



ISEL
INSTITUTO SUPERIOR DE
ENGENHARIA DE LISBOA

INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA

Área Departamental de Engenharia Civil



Projeto de Estabilidade da Alteração de um Edifício de Habitação Multifamiliar

VIRGÍNIA FILIPA MARTINS PACHECO

Licenciada em Engenharia Civil

Trabalho de Projeto para Obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil – Estruturas

Orientadores:

Doutor, Luciano Alberto do Carmo Jacinto (Prof. Adjunto do ISEL)

Licenciado, João Francisco Alves Esteves (Eng. na Empresa 560ENG, Unipessoal, Lda.)

Júri:

Presidente:

Mestre, Cristina Ferreira Xavier de Brito Machado (Prof. Coordenadora do ISEL)

Vogais:

Doutor, Luciano Alberto do Carmo Jacinto (Prof. Adjunto do ISEL)

Licenciado, José António Fontelas dos Santos Viseu (Prof. Adjunto do ISEL)

Dezembro de 2015

AGRADECIMENTOS

"A mente que se abre a uma nova ideia jamais volta ao seu tamanho original."

(Albert Einstein)

Numa perspetiva pessoal, o presente trabalho não representa apenas um projeto académico mas a conclusão de uma fase muito importante do meu projeto de vida.

Durante a minha formação académica, também por ter morado cinco anos na residência de estudantes do Campus, o ISEL foi para mim uma segunda casa onde cresci muito em conhecimento e em maturidade. Por isso agradeço a todos os professores desta instituição de ensino pelos conhecimentos que me transmitiram e que me conferiram aptidão para realizar este projeto e, assim espero, muitos outros futuros projetos como profissional de engenharia civil.

Estou especialmente grata ao meu orientador e prezado professor Eng.º Luciano Jacinto que se mostrou sempre disponível para ouvir e esclarecer as minhas imensas questões, incentivando-me para que não perdesse a motivação durante a realização deste trabalho.

Gostaria também de agradecer a todos os meus amigos: aos amigos de sempre, aos amigos da residência, aos colegas de curso e aos colegas de trabalho. Obrigada a todos que, de uma forma ou de outra, partilharam comigo estes anos de faculdade, vivenciando alegrias e tristezas, sucessos e fracassos, apoiando-nos mutuamente e aprendendo a trabalhar em equipa.

Por fim, agradeço profundamente: Aos meus pais que são os alicerces na construção do meu carácter e da pessoa que sou e sem os quais não teria conseguido; Às minhas irmãs por serem as minhas melhores amigas, motivando-me sempre a continuar; Ao meu namorado por todo o carinho e compreensão, por saber entender a minha ausência em muitos momentos em que me dediquei quase a tempo inteiro ao trabalho e ao estudo, apoiando-me paciente e incondicionalmente; A Deus por me dar força e discernimento para superar as dificuldades.

RESUMO

O projeto desenvolvido no presente Trabalho Final de Mestrado intitula-se “Projeto de Estabilidade da Alteração de um Edifício de Habitação Multifamiliar” e aborda a temática da Reabilitação Estrutural, aplicada a um caso de estudo de um prédio sito em Lisboa que se encontra atualmente em elevado estado de degradação.

O referido imóvel, cuja construção data do início do séc. XX, está inserido numa tipologia construtiva muito particular conhecida por edifícios “Gaioleiros”. Este tipo de construções surgiu após o período Pombalino, entre 1880 e 1940, com o intuito de suprimir a necessidade premente de expansão urbana. Atualmente, estes edifícios são parte integrante do património histórico e arquitetónico edificado da cidade, motivo pelo qual se justifica a sua preservação e reabilitação.

No presente caso, devido ao avançado grau de deterioração da estrutura, o processo de reabilitação não será apenas estético mas principalmente estrutural, passando pela demolição de toda a estrutura interior deteriorada do edifício, mantendo as escadas e paredes exteriores originais de modo a preservar a arquitetura da fachada. Toda a estrutura antiga será substituída por uma estrutura metálica interior, em pórtico, composta por vigas e colunas metálicas, sendo a fundação em sapata contínua de betão armado e as lajes aligeiradas de blocos e vigotas pré-esforçadas pré-fabricadas.

O dimensionamento dos elementos estruturais foi realizado tendo como base a regulamentação Europeia, nomeadamente os Eurocódigos 0, 1 e 8 para a definição das ações a considerar, o Eurocódigo 2 para os elementos de betão armado e betão pré-esforçado, o Eurocódigo 3 para os elementos metálicos e o Eurocódigo 7 para as fundações.

A verificação da segurança em termos de Estados Limites foi feita com recurso ao programa SAP2000, para as combinações de ações mais desfavoráveis.

Em suma, este trabalho serviu para consolidar os conhecimentos adquiridos ao longo da formação académica, através da sua aplicação a um caso prático de dimensionamento e análise estrutural com base nos Eurocódigos Estruturais.

Palavras-chave: Gaioleiros, Reabilitação Estrutural, Estruturas Metálicas, Fundação em Sapata Contínua, Lajes Aligeiradas, Eurocódigos Estruturais, Estados Limites.

ABSTRACT

The project developed in this Master's Degree Final Work is called "Stability Project of the Alteration of a Multi-Residential Building" and focuses on the subject of Structural Rehabilitation, applied to a building located in Lisbon that is currently in high state of degradation.

This building, whose construction dates from the early XX century, belongs to a very particular construction typology known for "Gaioleiros" buildings. This type of construction appeared after the "Pombalino" period, between 1880 and 1940, in order to suppress the pressing need for urban expansion. Currently, these buildings are part of the historical and architectural built patrimony of the city, reason that justifies its preservation and rehabilitation.

In the present situation, due the high degradation level of the structure, the rehabilitation process won't be just esthetic but mainly structural, going through the demolition of the whole interior deteriorated structure of the building, while only keeping the original stairs and outer walls, in order to preserve the facade architecture. The entire old structure will be replaced by an inner metal structure, in frame, composed by metal beams and columns, with reinforced concrete strip footing foundation and voided slabs composed by precast hollow blocks and prestressed beams.

The design of structural elements was carried out based on the European codes, particularly the Eurocodes 0, 1 and 8 for the definition of the actions, Eurocode 2 for reinforced concrete and prestressed concrete elements, Eurocode 3 for steel elements and Eurocode 7 for the foundations.

The verification of safety in terms of Limit States was made using the software SAP2000, for the more unfavorable action combinations.

In conclusion, this work assured the consolidation of the knowledge acquired during the academic journey, through its application to a case study of design and structural analysis based on the Structural Eurocodes.

Keywords: Gaioleiros, Structural Rehabilitation, Steel Structures, Strip Footing Foundation, Voided Slabs, Structural Eurocodes, Limit States.

SIMBOLOGIA E CONVENÇÕES

No presente ponto pretende-se esclarecer o significado dos símbolos e siglas utilizadas, definir as convenções relativamente aos sistemas de eixos adotados para as seções transversais dos elementos de betão e dos elementos de aço e ainda o sistema de unidades adotado na generalidade dos cálculos.

I – Símbolos e Siglas

Seguiu-se como base a simbologia preconizada nos Eurocódigos, apresentando-se em seguida as siglas e os símbolos utilizados e os respetivos significados, agrupados por tipos de letra: letras latinas maiúsculas ou minúsculas e letras do alfabeto Grego.

Siglas

CML	Câmara Municipal de Lisboa
DA	Documento de Aplicação
DCL	Classe de ductilidade estrutural baixa (<i>Ductility Class Low</i>)
EC	Eurocódigo
ELU	Estado Limite Último
ELS	Estado Limite de Serviço (ou de Utilização)
GNR	Guarda Nacional Republicana
LNEC	Laboratório Nacional de Engenharia Civil
NA	Anexo Nacional
OE	Ordem dos Engenheiros
REH	Regulamento de Desempenho Energético dos Edifícios de Habitação
RGEU	Regulamento Geral das Edificações Urbanas
RSA	Regulamento de Segurança e Ações
SAP	Programa de Análise Estrutural (<i>Structural Analysis Program</i>)
TFM	Trabalho Final de Mestrado

Letras Maiúsculas Latinas

A	área de uma seção transversal
A_{eff}	área efetiva de uma seção transversal
A_s	área da seção de uma armadura para betão armado
$A_{s,min}$	área da seção mínima de armaduras
A_{sw}	área da seção das armaduras de esforço transversal

A_p	área da seção de uma armadura ou de cabos de pré-esforço
A_d	área da seção de uma armadura de distribuição
$A_{d,mín}$	área da seção mínima de armaduras de distribuição
C_1	coeficiente que traduz a relação entre o valor crítico do máximo momento fletor num elemento e o valor crítico do momento fletor uniforme nesse mesmo elemento considerado com extremidades articuladas
E_c	módulo de elasticidade do betão
E_s	módulo de elasticidade do aço de uma armadura para betão armado
EI	rigidez à flexão
F	ação
F_k	valor característico de uma ação
F_d	valor de cálculo de uma ação
F_{Ed}	valor de cálculo da carga que atua na estrutura
F_{qp}	valor da carga correspondente à combinação quase permanente
G	ação permanente; módulo de distorção
G_k	valor característico de uma carga concentrada permanente
I	momento de inércia de uma seção transversal
I_y	momento de inércia de uma seção transversal segundo o eixo y-y
I_z	momento de inércia de uma seção transversal segundo o eixo z-z
I_T	constante de torção de St. Venant
I_w	constante de empenamento
L	comprimento
L_c	distância entre travamentos laterais
L_{cr}	comprimento de encurvadura
M	momento fletor
M_{Ed}	valor de cálculo do momento fletor atuante
M_{Rd}	valor de cálculo do momento fletor resistente
$M_{b,Rd}$	valor de cálculo do momento fletor resistente à encurvadura lateral de vigas por flexão-torsão
M_{cr}	valor do momento crítico elástico de encurvadura lateral
N	esforço normal
N_{Ed}	valor de cálculo do esforço normal atuante (tração ou compressão)
N_{Rd}	valor de cálculo do esforço normal resistente
$N_{b,Rd}$	valor de cálculo do esforço normal resistente à encurvadura de um elemento comprimido
N_{cr}	valor crítico do esforço normal para o modo de encurvadura elástica considerado, determinado com base nas propriedades da seção transversal bruta
Q	ação variável

Q_k	valor característico de uma carga concentrada variável
R	resistência
R_d	valor de cálculo da resistência
V	esforço transversal
V_{Ed}	valor de cálculo do esforço transversal atuante
V_{Rd}	valor de cálculo do esforço transversal resistente
W	módulo de flexão de uma seção transversal
W_{el}	módulo de flexão elástico de uma seção transversal
W_{pl}	módulo de flexão plástico de uma seção transversal

Letras Minúsculas Latinas

a_0, a, b, c, d	designações das curvas de dimensionamento à encurvadura
a_{gR}	aceleração máxima de referência à superfície do terreno
b	largura de uma secção transversal; largura do banzo
d	diâmetro; altura da parte reta da alma; altura útil de uma seção transversal
f_{ck}	valor característico da tensão de rotura do betão à compressão aos 28 dias
f_{cd}	valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão
f_{yk}	valor característico da tensão de cedência à tração do aço das armaduras para betão armado
f_{yd}	valor de cálculo da tensão de cedência à tração do aço das armaduras para betão armado
$f_{0,2k}$	valor característico da tensão limite convencional de proporcionalidade a 0,2% à tração do aço das armaduras para betão armado
g_k	valor característico de uma carga uniformemente distribuída permanente
h	altura de uma secção transversal
i	raio de giração relativo ao eixo considerado da seção transversal bruta
k	coeficiente; fator de interação
l	comprimento
q	coeficiente de comportamento
q_k	valor característico de uma carga uniformemente distribuída variável
r	raio de concordância
t	espessura
t_w	espessura da alma
t_f	espessura do banzo
$x-x$	eixo longitudinal de um elemento
$y-y$	eixo de uma secção transversal
$z-z$	eixo de uma secção transversal

Letras Gregas

α	ângulo; fator
α_{LT}	fator de imperfeição para a encurvadura lateral
γ_G	coeficiente parcial de segurança relativo às ações permanentes
γ_Q	coeficiente parcial de segurança relativo às ações variáveis
γ_M	coeficiente parcial de segurança relativo a uma propriedade de um material
γ_{M0}	coeficiente parcial de segurança para a resistência de seções transversais de qualquer classe
γ_{M1}	coeficiente parcial de segurança para a resistência dos elementos em relação a fenômenos de encurvadura
γ_I	coeficiente de importância para os edifícios
δ	deslocamento; deformação
δ_0	deformação elástica
ε	extensão ou fator que depende de f_y
λ	esbelteza
λ_1	esbelteza de referência para determinar a esbelteza normalizada
$\bar{\lambda}$	esbelteza normalizada
$\bar{\lambda}_{LT}$	esbelteza normalizada para a encurvadura lateral
ν	coeficiente de Poisson em regime elástico
σ	tensão normal
τ	tensão tangencial
ϕ	diâmetro de um varão de aço ou bainha de pré-esforço
Φ	valor para determinar o coeficiente de redução χ
Φ_{LT}	valor para determinar o coeficiente de redução χ_{LT}
χ	coeficiente de redução associado ao modo de encurvadura considerado
χ_{LT}	coeficiente de redução para a encurvadura lateral
Ψ_0	coeficiente para a determinação do valor de combinação de uma ação variável
Ψ_1	coeficiente para a determinação do valor frequente de uma ação variável
Ψ_2	coeficiente para a determinação do valor quase permanente de uma ação variável

II – Convenções

Convenções para os elementos de betão

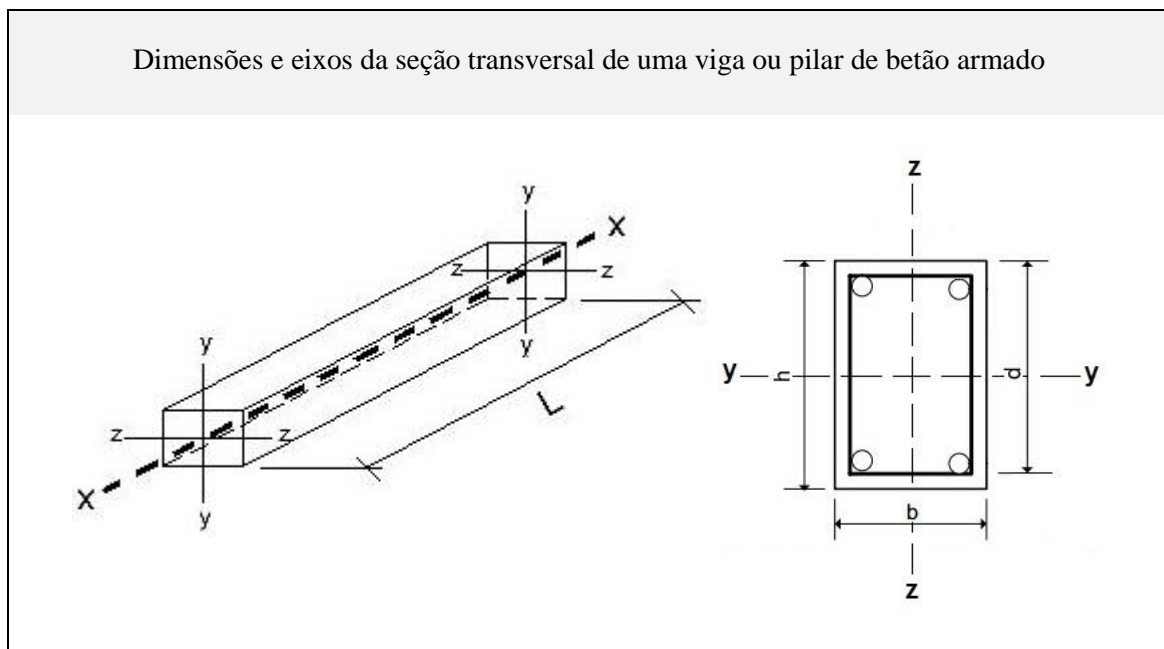
A convenção para os eixos dos elementos de betão é a seguinte:

x-x eixo longitudinal de um elemento

y-y eixo de uma seção transversal segundo a menor dimensão da seção

z-z eixo de uma seção transversal segundo a maior dimensão da seção

A simbologia utilizada para as dimensões e para os eixos das seções transversais dos elementos de betão armado encontram-se representados nos esquemas seguintes.



Convenções para os elementos de aço

A convenção para os eixos dos elementos de aço é a seguinte:

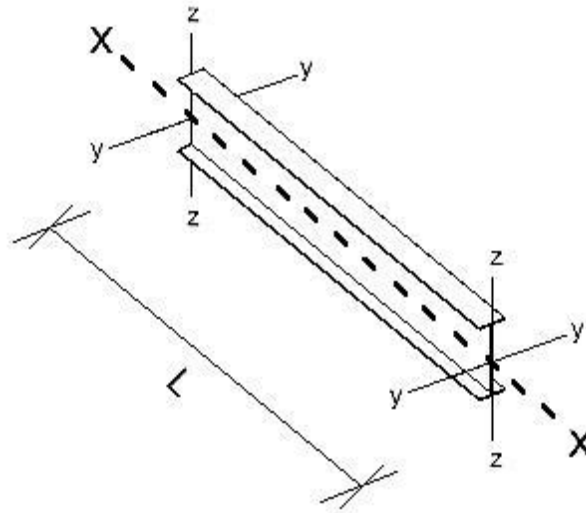
x-x eixo longitudinal de um elemento

y-y eixo de uma seção transversal paralelo aos banzos (eixo de maior inércia)

z-z eixo de uma seção transversal perpendicular aos banzos (eixo de menor inércia)

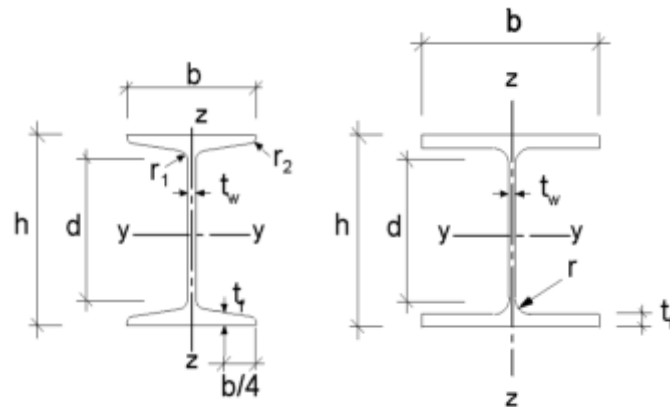
A simbologia utilizada para as dimensões e para os eixos das seções transversais dos perfis de aço laminados utilizados no presente projeto apresentam-se em seguida.

Nomenclatura das dimensões e dos eixos das seções transversais dos perfis de aço laminados
IPE e HEB



IPE

HEA/HEB



Sistema de Unidades

Na generalidade para os cálculos as unidades adotadas são as do Sistema Internacional (SI). Nos casos em que tal não aconteça, serão indicadas as unidades em que se trabalhou.

ÍNDICE DAS PEÇAS DO PROJETO

A – PEÇAS ESCRITAS

I. MEMÓRIA DESCRITIVA E JUSTIFICATIVA

II. CÁLCULOS JUSTIFICATIVOS

III. CONCLUSÕES

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ANEXOS

B – PEÇAS DESENHADAS

A – PEÇAS ESCRITAS

A – PEÇAS ESCRITAS

I. MEMÓRIA DESCRITIVA E JUSTIFICATIVA

ÍNDICE GERAL

	Pág.
1. Introdução	1
1.1. Enquadramento do Tema.....	1
1.2. Objetivos Gerais	4
1.3. Objetivos do Projeto	5
1.4. Condicionantes ao Projeto	5
1.5. Estrutura do TFM	5
2. Localização	7
3. Descrição Geral do Edifício	9
4. Solução Estrutural	11
4.1. Paredes Exteriores	12
4.1.1 Intervenções Preliminares	15
4.1.2 Escolha e Montagem do Sistema de Suporte	15
4.1.3 Ligação do Sistema de Suporte às Paredes Exteriores	16
4.1.4 Demolição da Estrutura Antiga Interior	18
4.1.5 Ligação da Nova Estrutura às Paredes Exteriores	19
4.1.6 Desmonte do Sistema de Suporte	21
4.2. Escadas	21
4.3. Estrutura Metálica Interior.....	22
4.4. Fundações	22
4.5. Lajes de Pavimento.....	23
4.5.1 Laje Térrea	24
4.5.2 Laje Aligeirada.....	24
4.6. Paredes Interiores	26
4.7. Cobertura	27
5. Calendarização e Estimativa de Custos	29
6. Materiais	31
7. Ações e Combinações de Ações	33
7.1. Ações Permanentes.....	33
7.1.1 Peso Próprios dos Elementos Estruturais	33
7.1.2 Restantes Cargas Permanentes	33
7.2. Ações Variáveis.....	33
7.2.1 Sobrecarga.....	33
7.2.2 Sismo.....	34
7.2.3 Vento e Variação de Temperatura.....	35

	Pág.
7.3. Combinações de Ações.....	36
8. Modelo Estrutural	39
8.1. <i>Software</i> de Análise Estrutural	39
8.2. Descrição Genérica do Modelo de Cálculo	41
8.3. Modelação do Edifício	41
9. Regulamentação.....	45

ÍNDICE DE FIGURAS

	Pág.
Figura I-1 – Principais tipologias construtivas da cidade de Lisboa	2
Figura I-2 – Planta de Eugénio dos Santos escolhida para a reconstrução de Lisboa.....	3
Figura I-3 – Detalhe de um corte transversal do Projeto de Arquitetura onde é visível a variação de espessura das paredes da fachada em altura	4
Figura I-4 – Freguesias existentes antes da criação da freguesia de Arroios [9].....	7
Figura I-5 – Imagem de satélite da localização do edifício.....	8
Figura I-6 – Projeto de Arquitetura inicial do edifício [4]	9
Figura I-7 – Pormenor construtivo das paredes da fachada principal e de tardoz.....	13
Figura I-8 – Pormenor construtivo das paredes meeiras	13
Figura I-9 – Representação das áreas de alvenaria e de vãos na fachada principal	14
Figura I-10 – Ligações dos elementos da estrutura de suporte: soldadas (à esquerda) e aparafusadas (à direita) [7].....	16
Figura I-11 – Ligação direta da estrutura de suporte: a) ligação parcial; b) ligação total [7]	17
Figura I-12 – Ligação indireta da estrutura de suporte [7].....	17
Figura I-13 – Esquema das várias fases do processo de demolição [7]	19
Figura I-14 – Método de ligação das paredes de fachada antigas à nova estrutura.....	20
Figura I-15 – Pormenor construtivo das paredes da caixa de escadas	22
Figura I-16 – Representação em planta e corte de uma sapata contínua de suporte a uma parede	23
Figura I-17 – Representação em planta e corte de uma sapata contínua de suporte a um pilar ..	23
Figura I-18 – Pormenores construtivos da laje térrea com revestimento cerâmico (à esquerda) ou em madeira (à direita)	24
Figura I-19 – Pormenores construtivos das lajes entre pisos com revestimento cerâmico (à esquerda) ou em madeira (à direita).....	26
Figura I-20 – Pormenor construtivo das paredes de compartimentação	26
Figura I-21 – Pormenor construtivo da cobertura em corte transversal (à esquerda) e em corte longitudinal (à direita).....	27
Figura I-22 – Zonamento sísmico em Portugal Continental [21].....	34
Figura I-23 – Modelo de cálculo em SAP2000.....	39
Figura I-24 – Sistemas de Eixos Global e Local de elementos genéricos.....	40
Figura I-25 – Numeração e secções das vigas metálicas da cobertura (V1 a V9).....	42
Figura I-26 – Numeração e secções das vigas metálicas do piso 4 (V10 a V14).....	42
Figura I-27 – Numeração e secções das vigas metálicas do piso 3 (V15 a V19).....	42
Figura I-28 – Numeração e secções das vigas metálicas do piso 2 (V20 a V24).....	43

Pág.

Figura I-29 – Numeração e secções das vigas metálicas do piso 1 (V25 a V29) 43

Figura I-30 – Numeração e secções das vigas de fundação do piso 0 (VF1 a VF4) 43

Figura I-31 – Numeração e secções das colunas metálicas 44

Figura I-32 – Numeração e secções dos travamentos das colunas metálicas 44

ÍNDICE DE TABELAS

	Pág.
Tabela I-1 – Características das várias frações autônomas	11
Tabela I-2 – Calendarização da obra.....	29
Tabela I-3 – Coeficientes parciais de segurança das ações permanentes e variáveis.....	36
Tabela I-4 – Coeficientes Ψ para sobrecargas em edifícios	36
Tabela I-5 – Ações definidas no modelo de cálculo	37
Tabela I-6 – Correspondência entre sistemas de eixos.....	40

1. Introdução

1.1. Enquadramento do Tema

Uma das maiores lacunas da atualidade urbanística em Portugal consiste na degradação progressiva dos tecidos urbanos das cidades. De um modo geral, este processo de degradação pode decorrer de diversos fatores, nomeadamente do envelhecimento natural das estruturas, de uma utilização excessiva das mesmas ou, por outro lado, do desuso e da obsolescência, provenientes da inadaptação destas a novos estilos de vida.

No âmbito geral, o centro das principais cidades do nosso país possui um património edificado de inestimável valor. Lamentavelmente, grande parte encontra-se ameaçado e profundamente degradado, sendo urgente a sua reabilitação. “O elevado estado de degradação do edificado não é compaginável com uma cidade coesa, amigável, acolhedora e competitiva. Toda a Cidade consolidada carece de conservação ou reabilitação”. [5]

Face a esta necessidade, cada vez mais premente, de conservar e reabilitar as estruturas antigas¹, os profissionais de Engenharia Civil enfrentam o desafio de contrariar a desmedida expansão urbana, tentando implementar soluções sustentáveis que permitam preservar o património histórico e arquitetónico existente.

A abordagem ideal face a uma estrutura antiga deveria passar por analisar e ponderar todos os fatores que se considerem relevantes para aferir a viabilidade da sua recuperação. Não obstante, em muitos casos, poderá ser mais vantajoso optar pela sua demolição e posterior construção de uma nova estrutura mas, em todo o caso, é essencial que os engenheiros estejam sensibilizados para a importância da preservação.

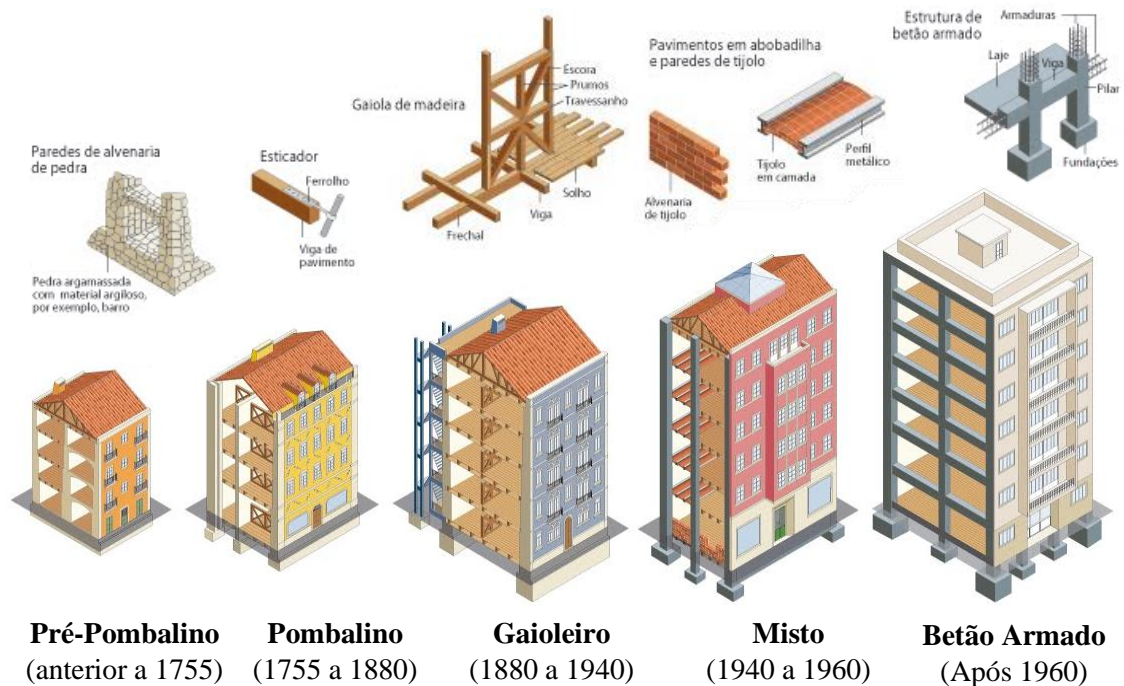
Apesar de ser imprescindível o desenvolvimento de planos de reabilitação urbana integrada ao nível global, não deixam de ser fundamentais também as intervenções pontuais na reabilitação de edifícios de habitação ou de fogos. É neste contexto que surge o projeto escolhido para o desenvolvimento do presente TFM designado “Projeto de Estabilidade da Alteração de um Edifício de Habitação Multifamiliar”, na freguesia de Arroios, zona centro de Lisboa.

O referido prédio destina-se à habitação e é um edifício com data de construção de 1930, sendo por isso reconhecido o seu valor arquitetónico. A Figura I-1 pretende representar, de forma simples mas elucidativa, as principais tipologias construtivas características de cada época que

¹ Por “antigas” entendem-se todas as construções até à primeira metade do século XX, período a partir do qual o betão armado passou a ser utilizado como material estrutural dominante.

² “Área interior útil de pavimento é, o somatório das áreas, medidas em planta pelo perímetro interior, de

coexistem atualmente na cidade de Lisboa. Na mesma figura consta ainda informação acerca do número de edifícios construídos na cidade, por época.



Número de edifícios construídos na cidade de Lisboa por época

1 742	15 711	14 067	12 328	13 876
-------	--------	--------	--------	--------

Figura I-1 – Principais tipologias construtivas da cidade de Lisboa

Após o terramoto que assolou Lisboa no dia 1 de Novembro de 1755, seguido de um maremoto e de um incêndio que flagrou durante 6 dias, nasceu a Lisboa Pombalina caracterizada pelo rigor do seu planeamento urbanístico. Desta vez houve uma preocupação em construir uma nova cidade que estivesse preparada para sobreviver a uma catástrofe semelhante. De entre as muitas medidas delineadas por este plano inovador, destacam-se:

- A ortogonalidade do traçado, baseado em ruas alinhadas (Figura I-2) que facilitariam o processo de evacuação dos habitantes em caso de fogo ou sismo;
- A limitação da altura dos edifícios e o impedimento de estes apresentarem diferenças de altura entre si, de modo a que se suportem mutuamente em caso de sismo ou incêndio, reduzindo o risco de queda das empenas sobre as ruas.

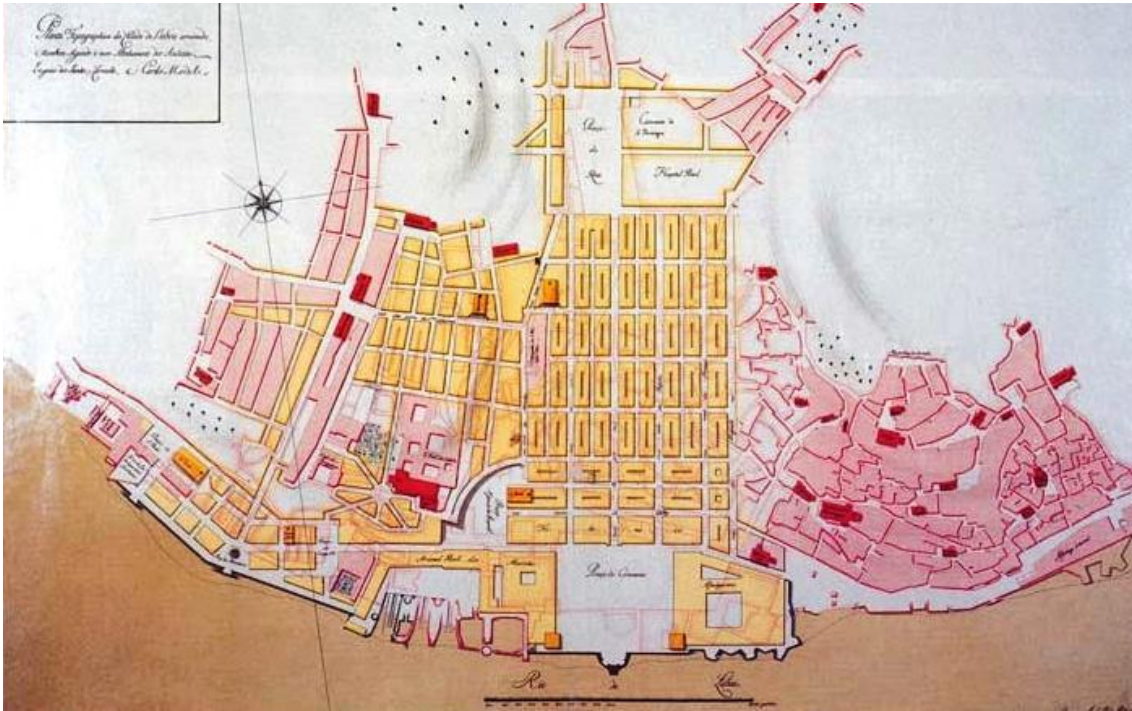


Figura I-2 – Planta de Eugénio dos Santos escolhida para a reconstrução de Lisboa

Na construção dos novos edifícios, foi aplicado um sistema estrutural em pórtico tridimensional em madeira centrado na capacidade de resistência às ações sísmicas que ficou conhecido pela “Gaiola Pombalina”. Para a execução destas estruturas era necessária mão-de-obra especializada e com formação específica em carpintaria, aliada à utilização materiais de construção de elevada qualidade.

