



**UNIVERSIDADE EDUARDO MONDLANE**

**FACULDADE DE ENGENHARIA**

**DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**

**Curso de Licenciatura em Engenharia Civil**

**Estágio Profissional (5º ano)**

***REVISÃO E OPTIMIZAÇÃO DO PROJECTO ESTRUTURAL DE  
CONSTRUÇÃO DUMA RESIDÊNCIA MASCULINA NA ESCOLA  
SUPERIOR DE NEGÓCIOS E EMPREENDEDORISMO DE  
CHIBUTO DA UEM***

**Discente:**

Júnior, Victorino Xavier

**Supervisores:**

Prof. Eng<sup>a</sup>. Alexandra Neves

Eng. Mário Jorge Macaringue

Eng. Victor Fonseca

**Nº de estudante:**

20161830

**Maputo, Março de 2022**



**UNIVERSIDADE EDUARDO MONDLANE**

**FACULDADE DE ENGENHARIA**

**DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**

**Curso de Licenciatura em Engenharia Civil**

**Estágio Profissional (5º ano)**

***REVISÃO E OPTIMIZAÇÃO DO PROJECTO ESTRUTURAL DE  
CONSTRUÇÃO DUMA RESIDÊNCIA MASCULINA NA ESCOLA  
SUPERIOR DE NEGÓCIOS E EMPREENDEDORISMO DE  
CHIBUTO DA UEM***

**Discente:**

Júnior, Victorino Xavier

**Supervisores:**

Prof. Eng<sup>a</sup>. Alexandra Neves

Eng. Mário Jorge Macaringue

Eng. Victor Fonseca

**Nº de estudante:**

20161830

**Maputo, Março de 2021**

## DEDICATÓRIA

Ao meu pai Victorino Xavier, com quem aprendo e hoje pratico e tento ensinar valores como ética, honestidade, humildade e desprendimento.

À minha mãe Idalina Maria de Sousa e avó Hernestina, pelo amor, carinho e educação que tem me proporcionado.

À minha madrastra Sr<sup>a</sup>. Maria Da Luz Congolo, uma mãe atenciosa, de personalidade forte, prestativa e batalhadora, que jamais mediu esforços para me manter saudável e com uma postura determinante para a academia e para o trabalho.

Aos meus irmãos Hercílio Pambe, Gustavo Júnior, Xavier Márcio, Silvia Xavier, Abigail Xavier, Michela Xavier, Vanessa Congolo, Winnie Maria e Wendy Luz, para que sirva de inspiração para as suas vidas académicas e trabalhos futuros.

Aos demais familiares, amigos e a todos que directamente ou indirectamente contribuíram para a minha formação e alcance deste nível académico.

## AGRADECIMENTOS

Este relatório académico representa o culminar do meu percurso académico, que não seria memorável se não fossem as pessoas que me rodearam ao longo do mesmo. Sendo assim, os próximos parágrafos servem para expressar todo o meu agradecimento aos que fizeram parte e seguiram-me ao longo deste período.

Primeiramente, quero agradecer a Deus pelo dom da vida, por me manter saudável e por proporcionar-me muita força e garra nesta caminhada estudantil.

Agradecer aos meus pais, Victorino Xavier e Idalina Maria de Sousa, pelo apoio incansável e a ajuda que sempre disponibilizaram que foi bastante crucial para a conclusão do curso.

Agradecer aos meus irmãos, amigos e colegas, pelo acompanhamento, ajuda, amizade e a disponibilidade que sempre dispuseram.

Quero também agradecer aos docentes da faculdade de engenharia, em particular do departamento de Engenharia Civil pelo suporte, pelos ensinamentos facultados ao longo de todo curso, em especial à Engenheira Alexandra Neves que ajudou-me bastante para a realização do estágio profissional e o respectivo relatório.

E por fim, quero agradecer por parte da empresa Grupo C. Mondego, em especial, ao Engenheiro Mário Jorge Macaringue, Engenheiro Victor Fonseca e aos restantes colegas pelo acolhimento e apoio prestado ao longo da realização do estágio profissional e o respectivo relatório.

O meu muito obrigado!

## DECLARAÇÃO DE HONRA

Declaro que este relatório de estágio é resultado da minha investigação e dedicação, nunca foi apresentado para obtenção de qualquer grau académico. E que foi elaborado com base na bibliografia que se encontra nas referências bibliográficas.

Maputo, Março de 2022

O autor:

---

(Victorino Xavier Júnior)

\_\_\_\_\_ / \_\_\_\_\_ / \_\_\_\_\_

Supervisora:

---

(Eng<sup>a</sup> Alexandra Neves)

\_\_\_\_\_ / \_\_\_\_\_ / \_\_\_\_\_

## RESUMO

O presente trabalho foi elaborado no âmbito da disciplina de Estágio Profissional no decorrer do ano lectivo de 2021/2022, referente à Licenciatura em Engenharia Civil, cujo objectivo principal consiste em elaborar um relatório relacionado com a área de Estruturas.

O trabalho consiste na revisão e optimização do projecto estrutural de um edifício constituído por 2 pisos, que está a ser construído pelo Grupo C. Mondego, que por sua vez, solicitou a sua revisão. Trata-se de um edifício que foi dimensionado pela UEM-DIM, em laje vigada maciça (Projecto 1), devendo alcançar uma altura de 3 metros, quando concluída.

No presente relatório é apresentado ainda o dimensionamento do mesmo edifício residencial possuindo uma solução estrutural diferente no piso 2, ou seja, em laje fungiforme maciça (Projecto 2).

Inicialmente, fez-se a análise da estrutura de suporte de cobertura, que possui uma directriz elíptica e o seu respectivo dimensionamento, tendo em conta as acções permanentes e variáveis (sobrecarga e vento), através do software Ftool, para o cálculo estrutural bidimensional. Posteriormente, efectuou-se o dimensionamento dos elementos em betão armado do edifício tomando em consideração as acções provenientes da estrutura de suporte de cobertura. Recorreu-se para o cálculo estrutural ao programa Cypecad, devido ao seu grande uso na Grupo C. Mondego para a execução de trabalhos de revisão de projectos. Para o desenvolvimento do projecto estrutural do Projecto 2, tomou-se em conta o projecto de arquitectura original, que serviu de base até a fase final das peças desenhadas e a medição das quantidades de volume de betão e peso dos aços.

São abordados ainda, alguns princípios básicos de concepção estrutural, realçando a importância da colocação das juntas de dilatação estruturais em edifícios de betão armado, que possuem dimensões em planta consideráveis, ou seja, dimensões superiores a 30m.

E por fim, são apresentadas as conclusões do estudo comparativo entre a solução alternativa ao projecto estrutural da ESNEC da UEM (Projecto 2) e o projecto estrutural elaborado pela UEM-DIM (Projecto 1).

## LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

FEUEM – Faculdade de Engenharia da Universidade Eduardo Mondlane

UEM – Universidade Eduardo Mondlane

DECI – Departamento de Engenharia Civil

ESNEC – Escola Superior de Negócios e Empreendedorismo de Chibuto

DIM – Direcção de Infra-estruturas e Manutenção

REBAP – Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado

RSA – Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes

MAE – Ministério de Administração Estatal

BIM – Building Information Modeling

MDEH – Ministério da Educação e Desenvolvimento Humano

m – metro

mm – milímetro

m<sup>2</sup> – metro quadrado

m<sup>3</sup> – metro cúbico

km – quilómetro

Pp – Peso próprio

Sc – Sobrecarga

$f_{cd}$  – valor de cálculo da tensão de rotura do betão do betão à compressão

$f_{ctd}$  – valor de cálculo da tensão de rotura do betão do betão à tracção

$f_{ctm}$  – valor médio da tensão da tensão de rotura do betão à tracção simples

$f_{ctk}$  – valor característico da tensão da tensão de rotura do betão à tracção simples

$E_{c,28}$  – valor médio do módulo de elasticidade do betão aos 28 dias de idade

$f_{syk}$  – tensão de cedência de armaduras ordinárias

$f_{suk}$  – tensão de rotura de armaduras ordinárias

$f_{syd}$  – valor de cálculo da tensão de cedência do aço

$\epsilon_{suk}$  – extensão após rotura da armadura ordinária

$E_s$  – Módulo de elasticidade do aço

## ÍNDICE GERAL

DEDICATÓRIA .....	I
AGRADECIMENTOS .....	II
DECLARAÇÃO DE HONRA.....	III
RESUMO .....	IV
LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS.....	V
ÍNDICE DE FIGURAS.....	VIII
ÍNDICE DE TABELAS.....	IX
1. INTRODUÇÃO .....	1
2. OBJECTIVOS.....	2
2.1. GERAIS .....	2
2.2. ESPECÍFICOS.....	2
3. METODOLOGIA .....	3
4. ESTUDO E CÁLCULO COMPARATIVO DA SOLUÇÃO ALTERNATIVA AO PROJECTO DA ESNEC DA UEM.....	4
4.1. INTRODUÇÃO .....	4
4.2. DESCRIÇÃO GERAL DO PROJECTO.....	4
4.2.1. APRESENTAÇÃO DO PROJECTO DE ARQUITECTURA .....	5
4.2.2. GEOLOGIA LOCAL.....	6
4.3. MEMÓRIA DE CÁLCULO .....	7
4.3.1. CRITÉRIOS GERAIS DE DIMENSIONAMENTO .....	7
4.3.2. SOFTWARE.....	7
4.3.3. MATERIAIS A UTILIZAR .....	8
4.3.4. ACÇÕES.....	9
4.4. TIPOS DE LAJES.....	14
4.4.1. PROJECTO 1 – LAJE VIGADA MACIÇA.....	14
4.4.2. PROJECTO 2 – LAJE FUNGIFORME MACIÇA .....	15
4.5. JUNTAS DE DILATAÇÃO ESTRUTURAIS .....	18
4.6. PROJECTO 2 - DIMENSIONAMENTO .....	19
4.6.1. ESTRUTURA DE SUPORTE DA COBERTURA 1 .....	20
4.6.2. ESTRUTURA DE SUPORTE DA COBERTURA 2.....	28



4.6.3. ACCÃO DO VENTO NAS FACHADAS DO EDIFÍCIO.....	32
4.6.4. ACCÃO SÍSMICA .....	34
4.7. LAJES .....	39
4.7.1. PRÉ-DIMENSIONAMENTO .....	39
4.7.2. ACCÕES.....	41
4.8. PILARES .....	42
4.8.1. PRÉ-DIMENSIONAMENTO .....	42
4.9. VIGAS .....	42
4.9.1. PRÉ-DIMENSIONAMENTO .....	42
4.10. ELEMENTOS DE FUNDAÇÃO .....	43
4.10.1. PRÉ-DIMENSIONAMENTO .....	43
4.10.2. VERIFICAÇÃO AO PUNÇOAMENTO .....	44
4.10.3. VERIFICAÇÃO A FLEXÃO.....	44
4.11. DEFORMADA DA LAJE DO EDIFÍCIO EM ESTUDO .....	45
4.12. COMPARAÇÃO ENTRE AS DUAS SOLUÇÕES.....	46
4.12.1. MEDIÇÕES DO PROJECTO 1 – LAJE VIGADA MACIÇA .....	46
4.12.2. MEDIÇÕES DO PROJECTO 2 – LAJE FUNGIFORME MACIÇA .....	47
4.12.3. ANÁLISE DAS QUANTIDADES.....	48
5. CONCLUSÃO .....	49
6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	50
7. ANEXOS .....	51

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Descrição geral do projecto. ....	5
Figura 2. Vista em 3D do edifício.....	6
Figura 3. Solos da área de implantação do edifício em estudo. ....	7
Figura 4. Valor característico da pressão dinâmica do vento. ....	11
Figura 5. Zoneamento dos ventos na zona sul de Moçambique. ....	11
Figura 6. Zoneamento sísmico da zona sul de Moçambique. ....	12
Figura 7. Esquema representativo de uma laje vigada. ....	15
Figura 8. Exemplo de uma laje vigada.....	15
Figura 9. Esquema e exemplos de lajes fungiformes maciças. ....	17
Figura 10. Modelo tridimensional estrutural do edifício (Projecto 2). ....	18
Figura 11. Esquema representativo da localização das juntas de dilatação e blocos estruturais do projecto 2. ....	19
Figura 12. Esquema representativo da sobrecarga actuando como acção de base. ....	20
Figura 13. Esquema representativo da actuação das acções globais sobre as superfícies da cobertura em planta. ....	22
Figura 14. Esquema representativo do vento actuando como acção de base.....	23
Figura 15. Modelo estático da madre 1. Acção de Base: Vento. ....	25
Figura 16. Diagrama de momentos flectores da madre 1. Acção de base: Vento. ....	25
Figura 17. Modelo estático das asnas 3. ....	27
Figura 18. Esforços axiais e reacções de apoio das asnas 3.....	27
Figura 19. Modelo estático da madre 1. Acção de Base: Vento. ....	28
Figura 20. Diagrama de momentos flectores da madre 1. Acção de base: Vento. ....	29
Figura 21. Modelo estático da asna 5.....	30
Figura 22. Esforços axiais e reacções de apoio da asnas 5. ....	31
Figura 23. Deformada do edifício em estudo. ....	45

## ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1. Propriedades do betão B25. ....	8
Tabela 2. Propriedades do Aço A400NR. ....	9
Tabela 3. Valores de coeficiente de sismicidade, $\alpha$ . ....	12
Tabela 4. Vantagens e desvantagens de lajes vigadas. ....	14
Tabela 5. Vantagens e desvantagens de lajes fungiformes. ....	16
Tabela 6. Lajes fungiformes – Relação entre vão e esbelteza. ....	17
Tabela 7. Carga característica que actua sobre cada uma das madres da cobertura em estudo. Acção de base: Sobrecarga. ....	21
Tabela 8. Coeficiente de pressão externa da cobertura em estudo. ....	22
Tabela 9. Carga característica que actua sobre cada uma das madres da cobertura em estudo. Acção de base: Vento.....	24
Tabela 10. Resultado do dimensionamento das madres. ....	26
Tabela 11. Resultado do dimensionamento das madres. ....	29
Tabela 12. Valores da pressão dinâmica em função da altura. ....	32
Tabela 13. Coeficientes de pressão exterior $\delta_{pe}$ para paredes. ....	33
Tabela 14. Esquema representativo da actuação das acções globais sobre as superfícies do edifício em planta.....	33
Tabela 15. Carga do vento nas fachadas. ....	34
Tabela 16. Valores do coeficiente sísmico de referência, $\beta_0$ . ....	35
Tabela 17. Centro de massa, centro de rigidez e excentricidades do edifício. . ....	38
Tabela 18. Hipótese de acção sísmica: Sismo X1. ....	38
Tabela 19. Hipótese de acção sísmica: Sismo X2. ....	39
Tabela 20. Hipótese de acção sísmica: Sismo Y1. ....	39
Tabela 21. Hipótese de acção sísmica: Sismo Y2. ....	39
Tabela 22. Quadro resumo do pré-dimensionamento das lajes do piso 1.....	40
Tabela 23. Pesos permanentes dos revestimentos.....	41
Tabela 24. Quadro resumo do pré-dimensionamento das vigas do piso 1.....	43
Tabela 25. Medições do volume de betão do Projecto 1. ....	46
Tabela 26. Medições do peso dos aços do Projecto 1.....	47
Tabela 27. Medições do volume de betão do Projecto 2. ....	47
Tabela 28. Medições do peso dos aços do Projecto 2.....	48

## 1. INTRODUÇÃO

O presente relatório apresenta as actividades desenvolvidas ao longo do estágio profissional na Grupo C. Mondego, onde permitiu que o estagiário acompanhasse o processo construtivo de várias fases duma construção, aproveitando dessa forma para solidificar os seus conhecimentos teóricos e adquirir experiência profissional. E também para realizar a comparação de dois projectos estruturais que possuem soluções estruturais distintas no piso 2, nomeadamente, a solução estrutural do Projecto 1, em laje maciça vigada que foi fornecido pela empresa para ser revisto e do Projecto 2, proposta feita pelo estagiário, em laje fungiforme maciça. Sendo o foco do relatório, a segunda actividade supracitada.

Este relatório é o resultado da análise de um projecto estrutural real que está a ser implantado, desenvolvido pela UEM-DIM, no qual detectaram-se várias situações que podem ser melhoradas de modo que se tenha uma execução mais simples e rápida, garantindo ainda, uma melhor qualidade do produto final.

O projecto estrutural tem como finalidade a garantia da segurança e da economia do empreendimento. Ele é executado a partir das definições do projecto de arquitectura e considera-se ideal que se desenvolvam juntos para haver alguma sensibilidade tendo em conta vários dos condicionalismos existentes nas duas áreas.

Nos dias de hoje, na prática do projecto estrutural de edifícios, os programas de cálculo automático com base em elementos finitos são de extrema utilidade, uma vez que permitem ao projectista uma maior rapidez de execução assim como uma melhor percepção de possíveis erros que podem vir a surgir. Sendo assim, modelou-se computacionalmente e fez-se o dimensionamento dos elementos em betão armado com recurso a um programa automático de cálculo estrutural.

Este relatório visa uma aproximação do estagiário a uma situação real, que envolve um projecto estrutural e as várias fases desde a sua concepção estrutural até a pormenorização dos elementos estruturais.

## 2. OBJECTIVOS

### 2.1. GERAIS

- Fazer a revisão do projecto estrutural da ESNEC da UEM;
- Adquirir experiência profissional em Engenharia Civil;
- Interagir com os profissionais mais experientes.

### 2.2. ESPECÍFICOS

- Apresentar soluções estruturais que respeitem o projecto arquitectónico;
- Dimensionar a estrutura de suporte de cobertura da Residência Masculina da ESNEC da UEM, constituído por treliças metálicas através do Ftool;
- Modelar a estrutura da Residência Masculina da ESNEC da UEM em 3D através do Cypecad;
- Dimensionar os elementos estruturais da Residência Masculina da ESNEC da UEM constituído por dois pisos, em betão armado, apresentando uma solução estrutural diferente, ou seja, em laje fungiforme maciça no piso 2;
- Realizar as medições de betão e aço dos projectos estruturais (Projecto 1 e Projecto 2).

### 3. METODOLOGIA

Para elaboração do presente relatório de estágio, foi usada a seguinte metodologia:

- Estudo de bibliografia sobre projectos estruturais de edifícios em betão armado;
- Estudo de bibliografia sobre juntas de dilatação estruturais em edifícios que possuem dimensões grandes em planta;
- Estudo dos tipos de lajes, no que concerne aos processos construtivos e, as suas respectivas vantagens e desvantagens;
- Aprofundar os conhecimentos sobre os programas de cálculo estrutural automático;
- Consulta aos regulamentos e apontamentos disponibilizados pelos docentes ao longo do curso;
- Consulta aos docentes e colegas;
- Análise detalhada do projecto arquitectónico e estrutural da Residência Masculina da ESNEC da UEM utilizando Archicad e Autocad;
- Dimensionamento da estrutura de suporte de cobertura usando Ftool;
- Dimensionamento dos elementos estruturais do edifício utilizando Cypecad;
- Análise comparativa entre os custos do Projecto 1 e Projecto 2;
- Elaboração dos desenhos construtivos utilizando Autocad e Nitro Pro.

## **4. ESTUDO E CÁLCULO COMPARATIVO DA SOLUÇÃO ALTERNATIVA AO PROJECTO DA ESNEC DA UEM**

### **4.1. INTRODUÇÃO**

O presente relatório tem com principal objectivo realizar um estudo e cálculo comparativo da solução alternativa ao projecto da Residência Masculina da ESNEC da UEM. É apresentado a revisão e optimização do projecto estrutural, em laje vigada maciça, que está a ser construído pela Grupo C. Mondego.

Na revisão do projecto estrutural avaliar-se-ão as cargas adoptadas, os reforços estruturais adoptados, as dimensões mínimas dos elementos estruturais, as flechas e combinação dos esforços e, conseqüentemente, avalia-se se a estrutura está sobredimensionada ou não.

No âmbito da optimização do projecto estrutural já existente em laje vigada (Projecto 1), surgiu a necessidade de executar uma nova concepção estrutural, consistindo numa solução estrutural diferente no piso 2, em laje fungiforme maciça com espessura constante (Projecto 2).

O Projecto 2, em laje fungiforme maciça, é uma proposta feita pelo estagiário, após a revisão do Projecto 1, com vista a optimizar ou melhorar o projecto estrutural dimensionado pela UEM-DIM (Projecto 1), buscando-se minimizar ao máximo o tempo de execução, custos de execução e gastos de materiais.

### **4.2. DESCRIÇÃO GERAL DO PROJECTO**

A estrutura em estudo a ser implantada é referente à construção duma Residência Masculina na Escola Superior de Negócios e Empreendedorismo de Chibuto (ESNEC) da Universidade Eduardo Mondlane (UEM), sendo esta a fase 1 do projecto.

O projecto compreende duas fases distintas, em que a primeira fase (Fase 1) consiste na construção duma residência masculina e a segunda fase (Fase 2) consiste na construção duma residência feminina e de um refeitório para 200 pessoas.

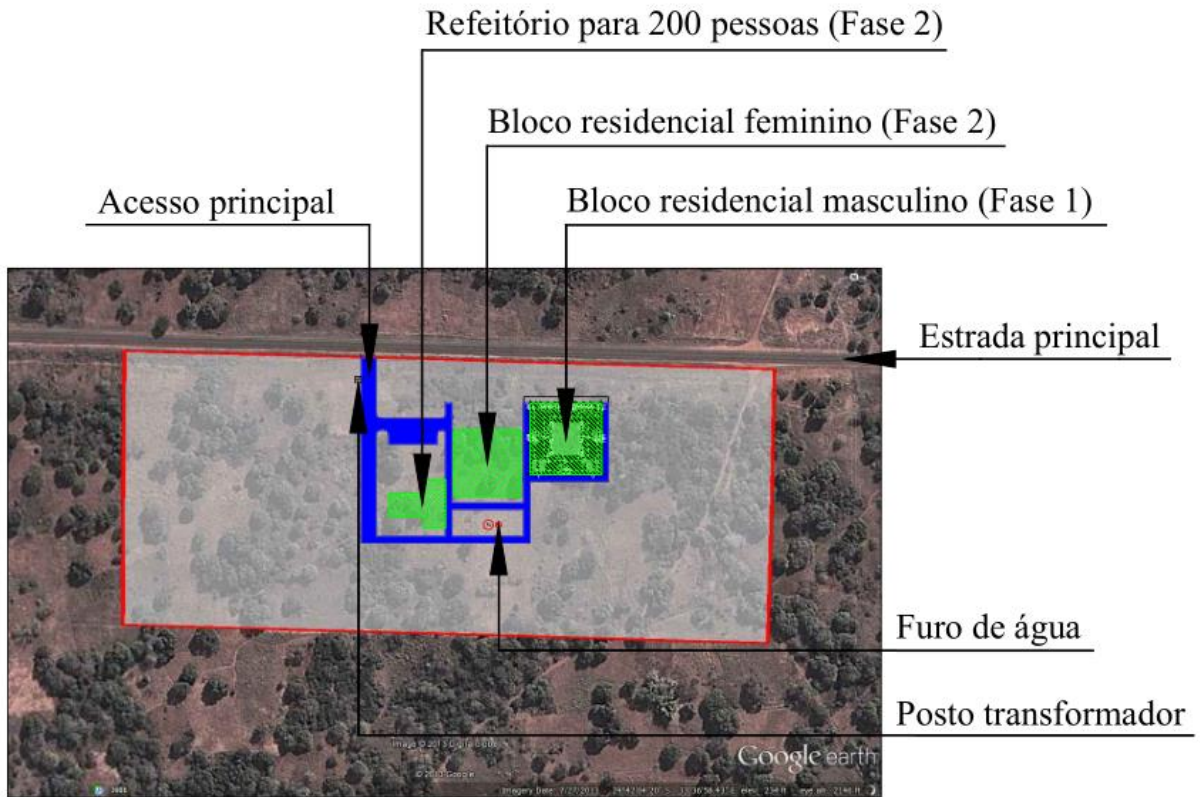


Figura 1. Descrição geral do projecto. Fonte: Google Earth.

#### 4.2.1. APRESENTAÇÃO DO PROJECTO DE ARQUITECTURA

O edifício a construir apresenta-se em planta num formato rectangular que possui dimensões máximas de 44.86m x 45.08m. É composto por dois pisos (rés-do-chão e laje de cobertura), com um pé direito de 3m e uma área de 155m<sup>2</sup>.

Trata-se de um edifício para residência de estudantes ocupado por recepção, salas de estudo, quartos, sanitários e lavandarias. Possui, ainda, uma zona ajardinada, que é o pátio central.

Todo o edifício será coberto por uma laje em betão armado e posteriormente, sobre a mesma será montada uma estrutura metálica para suportar as chapas metálicas de ferro galvanizado, prevendo-se a necessária inclinação para a drenagem das águas pluviais.

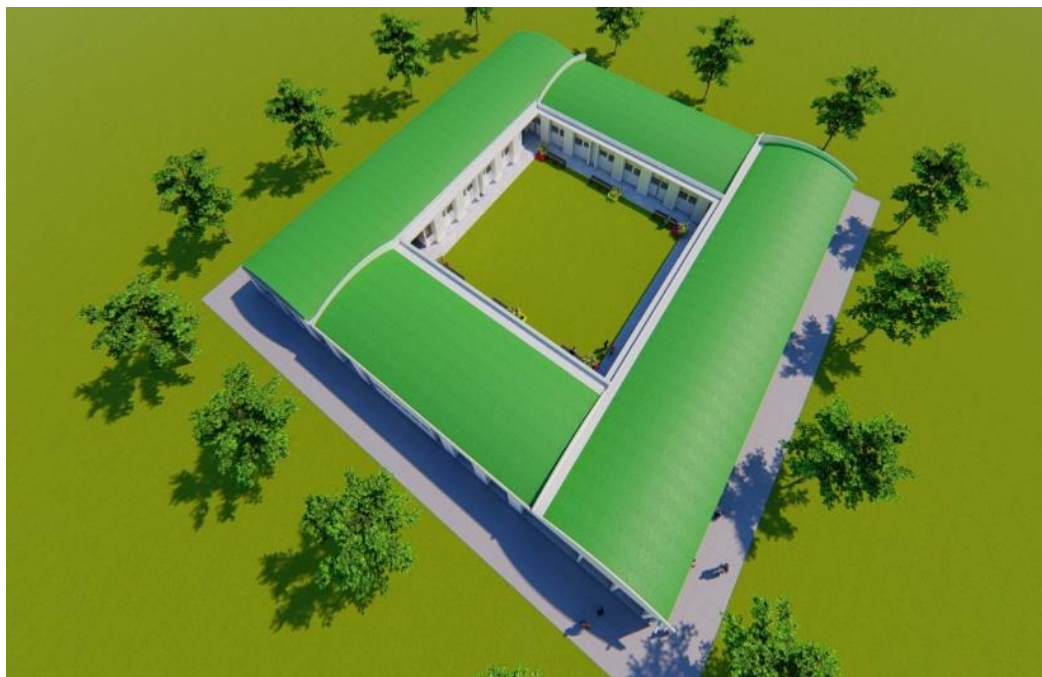
Nos ANEXOS 1 e 2 estão representados, respectivamente, a planta cotada e mobilada.

