



UNIVERSIDADE EDUARDO MONDLANE

FACULDADE DE ENGENHARIA

Curso de Licenciatura em Engenharia Civil

Tema: PROJETO ESTRUTURAL DE UM EDIFÍCIO DE 4 PISOS, REAJUSTE DOS RESULTADOS DO PROJETISTA.

Discente: Edmilson Duílio da Conceição José

Supervisores: Eng. Dr. Pedro Sing

Sang

Eng° Flavio Chimene

Maputo, Julho de 2025



UNIVERSIDADE EDUARDO MONDLANE

FACULDADE DE ENGENHARIA

Curso de Licenciatura em Engenharia Civil

Tema: PROJETO ESTRUTURAL DE UM EDIFÍCIO DE 4 PISOS, REAJUSTE DOS RESULTADOS DO PROJETISTA.

Discente: Edmilson Duílio da Conceição José

Supervisores: Eng° Dr. Pedro Sing
Sang
Eng° Flavio Chimene

Maputo, Julho de 2025

Relatório de Estágio Profissional, apresentado ao Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Engenharia da Universidade Eduardo Mondlane para obtenção do Grau de Licenciatura em Engenharia Civil.

Autor

Edmilson Duílio da Conceição José

Supervisores

(Eng° Pedro Sing Sang)

(Eng° Flavio Chimene)

DECLARAÇÃO DE HONRA

Eu, **Edmilson Duílio da Conceição José**, declaro por minha honra, que este trabalho é resultado da minha investigação com recurso a bibliografia em referência devidamente citada ao longo do mesmo e que é submetido para a obtenção do grau de Licenciatura em Engenharia Civil, pela Faculdade de Engenharia da Universidade Eduardo Mondlane.

Maputo, 10 de Julho de 2025

José, Edmilson Duílio da Conceição



UNIVERSIDADE EDUARDO MONDLANE
FACULDADE DE ENGENHARIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

TERMO DE ENTREGA DE RELATÓRIO DO ESTÁGIO PROFISSIONAL

Declaro que o estudante **Edmilson Duílio da Conceição José** entregou as duas (02) cópias do relatório do seu Estágio profissional com a referência:

Intitulado Projeto Estrutural de um Edifício de 4 Pisos, Reajuste dos Resultados do Projetista.

“Ouça o Sábio e cresça em prudência, e o instruído adquira habilidade.”

Provérbios 01:05

“A Sabedoria é a coisa principal: adquira, pois, a sabedoria; sim, com tudo o que possuis, adquira o entendimento.”

Provérbios 04:07

“Ensina a criança no caminho em que deve andar, e até quando envelhecer não se desviará dele.”

Provérbios 22:06

“Toda a escritura é inspirada por Deuses e útil para o ensino, para a repreensão, para a correção e para a instrução na justiça, para que o homem de Deus seja apto e plenamente preparado para toda boa obra.”

“Procure apresentar-se a Deus Aprovado, como obreiro que não tem do que se envergonhar e que maneja correctamente a palavra da verdade.”

2 Timóteo 02:15

DEDICATÓRIAS

As minhas mães Belarmina Inês, Saula Flávia, Ana Teresa, Maitê Teresa, Herminia Elsa, minha avó Teresa Fotine, as minhas manas Leonilde Muianga, Denise Carina e toda minha família em geral, e acima de tudo a Jesus Cristo, pela doação e sacrifício para que a minha formação académica se concretizasse.

Ao meu pai Juvêncio Avelino José(2011) que muito cedo partiu para glória, em memória.

AGRADECIMENTOS

A realização deste trabalho foi possível graças ao incentivo e apoio de meu orientador, Professor, Engenheiro Dr. Pedro Sing Sang, a quem cabe meus maiores agradecimentos.

A toda minha família, por suportarem a minha formação.

Todos os colegas, professores e amigos feitos nos anos em que este trabalho foi elaborado, quero agradecer pelo companheirismo e apreço

RESUMO

O presente trabalho de licenciatura tem como objetivo principal o desenvolvimento do projeto estrutural de um edifício residencial de quatro pisos, com ênfase na análise crítica e reajuste dos resultados previamente obtidos pelo projetista original. A pesquisa foi orientada para garantir a segurança, estabilidade e viabilidade técnica da estrutura, respeitando as normas de dimensionamento e os critérios de desempenho exigidos para construções deste tipo.

A metodologia adotada envolveu a revisão dos cálculos estruturais fornecidos pelo projetista, utilizando software especializado em engenharia estrutural, o CypeCAD, além da aplicação das normas de dimensionamento vigentes, como o REBAP e RSA. Foram analisados os elementos principais da estrutura, incluindo vigas, pilares, lajes e fundações.

Durante o desenvolvimento do trabalho, foram identificadas inconsistências em alguns resultados iniciais, o que levou à reavaliação de certos elementos estruturais. Após os devidos reajustes, verificou-se uma melhoria na distribuição dos esforços e no desempenho global da estrutura, aumentando a confiabilidade do projeto.

A conclusão reforça a importância da verificação crítica dos projetos estruturais e da aplicação correta das normas técnicas como forma de garantir construções mais seguras e eficientes. O trabalho destaca também a relevância do uso de ferramentas digitais no apoio à engenharia civil contemporânea.

Palavras-chave: Projeto Estrutural, Reajuste, Edifício de 4 Pisos, Engenharia Civil, Cálculo Estrutural, Segurança, Software de Engenharia.

ABSTRACT

This undergraduate thesis aims to develop the structural design of a four-story residential building, emphasizing the critical analysis and readjustment of results previously obtained by the original designer. The research was oriented towards ensuring the safety, stability, and technical feasibility of the structure, respecting the design standards and performance criteria required for constructions of this type.

The methodology adopted involved reviewing the structural calculations provided by the designer, using specialized structural engineering software, CypeCAD, in addition to applying current design standards such as REBAP and RSA. The main elements of the structure were analyzed, including beams, columns, slabs, and foundations.

During the development of the work, inconsistencies were identified in some initial results, leading to the re-evaluation of certain structural elements. After the necessary adjustments, an improvement in the distribution of stresses and the overall performance of the structure was observed, increasing the reliability of the design.

The conclusion reinforces the importance of critically verifying structural designs and correctly applying technical standards as a way to ensure safer and more efficient constructions. The work also highlights the relevance of using digital tools to support contemporary civil engineering.

Palavras-chave: Projeto Estrutural, Reajuste, Edifício de 4 Pisos, Engenharia Civil, Cálculo Estrutural, Segurança, Software de Engenharia.

ÍNDICE

DEDICATÓRIAS	I
AGRADECIMENTOS	II
RESUMO	III
ABSTRACT	IV
LISTA DE SÍMBOLOS.....	IX
ÍNDICE DE FIGURAS	X
ÍNDICE DE TABELAS	XI
ÍNDICE DE EQUAÇÕES.....	XII
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. Generalidade	1
1.2. Objetivos	2
1.2.1. Objetivo Geral:.....	2
1.2.2. Objetivos Específicos:	2
1.3. Metodologia Empregue	2
1.4. Composição do relatório	3
2. REVISÃO BIBLIOGRAFICA.....	4
2.1. Análise e dimensionamento de um edifício.....	4
2.2. Lages	5
2.2.1. Pré-dimensionamento de Lages	5
2.2.2. Espaçamento máximo dos varões da armadura principal	7
2.2.3 Armadura de punçoamento	8
2.3. Vigas.....	9
2.3.1 Pré-dimensionamento de vigas	10
2.4. Pilares	12
2.4.1. Pilares Internos.....	13

2.4.2. Pilares de Borda ou de Extremidade	13
2.4.3. Pilares de Canto	13
2.4.4. Dimensionamento de Pilares	14
2.5. Fundações	16
2.5.1. Classificação e Tipos de Fundações	17
2.5.2. Fundações Superficiais	17
2.5.3. Fundações Profundas.....	18
2.5.4. Critérios para a Escolha do Tipo de Fundação.....	19
3. EDIFÍCIO CASO DE ESTUDO.....	20
3.1. Localização do Edifício	20
3.2. Descrição das Funções de Cada Compartimento do Edifício	22
3.3. Descrição do projeto	24
3.3.1. Materiais Usados	24
3.3.2. Normas e Regulamentos	24
3.4. Acções Consideradas	24
3.5. Concepção da estrutura.....	25
3.5.1. Laje de Pavimento	25
3.5.2. Lajes do 1º, 2º e 3º Andar.....	25
3.5.3. Lajes de Cobertura	25
3.5.4. Pilares.....	25
4. ANALISE DO CASO DE ESTUDO.....	27
4.1. Dimensionamento	27
4.1.1. Acções de cargas consideradas	27
4.1.2. Quantificação das acções.....	27
4.1.3. Acções permanentes	27
4.1.4. Peso próprio de elementos de Betão Armado	28

4.1.5. Restante Carga Permanente	28
4.1.6. Acções variáveis	28
4.1.7. Acção do vento	28
4.1.8. Combinação de Acções	30
4.2. Pré-dimensionamento dos elementos.....	32
4.3. Pré-dimensionamento das lajes	32
4.4. Pré-dimensionamento das vigas	35
4.5. Pré-dimensionamento de pilares	39
4.6. Modelagem da estrutura	41
4.7. Determinação dos esforços e dimensionamento dos elementos.....	42
4.8. Determinação dos momentos flectores das lajes.....	42
4.9. Dimensionamento das Lages.....	42
4.9.1. Estados limites últimos	42
4.9.2. Determinação dos esforços transversos das lajes.....	44
4.9.3. Deformações na laje	45
4.9.4. Determinação dos esforços nas vigas	45
4.9.5. Dimensionamento de vigas.....	45
4.9.6. Verificação ao esforço transversal nas vigas mais solicitadas em cada piso	49
4.9.7. Verificação das armaduras nas vigas mais solicitadas em cada piso.....	50
4.10. Dimensionamento dos pilares.....	50
4.11. Dimensionamento de fundações.....	51
4.11.2. Listagem De Vigas De Equilíbrio	53
4.11.3. Listagem de vigas lintéis.....	54
4.12. Escadas	54
5. DISCUSSÃO DOS RESULTADOS	55
5.1. Críticas.....	55

5.1.1. As acções	55
5.1.2. Espessura das lajes.....	55
5.1.3. Secção transversal e disposição de Pilares	56
5.1.4. Secção transversal e disposição de vigas	56
5.1.5. Escadas.....	56
5.1.6. Vigas de Equilibrio e linteis	57
5.2. Sugestões	57
5.2.1. Para as acções	57
5.2.2. Espessura das lajes.....	57
5.2.3. Secção transversal e disposição de Pilares	57
5.2.4. Escadas.....	58
5.2.5. Vigas de Equilibrio e linteis	58
6. CONCLUSÕES	59
7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	60
ANEXOS	61

LISTA DE SÍMBOLOS

f_{cK} – Valor característico da tensão de rotura do betão à compressão aos 28 dias de idade;

f_{cd} – Valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão;

f_{ctd} – Valor médio da tensão de rotura do betão à tracção simples;

f_{syk} – Valor característico da tensão de cedência à tracção do aço das armaduras;

f_{syd} – Valor de cálculo da tensão de cedência à tracção do aço das armaduras;

ES – Valor de cálculo do módulo de elasticidade do aço das armaduras;

$E_{c,28}$ – Módulo de elasticidade do betão aos 28 dias;

$\nu_c = 0.2$ – Coeficiente de Poisson;

γ_s – Peso volúmico do aço.

G_{ik} – Esforço resultante de uma acção permanente, tomada com o seu valor característico;

Q_{1k} – Esforço resultante de uma acção variável, tomada considerada como acção de base da combinação, tomada com o seu valor característico;

Q_{Wk} – Esforço resultante de uma acção variável de vento considerada como acção de base, tomada com o seu valor característico

Q_{jk} – Esforço resultante de uma acção variável distinta da acção variável base, tomada com o seu valor característico;

γ_{Gi} – Coeficiente de segurança relativo às acções permanentes (1.5 ou 1.0), conforme seja ou não desfavorável para o efeito em causa;

γ_q – Coeficiente de segurança relativo às acções variáveis, tendo o valor de 1.5;

ψ_{0j} – Coeficiente ψ correspondente às acções variáveis de ordem j ;

ψ_{1j} – Coeficiente ψ correspondente às acções variáveis de ordem j ;

ψ_{2j} – Coeficiente ψ correspondente à acção variável de ordem j , para obter o valor quase permanente.

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 Fluxo de cargas em uma estrutura (Fonte: Freitas 2016)	4
Figura 2 Laje Maciça de Betão.....	5
Figura 3 Sistema estático de diferentes tipos de lajes	8
Figura 4 Viga de Betão.....	9
Figura 5 Exemplo de armação de uma viga continua	10
Figura 6 Pilar.....	12
Figura 7 Tipos de encontros entre vigas e pilares (Fonte: Scandelai 2004).....	14
Figura 8 Sapata (Fonte: Apontamentos de betão)	17
Figura 9 Ensoleiramento geral (Fonte: Apontamentos de Betão)	18
Figura 10 Maciços de encabeçamento de estacas (Fonte: Apontamentos de betão).....	18
Figura 11 Fundações por poços.....	19
Figura 12 Imagem do edifício Estudo de Caso	20
Figura 13 Localização Via satélite do local de implantação do Edifício	21
Figura 14 Determinação da pressão dinâmica (Fonte: RSA).....	29
Figura 15 Modelo da estrutura	41

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1 Espessura mínima das lajes, Valores do coeficiente a (Tabela XV do REBAP)	6
Tabela 2 Altura Mínima das Vigas, Valores do coeficiente a (Tabela XIII do REBAP).....	10
Tabela 3 Tenção a usar no pré-dimensionamento.....	15
Tabela 4 funções de cada compartimento do rés-do Chão.....	22
Tabela 5 funções de cada compartimento do 1º andar.....	22
Tabela 6 funções de cada compartimento do 2º andar.....	23
Tabela 7 funções de cada compartimento do 3º andar.....	23
Tabela 8 Características do Betão usado em cada elemento do edifício.....	24
Tabela 9 Acções consideradas no projecto original.....	24
Tabela 10 Quadro de Pilares inicial.....	26
Tabela 11 Continuação da tabela 10.....	26
Tabela 12 Coeficiente de pressão exterior δ_{pe}	30
Tabela 13 coeficiente de pressão δ_p	30
Tabela 14 Pressão global.....	30
Tabela 15 Coeficiente de redução das acções variáveis.....	32
Tabela 16 Pré-dimensionamento da laje do piso 2.....	33
Tabela 17 Pré-dimensionamento da laje do piso 3.....	33
Tabela 18 Pré-dimensionamento da laje do piso 4.....	34
Tabela 19 Pré-dimensionamento da laje do piso da cobertura.....	34
Tabela 20 Pré-dimensionamento de vigas do primeiro e segundo piso.....	36
Tabela 21 Pré-dimensionamento de vigas do terceiro e quarto piso.....	37
Tabela 22 Pré-dimensionamento de vigas do Piso da cobertura.....	38
Tabela 23 Cargas nas Lajes.....	39
Tabela 24 Pré-dimensionamento das secções dos Pilares.....	40
Tabela 25 Esforço transversal nas lajes.....	45
Tabela 26 Esforço transversal nas vigas.....	49
Tabela 27 Verificação de algumas Vigas.....	50
Tabela 28 Listagem de armaduras e dimensões das sapatas.....	53
Tabela 29 Listagem De Vigas De Equilíbrio.....	54
Tabela 30 Listagem de vigas lintéis.....	54
Tabela 31 Comparação de Vigas.....	56

ÍNDICE DE EQUAÇÕES

Equação 1 Pré-dimensionamento da espessura da Laje.....	6
Equação 2 Pré-dimensionamento de Laje em caso que a deformação afecte as paredes divisórias	6
Equação 3 espessura de lajes quando afecta paredes divisorias	7
Equação 4 Pré-dimensionamento de Lajes armadas em duas direcções.....	7
Equação 5 Pré-dimensionamento de Lajes armadas em uma direcção	7
Equação 6 Altura de vigas	10
Equação 7 Armadura mínima em vigas	11
Equação 8 Armadura mínima de esforço transverso	11
Equação 9 Condições de Dimensionamento da Secção de Pilar	14
Equação 10 Pré-dimensionamento de Pilar	14
Equação 11 Esforço Resistente do Betão.....	14
Equação 12 Esforço Resistente do Aço.....	14
Equação 13 Equação simplificada para obtenção da secção do pilar	15
Equação 14 Equação simplificada para dimensionamento da secção do pilar	15
Equação 15 Espessura da sapata	16
Equação 16 Balanço livre da sapata.....	16
Equação 17 Combinação Fundamental	31
Equação 18 Combinação tendo a acção do vento como base	31
Equação 19 Combinação rara de acções	31
Equação 20 Combinação frequente de acções.....	31
Equação 21 Combinação quase-permanente de acção.....	32
Equação 22 Armadura de flexão mínima na laje.....	42
Equação 23 Altura útil nas lajes	43
Equação 24 Cálculo do momento flector reduzido	43
Equação 25 Cálculo das armaduras na laje.....	43
Equação 26 Verificação de Segurança na laje ao esforço transverso	44
Equação 27 Esforço transverso resistente na laje	44
Equação 28 Comparação com Vsd.....	44

Equação 29 Armadura mínima em vigas	46
Equação 30 Altura útil em vigas	46
Equação 31 Cálculo do espaçamento de armaduras longitudinais em vigas.....	46
Equação 32 Momento reduzido em vigas	47
Equação 33 Calculo de armaduras em vigas	47
Equação 34 Armaduras transversal mínima em vigas	48
Equação 35 Resistência atribuída ao betão.....	49
Equação 36 Esforço transverso resistente.....	49
Equação 37 Resistencia das armaduras do esforço transverso	49
Equação 38 Armadura transversal e seu espaçamento.....	49
Equação 39 Armadura mínima e máxima em pilares.....	50
Equação 40 Pré-dimenconamento de sapatas	51

1. INTRODUÇÃO

A execução de uma obra civil envolve diversas etapas e especialidades técnicas, sendo o projeto estrutural um dos pilares fundamentais para garantir a segurança, a estabilidade e a viabilidade econômica do empreendimento. No entanto, falhas ou omissões nesse projeto podem gerar consequências sérias durante a execução, como atrasos, retrabalho, aumento de custos e, em casos extremos, comprometimento da integridade da estrutura.

Este trabalho tem como objetivo analisar o impacto do projeto estrutural na execução de obras civis, com foco em dois estudos de caso nos quais falhas de concepção estrutural resultaram em prejuízos significativos. Por meio dessa análise, pretende-se discutir a importância de um projeto bem elaborado e apresentar medidas que podem ser adotadas para prevenir esses problemas.

1.1. Generalidade

O projecto estrutural é uma das fases mais importantes no processo de concepção e execução de uma obra de engenharia civil. Trata-se da definição técnica dos elementos que asseguram a estabilidade, resistência e segurança da edificação, garantindo que esta suporte, de forma segura e eficiente, todas as acções a que estará sujeita durante a sua vida útil.

Num contexto em que a qualidade, a durabilidade e o controlo de custos são factores determinantes para o sucesso de um empreendimento, a elaboração rigorosa do projecto estrutural torna-se essencial. Este deve obedecer a critérios normativos e metodológicos estabelecidos por regulamentos técnicos em vigor, como o REBAP (Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado), o RSA (Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas) e os Eurocódigos, designadamente o Eurocódigo 2 (NP EN 1992-1-1), que estabelece as regras para o dimensionamento de estruturas de betão.

O presente trabalho tem como foco o projecto estrutural de um edifício de quatro pisos, destinado a habitação, com estrutura em betão armado. Além da abordagem técnica sobre o dimensionamento dos elementos estruturais como lajes, vigas, pilares e fundações, esta investigação centra-se também na análise crítica e no reajuste dos resultados obtidos pelo projectista, com vista a melhorar o desempenho estrutural e otimizar os consumos de materiais, respeitando sempre os requisitos de segurança e funcionalidade.

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivo Geral:

Desenvolvimento do projeto estrutural de um edifício residencial de quatro pisos, com ênfase na análise crítica e reajuste dos resultados previamente obtidos pelo projetista original.

1.2.2. Objetivos Específicos:

- ❖ Identificar os principais erros de concepção presente no projeto analisado;
- ❖ Apresentar propostas de boas práticas para a elaboração de projetos estruturais.

1.3. Metodologia Empregue

A investigação baseou-se numa análise de um projeto de execução de um edifício de 4 pisos em fase de planeamento. Esta análise permitirá observar, de forma prática, as implicações de um projecto estrutural mal estruturado.

Complementarmente, é realizada uma revisão bibliográfica com base em normas técnicas aplicáveis em Portugal, nomeadamente o REBAP (Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado) e o RSA (Regulamento de Segurança e Ações), bem como em artigos científicos, publicações técnicas e documentos oficiais. A experiência profissional do autor e a observação crítica em ambiente de obra serão também elementos fundamentais no desenvolvimento do estudo.

Uso das seguintes ferramentas informáticas de forma a dinamizar a digitalização do presente relatório e os cálculos estruturas:

- ✓ Microsoft Word 2013 – Para digitação;
- ✓ Microsoft Excel 2013 – Para cálculos aritméticos;
- ✓ CypeCad 2016 – Para o cálculo estrutural;
- ✓ ArchiCad – Para a produção dos desenhos;

1.4. Composição do relatório

O presente relatório é composto por 5 capítulos que são:

Introdução – Neste capítulo contem a contextualização do tema, justificativa, objetivos, metodologia e composição do relatório.

Revisão Bibliográfica – Neste capítulo abordamos os aspectos teóricos com base em autores relevantes, conceitos e definições centrais e trabalhos relatados.

Edifício caso de estudo – neste capítulo fazemos uma descrição detalhada do “edifício caso de estudo” e do projeto arquitetônico assim como estrutural.

Análise do caso de estudo – Neste capítulo fazemos um novo dimensionamento do “Edifício caso de estudo” e fazemos a comparação dos resultados obtidos pelo projetista inicial e no presente estudo.

Conclusão – Neste capítulo fazemos a retomada dos objetivos e resposta ao problema assim como Principais contribuições, Limitação do trabalho e sugestões para projetos futuros

2. REVISÃO BIBLIOGRAFICA

2.1. Análise e dimensionamento de um edifício

Nas construções em betão armado, sejam elas de pequena ou grande dimensão, três elementos estruturais destacam-se pela sua presença recorrente e relevância funcional: lajes, vigas e pilares. Estes constituem a espinha dorsal da estrutura e são, por isso, considerados os seus componentes mais importantes.

Além destes, existem outros elementos estruturais que, embora não estejam presentes em todas as obras, desempenham papéis fundamentais em situações específicas, nomeadamente: blocos e sapatas de fundação, estacas, tubulões, consolos, vigas-parede, tirantes, entre outros. A presença ou ausência destes componentes depende das características geotécnicas do terreno, da tipologia estrutural adoptada e das exigências do projecto.

Cada um destes elementos cumpre uma função específica no sistema de transferência de cargas. De forma geral, as acções aplicadas à estrutura como cargas permanentes, variáveis ou acidentais são progressivamente transmitidas entre os elementos: das lajes para as vigas, das vigas para os pilares, e destes para os elementos de fundação. Finalmente, as cargas são transmitidas ao solo de forma segura e controlada, respeitando os critérios de estabilidade, resistência e segurança estrutural, conforme ilustrado na Figura 1 **Error! Reference source not found..**

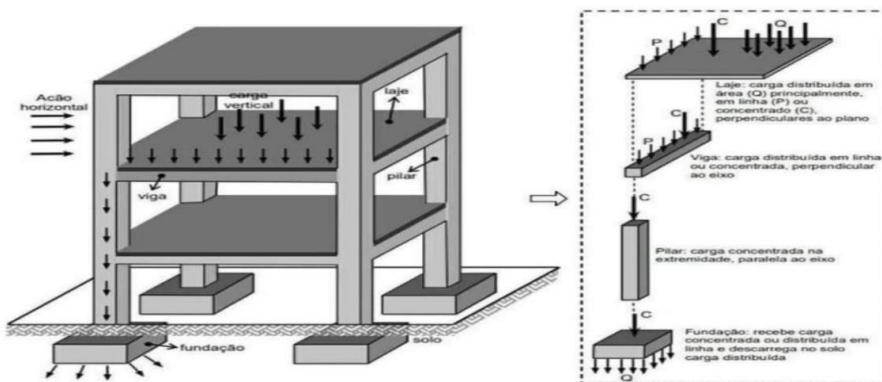


Figura 1 Fluxo de cargas em uma estrutura (Fonte: Freitas 2016)

Esta interacção entre os diversos componentes requer um projecto estrutural rigoroso e bem dimensionado, em conformidade com os regulamentos técnicos nacionais, para garantir o desempenho esperado da estrutura ao longo da sua vida útil.

2.2. Lages

Segundo o artigo 100º do REBAP consideram-se como lajes os elementos laminares planos sujeitos principalmente a flexão transversal ao seu plano e cuja largura exceda 5 vezes a sua espessura. A sua função primária é transferir essas cargas para as vigas que as suportam.

Podem ser classificadas quanto ao seu sistema de apoio:

- **Lajes unidireccionais:** apoiadas em duas direcções opostas e armadas predominantemente numa direcção.
- **Lajes bidireccionais:** armadas em duas direcções e apoiadas em quatro lados, sendo mais comuns em malhas de pilares.
- **Lajes fungiformes (ou aligeiradas):** utilizadas em vãos maiores, com sistema de cofragem recuperável ou elementos de enchimento (ex. blocos de EPS ou aligeiradores plásticos).

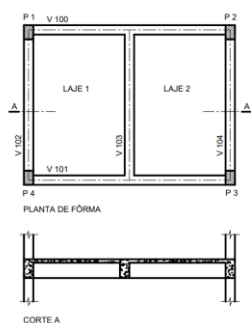


Figura 2 Laje Maciça de Betão

2.2.1. Pré-dimensionamento de Lages

Segundo o número 2 do art. 102º do REBAP, a espessura das lajes, além dos condicionamentos indicados no número 1 do mesmo artigo, e a menos de justificação especial com base no estipulado nos artigos 72.º e 73.º do mesmo regulamento, deve satisfazer as condições indicadas nas alíneas seguintes:

em Geral:

$$\frac{l_i}{h} \leq 30\eta$$

Equação 1 Pré-dimensionamento da espessura da Laje

Em que:

h – Espessura da laje;

$l_i = \alpha l$ – vão equivalente da laje, sendo l o vão teórico (no caso de lajes armadas em duas direcções deverá tornar-se para l o menor vão) e α um coeficiente cujos valores são dados na Tabela 1 para os casos mais frequentes;

η – Coeficiente que toma os valores indicados no artigo 89º

Tipo de Laje	α
Simplemente apoiada, armada numa só direcção	1.0
Duplamente encastrada, armada numa só direcção	0.6
Apoiada num bordo e encastrada no outro, armada numa só direcção	0.8
Em consola (sem rotação no apoio), armada numa só direcção	2.4
Simplemente apoiada, armada em duas direcções	0.7
duplamente apoiada, armada em duas direcções	0.5

Tabela 1 Espessura mínima das lajes, Valores do coeficiente α (Tabela XV do REBAP)

No caso de lajes cuja deformação afecte paredes divisórias, a menos que a fendilhação dessas paredes seja contrariada por outras medidas adequadas, além da condição expressa na equação anterior, deve ser respeitada a relação:

$$\frac{l_i}{h} \leq \frac{180}{l_i} \eta$$

Equação 2 Pré-dimensionamento de Laje em caso que a deformação afecte as paredes divisórias

Em que l_i e h são expressos em metros.

As considerações feitas no comentário ao artigo 89.º, relativo à altura mínima das vigas, são, na sua generalidade, válidas no caso presente. No entanto, a expressão indicada no referido comentário foi substituída por:

$$\frac{l_i}{h} \leq 12000 \frac{\alpha}{l_i} \eta$$

Equação 3 espcura de lajes quando afecta paredes divisorias

para ter em conta que, nos casos correntes de lajes, as extensões no betão e nas armaduras são menores do que nas vigas.

Note-se ainda que a espessura das lajes, no caso de actuação de cargas concentradas intensas, é por vezes condicionada por problemas de punçoamento.

Para sobrecargas correntes em edifícios ($sc \leq 5 \text{ kN/m}^2$), a espessura das lajes armadas em duas direcções pode ser determinada a partir da seguinte relação:

$$h = \frac{l}{25 \text{ a } 35}$$

Equação 4 Pré-dimensionamento de Lajes armadas em duas direcções

e para lajes armadas em uma direcção pode ser determinada a partir da seguinte relação:

$$h = \frac{l}{25 \text{ a } 30}$$

Equação 5 Pré-dimensionamento de Lajes armadas em uma direcção

Estas expressões tem por base o controlo indirecto da deformação e o nível de esforços na laje.

Indicações mais detalhadas em relação ao valor de L/h podem ser vistas no Quadro 7.4N do EC2.

2.2.2. Espaçamento máximo dos varões da armadura principal

Segundo o número 1 e 2 do Art. 105.º do REBAP, no caso de armaduras ordinárias, o espaçamento dos varões da armadura principal não deve ser superior a 1,5 vezes a espessura da laje, com o máximo de 35 cm, e o espaçamento máximo dos varões não deve também, nos casos correntes, exceder valores duplos dos indicados no artigo 91.º para as vigas, a menos de justificação especial com base nos artigos 68.º e 70.º do mesmo regulamento.

2.2.3 Armadura de punçoamento

Segundo o Art. 110.º do REBAP, a armadura de punçoamento, constituída por estribos ou varões inclinados, deve ser distribuída em toda a zona da laje compreendida entre o contorno da área diretamente carregada e um contorno exterior a este, situado à distância de $1,5 d$, e os varões que constituem tal armadura não devem ser afastados entre si mais de $0,75 d$ em qualquer direcção. No caso de varões inclinados, a distância $1,5 d$ que define aquele contorno exterior deve ser referida aos pontos em que os varões intersectam o plano médio da laje; além disso, só devem ser considerados como eficazes os varões que atravessam a zona da laje diretamente carregada.

Dimensionar lajes maciças utilizando tabelas é uma abordagem prática para engenheiros e projetistas, pois facilita a determinação dos esforços internos, como momentos flectores e cortantes, nas lajes de concreto armado. A solução em séries para determinação dos momentos atuantes, desenvolvida por Bares e adaptada por L.M. Pinheiro e P.R. Wolfensberger, será apresentada a seguir. No entanto, há também outros trabalhos igualmente conhecidos, como as tabelas de Czerny e Marcus.

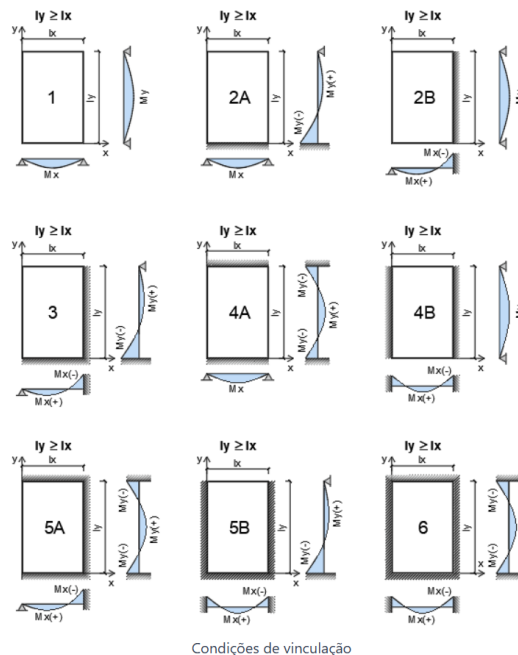


Figura 3 Sistema estático de diferentes tipos de lajes

2.3. Vigas

Segundo BASTOS (2006) vigas “são elementos lineares em que a flexão é preponderante”. As vigas são classificadas como barras e são normalmente retas e horizontais, destinadas a receber ações das lajes, de outras vigas, de paredes de alvenaria, e eventualmente de pilares, etc. A função das vigas é basicamente vencer vãos e transmitir as ações nelas atuantes para os apoios, geralmente os pilares (Figura 4).

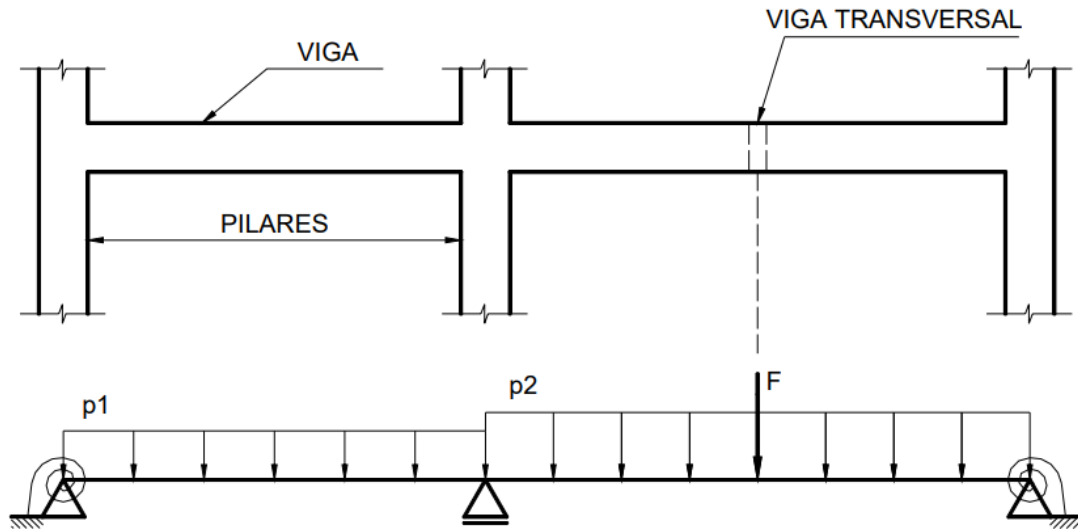


Figura 4 Viga de Betão

As ações são geralmente perpendicularmente ao seu eixo longitudinal, podendo ser concentradas ou distribuídas. Podem ainda receber forças normais de compressão ou de tração, na direção do eixo longitudinal. As vigas, assim como as lajes e os pilares, também fazem parte da estrutura de contraventamento responsável por proporcionar a estabilidade global dos edifícios às ações verticais e horizontais. As armaduras das vigas são geralmente compostas por estribos, chamados “armadura transversal”, e por barras longitudinais, chamadas “armadura longitudinal”, como indicadas na Figura 5.

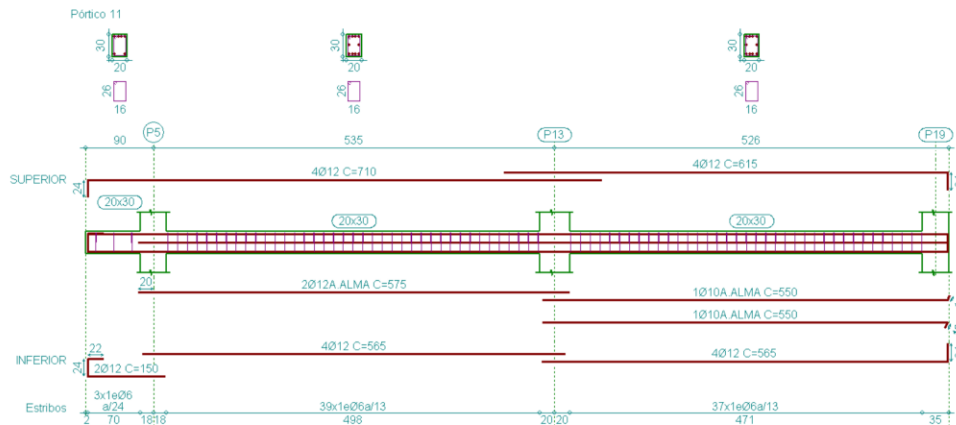


Figura 5 Exemplo de armação de uma viga continua

2.3.1 Pré-dimensionamento de vigas

Segundo o artigo 89º do REBAP, a altura das vigas de betão armado, a menos justificação especial com base no estipulado nos artigos 72º e 73º do mesmo regulamento, deve em geral satisfazer a seguinte condição:

$$\frac{l_i}{h} \leq 20\eta$$

Equação 6 Altura de vigas

Em que:

h – Altura da viga;

$l_i = \alpha l$ – Vão equivalente da viga, sendo l o vão teórico e α um coeficiente cujos valores são dados na tabela Tabela 2.

η – Coeficiente que, consoante o tipo de aço utilizado, toma os seguintes valores:

A235 $\eta = 1.4$

A400..... $\eta = 1.0$

A500..... $\eta = 0.8$

Condições de apoio da viga	α
Simplemente apoiada	1.0
Duplamente encastrada	0.6
Apoiada numa extremidade e encastrada na outra	0.8
Em consola (sem rotação de apoio)	2.4

Tabela 2 Altura Mínima das Vigas, Valores do coeficiente α (Tabela XIII do REBAP)

Segundo o número 1 do artigo 90º do REBAP a percentagem da armadura longitudinal de tracção das vigas, ρ , não deve ser inferior a 0.25, no caso de armaduras de aço A235, a 0.15, no caso de armaduras de aço A400, e a 0.12, no caso de armaduras de aço A500. Esta percentagem é definida pela relação:

$$\rho = \frac{A_s}{b_t d} * 100$$

Equação 7 Armadura mínima em vigas

Em que:

A_s – área da secção da armadura;

b_t – Largura média da zona tracionada da secção; no caso de vigas com banzo de compressão e em que a linha neutra se situa no banzo, a largura deste não deve ser tida em conta para o cálculo de b_t ;

d – Altura útil da secção.

Segundo o número 2 do artigo 90º do REBAP, a armadura longitudinal de tracção ou de compressão não deve exceder 4% da área total da secção da viga.

As vigas devem ser armadas ao longo de todo o vão com estribos que abranjam a totalidade da sua altura, os quais devem envolver a armadura longitudinal de tracção e também a armadura de compressão quando esta seja considerada como resistente. (REBAP 94.1)

A distância entre 2 ramos consecutivos do mesmo estribo não deve exceder a altura útil da viga nem 60 cm; a percentagem mínima de estribos e o seu espaçamento máximo devem respeitar as condições estabelecidas nos números do artigo 94º do REBAP.

A percentagem de estribos (A_{sw}), não deve, em geral, ser inferior a 0,16, no caso de armaduras de aço A235, a 0,10, no caso de armaduras de aço A400, e a 0,08, no caso de armaduras de aço A500. (REBAP 94.2)

Esta percentagem é definida pela relação:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{b_w s \sin \alpha} * 100$$

Equação 8 Armadura mínima de esforço transversal

Em que:

A_{sw} – área total da secção transversal dos vários ramos de estribos;

b_w – largura da alma da secção, considerada de acordo com artigo 53º do REBAP;

s – Espaçamento dos estribos;

α – ângulo formado pelos estribos com eixo da viga ($45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$).

Nas zonas das vigas em que se verifica a condição, $V_{sd} < \tau_1 b_w d$, estes valores mínimos da percentagem de estribos poderão ser reduzidos multiplicando-os pela relação $V_{sd}/\tau_1 b_w d$, em que V_{sd} é o valor de cálculo do esforço transversal actuante e τ_1 toma os valores referidos em 53.2 do REBAP

94.3 – O espaçamento dos estribos, s , deve, no caso de estribos normais ao eixo da viga, respeitar as condições:

Nas zonas em que $V_{sd} \leq \frac{1}{6} \tau_2 b_w d$:

$s \leq 0.9d$, com máximo de 30 cm.

Nas Zonas em que $\frac{1}{6} \tau_2 b_w d < V_{sd} \leq \frac{2}{3} \tau_2 b_w d$

$s \leq 0.5d$, com máximo de 25 cm.

Nas zonas em que $V_{sd} > \frac{2}{3} \tau_2 b_w d$:

$s \leq 0.3d$, com máximo de 20 cm.

2.4. Pilares

Os pilares são elementos estruturais lineares, de eixo recto, usualmente dispostos na vertical, nos quais predominam esforços normais de compressão. De acordo com Bastos (2006), tratam-se de “elementos lineares de eixo recto, usualmente dispostos na vertical, em que as forças normais de compressão são preponderantes”.

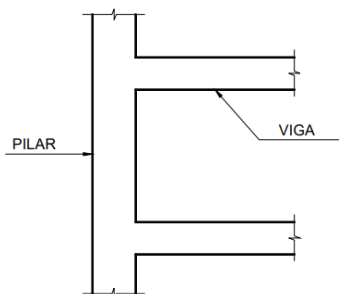


Figura 6 Pilar

A função principal dos pilares consiste na transmissão das acções verticais (provenientes das vigas, lajes e restantes componentes estruturais) até às fundações e, conseqüentemente, ao solo. Contudo, para além dessa função primária, os pilares podem também desempenhar um papel fundamental na estabilidade global do edifício, integrando

o sistema de contraventamento responsável por resistir a acções horizontais, como o vento ou sismos.

Estes elementos estruturais são de extrema importância, tanto do ponto de vista da capacidade resistente da estrutura, como do desempenho em segurança, uma vez que a sua eventual ruptura ou colapso pode desencadear falhas em cadeia no edifício.

Segundo Scadelai e Pinheiro (2005), os pilares podem ser classificados conforme a sua posição na planta e o tipo de ligação com as vigas, o que influencia directamente o comportamento estrutural:

2.4.1. Pilares Internos

Estão localizados no interior da planta do edifício.

Recebem vigas em apenas um eixo ou em dois eixos ortogonais, de forma simétrica.

Nestes casos, os efeitos de flexão são geralmente reduzidos, permitindo o dimensionamento considerando compressão simples.

2.4.2. Pilares de Borda ou de Extremidade

Estão posicionados na periferia do pavimento, em zonas intermediárias.

O encontro com as vigas ocorre nos dois eixos, porém de forma assimétrica, normalmente configurando uma geometria em “T”.

Este arranjo induz excentricidades de carga, resultando em esforços de flexão composta, que devem ser considerados no dimensionamento.

2.4.3. Pilares de Canto

Localizam-se nos cantos da planta, recebendo acções através de vigas dispostas nos dois eixos perpendiculares, formando uma ligação em “L”.

Devido à dupla excentricidade associada, os pilares de canto estão sujeitos a flexão oblíqua, o que requer análise e dimensionamento mais rigorosos, face à complexidade das solicitações actuantes.

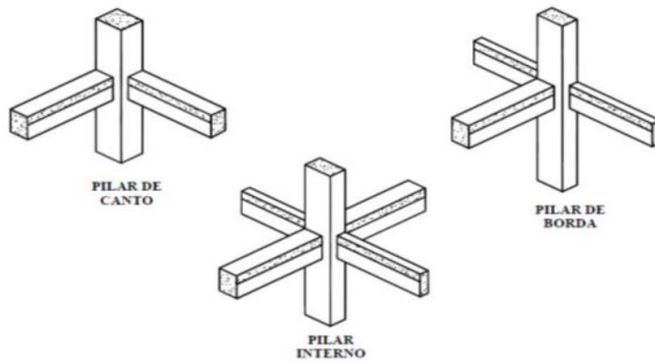


Figura 7 Tipos de encontros entre vigas e pilares (Fonte: Scandelai 2004)

2.4.4. Dimensionamento de Pilares

As dimensões dos pilares são, numa 1.^a fase, estimadas a partir do valor da carga axial, a qual pode ser rapidamente apreciada. Contudo, a presença de momentos nos pilares causa, em geral, um aumento da área assim determinada (apenas com base na carga axial), apesar dos coeficientes correctivos que se possam usar. Esta diferença cresce em função da severidade das acções horizontais, como o sismo. O pré-dimensionamento dos pilares é, efectuado a partir da verificação de segurança de peças sujeitas à compressão simples, comparando os esforços actuantes N_{sd} , com os esforços resistentes, N_{rd} .

$$N_{sd} \leq N_{rd}$$

Equação 9 Condições de Dimensionamento da Secção de Pilar

Os esforços resistentes são calculados a partir da soma dos esforços resistentes de cada um dos materiais, aço e betão.

$$N_{rd} = N_{rd,c} + N_{rd,s}$$

Equação 10 Pré-dimensionamento de Pilar

Onde:

$$N_{rd,c} = 0.85f_{cd}A_c$$

Equação 11 Esforço Resistente do Betão

$$N_{rd,s} = f_{syd}A_s$$

Equação 12 Esforço Resistente do Aço

Considerando $\rho = \frac{A_s}{A_c} = 1\%$ (Esta percentagem deve variar entre 0.7 à 1.5% para que a tensão de compressão do betão seja elevada e consequentemente a durabilidade da estrutura seja adequada), teremos:

$$N_{rd} = N_{rd,C} + N_{rd,S} \rightarrow N_{rd} = 0.85f_{cd}A_c + 0.01f_{syd}A_c$$

Equação 13 Equação simplificada para obtenção da secção do pilar

$$N_{rd} = (0.85f_{cd} + 0.01f_{syd})A_c$$

Equação 14 Equação simplificada para dimensionamento da secção do pilar

Material		Tensão
Betão	Aço	$\sigma = 0.85f_{cd} + 0.01f_{syd}$
B20	A235	11.135
B20	A400	12.575
B20	A500	13.445
B25	A235	13.345
B25	A400	14.785
B25	A500	15.655
B30	A235	16.235
B30	A400	17.675
B30	A500	18.545

Tabela 3 Tensão a usar no pré-dimensionamento

A variação do espaço normal ao longo da altura do edifício é importante, do que este cresce de uma forma regular desde a parte superior do edifício até a parte inferior. A variação do momento fletor ao longo da altura do edifício é pequena. Por isso, a influência dos momentos, comparada com as cargas axiais, é menor nos andares superiores do que nos inferiores. Como referimos o pré-dimensionamento é feito só atendendo ao esforço normal, desprezando-se a presença do momento fletor. O Valor de fp (Factor de Posição), pretende ter em conta a importância que o momento fletor pode ter no pré-dimensionamento. É portanto, um fator que deverá ser maior quando maior for a importância do momento fletor em relação ao esforço normal. Assim nos pisos superiores

este valor deverá ser maior do que nos pisos inferiores e nos pilares extremos também deverá ser maior do que nos pilares interiores (Martins, 2003).

É habitual considerar-se para f_p os valores de 1.5, 1.3 e 1.1, consoante a posição que os pilares ocupam em planta e em altura. Assim, para pilares situados na parte de cima dos edifícios, usa-se o valor de $f_p=1.5$ para pilares extremos e $f_p=1.3$ para pilares interiores. Se o pilar está situado na parte de baixo do edifício o valor de f_p deve tomado igual a 1.3 para pilares extremos e 1.1 para pilares interiores (Martins, 2003).

2.5. Fundações

As fundações são os elementos estruturais que asseguram a transmissão das cargas da superestrutura ao terreno, em condições de segurança, funcionalidade e durabilidade, constituindo a interface entre a construção e o maciço de solos (Brito; Silvestre; Gomes, 2021).

As fundações superficiais mais comuns são a Sapata e o ensoleiramento.

As sapatas pode ser rígidas ou flexíveis, sendo as sapatas rígidas as mais preferidas em engenharia civil.

Sendo:

$$H = v/2$$

Equação 15 Espessura da sapata

$$v = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{A-a}{2} \\ \frac{B-b}{2} \end{array} \right\}$$

Equação 16 Balanço livre da sapata

Onde:

H – Espessura da Sapata

v – Balanço da Sapata

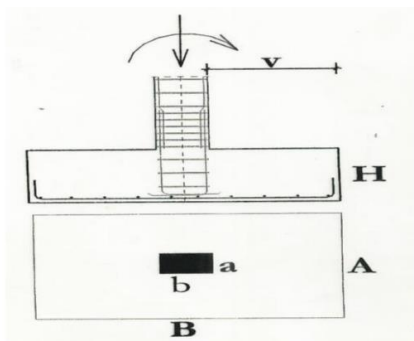


Figura 8 Sapata (Fonte: Apontamentos de betão)

2.5.1. Classificação e Tipos de Fundações

As fundações podem ser classificadas em dois grandes grupos, consoante a profundidade a que transmitem as cargas ao solo: fundações superficiais e fundações profundas.

2.5.2. Fundações Superficiais

As fundações superficiais caracterizam-se por transmitirem as cargas da super estrutura ao terreno por meio de pressões de contacto junto a superfície, sendo executadas a pequena profundidade quando as camadas superficiais do solo possuem capacidade resistente (Brito; Silvestre; Gomes, 2021).

Tipos mais comuns:

Sapatas: Elementos isolados ou contínuos sob pilares ou paredes, muito utilizados em obras correntes com solos de boa capacidade de suporte.

Ensoleiramento geral: Consiste numa laje contínua de fundação, que cobre uma área extensa e suporta diversos pilares e/ou muros. É geralmente adoptado quando:

A soma das áreas em planta das sapatas isoladas ultrapassa 50% da área total de implantação do edifício;

É necessário reduzir os **assentamentos diferenciais** entre pilares — podendo-se obter reduções superiores a 50%.

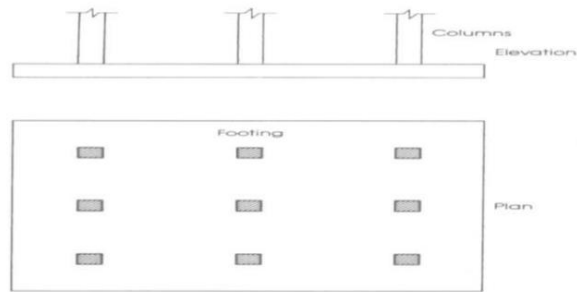


Figura 9 Ensoleiramento geral (Fonte: Apointamentos de Betão)

2.5.3. Fundações Profundas

As fundações profundas são aquelas em que a transmissão de cargas ao terreno se faz por intermédio de elementos alongados, geralmente estacas ou barretes, cujo a base se encontra a profundidade elevada, de modo a atingir camadas resistentes, podendo a capacidade de carga resultar de atrito lateral, da resistência de ponta ou da combinação de ambos (Brito; Silvestre; Gomes, 2021).

Tipos principais:

- **Estacas:**

Incluem dois componentes:

1. O maciço de encabeçamento, que recebe e distribui as cargas provenientes dos pilares;
2. As estacas propriamente ditas, responsáveis por transmitir os esforços ao solo, quer por atrito lateral, quer por resistência na ponta.

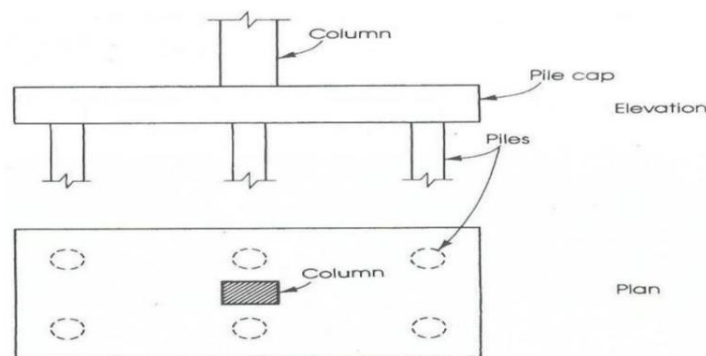


Figura 10 Maciços de encabeçamento de estacas (Fonte: Apointamentos de betão).

2.5.3. Poços

São escavados manual ou mecanicamente e utilizados quando:

O solo resistente se encontra entre 6 a 10 metros de profundidade;

O solo é fácil de escavar;

Não existe nível freático na profundidade de escavação;

Não há construções vizinhas que possam ser afectadas.

O processo consiste na escavação até à cota de fundação e posterior preenchimento com betão moldado in situ.



Figura 11 Fundações por poços

2.5.4. Critérios para a Escolha do Tipo de Fundação

A escolha do tipo de fundação deve ser orientada por uma avaliação técnico-económica criteriosa, tendo em consideração:

As características do solo (obtidas por sondagens e ensaios geotécnicos); As cargas actuantes (magnitude, tipo e distribuição); A profundidade da camada resistente; A presença de água subterrânea; A proximidade de outras estruturas; O prazo de execução e os custos envolvidos.

A escolha do tipo de fundação deve resultar de um compromisso entre as características do terreno, as exigências da superestrutura, os custos envolvido e as condições de execução, devendo sempre garantir a segurança, a funcionalidade e a durabilidade da construção (Brito; Silvestre; Gomes, 2021).

3. EDIFÍCIO CASO DE ESTUDO

3.1. Localização do Edifício

O edifício caso de estudo é uma moradia unifamiliar T3, que será levada a efeito no Bairro de Polana Caniço, Talhão 41A, Parcela 141C/A, Cidade de Maputo, num terreno de 281.17 m². O índice de ocupação da área construída dos edifício será de aproximadamente 55.60%, sendo 156.39 m² do edifício principal. A restante área será ocupada por espaços exteriores pavimentados, espaços não pavimentados, piscina e o logradouro.



Figura 12 Imagem do edifício Estudo de Caso



Figura 13 Localização Via satélite do local de implantação do Edifício

3.2. Descrição das Funções de Cada Compartimento do Edifício

Rés-do-Chão

ID	Designação dos espaços	Área (m ²)	Tipo de espaço
01	Garagem	30.29	Comum
02	Sala de Estar	20.03	Comum
03	Varanda	13.71	Comum
04	Lavabo/Corpo de Escadas	5.96	Privado
05	Sala de Jantar	16.37	Comum
06	Cozinha	14.70	Comum
07	Área de Circulação	8.86	Comum
08	Quarto 1 (Suite)	18.42	Privado
09	W.C 1 (Suite)	4.50	Privado

Tabela 4 funções de cada compartimento do rés-do Chão

1º Andar

ID	Designação dos espaços	Área (m ²)	Tipo de espaço
01	Corpo de Escadas	9.05	Comum
02	Área de Circulação	7.42	Comum
03	Sala de TV/Jogos	16.14	Comum
04	Quarto 2 (Master Suite)	20.78	Privado
05	Closet 1	12.27	Privado
06	W.C 2	7.55	Privado
07	Quarto 3	19.01	Privado
08	W.C 3	5.64	Privado
09	Varanda 2	7.83	Privado
10	Varanda 3	4.88	Comum
11	Varanda 4	6.67	Privado

Tabela 5 funções de cada compartimento do 1º andar

2º Andar

ID	Designação dos espaços (m²) Tipo de espaço	Área (m²)	Tipo de espaço
01	Corpo de Escadas	9.05	Comum
02	Área de Circulação	7.93	Comum
03	Quarto 4 (Master Suite)	20.78	Privado
04	Closet 2 (Master Suite)	12.27	Privado
05	W.C 4 (Master Suite)	7.55	Privado
06	Quarto 5	19.01	Privado
07	W.C 5	5.64	Privado
08	Varanda 5	7.83	Privado
09	Varanda 6	16.41	Comum
10	Varanda 7	6.67	Privado

Tabela 6 funções de cada compartimento do 2º andar

3º Andar

ID	Designação dos espaços (m²) Tipo de espaço	ID	Designação dos espaços Área (m²) Tipo de espaço	ID	Designação dos espaços Área (m²) Tipo de espaço
01	Corpo de Escadas	9.05	Comum		
02	Hall	3.73	Comum		
03	Sala de Maquinas	3.55	Comum		
04	Área de Lazer	56.64	Comum		
05	Área Reservada à painéis solares 1	25.43	Comum		
06	Área Reservada à painéis solares 2	22.46	Comum		

Tabela 7 funções de cada compartimento do 3º andar

3.3. Descrição do projeto

3.3.1. Materiais Usados

Elemento	Betão	fck (MPa) Provetes Cúbicos	γ_c
Elementos de Fundação	B25 (C20/25)	25	1.5
Pilares e Vigas	B25 (C20/25)	25	1.5
Lajes	B25 (C20/25)	25	1.5

Tabela 8 Características do Betão usado em cada elemento do edifício

Aços em varões

Para todos os elementos estruturais da obra: A400; $f_{syk} = 400$ MPa; $\gamma_s = 1.15$

Propriedades do solo de fundação

O solo de fundação, elemento de suporte das cargas mobilizadas nos edifícios, foi considerado como tendo uma tensão admissível de 0.25MPa.

3.3.2. Normas e Regulamentos

Para a elaboração do projecto estrutural do caso de estudo foram obedecidos os preceitos dos regulamentos aplicáveis em vigor em Moçambique, nomeadamente:

- Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA);
- Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado (REBAP);
- Regulamento de Estruturas de Aço para Edifícios (REAE) - Aços laminados e compostos;
- Tabelas Técnicas de Engenharia Civil.

Categoria de utilização: Privado (Habitação) e terraço não acessível.

3.4. Acções Consideradas

Verticais (edifício principal)

Planta	Sobrecarga (kN/m ²)	Cargas Permanentes (KN/m ²)
Laje da Cobertura	2.0	2.0
Laje do 1º, 2º e 3º Andar	2.0	2.0
Laje de Pavimento	2.0	2.0

Tabela 9 Acções consideradas no projecto original

Acções de carga

Para o dimensionamento da estrutura, as acções de carga quer permanentes assim como sobrecargas, foram consideradas automaticamente pelo programa de cálculo "CypeCad".

Acções permanentes que são resultantes do peso dos elementos estruturais e de revestimento.

Estas acções foram deduzidas dos seus pesos específicos e a partir das dimensões que se apresentam nos desenhos de arquitectura e estrutura.

- Peso específico do betão = 25 kN/m³;

3.5. Concepção da estrutura

A estrutura do edifício será constituída fundamentalmente por lajes maciças contínuas, vigas, pilares e sapatas isoladas. Ela foi idealizada em forma de pórticos rígidos (pórticos equivalentes).

3.5.1. Laje de Pavimento

As lajes de pavimento serão maciças de betão armado apoiadas no solo com espessura de 10 cm.

3.5.2. Lajes do 1º, 2º e 3º Andar

Para o edifício principal a laje 1º, 2º e 3º andar será do tipo maciça vigada de betão armado com espessura de 15 cm.

3.5.3. Lajes de Cobertura

Para o edifício principal a laje de cobertura será do tipo maciça vigada de betão armado com espessura de 13 cm.

3.5.4. Pilares

Os pilares estão dispostos de acordo com a Tabela 10.

P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8=P9	P10	P11	P12	P13	P14

Planta de Cobertura Cota +13.20m

Planta de Piso do 3º Andar Cota +

Planta de Piso do 2º Andar Cota +

Planta de Piso do 1º Andar Cota

Planta de Pavimento RC Cota +

Fundação

Tabela 10 Quadro de Pilares inicial

P15	P16	P17	P18	P19	P20

Planta de Cobertura Cota +13.20m

Planta de Piso do 3º Andar Cota +

Planta de Piso do 2º Andar Cota +

Planta de Piso do 1º Andar Cota

Planta de Pavimento RC Cota +

Fundação

Tabela 11 Continuação da tabela 10

4. ANALISE DO CASO DE ESTUDO

4.1. Dimensionamento

4.1.1. Acções de cargas consideradas

As acções de carga que foram consideradas para a análise desta estrutura são: Peso próprio, sobrecarga, Vento, Revestimentos e paredes.

Para o dimensionamento da estrutura, as acções de carga permanentes no caso do peso dos elementos estruturais foram consideradas automaticamente pelo programa de cálculo "CypeCad", o peso de revestimentos e paredes foi introduzido o seu valor segundo RSA e tabelas Técnicas assim como a sobre carga. Para as acções de vento foi considerado as características do local onde a obra será implantada e foi colocado os seus factores e o programa "CypeCad" deduziu de acordo com a altura de cada piso em relação ao solo.

4.1.2. Quantificação das acções

Para servir de base á sua quantificação as regras de sua combinação, as acções são classificadas em acções permanentes, acções variáveis e acções de acidente (5.1. RSA).

4.1.3. Acções permanentes

As acções permanentes são aquelas que assumem valores constantes, ou com pequena variação em torno do seu valor médio durante toda ou praticamente toda vida útil da estrutura. Consideram-se como acções permanentes os pesos próprios dos elementos estruturais e não estruturais da construção, os pesos dos equipamentos fixos, os impulsos de terra, certos casos de pressões hidrostáticas, os pré-esforço e efeitos da retração e assentamentos de apoio (5.2. RSA)

Um edifício é submetido a diversas acções ao longo da sua vida útil, quer sejam elas permanente ou variável. Serão descritas todas as acções consideradas para efeitos deste projecto, de acordo com o RSA.

4.1.4. Peso próprio de elementos de Betão Armado

O peso próprio dos elementos estruturais foi calculado atendendo às dimensões e geometria de cada elemento e considerando o betão armado com um peso volúmico de 25 kN/m^3 , pelo que, tal quantificação será ilustrada à posterior.

As cargas referente a escadas estão no anexo 9.

4.1.5. Restante Carga Permanente

Os revestimentos que serão considerados são:

Reboco com 2cm de espessura de cimento = 0.4 kN/m^2

Ladrilhos Hidráulicos = 0.9 kN/m^2

4.1.6. Acções variáveis

- Cobertura (terraços acessíveis) = 2 kN/m^2

- Escadas (acesso privado) = 3 kN/m^2

- Pavimento residencial = 2 kN/m^2

- Cobertura (Terraços não acessíveis) = 1 kN/m^3

4.1.7. Acção do vento

A acção do vento no edifício foi quantificada de acordo com RSA no capítulo V, seguindo os procedimentos de cada um dos artigo.

Artigo 20^o - Zoneamento do território.

Devido a localização do edifício em Moçambique, o zoneamento do território do edifício foi considerado como pertencente a **Zona B** em Portugal (ilhas, faixa costeira de 5 km e altitudes superiores a 600m).

Artigo 21^o – Rugosidade aerodinâmica do solo

O tipo de rugosidade considerada foi de **rugosidade do tipo II** (rugosidade a atribuir aos restantes locais, nomeadamente zonas rurais e periferia de zonas urbanas).

Artigo 24^o – Pressão dinâmica do vento.

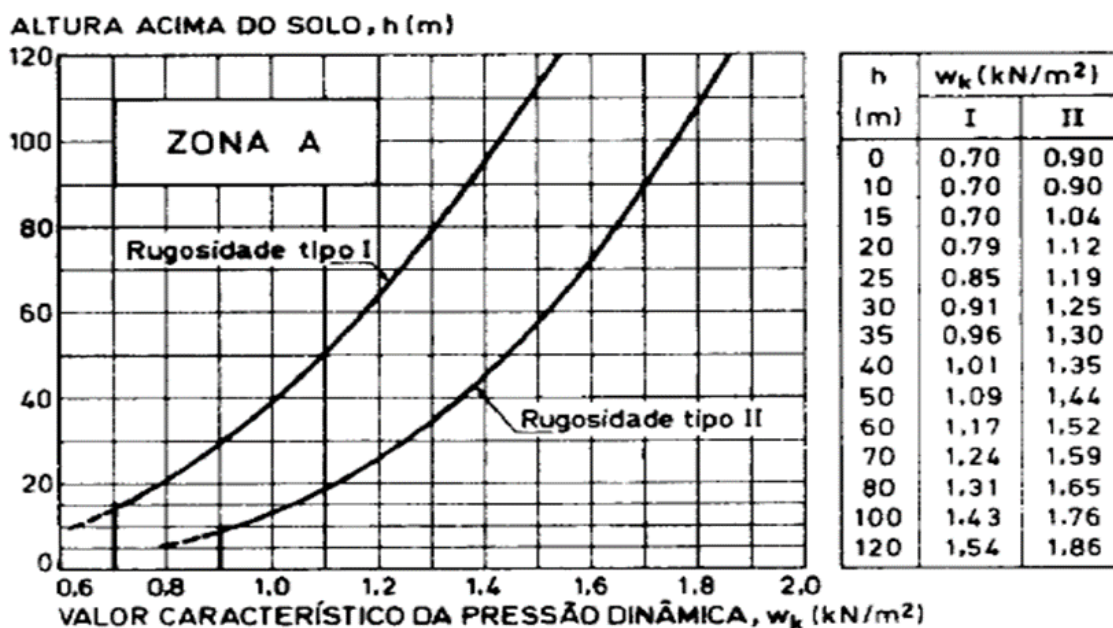


Figura 14 Determinação da pressão dinâmica (Fonte: RSA)

A altura do edifício acima do solo é de 13,2m e recorrendo ao gráfico acima e com as características do zoneamento e rugosidade obtemos a pressão dinâmica característica de

$$W_k = 1 \cdot 1,2 = 1,2 \text{ kN/m}^2$$

Coefficientes de forma

- Coeficientes de pressão exterior

Obteve-se os coeficientes a partir do ponto 3.2.2 do anexo I do RSA.