"O tempo passado sobre a data de ocorrência do terramoto fez esquecer as suas terríveis consequências, abrindo-se assim caminho a um novo tipo de construção que alastrou por Lisboa entre meados do século XIX e o princípio do segundo quartel do século XX. Esta nova solução perdeu por completo o antigo rigor construtivo, ao passar da gaiola para o gaioleiro". [15]



Devido ao constante aumento populacional e à conseqüente necessidade crescente de alojamento, surgiram os edifícios “Gaioleiros” também designados por “prédios de rendimento” por serem destinados a venda ou aluguer de frações. Esta nova tipologia construtiva tinha como prioridade principal o lucro, em detrimento da segurança e da qualidade das construções.

Os designados edifícios “Gaioleiros”, de que é exemplo o prédio em estudo, apresentam sistemas estruturais e construtivos muito simplificados e de qualidade reduzida relativamente aos que eram aplicados nos edifícios Pombalinos.

De um modo geral, os edifícios Gaioleiros distinguem-se dos Pombalinos pela deturpação da gaiola original, suprimindo alguns elementos de solidarização horizontal das paredes mestras. Para além disso, na maioria dos casos, a mão-de-obra e os materiais empregues na construção dos Gaioleiros eram de qualidade muito inferior aos utilizados nos edifícios característicos do período anterior. Acrescentando a estes fatores de risco, estas construções consistiu no aumento da altura das construções que era anteriormente limitada, chegando a atingir os 5 ou 6 pisos, sendo este aumento agravado pela sistemática redução da espessura das alvenarias ao longo da altura do edifício. Na Figura I-3, retirada de um corte da arquitetura, pode observar-se a referida diminuição, em altura, da espessura das paredes exteriores do edifício em estudo.

Para além disso é de referir ainda a circunstância de a mão-de-obra e os materiais empregues serem, na maioria dos casos, de qualidade inferior aos usados nos edifícios característicos do período anterior.

Figura I-3 – Detalhe de um corte transversal do Projeto de Arquitetura onde é visível a variação de espessura das paredes da fachada em altura

1.2. Objetivos Gerais

O presente TFM, inserido na modalidade de Projeto, tem como finalidade a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil através da consolidação e aplicação prática dos conhecimentos provenientes da formação académica no domínio das estruturas, adquirida nas diversas áreas de estudo do curso de Engenharia Civil.

A realização deste projeto permitirá ensaiar o papel de um projetista de estruturas, procedendo a todos os métodos necessários ao correto dimensionamento dos elementos estruturais, respeitando e enquadrando-os na nova regulamentação europeia – EC's, sempre que possível.

1.3. Objetivos do Projeto

Os objetivos do presente projeto estão relacionados com os objetivos gerais da reabilitação urbana de Lisboa que, por sua vez, se centram nos seguintes pontos:

- Reabilitar o edifício degradado atendendo ao risco sísmico e de incêndio;
- Reocupar e reutilizar o edifício existente, aumentando a sua eficiência energética, contribuindo para o aumento da qualidade ambiental;
- Contribuir para a requalificação do parque habitacional de Lisboa.

O projeto a conceber terá que verificar a segurança preconizada na regulamentação em vigor, cumprindo os níveis de funcionalidade, fiabilidade e durabilidade para que inicialmente é delineado.

1.4. Condicionantes ao Projeto

Importa também referir alguns condicionamentos a ter em conta devido à importante relevância dos mesmos na conceção do presente projeto, tais como:

- Obrigatoriedade de manter a arquitetura da fachada do edifício;
- Existência de edifícios contíguos cuja estabilidade é necessário garantir;
- Condicionantes geotécnicas do solo;
- Condicionantes estruturais provenientes da necessidade de cumprimento das exigências funcionais;
- Região sísmica do projeto;
- Obrigatoriedade do cumprimento de toda a legislação aplicável.

1.5. Estrutura do TFM

O presente trabalho final de mestrado está inserido na modalidade de Projeto e, como tal, a sua estrutura apresenta-se dividida em duas partes distintas – as Peças Escritas e as Peças Desenhadas.

As Peças Escritas incluem a Memória Descritiva e Justificativa, os Cálculos Justificativos e as Conclusões.

A Memória Descritiva e Justificativa contempla nove capítulos, sendo estes:

1. Introdução – Inclui o Enquadramento do Tema, os Objetivos Gerais e os Objetivos do Projeto, as Condicionantes ao Projeto e a Estrutura do TFM;
2. Localização do edifício a reabilitar;
3. Descrição Geral do Edifício;
4. Solução Estrutural – Apresenta 7 subcapítulos relativos às soluções adotadas especificamente para as Paredes Exteriores, Escadas, Estrutura Metálica Interior, Fundações, Lajes de Pavimento, Paredes Interiores e Cobertura;
5. Calendarização e Estimativa de custos da obra;
6. Materiais utilizados;
7. Ações e Combinações de Ações – Compreende a quantificação das Ações Permanentes e Variáveis atuantes na estrutura, assim como as Combinações de Ações consideradas no cálculo;
8. Modelo Estrutural – Identifica o *Software* de Análise Estrutural utilizado, apresenta a Descrição Genérica do Modelo de Cálculo em termos de considerações gerais e a Modelação do Edifício mais pormenorizadamente;
9. Regulamentação.

Os Cálculos Justificativos encontram-se organizados em 6 capítulos, sendo estes:

1. Dimensionamento das Vigas Metálicas Inclinadas da Cobertura;
2. Dimensionamento das Vigas Metálicas Horizontais da Cobertura;
3. Dimensionamento das Lajes de Pavimento;
4. Dimensionamento das Vigas Metálicas dos Pisos;
5. Dimensionamento das Colunas Metálicas;
6. Dimensionamento das Fundações.

Estes capítulos apresentam todos os cálculos relevantes levados a cabo no dimensionamento da estrutura, desde a Quantificação das Ações, passando pelo Pré-dimensionamento dos elementos e por todas as verificações de segurança necessárias, quer em termos de Estados Limites Últimos quer de Utilização.

Finalmente apresentam-se as Conclusões, as Referências Bibliográficas e os Anexos.

As Peças Desenhadas compreendem plantas estruturais, desenhos de dimensionamento e pormenores construtivos, devidamente legendados e, em regra, à escala.

2. Localização

A presente memória descritiva e justificativa refere-se ao Projeto de Estabilidade da Alteração de um Edifício de Habitação Multifamiliar, localizado na Rua das Barracas, n.º 69, pertencente à nova freguesia de Arroios (antiga freguesia dos Anjos, extinta em 2012), concelho e distrito de Lisboa.

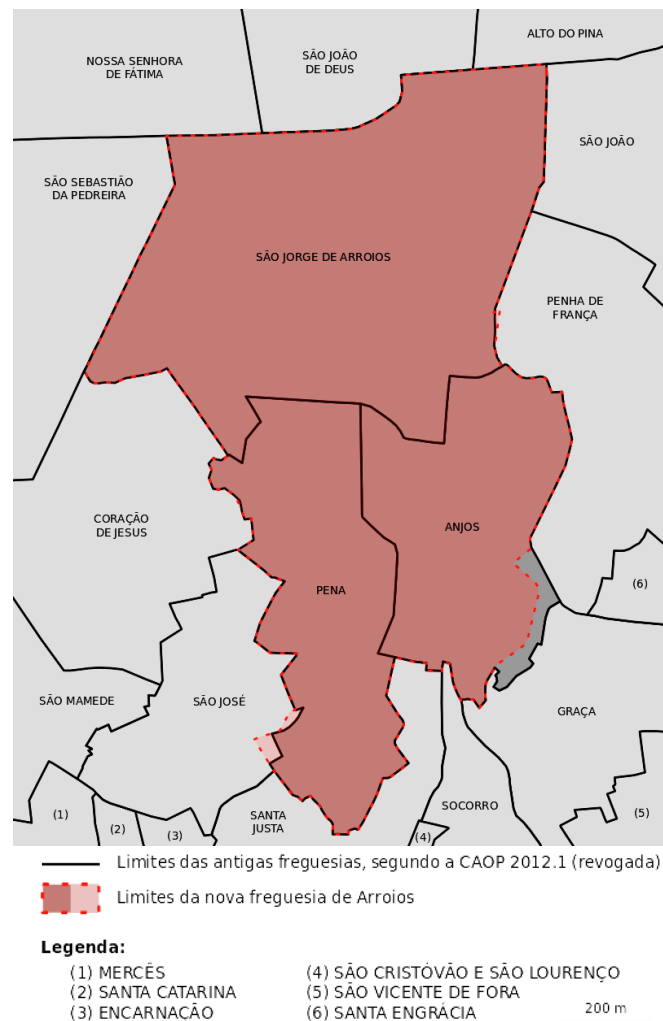


Figura I-4 – Freguesias existentes antes da criação da freguesia de Arroios [9]

A área de intervenção consiste numa parcela edificada contígua a um espaço consolidado de uso especial de equipamentos, correspondente a uma instalação existente dos serviços de segurança da Guarda Nacional Republicana. A zona onde se insere a parcela em causa é composta maioritariamente por edificações semelhantes entre si, tanto ao nível do seu uso como do seu aspeto e características arquitetónicas.

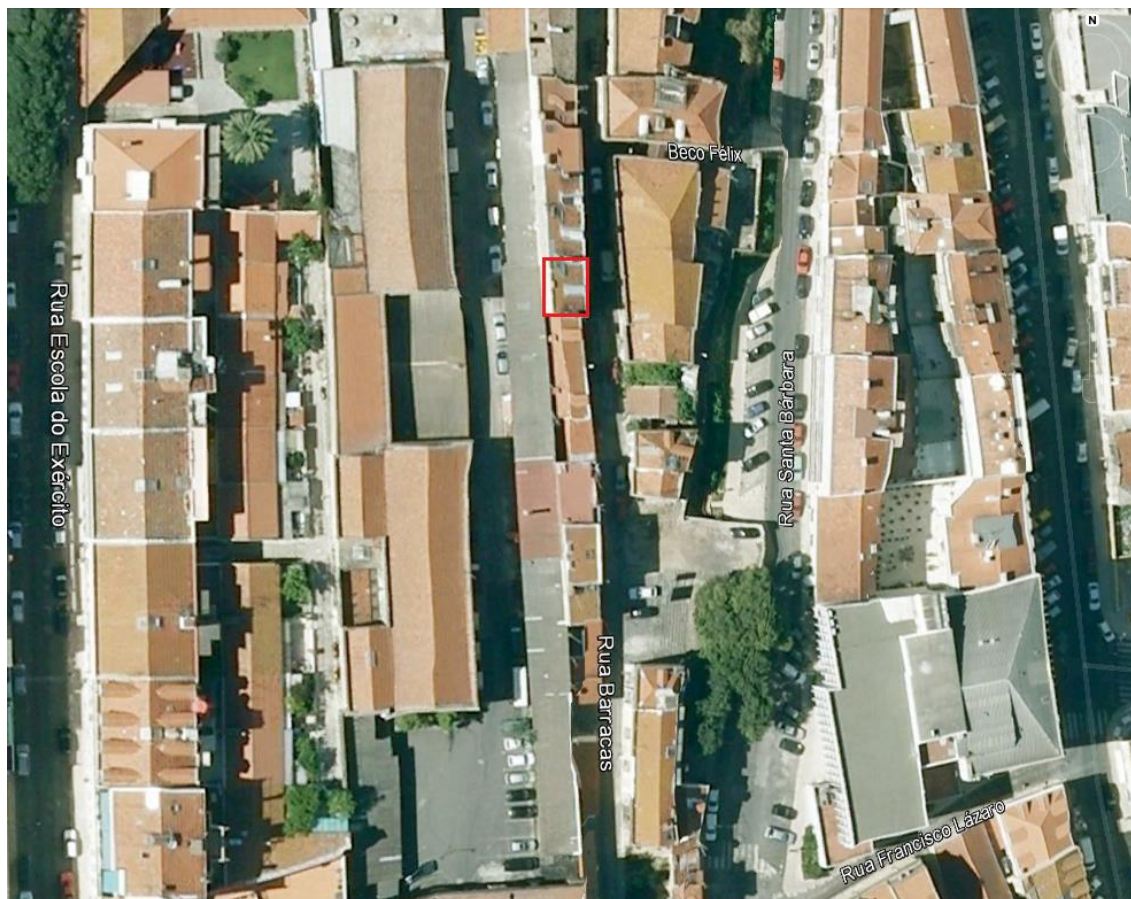


Figura I-5 – Imagem de satélite da localização do edifício

A envolvente é caracterizada por um conjunto de edificações próximas com volumetria idêntica à da fração em estudo. A malha urbana é relativamente regular sendo o arruamento onde se insere a parcela bastante estreito (sem saída), com exceção da parte final do mesmo que dispõe de alguns lugares de estacionamento sendo a circulação de veículos feita de forma limitada.

Os alinhamentos, cêrcea e volumetria encontram-se definidos e consolidados na edificação existente. A proposta que se apresenta não pretende alterar nenhum desses parâmetros, uma vez que as alterações se farão apenas ao nível do interior do edifício.

O acesso à parcela é efetuado a partir da Rua das Barracas, a Nascente, a Norte e a Sul, existem parcelas geminadas, com as mesmas características e a Poente situa-se a Unidade da GNR, anteriormente referida.

A planta de localização atualizada, emitida através do *site* da CML constitui o Anexo I do presente trabalho.

3. Descrição Geral do Edifício

O projeto de arquitetura inicial do edifício, apresentado na Figura I-6, consta no Arquivo Histórico da Câmara Municipal de Lisboa com data de 30 de Abril de 1903. Apresenta 4 pisos destinados a habitação, sendo o último em mansarda com uma janela para iluminação.

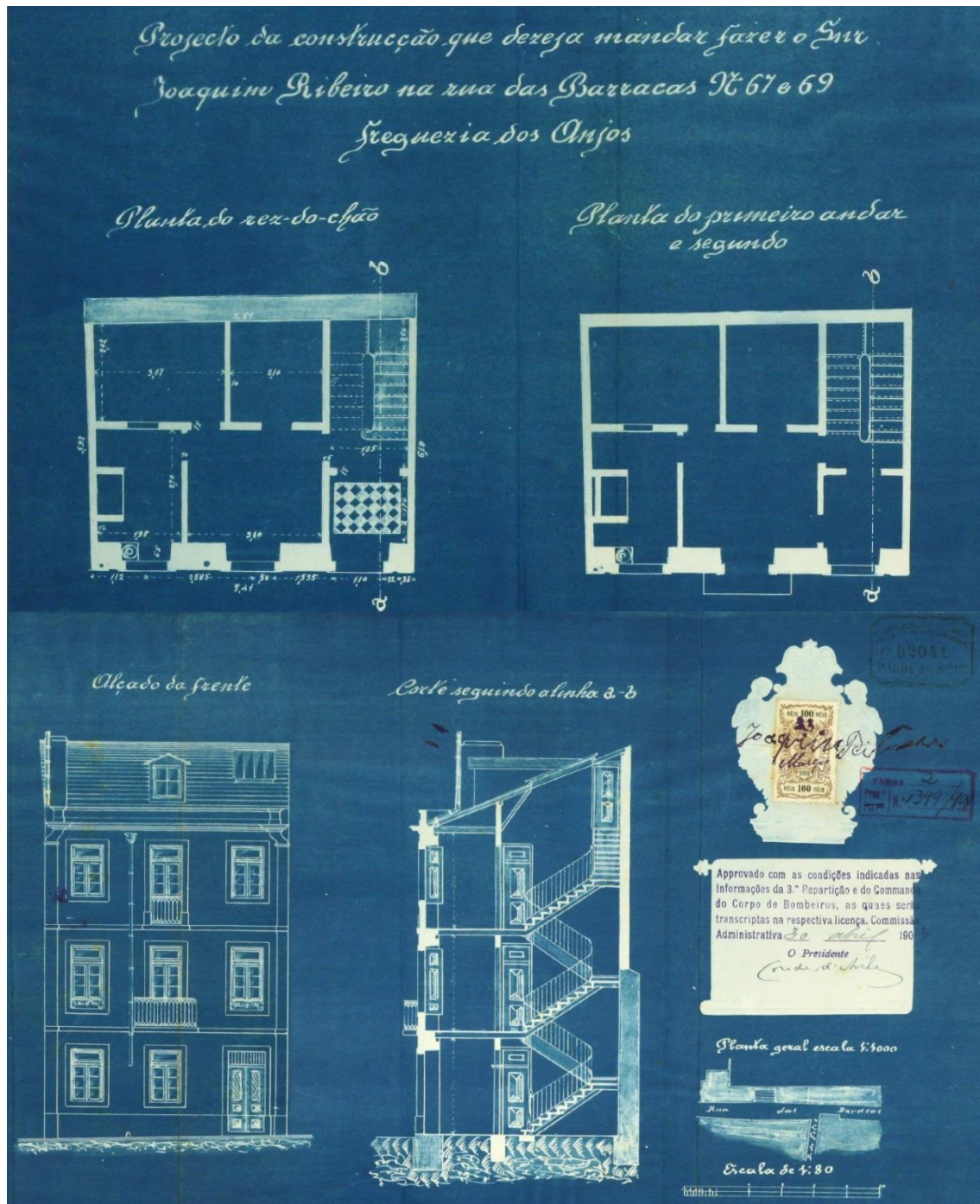


Figura I-6 – Projeto de Arquitetura inicial do edifício [4]

Entretanto o edifício foi ampliado e possui atualmente 5 pisos. A antiga mansarda foi transformada em mais um piso de habitação semelhante aos anteriores e foi acrescentada uma nova mansarda no último piso, para aproveitamento do sótão.

A área do terreno onde está implantado é de 48 m², ocupando o edifício a totalidade do terreno, sendo a sua área de implantação igual à área total do terreno (área confirmada pela certidão da conservatória do registo predial e com as medições efetuadas no local). A sua área bruta de construção é de 216,44 m².

A cada piso corresponde uma fração autónoma de habitação. Cada uma das frações apresenta uma tipologia T1, exceto o sótão que é um T0.

Lamentavelmente, com o decorrer dos anos, devido à falta de manutenção e ao abandono, o referido edifício atingiu um elevado estado de degradação, tanto exterior como interior, deixando de reunir as condições mínimas de habitabilidade.

O levantamento fotográfico realizado em fevereiro de 2014 que constitui o Anexo II do presente documento, pretende demonstrar o estado em que este se encontrava antes de se iniciarem os trabalhos de reabilitação.

4. Solução Estrutural

O edifício a reabilitar encontra-se num estado de degradação demasiado avançado, motivo pelo qual não será suficiente recorrer-se a obras de recuperação e restauro, sendo necessária uma intervenção mais profunda. Na impossibilidade de se preservar a totalidade do edifício, irão conservar-se apenas as paredes exteriores de fachada, uma vez que são os elementos de maior valor arquitetónico, e ainda as escadas originais que dão acesso aos vários pisos, procedendo-se à demolição da restante estrutura interior.

As alterações propostas são essencialmente ao nível da estrutura que será integralmente substituída por uma estrutura metálica e da reformulação dos espaços interiores. O número de frações foi mantido, existindo uma fração em cada piso, totalizando 4 habitações de tipologia T1 e uma habitação T0, correspondente ao sótão do edifício, em mansarda (descrito como habitação na caderneta predial urbana). As áreas úteis de pavimento das várias frações encontram-se descritas na tabela abaixo.

Tabela I-1 – Características das várias frações autónomas

Fração Autónoma	FA 1	FA 2	FA 3	FA 4	FA 5
Piso	R/C	Piso 1	Piso 2	Piso 3	Sótão
Tipologia	T1	T1	T1	T1	T0
Área Útil de Pavimento² (m²)	26,38	29,65	30,28	30,29	32,65

Todas as frações apresentam 1 quarto (com exceção do sótão de tipologia T0), sala de estar que comunica com a cozinha tipo *kitchenette* e instalações sanitárias.

De acordo com o ponto 1 do art.º 3º do Decreto-Lei n.º 53/2014, de 8 de abril de 2014, os edifícios reabilitados estão dispensados, nomeadamente, do cumprimento do art.º 80º do RGEU, que não permite o acesso ao sótão pela escada principal da edificação e a construção de cozinhas ou retretes, quando estas não cumpram as condições mínimas de habitabilidade fixadas no regulamento.

Relativamente à reformulação do interior, esta foi pensada de forma a proporcionar o máximo de conforto e habitabilidade às frações. Privilegiaram-se as salas e quartos com iluminação e ventilação natural, o que não acontecia anteriormente, estando as zonas de serviço das

² “Área interior útil de pavimento é, o somatório das áreas, medidas em planta pelo perímetro interior, de todos os espaços interiores úteis pertencentes ao edifício ou fração em estudo no âmbito do REH..” – definição segundo o novo Regulamento de Desempenho Energético dos Edifícios de Habitação (REH - Decreto-Lei n.º 118/2013).

habitações, instalações sanitárias e *kitchenettes*, encostadas à parede tardoz, cega, do edifício. No sótão apenas se encerra o espaço referente à instalação sanitária, sendo todo o restante espaço em *open space*.

As habitações não apresentam sistemas de arrefecimento nem aquecimento. A produção de águas quentes sanitárias é assegurada por um termoacumulador elétrico com pelo menos 100 mm de isolamento térmico, com rendimento de 0,95. Em todas as frações as tubagens de água quente serão isoladas com pelo menos 10 mm de isolamento térmico.

No que respeita à ventilação, esta processa-se de forma natural com recurso a admissões de ar na caixilharia e exaustão através das instalações sanitárias e cozinha.

A cobertura é inclinada com apenas uma água e a nova estrutura de suporte do edifício é constituída por pilares e vigas metálicas, fundadas por uma sapata contínua em betão armado e lajes aligeiradas de vigotas e blocos pré-fabricados.

A estrutura foi desenvolvida de uma forma coordenada com os projetos de arquitetura e das outras especialidades, nomeadamente os projetos de redes de abastecimento e drenagem de águas, isolamento térmico e acústico e segurança contra incêndio.

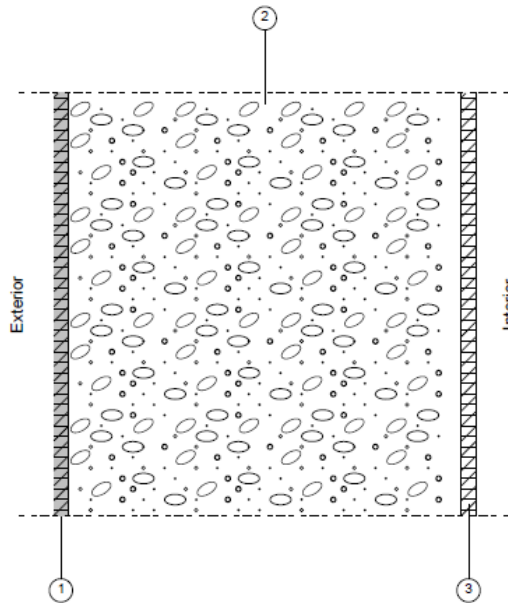
Interessa, de todo, salientar as alterações propostas mais importantes ao nível da estrutura que se apresentam em maior pormenor nos itens seguintes.

4.1. Paredes Exteriores

As paredes exteriores a reabilitar são em alvenaria ordinária com pedras toscas de origem calcária, com formas e dimensões irregulares.

Tal como já foi referido anteriormente (Figura I-3), uma das características dos edifícios desta época é a diminuição da espessura das paredes ao longo da altura do edifício. Apesar disso, em média, as paredes da fachada principal e de tardoz apresentam espessuras semelhantes e muito superiores às paredes meeiras. Assim sendo, apresentam-se nas figuras seguintes, provenientes do programa Cypeterm³ utilizado no Projeto de Isolamento Térmico, os pormenores construtivos dos tipos de paredes mencionados.

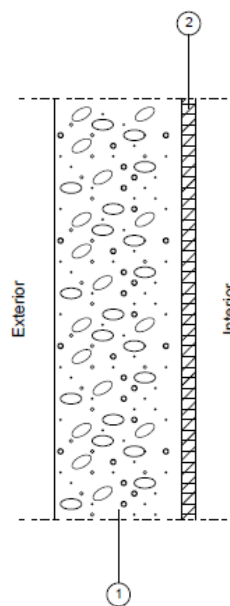
³ O Cypeterm integra o *software* CYPECAD MEP e consiste num programa que permite efetuar o cálculo térmico do edifício de acordo com a atual legislação portuguesa, nomeadamente o Regulamento de Desempenho Energético dos Edifícios de Habitação (REH).



Parede exterior simples, com 60 cm de espessura, sem isolamento, composta por:

- 1) argamassa e reboco tradicional com 2 cm de espessura;*
- 2) pedras calcárias densas com 56 cm de espessura;*
- 3) estuque tradicional com 2 cm de espessura.*

Figura I-7 – Pormenor construtivo das paredes da fachada principal e de tardoz



Parede meeira simples, com 20 cm de espessura, sem isolamento, composta por:

- 1) pedras calcárias densas com 18 cm de espessura;*
- 2) estuque tradicional com 2 cm de espessura.*

Figura I-8 – Pormenor construtivo das paredes meeiras

Este tipo de construção, tradicional da época, apresenta várias vantagens entre as quais:

- inegável valor estético, cultural e de integração urbana;
- durabilidade potencialmente elevada;
- grande inércia térmica;
- bom isolamento aos ruídos aéreos.

São também algumas as desvantagens deste tipo de construção, tais como:

- a elevada espessura das paredes origina um baixo aproveitamento da área potencial habitável;
- o elevado peso próprio origina grandes solicitações gravíticas e sísmicas;
- não cumpre os atuais parâmetros de habitabilidade, como acabamento interior, por ser uma superfície fria;
- mau comportamento acústico em termos do efeito de refração.

Tendo em conta os inconvenientes mencionados, nomeadamente no que diz respeito ao isolamento, foram levadas a cabo algumas medidas de melhoria. O nível de conforto térmico e acústico já terá um aumento significativo somente devido à recuperação da integridade das paredes exteriores. Ainda assim, de um modo geral, são os envidraçados os responsáveis pela maioria das perdas e ganhos de energia das habitações, principalmente nos casos em que representam uma grande área nas fachadas.

No edifício em estudo, somente o alçado lateral direito não apresenta vãos (janelas ou portas) uma vez que é uma fachada cega, contígua a outro edifício. No entanto, é na fachada correspondente ao alçado principal que a área de vãos é de extrema relevância, uma vez que representa cerca de metade da área de alvenaria (Figura I-9).



Área total da fachada principal (área de alvenaria + área de vãos): **104,41 m²**



– Área de alvenaria (66,4% da área total da fachada principal): 69,35 m²



– Área de vãos (33,6% da área total da fachada principal): 35,05 m²

Figura I-9 – Representação das áreas de alvenaria e de vãos na fachada principal

Por este motivo, a substituição dos envidraçados constitui uma medida indispensável para um melhor desempenho energético do edifício. No entanto, haverá apenas alteração no tipo de material a utilizar nas caixilharias dos vãos de fachada, para proporcionar condições de conforto e salubridade mais adequadas à utilização da edificação. O desenho, cor e material da porta de entrada serão mantidos. Segundo o Projeto de Isolamento Térmico, os novos envidraçados apresentam vidro duplo 6+6+5 mm com caixilharia em alumínio de cor clara e proteções interiores em portadas de madeira.

Os acabamentos exteriores serão mantidos, devidamente recuperados e reabilitados, dentro dos limites considerados ideais para tal e no caso de substituição, reposicionamento ou novas constituições, estas deverão ser o mais fiéis possível e compatíveis com os originais, ao nível de aspeto e constituição.

4.1.1 Intervenções Preliminares

O processo de reabilitação estrutural de um edifício antigo em demolição com o intuito de preservar as paredes exteriores, visando a sua recuperação requer algumas intervenções preliminares, tais como:

- Consolidação e/ou reforço estrutural das alvenarias originais, nomeadamente das argamassas de ligação, com especial atenção as áreas mais degradadas, zonas de vãos de janelas ou portas e locais de ligação entre as novas lajes e o elemento conservado;
- Retenção das fachadas com recurso a estruturas temporárias de suporte. A escolha do sistema de suporte mais adequado, a respetiva montagem e todos os procedimentos até ao desmonte constitui um processo que deve ser alvo de um estudo preliminar, antes de se iniciarem quaisquer intervenções e antes ainda da elaboração do projeto.

Estas medidas tem o intuito de proteger as fachadas de possíveis fissurações ou desagregações que podem surgir com as compressões e descompressões, vibrações e impactos resultantes do processo de demolição da estrutura antiga e edificação da nova estrutura e que podem culminar, em última instância, no colapso.

4.1.2 Escolha e Montagem do Sistema de Suporte

Após os estudos preliminares e os trabalhos de consolidação provisórios, pode então proceder-se à escolha e montagem do sistema de suporte das paredes. Este pode ser completamente montado antes de ser efetuada qualquer demolição ou a sua montagem pode ser faseada, intercalando com as demolições. Normalmente é montado previamente quando o método de

suporte é feito pelo exterior e é executado em simultâneo com as demolições quando o método de suporte é pelo interior. No presente caso, dados os condicionamentos existentes, principalmente devido à elevada altura da fachada do edifício e da escassez de espaço disponível na via pública, optou-se pela montagem do sistema de suporte pelo interior, por fases, à medida que prosseguiam as demolições.

Este tipo de contenção designa-se por contenção aérea e a sua montagem e ligação às paredes ocorre faseadamente, de cima para baixo, à medida que evoluem também as demolições.

As ligações entre os elementos do sistema de suporte podem ser soldadas ou aparafusadas (Figura I-10).

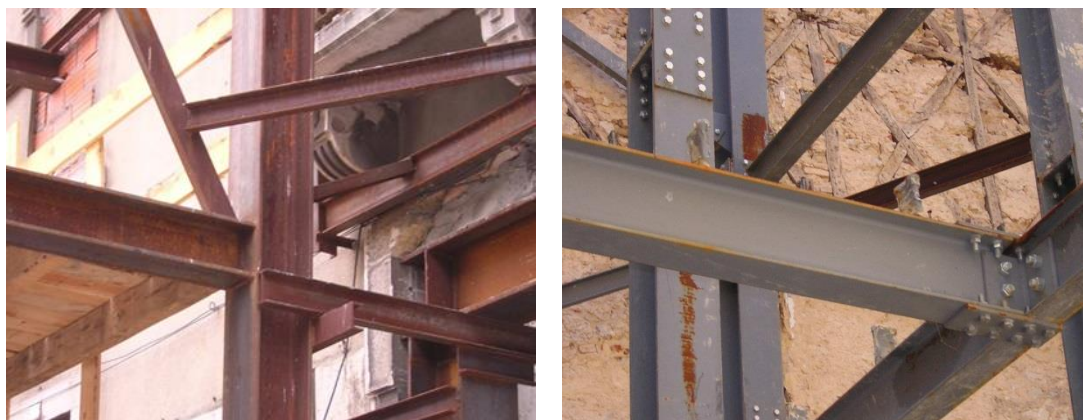


Figura I-10 – Ligações dos elementos da estrutura de suporte: soldadas (à esquerda) e aparafusadas (à direita) [7]

No presente caso, optou-se por um sistema de suporte com recurso a ligações aparafusadas uma vez que apresentam uma maior facilidade de execução e reutilização, comparativamente com sistemas de suporte cujos elementos são soldados.

4.1.3 Ligação do Sistema de Suporte às Paredes Exteriores

A ligação do sistema de suporte às paredes exteriores a conter poderia ser realizada de forma direta ou indireta. No primeiro caso, a estrutura é ligada diretamente à parede através de elementos metálicos (buchas, pernos ou parafusos) que atravessam a parede, total ou parcialmente (Figura I-11). Por outro lado, uma ligação indireta é executada através do apoio da estrutura de suporte num mecanismo de distribuição de cargas ligado às paredes (Figura I-12).