No ANEXO 3 está representado a planta de cobertura do edifício.

No ANEXO 4 estão representados os alçados oeste, norte, este e sul do edifício.

No ANEXO 5 estão representados os cortes A e B do edifício.





*Figura 2. Vista em 3D do edifício.*

#### **4.2.2. GEOLOGIA LOCAL**

A figura abaixo ilustra a execução da fundação em betão armado, na fase de execução da abertura dos caboucos na área de implantação do edifício em estudo. Nesta área observa-se que os solos são avermelhados arenosos a franco-arenosos. Segundo Malua (2012), um solo vermelho é aquele que contém constituintes lateríticos, nomeadamente óxidos mais ou menos hidratados de alumínio, ferro, titânio e manganés.



*Figura 3. Solos da área de implantação do edifício em estudo. Fonte: Eng. Ramalhe (2021)*

### **4.3. MEMÓRIA DE CÁLCULO**

#### **4.3.1. CRITÉRIOS GERAIS DE DIMENSIONAMENTO**

Os esforços de cálculo nos diferentes elementos estruturais, que constituem o edifício, depois de convenientemente modelada a estrutura, foram obtidos com recurso ao Ftool e Cypacad, cujo modelo considerado, foi bidimensional e tridimensional, respectivamente.

#### **4.3.2. SOFTWARE**

O uso de softwares na Engenharia Civil vem cada vez mais tomando espaço como ferramenta indispensável, pois, diversos processos que, outrora, exigiam tempo e demanda, hoje são facilmente executados e simplificados.

Com o avanço da tecnologia e programas específicos para a Engenharia Civil, a qualidade dos projectos entregues a curto prazo vem crescendo consideravelmente, uma vez que o índice de erros tende a ser bem menor em relação aos projectos elaborados de forma analítica e isso vem gerando grande interesse por parte das empresas, que necessitam de mão-de-obra e

projectos de alta qualidade em pouco tempo, na procura engenheiros que já aderiram ao uso de softwares.

Tal como já foi referido, o programa de cálculo tridimensional usado foi o CypeCAD 2019.

Trata-se de um programa complexo, mas bastante intuitivo, usado diariamente em várias empresas de construção e de consultoria.

Com o objectivo de minimizar o risco de erro na definição geométrica da estrutura, o software permite colocar as plantas dos pisos do edifício (planta de pavimento térreo e de cobertura) e associar-lhes a ficheiros de formato DWG.

O software apresenta uma ampla memória de cálculo que explica os métodos e coeficientes usados, não deixando oculto nem o processo nem as simplificações utilizadas. Esta memória de cálculo permite ao utilizador conhecer os cálculos intermédios, concedendo assim ao utilizador múltiplas opções consoante as suas necessidades.

O programa encontra-se devidamente adaptado à regulamentação portuguesa RSA, REBAP e Eurocódigos.

#### 4.3.3. MATERIAIS A UTILIZAR

Para a estrutura em betão armado, foram escolhidos, quer para o betão, assim como para as armaduras, materiais correntes. Assim sendo, o betão adoptado foi B25 e o aço da classe A400NR, com as seguintes propriedades:

Classe do betão	B25
$f_{cd}$ (MPa)	13.3
$f_{ctd}$ (MPa)	1.07
$f_{ctm}$ (MPa)	2.2
$f_{ctk}$ (MPa)	1.6
$E_{c,28}$ (GPa)	29

Tabela 1. Propriedades do betão B25. Fonte: REBAP (2014)

Classe do aço	A400NR
$f_{syk}$ (MPa)	400
$f_{suk}$ (MPa)	460
$f_{syd}$ (MPa)	348
$\epsilon_{suk}$ (%)	14
$E_s$ (GPa)	200

Tabela 2. Propriedades do Aço A400NR. Fonte: REBAP (2014)

#### 4.3.4. ACCÇÕES

Para além das acções que decorrem na natureza dos materiais empregues, o peso próprio, foram também consideradas as acções patentes no RSA.

As acções que conduziram aos esforços de cálculo, foram obtidas a partir das indicações do RSA para as seguintes combinações:

- Combinação fundamental de acções com sobrecarga como acção variável de base;
- Combinação fundamental de acções com a acção sísmica como acção variável de base;
- Combinação fundamental de acções com a acção do vento como acção variável de base.

A partir de esforços acima mencionados foram dimensionadas as secções de betão armado de acordo com as indicações do REBAP.

##### i. ACCÇÕES PERMANENTES

As acções permanentes são aquelas que permanecem na estrutura em toda ou quase toda vida útil da estrutura.

- **Peso próprio (Pp):**
  - Peso próprio dos elementos de betão armado.....25 kN/m<sup>3</sup>
  - Peso próprio dos elementos de aço.....78 kN/m<sup>3</sup>

- **Restante carga permanente:**

—	Peso próprio das chapas.....	0.16 kN/m <sup>2</sup>
—	Peso próprio da bentonilha de regularização (e=3 cm) .....	0.6 kN/m <sup>2</sup>
—	Peso próprio do reboco (e=2 cm) .....	0.42kN/m <sup>2</sup>
—	Tecto falso.....	0.2 kN/m <sup>2</sup>
—	Revestimentos usuais de pavimentos – mosaicos cerâmicos (incluindo camada de regularização e assentamento) .....	1.5 kN/m <sup>2</sup>

## ii. ACÇÕES VARIÁVEIS

As acções variáveis são aquelas que assumem valores de variação significativa, em torno do seu valor médio, durante a vida da estrutura.

- **Sobrecargas (Sc):**

—	Coberturas ordinárias.....	0.3 kN/m <sup>2</sup>
—	Sobrecarga em terraços acessíveis (Projecto 1 - Piso 2).....	2 kN/m <sup>2</sup>
—	Sobrecarga em terraços não acessíveis (Projecto 2 – Piso 2).....	1 kN/m <sup>2</sup>
—	Sobrecarga em pavimentos destinados a utilização de carácter privado.....	2 kN/m <sup>2</sup>

- **Acção do Vento:**

A acção do vento foi considerada segundo o Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes, RSA.

Segundo o artigo 20º do referido regulamento, o edifício em questão encontra-se situado na Zona A, uma vez que este não está destinado a ser construído numa faixa costeira de largura inferior a 5 km.

De acordo com o artigo 21º, a variação da velocidade do vento com a altura depende fortemente da rugosidade aerodinâmica do solo, relacionada com as dimensões e a distribuição dos obstáculos nele existentes e que afectam o escoamento do ar na sua vizinhança. Então, a rugosidade aerodinâmica do solo é do tipo II, pois irá integrar numa zona rural.

Como já foi referido trata-se de um edifício com 3 metros de altura acima do solo. E através do artigo 24º obtém-se o valor característico da pressão dinâmica.

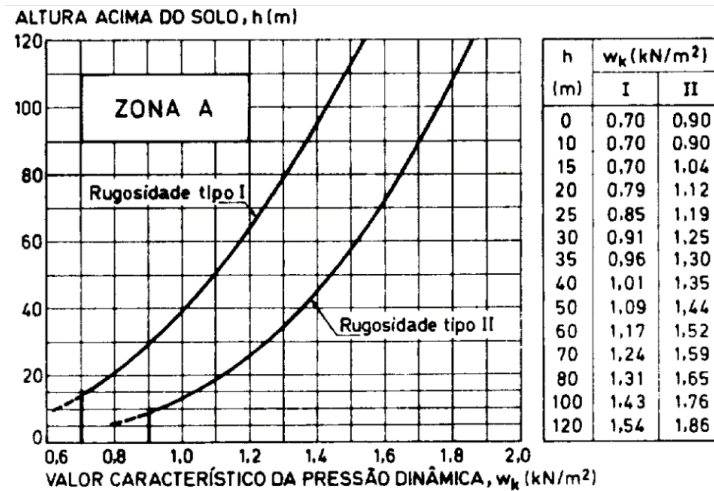


Figura 4. Valor característico da pressão dinâmica do vento. Fonte: RSA (2017)

Em Moçambique há um mapa que faz a descrição da variação dos ventos e da pressão dinâmica equivalente para diversas zonas. Após conhecer-se o distrito que o edifício em estudo será implantado, pode se fazer a análise e se comprovar que o valor característico da pressão dinâmica do vento adoptado segundo o RSA se encontra dentro do intervalo das pressões dinâmicas equivalentes da Zona II.

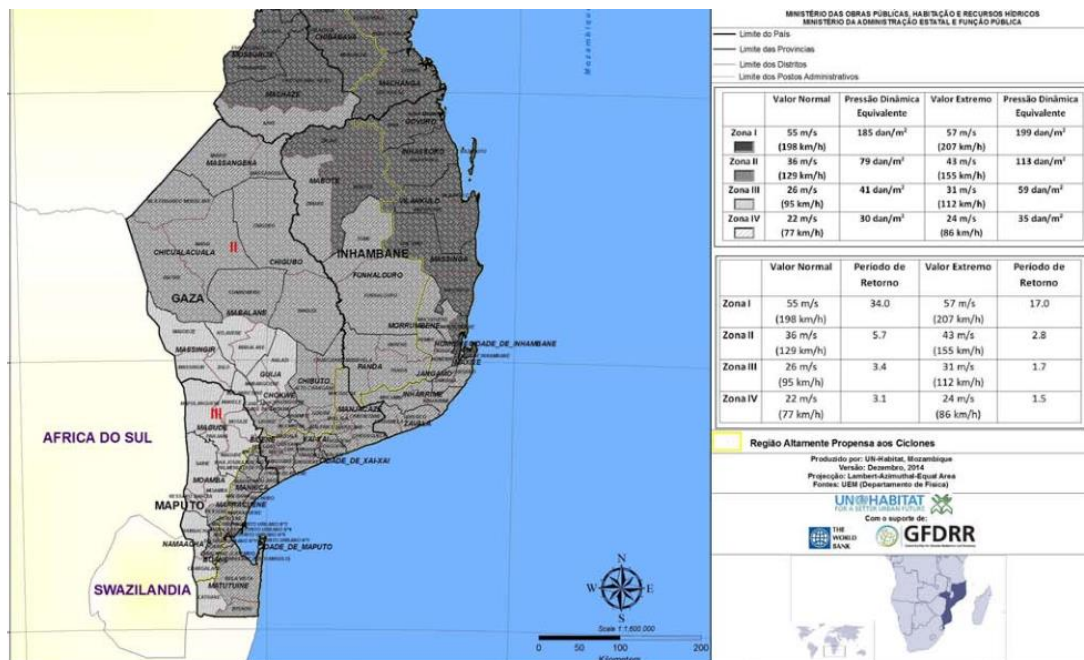


Figura 5. Zoneamento dos ventos na zona sul de Moçambique. Fonte: MDEH (2014)



- **Acção Sísmica:**

A acção sísmica foi considerada segundo o Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes, RSA.

Zona Sísmica	$\alpha$
A	1.0
B	0.7
C	0.5
D	0.3

Tabela 3. Valores de coeficiente de sismicidade,  $\alpha$ . Fonte: RSA (2017)

O RSA, apesar de frequentemente usado em Moçambique, somente faz menção a Portugal quanto à quantificação da acção dos sismos.

Para iniciar esta quantificação é preciso conhecer o risco sísmico de cada zona. Em Moçambique há um mapa que faz as mesmas descrições e após conhecer-se o nível de risco, é possível entrar para o mapa no RSA para saber qual é a zona equivalente.



Figura 6. Zoneamento sísmico da zona sul de Moçambique. Fonte: MDEH (2014)

O Distrito de Chibuto encontra-se na Zona II como é ilustrado na figura 5, apresentando uma aceleração que varia de 0.04 – 0.163g. Sendo assim, conclui-se que a perigosidade é média e adopta-se um coeficiente de sismicidade ( $\alpha$ ) igual a 0.5.

A natureza do terreno considerada foi do Tipo II, que segundo o artigo 29º, do RSA, é referente a “solos coerentes muito duros e de consistência média; solos incoerentes compactos”.

Sendo o edifício em questão uma estrutura porticada de ductilidade normal, que de acordo com o artigo 33º, do REBAP, para as direcções horizontais, o coeficiente de comportamento relativo a esforços ( $\eta$ ) é de 2,5.

O coeficiente de amortecimento ( $\xi$ ) é outro parâmetro exigido pelo programa para o cálculo da acção sísmica, adoptou-se  $\xi=5\%$ .

— Método de análise:

Realizou-se a análise modal por espectro de resposta, segundo o RSA. Método este, aplicável a todos os tipos de edifícios sem limitações.

O primeiro passo deste método de análise consiste na determinação de todos os modos de vibração (translação e torção) e frequências de vibração da estrutura. Esta tarefa é feita de uma forma fiável e eficiente pelo software de cálculo estrutural.

Portanto, o método é satisfeito quando a soma das massas modais efectivas para os modos considerados representa, pelo menos 90% da massa modal total da estrutura.

### **iii. RECOBRIMENTOS**

Segundo REBAP – Artigo 78º, os recobrimentos mínimos a adoptar em elementos em que se utilize betão de classe inferior a B30, considerando que o edifício será implantado num ambiente moderadamente agressivo foram os seguintes:

- Vigas - 3 cm;
- Pilares - 3 cm.
- Lajes maciças - 2.5 cm;
- Fundações - 5 cm.



## 4.4. TIPOS DE LAJES

### 4.4.1. PROJECTO 1 – LAJE VIGADA MACIÇA

As lajes vigadas são constituídas por lajes maciças de betão armado ou pré-esforçado apoiadas em vigas. É o sistema estrutural mais utilizado em edificações correntes em betão armado.

Pelo facto das lajes serem completamente preenchidas por betão, o seu peso próprio tem uma grande influência, por vezes limitando o comprimento dos vãos, geralmente, entre 3 e 6 metros, podendo-se encontrar até 8 metros.

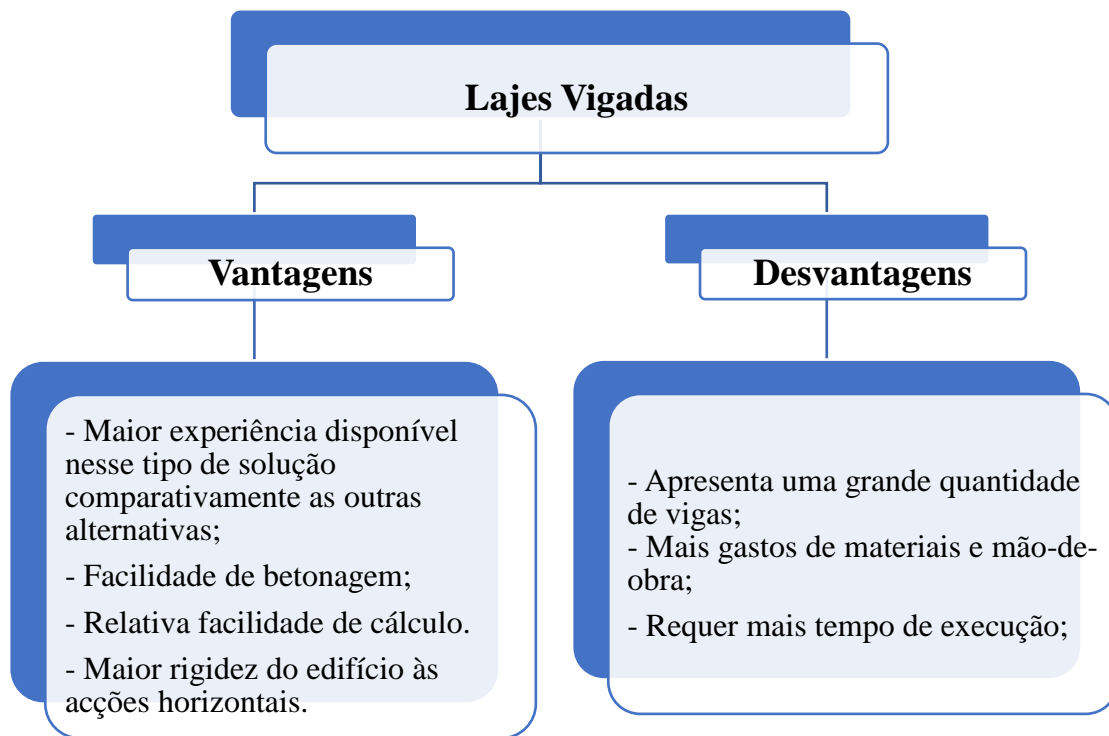


Tabela 4. Vantagens e desvantagens de lajes vigadas.

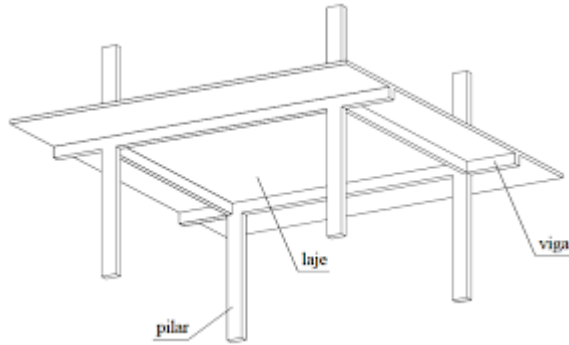


Figura 7. Esquema representativo de uma laje vigada.



Figura 8. Exemplo de uma laje vigada.

#### 4.4.2. PROJECTO 2 – LAJE FUNGIFORME MACIÇA

As lajes fungiformes são uma das opções de pavimento bastante utilizadas nos dias de hoje. Trata-se de uma opção competitiva para edifícios de médio ou grande porte, sendo lajes contínuas e directamente apoiadas em pilares ou em paredes de betão armado.

Os tipos de lajes fungiformes correntes são:

- Lajes fungiformes maciças de espessura constante;
- Lajes fungiformes maciças com capitéis;
- Lajes fungiformes maciças com espessamento (capitéis de espessura constante);
- Lajes fungiformes aligeiradas de espessura constante;
- Lajes fungiformes aligeiradas com blocos de aligeiramento perdidos;
- Lajes fungiformes aligeiradas com moldes recuperáveis.

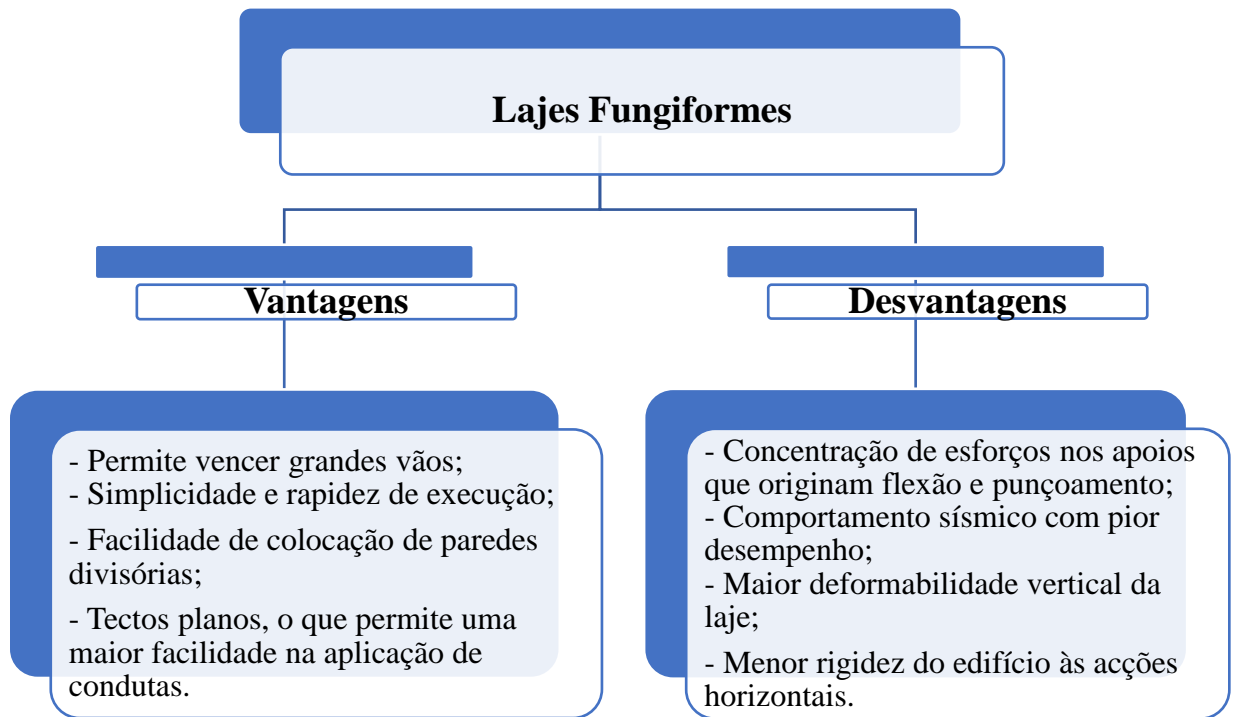


Tabela 5. Vantagens e desvantagens de lajes fungiformes.

A escolha da tipologia depende essencialmente do vão e da sua respectiva esbelteza como se pode verificar na tabela abaixo. E os valores que se encontram na parte sombreada da tabela abaixo, representam a espessura da laje ( $h$ ).

	Esbelteza	l [m] – Vão										
		l/h	4	5	6	7	8	9	10	12	15	20
<b>Laje fungiforme maciça</b>	30		0.15		0.2							
<b>Laje fungiforme maciça com capitel</b>	35		0.15			0.2						
<b>Laje fungiforme Aligeirada</b>	30				0.25		0.3	0.35	0.45			

	Esbelteza	l [m] – Vão									
	l/h	4	5	6	7	8	9	10	12	15	20
Lajes fungiforme maciça pré-esforçada	40					0.2		0.25	0.3		
Lajes fungiforme aligeirada pré-esforçada	35					0.225	0.25	0.3	0.35	0.45	0.6

Tabela 6. Lajes fungiformes – Relação entre vão e esbelteza. Fonte: CRUZ, Luís (2013)

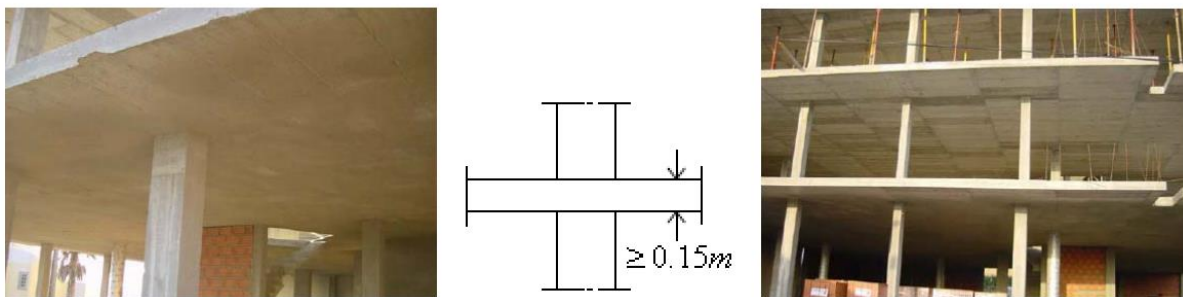
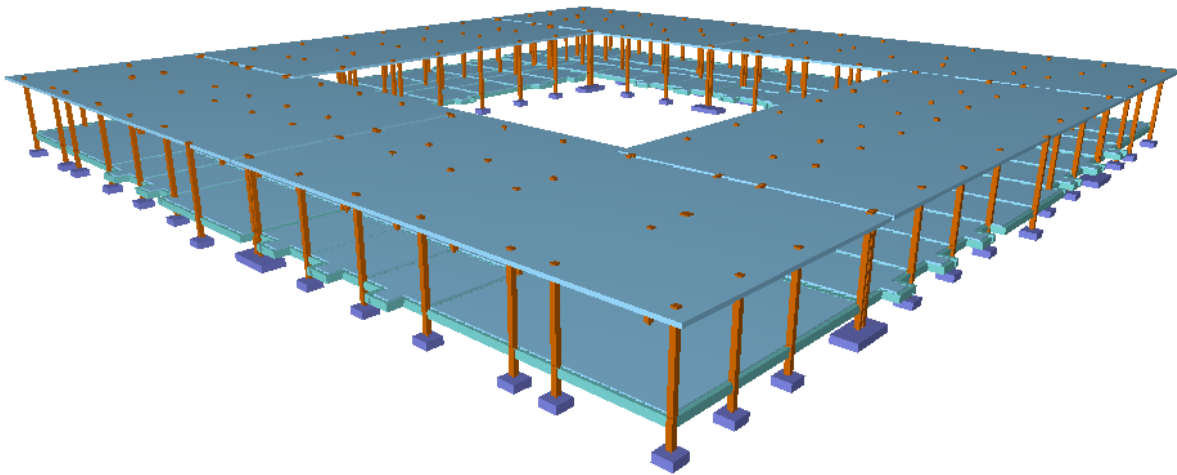


Figura 9. Esquema e exemplos de lajes fungiformes maciças. Fonte: CRUZ, Luís (2013)

As lajes fungiformes maciças de espessura constante, são normalmente utilizadas para vãos de ordem dos 4 a 6 metros como se pode verificar na tabela 6, possuindo uma espessura da laje que varia entre 15 a 20 cm.

Verificou-se que na laje de cobertura ou piso 2 adoptou-se como sobrecarga 2 kN/m<sup>2</sup>.

Considerando que não haverá necessidade de um futuro aumento ou ampliação do número de pisos e que o mesmo não estará sujeito à acção de cargas especiais consideráveis ou cargas pontuais concentradas, poder-se-á considerar uma carga uniformemente distribuída de 1 kN/m<sup>2</sup> sobre a laje de cobertura ou piso 2, visto que a mesma funcionará como um terraço não acessível.



*Figura 10. Modelo tridimensional estrutural do edifício (Projecto 2).*

#### **4.5. JUNTAS DE DILATAÇÃO ESTRUTURAIS**

O edifício residencial que está a ser construído apresenta dimensões em planta de 44.86 x 45.08 [m<sup>2</sup>] e o mesmo não possui juntas de dilatação estruturais (Projecto 1). Recomenda-se o uso de juntas de dilatação estruturais em edifícios que possuem dimensões em planta consideráveis, ou seja, dimensões superiores a 30m. (REBAP – Artigo 31.2.)

Sendo assim, dada a sua elevada extensão e também por questões térmicas, consideraram-se 6 juntas de dilatação estruturais, definindo-se assim, 6 blocos estruturais.

Por questões sísmicas, com vista a evitar danos locais ou zonas sensíveis a concentração de tensões durante a ocorrência de um sismo, devido aos efeitos de torção, por causa do afastamento entre o centro de gravidade e o centro de rigidez, separou-se a estrutura em 6 unidades dinamicamente independentes.

