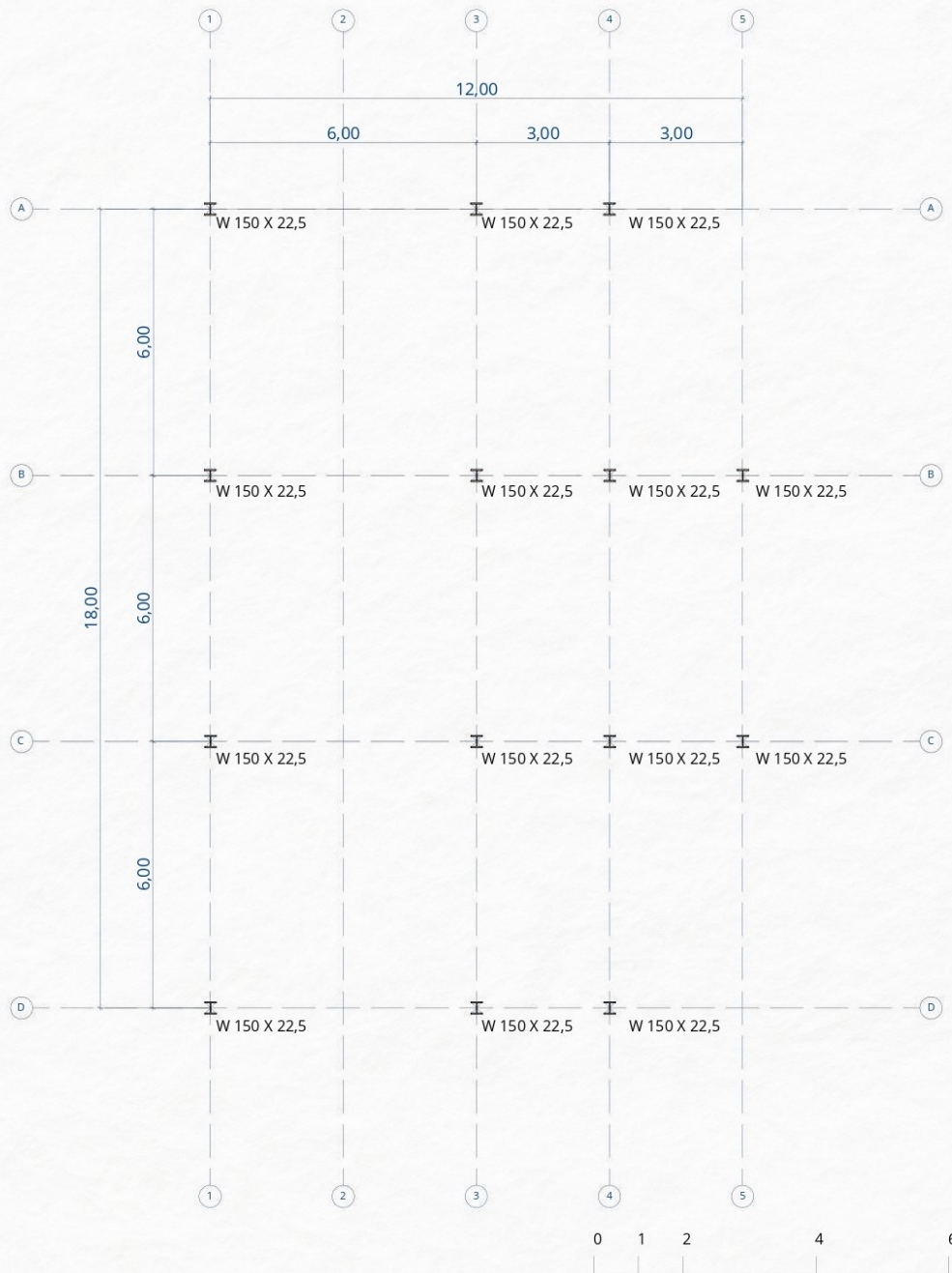
Primeiro pavimento



SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

Lançamento estrutural

Planta de localização de pilares



SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

Lançamento estrutural

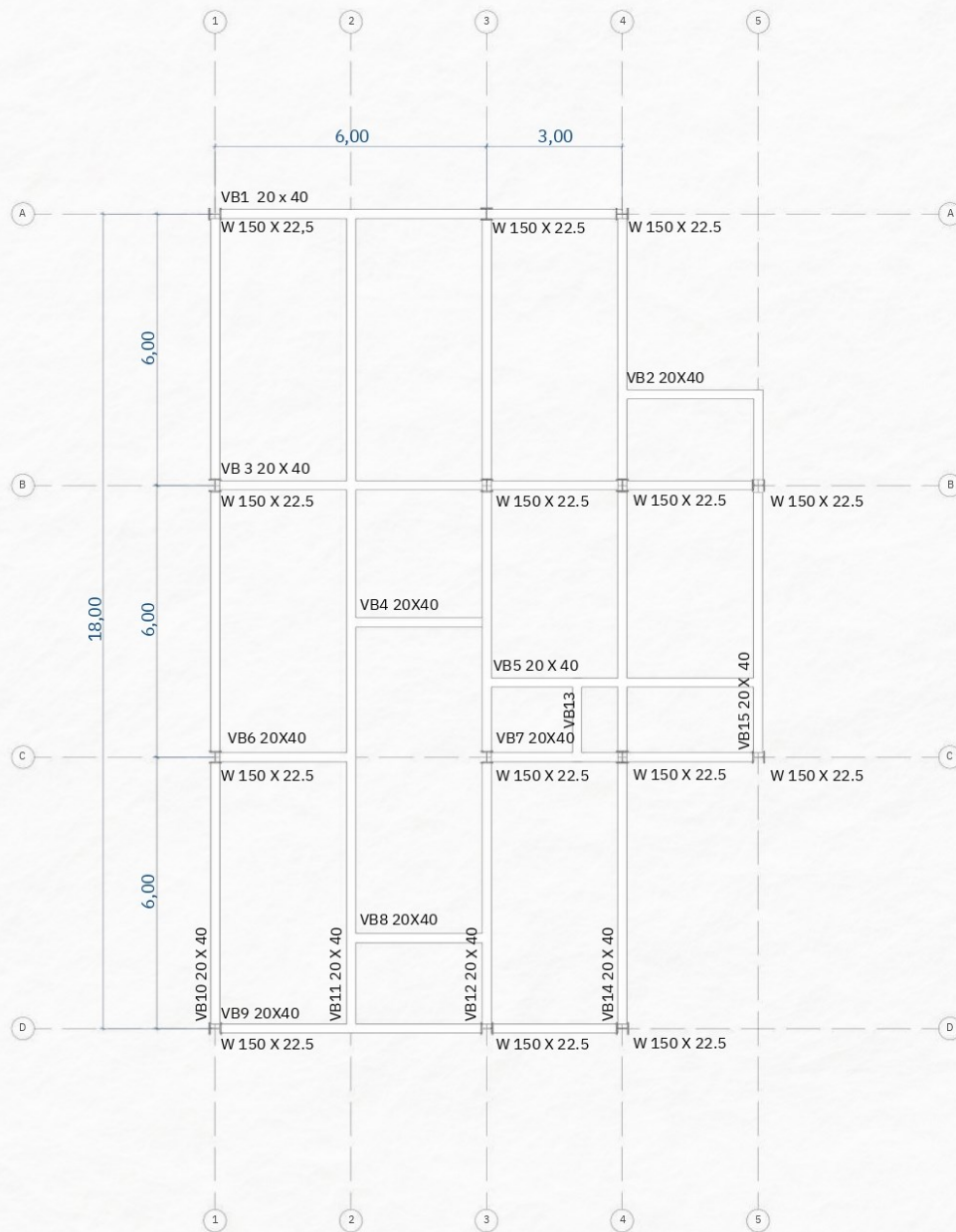
Planta de fundações



SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

Levantamento estrutural

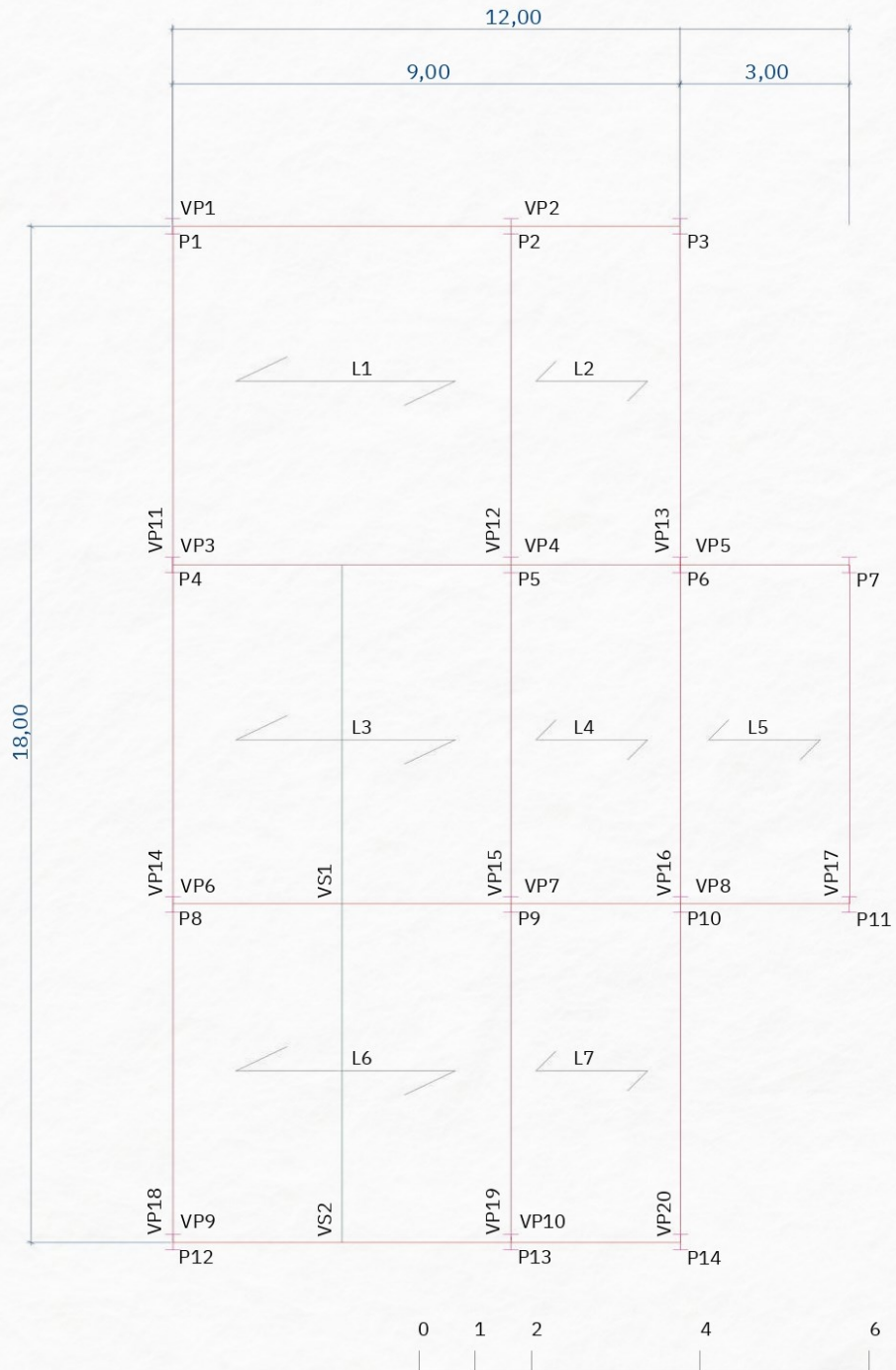
Planta de formas térreo



SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

Levantamento estrutural

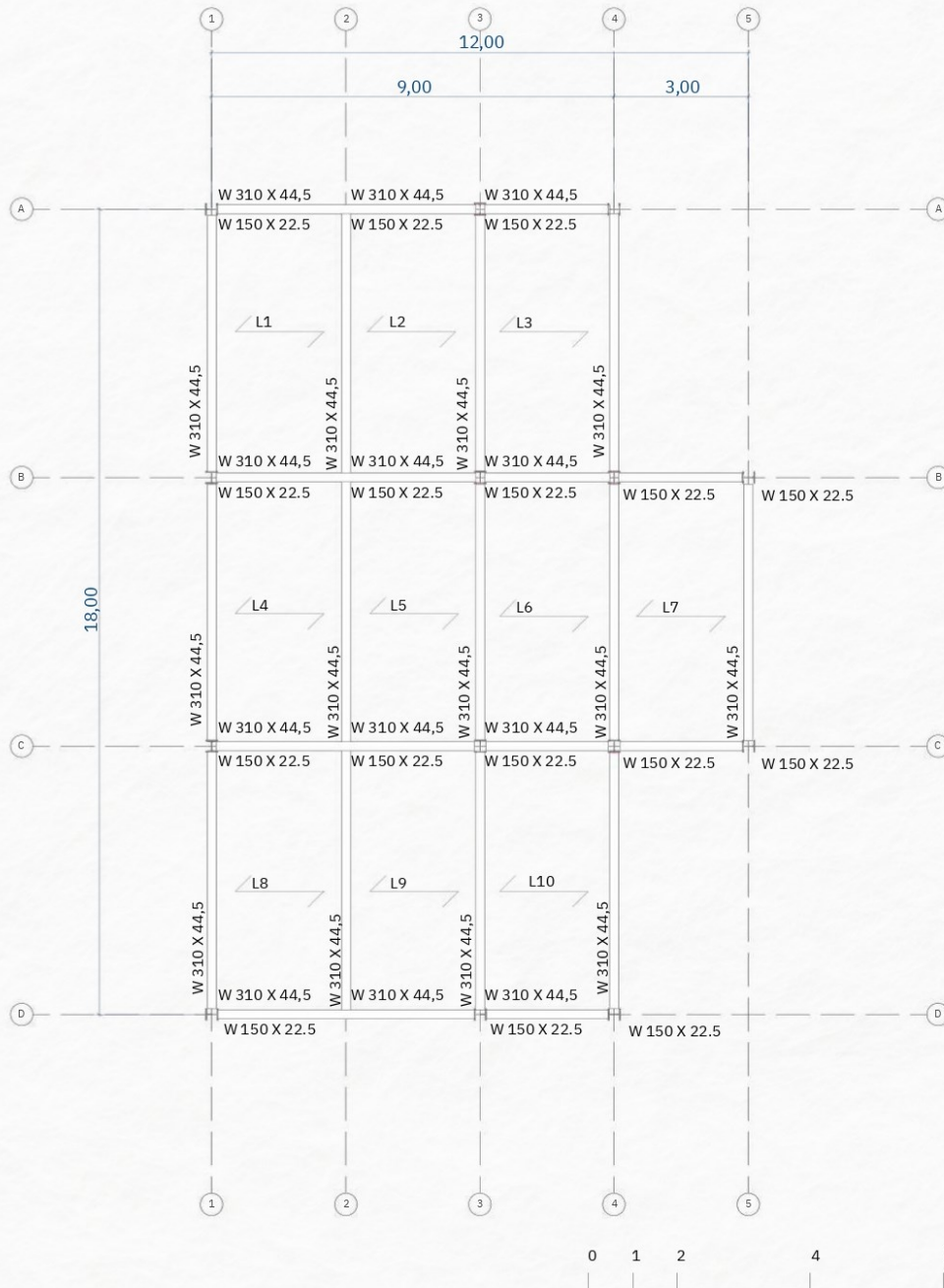
Planta preliminar do primeiro pavimento



SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

Levantamento estrutural

Planta de montagem primeiro pavimento



SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

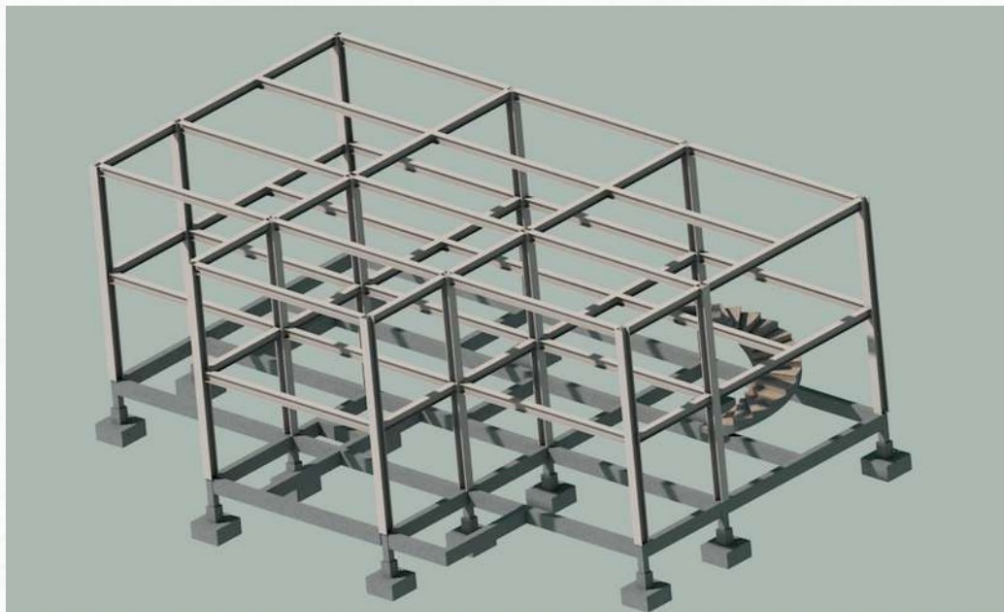
Levantamento estrutural

Planta de montagem cobertura

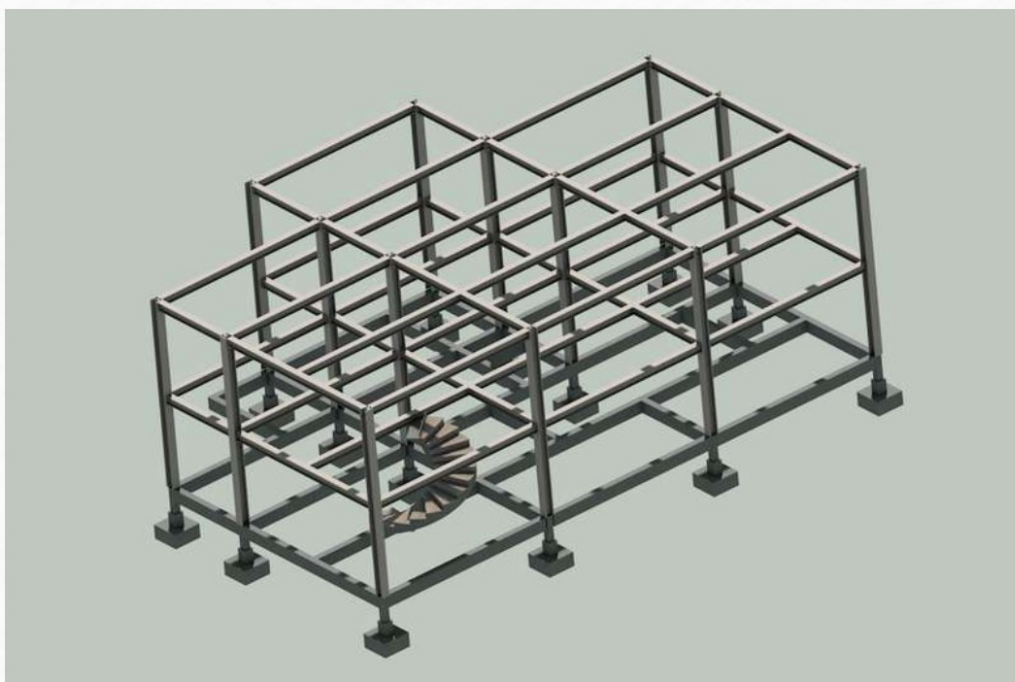


SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

Estrutura



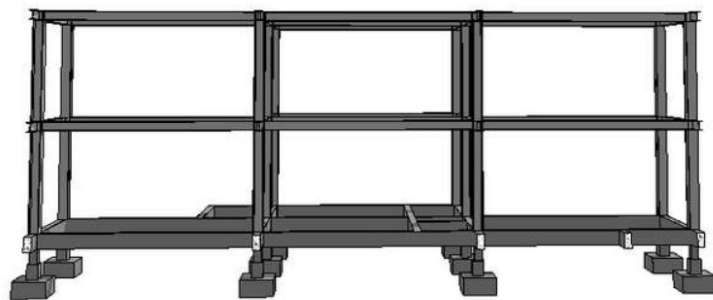
Isométrica estrutural 1



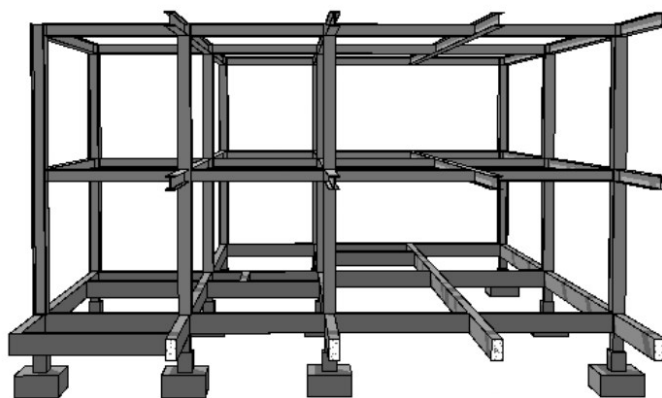
Isométrica estrutural 2

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

Cortes estruturais



Corte estrutural 1



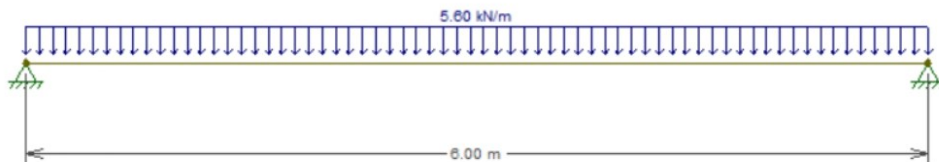
Corte estrutural 2

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

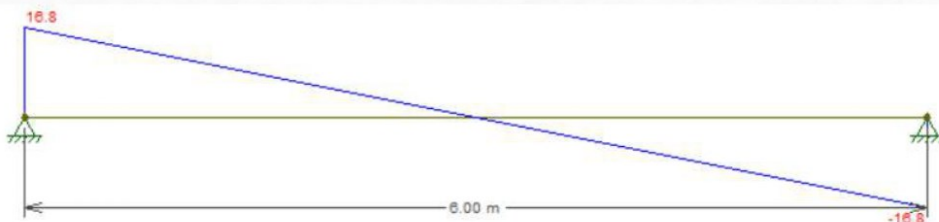
Memorial de cálculo

Viga baldrame

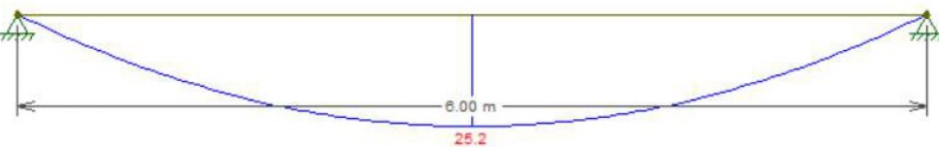
Reações



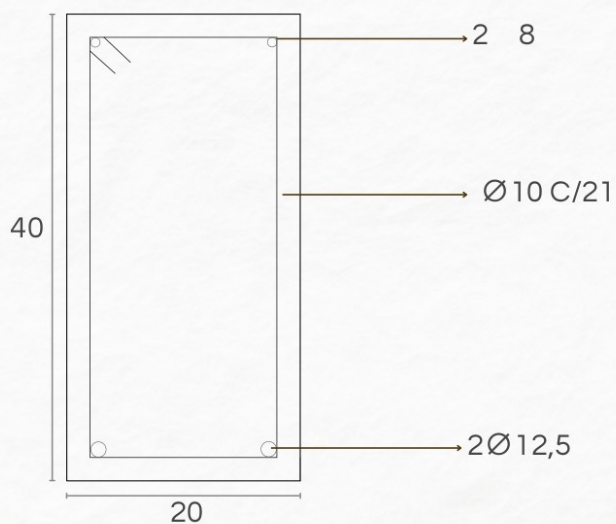
Momento fletor



Esforço cortante



Representação em
corte da viga baldrame
VB1



SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

Memorial de cálculo

Cálculo do dimensionamento do baldrame

Seção transversal

$b=20$ $h=40$ $bf=0$ $hf=0$ ($d=36.0$ cm | $Cn=2.5$ | $ad=1.500$)

$A_c=800$ cm² | $I_x=106666.67$ cm⁴ | $Y_{cg}=20.00$ cm

Materiais:

Concreto $f_{ck}=25$ MPa | $E_{cs}=24150.00$ MPa

$f_{ct,m}=2.56$ MPa | $f_{ctk,inf}=1.80$ MPa

Aço CA-50 (f_{yk} e $f_{ywk}=500$ MPa; $f_{ywd}=435$ MPa)

Flexão Simples

M_r : momento de fissuração = $(1.5 * f_{ctk,inf} * I_x) / Y_{cg}$

$M_r=14.36$ kN.m | $M_s=25.20$ kN.m | $M_{sd}=35.28$ kN.m

$x/d(\text{calc})=0.118$ | $x/d(\text{limite})=0.450$

$x_{LN}(\text{calc})=4.23$ cm | $x_{LN}(\text{limite})=16.20$ cm

Domínio [2] | $esd=10.00\%$ | $ecd=1.33\%$

$A_{s,min}(M_{d,min})=0.93$ cm² ($M_{d,min}=14.23$ kN.m)

$A_{s,min}(f_{ck})=1.20$ cm² ($=0.150\% * b * h$)

$A_{s,t}=2.37$ cm²: 5Ø8.0 ou 4Ø10.0 ou 2Ø12.5 ou 2Ø16.0 ou 1Ø20.0 ou 1Ø25.0

$A_{s,c}=0.00$ cm²:

Cisalhamento (Modelo de cálculo I ==> bielas: teta=45°)

$V_s=16.80$ kN | $V_{sd}=23.52$ kN

$V_{sd}=(V_c=55.41$ kN) + ($V_{sw}=-31.89$ kN)

VR_{d2} : força cortante resistente de cálculo (NBR 6118-2014, item 17.4.2.2)

$VR_{d2}=0.27 * (1 - f_{ck}/250) * f_{cd} * b * d$

$VR_{d2}=312.43$ kN | $V_{sd}/VR_{d2}=0.08$

Armadura Transversal

$A_{sw,min}$: NBR 6118:2014, item 17.4.1.1.1

$psw,min \geq 0.2 * (f_{ct,m} / f_{ywk})$ --> $psw,min=0.1026\%$

$A_{sw,min}=2.05$ cm²/m ($=b * psw,min$)

$A_{sw}(\text{calc})=[V_{sw} / (0.9 * d * f_{ywd}) * 100] = -2.26$ cm²/m

$A_{sw}(\text{adot})=2.05$ cm²/m

Opções de armadura considerando estribo com 2 ramos:

Ø5.0c/19 ou Ø6.3c/21 ou Ø8.0c/21 ou Ø10.0c/21 ou Ø12.5c/21

* Espaçamento máximo entre estribos (NBR 6118:2014, item 18.3.3.2):

Como $V_{sd} \leq 0.67 * VR_{d2}$ --> $S_{max}=21.6$ cm ($=0,6.d \leq 30$ cm)

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

Memorial de cálculo

Cálculo do dimensionamento do baldrame

Torção: (Modelo de cálculo I ==> bielas: teta=45°)

$$T_s = 0.50 \text{ kN.m} \quad | \quad T_{sd} = 0.70 \text{ kN.m}$$

$$A = (b \cdot h) = 800.00 \text{ cm}^2 \quad | \quad u = [2 \cdot (b+h)] = 120.00 \text{ cm}$$

$$A/u = 6.67 \text{ cm} \quad | \quad 2c_1 = 8.00 \text{ cm} \quad | \quad b-2c_1 = 12.00 \text{ cm}$$

Obs: $(A/u) < (2c_1)$, mas como $(A/u) \leq (b-2c_1) \Rightarrow h_e = (A/u) = 6.67 \text{ cm}$

$$b_{nuc} = (b-2c_1) = 12.000 \text{ cm} \quad | \quad h_{nuc} = (h-2c_1) = 32.000 \text{ cm}$$

$$A_e = (b_{nuc} \cdot h_{nuc}) = 384.00 \text{ cm}^2 \quad | \quad u_e = [2 \cdot (b_{nuc} + h_{nuc})] = 88.00 \text{ cm}$$

TRd2: momento torçor resistente de cálculo (NBR 6118-2014, item 17.5.1.5)

$$TRd2 = 0.50 \cdot (1 - f_{ck}/250) \cdot f_{cd} \cdot A_e \cdot h_e \cdot \text{sen}(2 \cdot \text{teta})$$

$$TRd2 = 20.57 \text{ kN.m} \quad | \quad T_{sd}/TRd2 = 0.03$$

Armadura Transversal (para 1 ramo de estribo):

As,90,min: NBR 6118:2014, item 17.5.1.2

$$p_{sw,min} \geq 0.2 \cdot (f_{ct,m} / f_{ywk}) \rightarrow p_{sw,min} = 0.1026\%$$

$$As,90,min = 2.05 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (= b \cdot p_{sw,min})$$

$$As,90(\text{calc}) = [(T_{sd} \cdot 100 \cdot \tan(\text{teta})) / (2 \cdot A_e \cdot f_{ywd})] = 0.21 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$As,90(\text{adot}) = 2.05 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Armadura Longitudinal:

Asl,min: NBR 6118:2014, item 17.5.1.2

$$p_{sl,min} \geq 0.2 \cdot (f_{ct,m} / f_{ywk}) \rightarrow p_{sl,min} = 0.1026\%$$

$$Asl,min = 0.60 \text{ cm}^2 = [h_e \cdot u_e \cdot (p_{sl,min} / 100)]$$

$$Asl(\text{calc}) = [(T_{sd} \cdot u_e) / (2 \cdot A_e \cdot f_{ywd} \cdot \tan(\text{teta}))] = 0.18 \text{ cm}^2$$

$$Asl(\text{adot}) = 0.60 \text{ cm}^2$$

$$Asl = (2 \cdot Asl_b) + (2 \cdot Asl_h):$$

$$Asl_b = 0.08 \text{ cm}^2 \quad (\text{na face superior e na face inferior})$$

$$Asl_h = 0.22 \text{ cm}^2 \quad (\text{em cada face lateral})$$

Efeitos combinados (Cisalhamento + Torção)

$$V_{sd}/V_{Rd2} + T_{sd}/TRd2 = 0.08 + 0.03 = 0.11 \quad [\leq 1] \rightarrow \text{OK!}$$

$$A_{sw} + (2 \cdot A_{s,90}) = 2.05 + (2 \cdot 2.05) = 6.16 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Opções de armadura considerando estribo com 2 ramos:

$$\emptyset 5.0c/6 \text{ ou } \emptyset 6.3c/10 \text{ ou } \emptyset 8.0c/16 \text{ ou } \emptyset 10.0c/21 \text{ ou } \emptyset 12.5c/21$$

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

Memorial de cálculo

Pilar de canto

MEMORIA DE CÁLCULO (VS3, VP9, P12)					
ETAPA	ELEMENTO	VALOR	UNIDADE	MATERIAL/ PERFIL	CONFIRMAÇÃO
cargas da laje	Número de andares	2			
	E	20500000	N/cm ²		
	fy	380	A572gr55		
	Carga da alvenaria	2,7	kN/m ²		
	Altura da parede	3	m		
	cargas permanentes				
	Peso Próprio da Laje	2,1	kN/m ²		
	Revestimento	1	kN/m ²		
	Forno dutos de ar com isolamento	0,3	kN/m ²		
	Outras				
	TOTAL	3,4	kN/m ²		
	cargas acidentais				
Dormitório/sala/copa/cozinha	1,5	kN/m ²			
TOTAL	6,5	kN/m ²			
pré-dimensionamento da laj	Ação				
	Acidental	1,5	kN/m ²		
	Revestimento	1,5	kN/m ²		
	Forno dutos de ar com isolamento	0,3	kN/m ²		
	TOTAL	3,3	kN/m ²		
	Tabela MF 50				
	h	11	cm		
	Peso Próprio da Laje	2,1	kN/m ²		
viga secundária	l comprimento viga	600	cm		
	cargas				
	d (distância de influência)	3	m		
	qv (d * qlaje)	19,5	kN/m		
	pré dimensionamento				
	delta norma desloc. máx perfil (l/350)	1,714285714	cm		
	I min (inércia min) corresponde ao delta norma	9363,567073	cm ⁴		
	I adotada (tabela de bitolas gerdau)	9997		W310x44,5	
	Peso Próprio da Viga	44,5	Kg/m		
	verificação de carregamentos				
	qtotaviga qv+ pesopr/100 para converter	19,945	kN/m		
	verificação da flecha				
	delta máx máxima flecha perfil	1,642306716	cm		
	verificação da flexão				
sigma resistente tensão resist máx material	223,5294118	Mpa			
momento máximo viga	8975250	Ncm			
Wx (tabela de bitolas da gerdau)	638,8				
sigma máximo tensão máxima perfil	140,501722			OK!	
viga principal	l comprimento viga	600	cm		
	cálculo da reação da viga secundária	59,835	kN		
	d (distância de influência) caso receba laje	0	m		
	carga da viga proveniente da laje	0	kN/m		
	carga parede	8,1	kN/m		
	carga viga total (distribuída)	8,1	kN/m		
	pré dimensionamento				
	delta norma desloc. máx perfil (l/350)	1,342857143	cm		
	I min (inércia min) corresponde ao delta norma	0	cm ⁴		
	I adotada (tabela de bitolas gerdau)	9997		W310x44,5	
	peso próprio viga	44,5	Kg/m		
	verificação de carregamentos				
	q total (distribuída) viga	8,545	kN/m		
	verificação da flecha				
delta máx ftoot	0,08	cm			
verificação da flexão					
sigma resistente tensão resist máx material	223,5294118	Mpa			
momento máximo viga	128,205	kNm			
momento máximo ftoot	12820500	Ncm			
Wx (tabela de bitolas da gerdau)	638,8				
sigma máximo tensão máxima perfil	200,6966187			OK!	
pilar	l altura do pilar	300	cm		
	k (dado do problema)	0,7			
	lfl comprimento de flambagem	210	cm		
				pilar de canto	γ corr = 2,5
	γ corrente (depende da posição do pilar)	2,5			
	área de influência	9	m ²		
	carga piso	4,9	kN/m ²		
	carga cobertura forro + telha + sobrecarga	0,65	kN/m ²		
	Fint (carga do pilar)	174,888	kN		
	Inércia mínima	190,5965339	cm ⁴		
	Inércia escolhida (pilar H)	1229		W150x22,5(H)	
	área barra	29	cm ²		
	raio de giração (y)	3,65	cm		
	raio de giração (x)	6,51	cm		
verificação à compressão					
esbeltez (y)	57,53424658				
esbeltez (x)	32,25806452				
sigma máximo axial	60,3062069	Mpa		SIM!	
sigma resistente (usar a maior esbeltez)	305,6122443	Mpa			

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

Memorial de cálculo

Pilar intermediário

MEMORIA DE CÁLCULO (V51, VP3, P5)						
ETAPA	ELEMENTO	VALOR	UNIDADE	MATERIAL/ PERFIL	CONFIRMAÇÃO	
cargas da laje	Número de andares	2				
	E	20500000	N/cm ²			
	f _y	380	A572gr55			
	Carga da alvenaria	2,7	kN/m ²			
	Altura da parede	3	m			
	cargas permanentes					
	Peso Próprio da Laje	2,1	kN/m ²			
	Revestimento	1	kN/m ²			
	Forno dutos de ar com isolamento	0,3	kN/m ²			
	Outras					
	TOTAL	3,4	kN/m ²			
cargas acidentais						
Dormitório/sala/copa/cozinha	1,5	kN/m ²				
TOTAL	6,5	kN/m ²				
pré-dimensionamento da laje	Ação					
	Acidental	1,5	kN/m ²			
	Revestimento	1,5	kN/m ²			
	Forno dutos de ar com isolamento	0,3	kN/m ²			
	TOTAL	3,3	kN/m ²			
	Tabela MF 50					
	h	11	cm			
	Peso Próprio da Laje	2,1	kN/m ²			
viga secundária	l comprimento viga	600	cm			
	cargas					
	d (distância de influência)	3	m			
	q _v (d * q _{laje})	19,5	kN/m			
	pré dimensionamento					
	delta norma desloc. máx perfil (U/350)	1,714285714	cm			
	I min (inércia min) corresponde ao delta norma	9363,567073	cm ⁴			
	I adotada (tabela de bitolas gerdau)	9997			W310x44,5	
	Peso Próprio da Viga	44,5	Kg/m			
	verificação de carregamentos					
	q _{total} viga q _v + peso _{prp} /100 para converter	19,945	kN/m			
	verificação da flecha					
	delta máx máxima flecha perfil	1,642306716	cm			
	verificação da flexão					
sigma resistente tensão resist máx material	223,5294118	Mpa				
momento máximo viga	8975250	Ncm				
W _x (tabela de bitolas da gerdau)	638,8					
sigma máximo tensão máxima perfil	140,501722			OK!		
viga principal	l comprimento viga	600	cm		470	
	cálculo da reação da viga secundária	59,835	kN			
	d (distância de influência) caso receba laje	0	m			
	carga da viga proveniente da laje	0	kN/m			
	carga parede	8,1	kN/m			
	carga viga total (distribuída)	8,1	kN/m			
	pré dimensionamento					
	delta norma desloc. máx perfil (U/350)	1,342857143	cm			
	I min (inércia min) corresponde ao delta norma	1869,5262	cm ⁴			
	I adotada (tabela de bitolas gerdau)	9997			W310x44,5	
	peso próprio viga	44,5	Kg/m			
	verificação de carregamentos					
	q total (distribuída) viga	8,545	kN/m			
	verificação da flecha					
delta máx ftool	0,08	cm				
verificação da flexão						
sigma resistente tensão resist máx material	223,5294118	Mpa				
momento máximo viga	128,205	kNm				
momento máximo ftool	12820500	Ncm				
W _x (tabela de bitolas da gerdau)	638,8					
sigma máximo tensão máxima perfil	200,6966187			OK!		
pilar	l altura do pilar	300	cm			
	k (dado do problema)	0,7				
	l _f comprimento de flambagem	210	cm		pilar intermediário	
					γ corr = 1,8	
	γ corrente (depende da posição do pilar)	1,8				
	área de influência	27	m ²			
	carga piso	4,9	kN/m ²			
	carga cobertura forro + telha + sobrecarga	0,65	kN/m ²			
	Fint (carga do pilar)	524,664	kN			
	Inércia mínima	411,6885133	cm ⁴			
	Inércia escothida (pilar H)	1229			W150x22,5(H)	
	área barra	29	cm ²			
	raio de giração (y)	3,65	cm			
	raio de giração (x)	6,51	cm			
verificação à compressão						
esbeltez (y)	57,53424658					
esbeltez (x)	32,25806452					
sigma máximo axial	180,9186207	Mpa		SIM!		
sigma resistente (usar a maior esbeltez)	305,6122443	Mpa				

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

Memorial de cálculo

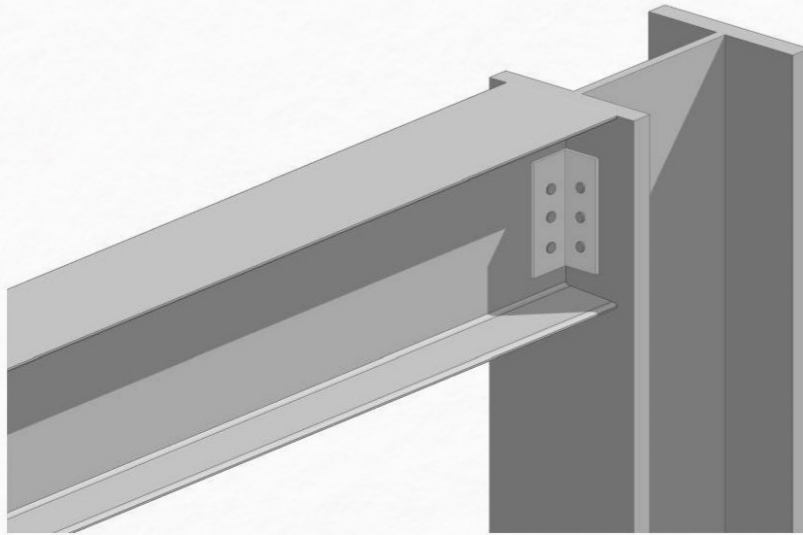
Pilar lateral

MEMORIA DE CÁLCULO (VS2, VP6, P8)						
ETAPA	ELEMENTO	VALOR	UNIDADE	MATERIAL/ PERFIL	CONFIRMAÇÃO	
cargas da laje	Número de andares	2				
	E	20500000	N/cm ²			
	f _y	380	AS72g55			
	Carga da alvenaria	2,7	kN/m ²			
	Altura da parede	3	m			
	cargas permanentes					
	Peso Próprio da Laje	2,1	kN/m ²			
	Revestimento	1	kN/m ²			
	Forro dutos de ar com isolamento	0,3	kN/m ²			
	Outras					
TOTAL	3,4	kN/m ²				
cargas acidentais						
Dormitório/sala/copa/cozinha	1,5	kN/m ²				
TOTAL	6,5	kN/m ²				
pré-dimensionamento da laje	Ação					
	Acidental	1,5	kN/m ²			
	Revestimento	1,5	kN/m ²			
	Forro dutos de ar com isolamento	0,3	kN/m ²			
	TOTAL	3,3	kN/m ²			
Tabela MF 50						
h	11	cm				
Peso Próprio da Laje	2,1	kN/m ²				
viga secundária	l comprimento viga	600	cm			
	cargas					
	d (distância de influência)	3	m			
	q _v (d * q _{laje})	19,5	kN/m			
	pré dimensionamento					
	delta norma desloc. máx perfil (l/350)	1,714285714	cm			
	I min (inércia min) corresponde ao delta norma	9363,567073	cm ⁴			
	l adotada (tabela de bitolas gerdau)	9997			W310x44,5	
	Peso Próprio da Viga	44,5	Kg/m			
	verificação de carregamentos					
	q _{total} viga q _v + peso _{prp} /100 para converter	19,945	kN/m			
	verificação da flecha					
	delta máx máxima flecha perfil	1,642306716	cm			
verificação da flexão						
sigma resistente tensão resist máx material	223,5294118	Mpa				
momento máximo viga	8975250	Ncm				
W _x (tabela de bitolas da gerdau)	638,8					
sigma máximo tensão máxima perfil	140,501722			OK!		
viga principal	l comprimento viga	600	cm			
	cálculo da reação da viga secundária	59,835	kN			
	d (distância de influência) caso receba laje	0	m			
	carga da viga proveniente da laje	0	kN/m			
	carga parede	8,1	kN/m			
	carga viga total (distribuída)	8,1	kN/m			
	pré dimensionamento					
	delta norma desloc. máx perfil (l/350)	1,342857143	cm			
	I min (inércia min) corresponde ao delta norma	0	cm ⁴			
	l adotada (tabela de bitolas gerdau)	9997			W310x44,5	
	peso próprio viga	44,5	Kg/m			
	verificação de carregamentos					
	q total (distribuída) viga	8,545	kN/m			
	verificação da flecha					
	delta máx foot	0,08	cm			
	verificação da flexão					
	sigma resistente tensão resist máx material	223,5294118	Mpa			
momento máximo viga	128,205	kNm				
momento máximo foot	12820500	Ncm				
W _x (tabela de bitolas da gerdau)	638,8					
sigma máximo tensão máxima perfil	200,6966187			OK!		
pilar	l altura do pilar	300	cm			
	k (dado do problema)	0,7				
	lfl comprimento de flambagem	210	cm			
	pilar lateral y corr = 2,2					
	gamma corrente (depende da posição do pilar)	2,2				
	área de influência	9	m ²			
	carga piso	4,9	kN/m ²			
	carga cobertura forro + telha + sobrecarga	0,65	kN/m ²			
	Fint (carga do pilar)	174,888	kN			
	Inércia mínima	167,7249499	cm ⁴			
	Inércia escolhida (pilar H)	1229			W150x22,5(H)	
	área barra	29	cm ²			
	raio de giração (y)	3,65	cm			
	raio de giração (x)	6,51	cm			
	verificação à compressão					
	esbetez (y)	57,53424658				
	esbetez (x)	32,25806452				
sigma máximo axial	60,3062069	Mpa		SIM!		
sigma resistente (usar a maior esbetez)	305,6122443	Mpa				

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

Detalhamento

Pilar - Viga

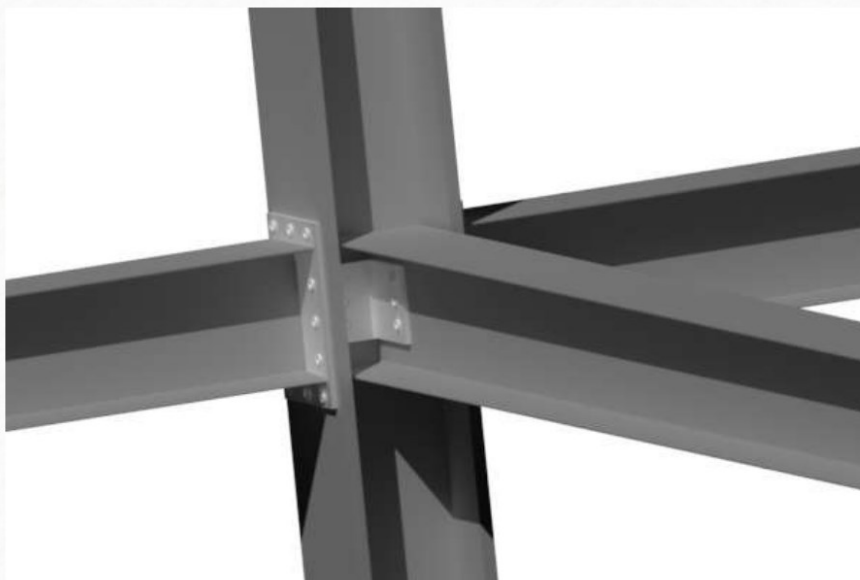


Maria Luísa Batista

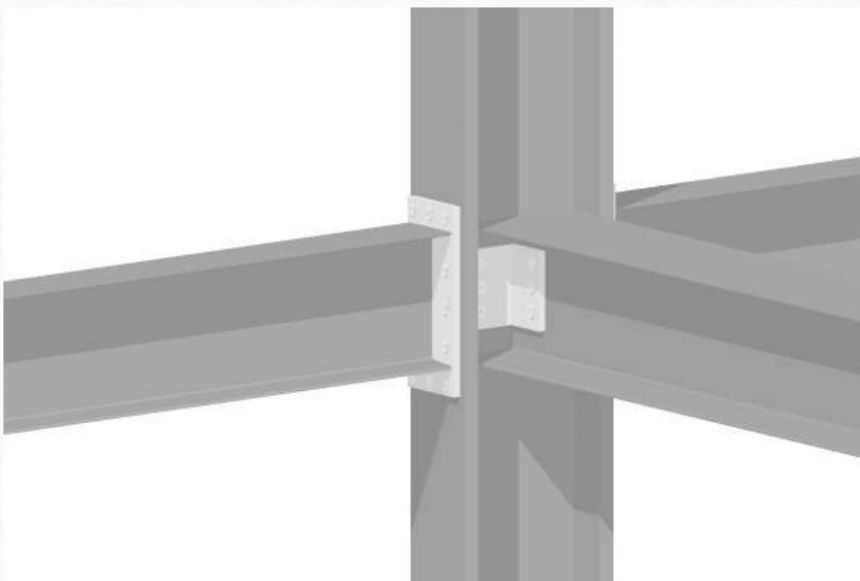
SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

Detalhamento

Pilar Intermediário - Viga



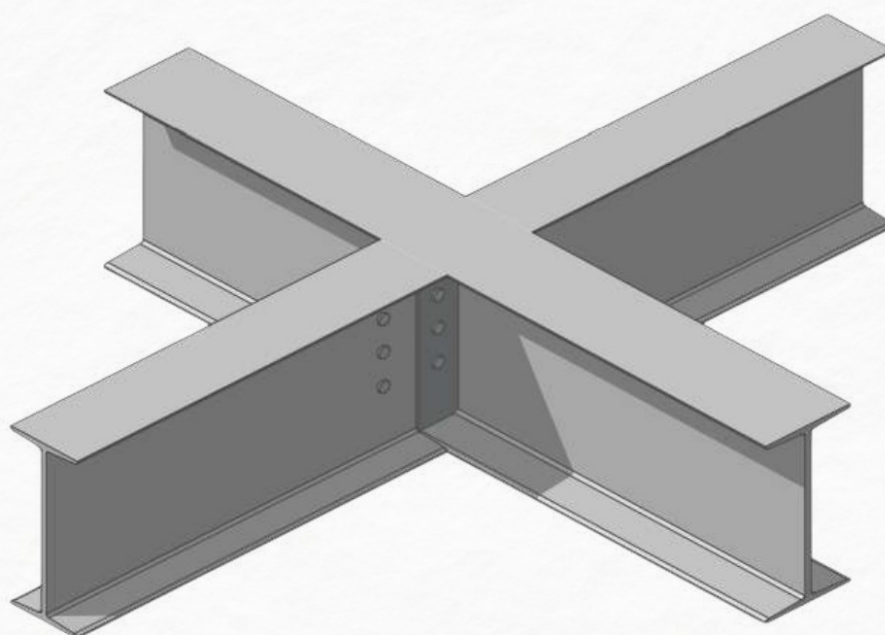
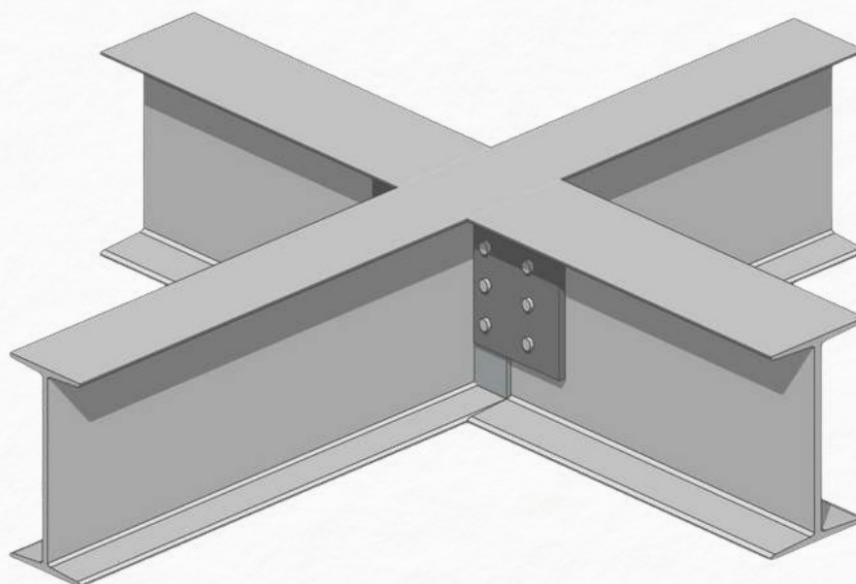
Vitor Costa Santos



SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

Detalhamento

Viga principal - Viga principal

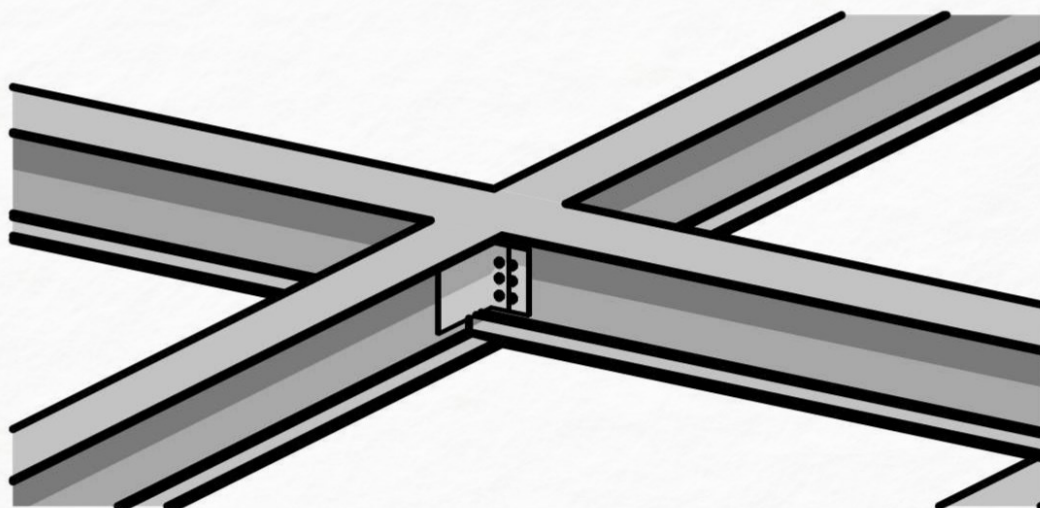


Ana Carolina dos Santos Fernandes

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

Detalhamento

Viga principal - Viga secundária

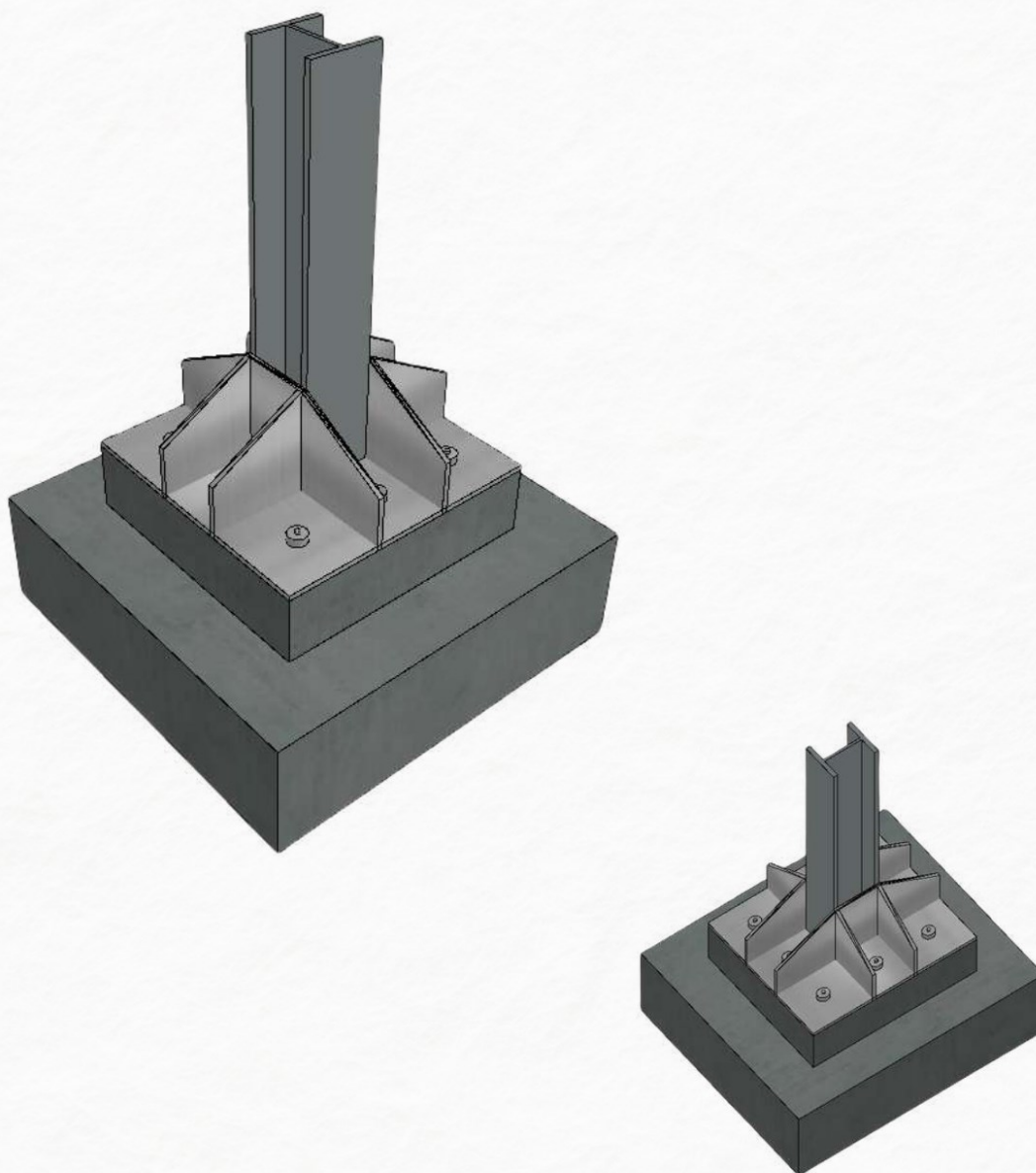


Laila Ollaik

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

Detalhamento

Pilar - Fundação



Vinicius Ricardo Silva Sales

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

**Casa Lago - Elias Mateus Ferreira Da Costa, Carolina
Ulhoa Ribeiro Rezek, Hemily Vitoria Ferreira De Souza
Portugues., Lara Raquel Da Conceicao Miranda**

PROJETO AÇO 2024/1

CASA LAGO



CAROLINA REZEK - 222001046
ELIAS COSTA - 222020570

HEMILY PORTUGUES - 222001019
LARA MIRANDA - 222035320

PROJETO FINAL - SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO
PROFA. NATHALY NARVÁEZ

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

SUMÁRIO

MEMORIAL DESCRITIVO (PROGRAMA NECESSIDADES)	1
PLANTA DE SITUAÇÃO, LOCAÇÃO	1
VOLUMETRIA	2
PLANTA DE TÉRREO	3
PLANTA DE PRIMEIRO PVTO	3
PLANTA DE COBERTURA	3
FACHADAS	4
CORTES	5
PERSPECTIVAS	6-9
PLANTA DE LOCAÇÃO DE PILARES, FUNDAÇÕES	10
PLANTA ESTRUTURAL DE FORMAS - TÉRREO	11
PLANTA ESTRUTURAL DE FORMAS - SUPERIOR	12
PLANTA ESTRUTURAL DE FORMAS - COBERTURA	13
3D ESTRUTURAL	14-15
DETALHE	16-19

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

MEMORIAL DESCRITIVO

SHIS - SETOR DE HABITAÇÕES INDIVIDUAIS SUL QI 26 CONJUNTO 04 LOTE 01

O programa de necessidades foi realizado para uma família de 4 integrantes, a avó, a mãe e seus dois filhos. Tivemos como demanda 4 dormitórios, sendo o da avó embaixo para não ter a necessidade de subir as escadas, sala, cozinha e uma área de lazer.