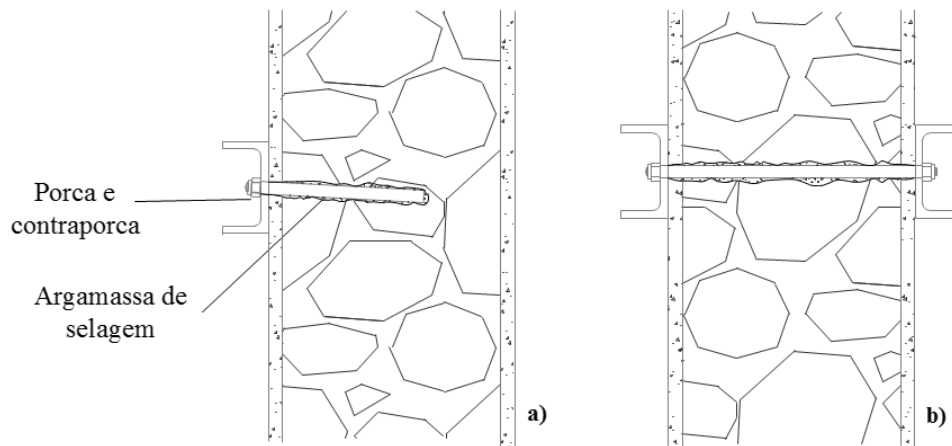


Figura I-11 – Ligação direta da estrutura de suporte: a) ligação parcial; b) ligação total [7]

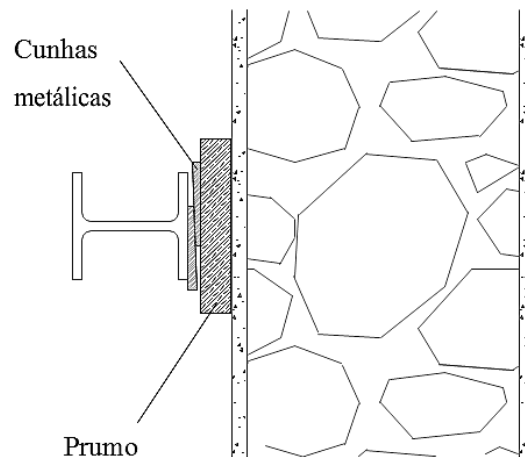


Figura I-12 – Ligação indireta da estrutura de suporte [7]

No presente caso, optou-se pela ligação indireta da estrutura de suporte às paredes exteriores a conter, por ser sempre preferível em relação a uma ligação direta, uma vez que é um método não destrutivo, evitando a execução de furos nas paredes.

O mecanismo de distribuição de cargas entre a estrutura de suporte e a parede consiste numa malha exterior e interior, apertada contra a parede por intermédio de perfis metálicos simples ou em treliça ou de varões que atravessam os vãos das fachadas.

Assim, a viabilidade de aplicação desta técnica é garantida pela existência de vãos nas fachadas que permitem fazer as ligações entre as malhas. De outro modo, teria de se recorrer a ligações diretas. [7]

4.1.4 Demolição da Estrutura Antiga Interior

Tal como foi referido anteriormente (4.1.2), optou-se pela montagem do sistema de suporte pelo interior e por fases, à medida que prosseguiam as demolições.

O processo de demolição da estrutura interior do edifício deve seguir alguns princípios base, tais como:

- antes de remover qualquer elemento, certificar-se que as cargas que descarregam sobre ele já foram removidas ou têm um novo apoio;
- ter o cuidado de demolir os elementos resistentes por ordem inversa à da sua construção;

e uma ordem específica:

- começando pela cobertura e sempre dos pisos superiores para os pisos inferiores;
- retirando as cargas das lajes de forma simétrica;
- retirando as cargas que solicitam cada elemento resistente antes de o demolir;
- escorando os elementos em consola (caso seja necessário);
- demolindo as estruturas hiperstáticas, de forma a implicar menores flechas, rotações e deslocamentos.

Tendo presentes todas estas medidas de segurança e requisitos preliminares, estão reunidas as condições para dar início ao processo de demolição do edifício.

Começa-se pela cobertura:

- demolição dos corpos salientes (clarabóias, chaminés e adornos);
- demolição do material de revestimento da cobertura;
- demolição da estrutura da cobertura (ripas, madres e vigas de apoio);
- demolição dos tabiques de apoio da cobertura;
- demolição do material de enchimento para formação da pendente;
- demolição dos cabos, tirantes e escoras da cobertura;
- demolição da laje de esteira.

Inicia-se então a demolição do último piso:

- remoção do revestimento de paredes, pisos, tetos e escadas, elementos pertencentes a carpintaria e serralharia, bem como tetos falsos;
- demolição de tabiques e/ou paredes divisórias;
- demolição da laje e das abóbadas (caso existam);
- demolição das vigas (se existirem);

- demolição dos elementos de suporte vertical (paredes resistentes em estruturas tradicionais, pilares e núcleos em estruturas de betão armado).

Este processo repete-se nos pisos inferiores até ser atingido o piso térreo, tal como pretende ilustrar o esquema da Figura I-13. [7]

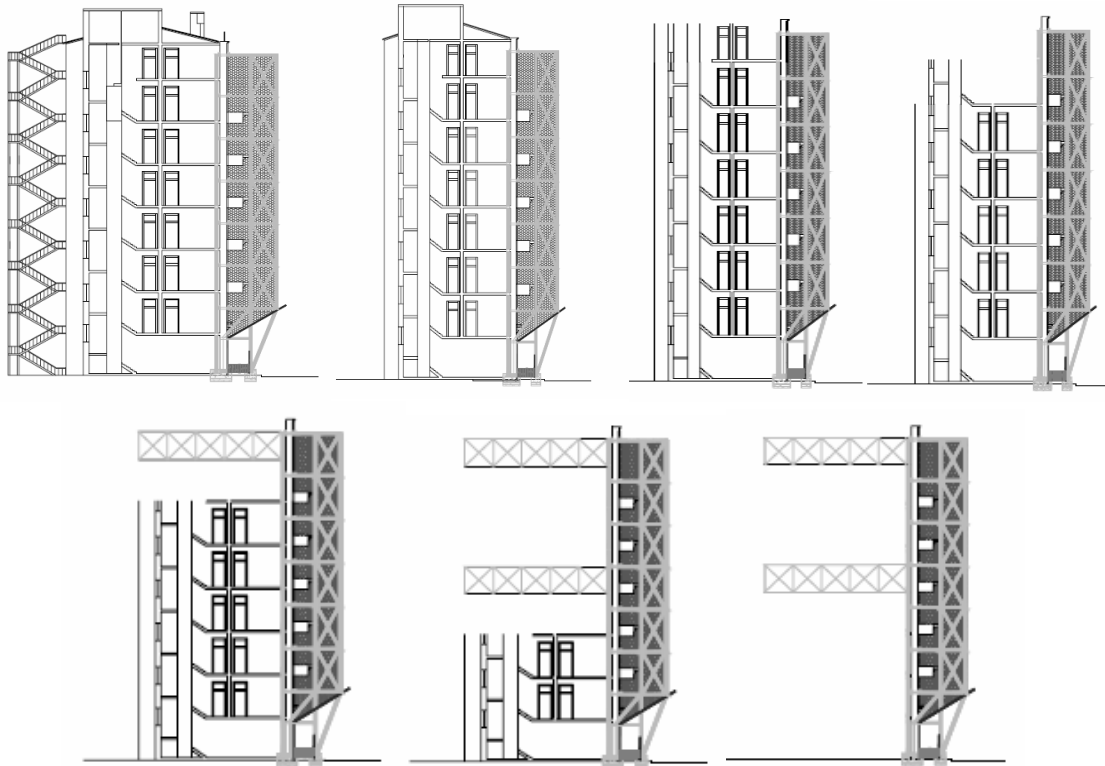


Figura I-13 – Esquema das várias fases do processo de demolição [7]

Tendo em conta que se trata de um edifício antigo, contíguo a outros igualmente antigos, deverá existir a preocupação de não utilizar equipamentos de elevada potência, que possam provocar demasiado ruído e poeiras ou elevado nível de vibração. Nestes casos, é recomendável, sempre que possível, recorrer à demolição tradicional (elemento a elemento) efetuada à custa de trabalho braçal, com o auxílio de ferramentas ligeiras e de andaimes ou guias. [7]

4.1.5 Ligação da Nova Estrutura às Paredes Exteriores

Tal como foi referido anteriormente, uma característica comum dos edifícios antigos consiste na diminuição de espessura dos seus elementos verticais resistentes (paredes da fachada), desde o nível das fundações até à cobertura, de forma mais ou menos constante entre pisos (Figura I-3).

Perante este cenário, foi definida uma solução para a execução dos elementos da nova estrutura que otimizasse ao máximo o aproveitamento do espaço existente sem provocar excentricidades entre os elementos, de modo a evitar problemas na transmissão das cargas verticais.

Assim, dada a elevada espessura das paredes de fachada, optou-se por abrir pequenos roços nas zonas inferiores das paredes (zonas de maior espessura), mantendo a prumada definida ao nível do rés-do-chão até à cobertura, com os elementos estruturais sempre encostados à fachada.

A solução adotada para ligar os elementos da nova estrutura às paredes de fachada consiste na utilização de grampos de aço galvanizado que atravessam totalmente a parede. Estes grampos são aparafusados à estrutura metálica interior e ancorados do lado de fora do edifício através de uma chapa metálica aparafusada à extremidade do varão. As ancoragens dos grampos no exterior do edifício ficam escondidas pelo revestimento da fachada. Uma vez que a perfuração da parede diminui, de certo modo, a sua resistência, optou-se por adicionar uma malha electro-soldada, entre a parede e o revestimento interior e uma rede de metal distendida, entre a parede e o revestimento exterior. Na figura abaixo apresenta-se o pormenor desta ligação, conforme as peças desenhadas, com as especificações técnicas das malhas de aço adotadas, também apresentadas nos Anexos III e IV.

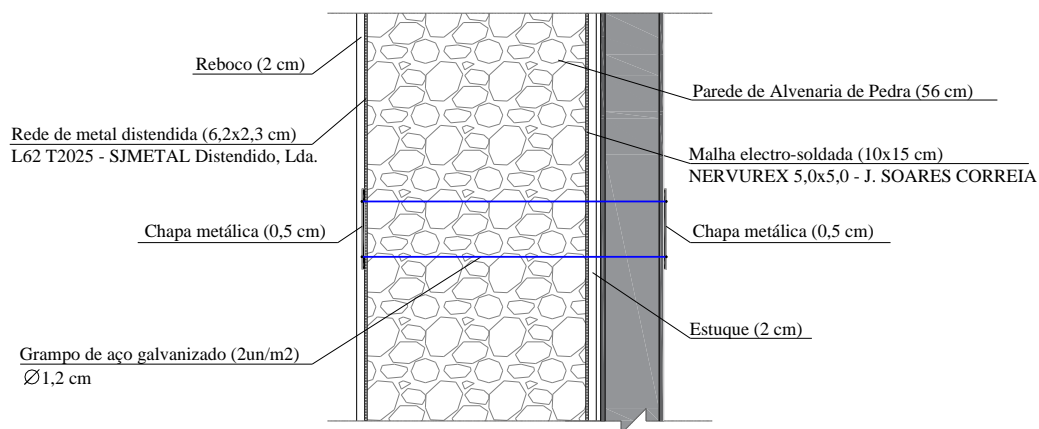


Figura I-14 – Método de ligação das paredes de fachada antigas à nova estrutura

Importa ainda mencionar que sistema de amarração mecânica utilizado tem de cumprir os seguintes requisitos:

- segurar efetivamente o elemento, impedindo-o de se mover;
- não deve transmitir cargas da nova estrutura para o elemento, a menos que se preveja que funcione como elemento estrutural;
- deve ser capaz de se adaptar a pequenos deslocamentos diferenciais previstos, entre a nova estrutura e a parte antiga, sem as danificar e sem se danificar.

4.1.6 Desmonte do Sistema de Suporte

Após a conclusão da construção da nova estrutura e respetiva ligação às paredes exteriores antigas, poderá ser desmontada a estrutura de suporte, tendo em atenção que:

- o processo de desmonte deve ser feito pela ordem inversa da montagem;
- devem ser evitados, tanto quanto possível, qualquer tipo de danos nas paredes exteriores.

As estruturas de suporte montadas pelo interior são desmontadas peça a peça, de forma a poderem ser retiradas através dos vãos definitivos, ficando reduzidas as possibilidades de voltarem a ser reutilizadas com funções idênticas, o que representa uma desvantagem relativamente às estruturas montadas pelo exterior. Alguns destes elementos podem também ser desmontados à medida que a nova estrutura cresce e é ligada aos elementos antigos, desde que já não façam falta.

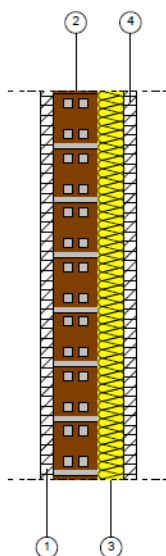
As estruturas de suporte com ligações aparafusadas, tal como são mais fáceis de montar, são também mais fáceis de desmontar, comparativamente com as estruturas com ligações soldadas. Por vezes, não é necessário desapertar todas as ligações, fazendo-se uma desmontagem em blocos, que ficam já prontos para a próxima montagem. [7]

4.2. Escadas

De acordo com o art.º 4º do Decreto-Lei n.º 53/2014, de 8 de abril, as operações urbanísticas de reabilitação estão dispensadas do cumprimento das normas técnicas sobre acessibilidades previstas no regime que define as condições de acessibilidade a satisfazer no projeto e na construção, para o caso, de edifícios habitacionais, aprovado pelo Decreto-Lei n.º 163/2006, de 8 de agosto.

Desta forma, e tratando-se de uma edificação secular, a caixa de escadas não vai sofrer alterações, apenas obras melhoramento. Serão mantidas as características morfológicas e arquitetónicas do edifício, pelo que não se cumprirão as normas técnicas de acessibilidade e mobilidade.

Tanto a parede da caixa de escadas como a escada de madeira serão reparadas integralmente. Apresenta-se na figura seguinte o pormenor construtivo da parede da caixa de escadas, proveniente do programa Cypeterm utilizado no Projeto de Isolamento Térmico.



Parede simples de separação com espaços interiores não aquecidos (Escadas), com 15 cm de espessura, com isolamento pelo interior, composta por:

- 1) estuque tradicional com 2 cm de espessura;
- 2) tijolo cerâmico furado de 7 cm de espessura;
- 3) lã de rocha (MW) com 4 cm de espessura;
- 4) estuque tradicional com 2 cm de espessura.

Figura I-15 – Pormenor construtivo das paredes da caixa de escadas

4.3. Estrutura Metálica Interior

Na reabilitação deste edifício, é intenção do requerente reforçar estruturalmente o mesmo e, uma vez que a reformulação interior é profunda, construir uma nova estrutura interior, composta por perfis metálicos.

A estrutura principal proposta para reforço do edifício é constituída por um pórtico composto por vigas e colunas metálicas estando estas últimas travadas ao nível dos alçados laterais esquerdo e direito, conforme Peças Desenhadas.

Os travamentos laterais das colunas metálicas foram realizados com recurso a perfis tubulares, condicionados pelos vãos (portas e janelas). Estes elementos não terão qualquer função estrutural, conferindo apenas uma maior rigidez à estrutura.

As colunas metálicas estão localizadas a distâncias que otimizem os vãos, por forma a poder considerar-se uma estrutura corrente e económica.

4.4. Fundações

Todos os elementos verticais resistentes (colunas metálicas) serão fundados por intermédio de uma sapata contínua de betão armado com 70 cm de largura por 50 cm de altura, conforme Peças Desenhadas. A referida sapata contínua, adotada para a fundação da nova estrutura do edifício consiste num tipo de fundação direta ou superficial que possui uma dimensão preponderante em relação às demais.

Este tipo de fundação é utilizada geralmente para suporte de ações verticais provenientes de elementos alongados que transmitam carregamentos uniformemente distribuídos numa única direção, tais como muros ou paredes (Figura I-16). No entanto, no caso do edifício em questão, a sapata contínua não serve de suporte às paredes mas sim às colunas metálicas (Figura I-17), sendo as ligações às mesmas efetuadas através de chapas metálicas aparafusadas, conforme Peças Desenhadas.

As paredes de fachada a preservar já possuem as suas próprias fundações, embora antigas, que serão naturalmente reforçadas com a incorporação da sapata contínua que será betonada junto às fundações antigas das paredes.

A fundação em sapata contínua terá a vantagem de distribuir uniformemente as ações provenientes da estrutura metálica pelo solo de fundação, evitando possíveis assentamentos diferenciais. Outra vantagem relevante na escolha deste tipo de fundação reside na facilidade de execução no interior da contenção das paredes de fachada, uma vez que não necessita de uma grande profundidade de escavação nem de recurso a equipamentos ou máquinas de grandes dimensões.

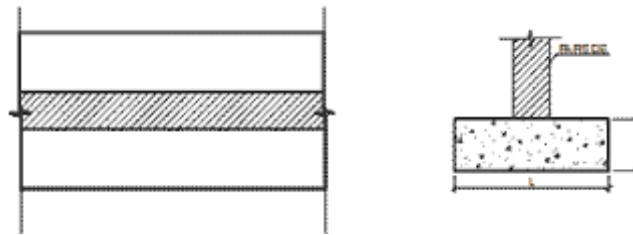


Figura I-16 – Representação em planta e corte de uma sapata contínua de suporte a uma parede

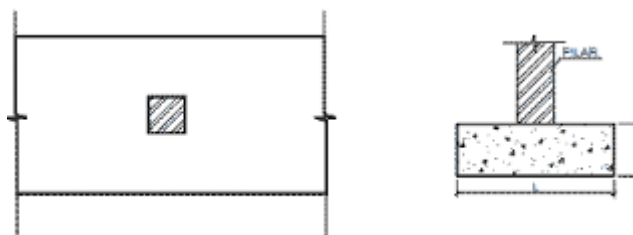


Figura I-17 – Representação em planta e corte de uma sapata contínua de suporte a um pilar

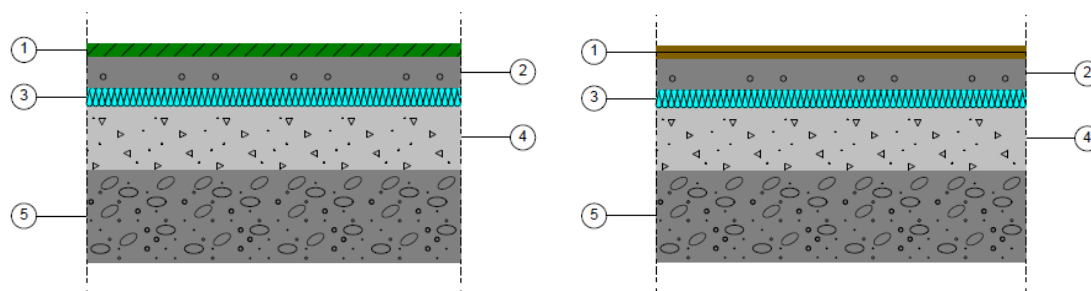
4.5. Lajes de Pavimento

Foram dimensionados dois tipos de laje de pavimento: a laje térrea e a laje aligeirada adotada para os vários pisos. Nos pontos 4.5.1. e 4.5.2. apresentam-se as principais características de cada uma delas.

4.5.1 Laje Térrea

A nova laje térrea dispõe de isolamento, de modo a conferir um maior conforto térmico à fração de habitação, conforme preconizado na nova regulamentação térmica (REH) para pavimentos em contacto com o exterior. [25]

Apresenta-se na figura seguinte, proveniente do programa Cypeterm utilizado no Projeto de Isolamento Térmico, o pormenor construtivo da laje térrea.



Pavimento sobre espaço exterior, com isolamento, composto por: 1) revestimento em cerâmica vidrada/grês cerâmico ou em madeira semi-densa com 2 cm de espessura; 2) betonilha de regularização com 5 cm de espessura; 3) poliestireno extrudado (XPS) com 3 cm de espessura; 4) massame armado com 10 cm de espessura; 5) enrocamento com 15 cm de espessura.

Figura I-18 – Pormenores construtivos da laje térrea com revestimento cerâmico (à esquerda) ou em madeira (à direita)

4.5.2 Laje Aligeirada

A solução adotada para substituição dos pavimentos antigos em madeira recaiu sobre lajes aligeiradas de vigotas pré-esforçadas e blocos, ambos pré-fabricados, recebendo em obra uma camada de betão armado (betão complementar) com função resistente e de solidarização do conjunto. O seu funcionamento estrutural é comparável ao de uma laje com armadura resistente unidirecional, sendo indispensável, para que tal semelhança tenha validade, que se assegure e mantenha a necessária aderência entre o betão complementar e as vigotas.

As principais vantagens da utilização deste tipo de pavimentos são:

- Aligeiramento (redução de peso da ordem dos 40% em relação a uma laje maciça);
- Dispensam o uso de cofragens contínuas. Hoje em dia isso traduz uma vantagem importante em termos económicos;
- A montagem é simples e rápida;
- Apresentam bom isolamento térmico.

Por outro lado, possui também algumas desvantagens:

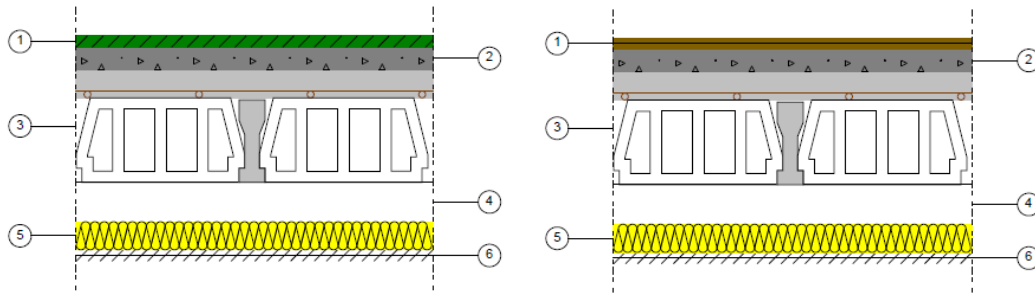
- Apresentam um baixo contraventamento horizontal na direção perpendicular às vigotas, o que motiva mau comportamento face a ações do tipo sísmico para zonas de maior sismicidade. Por este motivo não devem ser utilizadas nestas zonas, em edifícios com mais de 2, 3 pisos;
- Apresentam descontinuidade do paramento inferior (juntas entre as vigotas e os blocos de aligeiramento) exigindo cuidados adicionais especiais na aplicação de rebocos;
- A resistência a cargas concentradas localizadas é baixa, sobretudo na zona dos blocos de aligeiramento;
- Apresentam um fraco isolamento sonoro, devido à sua reduzida inércia (em especial para pesos de pavimentos inferiores a 350 kg/m^2);
- Permitem a circulação de água no seu interior, pelo que não são aconselháveis em coberturas ou terraços em que não exista uma cobertura ou sistema de impermeabilização de elevada qualidade e durabilidade.

Algumas das desvantagens acima apresentadas podem ser parcialmente resolvidas através de adequadas disposições construtivas. [13]

Os painéis de laje adotados, armados entre vigotas, conforme peças desenhadas, foram condicionados pelos vãos, pela caixa de escadas e pelas paredes exteriores já existentes. Ainda assim, o processo de execução do pavimento é relativamente simples e pode resumir-se nas seguintes etapas:

- 1º – Nivelamento dos apoios que podem ser vigas ou paredes resistentes de alvenaria;
- 2º – Escoramento provisório para apoio de vigotas (distância máxima de 2 metros);
- 3º – Colocação das vigotas;
- 4º – Colocação dos blocos de aligeiramento entre vigotas;
- 5º – Disposição das armaduras de distribuição;
- 6º – Colocação de passadiços para trânsito do pessoal;
- 7º – Rega das vigotas e blocos;
- 8º – Colocação do betão da camada complementar;
- 9º – Cura do betão.

Apresenta-se na figura seguinte, proveniente do programa Cypeterm utilizado no Projeto de Isolamento Térmico, o pormenor construtivo da laje aligeirada.



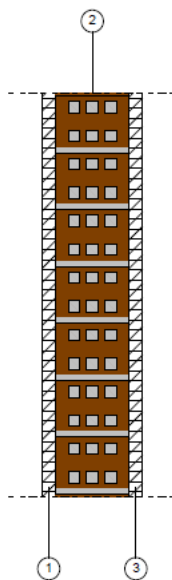
Pavimento sobre espaço interior, com espessura total de 40 cm, com isolamento, composto por:

1) revestimento em cerâmica vidrada/grés cerâmico ou em madeira semi-densa com 2 cm de espessura;
 2) betonilha de regularização com 3 cm de espessura; 3) laje aligeirada 12+3 cm (abobadilha de betão) com 15 cm de espessura; 4) ar com 8 cm de espessura; 5) lã de rocha (MW) com 10 cm de espessura; 6) placa de gesso cartonado com 2 cm de espessura.

Figura I-19 – Pormenores construtivos das lajes entre pisos com revestimento cerâmico (à esquerda) ou em madeira (à direita)

4.6. Paredes Interiores

A compartimentação interior deverá ser efetuada em panos simples de alvenaria de tijolo. As paredes interiores não possuirão para efeitos de cálculo qualquer rigidez adicional (elementos de enchimento). Apresenta-se na figura abaixo, o pormenor construtivo adotado, proveniente do programa Cypeterm utilizado no Projeto de Isolamento Térmico.



Parede simples de separação com espaços interiores aquecidos, com 15 cm de espessura, sem isolamento, composta por:

- 1) estuque tradicional com 2 cm de espessura;
- 2) tijolo cerâmico furado de 11 cm de espessura;
- 3) estuque tradicional com 2 cm de espessura.

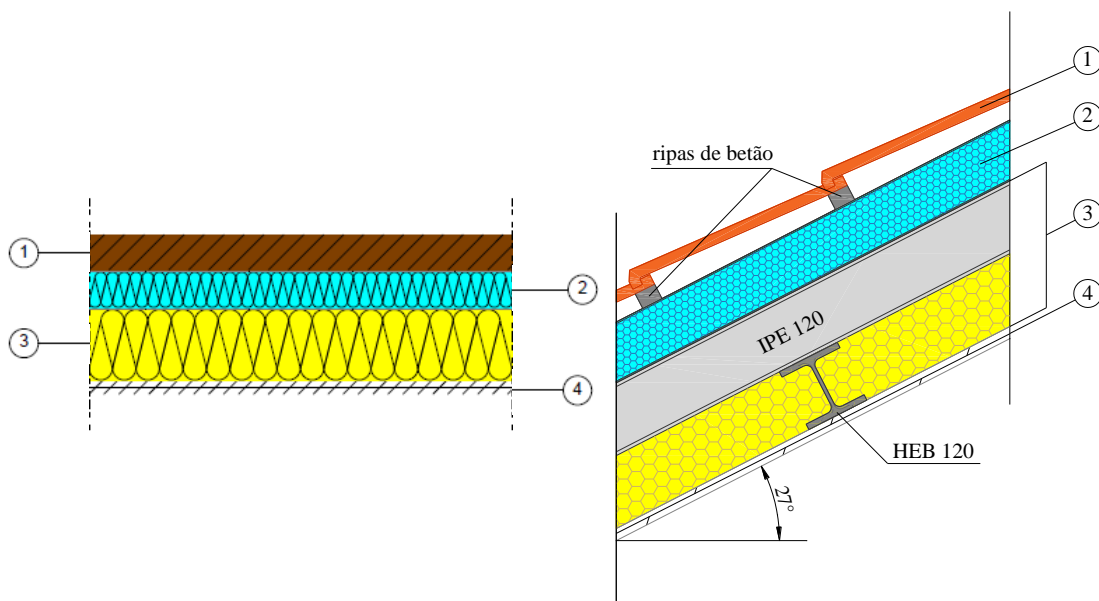
Figura I-20 – Pormenor construtivo das paredes de compartimentação

4.7. Cobertura

As medidas do projeto de Arquitetura relativamente à cobertura consistem na sua substituição integral, eliminação de uma das chaminés, construção de mansarda com um vão envidraçado para aproveitamento do sótão e ainda de uma claraboia para fornecer iluminação natural à caixa de escadas.

A nova cobertura possui isolamento térmico e acústico e foi contraventada com recurso a uma viga metálica a meio-vão, de modo a não ter problemas de encurvadura lateral nas vigas inclinadas que servem de suporte à estrutura da cobertura.

Apresenta-se na figura seguinte o pormenor construtivo adotado, proveniente do programa Cypeterm utilizado no Projeto de Isolamento Térmico (em corte transversal). Para um melhor entendimento da solução adotada, apresenta-se também, na mesma figura, um pormenor em corte no sentido longitudinal.



Cobertura inclinada, de uma água, composta por: 1) telha cerâmica com 5 cm de espessura assente em ripas de betão; 2) painel sandwich composto por chapa de aço superior, poliestireno extrudido (XPS) com 10 cm de espessura e chapa de aço inferior; 3) lã de rocha (MW) com 24 cm de espessura, preenchendo os vazios entre os perfis metálicos; 4) placa de gesso cartonado com 2 cm de espessura.

Figura I-21 – Pormenor construtivo da cobertura em corte transversal (à esquerda) e em corte longitudinal (à direita)

O recurso a painéis solares é obrigatório ao abrigo do Dec-Lei 118/2013 desde que haja exposição solar adequada. Para tal, a orientação da cobertura teria de ficar compreendida entre os quadrantes SW e SE o que, no presente caso, não se verifica, inviabilizando assim a colocação dos mesmos.

5. Calendarização e Estimativa de Custos

Estima-se para a execução da obra 12 meses a partir da data de início da mesma. A calendarização das várias fases da obra apresenta-se sintetizada na tabela seguinte.

Tabela I-2 – Calendarização da obra

Meses	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Preparação de obra	×											
Demolições	×	×										
Estrutura metálica / Lajes		×	×									
Paredes de Alvenaria de Tijolo			×	×								
Rede Elétrica					×	×						
Rede de Esgotos					×	×						
Rede de Águas					×	×						
Rebocos em paredes interiores						×	×					
Rebocos em paredes exteriores						×	×					
Tetos falsos / Reboco de Tetos							×	×				
Estuque em paredes interiores e tetos							×	×				
Revestimentos de paredes e pavimentos								×	×	×		
Louças sanitárias									×	×		
Equipamentos de cozinha									×	×		
Carpintarias / Serralharias										×	×	
Pinturas e Limpezas gerais											×	×

Em termos de custos de construção, estima-se o seguinte orçamento:

$$550,00 \text{ €/m}^2 \times 216,44 \text{ m}^2 = 119\,042,00 \text{ €}$$

Sendo o valor de 216,44 m² correspondente à área bruta de construção.

Total da estimativa de custos: **119 042 €** (cento e dezanove mil e quarenta e dois euros).

6. Materiais

Todos os materiais considerados no presente projeto são adequados aos fins em vista, obedecendo às características mínimas exigidas pela regulamentação portuguesa em vigor e sujeitando-se ainda a sua aplicação a resultados de ensaios obtidos em laboratórios oficiais.

BETÃO:

Fundações	C20/25
Betão de regularização	C12/15
Betão complementar	C25/30

AÇO:

Varões em betão armado	A500 NR
Perfis laminados	S235 (Fe 360)
Chapas de aço	S355 (Fe 510)

Não se dispensa a consulta das peças desenhadas para maior detalhe dos materiais a aplicar.

Recobrimentos adotados nos elementos estruturais de acordo com os mínimos impostos pelo RSA:

Sapatas:	5,0 cm
Lintéis:	5,0 cm

7. Ações e Combinações de Ações

Para efeitos de cálculo e verificação da segurança, consideraram-se as seguintes ações provenientes dos materiais empregues e da regulamentação em vigor (EC's):

7.1. Ações Permanentes

7.1.1 Peso Próprios dos Elementos Estruturais

No geral

Betão Armado	25,00	kN/m ³
Estruturas Metálicas	78,50	kN/m ³

Em particular

Laje Aligeirada	1,83	kN/m ²
-----------------	------	-------------------

7.1.2 Restantes Cargas Permanentes

Cobertura

Telha cerâmica	0,43	kN/m ²
Ripas de betão	0,18	kN/m ²
Painel sandwich	0,09	kN/m ²
Gesso Cartonado	0,20	kN/m ²

Pavimentos

Paredes divisórias	2,16	kN/m ²
Revestimentos	1,00	kN/m ²

7.2. Ações Variáveis

7.2.1 Sobrecarga

Cobertura (Categoria H ⁴)	0,40	kN/m ²
Pavimentos (Categoria A ⁵)	2,00	kN/m ²

⁴ Categoria H: categoria de utilização definida no EC 0 para aplicação de sobrecargas em coberturas não acessíveis, exceto para operações de manutenção.

⁵ Categoria A: categoria de utilização definida no EC 0 para aplicação de sobrecargas em zonas de habitação.

7.2.2 Sismo

Uma vez que o edifício se localiza em Lisboa, os dados considerados para a determinação dos espectros de resposta foram os seguintes:

- **Zona sísmica:**

De acordo com o EC 8, no dimensionamento de estruturas em Portugal Continental, devem ser considerados dois tipos de ação sísmica: **Ação Sísmica Tipo 1** e **Ação Sísmica Tipo 2** (Figura I-22). Para a cidade de Lisboa, consideram-se as zonas sísmicas 1.3 e 2.3 para as ações sísmicas tipo 1 e tipo 2, respetivamente.