“As juntas de dilatação estruturais são utilizadas correntemente com o objectivo de garantir um comportamento em serviço aceitável. De facto, em estruturas de edifícios, acções como a retracção ou deformações impostas podem contribuir para uma fendilhação inconveniente ou para deformações elevadas dos elementos verticais da estrutura tendo, consequentemente, influência no comportamento dos elementos não estruturais.” (Gonilha, 2008)

“Ao longo da sua vida, as estruturas encontram-se sujeitas a acções térmicas, retracção e fluência, tendo que responder de modo eficiente a este tipo de acções. Os esforços desenvolvidos por estes tipos de solicitações leva a que surjam alterações nas estruturas e, caso estas não se encontrem preparadas para lhes responder eficazmente, surjem patologias graves que podem condicionar o seu desempenho. É frequente ver-se estruturas com fendas significativas que evidenciam um desempenho deficiente da estrutura face às solicitações impostas.” (Monteiro, 2008)

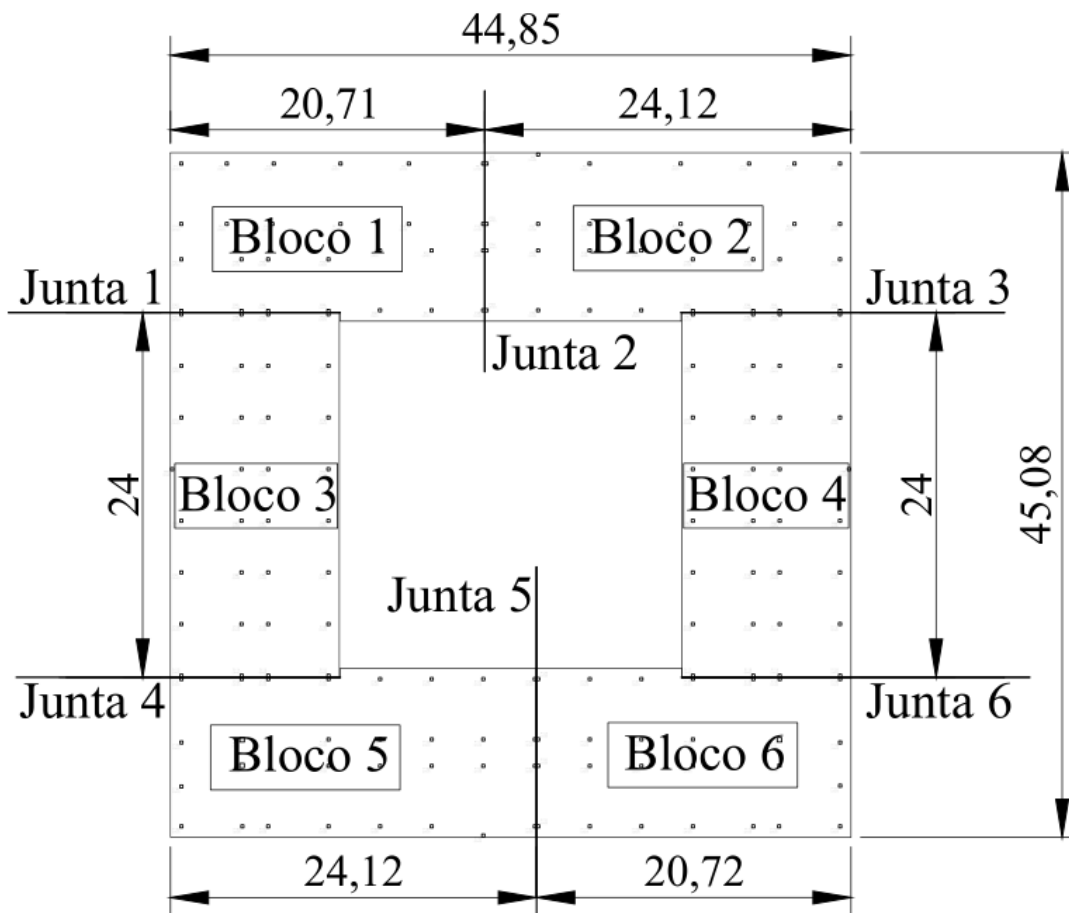


Figura 11. Esquema representativo da localização das juntas de dilatação e blocos estruturais do projecto 2.

#### 4.6. PROJECTO 2 - DIMENSIONAMENTO

A presente memória de cálculo compreenderá duas partes: o dimensionamento da estrutura para suportar as chapas metálicas de ferro galvanizado e o dimensionamento dos elementos em betão armado (lajes, vigas, pilares e elementos de fundação).

#### 4.6.1. ESTRUTURA DE SUPORTE DA COBERTURA 1

A estrutura de suporte de cobertura em estudo possui uma directriz elíptica, encontram-se sobre os blocos estruturais 3 e 4, possuindo 7 madres e 4 asnas.

No presente subcapítulo serão apresentados cálculos referentes à quantificação das acções e dimensionamento dos perfis.

A respectiva discretização da cobertura em planta está representada no ANEXO 7.

No ANEXO 6 está representado o esquema da estrutura de suporte da cobertura usada para o cálculo.

##### 4.6.1.1. MADRES (COBERTURA 1)

###### i. QUANTIFICAÇÃO DAS ACÇÕES

- Devido às acções permanentes + sobrecarga

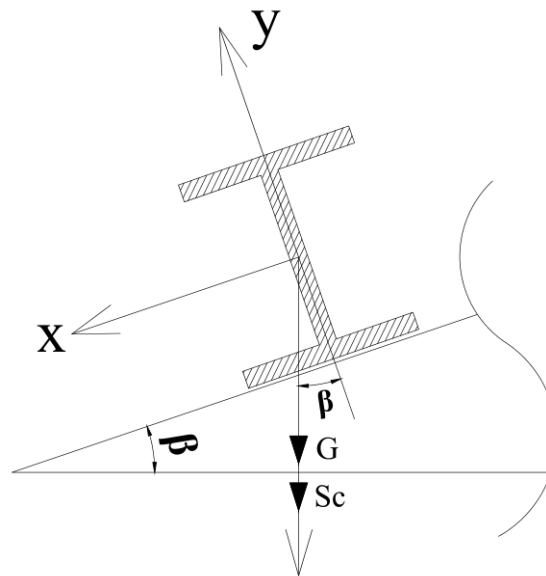


Figura 12. Esquema representativo da sobrecarga actuando como acção de base.

$$P_{G+Sc} = \text{Peso das chapas} + \text{Sobrecarga}$$

$$P_{G+Sc} = 0.16 + 0.3 = 0.46 \text{ kN/m}^2$$

Onde:

$P_G$  – peso devido as acções permanentes (peso próprio das chapas e das madres);

$P_{Sc}$  – peso da sobrecarga.

A carga linearmente distribuída devido as acções permanentes + sobrecarga, que actua sobre as madres ( $p_{G+Sc}$ ), que por sua vez está representado na terceira coluna da tabela abaixo, obtém-se através do produto entre carga superficialmente distribuída devido as acções permanentes + sobrecarga, que actua sobre toda cobertura ( $P_{G+Sc}$ ) e a largura de influência.

<b>Madres</b>	<b>Largura de influência (m)</b>	<b><math>p_{G+Sc}</math> (kN/m)</b>
1 e 7	0.56	0.258
2 e 6	1.605	0.738
3 e 5	1.975	0.909
4	1.86	0.856

Tabela 7. Carga característica que actua sobre cada uma das madres da cobertura em estudo. Acção de base: Sobrecarga.

- **Devido às acções do vento**

— Pressão dinâmica (Zona A – Rugosidade tipo II) –  $0.9 \text{ kN/m}^2$ ;

— Coefficiente de pressão externa  $\delta_{pe}$ :

Para coberturas cilíndricas com directriz elíptica, a geometria do edifício e da cobertura deve obedecer as relações geométricas indicadas abaixo.



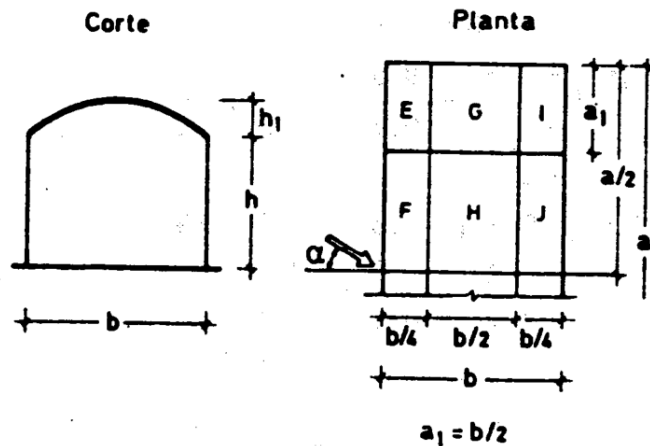


Figura 13. Esquema representativo da actuação das acções globais sobre as superfícies da cobertura em planta.

$$\left\{ \begin{array}{l} a = 23.8 \text{ m} > b = 9.7 \text{ m} \\ 0.1 \leq \frac{h_1}{b} = \frac{1.3}{9.7} = 0.13 \leq 0.5 \end{array} \right.$$

Onde:

a – comprimento do bloco estrutural 3 e 4;

b – largura do bloco estrutural 3 e 4;

h<sub>1</sub> – altura da estrutura de suporte de cobertura.

Abatimento	Acções globais				
	Direcção do vento				
	0°			90°	
h <sub>1</sub> /b	E, F	G, H	I, J	E, G, I	F, H, J
$\frac{h_1}{b} = 0.13$	-0.9	-0.8	-0.5	-0.8	-0.6

Tabela 8. Coeficiente de pressão externa da cobertura em estudo.

A situação mais desfavorável está para  $\alpha = 0^\circ$ .

— Coefficiente de pressão interna  $\delta_{pi}$ :

Tendo em conta que a soma dos coeficientes de pressão é uma soma vectorial, verifica-se que a situação mais desfavorável é com o vento actuando normal às fachadas permeáveis ( $\delta_{pe} = +0.2$ ).

Para as zonas E e F, ou seja, para as madres 1 e 2, têm-se:

$$w_1 = w_k \times (\delta_{pe} + \delta_{pi}) = 0.9 \times (0.9 + 0.2) = 0.99 \frac{kN}{m^2}$$

Para as zonas G e H, ou seja, para as madres 3 e 4, têm-se:

$$w_2 = w_k \times (\delta_{pe} + \delta_{pi}) = 0.9 \times (0.8 + 0.2) = 0.9 \frac{kN}{m^2}$$

Onde:

$w_k$  – valor característico da pressão dinâmica do vento;

$w_1$  – valor de cálculo da pressão dinâmica do vento para as madres que se encontram nas zonas E e F na figura 12;

$w_2$  – valor de cálculo da pressão dinâmica do vento para as madres que se encontram nas zonas G e H na figura 12.

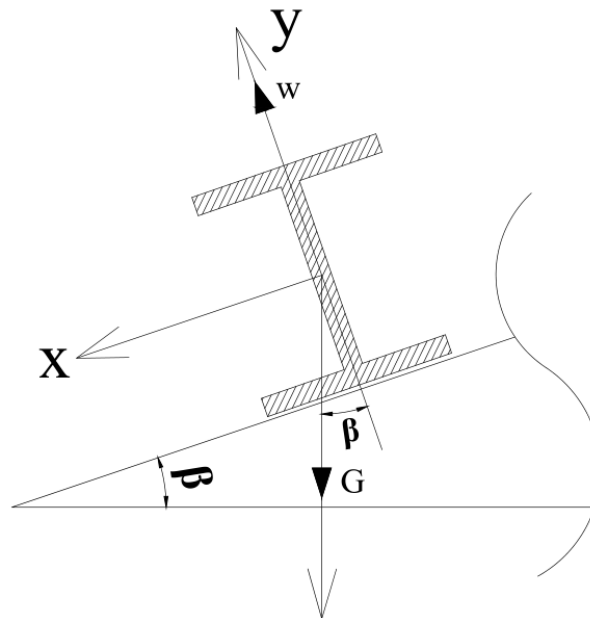


Figura 14. Esquema representativo do vento actuando como acção de base.

$$\begin{cases} P_{yi} = w_i \times L_{inf} - G \times L_{inf} \times \cos\beta \\ P_{xi} = G \times L_{inf} \times \sin\beta \end{cases}$$

$$P_{wi} = \sqrt{P_{xi}^2 + P_{yi}^2}$$

Onde:

$P_{yi}$  – componente vertical da carga actuante sobre as madres, segundo o eixo y-y;

$P_{xi}$  – componente horizontal da carga actuante sobre as madres, segundo o eixo x-x;

$P_{wi}$  – resultante da carga actuante sobre as madres devido as componentes  $P_{yi}$  e  $P_{xi}$ ;

$G$  – peso devido as acções permanentes (peso próprio das chapas e das madres);

$L_{inf}$  – largura de influência;

$w_i$  – valor de cálculo da pressão dinâmica do vento das madres;

$\beta$  – inclinação das madres em graus.

Madres	Largura de influência (m)	$\beta$ (Graus)	$w_i$ (kN/m <sup>2</sup> )	$P_{yi}$ (kN/m)	$P_{xi}$ (kN/m)	$P_{wi}$ (kN/m)
1 e 7	0.56	27	0.99	0.475	0.041	0.476
2 e 6	1.605	17	0.99	1.343	0.075	1.345
3 e 5	1.975	5	0.9	1.463	0.028	1.463
4	1.86	0	0.9	1.376	0	1.376

Tabela 9. Carga característica que actua sobre cada uma das madres da cobertura em estudo. Acção de base: Vento.

Comparando as cargas devidas à sobrecarga e vento, conclui-se que o caso mais desfavorável se dá com o vento actuando como acção de base para todas as madres.

ii. DIMENSIONAMENTO DAS MADRES

Madre 1

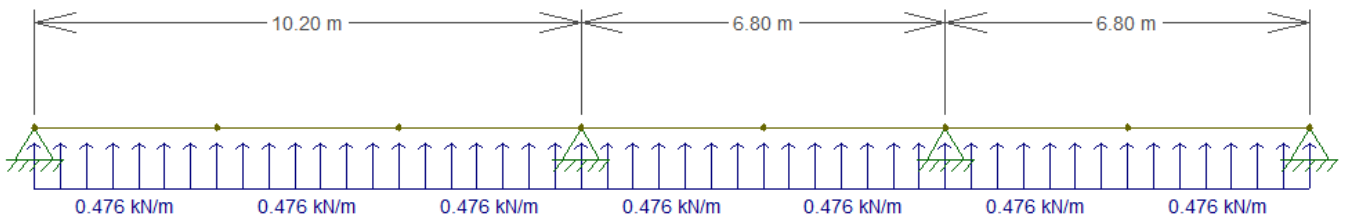


Figura 15. Modelo estático da madre 1. Acção de Base: Vento.

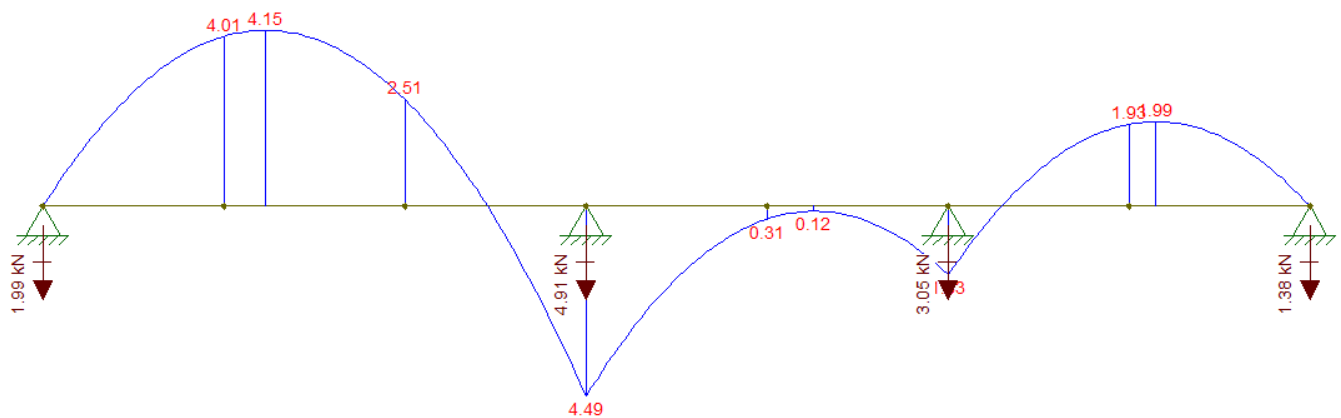


Figura 16. Diagrama de momentos flectores da madre 1. Acção de base: Vento.

O momento máximo é de 4.49 kNm.

$$W_x \geq \frac{M_{sd}}{f_y} \times (1 + A \times \tan\beta)$$

Onde:  $\left\{ \begin{array}{l} W_x - \text{Módulo de flexão;} \\ f_{syd} = 235 \text{ MPa} - \text{Limite elástico do aço Fe360;} \\ \beta = 27^\circ - \text{Inclinação da madre;} \\ A = 7.5 \text{ (Para perfil INP).} \end{array} \right.$

$$\rightarrow W_x \geq \frac{1.5 \times 4.49 \times 10^3}{235 \times 10^6} \times (1 + 7.5 \times \tan 27^\circ) \rightarrow W_x \geq 1.381 \times 10^{-4} m^3 \times 10^6$$

$$\rightarrow W_x \geq 138.18 \text{ cm}^3$$

$$\text{Adopta-se perfil INP 180} \rightarrow \begin{cases} A = 27.9 \text{ cm}^2 \\ W_x = 161 \text{ cm}^3 \\ m = 21.9 \text{ kg/m} \end{cases}$$

Madres	$\beta$ (Graus)	$M_k$ (kN.m)	$W_x$ (cm <sup>3</sup> )	Perfil
1 e 7	27	4.49	138.18	INP 180
2 e 6	17	12.69	266.73	INP 220
3 e 5	5	13.8	145.88	INP 180
4	0	12.98	82.85	INP 160

Tabela 10. Resultado do dimensionamento das madres.

#### 4.6.1.2. ASNAS (COBERTURA 1)

##### i. QUANTIFICAÇÃO DAS ACÇÕES

Para a quantificação das acções, foram transmitidas as reacções de apoio dos modelos estáticos das madres para as asnas, tendo a sobrecarga como acção de base.

##### ii. DIMENSIONAMENTO DAS ASNAS

De acordo com a cobertura proposta, obteve-se quatro (4) asnas. Com base nas reacções de apoio dos modelos estáticos das madres identificaram-se as asnas mais solicitadas.

A imagem abaixo ilustra o sistema estático da asna 3 (a asna mais solicitada), com os seus respectivos carregamentos nos locais onde se encontram as madres. De seguida é representado o diagrama de esforços axiais e reacções de apoio, que posteriormente serão transmitidos para os pilares do edifício.

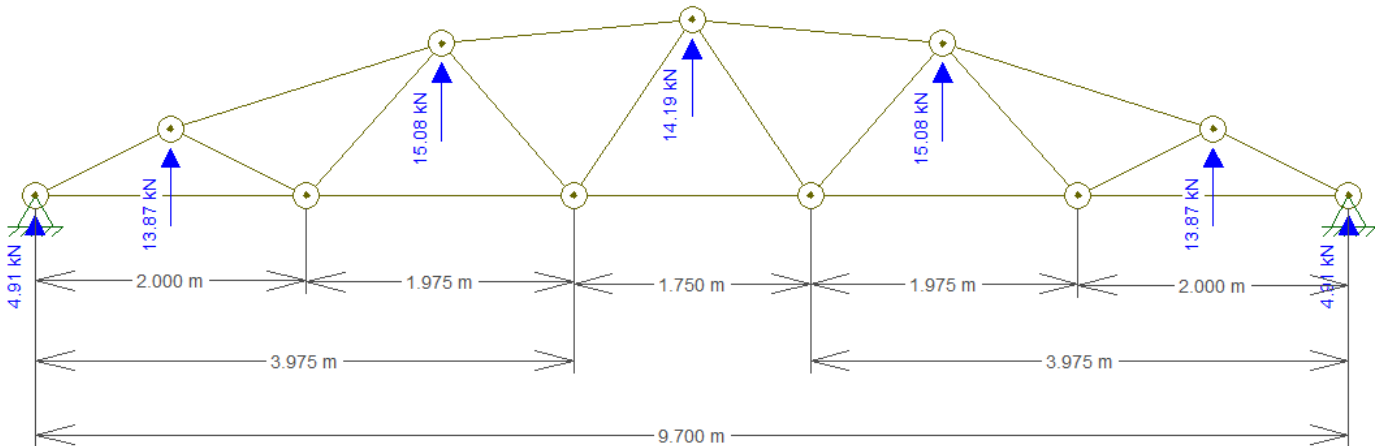


Figura 17. Modelo estático das asnas 3.

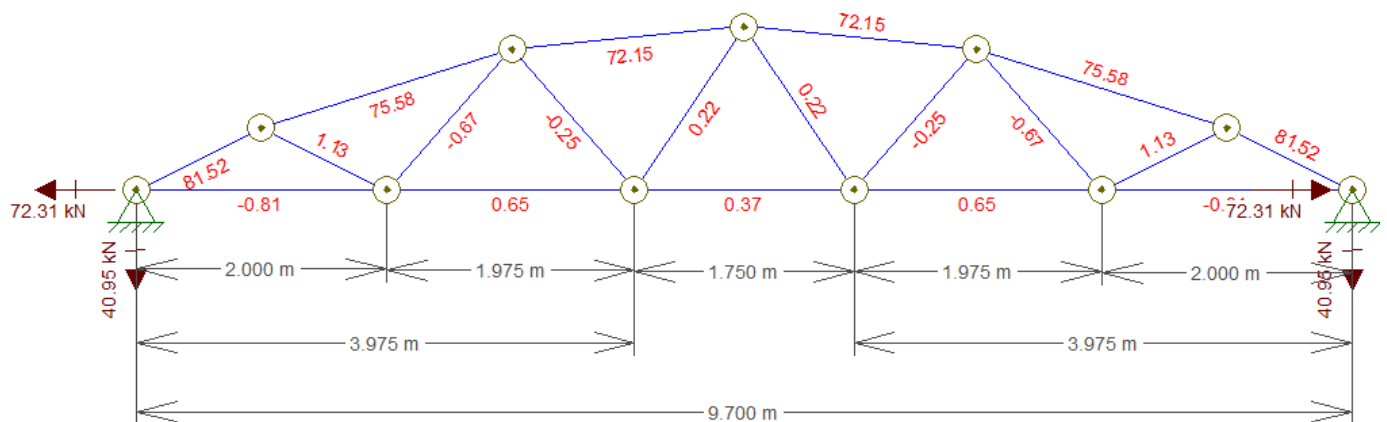


Figura 18. Esforços axiais e reacções de apoio das asnas 3.

O esforço axial máximo é de 81.52 kN.

### • CÁLCULO DA ÁREA

$$\sigma_{rd} \geq \sigma_{sd} \rightarrow \sigma_{rd} \geq \frac{N_{sd}}{A} \rightarrow A \geq \frac{N_{sd}}{\sigma_{rd}} \rightarrow A \geq \frac{81.52 \times 1.5 \times 10^3}{235 \times 10^6}$$

$$\rightarrow A \geq 5.2 \times 10^{-4} m^2 \times 10^4 \rightarrow A \geq 5.2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Adopta-se perfil INP 80} \rightarrow \begin{cases} A = 7.58 \text{ cm}^2 \\ W_x = 19.5 \text{ cm}^3 \\ m = 5.95 \text{ kg/m} \end{cases}$$

• **VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA**

$$\sigma_{rd} \geq \sigma_{sd} \rightarrow \sigma_{rd} \geq \frac{N_{sd}}{A}, \text{ onde: } \begin{cases} \text{Perfil INP 80} \\ A = 7.58 \text{ cm}^2 \\ N_{sd} = 81.52 \times 1.5 \text{ kN} = 122.28 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\sigma_{sd} = \frac{N_{sd}}{A} \rightarrow \sigma_{sd} = \frac{122.28 \times 10^3}{7.58 \times 10^{-4}} \times 10^{-6} = 161.32 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sd} = 161.32 \text{ MPa} < \sigma_{rd} = 235 \text{ MPa} \rightarrow \text{A condição verifica.}$$

**4.6.2. ESTRUTURA DE SUPORTE DA COBERTURA 2**

A estrutura de suporte de cobertura em estudo possui uma directriz elíptica, encontram-se sobre os blocos estruturais 1 e 2 e, 5 e 6, possuindo 7 madres e 6 asnas.

No presente subcapítulo serão apresentados cálculos referentes à quantificação das acções e dimensionamento dos perfis.

A respectiva discretização da cobertura em planta está representada no ANEXO 8.

No ANEXO 6 está representado o esquema da estrutura de suporte da cobertura usada para o cálculo.

**4.6.2.1. MADRES (COBERTURA 2)**

**i. DIMENSIONAMENTO DAS MADRES**

**Madre 1**

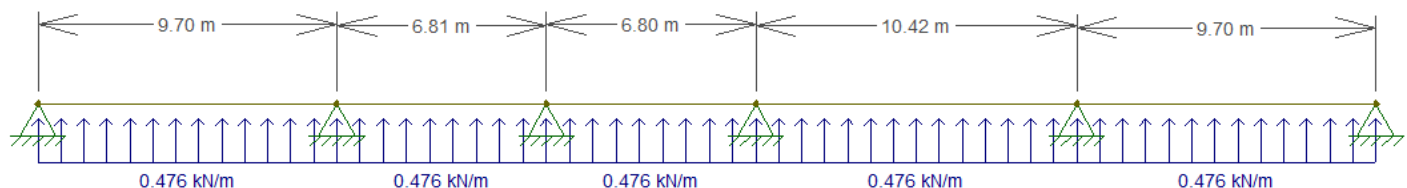


Figura 19. Modelo estático da madre 1. Acção de Base: Vento.