A casa foi projetada num terreno com taxa máxima de ocupação de 70%. Podendo, então ocupar 629m².

O cômodos foram separados em dois pavimentos:

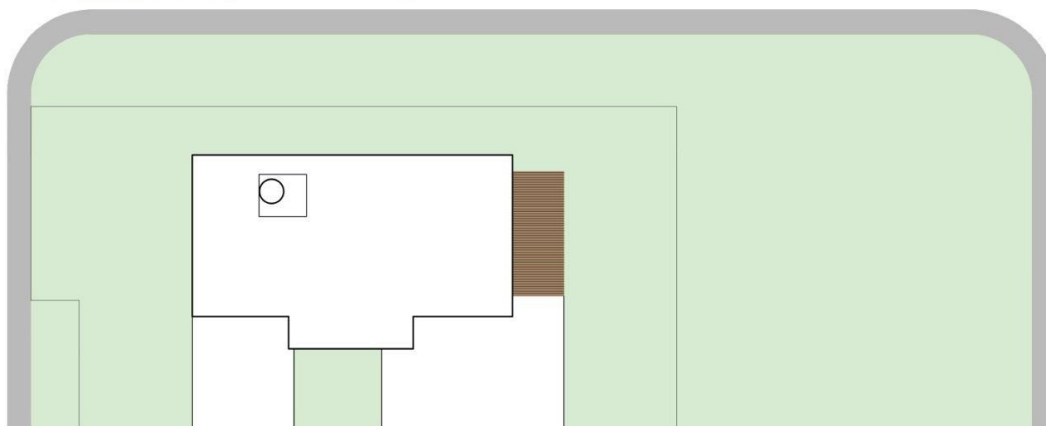
Térreo - (aproximadamente 320m²)

- Sala de estar
- Sala de tv
- Cozinha
- 1 suíte avó
- Lavabo

Primeiro pavimento (aproximadamente 215m²)

- 3 suítes
- Sala íntima

PLANTA DE SITUAÇÃO, LOCAÇÃO

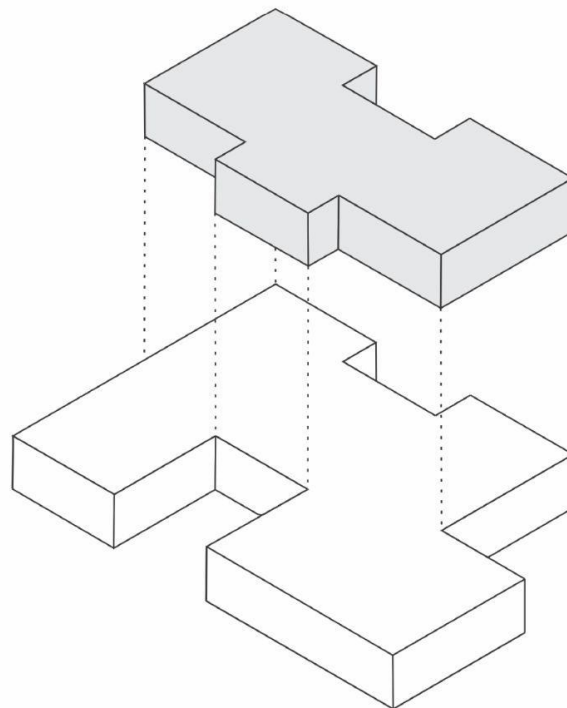
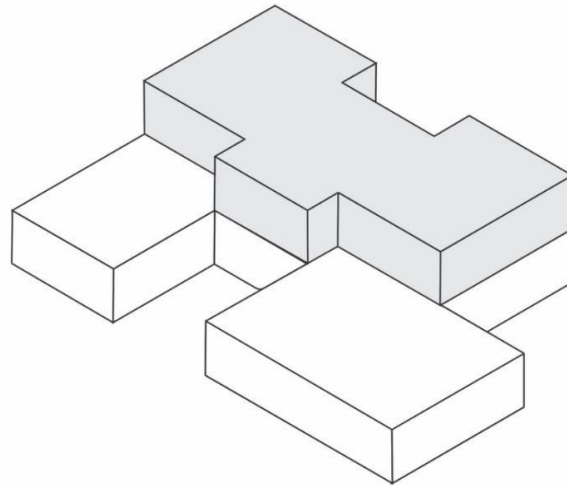


IMPLANTAÇÃO
ESC. 1:250



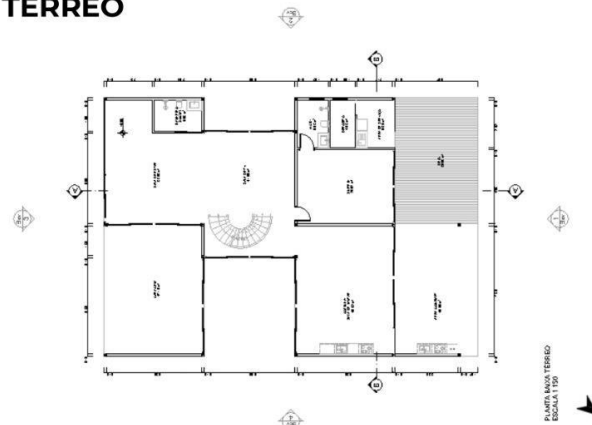
SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

VOLUMETRIA

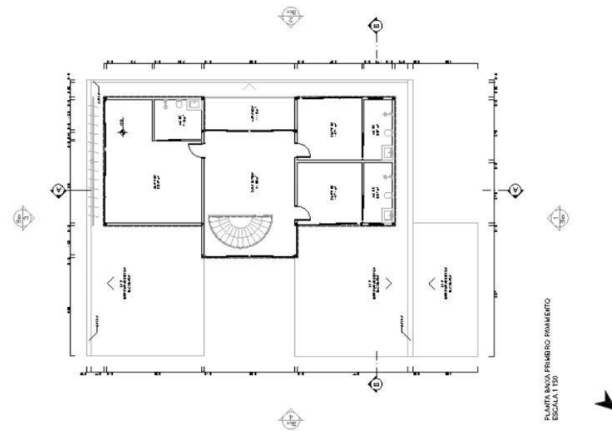


SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

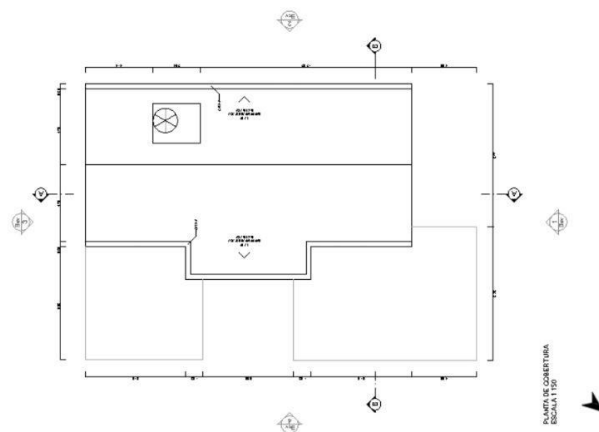
PLANTA DE TÉRREO



PLANTA DE PRIMEIRO PAVIMENTO

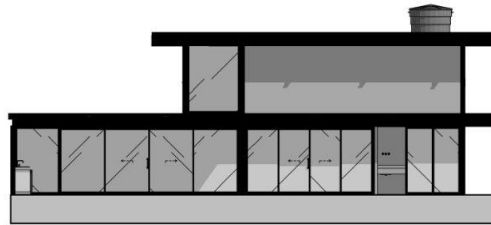


PLANTA DE COBERTURA

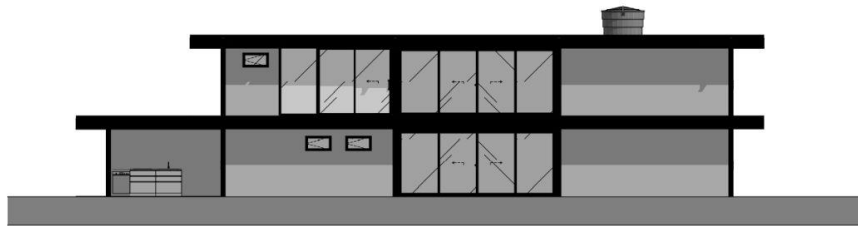


SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

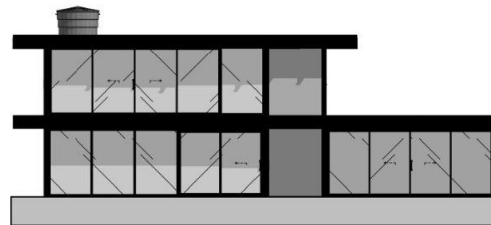
FACHADAS



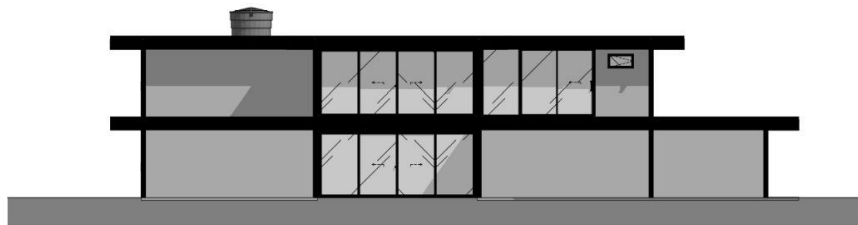
ELEVÇÃO 1
ESCALA 1:200



ELEVÇÃO 2
ESCALA 1:200



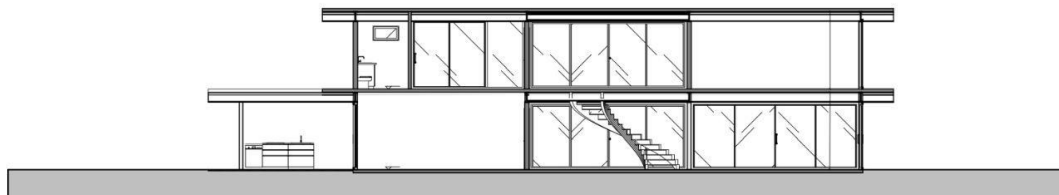
ELEVÇÃO 3
ESCALA 1:200



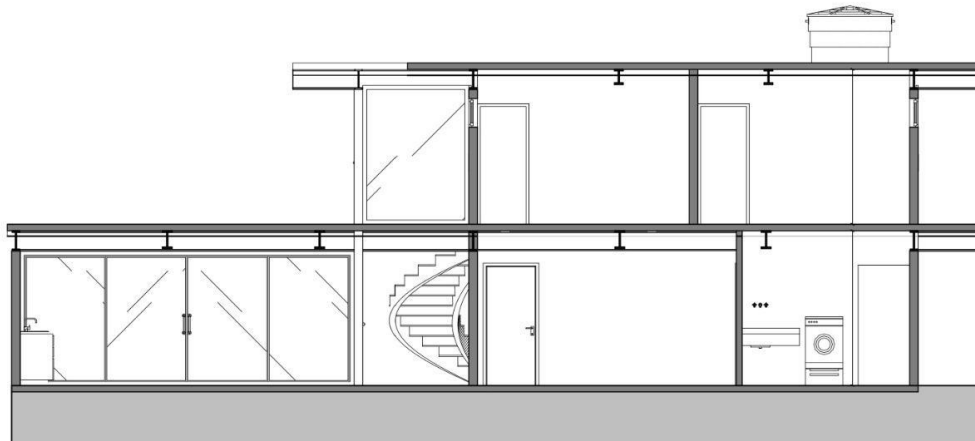
ELEVÇÃO 4
ESCALA 1:200

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

CORTES



CORTE LONGITUDINAL AA
ESCALA 1:200



CORTE TRANSVERSAL BB
ESCALA 1:100

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

PERSPECTIVAS



SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

PERSPECTIVAS



SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

PERSPECTIVAS



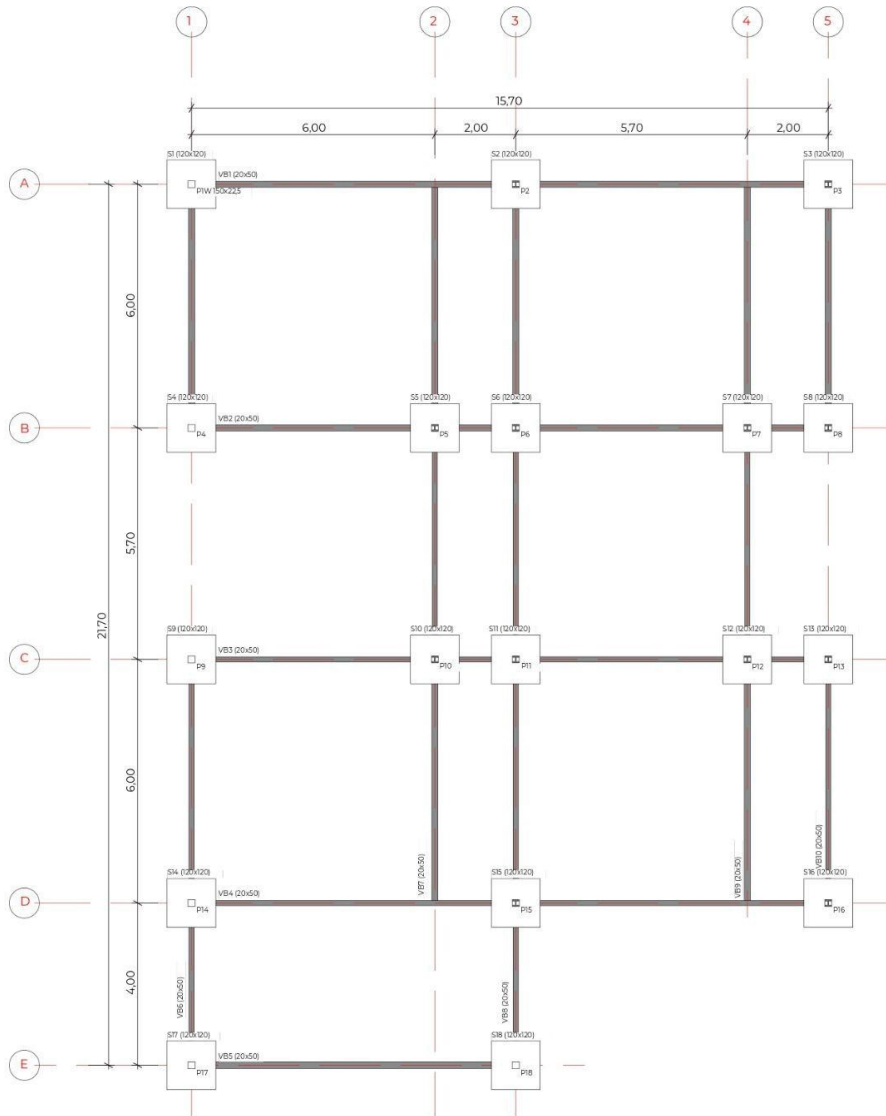
SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

PERSPECTIVAS



SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

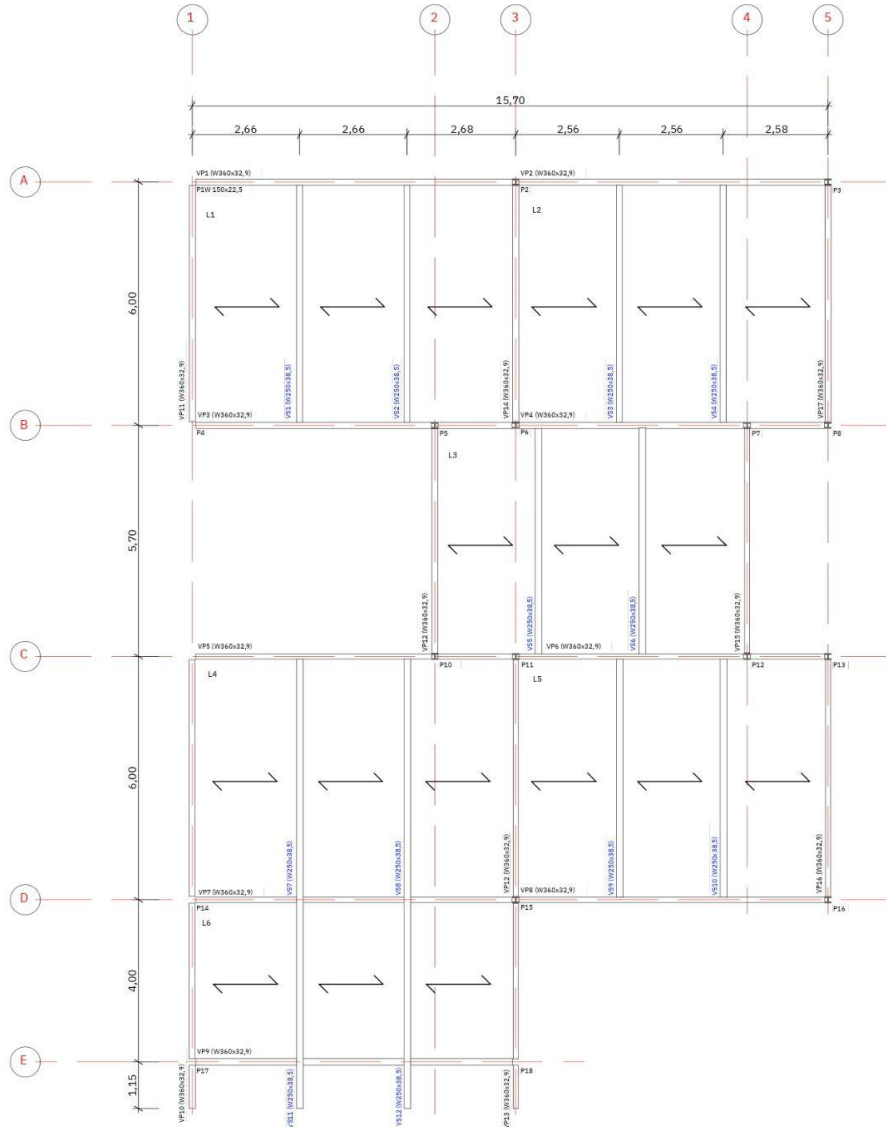
PLANTA DE LOCAÇÃO DE PILARES, FUNDAÇÕES



PLANTA DE FUNDAÇÕES
 ESCALA: 1:100

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

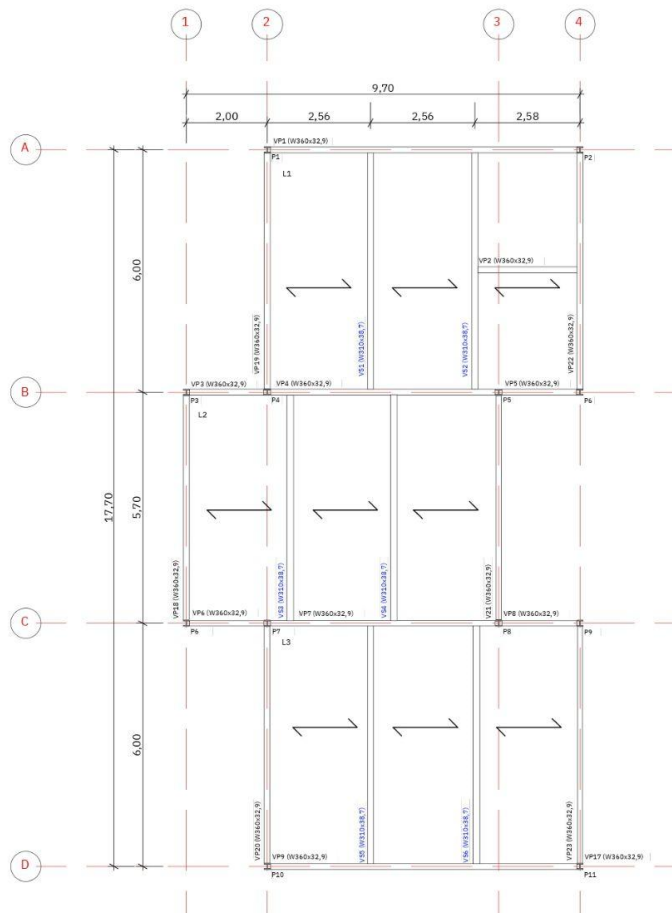
PLANTA ESTRUTURAL DE FORMAS - TÉRREO



PLANTA DE MONTAGEM TÉRREO
ESCALA: 1:100

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

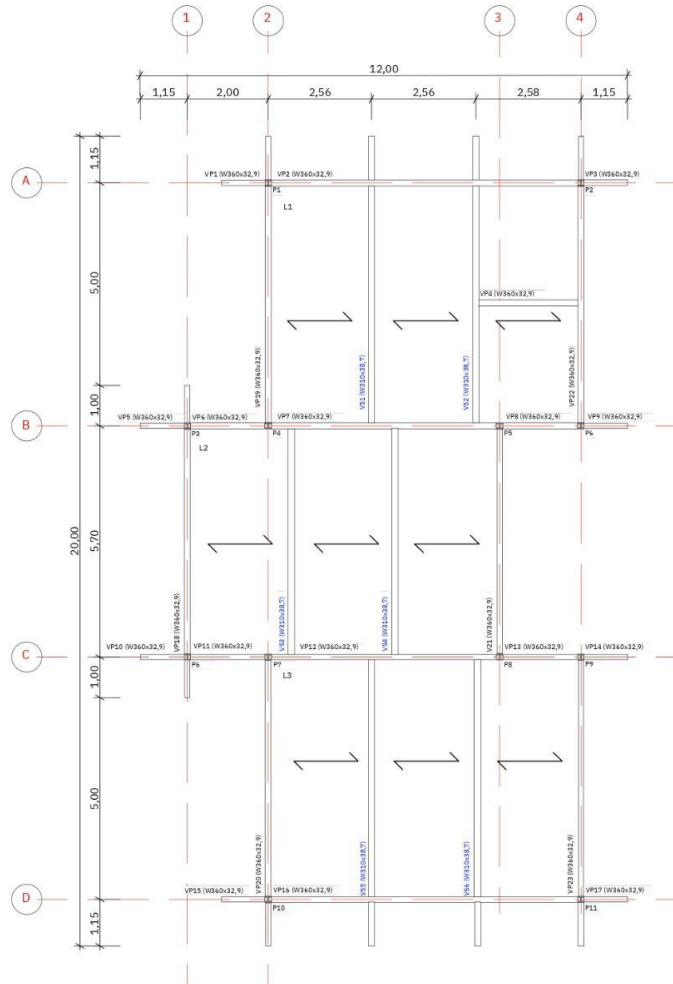
PLANTA ESTRUTURAL DE FORMAS - SUPERIOR



PLANTA DE MONTAGEM 1º PAVIMENTO
 ESCALA: 1:100

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

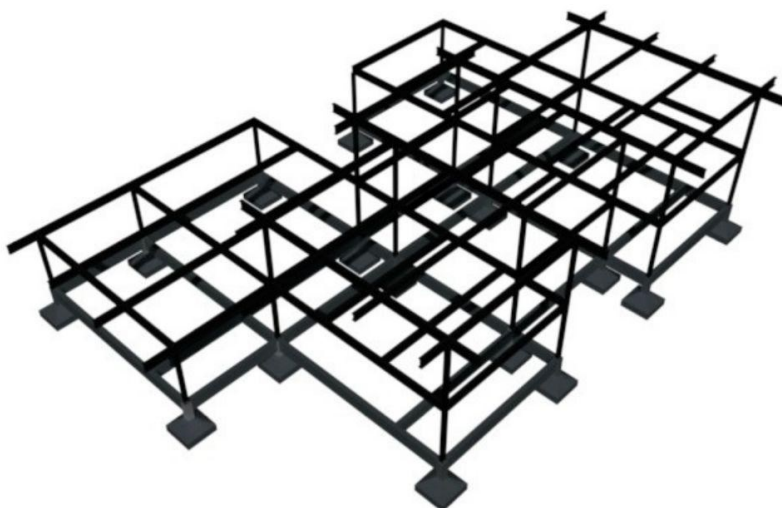
PLANTA ESTRUTURAL DE FORMAS - COBERTURA



PLANTA DE MONTAGEM COBERTURA
ESCALA: 1:100

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

3D ESTRUTURAL



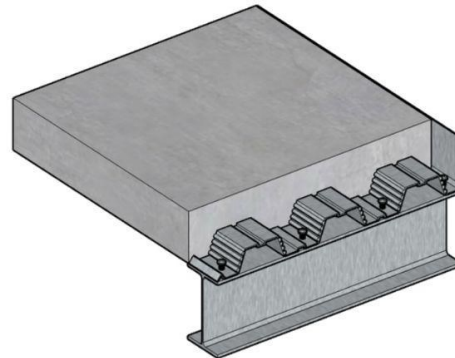
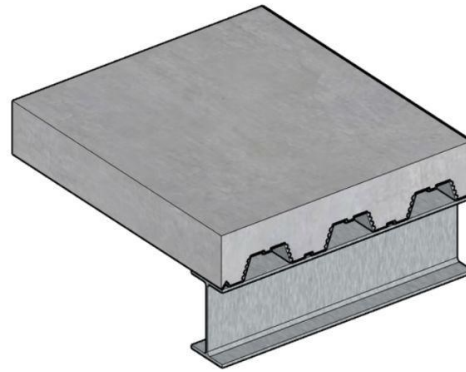
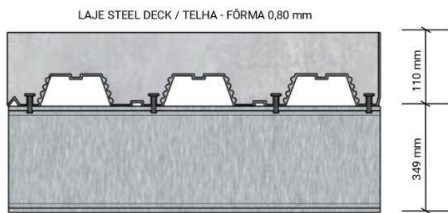
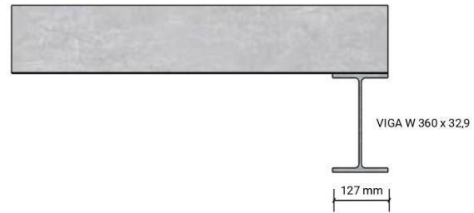
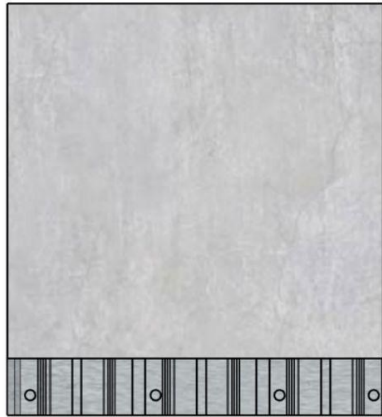
SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

3D ESTRUTURAL



SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

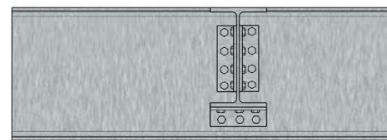
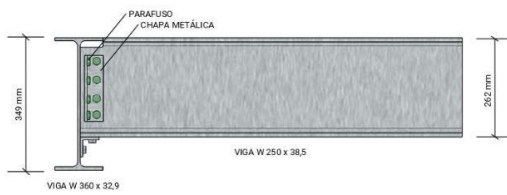
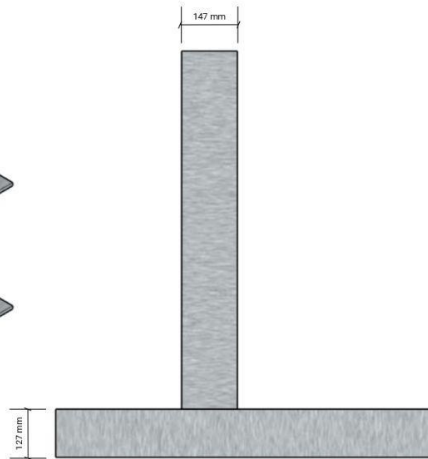
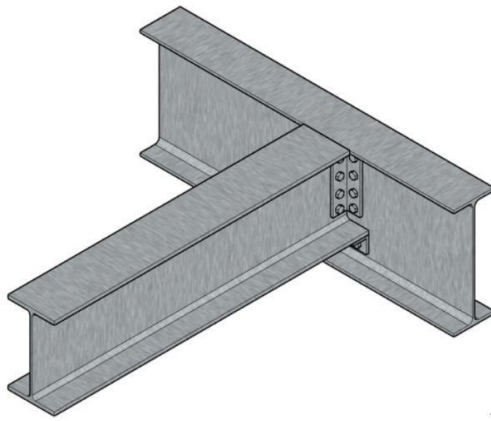
DETALHE CONEXÃO LAJE/VIGA



SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

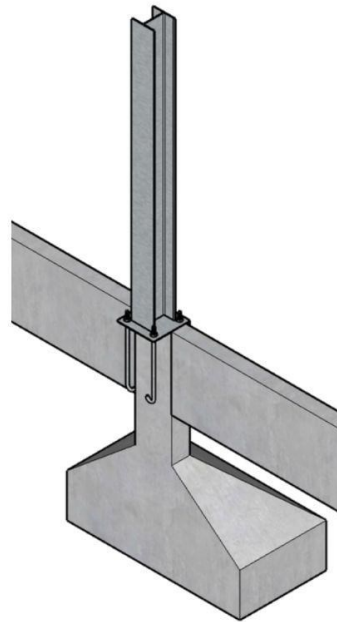
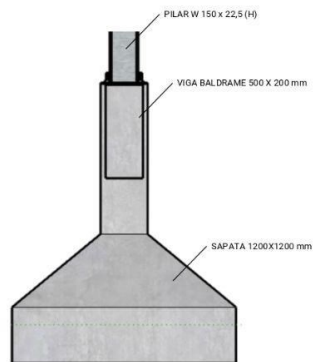
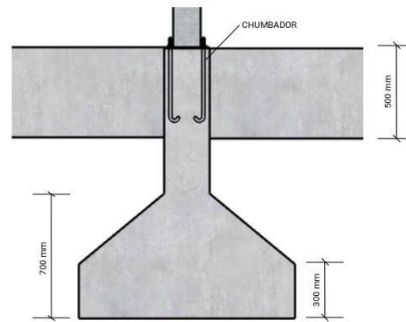
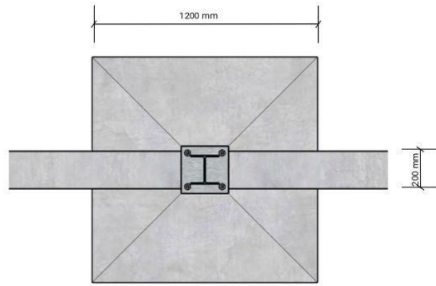
DETALHE

CONEXÃO VIGAS PRINCIPAIS/ SECUNDÁRIAS



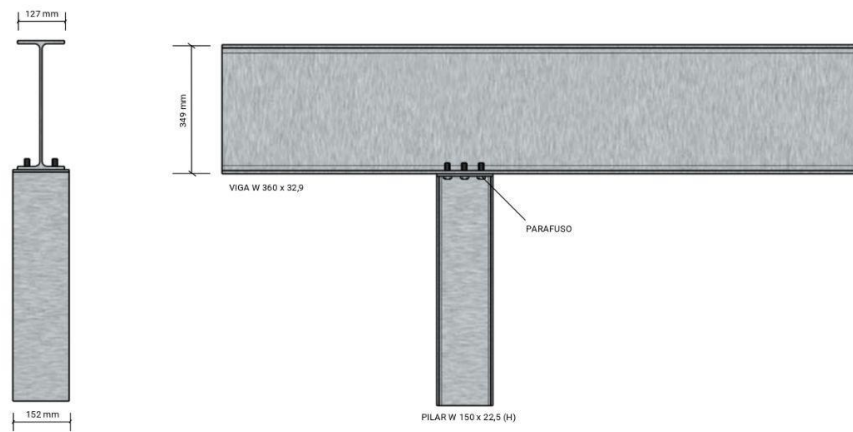
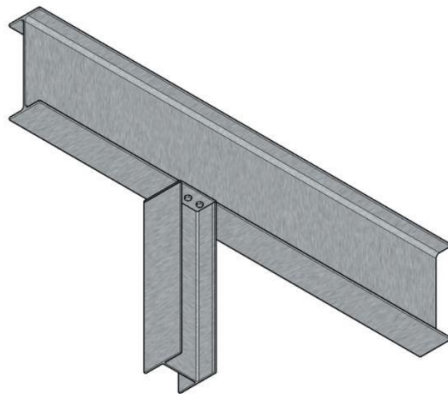
SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

DETALHE
CONEXÃO PILAR/ FUNDAÇÃO



SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

DETALHE CONEXÃO VIGA/ PILAR



SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

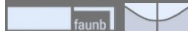
Casa Vértice - Clara Santos Malta, Heitor Felizardo Da
Costa Oliveira, Jose Cesar Mouta Silva, Leticia Pereira
Aguiar

Casa Vértice.

CLARA SANTOS
JOSÉ CÉSAR
LETICIA AGUIAR
HEITOR FELIZARDO

ARQUITETURA E
URBANISMO

2024/2



SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

MEMORIAL

Este trabalho foi desenvolvido como parte da disciplina Sistemas Estruturais em Aço e tem como objetivo aplicar, na prática, o que aprendemos em aula sobre o uso do aço em projetos estruturais. A proposta nos desafiou a criar uma estrutura inteiramente metálica, explorando desde as propriedades e vantagens do material até o processo de dimensionamento e montagem.

Ao longo do desenvolvimento, focamos em dimensionar corretamente os elementos metálicos, definir o sistema estrutural mais adequado e avaliar os métodos de fabricação e montagem, tudo com base nas orientações e exercícios feitos em aula.

LOCALIZAÇÃO SHIS - Setor de Habitações Individuais Sul - QI 26 Conjunto 04 Lote 01



Planta de situação



Planta de localização

PROGRAMA DE NECESSIDADE

O projeto foi desenvolvido com base no perfil dos clientes: um casal com dois filhos adolescentes e que frequentemente recebem visitas de familiares e amigos. A casa é planejada para oferecer conforto, integração entre os ambientes sociais e privacidade nas áreas íntimas.

Para atender a essas necessidades, o **térreo** concentra as áreas sociais, de serviço e um quarto de hóspedes. Esse nível inclui uma sala de estar e jantar integradas, uma cozinha ampla com espaço para refeições rápidas, um lavabo e o quarto de visita com banheiro privativo, ideal para acomodar os hóspedes com conforto. Na área externa, há um espaço gourmet com churrasqueira, uma varanda coberta, lavanderia, jardim com áreas vegetativas e um espaço para relaxamento ao ar livre.

O **pavimento superior** é destinado às áreas íntimas. Ele inclui dois quartos para os filhos, que compartilham um banheiro (estilo "Jack and Jill"), e uma suíte master para o casal. A suíte é equipada com um closet espaçoso e um banheiro confortável com banheira. Esse pavimento também conta com uma sala íntima para TV e convivência.



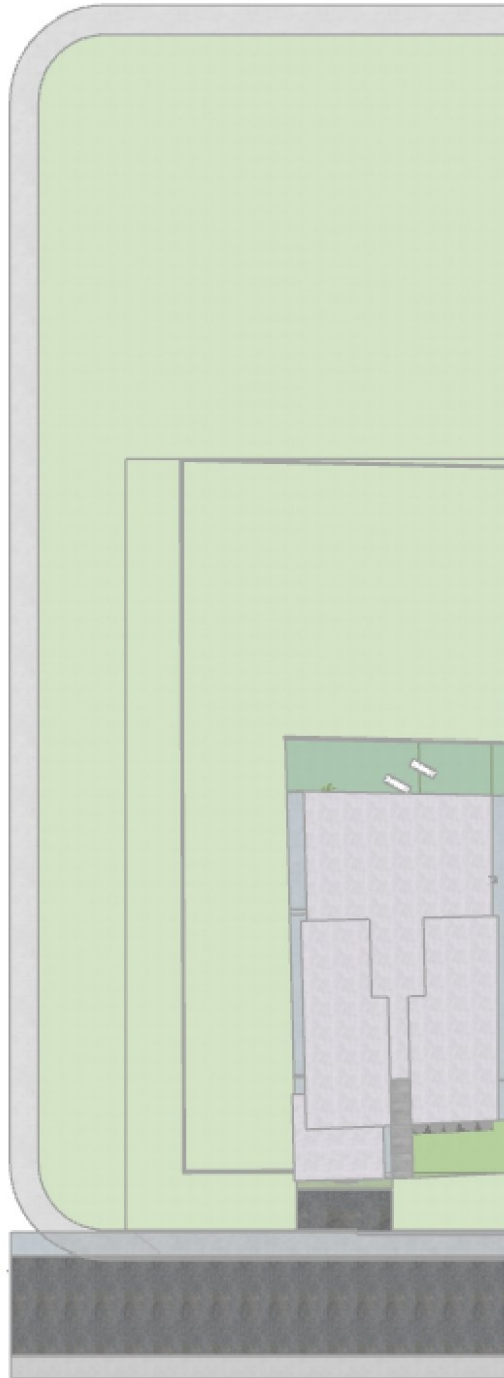
SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

IMAGENS DO PROJETO



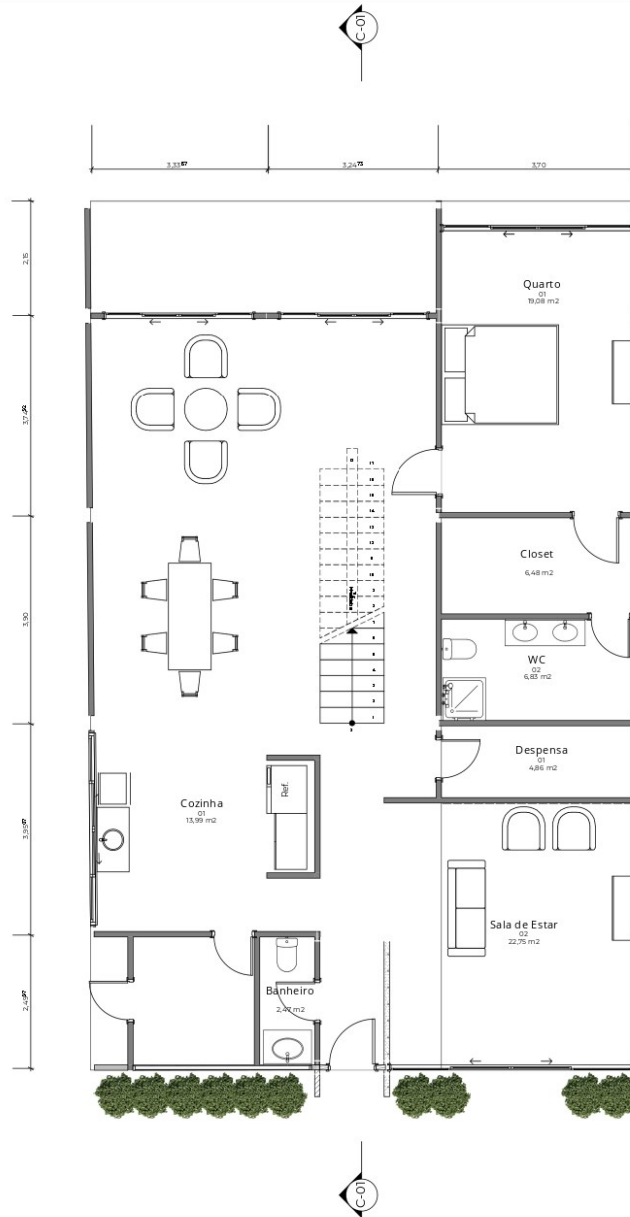
SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

PLANTA DE SITUAÇÃO E LOCAÇÃO



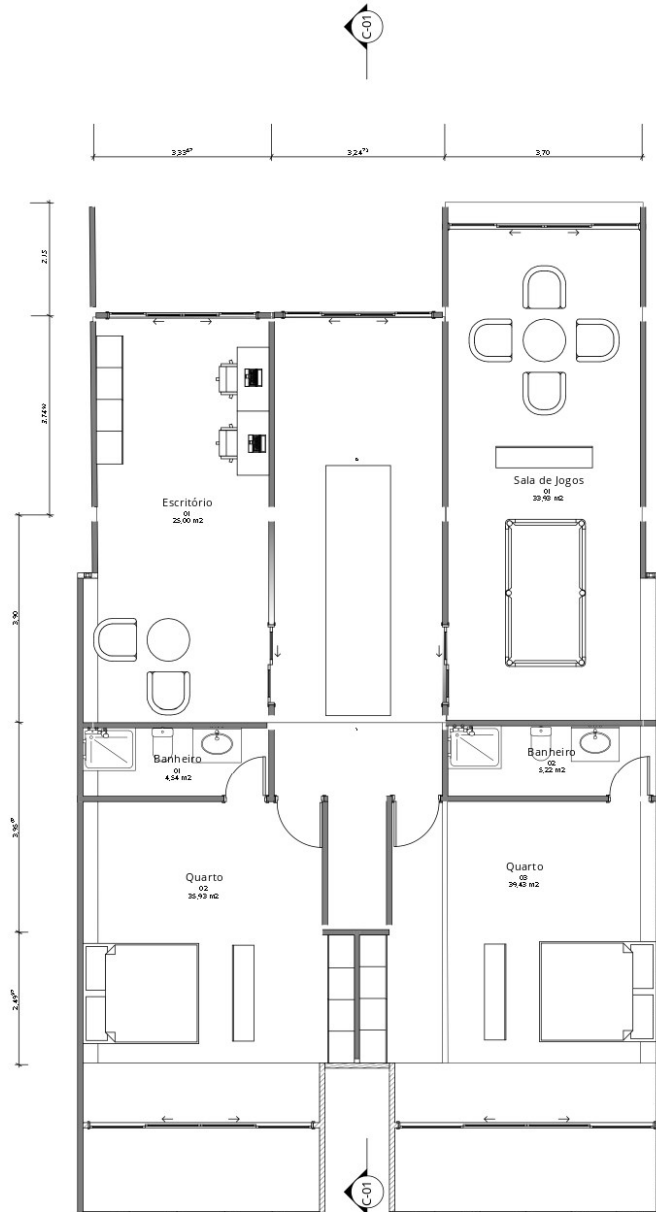
SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

PLANTA BAIXA - TÉRREO



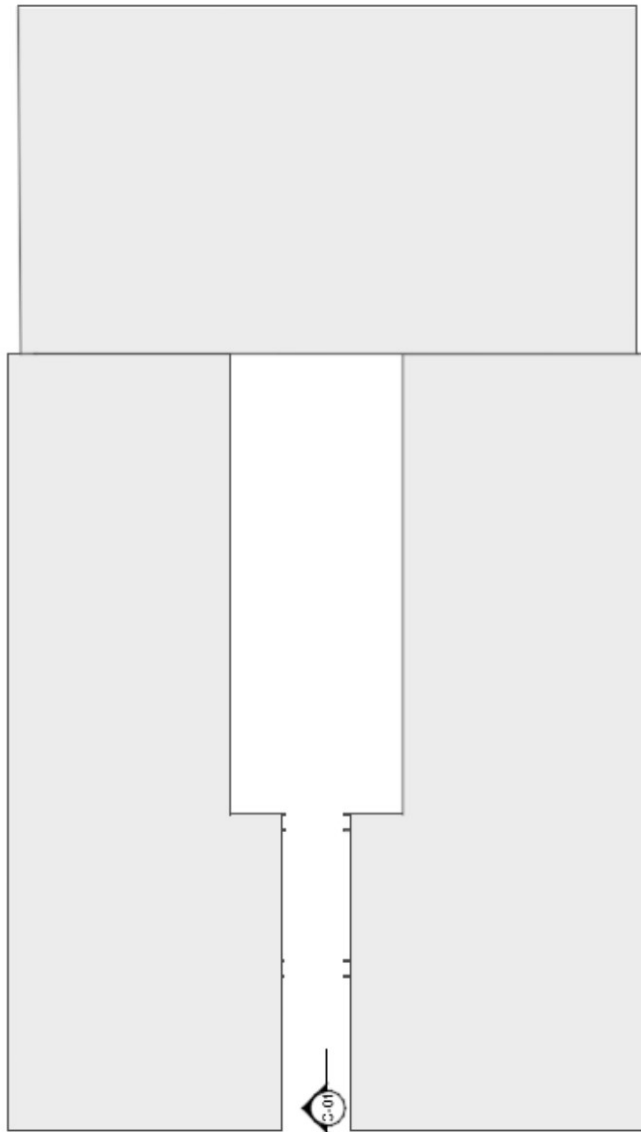
SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