Para a determinação dos coeficientes de pressão exterior δ_{pe} determinou-se a relação entre as dimensões em planta do projecto e a respectiva altura.

$$a = 12,69 \text{ m};$$

$$b = 10,51 \text{ m e}$$

$$h = 13,2m$$

Onde:

- a e b – Representam, respectivamente a maior e menor dimensão em planta.

- h – Representa a altura do edifício.

Logo:

$$h/b=13,2/10,51=1,26$$

$$a/b=12,69/10,51=1,2$$

Com os seguintes valores obtém-se os valores de δ_{pe}

Direcção do vento	A	B	C	D
0°	+0,7	-0,25	-0,6	-0,6
90°	-0,6	-0,6	+0,7	-0,25

Tabela 12 Coeficiente de pressão exterior δ_{pe}

- Coeficientes de pressão interior δ_{pi}

Obteve-se os coeficientes pelas regras simplificadas, que têm em conta as características e a distribuição das aberturas nas paredes exteriores.

O edifício apresenta fachadas com permeabilidade semelhante logo $\delta_{pi} = -0.3$

- Coeficientes de pressão δ_p

Obtém-se da soma dos coeficientes de pressão interior e exterior

Direcção do vento	A	B	C	D
0°	+0,4	-0,55	-0,9	-0,9
90°	-0,9	-0,9	+0,4	-0,55

Tabela 13 coeficiente de pressão δ_p

Por fim multiplica-se a pressão dinâmica do vento pelo coeficiente de pressa.

$$P=w_k^* \delta_p$$

Direcção do vento	A	B	C	D
0°	+0,48	-0,66	-1,08	-1,08
90°	-1,08	-1,08	+0,48	-0,66

Tabela 14 Pressão global

4.1.8. Combinação de Acções

Verificação dos ELU.

Combinação fundamental geral:

$$E_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{Gi} x G_{ik} + \gamma_q x Q_{1k} + \sum_{j=2}^n \gamma_q x \psi_{0j} x Q_{jk}$$

Equação 17 Combinação Fundamental

Acção variável de base Vento:

$$E_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{Gi} x G_{ik} + \gamma_q x Q_{Wk} + \sum_{j=2}^n \gamma_q x \psi_{0j} x Q_{jk}$$

Equação 18 Combinação tendo a acção do vento como base

Verificação dos ELS

Combinações raras:

$$E_d = \sum_{i=1}^m G_{ik} + Q_{1k} + \sum_{j=2}^n \psi_{1j} x Q_{jk}$$

Equação 19 Combinação rara de acções

Combinações frequentes:

$$E_d = \sum_{i=1}^m G_{ik} + Q_{1k} x \psi_1 + \sum_{j=1}^n \psi_{2j} x Q_{jk}$$

Equação 20 Combinação frequente de acções

Combinação quase-Permanente:

$$E_d = \sum_{i=1}^m G_{ik} + \sum_{j=1}^n \psi_{2j} x Q_{jk}$$

Equação 21 Combinação quase-permanente de acção

Acção	Coeficientes ψ		
	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Vento	0.6	0.2	0
Sobrecarga: Pavimento e Cobertura	0.4	0.3	0.2

Tabela 15 Coeficiente de redução das acções variáveis

4.2. Pré-dimensionamento dos elementos

Seguindo a ordem natural de transmissão de carga, iniciar-se-á o pré-dimensionamento dos elementos a partir das lajes depois as vigas e por fim os pilares.

Nas figuras abaixo, constam a ordem das designações dos elementos estruturais em cada piso, que serão considerados no pré-dimensionamento de modo ter um melhor controlo do seu posicionamento e orientação no projecto. As plantas de elementos estruturais estão no anexo 1.

4.3. Pré-dimensionamento das lajes

O pré-dimensionamento das lajes foi feito tendo consideração o controlo indirecto da deformação e o nível de esforços na laje, ou seja aplicando-se a equação 1, tabela 2 e tabela 3 para os vários painéis de lajes contidos do primeiro andar até a cobertura.

O pré-dimensionamento para a laje do pavimento térreo não será feito porque a laje encontra-se apoiado no chão, ou seja não terá momentos produzidos nele. A sua espessura será mínima de modo a não ter assentamento no seu piso. Mas estruturalmente não afecta a estrutura do edifício.

As tabelas que se seguem apresentam de forma resumida as dimensões dos painéis de lajes em cada piso nas duas dimensões, os respectivos coeficientes adoptados para a determinação da espessura mínima.

Paineis	lx (m)	ly (m)	IM/lm	e Cal. (cm)	e adoptado (cm)
L1	0.85	5.16	6.07	4.53	20
L2	4.69	5.16	1.10	7.82	
L3	2.15	1.81	1.19	8.75	
L4	5	5.16	1.03	10.00	
L5	2.52	2.45	1.03	11.84	
L6	0.85	5.45	6.41	6.80	
L7	4.29	5.45	1.27	8.58	
L8	2.92	3.28	1.12	4.87	
L9	5	5.45	1.09	10.00	
L10	4.29	0.49	8.76	3.92	
L11	5	0.49	10.20	3.92	

Tabela 16 Pré-dimensionamento da laje do piso 2

Paineis	lx	ly	LM/Lm	e (cm)	e adoptado (cm)
L1	5.54	5.16	1.073643	19.11111	20
L2	5	5.16	1.032	18.51852	
L3	2.16	2.35	1.087963	8	
L4	4.2	5.16	1.228571	15.55556	
L5	2.92	3.28	1.123288	10.81481	
L6	5	5.45	1.09	18.51852	
L7	5	0.49	10.20408	1.324324	

Tabela 17 Pré-dimensionamento da laje do piso 3

Paineis	Lx (m)	Ly (m)	LM/Lm	e (cm)	e adoptado (cm)
L1	5.54	5.16	1.073643	0.191111	20
L2	5	5.16	1.032	0.185185	
L3	2.16	2.35	1.087963	0.08	
L4	4.2	5.16	1.228571	0.155556	
L5	2.92	3.28	1.123288	0.108148	
L6	5.15	5.45	1.058252	0.190741	
L7	5.15	0.49	10.5102	0.013243	

Tabela 18 Pré-dimensionamento da laje do piso 4

Paineis	Lx (m)	Ly (m)	LM/Lm	e (cm)	e adoptado (cm)
L1	5	5.16	1.032	18.52	20
L2	2.16	2.35	1.087963	8.00	
L3	3	5.45	1.816667	11.11	
L4	3	5.16	1.72	11.11	

Tabela 19 Pré-dimensionamento da laje do piso da cobertura

Tendo as dimensões mínimas da laje e por questões de estar mais do lado da segurança optou-se por adoptar uma espessura final de 20 *cm* para as lajes de todos pisos inclusive a cobertura.

Dimensões que serão consideradas na modelagem da estrutura, para a obtenção dos esforços na laje e dos restantes elementos.

4.4. Pré-dimensionamento das vigas

O pré-dimensionamento das vigas foi realizado tendo consideração as deformações.

E devido a repetição das dimensões das vigas nos pórticos e de modo a simplificar o dimensionamento, optou se por atribuir mesma dimensão para todas as vigas do mesmo piso como se demonstra nas tabelas abaixo.

Nas vigas do pavimento térreo nelas não vai se apoiar lajes, terão dimensões mínimas porque tem mais função de dar rigidez a estrutura do que de resistir as cargas da laje.

Vigas	l (m)	α	hm (m)	h
V-101	2.14	2.4	25.68	30
V-102	0.7	2.4	8.4	
V-103	4.01	0.8	16.04	
V-104	2.75	0.6	8.25	
V-105	5	0.8	20	
V-106	2.75	1	13.75	
V-107	0.85	0.8	3.4	
V-108	4.09	0.6	12.27	
V-109	2.75	0.6	8.25	
V-110	5.15	0.8	20.6	
V-111	2.35	1	11.75	
V-112	1.12	2.4	13.44	
V-113	4.69	0.6	14.07	
V-114	2.15	0.6	6.45	
V-115	5.15	0.8	20.6	
V-116	5.4	0.8	21.6	
V-117	5.3	0.8	21.2	
V-118	1.58	2.4	18.96	
V-119	2.24	0.6	6.72	
V-120	3.2	0.8	12.8	
V-121	1.81	1	9.05	
V-122	1.58	2.4	18.96	
V-123	2.24	0.6	6.72	
V-124	3.2	0.6	9.6	
V-125	3.6	0.6	10.8	
V-126	1.66	0.8	6.64	
V-127	0.9	2.4	10.8	
V-128	5.35	0.6	16.05	
V-129	5.26	0.8	21.04	

Vigas	l	α	hm	h
V-201	0.47	2.4	5.64	35
V-202	0.78	2.4	9.36	
V-203	4.29	1	21.45	
V-204	5.2	1	26	
V-205	2.95	1	14.75	
V-206	0.4	2.4	4.8	
V-207	0.75	0.6	2.25	
V-208	4.09	0.6	12.27	
V-209	2.75	0.6	8.25	
V-210	5.1	0.8	20.4	
V-211	1.12	2.4	13.44	
V-212	4.69	0.6	14.07	
V-213	2.15	0.6	6.45	
V-214	5.12	0.8	20.48	
V-215	5.4	0.8	21.6	
V-216	5.31	0.8	21.24	
V-217	0.51	2.4	6.12	
V-218	2.24	0.6	6.72	
V-219	3.21	0.8	12.84	
V-220	3.7	0.8	14.8	
V-221	1.66	0.8	6.64	
V-222	1.61	2.4	19.32	
V-223	2.24	0.6	6.72	
V-224	3.11	0.6	9.33	
V-225	3.6	0.6	10.8	
V-226	1.66	0.8	6.64	
V-227	0.92	2.4	11.04	
V-228	5.35	0.6	16.05	
V-229	5.26	0.8	21.04	

Tabela 20 Pré-dimensionamento de vigas do primeiro e segundo piso

Vigas	l	Alfa	hm	h
V-301	0.47	2.4	5.64	35
V-302	0.78	2.4	9.36	
V-303	5.2	1	26	
V-304	2.95	1	14.75	
V-305	0.41	2.4	4.92	
V-306	0.75	0.6	2.25	
V-307	4.09	0.6	12.27	
V-308	2.8	0.6	8.4	
V-309	5.05	0.8	20.2	
V-310	1.12	2.4	13.44	
V-311	4.69	0.6	14.07	
V-312	2.15	0.6	6.45	
V-313	5.1	0.8	20.4	
V-314	0.51	2.4	6.12	
V-315	2.24	0.6	6.72	
V-316	3.21	0.8	12.84	
V-317	3.69	0.8	14.76	
V-318	1.66	0.8	6.64	
V-319	1.61	2.4	19.32	
V-320	2.24	0.6	6.72	
V-321	3.11	0.6	9.33	
V-322	3.6	0.6	10.8	
V-323	1.66	0.8	6.64	
V-324	0.9	2.4	10.8	
V-325	5.35	0.6	16.05	
V-326	5.26	0.8	21.04	

Vigas	l	Alfa	hm	h
V-401	0.47	2.4	5.64	35
V-402	0.78	2.4	9.36	
V-403	5.2	1	26	
V-404	2.95	1	14.75	
V-405	0.41	2.4	4.92	
V-406	0.75	0.6	2.25	
V-407	4.09	0.6	12.27	
V-408	2.8	0.6	8.4	
V-409	5.05	0.8	20.2	
V-410	1.12	2.4	13.44	
V-411	4.69	0.6	14.07	
V-412	2.15	0.6	6.45	
V-413	5.1	0.8	20.4	
V-414	0.51	2.4	6.12	
V-415	2.24	0.6	6.72	
V-416	3.21	0.8	12.84	
V-417	3.69	0.8	14.76	
V-418	1.66	0.8	6.64	
V-419	1.61	2.4	19.32	
V-420	2.24	0.6	6.72	
V-421	3.11	0.6	9.33	
V-422	3.6	0.6	10.8	
V-423	1.66	0.8	6.64	
V-424	0.9	2.4	10.8	
V-425	5.35	0.6	16.05	
V-426	5.26	0.8	21.04	

Tabela 21 Pré-dimensionamento de vigas do terceiro e quarto piso

Vigas	l	Alfa	hm	h
V-501	0.47	2.4	5.64	35
V-502	0.78	2.4	9.36	
V-503	2.95	1	14.75	
V-504	2.92	0.8	11.68	
V-505	5.1	0.8	20.4	
V-506	4.87	0.8	19.48	
V-507	2.15	0.6	6.45	
V-508	5.1	0.8	20.4	
V-509	0.51	2.4	6.12	
V-510	2.24	0.6	6.72	
V-511	3.21	0.8	12.84	
V-512	3.6	0.8	14.4	
V-513	1.66	0.8	6.64	
V-514	1.61	0.8	6.44	
V-515	2.24	0.6	6.72	
V-516	3.11	0.6	9.33	
V-517	3.6	0.6	10.8	
V-518	1.66	0.8	6.64	
V-519	0.9	2.4	10.8	
V-520	3.35	0.6	10.05	
V-521	5.26	0.8	21.04	

Tabela 22 Pré-dimensionamento de vigas do Piso da cobertura

Tendo as alturas mínimas das vigas de acordo com as verificações de REBAP, optou se por aumentar na margem maior de 20cm de modo a ter maior rigidez das vigas e possa verificar aos estados limites de utilização.

Essas dimensões das vigas serão consideradas na modelagem da estrutura para o seu dimensionamento. Sendo a largura de todas as vigas de 20 cm.

4.5. Pré-dimensionamento de pilares

O dimensionamento da estrutura foi feito recorrendo ao programa de cálculo estrutural CYPECAD que se baseia no comportamento elástico dos materiais.

Antes de se proceder ao cálculo que serviram de base ao dimensionamento das armaduras foi necessário efectuar um pré-dimensionamento dos pilares.

O pré-dimensionamento dos pilares foi feito com base nas parcelas das cargas sobre as lajes que descarregam em determinadas vigas ligadas à determinados pilares e, para tal, tornou-se indispensável calcular a totalidade das cargas sobre as lajes de cada piso e multiplicar pela área de influência do pilar em causa.

O peso próprio das lajes foi calculado tendo em conta as espessuras das lajes, e o peso dos revestimentos tendo em conta a Tabela 23 e por fim somando as cargas permanentes. Os valores das sobrecargas foram as consideradas nas acções variáveis e por fim o cálculo da carga majorada em 50% em cada piso, como se pode ver na tabela abaixo.

Lage	H Lage (m)	P.prop (KN/m ²)	P. Revest. (KN/m ²)	g (KN/m ²)	SC (KN/m ²)	Qsd (KN/m ²)
Piso 1	0.20	0	0	0	0	0
Piso 2	0.20	5	1.3	6.3	2	12.45
Piso 3	0.20	5	1.3	6.3	2	12.45
Piso 4	0.20	5	1.3	6.3	2	12.45
Cobertura	0.20	5	0.8	5.8	1	10.2

Tabela 23 Cargas nas Lajes

Onde:

qsd' - Carga total majorada em cada piso que o pilar apoia a laje em, (KN/m²)

Pilar	Área de Influência em m ²				PP _{sd} Laje (KN/m ²)	PP _{sd} Revest. (KN/m ²)	SC _{sd} (KN/m ²)	fp	N _{sd} Calc. (KN)	A (cm ²)	B (cm)	H calc. (cm)	H. adopt. (cm)
	Piso 2	Piso 3	piso 4	Cobertura									
1	0.00	0.00	0.00	2.17	16.25	2.60	3.25	1.5	33.14	24.92	20	1.25	20
2	1.86	0.00	0.00	0.00	13.94	3.62	5.58	1.3	30.08	22.62	20	1.13	20
3	2.29	0.00	0.00	3.64	44.45	8.83	12.33	1.5	98.41	73.99	20	3.70	20
4	2.80	2.80	2.80	3.64	90.27	20.74	30.65	1.5	212.51	159.78	20	7.99	20
5	6.75	6.75	6.75	0.00	151.88	39.49	60.75	1.3	327.75	246.43	20	12.32	20
6	7.48	4.11	4.11	0.00	117.73	30.61	47.09	1.5	293.15	220.41	20	11.02	20
7	8.46	6.60	6.60	3.69	190.07	46.65	70.49	1.3	399.38	300.28	20	15.01	20
8	8.83	8.83	8.83	3.69	226.44	56.11	85.04	1.3	477.86	359.29	20	17.96	20
9	0.75	0.75	0.75	0.00	16.96	4.41	6.78	1.5	42.23	31.75	20	1.59	20
10	11.11	11.11	11.11	0.00	249.93	64.98	99.97	1.3	539.34	405.52	20	20.28	25
11	11.23	11.23	11.23	3.45	278.66	69.86	106.28	1.3	591.25	444.55	20	22.23	25
12	12.73	12.73	12.73	4.46	319.77	79.80	121.22	1.3	677.04	509.05	20	25.45	30
13	13.26	13.26	13.26	6.45	346.78	85.33	129.04	1.5	841.72	632.87	20	31.64	35
14	8.84	8.84	8.84	2.31	216.16	54.47	83.00	1.3	459.71	345.64	20	17.28	20
15	9.24	9.24	9.24	8.76	273.53	64.55	96.27	1.3	564.65	424.55	20	21.23	25
16	7.99	7.99	7.99	0.00	179.66	46.71	71.87	1.5	447.37	336.36	20	16.82	20
17	3.10	3.10	3.10	0.00	69.74	18.13	27.90	1.5	173.66	130.57	20	6.53	20
18	3.24	3.24	3.24	2.26	89.87	21.67	32.55	1.5	216.13	162.50	20	8.13	20
19	6.58	6.58	6.58	6.45	196.31	46.20	68.85	1.5	467.05	351.16	20	17.56	20

Tabela 24 Pré-dimensionamento das secções dos Pilares

Genericamente, determinado o valor de N_{sd} , a secção do pilar obtem-se a partir da expressão:

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \sigma \cdot A_c$$

Logo,

$$A_c = N_{sd} / \sigma$$

O valor de σ podemos obter na Tabela 3.

Depois de se ter determinado a area da sexão do pilar fixou-se o valor de um dos lados de acordo com o REBAP que prevê dimensão mínima de 20cm. Alguns Pilares terão dimensões maiores de modo a contraventar o edificio na direcção de menor rigidez global.

4.6. Modelagem da estrutura

A estrutura será analisada recorrendo ao programa de cálculo automático, onde será modelado como um pórtico espacial. Tendo sido feita a quantificação das acções e o pré-dimensionamento dos elementos estruturais, seguiremos com o processo de modelagem da estrutura em que vai-se colocar todas as acções, dimensões dos elementos da estrutura e fazer-se uma análise global do funcionamento de todos os elementos estruturais.

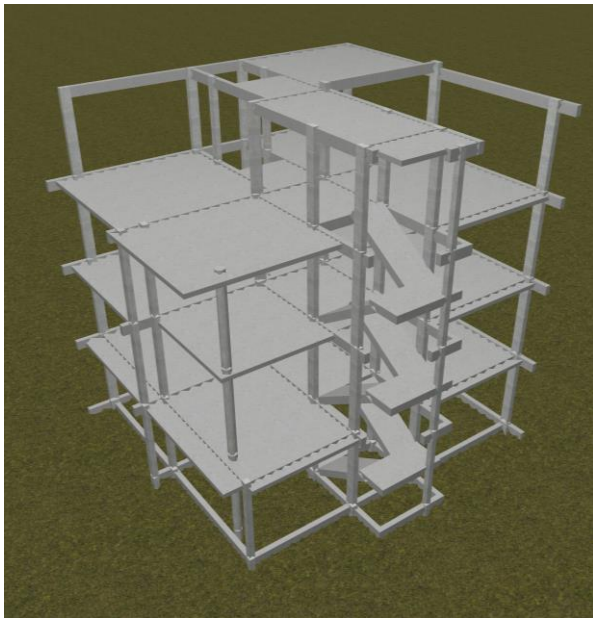


Figura 15 Modelo da estrutura

4.7. Determinação dos esforços e dimensionamento dos elementos

Após a modelagem da estrutura, recorreu-se ao programa de cálculo automático para obtenção dos esforços em todos seus elementos sob acção das cargas já determinadas, tendo-se chegado aos seus valores. Relativamente ao dimensionamento foi feito de modo a estar dentro nas normas estabelecidas no REBAP, no que se refere a verificações aos estados limites últimos e estados limites de utilização.

4.8. Determinação dos momentos flectores das lajes

Os diagramas dos momentos flectores estão no anexo 2

4.9. Dimensionamento das Lages

Nesta fase do projecto procedemos ao dimensionamento das lajes de todos os pisos. Verificaram-se os estados limites últimos e os estados limites de serviço.

Os principais esforços que aparecem nas lajes são devidos às cargas verticais. Como tal, a combinação fundamental foi a determinante para o dimensionamento das mesmas.

4.9.1. Estados limites últimos

- Estado limite de resistência à flexão

Armadura mínima (Artigo 90.º - REBAP)

$$A_{s_{min}} = \frac{q_{min} \cdot b_t \cdot d}{100}$$

Equação 22 Armadura de flexão mínima na laje

Onde:

A_s - Área da secção da armadura;

b_t - Largura média da zona traccionada;

d - Altura útil da secção.

O aço a usar é do tipo A400, sendo assim o $q_{min}=0.15$ e o b_t a considerar é de 1.0m

$$d = h - c - \frac{\phi_L}{2}$$

Equação 23 Altura útil nas lajes

Em que:

h- Altura da laje;

$\phi_L/2$ - Metade do diâmetro do varão longitudinal, que, usualmente e por simplificação, se considera um varão de 12 mm para lajes vigadas;

c- Recobrimento das armaduras.

Com base na localização do edifício, estima-se que o ambiente seja pouco agressivo, logo, pelo artigo 78º do REBAP, considerando B25, C=2 cm.

- Armadura longitudinal

Determinou-se a quantidade de armadura longitudinal a utilizar, através das seguintes expressões:

$$\mu = \frac{M_{sd}}{b \times d^2}$$

Equação 24 Cálculo do momento flector reduzido

Onde:

μ - Momento flector reduzido em (MPa);

M_{sd} - Valor do momento flector actuante em (KNmm);

b- Largura da secção transversal da laje ($b=1.0m$);

d - (m)- Altura útil da secção transversal da laje;

$$A_s = \frac{\rho \times b \times d}{100}$$

Equação 25 Cálculo das armaduras na laje

Onde:

A_s - Área da armadura longitudinal;

ρ - Percentagem da armadura.

- Artigo 105º Espaçamento máximo dos varões da armadura principal

Tabela 18 Espaçamento máximo dos varões de armadura principal

Nota: O dimensionamento das armaduras na laje, cálculo da altura útil e armadura mínima, encontram-se no anexo 1.

4.9.2. Determinação dos esforços transversos das lajes

Os diagramas de esforços transversos estão no anexo 3

Dimensionamento ao esforço transverso

Estado limite último de resistência ao esforço transverso

Para que se verifique a segurança em relação ao estado último ao esforço transverso, sem recurso a armadura, terá de se verificar a seguinte condição:

$$V_{sd,max} \leq V_{Rd}$$

Equação 26 Verificação de Segurança na laje ao esforço transverso

- Esforço transverso resistente

$$V_{Rd} = V_{cd} + V_{wd}$$

Equação 27 Esforço transverso resistente na laje

Considera-se $V_{wd}=0$, já que não teremos armaduras específicas de esforço transverso.

$$V_{sd} \leq V_{cd} \rightarrow V_{sd} \leq \tau_1 \cdot b_w \cdot d \cdot 0,6 \cdot (1,6 - d)$$

Equação 28 Comparação com V_{sd}

Em que:

τ_1 - Tensão cujo valor é dado no quadro VI do REBAP;

b_w -considera-se igual a 1.0m;

d - Altura útil da secção.

V_{sd} – Esforço transverso de cálculo (KN)

Verificação ao esforço transverso na laje

PISO	V_{sdxmax}	$V_{sdyymax}$	V_{rd}	V_{cd}
2	60	45.4	680	94.809
3	69.7	31.5	680	94.809
4	46.3	13.8	680	94.809
Cobertura	23.5	10.4	680	94.809

Tabela 25 Esforço transverso nas lajes

As armaduras das lajes estão no anexo 4.

4.9.3. Deformações na laje

As deformações da laje são tidas em conta para não afectar o adequado funcionamento do edifício em geral e elementos constituintes, em particular.

A limitação da deformação é assegurada com base na selecção da espessura mínima da laje como função do vão livre, conforme estabelecido no REBAP.

4.9.4. Determinação dos esforços nas vigas

Nota: A determinação dos diagramas dos esforços nas vigas para a combinação fundamental encontram-se nos anexos 2.

Devido a quantidade de diagramas, apenas serão apresentados os diagramas que apresentam os maiores esforços em cada piso e que serão utilizados para o cálculo das armaduras necessárias nas vigas.

4.9.5. Dimensionamento de vigas

Estados limite últimos

A verificação dos estados limites teve como base os pressupostos do REBAP.

Estado limite último de resistência à flexão

O dimensionamento das armaduras longitudinais foi feito com base no modelo de diagrama rectangular de tensões no betão, considerando uma secção de viga rectangular equivalente.

Para o cálculo da altura útil da armadura admitiu-se que seriam utilizados varões de $\phi 6 \text{ mm}$ para os estribos e de $\phi 12 \text{ mm}$ para as armaduras longitudinais.

O recobrimento considerado foi de 2.0 cm, com base no artigo 78. ° do REBAP.

Armadura mínima de flexão (Artigo 90. °- REBAP)

$$A_{S_{min}} = \frac{\rho_{min} \cdot b_t \cdot d}{100}$$

Equação 29 Armadura mínima em vigas

Onde:

A_s - Área da secção da armadura;

b_t - Largura média da zona tracionada;

d - Altura útil da secção.

O aço a usar é do tipo A400, sendo assim o $\rho_{min}=0.15$.

$$d = H - c - \frac{\phi_L}{2} - \phi_t$$

Equação 30 Altura útil em vigas

Em que:

H- Altura da viga; 45

ϕ_L - Metade do diâmetro do varão, que, usualmente e por simplificação, se considera um varão de 12mm para lajes vigadas;

c- Recobrimento das armaduras.

Espaçamento máximo dos varões de armadura longitudinais (artigo 91.º-REBAP)

O espaçamento depende do ambiente e do tipo do aço, para o projecto em que temos um ambiente pouco agressivo e A400 podemos considerar um espaçamento máximo de 12.5cm

Distância mínima entre armaduras (S)

No caso de armaduras para betão armado $S_{mim} = (\phi_{maior}, \phi_{menor}, 2cm)$

A distância livre entre armaduras pode ser calculada pela expressão

$$S = \frac{b - 2 * C - 2 * \phi_{transv.} - n * \phi_{long}}{n - 1}$$

Equação 31 Cálculo do espaçamento de armaduras longitudinais em vigas

Onde:

b- largura da viga

c- recobrimento

$\emptyset_{transv.}$ - diâmetro do estribo

n- número de varões.

\emptyset_{long} -Armadura longitudinal

As armaduras longitudinais de flexão foram dimensionadas com base nos esforços obtidos pelo programa de cálculo automático CYPECAD para a combinação de acções mais desfavorável.

Determinou-se a quantidade de armadura longitudinal a utilizar, através das seguintes expressões:

$$\mu = \frac{M_{sd}}{b \times d^2}$$

Equação 32 Momento reduzido em vigas

Onde:

μ - Momento flector reduzido em (MPa);

M_{sd} - Valor do momento flector actuante em (KNmm);

b- Largura da secção transversal da laje ($b=1.0m$);

(m)- Altura útil da secção transversal da laje;

$$A_s = \frac{\rho \times b \times d}{100}$$

Equação 33 Calculo de armaduras em vigas

Onde:

A_s - Área da armadura longitudinal;

ρ - Percentagem da armadura.

b- largura da viga

Nota: Utilizando as expressões acima referidas foi possível determinar a área das armaduras longitudinais. Após a determinação do valor da área de armadura longitudinal obtêm-se a quantidade e o diâmetro dos varões correspondentes a cada área de armadura como se verá no anexo 7.

Estado limite último de resistência ao esforço transversal

O dimensionamento da viga ao estado limite de resistência ao esforço transversal foi feito com base na teoria da treliça de Mörsch, convenientemente corrigida.

Artigo 94.º Armadura mínima do esforço transversal

A armadura mínima foi dimensionada com base na taxa mínima de armadura de esforço transversal.

Para o aço A400, a taxa mínima de armadura de esforço de transversal deve ser $\rho_w=0.10$.

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{b_w \cdot s \cdot \sin(\alpha)} \times 100$$

Equação 34 Armaduras transversal mínima em vigas

Onde:

ρ_w - Taxa de armadura de esforço transversal;

A_{sw} - Área total da secção transversal dos vários ramos do estribo;

b_w - Largura da alma da secção;

s - Espaçamento dos estribos;

α - Ângulo formado pelos estribos com o eixo da viga.

• Artigo 53.º Armadura de esforço transversal

O dimensionamento das armaduras resistentes ao esforço transversal foi feito considerando o esforço transversal mais gravoso presente na viga, para a combinação envolvente do CYPECAD.

$$B25 \rightarrow \tau_1 = 0.650kPa \text{ e } \tau_2 = 4.0MPa$$

No cálculo da armadura transversal segue-se a seguinte sequência:

- Cálculo da resistência atribuída ao betão

$$V_{cd} = \tau_1 \cdot b_w \cdot d$$

Equação 35 Resistência atribuída ao betão

- Verificação do valor máximo do esforço transversal resistente

$$V_{Rd,max} \leq \tau_2 \cdot b_w \cdot d$$

Equação 36 Esforço transversal resistente

- Cálculo da resistência das armaduras de esforço transversal

$$V_{wd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{syd} \cdot (1 + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha$$

Equação 37 Resistência das armaduras do esforço transversal

- Cálculo da armadura transversal e respectivo espaçamento

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{wd}}{0,9 \cdot d \cdot f_{syd}}$$

Equação 38 Armadura transversal e seu espaçamento

4.9.6. Verificação ao esforço transversal nas vigas mais solicitadas em cada piso

PISO	VIGA	V_{sd}	V_{rdmax}	V_{cd}	V_{wd}	V_{rd}
1	6	81.27	212.8	34.58	47.46365	82.04365
2	5	99	252.8	41.08	83.25913	124.3391
3	21	124.28	252.8	41.08	83.52261	124.6026
4	25	90.44	255.2	41.47	51.74609	93.21609
Cobertura	17	51.29	254.4	41.34	51.58387	92.92387

Tabela 26 Esforço transversal nas vigas

4.9.7. Verificação das armaduras nas vigas mais solicitadas em cada piso

piso	viga	M	N	b	d	μ	v	A'/A	ω	As	A	Armadura
1	6	38.91	14.22	0.2	0.268	0.204	0.018	1	0.443	9.07488	4.53744	4Φ12
2	29	62.48	0	0.2	0.314	0.238	0	0	0.291	6.984334	6.984334	2Φ20 e 3Φ16
3	13	52.5	0	0.2	0.316	0.198	0	0	0.233	5.627887	5.627887	3Φ16
4	25	53.03	0	0.2	0.314	0.202	0	0	0.233	5.592268	5.592268	2Φ20
5	8	25.05	0	0.2	0.318	0.093	0	0	0.102	2.479303	2.479303	4Φ12

Tabela 27 Verificação de algumas Vigas

4.10. Dimensionamento dos pilares

Determinação dos esforços em pilares

Observação: o anexo 5 representa os esforços desfavoráveis (majorados), correspondentes à pior combinação que produz as maiores tensões e/ou deformações. Inclui a amplificação de esforços devidos aos efeitos de segunda ordem e excentricidade adicional por encurvadura.

As armaduras adoptadas foram retiradas directamente dos resultados do CYPECAD.

O dimensionamento das armaduras de flexão e corte foi efectuado de acordo com o preconizado no REBAP.

Armadura mínima e máxima (Artigo 121.º do REBAP)

$$A_{S_{min}} = \frac{0.6}{100} \times A_c$$

$$A_{S_{max}} = \frac{8}{100} \times A_c$$

Equação 39 Armadura mínima e máxima em pilares

No anexo 5 as Armaduras estão dispostas da seguinte maneira:

Primeira armadura: Armadura de canto.

Segunda armadura: Armadura da face X.

Terceira armadura: Armadura da face Y.

4.11. Dimensionamento de fundações

Em virtude do afastamento dos pilares, diversos afastamentos, e da magnitude das cargas actuantes, o cálculo resultou em diferentes cargas a transmitir aos solos de fundação.

Foram analisadas várias soluções de fundações. As soluções em fundações directas afiguram-se mais adequadas para a situação tendo em conta os factores de execução e económicos.

Deste modo, serão utilizadas sapatas isoladas excêntricas e centradas, algumas com vigas de equilíbrio com dimensões variando segundo indicado nas peças desenhadas.

4.11.1. Pré-dimensionamento

Conhecido o esforço axial na base dos pilares e dos muros laterais efectuou-se através da expressão seguinte a contabilização da área mínima das fundações a partir do valor da tensão admissível do terreno:

$$A_{min} \geq \frac{N_{pilar}}{\sigma_{Admissivel}}$$

Equação 40 Pré-dimensionamento de sapatas

A tensão admissível como referido na revisão bibliográfica será de $0.2MPa$.

O processo de dimensionamento de uma estrutura consiste num processo iterativo que passa por várias alterações. Devido a estas iterações as dimensões foram modificadas várias vezes de modo chegar aos valores finais das secções dos elementos que resistam a todas as acções a que estão sujeitos.

Tendo-se chegado as seguintes soluções:

Referências	Geometria	Armadura
P1	Sapata rectangular excêntrica Largura inicial X: 40.0 cm Largura inicial Y: 40.0 cm Largura final X: 40.0 cm Largura final Y: 40.0 cm Largura sapata X: 80.0 cm Largura sapata Y: 80.0 cm Altura: 30.0 cm	X: 3Ø12a/25 Y: 3Ø12a/25
P5	Sapata rectangular excêntrica Largura inicial X: 95.0 cm Largura inicial Y: 102.5 cm Largura final X: 10.0 cm Largura final Y: 102.5 cm Largura sapata X: 105.0 cm Largura sapata Y: 205.0 cm Altura: 60.0 cm	X: 16Ø12a/12.5 Y: 8Ø12a/12.5
P11	Sapata rectangular excêntrica Largura inicial X: 92.5 cm Largura inicial Y: 92.5 cm Largura final X: 92.5 cm Largura final Y: 92.5 cm Largura sapata X: 185.0 cm Largura sapata Y: 185.0 cm Altura: 60.0 cm	X: 14Ø12a/12.5 Y: 14Ø12a/12.5
P12	Sapata rectangular excêntrica Largura inicial X: 105.0 cm Largura inicial Y: 105.0 cm Largura final X: 105.0 cm Largura final Y: 105.0 cm Largura sapata X: 210.0 cm Largura sapata Y: 210.0 cm Altura: 70.0 cm	X: 11Ø16a/19 Y: 11Ø16a/19
P13	Sapata rectangular excêntrica Largura inicial X: 130.0 cm Largura inicial Y: 140.0 cm Largura final X: 10.0 cm Largura final Y: 140.0 cm Largura sapata X: 140.0 cm Largura sapata Y: 280.0 cm Altura: 70.0 cm	X: 14Ø16a/19 Y: 13Ø12a/10
P16	Sapata rectangular excêntrica Largura inicial X: 107.5 cm Largura inicial Y: 100.0 cm Largura final X: 107.5 cm Largura final Y: 10.0 cm Largura sapata X: 215.0 cm Largura sapata Y: 110.0 cm Altura: 60.0 cm	X: 8Ø12a/12.5 Y: 17Ø12a/12.5
P19	Sapata rectangular excêntrica Largura inicial X: 170.0 cm Largura inicial Y: 170.0 cm Largura final X: 10.0 cm Largura final Y: 10.0 cm Largura sapata X: 180.0 cm Largura sapata Y: 180.0 cm Altura: 80.0 cm	X: 7Ø20a/26 Y: 7Ø20a/26

Referências	Geometria	Armadura
(P2-P6)	Sapata retangular excêntrica Largura inicial X: 119.2 cm Largura inicial Y: 169.1 cm Largura final X: 90.8 cm Largura final Y: 40.9 cm Largura sapata X: 210.0 cm Largura sapata Y: 210.0 cm Altura: 40.0 cm	Sup X: 11Ø12a/18 Sup Y: 11Ø12a/18 Inf X: 11Ø12a/18 Inf Y: 11Ø12a/18
(P9-P10)	Sapata retangular excêntrica Largura inicial X: 70.0 cm Largura inicial Y: 112.5 cm Largura final X: 145.0 cm Largura final Y: 102.5 cm Largura sapata X: 215.0 cm Largura sapata Y: 215.0 cm Altura: 60.0 cm	Sup X: 17Ø12a/12.5 Sup Y: 17Ø12a/12.5 Inf X: 17Ø12a/12.5 Inf Y: 17Ø12a/12.5
(P3-P4-P7-P8)	Sapata retangular excêntrica Largura inicial X: 50.0 cm Largura inicial Y: 299.5 cm Largura final X: 325.0 cm Largura final Y: 75.5 cm Largura sapata X: 375.0 cm Largura sapata Y: 375.0 cm Altura: 60.0 cm	Sup X: 29Ø12a/12.5 Sup Y: 29Ø12a/12.5 Inf X: 29Ø12a/12.5 Inf Y: 29Ø12a/12.5
(P14-P15-P17-P18)	Sapata retangular excêntrica Largura inicial X: 65.0 cm Largura inicial Y: 200.0 cm Largura final X: 280.0 cm Largura final Y: 10.0 cm Largura sapata X: 345.0 cm Largura sapata Y: 210.0 cm Altura: 70.0 cm	Sup X: 11Ø16a/19 Sup Y: 18Ø16a/19 Inf X: 11Ø16a/19 Inf Y: 18Ø16a/19

Tabela 28 Listagem de armaduras e dimensões das sapatas

A dimensão e armaduras das vigas de equilíbrio consideradas se encontram na tabela abaixo.

4.11.2. Listagem De Vigas De Equilíbrio

Referências	Tipo	Geometria	Armadura
[(P9-P10) - P16]	VC.T-2.1	Largura: 40.0 cm Altura: 60.0 cm	Superior: 4Ø20 Inferior: 3Ø12 Alma: 1x2Ø12 Estribos: 1xØ8a/20
[P13 - P19]	VC.S-3.1	Largura: 40.0 cm Altura: 60.0 cm	Superior: 5Ø25 Inferior: 5Ø25 Alma: 1x2Ø12 Estribos: 1xØ8a/20
[(P14-P15-P17-P18) - P19]	VC.T-4.1	Largura: 40.0 cm Altura: 70.0 cm	Superior: 6Ø25 Inferior: 3Ø12 Alma: 1x2Ø12 Estribos: 1xØ8a/20

Referências	Tipo	Geometria	Armadura
[P12 - P13]	VC.T-4.1	Largura: 40.0 cm Altura: 70.0 cm	Superior: 6Ø25 Inferior: 3Ø12 Alma: 1x2Ø12 Estribos: 1xØ8a/20
[P12 - (P14-P15-P17-P18)]	VC.S-2.1	Largura: 40.0 cm Altura: 60.0 cm	Superior: 4Ø20 Inferior: 4Ø20 Alma: 1x2Ø12 Estribos: 1xØ8a/20
[P11 - (P14-P15-P17-P18)]	VC.S-2.1	Largura: 40.0 cm Altura: 60.0 cm	Superior: 4Ø20 Inferior: 4Ø20 Alma: 1x2Ø12 Estribos: 1xØ8a/20

Tabela 29 Listagem De Vigas De Equilíbrio

4.11.3. Listagem de vigas lintéis

Referências	Tipo	Geometria	Armadura
[P16 - (P14-P15-P17-P18)]	C.1	Largura: 40.0 cm Altura: 40.0 cm	Superior: 2Ø12 Inferior: 2Ø12 Estribos: 1xØ8a/30
[P11 - P12]	C.1	Largura: 40.0 cm Altura: 40.0 cm	Superior: 2Ø12 Inferior: 2Ø12 Estribos: 1xØ8a/30
[(P3-P4-P7-P8) - P12], [(P3-P4-P7-P8) - P11]	C.1	Largura: 40.0 cm Altura: 40.0 cm	Superior: 2Ø12 Inferior: 2Ø12 Estribos: 1xØ8a/30
[(P9-P10) - P11], [(P2-P6) - (P3-P4-P7-P8)]	C.1	Largura: 40.0 cm Altura: 40.0 cm	Superior: 2Ø12 Inferior: 2Ø12 Estribos: 1xØ8a/30
[(P2-P6) - (P9-P10)]	C.1	Largura: 40.0 cm Altura: 40.0 cm	Superior: 2Ø12 Inferior: 2Ø12 Estribos: 1xØ8a/30
[P5 - P13]	C.1	Largura: 40.0 cm Altura: 40.0 cm	Superior: 2Ø12 Inferior: 2Ø12 Estribos: 1xØ8a/30

Tabela 30 Listagem de vigas lintéis

4.12. Escadas

Todos os detalhes de cargas e aspectos construtivos das escadas estão no anexo 9.

5. DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

5.1. Críticas

5.1.1. As acções

Para o cálculo estrutural do edifício O projetista usou os valores presente na Tabela 9 que nos dão as seguintes reflexões:

a) Segundo o número 2 do artigo 34 de RSA na alínea b), nos terraços não acessíveis os valores característicos da sobrecarga a considerar é de 1.0KN/m^2 , no projecto caso de estudo foi usado 2.0KN/m^2 contrariando o RSA.

b) Para as cargas permanentes o projetista usou arbitrariamente o valor de 2KN/m^2 para todos os pavimentos sem mencionar a contribuição de cada elemento de revestimento do pavimento no valor da carga permanente.

c) O projeto caso de estudo não foi considerado o peso das paredes divisórias no dimensionamento do edifício.

5.1.2. Espessura das lajes

Da Tabela 16 até à Tabela 19 no pré-dimensionamento de lajes usando a Equação 4 e Equação 5 encontramos lajes com espessura superior a 15 e o projeto caso de estudo tem lajes com espessura de 15cm em todo o edifício, e com esta espessura a laje não resiste ao punsoamento.

5.1.3. Secção transversal e disposição de Pilares

O pilar P5 com dimensões de 0.20x0.50 e o pilar P6 com dimensões de 0.20x0.35 Começam na fundação e terminam no primeiro piso, disposição esta que não ajuda em nada na transmissão de cargas solicitadas no edifício para a fundação e tem dimensões maiores que o mínimo.

5.1.4. Secção transversal e disposição de vigas

Há conformidade das secções de vigas encontradas no projecto original bem como o projectado neste projecto.

Projecto original		Projecto de revisão	
Dimensões da viga (cmxcm)	Diâmetro de aço (mm)	Dimensões da viga (cmxcm)	Diâmetro de aço (mm)
20*30	12	20*30	10 e 12
20*35	12	20*35	10 e 12

Tabela 31 Comparação de Vigas

5.1.5. Escadas

No projecto caso de estudo o projetista colocou apoios das escadas em locais onde não tem estrutura de apoio. De acordo com a Figura 12 podemos ver que o apoio colocado no lado direito da escada (Figura 16) não tem onde apoiar.

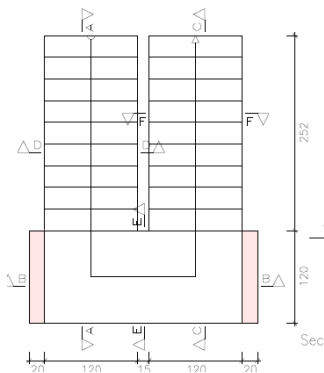


Figura 16 Sistema estático inicial da escada

5.1.6. Vigas de Equilíbrio e linteis

A viga de equilíbrio e linteis no projecto original tem seccoes de $0.2 \times 0.35 \text{ m}^2$, ao passo que no projecto corrigido temos linteis com seccao $0.4 \times 0.4 \text{ m}^2$ e as vigas de equilibrio tem seccoes que variao entre 0.4×0.6 e $0.4 \times 0.7 \text{ m}^2$.

As vigas de equilibrio do projectista nao coincidem com os eixos do pilar podendo assim originar solicitacoes indesejadas.

5.2. Sugestões

5.2.1. Para as acções

- a) As cargas dever ser colocadas exatamente como vem nos regulamentos sob o risco de subdimensionar-se ou sobredimensionar a estrutura.
- b) deve-se ter em mente o tipo de revestimento que edificio terá ao se fazer o projeto estrutural e não somente arbitrar valores.
- c) Deve-se colocar caregamento correspondente à paredes divisórias.

5.2.2. Espessura das lajes

As espessura das lajes sempre devem ser revistas de modo a verificar as cargas tendo em conta os estados limites últimos de resistência, deformação e abertura de fendas visto para não levar em conta estes últimos dois aspectos a laje deveria no mínimo ter espessura de 19 cm.

5.2.3. Secção transversal e disposição de Pilares

Para uma melhor redistribuição de cargas os pilares devem ter disposição e dimensões suficiente para redirecionar as cargas para a fundação com uma melhor eficiência reduzindo a solicitação dos outros pilares dos pórticos que os mesmos fazem parte.

5.2.4. Escadas

Deve-se rever os apoios da escada tendo que modificar o projecto arquitectónico ou o projecto estrutural. Se o projecto já estiver sido implementado aconselho o reforço da estrutura.

5.2.5. Vigas de Equilíbrio e linteis

Aconselha-se a posicionar o eixo das vigas de equilíbrio e linteis na direcção do eixo dos pilares e também rever a suas dimensões de modo que haja uma correcta distribuição de tensões no solo. Em caso de implementação da obra antes de verificar-se estas sugestões as fundações devem ser reforçadas com microestacas.

6. CONCLUSÕES

Este trabalho teve como objetivo principal Desenvolvimento do projeto estrutural de um edifício residencial de quatro pisos, com ênfase na análise crítica e reajuste dos resultados previamente obtidos pelo projetista original identificando os principais erros de concepção no projeto e apresentar propostas de boas práticas para elaboração de projetos estruturais. A partir da análise técnica do projeto estrutural, foi possível identificar que falhas de dimensionamento, ausência de revisão criteriosa, dados de entrada e falta de integração entre projeto estrutural e arquitetônico são fatores recorrentes que comprometem diretamente o andamento, o custo e a segurança das construções.

No projeto caso de estudo observou-se o superdimensionamento de pilares, presença de elementos estruturais desnecessários e subdimensionamento de vigas de equilíbrio, o que pode acarretar aumento de custos, necessidade de retrabalho e comprometimento do cronograma.

Com base no caso analisado, é possível afirmar que:

- Um projeto estrutural eficiente deve ser fruto de cálculos rigorosos, compatibilização com outros projetos e validação técnica;
- O uso de ferramentas computacionais de forma correta e revisões por profissionais especializados minimizam erros de concepção;
- A comunicação entre projetistas e executores é fundamental para garantir a viabilidade e segurança da estrutura.

Como sugestão para trabalhos futuros, recomenda-se a ampliação da amostragem, com estudos de caso em obras de diferentes portes e sistemas construtivos, além da inclusão de entrevistas com projetistas e construtores, o que pode enriquecer a análise sobre a cadeia produtiva da construção civil.

7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Bastos, P. S. (2006). *Estruturas de Concreto Armado*. 2.^a ed. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos Editora.
- Brito, Jorge de; Silvestre, José Dinis; Gomes, Rui de Carvalho. *Tecnologia de contenções Fundações*. LIDEL. Lisboa 2021.
- **Costa, António**: estruturas de betão II, folhas de apoio às aulas. Instituto Superior Técnico. Lisboa **2013/2014**
- **LNEC – Laboratório Nacional de Engenharia Civil**. *Betão Estrutural: Conceção e Dimensionamento*. Lisboa: LNEC, 2018.
- **Martins, João Guerra**. *Betão Armado, Pilares*. Serie estruturas 1^a Edição. Porto 2003
- **NP EN 1992-1-1: Eurocódigo 2**. Projecto de Estruturas de Betão – Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios. Instituto Português da Qualidade (IPQ), 2010.
- **NP EN 1992-1-1: Eurocódigo 2 – Projecto de Estruturas de Betão. Parte 1-1**: Silva, J. A. R. da. (2015). *Estruturas de Betão: Teoria e Prática*. Lisboa: IST Press
- REBAP – Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado. Decreto-Lei n.º 349-C/83, de 30 de Julho.
- RSA – Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes. Decreto-Lei n.º 235/83, de 31 de Maio.
- Scadelai, A. L., & Pinheiro, R. (2005). *Introdução ao Cálculo de Estruturas de Concreto Armado*. São Paulo: Pini.
- **Silva, J. A. R. da**. *Estruturas de Betão: Teoria e Prática*. Lisboa: IST Press, 2015.
- **Teixeira, M. C.** Projecto de Estruturas de Betão Armado segundo os Eurocódigos. Coimbra: Almedina, 2020.

ANEXOS

- Anexo 1. Plantas de Elementos Estruturais
- Anexo 2. Diagramas de Momentos Fletores nas lajes
- Anexo 3. Diagramas de Esforços transversos nas lajes
- Anexo 4. Armaduras de Lajes
- Anexo 5. Esforços normal em Pilares
- Anexo 6. Diagramas dos esforços em vigas
- Anexo 7. Disposição de armaduras em vigas
- Anexo 8. Pormenor e Quadro de Pilares



UNIVERSIDADE EDUARDO MONDLANE
FACULDADE DE ENGENHARIA
Curso de Licenciatura em Engenharia Civil

Tema: PROJETO ESTRUTURAL DE UM EDIFÍCIO DE 4 PISOS, REAJUSTE DOS RESULTADOS DO PROJETISTA.

Discente: Edmilson Duílio da Conceição José

Disposição de Armaduras em Vigas

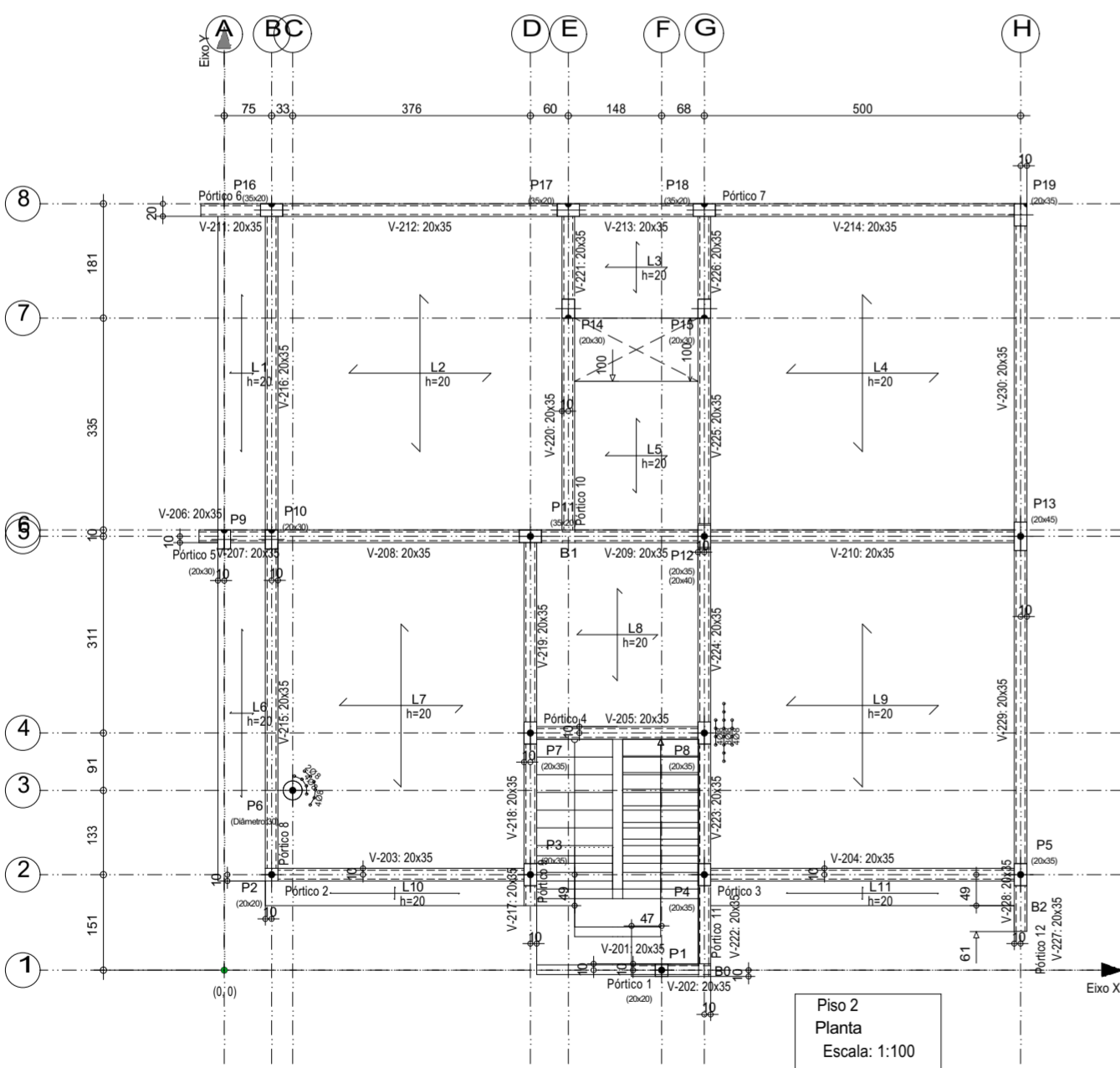
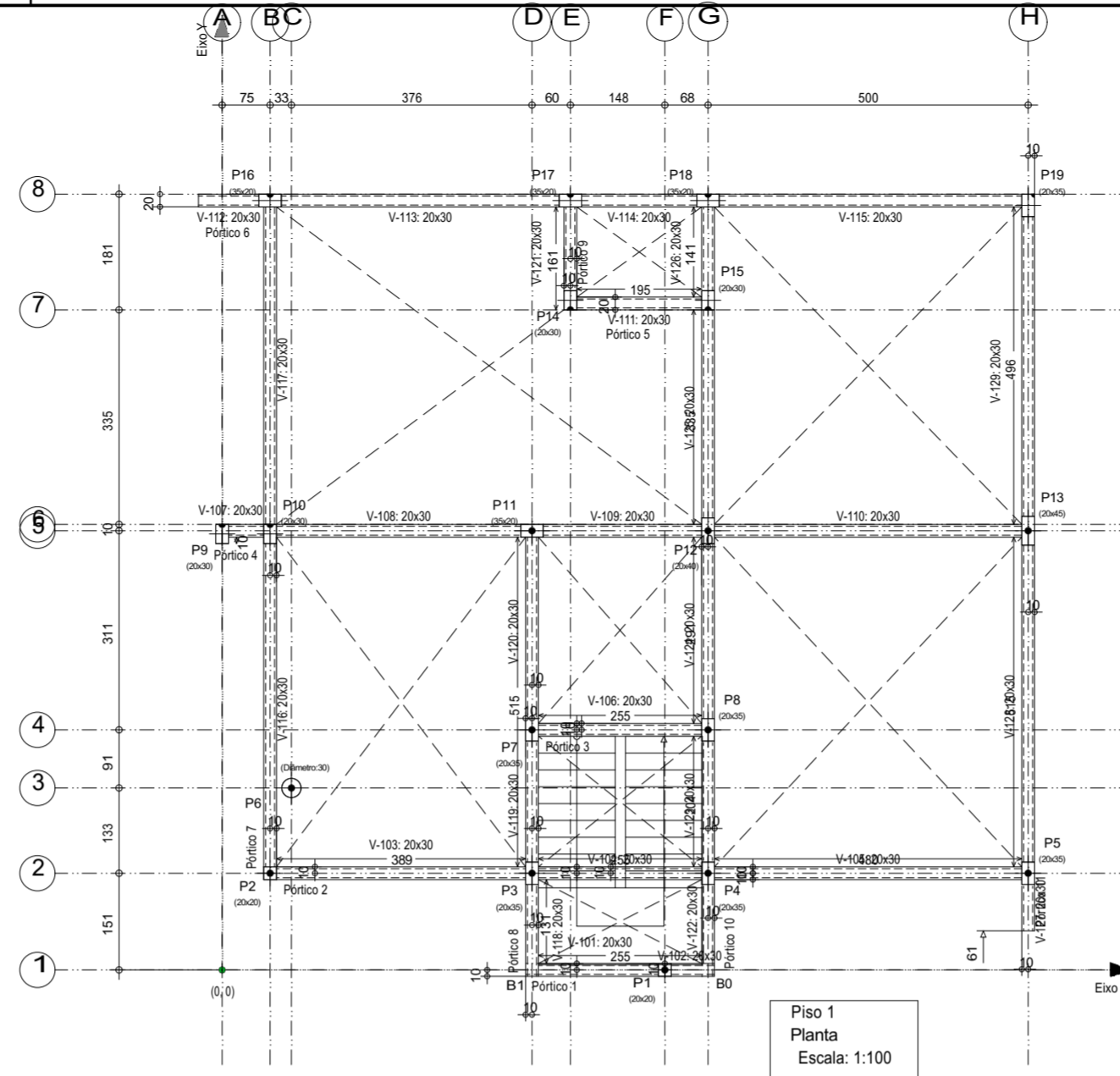
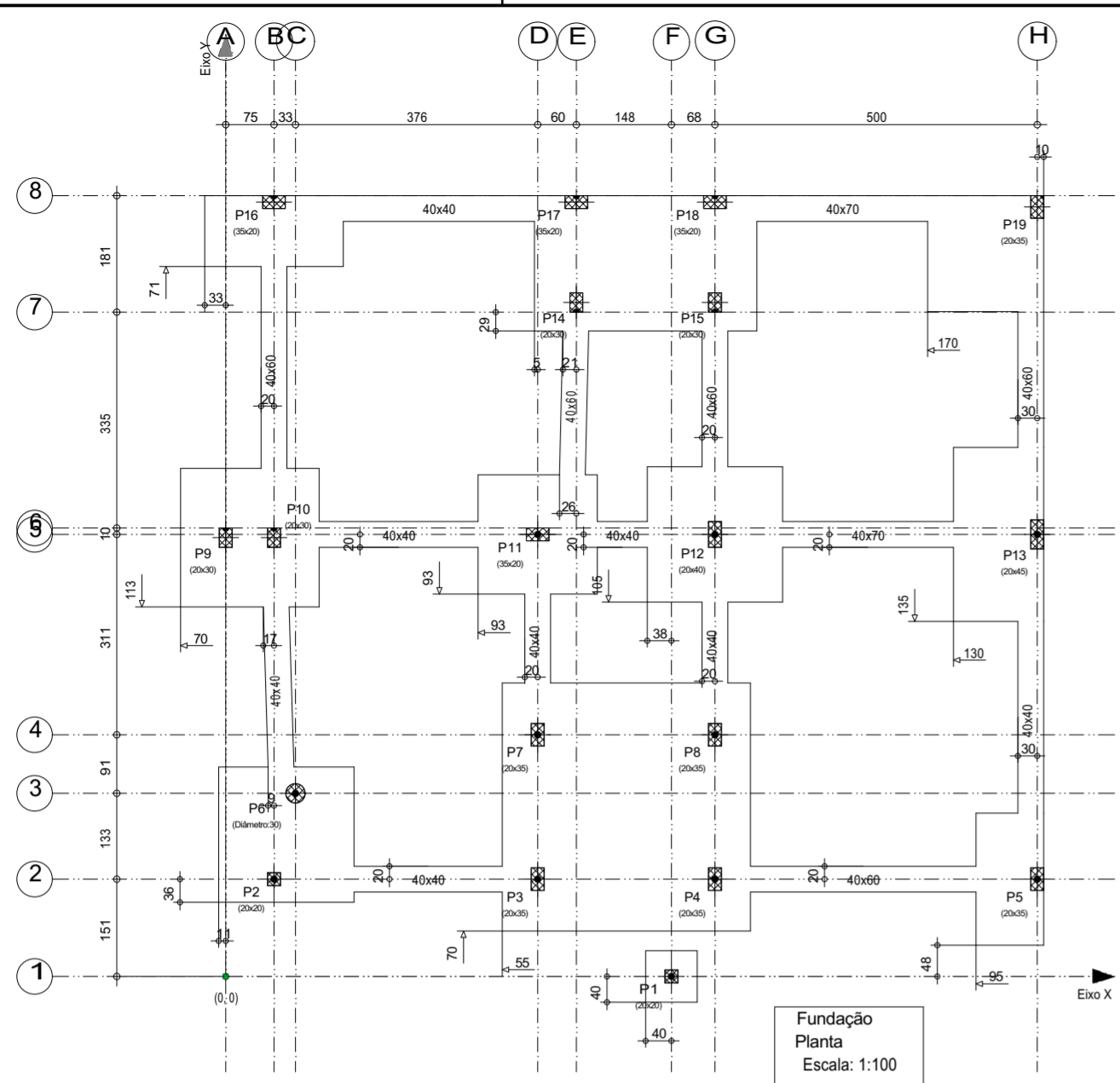
ESCALA
1:100

DIMENSÃO DA FOLHA A2

FOLHA **7.1**

Numero de
pagina do Anexo

Numero
de Anexo



UNIVERSIDADE EDUARDO MONDLANE
 FACULDADE DE ENGENHARIA
 Curso de Licenciatura em Engenharia Civil

Tema: PROJETO ESTRUTURAL DE UM EDIFÍCIO DE 4 PISOS, REAJUSTE DOS RESULTADOS DO PROJETISTA.