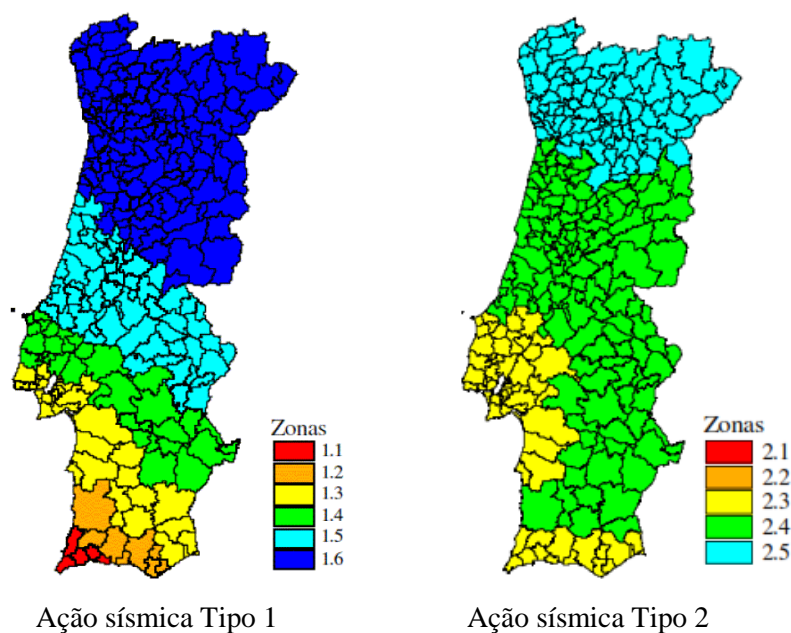


Figura I-22 – Zonamento sísmico em Portugal Continental [22]

- **Aceleração máxima de referência:**

Os valores da aceleração máxima de referência (ag_R) para a zona sísmica de Lisboa e para os dois tipos de ação sísmica estão definidos no Anexo Nacional e são de $1,5 \text{ m/s}^2$ para a ação sísmica tipo 1 e de $1,7 \text{ m/s}^2$ para a ação sísmica tipo 2.

- **Classe de importância:**

O EC 8, item 4.2.5 define as classes e coeficientes de importância para os edifícios.

O edifício em estudo insere-se na classe de importância II (edifícios correntes), a que corresponde o coeficiente de importância $\gamma_1 = 1,0$.

- **Tipo de terreno:**

De acordo com o Anexo Nacional (NA), para edifícios que reúnam cumulativamente as seguintes condições:

- não estarem situados em locais com tipos de terreno especiais S1 ou S2 (ver Quadro 3.1 do EC 8);
- pertencerem às classes de importância I ou II;
- terem uma área de construção igual ou inferior a 1000 m²;
- terem um número de pisos acima do terreno envolvente igual ou inferior a 4;

poderá dispensar-se a realização de prospeção adicional do terreno para a definição da ação sísmica, adotando por defeito a ação sísmica definida para terrenos do tipo B.

As características deste tipo de terreno encontram-se definidas em pormenor no Quadro 3.1 do EC 8.

- **Coefficiente de comportamento:**

Foi adotado um coeficiente de comportamento $q = 1,5$, uma vez que o edifício em estudo apresenta uma estrutura regular, de baixa dissipação e uma classe de importância não superior a II.

Neste caso, a estrutura pode ser classificada como DCL (estrutura de baixa ductilidade) e o seu dimensionamento pode ser efetuado exclusivamente segundo o EC 3, não havendo necessidade de respeitar o EC 8.

- **Modos de vibração:**

Consideraram-se 5 modos de vibração.

- **Massas:**

Relativamente às massas presentes na combinação sísmica ($G + \Psi_2 \times SC$, com $\Psi_2 = 0,3$), considerou-se o contributo das paredes exteriores em alvenaria de pedra.

7.2.3 Vento e Variação de Temperatura

Não se consideraram as ações do vento nem da variação de temperatura porque a estrutura metálica será executada no interior do edifício, uma vez que as paredes exteriores não serão demolidas.

7.3. Combinações de Ações

De acordo com o EC 0, NP EN 1990:2009, para a verificação da segurança em relação aos estados limites serão consideradas as combinações de ações cuja atuação simultânea seja verosímil e que produzam na estrutura os efeitos mais desfavoráveis.

Na verificação da segurança em relação aos estados limites últimos, os esforços de cálculo são obtidos com as seguintes combinações fundamentais:

Combinações Últimas Fundamentais: $F_d = \gamma_g \sum F_{gik} + \gamma_q (F_{q1k} + \sum \Psi_{0j} F_{qjk})$

Na verificação da segurança em relação aos estados limites de utilização, os esforços de cálculo são obtidos com as seguintes combinações:

Combinações Quase Permanentes: $F_{d,qp} = \sum F_{gik} + \sum \Psi_{2j} F_{qjk}$

De acordo com o EC 1, NP EN 1991-1-1:2009, os valores recomendados para os coeficientes γ_g , γ_q e Ψ aplicados às ações são os seguintes:

Tabela I-3 – Coeficientes parciais de segurança das ações permanentes e variáveis

	Ações	Coefficientes
γ_G	Permanentes: peso próprio e restante carga permanente	1,35
γ_Q	Variáveis: sobrecargas	1,50

Tabela I-4 – Coeficientes Ψ para sobrecargas em edifícios

Sobrecargas em edifícios (ver a EN 1991-1-1)	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Categoria A: zonas de habitação	0,7	0,5	0,3
Categoria H: coberturas	0	0	0

As combinações de ações para os Estados Limites Últimos utilizadas no cálculo foram as seguintes:

ELU_CP – ação de base cargas permanentes

1,35 DEAD + 1,35 CP_COB + 1,35 DEAD_PAV + 1,35 RCP_PAV

ELU_CP+SC – ação de base sobrecargas

$$1,35 \text{ DEAD} + 1,35 \text{ CP_COB} + 1,50 \text{ SC_COB} + 1,35 \text{ DEAD_PAV} + 1,35 \text{ RCP_PAV} + 1,50 \text{ SC_PAV}$$
ELU_CP+SC+SISMO1 – ação de base sismo1

$$1,00 \text{ DEAD} + 1,00 \text{ CP_COB} + 0,30 \text{ SC_COB} + 1,00 \text{ DEAD_PAV} + 1,00 \text{ RCP_PAV} + 0,30 \text{ SC_PAV} + 1,00 \text{ SISMO1}$$
ELU_CP+SC+SISMO2 – ação de base sismo2

$$1,00 \text{ DEAD} + 1,00 \text{ CP_COB} + 0,30 \text{ SC_COB} + 1,00 \text{ DEAD_PAV} + 1,00 \text{ RCP_PAV} + 0,30 \text{ SC_PAV} + 1,00 \text{ SISMO2}$$
ENV_ELU – envolvente das combinações acima

As combinações de ações para os Estados Limites de Utilização utilizadas no cálculo foram as seguintes:

ELS_CP – ação de base cargas permanentes

$$1,00 \text{ DEAD} + 1,00 \text{ CP_COB} + 1,00 \text{ DEAD_PAV} + 1,00 \text{ RCP_PAV}$$
ELS_CP+SC – ação de base sobrecargas

$$1,00 \text{ DEAD} + 1,00 \text{ CP_COB} + 0,30 \text{ SC_COB} + 1,00 \text{ DEAD_PAV} + 1,00 \text{ RCP_PAV} + 0,30 \text{ SC_PAV}$$
ENV_ELS – envolvente das combinações acima

Na seguinte tabela apresenta-se a designação utilizada no programa de cálculo para cada uma das ações utilizadas nas combinações acima referidas.

Tabela I-5 – Ações definidas no modelo de cálculo

Designação SAP2000	Descrição da Ação
DEAD	peso próprio dos elementos estruturais
CP_COB	cargas permanentes atuantes na cobertura
SC_COB	sobrecargas atuantes na cobertura
DEAD_PAV	peso próprio da laje de pavimento
RCP_PAV	restantes cargas permanentes atuantes no pavimento
SC_PAV	sobrecargas atuantes no pavimento

8. Modelo Estrutural

8.1. Software de Análise Estrutural

A análise elástica tridimensional do edifício foi realizada com recurso ao programa de cálculo de elementos finitos SAP2000 *Structural Analysis Program*, versão 17.

O modelo é definido relativamente a um único sistema de coordenadas global. Os eixos globais ortogonais entre si são designados por X, Y e Z. O eixo X corresponde ao desenvolvimento horizontal longitudinal (maior dimensão do edifício em planta) e o eixo Y ao desenvolvimento horizontal transversal (menor dimensão do edifício em planta). O eixo Z tem direção vertical.

Apresenta-se na figura abaixo o modelo de cálculo considerado.

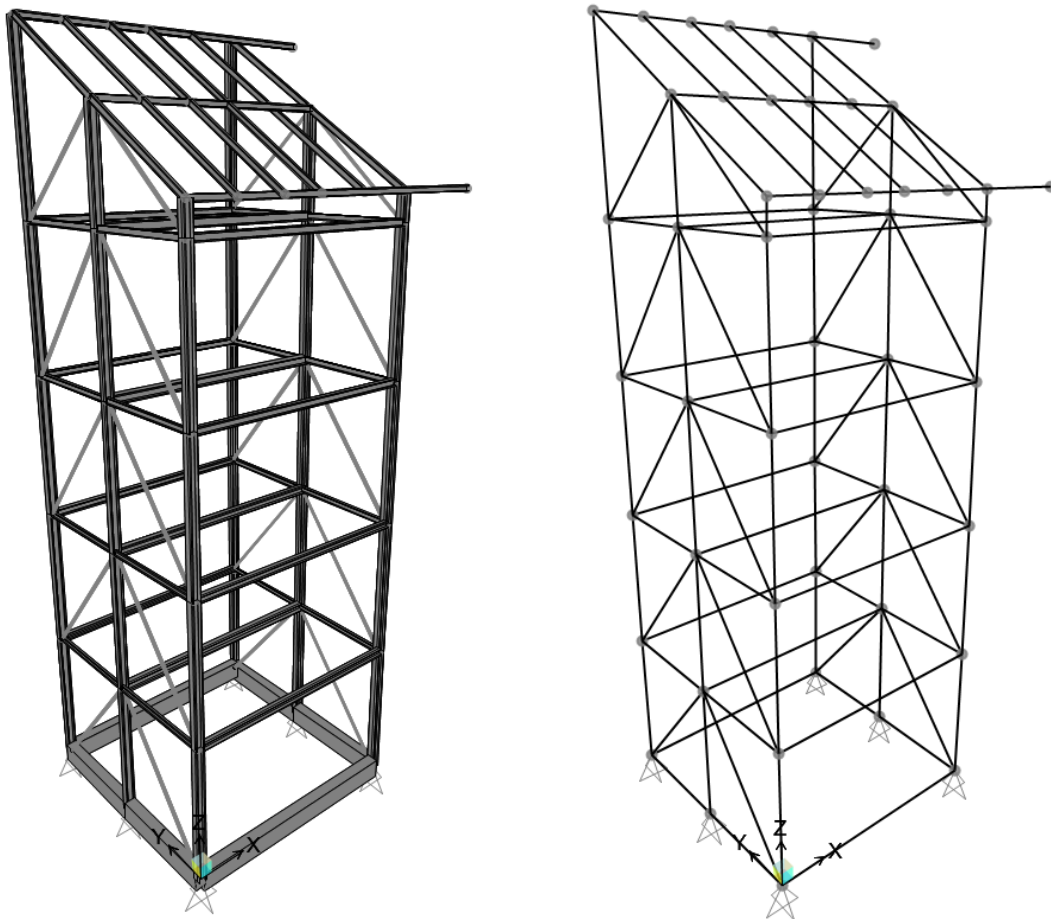


Figura I-23 – Modelo de cálculo em SAP2000

Cada nó ou barra tem o seu próprio sistema de eixos local, eixos 1, 2 e 3, perpendiculares entre si. O eixo 1 é representado a vermelho, o eixo 2 a verde e o eixo 3 a azul (Figura I-24). No caso dos elementos de barra, o eixo 1 corresponde ao desenvolvimento longitudinal da viga, o eixo 2, é em geral, correspondente ao eixo de menor inércia e o eixo 3 correspondente ao eixo de maior inércia.

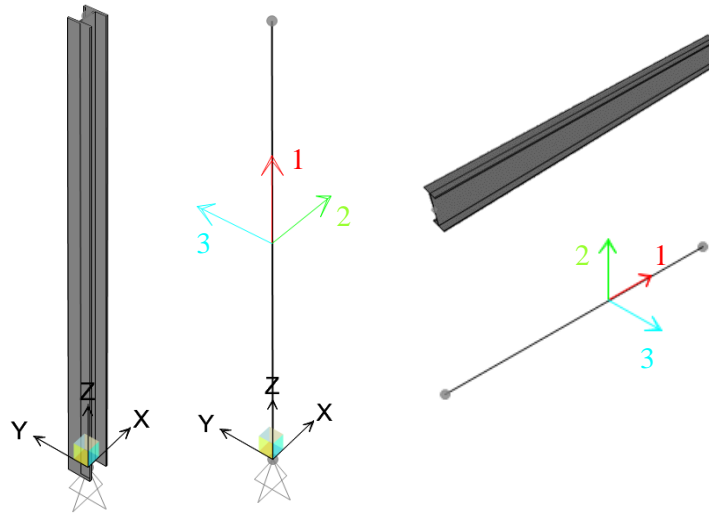
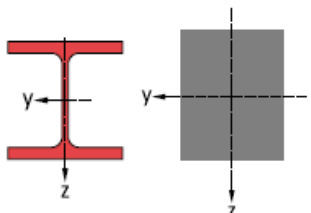


Figura I-24 – Sistemas de Eixos Global e Local de elementos genéricos

Na tabela abaixo apresenta-se a correspondência entre a nomenclatura dos eixos locais dos elementos (colunas ou vigas) no SAP2000 para o sistema de eixos adotado nos cálculos analíticos de dimensionamento estrutural.

Tabela I-6 – Correspondência entre sistemas de eixos

<p>SEÇÕES TRANSVERSAIS</p> 	Eixos Locais do SAP2000	Eixos Adotados no Cálculo
Desenvolvimento longitudinal do elemento	1	x
Direção da menor inércia da seção transversal	2	z
Direção da maior inércia da seção transversal	3	y

8.2. Descrição Genérica do Modelo de Cálculo

Associaram-se pilares e vigas a elementos finitos lineares, sendo a cada elemento atribuídas as propriedades relativas às suas dimensões e materiais. Nos elementos que simulam as vigas e os pilares foram aplicados os carregamentos correspondentes às seguintes ações: peso próprio dos elementos estruturais, restantes cargas permanentes e sobrecargas.

As lajes aligeiradas não foram modeladas estruturalmente, simulando-se os seus efeitos na estrutura do edifício através de cargas uniformemente distribuídas aplicadas nas vigas dos pisos, correspondentes às suas reações de apoio.

Os esforços nos elementos estruturais foram determinados através de uma análise tridimensional da estrutura considerando quer o comportamento elástico linear dos materiais, quer a linearidade geométrica.

O comportamento sísmico foi estudado com base numa análise dinâmica da estrutura baseada em espectros de resposta de aceleração (EC 8). Os deslocamentos assim obtidos foram utilizados no controlo da deformabilidade global, assim como na verificação das deformações máximas entre pisos.

Os esforços resultantes foram devidamente combinados com as ações quase permanentes, no sentido de se obterem as várias situações de flexão composta desviada para o dimensionamento.

As propriedades dos materiais, as propriedades das secções, as ações e combinações de ações inseridas no programa de cálculo automático, assim como os esforços obtidos na análise são objeto de capítulos próprios no presente documento.

8.3. Modelação do Edifício

O modelo adotado para a análise do edifício teve por base o Projeto de Estabilidade, no que respeita à posição dos vários elementos estruturais sendo este por sua vez, condicionado pela Arquitetura. Numa primeira fase, foi feito um modelo 3D em AutoCAD da estrutura do edifício que foi posteriormente importado para o SAP2000. Nas figuras seguintes apresenta-se a numeração das barras (elementos *frame*) e as respetivas secções das vigas e colunas metálicas e das vigas de fundação em betão, de acordo com o modelo de cálculo.

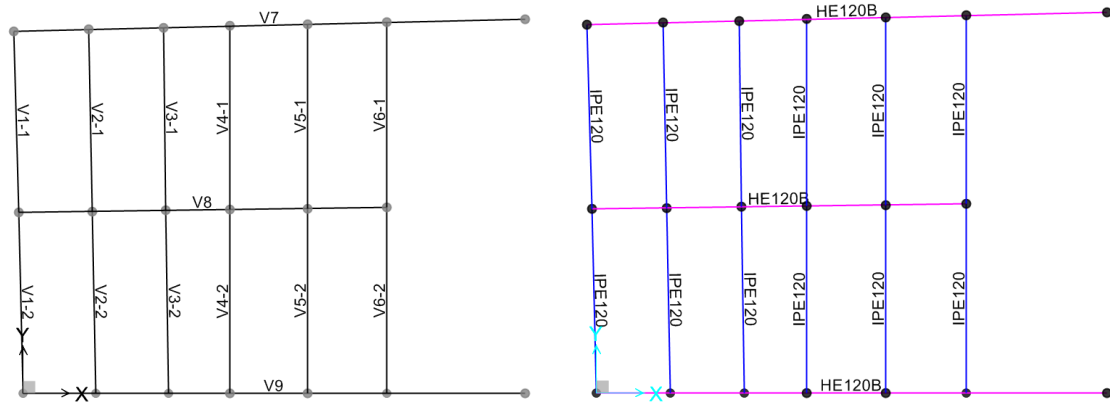


Figura I-25 – Numeração e secções das vigas metálicas da cobertura (V1 a V9)

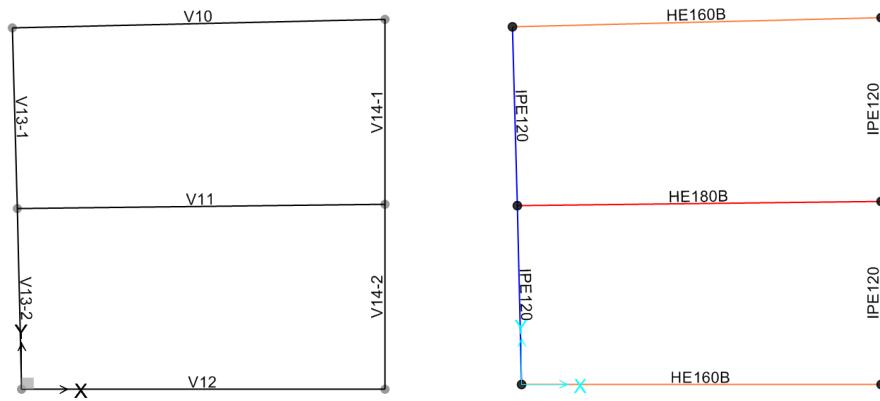


Figura I-26 – Numeração e secções das vigas metálicas do piso 4 (V10 a V14)

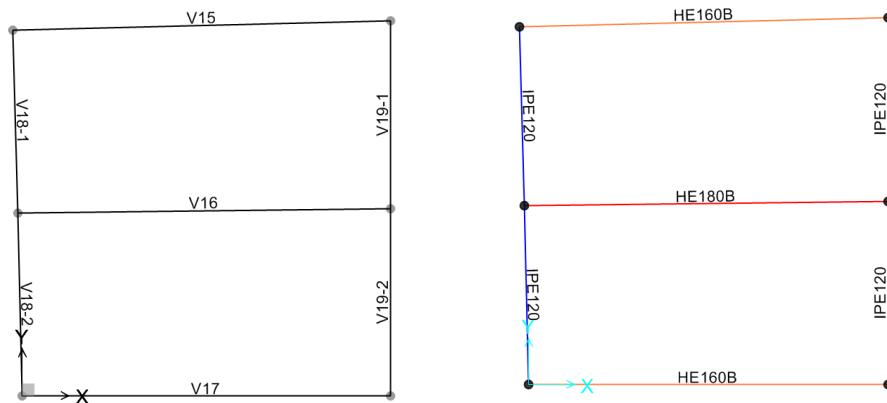


Figura I-27 – Numeração e secções das vigas metálicas do piso 3 (V15 a V19)

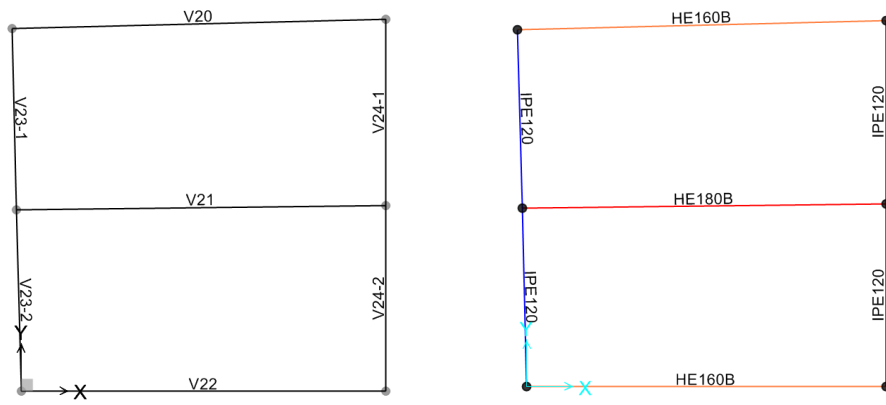


Figura I-28 – Numeração e secções das vigas metálicas do piso 2 (V20 a V24)

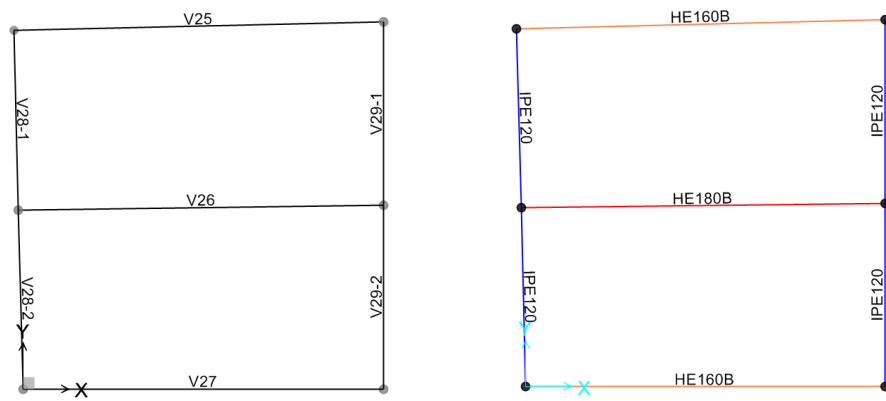


Figura I-29 – Numeração e secções das vigas metálicas do piso 1 (V25 a V29)

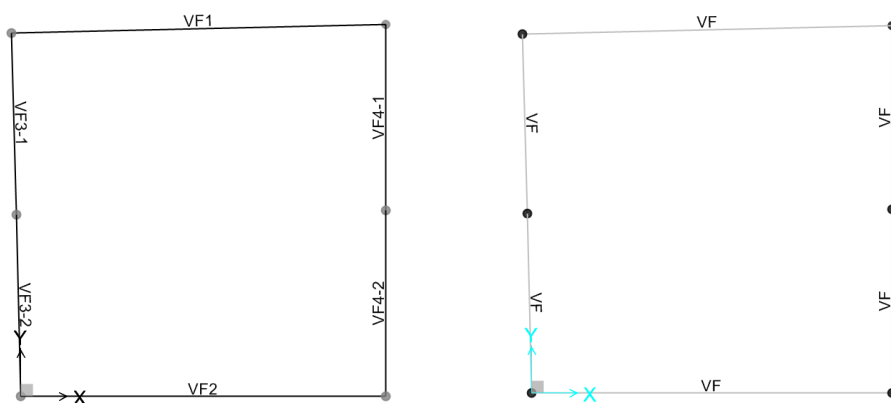


Figura I-30 – Numeração e secções das vigas de fundação do piso 0 (VF1 a VF4)

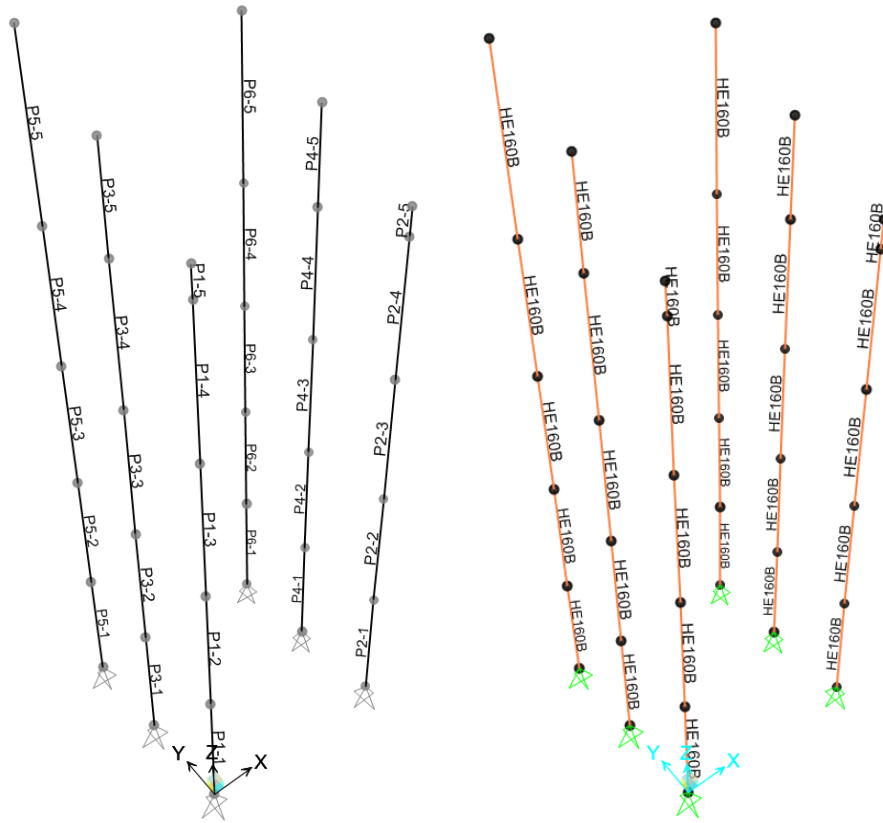


Figura I-31 – Numeração e seções das colunas metálicas

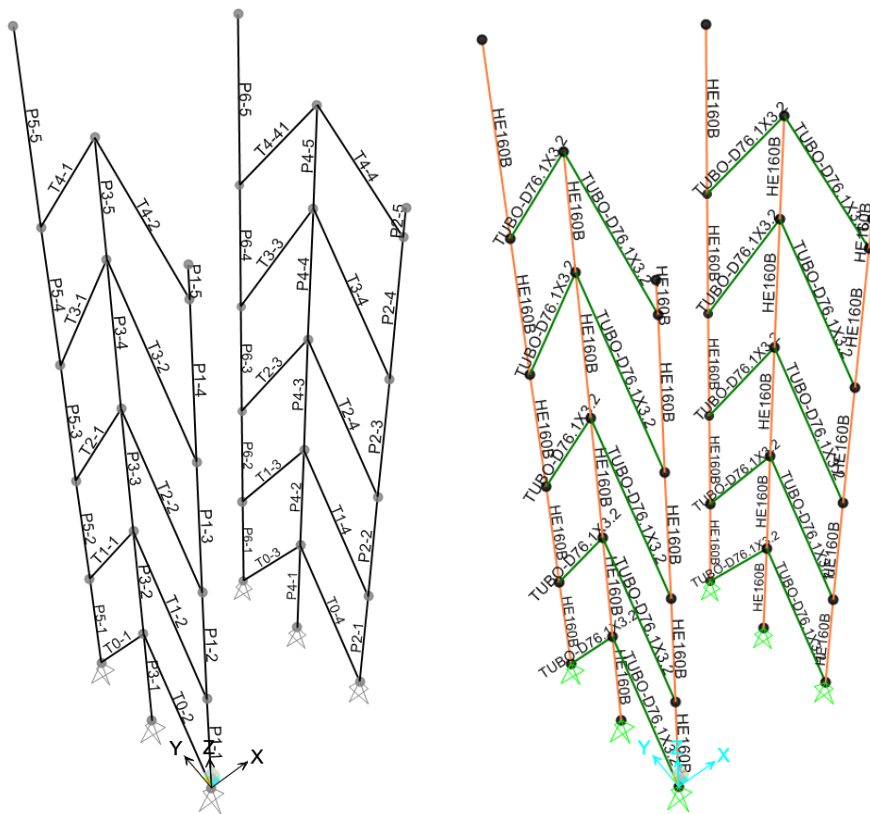


Figura I-32 – Numeração e seções dos travamentos das colunas metálicas

9. Regulamentação

De um modo geral, enumeram-se abaixo os regulamentos aplicáveis a este projeto, considerando que se trata de um projeto de estabilidade da alteração de um edifício cuja solução adotada consiste numa estrutura metálica com sapatas de fundação em betão armado. Assim, a regulamentação considerada foi a seguinte:

- REH – Regulamento de Desempenho Energético dos Edifícios de Habitação, DL118/2013 de 20 de agosto;
- RGEU – Regulamento Geral das Edificações Urbanas;
- RSAEEP – Regulamento de Segurança e Ações em Estruturas de Edifícios e Pontes;
- NP EN 206 Betão – Parte 1: Especificação, desempenho, produção e conformidade;
- NP EN 1990 Eurocódigo 0: Bases para projeto de estruturas;
- NP EN 1991 Eurocódigo 1 – Ações em estruturas – Parte 1-1: Ações gerais;
- NP EN 1992 Eurocódigo 2 – Projeto de estruturas de betão – Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios;
- NP EN 1993 Eurocódigo 3 – Projeto de estruturas de aço – Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios;
- NP EN 1998 Eurocódigo 8 – Projeto de estruturas para resistência aos sismos – Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios.