PLANTA BAIXA - 1 PAVIMENTO



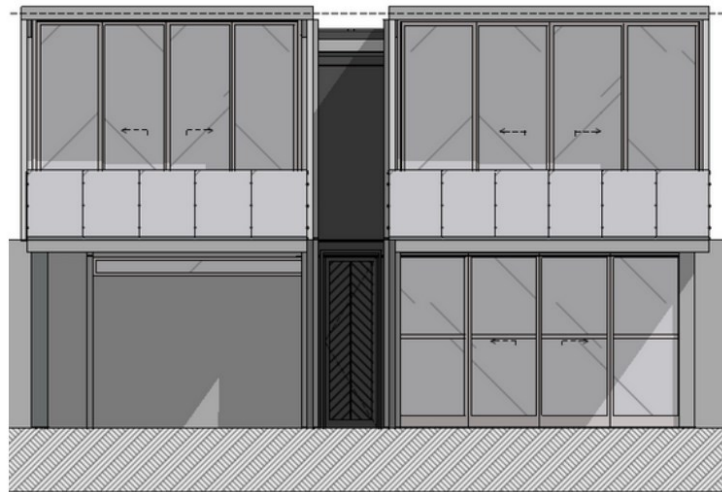
SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

PLANTA BAIXA - COBERTURA

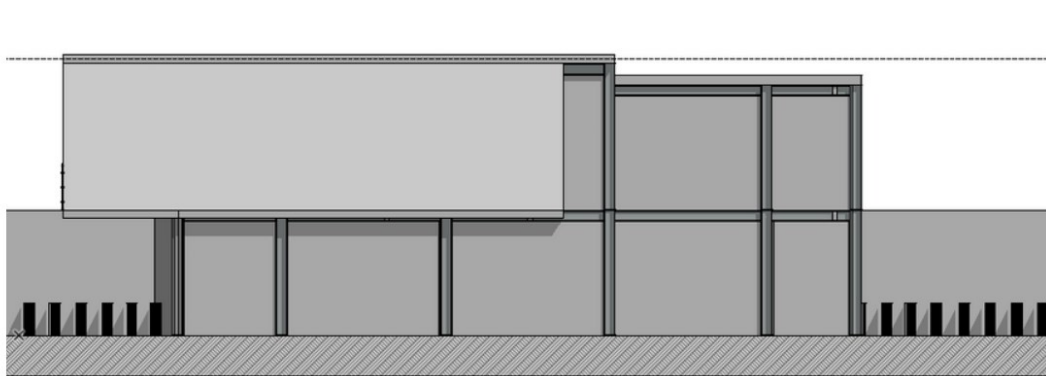


SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

VISTAS



VISTA FRONTAL



VISTALATERAL 01

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

VISTAS



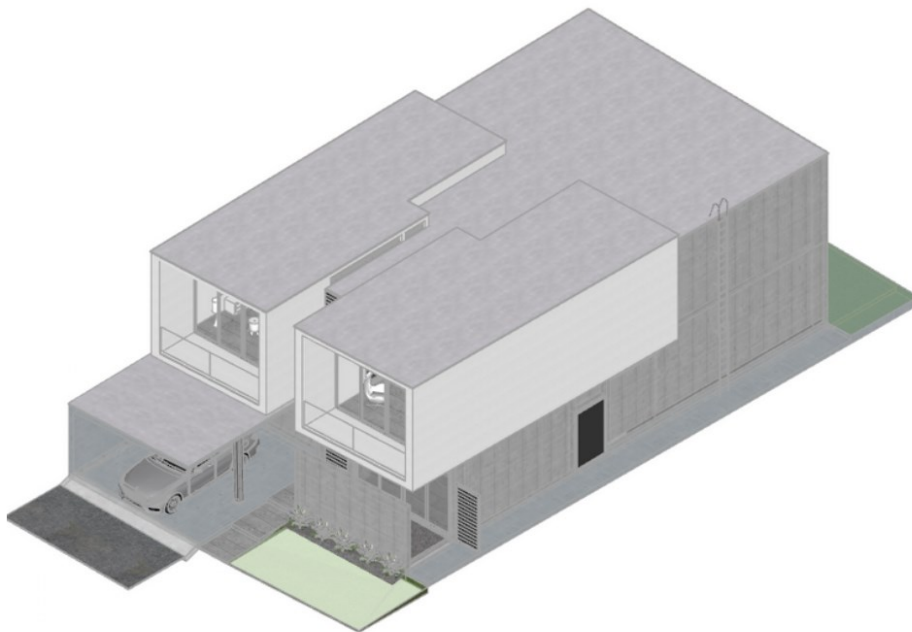
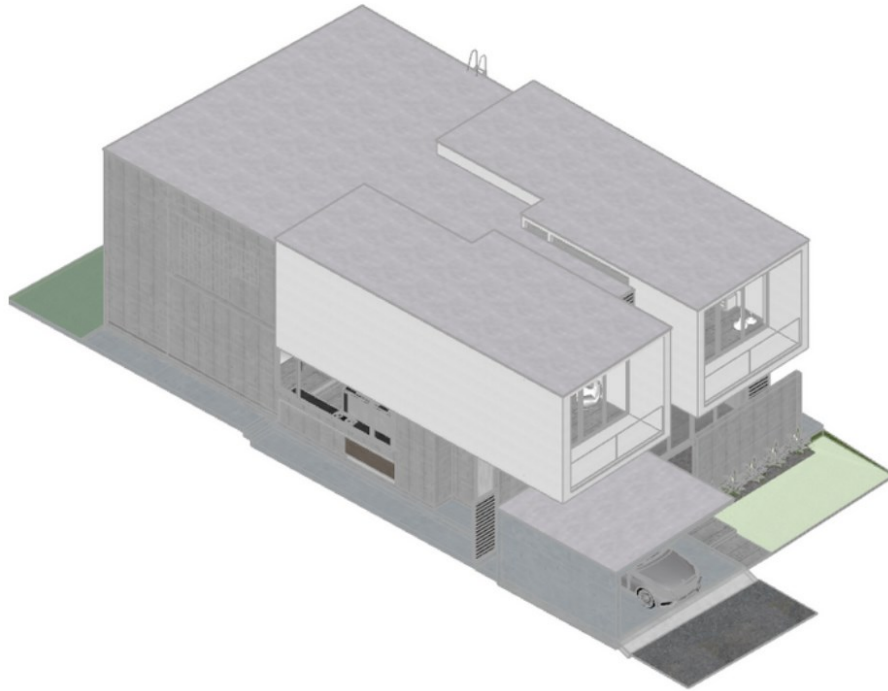
VISTA TRASEIRA



VISTALATERAL 02

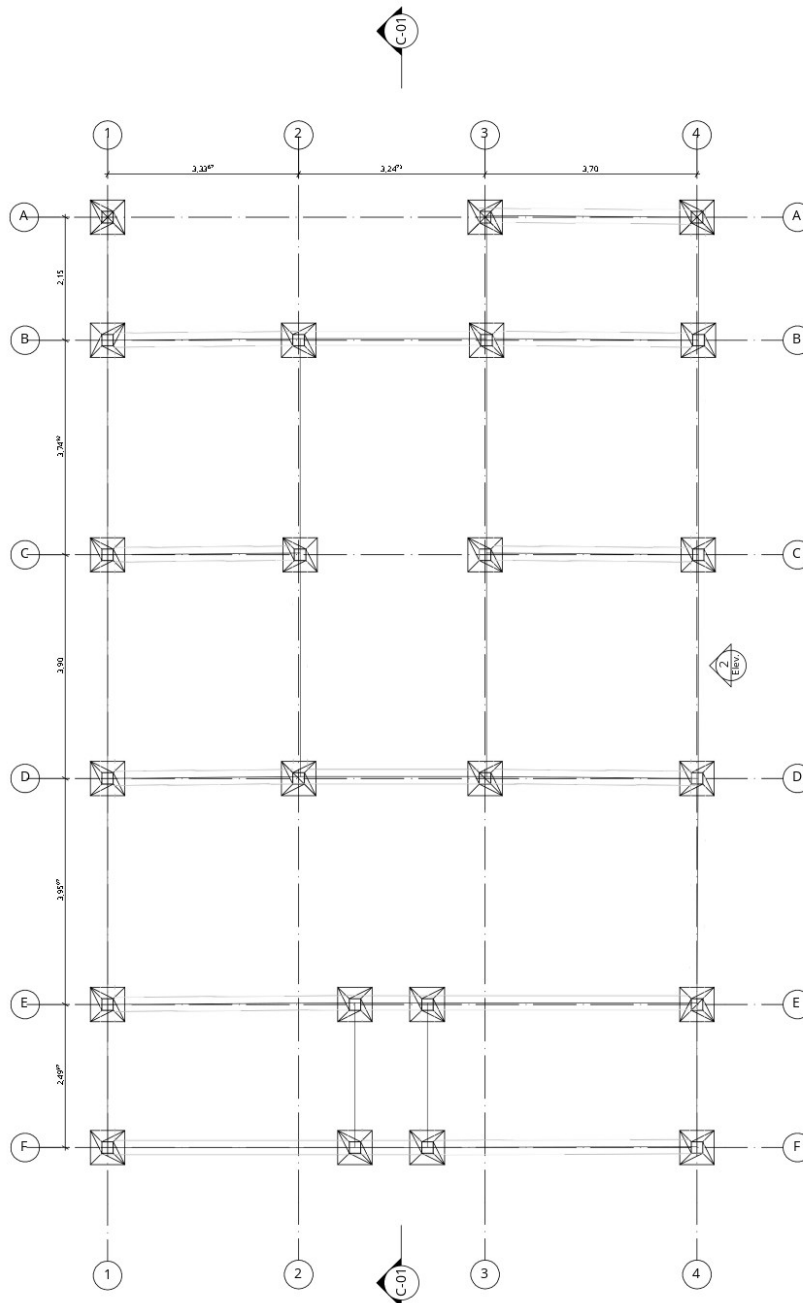
SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

PERSPECTIVA



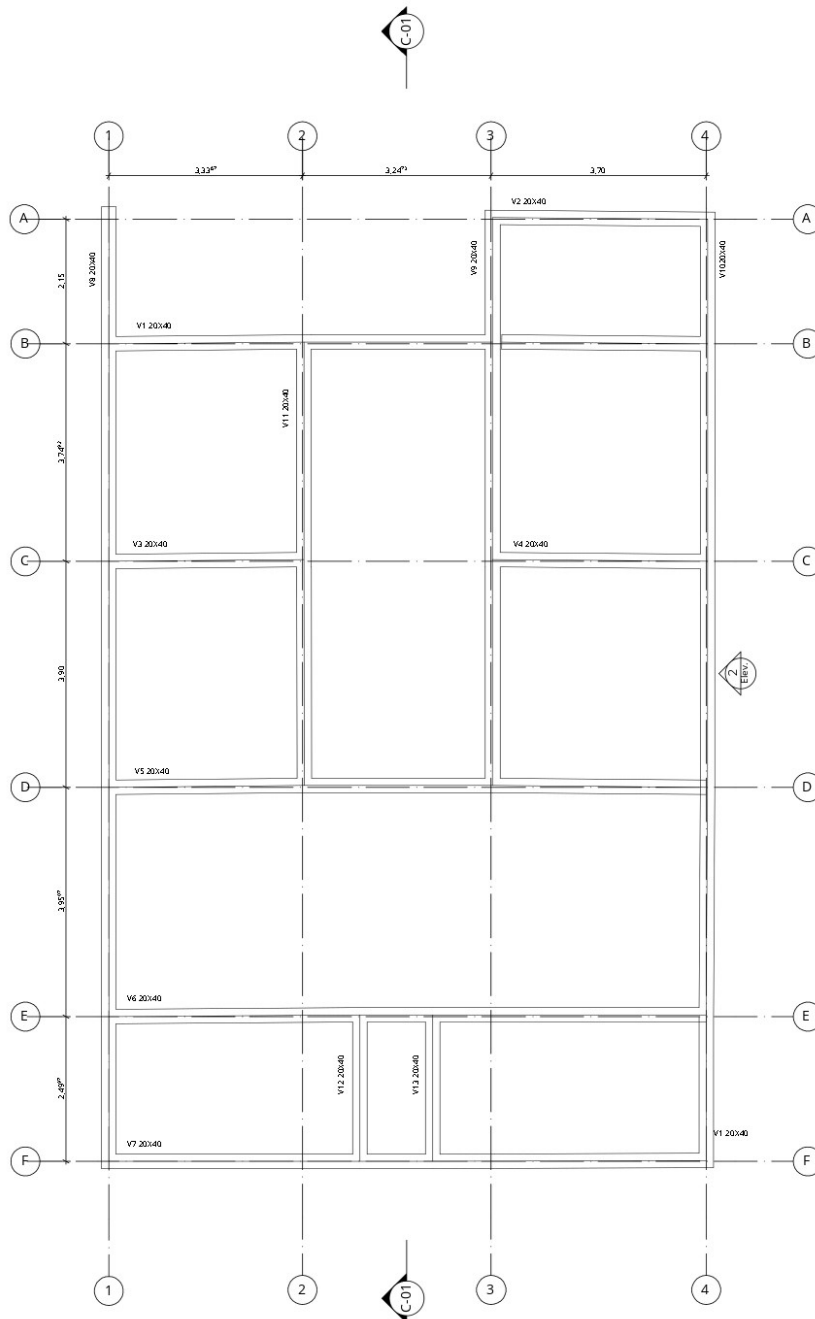
SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

PLANTA DE FUNDAÇÕES - LOCALIZAÇÃO DAS SAPATAS



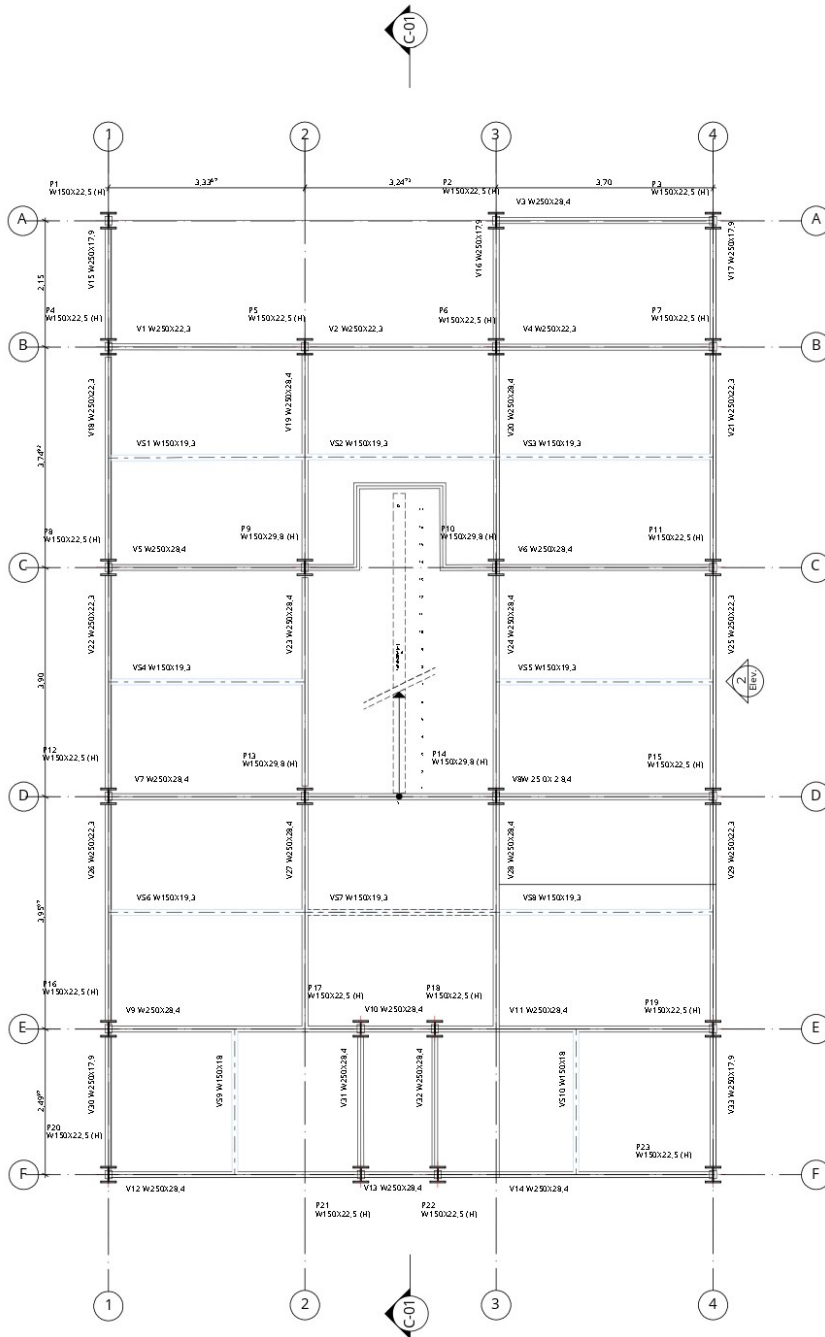
SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

PLANTA FORMAS



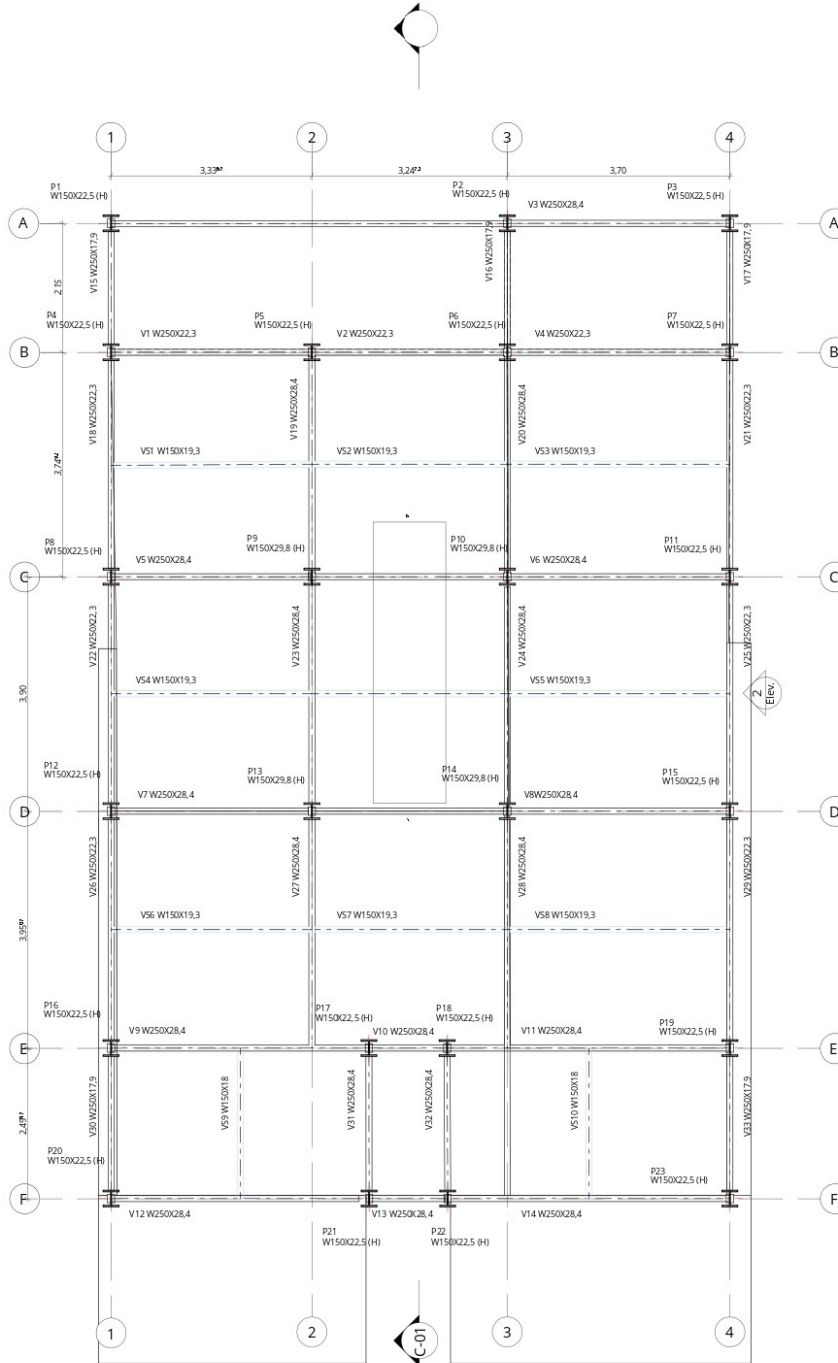
SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

PLANTA DE MONTAGEM- SUPERIOR



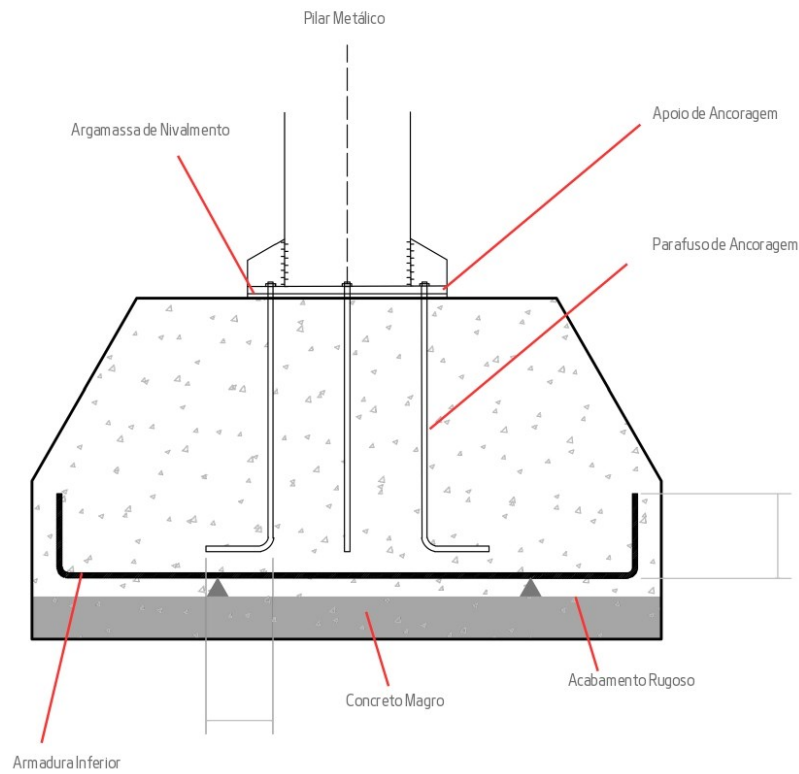
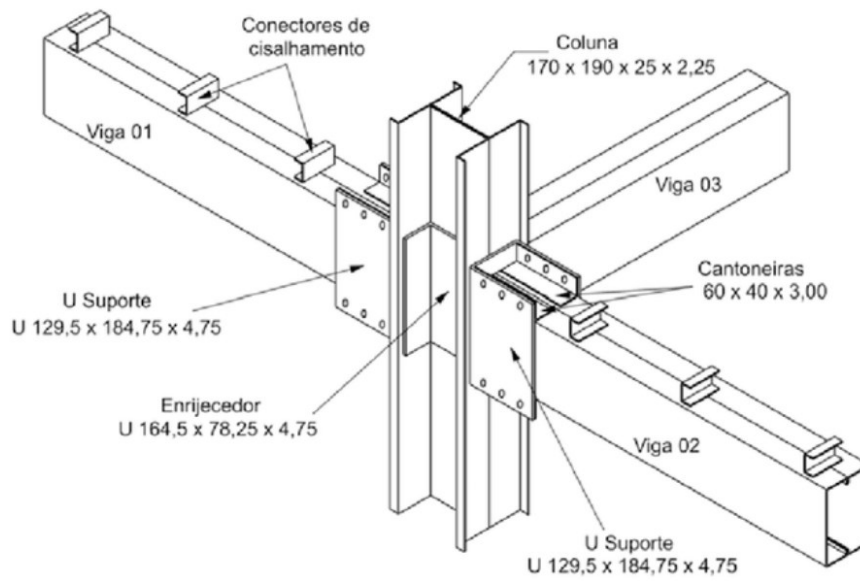
SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

PLANTA DE MONTAGEM-COBERTURA



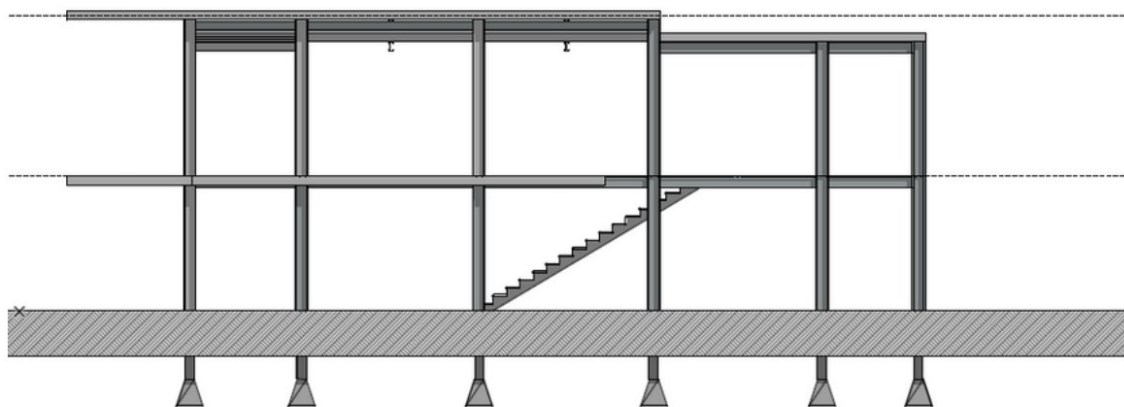
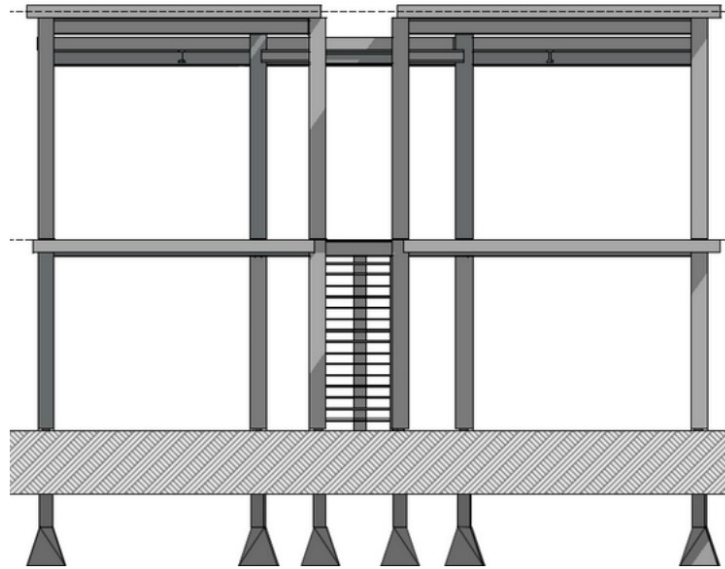
SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

DETALHE1 - PILAR / VIGA



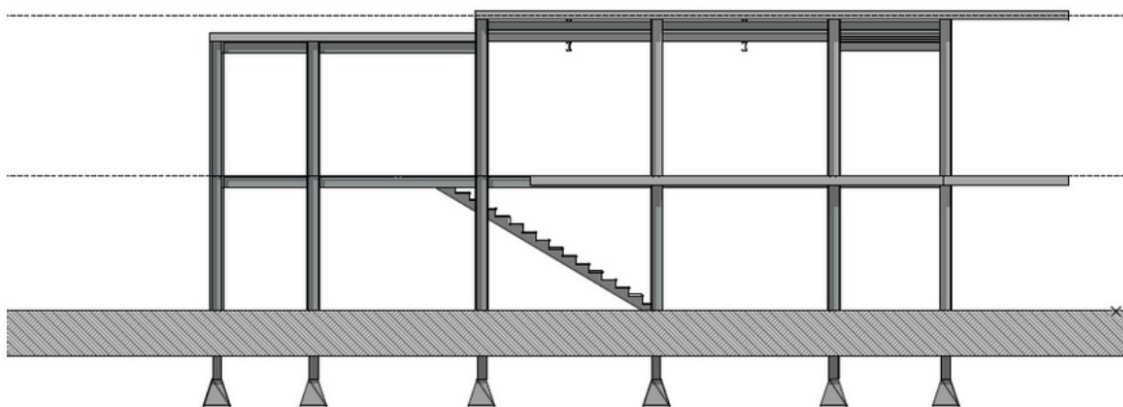
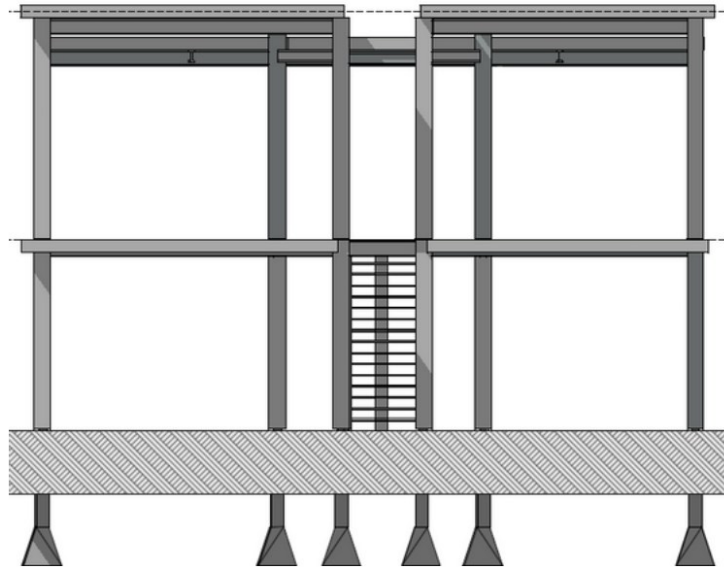
SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

VISTAS DA ESTRUTURA



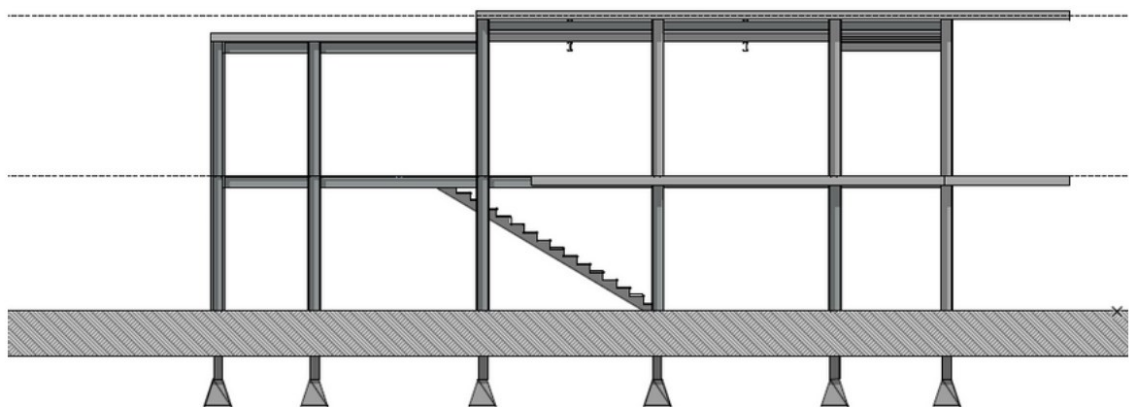
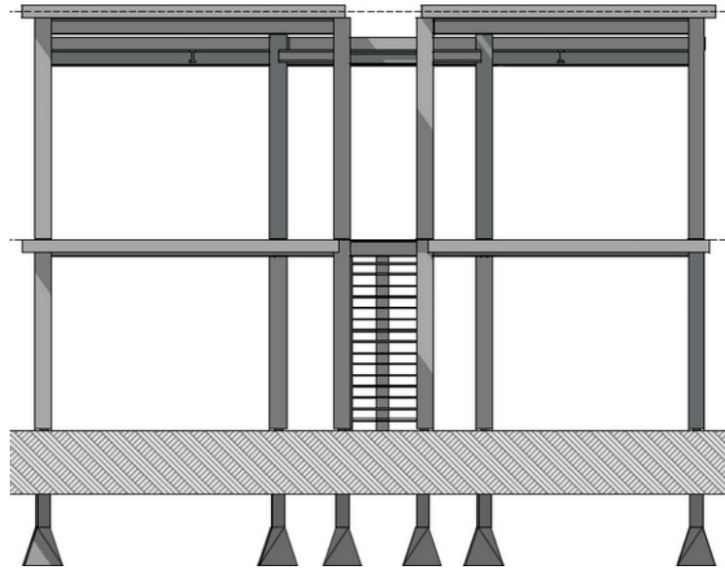
SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

VISTAS DA ESTRUTURA



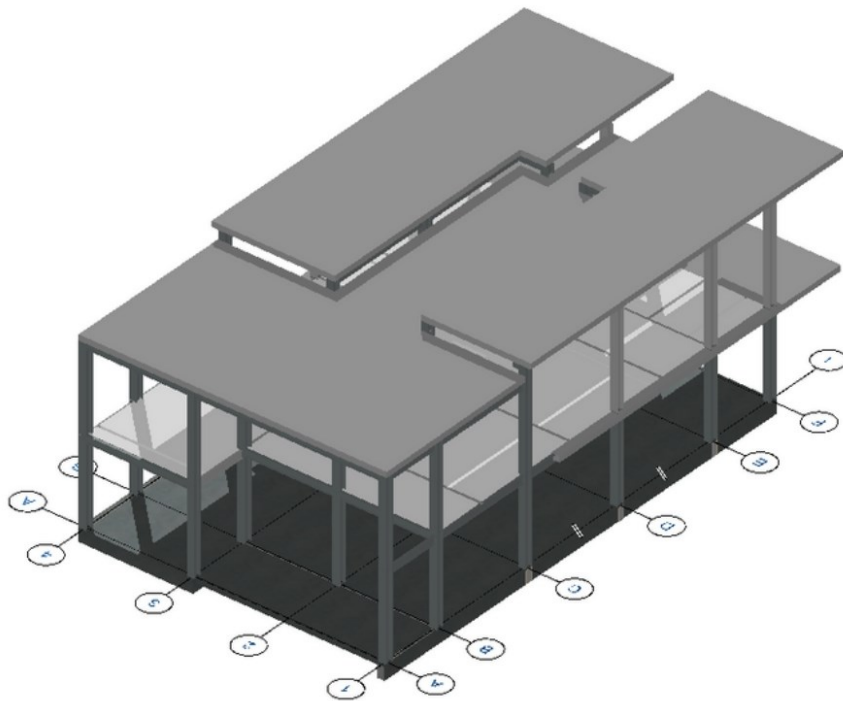
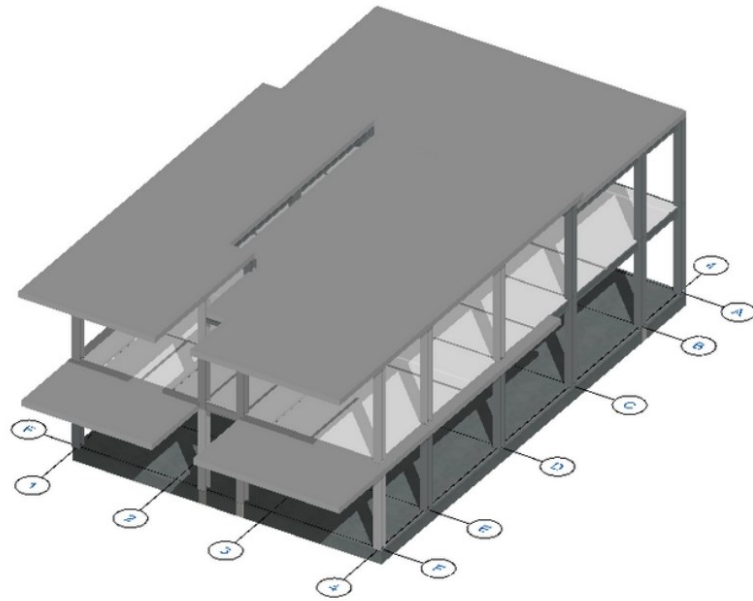
SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

VISTAS DA ESTRUTURA



SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

ESQUEMA 3D DA ESTRUTURA



SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

MEMORIA DE CALCULO - PILAR LATERAL - TERREO

cargas da laje	
número de andares	2
E	20500000 N/cm ²
fy	350 AR350COR
carga alvenaria	2,7 KN/m ²
altura parede	3 m

cargas permanentes	
Peso próprio da laje	2,08 KN/m ²
Revestimento	1 KN/m ²
Forro	0,3 KN/m ²
TOTAL	3,38 KN/m ²

cargas acidentais	
Dormitório/sala/copa/cozinha	1,5 KN/m ²
carga laje	6,475 KN/m ²

pré dimensionamento laje	
Ação	Valor da carga
Acidental	1,5 KN/m ²
Revestimento	1 KN/m ²
Forro	0,3 KN/m ²
TOTAL	2,8 KN/m ²

tabela MF50	
h	11 cm
peso	2,08 KN/m ²

viga secundária	
l	335 cm
d	1,97 cm
qv	12,75575 KN/m

pré dimensionamento	
delta norma	0,957142857 cm
I min	1066,088806 cm ⁴
I adotada	1.686 W 200 x 19,3
peso próprio viga	19,3 kg/m

verificação de carregamentos	
qttotalviga	12,94875 KN/m

verificação da flecha	
Ix	1.686 cm
delta max	0,614376256 cm
verificação norma	0,614376256

verificação de flexão	
sigma resistente	205,8823529 MPa
momento max	1816466,836 Ncm

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

MEMORIA DE CALCULO - PILAR LATERAL - TERREO

Wx	166,1 cm ³
sigma max	109,3598336

Viga principal	
d	1,675 m
comprimento viga	395 cm
cálculo da reação VIGA SEC	21,68915625 KN
carga parede	8,1 KN/m
carga viga da laje	10,845625 KN/m
carga viga total	18,945625 KN/m

pré dimensionamento	
delta norma	1,128571429 cm
Imin	2729,636205 cm ⁴
I adotada	2939 W 250 x 22,3
peso próprio viga	22,3 kg/m

verificação de carregamentos	
qpp	0,223 Ncm
qttotal	19,168625 Ncm

verificação da flecha	
delta max ftool (não passou)	1,528 cm
novo perfil	W250 X 28,4
novo delta max ftool	0,986 cm

verificação de flexão	
sigma resistente	205,8823529 MPa
momento max viga	40,11044627 KN/m
momento max ftool	4011044,627 Ncm
Wx	231,4 cm ³
sigma max	173,3381429 MPa

PILAR	
L	300 cm
K	0,7
LFL	210 cm
GAMMA CORR	2,5
AREA INFLUÊNCIA	2,46 M ²
CARGA PISO	4,88
CARGA COBERTURA	0,65
FINT	47,616744
IMIN	51,06340619
ESCOLHIDO	1229 W 150 x 22,5 (H)
AREA BARRA	29 cm ²
I RAO DE GIRAÇÃO X	6,51
I RAO DE GIRAÇÃO Y	3,65

VERIFICAÇÃO DE COMPRESSÃO	
Esbeltez x	32,2580645
Esbeltez y	2

0,01738095

2

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

MEMORIA DE CALCULO - PILAR DE CANTO - TERREO

cargas da laje		
número de andares	2	
E	20500000	N/cm ²
fy	350	AR350COR
carga alvenaria	2,7	KN/m ²
altura parede	3	M

cargas permanentes		
Peso próprio da laje	2,08	KN/m ²
Revestimento	1	KN/m ²
Forro	0,3	KN/m ²
TOTAL	3,38	KN/m ²

cargas acidentais		
Dormitório/sala/copa/cozinha	1,5	KN/m ²
carga laje	6,475	KN/m ²

pré dimensionamento laje			
Ação	Valor da carga		
Acidental	1,5		KN/m ²
Revestimento	1		KN/m ²
Forro	0,3		KN/m ²
TOTAL	2,8		KN/m ²

tabela MF50		
h	11	cm
peso	2,08	KN/m ²

viga secundária		
l	250	cm
d	2,075	cm
qv	13,435625	KN/m

pré dimensionamento		
delta norma	0,714285714	cm
I min	466,6925446	cm ⁴
I adotada	939	W 150 x 18,0
peso próprio viga	18	kg/m

verificação de carregamentos		
qtotalviga	13,615625	KN/m

verificação da flecha		
Ix	939	cm
delta max	0,35976337	cm
verificação norma	0,35976337	

verificação de flexão		
sigma resistente	205,8823529	MPa
momento max	1063720,703	Ncm

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

MEMORIA DE CALCULO - PILAR DE CANTO - TERREO

Wx	122,8 cm ²
sigma max	86,62220709

Viga principal	
d	1,25 m
comprimento viga	415 cm
cálculo da reação VIGA SEC	17,01953124 KN
carga parede	8,1 KN/m
carga viga da taje	8,09375 KN/m
carga viga total	16,19375 KN/m

pré dimensionamento	
delta norma	1,185714286 cm
I _{min}	1109,927515 cm ⁴
I adotada	2291 W 250 x 17,9
peso próprio viga	17,9 kg/m

verificação de carregamentos	
q _{pp}	0,179 Ncm
q _{total}	8,27275 Ncm

verificação da flecha	
delta max f _{tool} (não passou)	1,528 cm
novo perfil	W250 X 28,4
novo delta max f _{tool}	0,986 cm

verificação de flexão	
sigma resistente	205,8823529 MPa
momento max viga	26,56260348 KN/m
momento max f _{tool}	2656260,348 Ncm
Wx	182,6 cm ³
sigma max	145,4688033 MPa

PILAR	
L	300 cm
K	0,7
LFL	210 cm
GAMMA CORR	2,5
AREA INFLUÊNCIA	2,08 M ²
CARGA PISO	4,88
CARGA COBERTURA	0,65
FINT	40,261312
IMIN	36,50616706
ESCOLHIDO	1229 W 150 x 22,5 (H)
AREA BARRA	29 cm ²
I RAI0 DE GIRAÇÃO X	6,51
I RAI0 DE GIRAÇÃO Y	3,65

VERIFICAÇÃO DE COMPRESSÃO	
Esbeltez x	32,2580645
Esbeltez y	2
	0,01738095
	2

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

MEMORIA DE CALCULO - PILAR INTERMEDIARIO - TERREO

cargas da laje		
número de andares	2	
E	20500000	N/cm ²
fy	350	AR350COR
carga alvenaria	2,7	KN/m ²
altura parede	3	m

cargas permanentes		
Peso próprio da laje	2,08	KN/m ²
Revestimento	1	KN/m ²
Forro	0,3	KN/m ²
TOTAL	3,38	KN/m ²

cargas acidentais		
Dormitório/sala/copa/cozinha	1,5	KN/m ²
carga laje	6,475	KN/m ²

pré dimensionamento laje			
Ação	Valor da carga		
Acidental	1,5	KN/m ²	
Revestimento	1	KN/m ²	
Forro	0,3	KN/m ²	
TOTAL	2,8	KN/m ²	

tabela MF50		
h	11	cm
peso	2,08	KN/m ²

viga secundária		
l	335	cm
d	1,94	cm
qv	12,5615	KN/m

pré dimensionamento		
delta norma	0,957142857	cm
I min	1049,853951	cm ⁴
I adotada	1.686	W 200 x 19,3
peso próprio viga	19,3	kg/m

verificação de carregamentos		
qtotalviga	12,7545	KN/m

verificação da flecha		
Ix	1.686	cm
delta max	0,605159722	cm
verificação norma	0,605159722	

verificação de flexão		
sigma resistente	205,8823529	MPa
momento max	1789217,203	Ncm

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

MEMORIA DE CALCULO - PILAR INTERMEDIARIO - TERREO

Wx	166,1	cm ³
sigma max	107,7192777	
Viga principal		
d	2,67	m
comprimento viga	389	cm
cálculo da reação VIGA SEC	21,3637874	KN
carga parede	8,1	KN/m
carga viga da taje	17,28825	KN/m
carga viga total	25,38825	KN/m
pré dimensionamento		
delta norma	1,111428571	cm
Imin	3714,292432	cm ⁴
I adotada	4046	W 250 x 28,4
peso próprio viga	28,4	kg/m
verificação de carregamentos		
qpp	0,284	Ncm
qttotal	25,67224	Ncm
verificação da flecha		
delta max ftool (não passou)	1,528	cm
novo perfil	W250 X 28,4	
novo delta max ftool	0,986	cm
verificação de flexão		
sigma resistente	205,8823529	MPa
momento max viga	45,05597423	KN/m
momento max ftool	4505597,423	Ncm
Wx	311,2	cm ³
sigma max	144,7814082	MPa
PILAR		
L	300	cm
K	0,7	
LFL	210	cm
GAMMA CORR	2,5	
AREA INFLUÊNCIA	12,53	M ²
CARGA PISO	4,88	
CARGA COBERTURA	0,65	
FINT	242,535692	
IMIN	13 24,7 73 734	
ESCOLHIDO	1739	W 150 x 29,8 (H)
AREA BARRA	38,5	cm ²
I RAI0 DE GIRAÇÃO X	6,72	3,8
I RAI0 DE GIRAÇÃO Y		
VERIFICAÇÃO DE COMPRESSÃO		
Esbeltez x	31,25	
Esbeltez y	0,018095238	

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

MEMORIA DE CALCULO - PILAR LATERAL - 1 PAV

cargas da laje	
número de andares	2
E	20500000 N/cm ²
fy	350 AR350COR
carga alvenaria	2,7 KN/m ²
altura parede	0 m

cargas permanentes	
Peso próprio da laje	2,08 KN/m ²
Revestimento	1 KN/m ²
Forro	0,3 KN/m ²
TOTAL	3,38 KN/m ²

cargas acidentais	
Dormitório/sala/copa/cozinha	1,5 KN/m ²
carga laje	6,475 KN/m ²

pré dimensionamento laje	
Ação	Valor da carga
Acidental	1,5 KN/m ²
Revestimento	1 KN/m ²
Forro	0,3 KN/m ²
TOTAL	2,8 KN/m ²

tabela MF50	
h	11 cm
peso	2,08 KN/m ²

viga secundária	
l	335 cm
d	1,97 cm
qv	12,75575 KN/m

pré dimensionamento	
delta norma	0,957142857 cm
I min	1066,088806 cm ⁴
I adotada	1.686 W 200 x 19,3
peso próprio viga	19,3 kg/m

verificação de carregamentos	
qtotaviga	12,94875 KN/m

verificação da flecha	
Ix	1.686 cm
delta max	0,614376256 cm
verificação norma	0,614376256

verificação de flexão	
sigma resistente	205,8823529 MPa
momento max	1816466,836 Ncm

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

MEMORIA DE CALCULO - PILAR LATERAL - 1 PAV

Wx	166,1 cm ³
sigma max	109,3598336

Viga principal	
d	1,675 m
comprimento viga	395 cm
cálculo da reação VIGA SEC	21,68915625 KN
carga parede	0 KN/m
carga viga da laje	10,845625 KN/m
carga viga total	10,845625 KN/m

pré dimensionamento	
delta norma	1,128571429 cm
Imin	2729,636205 cm ⁴
I adotada	2939 W 250 x 22,3
peso próprio viga	22,3 kg/m

verificação de carregamentos	
qpp	0,223 Ncm
qttotal	19,168625 Ncm

verificação da flecha	
delta max ftool (não passou)	1,528 cm
novo perfil	W250 X 28,4
novo delta max ftool	0,986 cm

verificação de flexão	
sigma resistente	205,8823529 MPa
momento max viga	40,11044627 KN/m
momento max ftool	4011044,627 Ncm
Wx	231,4 cm ³
sigma max	173,3381429 MPa

PILAR	
L	300 cm
K	0,7
LFL	210 cm
GAMMA CORR	2,5
AREA INFLUÊNCIA	2,46 M ²
CARGA PISO	4,88
CARGA COBERTURA	0,65
FINT	47,616744
IMIN	51,06340619
ESCOLHIDO	1229 W 150 x 22,5 (H)
AREA BARRA	29 cm ²
I RAO DE GIRAÇÃO X	6,51
I RAO DE GIRAÇÃO Y	3,65

VERIFICAÇÃO DE COMPRESSÃO	
Esbeltez x	32,2580645
Esbeltez y	2

0,01738095

2

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

MEMORIA DE CALCULO - PILAR DE CANTO - 1 PAV

cargas da laje		
número de andares	2	
E	20500000	N/cm ²
fy	350	AR350COR
carga alvenaria	2,7	KN/m ²
altura parede	0	m

cargas permanentes		
Peso próprio da laje	2,08	KN/m ²
Revestimento	1	KN/m ²
Forro	0,3	KN/m ²
TOTAL	3,38	KN/m ²

cargas acidentais		
Dormitório/sala/copa/cozinha	1,5	KN/m ²
carga laje	6,475	KN/m ²

pré dimensionamento laje			
Ação	Valor da carga		
Acidental	1,5		KN/m ²
Revestimento	1		KN/m ²
Forro	0,3		KN/m ²
TOTAL	2,8		KN/m ²

tabela MF50		
h	11	cm
peso	2,08	KN/m ²

viga secundária		
l	250	cm
d	2,075	cm
qv	13,435625	KN/m

pré dimensionamento		
delta norma	0,714285714	cm
I min	466,6925446	cm ⁴
I adotada	939	W 150 x 18,0
peso próprio viga	18	kg/m

verificação de carregamentos		
qtotalviga	13,615625	KN/m

verificação da flecha		
Ix	939	cm
delta max	0,35976337	cm
verificação norma	0,35976337	

verificação de flexão		
sigma resistente	205,8823529	MPa
momento max	1063720,703	Ncm

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

MEMORIA DE CALCULO - PILAR DE CANTO - 1 PAV

Wx	122,8 cm ²
sigma max	86,62220709

Viga principal	
d	1,25 m
comprimento viga	415 cm
cálculo da reação VIGA SEC	17,01953125 KN
carga parede	0 KN/m
carga viga da laje	8,09375 KN/m
carga viga total	8,09375 KN/m

pré dimensionamento	
delta norma	1,185714286 cm
I _{min}	1109,927515 cm ⁴
I adotada	2291 W 250 x 17,9
peso próprio viga	17,9 kg/m

verificação de carregamentos	
q _{pp}	0,179 Ncm
q _{total}	8,27275 Ncm

verificação da flecha	
delta max f _{tool} (não passou)	1,528 cm
novo perfil	W250 X 28,4
novo delta max f _{tool}	0,986 cm

verificação de flexão	
sigma resistente	205,8823529 MPa
momento max viga	26,56260348 KN/m
momento max f _{tool}	2656260,348 Ncm
Wx	182,6 cm ²
sigma max	145,4688033 MPa

PILAR	
L	300 cm
K	0,7
LFL	210 cm
GAMMA CORR	2,5
AREA INFLUÊNCIA	2,08 M ²
CARGA PISO	4,88
CARGA COBERTURA	0,65
FINT	40,261312
IMIN	36,50616706
ESCOLHIDO	1229 W 150 x 22,5 (H)
AREA BARRA	29 cm ²
I RAO DE GIRAÇÃO X	6,51
I RAO DE GIRAÇÃO Y	3,65

VERIFICAÇÃO DE COMPRESSÃO	
Esbeltez x	32,2580645
Esbeltez y	2
	0,01738095

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

MEMORIA DE CALCULO - PILAR INTERMEDIARIO - 1 PAV

cargas da laje		
número de andares	2	
E	20500000	N/cm ²
fy	350	AR350COR
carga alvenaria	2,7	KN/m ²
altura parede	0	m

cargas permanentes		
Peso próprio da laje	2,08	KN/m ²
Revestimento	1	KN/m ²
Forro	0,3	KN/m ²
TOTAL	3,38	KN/m ²

cargas acidentais		
Dormitório/sala/copa/cozinha	1,5	KN/m ²
carga laje	6,475	KN/m ²

pré dimensionamento laje			
Ação	Valor da carga		
Acidental	1,5		KN/m ²
Revestimento	1		KN/m ²
Forro	0,3		KN/m ²
TOTAL	2,8		KN/m ²

tabela MF50		
h	11	cm
peso	2,08	KN/m ²

viga secundária		
l	335	cm
d	1,94	cm
qv	12,5615	KN/m

pré dimensionamento		
delta norma	0,957142857	cm
I min	1049,853951	cm ⁴
I adotada	1.686	W 200 x 19,3
peso próprio viga	19,3	kg/m

verificação de carregamentos		
qtotalviga	12,7545	KN/m

verificação da flecha		
Ix	1.686	cm
delta max	0,605159722	cm
verificação norma	0,605159722	

verificação de flexão		
sigma resistente	205,8823529	MPa
momento max	1789217,203	Ncm

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

MEMORIA DE CALCULO - PILAR INTERMEDIARIO - 1 PAV

Wx	166,1	cm³
sigma max	107,7192777	
Viga principal		
d	2,67	m
comprimento viga	389	cm
cálculo da reação VIGA SEC	21,3637879	KN
carga parede	0	KN/m
carga viga da taje	17,28825	KN/m
carga viga total	17,28825	KN/m
pré dimensionamento		
delta norma	1,111428571	cm
Imin	3714,292432	cm4
I adotada	4046	W 250 x 28,4
peso próprio viga	28,4	kg/m
verificação de carregamentos		
qpp	0,284	Ncm
qttotal	25,67229	Ncm
verificação da flecha		
delta max ftool (não passou)	1,528	cm
novo perfil	W250 X 28,4	
novo delta max ftool	0,986	cm
verificação de flexão		
sigma resistente	205,8823529	MPa
momento max viga	45,05597423	KN/m
momento max ftool	4505597,423	Ncm
Wx	311,2	cm³
sigma max	144,7814082	MPa
PILAR		
L	300	cm
K	0,7	
LFL	210	cm
GAMMA CORR	2,5	
AREA INFLUÊNCIA	12,53	M²
CARGA PISO	4,88	
CARGA COBERTURA	0,65	
FINT	242,535692	
IMIN	13 24,7 73 734	
ESCOLHIDO	1739	W 150 x 29,8 (H)
AREA BARRA	38,5	cm²
I RAI0 DE GIRAÇÃO X	6,72	3,8
I RAI0 DE GIRAÇÃO Y		
VERIFICAÇÃO DE COMPRESSÃO		
Esbeltez x	31,25	
Esbeltez y	0,018095238	

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

**Projeto Habitacional - Enzo Aguiar Della Penna,
Fernanda Hellen Rodrigues da Costa, João Paulo de
Franco, Luisa Vaz De Mello Tomich, Maria Eduarda
Barbosa De Oliveira**

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO



SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO










MEMORIAL DESCRITIVO


O projeto está localizado no Lago Sul, na QI 26, Conjunto 4, Lote 01, próximo ao Lago Paranoá. Trata-se de uma residência contemporânea concebida para um casal de advogados, seus dois filhos e a avó.