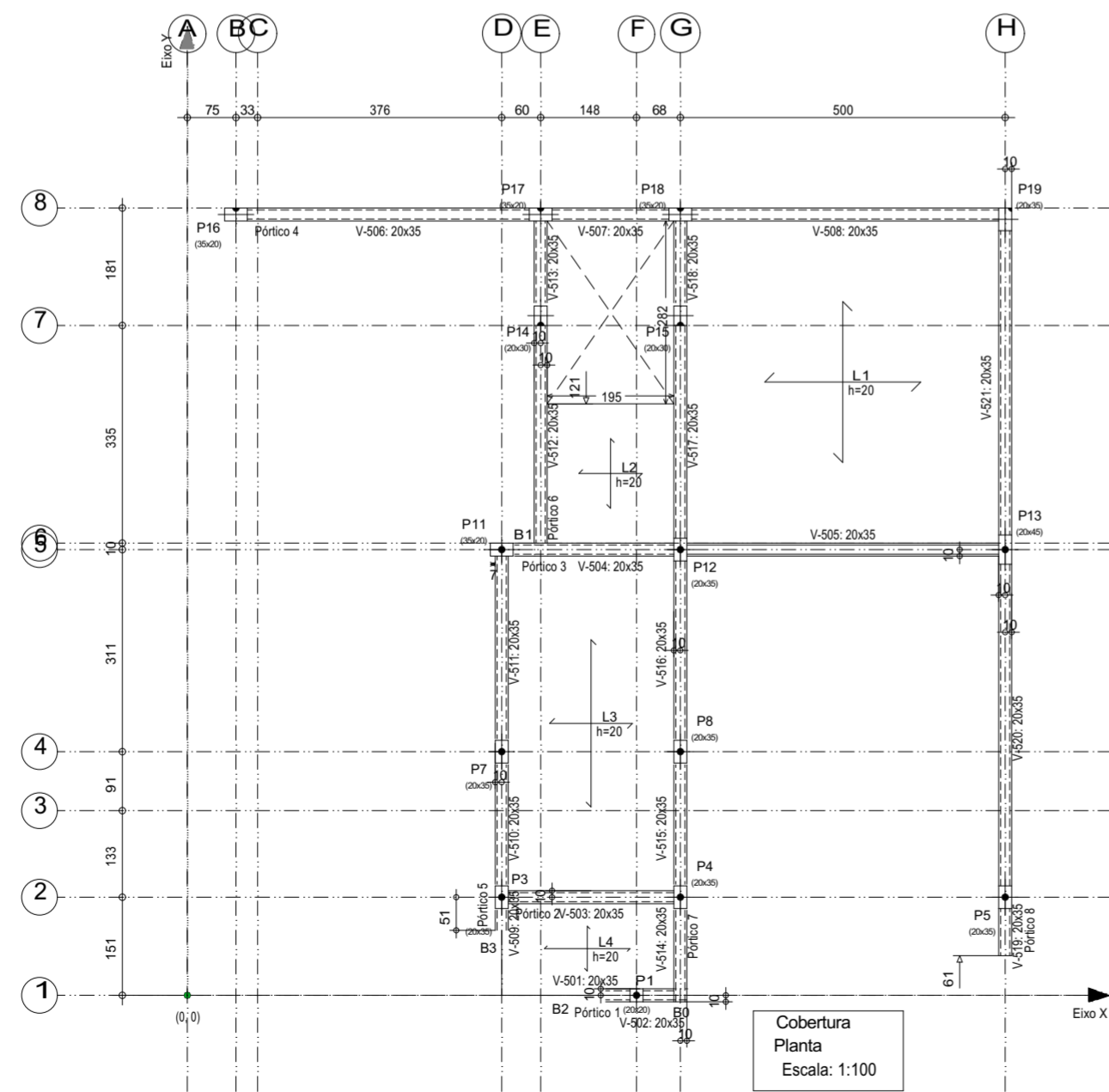
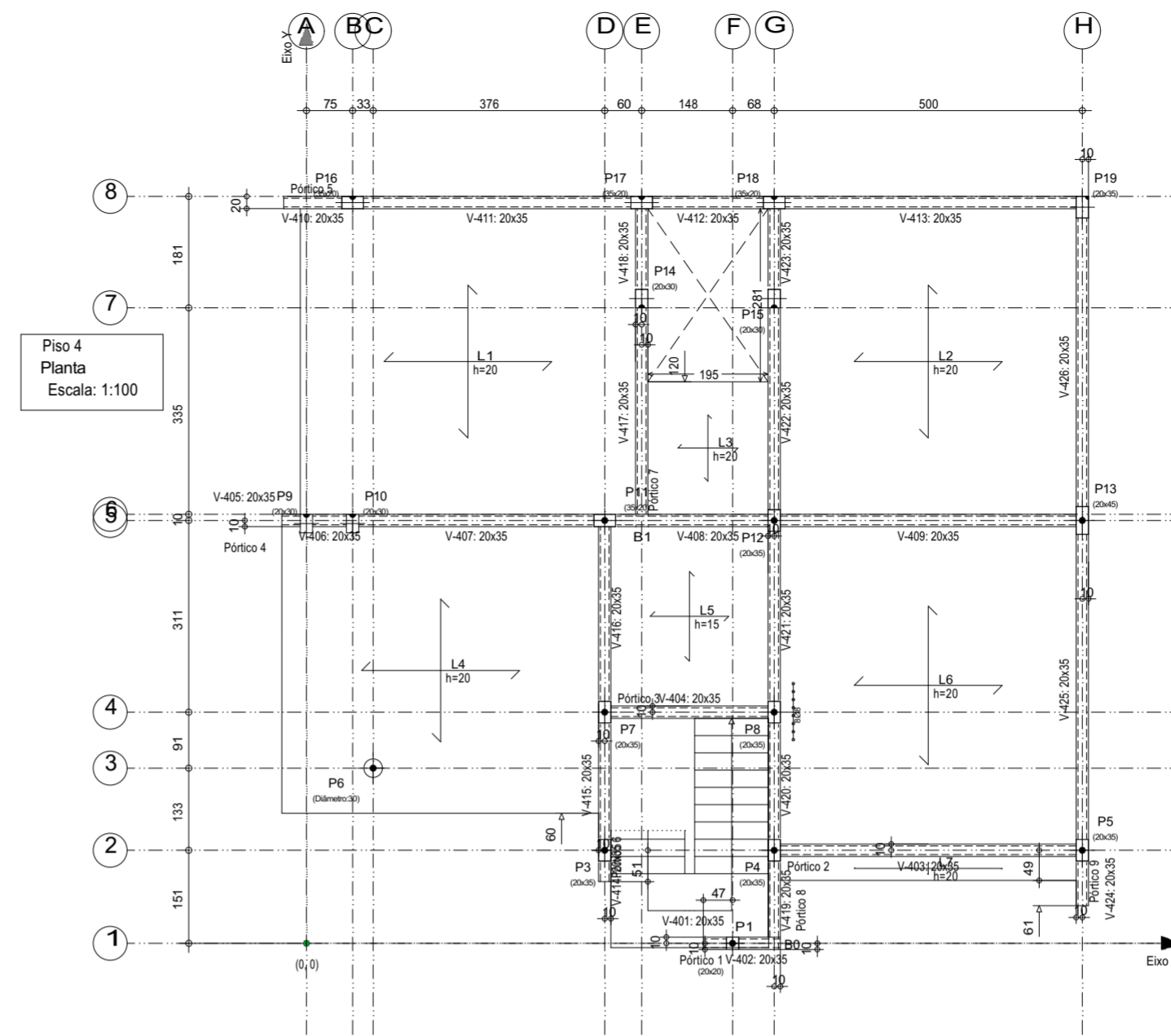
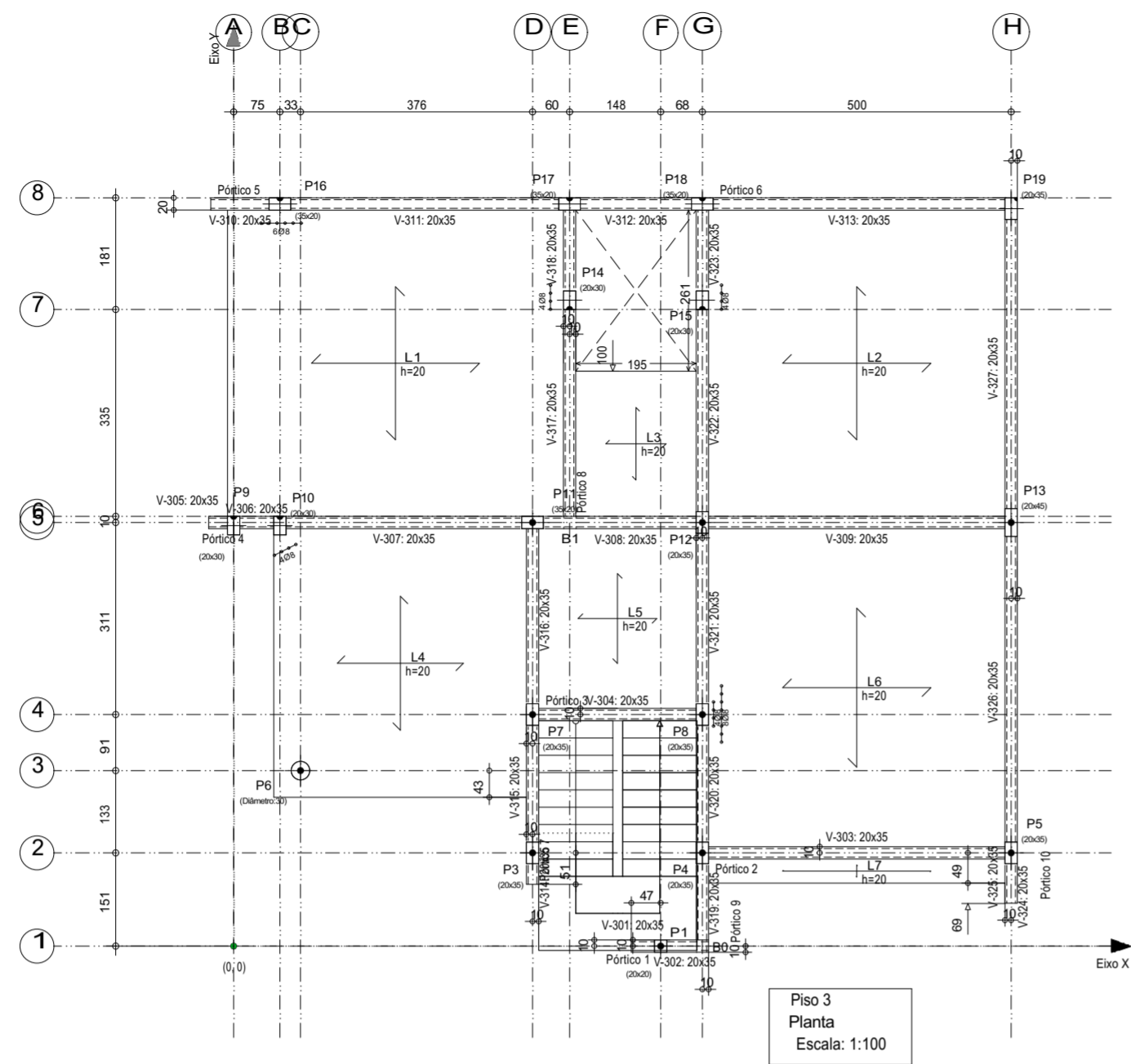
Discente: Edmilson Duílio da Conceição José

Plantas de Elementos Estruturais

ESCALA
1:100

DIMENSÃO DA FOLHA A2

FOLHA **1.1**



UNIVERSIDADE EDUARDO MONDLANE
 FACULDADE DE ENGENHARIA
 Curso de Licenciatura em Engenharia Civil

Tema: PROJETO ESTRUTURAL DE UM EDIFÍCIO DE 4 PISOS, REAJUSTE DOS RESULTADOS DO PROJETISTA.

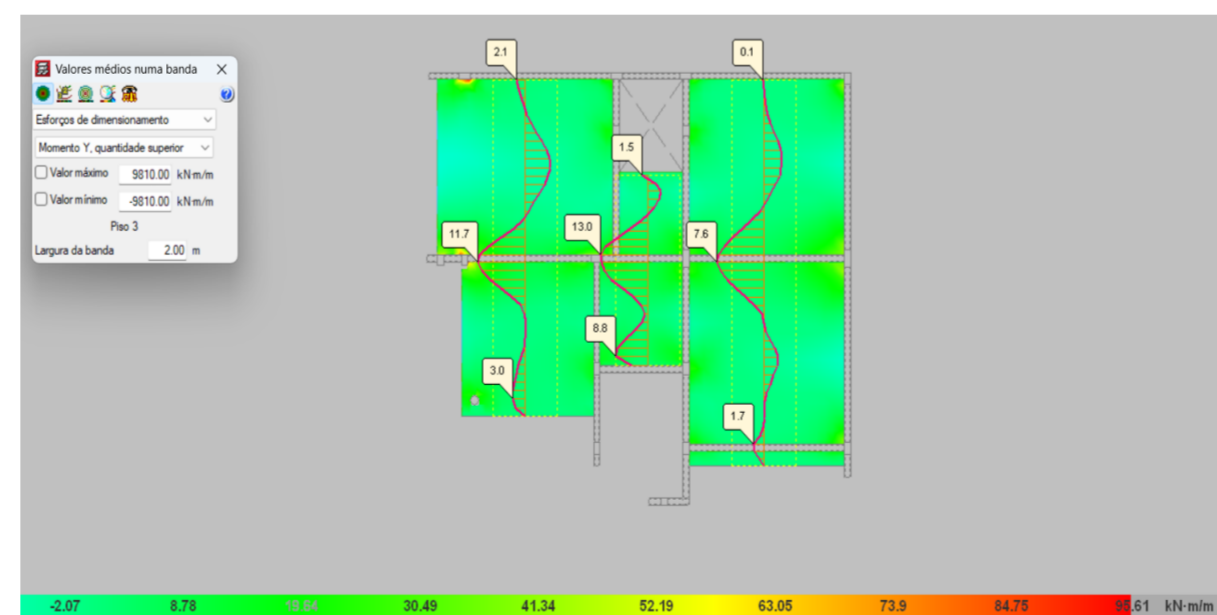
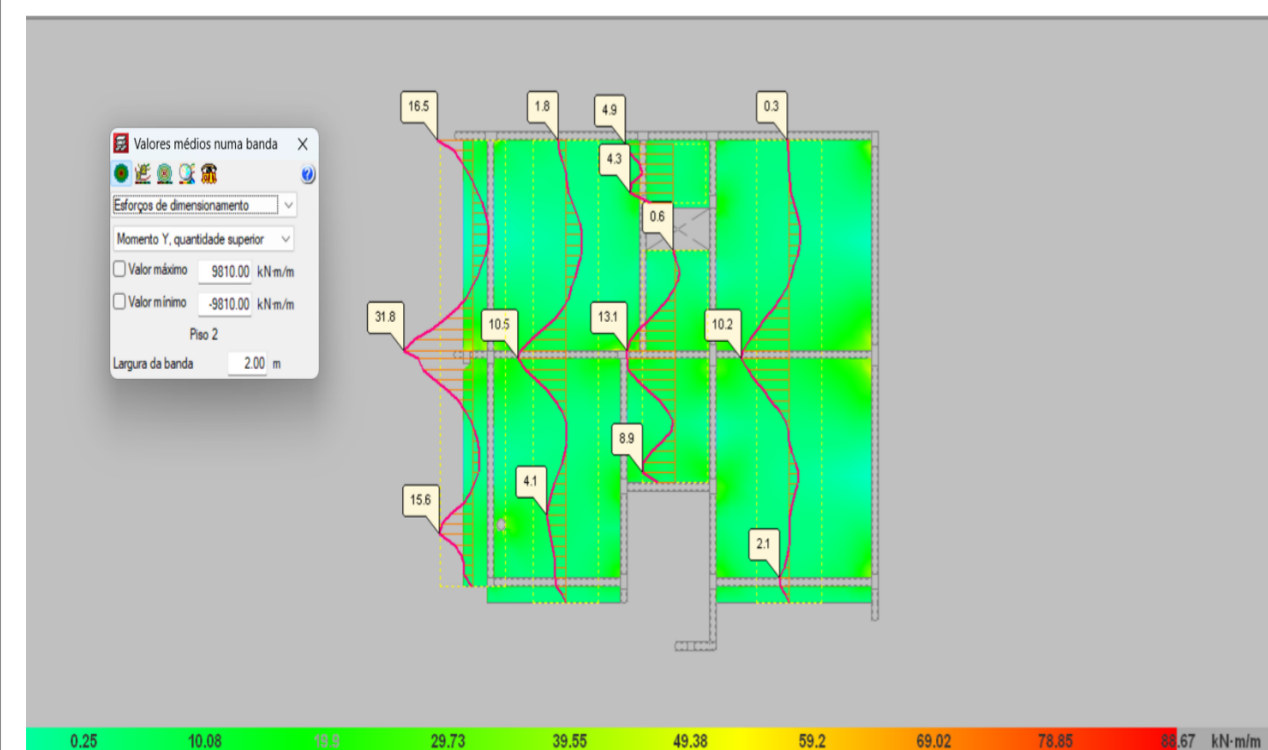
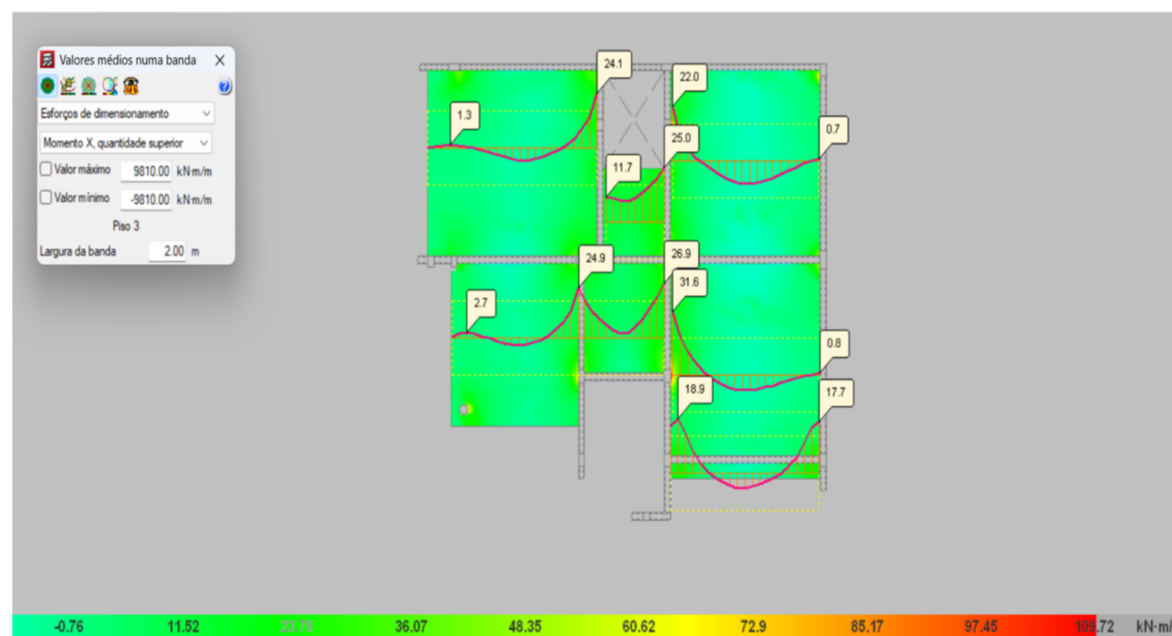
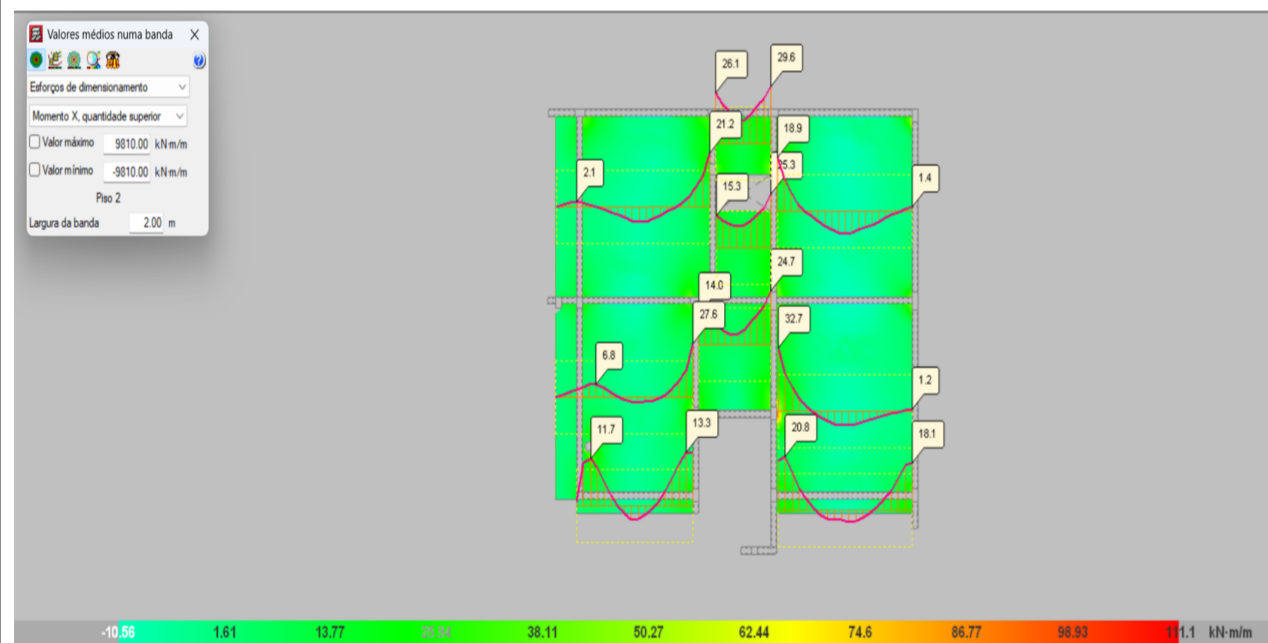
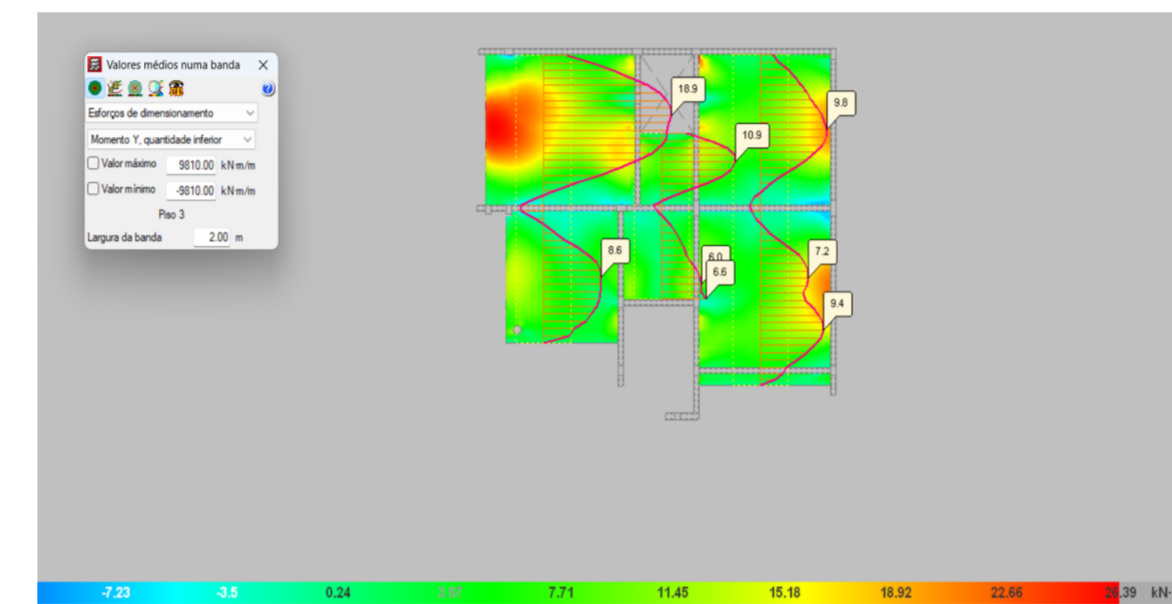
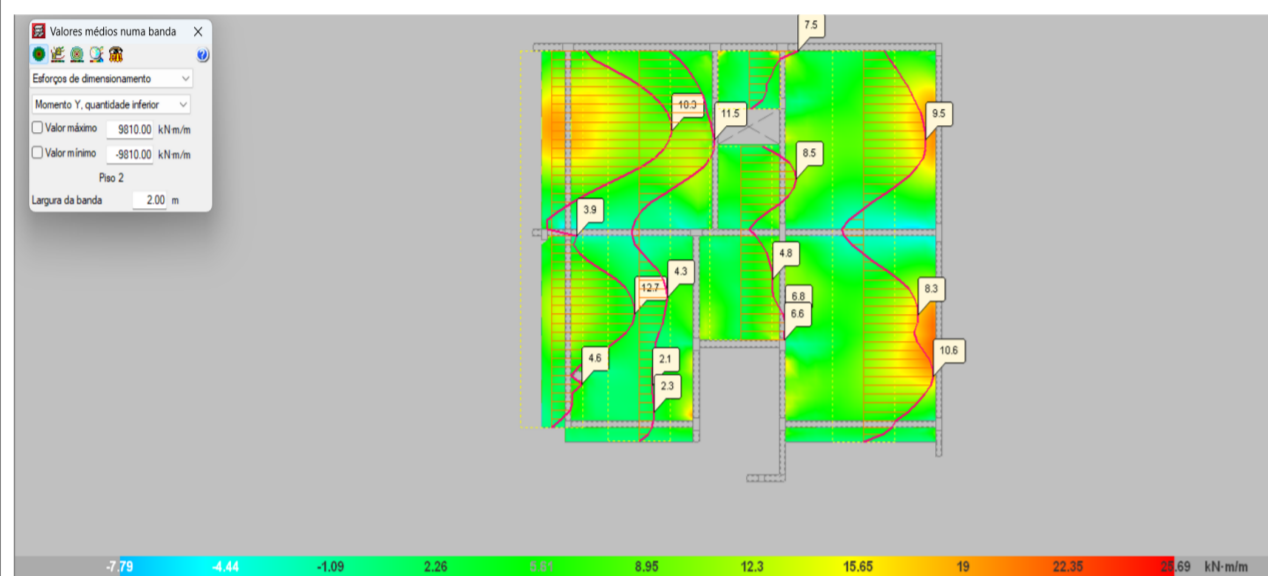
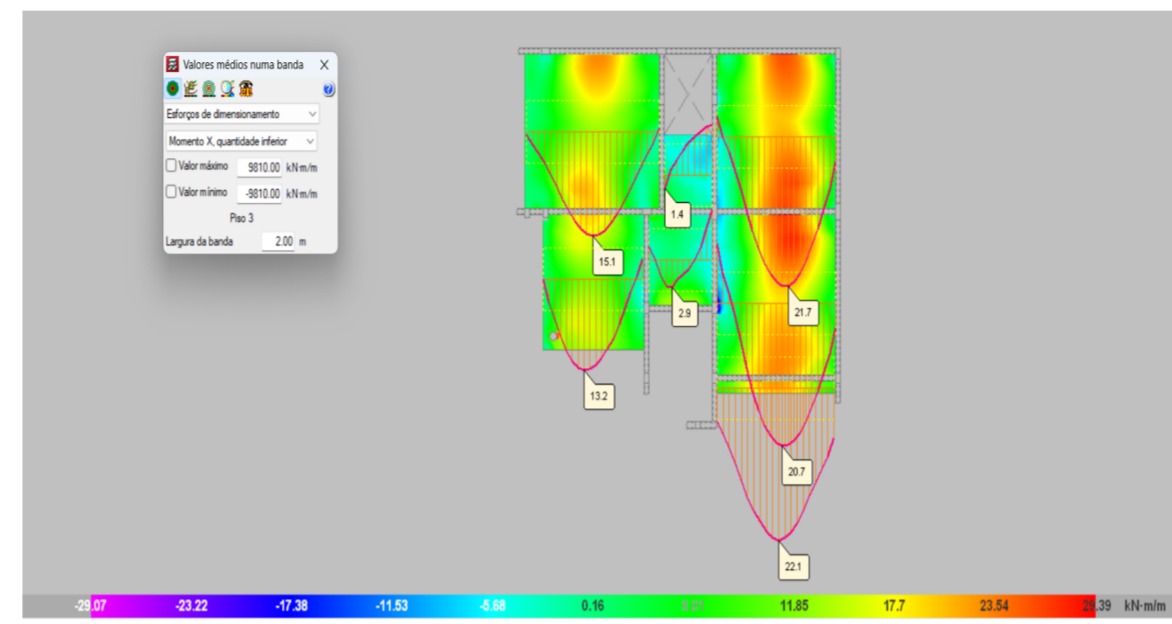
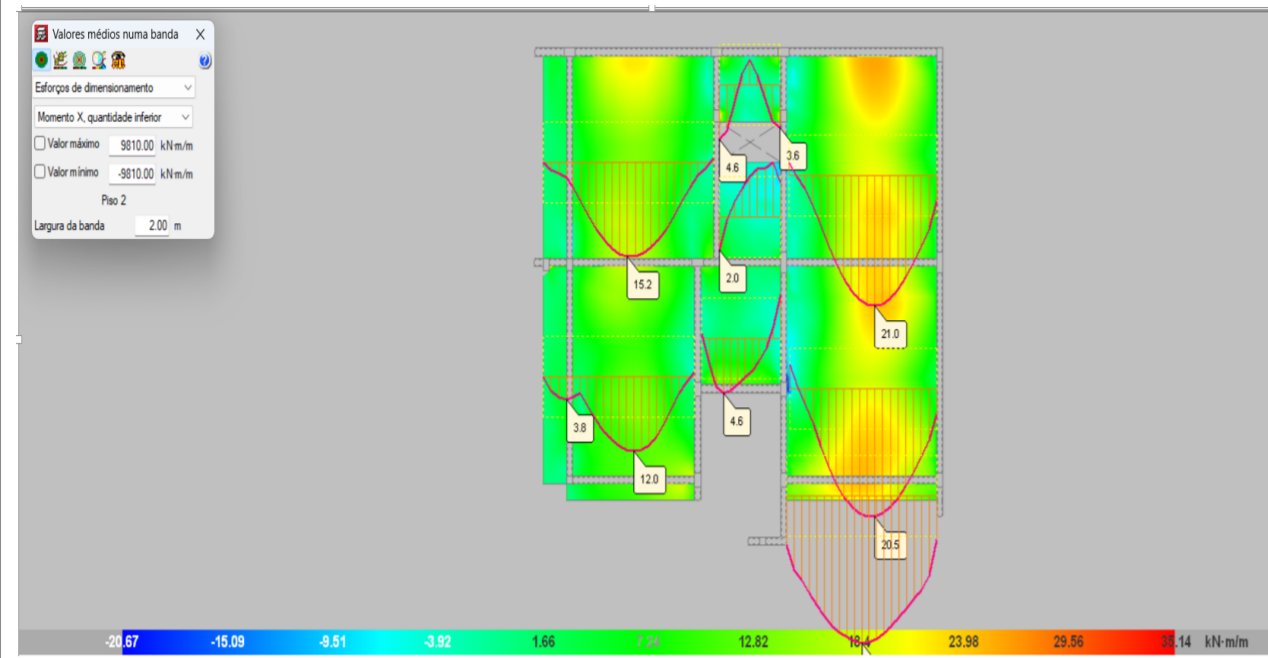
Discente: Edmilson Duílio da Conceição José

Plantas de Elementos Estruturais

ESCALA
1:100

DIMENSÃO DA FOLHA A2

FOLHA **1.2**



UNIVERSIDADE EDUARDO MONDLANE
 FACULDADE DE ENGENHARIA
 Curso de Licenciatura em Engenharia Civil

Tema: PROJETO ESTRUTURAL DE UM EDIFÍCIO DE 4 PISOS, REAJUSTE DOS RESULTADOS DO PROJETISTA.

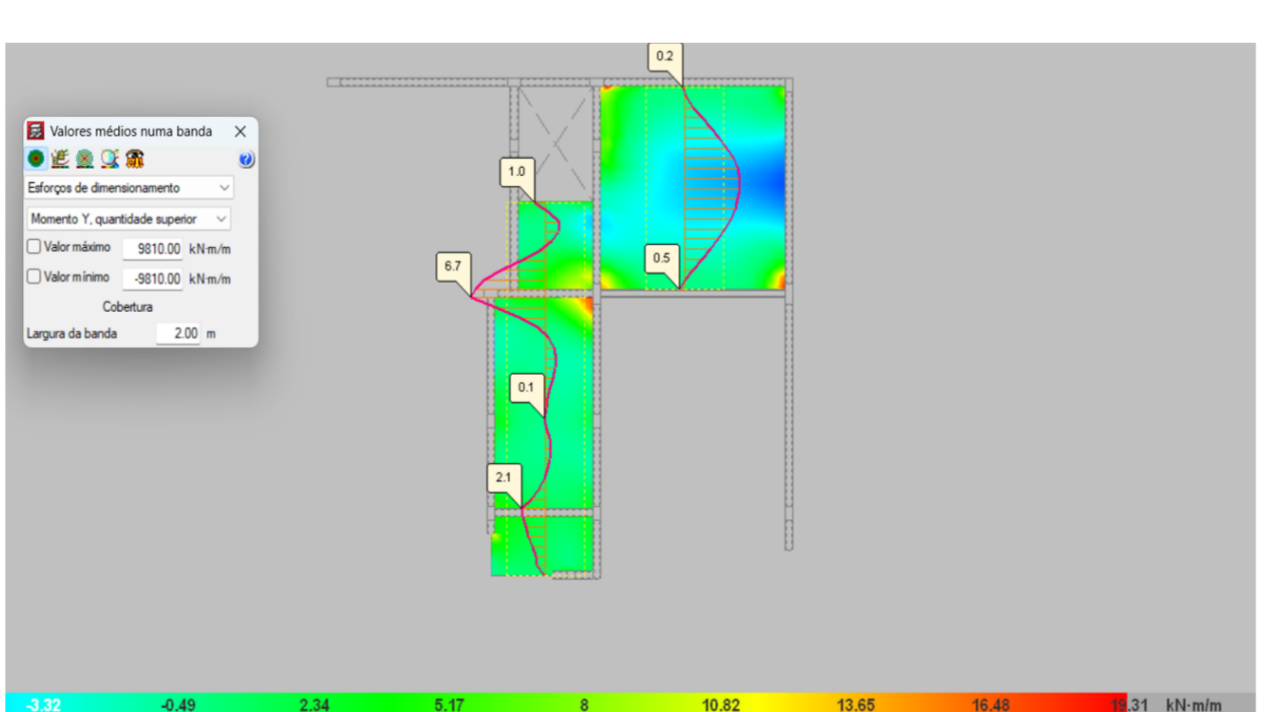
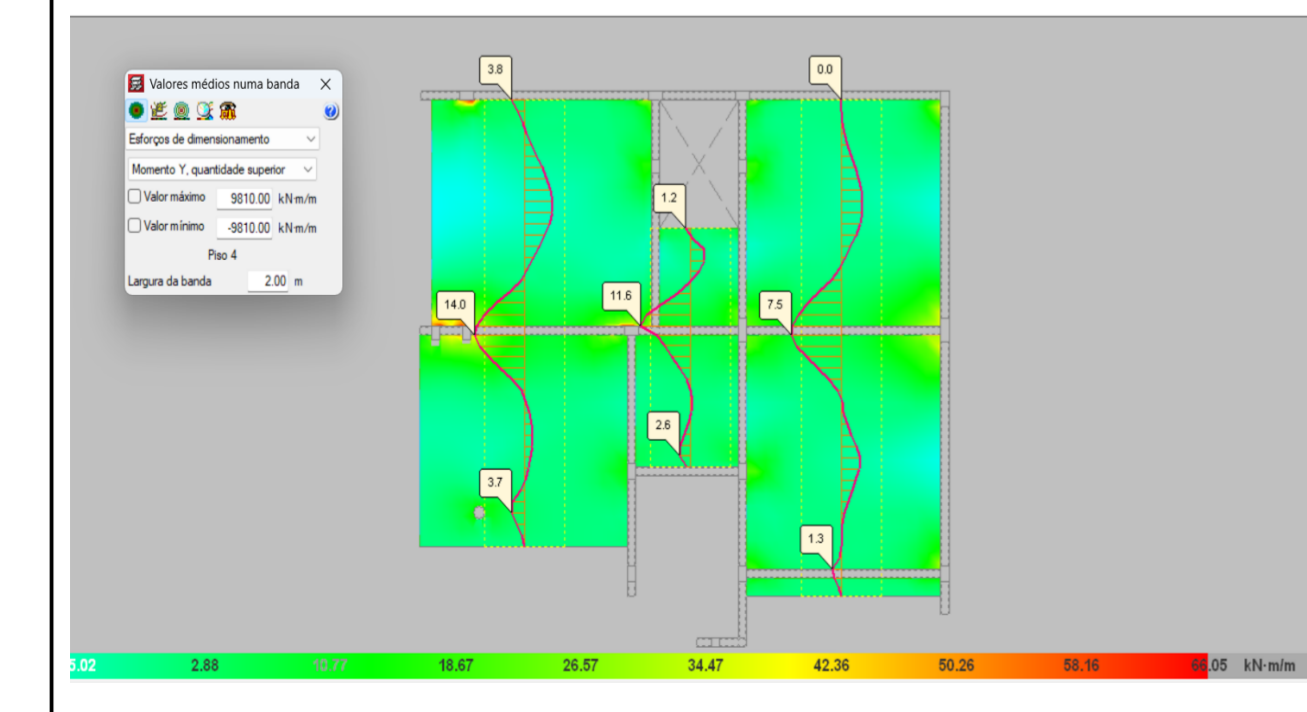
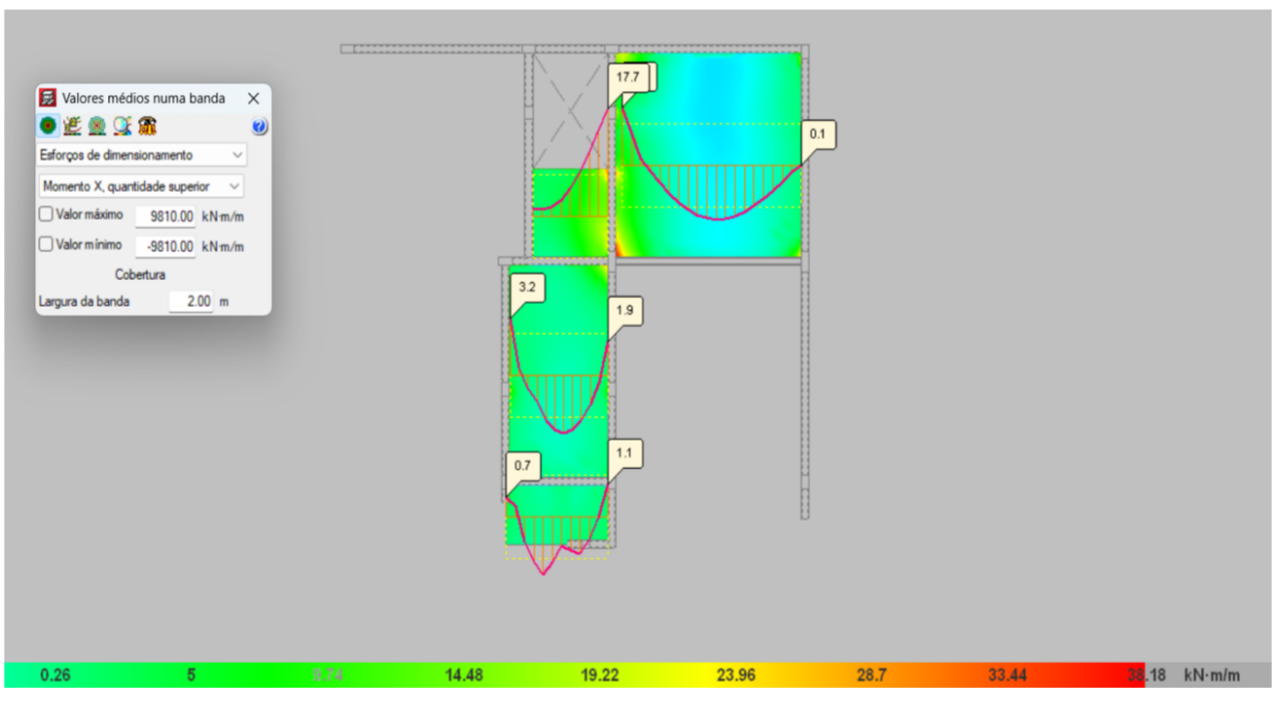
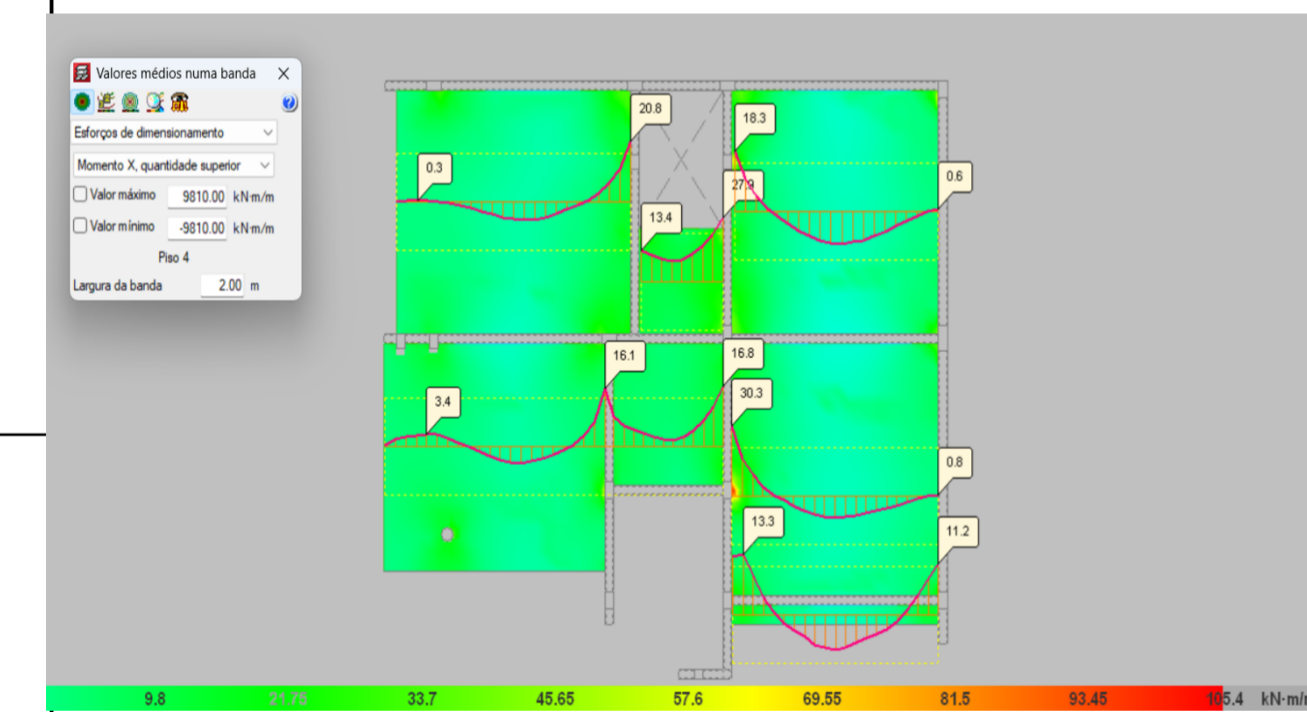
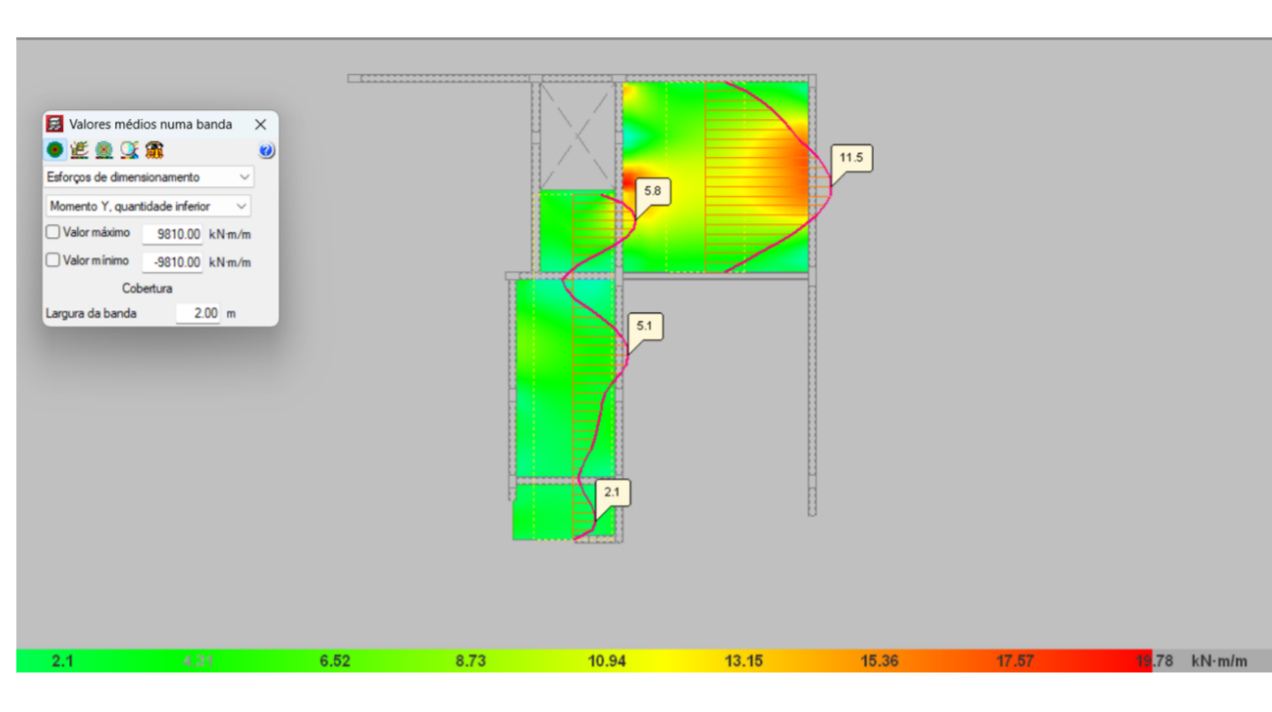
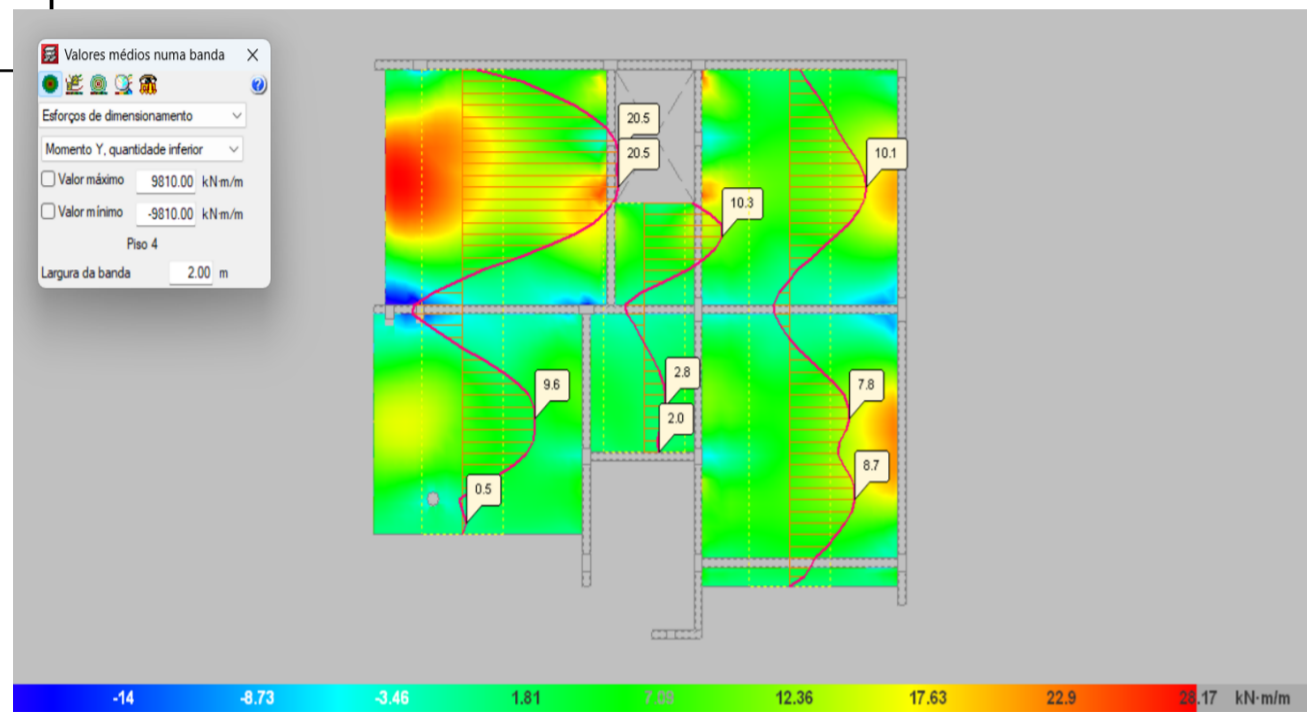
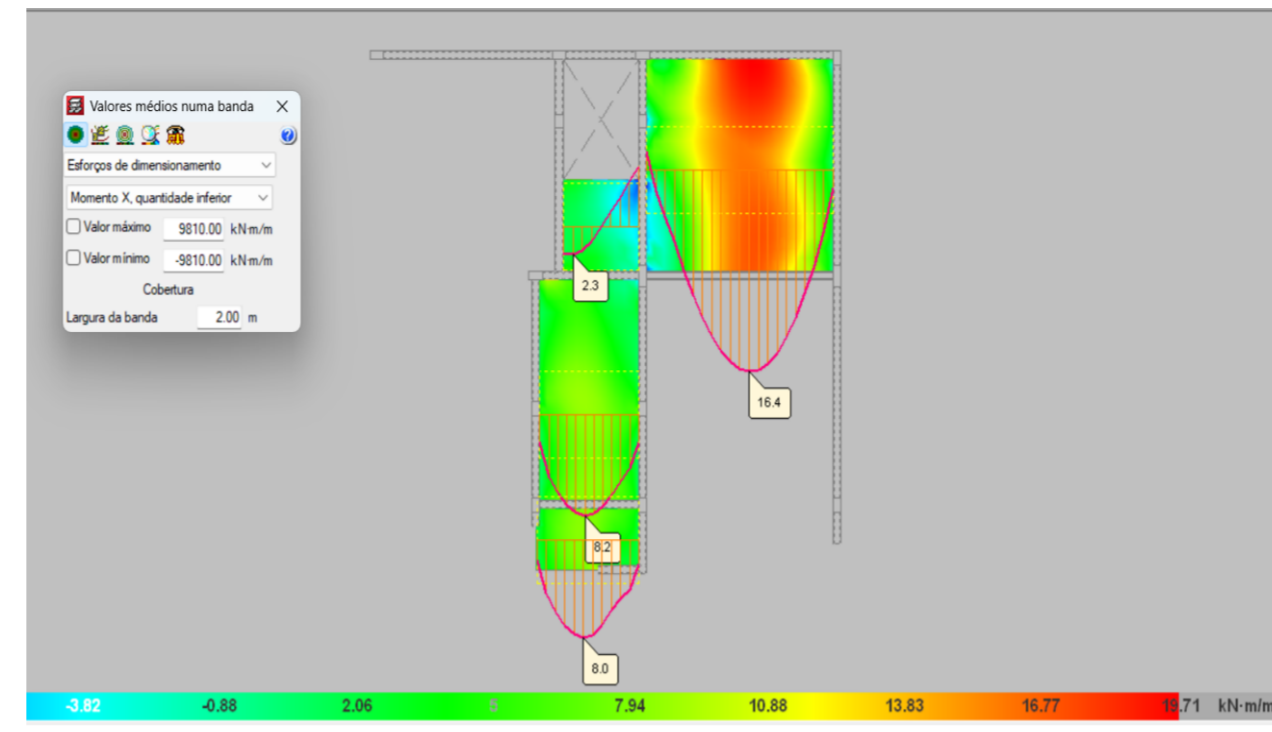
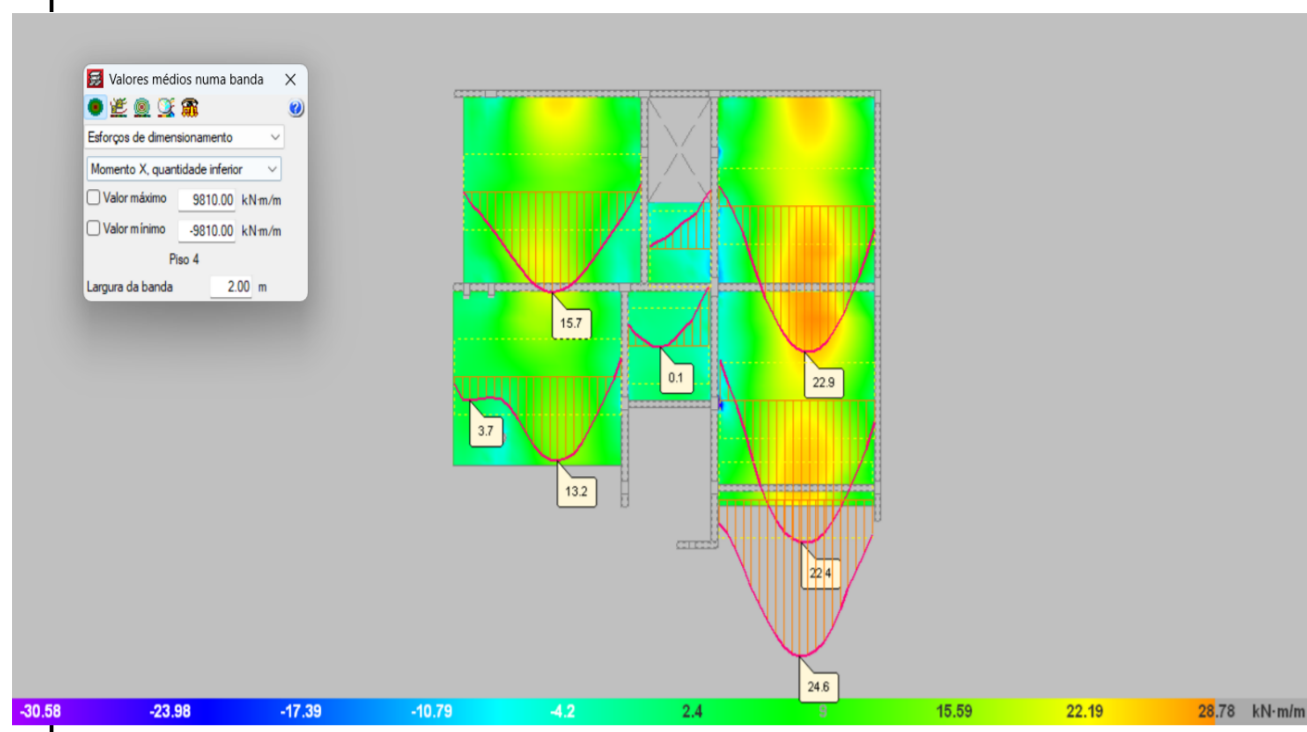
Discente: Edmilson Duílio da Conceição José

Diagramas de Momentos Flectores em Lages

ESCALA
1:100

DIMENSÃO DA FOLHA A2

FOLHA **2.1**



UNIVERSIDADE EDUARDO MONDLANE
 FACULDADE DE ENGENHARIA
 Curso de Licenciatura em Engenharia Civil

Tema: PROJETO ESTRUTURAL DE UM EDIFÍCIO DE 4 PISOS, REAJUSTE DOS RESULTADOS DO PROJETISTA.