A – PEÇAS ESCRITAS

II. CÁLCULOS JUSTIFICATIVOS

ÍNDICE GERAL

	Pág.
1. Dimensionamento das Vigas Metálicas Inclinadas da Cobertura	1
1.1. Quantificação das Ações	2
1.2. Pré-dimensionamento	4
1.2.1 Escolha da seção transversal	6
1.2.2 Classificação da seção transversal.....	7
1.3. Estado Limite Último de Flexão.....	9
1.4. Estado Limite Último de Esforço Transverso	13
1.5. Estado Limite de Utilização de Deformação	16
2. Dimensionamento das Vigas Metálicas Horizontais da Cobertura.....	19
2.1. Quantificação das Ações	19
2.2. Pré-dimensionamento	22
2.2.1 Escolha da seção transversal	23
2.2.2 Classificação da seção transversal.....	24
2.3. Estado Limite Último de Flexão.....	26
2.4. Estado Limite Último de Esforço Transverso	28
2.5. Estado Limite de Utilização de Deformação	30
3. Dimensionamento das Lajes de Pavimento	33
3.1. Escolha do Tipo de Pavimento	33
3.2. Quantificação das Ações	35
3.3. Estado Limite Último de Flexão.....	36
3.4. Estado Limite Último de Esforço Transverso	38
3.5. Armadura de Distribuição	39
3.5.1 Armadura na direção perpendicular às vigotas	39
3.5.2 Armadura na direção das vigotas	40
3.6. Estado Limite de Utilização de Deformação	41
3.7. Estado Limite de Utilização de Fendilhação	43
4. Dimensionamento das Vigas Metálicas dos Pisos	45
4.1. Quantificação das Ações	45
4.2. Pré-dimensionamento	46
4.2.1 Escolha da seção transversal	48
4.2.2 Classificação da seção transversal.....	49
4.3. Estado Limite Último de Flexão.....	52
4.4. Estado Limite Último de Esforço Transverso	56
4.5. Estado Limite de Utilização de Deformação	59

	Pág.
5. Dimensionamento das Colunas Metálicas	61
5.1. Propriedades da Secção Transversal.....	61
5.2. Consideração dos Efeitos de Segunda Ordem	62
5.3. Esforços Atuantes de Cálculo.....	64
5.4. Classificação da Secção Transversal.....	64
5.5. Verificação da Resistência da Secção	65
5.5.1 Resistência à Flexão Composta com Compressão	65
5.5.2 Resistência à Flexão Composta com Esforço Transverso.....	66
5.6. Verificação da Resistência à Encurvadura do Elemento	67
5.6.1 Resistência à Encurvadura da alma por Esforço Transverso.....	67
5.6.2 Resistência à Encurvadura por Flexão	68
6. Dimensionamento das Fundações.....	79
6.1. Geometria da Sapata.....	79
6.2. Esforços Atuantes de Cálculo.....	80
6.3. Método das Bielas e Tirantes.....	81

ÍNDICE DE FIGURAS

	Pág.
Figura II-1 – Planta da cobertura.....	1
Figura II-2 – Representação, em corte, da carga permanente atuante na cobertura.....	2
Figura II-3 – Representação, em corte, da sobrecarga atuante na cobertura.....	3
Figura II-4 – Esquema do modelo adotado para o cálculo do corte nas vigas V1 e V6.....	15
Figura II-5 – Esquema do modelo adotado para o cálculo do corte nas vigas V2 a V5.....	15
Figura II-6 – Planta da cobertura com a introdução de uma viga intermédia	19
Figura II-7 – Representação, em corte, das cargas atuantes nas vigas V7, V8 e V9.....	20
Figura II-8 – Representação, em corte, das cargas atuantes nas vigas V7 e V9.....	21
Figura II-9 – Representação, em corte, das cargas atuantes na viga V8.	21
Figura II-10 – Geometria transversal das vigotas [21].....	34
Figura II-11 – Geometria transversal dos blocos de cofragem [21].....	34
Figura II-12 – Planta tipo dos pisos	36
Figura II-13 – Representação, em corte, da carga atuante no pavimento.....	37
Figura II-14 – Planta das vigas metálicas do piso 4	45
Figura II-15 – Representação, em corte, da carga atuante nas vigas V10 e V12	57
Figura II-16 – Representação, em corte, da carga atuante na viga V11	58
Figura II-17 – Diferentes modos de encurvadura e comprimentos efetivos correspondentes.....	71
Figura II-18 – Geometria da sapata contínua em planta e em corte.....	79
Figura II-19 – Distribuição de tensões no solo de sapatas rígidas e sapatas flexíveis [16].....	80
Figura II-20 – Esquema do modelo de cálculo adotado.....	81

ÍNDICE DE TABELAS

	Pág.
Tabela II-1 – Propriedades dos perfis metálicos IPE 100 e IPE 120 (adaptado das Tabelas ARBED).....	6
Tabela II-2 – Limites máximos das relações largura-espessura para componentes internos comprimidos (adaptado do EC3 – Quadro 5.2).....	7
Tabela II-3 – Limites máximos das relações largura-espessura para banzos em consola (adaptado do EC3 – Quadro 5.2).....	8
Tabela II-4 – Curvas de encurvadura lateral recomendadas para seções transversais (EC3 – Quadro 6.4)	10
Tabela II-5 – Valores recomendados dos fatores de imperfeição para as curvas de encurvadura lateral (EC3 – Quadro 6.3).....	10
Tabela II-6 – Coeficiente C1 para vigas com cargas transversais.....	11
Tabela II-7 – Propriedades dos perfis metálicos HEB 100 e HEB 120 (adaptado das Tabelas ARBED).....	23
Tabela II-8 – Limites máximos das relações largura-espessura para componentes internos comprimidos (adaptado do EC3 – Quadro 5.2).....	24
Tabela II-9 – Limites máximos das relações largura-espessura para banzos em consola (adaptado do EC3 – Quadro 5.2).....	25
Tabela II-10 – Características do tipo de pavimento escolhido [21].....	33
Tabela II-11 – Elementos de medição do pavimento escolhido.....	39
Tabela II-12 – Propriedades dos perfis metálicos HEB 160 e HEB 180 (adaptado das Tabelas ARBED).....	48
Tabela II-13 – Limites máximos das relações largura-espessura para componentes internos comprimidos (adaptado do EC3 – Quadro 5.2).....	49
Tabela II-14 – Limites máximos das relações largura-espessura para banzos em consola (adaptado do EC3 – Quadro 5.2).....	50
Tabela II-15 – Propriedades do perfil metálico HEB 160 (adaptado das Tabelas ARBED).....	62
Tabela II-16 – Valores de α_{cr} obtidos para cada piso	63
Tabela II-17 – Esforços Máximos nas Colunas Metálicas	64
Tabela II-18 – Curvas de encurvadura em função da seção transversal (EC3-1-1 – Quadro 6.2)	71
Tabela II-19 – Fatores de imperfeição para as curvas de encurvadura (EC3-1-1 – Quadro 6.1)	71
Tabela II-20 – Coeficiente C1 para elementos com momentos de excentricidade e $-1 \leq \Psi \leq -3/4$	72
Tabela II-21 – Coeficiente C1 para elementos com momentos de excentricidade e $\Psi = 1,0$	74

	Pág.
Tabela II-22 – Valores de k em função da relação e/a [13].....	82

1. Dimensionamento das Vigas Metálicas Inclinadas da Cobertura

Como já foi referido anteriormente, a cobertura do edifício apresenta apenas uma água com inclinação de 27° e a solução construtiva adotada consiste num painel sandwich com revestimento em telha cerâmica pelo exterior e teto falso em gesso cartonado pelo interior.

As vigas metálicas inclinadas V1 a V6, representadas em planta na Figura II-1, suportam diretamente a ação das cargas permanentes e da sobrecarga, sendo responsáveis pela transmissão dessas mesmas cargas às vigas que lhes servem de apoio.

Numa primeira análise considerou-se que as vigas inclinadas V1 a V6 seriam simplesmente apoiadas na viga de cumeeira e na viga de apoio inferior, também representadas em planta na figura abaixo.

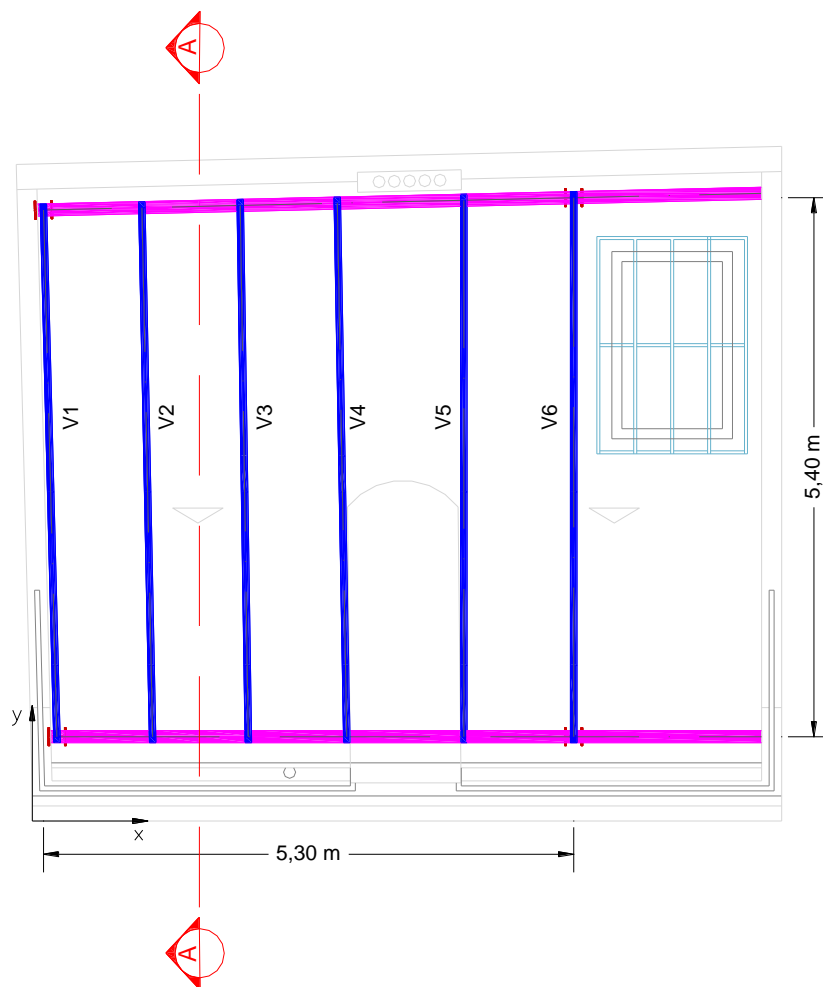


Figura II-1 – Planta da cobertura

1.1. Quantificação das Ações

Considerando a solução construtiva definida para a cobertura e os pesos específicos dos vários materiais que a constituem, estima-se em seguida o valor das cargas permanentes.

Telha cerâmica	0,43 kN/m ²
Ripas de betão	0,18 kN/m ²
Painel sandwich	0,09 kN/m ²
Gesso cartonado	0,20 kN/m ²

$$\Sigma(\text{cargas permanentes}) = g' = 0,90 \text{ kN/m}^2$$

Como as vigas em questão são inclinadas (a 27°) e não horizontais e tendo em conta que os pesos dos vários materiais que suportam são ações gravíticas, tendo por isso sentido vertical e orientação descendente, a carga resultante g' acima calculada terá a seguinte configuração:

CORTE A-A

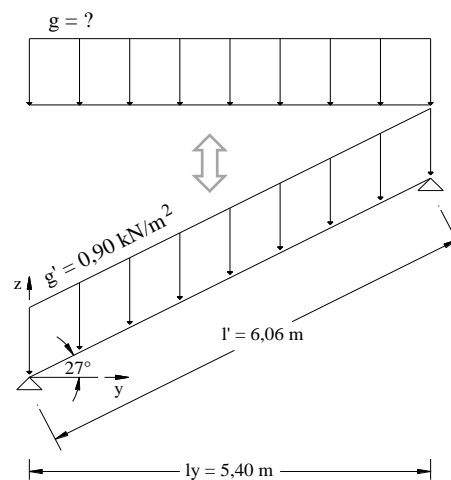


Figura II-2 – Representação, em corte, da carga permanente atuante na cobertura

Para obter o valor da carga horizontal equivalente (g) que corresponde ao valor das cargas permanentes a considerar para efeitos de cálculo das vigas inclinadas da cobertura, utilizou-se a seguinte relação:

$$g \times l_y = g' \times l' \Leftrightarrow g = g' \times \frac{l'}{l_y}$$

Substituindo os valores conhecidos de g' , l' e l_y , tem-se que:

$$g = 0,90 \times \frac{6,06}{5,40} \Leftrightarrow g = 1,01 \text{ kN/m}^2$$

A sobrecarga (q) regulamentar para coberturas tem o valor de $0,40 \text{ kN/m}^2$ e atua como uma carga uniformemente distribuída horizontal, independentemente da inclinação da cobertura, tal como representado no esquema da Figura II-3.

CORTE A-A

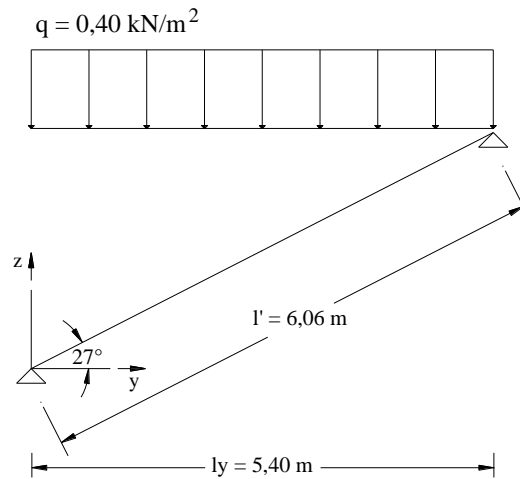


Figura II-3 – Representação, em corte, da sobrecarga atuante na cobertura

Em suma, as vigas inclinadas da cobertura V1 a V6 estão sujeitas às seguintes ações:

- Cargas permanentes: $g = 1,01 \text{ kN/m}^2$
- Sobrecarga: $q = 0,40 \text{ kN/m}^2$

Apesar de muito semelhantes, os espaçamentos entre as vigas inclinadas da cobertura não são exatamente iguais, devido à existência de uma janela na mansarda que condiciona o seu posicionamento. No entanto, a diferença de valores não é significativa sendo, por isso, o espaçamento considerado para o cálculo do valor da carga (F_{Ed}) atuante nas vigas inclinadas, a distância média ($l_{x,méd.}$) dos espaçamentos entre perfis, supondo que estariam equidistantes.

$$l_{x,méd.} = \frac{l_x}{5} = \frac{5,30 \text{ m}}{5} = 1,06 \text{ m}$$

Assim, seja F_{Ed} o valor atuante de cálculo da carga uniformemente distribuída, por metro linear de viga:

- Para as vigas de periferia V1 e V6, o valor da carga atuante de cálculo é dado por:

$$F_{Ed} = (\gamma_G \times g + \gamma_Q \times q) \times \frac{l_{x,méd.}}{2} \quad (1.1)$$

- Para as vigas interiores V2 a V5, o valor da carga atuante de cálculo é o dobro do considerado para as vigas de periferia, ou seja:

$$F_{Ed} = 2 \times \left[(\gamma_G \times g + \gamma_Q \times q) \times \frac{l_{x,méd.}}{2} \right] \quad (1.2)$$

sendo:

$\gamma_G = 1,35$	coeficiente parcial relativo às ações permanentes;
$\gamma_Q = 1,50$	coeficiente parcial relativo às ações variáveis;
$g = 1,01 \text{ kN/m}^2$	valor das cargas permanentes por m^2 da cobertura;
$q = 0,40 \text{ kN/m}^2$	valor da sobrecarga por m^2 da cobertura;
$l_{x,\text{méd.}} = 1,06 \text{ m}$	distância média entre vigas.

Substituindo todos os valores nas equações 1.1 e 1.2 obtém-se:

- Para as vigas de periferia V1 e V6:

$$F_{Ed} = (1,35 \times 1,01 + 1,50 \times 0,40) \times \frac{1,06}{2} = 1,04 \text{ kN/m}$$

- Para as vigas interiores V2 a V5:

$$F_{Ed} = (1,35 \times 1,01 + 1,50 \times 0,40) \times 1,06 = 2,08 \text{ kN/m}$$

1.2. Pré-dimensionamento

Tal como referido anteriormente, em primeiro lugar será feito o dimensionamento das vigas inclinadas da cobertura que suportam diretamente o painel sandwich e as telhas.

A seção transversal atribuída a estas vigas terá que verificar a segurança de acordo com a regulamentação em vigor, para as ações a que estarão sujeitas, já estimadas no ponto 1.1.

De acordo com o EC3, cláusula 6.2.5, o valor do momento fletor atuante (M_{Ed}) em cada seção transversal deve satisfazer a condição:

$$M_{Ed} \leq M_{c,Rd} \quad (1.3)$$

sendo:

M_{Ed} valor de cálculo do momento fletor atuante;

$M_{c,Rd}$ valor de cálculo do momento fletor resistente, determinado do seguinte modo:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{para as seções transversais da Classe 1 ou 2} \quad (1.4)$$

em que:

$M_{pl,Rd}$ valor de cálculo do momento fletor resistente plástico;

W_{pl} módulo de flexão plástico da seção transversal;

f_y tensão de cedência do aço (adota-se $f_y = 235 \text{ MPa}$ de acordo com o EC3 – Quadro 3.1 para o aço da classe S 235 e $t \leq 40 \text{ mm}$);

γ_{M0} coeficiente parcial de segurança para a resistência de seções transversais de qualquer classe (adota-se $\gamma_{M0} = 1,00$).

O designado momento fletor atuante (M_{Ed}) corresponde ao máximo valor do momento fletor numa viga simplesmente apoiada sujeita a uma carga uniformemente distribuída e é dado por:

$$M_{Ed} = \frac{F_{Ed} \times l_y^2}{8} \quad (1.5)$$

- Vigas de periferia V1 e V6:

$$F_{Ed} = 1,04 \text{ kN/m e } l_y = 5,40 \text{ m}$$

Substituindo os valores na equação 1.5 tem-se:

$$M_{Ed} = \frac{1,04 \times 5,40^2}{8} \cong 3,79 \text{ kNm}$$

- Vigas interiores V2 a V5:

$$F_{Ed} = 2,08 \text{ kN/m e } l_y = 5,40 \text{ m}$$

Substituindo os valores na equação 1.5 tem-se:

$$M_{Ed} = \frac{2,08 \times 5,40^2}{8} \cong 7,58 \text{ kNm}$$

Admitindo que a seção transversal será da Classe 1 e tendo em conta que o momento fletor resistente terá que ser superior ao valor obtido para o momento fletor atuante, a escolha do perfil metálico mais económico a utilizar para as vigas inclinadas poderá ser realizada do seguinte modo:

$$M_{Ed} \leq M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M0}} \leftrightarrow W_{pl} \geq \frac{M_{Ed} \times \gamma_{M0}}{f_y} \quad (1.6)$$

- Vigas de periferia V1 e V6:

$$M_{Ed} = 3,79 \text{ kNm; } \gamma_{M0} = 1,00 \text{ e } f_y = 235 \text{ MPa}$$

Substituindo todos os valores na equação 1.6 tem-se:

$$W_{pl} \geq \frac{3,79 \times 1,00}{235 \times 10^3} \times 10^6 \leftrightarrow W_{pl} \geq 16,13 \text{ cm}^3$$

- Vigas interiores V2 a V5:

$$M_{Ed} = 7,58 \text{ kNm; } \gamma_{M0} = 1,00 \text{ e } f_y = 235 \text{ MPa}$$

Substituindo todos os valores na equação 1.6 tem-se:

$$W_{pl} \geq \frac{7,58 \times 1,00}{235 \times 10^3} \times 10^6 \leftrightarrow W_{pl} \geq 32,26 \text{ cm}^3$$

Por uma questão de homogeneidade estrutural e maior simplicidade de execução, em obra, da solução construtiva, optou-se por utilizar o mesmo perfil metálico para todas as vigas inclinadas da cobertura. Assim, o valor condicionante será o módulo de flexão obtido para as vigas interiores V2 a V5, uma vez que estas recebem o dobro da carga.

1.2.1 Escolha da seção transversal

Consultando as tabelas de perfis metálicos ARBED [3], considerando perfis IPE e o módulo de flexão plástico segundo y ($W_{pl,y}$), uma vez que é o eixo de maior inércia, conclui-se que o perfil a adotar para as vigas em estudo não poderá ser inferior a um IPE 100.

Assim, optou-se por perfis IPE 120 para ter uma margem de segurança superior, de modo a garantir todas as verificações de segurança regulamentares.

Tabela II-1 – Propriedades dos perfis metálicos IPE 100 e IPE 120 (adaptado das Tabelas ARBED)

Désignation Designation Bezeichnung	Dimensions Abmessungen						Dimensions de construction Dimensions for detailing Konstruktionsmaße						Surface Oberfläche	
	G kg/m	h mm	b mm	t _w mm	t _f mm	r mm	A cm ²	h _f mm	d mm	∅	P _{min} mm	P _{max} mm	A _L m ² /m	A _G m ² /t
IPE 100	8.1	100	55	4.1	5.7	7	10.32	88.6	74.6	-	-	-	0.400	49.33
IPE 120	10.4	120	64	4.4	6.3	7	13.21	107.4	93.4	-	-	-	0.475	45.82

Désignation Designation Bezeichnung	Valeurs statiques / Section properties / Statische Kennwerte												Classification ENV 1993-1-1					HISTAR	
	G kg/m	axe fort y-y strong axis y-y starke Achse y-y					axe faible z-z weak axis z-z schwache Achse z-z					pure bending y-y		pure compression					
		I _y cm ⁴	W _{el,y} cm ³	W _{pl,y} ♦ cm ³	i _y cm	A _{vz} cm ²	I _z cm ⁴	W _{el,z} cm ³	W _{pl,z} ♦ cm ³	i _z cm	s _s mm	I _t cm ⁴	I _w x 10 ⁻³ cm ⁶	S 235	S 355	S 460	S 235		S 355
IPE 100	8.1	171.0	34.20	39.41	4.07	5.08	15.92	5.79	9.15	1.24	23.70	1.2	0.35	1	1	-	1	1	-
IPE 120	10.4	317.8	52.96	60.73	4.90	6.31	27.67	8.65	13.58	1.45	25.20	1.74	0.89	1	1	-	1	1	-

Assim, seja o módulo de flexão plástico da secção transversal de um perfil IPE 120:

$$W_{pl,y} = 60,73 \text{ cm}^3 \geq 32,26 \text{ cm}^3$$

Substituindo os valores na equação 1.4, podemos obter o momento fletor resistente da secção:

$$M_{pl,y,Rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{60,73 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1,00} = 14,27 \text{ kNm} \geq M_{Ed} = 7,58 \text{ kNm}$$

Uma vez que o momento resistente é superior ao atuante, de acordo com o EC3, cláusula 6.2.5, o perfil IPE 120 garante a segurança das vigas inclinadas da cobertura (V1 a V6).

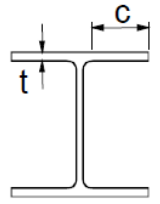
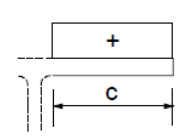
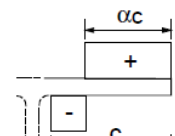
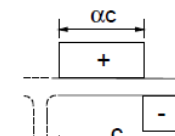
1.2.2 Classificação da secção transversal

A classificação da secção sujeita apenas a compressão pura é realizada através do Quadro 5.2 do EC3 que se apresenta resumido para o presente caso nas tabelas abaixo.

Tabela II-2 – Limites máximos das relações largura-espessura para componentes internos comprimidos (adaptado do EC3 – Quadro 5.2)

Componentes internos comprimidos						
						Eixo de flexão
Classe	Componente solicitado à flexão	Componente solicitado à compressão		Componente solicitado à flexão e à compressão		
Distribuição das tensões nos componentes (compressão positiva)						
1	$c/t \leq 72\varepsilon$	$c/t \leq 33\varepsilon$	quando $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{396\varepsilon}{13\alpha - 1}$ quando $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{36\varepsilon}{\alpha}$			
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

Tabela II-3 – Limites máximos das relações largura-espessura para banzos em consola
(adaptado do EC3 – Quadro 5.2)

Banzos em consola						
						
Secções laminadas			Secções soldadas			
Classe	Componente solicitado à compressão	Componente solicitado à flexão e à compressão				
		Extremidade comprimida		Extremidade traccionada		
Distribuição das tensões nos componentes (compressão positiva)						
1	$c/t \leq 9\varepsilon$	$c/t \leq \frac{9\varepsilon}{\alpha}$		$c/t \leq \frac{9\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$		
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

▪ **Propriedades da seção transversal – IPE 120:**

$\varepsilon = 1,00$ fator que depende de f_y ;

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1,00$$

$h = 120$ mm altura da seção;

$b = 64$ mm largura da seção;

$t_w = 4,4$ mm espessura da alma;

$t_f = 6,3$ mm espessura dos banzos;

$r = 7,0$ mm raio de concordância.

▪ **Classe da alma:**

$$c = h - 2t_f - 2r = 120 - 2 \times 6,3 - 2 \times 7,0 = 93,4 \text{ mm}$$

$$\frac{c}{t_w} = \frac{93,4}{4,4} = 21,23$$

Limite para a Classe 1 da alma solicitada à compressão:

$$\frac{c}{t_w} \leq 33\varepsilon \leftrightarrow 21,23 \leq 33 \Rightarrow \text{Alma da Classe 1}$$

▪ **Classe dos banzos:**

$$c = \frac{b - 2t_w - 2r}{2} = \frac{64 - 2 \times 4,4 - 2 \times 7,0}{2} = 20,6 \text{ mm}$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{20,6}{6,3} = 3,27$$

Limite para a Classe 1 dos banzos solicitados à compressão:

$$\frac{c}{t_f} \leq 9\epsilon \leftrightarrow 3,27 \leq 9 \Rightarrow \text{Banzos da Classe 1}$$

Conclusão: Sujeita a compressão pura, a seção é classificada como sendo da **Classe 1**.

1.3. Estado Limite Último de Flexão

No que respeita ao dimensionamento de elementos não restringidos lateralmente e solicitados à flexão segundo o eixo principal de maior inércia, o EC3 define que deverá ser verificado em relação à encurvadura lateral através de:

$$M_{Ed} \leq M_{b,Rd}$$

sendo:

M_{Ed} – Valor de cálculo do momento fletor atuante;

$M_{b,Rd}$ – Valor de cálculo do momento fletor resistente à encurvadura.

O momento fletor atuante M_{Ed} foi calculado no ponto 1.2. e toma o valor de 7,58 kNm.

O momento fletor resistente à encurvadura é obtido através da seguinte expressão:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \times \frac{W_y \times f_y}{\gamma_{M1}} \quad (1.7)$$

em que:

W_y – módulo de flexão plástico da seção transversal;

$W_y = W_{pl,y}$ para as secções transversais da Classe 1 ou 2

Considerando um IPE 120, $W_{pl,y} = 60,73 \text{ cm}^3$

f_y – tensão de cedência do aço (adota-se $f_y = 235 \text{ MPa}$);

γ_{M1} – coeficiente parcial de segurança para a resistência dos elementos em relação a fenómenos de encurvadura (adota-se $\gamma_{M1} = 1,00$);

χ_{LT} – coeficiente de redução para a encurvadura lateral;

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \quad \text{mas } \chi_{LT} \leq 1,0 \quad (1.8)$$

com:

$$\Phi_{LT} = 0,50 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] \quad (1.9)$$

α_{LT} fator de imperfeição definido no EC3 – Quadro 6.3 correspondente à curva de encurvadura lateral apropriada definida no EC3 – Quadro 6.4 ;

Tabela II-4 – Curvas de encurvadura lateral recomendadas para seções transversais (EC3 – Quadro 6.4)

<i>Secção transversal</i>	<i>Limites</i>	<i>Curva de encurvadura</i>
<i>Secções em I laminadas</i>	$h/b \leq 2$	a
	$h/b > 2$	b
<i>Secções em I soldadas</i>	$h/b \leq 2$	c
	$h/b > 2$	d
<i>Outras secções transversais</i>	-	d

Tabela II-5 – Valores recomendados dos fatores de imperfeição para as curvas de encurvadura lateral (EC3 – Quadro 6.3)

<i>Curva de encurvadura</i>	a	b	c	d
<i>Factor de imperfeição α_{LT}</i>	0,21	0,34	0,49	0,76

Para uma seção transversal em I laminada, com $h/b = 120/64 = 1,88 \leq 2$, a curva de encurvadura lateral apropriada é a curva “a”, sendo o fator de imperfeição recomendado $\alpha_{LT} = 0,21$.

$\bar{\lambda}_{LT}$ esbelteza normalizada para a encurvadura lateral

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \times f_y}{M_{cr}}} \quad (1.10)$$

com:

$$W_y = W_{pl,y} = 60,73 \text{ cm}^3 \quad (\text{para seções transversais da Classe 1 ou 2})$$

$$f_y = 235 \text{ MPa}$$

M_{cr} momento crítico elástico para a encurvadura lateral – baseia-se nas propriedades da seção transversal bruta e tem em consideração as condições de carregamento, a distribuição real dos momentos fletores e os travamentos laterais.

$$M_{cr} = C_1 \times \frac{\pi^2 \times E \times I_z}{(k_z \times l)^2} \times \left\{ \left[\left(\frac{k_z}{k_w} \right)^2 \times \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k_z \times l)^2 \times G \times I_T}{\pi^2 \times E \times I_z} + (C_2 \times z_g - C_3 \times z_j)^2 \right]^{0,5} - (C_2 \times z_g - C_3 \times z_j) \right\}$$

mas:

$z_j = z_s = 0$ em vigas de seção duplamente simétrica (como a seção I ou H de banzos iguais);

$z_g = z_a - z_s$ sendo z_a e z_s as coordenadas do ponto de aplicação da carga e do centro de corte, em relação ao centro de gravidade da seção que, neste caso, são coincidentes, por isso: $z_a = z_s \leftrightarrow z_g = 0$;

De onde vem a mesma expressão escrita de modo simplificado:

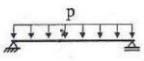
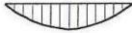
$$M_{cr} = C_1 \times \frac{\pi^2 \times E \times I_z}{(k_z \times l)^2} \times \left[\left(\frac{k_z}{k_w} \right)^2 \times \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k_z \times l)^2 \times G \times I_T}{\pi^2 \times E \times I_z} \right]^{0,5} \quad (1.11)$$

com:

$$C_1 = 1,12$$

coeficiente dependente da forma do diagrama de momentos e condições de apoio;

Tabela II-6 – Coeficiente C1 para vigas com cargas transversais

Carregamento e condições de apoio	Diagrama de momentos	k_z	C_1
		1.0 0.5	1.12 0.97

$$E = 210 \text{ GPa}$$

módulo de elasticidade do aço;

$$G = 81 \text{ GPa}$$

módulo de distorção do aço;

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{210}{2(1+0,3)} = 81 \text{ GPa}$$

(coeficiente de Poisson em regime elástico $\nu=0,3$)

$$k_z = k_w = 1,0$$

fatores de comprimento efetivo dependentes da restrição à flexão em torno de z e ao empenamento, respetivamente;
(conservativamente adotam-se valor unitários)

$$I_z = 27,67 \text{ cm}^4$$

momento de inércia em relação ao eixo z-z;

$$I_w = 0,89 \times 10^{-3} \text{ cm}^6$$

constante de empenamento;

$$I_T = 1,74 \text{ cm}^4$$

constante de torção de St. Venant;

$$l = l_y = 5,40 \text{ m}$$

comprimento das vigas inclinadas, em projeção horizontal, segundo o eixo y-y.

Substituindo todos os valores na equação 1.11 tem-se:

$$M_{cr} = 1,12 \times \frac{\pi^2 \times 210 \times 10^6 \times 27,67 \times 10^{-8}}{(1 \times 5,40)^2} \times \left[\left(\frac{1}{1} \right)^2 \times \frac{0,89 \times 10^{-15}}{27,67 \times 10^{-8}} + \frac{(1 \times 5,40)^2 \times 81 \times 10^6 \times 1,74 \times 10^{-8}}{\pi^2 \times 210 \times 10^6 \times 27,67 \times 10^{-8}} \right]^{0,5} \leftrightarrow M_{cr} = 5,90 \text{ kNm}$$

Substituindo os valores de W_y , f_y e M_{cr} na equação 1.10, obtém-se o valor da esbelteza normalizada:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{60,73 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{5,90}} \cong 1,56$$

Substituindo o valor da esbelteza normalizada na equação 1.9, tem-se:

$$\Phi_{LT} = 0,50[1+0,21(1,56-0,2)+1,56^2] \cong 1,86$$

Substituindo os valores de Φ_{LT} e $\bar{\lambda}_{LT}$ na equação 1.8, obtém-se o valor do coeficiente de redução para a encurvadura lateral:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{1,86 + \sqrt{1,86^2 - 1,56^2}} \cong 0,348 < 1,0$$

Assim, substituindo os valores de $W_{pl,y}$, f_y , γ_{M1} e χ_{LT} na equação 1.7, obtém-se finalmente o valor do momento resistente:

$$M_{b,Rd} = 0,348 \times \frac{60,73 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1,00} = 4,97 \text{ kNm}$$

Uma vez que o momento fletor atuante de cálculo ($M_{Ed}=7,58 \text{ kNm}$) é superior ao momento fletor resistente ($M_{b,Rd}=4,97 \text{ kNm}$), as vigas inclinadas da cobertura não verificam a segurança em relação à encurvadura lateral.

A solução poderia passar por alterar o perfil metálico IPE 120 para outro superior e, portanto, de maior resistência ou então pela diminuição do comprimento de encurvadura da viga ($l = l_y$) através da introdução de um apoio intermédio que iria funcionar como elemento de travamento. Uma vez que a alteração dos perfis para outros de resistência superior significaria um incremento superior do peso da própria estrutura, optou-se pela consideração de uma viga de travamento. A colocação deste elemento de travamento a meio vão, perpendicularmente às vigas inclinadas (V1 a V6), irá reduzir o comprimento de encurvadura para metade, refletindo-se no aumento do momento fletor resistente.

Assim, o novo comprimento de encurvadura lateral (l_y^*) será dado por:

$$l_y^* = l_y/2 = 5,40/2 = 2,70 \text{ m}$$

Refazendo os cálculos do momento crítico para o novo valor de l_y^* , a partir da equação 1.11, temos que:

$$M_{cr} = 1,12 \times \frac{\pi^2 \times 210 \times 10^6 \times 27,67 \times 10^{-8}}{(1 \times 2,70)^2} \times \left[\left(\frac{1}{1} \right)^2 \times \frac{0,89 \times 10^{-15}}{27,67 \times 10^{-8}} + \frac{(1 \times 2,70)^2 \times 81 \times 10^6 \times 1,74 \times 10^{-8}}{\pi^2 \times 210 \times 10^6 \times 27,67 \times 10^{-8}} \right]^{0,5} \leftrightarrow M_{cr} \cong 11,79 \text{ kNm}$$

Calculando o valor da esbelteza normalizada, através da equação 1.10, para o novo valor do momento crítico, tem-se que:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{60,73 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{11,79}} \cong 1,10$$

Substituindo o valor da esbelteza normalizada na equação 1.9, tem-se:

$$\Phi_{LT} = 0,50[1 + 0,21(1,10 - 0,2) + 1,10^2] \cong 1,20$$

Substituindo os valores de Φ_{LT} e $\bar{\lambda}_{LT}$ na equação 1.8, obtém-se o valor do coeficiente de redução para a encurvadura lateral:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{1,20 + \sqrt{1,20^2 - 1,10^2}} \cong 0,595 < 1,0$$

Assim, substituindo os valores de $W_{pl,y}$, f_y , γ_{MI} e χ_{LT} na equação 1.7, obtém-se finalmente o valor do momento resistente:

$$M_{b,Rd} = 0,595 \times \frac{60,73 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1,00} \cong 8,49 \text{ kNm}$$

Com a introdução de um travamento a meio vão, o valor do momento fletor atuante será ainda menor que o valor anteriormente calculado ($M_{Ed}=7,58 \text{ kNm}$), uma vez que a viga já não é simplesmente apoiada, passando a ter um apoio com continuidade.