A proposta busca unir sofisticação e funcionalidade, privilegiando uma arquitetura minimalista, serena e integrada ao entorno natural. A fluidez espacial reforça a conexão entre os ambientes internos e externos, proporcionando bem-estar aos moradores. A residência estabelece uma relação sutil com a paisagem, com pequenos jardins integrados ao projeto, promovendo suavidade e equilíbrio visual.

A edificação valoriza a iluminação natural e a ventilação cruzada, garantindo excelente conforto térmico. Sua materialidade combina estruturas metálicas, conferindo resistência e leveza, com revestimento em tijolo aparente e móveis de madeira, que trazem sensação de limpeza e naturalidade.

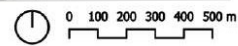
PROGRAMA DE NECESSIDADES

	PAVIMENTO TÉRREO	ÁREAS (m ²)
	ÁREA TOTAL	361,71
	ESCRITÓRIO	15,40
	LAVABO	3,09
	SALA DE TV	24,70
	SUÍTE 01	19,73
	COZINHA	20,25
	ÁREA DE SERVIÇO	9,88
	ÁREA GOURMET	9,15
	ÁREA EXTERNA	170,91

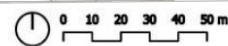
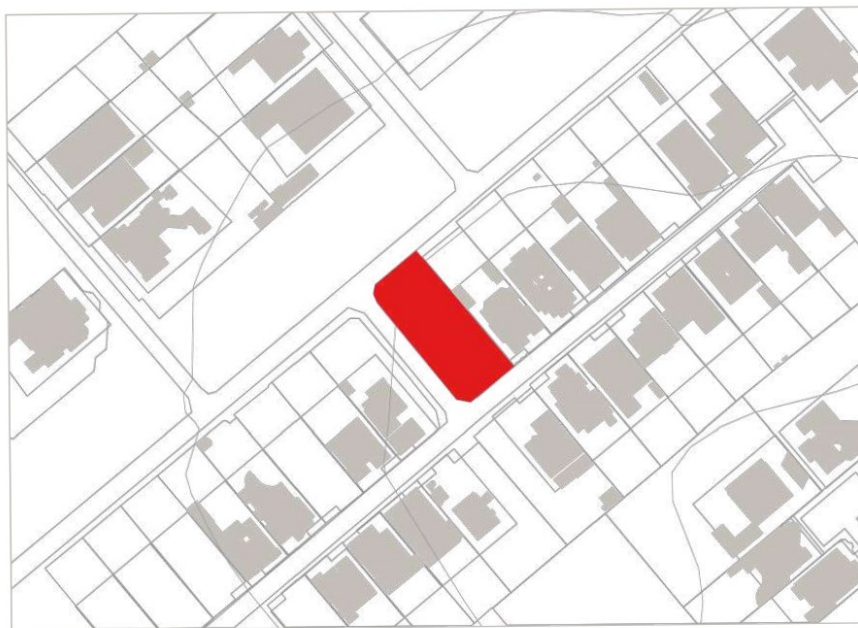
	PAVIMENTO SUPERIOR	ÁREAS (m ²)
	ÁREA TOTAL	337,31
	LAVABO	2,98
	SUÍTE 02	20,43
	SUÍTE 03	28,22
	SUÍTE 04	30,00
	VARANDA	178,50

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

PLANTA DE SITUAÇÃO

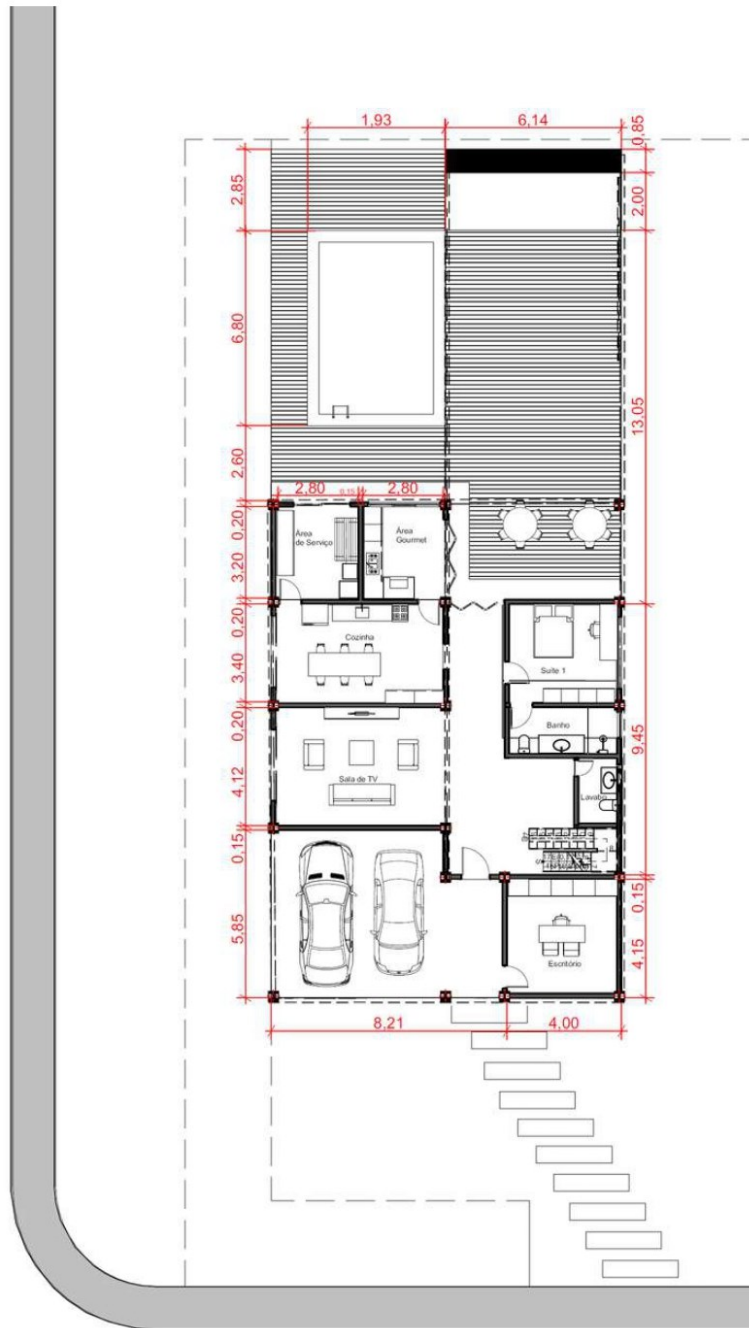


PLANTA DE LOCAÇÃO



SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

PLANTA BAIXA TÉRREO

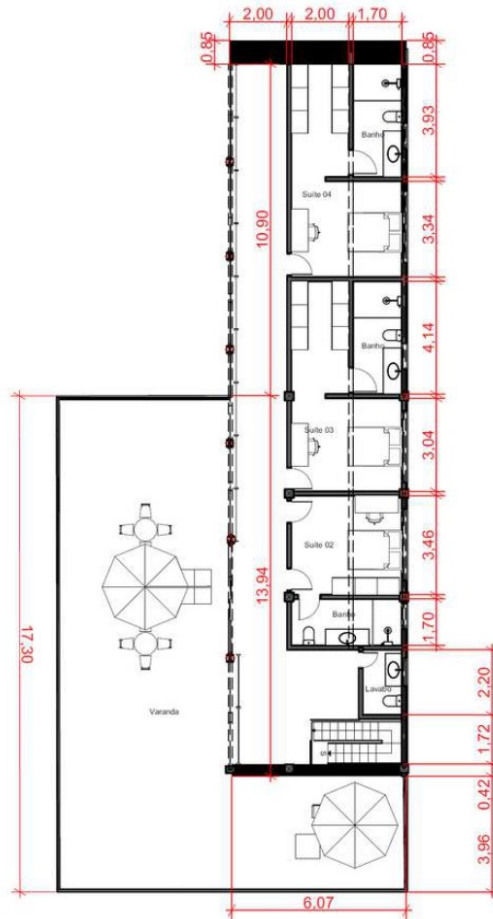


Escala 1/200



SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

PLANTA BAIXA PAVIMENTO SUPERIOR

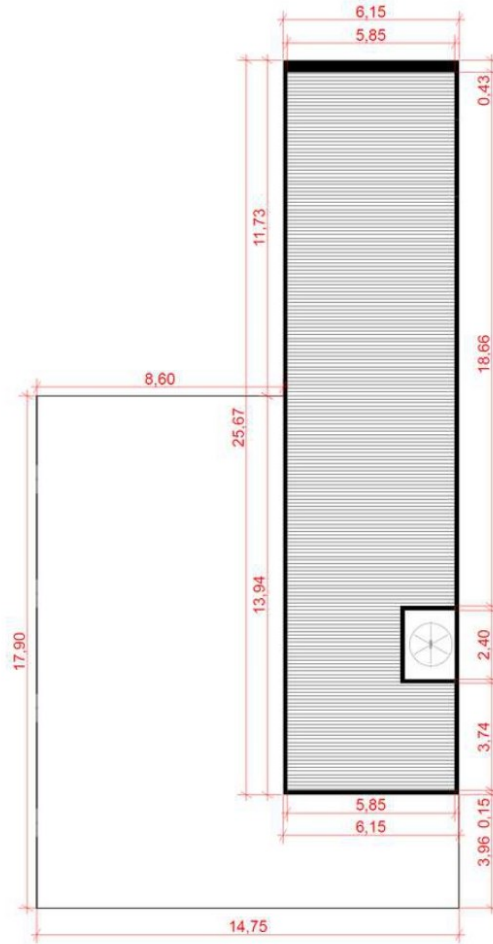


Escala 1/200



SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

PLANTA BAIXA COBERTURA



Escala 1/200



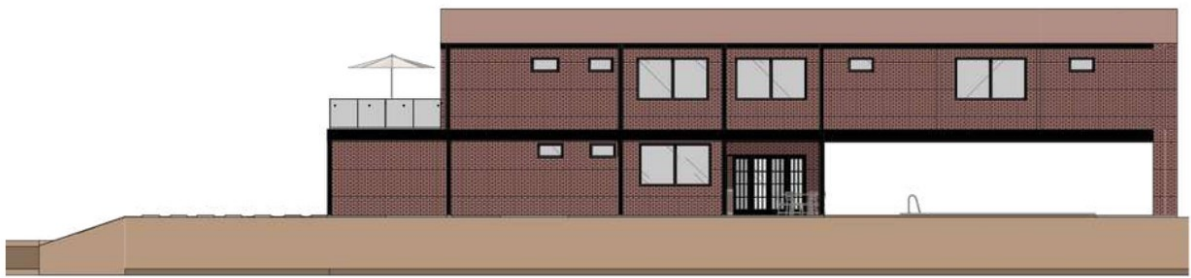
SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

FACHADAS



Fachada Sudoeste

0 1 2 3 4 5 m



Fachada Nordeste

0 1 2 3 4 5 m



Fachada Sudeste

0 1 2 3 4 5 m

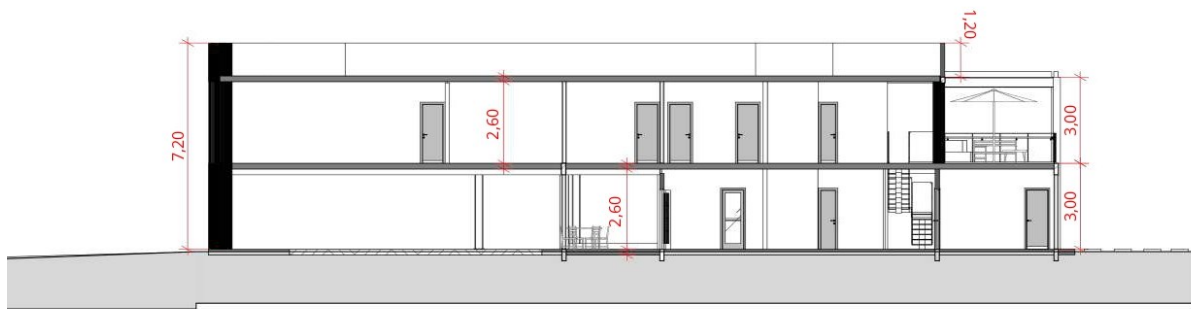
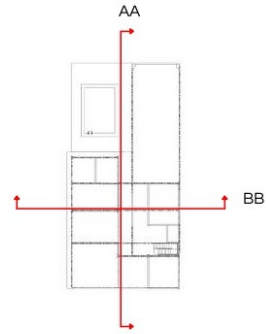


Fachada Noroeste

0 1 2 3 4 5 m

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

CORTES



AA - Escala 1/200



BB - Escala 1/200

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

RENDER 01

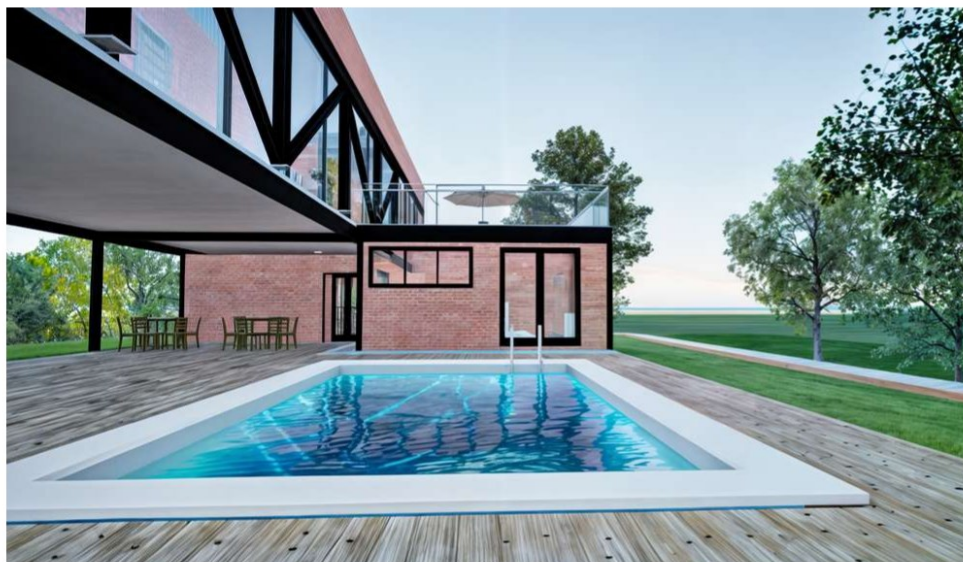


RENDER 02



SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

RENDER 03



RENDER 04



SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

RENDER 05



RENDER 06

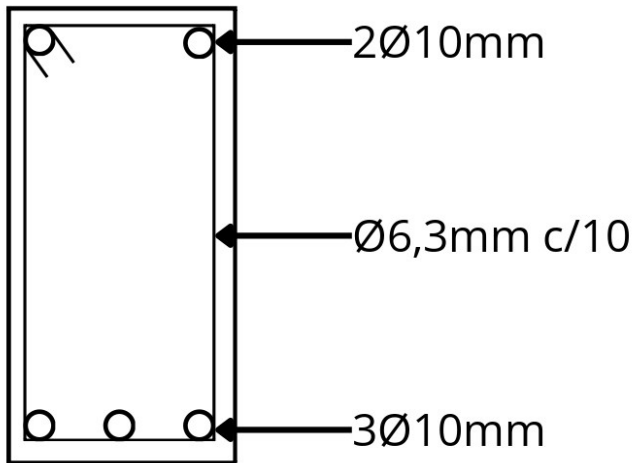


SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

CÁLCULO ESTRUTURAL

VIGA BALDRAME - V1

Viga principal	
Concreto fck	20MPa
Aço CA-50 fywd	435MPa
b	20cm
h	40cm
cobrimento nomin.	2,5cm
adicional ao cobr.	1,5cm
Esforços de serviço	
momento fletor	25,2
força cortante	16,8
momento torçor	0,5



SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

CÁLCULO ESTRUTURAL

LAJES

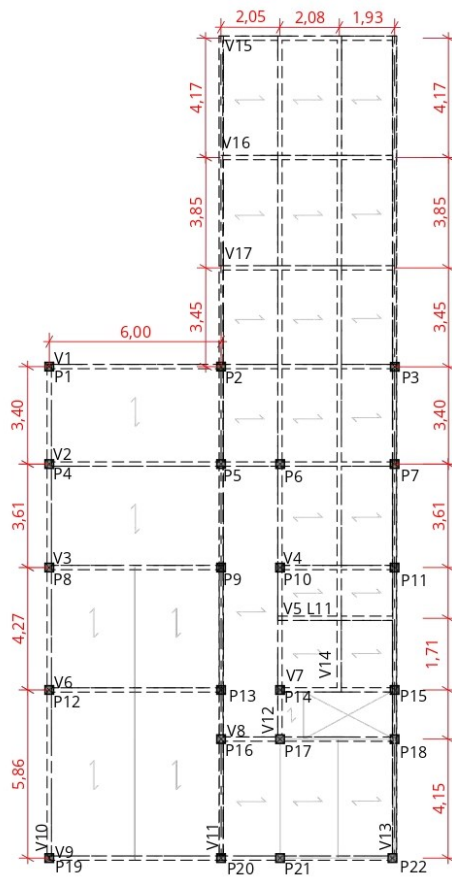
Quantidade de Andares	Quantidade de Andares	2		
	Coef. Elastic. Concreto	205	Gpa	E
		20500000	N/cm ²	E
	Tensão de escoamento aço	350	Mpa	fy - dado fornecido -
	Parede	2,7	kN/m ²	Qpar - dado fornecido - NBR
	Altura da Parede	2,6	m	hparede - dado fornecido
	Pilar	γ_{corr}		
	Canto	2,5		
	Lateral	2,2		
	Intermediário	1,8		

Laje				
	Carga Acidental	1,5	KN/m ²	Qacid - Depende do uso - NBR
	Revestimento	1	KN/m ²	
	Forro	0,3	KN/m ²	
	Carregamento inicial	2,8	KN/m ²	Para escolha inicial do perfil da laje
	Predimensionamento:			Tabela Steeldeck MF50 -
	Altura da laje	11	cm	h
	Peso Próprio da Laje	2,08	KN/m ²	PPlaje
	Peso Próprio	2,08	KN/m ²	PPlaje
	Revestimento	1	KN/m ²	Qrev
	Forro	0,3	KN/m ²	Qforro
	Carga Permanente	3,38	KN/m ²	Qperm = PP + Qrev + Qforro
	Carga da Laje	6,475	KN/m ²	Fórmula: Qlaje = (1,25 x Qperm) + (1,5 x Qacid)

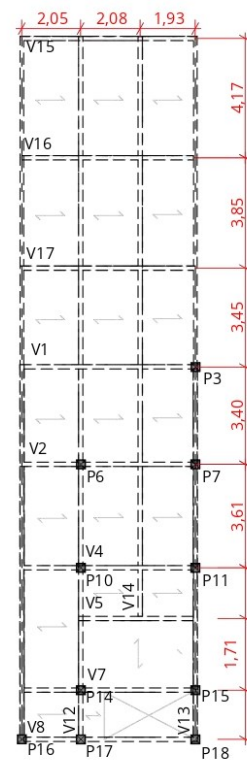
SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

CÁLCULO ESTRUTURAL

LAJES



TÉRREO
Escala 1/200



PRIMEIRO PAVIMENTO
Escala 1/200

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

CÁLCULO ESTRUTURAL

VIGA SECUNDÁRIA - V14.C

Viga Secundária				
	Comprimento	3,45	m	L
		345	cm	L
	Distância de Influência	2,065	m	dinf = l1/2 + l2/2
	Carga da Viga Sec	13,370875	KN/m	Qsec = Qlaje x dinf
		133,70875	N/cm	
Predimensionamento:				
	Flecha da Norma	0,99	cm	$\Delta_{norma} = L/350$
	Inércia Mínima	1221	cm ⁴	$I_{min} = (5 \times Q_{sec} \times L^4) / (384 \times E \times \Delta_{norma})$
	Inércia Adotada	1384	cm ⁴	ladot - Tabela da Gerdau - W150 x 24
	Peso Próprio	24	kg/m	PPviga
		0,24	kN/m	
	Verificação de Carreg.	13,610875	kN/m	QtotaV5 = Qsec + PPviga
		136,10875	N/cm	
	Verificação da Flecha	0,885	cm	$\Delta_{max} = (5 \times Q_{totalV5} \times L^4) / (384 \times E \times I_{adot})$
		OK		Para aprovação: $\Delta_{max} < \Delta_{norma}$
	Verificação da Flexão			
	Tensão Resistente	205,8823529	Mpa	$\sigma_{resistente} = f_y / 1,7$
	Cálculo da Tensão Máxima			
	Momento Máximo	2025043,0	N. cm	$M_{max} = (Q_{totalV5} \times L^2) / 8$
	Mod. Elástico Máximo	173	cm ³	Wx - fornecido na Tabela da Gerdau para o perfil
	Tensão Máxima	11705,45	N/cm ²	$\sigma_{max} = M_{max} / W_x$
		117,05	MPa	
		OK		Para aprovação: $\sigma_{max} < \sigma_{resistente}$

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

CÁLCULO ESTRUTURAL

VIGA PRINCIPAL - V1.4

Viga Principal				
	Comprimento	6,05	m	L
		605	cm	L
	Reação Viga Secundária	23478,76	N	$R_{Vsec} = (Q_{sec} \times L_{sec}) / 2$
		23,48	kN	
	Carga da Parede	7,02	kN/m	$QV = Q_{par} \times h_{parede}$
		70,2	N/cm	
Predimensionamento:				
	Flecha da Norma	1,73	cm	$\Delta_{norma} = L / 350$
	Inércia Mínima	3456	cm ⁴	$I_{min} = (5 \times QV \times L^4) / (384 \times E \times \Delta_{norma})$
	Inércia Adotada	37157	cm ⁴	Iadot - Tabela da Gerdau - W460 x 82
	Peso Próprio	82	kg/m	PPviga
		0,82	kN/m	
	Verificação de Carreg.	7,84	kN/m	$Q_{totalV} = QV + PP_{viga}$
		78,4	N/cm	
	Verificação da Flecha	1,66	cm	$\Delta_{max} = F_{ool}$ em razão da combinação dos esforços
		OK		Para aprovação: $\Delta_{max} < \Delta_{norma}$
	Verificação de Esforços pela Soma dos Efeitos dos Momentos			
Verificação da Flexão				
	Tensão Resistente	205,8823529	Mpa	$\sigma_{resistente} = f_y / 1,7$
	Cálculo da Tensão Máxima			
	Momento Máximo 1	3587045,0	N.cm	$M_{max1} = (Q_{totalV} \times L^2) / 8$
		35,9	kN.m	
	Momento Máximo 2	3551162,36	N.cm	$M_{max2} = (R_{Vsec} \times L) / 4$
		35,51	kN.m	
	Momento Máximo Total	7138207,36	N.cm	$M_{maxtotal} = M_{max1} + M_{max2}$
		71,38	kN.m	
	Mod. Elástico Máximo	1615,5	cm ³	Wx - fornecido na Tabela da Gerdau para o perfil
	Tensão Máxima	4418,57	N/cm ²	$\sigma_{max} = M_{maxtotal} / Wx$
		44,19	MPa	
		OK		Para aprovação: $\sigma_{max} < \sigma_{resistente}$

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

CÁLCULO ESTRUTURAL

PILAR - P13

Pilar				
Altura	260,00	cm		L
Coefficiente de Flambagem	0,7			k - depende dos vínculos - NBR
Comprimento de Flambagem	182,00	cm		L _{fl} = L x k
Gamma correção	2,2			γ _{corr} - depende do tipo de pilar (canto, lateral ou intermediário)
Área de Influência	22,23	m ²		A _i
Carga do piso	4,88	kN/m ²		Q _{piso} = Q _{perm} + Q _{acíd}
Carga da cobertura	0,65	kN/m ²		Q _{cobertura}
Força Interna Resultante	663,392772	kN		F _{int} = 1,4 x A _i x [Q _{piso} (n _p + 0,7) + Q _{cobertura}] + 233,1 kN em relação à treliça
	663392,772	N		
Inércia Mínima	477,8708618	cm ⁴		I _{min} = [F _{int} x (L _{fl}) ² x γ _{corr} x γ _c] / π ² x E
Inércia Adotada	7660	cm ⁴		I _{adot} - Tabela da Guerdau - W200 x 71 (H)
Área da barra	91	cm ²		dado na tabela Guerdau
Raio de Giração em x	9,17	cm		r _x - dado na tabela Guerdau
Raio de Giração em y	5,28	cm		r _y - dado na tabela Guerdau
Verificação da Compressão				
Esbeltez	19,85			
	34,47			
Tensão atuante	7290,030462	N/cm ²		σ _{max} = F _{int} / A _{barra}
	729,0030462	Mpa		
Tensão resistente	85,143,35	N/cm ²		σ _{resistente} = (π ² x E) / 2λ ²
	851,43	Mpa		
	APROVADO			Para aprovação: σ _{max} < σ _{resistente}

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

MEMORIAL DE CÁLCULO

SAPATAS

Sapata P13

DADOS DE ENTRADA: Lançamento das cargas, geometria e resistência dos materiais				
Cargas				
Esforço Normal (Nk)		663 kN		
Tensão admissível do solo (om)		274 kPa		
Dimensões do pilar				
Seção lado b (lado menor)		0,152 m		
Seção lado a (lado maior)		0,152 m		
Área seção do pilar		0,023104 m ²		
		f _{ck} = 20	Mpa	
		f _{yk} = 500	MPa	
Redução da resistência dos materiais e majoração				
Coefficiente de segurança do concreto		1,4		
Coefficiente de segurança do aço		1,15		
Coefficiente de majoração de cargas		1,4		
Resistência de cálculo do concreto		f _{cd} = 14,29	Mpa	
Resistencia de cálculo do aço		f _{yd} = 434,78	MPa	
altura h0:		h0= 0,3	m	
ângulo α:		α0= 30	graus	

DADOS DE SAÍDA: Resultados					
Área da base da sapata	A=	2,661678832	m ²		
Base da sapata lado "B" (menor)	b=	1,65	m		
Base da sapata lado "A" (maior)	a=	1,65	m		
Base da sapata lado "B" (adotado)	b=	1,65	m		
Base da sapata lado "A" (adotado)	a=	1,65	m	A=	2,72 m ²
Área de aço:					
	As _y =	2,11	cm ²		
	As _x =	2,10	cm ²		
armadura minima	As _y =	9,27	cm ²		
	As _x =	9,27	cm ²		
Diâmetro adotado:	φ=	8	mm		

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

MEMORIAL DE CÁLCULO

SAPATAS

Sapata P13

Dimensionamento geométrico da altura da sapata			
Altura adotada para rigidez			
$\tan \alpha_0 = \tan 30 = \frac{h-h_0}{(b-b_p)/2}$	$\alpha_0 =$	30	graus
	$h_0 =$	0,3	m
	$h =$	0,75	m
Ângulo de inclinação na outra direção			
	$\tan(\beta) =$	0,601	
	$\beta =$	31,00	graus
	$\cot \beta =$	1,66	
		$h \geq (a - a_p) / 3$	0,50 m
		Mantém a condição de sapata rígida?	SIM
Estimativa de d e d':			
	$\phi_{aço} =$	10	mm
	cobrim.=	4	cm
	$d =$	0,695	m
Verificação da compressão diagonal do concreto (seção de contorno do pilar)			
$\tau_{sd} = \frac{V_{Ed}}{A_p \cdot d}$	perímetro	0,608	m
	Altura útil	0,00695	m
	$\alpha_c =$	$1 - \frac{f_{ctd}}{250}$	
$\tau_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha_c \cdot f_{ctd}$	tsd=	196,61113	kPa
	$\alpha_v =$	0,92	
	$\tau_{Rd2} =$	548,57142	kN/m ²
		tsd < τ_{Rd2} ?	SIM
Cálculo do momento solicitante na seção S (direção y):			
	$M_s =$	126,81	kNm
		$M_s := \sigma_s \cdot b \cdot \frac{(a - a_p)^2}{8} =$	877,671
Determinação da armadura necessária (direção y):			
Força de compressão devido a parcela retangular da seção			
	$b_p =$	0,152	m
	$F_{c1} =$	1389,7142 x	
		$F_{c1} = a_p \cdot 0,8 \cdot x \cdot 0,80 \cdot f_{cd}$	
Força de compressão devido a parcela triangular da seção			
	$\beta =$	31,00	
	$\cot \beta =$,66444444	
	$F_{c2} =$	2174,2222 x ²	
		$F_{c2} = 0,512 \cdot x^2 \cdot \cot \alpha \cdot f_{cd}$	
Momento resistente devido a Fc1			
	965,851428 x		
	-555,88571 x ²	$M_{R1} = F_{c1} \cdot z_1$	
Momento resistente devido a Fc2			
	8461,0844 x ²		
	-6492,9185 x ³	$M_{R2} = F_{c2} \cdot z_2 = F_{c2} \cdot \left(d - \frac{2}{3} \cdot 0,8 \cdot x \right)$	
Momento resistente total			
$M_t = M_{F_{c1}} + M_{F_{c2}}$	-6492,9185 x ³	7905,198 x ²	965,8514286 x = -177,5399
	$x_1 =$	1,042484	m
	$x_2 =$	-0,15760	m
	$x_3 =$	0,046808	m
Posição da linha neutra:	$x =$	0,0468	m
11. Cálculo da armadura			
$A_s = \frac{M_{Ed}}{f_{yd} \cdot (a_p \cdot 0,64 \cdot x + 0,512 \cdot x^2 \cdot \cot \alpha)}$	$A_s =$	2,11	cm ²

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

MEMORIAL DE CÁLCULO

SAPATAS

Sapata P13

Cálculo do momento solicitante na seção S (direção x):				
Ms=	126,81	kNm		
			$M_s = \sigma_s \cdot b \cdot \frac{(a - a_p)^2}{8} = 877,671$	
Determinação da armadura necessária (direção x):				
Força de compressão devido a parcela retangular da seção				
ap=	0,152	m		
Fc1=	1389,714	x	$F_{c1} = a_p \cdot 0,8 \cdot x \cdot 0,80 \cdot f_{cd}$	
Força de compressão devido a parcela triangular da seção				
α	30			
cot α	,73205080			
Fc2=	2668,7144	x ²	$F_{c2} = 0,512 \cdot x^2 \cdot \cot \alpha \cdot f_{cd}$	
Momento resistente devido a Fc1				
	965,85142	x		
	-555,88571	x ²	$M_{F_{c1}} = F_{c1} \cdot z_1$	
Momento resistente devido a Fc2				
	8804,75656	x ²		
	-6756,6477	x ³	$M_{F_{c2}} = F_{c2} \cdot z_2 = F_{c2} \cdot \left(d - \frac{2}{3} \cdot 0,8 \cdot x \right)$	
Momento resistente total				
Mt=MFc1+MFC2	-6756,6477	x ³	8248,87C	x ²
			965,8514286	x
			=	-177,5399
		x1=	1,040825	m
		x2=	-0,14705	m
		x3=	0,045835	m
Posição da linha neutra:				
	x=	0,0458	m	
Cálculo da armadura				
$A_s = \frac{f_{ct}}{f_{yd}} \cdot (a_p \cdot 0,64 \cdot x + 0,512 \cdot x^2 \cdot \cot \alpha)$		As=	2,10	cm ²
Armadura mínima, A				
da>(A-a)/4	da	0,3745		
Asmin,A	As	9,268875	cm2	
Armadura mínima, B				
db>(B-b)/4	db	0,3745		
0,15/100*B*da		9,268875	cm2	

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

CÁLCULO ESTRUTURAL

VIGA SECUNDÁRIA - V5

Viga Secundária			
	Comprimento	4,01 m	L
		401 cm	L
	Distância de Influência	2,135 m	dinf = l1/2 + l2/2
	Carga da Viga Sec	13,824125 kN/m	Qsec = Qlaje x dinf
		138,24125 N/cm	
	Predimensionamento:		
	Flecha da Norma	1,15 cm	$\Delta_{norma} = L/350$
	Inércia Mínima	1982 cm ⁴	$I_{min} = (5 \times Q_{sec} \times L^4) / (384 \times E \times \Delta_{norma})$
	Inércia Adotada	2029 cm ⁴	Iadot - Tabela da Gerdau - W200 x 22,5
	Peso Próprio	22,5 kg/m	PPviga
		0,225 kN/m	
	Verificação de Carreg.	14,049125 kN/m	QtotaV5 = Qsec + PPviga
		140,49125 N/cm	
	Verificação da Flecha	1,137 cm	$\Delta_{max} = (5 \times Q_{totalV5} \times L^4) / (384 \times E \times I_{adot})$
		OK	Para aprovação: $\Delta_{max} < \Delta_{norma}$
Verificação da Flexão			
	Tensão Resistente	205,8823529 Mpa	$\sigma_{resistente} = f_y / 1,7$
	Cálculo da Tensão Máxima		
	Momento Máximo	2823891,7 N.cm	$M_{max} = (Q_{totalV5} \times L^2) / 8$
	Mod. Elástico Máximo	197 cm ³	Wx - fornecido na Tabela da Gerdau para o perfil
	Tensão Máxima	14334,48 N/cm ²	$\sigma_{max} = M_{max} / W_x$
		143,34 MPa	
		OK	Para aprovação: $\sigma_{max} < \sigma_{resistente}$

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

CÁLCULO ESTRUTURAL

VIGA PRINCIPAL - V13.F

Viga Principal			
	Comprimento	4,27 m	L
		427 cm	L
	Reação Viga Secundária	28168,50 N	$RV_{sec} = (Q_{sec} \times L_{sec}) / 2$
		28,17 kN	
	Carga da Parede	7,02 kN/m	$QV = Q_{par} \times h_{parede}$
		70,2 N/cm	
Prelim dimensionamento:			
	Flecha da Norma	1,22 cm	$\Delta_{norma} = L/350$
	Inércia Mínima	1215 cm ⁴	$I_{min} = (5 \times QV \times L^4) / (384 \times E \times \Delta_{norma})$
	Inércia Adotada	17890 cm ⁴	Iadot - Tabela da Gerdau - W360 x 64
	Peso Próprio	64 kg/m	PPviga
		0,64 kN/m	
	Verificação de Carreg.	7,66 kN/m	$Q_{totalV} = QV + PP_{viga}$
		76,6 N/cm	
	Verificação da Flecha	1,18 cm	$\Delta_{max} = F_{Tool}$ em razão da combinação dos esforços
		OK	Para aprovação: $\Delta_{max} < \Delta_{norma}$
Verificação de Esforços pela Soma dos Efeitos dos Momentos			
	Verificação da Flexão		
	Tensão Resistente	205,8823529 Mpa	$\sigma_{resistente} = f_y / 1,7$
	Cálculo da Tensão Máxima		
	Momento Máximo 1	1745800,2 N.cm	$M_{max1} = (Q_{totalV} \times L^2) / 8$
		17,5 kN.m	
	Momento Máximo 2	3006986,91 N.cm	$M_{max2} = (RV_{sec} \times L) / 4$
		30,07 kN.m	
	Momento Máximo Total	4752787,08 N.cm	$M_{maxtotal} = M_{max1} + M_{max2}$
		47,53 kN.m	
	Mod. Elástico Máximo	1031,1 cm ³	Wx - fornecido na Tabela da Gerdau para o perfil
	Tensão Máxima	4609,43 N/cm ²	$\sigma_{max} = M_{maxtotal} / W_x$
		46,09 MPa	
		OK	Para aprovação: $\sigma_{max} < \sigma_{resistente}$

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

CÁLCULO ESTRUTURAL

PILAR - P11

Pilar				
	Altura	260,00	cm	L
	Coefficiente de Flambagem	0,7		k - depende dos vinculos - NBR
	Comprimento de Flambagem	182,00	cm	Lfl = L x k
	Gamma correção	2,2		γ _{corr} - depende do tipo de pilar (canto,lateral ou intermediário)
	Área de Influência	7,88	m ²	Ai
	Carga do piso	4,88	kN/m ²	Q _{piso} = Q _{perm} + Q _{acid}
	Carga da cobertura	0,65	kN/m ²	Q _{cobertura}
	Força Interna Resultante	385,528432	kN	F _{int} = 1,4 x Ai x [Q _{piso} (np + 0,7) + Q _{cobertura}]
		385528,432	N	
	Inércia Mínima	277,7130108	cm ⁴	I _{min} = [F _{int} x (Lfl) ² x γ _{corr} x γ _c] / π ² x E
	Inércia Adotada	4543	cm ⁴	I _{adot} - Tabela da Gerdau - W200 x 46,1 (H)
	Área da barra	58,6	cm ²	dado na tabela Guerdau
	Raio de Giração em x	8,81	cm	r _x - dado na tabela Guerdau
	Raio de Giração em y	5,12	cm	r _y - dado na tabela Guerdau
Verificação da Compressão				
	Esbeltez	20,66		<140 para aprovação.
		35,55		
	Tensão atuante	6578,983481	N/cm ²	σ _{max} = F _{int} / A _{barra}
		657,90	Mpa	
	Tensão resistente	80,061,33	N/cm ²	σ _{resistente} = (π ² x E) / 2λ ²
		800,61	Mpa	
		Aprovado		Para aprovação: σ _{max} < σ _{resistente}

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

MEMORIAL DE CÁLCULO

SAPATAS

Sapata P11

DADOS DE ENTRADA: Lançamento das cargas, geometria e resistência dos materiais				
Cargas				
Esforço Normal (Nk)		386	kN	
Tensão admissível do solo (om)		274	kPa	
Dimensões do pilar				
Seção lado b (lado menor)		0,152	m	
Seção lado a (lado maior)		0,152	m	
Área seção do pilar		0,023104	m ²	
		f _{ck} = 20	Mpa	
		f _{yk} = 500	MPa	
Redução da resistência dos materiais e majoração				
Coeficiente de segurança do concreto				
		1,4		
Coeficiente de segurança do aço				
		1,15		
Coeficiente de majoração de cargas				
		1,4		
Resistência de cálculo do concreto				
		f _{cd} = 14,29	Mpa	
Resistencia de cálculo do aço				
		f _{yd} = 434,78	MPa	
altura h0:				
		h0= 0,3	m	
ângulo α:				
		α0= 30	graus	

DADOS DE SAÍDA: Resultados					
Área da base da sapata					
A=		1,549635036	m ²		
Base da sapata lado "B" (menor)					
b=		1,25	m		
Base da sapata lado "A" (maior)					
a=		1,25	m		
Base da sapata lado "B" (adotado)					
b=		1,25	m		
Base da sapata lado "A" (adotado)					
a=		1,25	m	A=	1,56 m ²
Área de aço:					
Asy=		2,07	cm ²		
Asx=		2,10	cm ²		
armadura mínima					
Asy=		5,15	cm ²		
Asx=		5,15	cm ²		
Diâmetro adotado:					
φ=		8	mm		

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

MEMORIAL DE CÁLCULO

SAPATAS

Sapata P11

Dimensionamento geométrico da altura da sapata					
Altura adotada para rigidez					
$\tan \alpha_0 = \tan 30 = \frac{h-h_c}{(b-b_p)/2}$	$\alpha_0 =$	30	graus		
	$h_0 =$	0,3	m		
	$h =$	0,65	m		
Ângulo de inclinação na outra direção					
	$\tan(\beta) =$	0,638		$h \geq (a-a_p)/3$	0,37 m
	$\beta =$	32,52	graus	Mantém a condição de sapata rígida?	SIM
	$\cot \beta =$	1,57			
Estimativa de d e d':					
	$\phi_{aço} =$	10	mm		
	$cobrim. =$	4	cm		
	$d =$	0,595	m		
Verificação da compressão diagonal do concreto (seção de contorno do pilar)					
$\tau_{sd} = \frac{V_{ed}}{u_p \cdot d}$	perímetro	0,608	m	$\alpha_v = 1 - \frac{f_{ctd}}{250}$	
	Altura útil	0,00595	m		
$\tau_{sd2} = 0,27 \cdot \alpha_v \cdot f_{ctd}$	$\tau_{sd} =$	1493,8080	kPa		
	$\alpha_v =$	0,92			
	$\tau_{Rd2} =$	548,57142	kN/m ²	$\tau_{sd} < \tau_{Rd2} ?$	SIM
Cálculo do momento solicitante na seção S (direção y):					
	$M_s =$	51,61	kNm	$M_s := \sigma_s \cdot b \cdot \frac{(a-a_p)^2}{8} = 877,671$	
Determinação da armadura necessária (direção y):					
Força de compressão devido a parcela retangular da seção					
	$b_p =$	0,152	m		
	$F_{c1} =$	1389,7142	x	$F_{c1} = a_p \cdot 0,8 \cdot x \cdot 0,80 \cdot f_{cd}$	
Força de compressão devido a parcela triangular da seção					
	$\beta =$	32,52			
	$\cot \beta =$,56857142			
	$F_{c2} =$	1472,9795	x ²	$F_{c2} = 0,512 \cdot x^2 \cdot \cot \alpha \cdot f_{cd}$	
Momento resistente devido a Fc1					
	826,88	x		$M_{Fc1} = F_{c1} \cdot \bar{z}_1$	
	-555,88571	x ²			
Momento resistente devido a Fc2					
	6826,4228	x ²		$M_{Fc2} = F_{c2} \cdot z_2 = F_{c2} \cdot \left(d - \frac{2}{3} \cdot 0,8 \cdot x \right)$	
	-6118,9224	x ³			
Momento resistente total					
$M_t = M_{Fc1} + M_{Fc2}$	-6118,9224	x ³	6270,537	x ²	826,88 x = -72,26088
		$x_1 =$	1,042484	m	
		$x_2 =$	-0,15760	m	
		$x_3 =$	0,046808	m	
Posição da linha neutra:					
	$x =$	0,0468	m		
11. Cálculo da armadura					
$A_s = \frac{f_{ctd}}{f_{pd}} \cdot (a_p \cdot 0,64 \cdot x + 0,512 \cdot x^2 \cdot \cot \alpha)$	$A_s =$	2,07	cm ²		

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

MEMORIAL DE CÁLCULO

SAPATAS

Sapata P11

Cálculo do momento solicitante na seção S (direção x):				
M _s =	51,61	kNm	$M_s := \sigma_s \cdot b \cdot \frac{(a - ap)^2}{8} = 877.671$	
Determinação da armadura necessária (direção x):				
Força de compressão devido a parcela retangular da seção				
ap=	0,152	m		
Fc1=	1389,7142	x	$F_{c1} = \alpha_p \cdot 0,8 \cdot x \cdot 0,80 \cdot f_{cd}$	
Força de compressão devido a parcela triangular da seção				
α	30			
cot α	,73205080			
Fc2=	2668,7144	x ²	$F_{c2} = 0,512 \cdot x^2 \cdot \cot \alpha \cdot f_{cd}$	
Momento resistente devido a Fc1				
	826,88	x		
	-555,88571	x ²	$M_{r1} = F_{c1} \cdot z_1$	
Momento resistente devido a Fc2				
	7537,88511	x ²		
	-6756,6477	x ³	$M_{r2} = F_{c2} \cdot z_2 = F_{c2} \cdot \left(d - \frac{2}{3} \cdot 0,8 \cdot x \right)$	
Momento resistente total				
Mt=MFc1+MFc2	-6756,6477	x ³	6981,999	x ²
			826,88	x
			=	-72,26088
	x1=	1,040825	m	
	x2=	-0,14705	m	
	x3=	0,045835	m	
Posição da linha neutra:	x=	0,0458	m	
Cálculo da armadura				
$A_s = \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \cdot (\alpha_p \cdot 0,64 \cdot x + 0,512 \cdot x^2 \cdot \cot \alpha)$	As=	2,10	cm ²	
Armadura mínima, A				
da>(A-a)/4	da	0,2745		
Asmin,A	As	5,146875	cm ²	
Armadura mínima, B				
db>(B-b)/4	db	0,2745		
0,15/100*B*da		5,146875	cm ²	

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

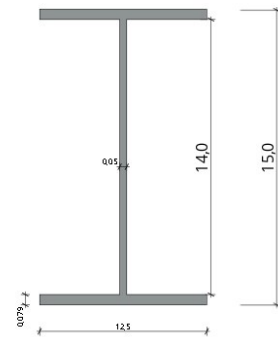
CÁLCULO ESTRUTURAL

LAJE

cargas da laje			
	número de andares	2	
	E	20500000	N/cm ²
	fy	350	AR350COR
	carga alvenaria	2,7	KN/m ²
	altura parede	2,6	m
cargas permanentes			
	Peso próprio da laje	2,08	KN/m ²
	Revestimento	1	KN/m ²
	Forro	0,3	KN/m ²
	TOTAL	3,38	KN/m ²
cargas acidentais			
	Dormitório/sala/copa/cozinha	1,5	KN/m ²
	carga laje	6,475	KN/m ²
pré dimensionamento laje			
	Ação	Valor da carga	
	Acidental	1,5	KN/m ²
	Revestimento	1	KN/m ²
	Forro	0,3	KN/m ²
	TOTAL	2,8	KN/m ²
	tabela MF50		
	h	11	cm
	peso	2,08	KN/m ²

Viga Secundária 04

viga secundária - V04			
I	401		cm
d	2,13		cm
qv	5,964		KN/m
pré dimensionamento			
delta norma	0,98		cm
I min	999,4796786		cm ⁴
I adotada	1384		W 150 x 24,0
peso próprio viga	24,0		kg/m
verificação de carregamentos			
qtotaviga	6,114		KN/m
verificação da flecha			
delta max	0,725523951		cm
verificação de flexão			
sigma resistente	205,88		MPa
momento max	1228921,643		Ncm
Wx	173,0		cm ³
sigma max	71,0		OK



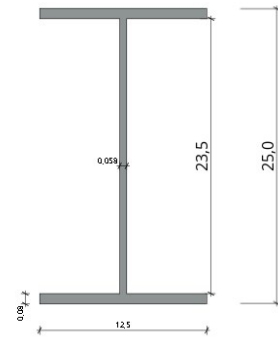
Perfil I
esc: sem escala

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

CÁLCULO ESTRUTURAL

Viga Principal 20

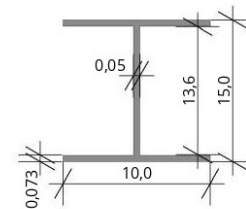
Viga principal - V20		
comprimento viga	427	cm
cálculo da reação	1,225857	KN
carga parede	8,1	KN/m
carga viga da laje	12,0771	KN/m
carga viga total	20,1771	KN/m
pré dimensionamento		
delta norma	1,22	cm
Imin	4347,394882	cm ⁴
I adotada	4937	W 250 x 32,7
peso próprio viga	32,7	kg/m
verificação de carregamentos		
qttotal	20,5	Ncm
verificação da flecha		
delta max	0,9	cm
verificação de flexão		
sigma resistente	205,88	MPa
Momento Max	4.673.115,1	Ncm
Wx	382,7	cm ³
sigma max	122,1	Ncm ²



Perfil I
esc: sem escala

PILAR 10 - INTERMEDIÁRIO

Pilar		
Ycorr	1,8	
Yc	2	
Iff	260	
Qpiso	4,88	
Qcobertura	0,65	
área de influência	5,89	
Fint	109,299296	KN
Imin	0,010154263	
Inércia escolhida	1229	W 150 x 22,5 (H)
A	29,0	
rx	6,51	
ry	3,65	
Verificando a compressão		
sigma max	6,58429494	
Esbeltez		
x	39,94	menor que 140
y	71,23	menor que 140
sigma atuante	3768,941241	37 MPa
sigma resistente	161.355.105.745,98	16.13 MPa

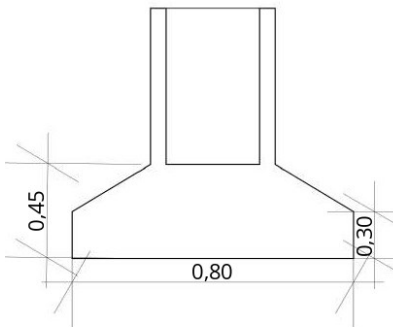
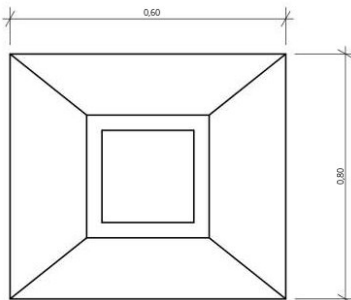


Perfil H
esc: sem escala

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

CÁLCULO ESTRUTURAL

SAPATA 10



DADOS DE ENTRADA: Lançamento das cargas, geometria e resistência dos materiais			
Cargas			
Esforço Normal (Nk)	109,2993	kN	
Tensão admissível do solo (am)	274	kPa	
Dimensões do pilar			
Seção lado b (lado menor)	0,2	m	
Seção lado a (lado maior)	0,4	m	
Área seção do pilar	0,08	m ²	
	fck=	20	Mpa
	fyk=	500	MPa
Redução da resistência dos materiais e majoração			
Coefficiente de segurança do concreto	1,4		
Coefficiente de segurança do aço	1,15		
Coefficiente de majoração de cargas	1,4		
Resistência de cálculo do concreto	fcd=	14,29	Mpa
Resistencia de cálculo do aço	fyd=	434,78	MPa
altura h0:	h0=	0,3	m
ângulo α:	α0=	30	graus

DADOS DE SAÍDA: Resultados			
Área da base da sapata	A=	0,438793	m ²
Base da sapata lado "B" (menor)	b=	0,60	m
Base da sapata lado "A" (maior)	a=	0,80	m
Base da sapata lado "B" (adotado)	b=	0,60	m
Base da sapata lado "A" (adotado)	a=	0,80	m
A=		0,48	m ²
Área de aço:			
	Asy=	2,46	cm ²
	Asx=	4,53	cm ²
armadura mínima	Asy=	1,20	cm ²
	Asx=	0,90	cm ²
Diâmetro adotado:	φ=	8	mm

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

CÁLCULO ESTRUTURAL

VIGA SECUNDÁRIA - V12

viga secundária					
l	345	cm			
d	206,5	m			
qv	1337,0875	KN/m	184,5375	N/cm	
pré dimensionamento					
delta norma	0,985714286	cm			
l min	122059,0758	cm ⁴			
l adotada	1384	W 150 x 24,0			
peso próprio viga	24,0	kg/m	0,193		
verificação de carregamentos					
qt total viga	1,361,1	KN/m	187	N	
verificação da flecha					
delta max	88,5	mm	OK!	< 98,5mm	
verificação de flexão					
sigma resistente	205,8823529	MPa			
momento max	202.504.299,6	Ncm			
Wx	173,0	cm ³			
sigma max	117,0545084	OK	117<173	ok!	