Discente: Edmilson Duílio da Conceição José

Diagramas de Momentos Flectores em Lages

ESCALA
1:100

DIMENSÃO DA FOLHA A2

FOLHA **2.2**

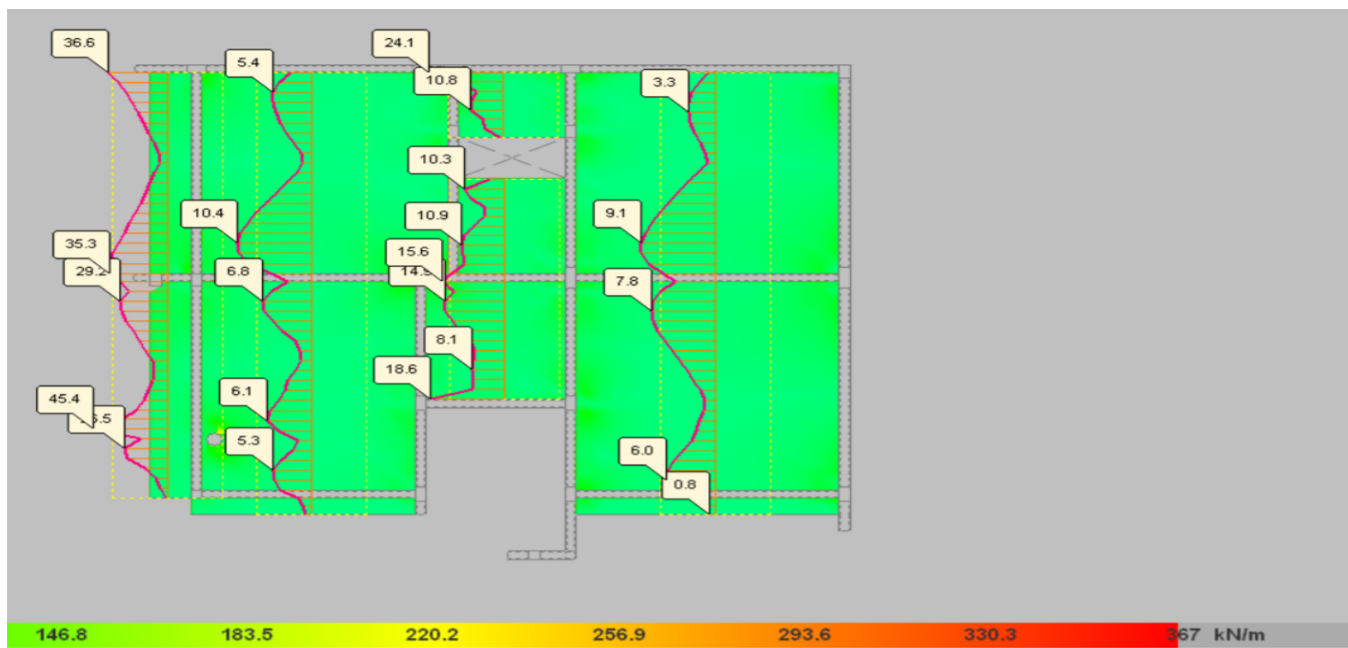


Diagrama de esforço transverso na direção Y do piso 2

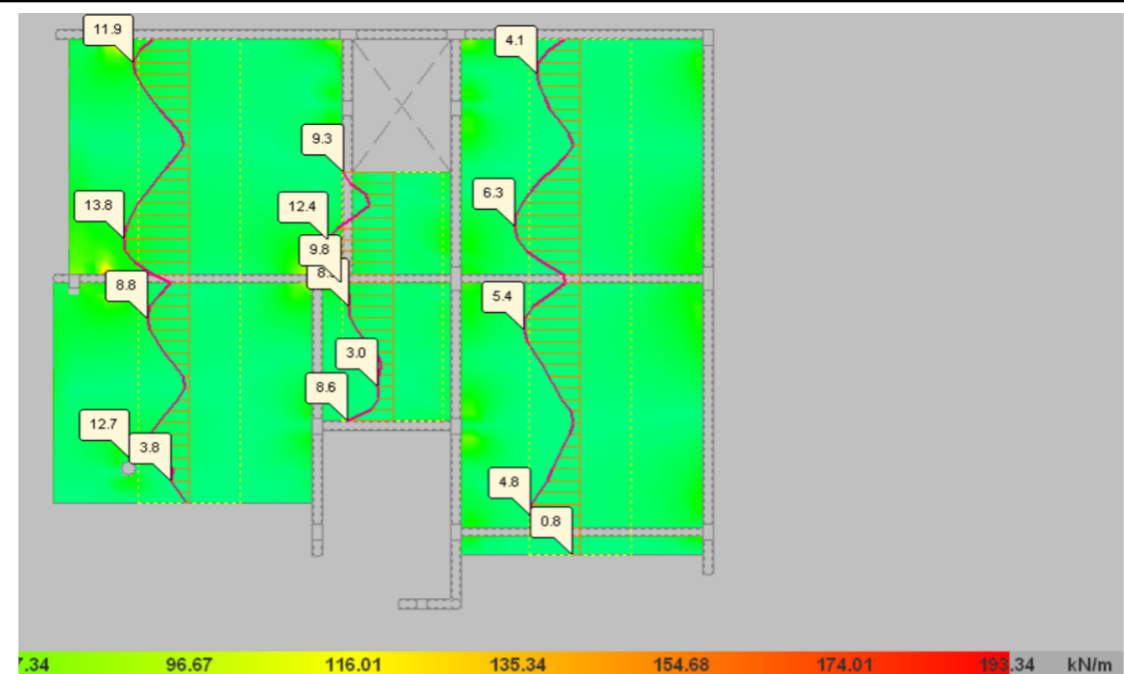


Diagrama de esforço transverso na direção Y do piso 4

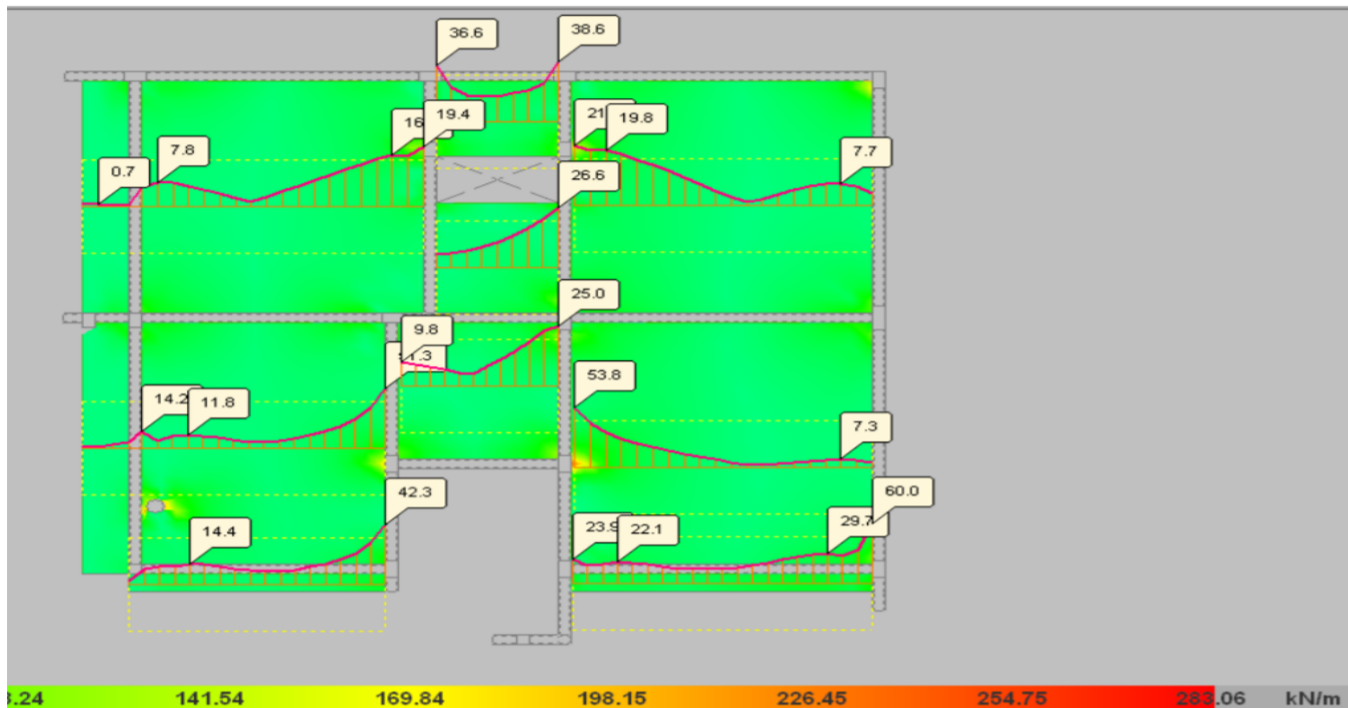


Diagrama de esforço transverso na direção X do piso 2

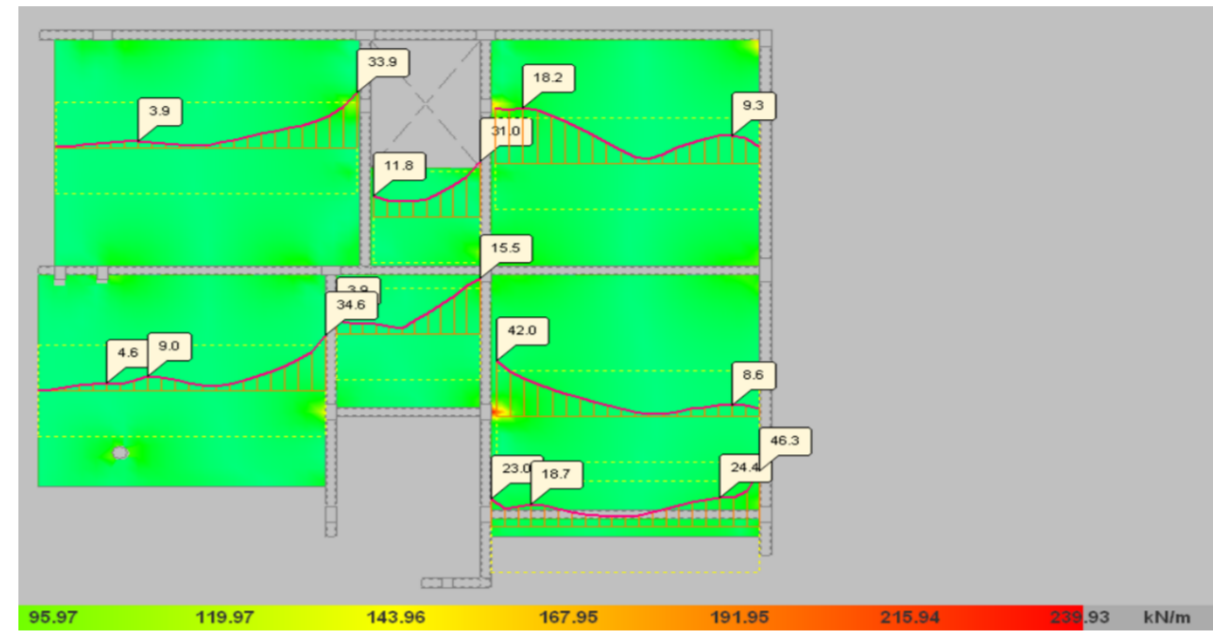


Diagrama de esforço transverso na direção X do piso 4

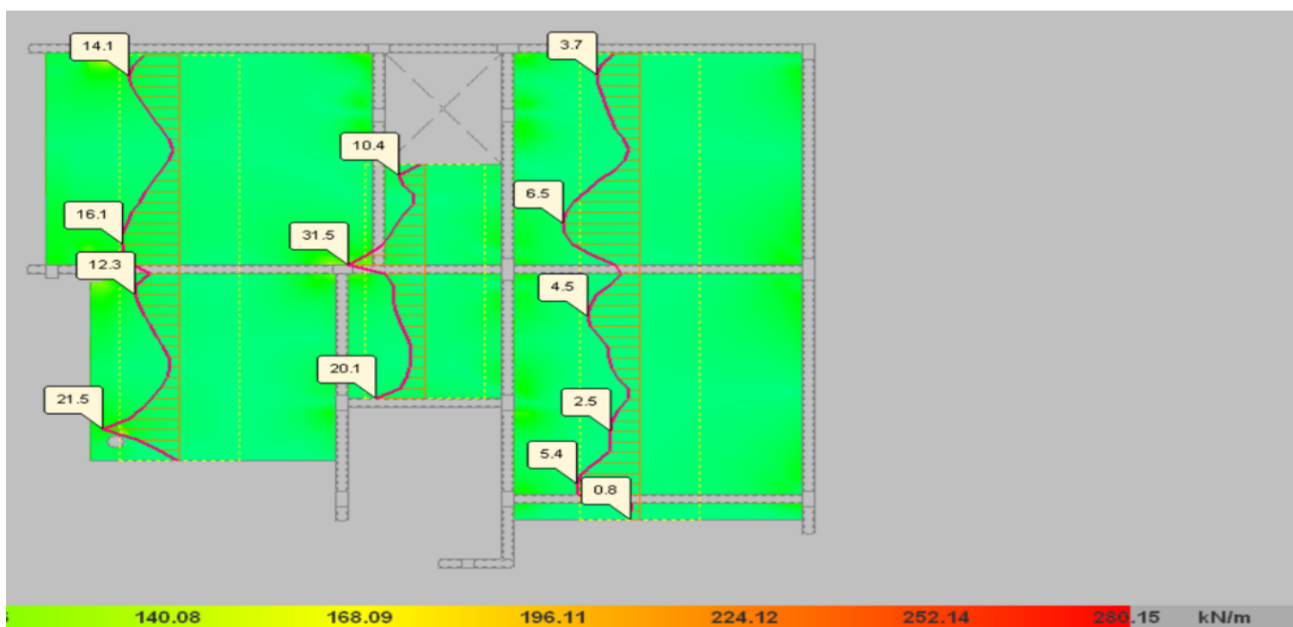


Diagrama de esforço transverso na direção Y do piso 3

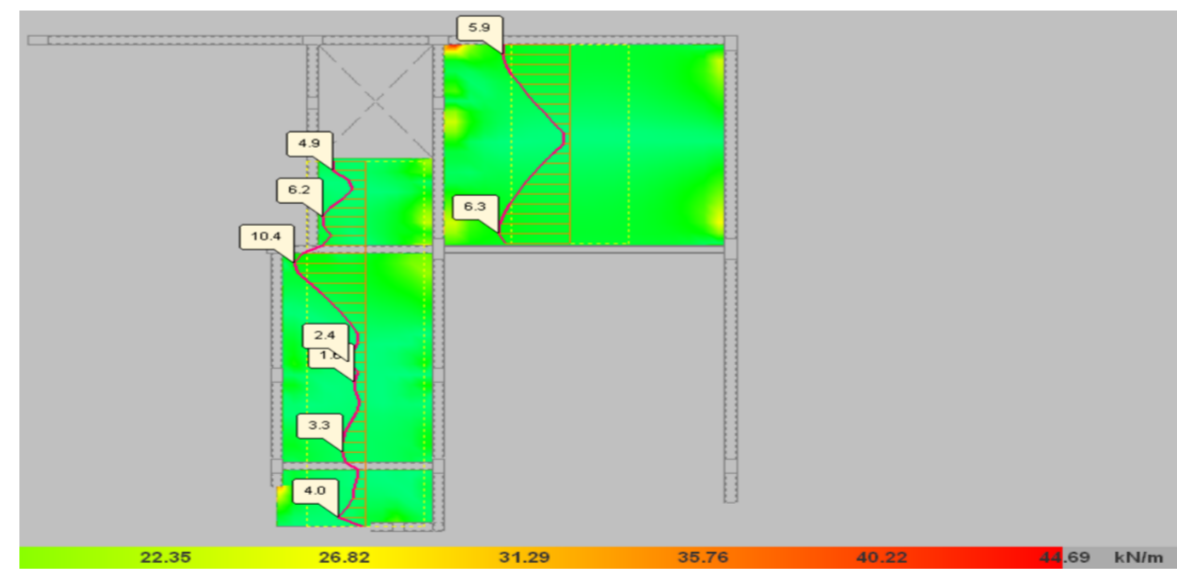


Diagrama de esforço transverso na direção Y do piso Cobertura

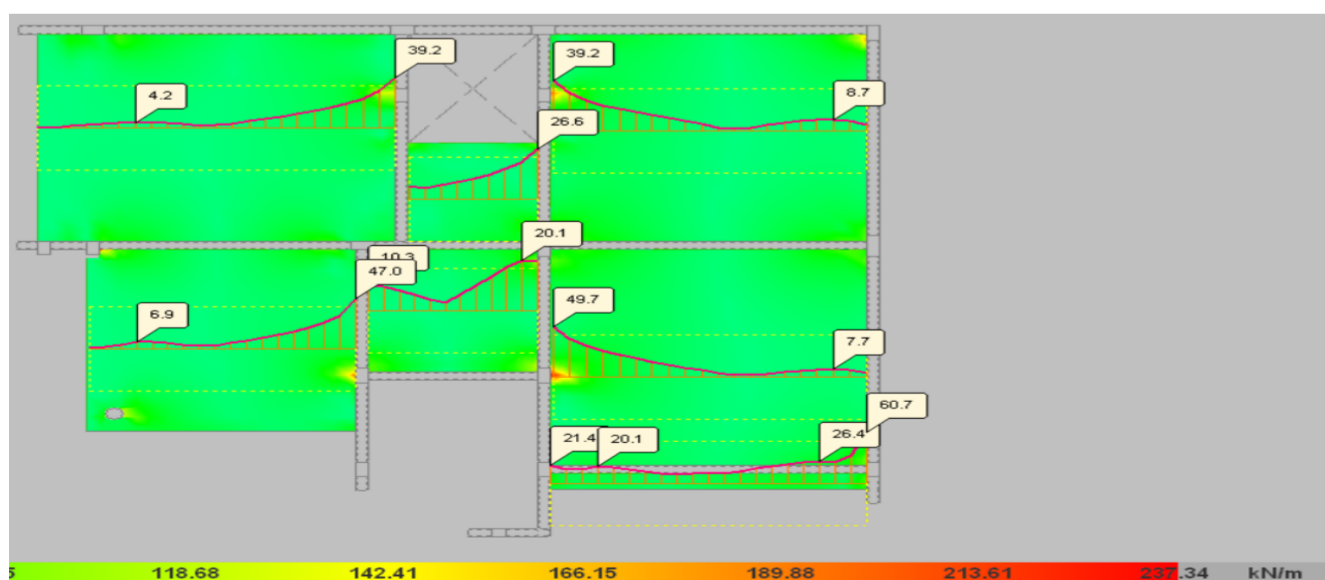


Diagrama de esforço transverso na direção X do piso 3

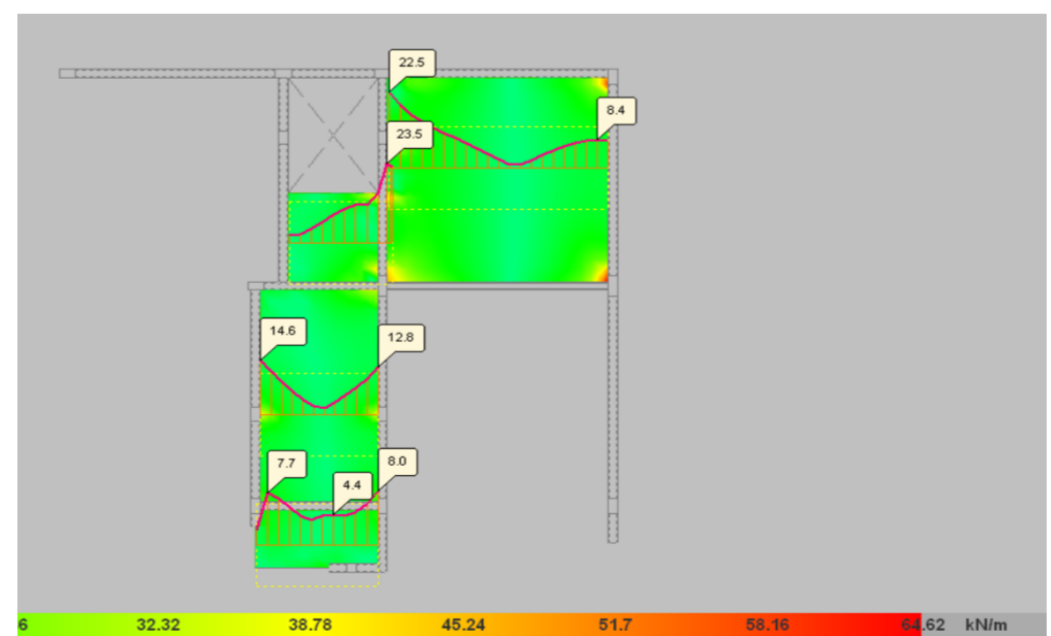


Diagrama de esforço transverso na direção Y do piso Cobertura



UNIVERSIDADE EDUARDO MONDLANE
 FACULDADE DE ENGENHARIA
 Curso de Licenciatura em Engenharia Civil

Tema: PROJETO ESTRUTURAL DE UM EDIFÍCIO DE 4 PISOS, REAJUSTE DOS RESULTADOS DO PROJETISTA.

Discente: Edmilson Duílio da Conceição José

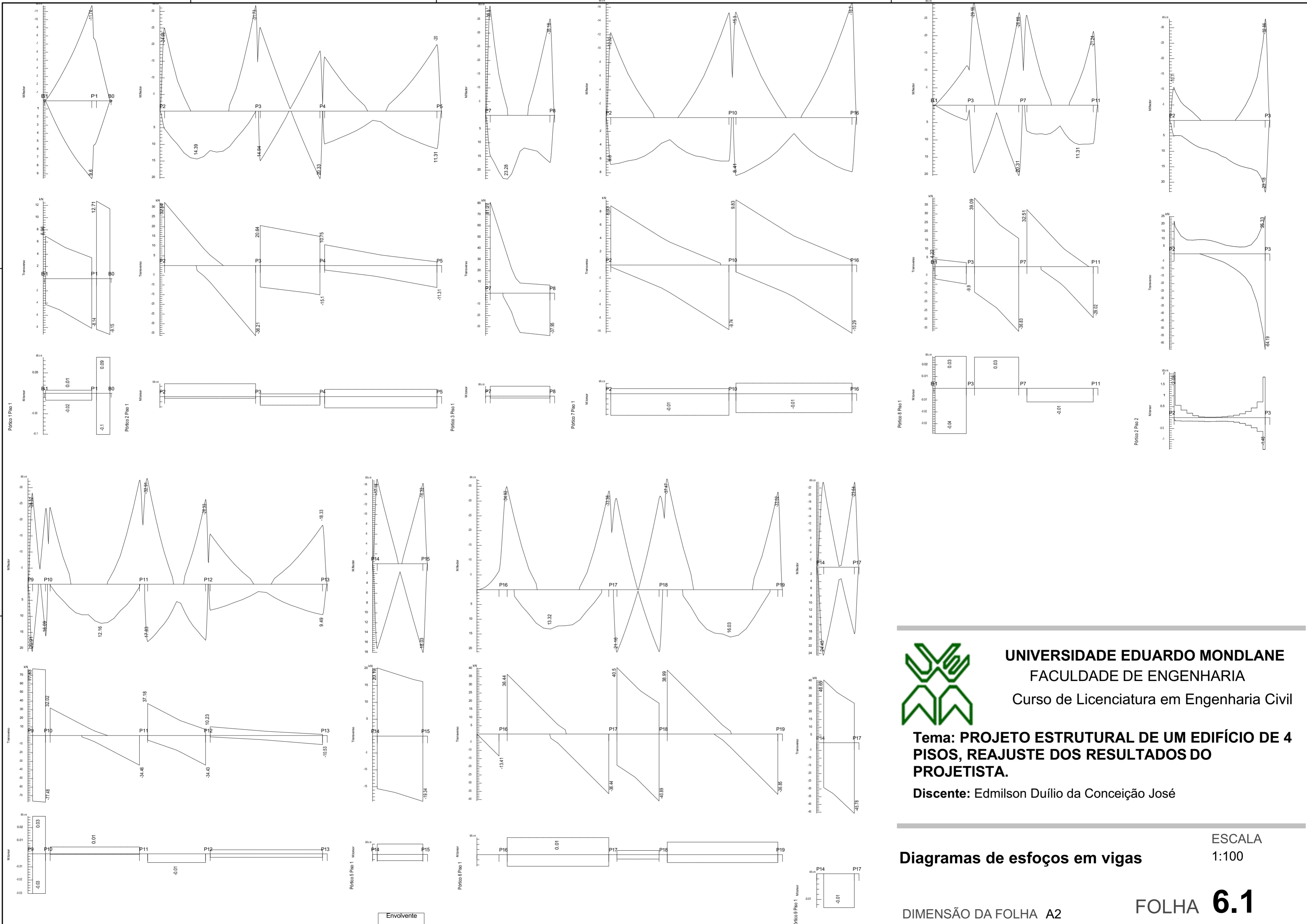
Diagramas de Esforços Transversos em Lajes

DIMENSÃO DA FOLHA A2

ESCALA 1:100

FOLHA **3.1**

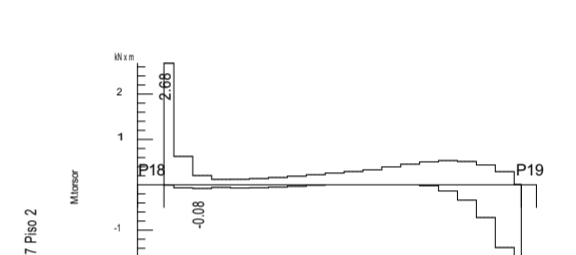
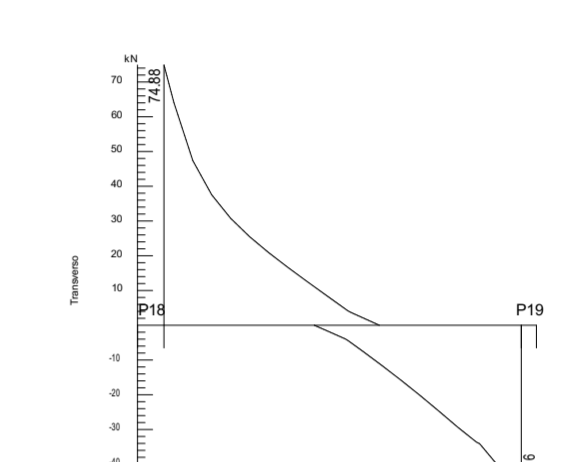
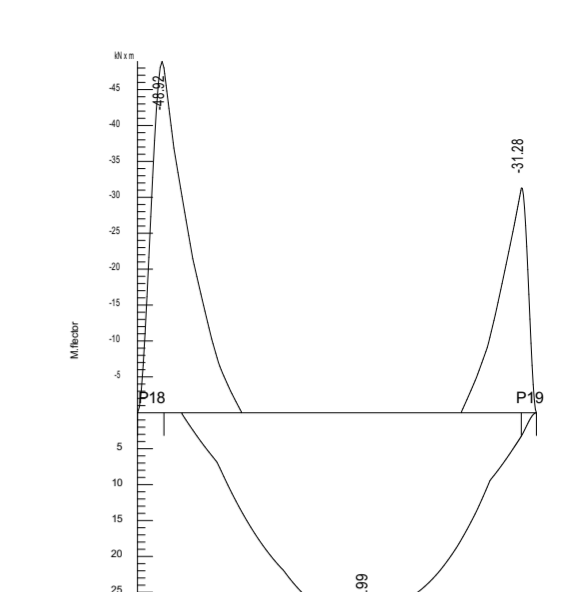
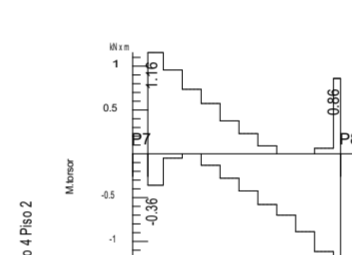
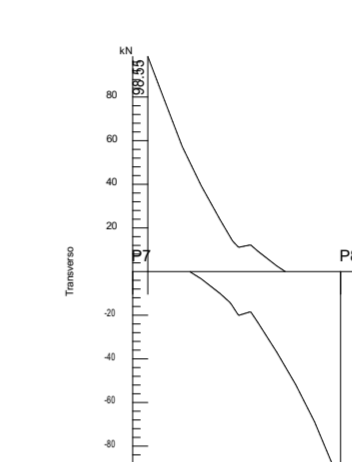
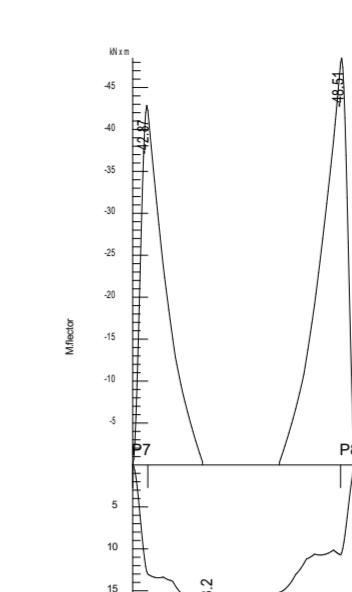
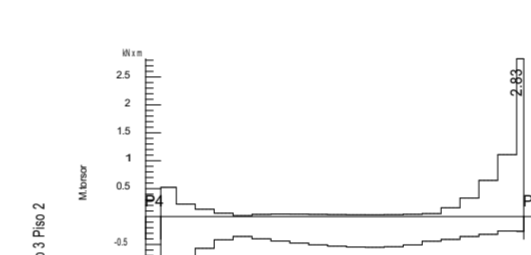
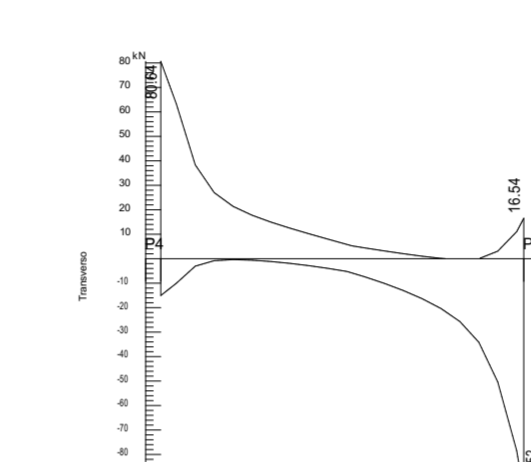
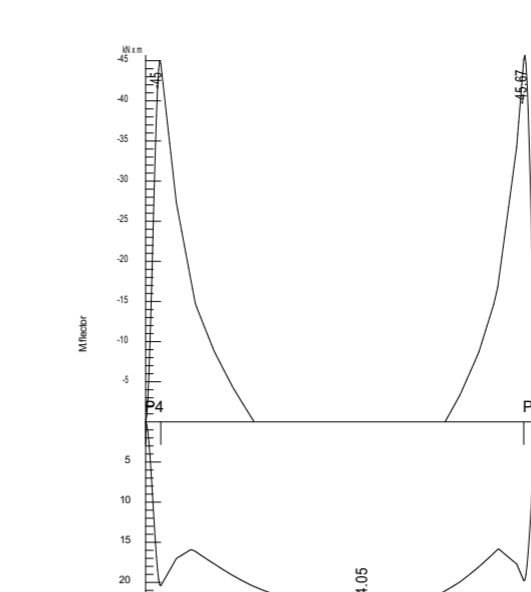
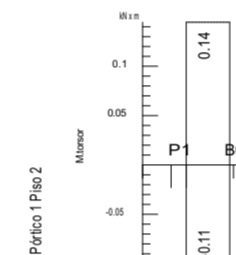
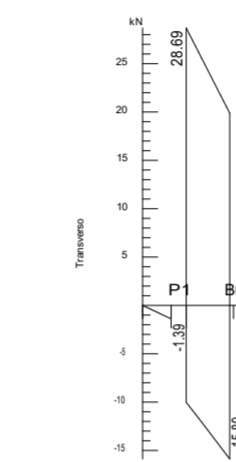
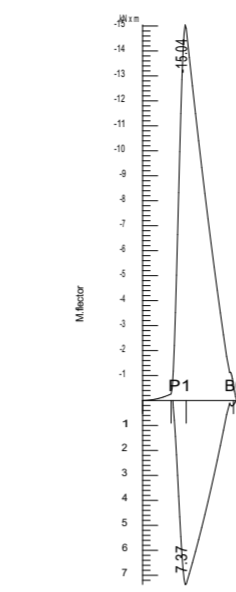
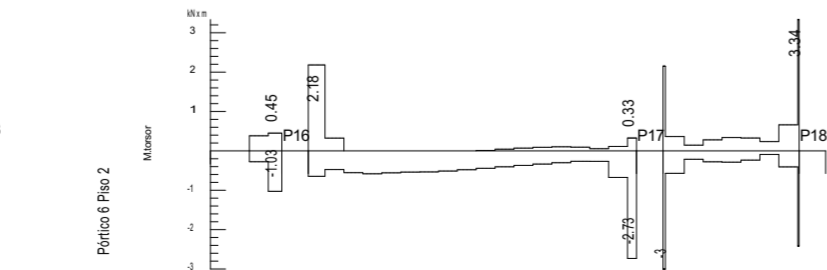
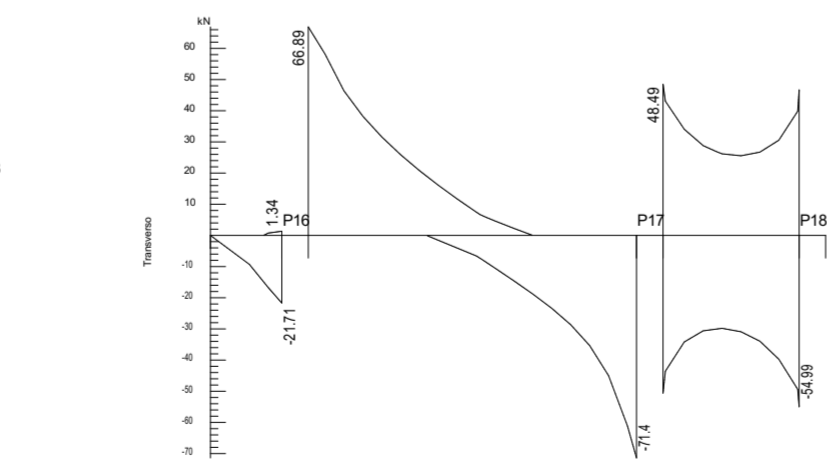
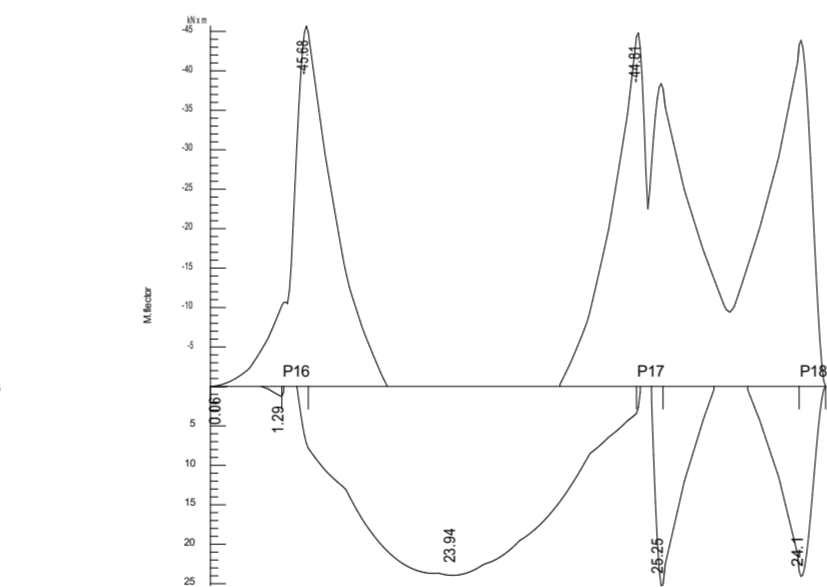
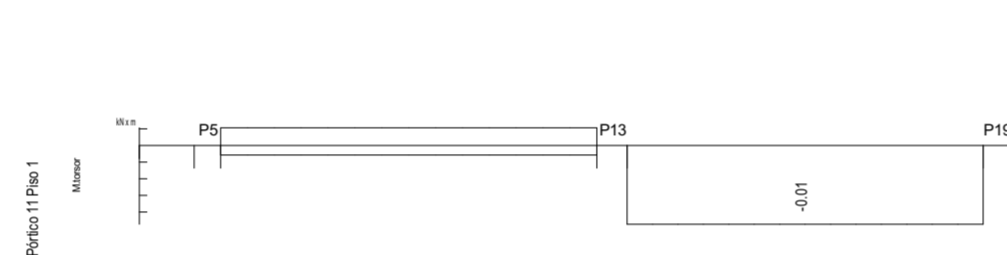
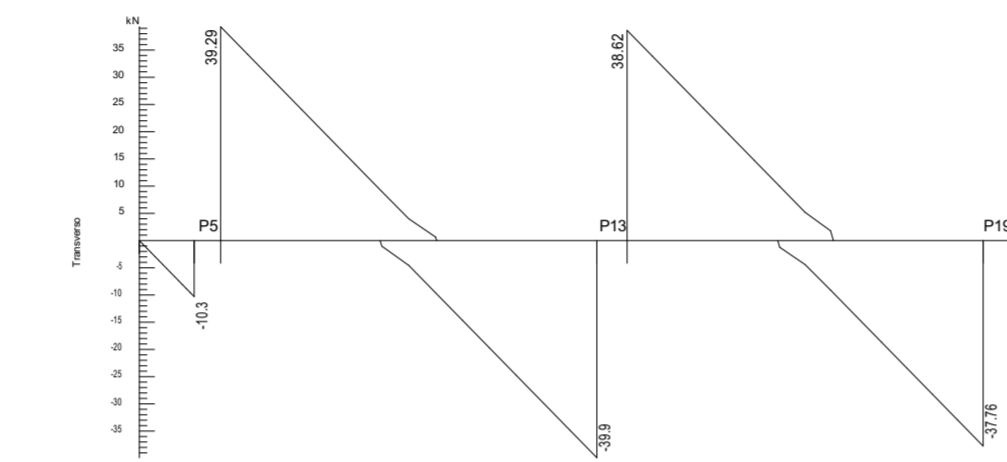
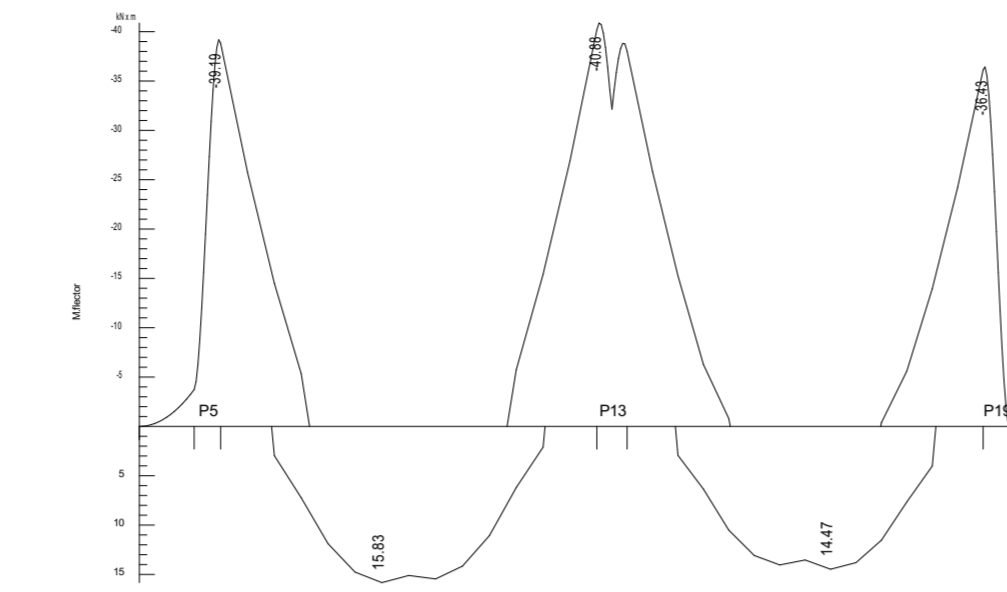
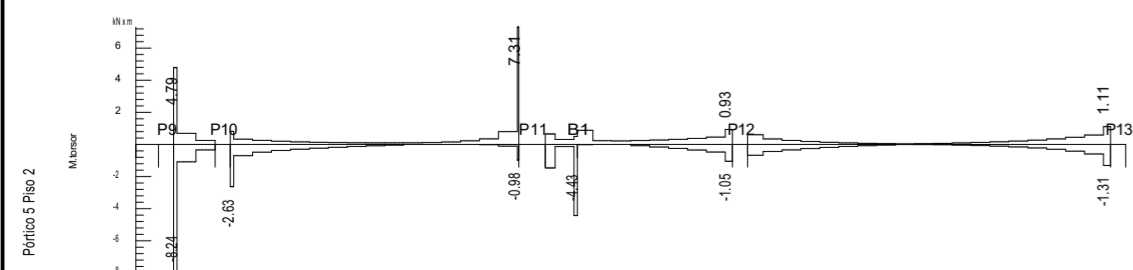
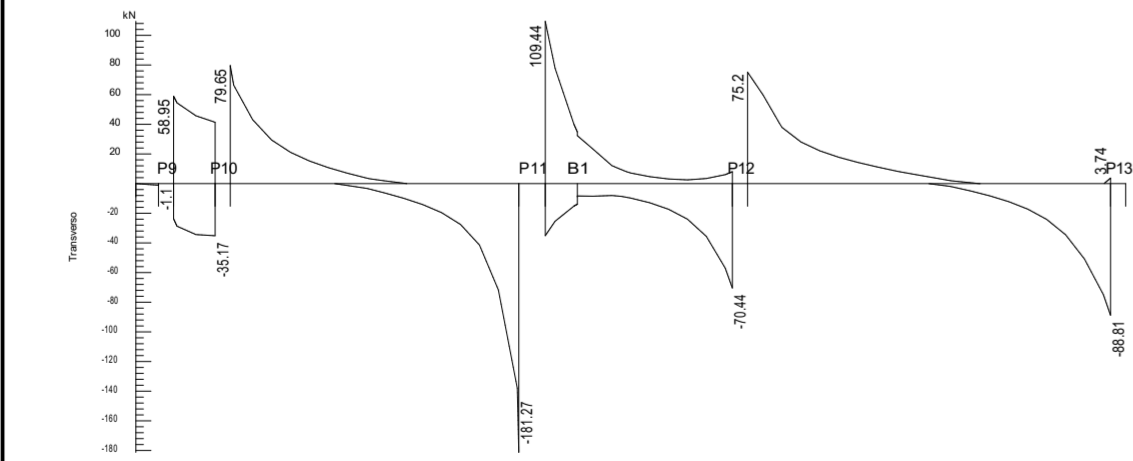
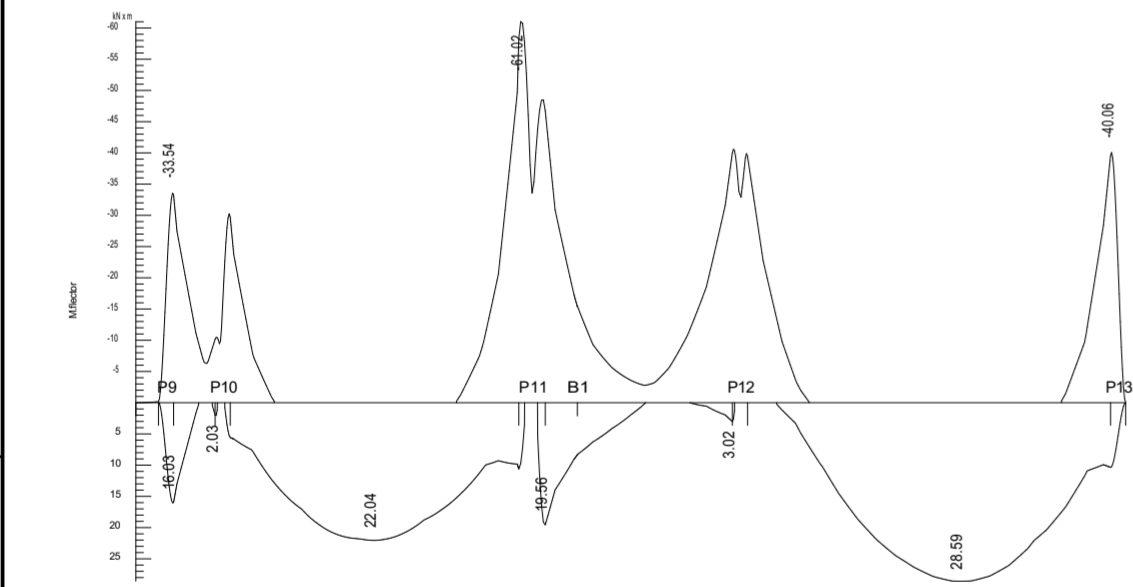
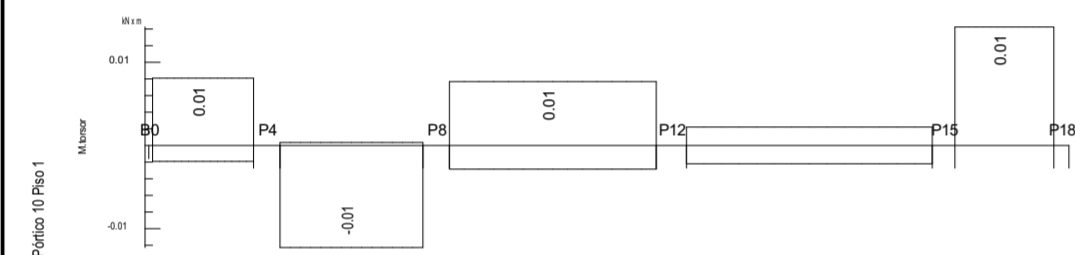
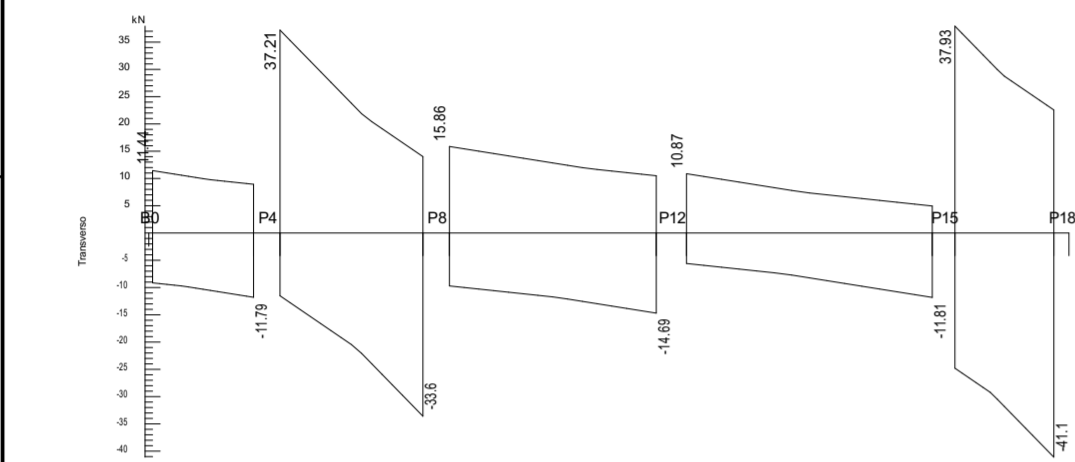
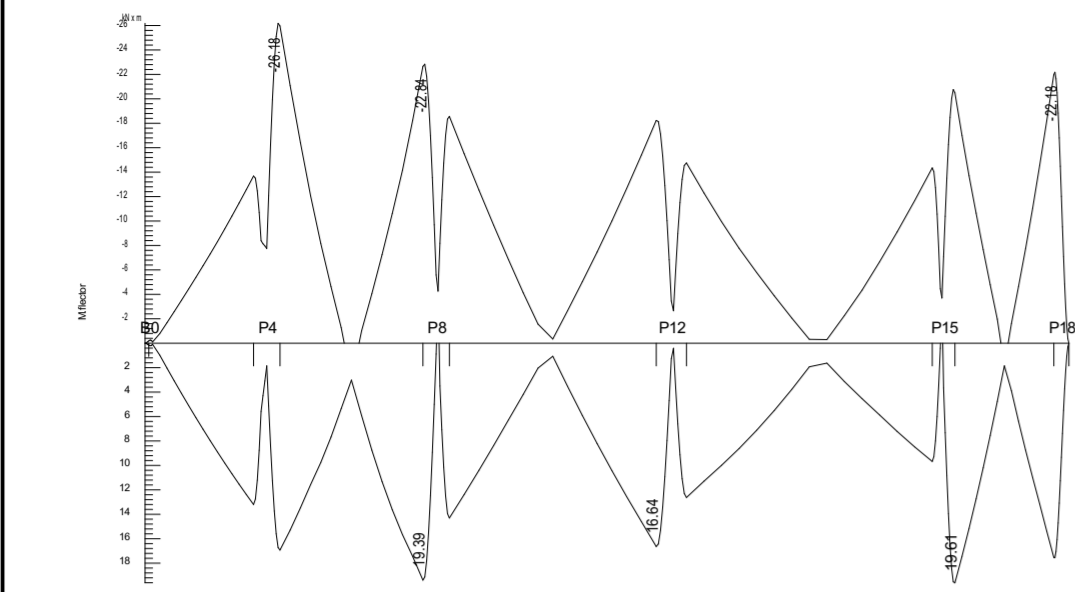
Pilar	Planta	Dimensão (cm)	Tramo (m)	Armaduras	Estribos	Desfavoráveis										H (m)	Hpx (m)	Hpy (m)	Desfavoráveis			Referência			Verifica	
						Nsd (kN)	Vsdx (kN)	Vrd1x (kN)	Vrd2x (kN)	Vsdy (kN)	Vrd1y (kN)	Vrd2y (kN)	CC1	CC2	Origem				N (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	N (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)		
P1	Cober.	20x20	9.90/12.55	4012		06a/15 cm	13.75	-1.54	134.4	45.1	0.06	134.4	62.67	0.01	0.03	GV	2.65	3.45	3.45	211	31	13	211	21	0.2	Sim
	Piso 4	20x20	6.70/9.55	4012		06a/15 cm	41.34	-3.73	134.4	46.34	0.05	134.4	62.67	0.03	0.08	GV	2.85	3.71	3.71	413	8	13	413	5.6	0	Sim
	Piso 3	20x20	3.50/6.35	4012		06a/15 cm	77.76	-4.15	134.4	49.93	-0.07	134.4	62.67	0.03	0.08	GV	2.85	3.71	3.71	80.8	9.7	5.5	80.8	5.4	1	Sim
	Piso 2	20x20	0.30/3.15	4016		06a/20 cm	117.32	-7.07	132.8	43.66	0.13	132.8	57.03	0.05	0.16	GV	2.85	3.7	3.7	117.3	17	6.5	117.3	10.6	0	Sim
	Piso 1	20x20	-1/0.00	4016		06a/20 cm	32.72	9.45	132.8	39.21	0.13	132.8	57.03	0.07	0.24	GV	1	1.3	1.3	117.3	17	6.5	117.3	10.6	0	Sim
P2	Piso 2	20x20	0.30/3.15	4012		06a/15 cm	37.55	-6.17	134.4	43.52	-0.45	134.4	62.67	0.05	0.14	GV	2.85	3.7	3.7	37.5	13.8	2.8	37.5	11.8	0.8	Sim
	Piso 1	20x20	-1/0.00	4012		06a/15 cm	74.61	-23.47	134.4	45.7	-0.12	134.4	62.67	0.17	0.51	GV	1	1.3	1.3	37.5	13.8	2.8	37.5	11.8	0.8	Sim
P3	Cober.	20x35	9.90/12.55	4012		06a/15 cm	46.83	-0.41	235.2	94.81	3.71	254.4	96.72	0.01	0.04	GV	2.65	3.45	3.45	42.6	3.7	6.1	42.6	1.6	5.2	Sim
	Piso 4	20x35	6.70/9.55	4012		06a/15 cm	92.45	0.19	235.2	94.81	10.34	254.4	91.63	0.04	0.11	GV	2.85	3.71	3.71	92.4	6	19.8	92.4	1	16.1	Sim
	Piso 3	20x35	3.50/6.35	4012		06a/15 cm	155.3	1.64	235.2	94.81	13.42	254.4	96.6	0.05	0.14	GV	2.85	3.71	3.71	133.5	17.9	12.3	133.5	10.7	7	Sim
	Piso 2	20x35	0.30/3.15	4016	+ ... +2016	06a/20 cm	209.72	18.43	232.4	61.52	5.67	252.8	108.56	0.08	0.3	GV	2.85	3.7	3.7	209.7	37.9	16.8	209.7	26.5	8.5	Sim
	Piso 1	20x35	#DIV/0!	4016	+ ... +2016	06a/20 cm	257.28	33.53	232.4	68.31	8.39	252.8	108.56	0.15	0.5	GV	1	1.3	1.3	217.1	37.8	16.2	217.1	26	7.6	Sim
P4	Cober.	20x35	9.90/12.55	4012		06a/15 cm	44.4	-5.8	235.2	61.94	2.35	254.4	103.61	0.03	0.1	GV	2.65	3.45	3.45	44.4	14.2	5	44.4	12	4.1	Sim
	Piso 4	20x35	6.70/9.55	4016	+ ... +2012	06a/15 cm	128.09	-16.63	233.33	63.29	5.4	252.8	116.58	0.07	0.27	GV	2.85	3.71	3.71	128.7	31.6	12.5	128.7	24.6	7.8	Sim
	Piso 3	20x35	3.50/6.35	4016	+ ... +2016	06a/20 cm	215.86	-17.99	232.4	62.05	5.62	252.8	108.56	0.08	0.29	GV	2.85	3.71	3.71	216	37.6	16.7	216	25.8	8.1	Sim
	Piso 2	20x35	0.30/3.15	4020	+ ... +2016	06a/20 cm	297.28	-19.28	230.53	63.86	5.32	251.2	107.88	0.09	0.31	GV	2.85	3.7	3.7	297.3	45.2	20.2	297.3	29.1	8.5	Sim
	Piso 1	20x35	#DIV/0!	4020	+ ... +2016	06a/20 cm	270.79	2.14	230.53	88.07	29.93	251.2	95.46	0.12	0.31	GV	1	1.3	1.3	304.6	42.4	18.8	304.6	25.9	6.7	Sim
P5	Cober.	20x35	9.90/12.55	4012		06a/15 cm	18.56	0.55	235.2	72.37	8.93	254.4	80.42	0.04	0.11	GV	2.65	3.45	3.45	16.8	5.4	14	16.8	4.5	13.7	Sim
	Piso 4	20x35	6.70/9.55	4020	+ ... +2012	06a/15 cm	146.42	17.98	231.47	63.07	15.5	251.2	92.27	0.1	0.33	GV	2.85	3.71	3.71	146.4	35	28.3	146.4	27	22.5	Sim
	Piso 3	20x35	3.50/6.35	4020	+ ... +2020	06a/20 cm	275.81	19.49	229.6	63.27	13.36	251.2	103.23	0.1	0.33	GV	2.85	3.71	3.71	283.1	43.3	31.1	283.1	27.9	19.9	Sim
	Piso 2	20x35	0.30/3.15	4025	+ ... +2016	08a/20 cm	407.54	17.93	225.4	78.19	7.87	247.6	127.65	0.09	0.24	GV	2.85	3.7	3.7	407.5	49.8	29.9	407.5	28.8	14.4	Sim
	Piso 1	20x35	#DIV/0!	4025	+ ... +2016	08a/20 cm	453.53	0.12	225.4	97.2	25.37	247.6	127.65	0.1	0.2	GV	1	1.3	1.3	414.9	43.4	23.7	414.9	22.3	8	Sim
P6	Piso 4	Ø=30	6.70/9.70	6012		06a/15 cm	96.72	-6.16	195.76	66.49	1.48	195.76	86.7	0.03	0.09	GV	3	3.9	3.9	96.7	17.3	4.9	96.7	10.9	3.1	Sim
	Piso 3	Ø=30	3.50/6.50	6012		06a/15 cm	152.2	-15.03	195.76	63.9	0.11	195.76	86.7	0.08	0.24	GV	3	3.9	3.9	150	33.7	11	150	22.7	0.8	Sim
	Piso 2	Ø=30	0.30/3.30	6020		06a/20 cm	189.56	-8.58	191.95	61.52	-1.71	191.95	79.06	0.05	0.14	GV	4.3	5.59	5.59	301	55.6	6.3	301	18.8	2.1	Sim
	Piso 1	Ø=30	-3.333333	6020		06a/20 cm	197.01	-11.22	191.95	58.98	-1.71	191.95	79.06	0.06	0.19	GV	4.3	5.59	5.59	312.2	62.2	10.8	312.2	23.6	4.1	Sim
P7	Cober.	20x35	9.90/12.55	4012		06a/15 cm	46.89	-0.4	235.2	94.81	5.82	254.4	89.09	0.02	0.07	GV	2.65	3.45	3.45	44.8	7.5	8	44.8	5.3	7.2	Sim
	Piso 4	20x35	6.70/9.55	4012		06a/15 cm	160.74	0.11	235.2	94.81	15.86	254.4	94.26	0.06	0.17	GV	2.85	3.71	3.71	166.5	19.8	17.4	166.5	11.3	11.3	Sim
	Piso 3	20x35	3.50/6.35	4016	+ ... +2016	06a/20 cm	223.33	-0.65	232.4	88.79	18.9	252.8	87.28	0.07	0.22	GV	2.85	3.71	3.71	357.6	38.1	14.7	357.6	18.6	0.6	Sim
	Piso 2	20x35	0.30/3.15	4025	+ ... +2016	08a/20 cm	286.97	-1.25	225.4	97.2	23.42	247.6	107.04	0.09	0.22	GV	2.85	3.7	3.7	559.6	47.8	20.7	559.6	23.8	2.2	Sim
	Piso 1	20x35	#DIV/0!	4025	+ ... +2016	08a/20 cm	679.97	-33.72	225.4	97.2	6.61	247.6	127.65	0.15	0.35	GV	1	1.3	1.3	559.6	47.8	20.7	559.6	23.8	2.2	Sim
P8	Cober.	20x35	9.90/12.55	4012		06a/15 cm	33.19	-0.62	235.2	77.58	5.98	254.4	85.19	0.02	0.07	GV	2.65	3.45	3.45	28.4	8	4.7	28.4	6.6	4.1	Sim
	Piso 4	20x35	6.70/9.55	4012	+ ... +2012	06a/15 cm	226.75	-2.12	235.2	94.81	17.31	254.4	99.29	0.07	0.18	GV	2.85	3.71	3.71	219.6	28.9	17.6	219.6	14.9	8.9	Sim
	Piso 3	20x35	3.50/6.35	4020	+ ... +2012	06a/15 cm	453	-0.33	231.47	93.31	22.66	251.2	109.48	0.09	0.21	GV	2.85	3.71	3.71	445.2	38.1	24.4	445.2	16.3	8.2	Sim
	Piso 2	20x35	0.30/3.15	4025	+ ... +2016	08a/20 cm	415.08	1.1	225.4	97.2	22.7	247.6	115.52	0.09	0.2	GV	2.85	3.7	3.7	700.2	46.1	27.1	700.2	19.3	5.8	Sim
P9	Piso 1	20x35	#DIV/0!	4025	+ ... +2016	08a/20 cm	762.05	30.54	225.4	97.2	-4.97	247.6	127.65	0.14	0.32	GV	1	1.3	1.3	707.1	46.5	23.6	707.1	19.5	2.2	Sim
	Piso 4	20x30	6.70/9.55	4012		06a/15 cm	38.75	-5.91	201.6	55.72	1.04	214.4	83.59	0.03	0.11	GV	2.85	3.71	3.71	38.8	13.2	5.4	38.8	11.1	3.7	Sim
	Piso 3	20x30	3.50/6.35	4016		06a/20 cm	103.41	-13.09	199.2	52.18	1.62	212.8	91.39	0.07	0.25	GV	2.85	3.71	3.71	103.4	24.7	8.3	103.4	19.1	3.9	Sim
	Piso 2	20x30	0.30/3.15	4016	+ ... +2012	06a/15 cm	182.29	-14.21	200	60.74	-1.45	212.8	99.23	0.07	0.23	GV	2.85	3.71	3.71	182.4	31	9.9	182.4	21.1	2	Sim
P10	Piso 1	20x30	#DIV/0!	4016	+ ... +2012	06a/15 cm	-59.69	21.29	200	44	-1.05	212.8	99.04	0.11	0.48	GV	1	1.3	1.3	188.6	29.7	10.1	188.6	19.4	2	Sim
	Piso 4	20x30	6.70/9.55	4012	+ ... +2012	06a/15 cm	189.46	-7.34	201.6	66.37	2.77	214.4	99.98	0.04	0.11	GV	2.85	3.71	3.71	189.5	24.4	14.2	189.5	14.1	6	Sim
	Piso 3	20x30	3.50/6.35	4020	+ ... +2012	06a/15 cm	309.34	-16.59	198.4	64.63	1.68	211.2	98.49	0.08	0.26	GV	2.85	3.71	3.71	309.3	41	17.6	309.3	24.2	4.4	Sim
	Piso 2	20x30	0.30/3.15	4025	+ ... +2016	08a/20 cm	482.11	-17.32	193.2	75.44	-3.88	207.6	107.02	0.09	0.23	GV	2.85	3.7	3.7	482.3	46.3	21.8	482.3	25.6	4.8	Sim
	Piso 1	20x30	#DIV/0!	4025	+ ... +2016	08a/20 cm	251.99	-31.06	193.2	72.28	-9.35	207.6	107.02	0.17	0.44	GV	1	1.3	1.3	488.4	44.5	23.1	488.4	23.7	6	Sim
P11	Cober.	35x20	9.90/12.55	40																						



UNIVERSIDADE EDUARDO MONDLANE
FACULDADE DE ENGENHARIA
 Curso de Licenciatura em Engenharia Civil

Tema: PROJETO ESTRUTURAL DE UM EDIFÍCIO DE 4 PISOS, REAJUSTE DOS RESULTADOS DO PROJETISTA.

Discente: Edmilson Duílio da Conceição José



UNIVERSIDADE EDUARDO MONDLANE
FACULDADE DE ENGENHARIA
 Curso de Licenciatura em Engenharia Civil

Tema: PROJETO ESTRUTURAL DE UM EDIFÍCIO DE 4 PISOS, REAJUSTE DOS RESULTADOS DO PROJETISTA.