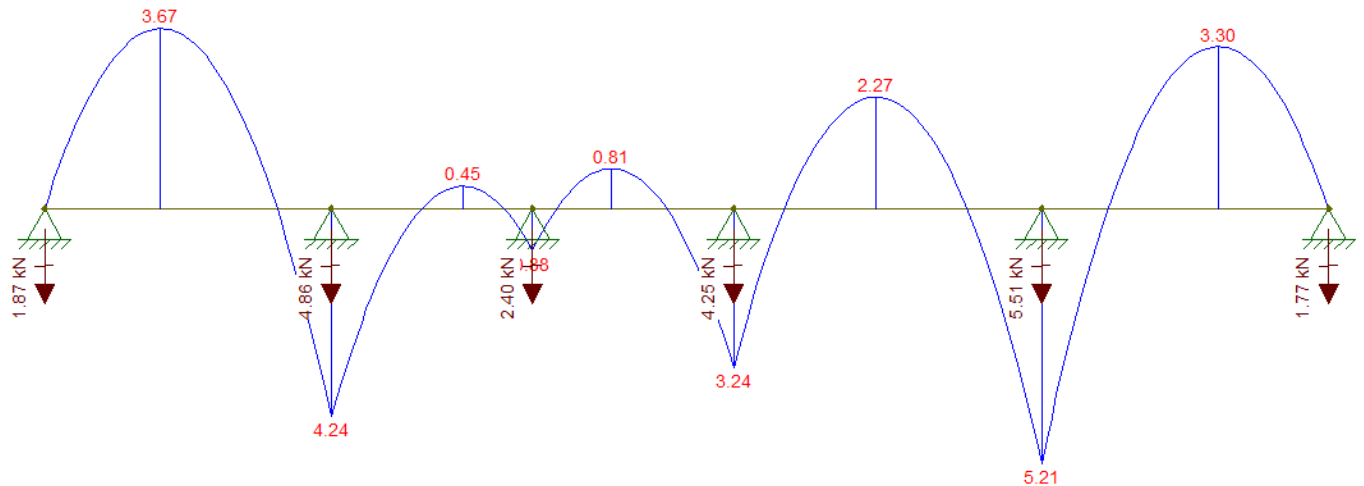


Figura 20. Diagrama de momentos flectores da madre 1. Acção de base: Vento.

O momento máximo é de 5.21 kNm.

$$W_x \geq \frac{M_{sd}}{f_{syd}} \times (1 + A \times \tan\beta)$$

$$\text{Onde: } \begin{cases} f_{syd} = 235 \text{ MPa} \\ \beta = 27^\circ \\ A = 7.5 \text{ (Para perfil INP)} \end{cases}$$

$$\rightarrow W_x \geq \frac{1.5 \times 5.21 \times 10^3}{235 \times 10^6} \times (1 + 7.5 \times \tan 27^\circ) \rightarrow W_x \geq 1.603 \times 10^{-4} m^3 \times 10^6$$

$$\rightarrow W_x \geq 160.34 \text{ cm}^3$$

$$\text{Adopta-se perfil INP 180} \rightarrow \begin{cases} A = 27.9 \text{ cm}^2 \\ W_x = 161 \text{ cm}^3 \\ m = 21.9 \text{ kg/m} \end{cases}$$

Madres	$\beta$ (Graus)	$M_k$ (kN.m)	$W_x$ (cm <sup>3</sup> )	Perfil
1 e 7	27	5.21	160.34	INP 180
2 e 6	17	14.71	309.19	INP 240
3 e 5	5	16	169.14	INP 200
4	0	15.05	96.06	INP 160

Tabela 11. Resultado do dimensionamento das madres.



#### 4.6.2.2. ASNAS (COBERTURA 2)

##### i. QUANTIFICAÇÃO DAS ACÇÕES

Para a quantificação das acções, foram transmitidas as reacções de apoio dos modelos estáticos das madres para as asnas, tendo a sobrecarga como acção de base.

##### ii. DIMENSIONAMENTO DAS ASNAS

De acordo com a cobertura proposta, obteve-se oito (6) asnas. Com base nas reacções de apoio dos modelos estáticos das madres identificaram-se as asnas mais solicitadas.

A imagem abaixo ilustra o sistema estático da asna 5 (a asna mais solicitada), com os seus respectivos carregamentos nos locais onde se encontram as madres. De seguida é representado o diagrama de esforços axiais e reacções de apoio, que posteriormente serão transmitidos para os pilares do edifício.

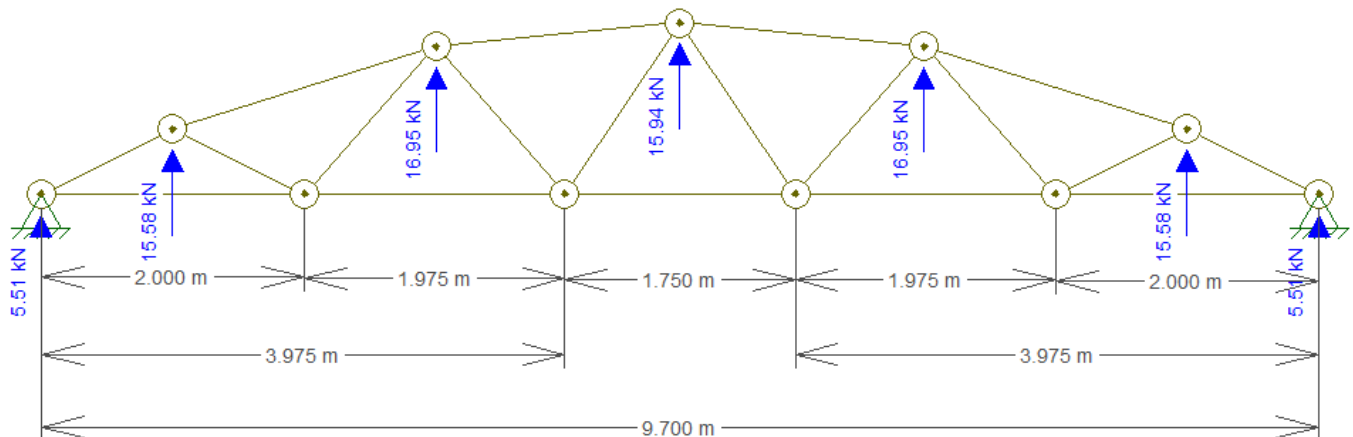


Figura 21. Modelo estático da asna 5.

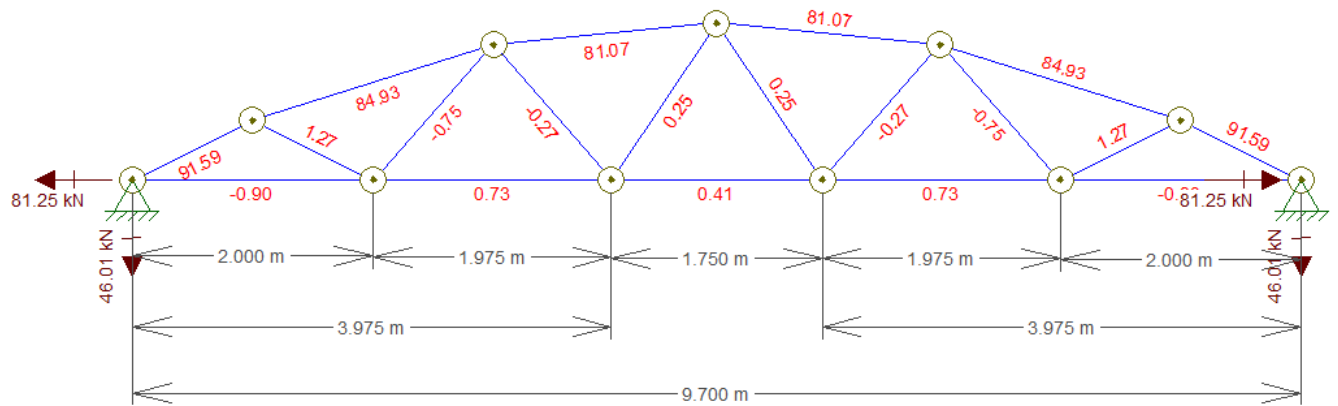


Figura 22. Esforços axiais e reacções de apoio da asnas 5.

O esforço axial máximo é de 91.59 kN.

### • CÁLCULO DA ÁREA

$$\sigma_{rd} \geq \sigma_{sd} \rightarrow \sigma_{rd} \geq \frac{N_{sd}}{A} \rightarrow A \geq \frac{N_{sd}}{\sigma_{rd}} \rightarrow A \geq \frac{91.59 \times 1.5 \times 10^3}{235 \times 10^6}$$

$$\rightarrow A \geq 5.85 \times 10^{-4} m^2 \times 10^4 \rightarrow A \geq 5.85 cm^2$$

Adopta-se perfil INP 80 para todas as barras que se encontram na estrutura da asna.

$$INP 80 \rightarrow \begin{cases} A = 7.58 cm^2 \\ W_x = 19.5 cm^3 \\ m = 5.95 kg/m \end{cases}$$

### • VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA

$$\sigma_{rd} \geq \sigma_{sd} \rightarrow \sigma_{rd} \geq \frac{N_{sd}}{A}, \text{ onde: } \begin{cases} \text{Perfil INP 80} \\ A = 7.58 cm^2 \\ N_{sd} = 91.59 \times 1.5 kN = 137.39 kN \end{cases}$$

$$\sigma_{sd} = \frac{N_{sd}}{A} \rightarrow \sigma_{sd} = \frac{137.39 \times 10^3}{7.58 \times 10^{-4}} \times 10^{-6} = 181.25 MPa$$

$$\sigma_{sd} = 181.25 MPa < \sigma_{rd} = 235 MPa \rightarrow A \text{ condição verifica.}$$

### 4.6.3. ACÇÃO DO VENTO NAS FACHADAS DO EDIFÍCIO

Para efeitos de quantificação da acção do vento, de acordo com o artigo 20º do RSA, a zona a considerar é a Zona A. Em relação a rugosidade aerodinâmica do solo, de acordo com o artigo 21º do REBAP, considerou-se que este possuía uma rugosidade do tipo II.

Para a quantificação dos esforços devido à acção do vento foi utilizado o método simplificado, supondo aplicadas às superfícies do edifício pressões estáticas obtidas multiplicando a pressão dinâmica do vento, definida no artigo 24º do RSA, por adequados coeficientes de forma.

- **PRESSÃO DINÂMICA**

Os valores característicos da pressão dinâmica do vento ( $w_k$ ), são indicados na tabela abaixo para a Zona A, em função da altura (h), acima do solo e do tipo de rugosidade.

Altura acima do nível do solo (m)	$w_k$ (kN/m <sup>2</sup> )
< 15	0.9
15	1.04
20	1.12

Tabela 12. Valores da pressão dinâmica em função da altura.

A altura do edifício acima do solo =  $h = 3$  m.

$$w_k = 0.9 \text{ kN/m}^2$$

- **DETERMINAÇÃO DOS COEFICIENTES DE FORMA**

— Coefficiente de pressão exterior para paredes  $\delta_{pe}$ :

Para a determinação dos coeficientes de pressão exterior para paredes ( $\delta_{pe}$ ) é necessário ter como dados, a altura do edifício (h), a maior dimensão em planta do edifício (a) e a menor dimensão em planta do edifício (b).

**REVISÃO E OPTIMIZAÇÃO DO PROJECTO ESTRUTURAL DO EDIFÍCIO DA ESNEC DA UEM  
MARÇO DE 2022**

$h = 3 \text{ m}$

$a = 45.08 \text{ m}$

$b = 44.85 \text{ m}$

De onde obtêm-se:

$$\begin{cases} \frac{a}{b} = \frac{45.08}{44.86} = 1.01 \\ \frac{h}{b} = \frac{3}{44.86} = 0.07 \end{cases}$$

Relações geométricas do edifício		Direcção do vento $\alpha$ (Graus)	Acções globais sobre as superfícies			
			A	B	C	D
$\frac{h}{b} = 0.07 < \frac{1}{2}$	$1 < \frac{a}{b} = 1.01 < \frac{3}{2}$	0	+ 0.7	- 0.2	+ 0.5	- 0.5

Tabela 13. Coeficientes de pressão exterior  $\delta_{pe}$  para paredes.

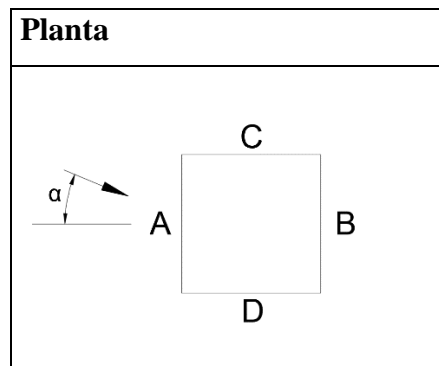


Tabela 14. Esquema representativo da actuação das acções globais sobre as superfícies do edifício em planta.

Acção global sobre o edifício:  $A = + 0.7$  (valor em módulo mais desfavorável).

$\delta_{pe} = 0.7$

- **DETERMINAÇÃO DA RESULTANTE (F) DAS PRESSÕES DO VENTO SOBRE O EDIFÍCIO**

$$F = \delta_{pe} \times w_k \times A \rightarrow (\text{Anexo 3.1 / RSA})$$

Onde:

$\delta_{pe}$  – Coeficiente de pressão exterior para paredes;

$w_k$  – Valor característico da pressão dinâmica do vento;

A – Área de referência, relacionada com a superfície exposta.

A carga de vento nas fachadas, considerando a situação mais desfavorável consta da seguinte tabela (valores extraídos do Cypecad):

	<b>Carga de vento nas fachadas</b>			
	<b>Vento +X</b>	<b>Vento -X</b>	<b>Vento +Y</b>	<b>Vento -Y</b>
	<b>(kN)</b>	<b>(kN)</b>	<b>(kN)</b>	<b>(kN)</b>
<b>Força resultante nas fachadas do edifício</b>	43.39	-12.4	30.77	-30.77

Tabela 15. Carga do vento nas fachadas. Fonte: Cypecad.

#### 4.6.4. ACÇÃO SÍSMICA

- **ZONEAMENTO DO TERRITÓRIO**

O edifício situa-se em Chibuto, zoneada sismologicamente na região com coeficiente de sismicidade:  $\alpha = 0.5$ .

- **TIPO DE TERRENO**

O terreno a considerar é do tipo II, o que significa que se tratam de solos duros coerentes rijos.

- **COEFICIENTE SÍSMICO ( $\beta$ )**

O coeficiente sísmico ( $\beta$ ) relativo à acção dos sismos numa dada direcção, é calculado pela expressão:

$$\beta = \frac{\beta_0 \times \alpha}{\eta} \rightarrow (\text{Artigo 31}^\circ \text{ do RSA})$$

Onde:

$\beta$  – coeficiente sísmico;

$\beta_0$  – coeficiente sísmico de referência;

$\alpha$  – coeficiente de sismicidade;

$\eta$  – coeficiente de comportamento.

- **COEFICIENTE SÍSMICO DE REFERÊNCIA ( $\beta_0$ )**

O coeficiente sísmico de referência ( $\beta_0$ ) depende do tipo de terreno e da frequência própria fundamental da estrutura, como se pode observar na tabela abaixo.

<b>Tipo de terreno</b>	<b>Frequência própria fundamental da estrutura f (Hz)</b>	<b><math>\beta_0</math></b>
I	$0.5 \leq f < 5.6$	$0.17 \times \sqrt{f}$
	$f \geq 5.6$	0.4
II	$0.5 \leq f < 4$	$0.2 \times \sqrt{f}$
	$f \geq 4$	0.4
II	$0.5 \leq f < 2$	$0.23 \times \sqrt{f}$
	$f \geq 4$	0.32

Tabela 16. Valores do coeficiente sísmico de referência,  $\beta_0$ .

No caso de edifícios, a frequência própria,  $f$ , pode ser estimada através da seguinte expressão:

$$f = \frac{12}{n} \rightarrow (\text{Para estruturas em pórtico})$$

Onde:

$n$  – é o número de pisos acima do solo  $\rightarrow n = 1$ .

Logo:

$$f = \frac{12}{n} = \frac{12}{1} = 12 \text{ Hz}$$

Assim sendo, têm-se:

Tipo de terreno II;  $f = 12 \text{ Hz}$

Conclui-se que:

$$\beta_0 = 0.4$$

- **COEFICIENTE DE COMPORTAMENTO ( $\eta$ )**

O coeficiente de comportamento ( $\eta$ ) depende do tipo de estrutura e ductilidade e ainda do grau admitido na exploração dessa ductilidade. Conforme o artigo 33.2º do REBAP, no caso de edifícios correntes, adopta-se:

$\eta = 2.5$  – Estrutura em pórtico, com ductilidade normal.

Assim, já é possível determinar coeficiente sísmico  $\beta$ :

$$\beta = \frac{\beta_0 \times \alpha}{\eta} = \frac{0.4 \times 0.5}{2.5} = 0.08$$

- **CENTRO DE MASSA**

O centro de massa refere-se ao ponto onde actua a força sísmica estática equivalente.

Para o cálculo das coordenadas do centro de massa foram utilizadas as seguintes expressões:

$$X_{CG} = \frac{\sum(m_i \times x_i)}{\sum(m_i)}$$

$$Y_{CG} = \frac{\sum(m_i \times y_i)}{\sum(m_i)}$$

Em que:

$m_i$  – representa a massa dos elementos estruturais (lajes, vigas e pilares).

$x_i$  – coordenada dos elementos estruturais em relação ao eixo x.

$y_i$  – coordenada dos elementos estruturais em relação ao eixo y.

- **CENTRO DE RIGIDEZ**

O centro de rigidez define-se como sendo o ponto onde se verifica a torção da estrutura, durante a ocorrência de um sismo. Ele é calculado apenas para os elementos verticais (pilares), pois, a torção só se verificará nestes elementos aquando há ocorrência de um sismo.

As coordenadas do centro de rigidez (CR) foram calculadas através das seguintes expressões:

$$X_{CR} = \frac{\sum(I_{yi} \times x_i)}{\sum(I_{yi})}$$

$$Y_{CR} = \frac{\sum(I_{xi} \times y_i)}{\sum(I_{xi})}$$

Sendo:

$x_i$  – distância, segundo o eixo x-x, que vai desde o centro do elemento ao eixo concorrente.

$y_i$  – distância, segundo o eixo y-y, que vai desde o centro do elemento ao eixo concorrente.

$I_{xi}$  – momento de inércia dos pilares em relação ao eixo x-x.

$I_{yi}$  – momento de inércia dos pilares em relação ao eixo y-y.



**i. Centro de massa, centro de rigidez e excentricidades**

Centro de massa (m)	Centro de rigidez (m)	e <sub>x</sub> (m)	e <sub>y</sub> (m)
(21.73, -21.84)	(21.32, -22.9)	0.41	1.15

Tabela 17. Centro de massa, centro de rigidez e excentricidades do edifício. Fonte: Cypecad.

**• FORÇAS ESTÁTICAS**

As forças estáticas podem supor-se aplicadas aos níveis dos pisos, bastando na maior dos casos considerar apenas a sua actuação em direcções horizontais, Artigo 32º / R.S.A., é calculada pela expressão:

$$F_{ki} = \beta \times h_i \times G_i \times \frac{\sum_{i=1}^n G_i}{\sum_{i=1}^n h_i \times G_i}$$

Em que:

$\beta$  – coeficiente sísmico correspondente à direcção considerada;

$h_i$  – altura a que se situa o piso “i” acima do nível do terreno;

$G_i$  – soma dos valores das cargas permanentes e dos valores das cargas quase permanentes das cargas variáveis correspondentes ao piso “i”.

**i. Hipótese de acção sísmica: Sismo X1**

F <sub>eq,x</sub> [kN]	F <sub>eq,y</sub> [kN]
300.96	121.6

Tabela 18. Hipótese de acção sísmica: Sismo X1. Fonte: Cypecad

**ii. Hipótese de acção sísmica: Sismo X2**

$F_{eq,x}$	$F_{eq,y}$
[kN]	[kN]
300.96	121.6

Tabela 19. Hipótese de acção sísmica: Sismo X2. Fonte: Cypecad

**iii. Hipótese de acção sísmica: Sismo Y1**

$F_{eq,x}$	$F_{eq,y}$
[kN]	[kN]
300.96	121.6

Tabela 20. Hipótese de acção sísmica: Sismo Y1. Fonte: Cypecad

**iv. Hipótese de acção sísmica: Sismo Y2**

$F_{eq,x}$	$F_{eq,y}$
[kN]	[kN]
300.96	121.6

Tabela 21. Hipótese de acção sísmica: Sismo Y2. Fonte: Cypecad

## 4.7. LAJES

### 4.7.1. PRÉ-DIMENSIONAMENTO

Para efectuar o pré-dimensionamento da espessura das mesmas utilizou-se a seguinte expressão.

$$h \geq \frac{\alpha \times l}{30 \times \eta} \rightarrow (\text{Artigo } 102^{\circ} \text{ do REBAP})$$

Onde:

h – espessura da laje (m);

$\alpha$  – coeficiente que depende dos apoios da laje;

$\eta$  – coeficiente que depende do tipo de aço utilizado na laje;

$l$  – vão teórico (m).

### i. PISO 2

Para o edifício em estudo, adoptou-se como solução estrutural o uso de lajes fungiformes maciças no piso 2 ou laje de cobertura, tal como foi referido. Uma vez que as lajes do piso 2 (laje de cobertura) encontram-se directamente apoiadas em pilares, adopta-se uma espessura de 15 cm para as mesmas.

O cálculo dos esforços e o dimensionamento das armaduras do piso 2 foi efectuado pelo programa de cálculo e os seus resultados apresentam-se nos ANEXOS 13 a 18.

### ii. PISO 1

Laje	$l_x$ (m)	$l_y$ (m)	$l_{maior}/l_{menor}$	Direcção	$\alpha$	$h_{cal}$ (m)	$h_{adop}$ (m)
5	3.1	3.98	1.28	2	0.5	0.052	0.1
16	7.38	2.32	3.18	1	0.6	0.046	0.1

Tabela 22. Quadro resumo do pré-dimensionamento das lajes do piso 1.

Onde:

$h_{cal}$  – Altura de cálculo das lajes de pavimento (Piso 1);

$h_{adop}$  – Altura adoptada das lajes de pavimento (Piso 1);

As lajes de laje de pavimento (Piso 1) encontram-se apoiadas em vigas de pavimento.

Não se realizou o cálculo dos esforços e dimensionamento das armaduras do piso 1, uma vez que as mesmas se encontram apoiadas no solo devidamente compactado. Para garantir uniformidade no piso, adoptou-se uma espessura constante de 10 cm e como armadura  $\Phi 6/15\text{cm}$  (Malhassol).

#### 4.7.2. ACCÇÕES

##### i. Accções permanentes

— Peso próprio da laje:

$$\text{Peso próprio da laje}_1 = h_{adop.} \times \gamma_{bet\tilde{a}o} = 0.15 \text{ m} \times 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 3.75 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Peso próprio da laje}_2 = h_{adop.} \times \gamma_{bet\tilde{a}o} = 0.1 \text{ m} \times 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 2.5 \text{ kN/m}^2$$

— Revestimento:

Piso	Revestimento	Tipo de material	Peso específico (kN/m <sup>3</sup> )	Espessura (cm)	Acção permanente (kN/m <sup>2</sup> )
2	Superior	Bentonilha	20	3	0.6
	Inferior	Reboco	21	2	0.42
	Inferior	Tecto falso	-	-	0.2
1	Superior	Mosaico cerâmico	-	-	1.5

Tabela 23. Pesos permanentes dos revestimentos.

##### ii. Accções variáveis

Sobrecarga em terraços não acessíveis = 1 kN/m<sup>2</sup> → Piso 2.

Sobrecarga em pavimentos destinados a utilização de carácter privado = 2 kN/m<sup>2</sup> → Piso 1.

## 4.8. PILARES

### 4.8.1. PRÉ-DIMENSIONAMENTO

Para a determinação da secção dos pilares é necessário estimar o valor do esforço axial a que estes estarão sujeitos.

$$A_c \geq \frac{N_{sd}}{0.85 \times f_{cd}}$$

Onde:

$A_c$  – área da secção do pilar ( $m^2$ );

$N_{sd}$  – valor de cálculo do esforço axial (kN);

$f_{cd}$  – valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão (kPa).

Como a dimensão mínima da secção transversal dos pilares não deve ser inferior a 20 cm (Artigo 120º - REBAP), adoptaram-se pilares quadrangulares possuindo dimensões de 20 x 20 [ $cm^2$ ], excepto para os que se encontram na zona da recepção, que terão dimensões de 30 x 30 [ $cm^2$ ].

O quadro de pilares está representado no ANEXO 19, onde é apresentado de forma resumida as dimensões dos pilares e o resultado do dimensionamento das armaduras.

## 4.9. VIGAS

### 4.9.1. PRÉ-DIMENSIONAMENTO

Para efectuar a determinação da altura mínima das vigas utilizou-se a seguinte expressão:

$$h \geq \frac{\alpha \times l}{20 \times \eta} \rightarrow (\text{Artigo 89º do REBAP})$$

Onde:

$h$  – altura da viga (m);

$\alpha$  – coeficiente que depende dos apoios da viga;

$\eta$  – coeficiente que depende do tipo de aço utilizado na viga;

$l$  – vão teórico (m).

Pórtico	Viga	L (m)	$\alpha$	$h_{cál}$ (m)	$h_{adop}$ (m)
128	P4-P5	4.5	0.6	0.135	0.2
73	P81-P82	4.58	0.8	0.183	0.2

Tabela 24. Quadro resumo do pré-dimensionamento das vigas do piso 1.

De salientar que o  $h_{adop}$  teve alterações ao longo das várias iterações no programa de cálculo, mas serviu como ponto de partida para entrada no programa de cálculo. Sendo assim, para garantir a uniformidade da altura das vigas, adoptou-se uma altura de 30 cm.

No ANEXO 20 encontram-se os resultados do dimensionamento das armaduras das vigas e os seus respectivos pormenores construtivos.

## 4.10. ELEMENTOS DE FUNDAÇÃO

### 4.10.1. PRÉ-DIMENSIONAMENTO

O pré-dimensionamento dos elementos de fundação de um edifício tem como principal objectivo garantir que a fundação tenha as condições suficientes de suporte da estrutura. No caso de estudo, conhecido o esforço axial ( $N$ ) e os momentos nas duas direcções ( $M_x$  e  $M_y$ ) na base dos pilares, determinaram-se através da expressão, as dimensões mínimas das fundações a partir do valor da tensão admissível de 200 kPa.

$$\sigma_{ref} \leq \sigma_{adm}$$

$$\sigma_{ref} = \frac{3 \times \sigma_{máx} + \sigma_{min}}{4}$$

$$\sigma_{máx} = \frac{N}{A \times B} + \frac{6 \times M_x}{A \times B^2} + \frac{6 \times M_y}{B \times A^2}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{A \times B} - \frac{6 \times M_x}{A \times B^2} - \frac{6 \times M_y}{B \times A^2}$$

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 a chegar aos valores finais das secções dos elementos que resistam a todas as acções a que estão sujeitas.

Portanto, os elementos de fundação encontram-se susceptíveis à rotura: por corte na sapata, por punçoamento, por flexão e por esmagamento devido às acções dos pilares e tensões induzidas ao solo.