VIGA PRINCIPAL - V1

Viga principal					
comprimento viga	605	cm			
cálculo da reação da v6	2.347,9	KN	1,3985	N	
carga parede	7,02	KN/m			
carga viga da laje	0	KN/m			
carga viga total	7,02	KN/m			
delta norma	1,728571429				
pré dimensionamento					
delta norma	1,728571429	cm			
l min	3455,860468	cm ⁴			
l adotada	12258	W 360 x 44,0			
peso próprio viga	44,0	kg/m	0,22		
Sigma norma	250				
verificação de carregamentos					
qt total	51,0	Ncm			
verificação da flecha					
momento max	23.343.244,4	cm	88,56		
delta max	0,487330859		ok! Passou por pouco, mas passou		
verificação de flexão					
sigma resistente	205,8823529	MPa			
momento max	23.698.360,6	KN/m			
Wx	696,5				
sigma max	34,024,9	Ncm ²	340,2	360	

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

CÁLCULO ESTRUTURAL

PILAR - P3

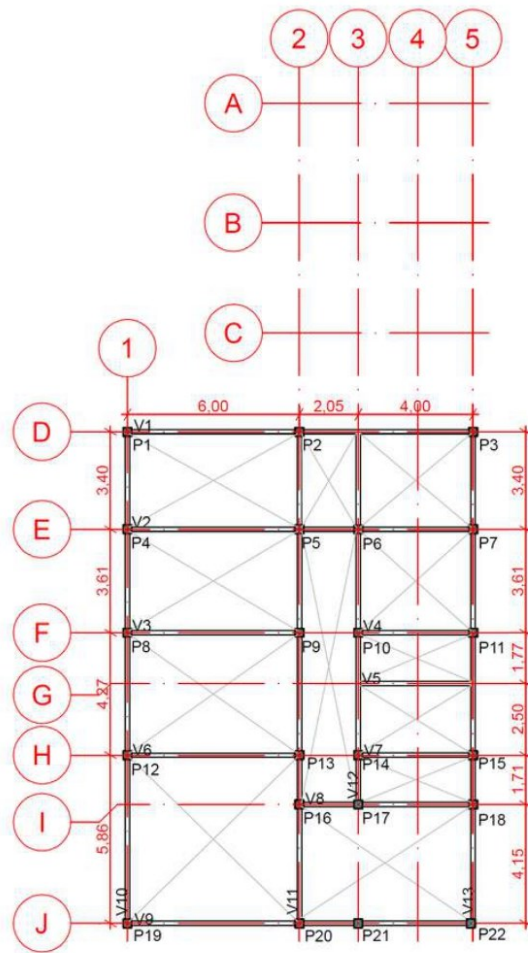
Pilar				
l	300			
k	0,7			
Ycorr	210			
Yc	2			
lf	210			
Qpiso	4,88			
Qcobertura	0,65			
área de influência	10,36			
Fint	433,63	KN	433.632,30	N
lmin	472,58			
Inércia escolhida	1229	W150 x 22,5 (H)		
A	29,0			
rx	6,51			
ry	3,65			
Verificando a compressão				
sigma max	14,95			
Esbeltez				
x	57,53	menor que 140	0,71	
y	32,26	menor que 140		
sigma atuante	14952,83807	70MPa	menor que 205MPa	
sigma resistente	334.850.424.661,76	51,32 MPa		

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

LANÇAMENTO ESTRUTURAL

PLANTA DE FORMA - BALDRAMES

Escala 1/200

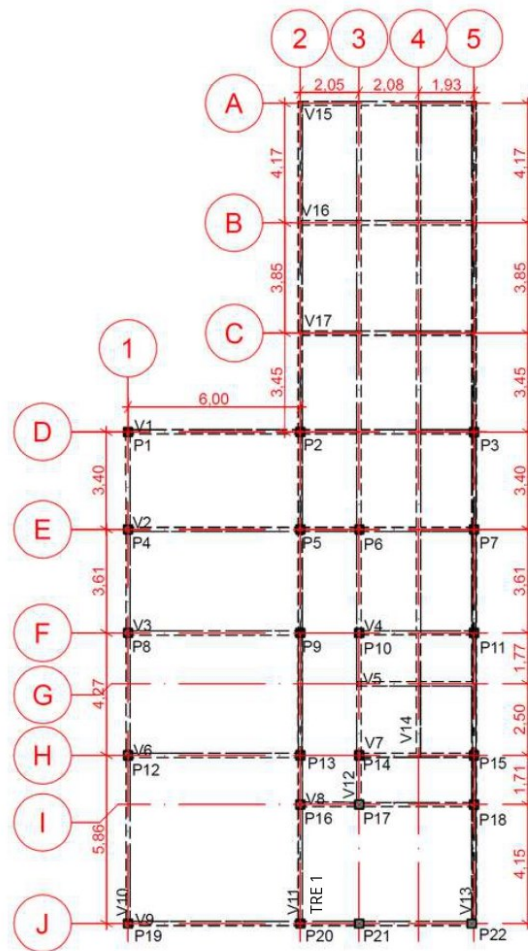


SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

LANÇAMENTO ESTRUTURAL

PLANTA DE FORMA - PAVIMENTO SUPERIOR

Escala 1/200

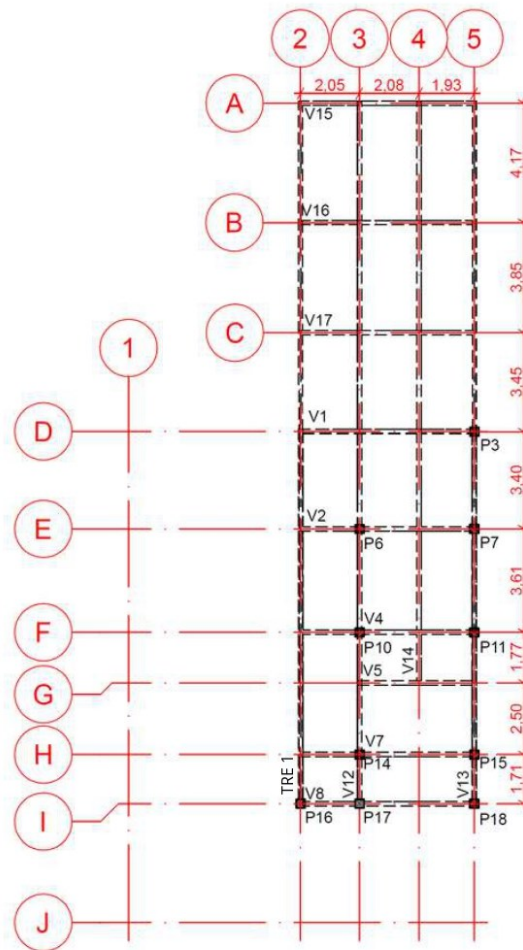


SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

LANÇAMENTO ESTRUTURAL

PLANTA DE FORMA - COBERTURA

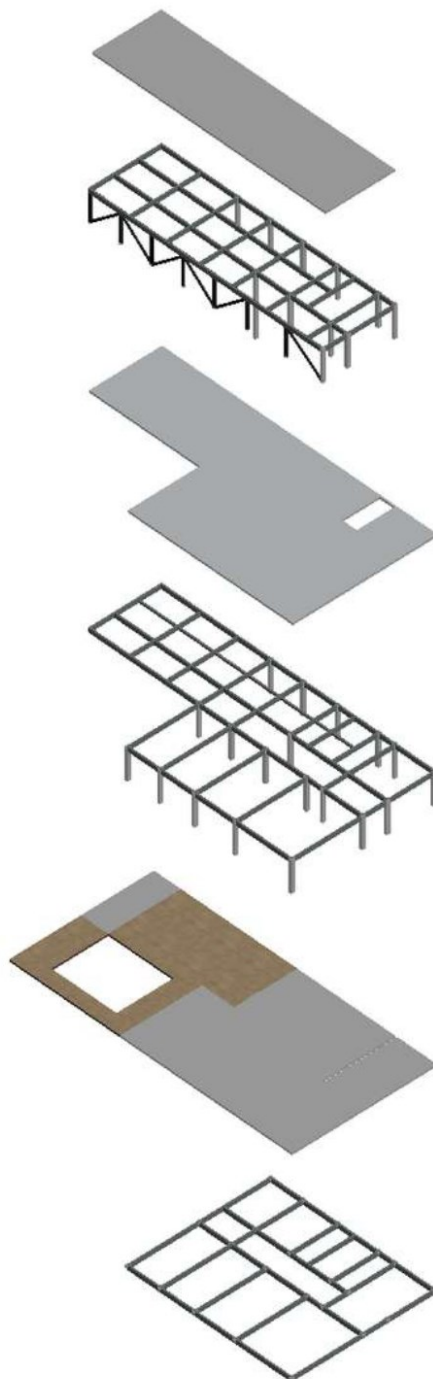
Escala 1/200



SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

ESTRUTURA

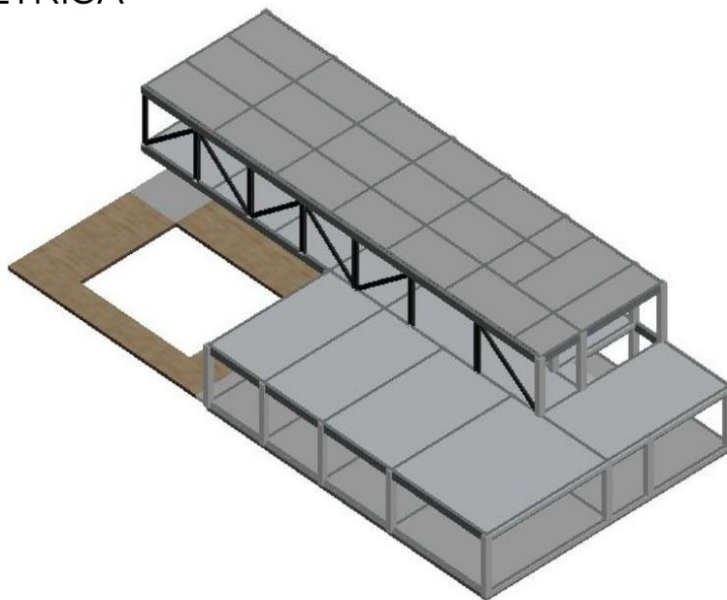
ISOMÉTRICA EXPLODIDA



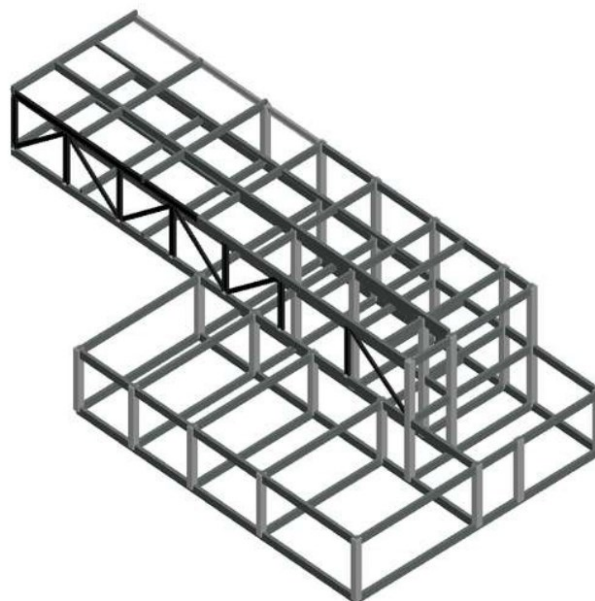
SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

ESTRUTURA

ISOMÉTRICA



ISOMÉTRICA

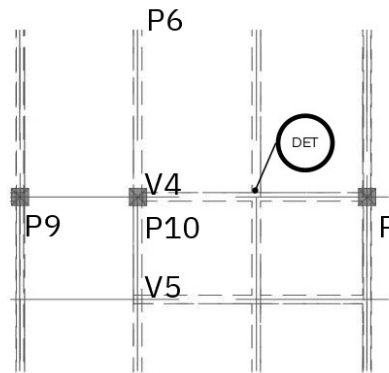


SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

DETALHES

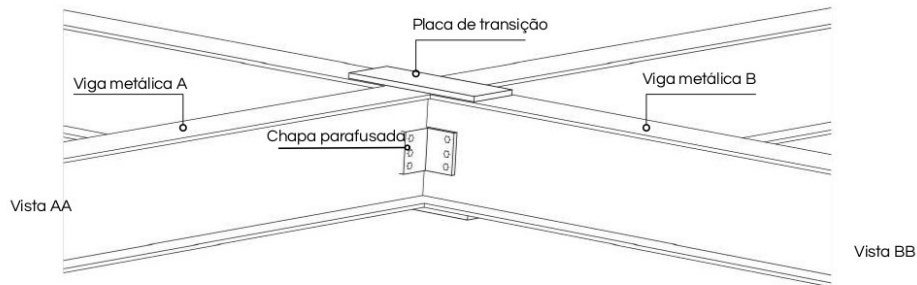
VIGAS 04 E 14

Por: Maria Eduarda Barbosa de Oliveira



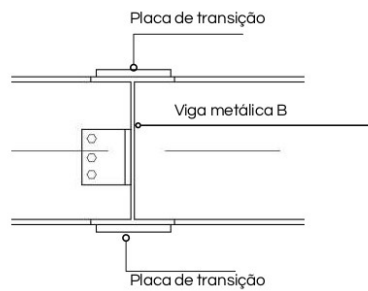
Planta Baixa

Esc: 1:100



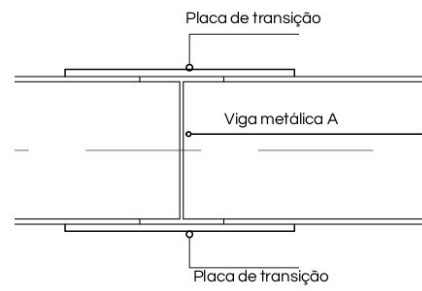
Detalhe

Esc: 1:20



Vista BB

Esc: 1:10



Vista AA

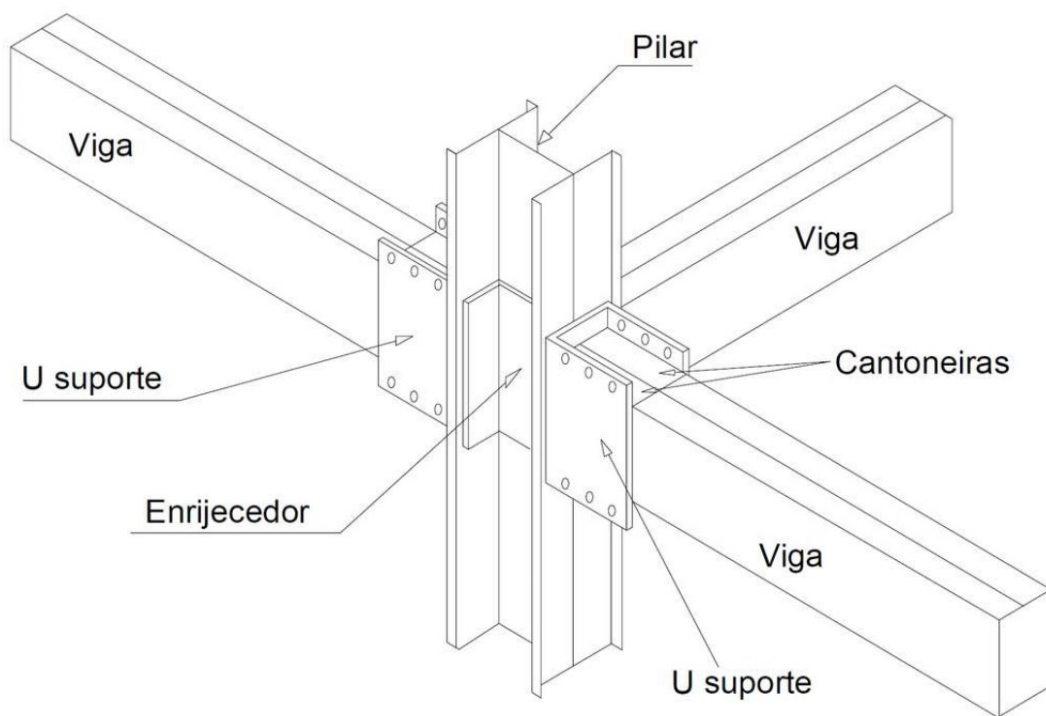
Esc: 1:10

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

DETALHES

PILAR DE EXTREMIDADE

Por: Luísa vaz de Mello Tomich



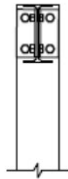
SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

DETALHES

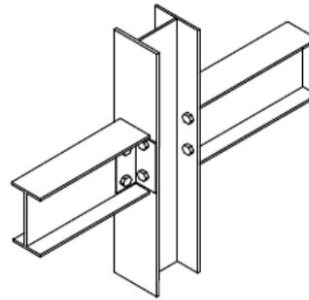
PILAR DE EXTREMIDADE

Por: João Paulo de Franco Alcântara

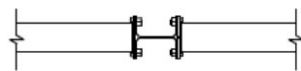
P21 COM V9:



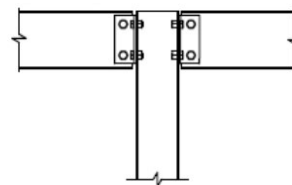
Vista Lateral



Isométrica



Vista Superior



Vista Frontal

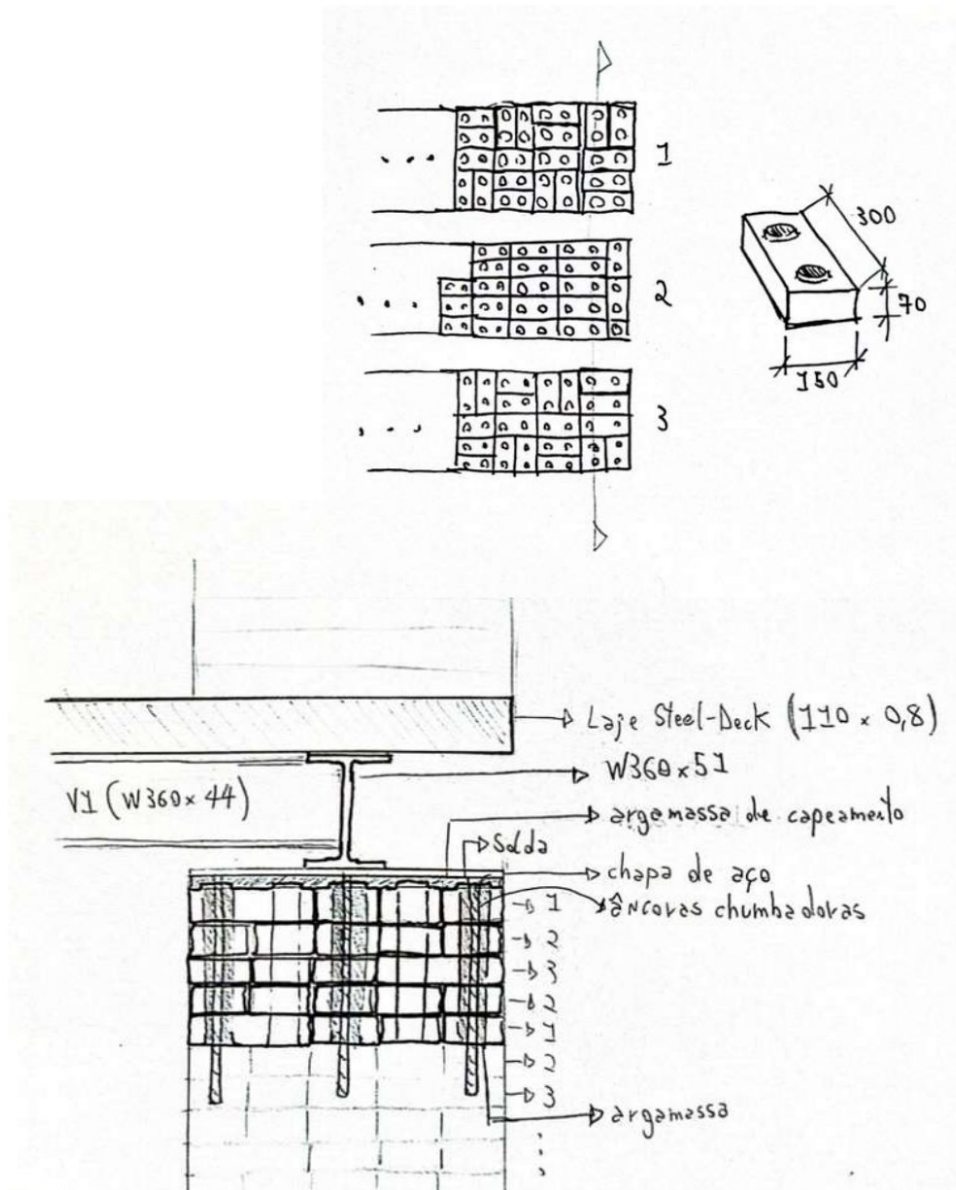


SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

DETALHES

CONJUNTO VIGA E LAJE

Por: Enzo Aguiar Della Penna

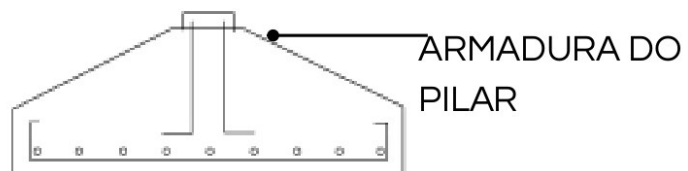
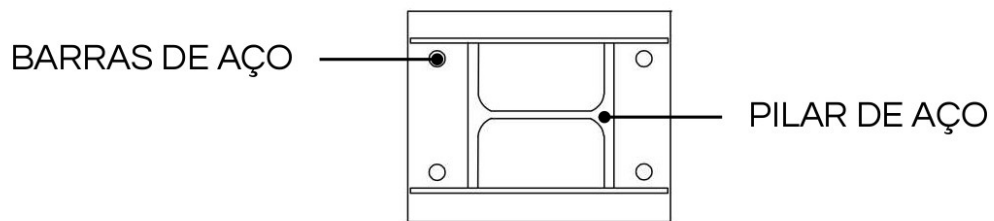
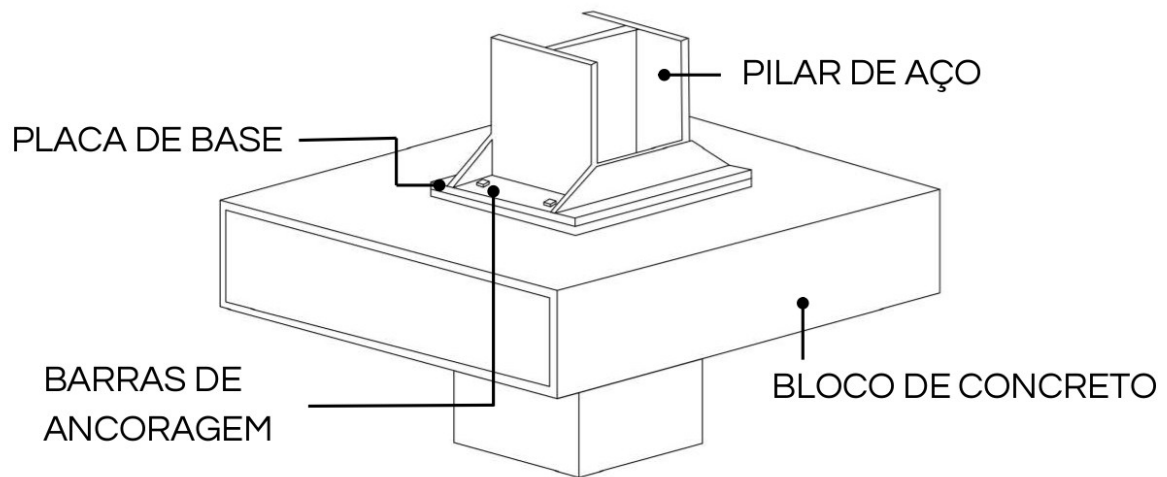


SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

DETALHES

SAPATA

Por: Fernanda Hellen Rodrigues da Costa



SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

**Casa Tekoá - Guilherme Henrique De Alencar Miranda,
Mariana da Silva Carrion, Mileny Mendes dos Santos,**

◀◀◀ CASA TEKOÁ ▶▶▶

GUILHERME HENRIQUE - 211008648
MARIANA CARRION - 190113537
MILENY MENDES - 20002529
THIAGO PINHEIRO - 211008773

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

《《《 CASA TEKOÁ 》》》

MEMORIAL	03
PROGRAMA DE NECESSIDADES	04
PLANTAS	05
CORTES	07
FACHADAS	08
RENDERS	09
ESTRUTURA	10
MEMORIAL DE CÁLCULO	15
PLANTAS ESTRUTURAIS	16
DETALHAMENTO	21



SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

MEMORIAL DESCRITIVO

O projeto da casa foi concebido para uma **residência unifamiliar**, composta por um casal de **duas mulheres**, Yara de 40 anos e Andrea de 37 anos, e seus 3 filhos: Taddeo de 15 anos, Luna de 13 e Ane de 7 anos. Yara é artista plástica indígena e Andrea é uma chefe cozinheira dona de um restaurante de culinária do Norte. A família não é nativa de Brasília, são de Manaus-AM e recebem muitos familiares e amigos.



LOCALIZAÇÃO

Brasília - DF, SHIS - Setor de Habitações Individuais Sul - QI 26 Conjunto 04 Lote 01



▲ Implantação
0 10 20 30 40 50 m



▲ Situação
0 10 20 30 40 50 m

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

PROGRAMA DE NECESSIDADES

A partir do perfil do cliente foi desenvolvido o programa de necessidades da casa buscando atender a **funcionalidade** e o **conforto** para todos os membros. A residência é composta por dois pavimentos: térreo, voltado às atividades sociais e de serviços, e primeiro pavimento, destinado para as áreas íntimas da família.



Cozinha



Sala de jantar



Área de serviços



Sala de TV



Garagem



Ateliê



Banheiros



Quartos

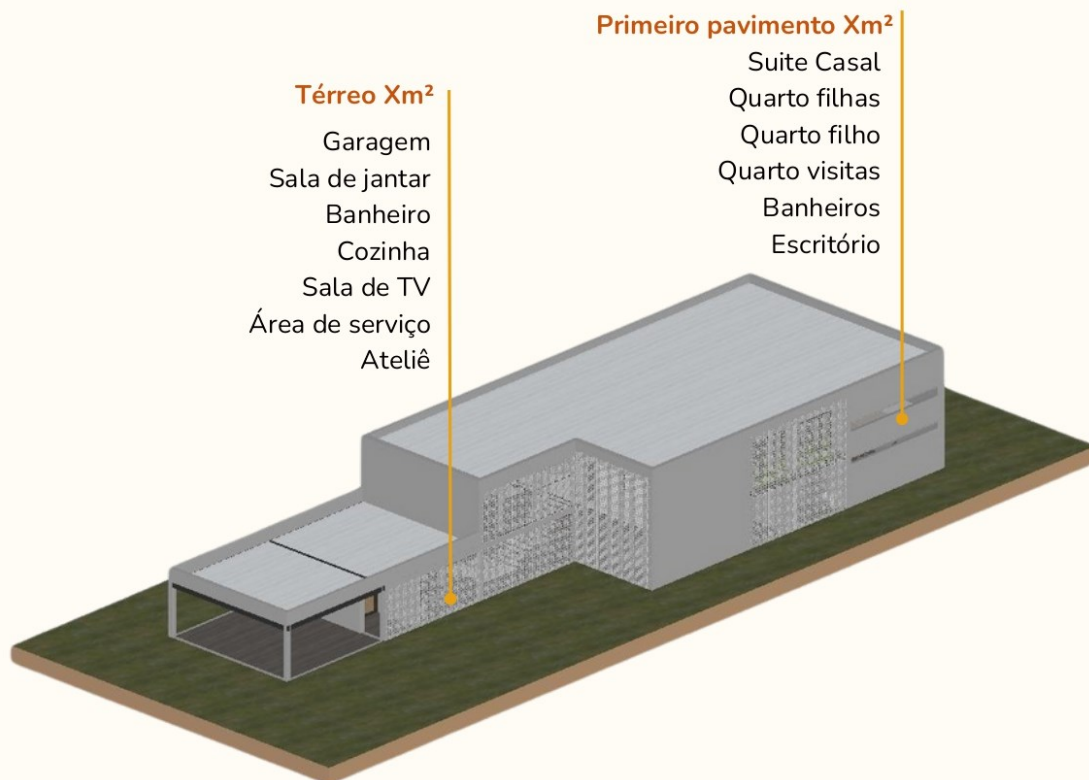


Sala de Estar



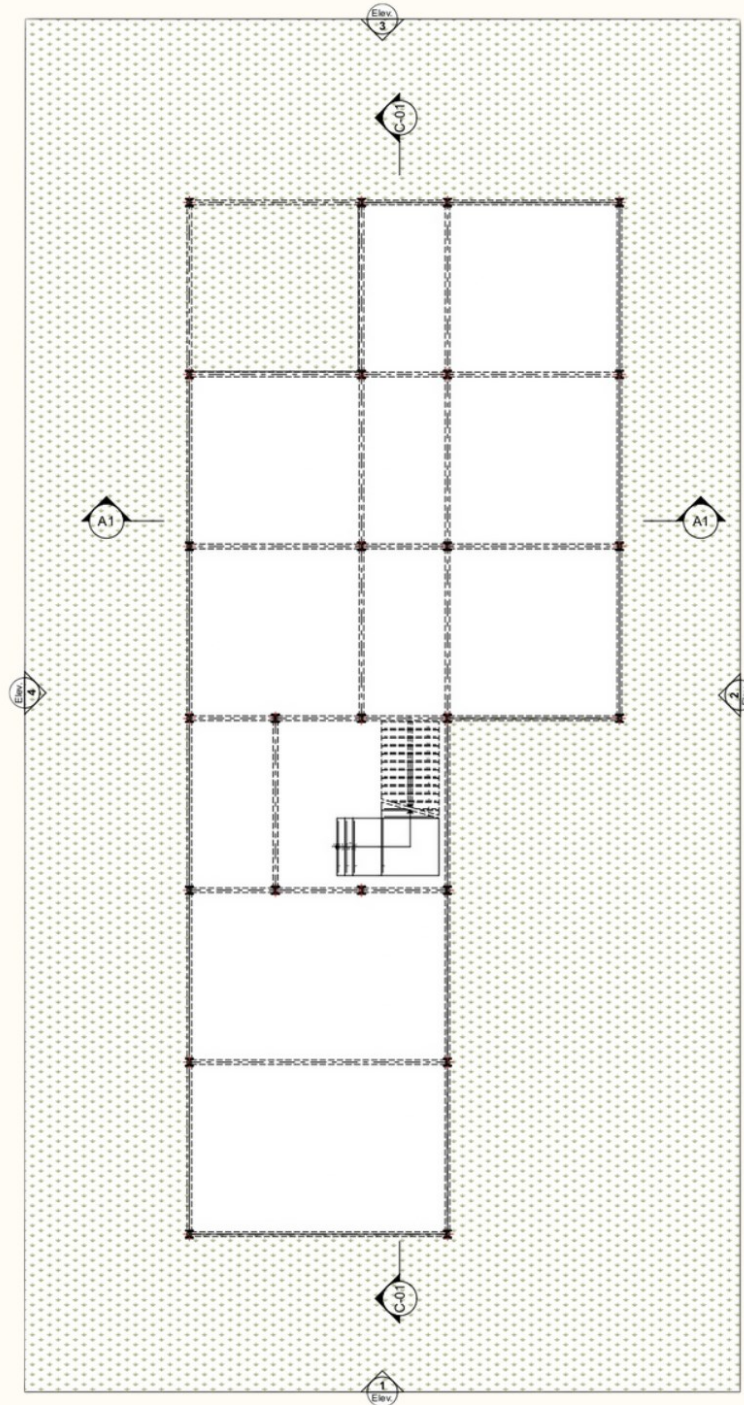
Jardins

Conforme o programa de necessidades, os espaços se distribuem da seguinte forma:



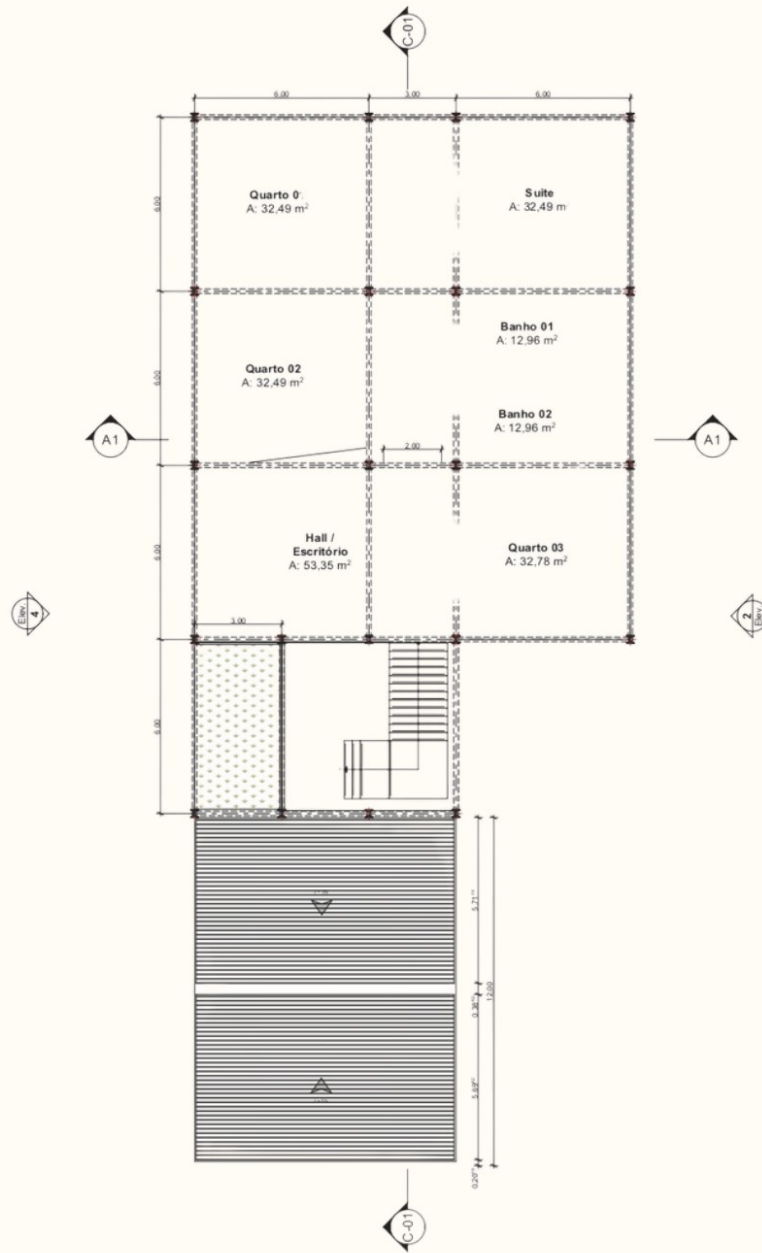
SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

PLANTA BAIXA TÉRREO



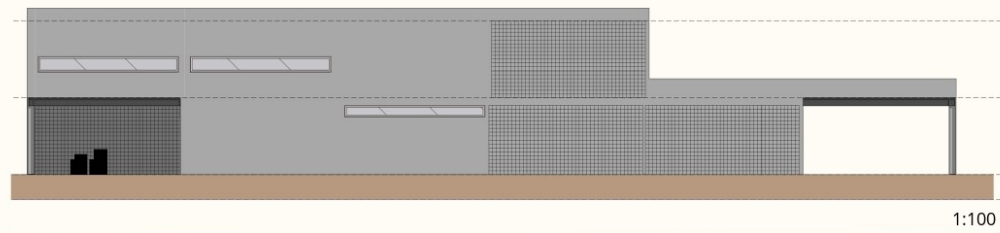
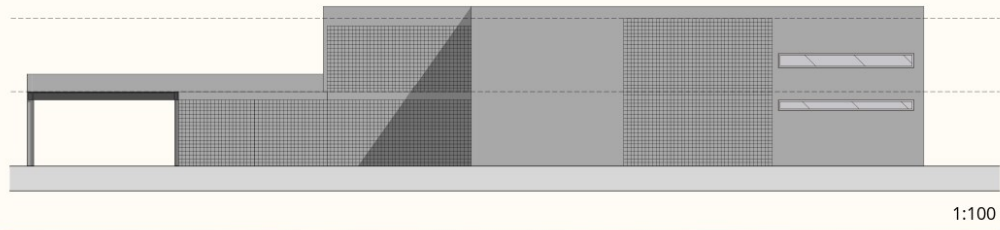
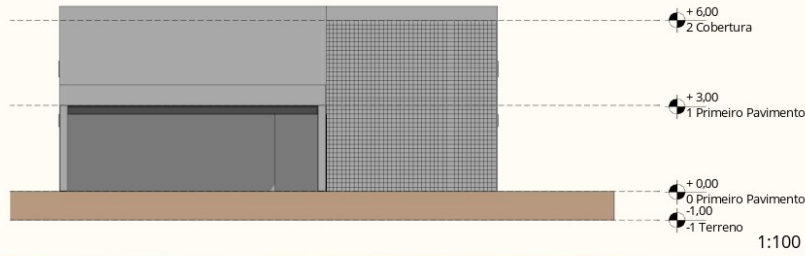
SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

PLANTA BAIXA PRIMEIRO PAVIMENTO



SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

FACHADAS



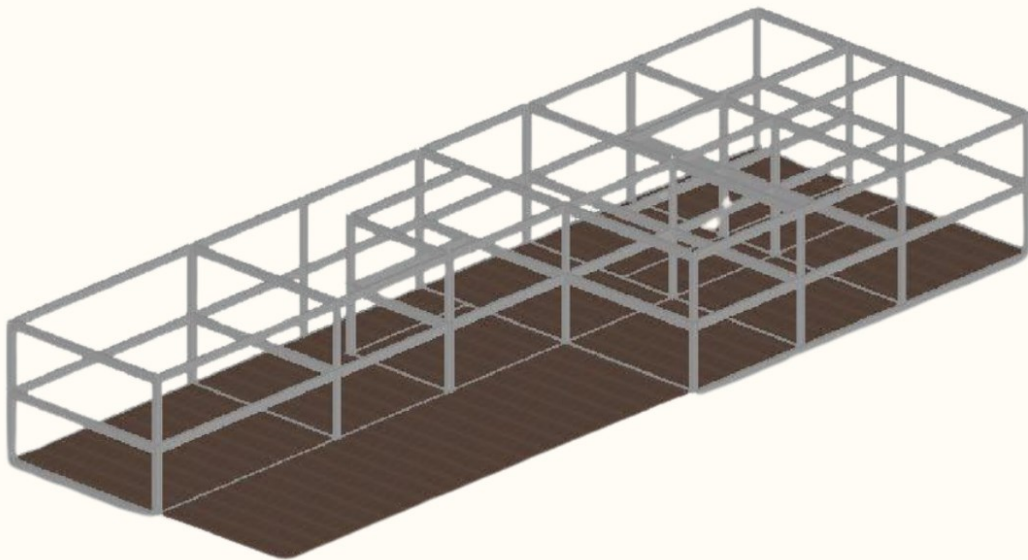
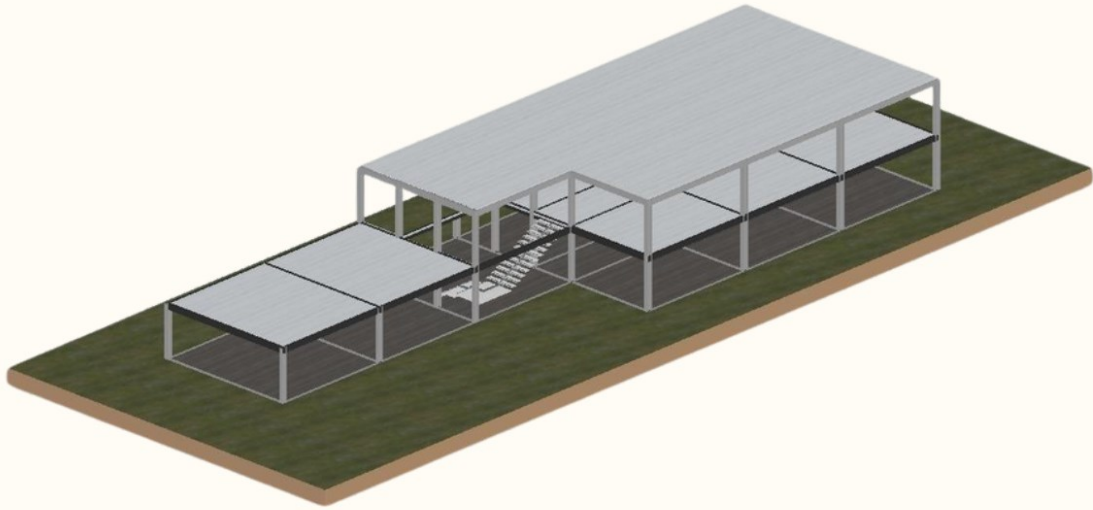
SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

RENDERS



SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

»»» ESTRUTURA



SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

MEMORIAL DE CÁLCULO

Cargas da lajes			Referência
Numero de andares	2	N/cm2	
E	20500000	N/cm2	
FY	380	A572gr55	NNR 8800
Carga da alvenaria	2,7	kn/m2	NBR 6120 TABELA 2
altura parede	3	m	
Cargas permanentes			
Peso próprio da laje	2,08	kn/m2	MF 50 H 110 TELHAFORMA 0.8
Revestimento	1	kn/m2	TABELA 4 NBR 6120
Forro dutos de ar com isolamento	0,3	kn/m2	TABELA 8 NBR 6120
Outros	0	kn/m2	
Total	3,38	kn/m2	
Cargas acidentais			
Dormitorio/sala/copa/cozinha/	1,5	kn/m2	
Carga laje	6,475	Kn/m2	

pré-dimensionamento laje		
Ação	Valor da carga:	
Acidental	1,5	kn/m2
Revestimento	1	kn/m2
Forro dutos de ar com isolamento	0,3	kn/m2
total	2,8	kn/m2
Tabela MF 50		
h	11	cm
peso	2,08	kn/m2

Viga secundaria		
L	600	cm
Cargas		
d	3	m
qv	19,425	kn/m
Pré-dimensionamento		
delta norma	1,714285714	cm
I min	9327,55	cm4
I adotada	6057	W 250 x 38,5
peso da viga	38,5	
Verificação de carregamentos		
qtotalviga	19,81	kn/m
Verificação da flecha		
delta max	2,692258906	cm
verificação de flexão		
sigma resistente	223,5294118	Mpa
momento max	8914500	Ncm
Wx	462,4	
Sigma max	192,7876298	ok

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

MEMORIAL DE CÁLCULO

Viga principal		
comprimento viga	600	cm
calculo de reação da viga secundaria	59,43	kn
em caso de receber laje d	0	
carga viga da laje	0	
carga parede	8,1	
cargavigatotal	8,1	

pré-dimensionamento		
delta norma	1,714285714	cm
I min	3889,481707	cm ⁴
I adotada	9997	W 310 x 44,5
peso próprio viga	85	
verificação de carregamentos		
qtotalviga	8,95	kg/m
verificação da flecha		
delta max ftool	0,08	cm
verificação de flexão		
sigma resistente	223,5294118	Mpa
momento maximo viga	129,42	kn*m
momento max ftool	12942000	Ncm
wx	966,9	
sigma max	133,8504499	Mpa
ok		

Pilar		
L	300	cm
K	0,7	
I _{FL}	210	cm
gamma corr	2,5	
area influencia	4,64125	m ²
carga piso	4,88	kn/m ²
carga cobertura	0,65	kn/m ²
Fint	89,8378915	kn
Inercia minima	181,764678	cm ⁴
Barra escolida	1229	W 150 x 22,5 (H)
area barra	29	
i raio de giração x	3,65	
i raio de giração y	6,51	
VERIFICAÇÃO A COMPRESSÃO		
esbeltez	57,53424658	
esbeltez	32,25806452	MPA
sigma max axial	30,97858328	MPA
sigma resistente	305,3024581	
ok		

pilar	Ycorr	
canto		2,5
lateral		2,2
intermediario		1,8

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

»»» VIGA BALDRAME

Seção transversal:

$$b= 20 \text{ h}= 40 \text{ bf}= 0 \text{ hf}= 0 \text{ (d}= 36.0 \text{ cm | Cn}= 2.5 \text{ | ad}= 1.500)$$

$$Ac= 800 \text{ cm}^2 \text{ | } I_x= 106666.67 \text{ cm}^4 \text{ | } Y_{cg}= 20.00 \text{ cm}$$

Materiais:

$$\text{Concreto } f_{ck}= 20 \text{ MPa | } E_{cs}= 21287.37 \text{ MPa}$$

$$f_{ct,m}= 2.21 \text{ MPa | } f_{ctk,inf}= 1.55 \text{ MPa}$$

$$\text{Aço CA-50 (} f_{yk} \text{ e } f_{ywk}= 500 \text{ MPa; } f_{ywd}= 435 \text{ MPa)}$$

Flexão Simples:

$$M_r: \text{ momento de fissuração} = (1.5 * f_{ctk,inf} * I_x) / Y_{cg}$$

$$M_r= 12.38 \text{ kN.m | } M_s= 25.20 \text{ kN.m | } M_{sd}= 35.28 \text{ kN.m}$$

$$x/d(\text{calc})= 0.149 \text{ | } x/d(\text{limite})= 0.450$$

$$x_{LN}(\text{calc})= 5.36 \text{ cm | } x_{LN}(\text{limite})= 16.20 \text{ cm}$$

$$\text{Domínio [2] | } e_{sd}= 10.00\text{‰} \text{ | } e_{cd}= 1.75\text{‰}$$

$$A_{s,min}(M_{d,min})= 0.80 \text{ cm}^2 \text{ (} M_{d,min}= 12.26 \text{ kN.m)}$$

$$A_{s,min}(f_{ck})= 1.20 \text{ cm}^2 \text{ (= } 0.150\% * b * h)$$

$$A_{s,t}= 2.40 \text{ cm}^2: 5\text{Ø}8.0 \text{ ou } 4\text{Ø}10.0 \text{ ou } 2\text{Ø}12.5 \text{ ou } 2\text{Ø}16.0 \text{ ou } 1\text{Ø}20.0 \text{ ou } 1\text{Ø}25.0$$

$$A_{s,c}= 0.00 \text{ cm}^2:$$

Cisalhamento (Modelo de cálculo I ==> bielas: teta=45°)

$$V_s= 16.80 \text{ kN | } V_{sd}= 23.52 \text{ kN}$$

$$V_{sd}= (V_c= 47.75 \text{ kN}) + (V_{sw}= -24.23 \text{ kN})$$

VRd2: força cortante resistente de cálculo (NBR 6118-2014, item 17.4.2.2)

$$VRd2= 0.27 * (1 - f_{ck}/250) * f_{cd} * b * d$$

$$VRd2= 255.50 \text{ kN | } V_{sd}/VRd2= 0.09$$

Armadura Transversal:

$$A_{s,min}: \text{ NBR 6118:2014, item 17.4.1.1.1}$$

$$p_{sw,min} \geq 0.2 * (f_{ct,m} / f_{ywk}) \text{ --> } p_{sw,min}= 0.0884\%$$

$$A_{s,min}= 1.77 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ (= } b * p_{sw,min})$$

$$A_{s,w}(\text{calc})= [V_{sw} / (0.9 * d * f_{ywd}) * 100] = -1.72 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s,w}(\text{adot})= 1.77 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Opções de armadura considerando estribo com 2 ramos:

$$\text{Ø}5.0\text{c}/21 \text{ ou } \text{Ø}6.3\text{c}/21 \text{ ou } \text{Ø}8.0\text{c}/21 \text{ ou } \text{Ø}10.0\text{c}/21 \text{ ou } \text{Ø}12.5\text{c}/21$$

* Espaçamento máximo entre estribos (NBR 6118:2014, item 18.3.3.2):

$$\text{Como } V_{sd} \leq 0.67 * VRd2 \text{ --> } S_{max}= 21.6 \text{ cm} \text{ (= } 0,6.d \leq 30 \text{ cm)}$$

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

»»» VIGA BALDRAME

Torção: (Modelo de cálculo I ==> bielas: teta=45°)

$$T_s = 0.50 \text{ kN.m} \quad | \quad T_{sd} = 0.70 \text{ kN.m}$$

$$A = (b \cdot h) = 800.00 \text{ cm}^2 \quad | \quad u = [2 \cdot (b+h)] = 120.00 \text{ cm}$$

$$A/u = 6.67 \text{ cm} \quad | \quad 2c_1 = 8.00 \text{ cm} \quad | \quad b - 2c_1 = 12.00 \text{ cm}$$

Obs: $(A/u) < (2c_1)$, mas como $(A/u) \leq (b - 2c_1) \implies h_e = (A/u) = 6.67 \text{ cm}$

$$b_{nuc} = (b - 2c_1) = 12.000 \text{ cm} \quad | \quad h_{nuc} = (h - 2c_1) = 32.000 \text{ cm}$$

$$A_e = (b_{nuc} \cdot h_{nuc}) = 384.00 \text{ cm}^2 \quad | \quad u_e = [2 \cdot (b_{nuc} + h_{nuc})] = 88.00 \text{ cm}$$