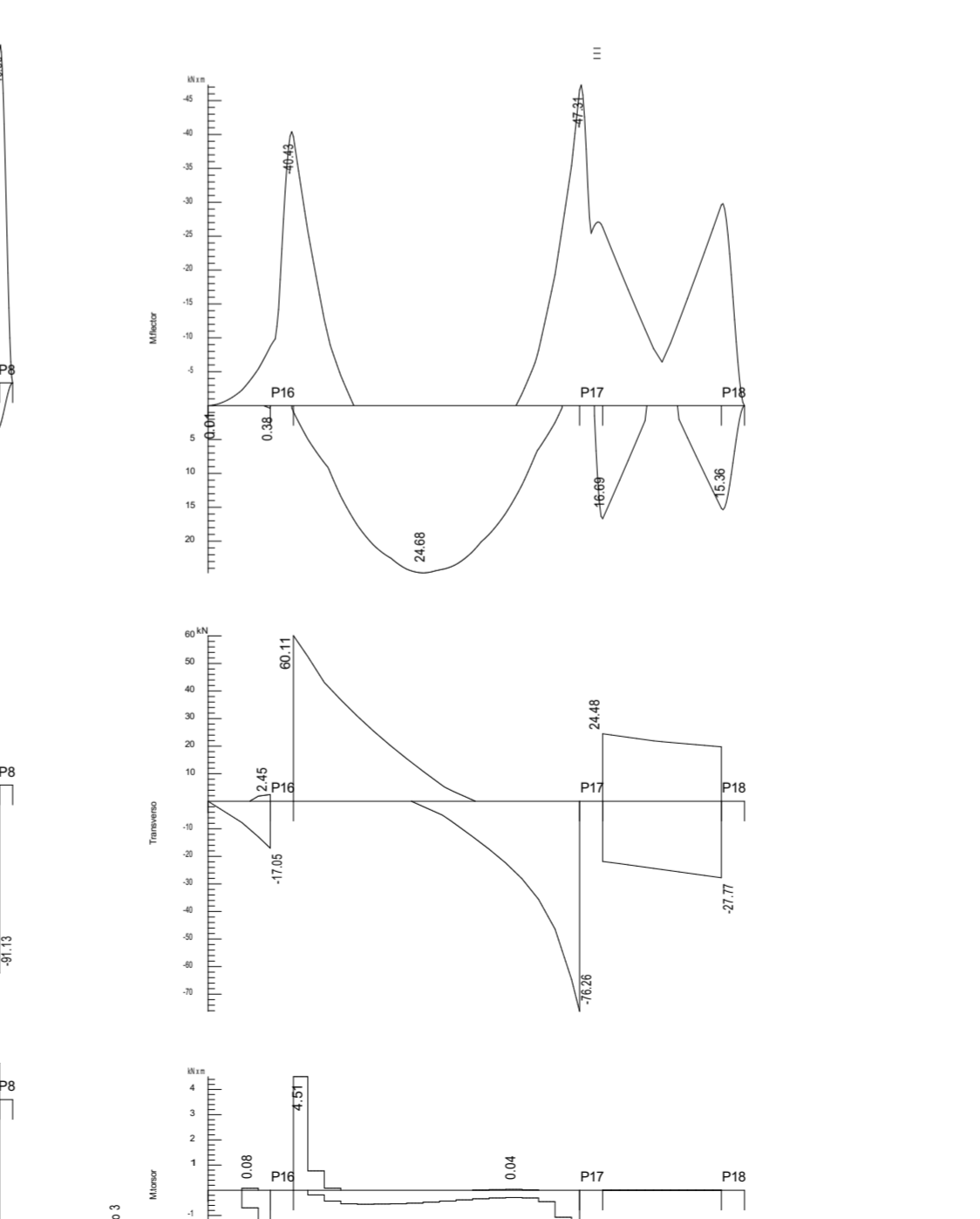
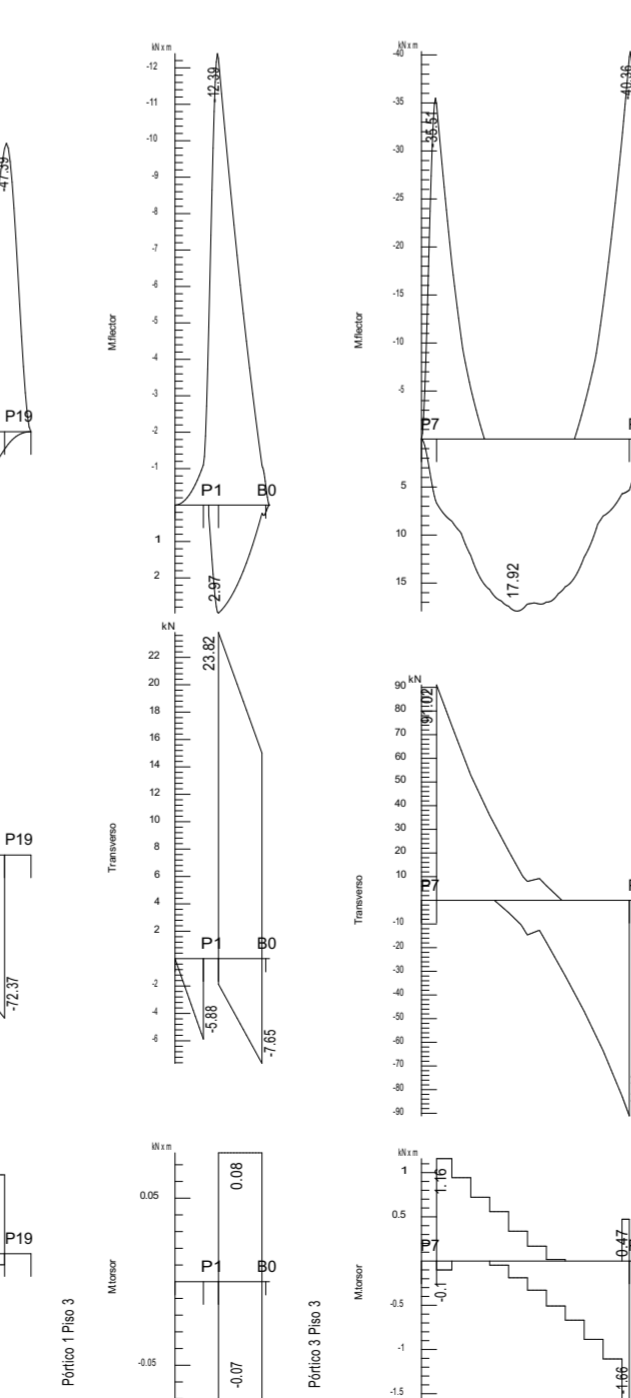
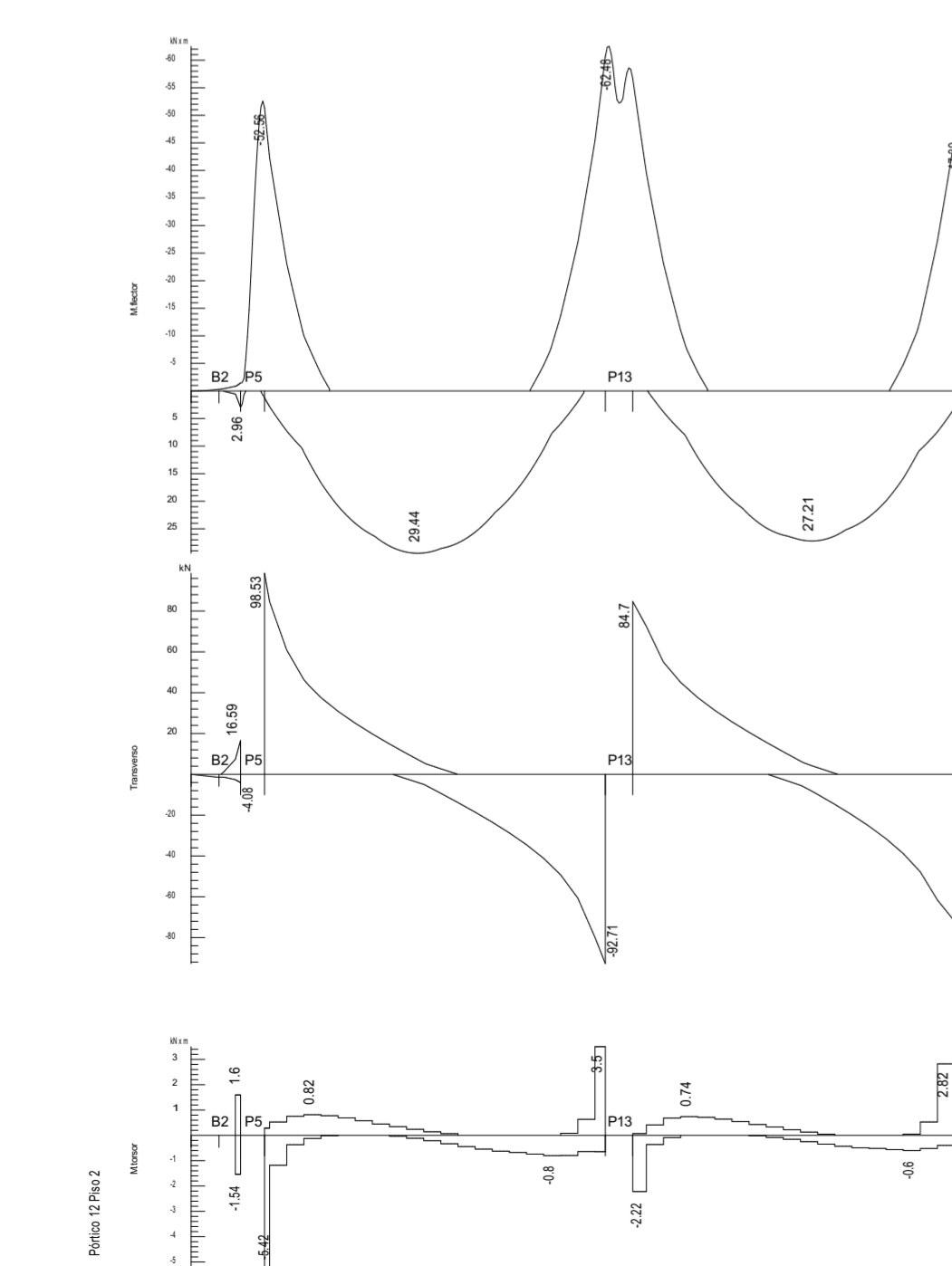
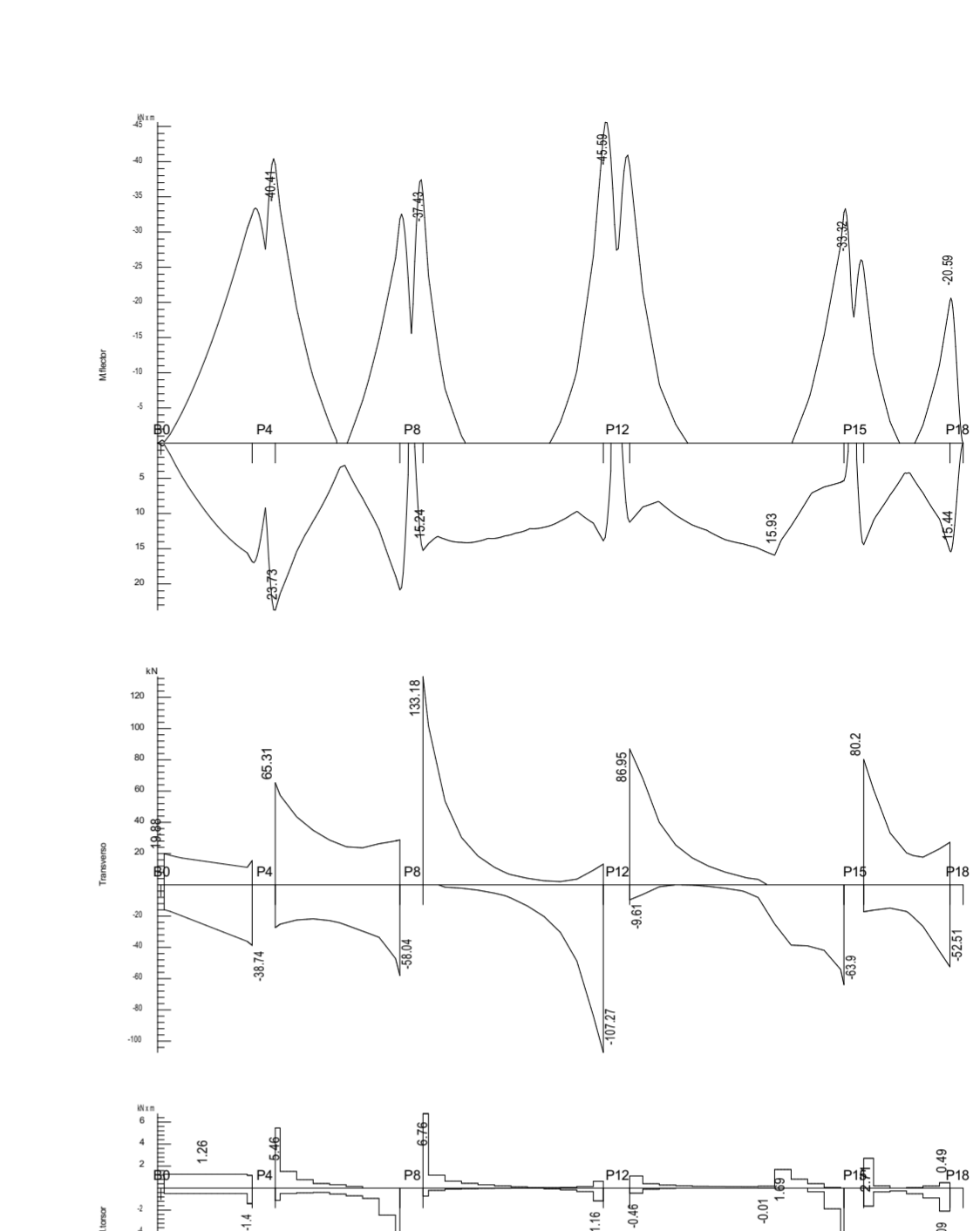
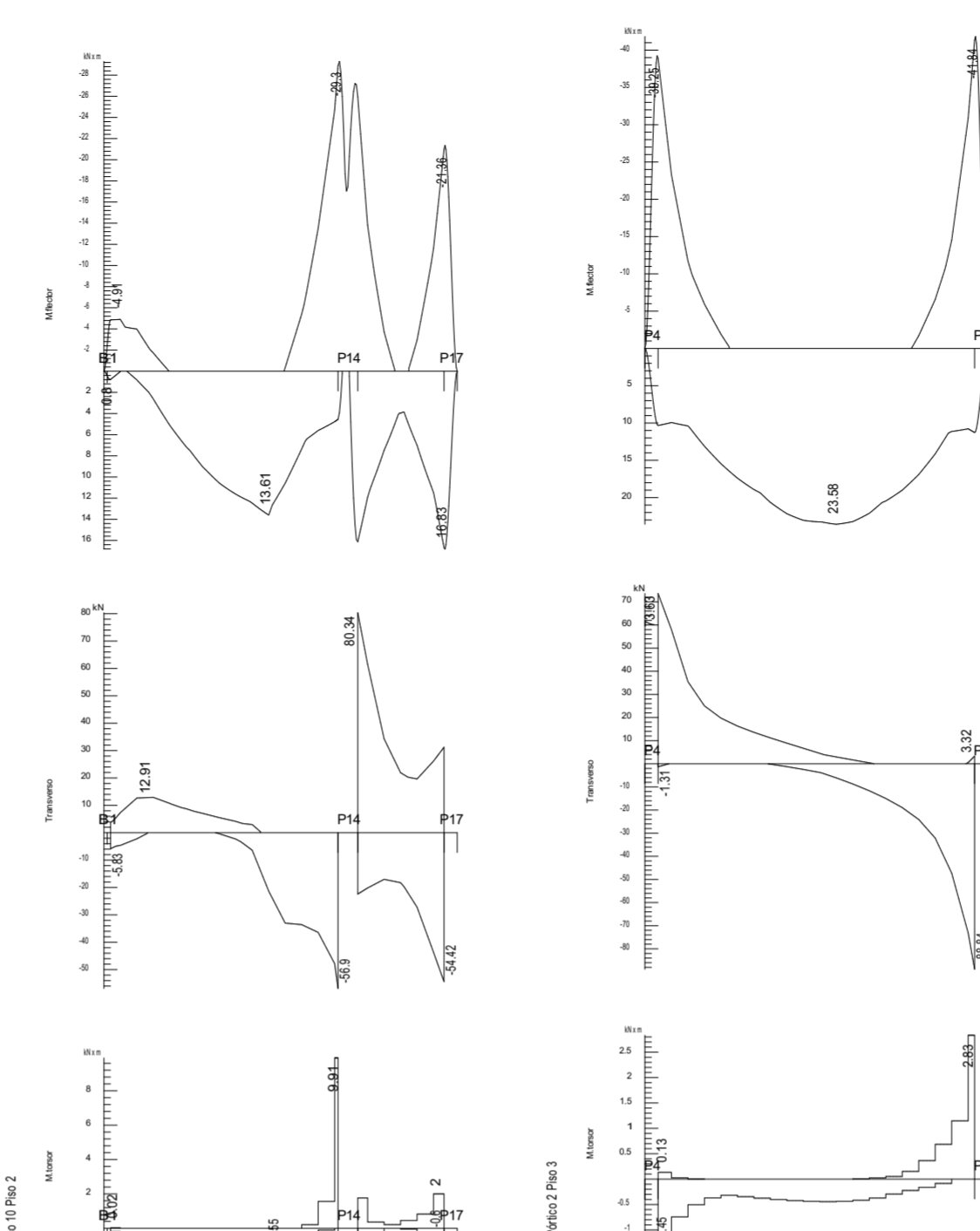
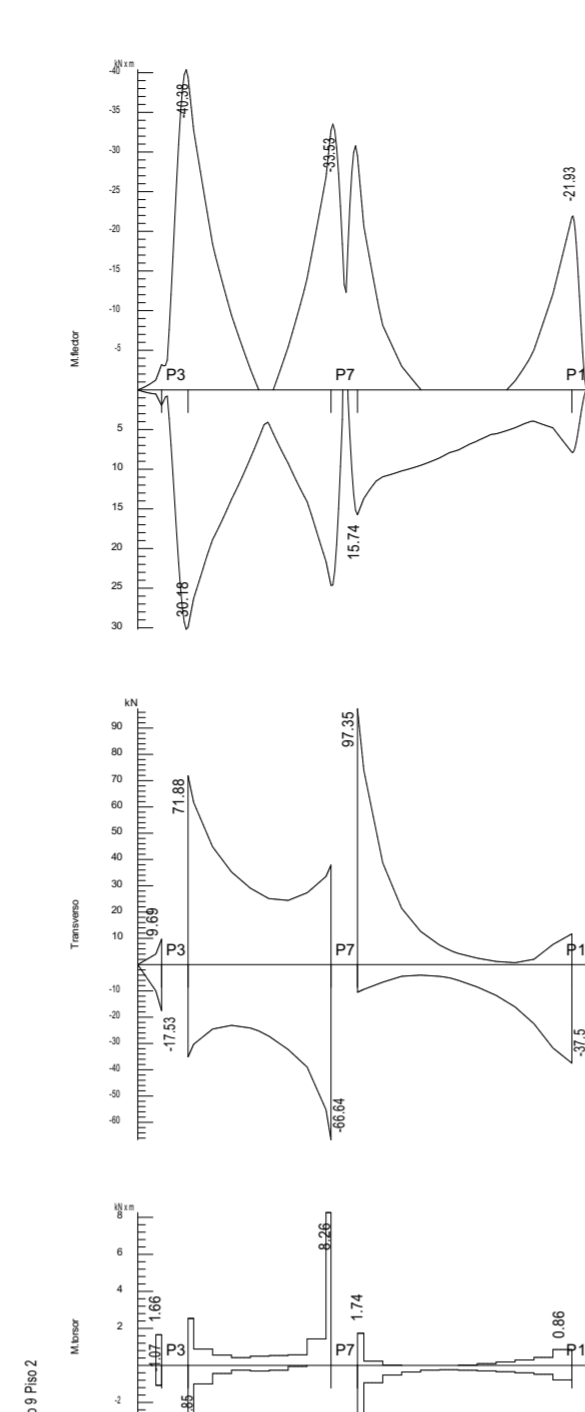
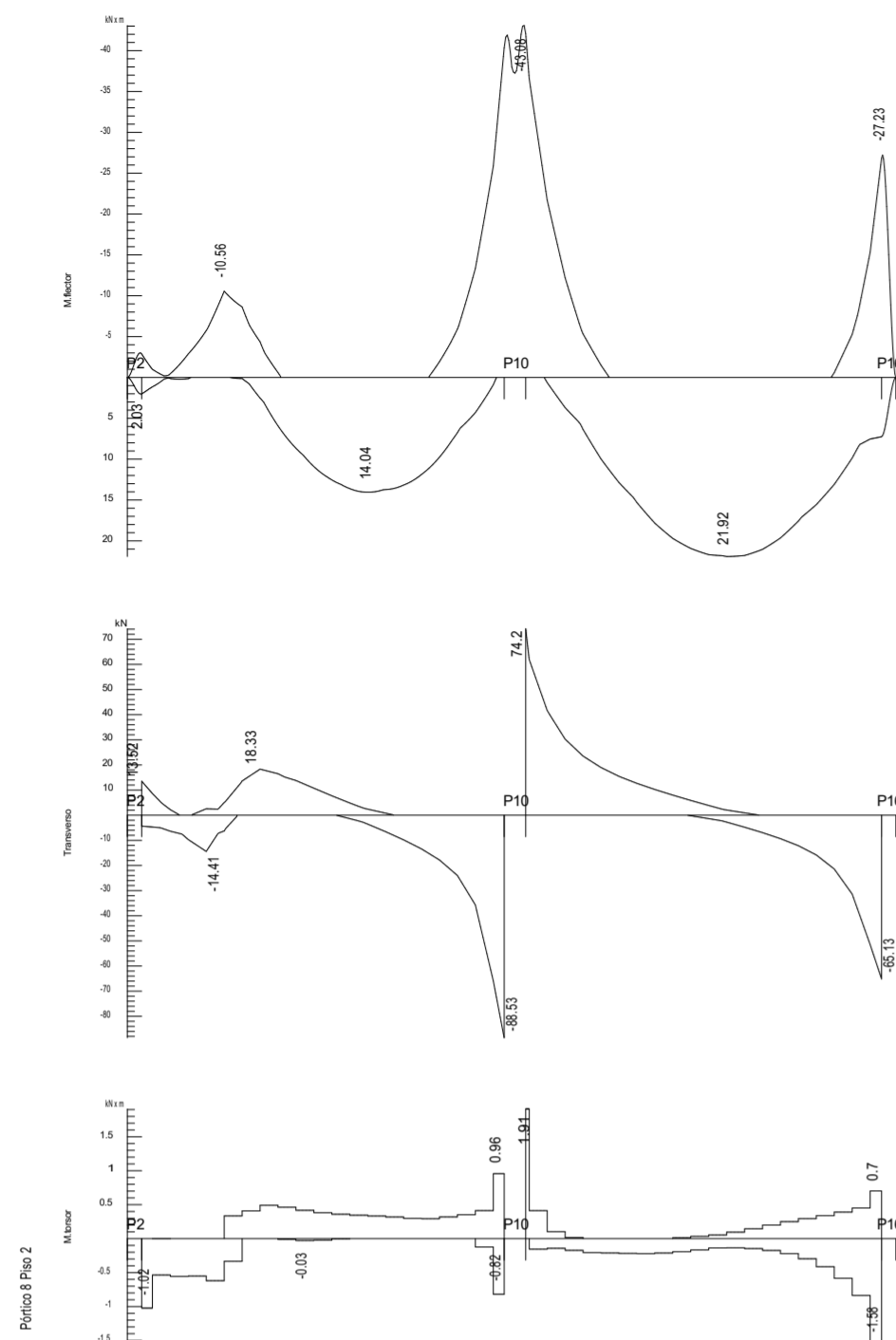
Discente: Edmilson Duílio da Conceição José

Diagramas de esforços em vigas

ESCALA
1:100

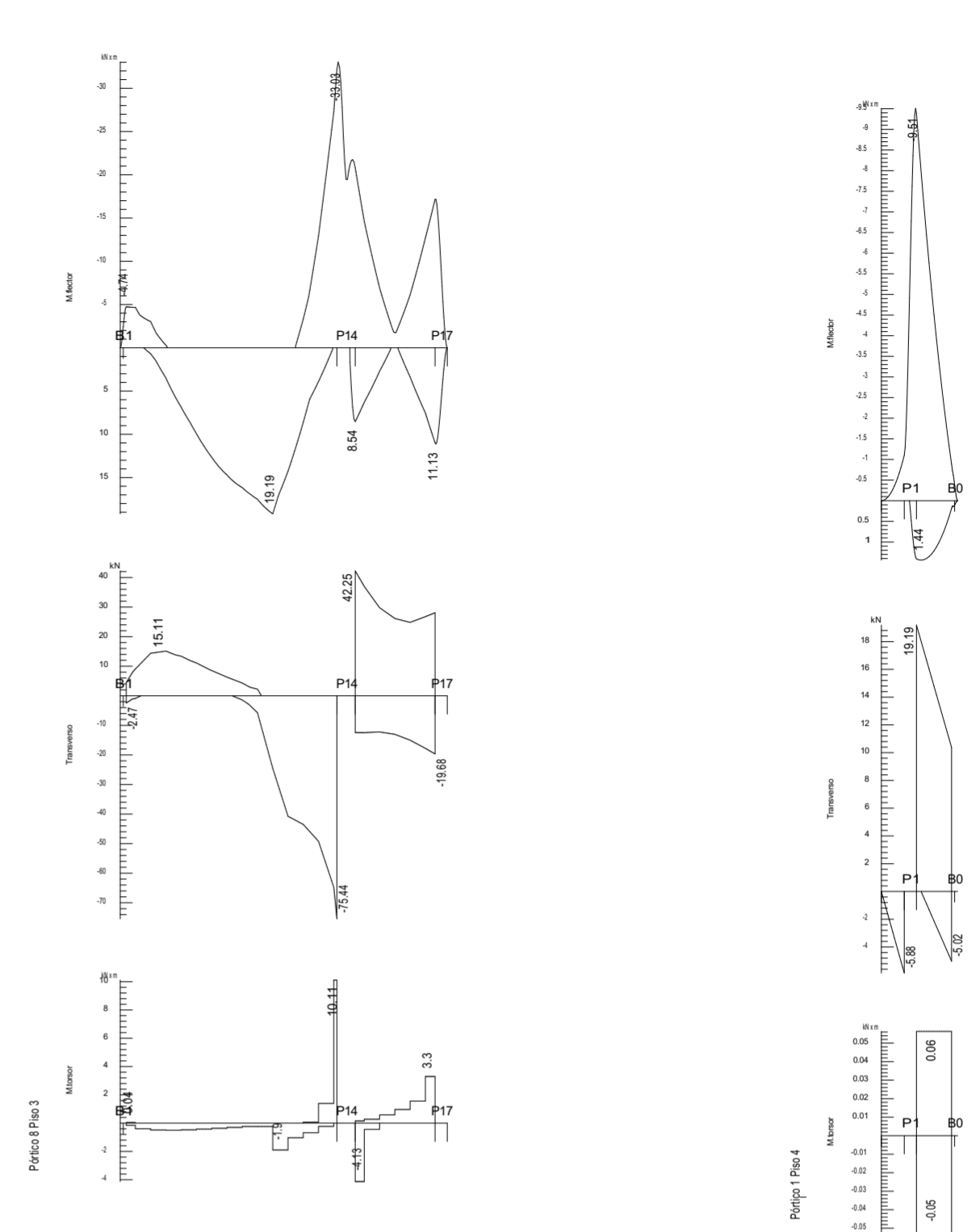
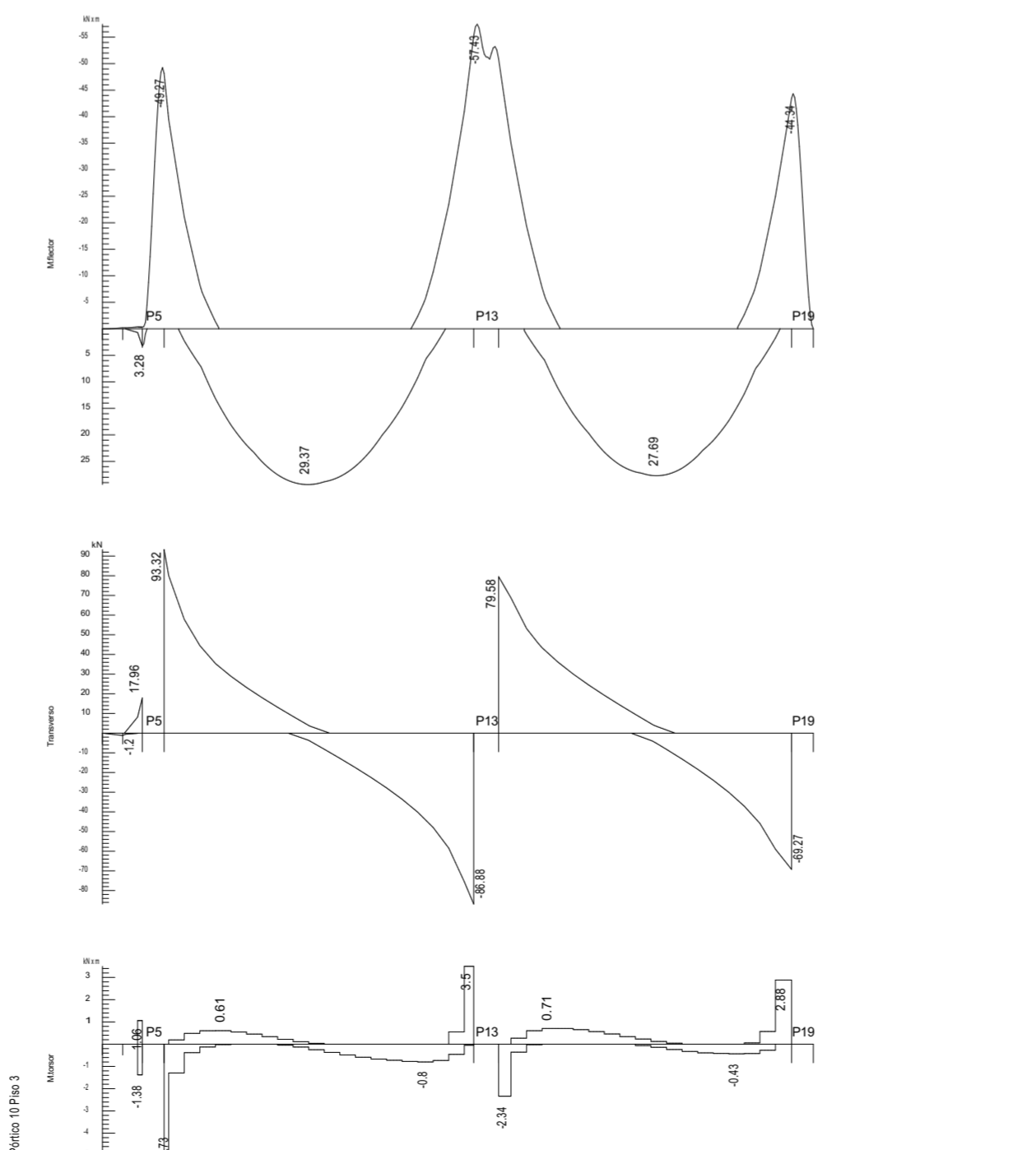
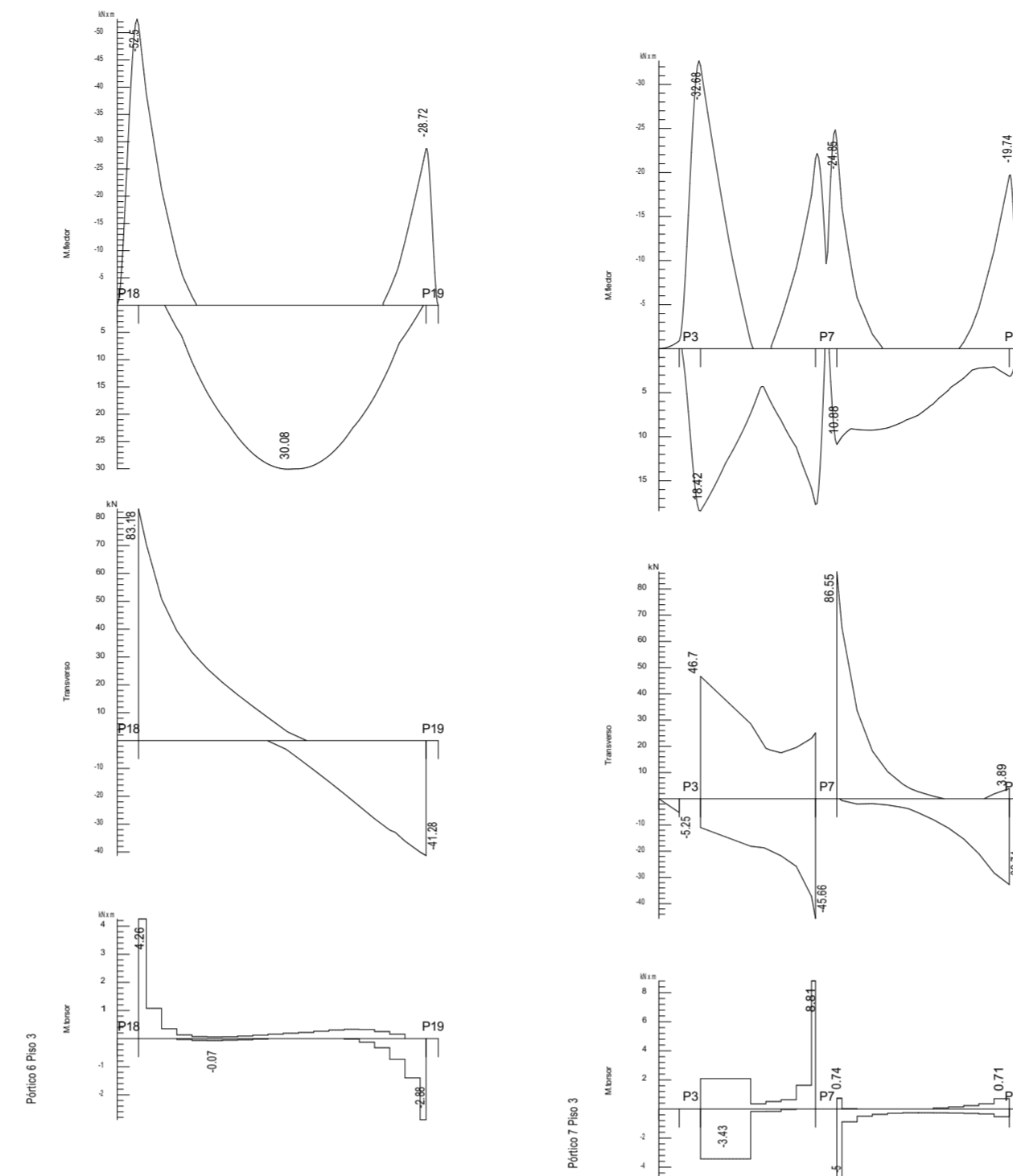
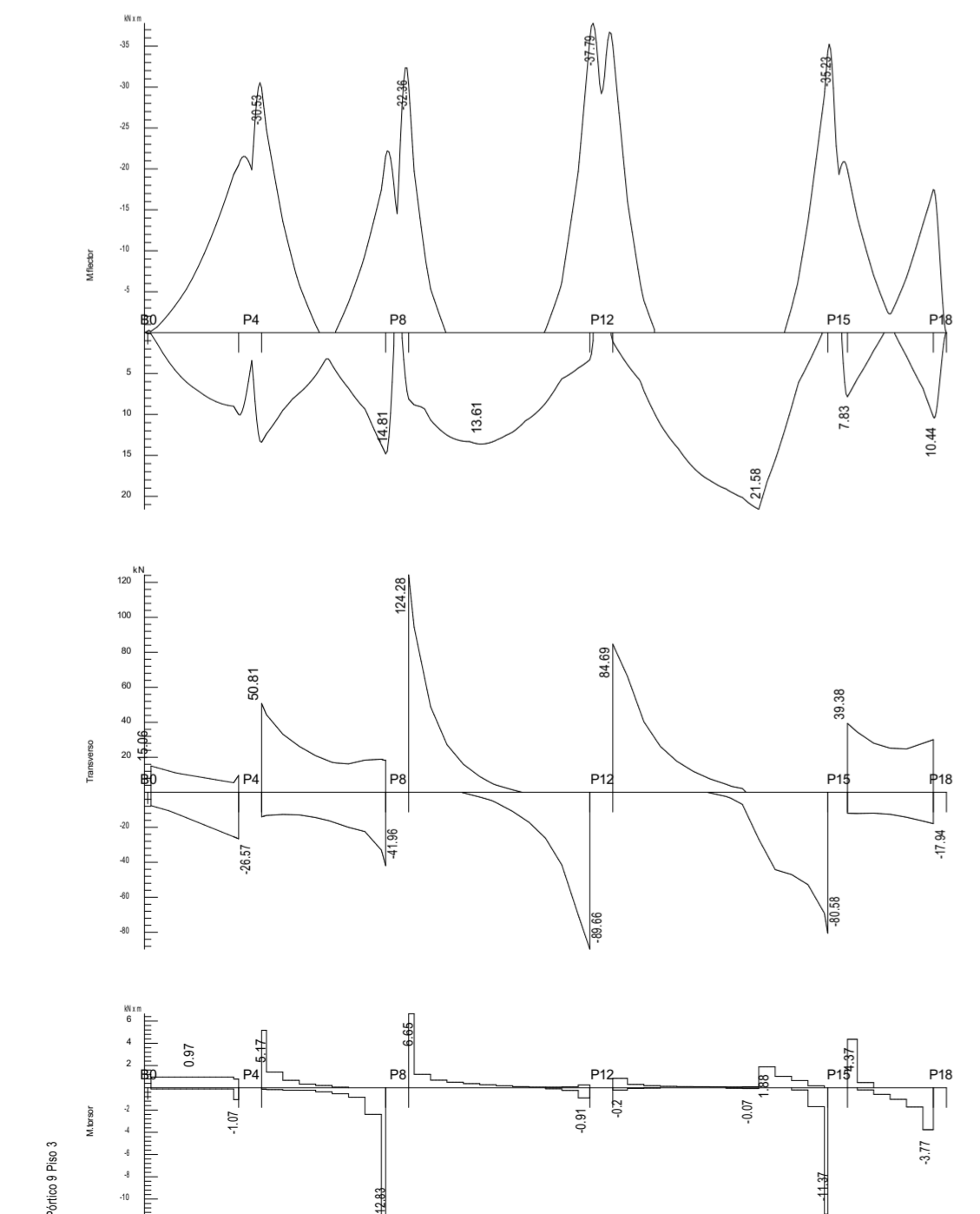
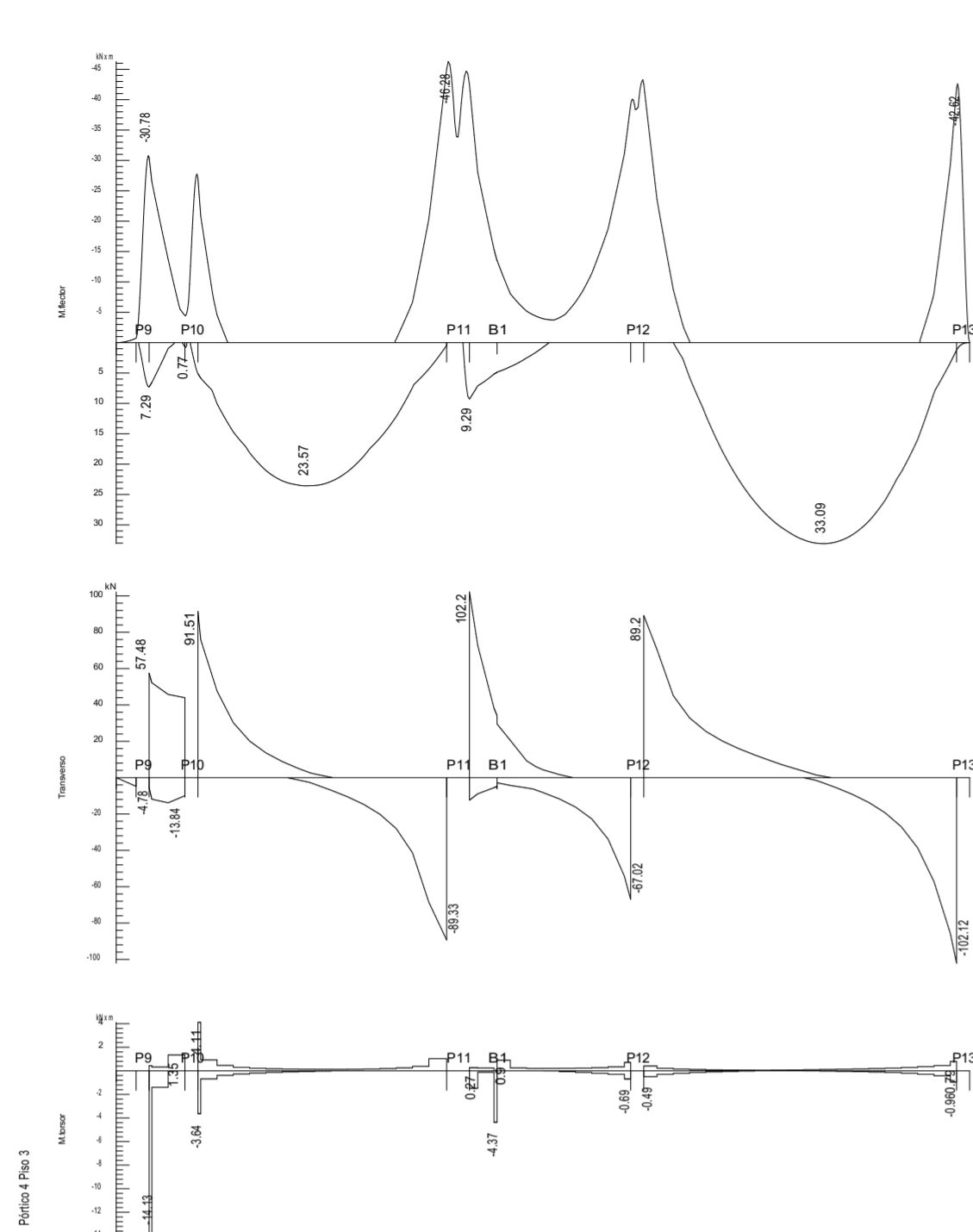
DIMENSÃO DA FOLHA A2

FOLHA **6.2**



UNIVERSIDADE EDUARDO MONDLANE
FACULDADE DE ENGENHARIA
 Curso de Licenciatura em Engenharia Civil

Tema: PROJETO ESTRUTURAL DE UM EDIFÍCIO DE 4 PISOS, REAJUSTE DOS RESULTADOS DO PROJETISTA.
Discente: Edmilson Duílio da Conceição José



UNIVERSIDADE EDUARDO MONDLANE
FACULDADE DE ENGENHARIA
 Curso de Licenciatura em Engenharia Civil

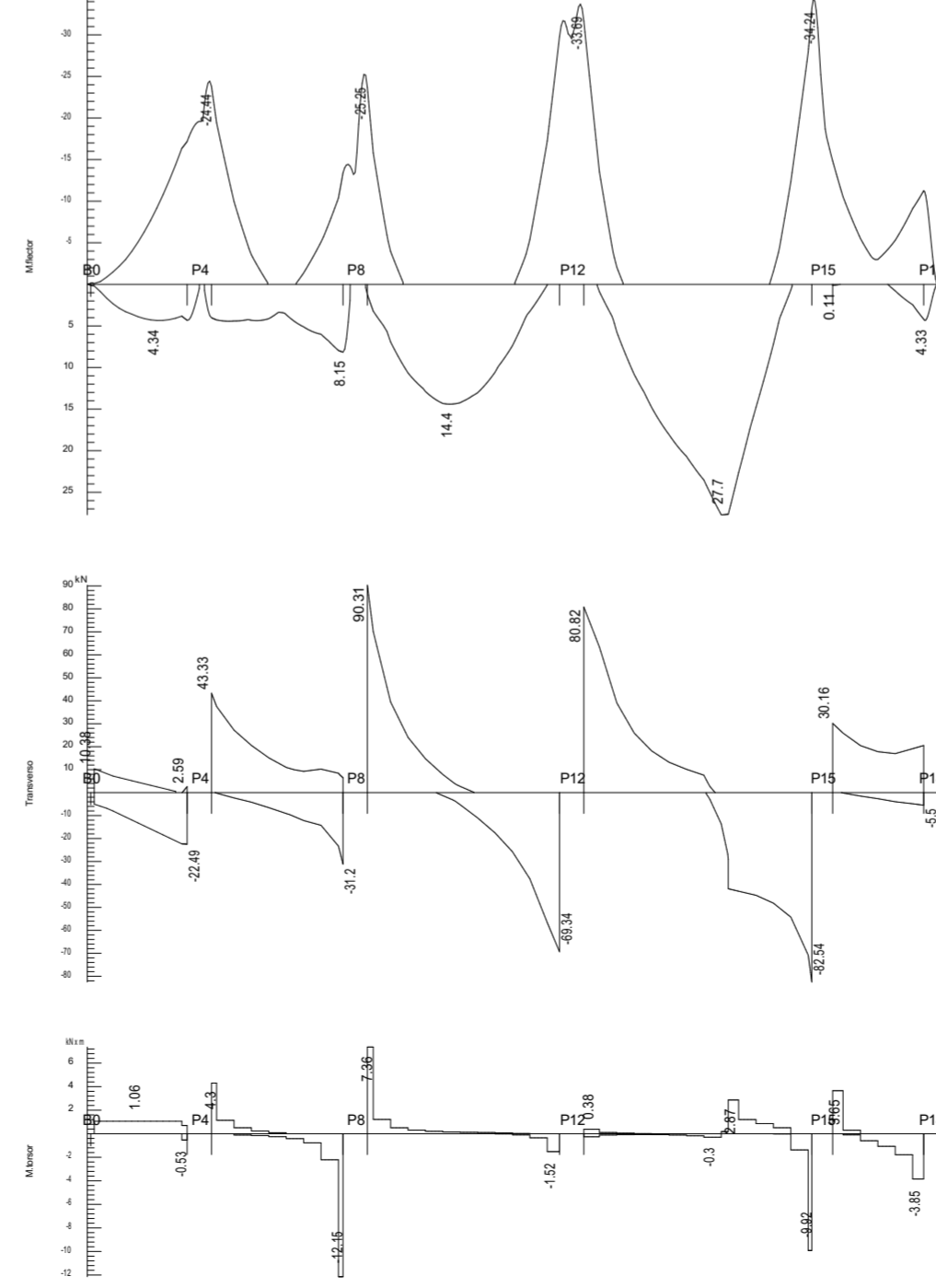
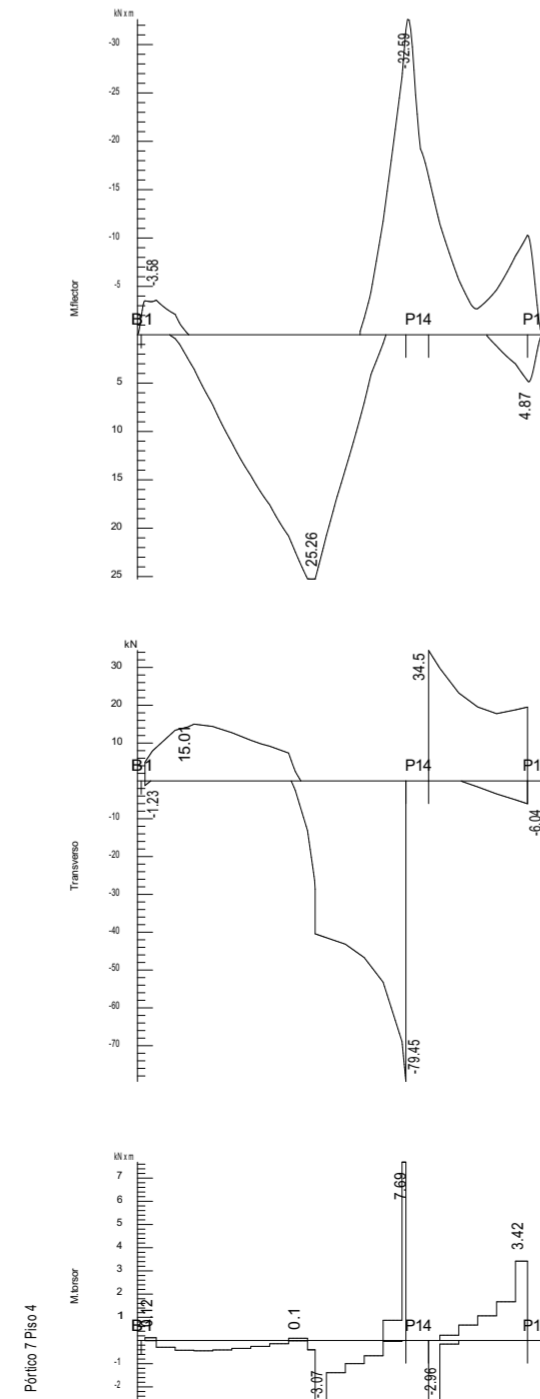
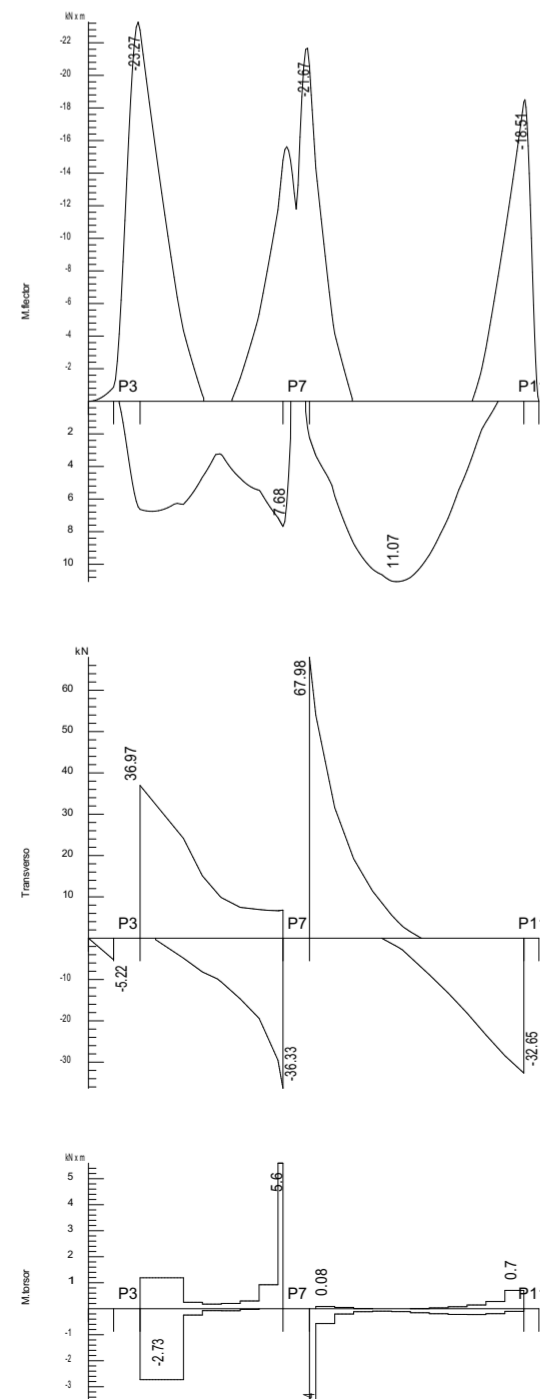
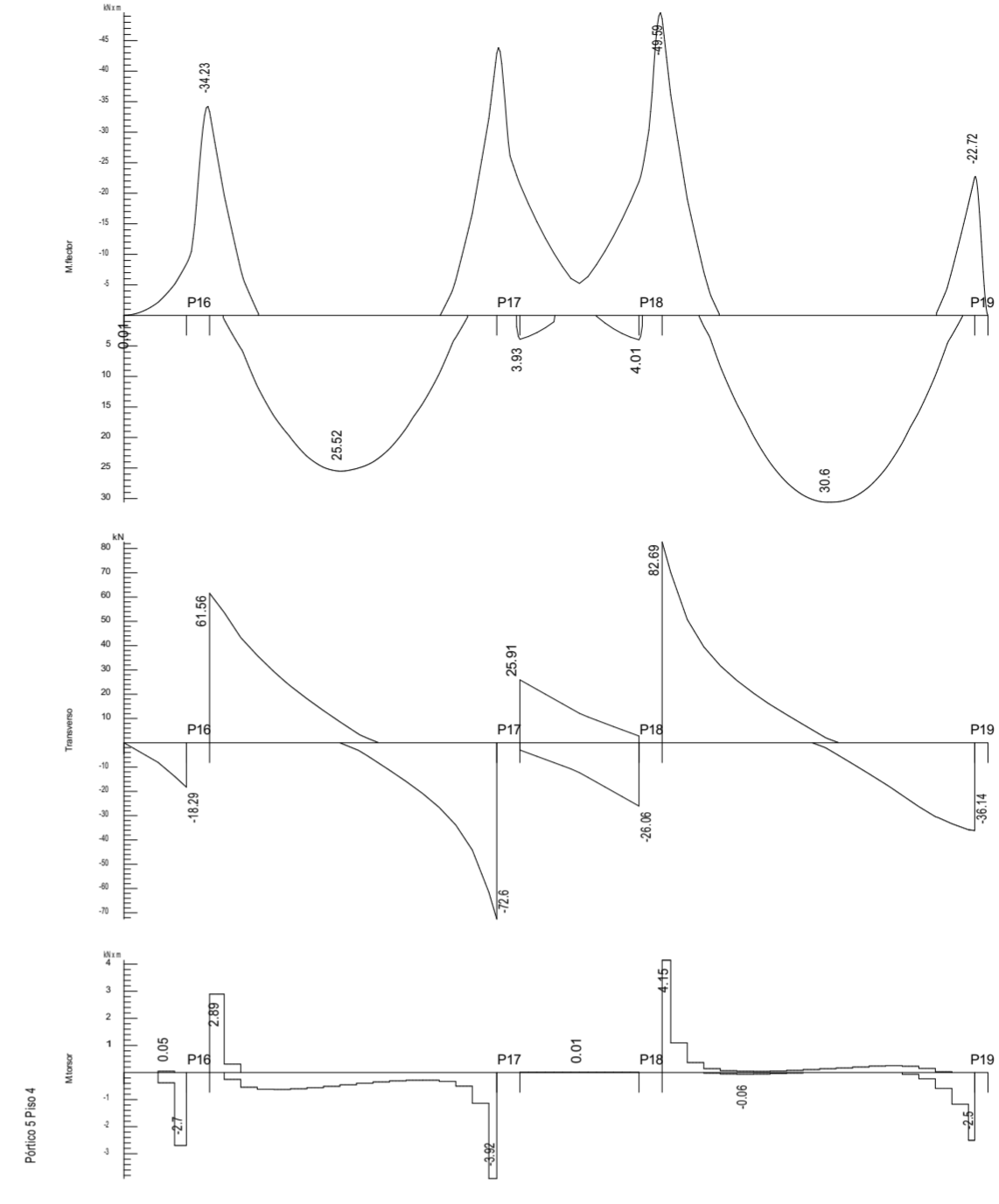
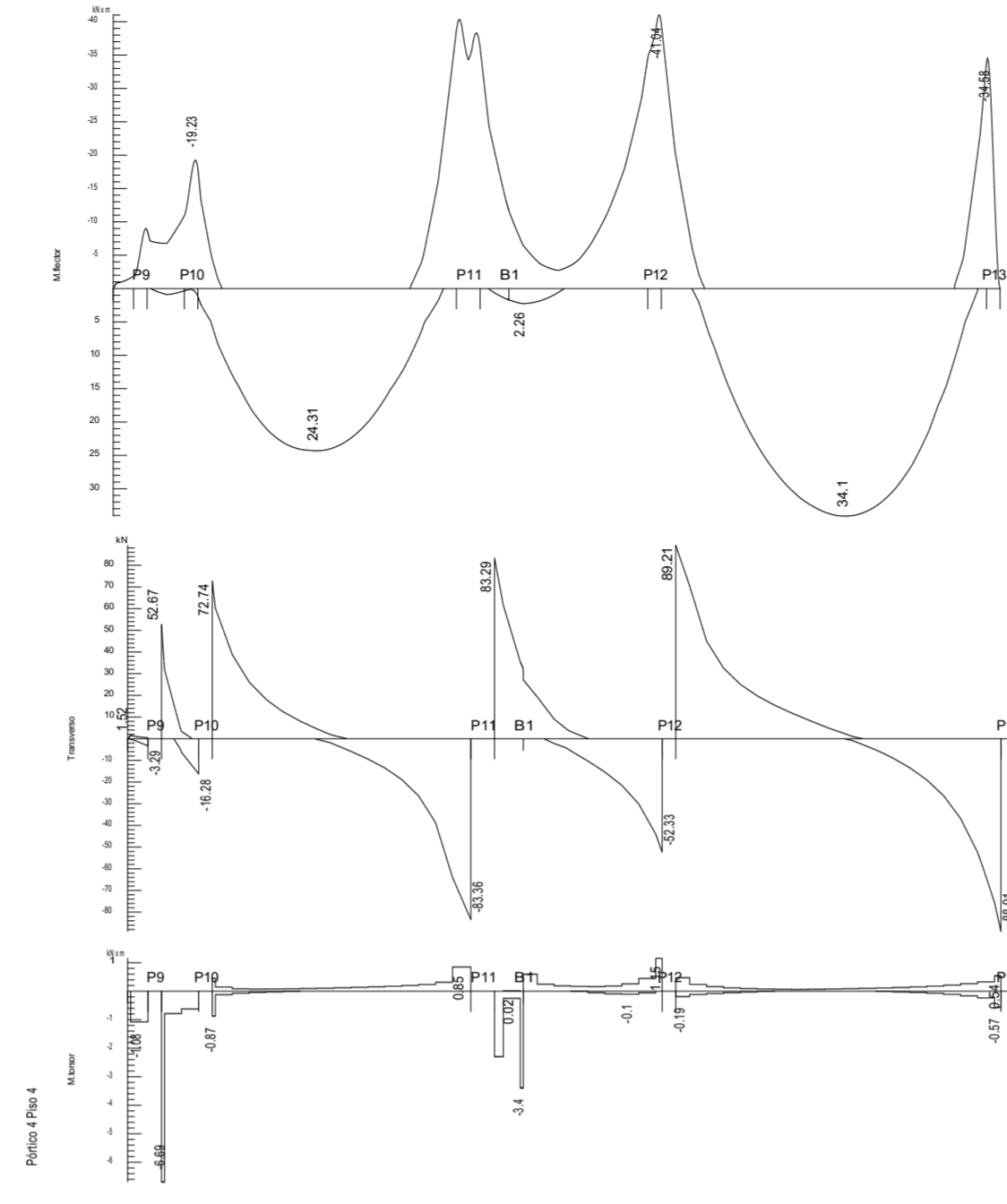
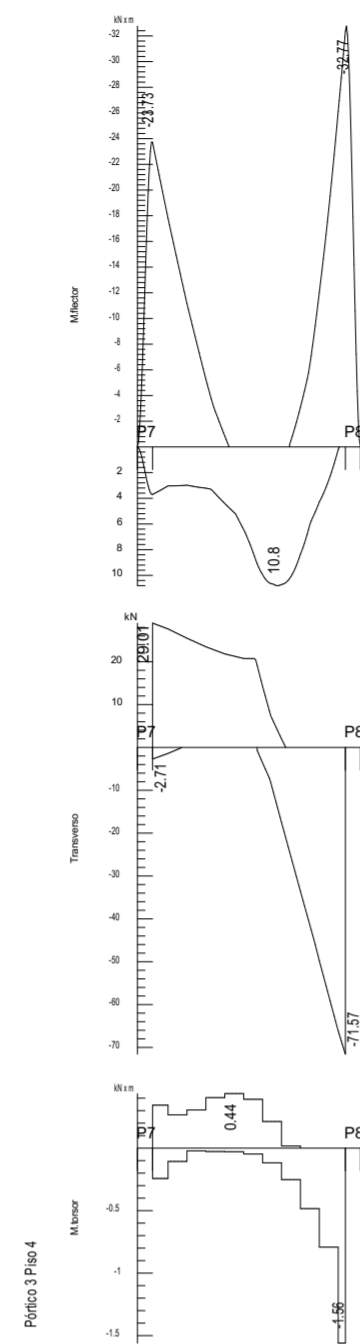
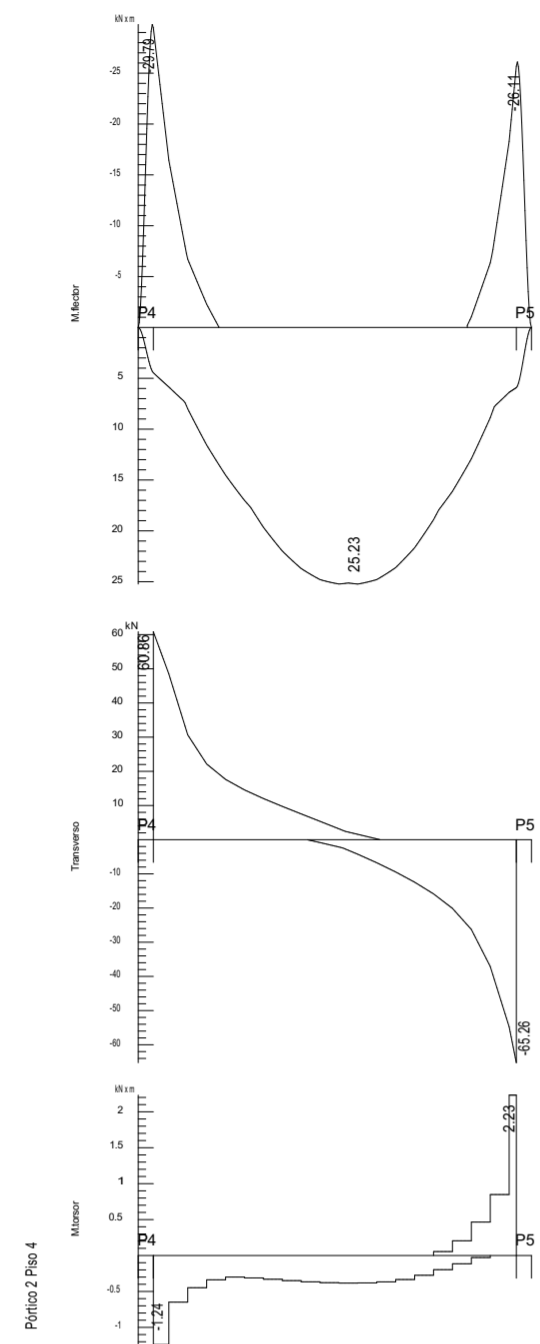
Tema: PROJETO ESTRUTURAL DE UM EDIFÍCIO DE 4 PISOS, REAJUSTE DOS RESULTADOS DO PROJETISTA.