Conclui-se, assim, que considerando uma viga de travamento a meio vão, os valores dos momentos atuantes nas vigas inclinadas exteriores e interiores são inferiores ao valor do momento resistente ($M_{b,Rd}=8,49 \text{ kNm}$), estando garantida a segurança das vigas inclinadas da cobertura em relação à encurvadura lateral.

1.4. Estado Limite Último de Esforço Transverso

De acordo com o EC3, cláusula 6.2.6, o valor de cálculo do esforço transverso atuante (V_{Ed}) em cada seção transversal deve satisfazer a condição:

$$V_{Ed} \leq V_{c,Rd} \quad (1.12)$$

V_{Ed} valor de cálculo do esforço transverso atuante;

$V_{c,Rd}$ valor de cálculo do esforço transverso resistente.

No caso de um cálculo plástico, $V_{c,Rd}$ representa o valor de cálculo do esforço transverso resistente plástico $V_{pl,Rd}$.

Na ausência de torção, o valor de cálculo do esforço transverso plástico resistente é obtido por:

$$V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = \frac{A_v(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}} \quad (1.13)$$

em que:

- f_y tensão de cedência do aço (adota-se $f_y = 235$ MPa);
 γ_{M0} coeficiente parcial de segurança para a resistência de seções transversais de qualquer classe (adota-se $\gamma_{M0} = 1,00$);
 A_v área resistente ao esforço transverso.
 Em seções laminadas em I e H e carga paralela à alma:

$$A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f \quad \text{mas} \quad A_v \geq \eta h_w t_w \quad (1.14)$$

Assim, para um IPE 120 temos:

- $A = 13,21 \text{ cm}^2$ área da seção transversal;
 $b = 64 \text{ mm}$ largura da seção transversal;
 $t_f = 6,3 \text{ mm}$ espessura dos banzos;
 $t_w = 4,4 \text{ mm}$ espessura da alma;
 $r = 7 \text{ mm}$ raio de concordância;
 $\eta = 1,0$ conservativamente pode considerar-se unitário;
 $h_w = 93,4 \text{ mm}$ altura da alma.

Substituindo todos os valores na equação 1.14 obtém-se:

$$A_v = 1321 - 2 \times 64 \times 6,3 + (4,4 + 2 \times 7) \times 6,3 \geq 1,0 \times 93,4 \times 4,4 \leftrightarrow$$

$$A_v = 630,52 \text{ mm}^2 \geq 410,46 \text{ mm}^2$$

Substituindo o valores de A_v , f_y e γ_{M0} na equação 1.13 obtém-se, finalmente, o valor de cálculo do esforço transverso plástico resistente:

$$V_{pl,Rd} = \frac{6,30 \times 10^{-4} (235 \times 10^3 / \sqrt{3})}{1,00} = 85,48 \text{ kN}$$

O designado esforço transverso atuante (V_{Ed}) corresponde ao máximo valor do esforço transverso numa viga com uma das extremidades apoiada e a outra encastrada, sujeita a uma carga uniformemente distribuída. Apresentam-se em seguida os cálculos efetuados para determinar esse valor.

- Vigas exteriores V1 e V6:

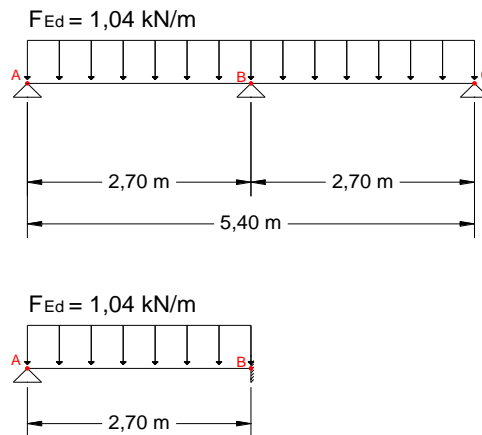


Figura II-4 – Esquema do modelo adotado para o cálculo do corte nas vigas V1 e V6

Os valores de esforço transversal nos apoios A e B são, respetivamente:

$$V_A = \frac{3}{8} F_{Ed} \times l = \frac{3}{8} \times 1,04 \times 2,70 = 1,05 \text{ kN}$$

$$V_B = \frac{5}{8} F_{Ed} \times l = \frac{5}{8} \times 1,04 \times 2,70 = 1,76 \text{ kN}$$

Assim, o valor do esforço transversal atuante (V_{Ed}) nas vigas exteriores da cobertura seria dado por:

$$V_{Ed} = \max\{V_A; V_B\} = V_B = 1,76 \text{ kN}$$

- Vigas interiores V2 a V5:

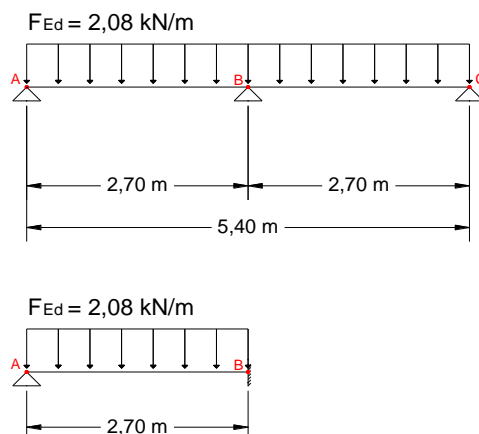


Figura II-5 – Esquema do modelo adotado para o cálculo do corte nas vigas V2 a V5

Os valores de esforço transversal nos apoios A e B são, respetivamente:

$$V_A = \frac{3}{8} F_{Ed} \times 1 = \frac{3}{8} \times 2,08 \times 2,70 = 2,11 \text{ kN}$$

$$V_B = \frac{5}{8} F_{Ed} \times 1 = \frac{5}{8} \times 2,08 \times 2,70 = 3,51 \text{ kN}$$

Assim, o valor do esforço transversal atuante (V_{Ed}) nas vigas interiores da cobertura seria dado por:

$$V_{Ed} = \max\{V_A; V_B\} = V_B = 3,51 \text{ kN}$$

Uma vez que são as vigas interiores (V2 a V5) que estão sujeitas a um valor superior de esforço transversal, adotou-se conservativamente:

$$V_{Ed} = 3,51 \text{ kN}$$

Tendo em conta o valor do esforço transversal plástico resistente, calculado anteriormente:

$$V_{pl,Rd} = 85,48 \text{ kN}$$

Pode garantir-se a segurança das vigas inclinadas da cobertura relativamente ao estado limite último de esforço transversal.

1.5. Estado Limite de Utilização de Deformação

Para efeitos da verificação da segurança relativamente aos deslocamentos verticais admissíveis nas vigas inclinadas da cobertura (V1 a V6) tem que se garantir que a deformação elástica vertical instantânea, dada pela equação 1.15, é inferior à deformação vertical máxima que é dada por:

$$\delta_{\text{máx}} = \frac{l}{250}$$

com:

$l = l_y/2 = 2,70 \text{ m}$ comprimento das vigas inclinadas, em projeção horizontal, segundo o eixo y-y que tem liberdade para sofrer deformação vertical, após a introdução de um travamento a meio-vão.

$$\delta_{\text{máx}} = \frac{2,70}{250} \Leftrightarrow \delta_{\text{máx}} \cong 0,011 \text{ m (11 mm)}$$

A deformação elástica vertical instantânea das vigas terá que ser, portanto, inferior a 11 milímetros e é calculada através da seguinte expressão:

$$\delta_0 = \frac{5 \times F_{qp} \times l^4}{384 \times E \times I} \quad (1.15)$$

com:

F_{qp}	valor da carga correspondente à combinação quase permanente;
$l = l_y/2 = 2,70 \text{ m}$	comprimento das vigas inclinadas, em projeção horizontal, segundo o eixo y-y que tem liberdade para sofrer deformação vertical, após a introdução de um travamento a meio-vão;
$E = 210 \text{ GPa}$	módulo de elasticidade do aço;
$I = I_y = 317,8 \text{ cm}^4$	maior inércia da seção transversal do perfil IPE 120.

O valor da carga quase permanente (F_{qp}) obtém-se através da seguinte expressão:

$$F_{qp} = (g + \psi_2 \times q) \times l \quad (1.16)$$

com:

$g = 1,01 \text{ kN/m}^2$	valor das cargas permanentes por m^2 da cobertura;
$q = 0,40 \text{ kN/m}^2$	valor da sobrecarga por m^2 da cobertura;
$\psi_2 = 0$	coeficiente para sobrecargas em edifícios, nulo em coberturas (ver Tabela I-4);
$l = l_{x,méd.} = 1,06 \text{ m}$	distância média dos espaçamentos entre perfis.

A carga quase permanente (F_{qp}) a considerar para as vigas de periferia V1 e V6 será, naturalmente, metade do valor a considerar para as vigas V2 a V5 que são interiores.

Assim, substituindo todos os valores na equação 1.16, para as vigas V1 e V6 obtém-se:

$$F_{qp} = \frac{g \times l_{x,méd.}}{2} \Leftrightarrow F_{qp} = \frac{1,01 \times 1,06}{2} \Leftrightarrow F_{qp} \cong 0,54 \text{ kN/m}$$

Enquanto que, para as vigas V2 a V5 teremos o dobro desse valor pois recebem carga de ambos os lados:

$$F_{qp} = 2 \times \frac{g \times l_{x,méd.}}{2} \Leftrightarrow F_{qp} = 1,01 \times 1,06 \Leftrightarrow F_{qp} \cong 1,07 \text{ kN/m}$$

Substituindo o valor da carga quase permanente na equação 1.15, temos que a deformação elástica vertical é então dada por:

- Para as vigas V1 e V6:

$$\delta_0 = \frac{5 \times 0,54 \times 2,70^4}{384 \times 210 \times 10^6 \times 317,8 \times 10^{-8}} \Leftrightarrow \delta_0 \cong 0,001 \text{ m (1 mm)}$$

Uma vez que a deformação elástica vertical ($\delta_0 = 1 \text{ mm}$) é inferior à máxima ($\delta_{máx} = 11 \text{ mm}$), as vigas inclinadas da cobertura V1 e V6 verificam a segurança à deformação.

- Para as vigas V2 a V5:

$$\delta_0 = \frac{5 \times 1,07 \times 2,70^4}{384 \times 210 \times 10^6 \times 317,8 \times 10^{-8}} \Leftrightarrow \delta_0 \cong 0,001 \text{ m (1 mm)}$$

Uma vez que a deformação elástica vertical ($\delta_0 = 1 \text{ mm}$) é inferior à máxima ($\delta_{\text{máx}} = 11 \text{ mm}$), as vigas inclinadas da cobertura V2 a V5 também verificam a segurança à deformação.

2. Dimensionamento das Vigas Metálicas Horizontais da Cobertura

Na figura seguinte está representada a estrutura definitiva da cobertura, em planta, composta por 3 vigas horizontais (viga de cumeeira V7, viga de apoio intermédia V8, e viga de apoio inferior V9) e por 6 vigas inclinadas a 27° (vigas V1 a V6), já dimensionadas no ponto 1.

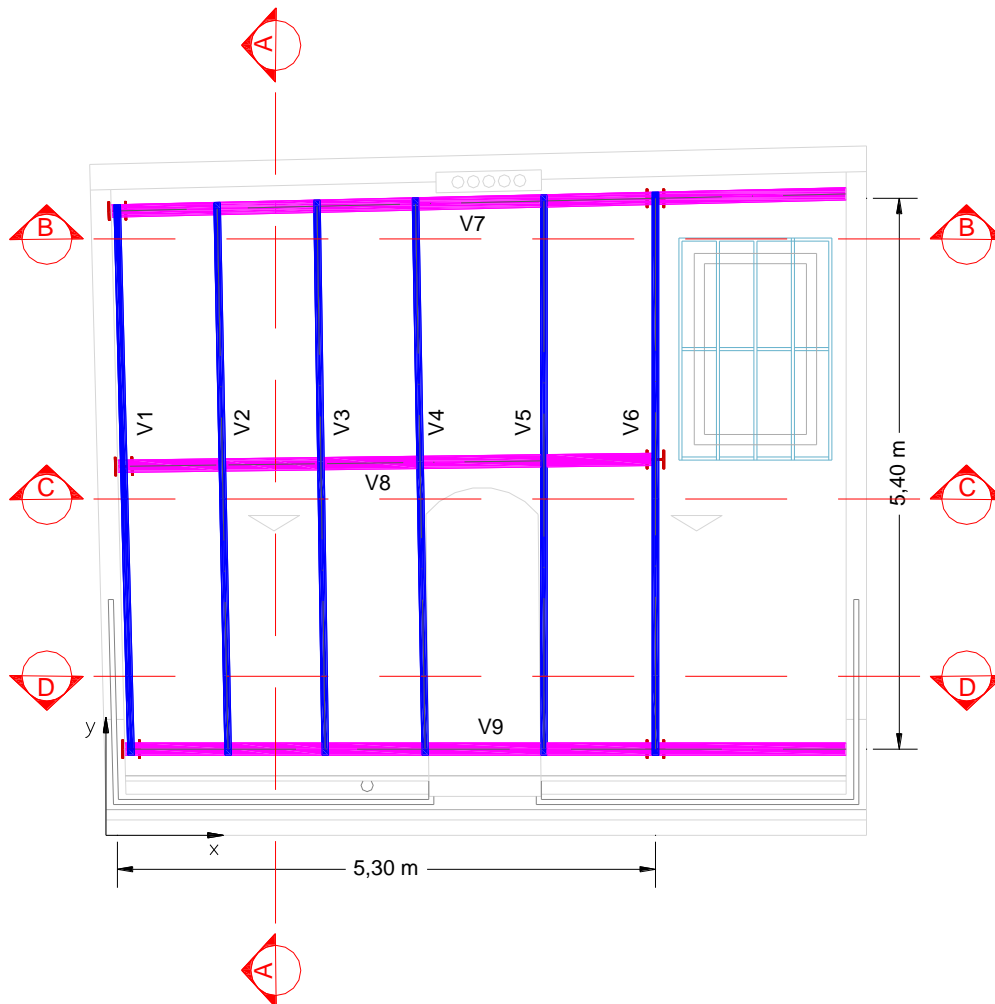


Figura II-6 – Planta da cobertura com a introdução de uma viga intermédia

Neste ponto irá ser verificada a segurança das vigas horizontais V7, V8 e V9, representadas na Figura II-5, ao nível da planta de cobertura, conforme as Peças Desenhadas.

2.1. Quantificação das Ações

No dimensionamento das vigas horizontais V7, V8 e V9 há que ter em conta a carga transmitida por toda a estrutura da cobertura (F_{Ed}) e ainda o peso próprio das vigas inclinadas V1 a V6 que nelas apoiam (G).

Tendo em conta que as vigas inclinadas, dimensionadas como IPE's 120, apoiam nas vigas horizontais, há que ter em conta o peso por metro linear desse perfil, definido nas tabelas ARBED (Figura II-7) como $G = 10,4 \text{ kg/m} \cong 0,10 \text{ kN/m}$. O Corte A, representado na figura seguinte, pretende representar as cargas atuantes nas vigas V7, V8 e V9.

CORTE A-A

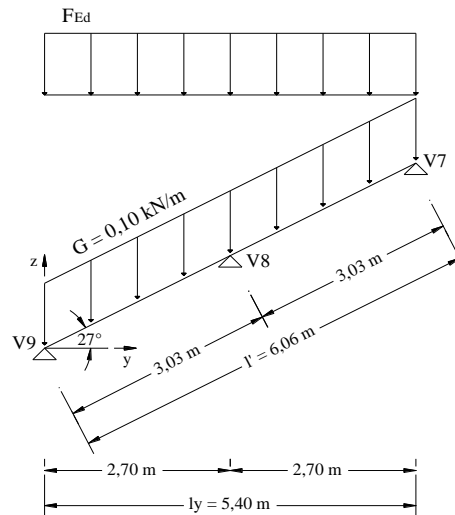


Figura II-7 – Representação, em corte, das cargas atuantes nas vigas V7, V8 e V9

Assim, seja F_{Ed} o valor atuante de cálculo da carga uniformemente distribuída na cobertura, por metro linear de viga e F o valor da carga concentrada que cada viga inclinada representa:

- Para as vigas de periferia V7 e V9:

$$F_{Ed} = (\gamma_G \times g + \gamma_Q \times q) \times \frac{l_y/2}{2} \quad (2.1)$$

$$F = G \times \frac{l/2}{2} \quad (2.2)$$

- Para a viga intermédia V8, o valor da carga atuante de cálculo é o dobro do considerado para as vigas de periferia, ou seja:

$$F_{Ed} = 2 \times \left[(\gamma_G \times g + \gamma_Q \times q) \times \frac{l_y/2}{2} \right] \quad (2.3)$$

$$F = 2 \times G \times \frac{l/2}{2} \quad (2.4)$$

sendo:

$\gamma_G = 1,35$	coeficiente parcial relativo às ações permanentes;
$\gamma_Q = 1,50$	coeficiente parcial relativo às ações variáveis;
$g = 1,01 \text{ kN/m}^2$	valor das cargas permanentes por m^2 da cobertura;
$q = 0,40 \text{ kN/m}^2$	valor da sobrecarga por m^2 da cobertura;
$l_y = 5,40 \text{ m}$	comprimento segundo o eixo y-y;

$G = 0,10 \text{ kN/m}$ peso por metro linear das vigas inclinadas;

$l' = 6,06 \text{ m}$ comprimento das vigas inclinadas.

Substituindo todos os valores nas equações 2.1 a 2.4 obtém-se:

- Para as vigas de periferia V7 e V9:

$$F_{Ed} = (1,35 \times 1,01 + 1,50 \times 0,40) \times \frac{2,70}{2} = 2,65 \text{ kN/m}$$

$$F = 0,10 \times \frac{3,03}{2} = 0,15 \text{ kN}$$

CORTE B-B / D-D

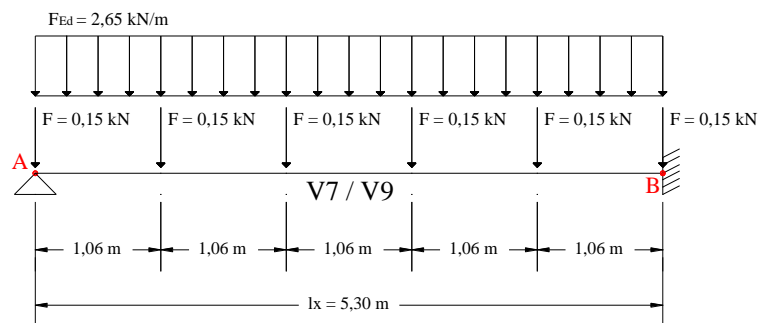


Figura II-8 – Representação, em corte, das cargas atuantes nas vigas V7 e V9.

- Para a viga intermédia V8:

$$F_{Ed} = (1,35 \times 1,01 + 1,50 \times 0,40) \times 2,70 = 5,30 \text{ kN/m}$$

$$F = 2 \times 0,10 \times \frac{3,03}{2} = 0,31 \text{ kN}$$

CORTE C-C

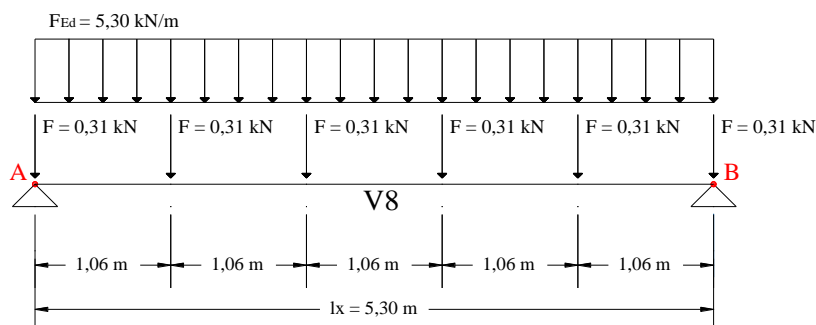


Figura II-9 – Representação, em corte, das cargas atuantes na viga V8.

Considerando que a viga intermédia (V8) recebe o dobro da carga das vigas de periferia (V7 e V9) e ainda o facto de esta ser simplesmente apoiada, enquanto as outras têm um apoio com continuidade (ver planta da Figura II-5), os seus esforços serão superiores. Por este motivo, nos pontos 2.2 a 2.4 será apresentado somente o cálculo para a viga V8, que é a condicionante, seguindo uma metodologia de cálculo semelhante à utilizada para as vigas inclinadas.

2.2. Pré-dimensionamento

Apresentam-se em seguida os cálculos efetuados para estimar o perfil metálico mais adequado para as vigas metálicas V7 a V9 da cobertura, tendo em conta as ações a que estão sujeitas.

Mais uma vez, serão apresentados somente os cálculos para a viga V8 que é a mais carregada.

O valor de cálculo do momento fletor atuante (M_{Ed}) na viga V8 da cobertura, sujeita à carga uniformemente distribuída (F_{Ed}) e às cargas concentradas (F) calculadas em 2.1 é dado por:

$$M_{Ed} = \frac{F_{Ed} \times l_x^2}{8} + F \times \frac{1,06}{2} + F \times \left(1,06 + \frac{1,06}{2}\right) + F \times \left(2 \times 1,06 + \frac{1,06}{2}\right) =$$

$$= \frac{5,30 \times 5,30^2}{8} + 0,31 \times \frac{1,06}{2} + 0,31 \times \left(1,06 + \frac{1,06}{2}\right) + 0,31 \times \left(2 \times 1,06 + \frac{1,06}{2}\right) = 20,09 \text{ kNm}$$

De acordo com o EC3, cláusula 6.2.5, o valor do momento fletor atuante (M_{Ed}) em cada seção transversal deve satisfazer a condição:

$$M_{Ed} \leq M_{c,Rd} \quad (2.5)$$

sendo:

M_{Ed} valor de cálculo do momento fletor atuante;

$M_{c,Rd}$ valor de cálculo do momento fletor resistente, determinado do seguinte modo:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{para as seções transversais da Classe 1 ou 2} \quad (2.6)$$

em que:

$M_{pl,Rd}$ valor de cálculo do momento fletor resistente plástico;

W_{pl} módulo de flexão plástico da seção transversal;

f_y tensão de cedência do aço (adota-se $f_y = 235$ MPa de acordo com o EC3 – Quadro 3.1 para o aço da classe S 235 e $t \leq 40$ mm);

γ_{M0} coeficiente parcial de segurança para a resistência de seções transversais de qualquer classe (adota-se $\gamma_{M0} = 1,00$).

Admitindo que a seção transversal será da Classe I e tendo em conta que o momento fletor resistente terá que ser superior ao valor obtido para o momento fletor atuante, a escolha do perfil

metálico mais económico a utilizar para as vigas inclinadas poderá ser realizada do seguinte modo:

$$M_{Ed} \leq M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M0}} \leftrightarrow W_{pl} \geq \frac{M_{Ed} \times \gamma_{M0}}{f_y} \tag{2.7}$$

Substituindo todos os valores na equação 2.7 tem-se:

$$W_{pl} \geq \frac{20,09 \times 1,00}{235 \times 10^3} \times 10^6 \leftrightarrow W_{pl} \geq 85,49 \text{ cm}^3$$

2.2.1 Escolha da seção transversal

Consultando as tabelas de perfis metálicos ARBED [3], considerando perfis HEB e o módulo de flexão plástico segundo y ($W_{pl,y}$), uma vez que é o eixo de maior inércia, conclui-se que o perfil a adotar para as vigas em estudo não poderá ser inferior a um HEB 100.

Assim, optou-se por perfis HEB 120 para ter uma margem de segurança superior, de modo a garantir todas as verificações de segurança regulamentares.

Tabela II-7 – Propriedades dos perfis metálicos HEB 100 e HEB 120 (adaptado das Tabelas ARBED)

Désignation Designation Bezeichnung	Dimensions Abmessungen						Dimensions de construction Dimensions for detailing Konstruktionsmaße						Surface Oberfläche	
	G kg/m	h mm	b mm	t _w mm	t _f mm	r mm	A cm ²	h _i mm	d mm	∅	P _{min} mm	P _{max} mm	A _L m ² /m	A _G m ² /t
HE 100 B	20.4	100	100	6	10	12	26.04	80	56	M10	56	58	0.567	27.76
HE 120 B	26.7	120	120	6.5	11	12	34.01	98	74	M12	60	68	0.686	25.71

Désignation Designation Bezeichnung	Valeurs statiques / Section properties / Statische Kennwerte											Classification ENV 1993-1-1				HISTAR			
	axe fort y-y strong axis y-y starke Achse y-y					axe faible z-z weak axis z-z schwache Achse z-z						pure bending y-y		pure compression					
	G kg/m	I _y cm ⁴	W _{el,y} cm ³	W _{pl,y} † cm ³	I _y cm	A _{vz} cm ²	I _z cm ⁴	W _{el,z} cm ³	W _{pl,z} † cm ³	I _z cm	s _s mm	I _t cm ⁴	I _w x 10 ⁻³ cm ⁶	S 235	S 355		S 460	S 235	S 355
HE 100 B	20.4	449.5	89.91	104.2	4.16	9.04	167.3	33.45	51.42	2.53	40.06	9.25	3.38	1	1	-	1	1	-
HE 120 B	26.7	864.4	144.1	165.2	5.04	10.96	317.5	52.92	80.97	3.06	42.56	13.84	9.41	1	1	-	1	1	-

Assim, seja o módulo de flexão plástico da secção transversal de um perfil HEB 120:

$$W_{pl,y} = 165,20 \text{ cm}^3 \geq 85,49 \text{ cm}^3$$

Substituindo os valores na equação 2.6, podemos obter o momento fletor resistente da secção:

$$M_{pl,y,Rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{165,20 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1,00} = 38,82 \text{ kNm} \geq M_{Ed} = 20,09 \text{ kNm}$$

Uma vez que o momento resistente é superior ao atuante, de acordo com o EC3, cláusula 6.2.5, o perfil HEB 120 garante a segurança das vigas da cobertura V7 a V9.

2.2.2 Classificação da secção transversal

A classificação da secção sujeita apenas a compressão pura é realizada através do Quadro 5.2 do EC3 que se apresenta resumido para o presente caso nas tabelas abaixo.

Tabela II-8 – Limites máximos das relações largura-espessura para componentes internos comprimidos (adaptado do EC3 – Quadro 5.2)

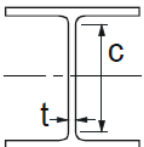
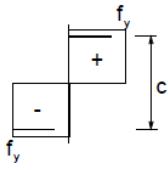
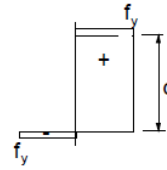
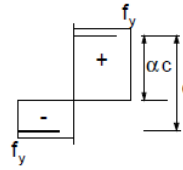
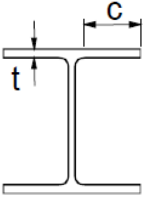
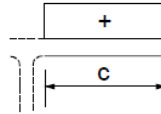
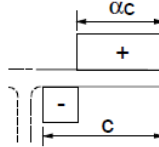
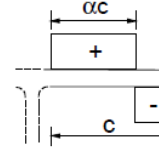
Componentes internos comprimidos						
						Eixo de flexão
Classe	Componente solicitado à flexão	Componente solicitado à compressão		Componente solicitado à flexão e à compressão		
Distribuição das tensões nos componentes (compressão positiva)						
1	$c/t \leq 72\varepsilon$	$c/t \leq 33\varepsilon$		quando $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{396\varepsilon}{13\alpha - 1}$ quando $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{36\varepsilon}{\alpha}$		
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

Tabela II-9 – Limites máximos das relações largura-espessura para banzos em consola
(adaptado do EC3 – Quadro 5.2)

Banzos em consola						
						
Secções laminadas			Secções soldadas			
Classe	Componente solicitado à compressão	Componente solicitado à flexão e à compressão				
		Extremidade comprimida		Extremidade traccionada		
Distribuição das tensões nos componentes (compressão positiva)						
1	$c/t \leq 9\varepsilon$	$c/t \leq \frac{9\varepsilon}{\alpha}$		$c/t \leq \frac{9\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$		
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

▪ **Propriedades da seção transversal – HEB 120:**

$\varepsilon = 1,00$ fator que depende de f_y ;

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1,00$$

$h = 120$ mm altura da seção;

$b = 120$ mm largura da seção;

$t_w = 6,5$ mm espessura da alma;

$t_f = 11$ mm espessura dos banzos;

$r = 12$ mm raio de concordância.

▪ **Classe da alma:**

$$c = h - 2t_f - 2r = 120 - 2 \times 11 - 2 \times 12 = 74 \text{ mm}$$

$$\frac{c}{t_w} = \frac{74}{6,5} = 11,38$$

Limite para a Classe 1 da alma solicitada à compressão:

$$\frac{c}{t_w} \leq 33\varepsilon \leftrightarrow 11,38 \leq 33 \Rightarrow \text{Alma da Classe 1}$$

▪ **Classe dos banzos:**

$$c = \frac{b - 2t_w - 2r}{2} = \frac{120 - 2 \times 6,5 - 2 \times 12}{2} = 42,5 \text{ mm}$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{42,5}{11} = 3,86$$

Limite para a Classe 1 dos banzos solicitados à compressão:

$$\frac{c}{t_f} \leq 9\epsilon \leftrightarrow 3,86 \leq 9 \Rightarrow \text{Banzos da Classe 1}$$

Conclusão: Sujeita a compressão pura, a seção é classificada como sendo da **Classe 1**.

2.3. Estado Limite Último de Flexão

No que respeita ao dimensionamento de elementos não restringidos lateralmente e solicitados à flexão segundo o eixo principal de maior inércia, o EC3 define que deverá ser verificado em relação à encurvadura lateral através de:

$$M_{Ed} \leq M_{b,Rd}$$

sendo:

M_{Ed} – Valor de cálculo do momento fletor atuante;

$M_{b,Rd}$ – Valor de cálculo do momento fletor resistente à encurvadura.

O momento fletor atuante M_{Ed} foi calculado no ponto 2.2. e toma o valor de 20,09 kNm.

O momento fletor resistente à encurvadura $M_{b,Rd}$ é obtido através da equação 1.7, desenvolvida anteriormente no ponto 1.3 do presente documento, sendo por isso apresentados apenas os resultados obtidos para a viga em estudo.

Valores considerados para o cálculo do momento crítico (M_{cr}):

$C_1 = 1,12$ coeficiente dependente da forma do diagrama de momentos e condições de apoio;

$G = 81 \text{ GPa}$ módulo de distorção do aço;

$E = 210 \text{ GPa}$ módulo de elasticidade do aço;

$l = l_x = 5,30 \text{ m}$ comprimento do elemento segundo o eixo x-x;

$z_j = z_s = 0$ em vigas de seção duplamente simétrica (como a seção I ou H de banzos iguais);

$z_g = z_a - z_s$	sendo z_a e z_s as coordenadas do ponto de aplicação da carga e do centro de corte, em relação ao centro de gravidade da seção que, neste caso, são coincidentes, por isso: $z_a = z_s \leftrightarrow z_g = 0$;
$k_z = k_w = 1,0$	fatores de comprimento efetivo dependentes da restrição à flexão em torno de z e ao empenamento, respetivamente (conservativamente adotam-se valor unitários);
$I_z = 317,50 \text{ cm}^4$	momento de inércia em relação ao eixo z - z ;
$I_w = 9,41 \times 10^{-3} \text{ cm}^6$	constante de empenamento;
$I_T = 13,84 \text{ cm}^4$	constante de torção de St. Venant.

Substituindo os valores acima na equação 1.11, obtém-se:

$$M_{cr} = 57,40 \text{ kNm}$$

Valores considerados para o cálculo da esbelteza normalizada ($\bar{\lambda}_{LT}$):

$W_{pl,y} = 245,4 \text{ cm}^3$	módulo de flexão plástico da seção transversal;
$f_{syd} = 235 \text{ MPa}$	tensão de cedência do aço;
$M_{cr} = 95,45 \text{ kNm}$	momento crítico elástico para a encurvadura lateral.

Substituindo os valores acima na equação 1.10, obtém-se:

$$\bar{\lambda}_{LT} \cong 0,82$$

Valores considerados para o cálculo de (Φ_{LT}):

$\alpha_{LT} = 0,21$	fator de imperfeição definido no EC3 – Quadro 6.3 correspondente à curva de encurvadura lateral apropriada definida no EC3 – Quadro 6.4;
$\bar{\lambda}_{LT} = 0,777$	esbelteza normalizada para a encurvadura lateral.