TRd2: momento torçor resistente de cálculo (NBR 6118-2014, item 17.5.1.5)

$$TRd2 = 0.50 \cdot (1 - f_{ck}/250) \cdot f_{cd} \cdot A_e \cdot h_e \cdot \sin(2 \cdot \text{teta})$$

$$TRd2 = 16.82 \text{ kN.m} \quad | \quad T_{sd}/TRd2 = 0.04$$

Armadura Transversal (para 1 ramo de estribo):

$A_{s,90,min}$: NBR 6118:2014, item 17.5.1.2

$$p_{sw,min} \geq 0.2 \cdot (f_{ct,m} / f_{ywk}) \quad \rightarrow \quad p_{sw,min} = 0.0884\%$$

$$A_{s,90,min} = 1.77 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (= b \cdot p_{sw,min})$$

$$A_{s,90}(calc) = [(T_{sd} \cdot 100 \cdot \tan(\text{teta})) / (2 \cdot A_e \cdot f_{ywd})] = 0.21 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s,90}(adot) = 1.77 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Armadura Longitudinal:

$A_{sL,min}$: NBR 6118:2014, item 17.5.1.2

$$p_{sL,min} \geq 0.2 \cdot (f_{ct,m} / f_{ywk}) \quad \rightarrow \quad p_{sL,min} = 0.0884\%$$

$$A_{sL,min} = 0.52 \text{ cm}^2 \quad = [h_e \cdot u_e \cdot (p_{sL,min} / 100)]$$

$$A_{sL}(calc) = [(T_{sd} \cdot u_e) / (2 \cdot A_e \cdot f_{ywd} \cdot \tan(\text{teta}))] = 0.18 \text{ cm}^2$$

$$A_{sL}(adot) = 0.52 \text{ cm}^2$$

$$A_{sL} = (2 \cdot A_{sL_b}) + (2 \cdot A_{sL_h}):$$

$$A_{sL_b} = 0.07 \text{ cm}^2 \quad (\text{na face superior e na face inferior})$$

$$A_{sL_h} = 0.19 \text{ cm}^2 \quad (\text{em cada face lateral})$$

Efeitos combinados (Cisalhamento + Torção)

$$V_{sd}/VRd2 + T_{sd}/TRd2 = 0.09 + 0.04 = 0.13 \quad [\leq 1] \quad \rightarrow \quad \text{OK!}$$

$$A_{sw} + (2 \cdot A_{s,90}) = 1.77 + (2 \cdot 1.77) = 5.31 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Opções de armadura considerando estribo com 2 ramos:

$$\emptyset 5.0\text{c}/7 \text{ ou } \emptyset 6.3\text{c}/11 \text{ ou } \emptyset 8.0\text{c}/18 \text{ ou } \emptyset 10.0\text{c}/21 \text{ ou } \emptyset 12.5\text{c}/21$$

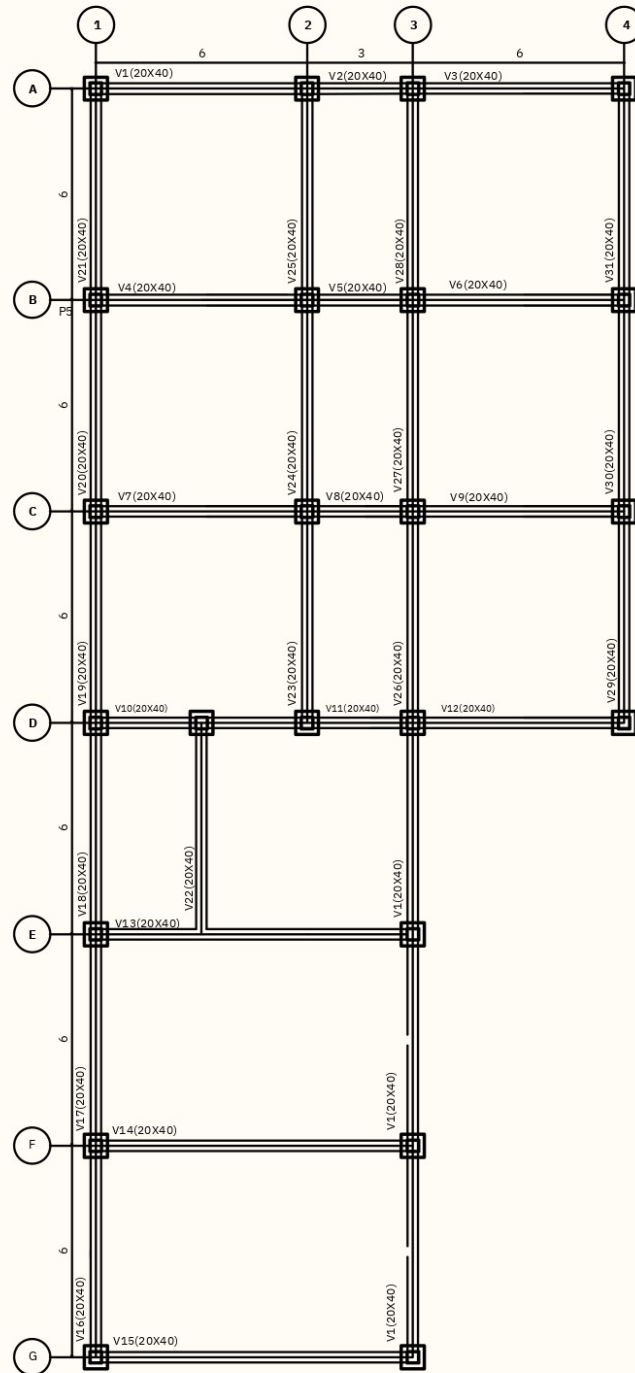
SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

»»»» VIGA BALDRAME

Material	
Concreto fck =	<input type="text" value="20"/> MPa
Seção Transversal	
Tipo	Viga
b: largura da alma	<input type="text" value="20"/> cm
h: altura total	<input type="text" value="40"/> cm
bf: largura da mesa	<input type="text" value="0"/> cm
hf: espessura da mesa	<input type="text" value="0"/> cm
Cn: cobrimento nominal	<input type="text" value="2.5"/> cm
ad: adicional ao cobr.	<input type="text" value="1.5"/> cm
Esforços de Serviço	
Unidade	kN, kN.m
Ms: momento fletor	<input checked="" type="checkbox"/> <input type="text" value="25.2"/>
Vs: força cortante	<input checked="" type="checkbox"/> <input type="text" value="16.8"/>
Ts: momento torçor	<input checked="" type="checkbox"/> <input type="text" value="0.5"/>
Identificação	
Viga	<input type="text" value="V1"/>
<input type="button" value="Calcular as armaduras"/>	
<input type="button" value="Gravar último relatório"/>	

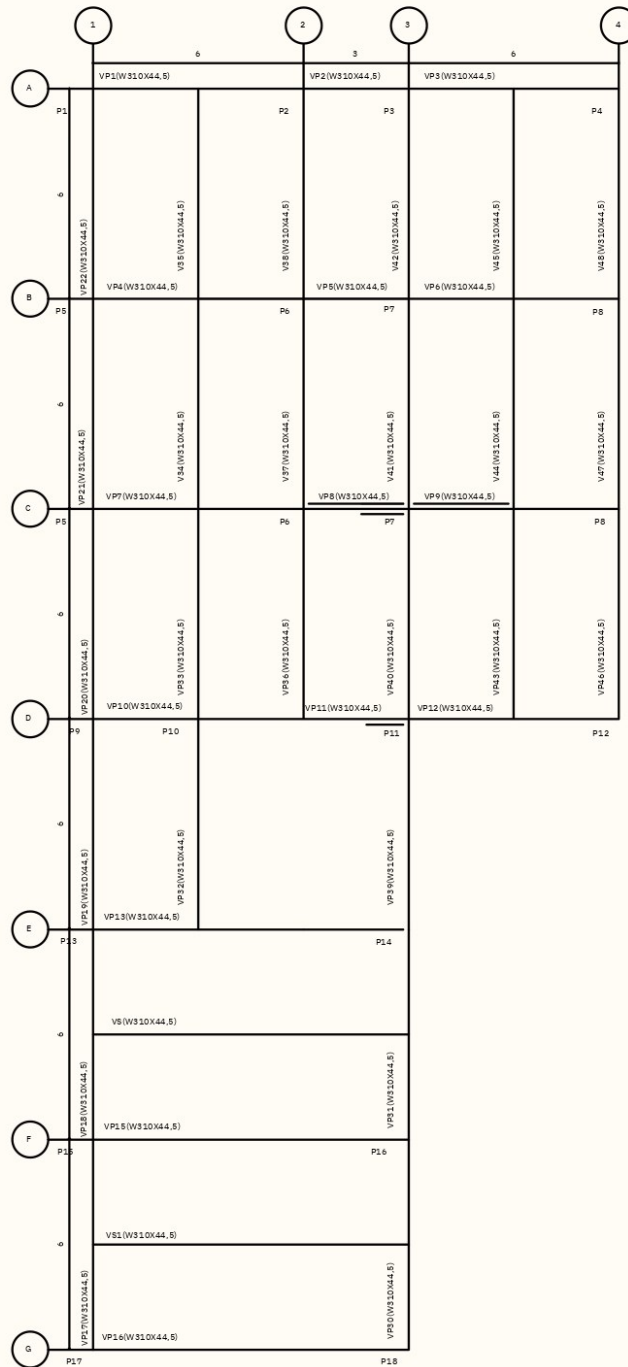
SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

PLANTA DE VIGA BALDRAME



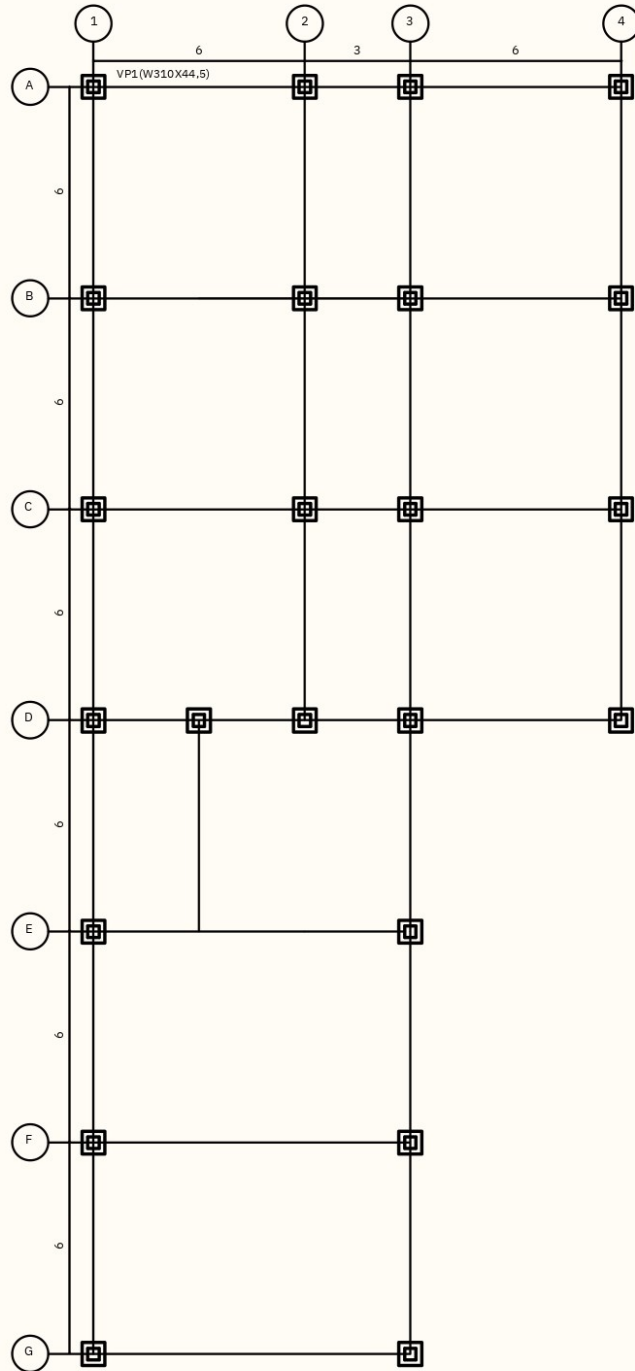
SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

PLANTA DE LOCAÇÃO DE PILARES



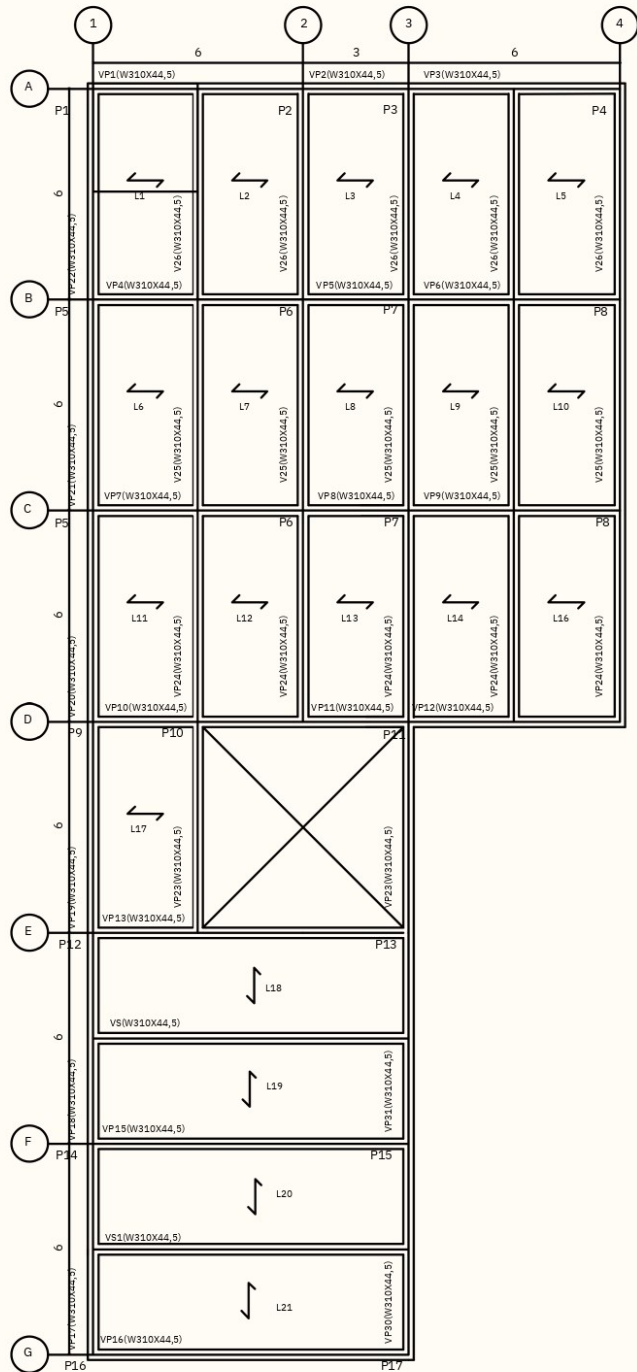
SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

PLANTA DE FUNDAÇÕES



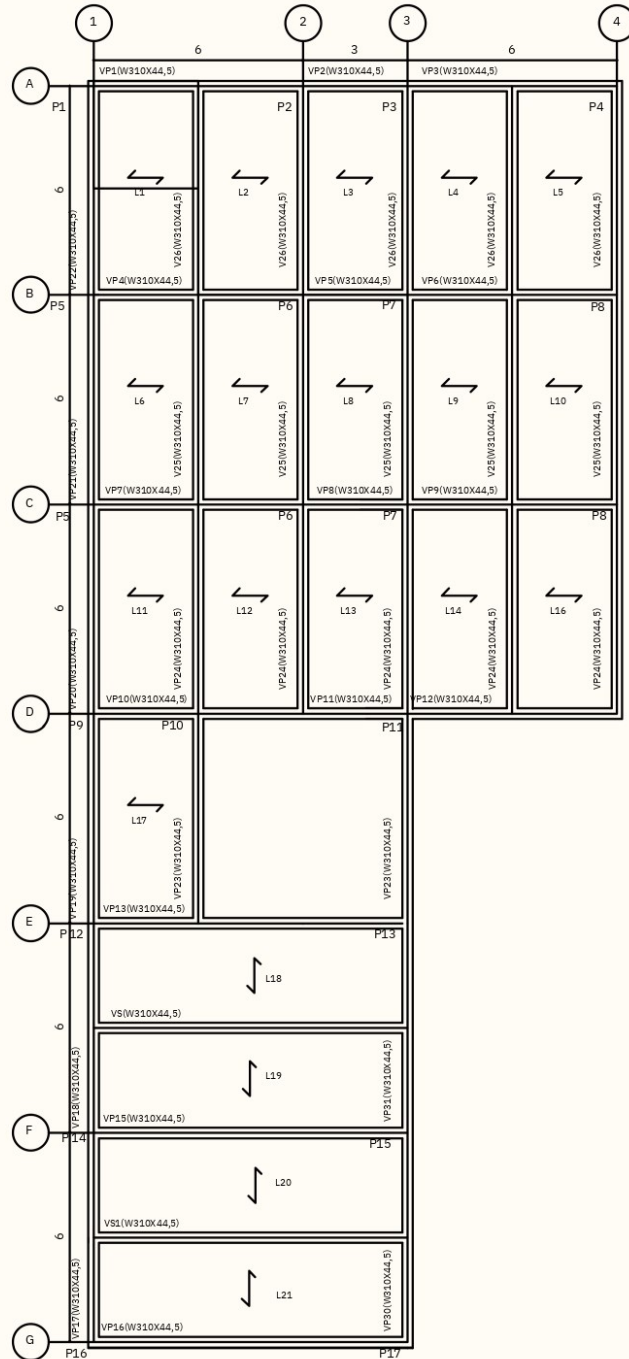
SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

PLANTA DE MONTAGEM 1º PAVIMENTO



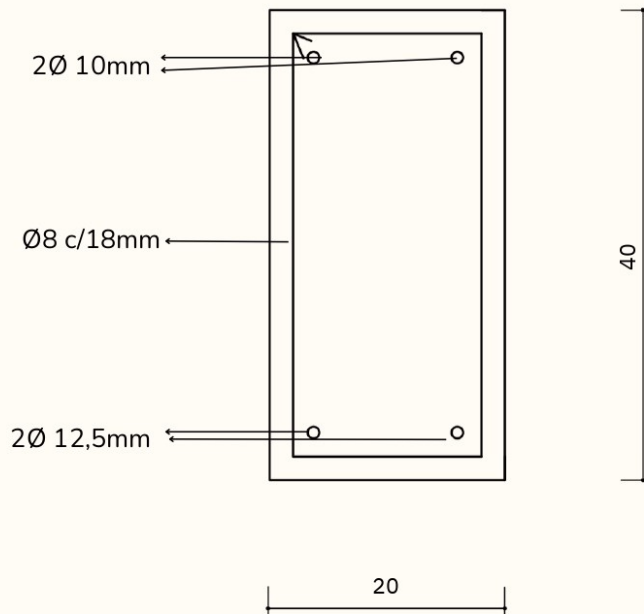
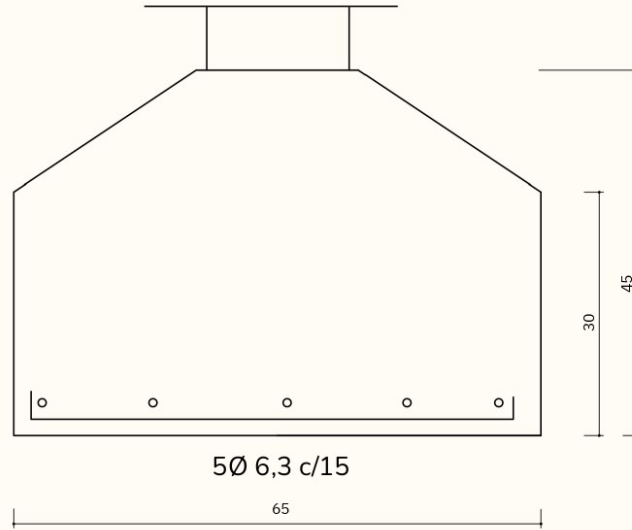
SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

PLANTA DE MONTAGEM 2º PAVIMENTO



SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

DETA LHAMENTO



SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

«««« CASA TEKOÁ »»»»

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

Habitação Unifamiliar - Julia Farias De Negri, Laura Cascao Chagas, Renata De Sousa Baliza, Thiago Lucio



SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

| SUMÁRIO

Dados Gerais

Situação - Localização do terreno

Localização - Planta de localização

Perfil do cliente

Programa de necessidades

Memorial descritivo

Planta - Situação

Planta baixa - Térreo

Planta baixa - Primeiro pavimento

Planta - Cobertura

Fachadas

Cortes

Memorial de Cálculo - Baldrame

Memorial de Cálculo - Sapata

Memorial de Cálculo - Lajes

Memorial de Cálculo -Viga Secundária

Memorial de Cálculo - Viga Principal

Memorial de Cálculo -Pilares

Planta - Localização de Pilares

Planta - Fundações

Planta - Forma

Planta Preliminar - Primeiro Pavimento

Planta Estrutural - Primeiro Pavimento

Planta Preliminar -Cobertura

Planta Estrutural -Cobertura

Corte Estrutural

Estrutura - Isométrica

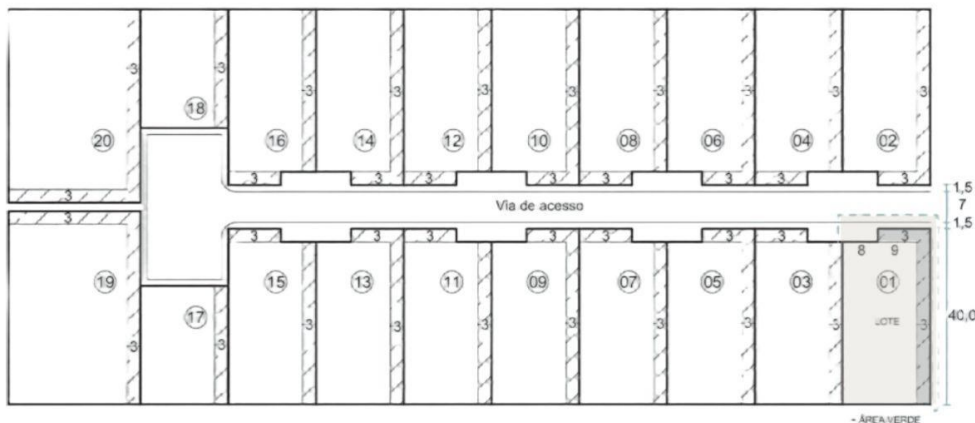


SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

UNB | FAU

| DADOS GERAIS

Croqui de afastamentos - Lei de Uso e Ocupação do Solo - LUOS



Afastamentos do Terreno

Configuração do Terreno:

O terreno tem uma área útil de 629 m² identificada como "Terreno edificável".

Há uma área de afastamentos ao redor do terreno principal, somando 147 m², indicada com hachuras.

Áreas Verdes:

Uma área verde obrigatória de 24 m² está localizada ao lado direito.

Uma área verde opcional de 71,36 m² está localizada à esquerda.

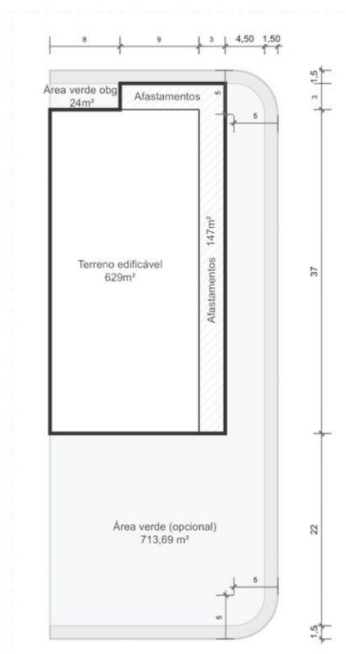
Dimensões:

As dimensões do lote total são fornecidas, com medidas detalhadas ao longo de seus lados:

- A largura total (frente e fundo) é de 37 metros.
- A profundidade do lote (laterais) é de 22 metros.
- Espaços de calçada frontal e cantos arredondados com raios de 1,5 m.

Observações

- Taxa máxima de ocupação = 70%
- Afastamentos mínimos obrigatórios (LUOS) AFR = 3,0m AF LAT = 3,0m (Unilateral)
- Em caso de opção pela legislação anterior de acordo com o Art. 88 da LUOS, considerar os afastamentos nela estabelecidos.
- Altura máxima: 9,5 m.
- Cota de soleira no ponto médio da edificação.
- Uso: RE1 (habitação unifamiliar, organismos internacionais e outras instituições extraterritoriais, escritórios de advocacia, arquitetura).



SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

UNB | FAU

| SITUAÇÃO



| LOCAÇÃO



SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

UNB | FAU

| PERFIL DO CLIENTE

Essa é uma família composta por quatro mulheres de gerações diferentes, cada uma com sua personalidade marcante e necessidades específicas. A avó, a mãe e as duas filhas gêmeas, Yasmin e Isabella, vivem juntas e possuem personalidades bem distintas.

Avó: Dona Helena

- Idade: 68 anos
- Profissão: Aposentada, ex-professora de artes
- Personalidade: Dona Helena é uma mulher calma, sábia e criativa. Adora jardinagem, pintura e é apaixonada por plantas.

Mãe: Fernanda

- Idade: 40 anos
- Profissão: Designer de interiores
- Personalidade: Fernanda é prática, moderna e estilosa. Ela é muito conectada à profissão, gosta de ambientes funcionais. Apesar da rotina corrida, faz questão de passar tempo com a família.

Filha 1: Yasmin

- Idade: 16 anos
- Personalidade: Yasmin é extrovertida e comunicativa. Adora redes sociais, música e dança. Participe de grupos de dança na escola e costuma gravar vídeos para plataformas digitais.

Filha 2: Isabella

- Idade: 16 anos
- Personalidade: Isabella é mais introspectiva e reservada. Gosta de ler, fotografar e desenhar no tempo livre. É organizada e sonha em viajar pelo mundo.

| PROGRAMA DE NECESSIDADES

- Sala de estar
- Cozinha
- Lavanderia
- Lavabo
- Sala de jantar
- Suíte Avó
- Suíte Mãe
- Suíte Filho 1
- Suíte Filho 2

| MEMORIAL DESCRITIVO

A casa no Lago Sul foi pensada para ser um espaço funcional para **quatro mulheres** de diferentes gerações: uma avó, uma mãe e duas filhas gêmeas. O projeto combina conforto e sofisticação, criando espaços que valorizam a convivência e o bem-estar, ao mesmo tempo em que aproveitam ao máximo a paisagem privilegiada da região. A distribuição dos ambientes foi planejada para garantir praticidade e privacidade, separando as **áreas sociais, de serviço e íntima**.

A área social integra sala de estar, sala de jantar, cozinha e lavabo. As **amplas esquadrias** de vidro permitem a entrada de luz natural e uma conexão com o **paisagismo externo**, enquanto a separação entre os ambientes proporciona funcionalidade sem comprometer a sensação de **amplitude** criada pelo **mezanino**.

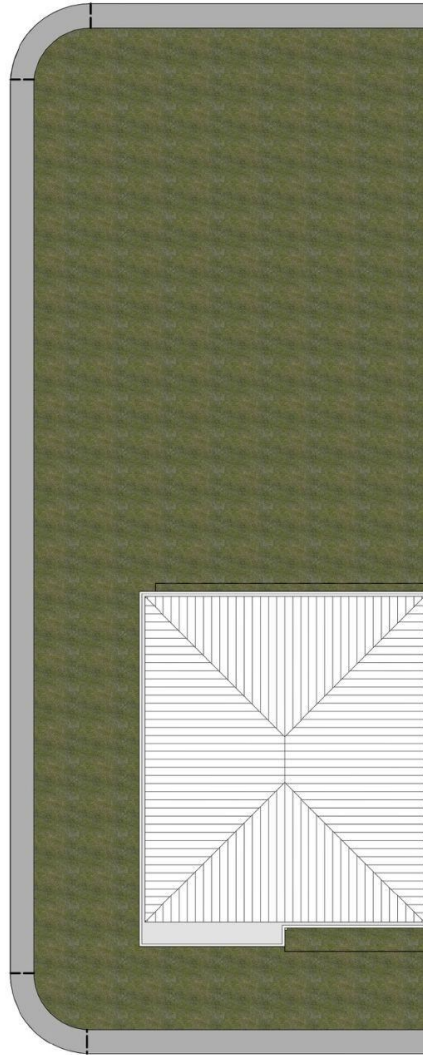
Na área íntima, os quartos foram distribuídos para garantir conforto e atender às necessidades de cada moradora. No **pavimento superior**, todas as suítes possuem closet, no entanto, no caso das filhas, o espaço é compartilhado entre elas, mas cada uma conta com seu próprio banheiro.

A **estrutura da residência é em aço**, permitindo maior leveza e rapidez na construção, além de oferecer flexibilidade no layout interno, esse sistema estrutural também contribui para a sustentabilidade do projeto, reduzindo desperdícios e possibilitando um canteiro de obras mais limpo.

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

UNB | FAU

| PLANTA - SITUAÇÃO



0. Situação
1:250

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

UNB | FAU

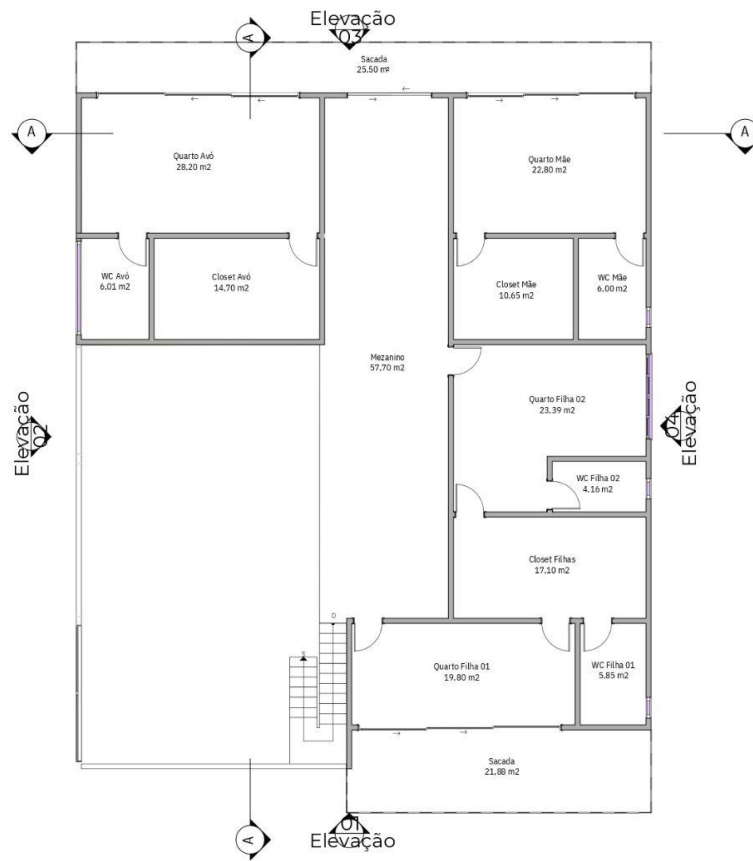
| PLANTA BAIXA - TÉRREO



SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

UNB | FAU

| PLANTA BAIXA - PRIMEIRO PAVIMENTO

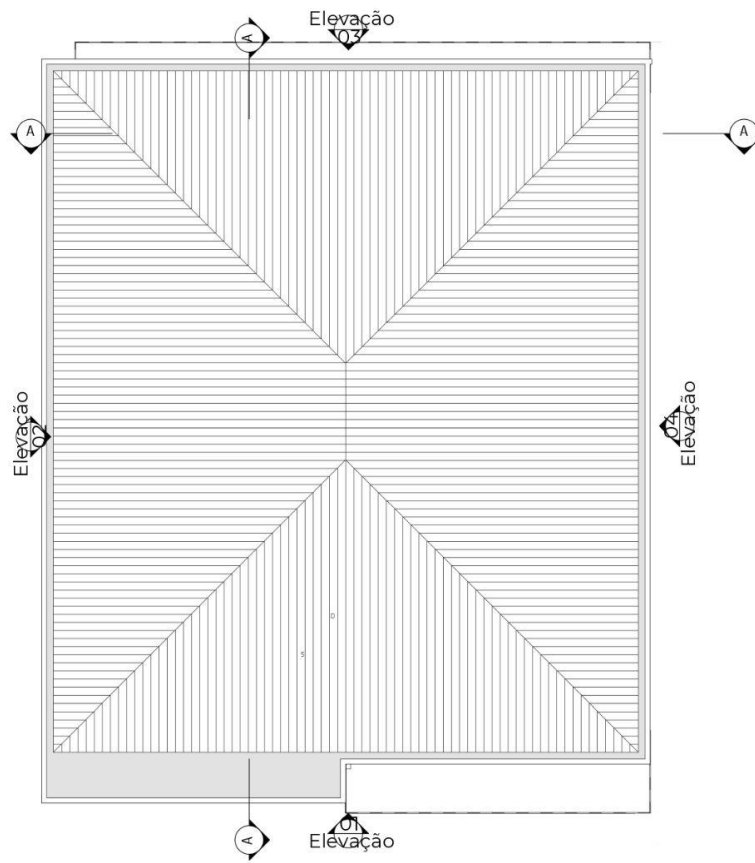


1. PB - Primeiro Pavimento
1:120

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

UNB | FAU

| PLANTA - COBERTURA



2. PB - Pavimento Cobertura
1:120

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

UNB | FAU

| FACHADAS



1 01 Elevação
1:100



2 02 Elevação
1:100



3 03 Elevação
1:100

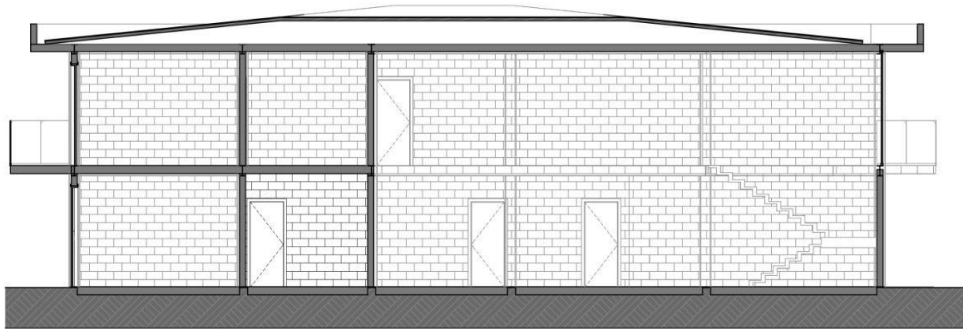


2 04 Elevação
1:100

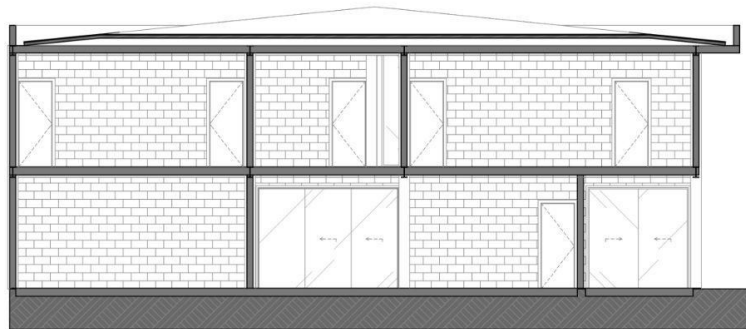
SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

UNB | FAU

| CORTES



A Corte AA
1:100



B Corte BB
1:100

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

UNB | FAU

| MEMORIAL DE CÁLCULO - BALDRAME

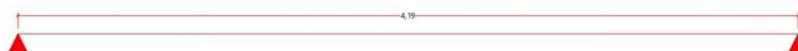
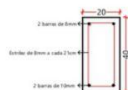
Seção Transversal		Unidades
Parâmetro	Valor	
b	20	cm
h	40	cm
bf	0	cm
hf	0	cm
d	36	cm
Cn	2.5	cm
ad	1500	cm
Ac	800	cm ²
Ix	106666,67	cm ⁴
Ycg	20,00	cm
Material	Propriedades	
Concreto	fck = 25 MPa, Ecs = 24150.00 MPa, fct,m = 2.56 MPa, fctk,inf = 1.80	MPa
Aço CA-50	fyk e fywk = 500 MPa, fywd = 435	Mpa
Flexão Simples		
Parâmetro	Valor	
Momento de Fissuração (Mr)	14,36	kN.m
Momento Solicitante (Ms)	12,30	kN.m
Momento de Cálculo (Msd)	17,22	kN.m
x/d (calc)	0,056	
x/d (limite)	0,450	
x_LN (calc)	2,01	cm
x_LN (limite)	16,20	cm
esd	10,00‰	
ecd	0,59‰	
As,min (Md,min)	0,93	cm ²
As,min (fck)	1,20	cm ²
As,t	1.20 (3Ø8.0 ou 2Ø10.0 ou 1Ø12.5 ou 1Ø16.0 ou 1Ø20.0 ou 1Ø25.0)	cm ²
As,c	0,00	cm ²

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

UNB | FAU

| MEMORIAL DE CÁLCULO - BALDRAME

Cisalhamento		Unidades
Parâmetro	Valor	
vs	11,70	kN
vsd	16,38	kN
vc	55,41	kN
vsw	-39,03	kN
vRd2	312,43	kN
Vsd/VRd2	0,05	
psw, min	0.1026%	
Asw, min	2,05	cm ² /m
Asw (calc)	-2,77	cm ² /m
Asw (adot)	2,05	cm ² /m
Espaçamento Max	21,6	cm
Torção		
Ts	0,50	kN.m
Tsd	0,70	kN.m
A	800,00	cm ²
u	120,00	cm
A/u	6,67	cm
2c1	8,00	cm
b-2c1	12,00	cm
he	6,67	cm
TRd2	20,57	kN.m
Tsd/TRd2	0,03	
Efeitos Combinados (Cisalhamento + Torção)		
Vsd/VRd2 + Tsd/TRd2	0.05 + 0.03 = 0.09 (OK!)	
Asw + (2 * As,90)	2.05 + (2 * 2.05) = 6.16	cm ² /m



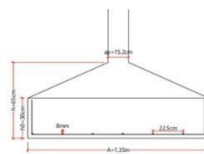
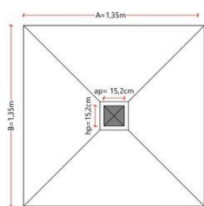
SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

UNB | FAU

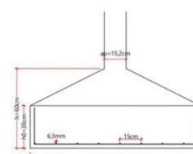
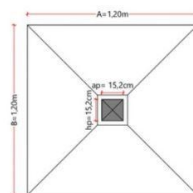
MEMORIAL DE CÁLCULO - SAPATAS

Elemento estrutural	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Unidades
Pilar	W150x22,5 (H)	W150x22,5 (H)	W150x22,5 (H)	
Npilar	399,82	350,4	436,08	kN
bpilar	15,2	15,2	15,2	cm
hpilar	15,2	15,2	15,2	cm
Cota de Implantação	1,5	1,5	1,5	m
NSPT	14	14	14	golpes
Área da Sapata	15974,89	14067,15	17506,86	cm ²
Dimensionamento da Sapata				
Lado menor	130	120	135	cm
Lado maior	130	120	135	cm
Altura da Sapata	65	60	65	cm
Armadura	2,64	2,50	2,92	cm ² /m
Armadura escolhida	5Ø10 cm ou estribos Ø10 cm a cada 10 cm	6,3Ø a cada 15 cm	8Ø a cada 22,5 cm	

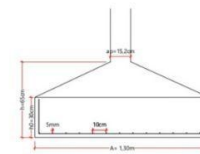
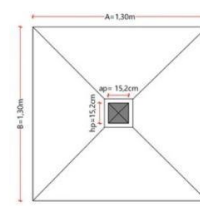
Sapata (Pilar Lateral)



Sapata (Pilar Intermediário)



Sapata (Pilar de Canto)



SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

UNB | FAU

| CÁLCULO ESTRUTURAL - LAJES

Carga Laje 01		Carga da Laje 02		Carga da Laje 03	
Número de andares	2	2	2	2	N/cm2
Módulo de Elasticidade (E)	20500000	20500000	20500000	20500000	N/cm2
Tensão de Escoamento (FY)	380	380	380	380	A572gr55
Carga da alvenaria	2,7	2,7	2,7	2,7	kN/m2
Altura Parede	3	3	3	3	m
Cargas Permanentes		Cargas Permanentes		Cargas Permanentes	
Peso próprio da laje	2,08	2,1	2,08	2,08	KN/m2
Revestimento	1,5	1,5	1,5	1,5	KN/m2
Forros	0,3	0,3	0,3	0,3	KN/m2
Outros	0	0	0	0	KN/m2
Total	3,88	3,9	3,88	3,88	KN/m2
Cargas Acidentais		Cargas Acidentais		Cargas Acidentais	
Dormitorio/sala/copa/	1,5	1,5	1,5	1,5	KN/m2
Carga Laje	7,1	7,125	7,1	7,1	KN/m2
Pré-dimensionamento das Laje		Pré-dimensionamento		Pré-dimensionamento das Laje	
Ação	Valor da Carga	Valor da Carga	Valor da Carga	Valor da Carga	
Acidental	1,5	1,5	1,5	1,5	KN/m2
Revestimento	1	1	1	1	KN/m2
Forros	0,3	0,3	0,3	0,3	KN/m2
Total	2,8	2,8	2,8	2,8	KN/m2
Tabela MF 50		Tabela MF 50		Tabela MF 50	
Altura (h)	11	11	11	11	cm
Peso	2,08	2,1	2,08	2,08	KN/m2

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

UNB | FAU

| CÁLCULO ESTRUTURAL - VIGAS SECUNDÁRIAS

Viga secundária 1		Viga secundária 9		Viga secundária 14	
Comprimento (L)	415	342	430	cm	
Distância (d)	2,31	2,925	2,52	m	
Carga da Viga (qv)	16,401	20,840625	17,892	KN/m	
Pré-dimensionamento		Pré-dimensionamento		Pré-dimensionamento	
Delta Norma	1,185714286	0,977142857	1,228571429	cm	
I min	2605,95902	1853,284189	3162,403045	cm ⁴	
I adotada	6057	4937	4937	W 250 x 32,7	
Peso Próprio Viga	38,5	32,7	32,7	kg/m	
Verificação de carregamentos		Verificação carregamentos		Verificação de carregamentos	
Carga Total Viga (qtv)	16,786	21,167625	18,219	KN/m	
Verificação da flecha		Verificação da flecha		Verificação da flecha	
Delta Max	0,522115938	0,372561822	0,801346141	cm	
verificação de flexão		verificação de flexão		verificação de flexão	
Sigma Resistente	223,5294118	223,5294118	223,5294118	Mpa	
Momento Max	3613711,063	3094812,613	4210866,375	Ncm	
Wx	462,4	382,7	382,7	cm ³	
Sigma Max	78,1511908	80,86784983	110,0304775	Mpa	

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

UNB | FAU

| CÁLCULO ESTRUTURAL - VIGAS PRINCIPAIS

Viga Principal 1		Viga Principal 17		Viga Principal 28	
Comprimento Viga	719	584	799	cm	
Reação da VS	34,7106	36,19663875	39,17085	KN	
Caso Receba Laje d	0	0	0	-	
Carga Viga da Laje	0	0	0	-	
Carga Parede	8,1	8,1	8,1	KN	
Carga Viga Total	8,1	8,1	8,1	KN	
Pré-dimensionamento		Pré-dimensionamento		Pré-dimensionamento	
Delta Norma	2,054285714	1,668571429	2,282857143	cm	
I min	6693,058999	3586,546976	9184,982223	cm ⁴	
I adotada	9997	9997	9997		W 310 x 44,5
Peso Próprio Viga	62	62	62	KN/m	
verificação de carregamentos		verificação de carregamentos		verificação de carregamentos	
Carga Total Viga (qtv)	8,72	8,72	8,72	kg/m	
verificação da flecha		verificação da flecha		verificação da flecha	
Delta Max Ftool	0,08	0,08	0,08	cm	
verificação de flexão		verificação de flexão		verificação de flexão	
Sigma Resistente	223,5294118	223,5294118	223,5294118	Mpa	
Momento Max Viga	118,7410525	90,02219658	147,8294819	KNm	
Momento Max Ftool	11874105,25	9002219,658	14782948,19	Ncm	
Wx	709,6	709,6	709,6	cm ³	
Sigma Max	167,3351924	126,8632984	208,3279057	Mpa	

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

UNB | FAU

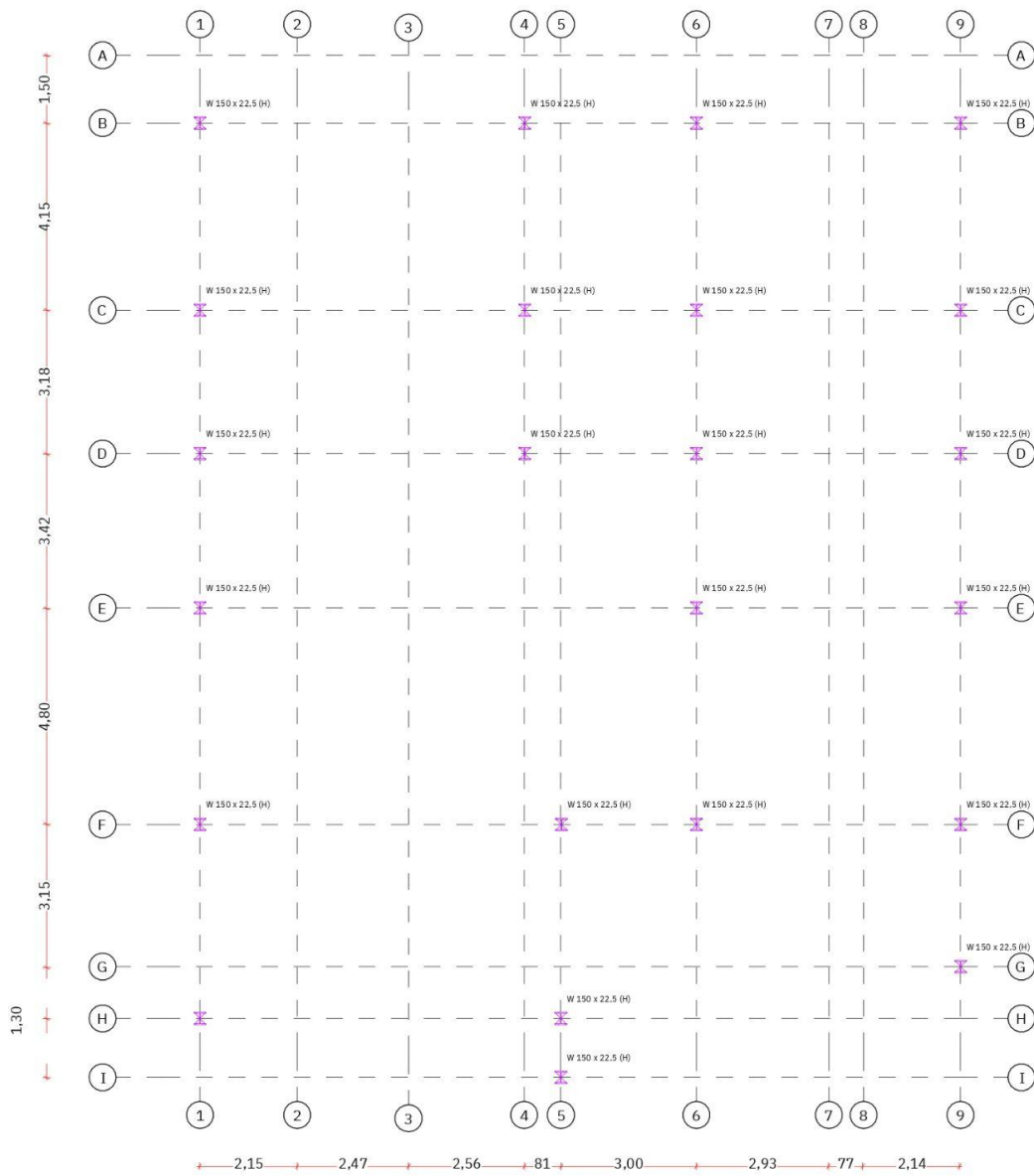
| CÁLCULO ESTRUTURAL - PILARES

Pilar 1		Pilar 11		Pilar 16	
Comprimento (L)	300	300	300	300	cm
Tipo de Engaste (K)	0,7	0,7	0,7	0,7	-
Comp. de Flambagem (lfl)	210	210	210	210	cm
Pré-dimensionamento		Pré-dimensionamento		Pré-dimensionamento	
Gamma Corr	2,5	1,8	2,2	2,2	-
Área Influencia	16,57925	14,6025	18,17725	18,17725	m2
Carga Piso	5,38	5,4	5,38	5,38	kn/m2
Carga Cobertura	0,65	0,65	0,65	0,65	kn/m2
Fint	352,2493772	311,354505	386,2011244	386,2011244	kn
Inércia Mínima	383,8886052	244,3107842	370,3831265	370,3831265	cm4
Barra Escolida	1229	1229	1229	1229	W 150 x 22,5 (H)
Área Barra	29	29	29	29	cm2
i raio de giração x	3,65	3,65	3,65	3,65	cm
i raio de giração y	6,51	6,51	6,51	6,51	cm
Verificação a Compressão		Verificação a Compressão		Verificação a Compressão	
Esbeltez	57,53424658	57,53424658	57,53424658	57,53424658	Mpa
Esbeltez	32,25806452	32,25806452	32,25806452	32,25806452	Mpa
Sigma Max Axial	121,4653025	107,3636224	133,1728015	133,1728015	Mpa
Sigma Resistente	305,6122443	305,6122443	305,6122443	305,6122443	Mpa