Discente: Edmilson Duílio da Conceição José

Diagramas de esforços em vigas ESCALA 1:100

DIMENSÃO DA FOLHA A2

FOLHA 6.4



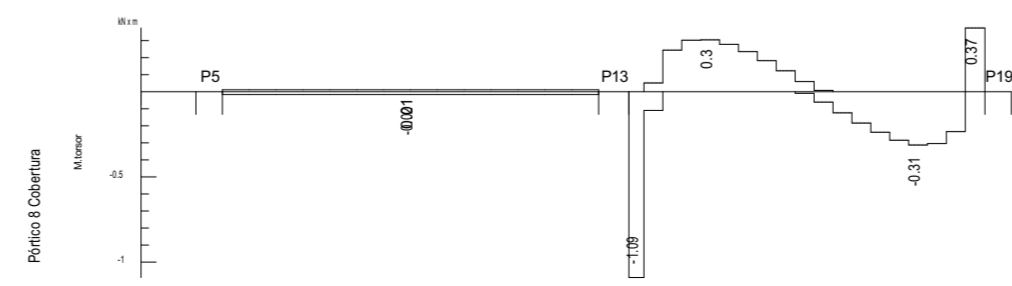
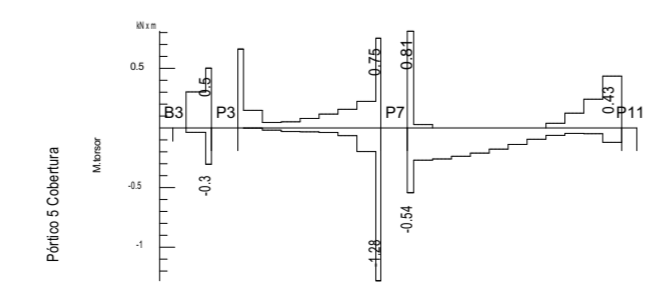
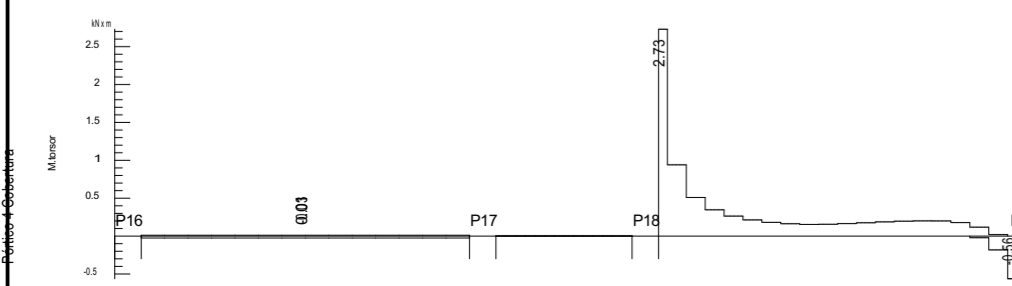
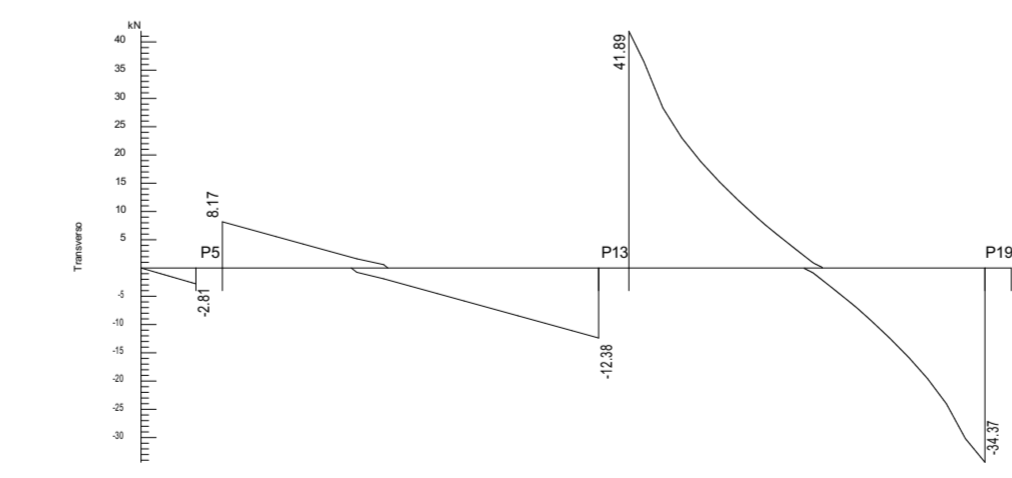
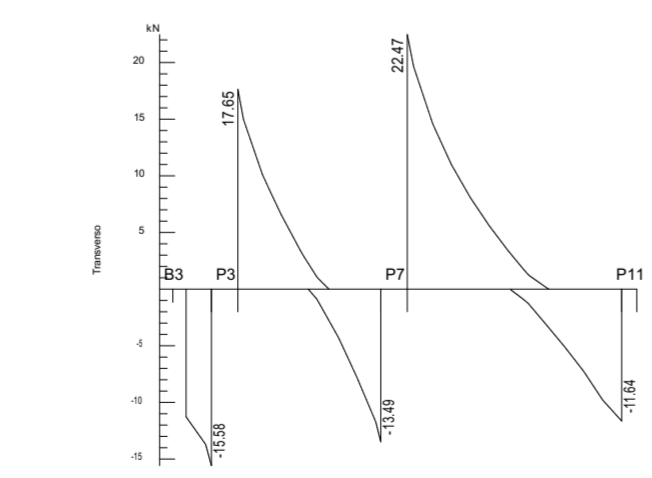
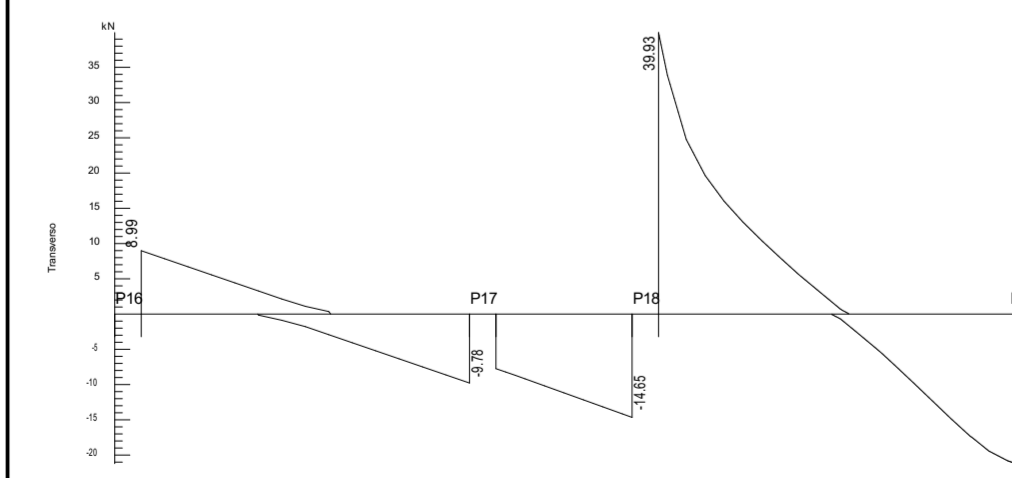
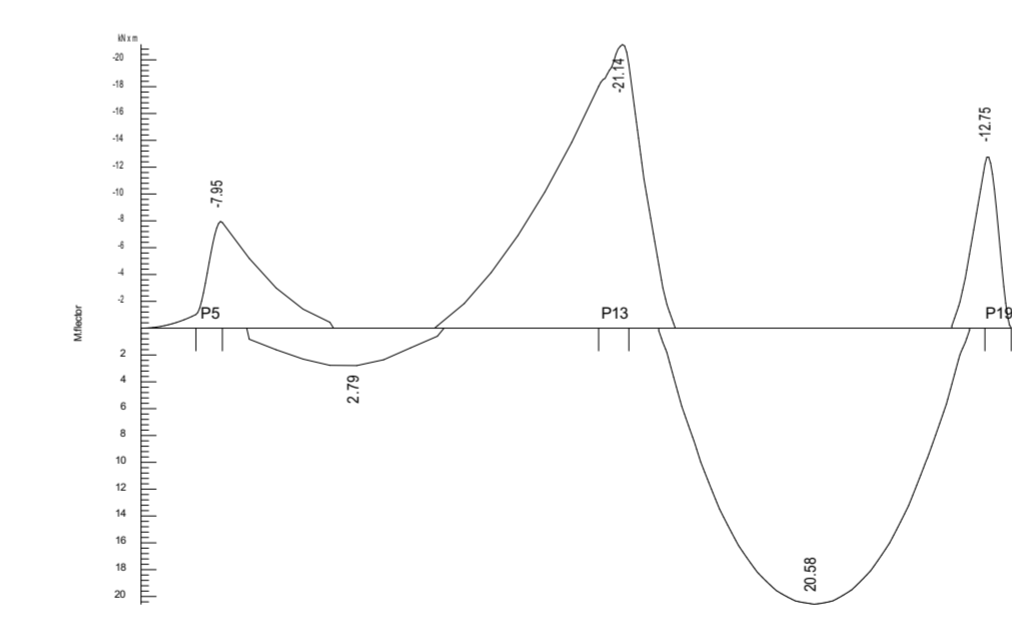
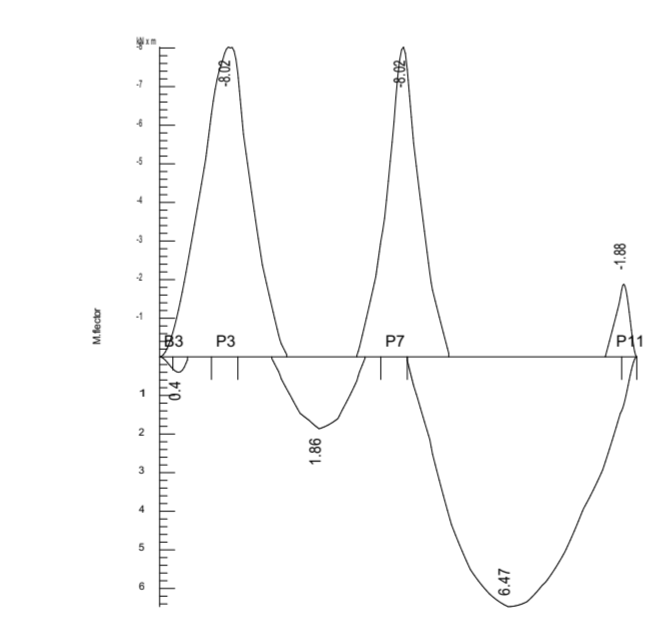
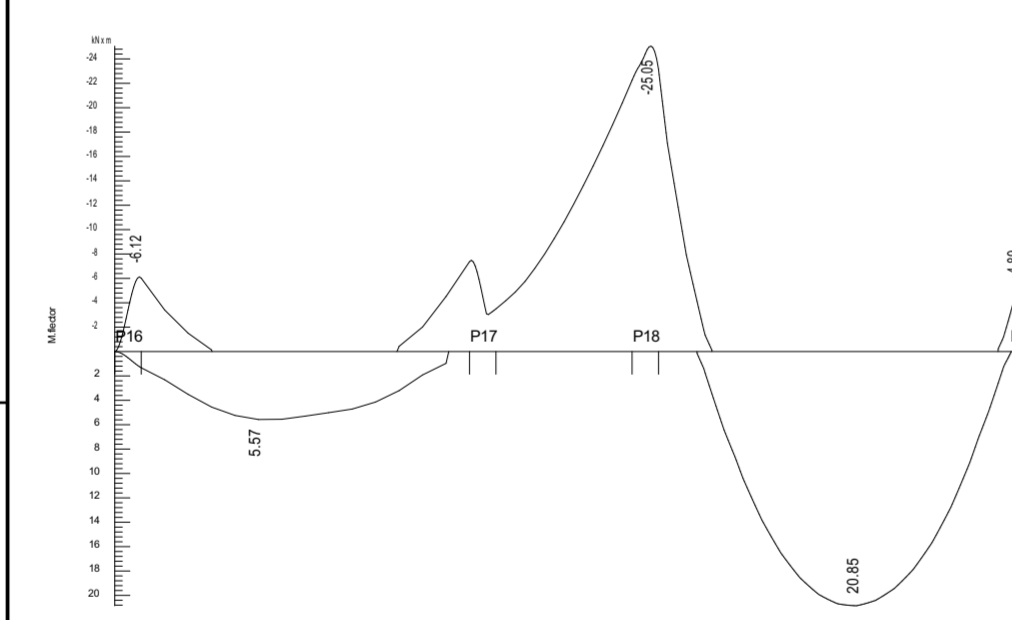
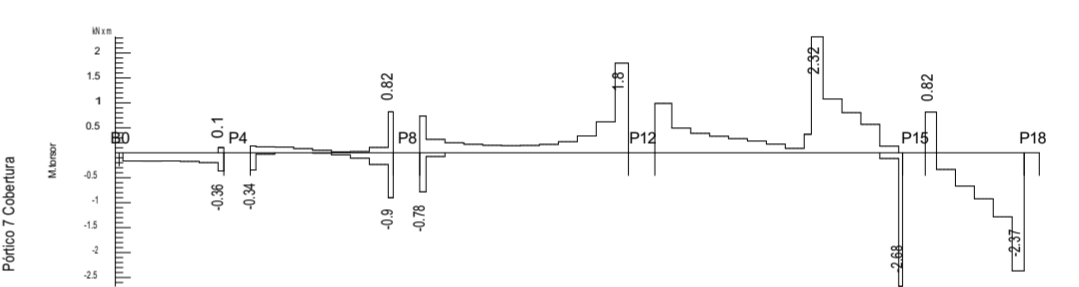
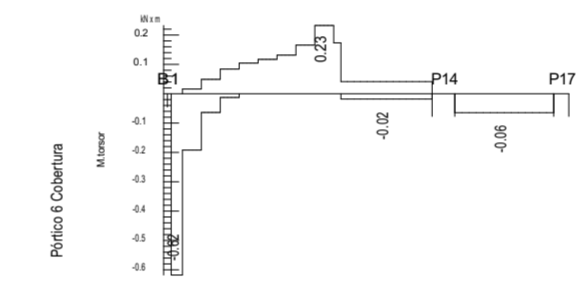
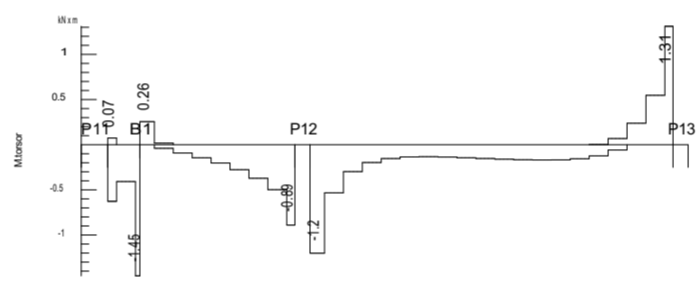
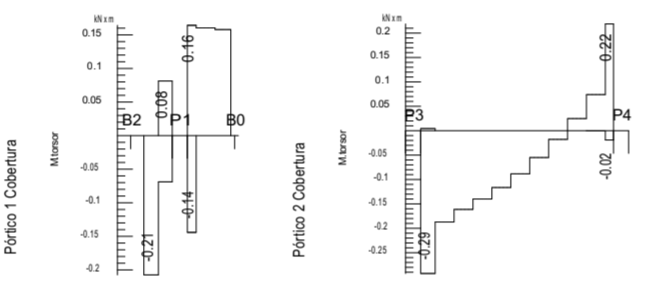
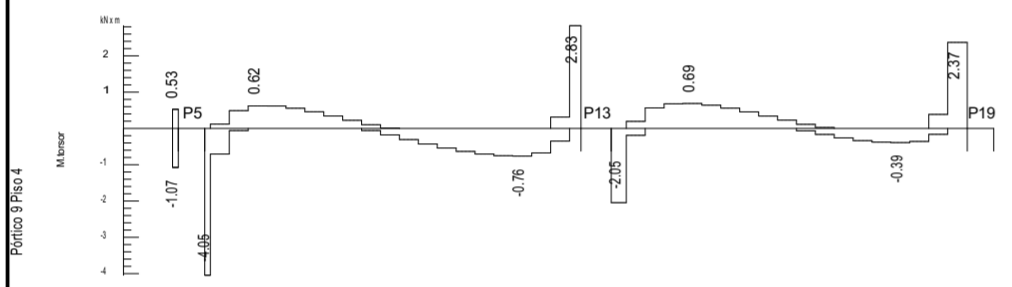
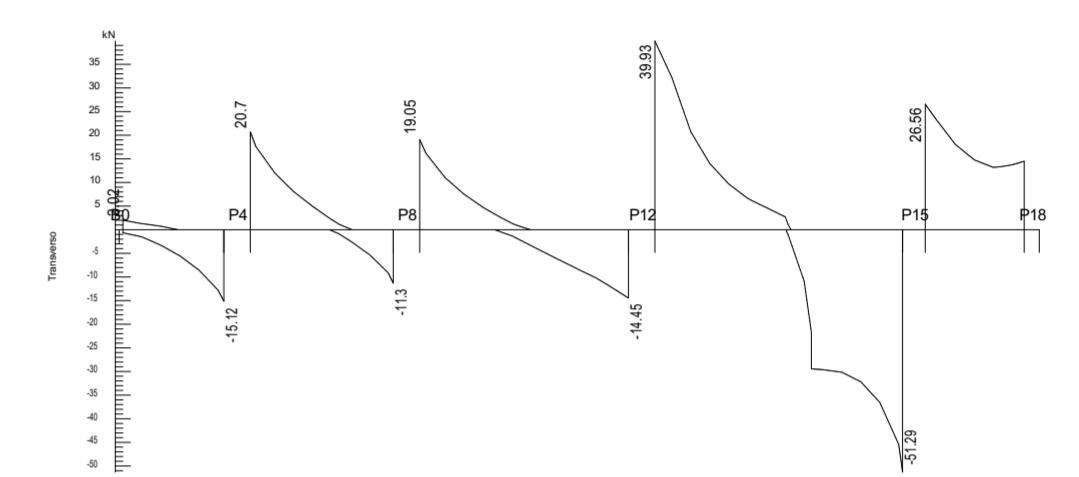
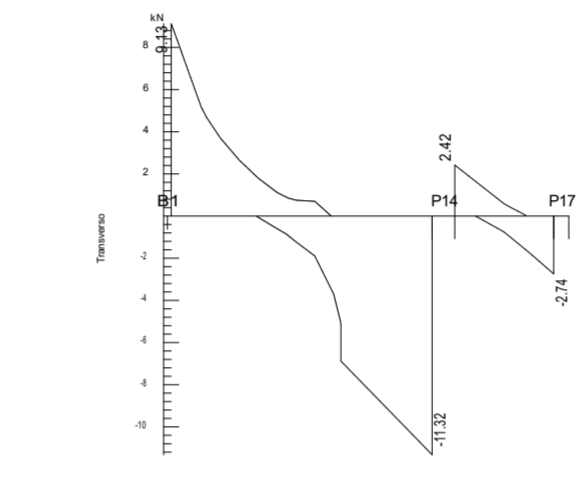
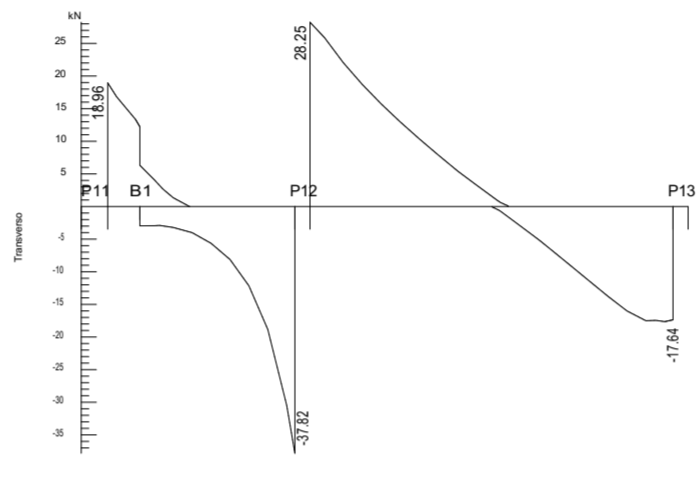
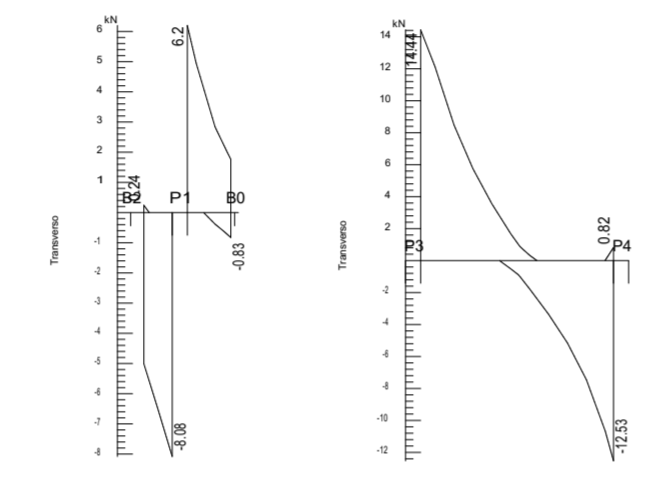
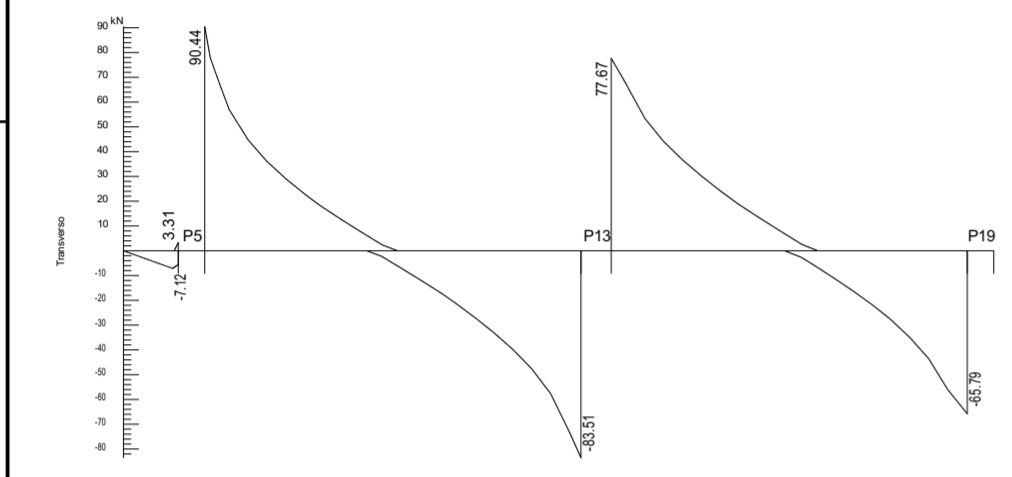
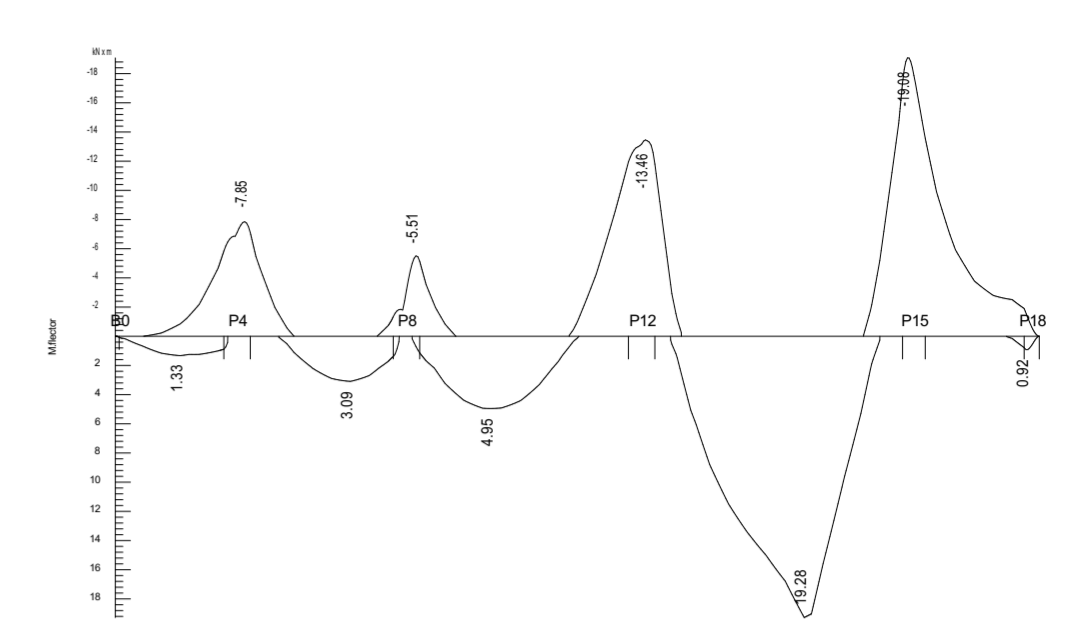
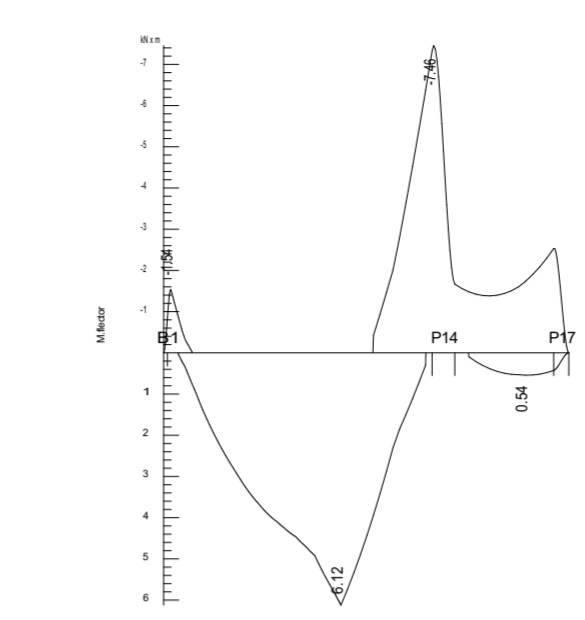
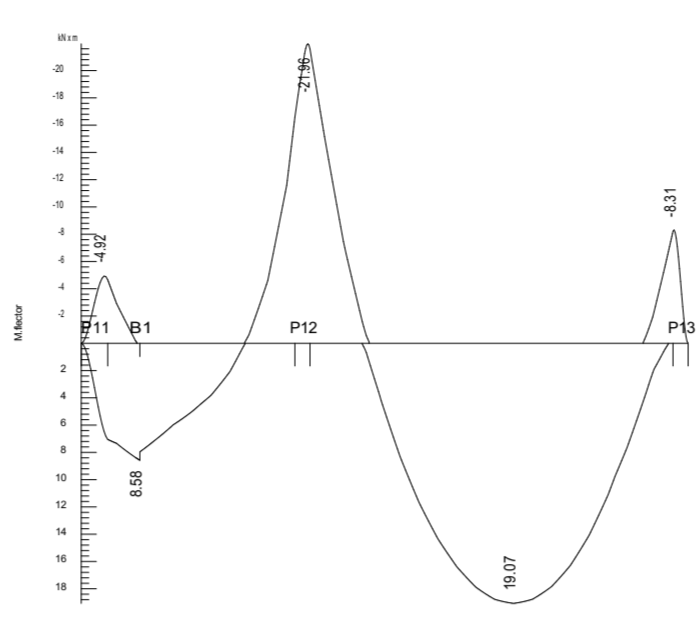
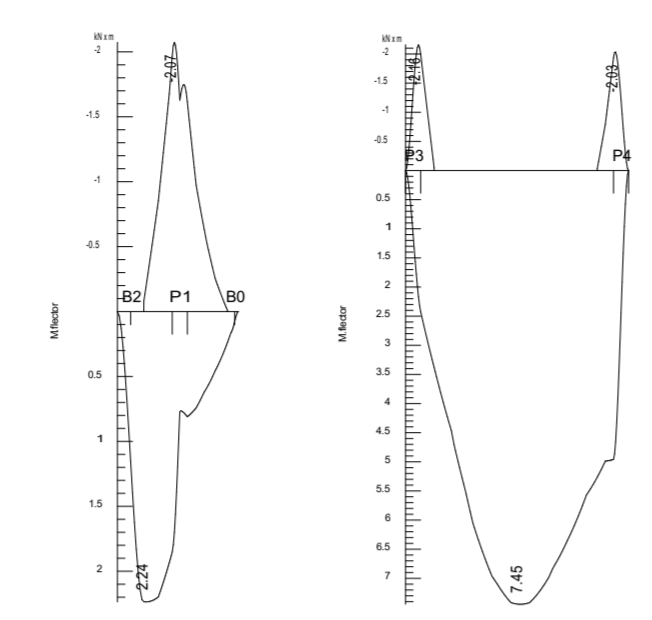
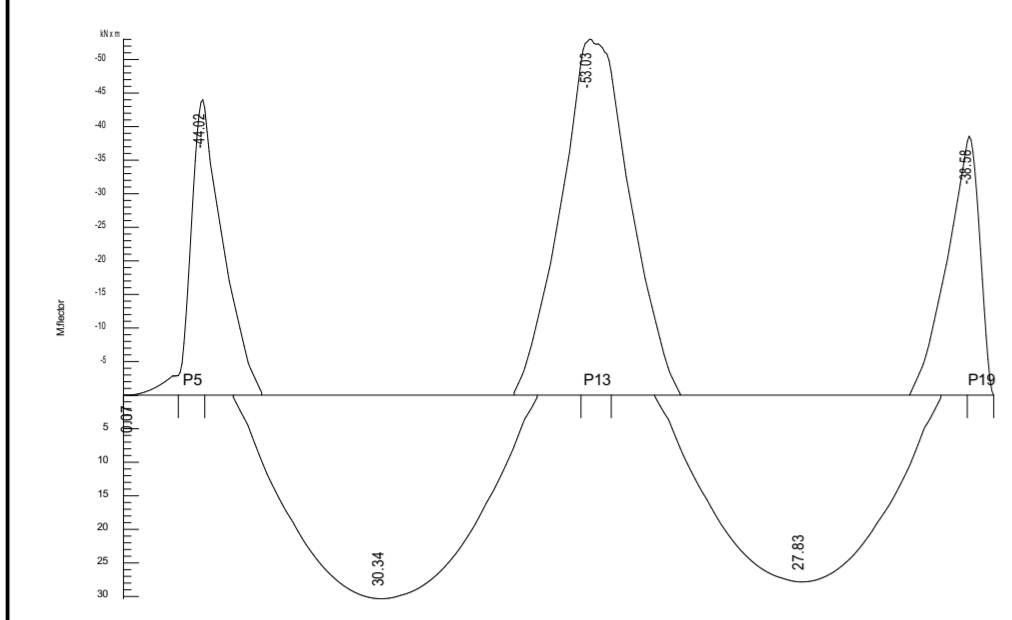
UNIVERSIDADE EDUARDO MONDLANE
FACULDADE DE ENGENHARIA
 Curso de Licenciatura em Engenharia Civil

Tema: PROJETO ESTRUTURAL DE UM EDIFÍCIO DE 4 PISOS, REAJUSTE DOS RESULTADOS DO PROJETISTA.

Discente: Edmilson Duílio da Conceição José

Diagramas de esforços em vigas ESCALA 1:100

DIMENSÃO DA FOLHA A2 FOLHA **6.5**



UNIVERSIDADE EDUARDO MONDLANE
FACULDADE DE ENGENHARIA
 Curso de Licenciatura em Engenharia Civil

Tema: PROJETO ESTRUTURAL DE UM EDIFÍCIO DE 4 PISOS, REAJUSTE DOS RESULTADOS DO PROJETISTA.

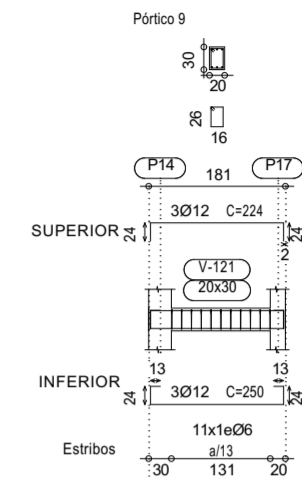
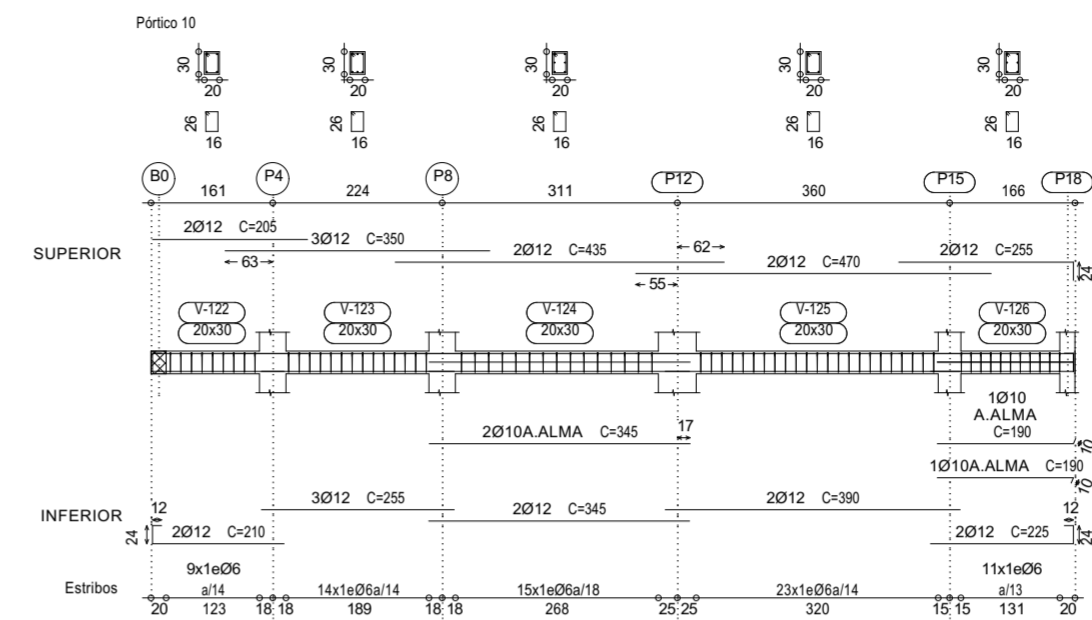
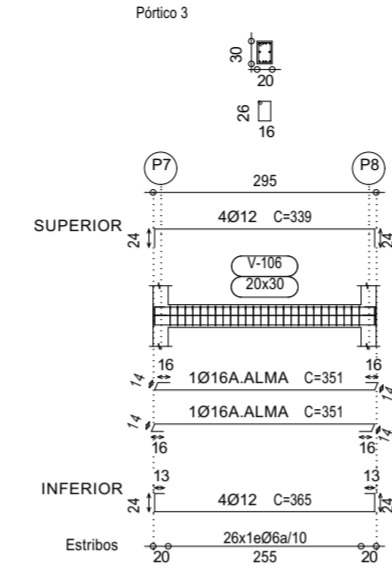
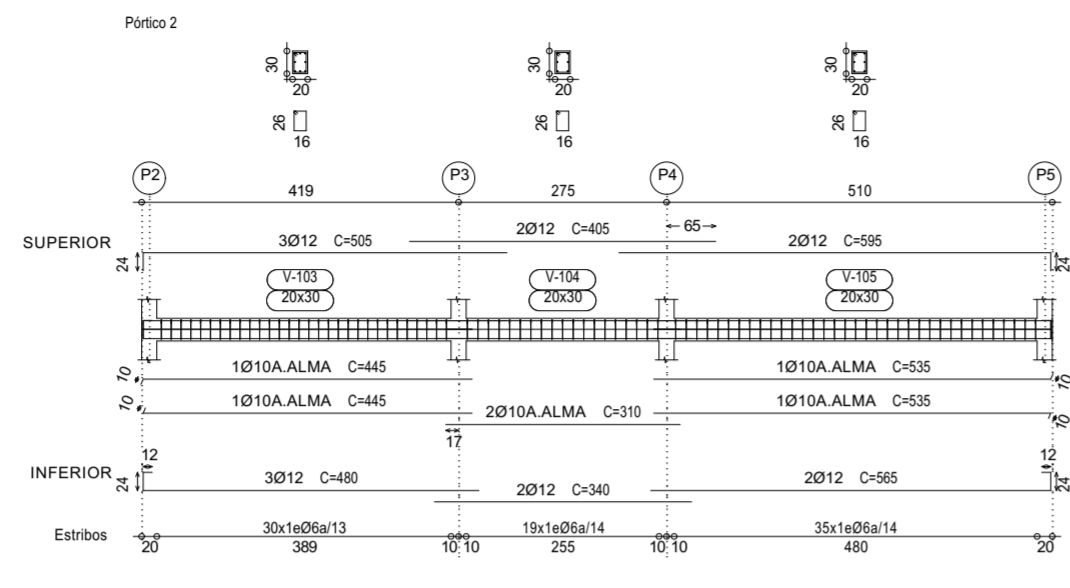
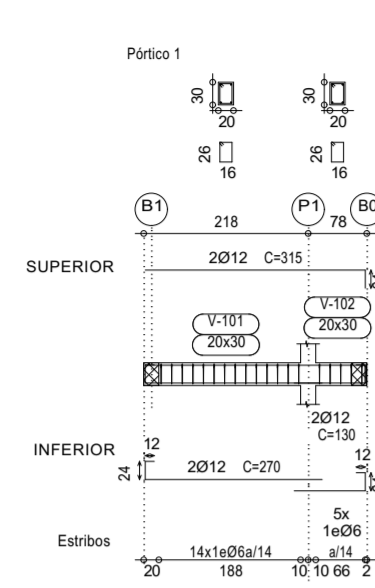
Discente: Edmilson Duílio da Conceição José

Diagramas de esforços em vigas

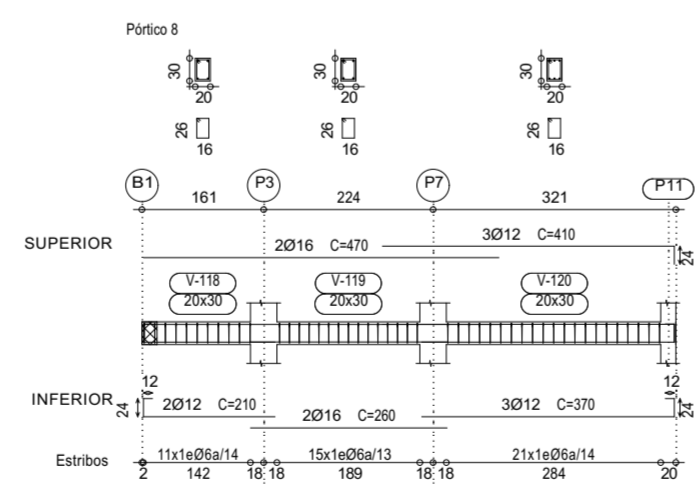
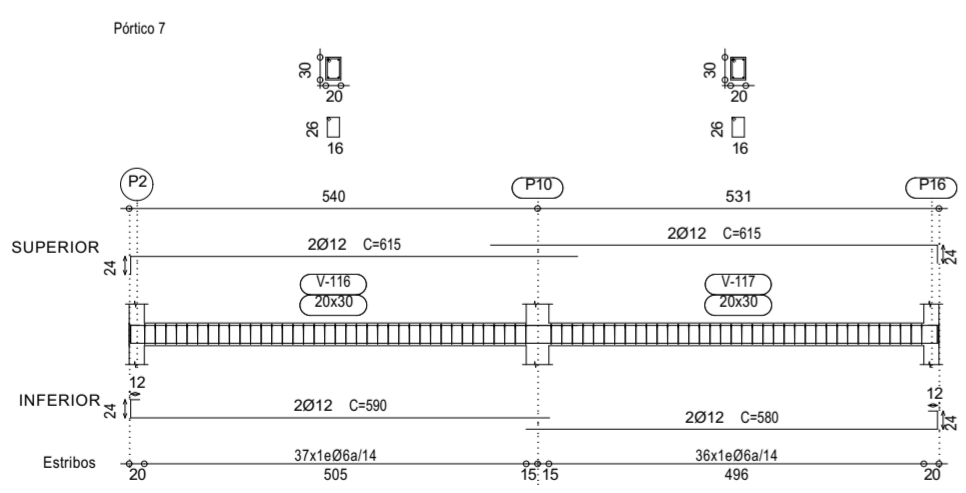
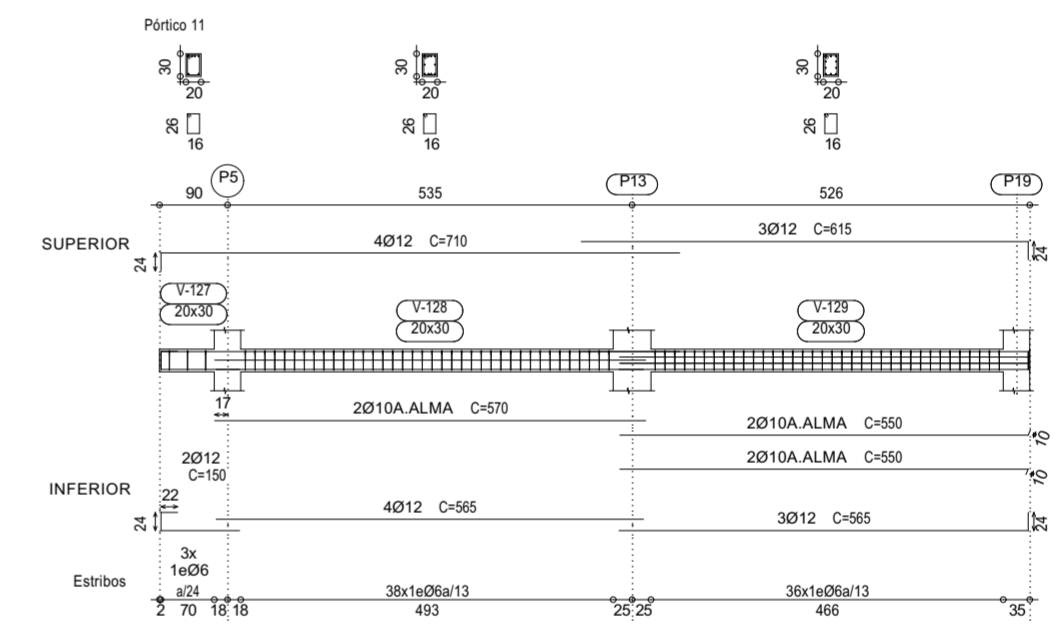
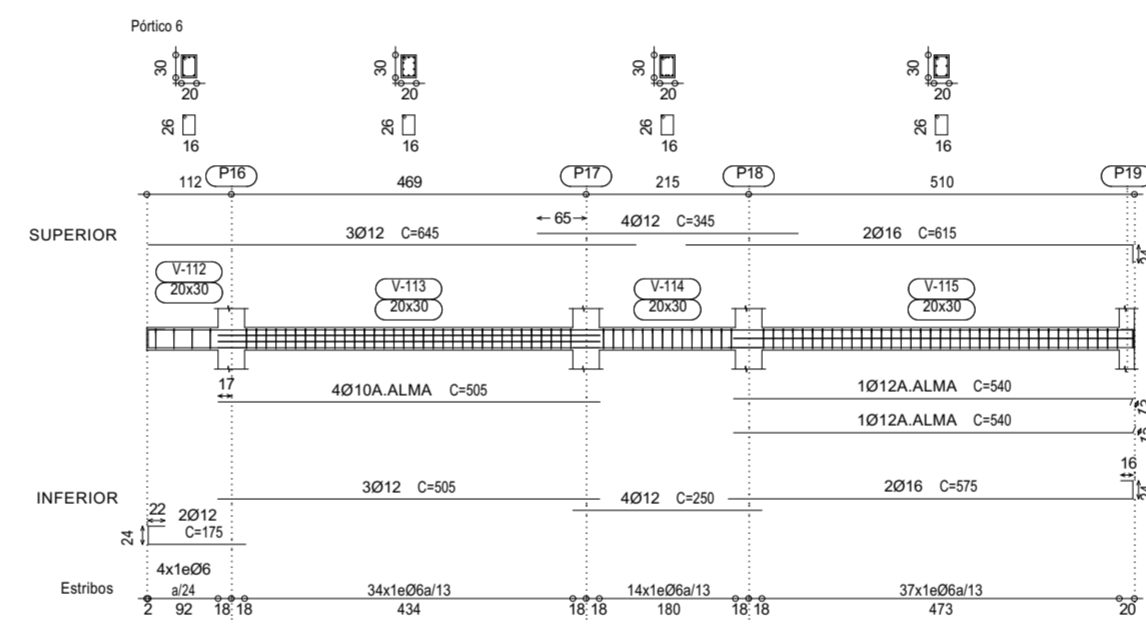
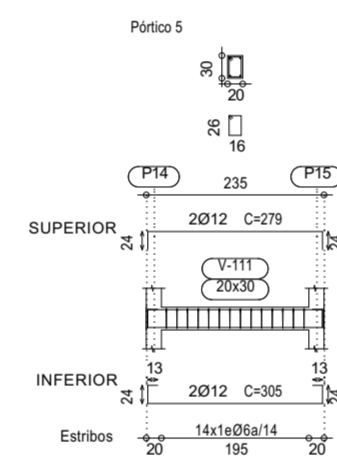
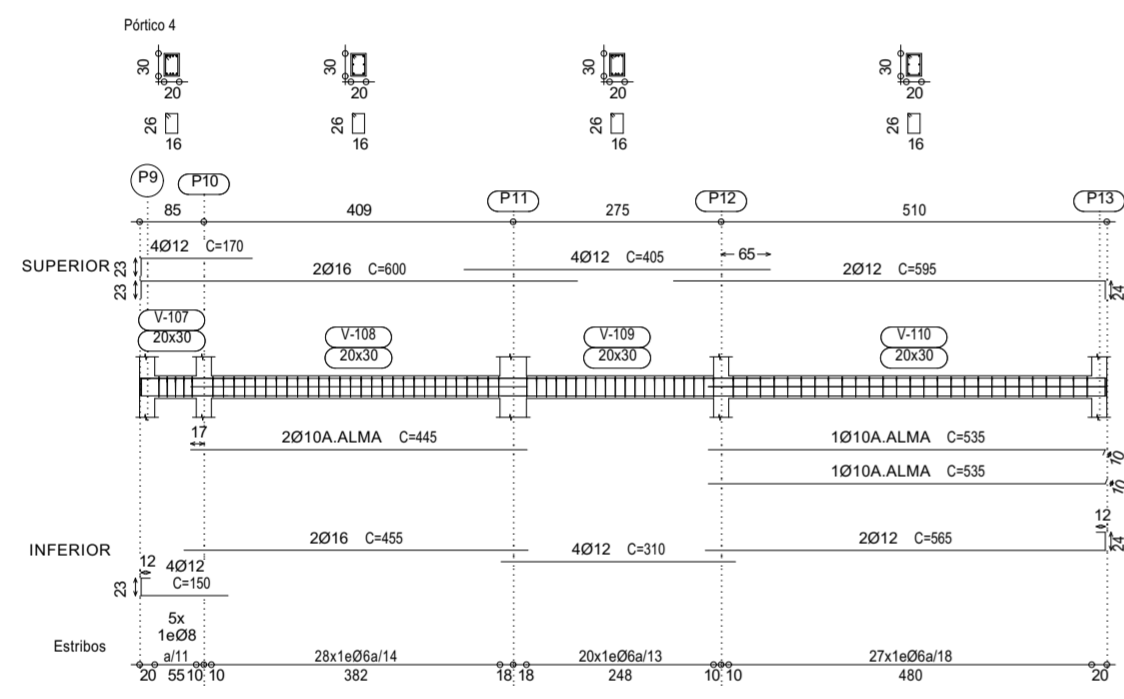
ESCALA
1:100

DIMENSÃO DA FOLHA A2

FOLHA **6.6**



Piso 1
 Desenho de vigas
 Betão: B25 (C20/25)
 Aço: A400
 Escala: 1:100



UNIVERSIDADE EDUARDO MONDLANE
 FACULDADE DE ENGENHARIA
 Curso de Licenciatura em Engenharia Civil

Tema: PROJETO ESTRUTURAL DE UM EDIFÍCIO DE 4 PISOS, REAJUSTE DOS RESULTADOS DO PROJETISTA.

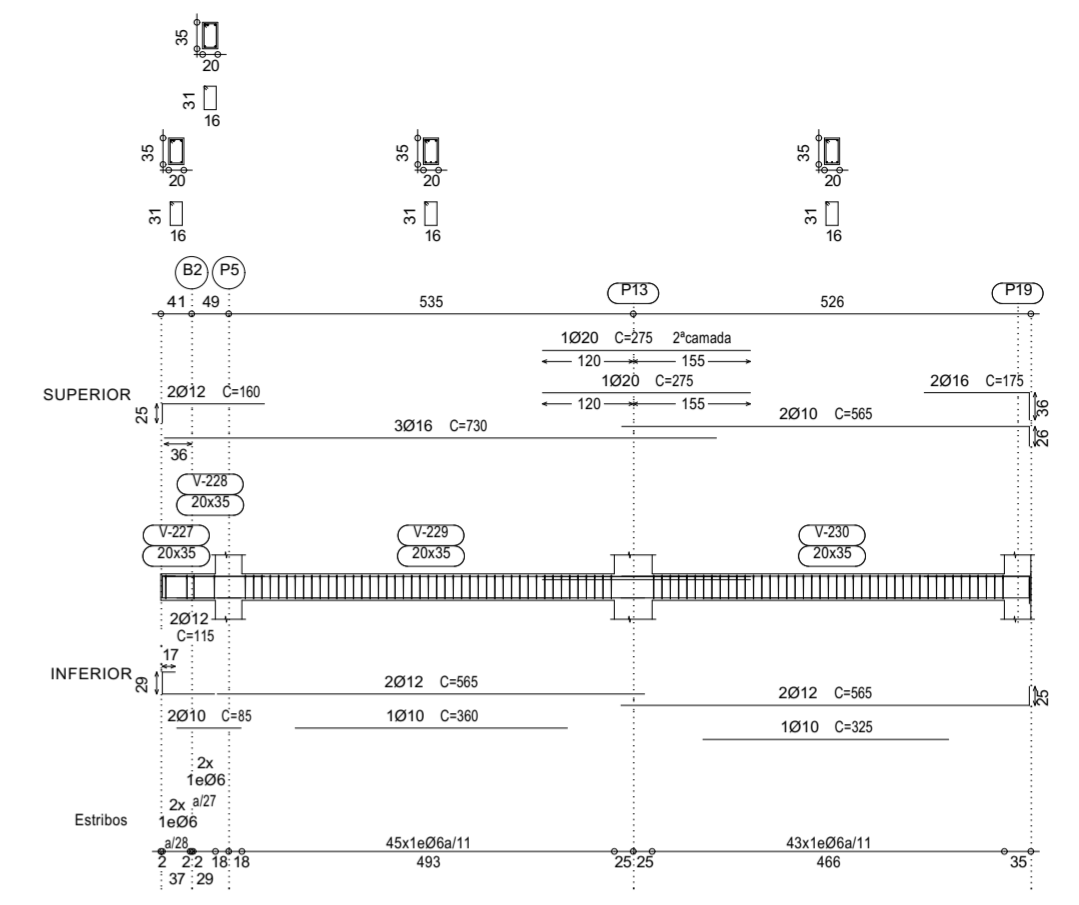
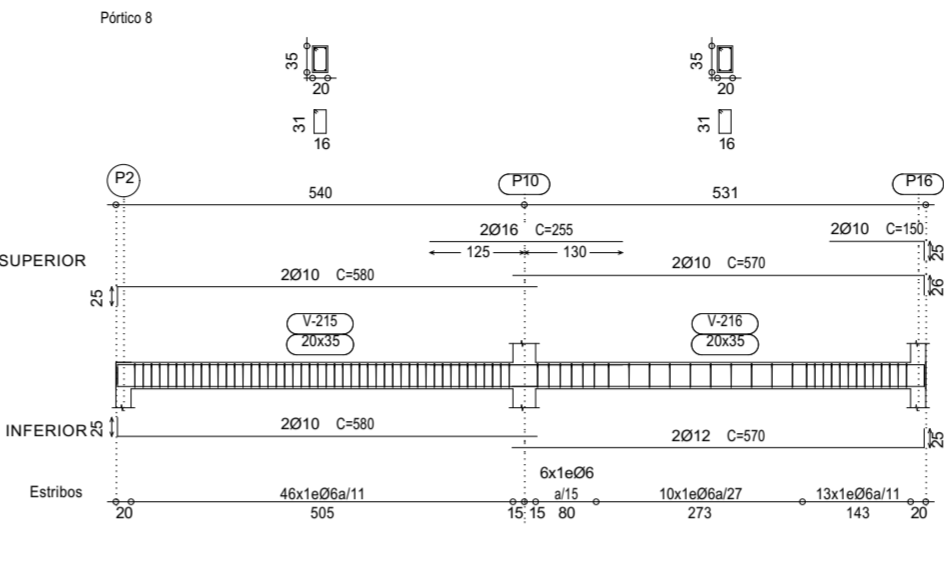
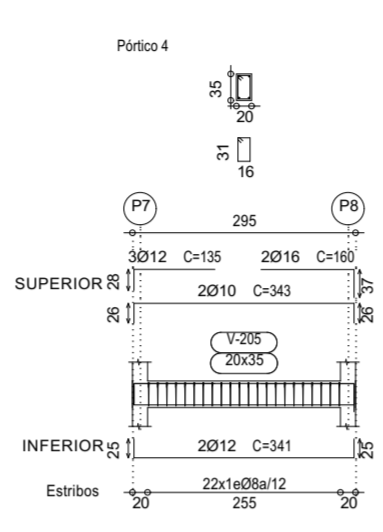
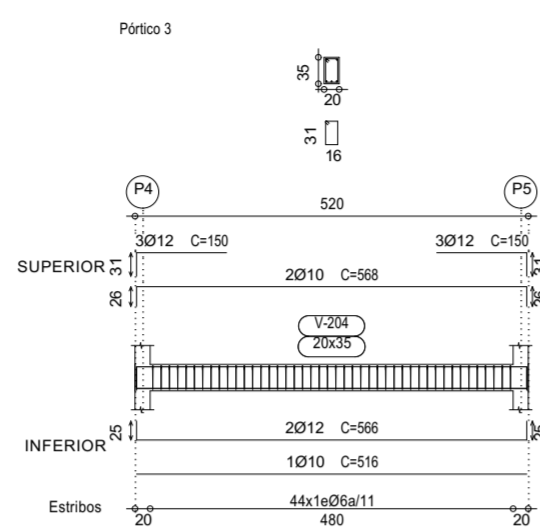
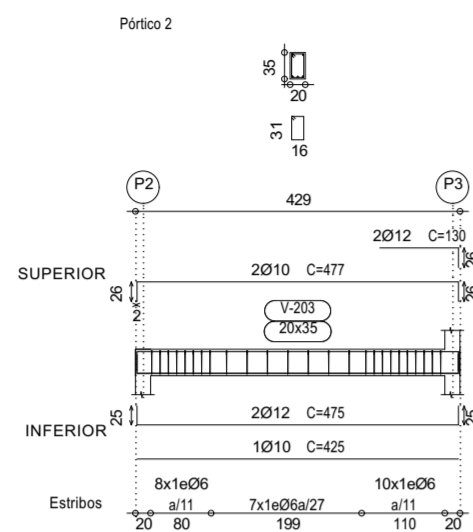
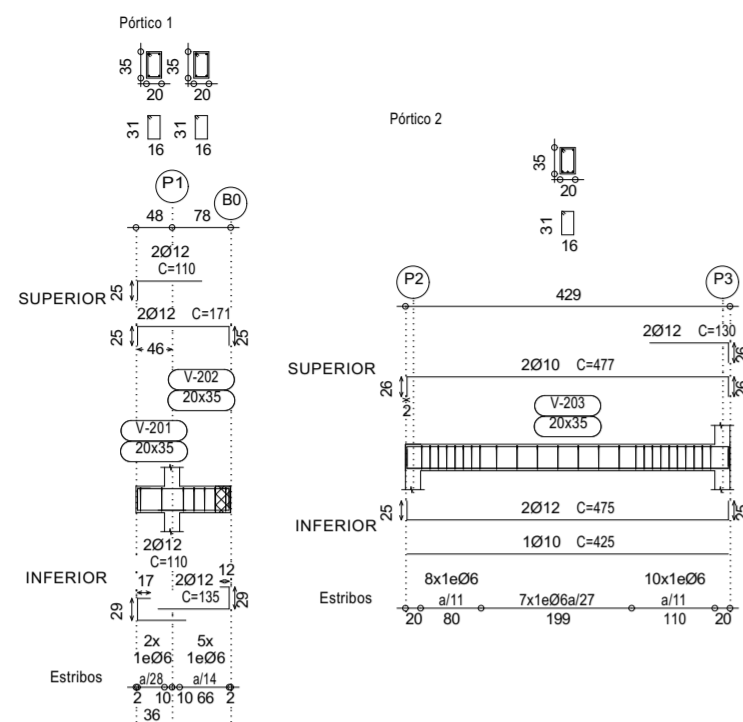
Discente: Edmilson Duílio da Conceição José

Disposição de Armaduras em Vigas

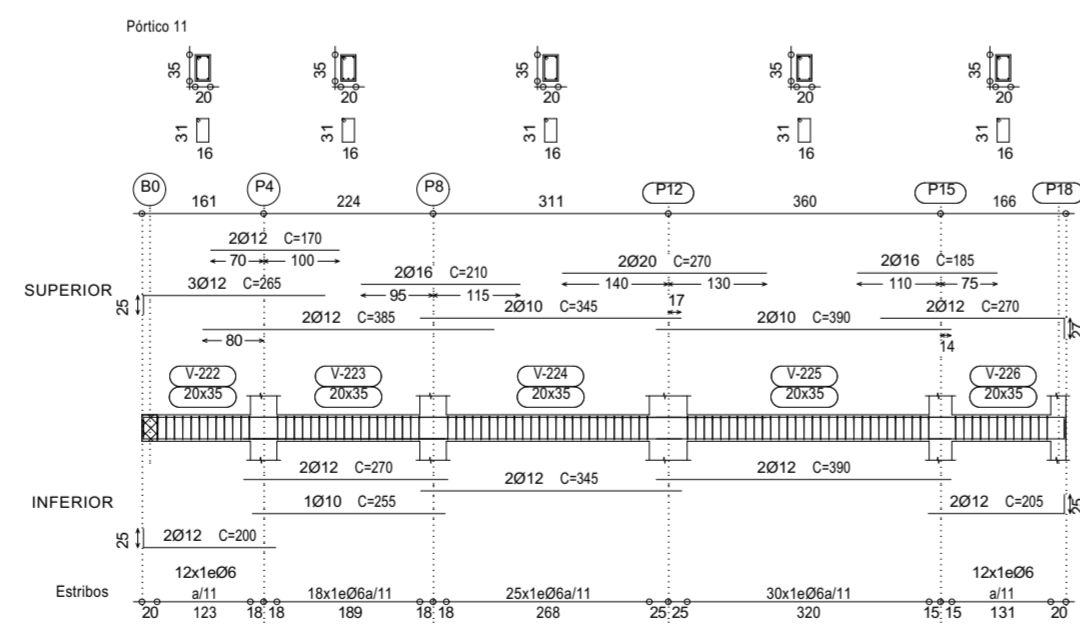
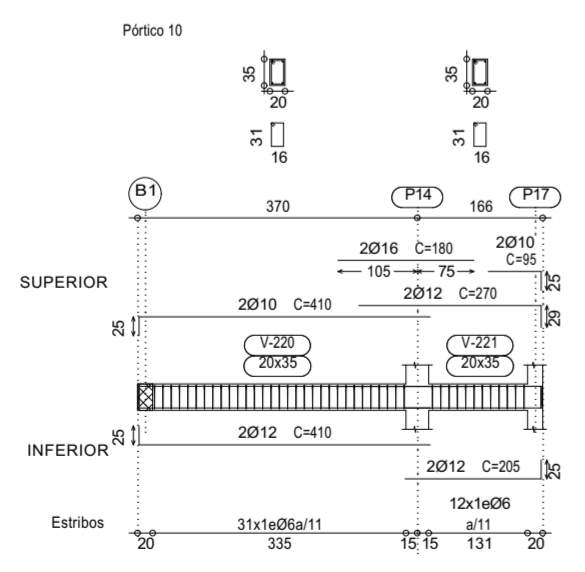
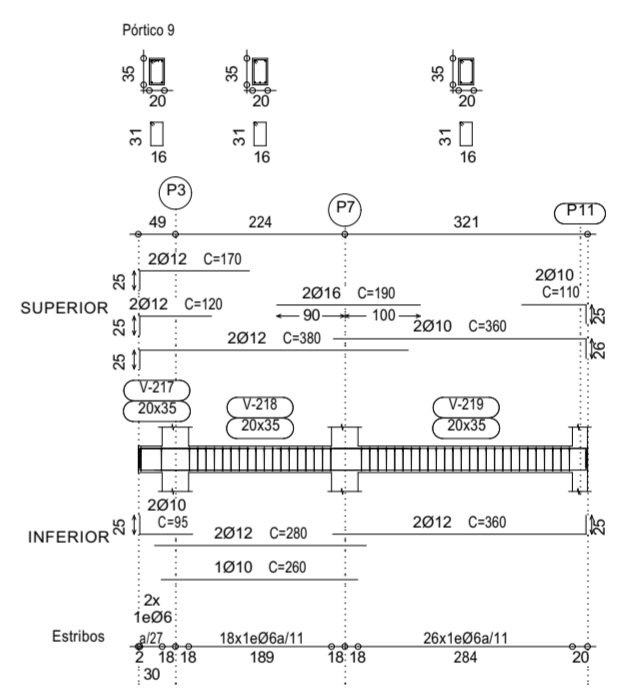
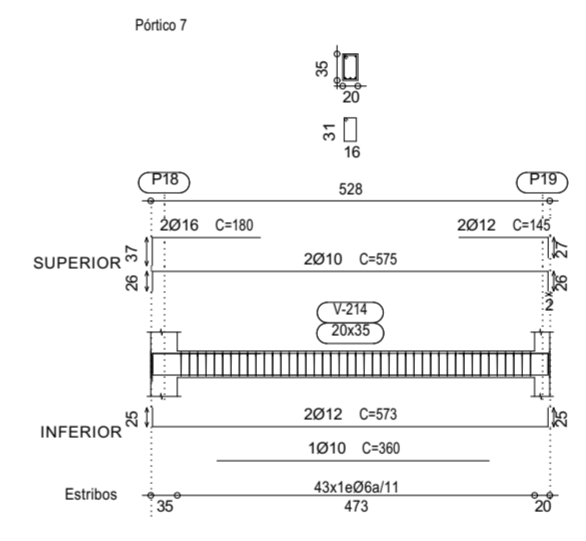
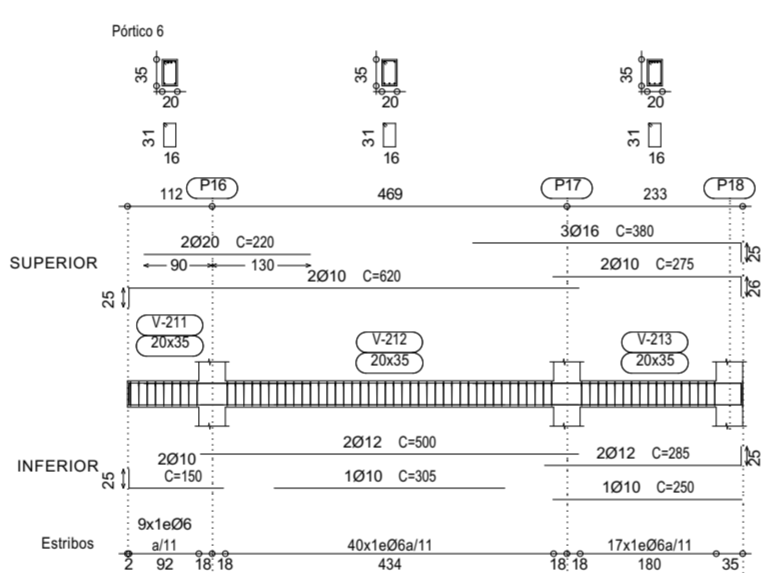
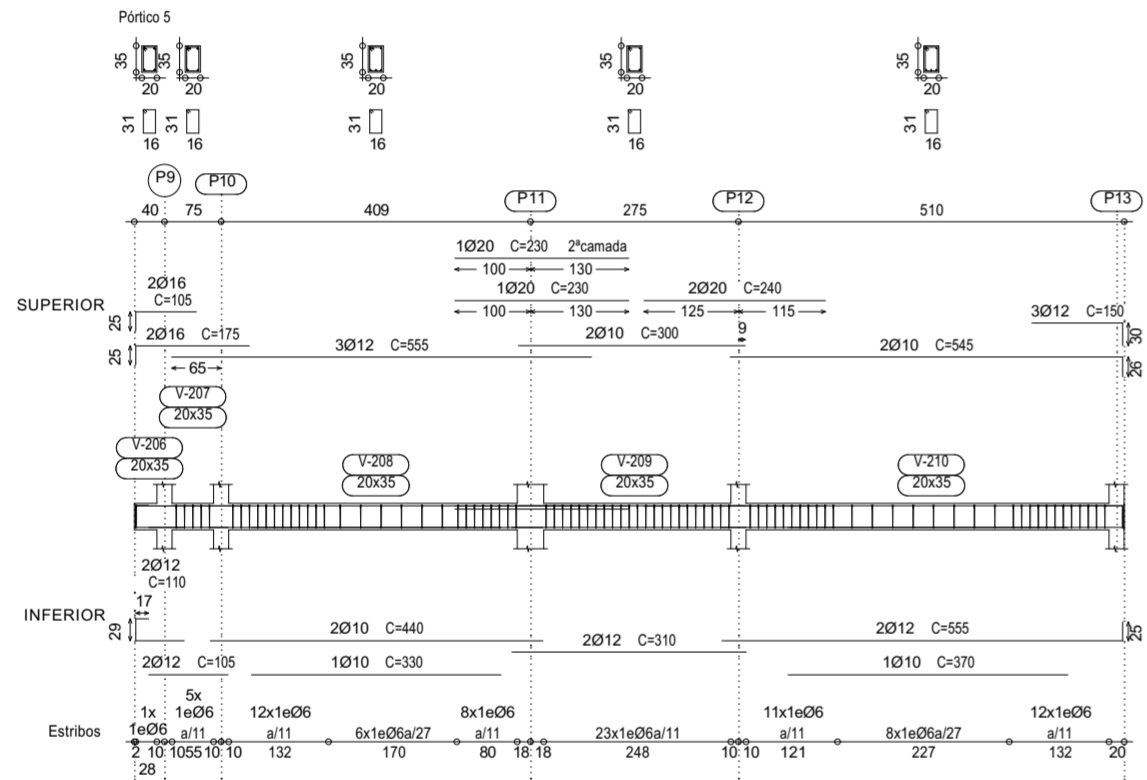
ESCALA
 1:100

DIMENSÃO DA FOLHA A2

FOLHA **7.1**



Piso 2
 Desenho de vigas
 Betão: B25 (C20/25)
 Aço: A400
 Escala: 1:100



UNIVERSIDADE EDUARDO MONDLANE
FACULDADE DE ENGENHARIA
 Curso de Licenciatura em Engenharia Civil

Tema: PROJETO ESTRUTURAL DE UM EDIFÍCIO DE 4 PISOS, REAJUSTE DOS RESULTADOS DO PROJETISTA.