Substituindo os valores acima na equação 1.9, obtém-se:

$$\Phi_{LT} \cong 0,90$$

Valores considerados para o cálculo do coeficiente de redução para a encurvadura lateral (χ_{LT}):

$\Phi_{LT} = 0,863$	coeficiente para o cálculo da encurvadura lateral;
$\bar{\lambda}_{LT} = 0,777$	esbelteza normalizada para a encurvadura lateral.

Substituindo os valores acima na equação 1.8, obtém-se:

$$\chi_{LT} \cong 0,787$$

Finalmente apresentam-se os valores considerados para o cálculo do momento resistente ($M_{b,Rd}$):

$\chi_{LT} = 0,808$	coeficiente de redução para a encurvadura lateral;
$W_{pl,y} = 165,20 \text{ cm}^3$	módulo de flexão plástico da seção transversal;
$f_{syd} = 235 \text{ MPa}$	tensão de cedência do aço;
$\gamma_{M1} = 1,00$	coeficiente parcial de segurança para a resistência dos elementos em relação a fenômenos de encurvadura.

Substituindo os valores acima na equação 1.7, obtém-se:

$$M_{b,Rd} = 30,55 \text{ kNm}$$

Uma vez que o momento fletor atuante de cálculo ($M_{Ed} = 20,09 \text{ kNm}$) é inferior ao valor do momento fletor resistente ($M_{b,Rd} = 30,55 \text{ kNm}$), conclui-se que a viga metálica V8 da cobertura verifica a segurança em relação à encurvadura lateral.

Analogamente, considera-se verificada a segurança, para o mesmo Estado Limite, das vigas V7 e V9, uma vez que a parcela de carregamento a que estão sujeitas é menor.

2.4. Estado Limite Último de Esforço Transverso

De acordo com o EC3, cláusula 6.2.6, o valor de cálculo do esforço transverso atuante (V_{Ed}) em cada seção transversal deve satisfazer a condição:

$$V_{Ed} \leq V_{c,Rd} \quad (2.8)$$

V_{Ed} valor de cálculo do esforço transverso atuante;

$V_{c,Rd}$ valor de cálculo do esforço transverso resistente.

No caso de um cálculo plástico, $V_{c,Rd}$ representa o valor de cálculo do esforço transverso resistente plástico $V_{pl,Rd}$.

Na ausência de torção, o valor de cálculo do esforço transverso plástico resistente é obtido por:

$$V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = \frac{A_v(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}} \quad (2.14)$$

em que:

f_y tensão de cedência do aço (adota-se $f_y = 235 \text{ MPa}$);

γ_{M0} coeficiente parcial de segurança para a resistência de seções transversais de qualquer classe (adota-se $\gamma_{M0} = 1,00$);

A_v área resistente ao esforço transverso.
Em seções laminadas em I e H e carga paralela à alma:

$$A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f \quad \text{mas} \quad A_v \geq \eta h_w t_w \quad (2.15)$$

Assim, para um HEB 120 temos:

$A = 34,01 \text{ cm}^2$	área da seção transversal;
$b = 120 \text{ mm}$	largura da seção transversal;
$t_f = 11 \text{ mm}$	espessura dos banzos;
$t_w = 6,5 \text{ mm}$	espessura da alma;
$r = 12 \text{ mm}$	raio de concordância;
$\eta = 1,0$	conservativamente pode considerar-se unitário;
$h_w = 74 \text{ mm}$	altura da alma.

Substituindo todos os valores na equação 2.10 obtém-se:

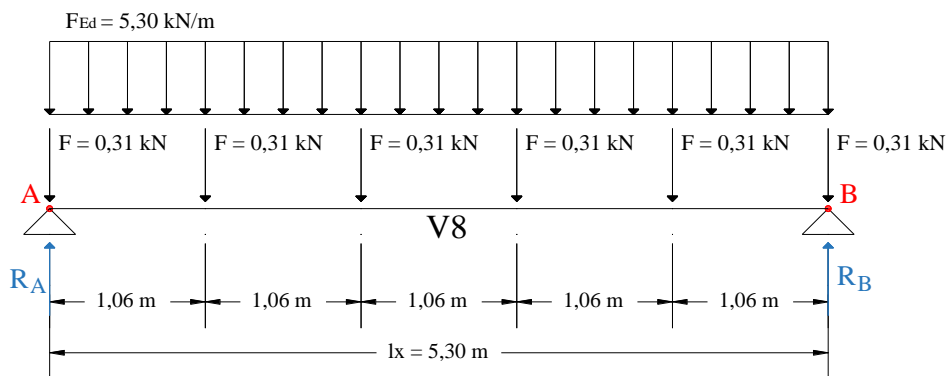
$$A_v = 3401 - 2 \times 120 \times 11 + (6,5 + 2 \times 12) \times 11 \geq 1,0 \times 74 \times 6,5 \leftrightarrow$$

$$A_v = 1096,50 \text{ mm}^2 \geq 481,00 \text{ mm}^2$$

Substituindo o valores de A_v , f_y e γ_{M0} na equação 2.9 obtém-se, finalmente, o valor de cálculo do esforço transverso plástico resistente:

$$V_{pl,Rd} = \frac{10,965 \times 10^{-4} (235 \times 10^3 / \sqrt{3})}{1,00} = 148,77 \text{ kN}$$

O designado esforço transverso atuante (V_{Ed}) corresponde ao máximo valor do esforço transverso a viga V8 que ocorre na zona dos apoios.



Uma vez que a viga é simplesmente apoiada e está sujeita a um carregamento simétrico, as reações nos apoios A e B serão, naturalmente, iguais.

$$\sum M_A = 0 \leftrightarrow$$

$$R_B \times 5,30 - \frac{5,30 \times 5,30^2}{2} - 0,31 \times (5 \times 1,06) - 0,31 \times (4 \times 1,06) - 0,31 \times (3 \times 1,06) - 0,31 \times (2 \times 1,06) - 0,31 \times 1,06 = 0$$

$$\leftrightarrow R_B = 14,98 \text{ kN}$$

$$\sum F_V=0 \leftrightarrow R_A + 14,98 - 5,30 \times 5,30 - 6 \times 0,31 = 0 \leftrightarrow R_A = 14,98 \text{ kN}$$

Uma vez que é a viga central (V8) que está sujeita a um valor superior de esforço transversal, adotou-se conservativamente:

$$V_{Ed} = 14,98 \text{ kN}$$

Tendo em conta o valor do esforço transversal plástico resistente, calculado anteriormente:

$$V_{pl,Rd} = 85,48 \text{ kN}$$

Pode garantir-se a segurança da viga V8 da cobertura relativamente ao estado limite último de esforço transversal. Uma vez que esta é a viga mais esforçada, fica garantida também a segurança das vigas V7 e V9.

2.5. Estado Limite de Utilização de Deformação

À semelhança do que foi feito para as vigas inclinadas, no ponto 1.5, há que garantir também a segurança das vigas horizontais V7 a V9 relativamente aos deslocamentos verticais admissíveis.

A deformação vertical máxima admissível nestas vigas é dada por:

$$\delta_{\text{máx}} = \frac{l}{250}$$

com:

$l = l_x = 5,30 \text{ m}$ comprimento das vigas, orientadas segundo o eixo x-x.

$$\delta_{\text{máx}} = \frac{5,30}{250} \Leftrightarrow \delta_{\text{máx}} \cong 0,021 \text{ m (21 mm)}$$

A deformação elástica vertical instantânea das vigas terá que ser, portanto, inferior a 21 milímetros e é calculada através da seguinte expressão:

$$\delta_0 = \frac{5 \times F_{qp} \times l^4}{384 \times E \times I} \quad (2.16)$$

com:

F_{qp} valor da carga correspondente à combinação quase permanente;

$l = l_x = 5,30 \text{ m}$ comprimento das vigas, orientadas segundo o eixo x-x;

$E = 210 \text{ GPa}$ módulo de elasticidade do aço;

$I = I_y = 864,4 \text{ cm}^4$ maior inércia da seção transversal do perfil HEB 120.

O valor da carga quase permanente (F_{qp}) obtém-se através da seguinte expressão:

$$F_{qp} = (g + \psi_2 \times q) \times l$$

com:

$g = 1,01 \text{ kN/m}^2$	valor das cargas permanentes por m^2 da cobertura;
$q = 0,40 \text{ kN/m}^2$	valor da sobrecarga por m^2 da cobertura;
$\psi_2 = 0$	coeficiente para sobrecargas em edifícios, nulo em coberturas (ver Tabela I-4);
$l = l_y/2 = 2,70 \text{ m}$	comprimento de atuação da carga por m^2 da cobertura na direção y-y entre as vigas V7 e V8 ou V8 e V9.

A carga quase permanente (F_{qp}) a considerar para a viga central V8 será, naturalmente, o dobro do valor a considerar para as vigas V7 e V9 que são de periferia.

Assim, para a viga V8 obtém-se:

$$F_{qp} = 2 \times \frac{g \times l_y/2}{2} \Leftrightarrow F_{qp} = 1,01 \times 2,70 \Leftrightarrow F_{qp} \cong 2,73 \text{ kN/m}$$

Enquanto que, para as vigas V7 e V9 teremos metade desse valor pois apenas recebem carga de um dos lados:

$$F_{qp} = \frac{g \times l_y/2}{2} \Leftrightarrow F_{qp} = \frac{1,01 \times 2,70}{2} \Leftrightarrow F_{qp} \cong 1,36 \text{ kN/m}$$

Substituindo o valor da carga quase permanente na equação 2.11, temos que a deformação elástica vertical é então dada por:

- Para a viga V8:

$$\delta_0 = \frac{5 \times 2,73 \times 5,30^4}{384 \times 210 \times 10^6 \times 864,4 \times 10^{-8}} \Leftrightarrow \delta_0 \cong 0,015 \text{ m (15 mm)}$$

Uma vez que a deformação elástica vertical ($\delta_0 = 15 \text{ mm}$) é inferior à máxima ($\delta_{\text{máx}} = 21 \text{ mm}$), a viga da cobertura V8 verifica a segurança à deformação.

- Para as vigas V7 e V9:

$$\delta_0 = \frac{5 \times 1,36 \times 5,30^4}{384 \times 210 \times 10^6 \times 864,4 \times 10^{-8}} \Leftrightarrow \delta_0 \cong 0,008 \text{ m (8 mm)}$$

Uma vez que a deformação elástica vertical ($\delta_0 = 8 \text{ mm}$) é inferior à máxima ($\delta_{\text{máx}} = 21 \text{ mm}$), as vigas da cobertura V7 e V9 também verificam a segurança à deformação.

3. Dimensionamento das Lajes de Pavimento

Tal como foi dito anteriormente (ver item 4.5), o pavimento adotado consiste em lajes aligeiradas de vigotas de betão pré-esforçado e blocos de aligeiramento, ambos pré-fabricados.

Em primeiro lugar, importa definir o pavimento escolhido a partir do Documento de Aplicação (DA) dos pavimentos PRESDOURO, validado pelo LNEC [21]. Este documento fornece toda a informação necessária sobre os diferentes tipos de vigotas e blocos de cofragem.

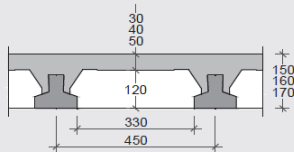
Seguidamente é apresentada toda a informação relativa ao pavimento escolhido considerada relevante para efeitos de dimensionamento e verificação da segurança.

3.1. Escolha do Tipo de Pavimento

O pavimento escolhido tem a designação “P5-BL33×12-15” uma vez que é composto por vigotas do tipo “P5” (Figura II-10), blocos do tipo “BL33×12” (Figura II-11) e uma espessura total de 15 cm. Na tabela seguinte apresentam-se as principais características deste tipo de pavimento.

Tabela II-10 – Características do tipo de pavimento escolhido [21]

TIPO DE PAVIMENTO CORTE TRANSVERSAL	ESPESSURA mm		VIGOTA	PESO PRÓPRIO kN/m ²	ESTADOS LIMITE			
	TOTAL	ACIMA DO BLOCO			ÚLTIMOS		DE UTILIZAÇÃO	
					M _{Rd} kNm/m	V _{Rd} kN/m	M _{Edk} kNm/m	EI kNm ² /m
P5-BL33x12-15/17	150	30	P5	1,89	34,6	16,8	16,6	3953
	160	40	P5	2,13	38,2	18,1	18,5	4847
	170	50	P5	2,37	41,5	19,4	20,4	5811



- **Vigotas:**

As vigotas são pré-fabricadas, de betão pré-esforçado, com armadura constituída por fios de aço aderentes. Na figura seguinte, extraída do referido DA, apresentam-se as características específicas das vigotas adotadas para o pavimento.

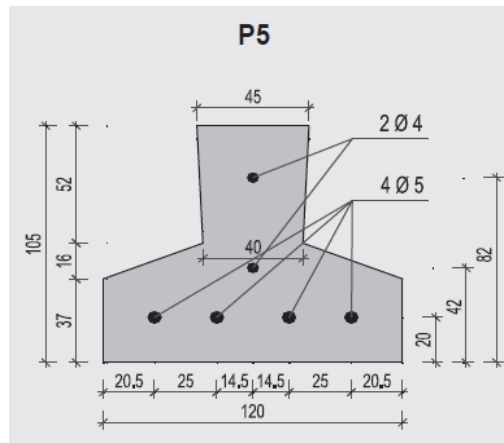


Figura II-10 – Geometria transversal das vigotas [21]

▪ **Blocos:**

Os blocos de cofragem utilizados são de betão de agregados de argila expandida. Todos os blocos são furados e têm formas de extradorso poligonais e ressaltos laterais para apoio nos banzos das vigotas. A geometria e as massas nominais dos vários tipos de blocos são apresentadas no DA anteriormente referido [21]. Na figura seguinte apresentam-se as características dos blocos adotados para o pavimento.

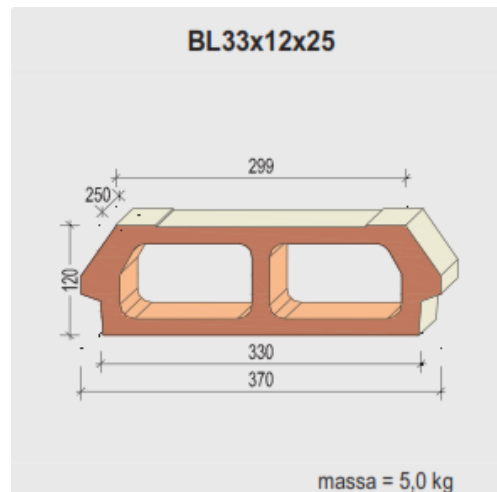


Figura II-11 – Geometria transversal dos blocos de cofragem [21]

▪ **Betão da lâmina de compressão:**

O betão complementar é da classe C25/30 e é aplicado em camada contínua de espessura variável, mas nunca inferior a 3 cm, e incorpora uma armadura de distribuição. Neste caso, a espessura adotada para a lâmina de compressão foi a mínima.

3.2. Quantificação das Ações

Considerando a solução construtiva definida para as lajes de pavimento e os pesos específicos dos vários materiais que as constituem, estima-se em seguida o valor das cargas permanentes.

Peso Próprio do Pavimento*	1,89 kN/m ²
Restante Carga Permanente	3,16 kN/m ² , sendo que este valor inclui:
Peso próprio das paredes de compartimentação**	2,16 kN/m ²
Peso próprio dos revestimentos	1,00 kN/m ²

$$\Sigma(\text{cargas permanentes}) = g = 1,89 + 3,16 = 5,05 \text{ kN/m}^2$$

* Peso próprio da laje aligeirada corresponde ao pavimento: P5-BL33×12-15 (ver Tabela II-10)

** De acordo com o art.º 15 do RSA, o peso das paredes divisórias pode ser simulado como uma carga uniformemente distribuída na laje, dada por:

$$0,40 \times (\text{peso da parede, por m}^2 \text{ de parede}) \times 1,00 \times (\text{pé-direito}) = 2,16 \text{ kN/m}^2$$

sendo:

peso da parede, por m ² de parede	1,80 kN/m ²
pé-direito (sem teto falso)	3,00 m

A sobrecarga (q) regulamentar para pavimentos tem o valor de 2,00 kN/m² e atua como uma carga uniformemente distribuída na laje.

Assim, seja F_{Ed} o valor atuante de cálculo da carga uniformemente distribuída, por metro quadrado de pavimento:

$$F_{Ed} = \gamma_G \times g + \gamma_Q \times q \quad (3.1)$$

sendo:

$\gamma_G = 1,35$	coeficiente parcial relativo às ações permanentes;
$\gamma_Q = 1,50$	coeficiente parcial relativo às ações variáveis;
$g = 5,05 \text{ kN/m}^2$	valor das cargas permanentes por m ² de pavimento;
$q = 2,00 \text{ kN/m}^2$	valor da sobrecarga por m ² de pavimento;

Substituindo todos os valores na equação 3.1 obtém-se:

$$F_{Ed} = 1,35 \times 5,05 + 1,50 \times 2,00 = 9,82 \text{ kN/m}^2$$

3.3. Estado Limite Último de Flexão

O funcionamento estrutural deste tipo de pavimentos é comparável ao de uma laje com armadura resistente unidirecional, neste caso, na direção do menor vão, como pretende demonstrar a Figura II-12.

Em cada piso, foram adotados dois painéis de laje aligeirada (LA) com dimensões muito semelhantes, motivo pelo qual o modelo de cálculo adotado consiste num painel de laje com $5,30\text{ m} \times 2,70\text{ m}$.

Todos os pisos do edifício são semelhantes, tendo sido por isso adotada a mesma solução ao nível das lajes de pavimento.

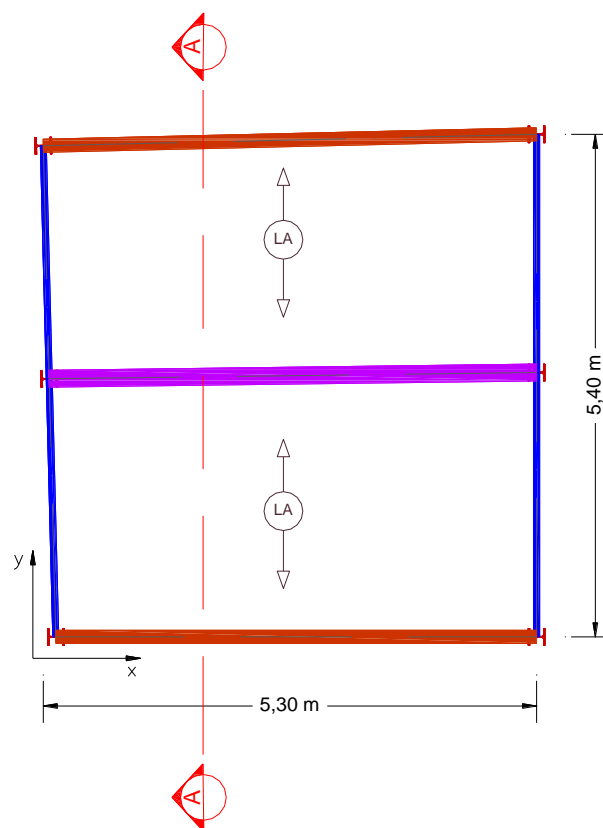


Figura II-12 – Planta tipo dos pisos

As lajes de vigotas funcionam sempre como lajes armadas numa direção. Estão essencialmente concebidas para a resistência a momentos fletores positivos, embora possam também ser utilizadas em situações de estruturas contínuas em que o modelo de viga contínua é o mais adequado.

A determinação dos esforços de cálculo para efeitos da verificação da segurança ao Estado Limite Último foi feita com base no modelo da Teoria da Plasticidade, já enunciada anteriormente, por se considerar o mais apropriado para os pavimentos de vigotas.

A aplicação deste modelo permite considerar a continuidade de esforços sobre os apoios intermédios, apesar destes serem reduzidos a 50%, beneficiando simultaneamente da resistência das vigotas a momentos positivos. Deste modo, o dimensionamento é otimizado, refletindo-se numa economia na escolha do pavimento comparativamente à solução sem continuidade.

Em corte, apresentam-se no esquema seguinte as ações atuantes, por metro quadrado de pavimento:

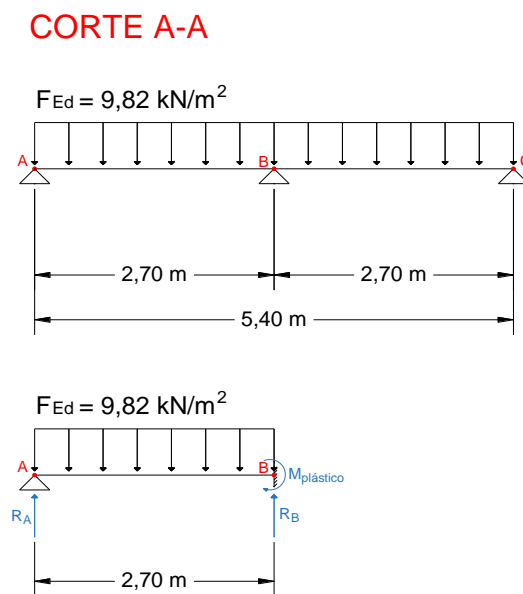


Figura II-13 – Representação, em corte, da carga atuante no pavimento

O momento fletor elástico no apoio com continuidade (B) seria dado por:

$$M_{el,B} = -\frac{F_{Ed} \times l^2}{8} = -\frac{9,82 \times 2,70^2}{8} = -8,95 \text{ kNm/m}$$

Aplicando o modelo da Teoria da Plasticidade, este valor é reduzido para:

$$M_{pl,B} = 0,50 \times M_{el} = 0,50 \times (-8,95) = -4,47 \text{ kNm/m}$$

As reações nos apoios A e B são dadas por:

$$\sum M_A = 0 \leftrightarrow R_B \times 2,70 - 4,47 - \frac{9,82 \times 2,70^2}{2} = 0 \leftrightarrow R_B = 14,91 \text{ kN/m}$$

$$\sum F_V = 0 \leftrightarrow R_A + 14,91 - 9,82 \times 2,70 = 0 \leftrightarrow R_A = 11,60 \text{ kN/m}$$

Finalmente, o valor do momento fletor atuante (M_{Ed}), correspondente ao momento máximo, ocorre quando o valor do esforço transversal é nulo, ou seja:

$$M_{Ed} = M_{m\acute{a}x} \rightarrow V(x=?) = 0 \leftrightarrow R_A - F_{Ed}x = 0 \leftrightarrow 11,60 - 9,82x = 0 \leftrightarrow x = 1,18 \text{ m}$$

Sabendo que o momento fletor máximo ocorre a uma distância $x = 1,18$ m do apoio A, obtém-se finalmente o valor de cálculo do momento fletor atuante:

$$M_{Ed} = R_A x - \frac{F_{Ed} x^2}{2} = 11,60 \times 1,18 - \frac{9,82 \times 1,18^2}{2} = 6,85 \text{ kNm/m} \leq M_{Rd} = 34,6 \text{ kNm/m}$$

Como o momento atuante é inferior ao resistente (ver Tabela II-10), está garantida a segurança do pavimento da laje aligeirada ao ELU de flexão.

3.4. Estado Limite Último de Esforço Transverso

O esforço transversal atuante (V_{Ed}) corresponde ao máximo valor do esforço transversal numa viga com uma das extremidades apoiada e a outra encastrada, sujeita a uma carga uniformemente distribuída. Apresentam-se em seguida os cálculos efetuados para determinar esse valor.

Com base no esquema representado na Figura II-13, os valores de esforço transversal nos apoios A e B são, respetivamente:

$$V_A = \frac{3}{8} F_{Ed} \times l = \frac{3}{8} \times 9,82 \times 2,70 = 9,94 \text{ kN/m}$$

$$V_B = \frac{5}{8} F_{Ed} \times l = \frac{5}{8} \times 9,82 \times 2,70 = 16,57 \text{ kN/m}$$

Assim, o valor do esforço transversal atuante (V_{Ed}) na laje de pavimento seria dado por:

$$V_{Ed} = \max\{V_A; V_B\} = V_B = 16,57 \text{ kN/m}$$

Tendo em conta o valor obtido é inferior ao esforço transversal resistente, dado pela Tabela II-10, retirada do DA do pavimento [21]:

$$V_{Rd} = 16,80 \text{ kN/m}$$

Pode garantir-se a segurança das vigas inclinadas da cobertura relativamente ao estado limite último de esforço transversal.

3.5. Armadura de Distribuição

De acordo com o DA do pavimento [21], este deve comportar uma armadura de distribuição constituída por varões dispostos nas duas direções, integrada na camada contínua do betão complementar.

A secção mínima desta armadura de distribuição, na direção perpendicular à das vigotas e para o caso de emprego de varões de aço A500, é a indicada na Tabela II-11, retirada do referido DA. Esta armadura deverá ser satisfeita por varões com espaçamento máximo de 250 mm.

Na direção das vigotas, o espaçamento dos varões da armadura de distribuição poderá ser maior, mas não excedendo 350 mm.

Tabela II-11 – Elementos de medição do pavimento escolhido

TIPO	ESPESSURA DA LAJE <i>mm</i>	QUANTIDADES POR M ²			VIGOTA	ARMADURA DE DISTRIBUIÇÃO <i>mm²/m</i>		
		VIGOTAS <i>m</i>	BLOCOS <i>un</i>	BETÃO <i>l</i>		A235	A400	A500
P5-BL33x12-15/17	150	2,22	8,89	41,2	P5	325	191	153
	160			51,2				
	170			61,2				

3.5.1 Armadura na direção perpendicular às vigotas

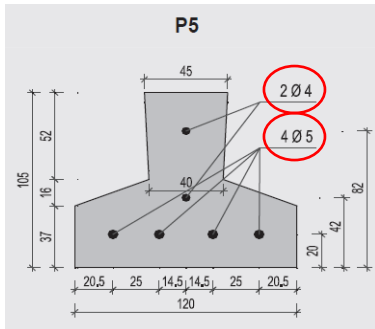
A referida armadura de distribuição mínima ($A_{d,min}$), perpendicular às vigotas, pode ser determinada através da seguinte expressão:

$$A_{d,min} = 0,2 \times A_{sp,min} \times f_{0,2k} / f_{yk} \quad (3.2)$$

com:

$A_{sp,min}$	armadura mínima de pré-esforço nas vigotas;
$f_{0,2k} = 1550$ MPa	valor característico da tensão limite convencional de proporcionalidade a 0,2% à tração do aço das armaduras para betão armado;
$f_{yk} = 500$ MPa	valor característico da tensão de cedência do aço das armaduras para betão armado (para o aço A500).

Para o pavimento escolhido, composto por vigotas do tipo P5, a área de armadura de pré-esforço é determinada da seguinte forma:

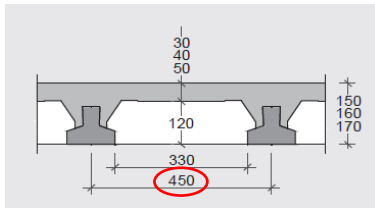


Fios de pré-esforço: $2 \phi 4\text{mm} + 4 \phi 5\text{mm}$

Área de armadura de pré-esforço:

$$A_{sp} = (n.^{\circ} \text{ fios}) \times (\text{Área de 1 fio}) =$$

$$2 \times \pi \times 0,4^2 / 4 + 4 \times \pi \times 0,5^2 / 4 = 1,04 \text{ cm}^2$$



Distância entre vigotas: 0,45 m

Área mínima de armadura de pré-esforço:

$$A_{sp,mín} = A_{sp} / (\text{dist. entre vigotas}) = 1,04 / 0,45 = 2,31 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Substituindo os valores de $A_{sp,mín}$, $f_{0,2k}$ e f_{yk} na equação 3.2, obtém-se finalmente o valor da armadura de distribuição necessária:

$$A_{d,mín} = 0,2 \times 2,31 \times 1550 / 500 = 1,43 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Como se pode verificar, o valor fornecido pela Tabela II-11 satisfaz a armadura mínima calculada:

$$A_d = 1,53 \text{ cm}^2/\text{m} \geq A_{d,mín} = 1,43 \text{ cm}^2/\text{m}$$

3.5.2 Armadura na direção das vigotas

A armadura de distribuição mínima na direção das vigotas ($A'_{d,mín}$) considerou-se 20% da armadura na direção perpendicular:

$$A'_{d,mín} = 0,2 \times A_d \leftrightarrow A'_{d,mín} = 0,2 \times 1,53 \leftrightarrow A'_{d,mín} = 0,31 \text{ cm}^2/\text{m}$$

No entanto, procurou-se que esta armadura fosse suficiente para absorver os esforços provenientes do momento fletor negativo no apoio com continuidade calculado anteriormente:

$$M_{Ed} = 4,47 \text{ kNm/m}$$

Esta armadura serve para combater as fissuras que geralmente aparecem nas proximidades dos apoios e obtém-se do seguinte modo:

$$A_s = \omega \times b \times d \times \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad (3.3)$$

sendo:

$b = 1,00 \text{ m}$ largura unitária de pavimento;
 $d = 0,12 \text{ m}$ altura útil de pavimento;
 $f_{cd} = 16,67 \text{ MPa}$ valor de cálculo da tensão de rotura à compressão do betão complementar da camada de regularização C25/30;
 $f_{yd} = 435 \text{ MPa}$ valor de cálculo da tensão de cedência do aço A500;

$$\omega = \frac{1 - \sqrt{1 - 2,42 \times \mu}}{1,21} \quad (3.4)$$

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b \times d^2 \times f_{cd}} \quad (3.5)$$

Substituindo todos os valores na equação 3.5, tem-se:

$$\mu = \frac{4,47}{1,00 \times 0,12^2 \times 16,67 \times 10^3} = 0,0186$$

Substituindo o valor de μ na equação 3.4, obtém-se o valor de ω :

$$\omega = \frac{1 - \sqrt{1 - 2,42 \times 0,0186}}{1,21} = 0,0188$$

Finalmente, substituindo o valor de ω na equação 3.3 obtém-se o valor da armadura necessária na zona do apoio do pavimento:

$$A_s = 0,0188 \times 1,00 \times 0,12 \times \frac{16,67}{435} \times 10^4 = 0,86 \text{ cm}^2/\text{m}$$

A armadura adotada terá que garantir, simultaneamente, a armadura de distribuição mínima na direção das vigotas ($A'_{d,\min}$) e a armadura necessária na zona do apoio do pavimento (A_s).

Para tal, considerou-se uma Malhasol quadrada AQ38, com um diâmetro dos varões de 3,8 mm e um espaçamento (igual segundo x e segundo y) de 100 mm:

$$A'_d = A_{AQ38} = \# \phi 3,8 / 0,10 = 1,13 \text{ cm}^2/\text{m} \geq \begin{cases} A'_{d,\min} = 0,31 \text{ cm}^2/\text{m} \\ A_s = 0,86 \text{ cm}^2/\text{m} \end{cases}$$

3.6. Estado Limite de Utilização de Deformação

Para efeitos da verificação da segurança relativamente aos deslocamentos verticais admissíveis na laje de pavimento tem que se garantir que a deformação elástica vertical instantânea (equação 3.6) e a deformação vertical a tempo infinito (equação 3.8) são ambas inferiores à deformação vertical máxima que é dada por:

$$\delta_{\text{máx}} = \frac{l}{250}$$

com:

$l = l_y/2 = 2,70$ m comprimento da menor dimensão do painel de laje, segundo o eixo y-y, com liberdade para sofrer deformação vertical.

$$\delta_{\text{máx}} = \frac{2,70}{250} \Leftrightarrow \delta_{\text{máx}} \cong 0,011 \text{ m (11 mm)}$$

A deformação elástica vertical instantânea do pavimento terá que ser, portanto, inferior a 11 milímetros e é calculada através da seguinte expressão:

$$\delta_0 = \frac{5 \times F_{\text{qp}} \times l^4}{384 \times EI} \quad (3.6)$$

com:

F_{qp} valor da carga correspondente à combinação quase permanente;

$l = l_y/2 = 2,70$ m comprimento da menor dimensão do painel de laje, segundo o eixo y-y, com liberdade para sofrer deformação vertical;

$EI = 3956 \text{ kNm}^2/\text{m}$ rigidez à flexão do pavimento.

O valor da carga quase permanente (F_{qp}) obtém-se através da seguinte expressão:

$$F_{\text{qp}} = (g + q \times \Psi_2) \times l \quad (3.7)$$

com:

$g = 5,05 \text{ kN/m}^2$ valor das cargas permanentes por m^2 de pavimento;

$q = 2,00 \text{ kN/m}^2$ valor da sobrecarga por m^2 de pavimento;

$\Psi_2 = 0,30$ coeficiente para sobrecargas em edifícios para zonas de habitação (ver Tabela I-4);

$l = l_y/2 = 2,70$ m comprimento da menor dimensão do painel de laje, segundo o eixo y-y, com liberdade para sofrer deformação vertical.