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

UNB | FAU

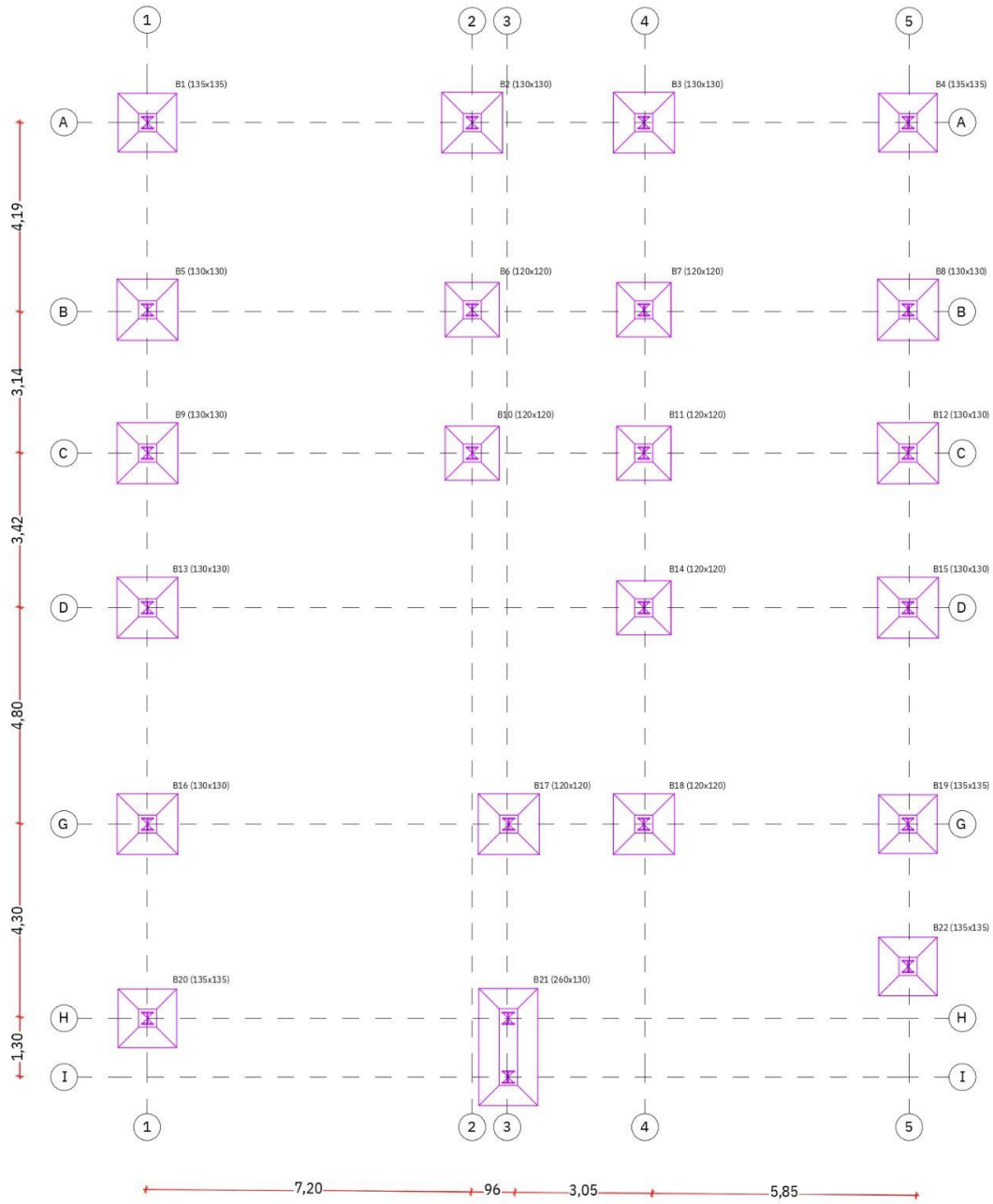
| PLANTA - LOCAÇÃO DE PILARES



SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

UNB | FAU

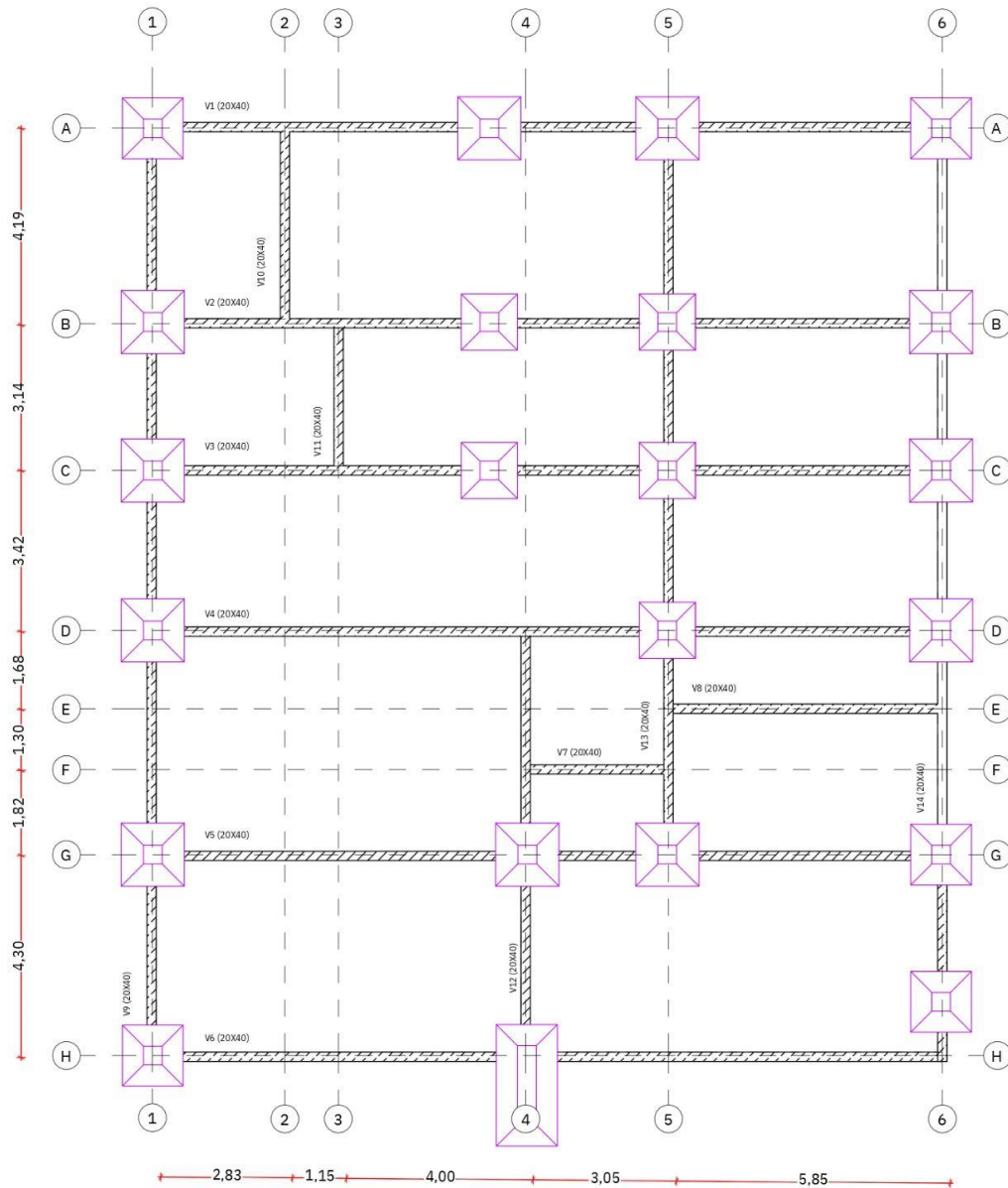
| PLANTA - FUNDAÇÕES



SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

UNB | FAU

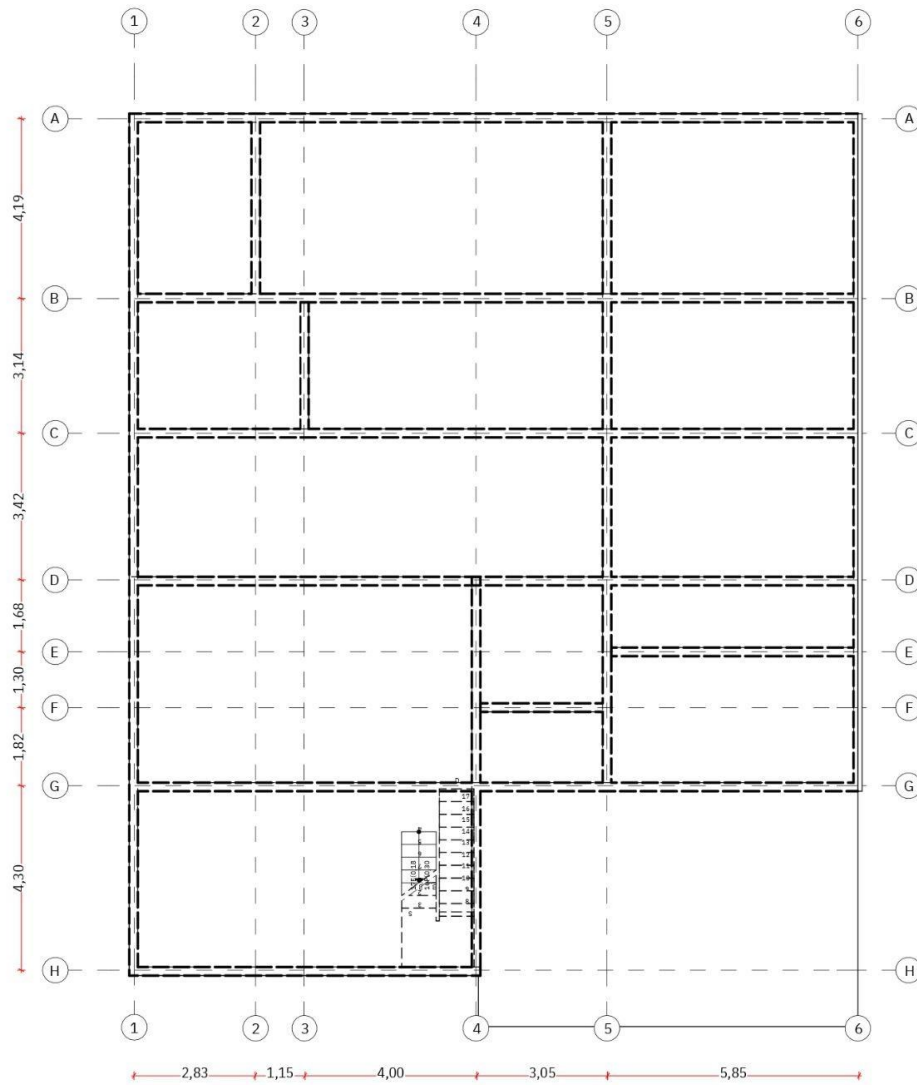
| PLANTA - FORMA



SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

UNB | FAU

| PLANTA - FORMA

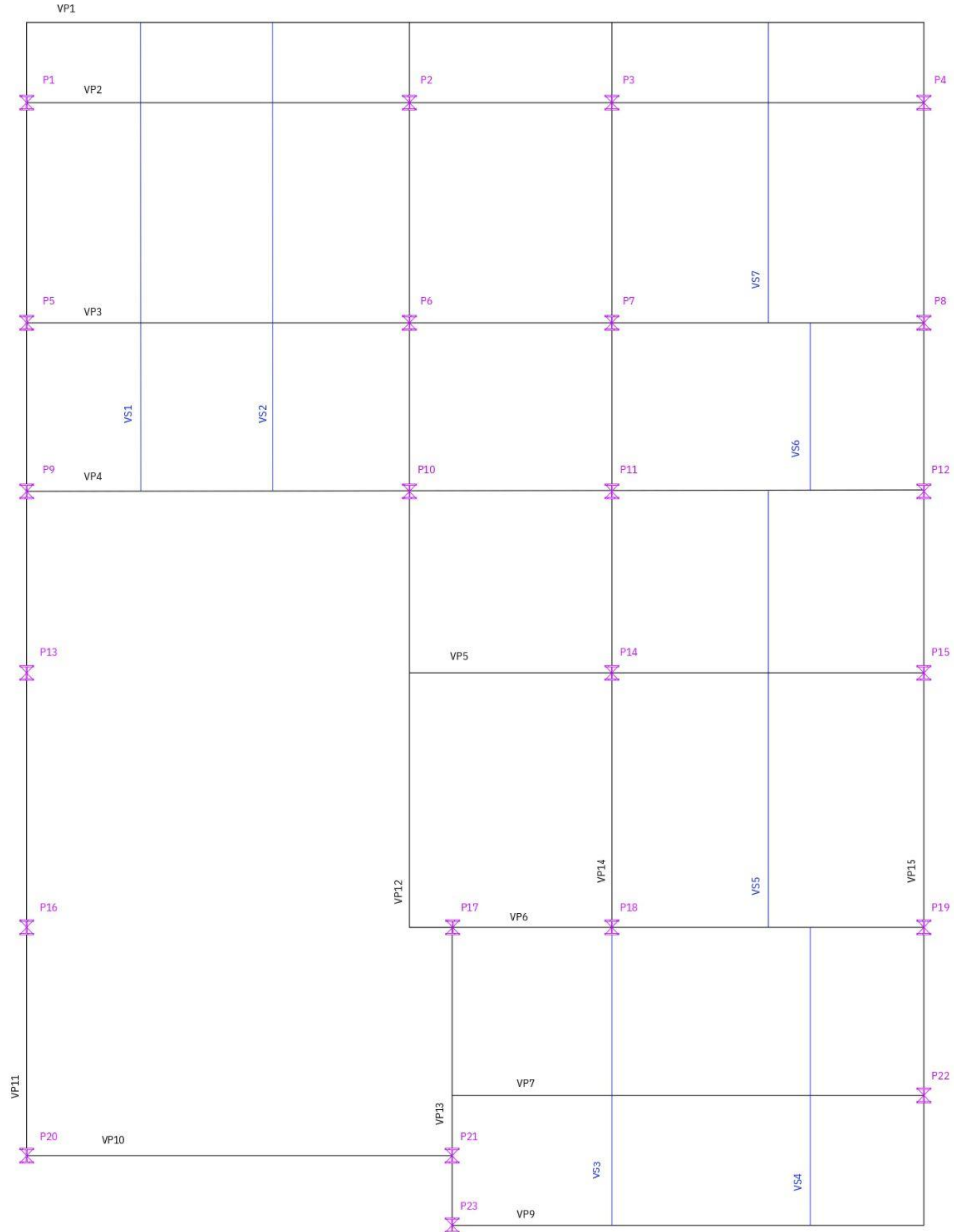


0. Estrutura- Térreo (Baldrames)
1:120

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

UNB | FAU

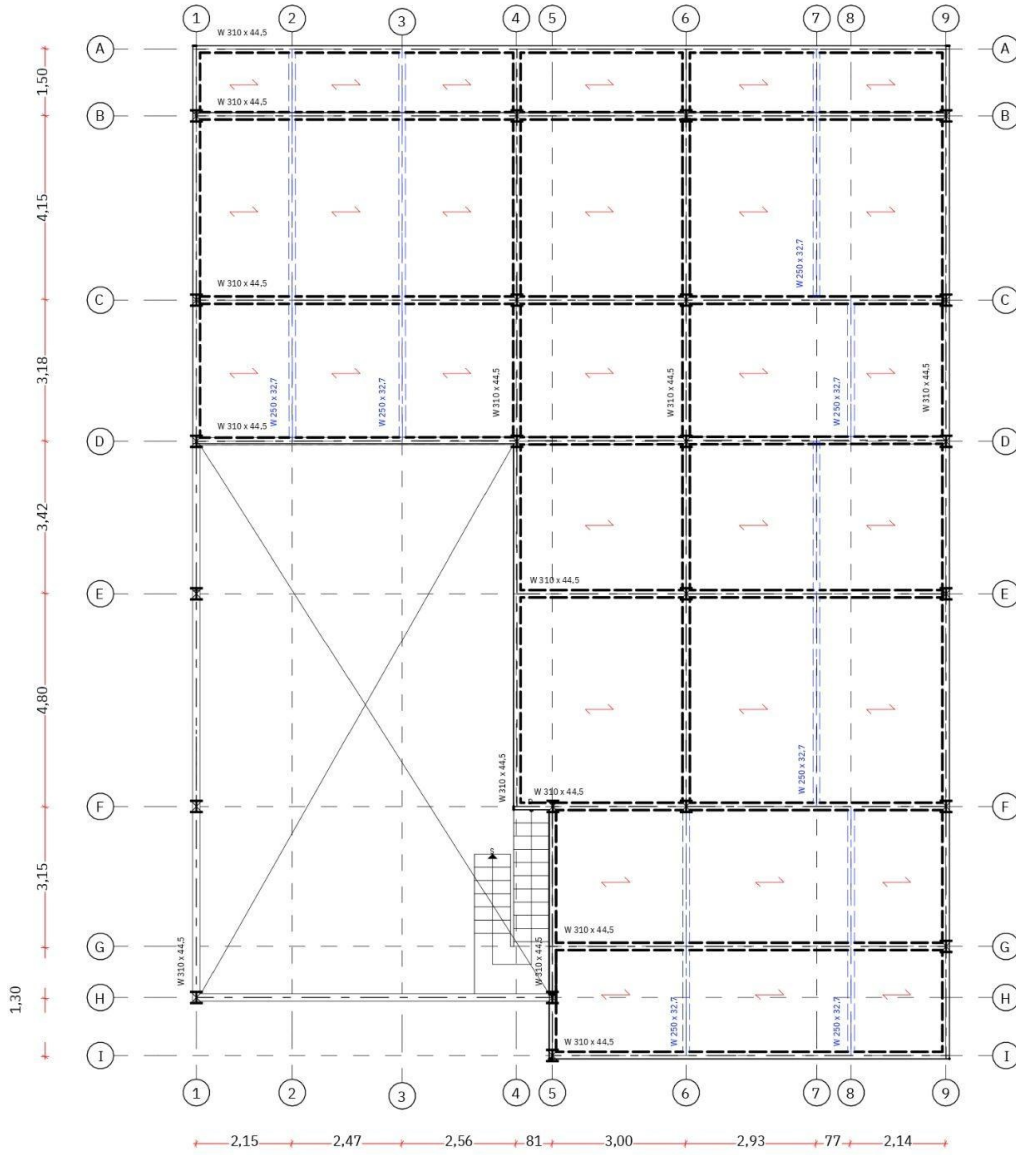
| PLANTA PRELIMINAR- 1 PAVIMENTO



SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

UNB | FAU

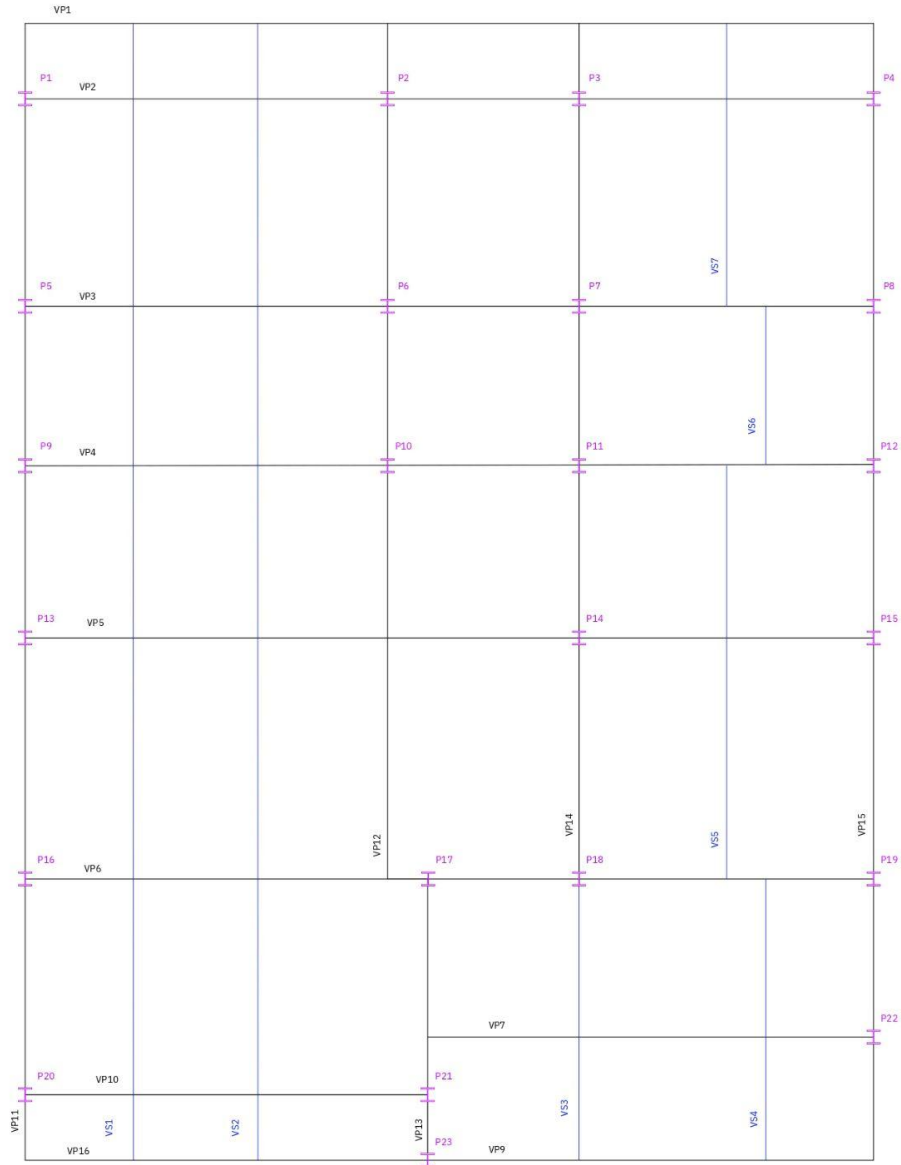
| PLANTA ESTRURAL - 1 PAVIMENTO



SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

UNB | FAU

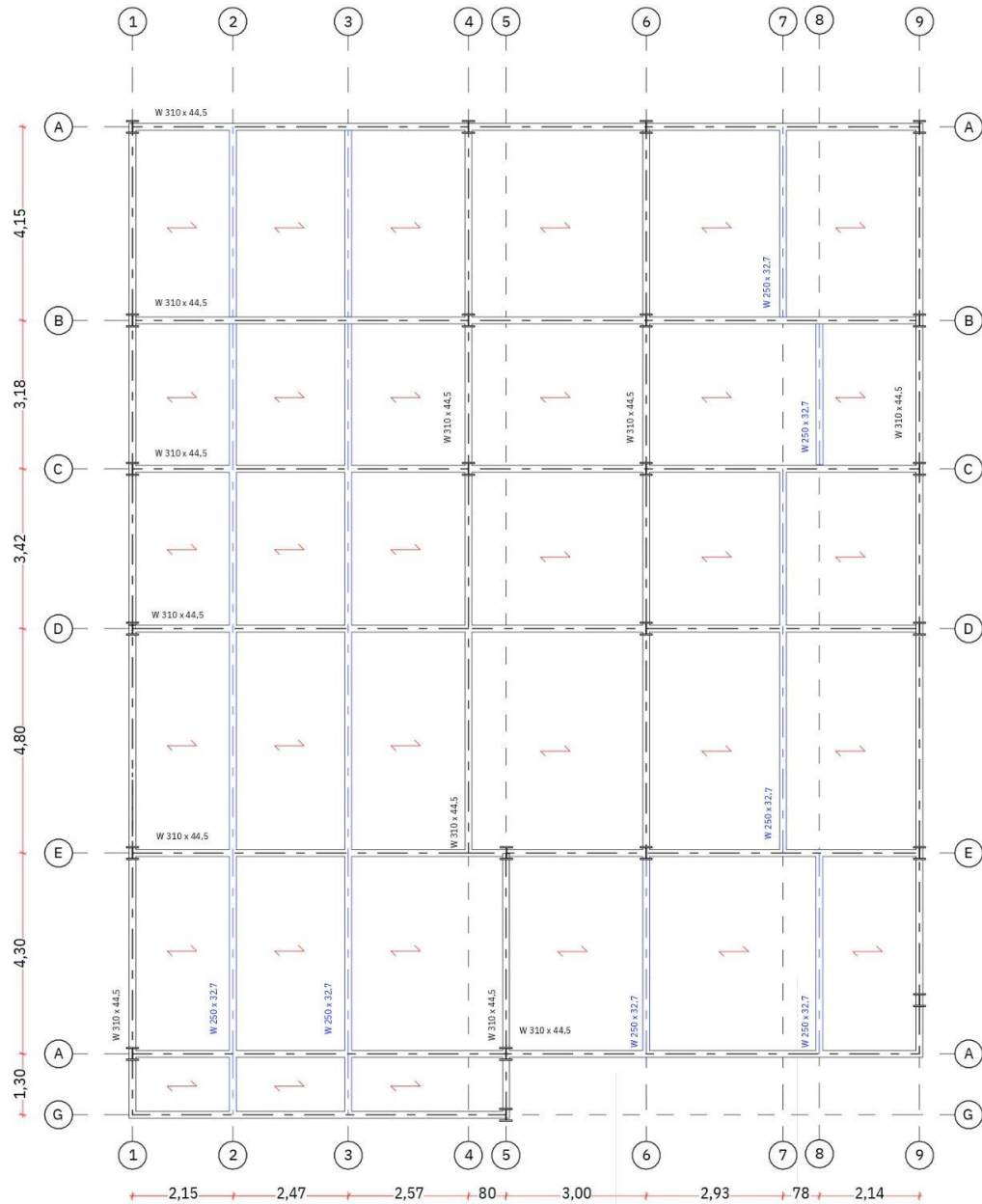
| PLANTA PRELIMINAR- COBERTURA



SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

UNB | FAU

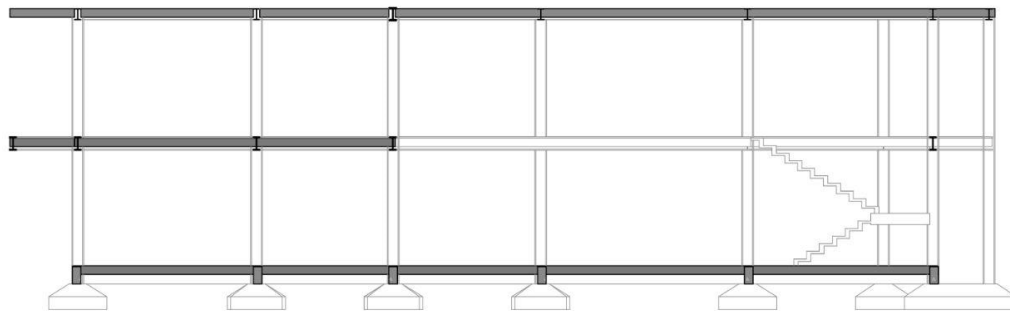
| PLANTA ESTRUTURAL - COBERTURA



SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

UNB | FAU

| CORTE - ESTRUTURAL

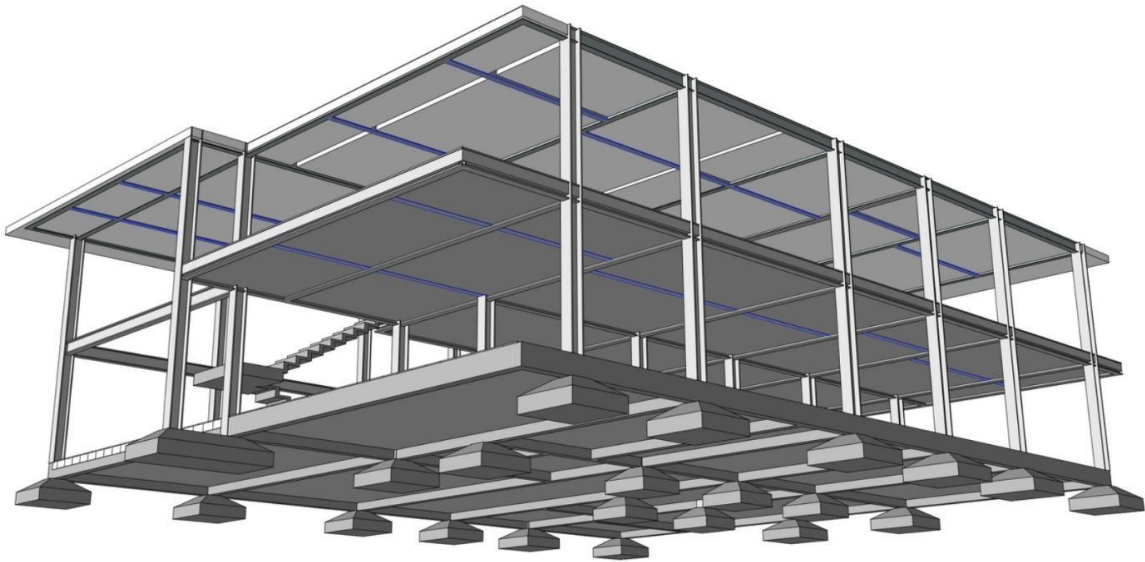


SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

UNB | FAU

| ESTRUTURA - ISOMÉTRICA

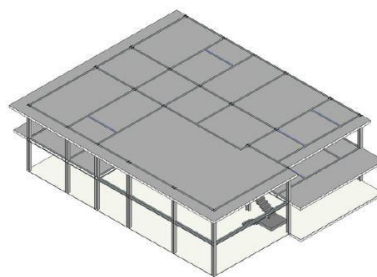
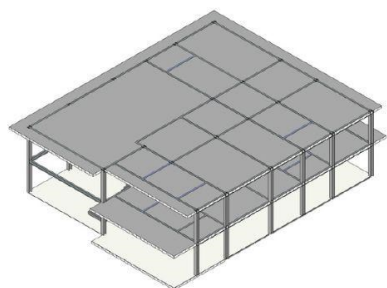
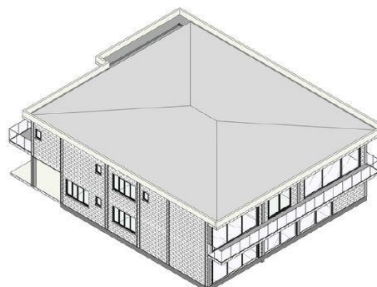
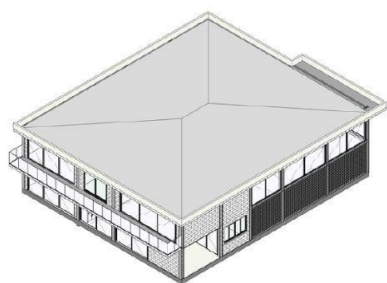
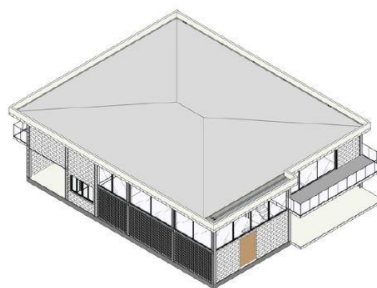
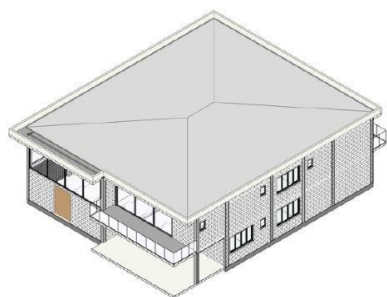
ARCHICAD VERSÃO EDUCACIONAL



SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

UNB | FAU

| ESTRUTURA - ISOMÉTRICA



SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

Casa LP - Laís Santana Barros, Pedro Henrique Ortiz

CASA LP

AUTORES:

LAÍS SANTANA BARROS 211008488

PEDRO HENRIQUE ORTIZ GIACOMINI 221001435



SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

MEMORIAL DESCRITIVO

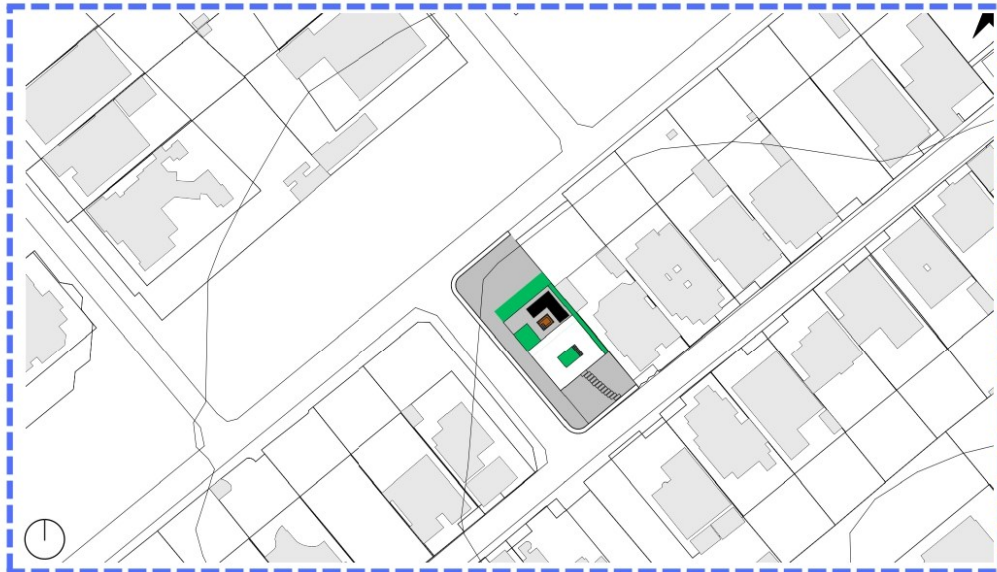
A CASA LP UTILIZADA COMO REPÚBLICA ESTUDANTIL, LOCALIZADA NA QI 26, CONJUNTO 04, LOTE 01, BRASÍLIA - DF, COMBINA PRIVACIDADE E INTERAÇÃO EM UMA ESTRUTURA METÁLICA MODERNA E SUSTENTÁVEL. O PROJETO DE DOIS PAVIMENTOS É ORGANIZADO EM TORNO DE UM JARDIM INTERNO, QUE MELHORA A ILUMINAÇÃO E VENTILAÇÃO NATURAL. AS QUATRO SUÍTES COM CLOSET GARANTEM CONFORTO AOS MORADORES, ENQUANTO OS ESPAÇOS COMUNS, COMO SALA, COZINHA E ÁREA DE LAZER, PROMOVEM CONVIVÊNCIA. SOLUÇÕES BIOCLIMÁTICAS OTIMIZAM O DESEMPENHO TÉRMICO E ENERGÉTICO DA EDIFICAÇÃO.

PROGRAMA DE NECESSIDADES

PROGRAMA TÉRREO	ÁREAS
ÁREA DE LAZER	405,00 M ²
SALA DE ESTAR	42,25 M ²
LAVABO	9,00 M ²
COZINHA	21,55 M ²
ÁREA DE SERVIÇO	5,30 M ²
SALA DE JANTAR	20,45 M ²
PROGRAMA	ÁREAS
QUARTOS 1 E 2	32,40 M ²
QUARTOS 3 E 4	23,70 M ²
BANHEIROS 1 E 2	8,75 M ²
BANHEIROS 3 E 4	8,15 M ²
CLOSET 1 E 2	9,00 M ²
CLOSET 3 E 4	7,45 M ²

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

PLANTA DE SITUAÇÃO



ESCALA: 1:2000

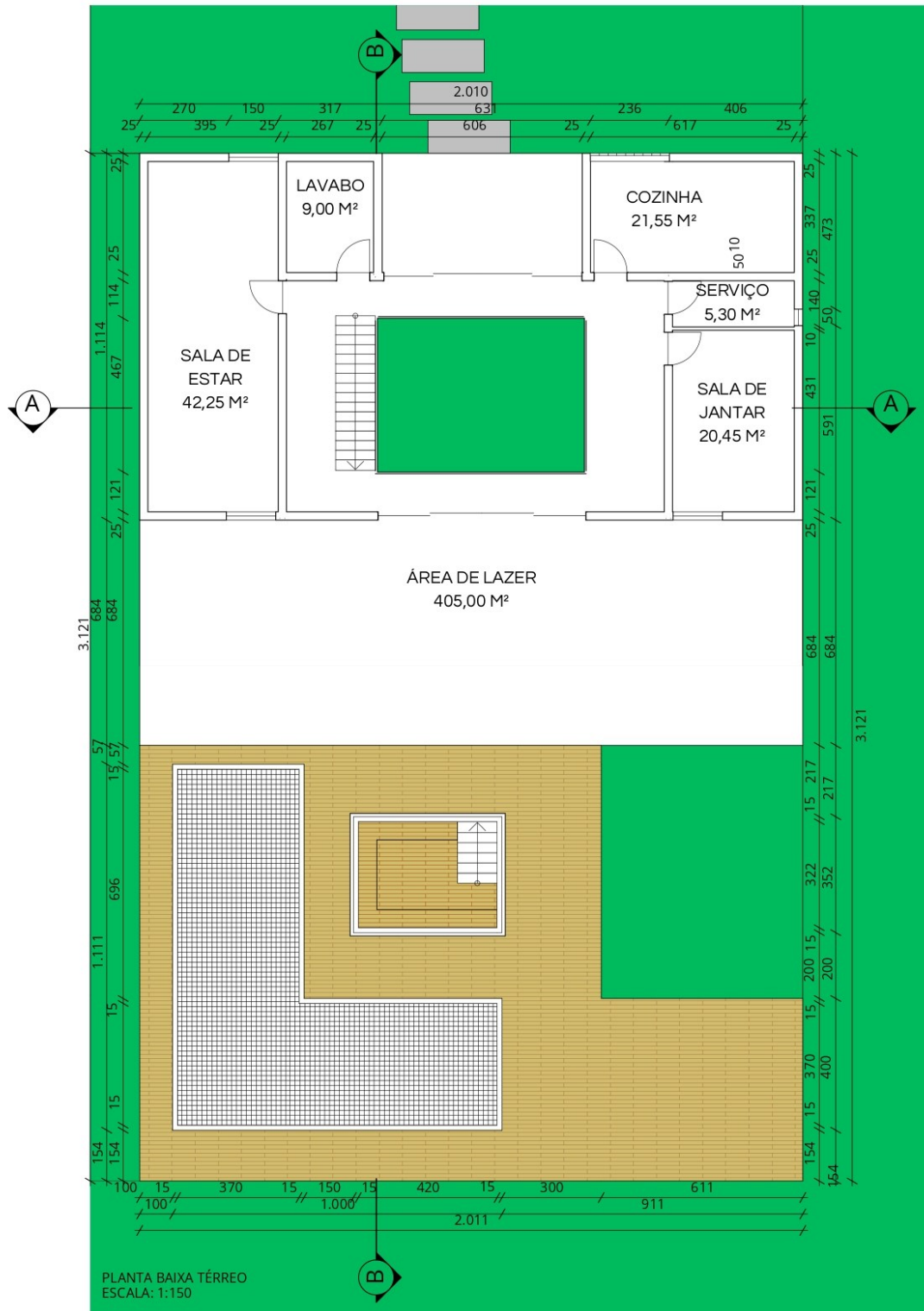
PLANTA DE LOCAÇÃO



ESCALA: 1:5000

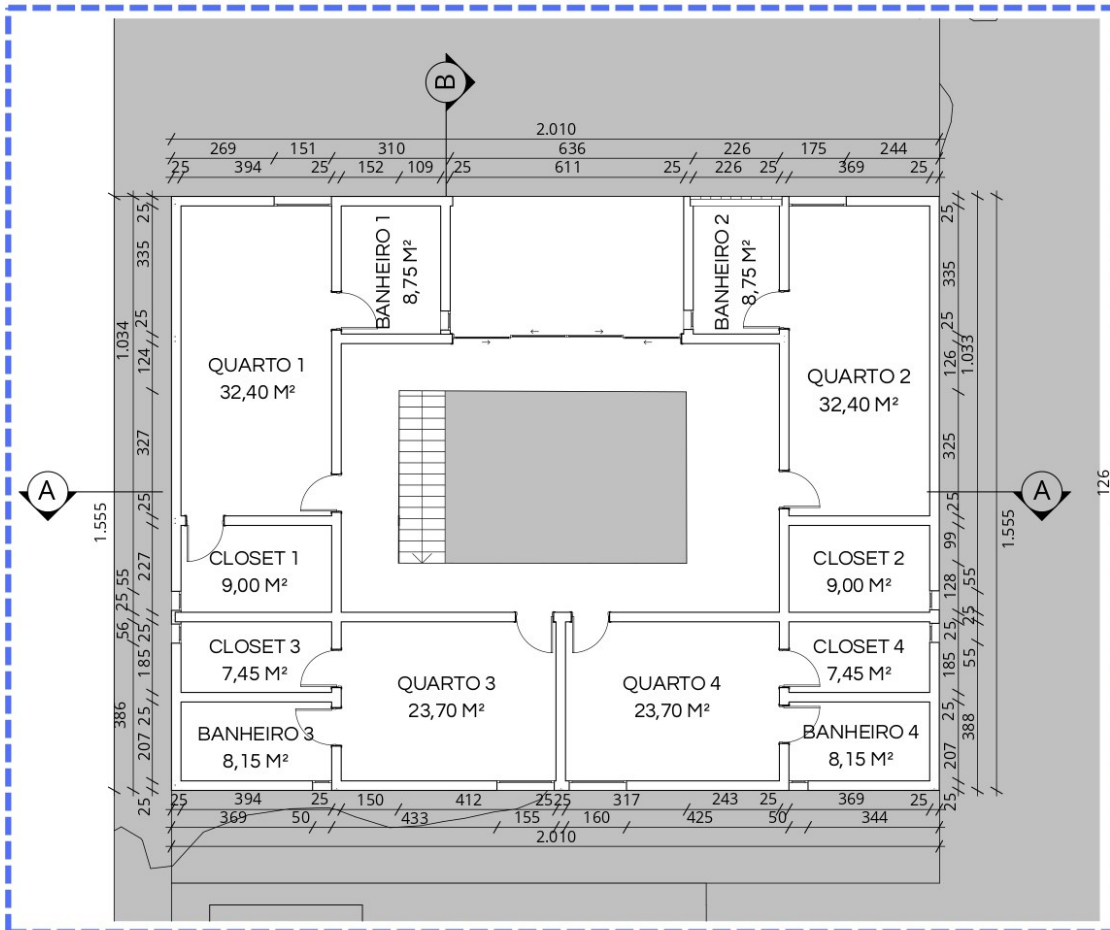
SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

PLANTA BAIXA TÉRREO



SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

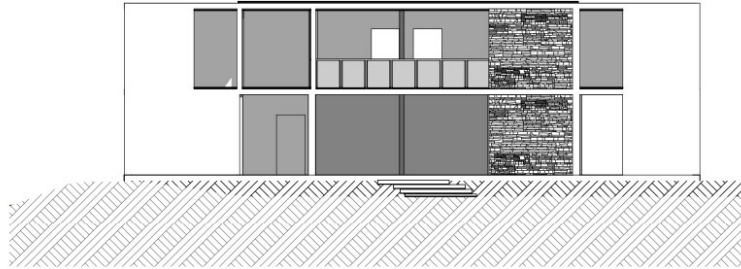
PLANTA BAIXA PAVIMENTO SUPERIOR



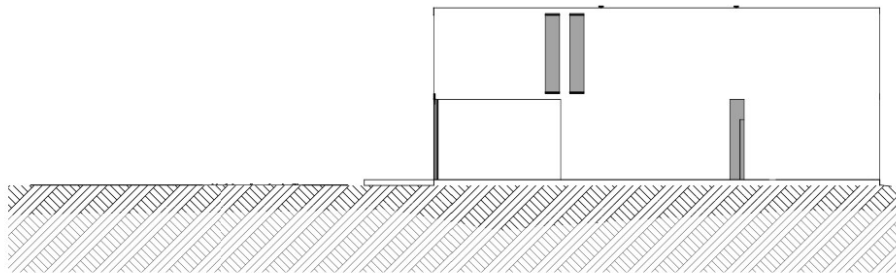
PLANTA BAIXA PRIMEIRO PAVIMENTO
 ESCALA: 1:150

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

FACHADAS



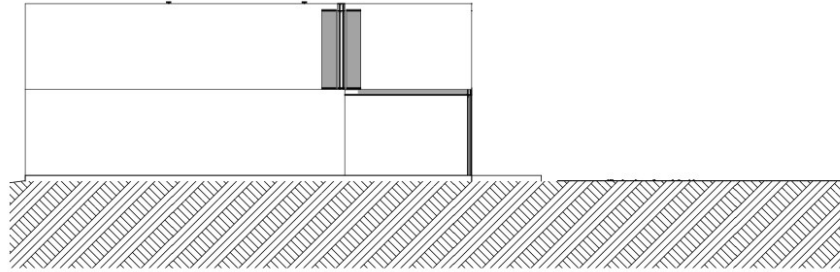
ELEVAÇÃO FRONTAL
ESCALA: 1:150



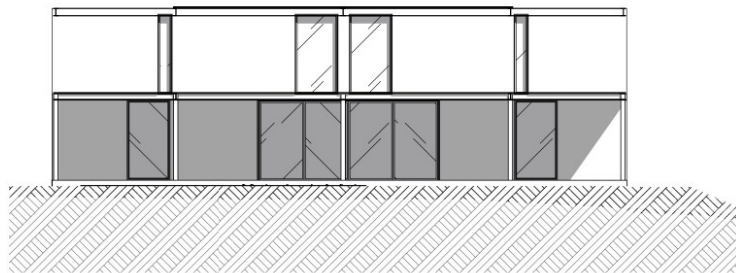
ELEVAÇÃO LATERAL DIREITA
ESCALA: 1:150

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

FACHADAS



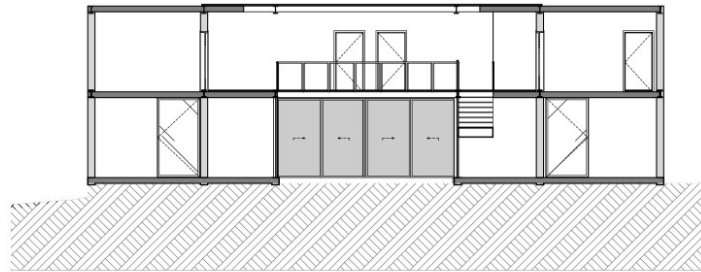
ELEVAÇÃO LATERAL ESQUERDA
ESCALA: 1:150



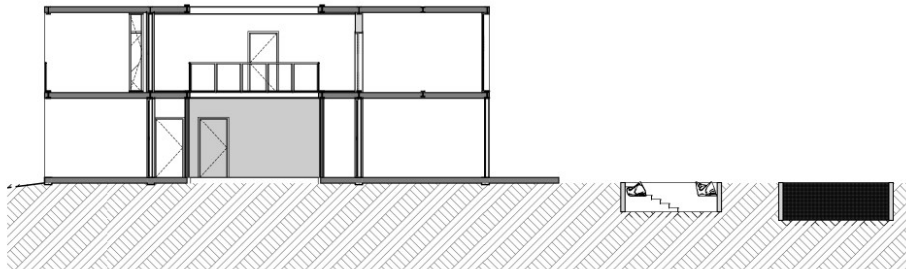
ELEVAÇÃO POSTERIOR
ESCALA: 1:150

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

CORTES



CORTE A
ESCALA: 1:100



CORTE B
ESCALA: 1:100

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

RENDER 01



RENDER 02



SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

RENDER 03



RENDER 04

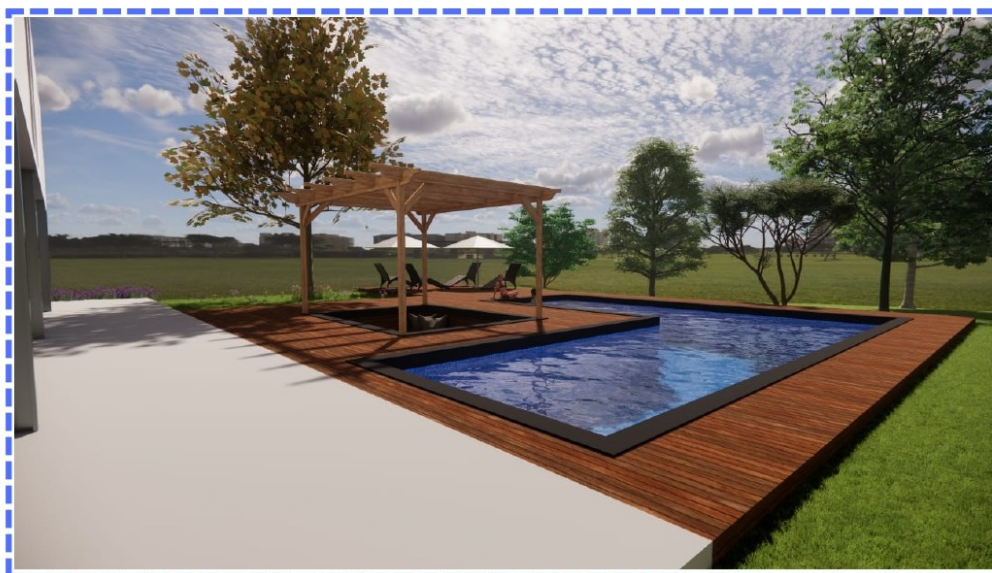


SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

RENDER 05



RENDER 06



SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

MEMORIAL DE CÁLCULO

BALDRAME

SEÇÃO TRANSVERSAL:

B= 20 H= 40 BF= 0 HF= 0 (D= 36.0 CM | CN= 2.5 | AD= 1.500)

AC= 800 CM² | IX= 106666.67 CM⁴ | YCG= 20.00 CM

MATERIAIS:

CONCRETO FCK= 25 MPA | ECS= 24150.00 MPA

FCT,M= 2.56 MPA | FCTK,INF= 1.80 MPA

AÇO CA-50 (FYK E FYWK= 500 MPA; FYWD= 435 MPA)

- FLEXÃO SIMPLES

MR: MOMENTO DE FISSURAÇÃO= (1.5 * FCTK,INF * IX) / YCG

MR= 14.36 KN.M | MS= 15.80 KN.M | MSD= 22.12 KN.M

X/D(CALC)= 0.072 | X/D(LIMITE)= 0.450

X_LN(CALC)= 2.61 CM | X_LN(LIMITE)= 16.20 CM

DOMÍNIO [2] | ESD= 10.00‰ | ECD= 0.78‰

AS,MIN(MD,MIN)= 0.93 CM² (MD,MIN= 14.23 KN.M)

AS,MIN(FCK)= 1.20 CM² (= 0.150% * B * H)

AS,T= 1.46 CM²: 3Ø8.0 OU 2Ø10.0 OU 2Ø12.5 OU 1Ø16.0 OU 1Ø20.0 OU 1Ø25.0

AS,C= 0.00 CM²:

- CISALHAMENTO (MODELO DE CÁLCULO I ==> BIELAS: TETA=45°)

VS= 13.30 KN | VSD= 18.62 KN

VSD= (VC= 55.41 KN) + (VSW= -36.79 KN)

VRD2: FORÇA CORTANTE RESISTENTE DE CÁLCULO (NBR 6118-2014, ITEM 17.4.2.2)

VRD2= 0.27 * (1 - FCK/250) * FCD * B * D

VRD2= 312.43 KN | VSD/VRD2= 0.06

- ARMADURA TRANSVERSAL:

ASW,MIN: NBR 6118:2014, ITEM 17.4.1.1.1

PSW,MIN >= 0.2 * (FCT,M / FYWK) --> PSW,MIN= 0.1026%

ASW,MIN= 2.05 CM²/M (= B * PSW,MIN)

ASW(CALC)= [VSW / (0.9 * D * FYWD) * 100] = -2.61 CM²/M

ASW(ADOT)= 2.05 CM²/M

- OPÇÕES DE ARMADURA CONSIDERANDO ESTRIBO COM 2 RAMOS:

Ø5.0C/19 OU Ø6.3C/21 OU Ø8.0C/21 OU Ø10.0C/21 OU Ø12.5C/21

* ESPAÇAMENTO MÁXIMO ENTRE ESTRIBOS (NBR 6118:2014, ITEM 18.3.3.2):

COMO VSD <= 0.67 * VRD2 --> SMAX= 21.6 CM (= 0,6.D <= 30 CM)

- TORÇÃO: (MODELO DE CÁLCULO I ==> BIELAS: TETA=45°)

TS= 0.50 KN.M | TSD= 0.70 KN.M

A=(B*H)= 800.00 CM² | U=[2*(B+H)]= 120.00 CM

A/U= 6.67 CM | 2C1= 8.00 CM | B-2C1= 12.00 CM

OBS: (A/U) < (2C1), MAS COMO (A/U) <= (B-2C1) ==> HE=(A/U)= 6.67 CM

BNUC=(B-2C1)= 12.000 CM | HNUC=(H-2C1)= 32.000 CM

AE=(BNUC * HNUC)= 384.00 CM² | UE=[2*(BNUC + HNUC)]= 88.00 CM

TRD2: MOMENTO TORÇOR RESISTENTE DE CÁLCULO (NBR 6118-2014, ITEM 17.5.1.5)