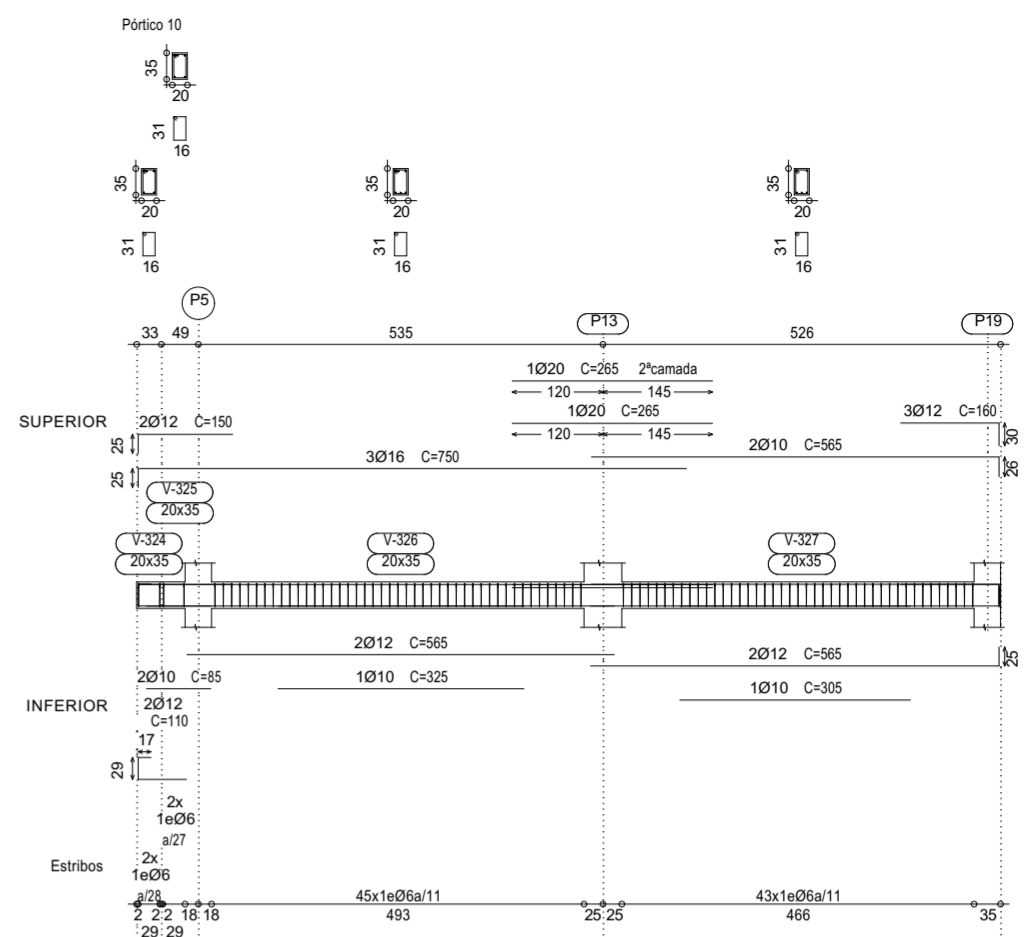
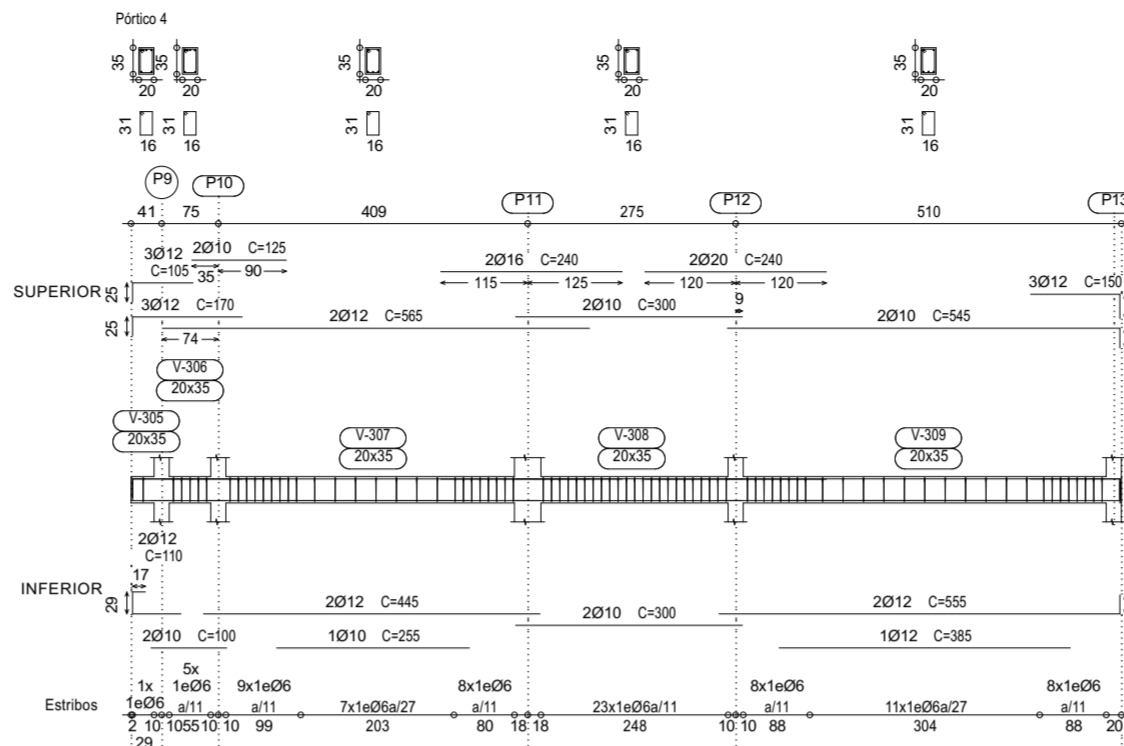
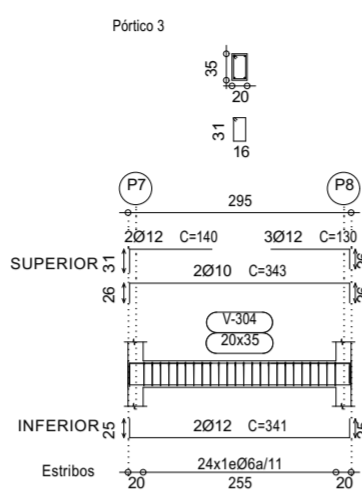
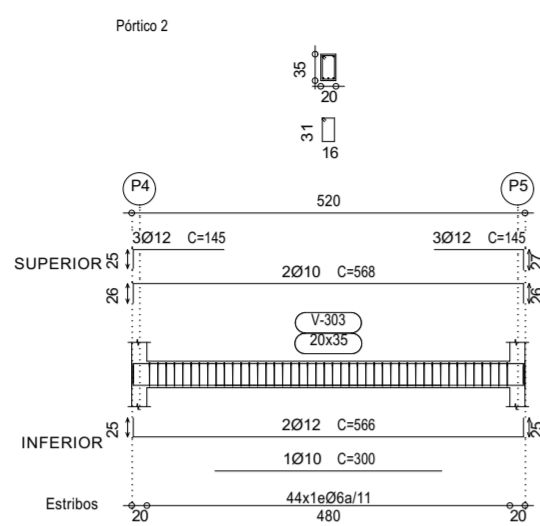
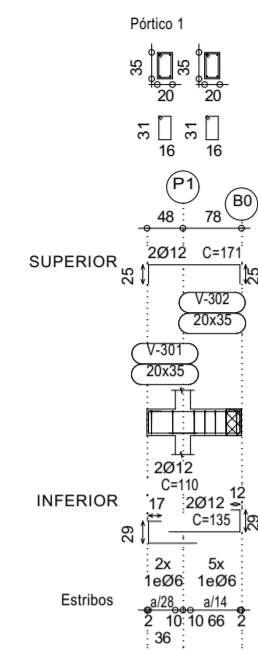
Discente: Edmilson Duílio da Conceição José

Disposição de Armaduras em Vigas

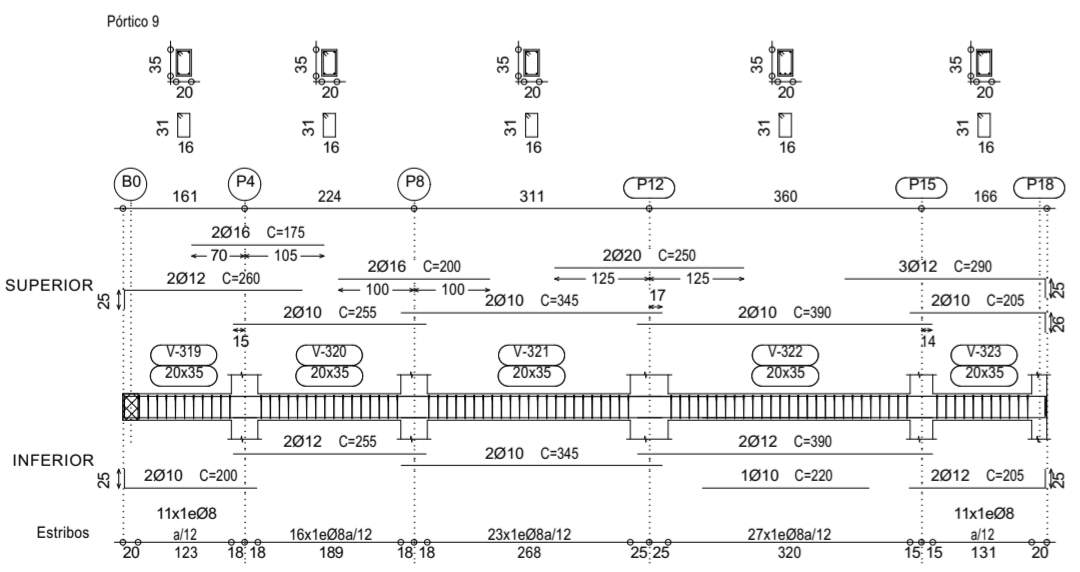
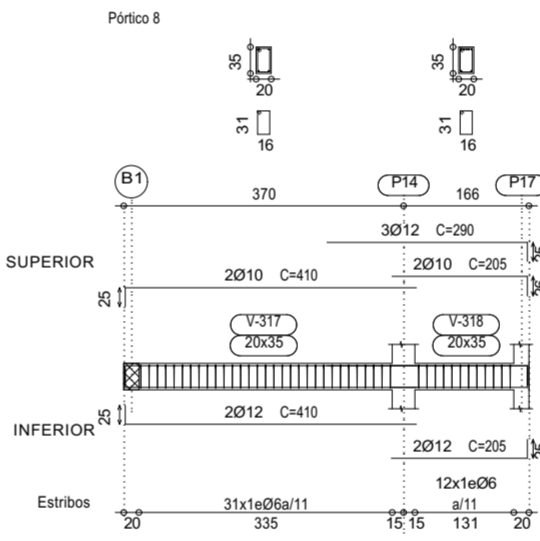
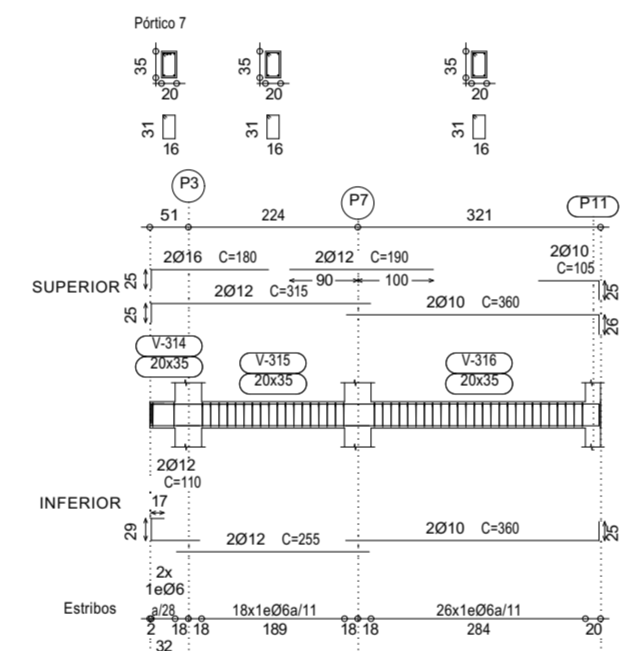
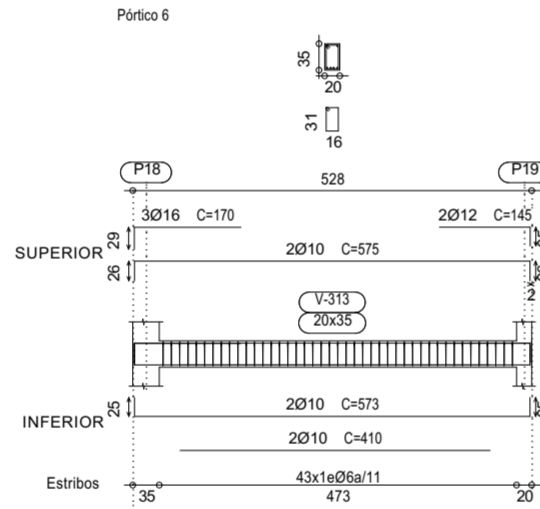
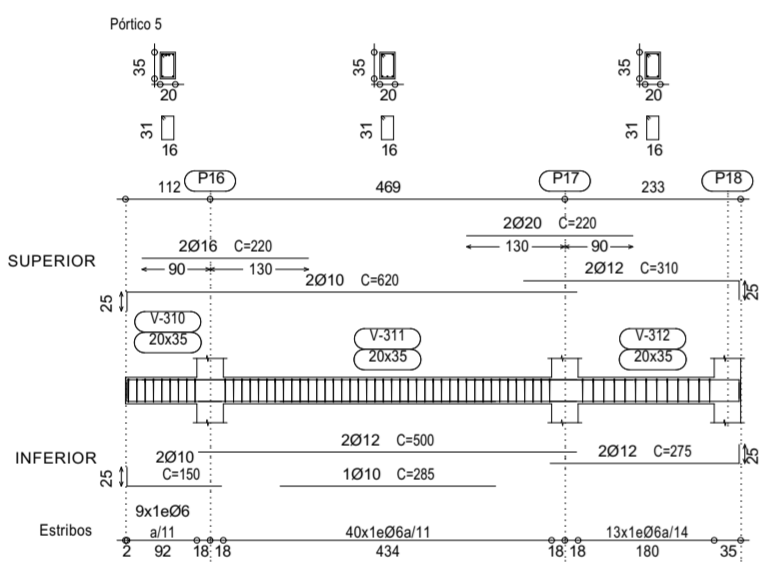
ESCALA
 1:100

DIMENSÃO DA FOLHA A2

FOLHA **7.2**



Piso 3
 Desenho de vigas
 Betão: B25 (C20/25)
 Aço: A400
 Escala: 1:100



UNIVERSIDADE EDUARDO MONDLANE
 FACULDADE DE ENGENHARIA
 Curso de Licenciatura em Engenharia Civil

Tema: PROJETO ESTRUTURAL DE UM EDIFÍCIO DE 4 PISOS, REAJUSTE DOS RESULTADOS DO PROJETISTA.

Discente: Edmilson Duílio da Conceição José

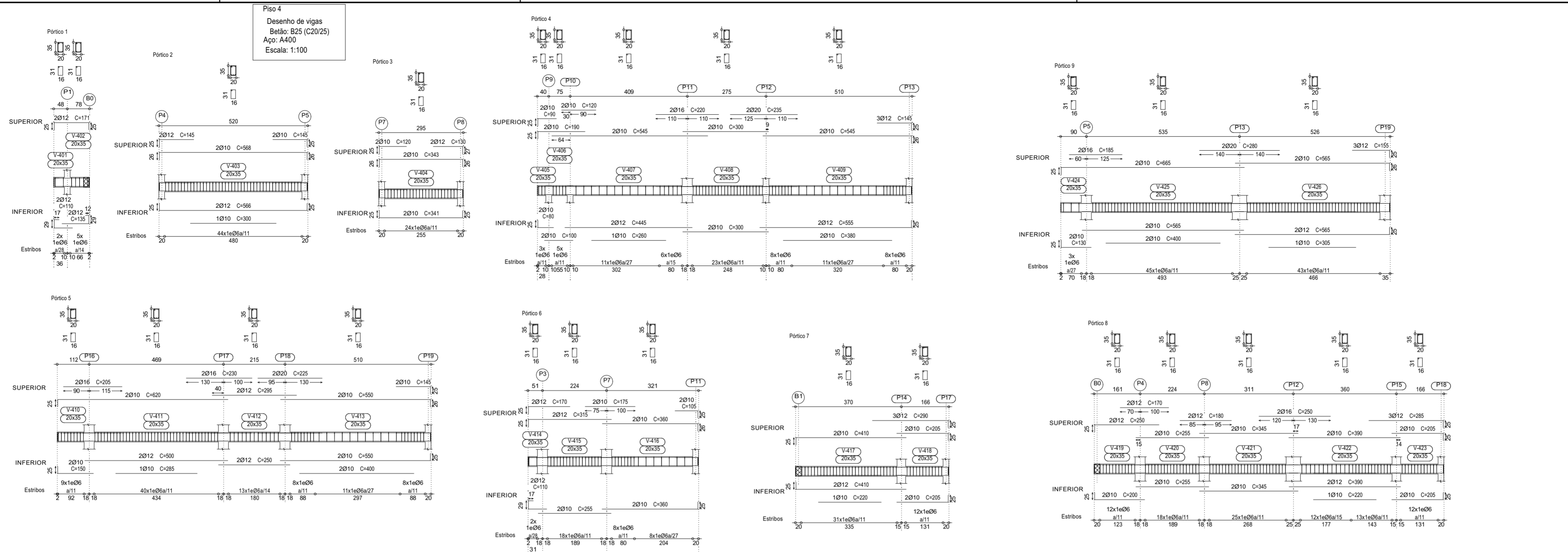
Disposição de Armaduras em Vigas

ESCALA
 1:100

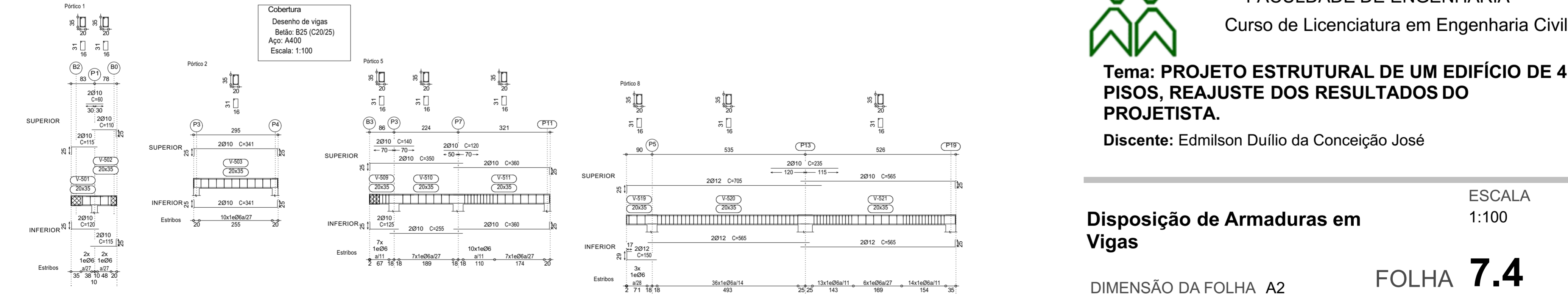
DIMENSÃO DA FOLHA A2

FOLHA **7.3**

Piso 4
 Desenho de vigas
 Betão: B25 (C20/25)
 Aço: A400
 Escala: 1:100



Cobertura
 Desenho de vigas
 Betão: B25 (C20/25)
 Aço: A400
 Escala: 1:100



UNIVERSIDADE EDUARDO MONDLANE
 FACULDADE DE ENGENHARIA
 Curso de Licenciatura em Engenharia Civil

Tema: PROJETO ESTRUTURAL DE UM EDIFÍCIO DE 4 PISOS, REAJUSTE DOS RESULTADOS DO PROJETISTA.

Discente: Edmilson Duílio da Conceição José

Disposição de Armaduras em Vigas

ESCALA
 1:100

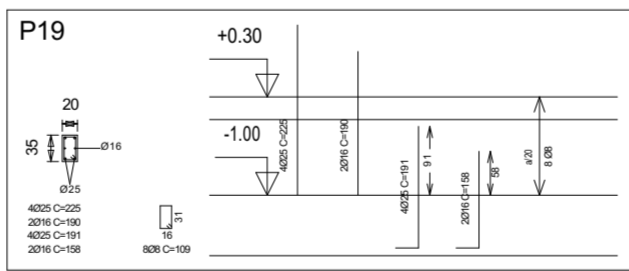
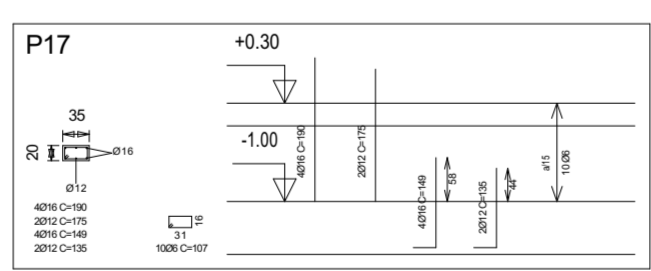
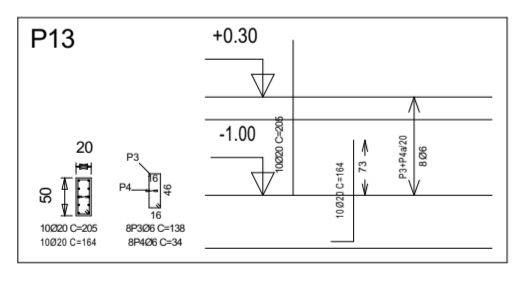
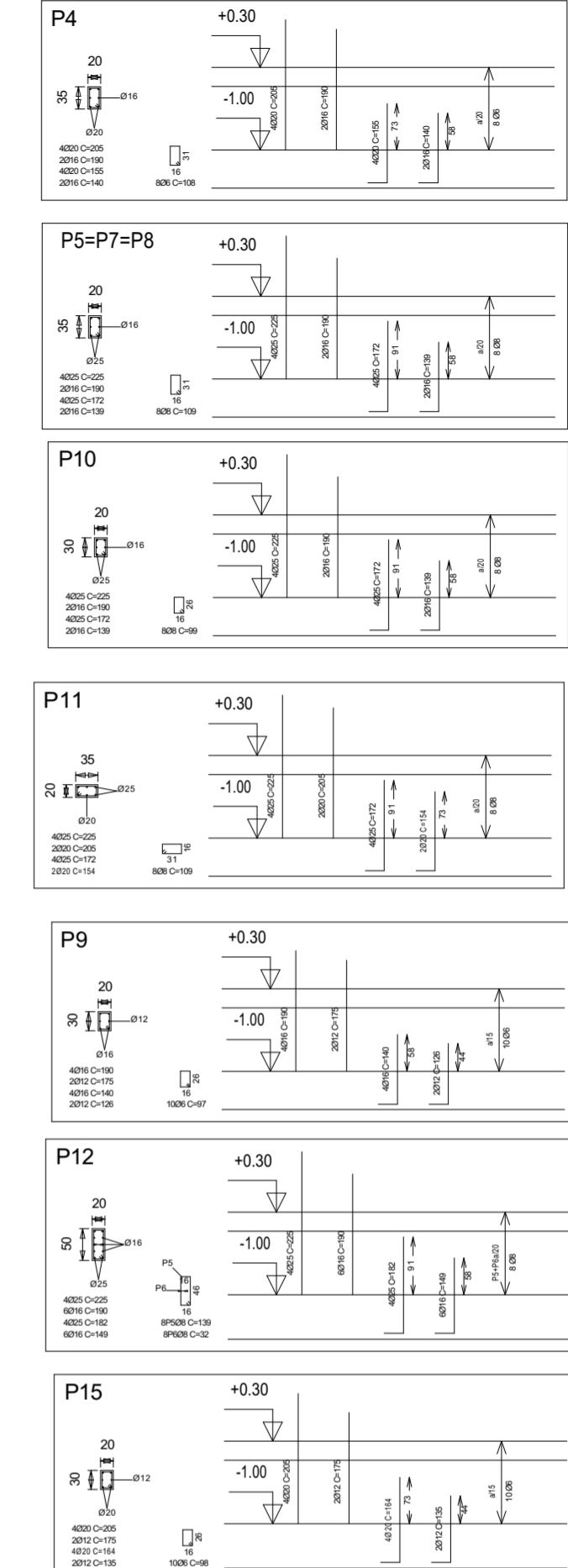
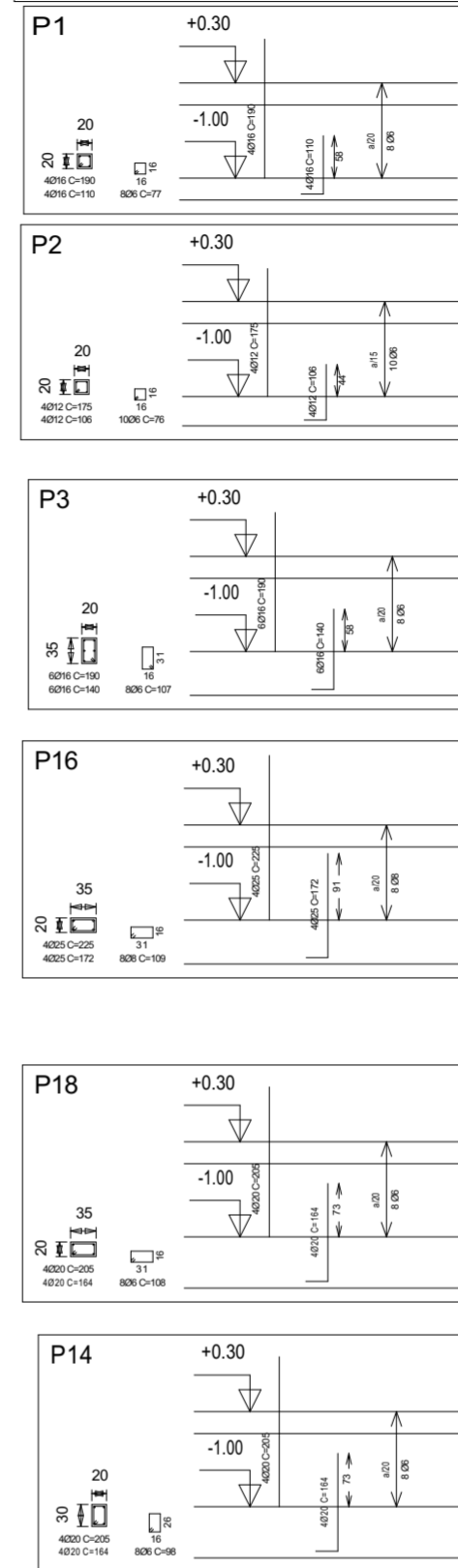
DIMENSÃO DA FOLHA A2

FOLHA **7.4**

P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9	P10	P11	P12	P13	P14	P15	P16	P17	P18	P19

Cobertura
Piso 4
Piso 3
Piso 2
Piso 1
Fundação

Pilares que terminam em
Piso 1
Betão: B25 (C20/25)
Aço: A400
Escala: 1:100



UNIVERSIDADE EDUARDO MONDLANE
FACULDADE DE ENGENHARIA
Curso de Licenciatura em Engenharia Civil

Tema: PROJETO ESTRUTURAL DE UM EDIFÍCIO DE 4 PISOS, REAJUSTE DOS RESULTADOS DO PROJETISTA.

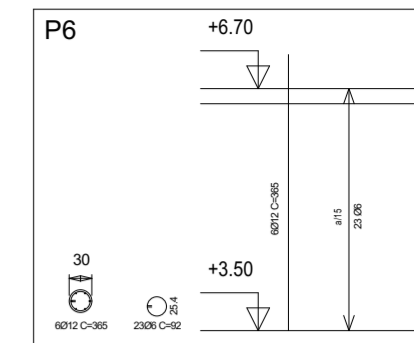
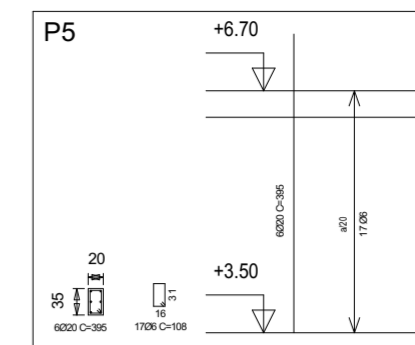
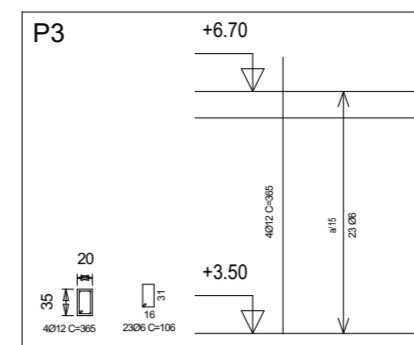
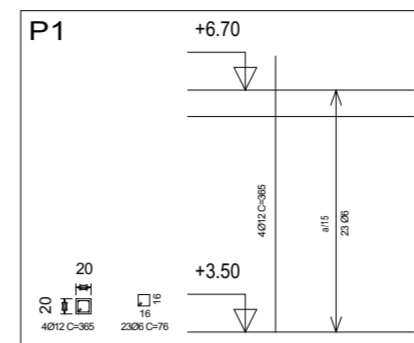
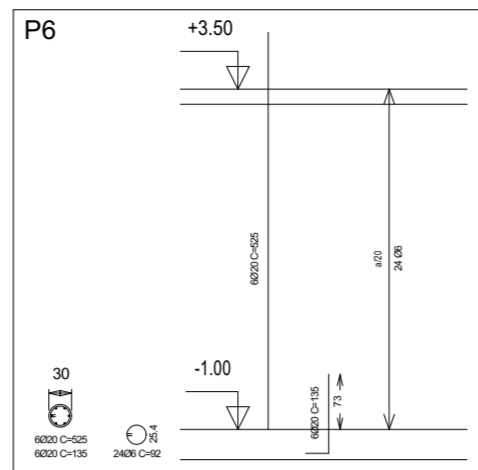
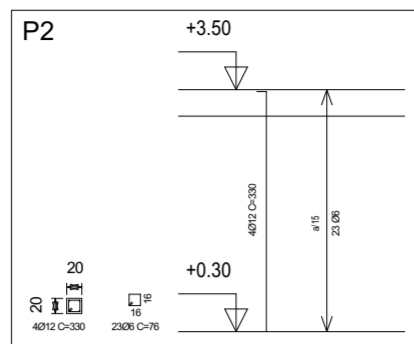
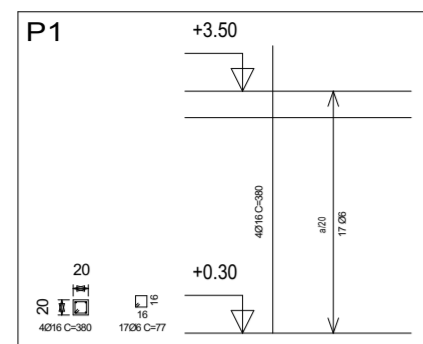
Discente: Edmilson Duílio da Conceição José

Pormenor e Quadro de Pilares

ESCALA
1:100

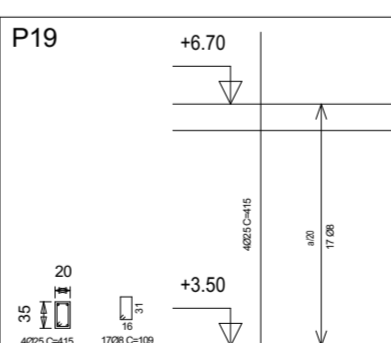
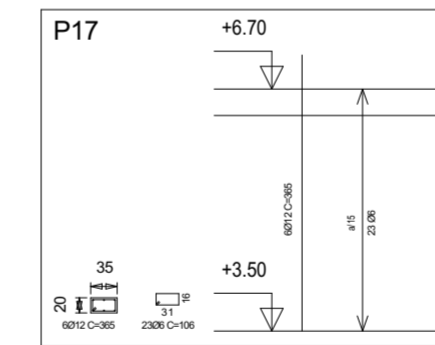
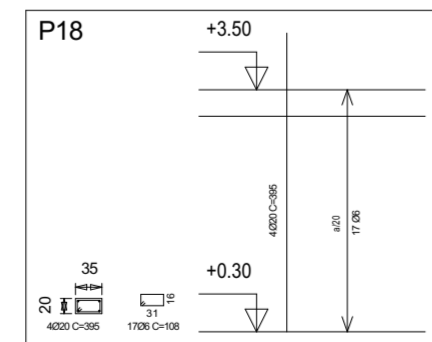
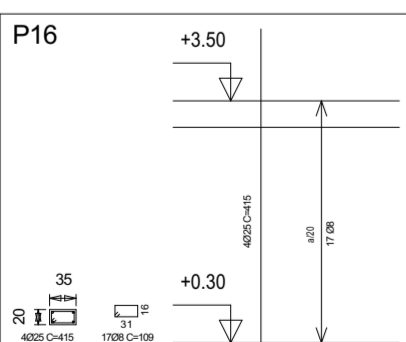
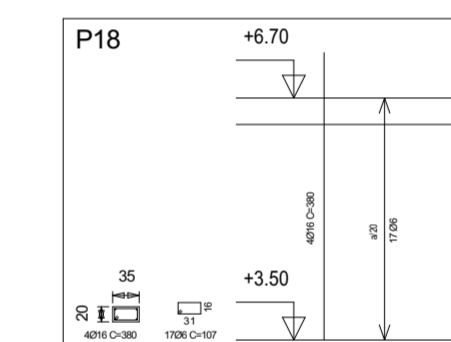
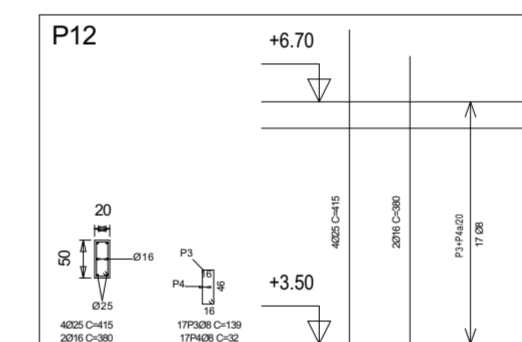
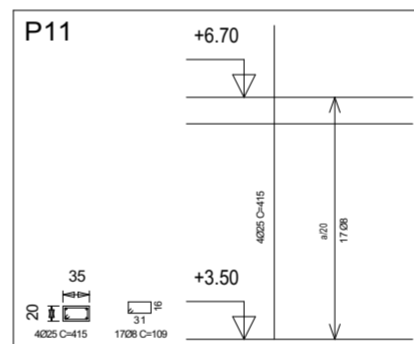
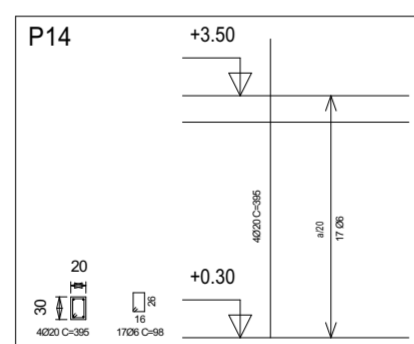
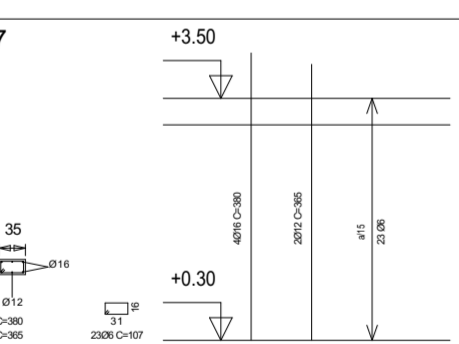
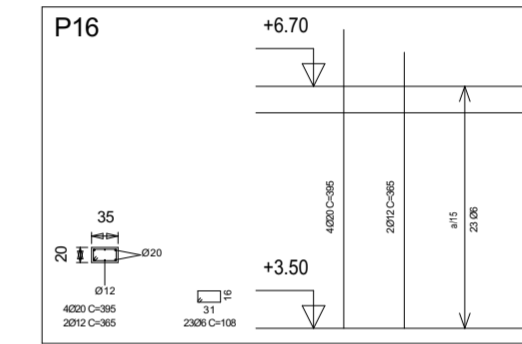
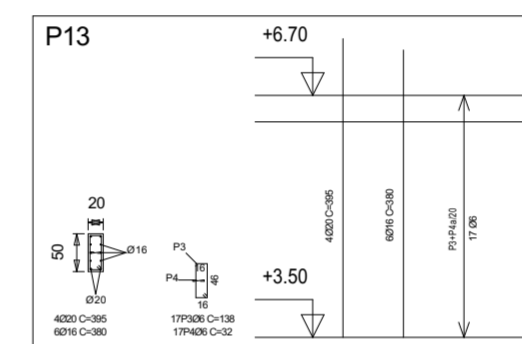
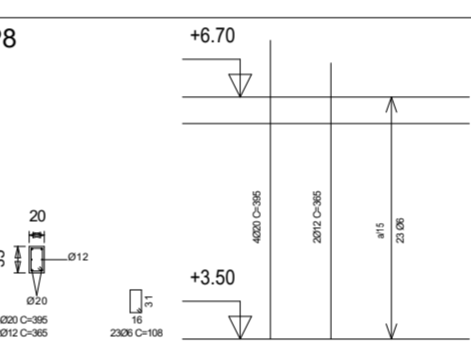
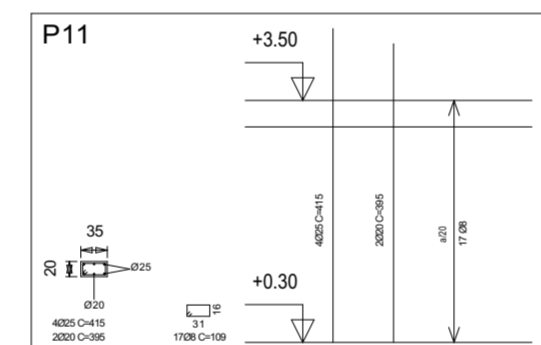
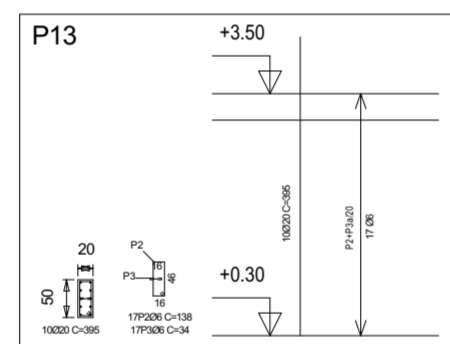
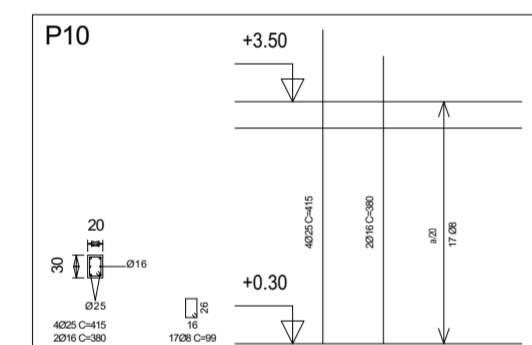
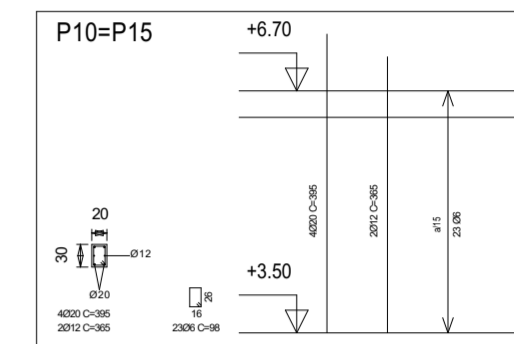
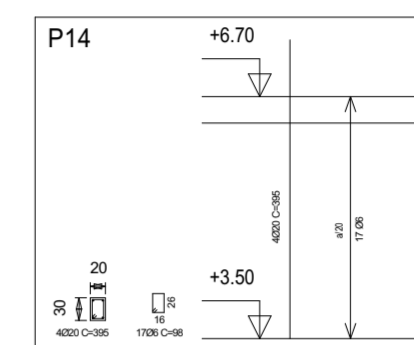
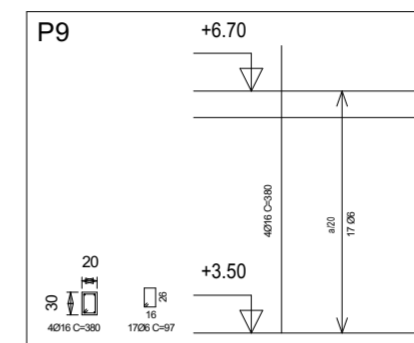
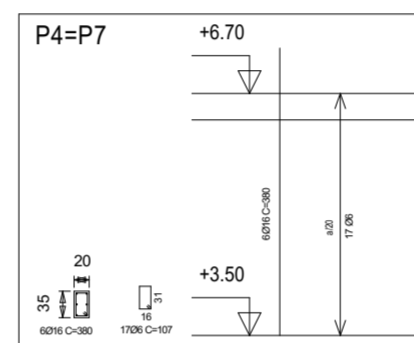
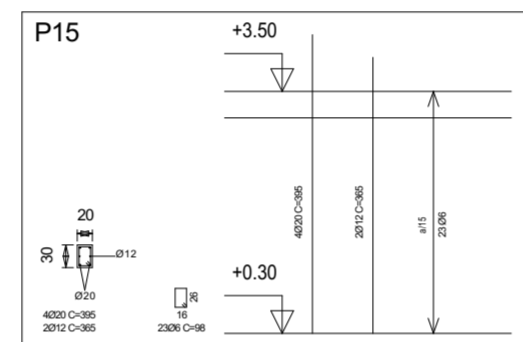
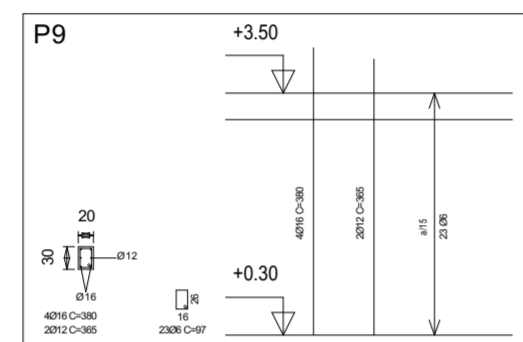
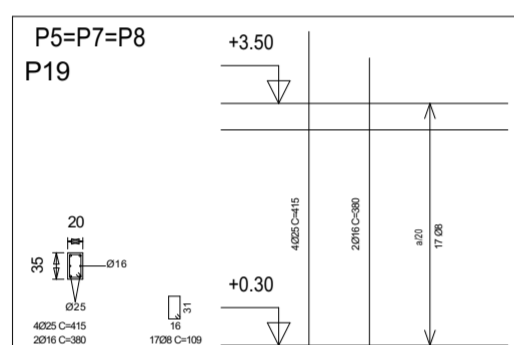
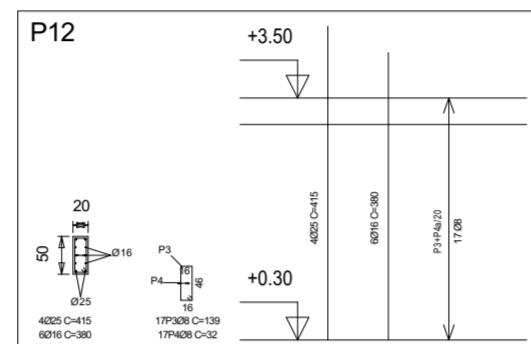
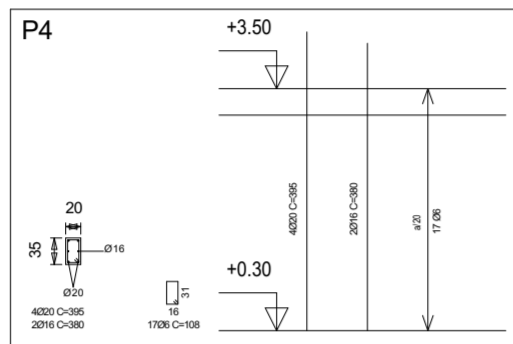
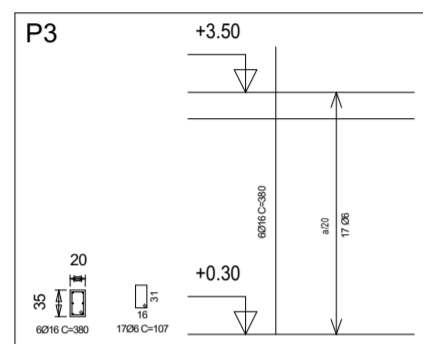
DIMENSÃO DA FOLHA A2

FOLHA 8.1



Pilares que terminam em
Piso 2
Betão: B25 (C20/25)
Aço: A400
Escala: 1:100

Pilares que terminam em
Piso 3
Betão: B25 (C20/25)
Aço: A400
Escala: 1:100



UNIVERSIDADE EDUARDO MONDLANE
FACULDADE DE ENGENHARIA
Curso de Licenciatura em Engenharia Civil

Tema: PROJETO ESTRUTURAL DE UM EDIFÍCIO DE 4 PISOS, REAJUSTE DOS RESULTADOS DO PROJETISTA.

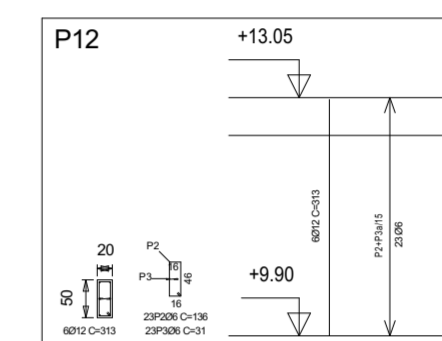
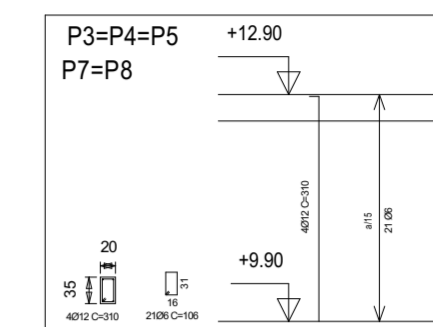
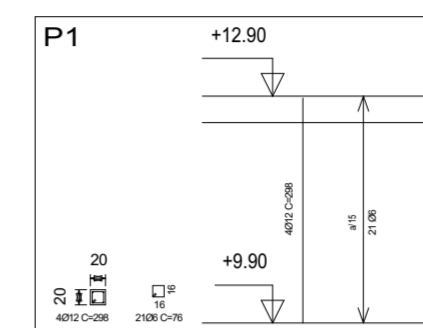
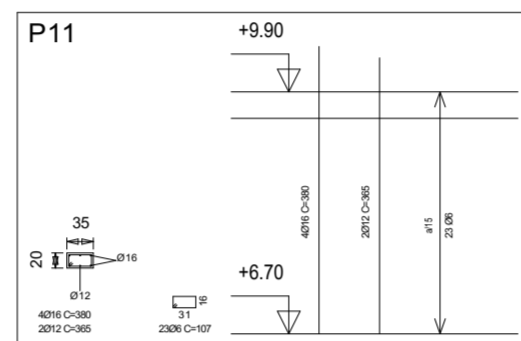
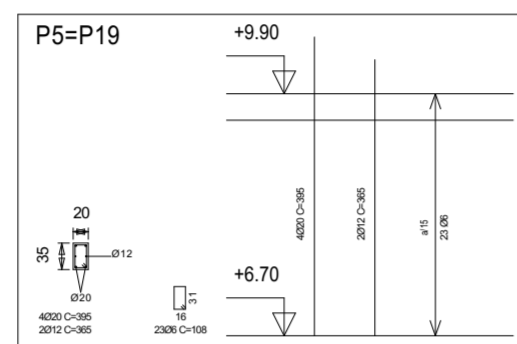
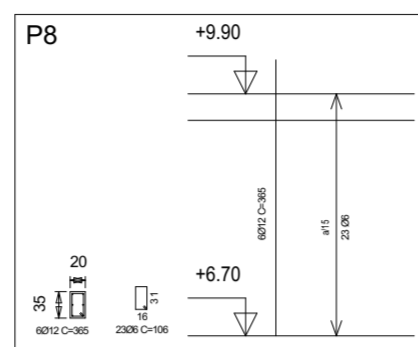
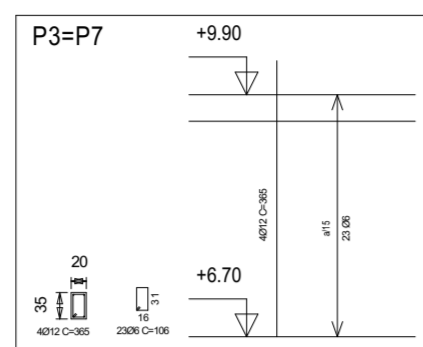
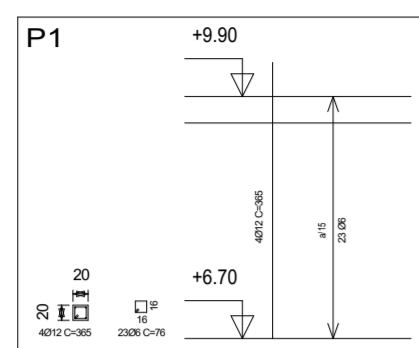
Discente: Edmilson Duílio da Conceição José

Pormenor de Pilares

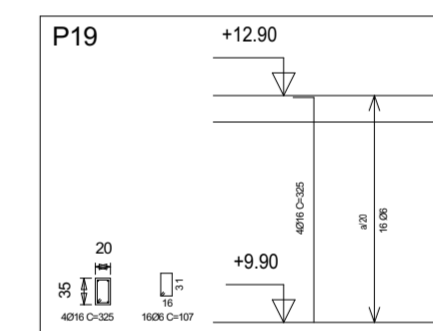
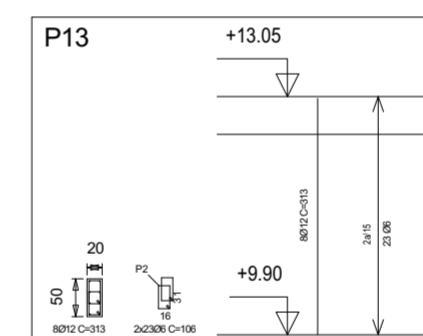
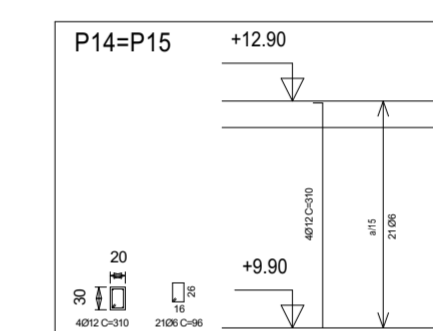
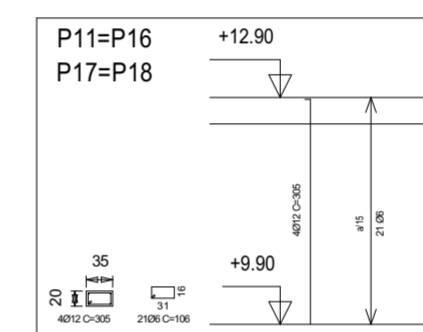
ESCALA
1:100

DIMENSÃO DA FOLHA A2

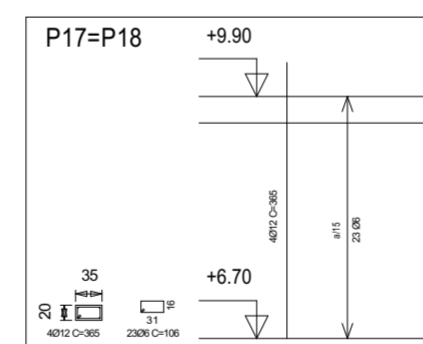
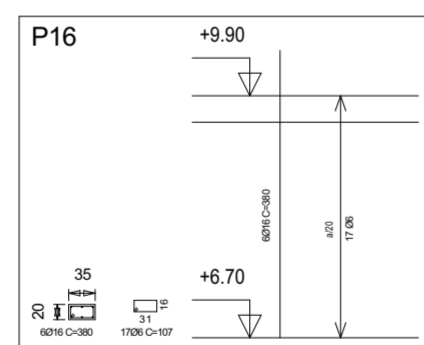
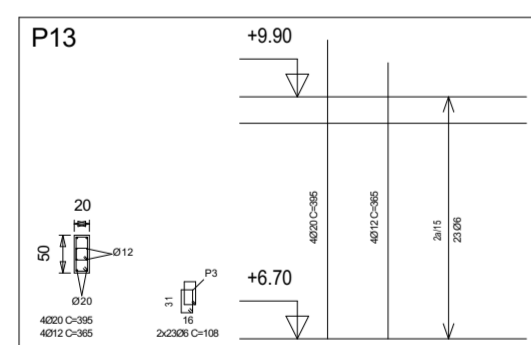
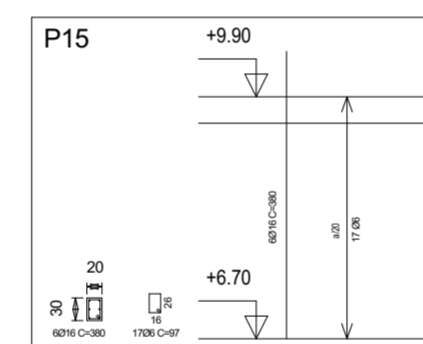
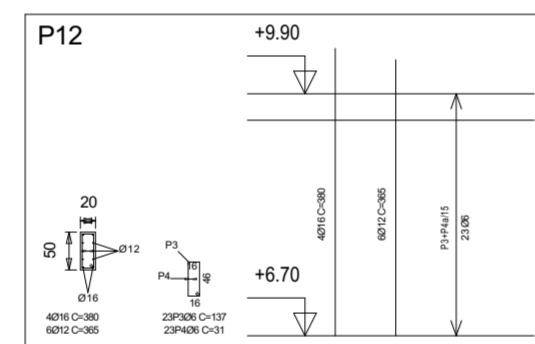
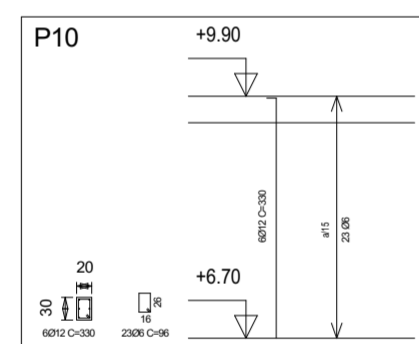
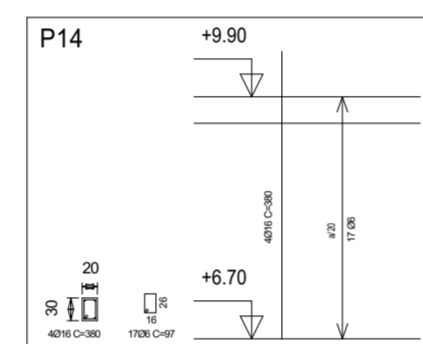
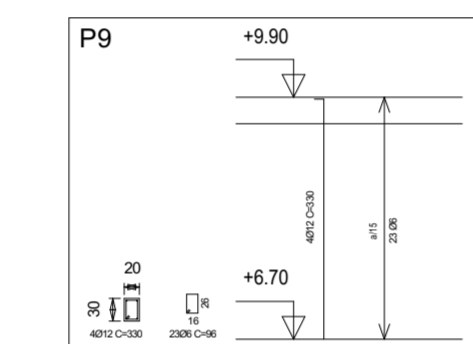
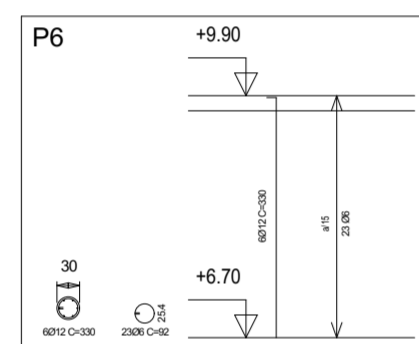
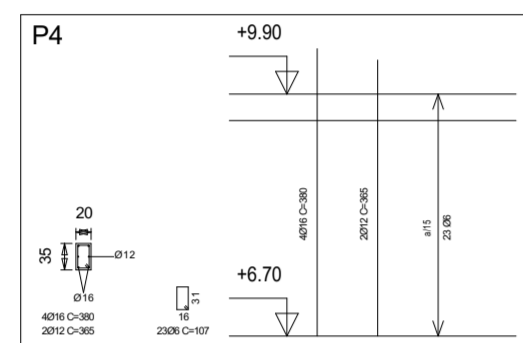
FOLHA **8.2**



Pilares que terminam em Cobertura
 Betão: B25 (C20/25)
 Aço: A400
 Escala: 1:100



Pilares que terminam em Piso 4
 Betão: B25 (C20/25)
 Aço: A400
 Escala: 1:100



UNIVERSIDADE EDUARDO MONDLANE
 FACULDADE DE ENGENHARIA
 Curso de Licenciatura em Engenharia Civil

Tema: PROJETO ESTRUTURAL DE UM EDIFÍCIO DE 4 PISOS, REAJUSTE DOS RESULTADOS DO PROJETISTA.

Discente: Edmilson Duílio da Conceição José

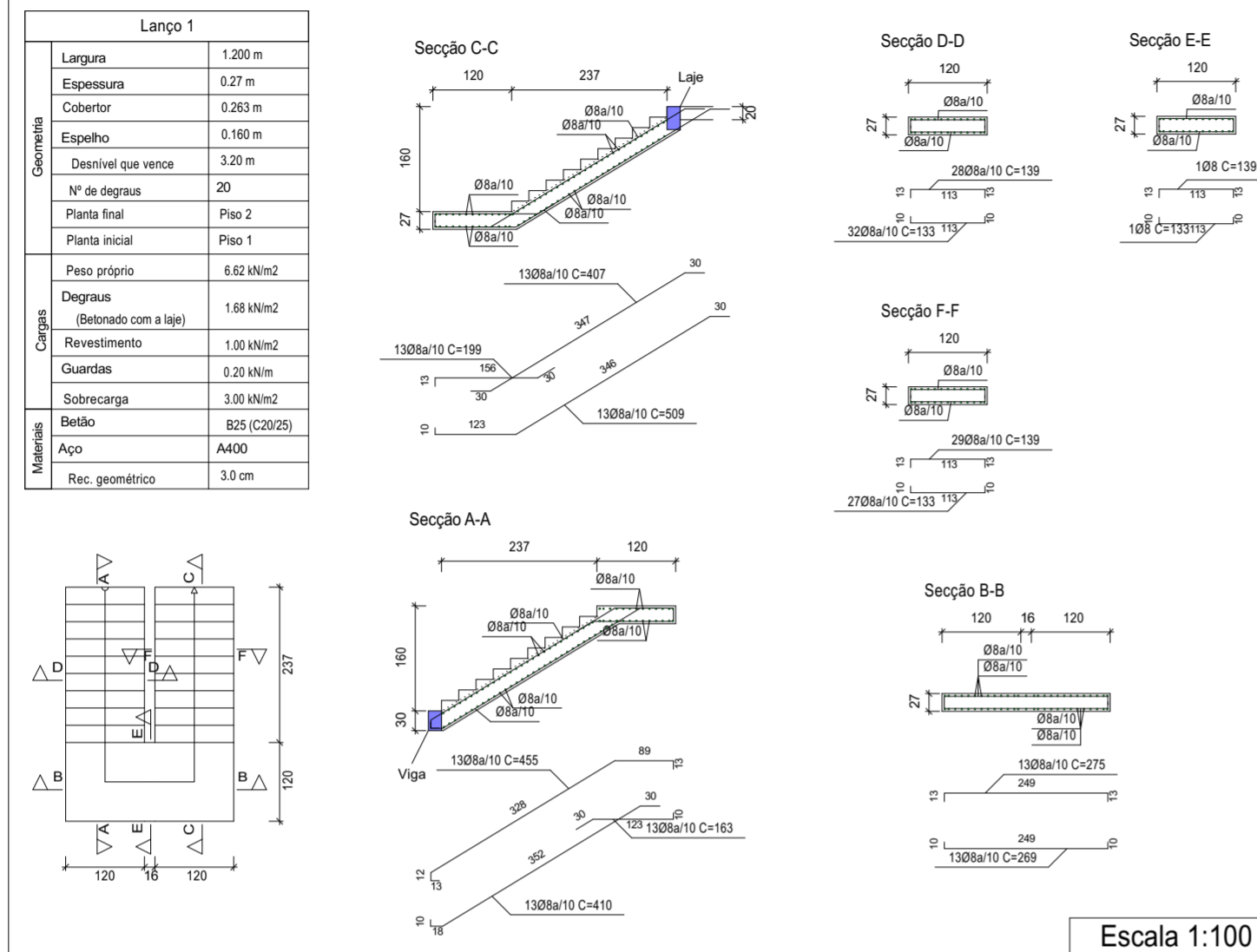
Pormenor de Pilares

ESCALA
 1:100

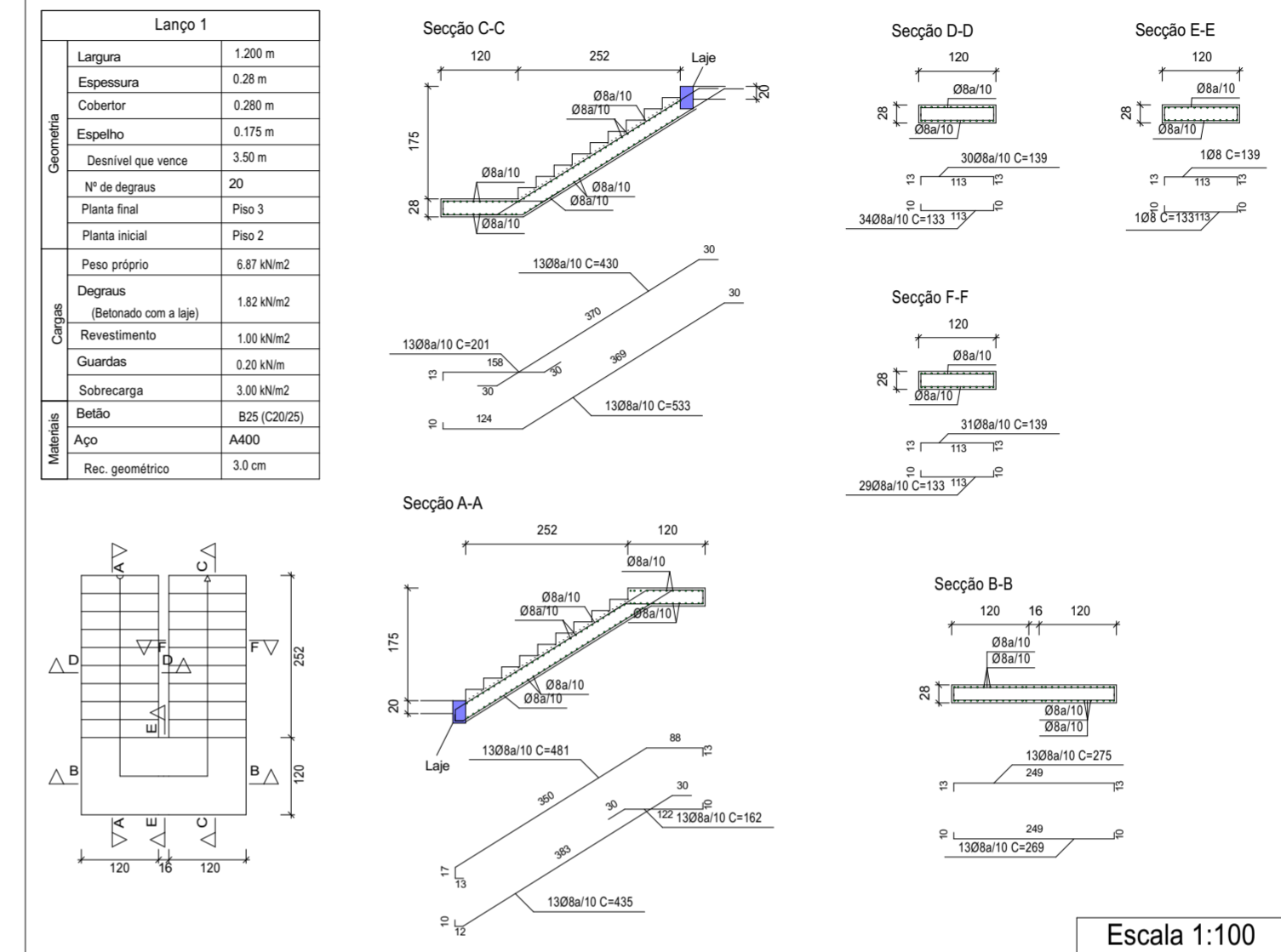
DIMENSÃO DA FOLHA A2

FOLHA 8.3

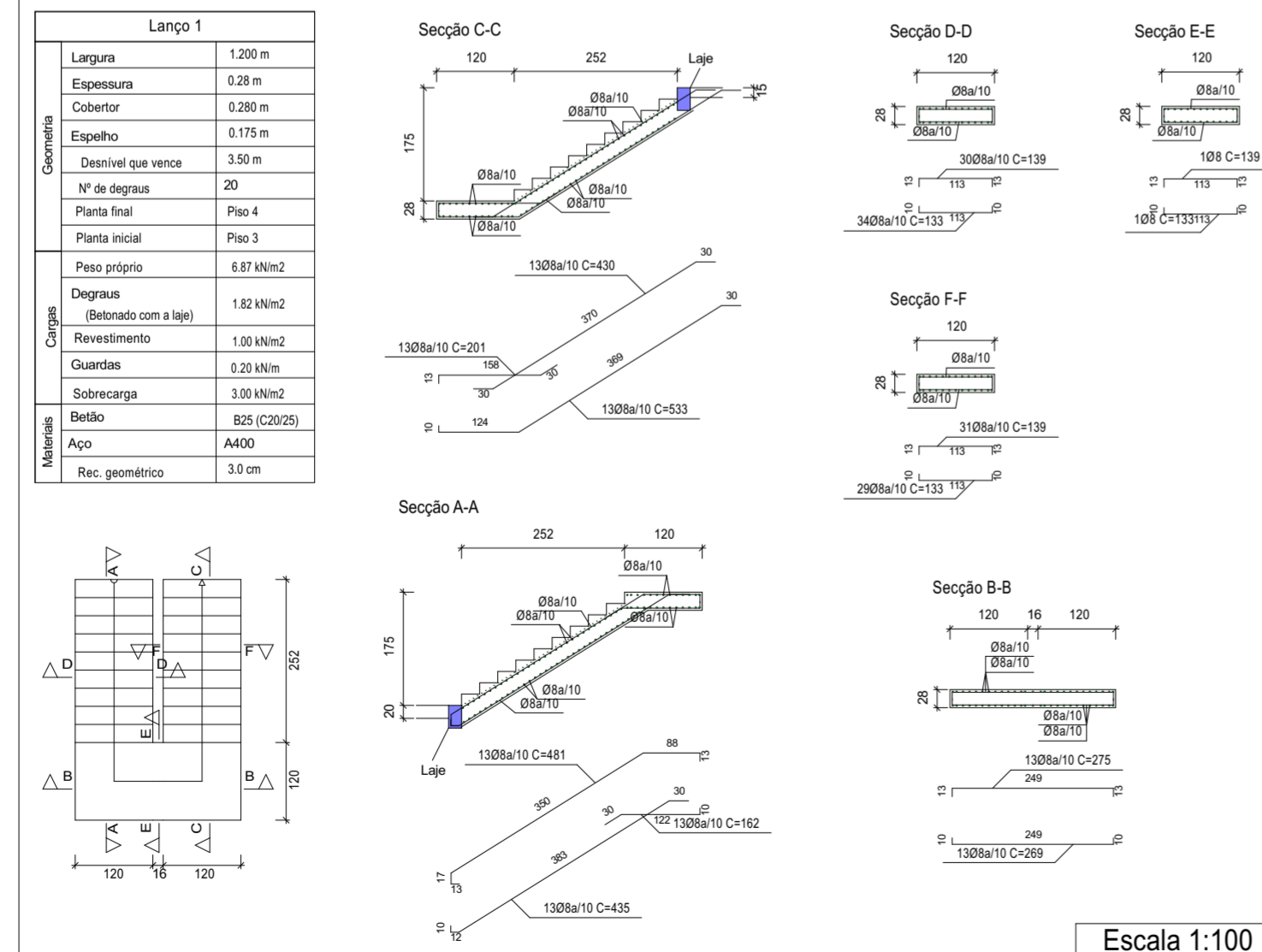
Escada 1



Escada 2



Escada 3



UNIVERSIDADE EDUARDO MONDLANE
FACULDADE DE ENGENHARIA
 Curso de Licenciatura em Engenharia Civil

Tema: PROJETO ESTRUTURAL DE UM EDIFÍCIO DE 4 PISOS, REAJUSTE DOS RESULTADOS DO PROJETISTA.