#### 4.10.2. VERIFICAÇÃO AO PUNÇOAMENTO

A verificação ao punçoamento é realizada a partir do artigo 54º do REBAP:

$$V_{sd} = \eta \times \tau_1 \times d \times \mu$$

Onde:

$V_{sd}$  – valor resistente do esforço resistente de punçoamento por unidade de comprimento do contorno crítico de punçoamento;

$\mu$  – perímetro do contorno crítico de punçoamento, definido por uma linha fechada envolvendo a área carregada a uma distância não inferior a  $d/2$  e cujo o perímetro é mínimo;

$\eta$  – coeficiente cujo valor é dado por (1.6-d), com “d” expresso em metros e que não deve ser inferior a unidade;

$\tau_1$  – tensão cujo valor é indicado no Quadro VI do REBAP ( $\tau_1 = 650kPa$  para B25).

#### 4.10.3. VERIFICAÇÃO A FLEXÃO

O cálculo das armaduras é feito de forma análoga à das lajes, pela expressão:

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

Onde:

$\mu$  – momento flector reduzido;

$M_{sd}$  – valor do momento flector actuante;

$b$  – largura da secção transversal da sapata (1 m);

$d$  – altura útil da secção transversal da laje.

$f_{cd}$  – valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão.

Nos ANEXOS 21 a 23 são apresentados o quadro dos elementos de fundação, os elementos de fundação em planta e os pormenores construtivos dos elementos de fundação.

#### 4.11. DEFORMADA DA LAJE DO EDIFÍCIO EM ESTUDO

Através do software é possível realizar diversas análises relacionadas com o comportamento estrutural do edifício, garantindo uma melhor análise de todos os elementos estruturais.

A figura abaixo ilustra a deformada da laje do edifício em 3D para a combinação mais desfavorável, é possível de um modo bastante perceptível saber quais são as zonas mais esforçadas e as que sofrem maiores deformações.

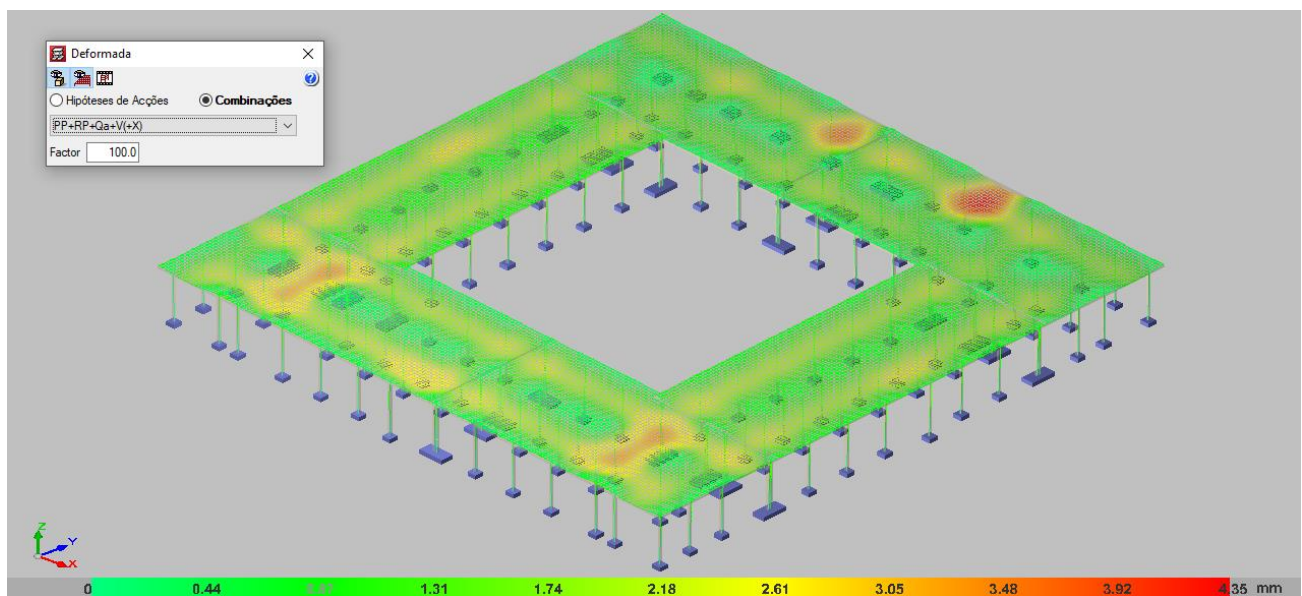


Figura 23. Deformada do edifício em estudo. Fonte: Cypecad.



Verifica-se que a estrutura possui uma flecha máxima de 4.35 mm. Nos casos correntes de vigas e lajes de edifícios, a verificação da segurança em relação aos estados limites de deformação poderá limitar-se à consideração de um estado limite definido por uma flecha igual a 1/400 do vão para combinações frequentes de acções. (REBAP – Artigo 72.2.)

$$\text{Flecha admissível} = \frac{1}{400} \times l_{\text{menor}} = \frac{1}{400} \times 3.4 \text{ m} = 8.5 \text{ mm}$$

$$\text{Flecha calculada pelo programa} = 4.35 \text{ mm}$$

Logo:

$$\text{Flecha calculada} = 4.35 \text{ mm} < \text{Flecha admissível} = 8.5 \text{ mm} \rightarrow \text{A condição verifica.}$$

## 4.12. COMPARAÇÃO ENTRE AS DUAS SOLUÇÕES

No presente subcapítulo será ilustrado o mapa das quantidades dos dois projectos estruturais estudados ao longo do relatório (Projecto 1 e Projecto 2), de modo a analisar especificamente, os volumes de betão e o peso dos aços.

As quantidades do Projecto 1 foram retiradas do mapa de orçamentos realizado pela empresa e do Projecto 2 através do software Cypecad, como resultado do dimensionamento realizado pelo estagiário.

### 4.12.1. MEDIÇÕES DO PROJECTO 1 – LAJE VIGADA MACIÇA

#### i. VOLUME DE BETÃO

Betão	Unidade	Quantidade
Betão em laje de cobertura (20cm)	m <sup>3</sup>	304.98
Betão em laje de pavimento térreo (10cm)	m <sup>3</sup>	118.53
Betão em vigas de coroamento (Piso 2)	m <sup>3</sup>	45.59
Betão em vigas de fundação e vigas de pavimento	m <sup>3</sup>	60.78
Betão em pilares	m <sup>3</sup>	48.16
Betão em sapatas isoladas	m <sup>3</sup>	54.26
<b>TOTAL</b>	m <sup>3</sup>	<b>578.04</b>

Tabela 25. Medições do volume de betão do Projecto 1.

**ii. PESO DOS AÇOS**

<b>Aços</b>	<b>Diâmetro (mm)</b>	<b>Unidade</b>	<b>Quantidade</b>
Laje de cobertura	Φ8	kg	19410
	Φ10	kg	936
Laje de pavimento térreo	Φ6 (Malhassol)	m <sup>2</sup>	1185.27
Vigas de coroamento	Φ10	kg	8675
	Φ8	kg	5905
Vigas de fundação	Φ10	kg	7735
	Φ8	kg	5980
Pilares	Φ12	kg	4483.51
	Φ8	kg	2992.71
Sapatas isoladas	Φ12	kg	1993.45
<b>TOTAL</b>	-	-	58110.67 kg e 1185.27 m <sup>2</sup>

Tabela 26. Medições do peso dos aços do Projecto 1.

**4.12.2. MEDIÇÕES DO PROJECTO 2 – LAJE FUNGIFORME MACIÇA**

**i. VOLUME DE BETÃO**

<b>Betão</b>	<b>Unidade</b>	<b>Quantidade</b>
Betão em laje de cobertura (15cm)	m <sup>3</sup>	<b>224.64</b>
Betão em laje de pavimento térreo (10cm)	m <sup>3</sup>	118.53
Betão em vigas de pavimento	m <sup>3</sup>	52.6
Betão em vigas de fundação	m <sup>3</sup>	52.6
Betão em pilares	m <sup>3</sup>	<b>27</b>
Betão em sapatas isoladas	m <sup>3</sup>	<b>24.97</b>
<b>TOTAL</b>	m <sup>3</sup>	<b>500.34</b>

Tabela 27. Medições do volume de betão do Projecto 2.

**ii. PESO DOS AÇOS**

<b>Aços</b>	<b>Diâmetro (mm)</b>	<b>Unidade</b>	<b>Quantidade</b>
Laje de cobertura	Φ6, Φ8, Φ10 e Φ12	kg	<b>19410</b>
Laje de pavimento térreo	Φ6 (Malhassol)	m <sup>2</sup>	1185.27
Vigas de pavimento	Φ6, Φ12	kg	<b>5844</b>
Vigas de fundação	Φ6, Φ12	kg	<b>5844</b>
Pilares	Φ6, Φ12 e Φ16	kg	<b>4669</b>
Sapatas isoladas	Φ6, Φ12	kg	<b>1534.68</b>
<b>TOTAL</b>	-	-	<b>37301.68 kg e 1185.27 m<sup>2</sup></b>

Tabela 28. Medições do peso dos aços do Projecto 2.

**4.12.3. ANÁLISE DAS QUANTIDADES**

Após a realização das medições das quantidades de betão e de aços, permitiu concluir que a solução do Projecto 2, possuindo laje fungiforme maciça no piso 2, é a solução economicamente mais viável em relação a solução do Projecto 1, em laje vigada, uma vez que requer menor volume de betão e menor quantidade de aço.

	<b>Projecto 1</b>	<b>Projecto 2</b>
<b>Volume total de betão</b>	578.04 m <sup>3</sup>	58110.67 kg e 1185.27 m <sup>2</sup>
<b>Peso total dos aços</b>	500.34 m <sup>3</sup>	37371.68 kg e 1185.27 m <sup>2</sup>

## 5. CONCLUSÃO

Os objectivos deste relatório foram atingidos, visto que foi possível realizar a revisão e optimização do projecto estrutural da Residência Masculina da ESNEC da UEM sob o ponto de vista de um empreiteiro.

O estudo comparativo entre as duas soluções (Projecto 1 e Projecto 2), realizado ao longo do relatório demonstra a importância da revisão de projectos, que permite a elaboração de projectos com melhor qualidade, reduzindo dessa forma, os custos de manutenção e de utilização das construções e, fará com que a construção cumpra com os prazos. No entanto, a qualidade de um determinado projecto é primordial para a redução dos custos ao longo da vida útil de um edifício, desde o processo da sua construção, utilização e manutenção.

Evidenciaram-se as principais deficiências detectadas no Projecto 1, nomeadamente, a ausência de juntas de dilatação estruturais, que acabarão por influenciar no desempenho da estrutura ou no comportamento estrutural em serviço e a quantificação das acções no piso 2 do edifício.

Durante a elaboração do projecto estrutural usando o programa de cálculo automático foi necessário que o estudante conhecesse as metodologias de cálculo usadas pelo programa. Daí a necessidade de ir se questionando os resultados e fazendo algumas verificações de forma analítica.

A utilização de um programa de cálculo automático em situações reais de projecto de estruturas implica uma grande responsabilidade por parte do usuário, uma vez que é necessária a interpretação crítica de dados de saída e da definição adequada dos dados de entrada, entre eles: o regulamento em vigor, classe do betão, classe do aço, o diâmetro das armaduras, tipos de combinações, entre outros.

Portanto, este desafio permitiu-me evoluir, expandindo os meus conhecimentos no universo do cálculo automático, consolidar técnicas e superar diversas adversidades de que desconhecia a sua existência. O projecto estrutural proposto possibilitou que se pusesse em prática os conhecimentos adquiridos ao longo do curso na área de estruturas.

## 6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado – REBAP. Porto Editora, Porto, Portugal, 2014;
- Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes – RSAEEP. Porto Editora, Porto, Portugal, 2017;
- CRUZ, Luís M.C. **Projecto Estrutural de um Edifício em Betão Armado - Tese de Mestrado**. Porto: ISEP, 2013;
- LUCENA, Miguel B.C.P.N. **Projecto Otimizado de Lajes Fungiformes em Edifícios Correntes – Tese de Mestrado**. Coimbra: UC, 2020;
- CARVALHO, Nelson R.F. **Metodologias de Análise de Lajes Fungiformes: Aplicação no Projecto de Edifícios – Tese de Mestrado**. Porto: FEUP, 2015;
- FRAZÃO, José M.P. **Metodologias de Análise de Lajes Fungiformes: Aplicação ao Projecto de Edifícios Correntes – Tese de Mestrado**. Porto: FEUP, 2008;
- COSTA, António. **Estruturas de Betão II: Folhas de apoio às aulas**. Lisboa: IST-DECivil, 2014.
- AULA A – TIPOS DE LAJES. **Estrutura de Concreto I: Projecto de Lajes**. Brazil, 2002.
- GONILHA, José M.C.A. **Juntas Estruturais em Edifícios Grandes em Planta – Tese de Mestrado**. Lisboa: IST, 2008;
- MONTEIRO, Quitéria A.B. **Avaliação Da Necessidade De Juntas De Dilatação Em Estruturas Porticadas De Betão Armado – Tese de Mestrado**. Porto: FEUP, 2008;
- MALUA, Rajabo C.B. **Solos de Moçambique – Tese de Licenciatura**. Beira, 2012;
- GOUVEIA, D. H. Godinho & AZEVEDO, Ário L. **Características e distribuição de solos de Moçambique – Tese de Licenciatura**. Moçambique 1949;
- GTK CONSORTIUM. **Notícia Explicativa - Artigo**. Volume 1. Maputo, 2006;

## 7. ANEXOS

Anexo 1 – Planta cotada;

Anexo 2 – Planta mobilada;

Anexo 3 – Planta de cobertura;

Anexo 3.1. – Esquema representativo das coberturas e dos blocos estruturais;

Anexo 4 – Alçados;

Anexo 5 – Cortes A & B;

Anexo 6 – Esquema da estrutura de suporte de cobertura usada para o cálculo;

Anexo 7 – Discretização em planta da cobertura 1;

Anexo 8 – Discretização em planta da cobertura 2;

Anexo 9 – Detalhes construtivos referentes a cobertura;

Anexo 10 – Introdução dos dados da obra;

Anexo 11 – Introdução dos dados do edifício relativo à acção do vento;

Anexo 12 – Introdução dos dados do edifício relativo à acção sísmica;

Anexo 13 – Piso 0/ Fundação;

Anexo 14 – Piso 1/ Laje de pavimento;

Anexo 15 – Piso 2/ Laje de cobertura: ALI (Armadura longitudinal inferior);

Anexo 16 – Piso 2/ Laje de cobertura: ATI (Armadura transversal inferior);

Anexo 17 – Piso 2/ Laje de cobertura: ALS (Armadura longitudinal superior);

Anexo 18 – Piso 2/ Laje de cobertura: ATS (Armadura transversal superior);

Anexo 19 – Quadro de pilares;

Anexo 20 – Pormenorização das vigas;

Anexo 21 – Quadro dos elementos de fundação;

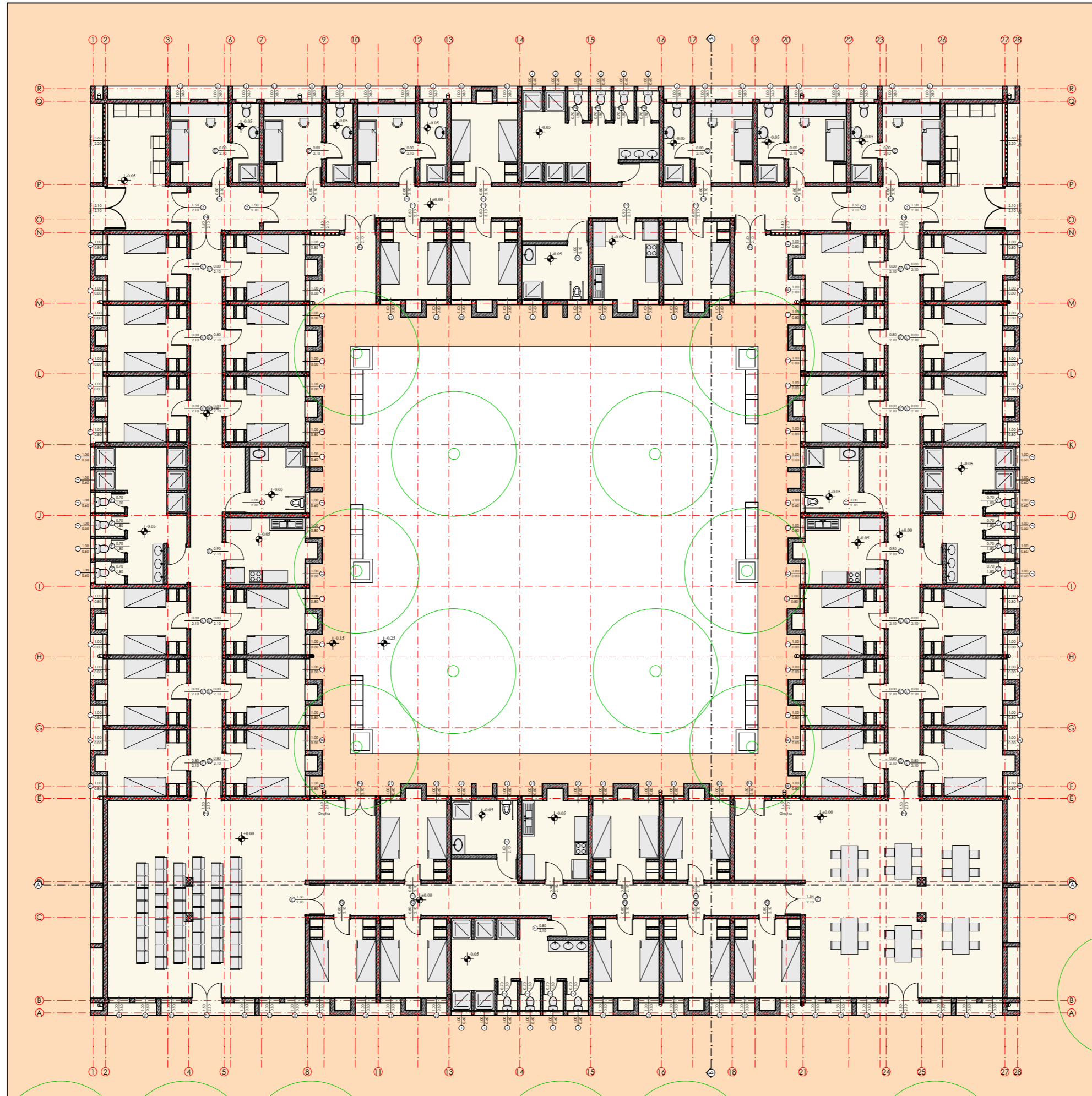
Anexo 22 – Elementos de fundação em planta;

Anexo 23 – Pormenor da sapata na zona da junta de dilatação estrutural.





# ANEXO 2 - PLANTA MOBILADA



Dono da obra:



Obra:

**Projecto Residencial da ESNEC**

**Residencial**

**Distrito de Chibuto**

Fase:

**Fase 1**

Projectado por:

**DIM, DPEP  
xxxxxxxxx**

Verificado por:

**ESNEC**

Especialidade:

**ARQUITECTURA**

Título:

**ARQUITECTURA  
PLANTA MOBILADA**

Escala:

**1:200**

Folha:

**A3**

Data:

Projecto nº

#PIn

File:

ESNEC PROJECTO.pln

Designação das alterações	Data	Verif.

Desenho nº:

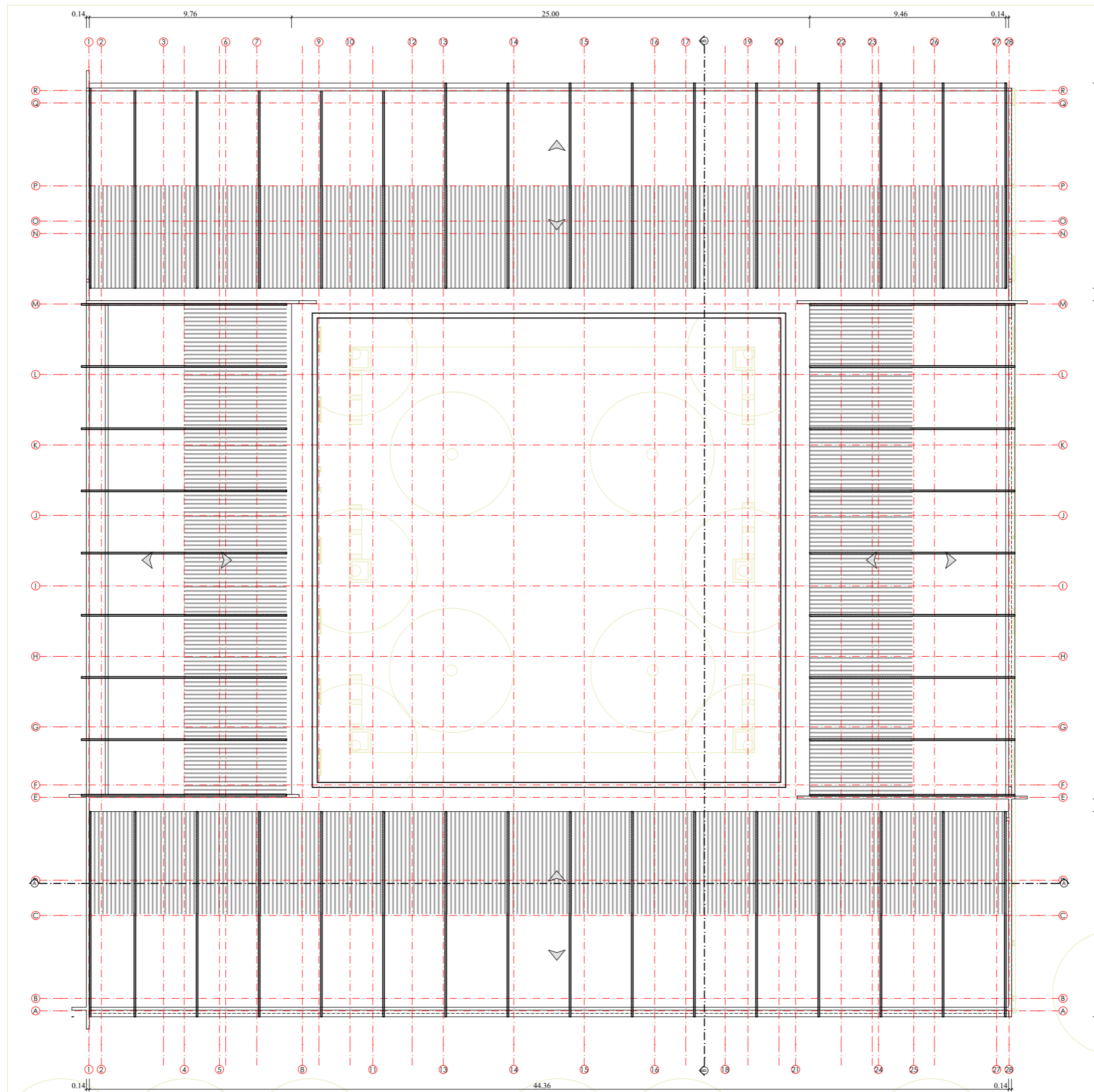
**3/9**

**01.3**



DIRECÇÃO DE INFRAESTRUTURAS E MANUTENÇÃO  
Campus Principal, Edifício 12, Tel. +258 21 493012  
Fax. +258 21 494754 C.P. 257 - Maputo Email: dim.mam@yahoo.com.br





## ANEXO 3 - PLANTA DE COBERTURA

Dono da obra:



UNIVERSIDADE  
EDUARDO  
MONDLANE

Obra:

**Projecto Residencial da ESNEC**

**Residencial**

**Distrito de Chibuto**

Fase:

**Fase 1**

Projectado por:

**DIM, DPEP  
xxxxxxxxx**

Verificado por:

**ESNEC**

Especialidade:

**ARQUITECTURA**

Título:

**ARQUITECTURA  
PLANTA DE COBERTURA**

Escala: **1:200**

Folha: **A3**

Data: **14/08/2019**

Projecto nº **#PIn**

File: **ESNEC PROJECTO.pln**

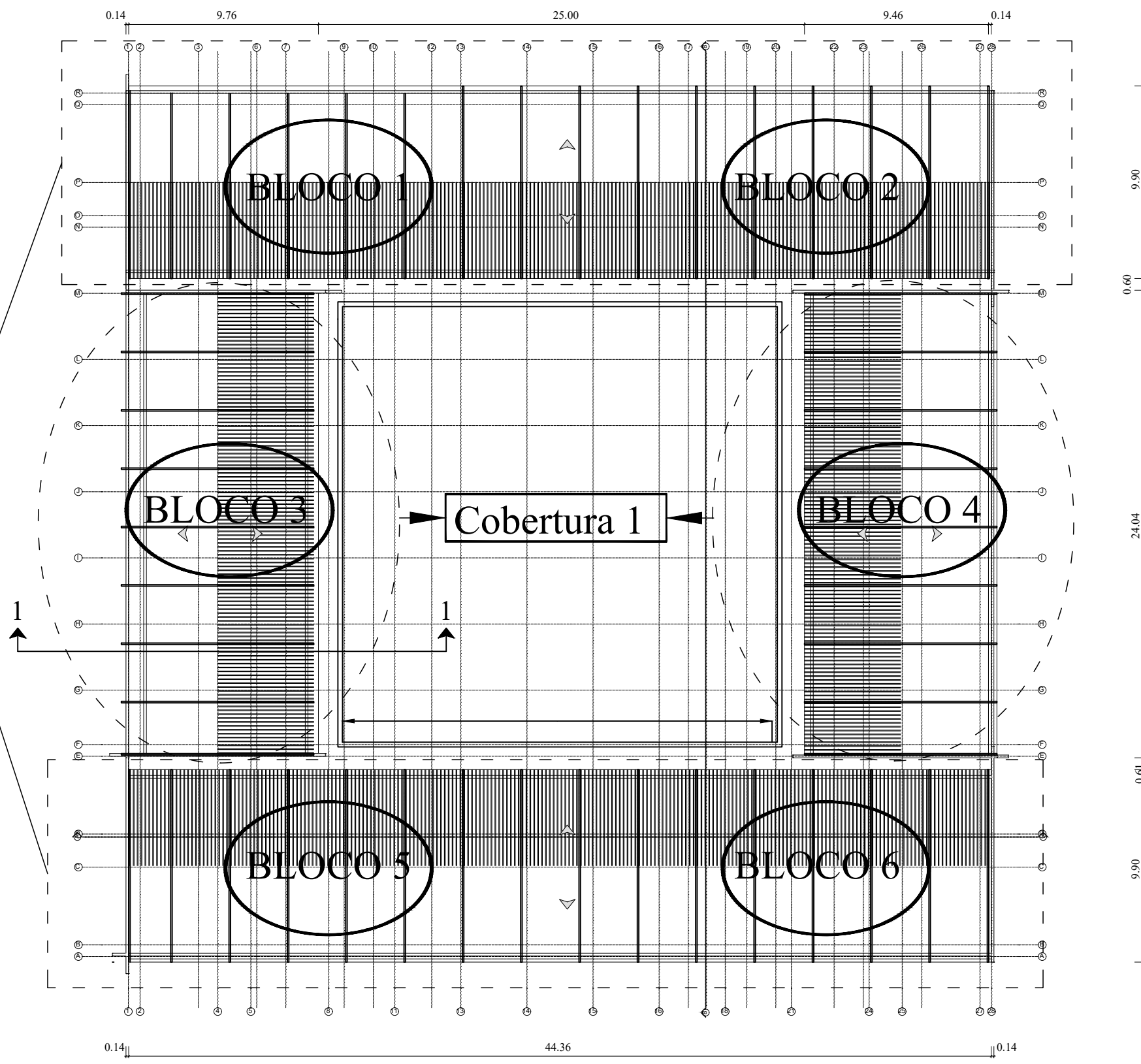
Designação das alterações	Data	Verif.