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

MEMORIAL DE CÁLCULO

BALDRAME

$$TRD2 = 0.50 \cdot (1 - FCK/250) \cdot FCD \cdot AE \cdot HE \cdot \text{SEN}(2 \cdot \text{TETA})$$

$$TRD2 = 20.57 \text{ KN.M} \mid TSD/TRD2 = 0.03$$

- ARMADURA TRANSVERSAL (PARA 1 RAMO DE ESTRIBO):

$$AS_{90, \text{MIN}}: \text{NBR 6118:2014, ITEM 17.5.1.2}$$

$$PSW_{\text{MIN}} \geq 0.2 \cdot (FCT, \text{M} / FYWK) \rightarrow PSW_{\text{MIN}} = 0.1026\%$$

$$AS_{90, \text{MIN}} = 2.05 \text{ CM}^2/\text{M} \quad (= B \cdot PSW_{\text{MIN}})$$

$$AS_{90}(\text{CALC}) = [(TSD \cdot 100 \cdot \text{TAN}(\text{TETA})) / (2 \cdot AE \cdot FYWD)] = 0.21 \text{ CM}^2/\text{M}$$

$$AS_{90}(\text{ADOT}) = 2.05 \text{ CM}^2/\text{M}$$

- ARMADURA LONGITUDINAL:

$$ASL_{\text{MIN}}: \text{NBR 6118:2014, ITEM 17.5.1.2}$$

$$PSL_{\text{MIN}} \geq 0.2 \cdot (FCT, \text{M} / FYWK) \rightarrow PSL_{\text{MIN}} = 0.1026\%$$

$$ASL_{\text{MIN}} = 0.60 \text{ CM}^2 \quad [= HE \cdot UE \cdot (PSL_{\text{MIN}} / 100)]$$

$$ASL(\text{CALC}) = [(TSD \cdot UE) / (2 \cdot AE \cdot FYWD \cdot \text{TAN}(\text{TETA}))] = 0.18 \text{ CM}^2$$

$$ASL(\text{ADOT}) = 0.60 \text{ CM}^2$$

$$ASL = (2 \cdot ASL_B) + (2 \cdot ASL_H):$$

$$ASL_B = 0.08 \text{ CM}^2 \quad (\text{NA FACE SUPERIOR E NA FACE INFERIOR})$$

$$ASL_H = 0.22 \text{ CM}^2 \quad (\text{EM CADA FACE LATERAL})$$

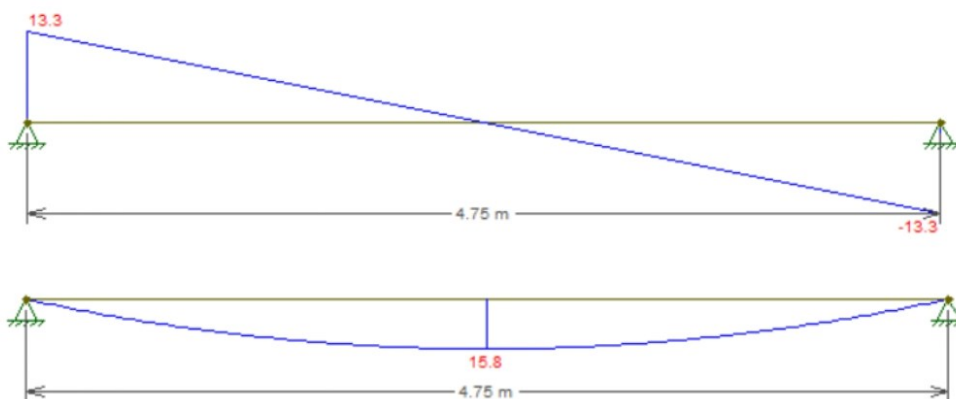
- EFEITOS COMBINADOS (CISLHAMENTO + TORÇÃO)

$$VSD/VRD2 + TSD/TRD2 = 0.06 + 0.03 = 0.09 \quad [\leq 1] \rightarrow \text{OK!}$$

$$ASW + (2 \cdot AS_{90}) = 2.05 + (2 \cdot 2.05) = 6.16 \text{ CM}^2/\text{M}$$

- OPÇÕES DE ARMADURA CONSIDERANDO ESTRIBO COM 2 RAMOS:

$$\emptyset 5.0\text{C}/6 \text{ OU } \emptyset 6.3\text{C}/10 \text{ OU } \emptyset 8.0\text{C}/16 \text{ OU } \emptyset 10.0\text{C}/21 \text{ OU } \emptyset 12.5\text{C}/21$$



SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

MEMORIAL DE CÁLCULO

SAPATAS

EXCEL E DESENHO DE ARMADURA

Cargas			
Esforço Normal (Nk)	179,83427	kN	
Tensão admissível do solo (σ_m)	274	kPa	
Dimensões do pilar			
Seção lado b (lado menor)	0,139	m	
Seção lado a (lado maior)	0,119	m	
Área seção do pilar	0,016541	m ²	
	fck=	20	Mpa
	fyk=	500	MPa
Redução da resistência dos materiais e majoração			
Coeficiente de segurança do concreto	1,4		
Coeficiente de segurança do aço	1,15		
Coeficiente de majoração de cargas	1,4		
Resistência de cálculo do concreto	fcd=	14,29	Mpa
Resistencia de cálculo do aço	fyd=	434,78	MPa
altura h0:	h0=	0,3	m
ângulo α :	α_0 =	30	graus
Área da base da sapata	A=	0,721962	m ²
Base da sapata lado "B" (menor)	b=	0,90	m
Base da sapata lado "A" (maior)	a=	0,90	m
Base da sapata lado "B" (adotado)	b=	0,90	m
Base da sapata lado "A" (adotado)	a=	0,90	m
		A=	0,81 m ²
Área de aço:	Asy=	1,93	cm ²
	Asx=	1,78	cm ²
		<input type="button" value="Calcular y"/>	
		<input type="button" value="Calcular x"/>	
armadura minima	Asy=	2,57	cm ²
	Asx=	2,64	cm ²
Díâmetro adotado:	ϕ =	8	mm

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

MEMORIAL DE CÁLCULO

SAPATAS
EXCEL E DESENHO DE ARMADURA

Dimensionamento geométrico da altura da sapata			
Altura adotada para rigidez			
$\tan \alpha_c = \tan 30 = \frac{h-h_c}{(b-b_p)/2}$	$\alpha_c =$	30	graus
	$h_0 =$	0,3	m
	$h =$	0,55	m
Ângulo de inclinação na outra direção			
		$h \geq (a-a_p)/3$	0,26 m
	$\tan(\beta) =$	0,657	
	$\beta =$	33,31	graus
	$\cot \beta =$	1,52	Mantém a condição de sapata rígida?
			SIM
Estimativa de d e d':			
	$\Phi_{sco} =$	10	mm
	cobrim.=	4	cm
	$d =$	0,495	m
Verificação da compressão diagonal do concreto (seção de contorno do pilar)			
$\tau_{sd} = \frac{V_{sd}}{u_p \cdot d}$	perímetro	0,516	m
	Altura útil	0,00495	m
		$\alpha_v = 1 - \frac{f_{ctd}}{250}$	
$\tau_{sd2} = 0,27 \cdot \alpha_v \cdot f_{ctd}$	$\tau_{sd} =$	985,7019	kPa
	$\alpha_v =$	0,92	
	$\tau_{Rd2} =$	3548,571	kN/m ²
		$\tau_{sd} < \tau_{Rd2} ?$	SIM
Cálculo do momento solicitante na seção S (direção y):			
	$M_s =$	18,80	kNm
		$M_s := \sigma_s \cdot b \cdot \frac{(a-ap)^2}{8} = 877.671$	
Determinação da armadura necessária (direção y):			
Força de compressão devido a parcela retangular da seção			
	$b_p =$	0,139	m
	$F_{c1} =$	1270,857	x
		$F_{c1} = \alpha_p \cdot 0,8 \cdot x \cdot 0,80 \cdot f_{cd}$	
Força de compressão devido a parcela triangular da seção			
	$\beta =$	33,31	
	$\cot \beta =$	1,522	
	$F_{c2} =$	11132,34	x ²
		$F_{c2} = 0,512 \cdot x^2 \cdot \cot \alpha \cdot f_{cd}$	
Momento resistente devido a Fc1			
	$629,07429 \cdot x$		
	$-508,3429 \cdot x^2$	$M_{F_{c1}} = F_{c1} \cdot z_1$	
Momento resistente devido a Fc2			
	$5510,5097 \cdot x^2$		
	$-5937,25 \cdot x^3$	$M_{F_{c2}} = F_{c2} \cdot z_2 = F_{c2} \cdot \left(d - \frac{2}{3} \cdot 0,3 \cdot x \right)$	
Momento resistente total			
$M_t = M_{F_{c1}} + M_{F_{c2}}$	$-5937,25 \cdot x^3$	$5002,17 \cdot x^2$	$629,0742857 \cdot x = -26.3229$
	$x_1 =$	1,04248	m
	$x_2 =$	-0,1576	m
	$x_3 =$	0,04681	m
	Posição da linha neutra:	$x = 0,0468$	m

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

MEMORIAL DE CÁLCULO

SAPATAS
EXCEL E DESENHO DE ARMADURA

11. Cálculo da armadura					
$A_s = \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} \cdot (a_p \cdot 0,64 \cdot x + 0,512 \cdot x^2 \cdot \cot \alpha)$	As=	1,93	cm ²		
Cálculo do momento solicitante na seção S (direção x):					
	Ms=	17,85	kNm	$M_s := \sigma_s \cdot b \cdot \frac{(a - a_p)^2}{8} = 877,671$	
Determinação da armadura necessária (direção x):					
Força de compressão devido a parcela retangular da seção					
	ap=	0,119	m		
	Fc1=	1088	x	$F_{c1} = a_p \cdot 0,8 \cdot x \cdot 0,80 \cdot f_{cd}$	
Força de compressão devido a parcela triangular da seção					
	α	30			
	cot α	1,732051			
	Fc2=	12668,71	x ²	$F_{c2} = 0,512 \cdot x^2 \cdot \cot \alpha \cdot f_{cd}$	
Momento resistente devido a Fc1					
		538,56	x		
		-435,2	x ²	$M_{F_{c1}} = F_{c1} \cdot z_1$	
Momento resistente devido a Fc2					
		6271,0137	x ²		
		-6756,648	x ³	$M_{F_{c2}} = F_{c1} \cdot z_2 = F_{c2} \cdot \left(d - \frac{2}{3} \cdot 0,8 \cdot x \right)$	
Momento resistente total					
MT=MFc1+MFc2		-6756,648	x ³	538,56	x
			5835,81	x ²	= -24,992
			x1=	1,04083	m
			x2=	-0,1471	m
			x3=	0,04584	m
Posição da linha neutra:	x=	0,0458	m		
Cálculo da armadura					
$A_s = \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} \cdot (a_p \cdot 0,64 \cdot x + 0,512 \cdot x^2 \cdot \cot \alpha)$	As=	1,78	cm ²		
Armadura mínima, A					
da>(A-a)/4	da	0,19525			
Asmin,A	As	2,635875	cm ²		
Armadura mínima, B					
db>(B-b)/4	db	0,19025			
0,15/100*B*da		2,568375	cm ²		

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

CÁLCULO ESTRUTURAL

LAJES

EXCEL

cargas da laje			
	número de andares	2	
	E	20500000	N/cm ²
	fy	350	AR350COR
	carga alvenaria	2,7	KN/m ²
	altura parede	3	m
cargas permanentes			
	Peso próprio da laje	2,08	KN/m ²
	Revestimento	1	KN/m ²
	Forro	0,3	KN/m ²
	TOTAL	3,38	KN/m ²
cargas acidentais			
	Dormitório/sala/copa/cozinha	1,5	KN/m ²
	carga laje	6,475	KN/m²
pré dimensionamento laje			
	Ação	Valor da carga	
	Acidental	1,5	KN/m ²
	Revestimento	1	KN/m ²
	Forro	0,3	KN/m ²
	TOTAL	2,8	KN/m ²
	tabela MF50		
	h	11	cm
	peso	2,08	KN/m ²

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

CÁLCULO ESTRUTURAL

VIGA SECUNDARIA

EXCEL E DESENHO DE PERFIL

viga secundária			
	l	358	cm
	d	2,1	m
	qv	13,5975	KN/m
pré dimensionamento			
	delta norma	1,022857143	cm
	I min	1386,950977	cm ⁴
	I adotada	1.686	W 200 x 19,3
	peso próprio viga	19,3	kg/m
verificação de carregamentos			
	qtotalviga	13,7905	KN/m
verificação da flecha			
	delta max	0,85337412	cm
verificação de flexão			
	sigma resistente	205,88	MPa
	momento max	2209307,053	Ncm
	Wx	166,1	cm ³
	sigma max	133,0106594	Passou

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

CÁLCULO ESTRUTURAL

VIGA PRINCIPAL

EXCEL E DESENHO DE PERFIL

Viga principal		
comprimento viga	394	cm
d	1,17	m
cálculo da reação da	21,362755	KN
carga parede	8,1	KN/m
carga viga da laje	7,57575	KN/m
carga viga total	15,67575	KN/m
pré dimensionamento		
delta norma	1,125714286	cm
Imin	2131,424519	cm ⁴
I adotada	3473	W 250 x 25,3
peso próprio viga	25,3	kg/m
verificação de carregamentos		
qtotal	8,353	Ncm
verificação da flecha		
delta max ftool	1,074	cm
novo perfil	W 250 x 25,3	
novo delta max ftool	1,074	cm
verificação de flexão		
sigma resistente	205,88	MPa
Momento Ftool	51,5	KN/m
momento max	5150000	
Wx	270,2	
sigma max	190,5995559	Passou

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

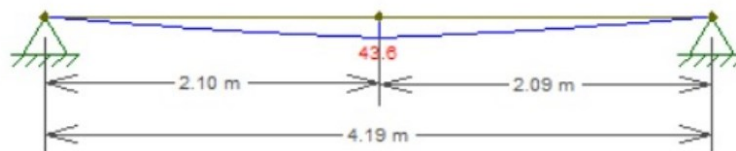
CÁLCULO ESTRUTURAL

PILAR DE CANTO

EXCEL

Pilar		
t	300	cm
k	0,7	
lft	210	cm
Ycorr	2,5	
Área de influencia	3,77	m ²
Carga piso	4,88	kN/m ²
Carga cobertura	0,65	kN/m ²
Fint	56,7469448	kN
Inercia minima	61,84398581	cm ⁴
Inercia escolhida	1229	W 150 x 22,5 (H)
Área de barra	29	
ix	6,51	
iy	3,65	
Verificação de esbeltez		
Esbeltez	57,53424658	
Verificação de compressão		
σ atuante	19,567912	MPa
σ resistente	305,6122443	MPa
N	146,654995	

Passou



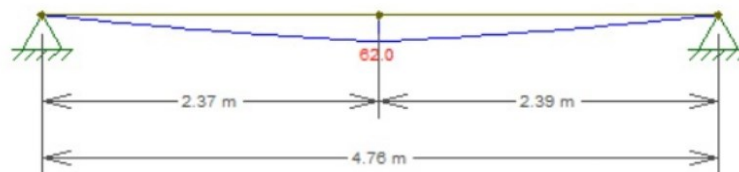
SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

CÁLCULO ESTRUTURAL

PILAR LATERAL

EXCEL

Pilar			
l	300	cm	
k	0,7		
lfl	210	cm	
Ycorr	2,2		
Área de influencia	7,63	m ²	
Carga piso	4,88	kN/m ²	
Carga cobertura	0,65	kN/m ²	
Fint	114,8485912	kN	
Inercia minima	110,1446309	cm ⁴	
Inercia escolhida	1229	W 150 x 22,5 (H)	
Área de barra	29		
ix	6,51		
iy	3,65		
Verificação de esbeltez			
Esbeltez	57,53424658		
Verificação de compressão			
σ atuante	39,60296248	MPa	Passou
σ resistente	305,6122443	MPa	
N	179,8342675		



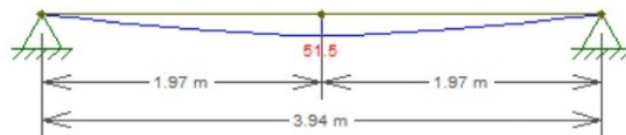
SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

CÁLCULO ESTRUTURAL

PILAR INTERMEDIÁRIO

EXCEL

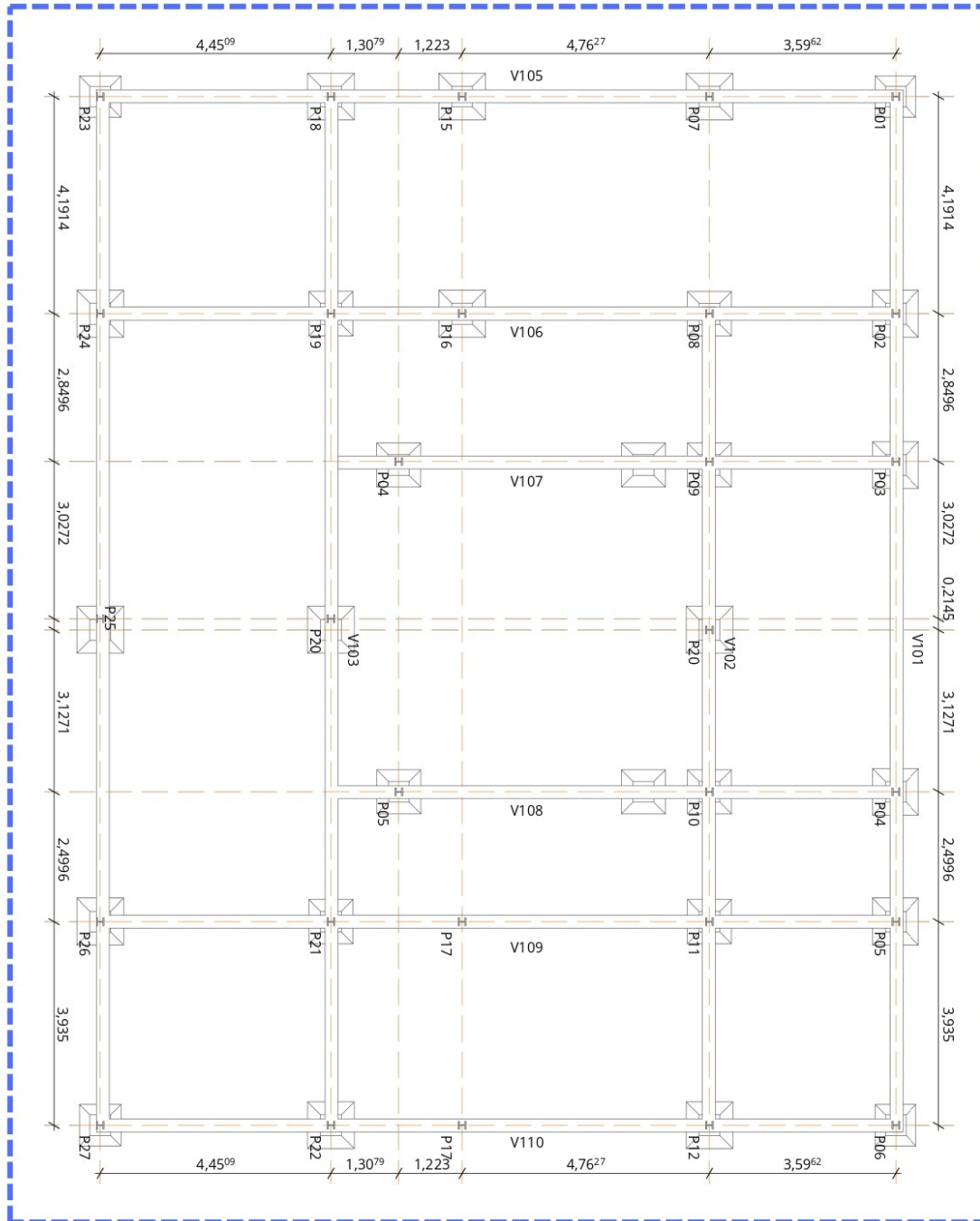
Pilar		
l	300	cm
k	0,7	
lfl	210	cm
Ycorr	1,8	
Área de influencia	13,46	m ²
Carga piso	4,88	kN/m ²
Carga cobertura	0,65	kN/m ²
Fint	202,6031504	kN
Inercia minima	158,9767733	cm ⁴
Inercia escolhida	1229	W 150 x 22,5 (H)
Área de barra	29	
ix	6,51	
iy	3,65	
Verificação de esbeltez		
Esbeltez	57,53424658	
Verificação de compressão		
σ atuante	69,86315531	MPa
σ resistente	305,6122443	MPa
N	169,5849825	



SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

PLANTAS ESTRUTURAIS

PLANTA DOS BALDRAMES

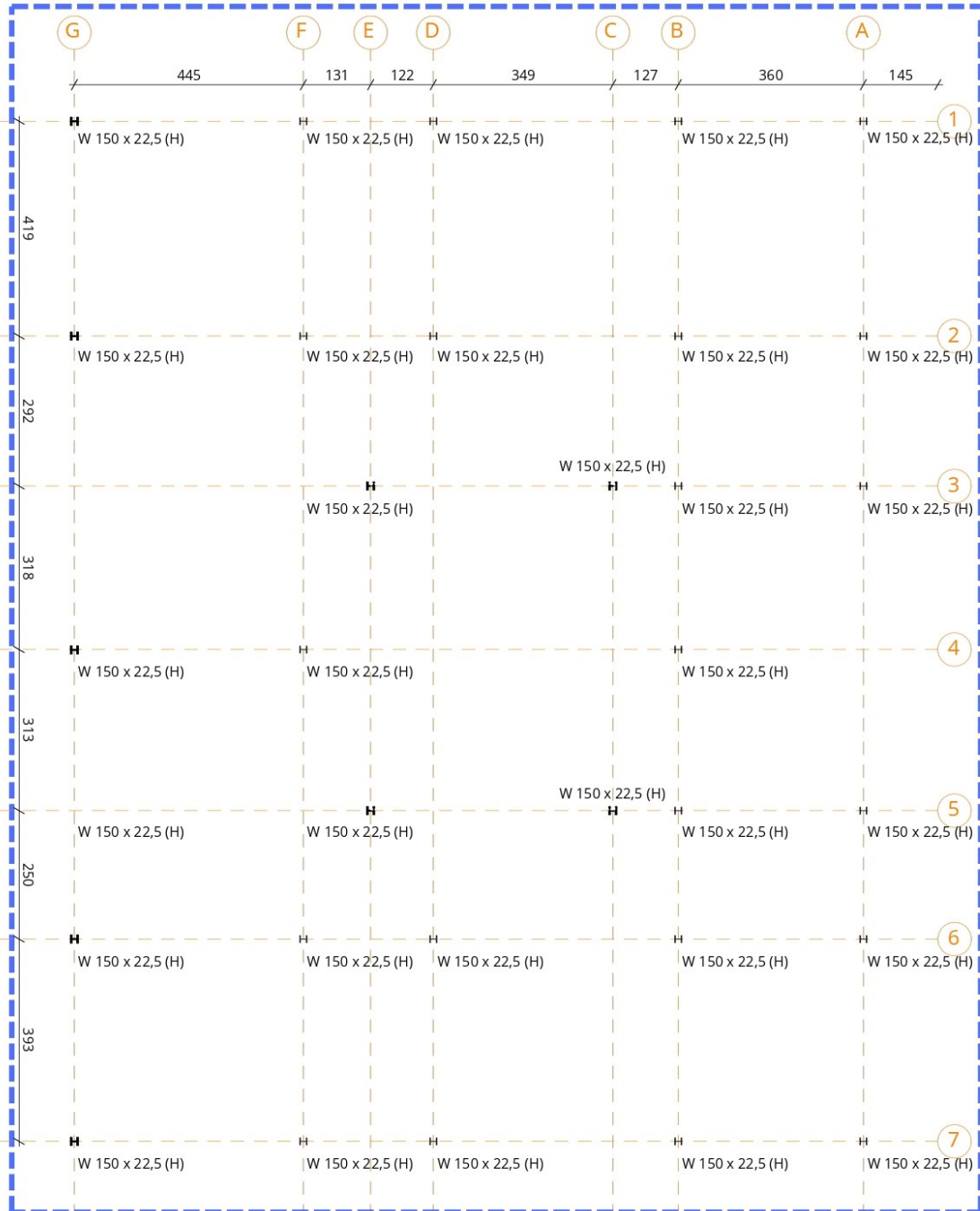


PLANTA ESTRUTURAL BALDRAME
 ESCALA: 1:100

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

PLANTAS ESTRUTURAIS

PLANTA DE LOCAÇÃO DOS PILARES

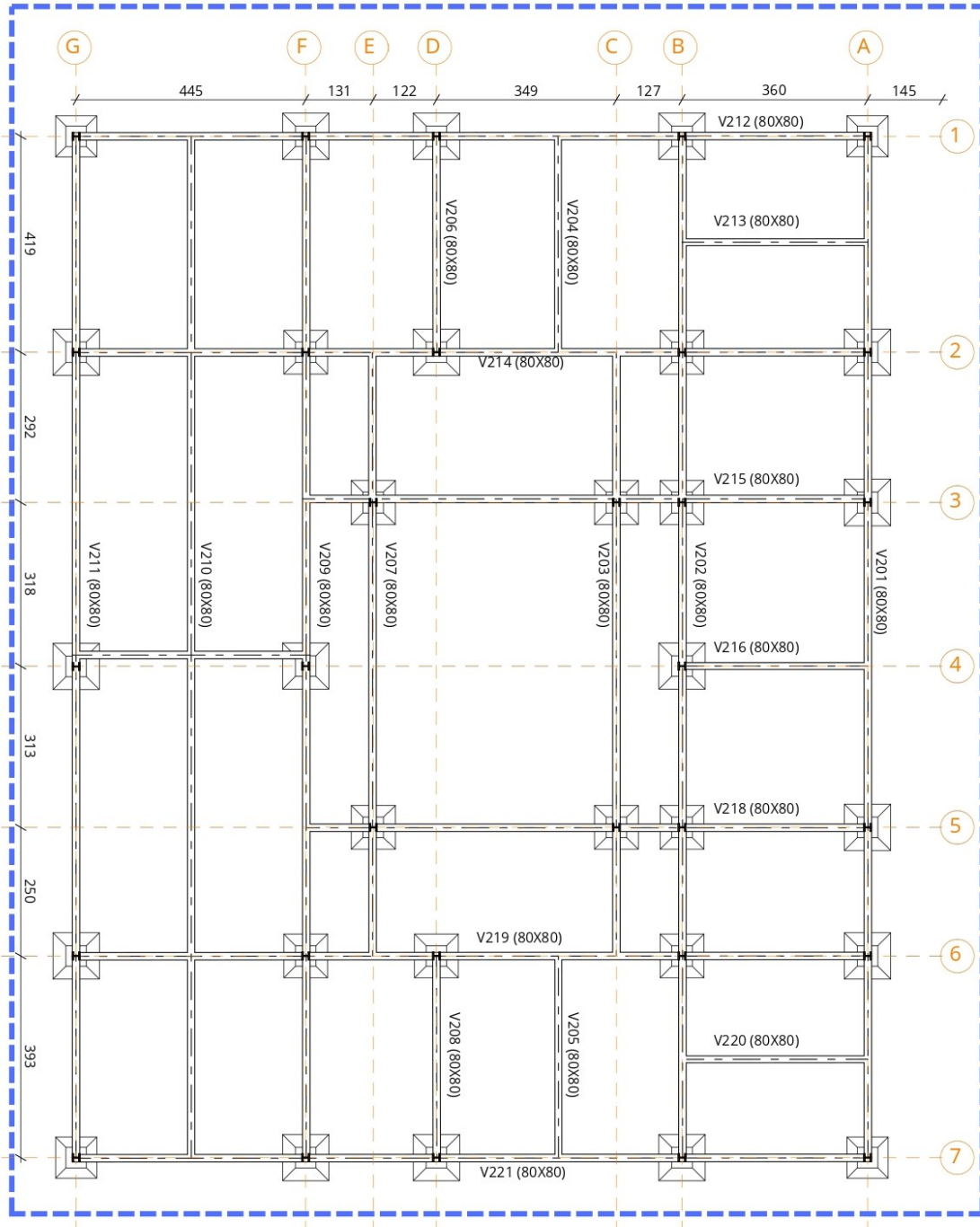


PLANTA DE LOCAÇÃO DOS PILARES
ESCALA: 1:100

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

PLANTAS ESTRUTURAIS

PLANTA DE FORMA - TÉRREO

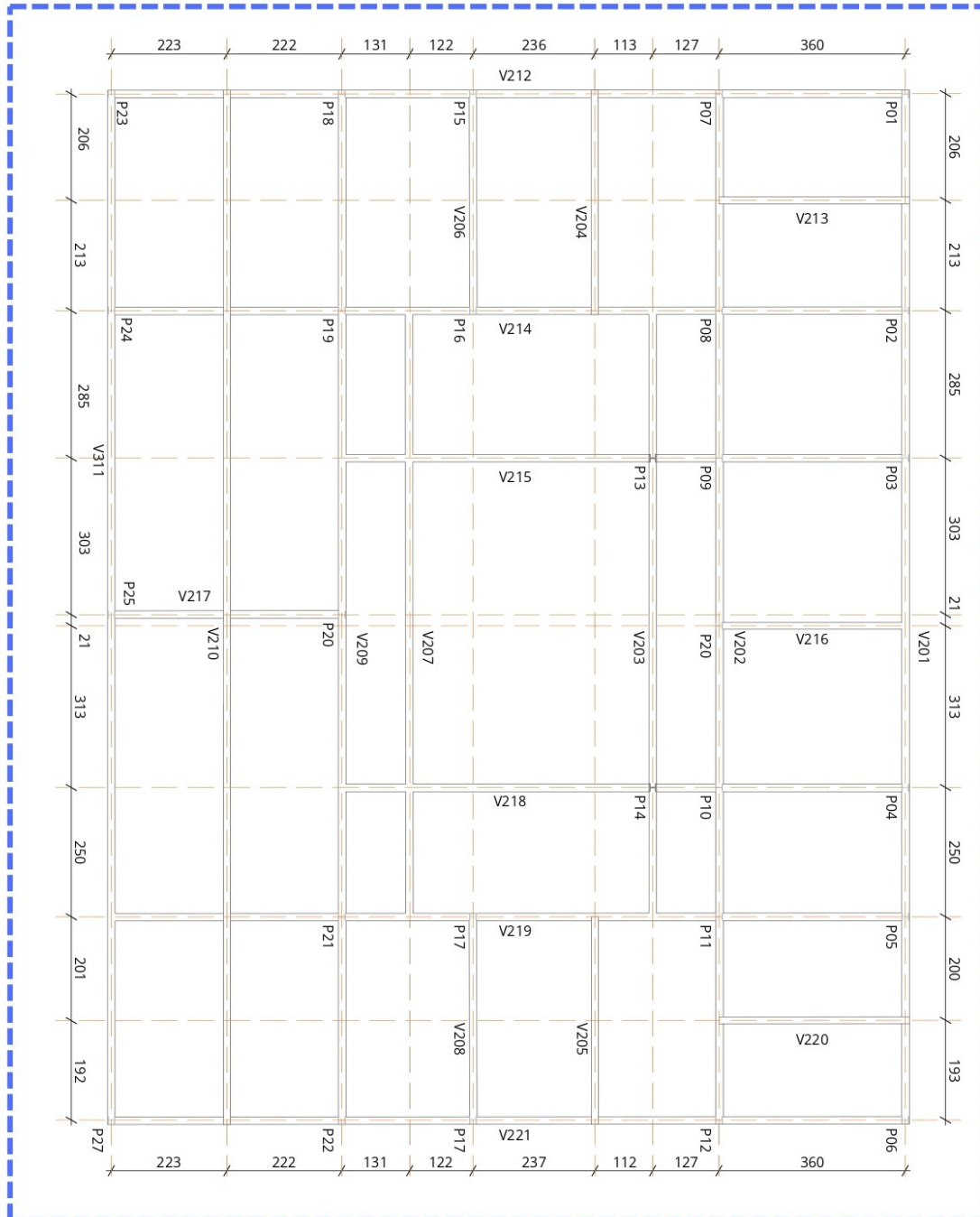


PLANTA DE FORMA - TÉRREO
 ESCALA: 1:100

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

PLANTAS ESTRUTURAIS

PLANTA DO TÉRREO

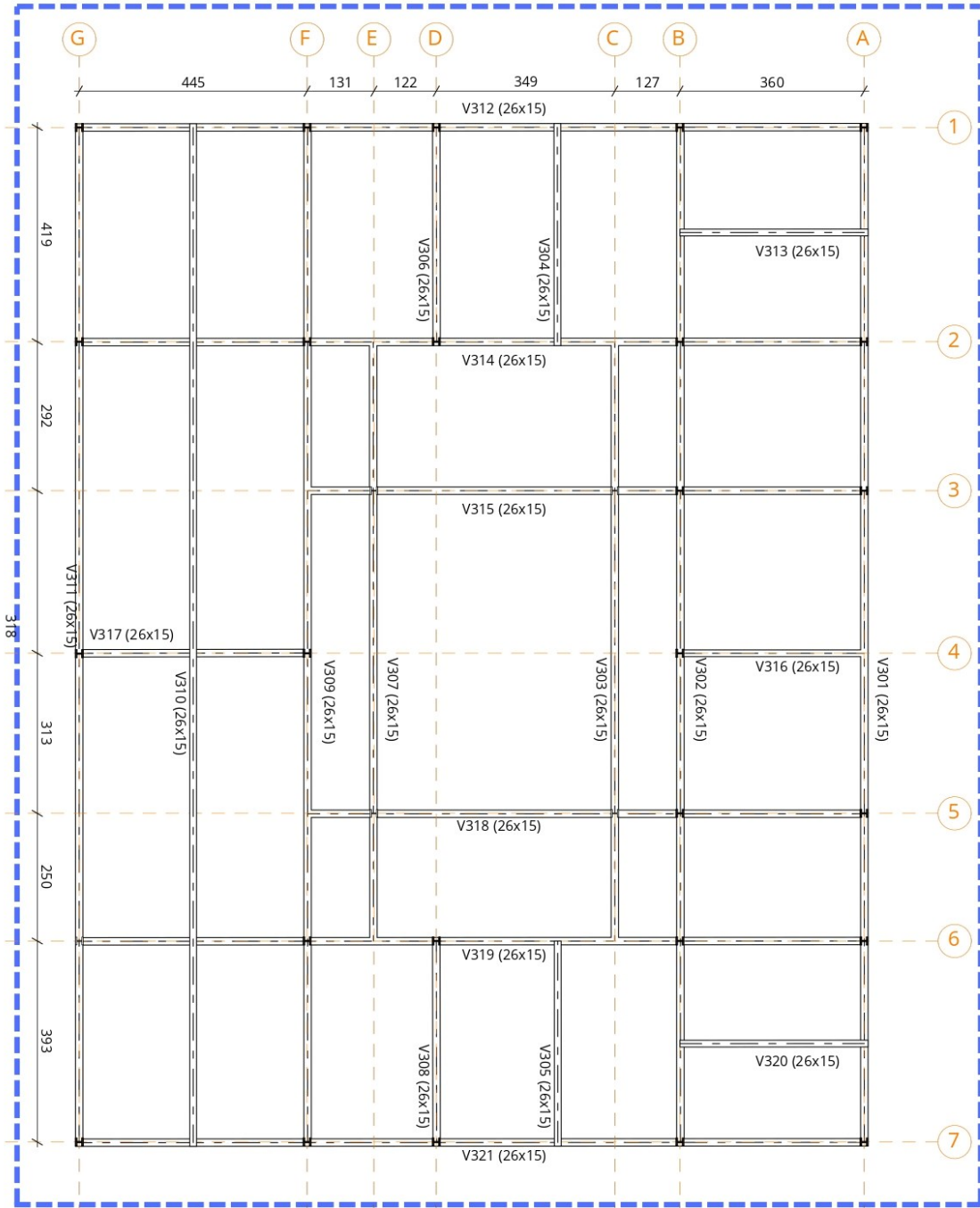


PLANTA ESTRUTURAL TÉRREO
ESCALA: 1:100

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

PLANTAS ESTRUTURAIS

PLANTA DE FORMA - 1 PAVIMENTO

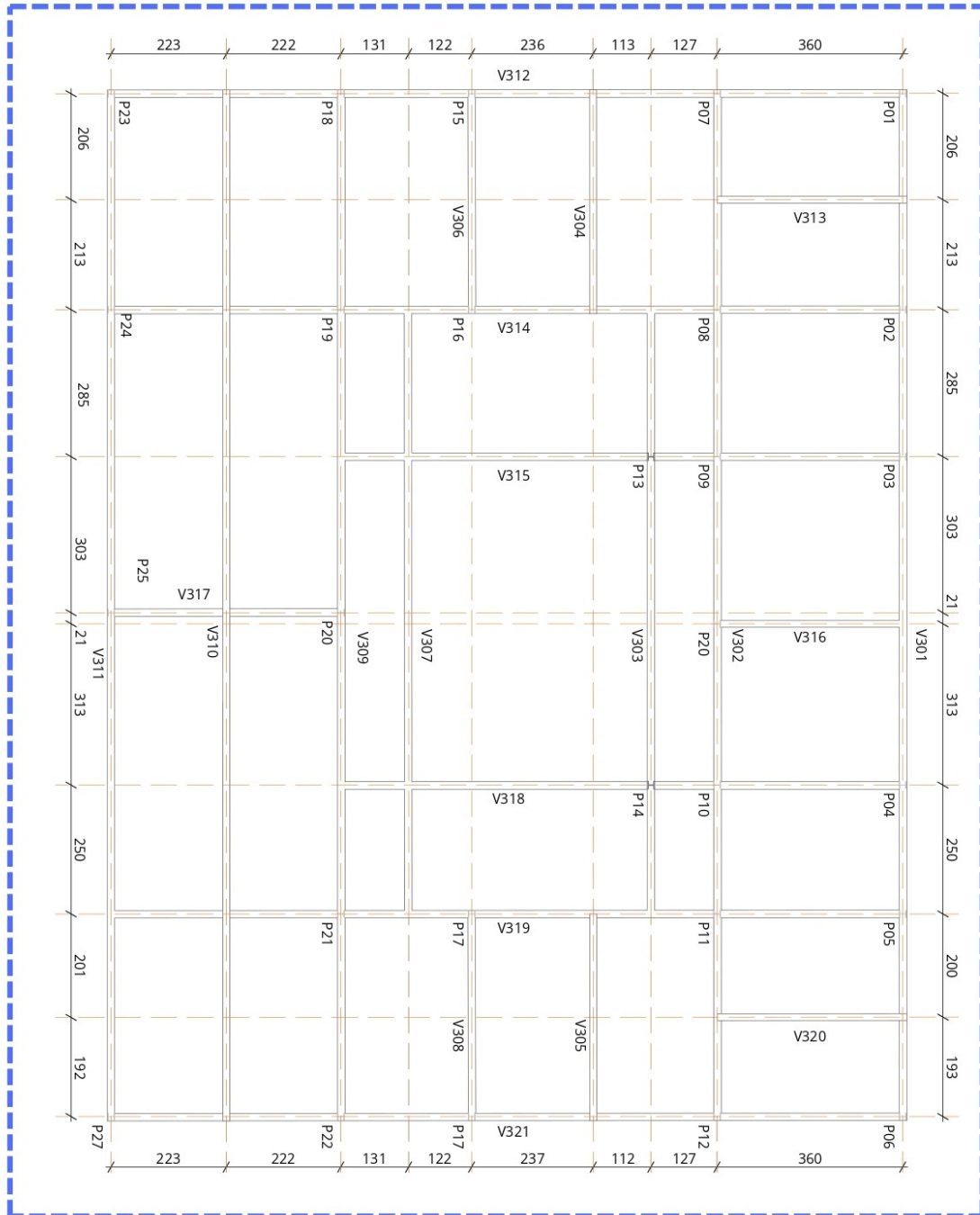


PLANTA DE FORMA - 1 PAVIMENTO
 ESCALA: 1:100

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

PLANTAS ESTRUTURAIS

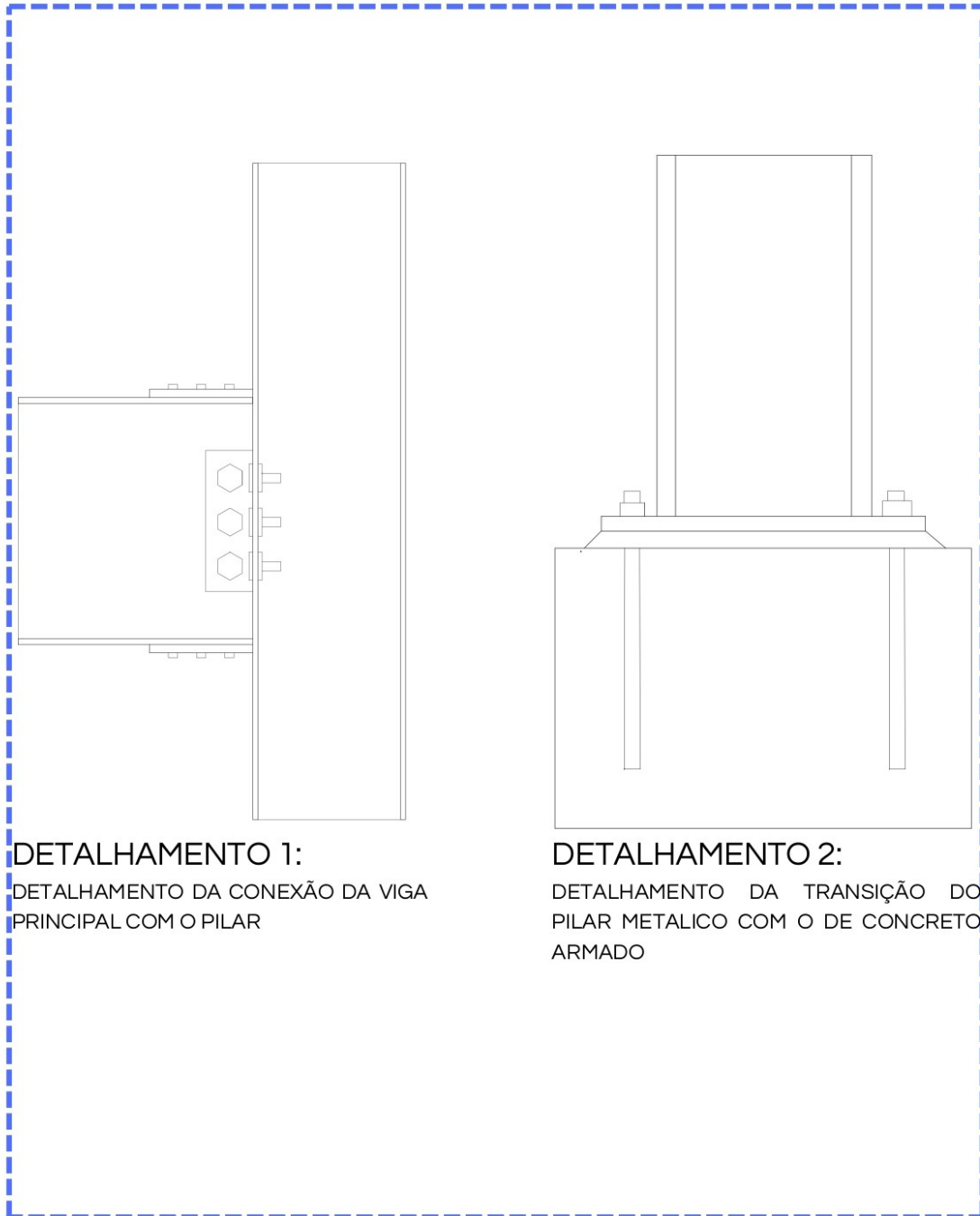
PLANTA DO PRIMEIRO PAVIMENTO



PLANTA ESTRUTURAL PRIMEIRO PAVIMENTO
 ESCALA: 1:100

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

DETALHAMENTOS



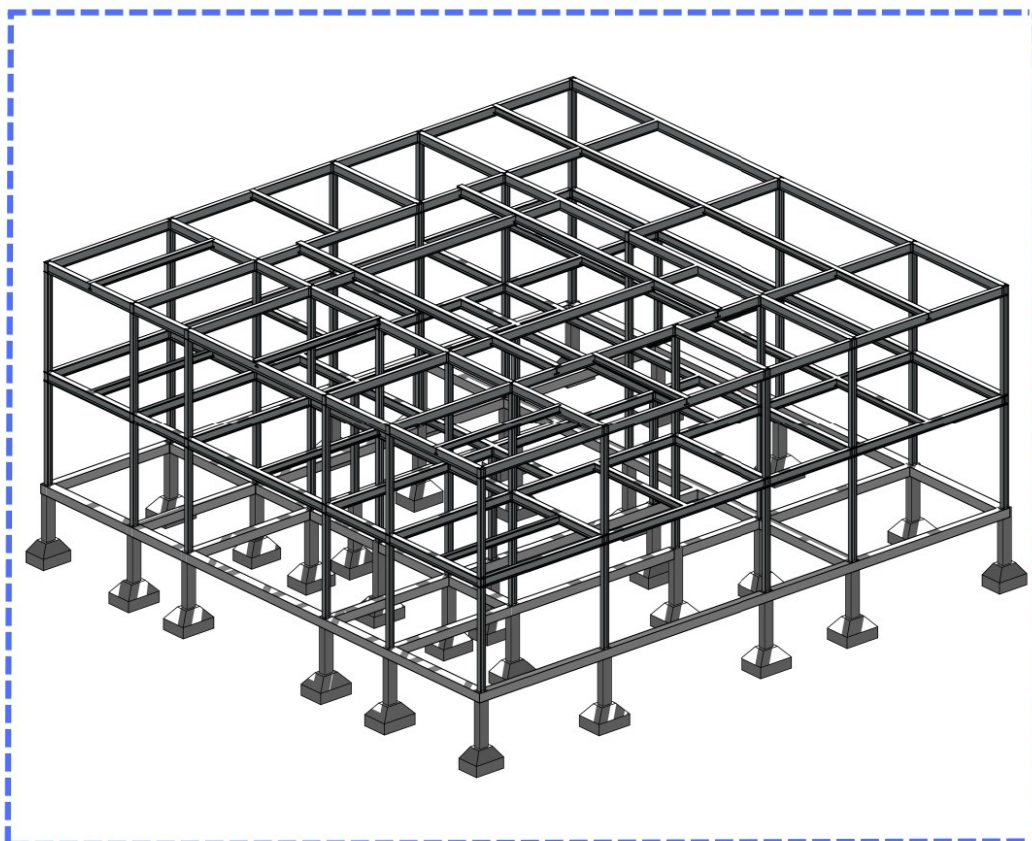
DETALHAMENTO 1:
DETALHAMENTO DA CONEXÃO DA VIGA
PRINCIPAL COM O PILAR

DETALHAMENTO 2:
DETALHAMENTO DA TRANSIÇÃO DO
PILAR METALICO COM O DE CONCRETO
ARMADO

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

ESTRUTURA

ISOMÉTRICA



ISOMÉTRICA DA ESTRUTURA
ESCALA: 1:100

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

Comissão Organizadora

João da Costa Pantoja



Graduação em Engenharia Civil pela Universidade de Brasília (1991). Mestrado em Estruturas e Construção Civil pela Universidade de Brasília (2003). Doutor na área de Estruturas pela Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro - PUC (2012) com estágio doutoral na University of Illinois at Urbana-Champaign, IL, Estados Unidos. Pós-doutorado na Universidade do Porto-FEUP (2018). Professor Adjunto do Departamento de Tecnologia na área de Estruturas da Faculdade de Arquitetura e Urbanismo da Universidade de Brasília, desde agosto de 2014. No ensino tem especialização nas áreas de modelos numéricos aplicados a estruturas, patologia das estruturas, inspeções especializadas, reabilitação estrutural visando a conservação patrimonial, modelos multicritérios para avaliação de imóveis urbanos e bens singulares além de modelos para certificação de empreendimentos. Coordenador do Laboratório de Reabilitação do Ambiente Construído LabRAC da Universidade de Brasília. Coordenação de vários projetos de pesquisa nas

áreas de Arquitetura e Engenharia nas áreas de reabilitação de edificações. Experiência científica no agrupamento de modelos qualitativos e quantitativos para avaliação dos vários sistemas representativos da edificação, tanto localmente como globalmente. É autor e coautor em mais de 180 publicações em livros, capítulos de livros, artigos científicos e conferências nas áreas de reabilitação de edificações e modelagem numérica das estruturas. Pesquisador associado ao Instituto da Construção da Universidade do Porto/PT e da Fundação para Ciência e Tecnologia FCT de Portugal, além de revisor de várias periódicas nacionais e internacionais.

CV: <http://lattes.cnpq.br/6879105340639188>

Luis Alejandro Pérez Peña



Professor Adjunto do Departamento de Tecnologia da Faculdade de Arquitetura e Urbanismo da Universidade de Brasília (FAU/UnB). Formado em Engenharia Civil pela Universidad del Cauca (Colômbia, 2009), Mestre (2012) e Doutor (2017) em Estruturas e Construção Civil pela Universidade de Brasília. Possui experiência consolidada na área de Engenharia Civil e atuação em duas principais linhas de pesquisa: Dinâmica Estrutural e Construções em Madeira. Na área de Dinâmica Estrutural, desenvolve pesquisas em análise numérica e experimental de estruturas resistentes a sismos, interação dinâmica solo-estrutura e controle de vibrações em edificações. Na área de Construções em Madeira, atua como especialista em estruturas de Madeira Natural e Engenheirada (MLC e MLCC), desenvolvendo projetos de pequenos e grandes vãos com aplicação específica em ambientes educacionais, habitacionais e arquitetura de espaços públicos.

CV: <http://lattes.cnpq.br/6212456883960705>

SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

Nathaly Sarasty Narváez



Formada em Engenharia Civil pela Universidade de Nariño, Colômbia, possui Mestrado em Engenharia Civil na área de Estruturas pela Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Desenvolveu seu Doutorado em Estruturas e Construção Civil na Universidade de Brasília. Como docente, tem atuado no Centro Universitário de Brasília, CEUB, desde 2013 nos departamentos de Engenharia Civil, Arquitetura, Engenharia Elétrica e Computação, além de integrar o corpo docente do Mestrado em Arquitetura na disciplina de Sistemas Construtivos, materiais e tecnologias. Também atua como docente e palestrante no MBA em Projeto, Desempenho e Construção de Estruturas e Fundações do Instituto de Pós-graduação de Goiânia (IPOG) desde 2015.

CV: <https://lattes.cnpq.br/1472992513998298>

Colaboração

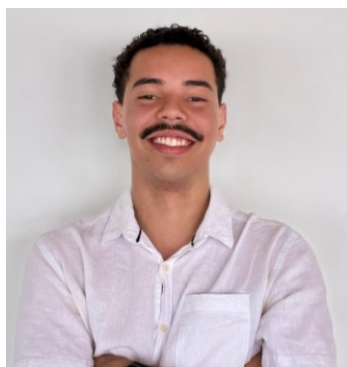
Lívia Tolentino de Araújo



Graduanda em Arquitetura e Urbanismo pela Universidade de Brasília.

CV: <http://lattes.cnpq.br/3469952065237528>

Lucas Carvalho Mendes



Graduando em Arquitetura e Urbanismo pela Universidade de Brasília.

CV: <https://lattes.cnpq.br/0093654696721215>



ISBN: 978-65-84854-70-3

gbl



9 786584 854703