Discente: Edmilson Duílio da Conceição José

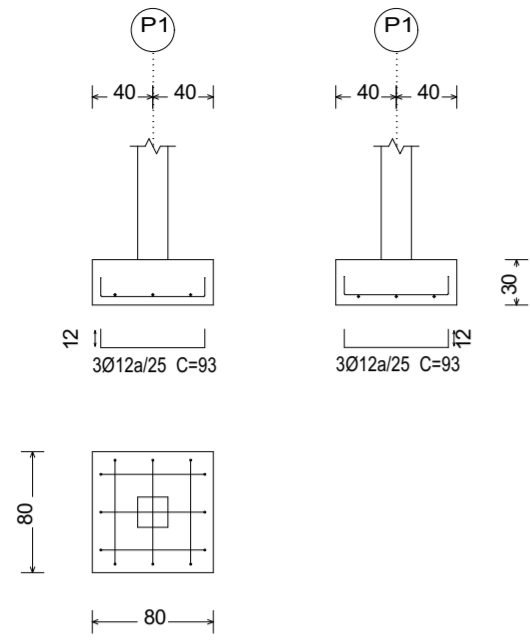
Escadas

ESCALA
1:100

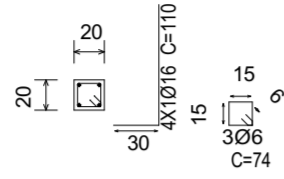
DIMENSÃO DA FOLHA A2

FOLHA **9.1**

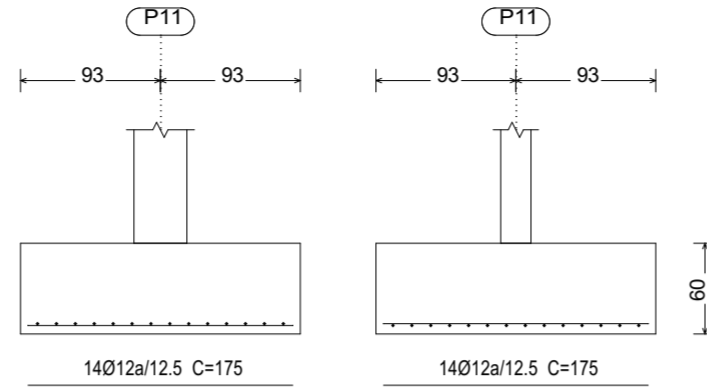
P1



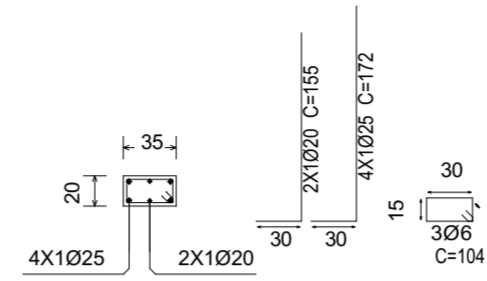
P1



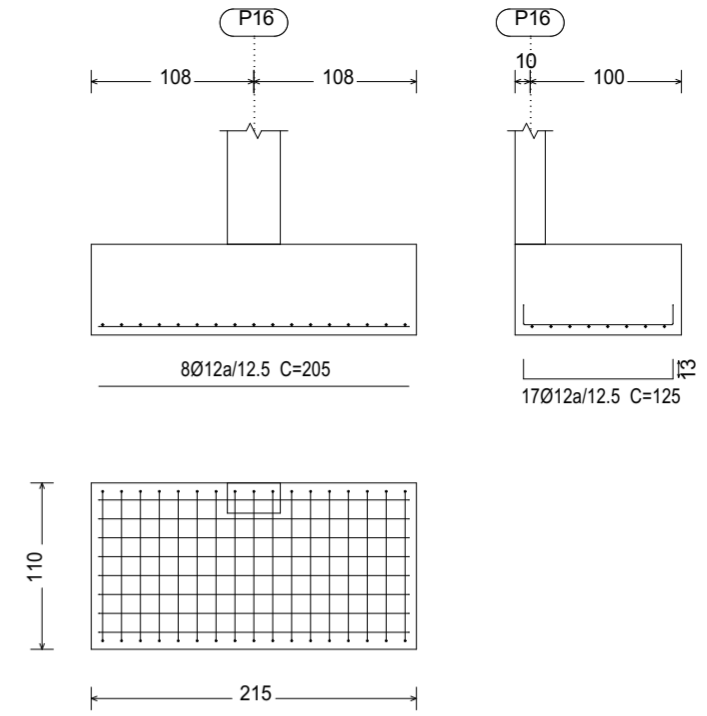
P11



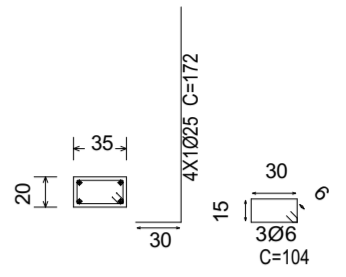
P11



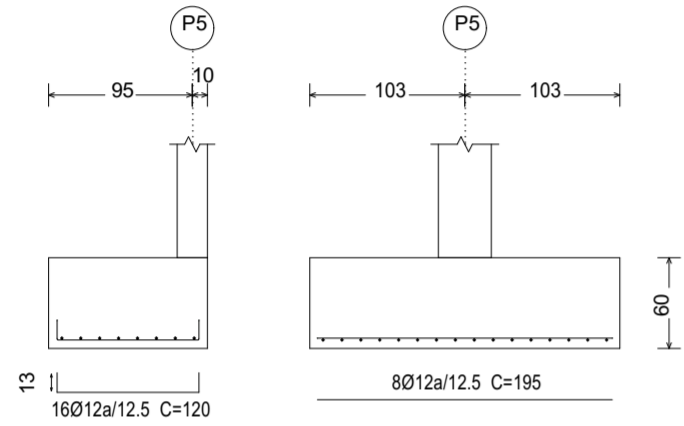
P16



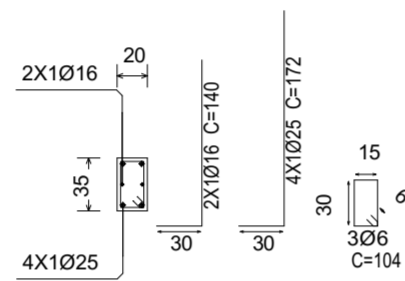
P16



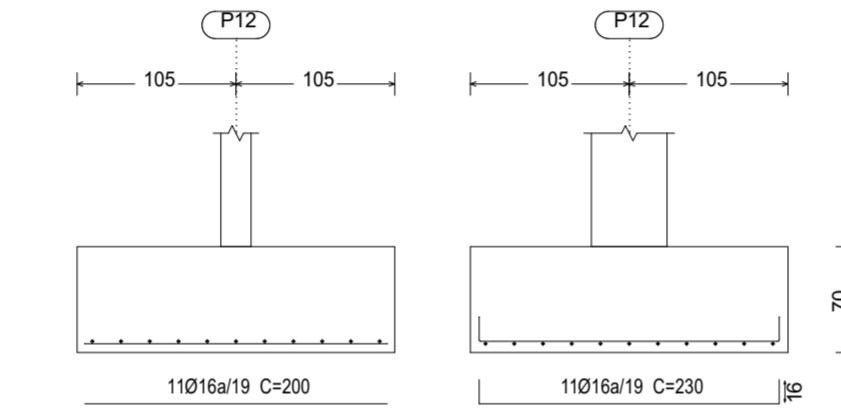
P5



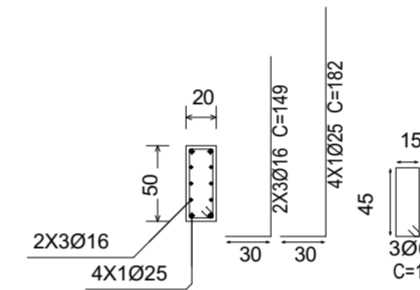
P5



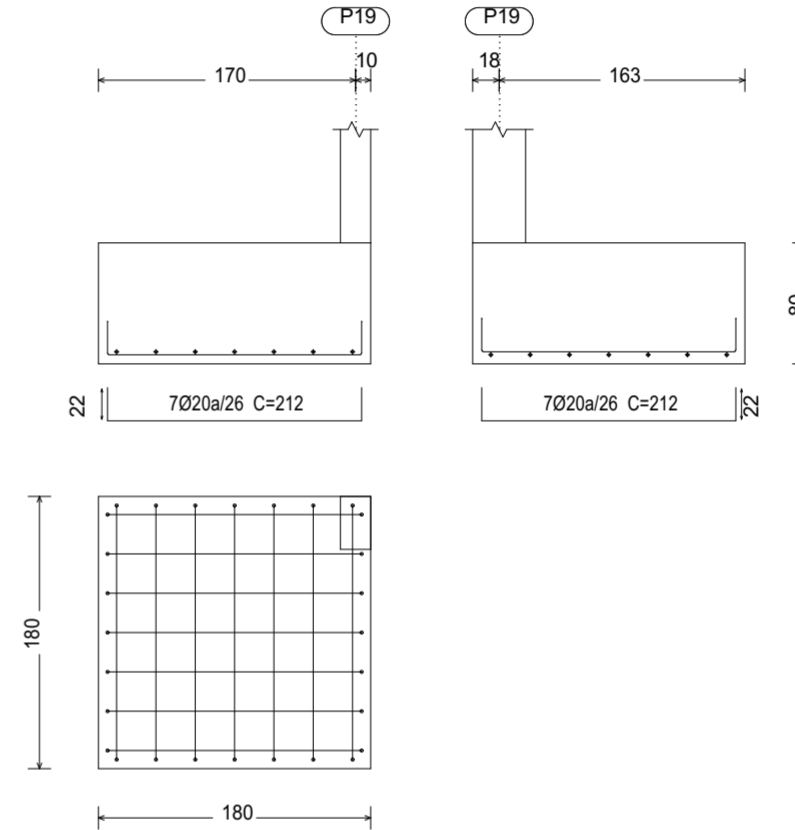
P12



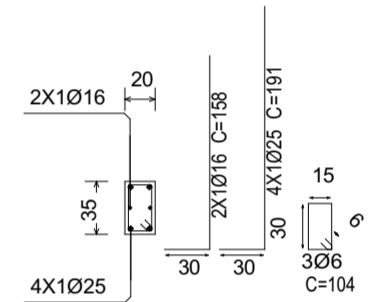
P12



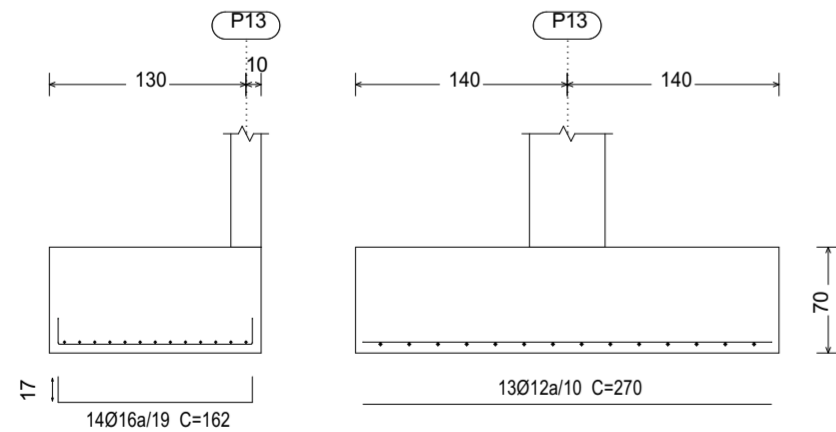
P19



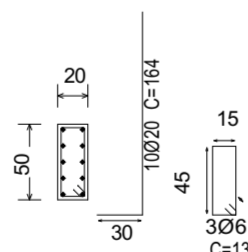
P19



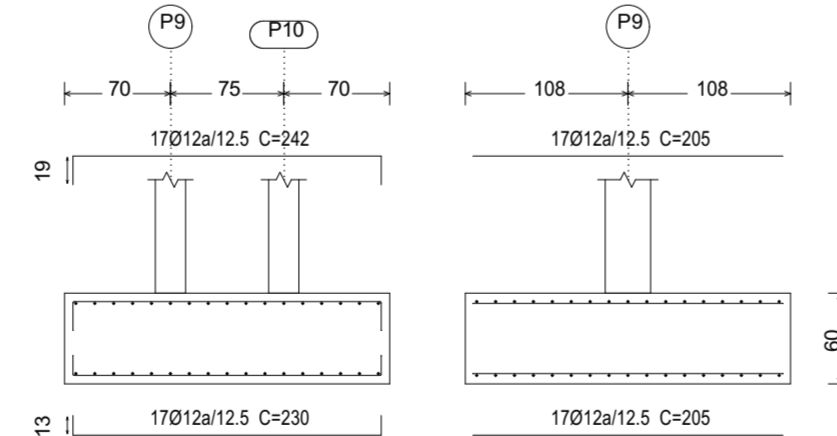
P13



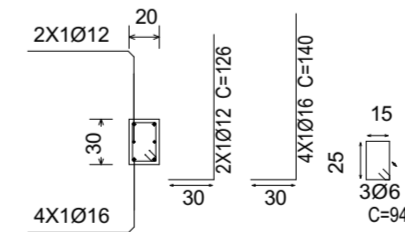
P13



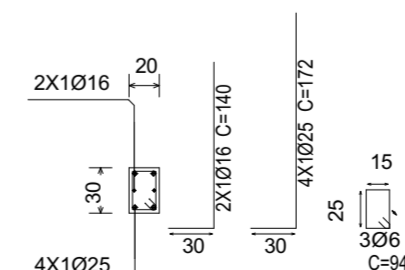
(P9-P10)



P9



P10



Fundação
 Pomenor fundação
 Betão: B25 (C20/25)
 Aços em fundações: A400
 Escala: 1:100



UNIVERSIDADE EDUARDO MONDLANE
 FACULDADE DE ENGENHARIA
 Curso de Licenciatura em Engenharia Civil

Tema: PROJETO ESTRUTURAL DE UM EDIFÍCIO DE 4 PISOS, REAJUSTE DOS RESULTADOS DO PROJETISTA.

Discente: Edmilson Duílio da Conceição José

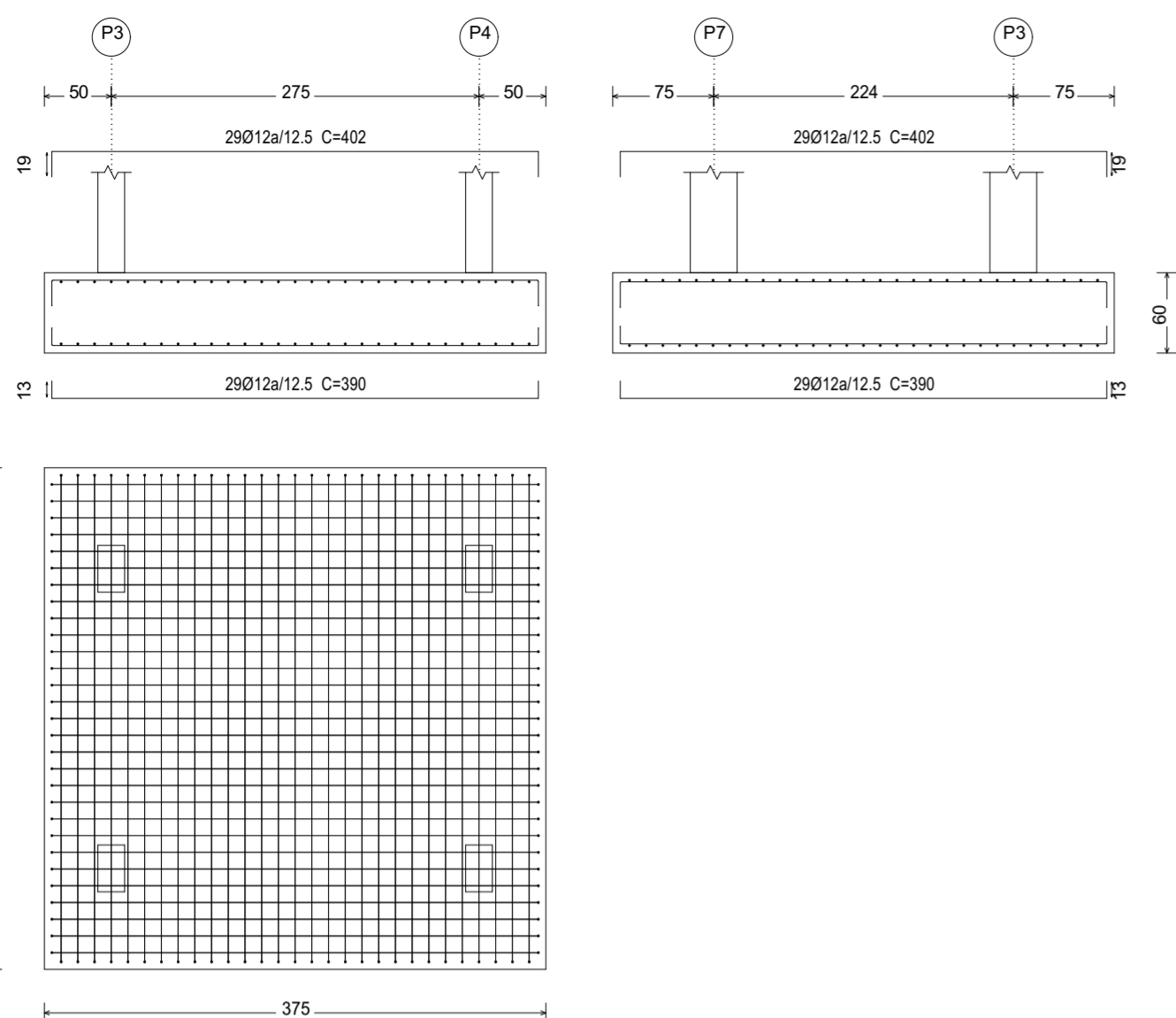
Pomenor de fundação

ESCALA
1:100

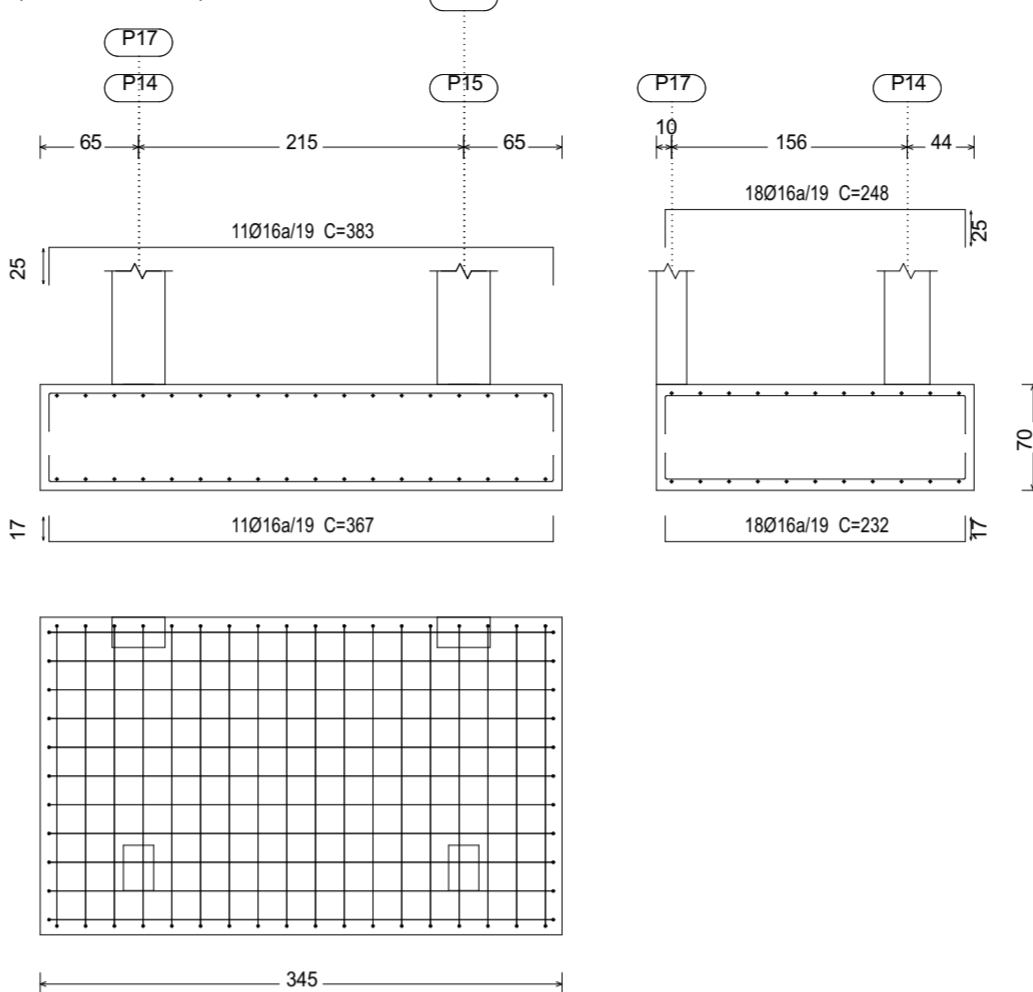
DIMENSÃO DA FOLHA A2

FOLHA **10.1**

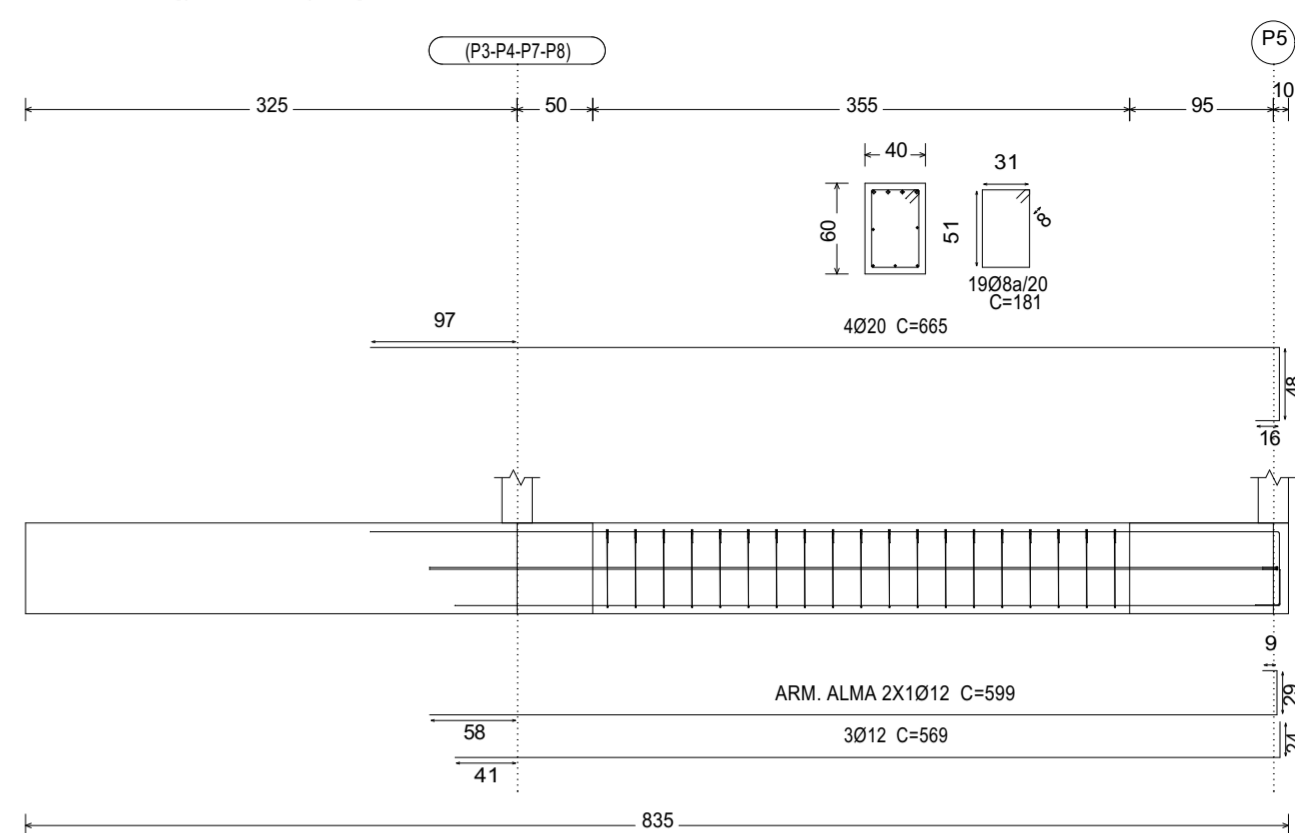
(P3-P4-P7-P8)



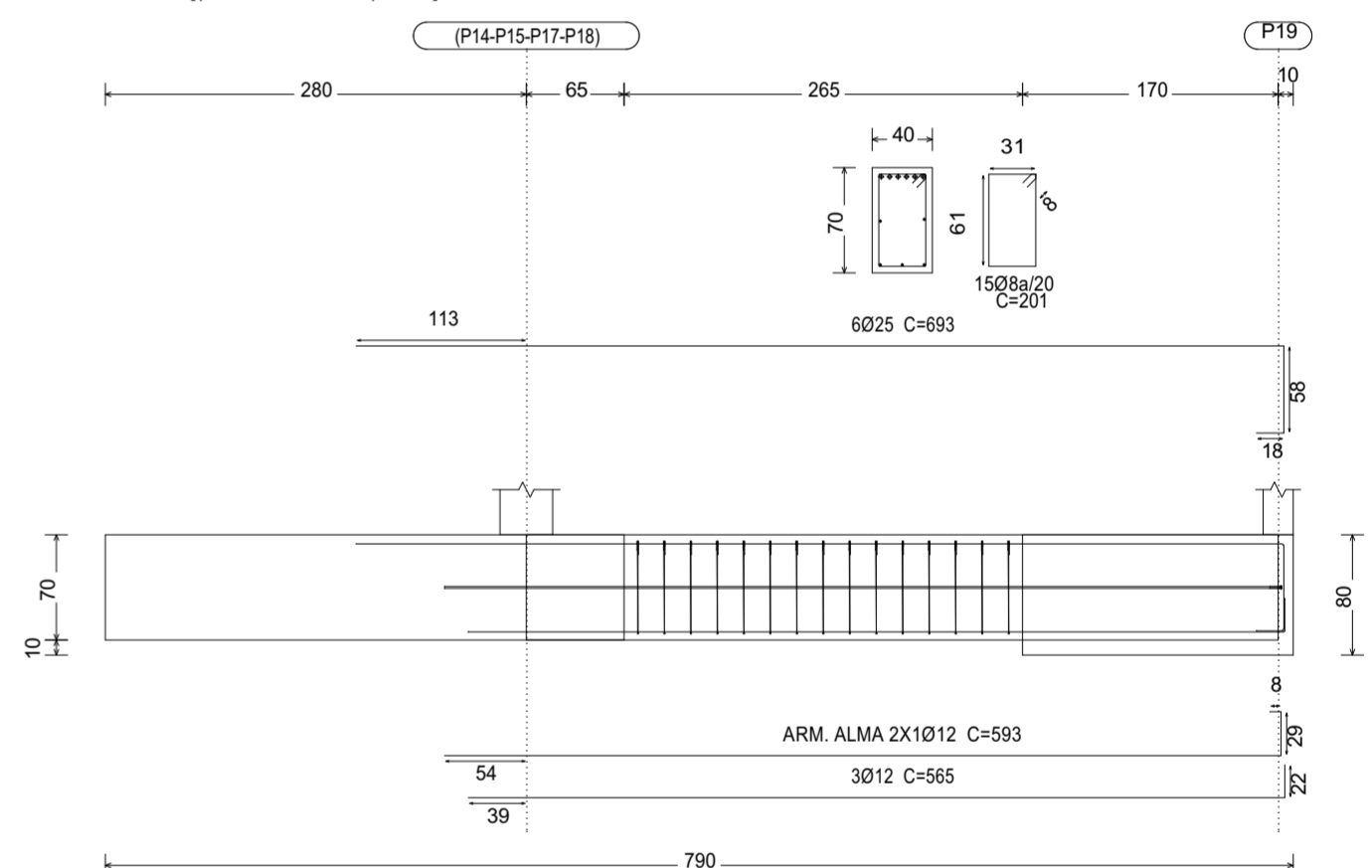
(P14-P15-P17-P18)



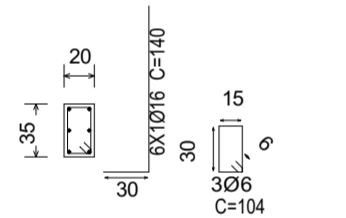
VC.T-2.1 ((P3-P4-P7-P8) - P5)



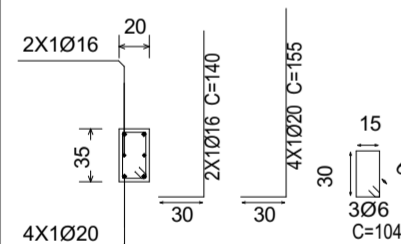
VC.T-4.1 ((P14-P15-P17-P18) - P19)



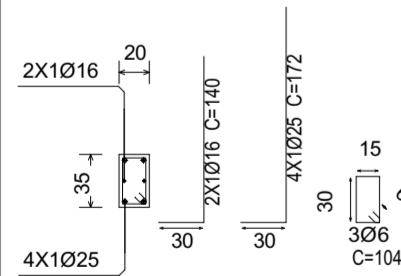
P3



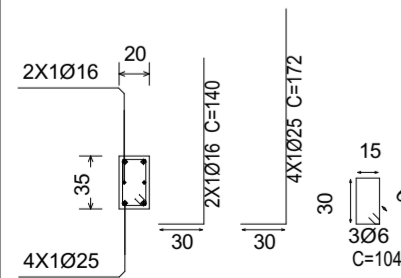
P4



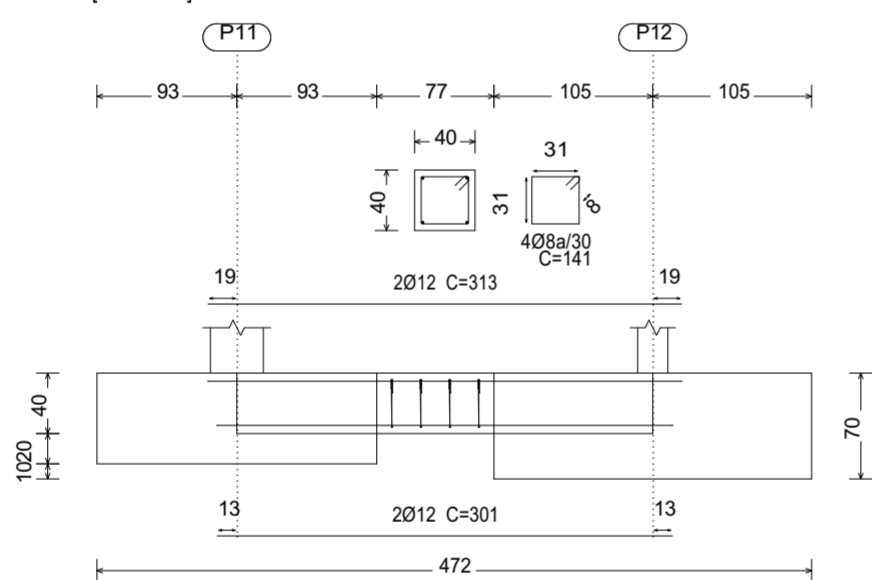
P7



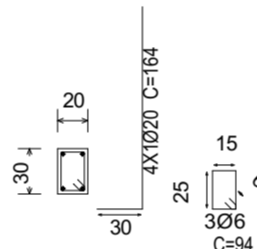
P8



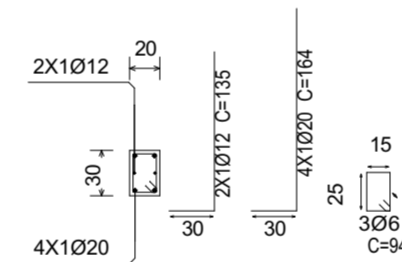
C.1 [P11 - P12]



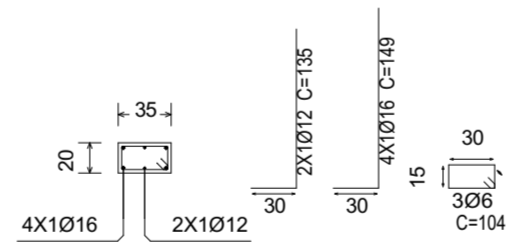
P14



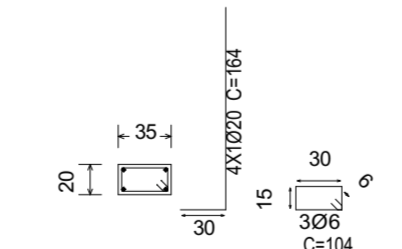
P15



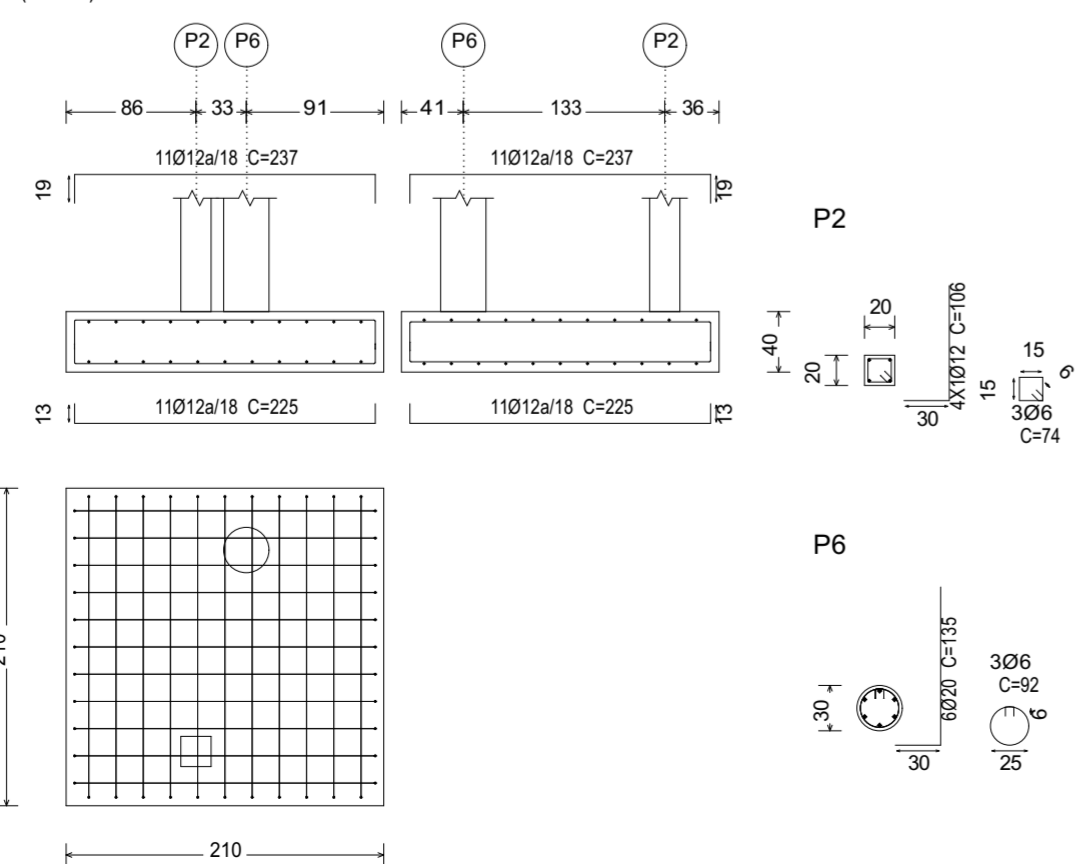
P17



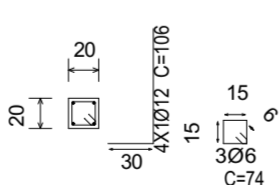
P18



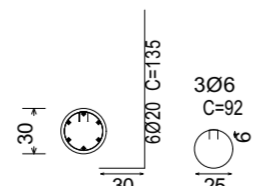
(P2-P6)



P2



P6



UNIVERSIDADE EDUARDO MONDLANE
FACULDADE DE ENGENHARIA
 Curso de Licenciatura em Engenharia Civil

Tema: PROJETO ESTRUTURAL DE UM EDIFÍCIO DE 4 PISOS, REAJUSTE DOS RESULTADOS DO PROJETISTA.

Discente: Edmilson Duílio da Conceição José

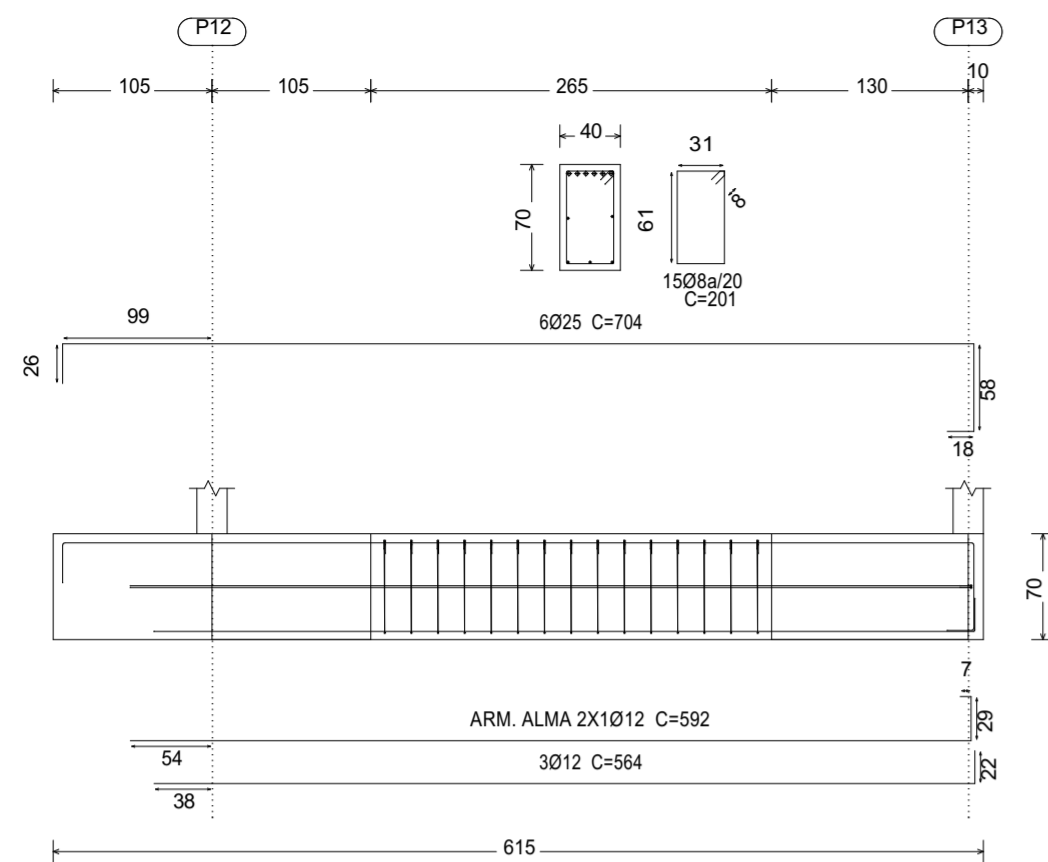
Pomenor de fundação

ESCALA
1:100

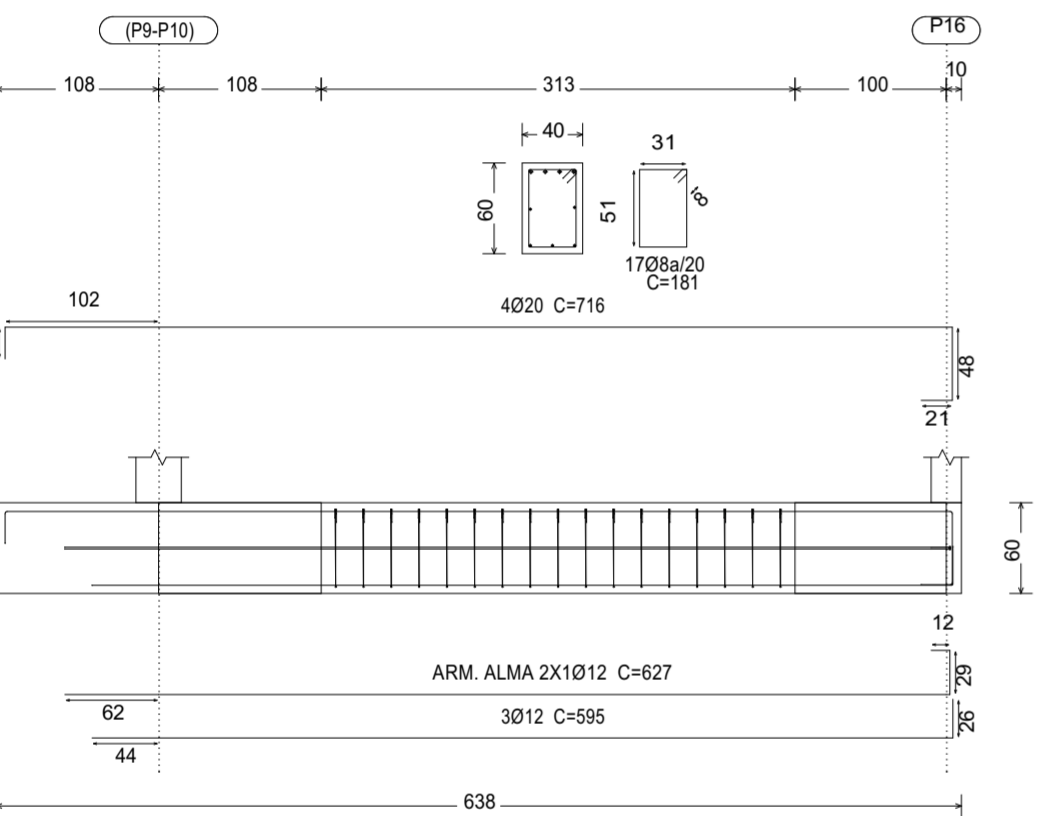
DIMENSÃO DA FOLHA A2

FOLHA **10.2**

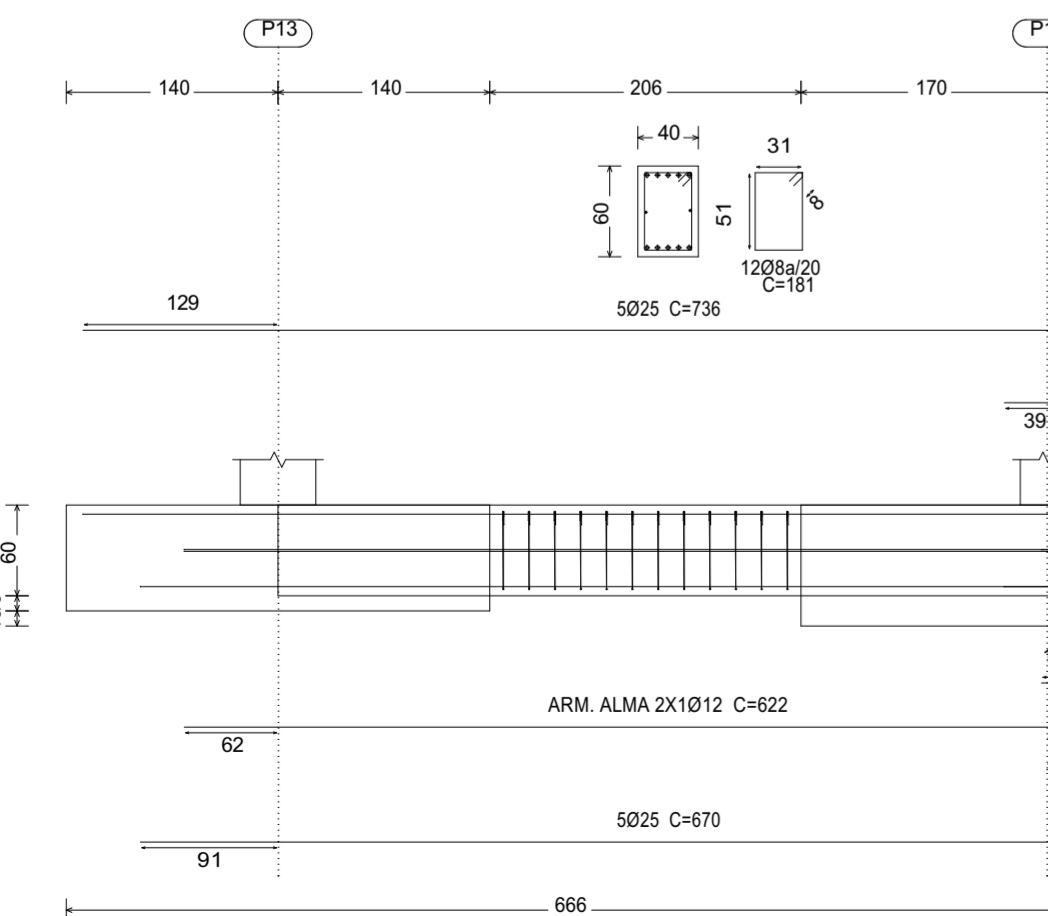
VC.T-4.1 [P12 - P13]



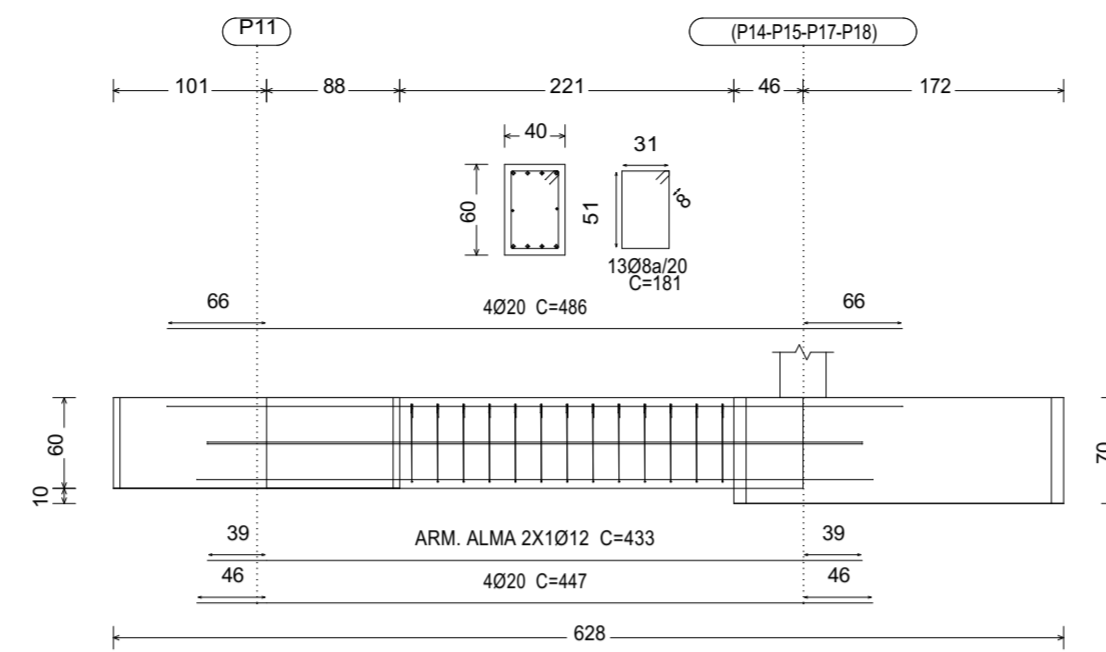
VC.T-2.1 [(P9-P10) - P16]



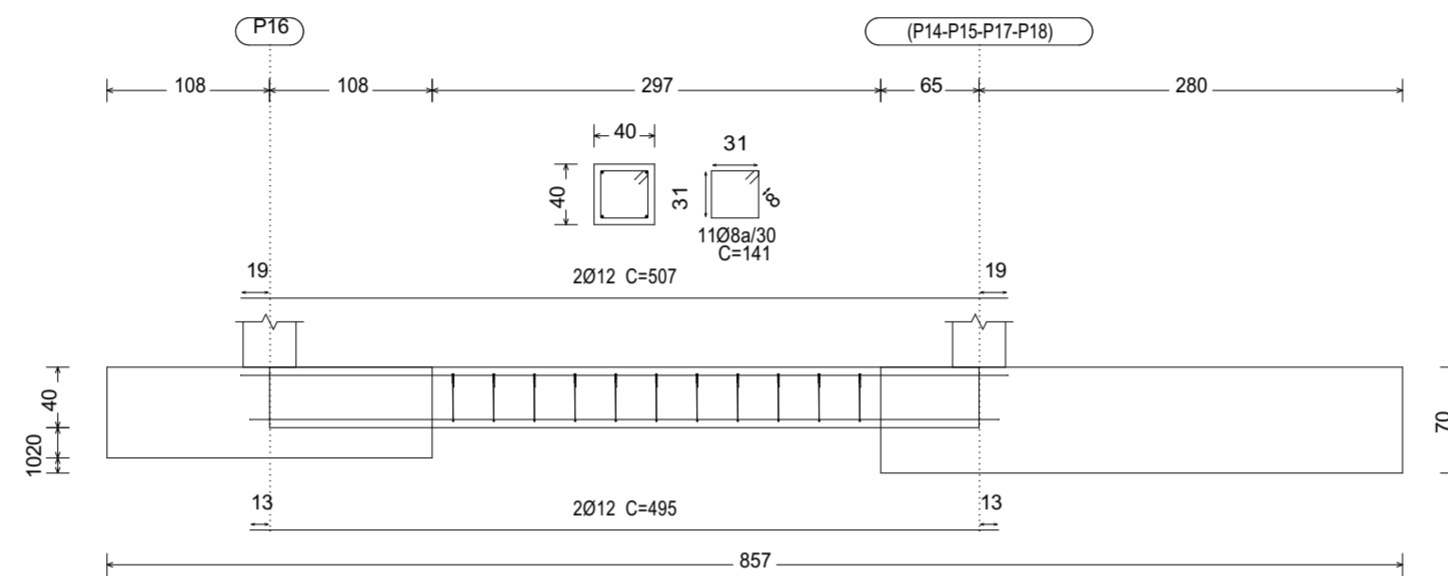
VC.S-3.1 [P13 - P19]



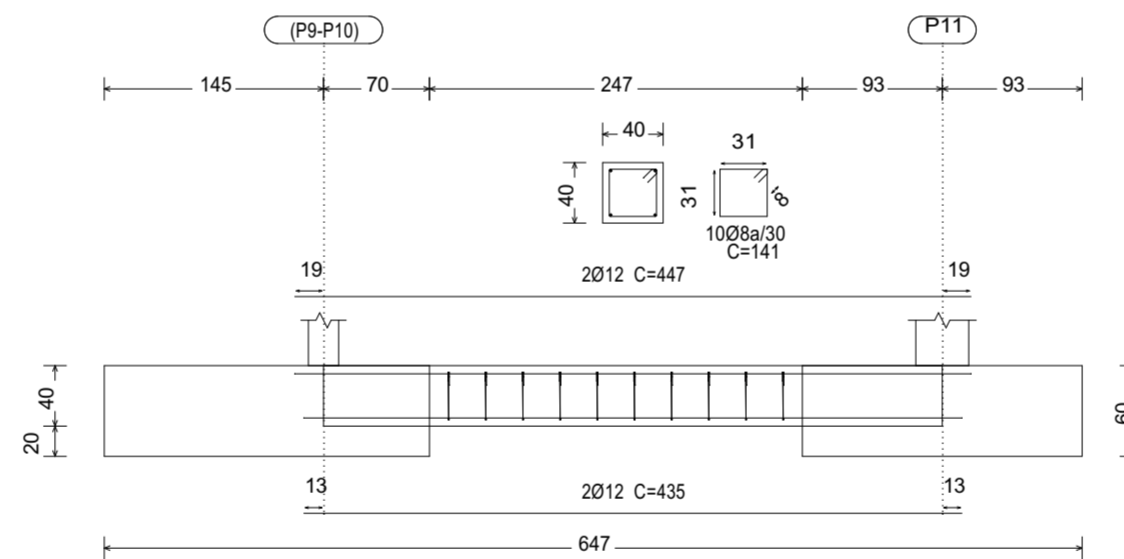
VC.S-2.1 [P11 - (P14-P15-P17-P18)]



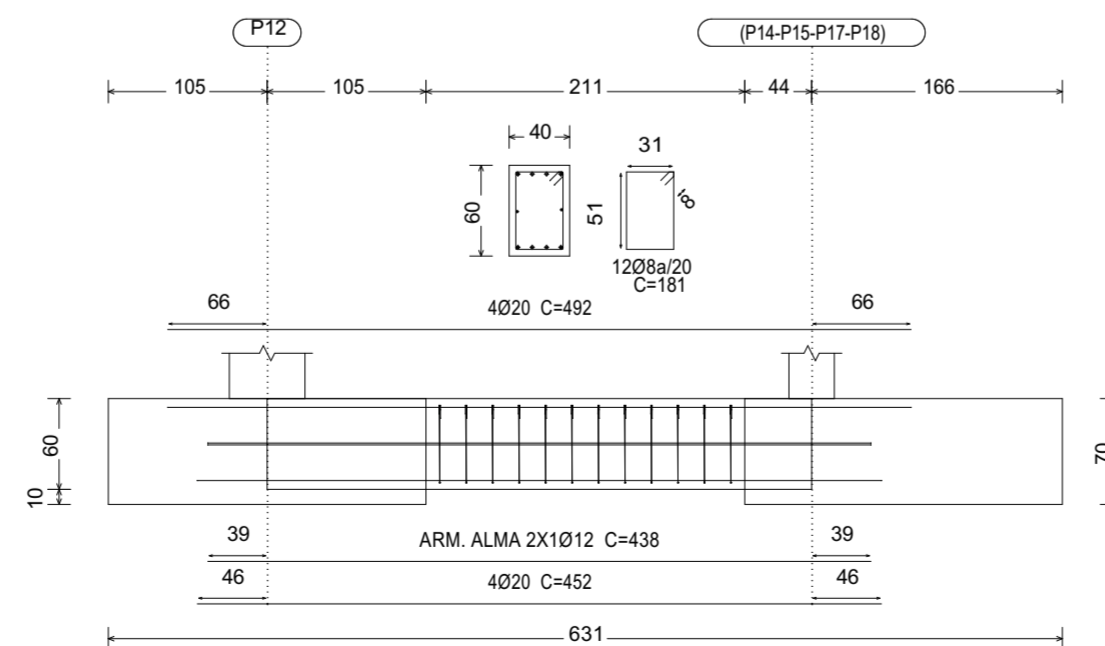
C.1 [P16 - (P14-P15-P17-P18)]



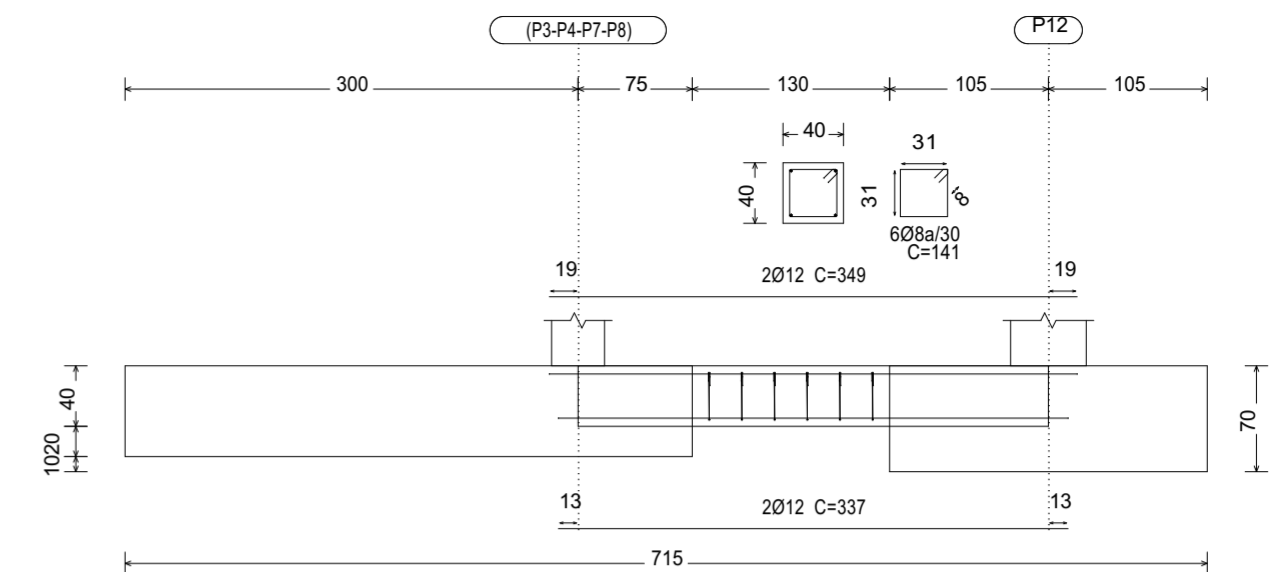
C.1 [(P9-P10) - P11] e C.1 [(P2-P6) - (P3-P4-P7-P8)]



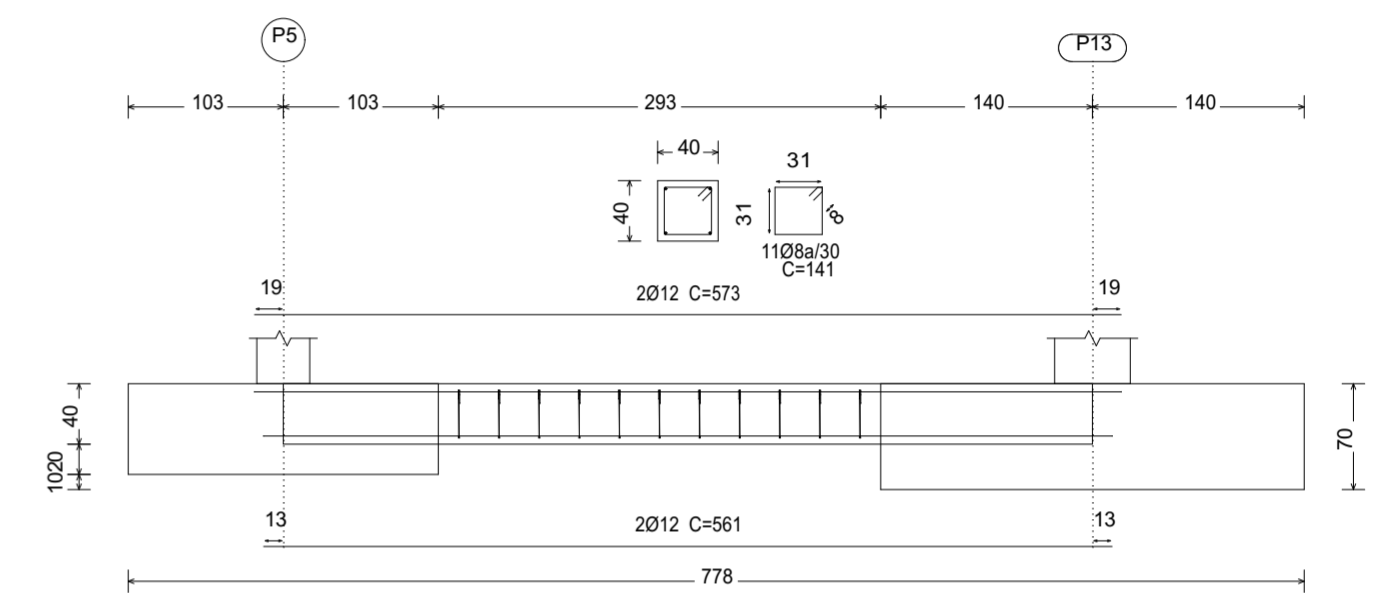
VC.S-2.1 [P12 - (P14-P15-P17-P18)]



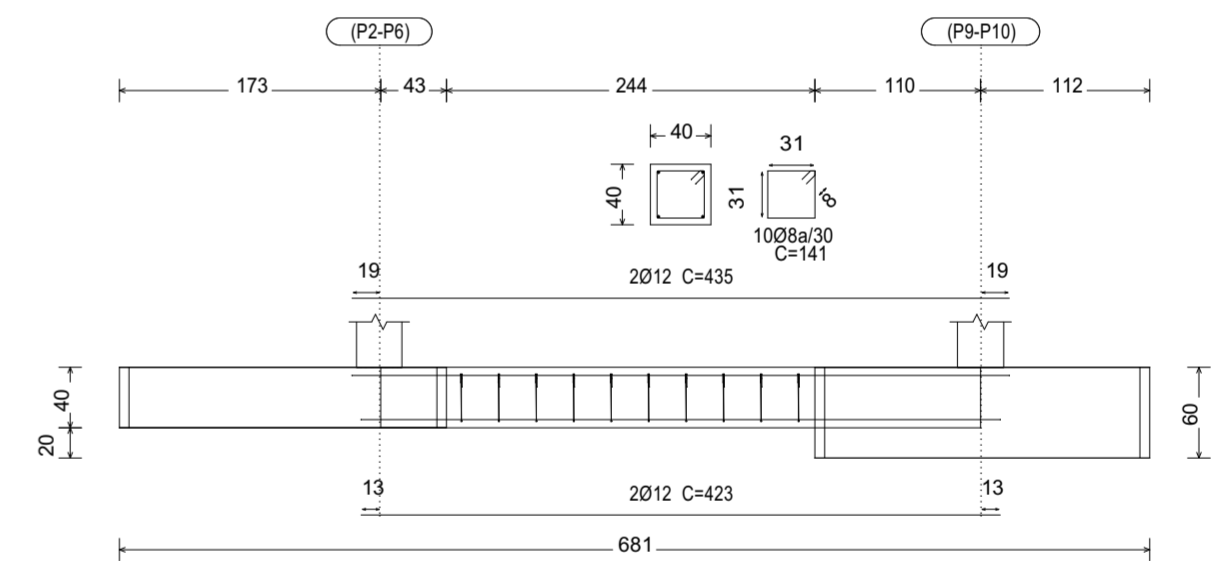
C.1 [(P3-P4-P7-P8) - P12] e C.1 [(P3-P4-P7-P8) - P11]



C.1 [P5 - P13]



C.1 [(P2-P6) - (P9-P10)]



UNIVERSIDADE EDUARDO MONDLANE
FACULDADE DE ENGENHARIA
 Curso de Licenciatura em Engenharia Civil

Tema: PROJETO ESTRUTURAL DE UM EDIFÍCIO DE 4 PISOS, REAJUSTE DOS RESULTADOS DO PROJETISTA.

Discente: Edmilson Duílio da Conceição José

Pomenor de fundação

ESCALA
 1:100

DIMENSÃO DA FOLHA A2

FOLHA **10.3**