**DIM**

DIRECÇÃO DE INFRAESTRUTURAS E MANUTENÇÃO  
Campus Principal, Edifício 12, Tel. +258 21 493012  
Fax. +258 21 494754 C.P. 257 - Maputo Email:  
dim.mani@yahoo.com.br

# ANEXO 3.1 - ESQUEMA REPRESENTATIVO DAS COBERTURAS E DOS BLOCOS ESTRUTURAIS

Cobertura 2



Dono da obra:



Obra:  
Projecto Residencial da ESNEC

**Residencial**  
Distrito de Chibuto

Fase:  
**Fase 1**

Projectado por:  
**DIM, DPEP**  
XXXXXXXXXX

Verificado por:  
**ESNEC**

Especialidade:  
**ARQUITECTURA**

Título:  
**ARQUITECTURA**

Escala: **1:200**

Folha: **A3**

Data:

Projecto n° #PIn

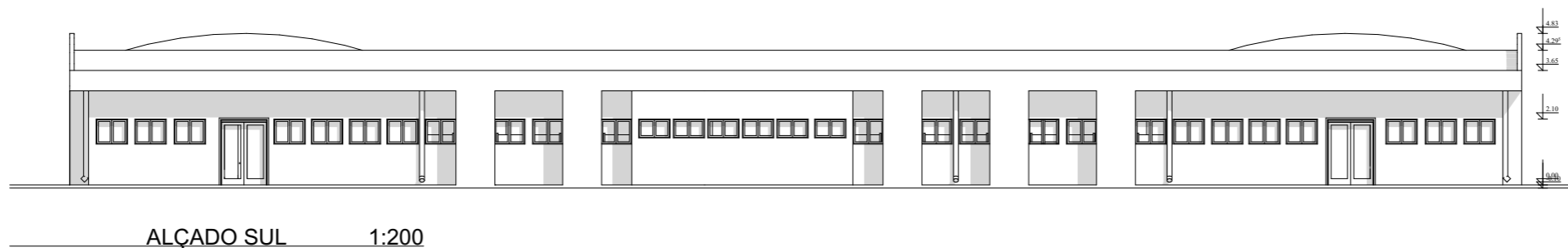
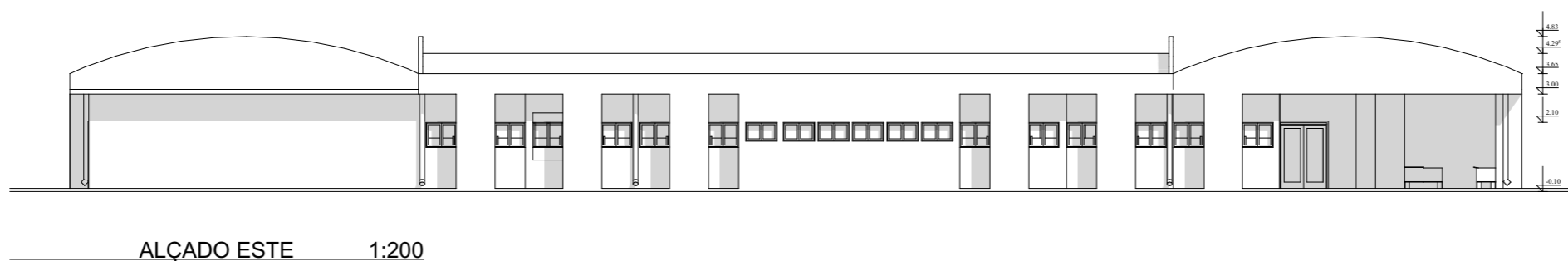
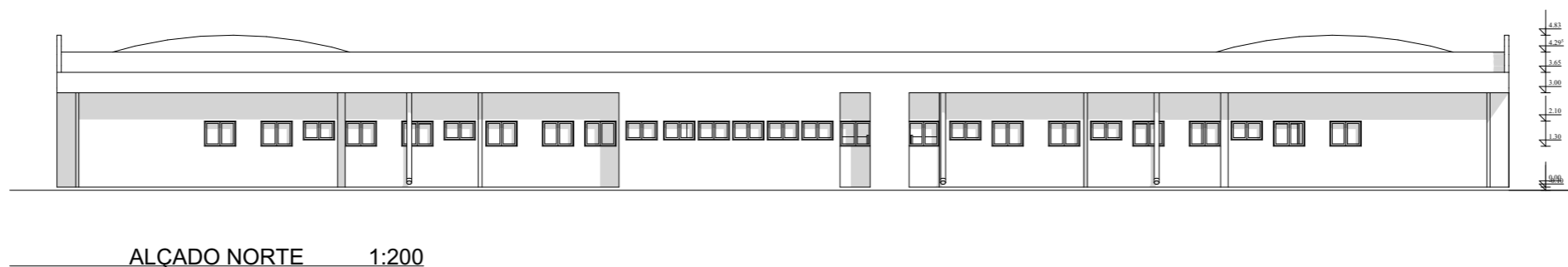
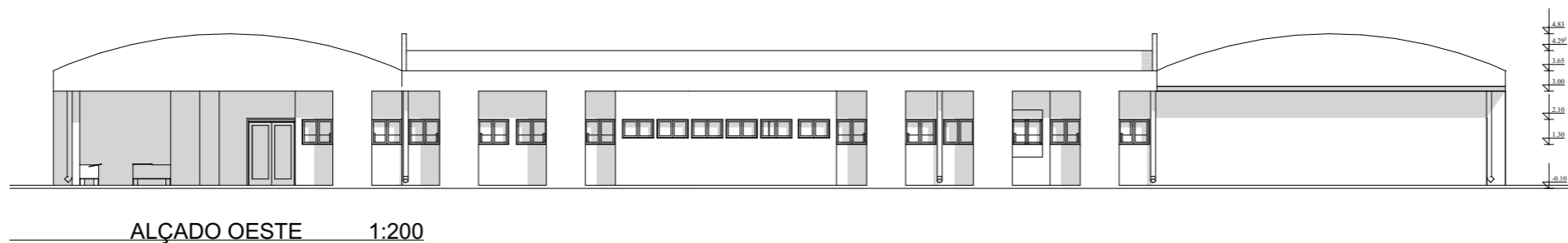
File: ESNEC PROJECTO.pln

Designação das alterações	Data	Verif.

Desenho n°:



# ANEXO 4 - ALÇADOS



Dono da obra:



Obra:

**Projecto Residencial da ESNEC**

**Residencial**

**Distrito de Chibuto**

Fase:

**Fase 1**

Projectado por:

**DIM, DPEP  
xxxxxxxxx**

Verificado por:

**ESNEC**

Especialidade:

**ARQUITECTURA**

Título:

**ARQUITECTURA  
ALÇADOS**

Escala: **1:200**

Folha: **A3**

Data:

Projecto nº **#PIn**

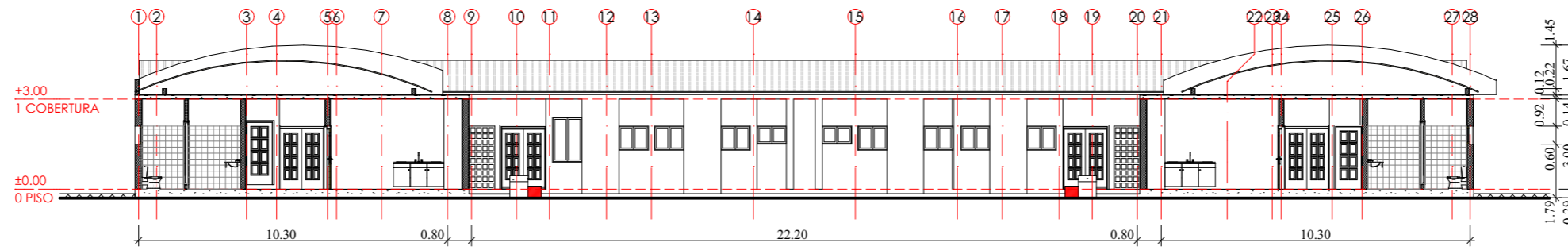
File: **ESNEC PROJECTO.pln**

Designação das alterações	Data	Verif.

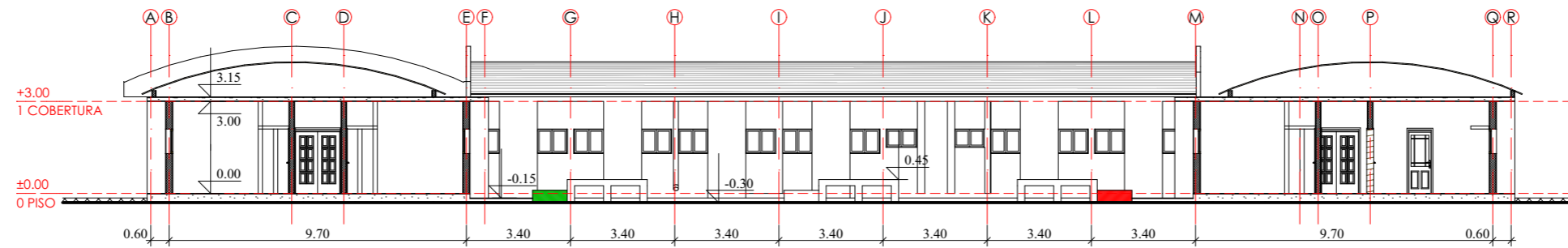
**DIM**

DIRECÇÃO DE INFRAESTRUTURAS E MANUTENÇÃO  
Campus Principal, Edifício 12, Tel. +258 21 493012  
Fax. +258 21 494754 C.P. 257 - Maputo Email:  
dim.mani@yahoo.com.br

# ANEXO 5 - CORTES A e B



A CORTE (1) 1:200



B CORTE (1) 1:200

Dono da obra:



Obra:

Projecto Residencial da ESNEC

Residencial

Distrito de Chibuto

Fase:

Fase 1

Projectado por:

DIM, DPEP  
xxxxxxxxx

Verificado por:

ESNEC

Especialidade:

ARQUITECTURA

Título:

ARQUITECTURA  
CORTES A & B

Escala: 1:200

Folha: A3

Data:

Projecto nº #PIn

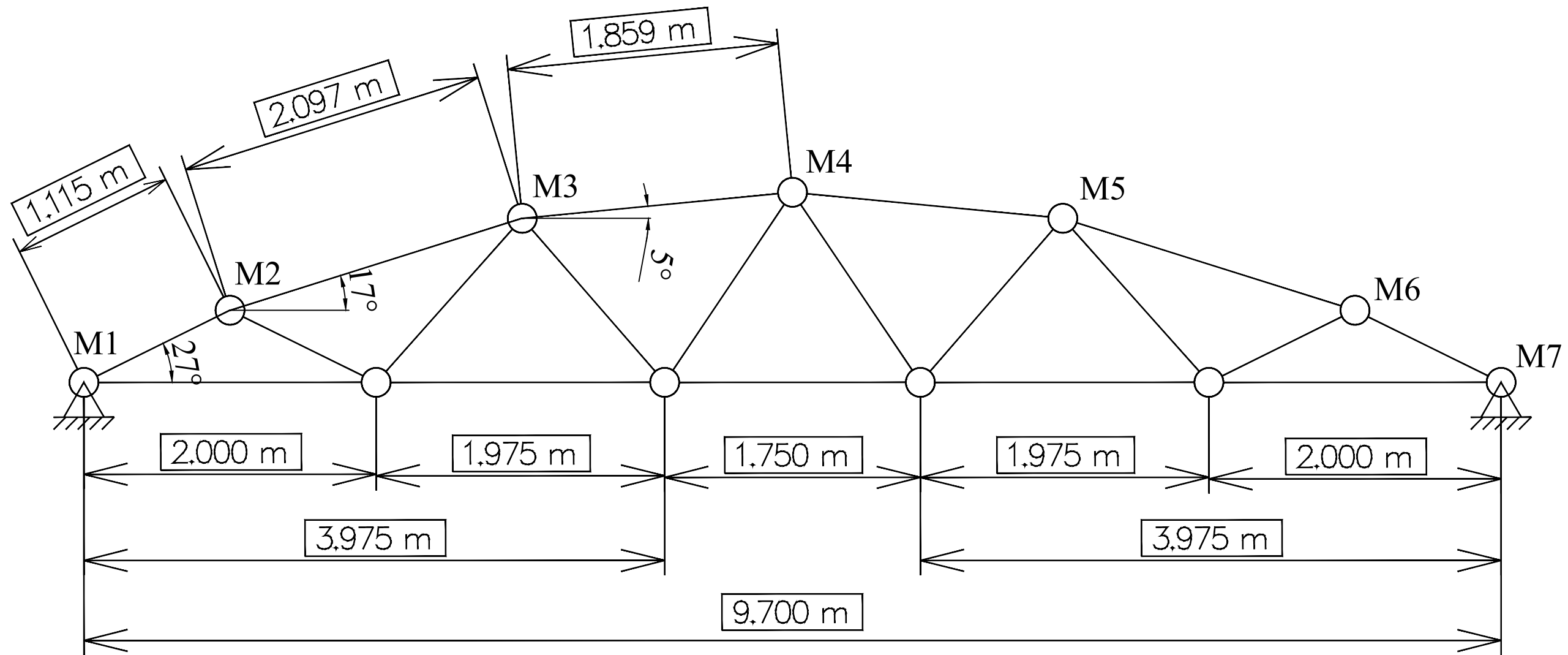
File: ESNEC PROJECTO.pln

Designação das alterações	Data	Verif.



DIRECÇÃO DE INFRAESTRUTURAS E MANUTENÇÃO  
Campus Principal, Edifício 12, Tel. +258 21 493012  
Fax. +258 21 494754 C.P. 257 - Maputo Email: dim.mani@yaho.com.br

# ANEXO 6 - ESQUEMA DA ESTRUTURA DE SUPORTE DE COBERTURA USADA PARA O CÁLCULO



DATA: MARÇO DE 2022

CALCULADO POR: VICTORINO XAVIER JR.

VERIFICADO POR:

CLIENTE:

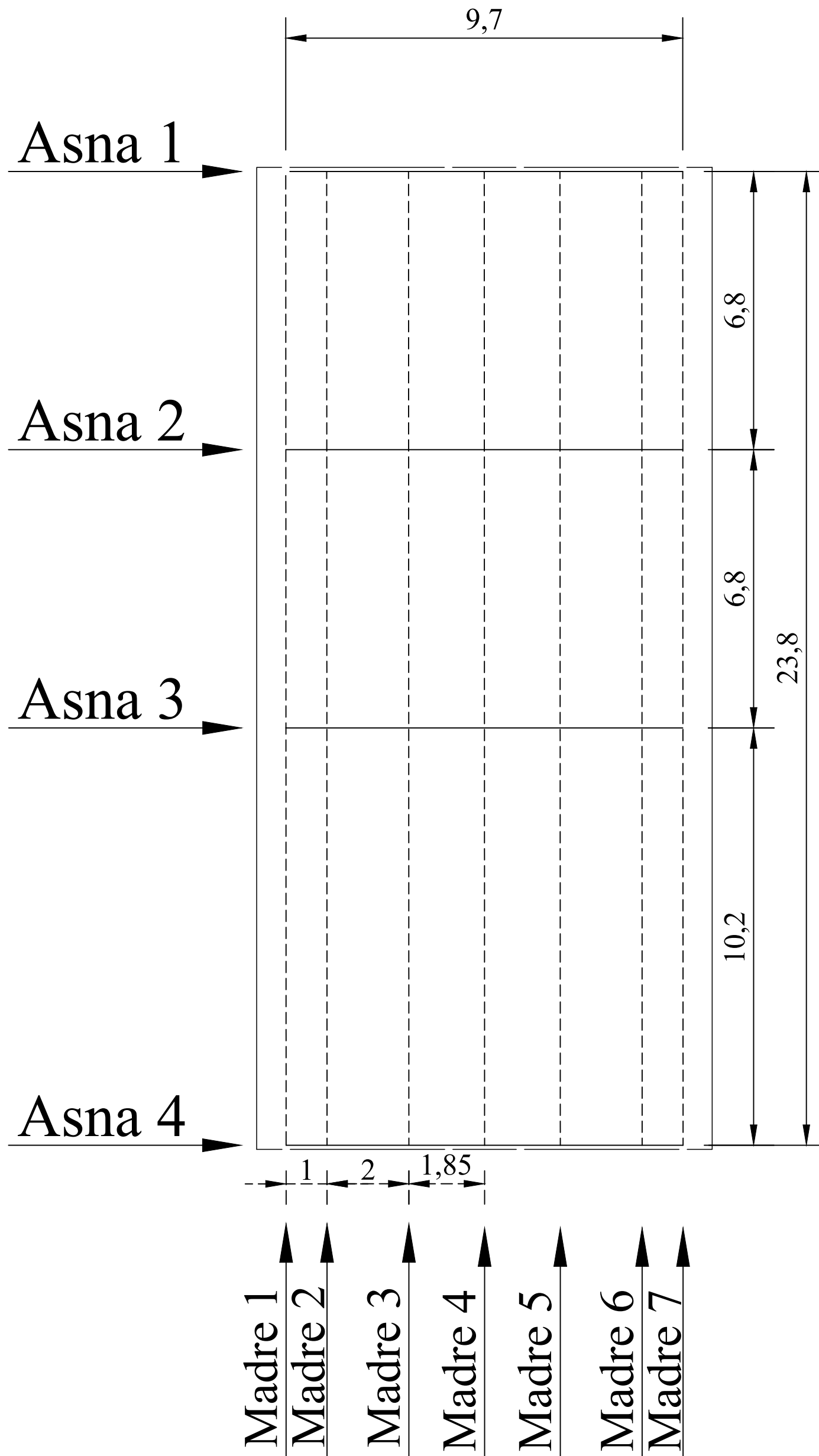


DESIGNAÇÃO: PROJECTO ESTRUTURAL

PROJECTO: PROJECTO RESIDENCIAL DA ESNEC

# ANEXO 7 - DISCRETIZAÇÃO EM PLANTA DA COBERTURA 1

- Blocos estruturais 3 e 4.



DATA: MARÇO DE 2022

CLIENTE:



CALCULADO POR: VICTORINO XAVIER JR.

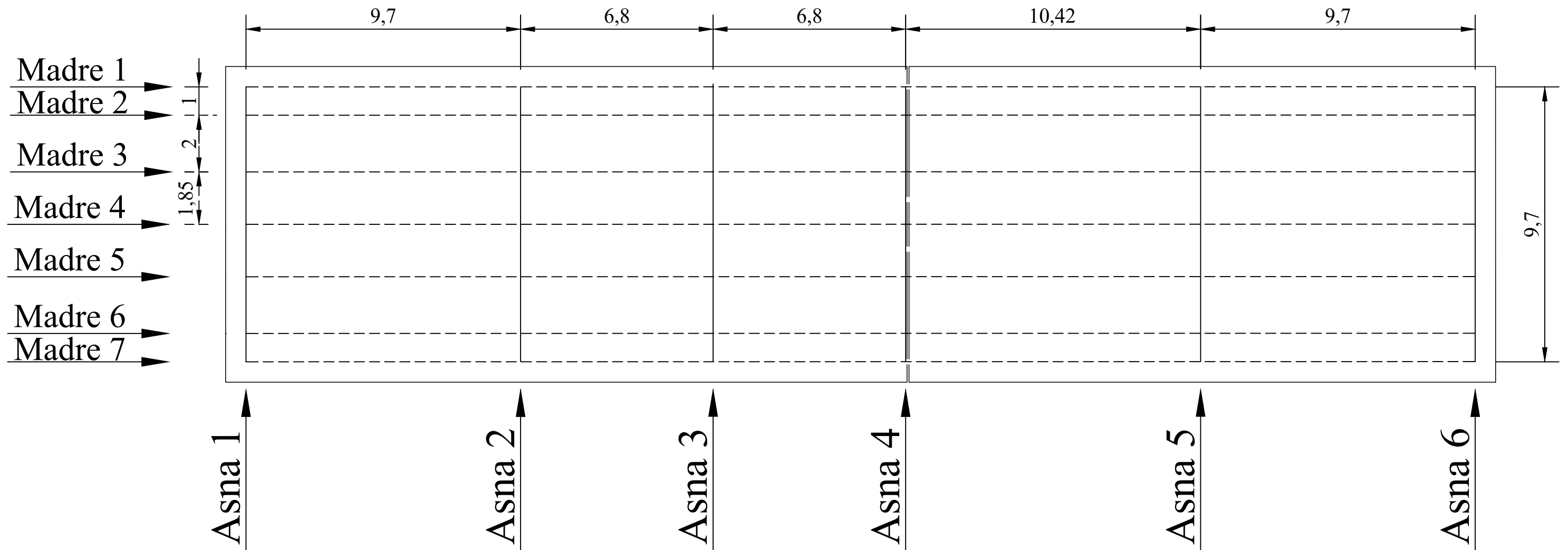
DESIGNAÇÃO: PROJECTO ESTRUTURAL

VERIFICADO POR:

PROJECTO: PROJECTO RESIDENCIAL DA ESNEC

# ANEXO 8 - DISCRETIZAÇÃO EM PLANTA DA COBERTURA 2

- Blocos estruturais 1 - 2 e 5 - 6.



DATA: MARÇO DE 2022

CALCULADO POR: VICTORINO XAVIER JR.

VERIFICADO POR:

CLIENTE:



DESIGNAÇÃO: PROJECTO ESTRUTURAL

PROJECTO: PROJECTO RESIDENCIAL DA ESNEC







# ANEXO 10 – INTRODUÇÃO DOS DADOS DA OBRA

**Dados obra** [X] [?]

Chave: **REVISÃO E OPTIMIZAÇÃO DO PROJECTO ESTRUTURAL DA ESNEC DA UEM**

Descrição: ESTÁGIO PROFISSIONAL

Normas: REBAP, Eurocódigos 3 e 4, REAE, Eurocódigo 5 e Eurocódigo 9

---

**Betão armado**

**Betão**

Lajes	B25 (C20/25)	▼
Fundação	B25 (C20/25)	▼ [?]
Pilares	B25 (C20/25)	▼ [?]
Muros	B25 (C20/25)	▼ [?] [?]
Características do agregado	15 mm	

**Aço**

Varões	A400	▼ [?]
Pemos	A-4t	▼ [?]

---

**Perfis**

**Aço**

Laminados e compostos	Fe360	▼
Enfomados	Fe 360	▼

**Madeira** [?]

Serrada, procedente de coníferas ou chopos. - C14

**Alumínio extrudido** [?]

EN AW-5083 - F

---

**Acções**

Carga permanente e sobrecarga

Com acção do vento RSA (Portugal) [?]

Com acção sísmica RSA. (Dinâmica) (Portugal) [?]

Critério de armadura por ductilidade Ductilidade normal [?]

Elementos construtivos Não são considerados

Verificar resistência ao fogo

Estados limite (combinações)

Acções adicionais (cargas especiais)

---

**Coefficientes de encurvadura**

Pilares de betão

$\beta_x$  1.000  $\beta_y$  1.000 [?]

Pilares de aço

$\beta_x$  1.000  $\beta_y$  1.000 [?]

---

Aceitar

# ANEXO 11 – INTRODUÇÃO DOS DADOS SOBRE O EDIFÍCIO RELATIVO À ACÇÃO DO VENTO

Norma para o cálculo da sobrecarga de vento

Portugal  México  Eurocódigo 1  RSA

UE  Nicarágua

Método geral  Panamá

Alemanha  Paraguai

Bélgica  Peru

Bulgária  República Dominicana

Espanha  Uruguai

França  Venezuela

Itália  Canadá

Reino Unido  USA

Roménia  China

Rússia  Índia

África do Sul  Singapura

Argélia

Marrocos

Argentina

Brasil

Chile

Colômbia

Costa Rica

Cuba

El Salvador

Equador

Guatemala

Honduras

Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes

Acção de vento segundo X + X 0.70 - X 0.20

Acção de vento segundo Y + Y 0.50 - Y 0.50

Larguras de banda: Y 45.18 X 44.08 Por planta

Zona eólica A

Rugosidade 2

Aceitar Sem efeitos de 2ª ordem Cancelar

# ANEXO 12 – INTRODUÇÃO DOS DADOS SOBRE O EDIFÍCIO RELATIVO À ACÇÃO SÍSMICA

Norma para o cálculo da acção sísmica

Portugal  Cuba  
 UE  El Salvador  
 Método geral  Equador  
 Alemanha  Guatemala  
 Bélgica  Honduras  
 Bulgária  México  
 Espanha  Nicarágua  
 França  Panamá  
 Itália  Peru  
 Roménia  Porto Rico  
 Rússia  República Dominicana  
 África do Sul  Venezuela  
 Argélia  USA  
 Marrocos  Índia  
 Argentina  
 Bolívia  
 Brasil  
 Chile  
 Colômbia  
 Costa Rica

NP EN 1998-1 (2010)  RSA. (Dinâmica)

Segundo R.S.A. (Modal Espectral)

Acção sísmica segundo X  Acção sísmica segundo Y

Tipo de terreno: Solos duros

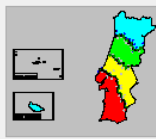
Parte de sobrecarga a considerar: 0.4

Amortecimento: 5%

Ductilidade: 2.50

Parte da neve a considerar: 0.00

Zona sísmica: C



**Número de modos de vibração que intervêm na análise**

Automático, até atingir uma percentagem exigida de massa deslocada 90 %

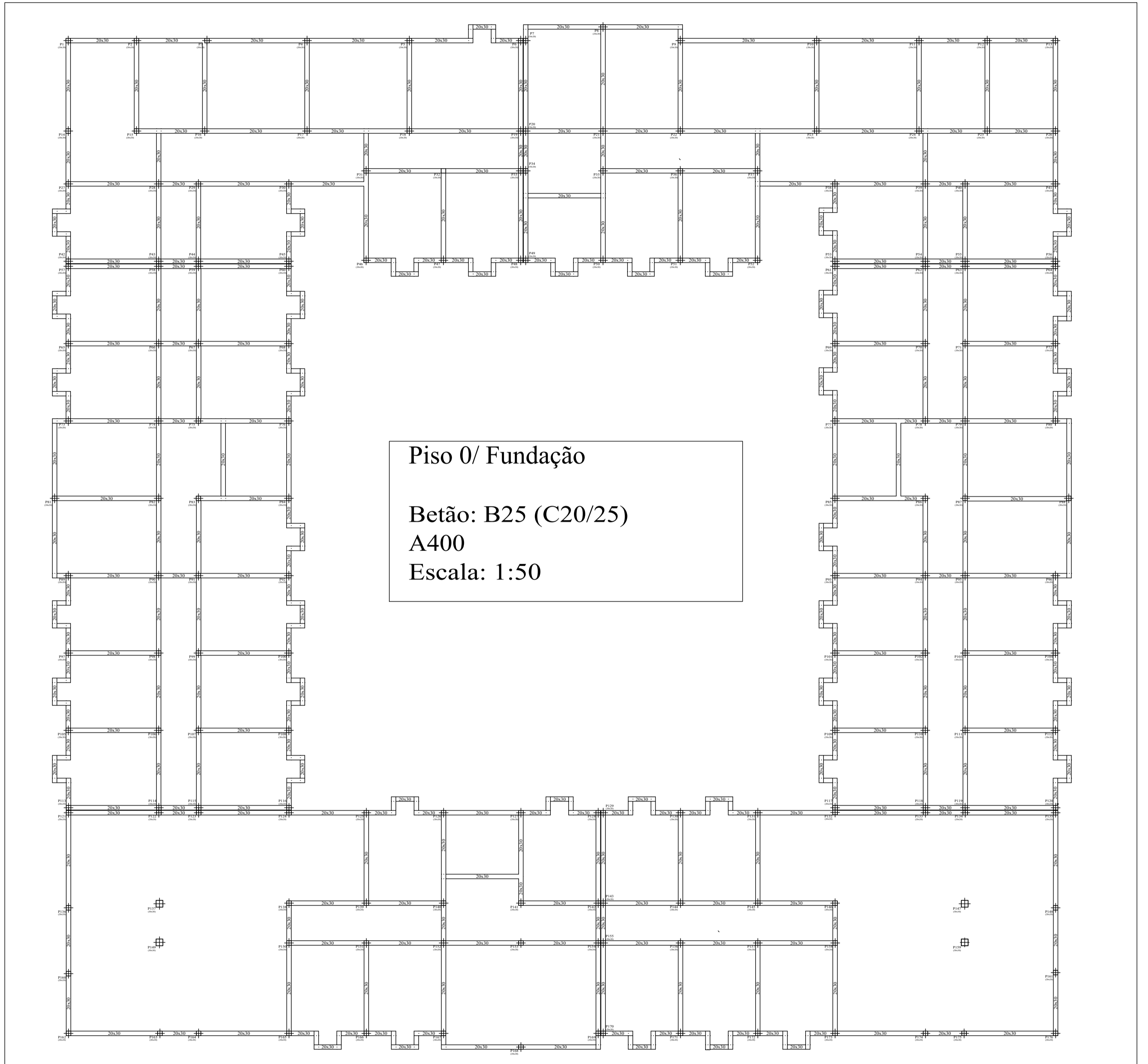
Especificado pelo utilizador

**Graus de liberdade que intervêm na análise**

Considerar as plantas sob a rasante no modelo dinâmico

Se a obra actual tem estruturas 3D integradas e deseja que alguma delas não seja incluída no modelo dinâmico, pode fazê-lo com a opção 'Estruturas 3D integradas - Lista de estruturas 3D integradas'.

Aceitar Sem efeitos de 2ª ordem Cancelar



Piso 0/ Fundação

Betão: B25 (C20/25)

A400

Escala: 1:50

DATA: MARÇO DE 2022

PROJECTO: PROJECTO RESIDENCIAL DA ESNEC

DESIGNAÇÃO: PROJECTO ESTRUTURAL

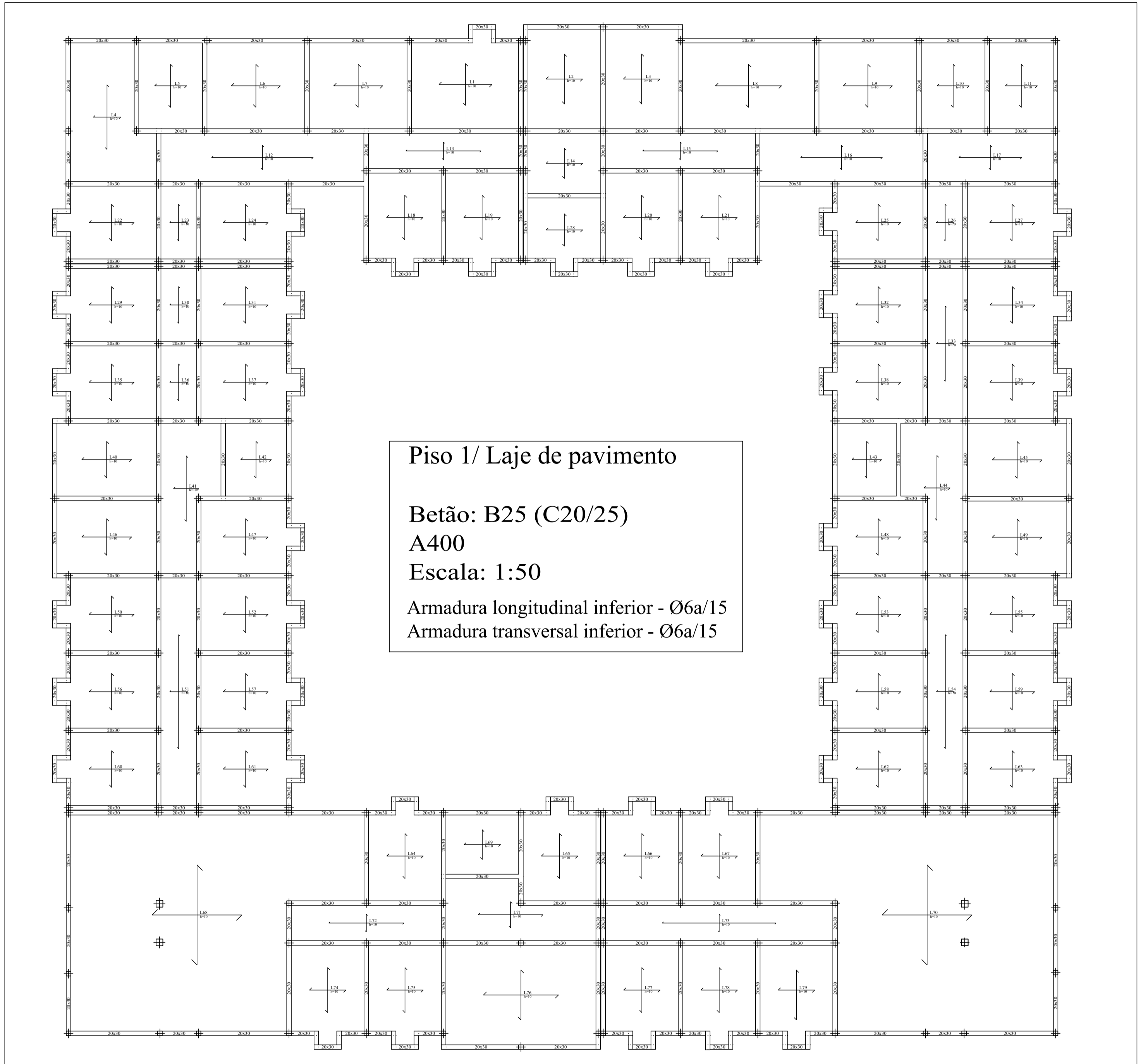
CALCULADO POR: VICTORINO XAVIER JR.

CLIENTE:



VERIFICADO POR:

ANEXO 13 : PISO 0 / FUNDAÇÃO



DATA: MARÇO DE 2022

PROJECTO: PROJECTO RESIDENCIAL DA ESNEC

DESIGNAÇÃO: PROJECTO ESTRUTURAL

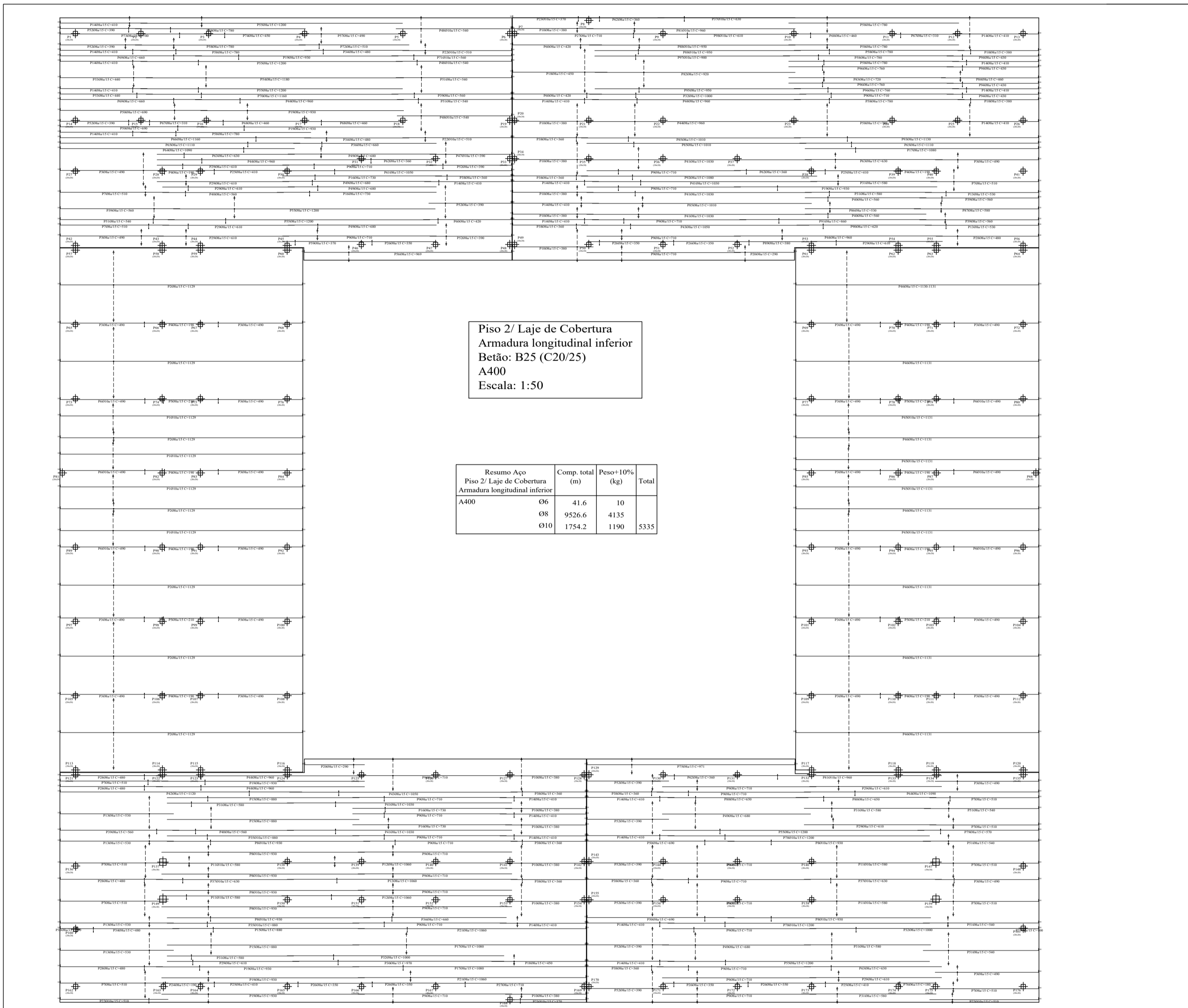
CALCULADO POR: VICTORINO XAVIER JR.

CLIENTE:



VERIFICADO POR:

ANEXO 14 : PISO 1 / LAJE DE PAVIMENTO



Piso 2/ Laje de Cobertura  
 Armadura longitudinal inferior  
 Betão: B25 (C20/25)  
 A400  
 Escala: 1:50

Resumo Aço	Comp. total (m)	Peso+10% (kg)	Total
Piso 2/ Laje de Cobertura			
Armadura longitudinal inferior			
A400			
Ø6	41.6	10	
Ø8	9526.6	4135	
Ø10	1754.2	1190	5335

DATA: MARÇO DE 2022

PROJECTO: PROJECTO RESIDENCIAL DA ESNEC

DESIGNAÇÃO: PROJECTO ESTRUTURAL

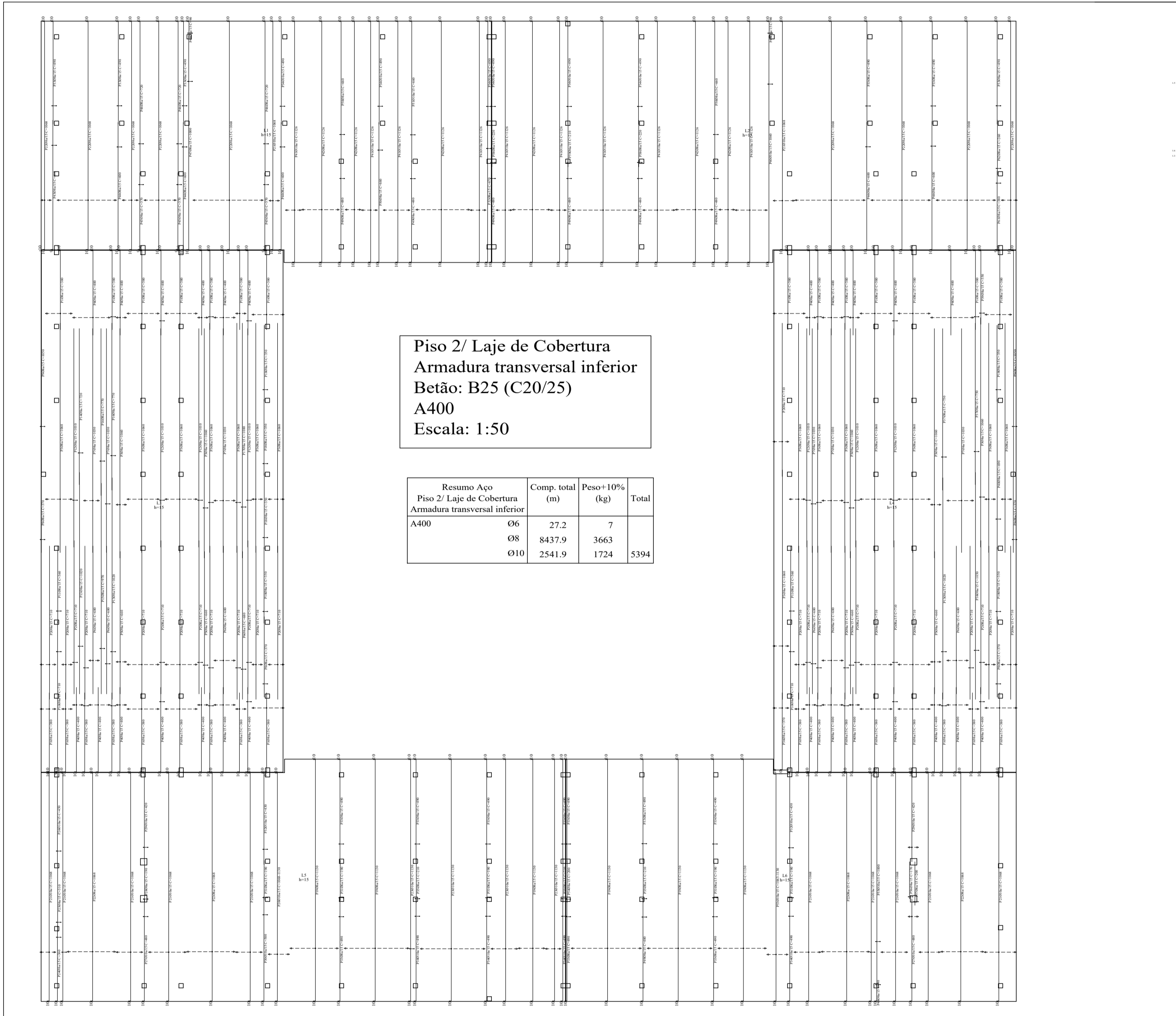
CALCULADO POR : VICTORINO XAVIER JR.

CLIENTE:



ANEXO 15 : PISO 2 / LAJE DE COBERTURA - ALI

VERIFICADO POR:



DATA: MARÇO DE 2022

PROJECTO: PROJECTO RESIDENCIAL DA ESNEC

DESIGNAÇÃO: PROJECTO ESTRUTURAL

CALCULADO POR : VICTORINO XAVIER JR.

CLIENTE:



ANEXO 16 : PISO 2 / LAJE DE COBERTURA - ATI

VERIFICADO POR:



Piso 2/ Laje de Cobertura  
 Armadura longitudinal superior  
 Betão: B25 (C20/25)  
 A400  
 Escala: 1:50

Resumo Aço	Comp. total (m)	Peso+10% (kg)	Total
Piso 2/ Laje de Cobertura			
Armadura longitudinal superior			
A400	Ø8	5804.9	2520
	Ø10	2016.3	1367
	Ø12	586.6	573
			4460

DATA: MARÇO DE 2022

PROJECTO: PROJECTO RESIDENCIAL DA ESNEC

DESIGNAÇÃO: PROJECTO ESTRUTURAL

CALCULADO POR : VICTORINO XAVIER JR.

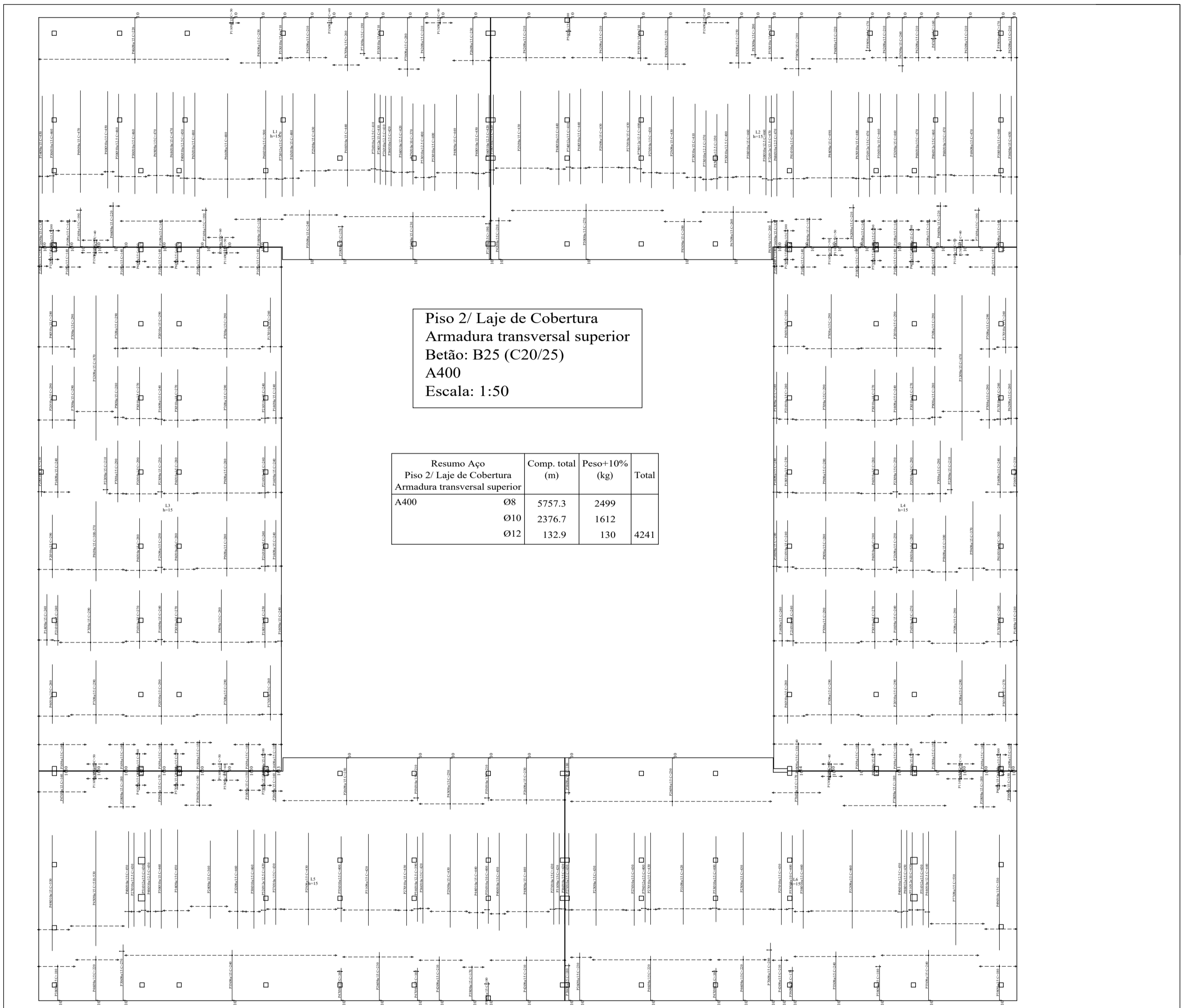
CLIENTE:



ANEXO 17 : PISO 2 / LAJE DE COBERTURA - ALS

VERIFICADO POR:





DATA: MARÇO DE 2022

PROJECTO: PROJECTO RESIDENCIAL DA ESNEC

DESIGNAÇÃO: PROJECTO ESTRUTURAL

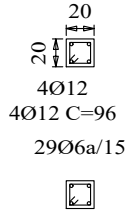
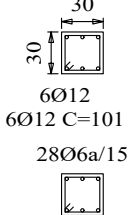
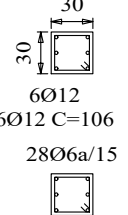
CALCULADO POR : VICTORINO XAVIER JR.

CLIENTE:



ANEXO 18 : PISO 2 / LAJE DE COBERTURA - ATS

VERIFICADO POR:

<p>P1=P2=P3=P4=P5=P6=P7=P8=P9=P10=P11=P12=P13  P14=P15=P16=P17=P18=P19=P20=P21=P22=P23  P24=P25=P26=P27=P28=P29=P30=P31=P32=P33  P34=P35=P36=P37=P38=P39=P40=P41=P42=P43  P44=P45=P46=P47=P48=P49=P50=P51=P52=P53  P54=P55=P56=P57=P58=P59=P60=P61=P62=P63  P64=P65=P66=P67=P68=P69=P70=P71=P72=P73  P74=P75=P76=P77=P78=P79=P80=P81=P82=P83  P84=P85=P86=P87=P88=P89=P90=P91=P92=P93  P94=P95=P96=P97=P98=P99=P100=P101=P102  P103=P104=P105=P106=P107=P108=P109=P110  P111=P112=P113=P114=P115=P116=P117=P118  P119=P120=P121=P122=P123=P124=P125=P126  P127=P128=P129=P130=P131=P132=P133=P134  P135=P136=P138=P139=P140=P141=P142=P143  P144=P145=P146=P148=P150=P151=P152=P153  P154=P155=P156=P157=P158=P160=P161=P162  P163=P164=P165=P166=P167=P168=P169=P170  P171=P172=P173=P174=P175=P176</p>	<p>P137=P147  P159</p>	<p>P149</p>	
 <p>20  20  4Ø12  29Ø6a/15</p>	 <p>30  30  6Ø12  28Ø6a/15</p>	 <p>30  30  6Ø12  28Ø6a/15</p>	<p>Piso 2/ Laje de Cobertura</p> <p>Piso 1</p> <p>Fundação</p>

Quadro de pilares  
Betão: B25 (C20/25)  
Aço: A400  
Escala: 1:50

DATA: MARÇO DE 2022

PROJECTO: PROJECTO RESIDENCIAL DA ESNEC

DESIGNAÇÃO: PROJECTO ESTRUTURAL

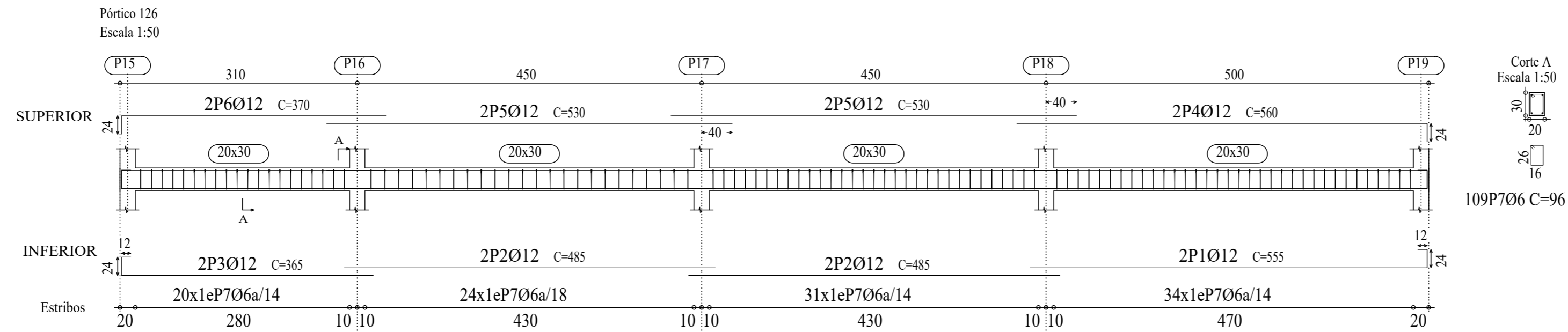
CALCULADO POR: VICTORINO XAVIER JR.

CLIENTE:



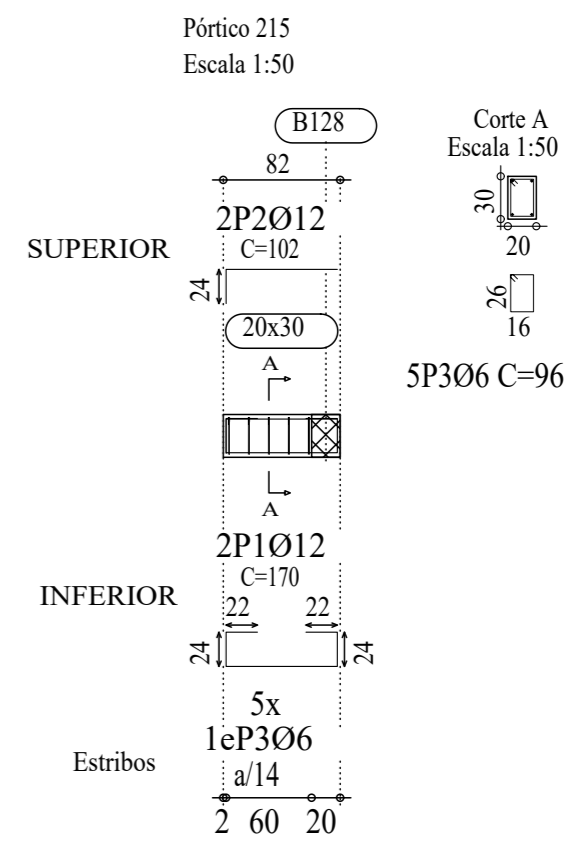
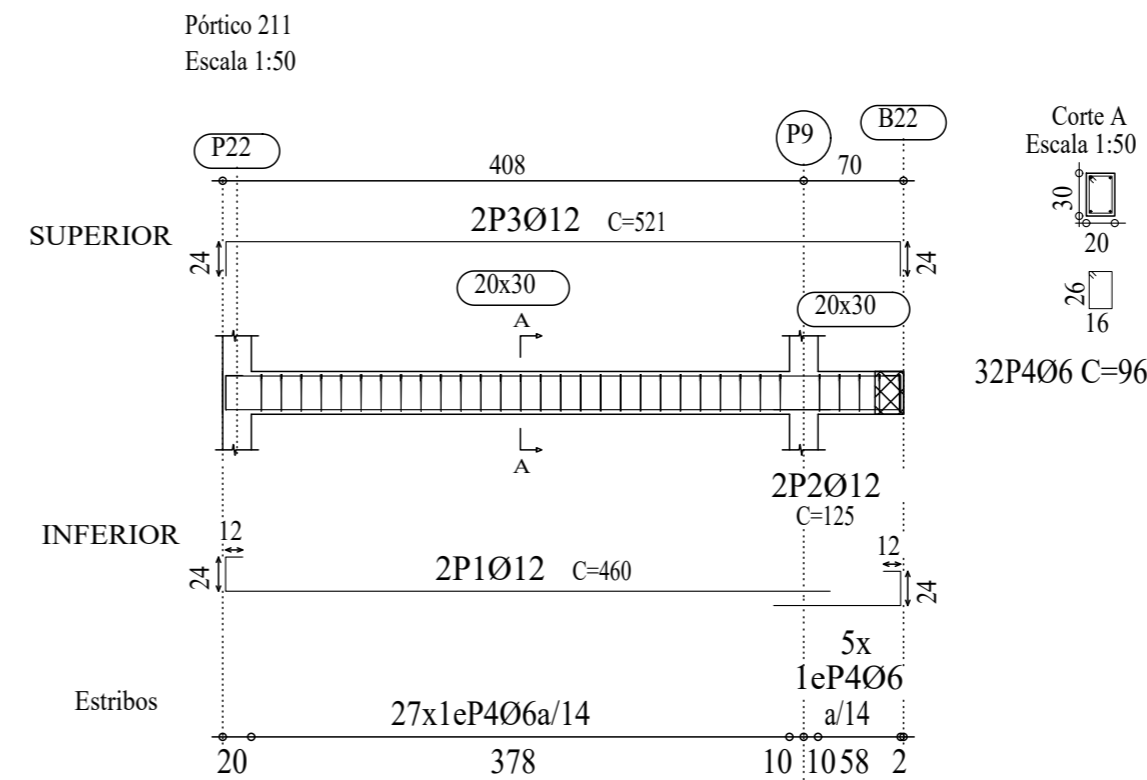
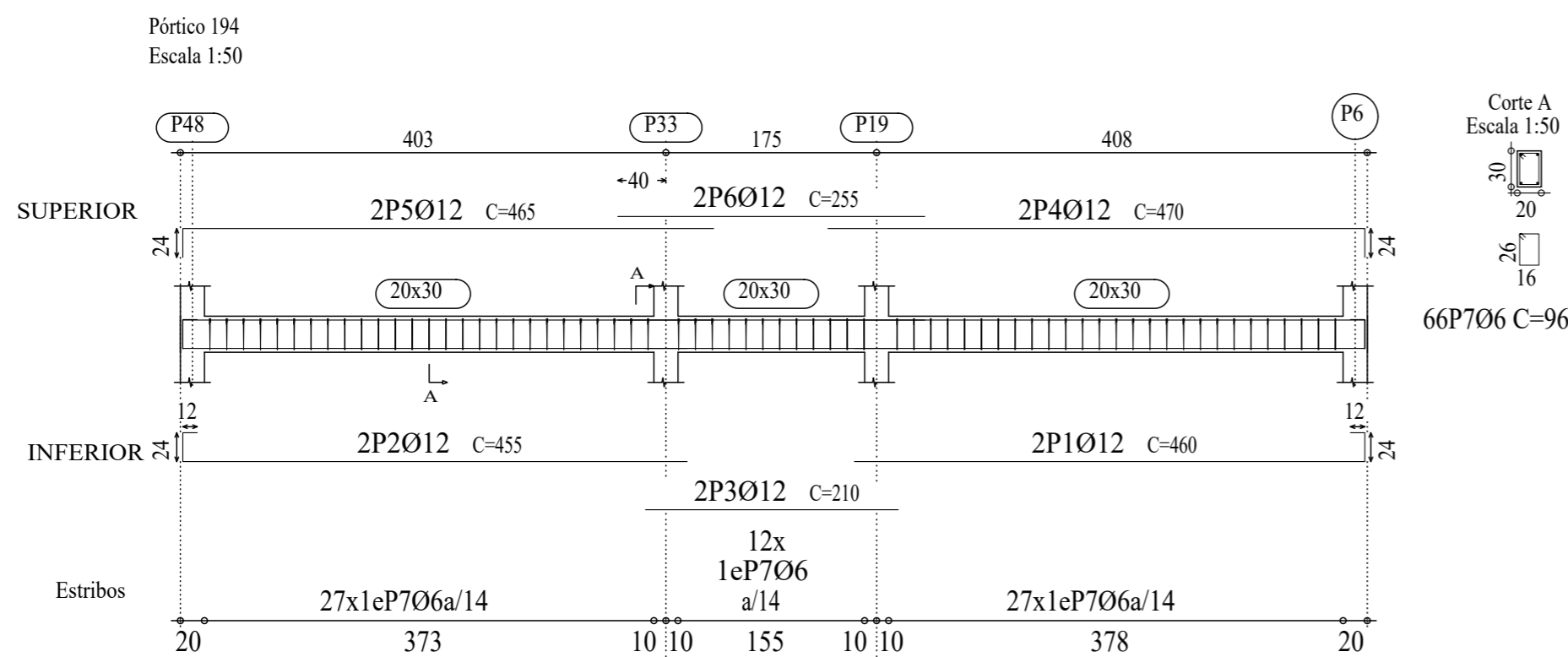
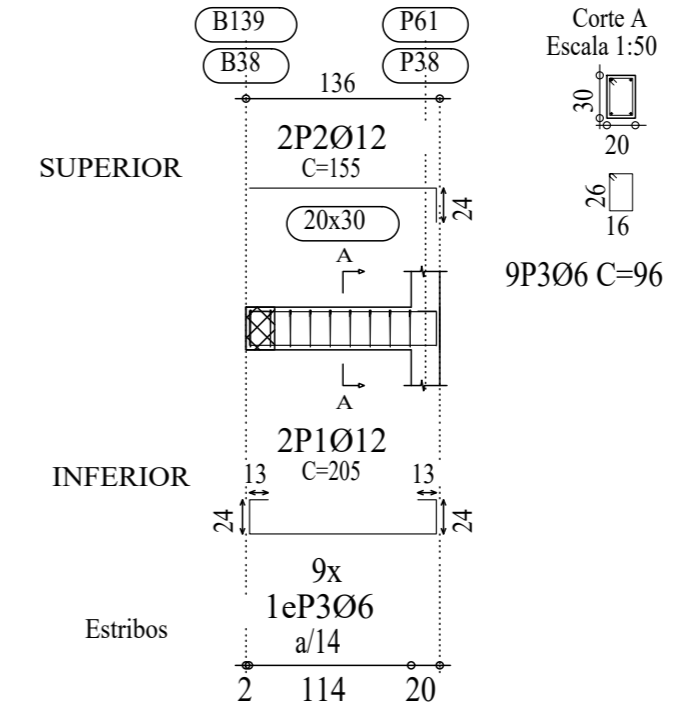
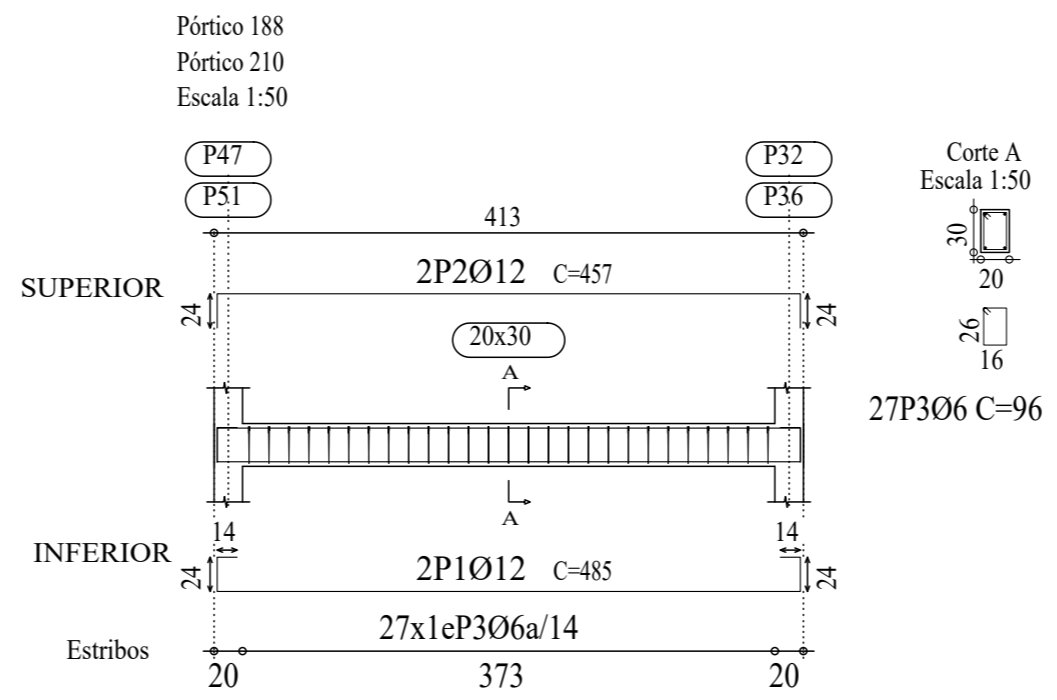
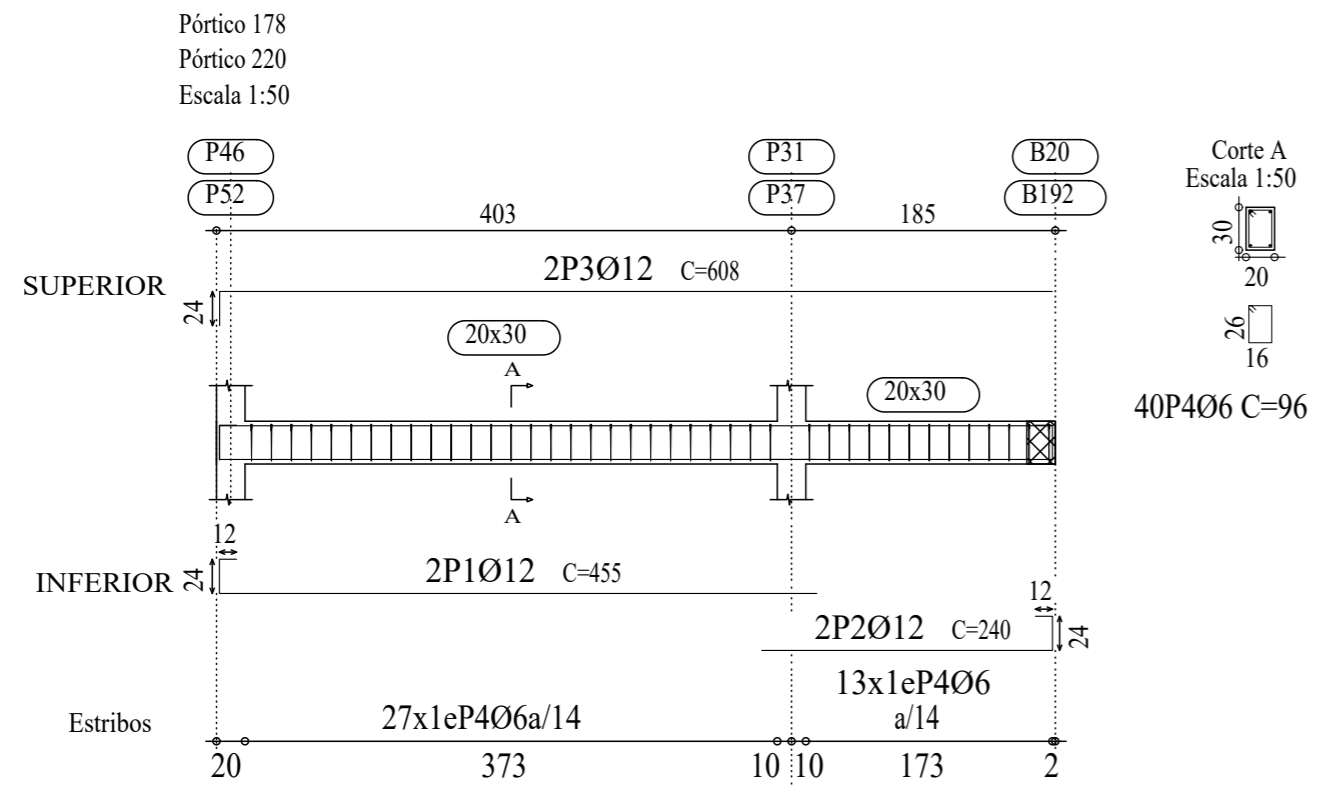
ANEXO 19 : QUADRO DE PILARES

VERIFICADO POR:



Piso 0, Piso 1  
Desenho de vigas  
Betão: B25 (C20/25)  
Aço: A400  
Escala: 1:50

Pórtico 239  
Pórtico 241  
Escala 1:50



DATA: MARÇO DE 2022

PROJECTO: PROJECTO RESIDENCIAL DA ESNEC

DESIGNAÇÃO: PROJECTO ESTRUTURAL

CALCULADO POR: VICTORINO XAVIER JR.

CLIENTE:



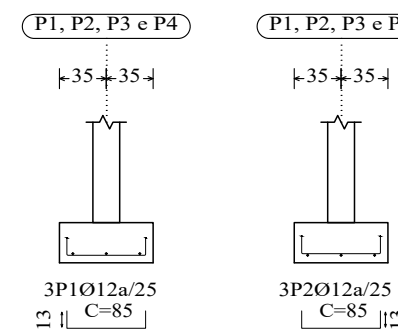
VERIFICADO POR:

ANEXO 20 : PORMENORIZAÇÃO DAS VIGAS - PISO 0 (FUNDAÇÃO) e PISO 1

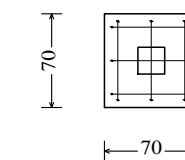
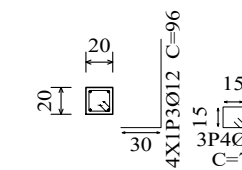
QUADRO DE ELEMENTOS DE FUNDAÇÃO						
Referências	Dimensões (cm)	Altura (cm)	Armadura inf. X	Armadura inf. Y	Armadura sup. X	Armadura sup. Y
P1, P2, P3 e P4	70x70	30	3Ø12a/25	3Ø12a/25		
P5	80x80	30	3Ø12a/25	3Ø12a/25		
P8, P11, P12, P13, P14, P15, P16, P21, P24, P25, P26, P27, P28, P29, P30, P31, P35, P36, P38, P39, P40, P41, P46, P47, P50, P51, P52, P65, P66, P67, P68, P69, P70, P71, P72, P73, P74, P75, P76, P77, P78, P79, P80, P81, P82, P83, P84, P85, P86, P87, P88, P89, P90, P91, P92, P93, P94, P95, P96, P97, P98, P99, P100, P101, P102, P103, P104, P105, P106, P107, P108, P109, P110, P111, P112, P125, P126, P127, P130, P131, P136, P139, P140, P141, P144, P145, P148, P151, P152, P153, P156, P157, P160, P161, P162, P163, P164, P165, P166, P167, P168, P171, P172, P173, P174, P175 e P176	70x70	30	3Ø12a/25	3Ø12a/25		
P9, P10, P17, P18, P22, P23, P32, P37, P138, P146, P150 e P158	80x80	30	3Ø12a/25	3Ø12a/25		
P137	100x100	35	5Ø12a/21	5Ø12a/21		
P147	90x90	35	4Ø12a/21	4Ø12a/21		
P149	100x100	40	5Ø12a/18	5Ø12a/18		
P159	90x90	40	5Ø12a/18	5Ø12a/18	5Ø12a/18	5Ø12a/18
(P6-P7), (P19-P20), (P33-P34), (P42-P57), (P43-P58), (P44-P59), (P45-P60), (P54-P62), (P55-P63), (P113-P121), (P114-P122), (P116-P124), (P117-P132), (P118-P133), (P120-P135), (P123-P115), (P128-P129), (P142-P143) e (P154-P155)	95x70	30	3Ø12a/25	4Ø12a/25		
(P48-P49), (P53-P61), (P56-P64) e (P169-P170)	95x70	30	3Ø12a/25	4Ø12a/25	3Ø12a/25	4Ø12a/25
(P119-P134)	95x75	30	3Ø12a/25	4Ø12a/25		

Resumo Aço Fundação	Comp. total (m)	Peso+10% (kg)	Total
A400	Ø6	395,5	97
Pormenor fundação	Ø12	1572,4	1536
			1633

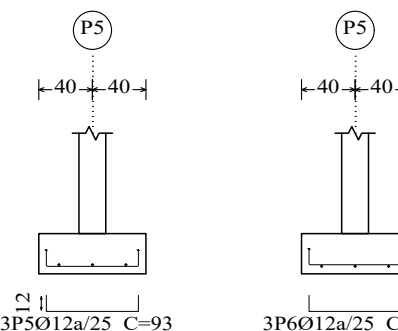
P1, P2, P3 e P4



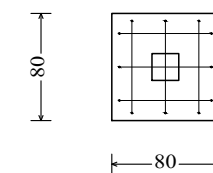
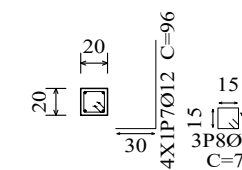
P1, P2, P3 e P4



P5



P5



DATA: MARÇO DE 2022

PROJECTO: PROJECTO RESIDENCIAL DA ESNEC

DESIGNAÇÃO: PROJECTO ESTRUTURAL

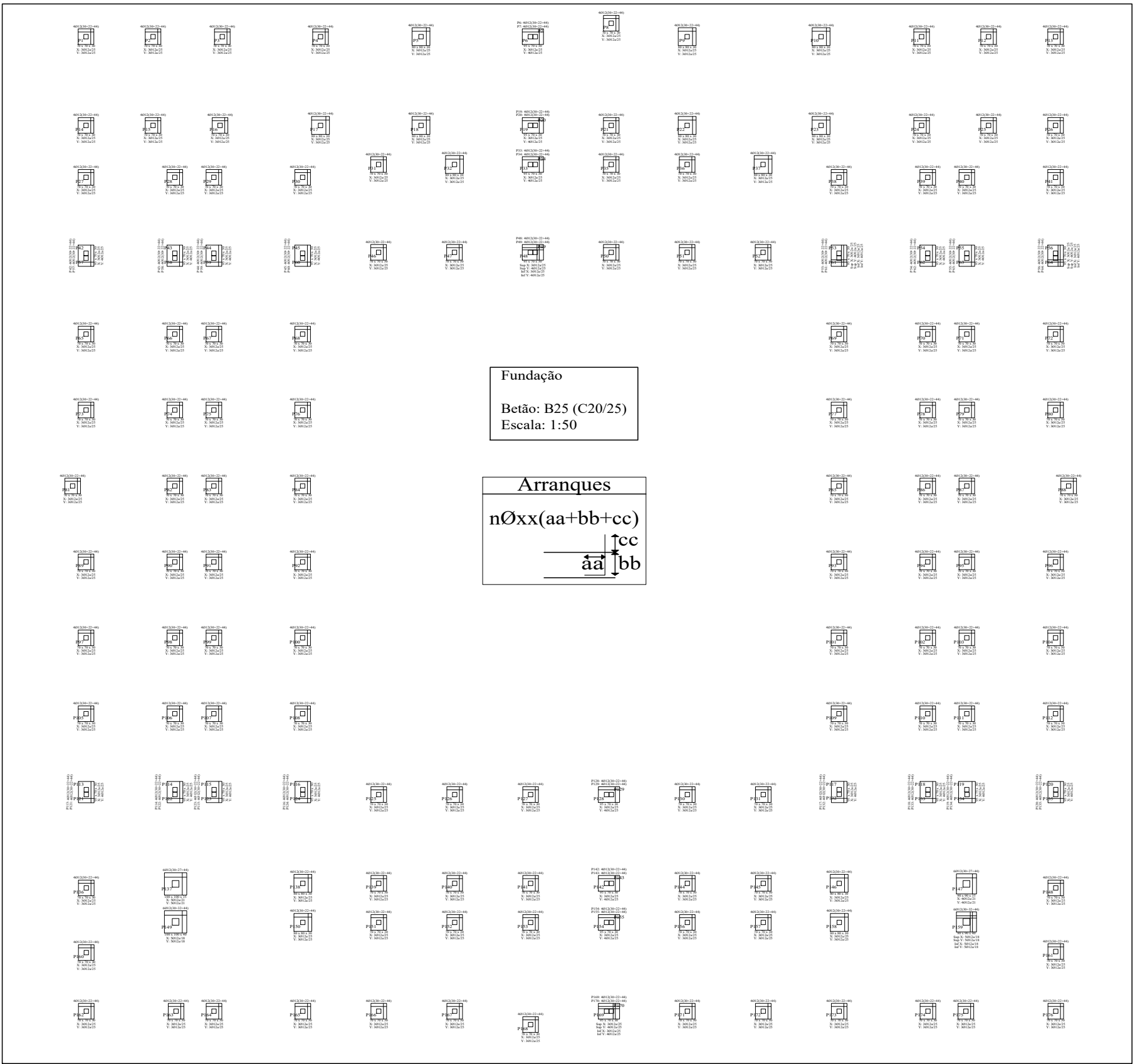
CALCULADO POR: VICTORINO XAVIER JR.

CLIENTE:



ANEXO 21 : QUADRO DOS ELEMENTOS DE FUNDAÇÃO

VERIFICADO POR:



DATA: MARÇO DE 2022

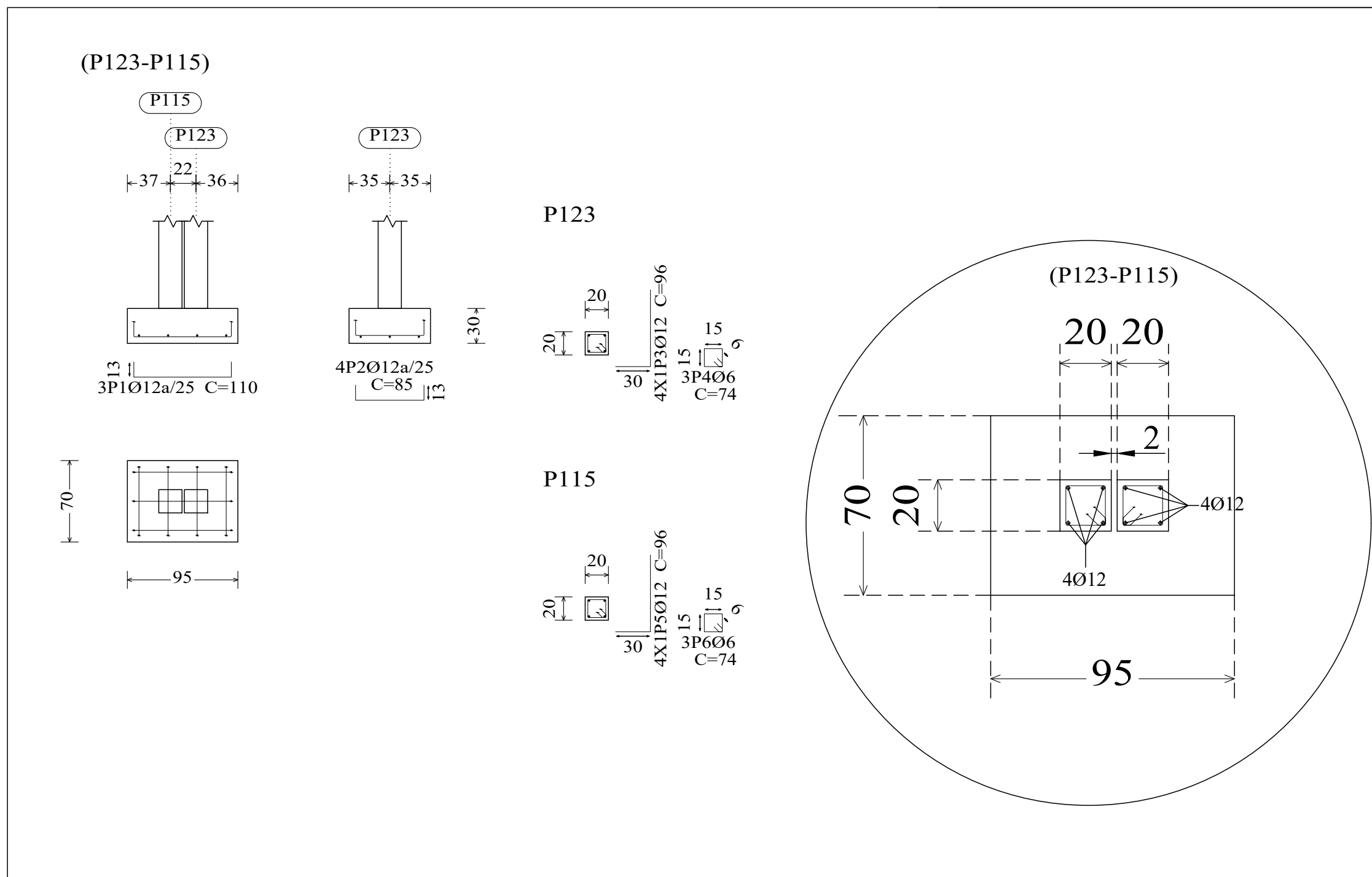
PROJECTO: PROJECTO RESIDENCIAL DA ESNEC DESIGNAÇÃO: PROJECTO ESTRUTURAL

CALCULADO POR: VICTORINO XAVIER JR.

VERIFICADO POR:



ANEXO 22 : ELEMENTOS DE FUNDAÇÃO EM PLANTA



DATA: MARÇO DE 2022

PROJECTO: PROJECTO RESIDENCIAL DA ESNEC

CALCULADO POR: VICTORINO XAVIER JR.

DESIGNAÇÃO: PROJECTO ESTRUTURAL

VERIFICADO POR:

ANEXO 23 :PORMENOR DA SAPATA NA ZONA DA JUNTA DE DILATAÇÃO ESTRUTURAL