Substituindo os valores acima na equação (3.7) obtém-se:

$$F_{\text{qp}} = (5,05 + 2,00 \times 0,30) \times 2,70 = 15,26 \text{ kN/m}$$

Substituindo o valor da carga quase permanente na equação 3.6, temos que a deformação elástica vertical é então dada por:

$$\delta_0 = \frac{5 \times 15,26 \times 2,70^4}{384 \times 3696} \Leftrightarrow \delta_0 \cong 0,003 \text{ m (3 mm)}$$

O valor da deformação vertical a tempo infinito do pavimento, provocada pela fluência do betão, terá que ser igualmente inferior a 11 milímetros e é calculada através da seguinte expressão:

$$\delta_{\infty} = \delta_0 \times \left(1 + \frac{g \times \varphi_c}{g + q \times \Psi_2}\right) \quad (3.8)$$

sendo:

$\varphi_c = 2,0$ coeficiente de fluência.

Substituindo todos os valores na equação 3.8, temos que a deformação vertical a tempo infinito é finalmente dada por:

$$\delta_{\infty} = 0,003 \times \left(1 + \frac{5,05 \times 2,0}{5,05 + 2,0 \times 0,3}\right) \Leftrightarrow \delta_{\infty} \cong 0,008 \text{ m (8 mm)}$$

Uma vez que tanto a deformação elástica vertical ($\delta_0 = 3 \text{ mm}$) como a deformação vertical a tempo infinito ($\delta_{\infty} = 8 \text{ mm}$) são inferiores à deformação máxima ($\delta_{\text{máx}} = 11 \text{ mm}$), conclui-se que os painéis de laje verificam a segurança à deformação.

3.7. Estado Limite de Utilização de Fendilhação

Os Estados Limites de Fendilhação a verificar para este tipo de pavimentos são o de descompressão e o de formação de fendas e não o de largura de fendas como é habitual.

Quando nas tabelas do fabricante ou respetivo Documento de Homologação não surgir o valor de M_o^6 , como é o caso, tal significa que verificada a formação de fendas está automaticamente verificada a descompressão da seção. [13]

Segundo o EC 2, a ação a utilizar para a verificação do ELS de formação de fendas resulta da combinação frequente de ações para um ambiente pouco ou moderadamente agressivo que corresponde ao caso de um edifício corrente.

$$M_{\text{freq}} \leq M_{\text{fctk}}$$

sendo:

M_{freq} momento devido à combinação frequente de ações;

M_{fctk} momento de fendilhação da seção (momento a partir do qual se inicia a formação de fendas). Valor fornecido pela tabela do DA para o pavimento escolhido (ver Tabela II-10): $M_{\text{fctk}} = 16,60 \text{ kNm/m}$.

⁶ M_o – momento de descompressão da seção (momento para o qual em fase elástica a fibra mais tracionada apresenta tração nula). Aplica-se na verificação da segurança ao ELS de descompressão, através da comparação com o momento devido à combinação quase permanente de ações $M_{\text{qp}} \leq M_o$.

O valor do momento devido à combinação frequente de ações é obtido a partir da seguinte expressão:

$$M_{\text{freq}} = \frac{F_{\text{freq}} \times l^2}{8} \quad (3.9)$$

com:

F_{freq} valor da carga correspondente à combinação frequente;
 $l = l_y/2 = 2,70 \text{ m}$ comprimento da menor dimensão do painel de laje, segundo o eixo y-y.

O valor da carga frequente (F_{freq}) obtém-se através da seguinte expressão:

$$F_{\text{freq}} = (g + q \times \Psi_1) \times l \quad (3.10)$$

com:

$g = 5,05 \text{ kN/m}^2$ valor das cargas permanentes por m^2 de pavimento;
 $q = 2,00 \text{ kN/m}^2$ valor da sobrecarga por m^2 de pavimento;
 $\Psi_1 = 0,50$ coeficiente para sobrecargas em edifícios para zonas de habitação (ver Tabela I-4);
 $l = l_y/2 = 2,70 \text{ m}$ comprimento da menor dimensão do painel de laje, segundo o eixo y-y.

Substituindo os valores acima na equação 3.10 obtém-se:

$$F_{\text{freq}} = (5,05 + 2,00 \times 0,50) \times 2,70 = 16,34 \text{ kN/m}$$

Substituindo o valor da carga frequente na equação 3.9, temos que o momento devido à combinação frequente de ações é então dado por:

$$M_{\text{freq}} = \frac{16,34 \times 2,7^2}{8} = 14,89 \text{ kNm/m}$$

Uma vez que o momento frequente ($M_{\text{freq}} = 14,89 \text{ kNm/m}$) é inferior ao momento de fendilhação da seção, fornecido pela tabela do DA ($M_{\text{fctk}} = 16,60 \text{ kNm/m}$), está verificada a segurança ao ELS de formação de fendas.

Como foi enunciado anteriormente, verificada a formação de fendas está automaticamente verificada a descompressão da seção, estando garantida a segurança do pavimento aos Estados Limites de Fendilhação.

4. Dimensionamento das Vigas Metálicas dos Pisos

As vigas metálicas dos vários pisos do edifício terão de verificar a segurança em relação ao pavimento adotado, cumprindo todas as exigências regulamentares.

Tomou-se como exemplo o piso 4 (piso imediatamente abaixo à cobertura), cujas vigas de suporte à laje de pavimento se encontram identificadas na Figura II-14.

Uma vez que todos os pisos apresentam a mesma solução para a laje de pavimento, as vigas metálicas serão também iguais. Por este motivo, apenas é apresentado o dimensionamento das vigas do último piso, estendendo-se as verificações de segurança realizadas às vigas correspondentes dos pisos inferiores.

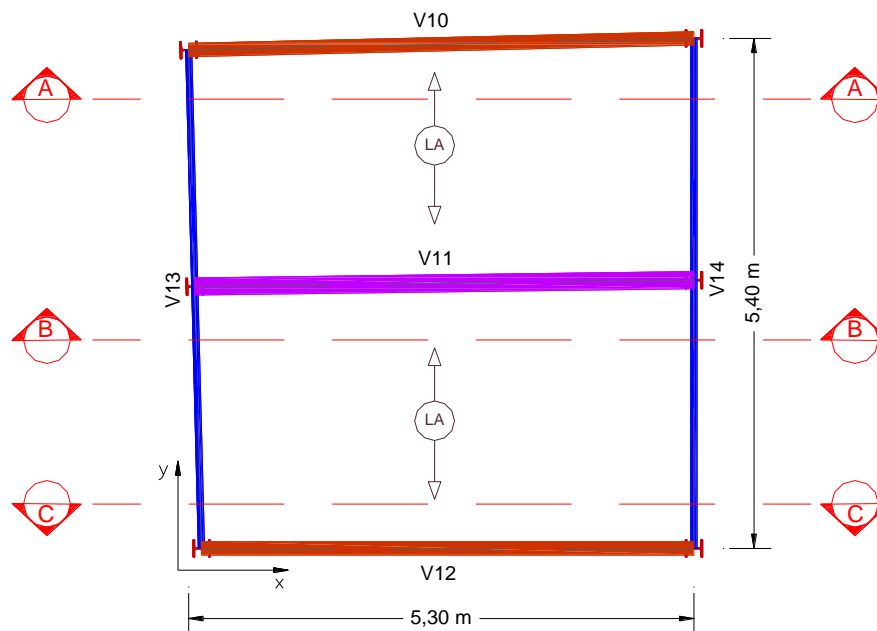


Figura II-14 – Planta das vigas metálicas do piso 4

4.1. Quantificação das Ações

Seja F_{Ed} o valor atuante de cálculo da carga uniformemente distribuída no pavimento, por metro linear de viga:

- Para as vigas de periferia V10 e V12:

$$F_{Ed} = (\gamma_G \times g + \gamma_Q \times q) \times \frac{l_y/2}{2} \quad (4.1)$$

- Para a viga intermédia V11, o valor da carga atuante de cálculo é o dobro do considerado para as vigas de periferia, ou seja:

$$F_{Ed} = 2 \times \left[(\gamma_G \times g + \gamma_Q \times q) \times \frac{l_y}{2} \right] \quad (4.2)$$

sendo:

$\gamma_G = 1,35$	coeficiente parcial relativo às ações permanentes;
$\gamma_Q = 1,50$	coeficiente parcial relativo às ações variáveis;
$g = 5,05 \text{ kN/m}^2$	valor das cargas permanentes por m^2 de pavimento;
$q = 2,00 \text{ kN/m}^2$	valor da sobrecarga por m^2 de pavimento;
$l_y = 5,40 \text{ m}$	comprimento segundo o eixo y-y.

Substituindo todos os valores nas equações 4.1 e 4.2 obtém-se:

- Para as vigas de periferia V10 e V12:

$$F_{Ed} = (1,35 \times 5,05 + 1,50 \times 2,00) \times \frac{2,70}{2} = 13,25 \text{ kN/m}$$

- Para a viga intermédia V11:

$$F_{Ed} = (1,35 \times 5,05 + 1,50 \times 2,00) \times 2,70 = 26,51 \text{ kN/m}$$

4.2. Pré-dimensionamento

Apresentam-se em seguida os cálculos efetuados para estimar os perfis metálicos mais adequados para as vigas metálicas dos pisos V10 a V12, tendo em conta as ações a que estão sujeitas, calculadas em 4.1.

Para uma viga simplesmente apoiada sujeita a um carregamento é simétrico, o valor do momento fletor atuante (M_{Ed}), correspondente ao momento máximo, ocorrerá a meio-vão e é dado por:

$$M_{Ed} = \frac{F_{Ed} \times l^2}{8} \quad (4.3)$$

De acordo com o EC3, cláusula 6.2.5, o valor do momento fletor atuante (M_{Ed}) em cada seção transversal deve satisfazer a condição:

$$M_{Ed} \leq M_{c,Rd}$$

sendo:

M_{Ed} valor de cálculo do momento fletor atuante;

$M_{c,Rd}$ valor de cálculo do momento fletor resistente, determinado do seguinte modo:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{para as seções transversais da Classe 1 ou 2} \quad (4.4)$$

em que:

- $M_{pl,Rd}$ valor de cálculo do momento fletor resistente plástico;
- W_{pl} módulo de flexão plástico da seção transversal;
- f_y tensão de cedência do aço (adota-se $f_y = 235$ MPa de acordo com o EC3 – Quadro 3.1 para o aço da classe S 235 e $t \leq 40$ mm);
- γ_{M0} coeficiente parcial de segurança para a resistência de seções transversais de qualquer classe (adota-se $\gamma_{M0} = 1,00$).

Admitindo que a seção transversal será da Classe 1 e tendo em conta que o momento fletor resistente terá que ser superior ao valor obtido para o momento fletor atuante, a escolha do perfil metálico mais económico a utilizar para as vigas inclinadas poderá ser realizada do seguinte modo:

$$M_{Ed} \leq M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M0}} \leftrightarrow W_{pl} \geq \frac{M_{Ed} \times \gamma_{M0}}{f_y} \quad (4.5)$$

- Vigas V10 e V12:

$F_{Ed} = 13,25$ kN/m carga atuante de cálculo por metro linear de viga;

$l = l_x = 5,30$ m comprimento da viga, orientada segundo o eixo x-x.

Substituindo os valores acima na equação 4.3, obtém-se:

$$M_{Ed} = \frac{13,25 \times 5,30^2}{8} = 46,52 \text{ kNm}$$

Substituindo todos os valores na equação 4.5 tem-se:

$$W_{pl} \geq \frac{46,52 \times 1,00}{235 \times 10^3} \times 10^6 \leftrightarrow W_{pl} \geq 197,98 \text{ cm}^3$$

- Viga V11:

$F_{Ed} = 26,51$ kN/m carga atuante de cálculo por metro linear de viga;

$l = l_x = 5,30$ m comprimento da viga, orientada segundo o eixo x-x.

Substituindo os valores acima na equação 4.3, obtém-se:

$$M_{Ed} = \frac{26,51 \times 5,30^2}{8} = 93,08 \text{ kNm}$$

Substituindo todos os valores na equação 4.5 tem-se:

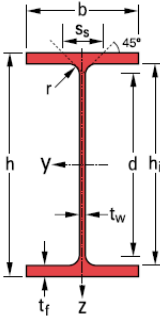
$$W_{pl} \geq \frac{93,08 \times 1,00}{235 \times 10^3} \times 10^6 \leftrightarrow W_{pl} \geq 396,10 \text{ cm}^3$$

4.2.1 Escolha da seção transversal

Consultaram-se as tabelas de perfis metálicos ARBED [3], considerando perfis HEB e o módulo de flexão plástico segundo y ($W_{pl,y}$), uma vez que é o eixo de maior inércia.

Optou-se por perfis HEB 160 para as vigas V10 e V12 e por perfis HEB 180 para a viga V11, de modo a garantir todas as verificações de segurança regulamentares.

Tabela II-12 – Propriedades dos perfis metálicos HEB 160 e HEB 180 (adaptado das Tabelas ARBED)



Désignation Designation Bezeichnung	Dimensions Abmessungen						Dimensions de construction Dimensions for detailing Konstruktionsmaße						Surface Oberfläche	
	G kg/m	h mm	b mm	t _w mm	t _f mm	r mm	A cm ²	h _i mm	d mm	∅	p _{min} mm	p _{max} mm	A _L m ² /m	A _G m ² /t
HE 160 B	42.6	160	160	8	13	15	54.25	134	104	M20	80	84	0.918	21.56
HE 180 B	51.2	180	180	8.5	14	15	65.25	152	122	M24	88	92	1.037	20.25

Désignation Designation Bezeichnung	Valeurs statiques / Section properties / Statische Kennwerte											Classification ENV 1993-1-1					HISTAR		
	axe fort y-y strong axis y-y starke Achse y-y						axe faible z-z weak axis z-z schwache Achse z-z					pure bending y-y		pure compression					
	G kg/m	I _y cm ⁴	W _{el,y} cm ³	W _{pl,y} † cm ³	i _y cm	A _{vz} cm ²	I _z cm ⁴	W _{el,z} cm ³	W _{pl,z} † cm ³	i _z cm	s _s mm	I _t cm ⁴	I _w x 10 ⁻³ cm ⁶	S 235	S 355	S 460		S 235	S 355
HE 160 B	42.6	2492	311.5	354.0	6.78	17.59	889.2	111.2	170.0	4.05	51.57	31.24	47.94	1	1	-	1	1	-
HE 180 B	51.2	3831	425.7	481.4	7.66	20.24	1363	151.4	231.0	4.57	54.07	42.16	93.75	1	1	-	1	1	-

- Vigas V10 e V12:

Assim, seja o módulo de flexão plástico da secção transversal de um perfil HEB 160:

$$W_{pl,y} = 354,00 \text{ cm}^3 \geq 197,98 \text{ cm}^3$$

Substituindo os valores na equação 4.4, podemos obter o momento fletor resistente da secção:

$$M_{pl,y,Rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{354,00 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1,00} = 83,19 \text{ kNm} \geq M_{Ed} = 46,52 \text{ kNm}$$

- Viga V11:

Assim, seja o módulo de flexão plástico da secção transversal de um perfil HEB 180:

$$W_{pl,y} = 481,40 \text{ cm}^3 \geq 396,10 \text{ cm}^3$$

Substituindo os valores na equação 4.4, podemos obter o momento fletor resistente da secção:

$$M_{pl,y,Rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{481,40 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1,00} = 113,13 \text{ kNm} \geq M_{Ed} = 93,08 \text{ kNm}$$

Uma vez que os momentos resistentes são superiores aos atuantes, de acordo com o EC3, cláusula 6.2.5, os perfis adotados para as vigas do pavimento V10, V11 e V12 garantem a segurança, bem como as vigas correspondentes dos restantes pisos do edifício.

Relativamente às vigas V13 e V14 que fazem parte da estrutura do mesmo piso, bem como as vigas correspondentes a estas dos restantes pisos, foram dimensionadas com perfis IPE 120 por não apresentarem solicitações relevantes.

4.2.2 Classificação da secção transversal

A classificação da secção sujeita apenas a compressão pura é realizada através do Quadro 5.2 do EC3 que se apresenta resumido para o presente caso nas tabelas abaixo.

Tabela II-13 – Limites máximos das relações largura-espessura para componentes internos comprimidos (adaptado do EC3 – Quadro 5.2)

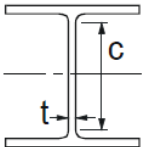
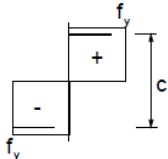
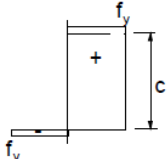
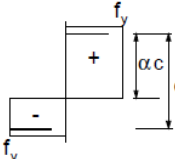
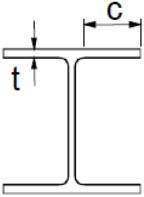
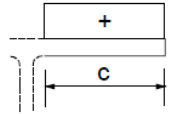
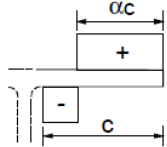
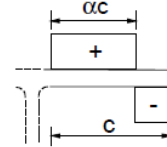
Componentes internos comprimidos						
						Eixo de flexão
Classe	Componente solicitado à flexão	Componente solicitado à compressão		Componente solicitado à flexão e à compressão		
Distribuição das tensões nos componentes (compressão positiva)						
1	$c/t \leq 72\varepsilon$	$c/t \leq 33\varepsilon$	quando $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{396 \varepsilon}{13 \alpha - 1}$ quando $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{36 \varepsilon}{\alpha}$			
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

Tabela II-14 – Limites máximos das relações largura-espessura para banzos em consola
(adaptado do EC3 – Quadro 5.2)

Banzos em consola						
						
Secções laminadas			Secções soldadas			
Classe	Componente solicitado à compressão	Componente solicitado à flexão e à compressão				
		Extremidade comprimida		Extremidade traccionada		
Distribuição das tensões nos componentes (compressão positiva)						
1	$c/t \leq 9\varepsilon$	$c/t \leq \frac{9\varepsilon}{\alpha}$		$c/t \leq \frac{9\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$		
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

- Vigas V10 e V12:

Propriedades da seção transversal – HEB 160:

$\varepsilon = 1,00$ fator que depende de f_y ;

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1,00$$

$h = 160$ mm altura da seção;

$b = 160$ mm largura da seção;

$t_w = 8$ mm espessura da alma;

$t_f = 13$ mm espessura dos banzos;

$r = 15$ mm raio de concordância.

Classe da alma:

$$c = h - 2t_f - 2r = 160 - 2 \times 13 - 2 \times 15 = 104 \text{ mm}$$

$$\frac{c}{t_w} = \frac{104}{8} = 13,00$$

Limite para a Classe 1 da alma solicitada à compressão:

$$\frac{c}{t_w} \leq 33\varepsilon \leftrightarrow 13,00 \leq 33 \Rightarrow \text{Alma da Classe 1}$$

Classe dos banzos:

$$c = \frac{b - 2t_w - 2r}{2} = \frac{160 - 2 \times 8 - 2 \times 15}{2} = 57 \text{ mm}$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{57}{13} = 4,38$$

Limite para a Classe 1 dos banzos solicitados à compressão:

$$\frac{c}{t_f} \leq 9\varepsilon \leftrightarrow 4,38 \leq 9 \Rightarrow \text{Banzos da Classe 1}$$

Conclusão: Sujeita a compressão pura, a seção é classificada como sendo da **Classe 1**.

- Viga V11:

Propriedades da seção transversal – HEB 180:

$\varepsilon = 1,00$ fator que depende de f_y ;

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1,00$$

$h = 180 \text{ mm}$ altura da seção;

$b = 180 \text{ mm}$ largura da seção;

$t_w = 8,5 \text{ mm}$ espessura da alma;

$t_f = 14 \text{ mm}$ espessura dos banzos;

$r = 15 \text{ mm}$ raio de concordância.

Classe da alma:

$$c = h - 2t_f - 2r = 180 - 2 \times 14 - 2 \times 15 = 122 \text{ mm}$$

$$\frac{c}{t_w} = \frac{122}{8,5} = 14,35$$

Limite para a Classe 1 da alma solicitada à compressão:

$$\frac{c}{t_w} \leq 33\varepsilon \leftrightarrow 14,35 \leq 33 \Rightarrow \text{Alma da Classe 1}$$

Classe dos banzos:

$$c = \frac{b - 2t_w - 2r}{2} = \frac{180 - 2 \times 8,5 - 2 \times 15}{2} = 66,5 \text{ mm}$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{66,5}{14} = 4,75$$

Limite para a Classe 1 dos banzos solicitados à compressão:

$$\frac{c}{t_f} \leq 9\varepsilon \leftrightarrow 4,75 \leq 9 \Rightarrow \text{Banzos da Classe 1}$$

Conclusão: Sujeita a compressão pura, a seção é classificada como sendo da **Classe 1**.

4.3. Estado Limite Último de Flexão

No que respeita ao dimensionamento de elementos não restringidos lateralmente e solicitados à flexão segundo o eixo principal de maior inércia, o EC3 define que deverá ser verificado em relação à encurvadura lateral através de:

$$M_{Ed} \leq M_{b,Rd}$$

sendo:

M_{Ed} valor de cálculo do momento fletor atuante;

$M_{b,Rd}$ valor de cálculo do momento fletor resistente à encurvadura.

Os momentos fletores atuantes M_{Ed} nas vigas de periferia e interior que servem de suporte à laje de pavimento já foram calculados em 4.2 e tomam os seguintes valores:

- Vigas V10 e V12:
 $M_{Ed} = 46,52 \text{ kNm}$
- Viga V11:
 $M_{Ed} = 93,08 \text{ kNm}$

O momento fletor resistente à encurvadura $M_{b,Rd}$ é obtido através da equação 1.7, desenvolvida anteriormente no ponto 1.3 do presente documento, sendo por isso apresentados apenas os resultados obtidos para as vigas em estudo.

- Vigas V10 e V12:

Valores considerados para o cálculo do momento crítico (M_{cr}):

$C_1 = 1,12$	coeficiente dependente da forma do diagrama de momentos e condições de apoio;
$G = 81 \text{ GPa}$	módulo de distorção do aço;
$E = 210 \text{ GPa}$	módulo de elasticidade do aço;
$l = l_x = 5,30 \text{ m}$	comprimento do elemento segundo o eixo x-x;
$z_j = z_s = 0$	em vigas de seção duplamente simétrica (como a seção I ou H de banzos iguais);
$z_g = z_a - z_s$	sendo z_a e z_s as coordenadas do ponto de aplicação da carga e do centro de corte, em relação ao centro de gravidade da seção que, neste caso, são coincidentes, por isso: $z_a = z_s \leftrightarrow z_g = 0$;
$k_z = k_w = 1,0$	fatores de comprimento efetivo dependentes da restrição à flexão em torno de z e ao empenamento, respetivamente (conservativamente adotam-se valor unitários);

$$I_z = 889,2 \text{ cm}^4 \quad \text{momento de inércia em relação ao eixo z-z;}$$

$$I_w = 47,94 \times 10^{-3} \text{ cm}^6 \quad \text{constante de empenamento;}$$

$$I_T = 31,24 \text{ cm}^4 \quad \text{constante de torção de St. Venant.}$$

Substituindo os valores acima na equação 1.11, obtém-se:

$$M_{cr} = 144,31 \text{ kNm}$$

Valores considerados para o cálculo da esbelteza normalizada ($\bar{\lambda}_{LT}$):

$$W_{pl,y} = 354,00 \text{ cm}^3 \quad \text{módulo de flexão plástico da seção transversal;}$$

$$f_{syd} = 235 \text{ MPa} \quad \text{tensão de cedência do aço;}$$

$$M_{cr} = 144,31 \text{ kNm} \quad \text{momento crítico elástico para a encurvadura lateral.}$$

Substituindo os valores acima na equação 1.10, obtém-se:

$$\bar{\lambda}_{LT} \cong 0,759$$

Valores considerados para o cálculo de (Φ_{LT}):

$$\alpha_{LT} = 0,21 \quad \text{fator de imperfeição definido no EC3 – Quadro 6.3 correspondente à curva de encurvadura lateral apropriada definida no EC3 – Quadro 6.4;}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 0,759 \quad \text{esbelteza normalizada para a encurvadura lateral.}$$

Substituindo os valores acima na equação 1.9, obtém-se:

$$\Phi_{LT} \cong 0,847$$

Valores considerados para o cálculo do coeficiente de redução para a encurvadura lateral (χ_{LT}):

$$\Phi_{LT} = 0,847 \quad \text{coeficiente para o cálculo da encurvadura lateral;}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 0,759 \quad \text{esbelteza normalizada para a encurvadura lateral.}$$

Substituindo os valores acima na equação 1.8, obtém-se:

$$\chi_{LT} \cong 0,818$$

Finalmente apresentam-se os valores considerados para o cálculo do momento resistente ($M_{b,Rd}$):

$$\chi_{LT} = 0,818 \quad \text{coeficiente de redução para a encurvadura lateral;}$$

$$W_{pl,y} = 354,00 \text{ cm}^3 \quad \text{módulo de flexão plástico da seção transversal;}$$

$f_{syd} = 235 \text{ MPa}$	tensão de cedência do aço;
$\gamma_{M1} = 1,00$	coeficiente parcial de segurança para a resistência dos elementos em relação a fenómenos de encurvadura.

Substituindo os valores acima na equação 1.7, obtém-se:

$$M_{b,Rd} = 68,05 \text{ kNm}$$

Uma vez que o momento fletor atuante de cálculo ($M_{Ed} = 46,52 \text{ kNm}$) é inferior ao valor do momento fletor resistente ($M_{b,Rd} = 68,05 \text{ kNm}$), conclui-se que as vigas metálicas de periferia V10 e V12 verificam a segurança em relação à encurvadura lateral.

Analogamente, considera-se verificada a segurança, para o mesmo Estado Limite, das vigas correspondentes a estas nos restantes pisos do edifício.

- Viga V11:

Valores considerados para o cálculo do momento crítico (M_{cr}):

$C_1 = 1,12$	coeficiente dependente da forma do diagrama de momentos e condições de apoio;
$G = 81 \text{ GPa}$	módulo de distorção do aço;
$E = 210 \text{ GPa}$	módulo de elasticidade do aço;
$l = l_x = 5,30 \text{ m}$	comprimento do elemento segundo o eixo x-x;
$z_j = z_s = 0$	em vigas de seção duplamente simétrica (como a seção I ou H de banzos iguais);
$z_g = z_a - z_s$	sendo z_a e z_s as coordenadas do ponto de aplicação da carga e do centro de corte, em relação ao centro de gravidade da seção que, neste caso, são coincidentes, por isso: $z_a = z_s \leftrightarrow z_g = 0$;
$k_z = k_w = 1,0$	fatores de comprimento efetivo dependentes da restrição à flexão em torno de z e ao empenamento, respetivamente (conservativamente adotam-se valor unitários);
$I_z = 1363 \text{ cm}^4$	momento de inércia em relação ao eixo z-z;
$I_w = 93,75 \times 10^{-3} \text{ cm}^6$	constante de empenamento;
$I_T = 42,16 \text{ cm}^4$	constante de torção de St. Venant.

Substituindo os valores acima na equação 1.11, obtém-se:

$$M_{cr} = 227,61 \text{ kNm}$$

Valores considerados para o cálculo da esbelteza normalizada ($\bar{\lambda}_{LT}$):

$W_{pl,y} = 481,4 \text{ cm}^3$	módulo de flexão plástico da seção transversal;
$f_{syd} = 235 \text{ MPa}$	tensão de cedência do aço;
$M_{cr} = 227,61 \text{ kNm}$	momento crítico elástico para a encurvadura lateral.

Substituindo os valores acima na equação 1.10, obtém-se:

$$\bar{\lambda}_{LT} \cong 0,705$$

Valores considerados para o cálculo de (Φ_{LT}):

$\alpha_{LT} = 0,21$	fator de imperfeição definido no EC3 – Quadro 6.3 correspondente à curva de encurvadura lateral apropriada definida no EC3 – Quadro 6.4;
$\bar{\lambda}_{LT} = 0,705$	esbelteza normalizada para a encurvadura lateral.

Substituindo os valores acima na equação 1.9, obtém-se:

$$\Phi_{LT} \cong 0,802$$

Valores considerados para o cálculo do coeficiente de redução para a encurvadura lateral (χ_{LT}):

$\Phi_{LT} = 0,802$	coeficiente para o cálculo da encurvadura lateral;
$\bar{\lambda}_{LT} = 0,705$	esbelteza normalizada para a encurvadura lateral.

Substituindo os valores acima na equação 1.8, obtém-se:

$$\chi_{LT} \cong 0,845$$

Finalmente apresentam-se os valores considerados para o cálculo do momento resistente ($M_{b,Rd}$):

$\chi_{LT} = 0,845$	coeficiente de redução para a encurvadura lateral;
$W_{pl,y} = 481,4 \text{ cm}^3$	módulo de flexão plástico da seção transversal;
$f_{syd} = 235 \text{ MPa}$	tensão de cedência do aço;
$\gamma_{M1} = 1,00$	coeficiente parcial de segurança para a resistência dos elementos em relação a fenômenos de encurvadura.

Substituindo os valores acima na equação 1.7, obtém-se:

$$M_{b,Rd} = 95,64 \text{ kNm}$$

Uma vez que o momento fletor atuante de cálculo ($M_{Ed} = 93,08 \text{ kNm}$) é inferior ao valor do momento fletor resistente ($M_{b,Rd} = 95,64 \text{ kNm}$), conclui-se que a viga metálica intermédia V11 verifica a segurança em relação à encurvadura lateral.

Analogamente, considera-se verificada a segurança, para o mesmo Estado Limite, das vigas correspondentes a esta nos restantes pisos do edifício.

4.4. Estado Limite Último de Esforço Transverso

De acordo com o EC3, cláusula 6.2.6, o valor de cálculo do esforço transverso atuante (V_{Ed}) em cada seção transversal deve satisfazer a condição:

$$V_{Ed} \leq V_{c,Rd}$$

V_{Ed} valor de cálculo do esforço transverso atuante;

$V_{c,Rd}$ valor de cálculo do esforço transverso resistente;
no caso de um cálculo plástico, $V_{c,Rd}$ representa o valor de cálculo do esforço transverso resistente plástico $V_{pl,Rd}$.

O valor de cálculo do esforço transverso resistente plástico $V_{pl,Rd}$ é obtido através da equação 1.13, desenvolvida anteriormente no ponto 1.4 do presente documento, sendo por isso apresentados apenas os resultados obtidos para as vigas em estudo.

- Vigas V10 e V12:

Valores considerados para o cálculo da área resistente ao esforço transverso (A_v):

$A = 54,25 \text{ cm}^2$	área da seção transversal;
$b = 160 \text{ mm}$	largura da seção transversal;
$t_f = 13 \text{ mm}$	espessura dos banzos;
$t_w = 8 \text{ mm}$	espessura da alma;
$r = 15 \text{ mm}$	raio de concordância;
$\eta = 1,0$	conservativamente pode considerar-se unitário;
$h_w = 104 \text{ mm}$	altura da alma.

Substituindo os valores acima na equação 1.14 obtém-se:

$$A_v = 5425 - 2 \times 160 \times 13 + (8 + 2 \times 15) \times 13 \geq 1,0 \times 104 \times 8 \leftrightarrow A_v = 1759 \text{ mm}^2 \geq 832 \text{ mm}^2$$

Valores considerados para o cálculo do esforço transverso plástico resistente ($V_{pl,Rd}$):

$$\begin{aligned} f_y &= 235 \text{ MPa}; \\ \gamma_{M0} &= 1,00; \\ A_v &= 17,59 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Substituindo os valores acima na equação 1.13 obtém-se:

$$V_{pl,Rd} = \frac{17,59 \times 10^{-4} (235 \times 10^3 / \sqrt{3})}{1,00} = 238,66 \text{ kN}$$

O esforço transversal atuante (V_{Ed}) corresponde ao máximo valor do esforço transversal na viga que ocorre na zona dos apoios.

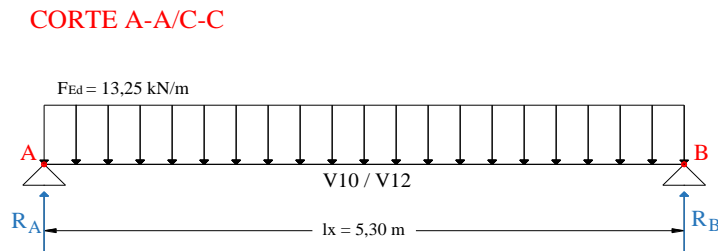


Figura II-15 – Representação, em corte, da carga atuante nas vigas V10 e V12

Uma vez que a viga é simplesmente apoiada e está sujeita a um carregamento simétrico, as reações nos apoios A e B serão, naturalmente, iguais e correspondem ao máximo valor do esforço transversal na viga.

$$V_{Ed} = R_A = R_B = \frac{13,25 \times 5,30}{2} = 35,11 \text{ kN}$$

Tendo em conta o valor do esforço transversal plástico resistente, calculado anteriormente:

$$V_{pl,Rd} = 238,66 \text{ kN}$$

Pode garantir-se a segurança das vigas V10 e V12 do pavimento relativamente ao estado limite último de esforço transversal. Do mesmo modo, fica garantida também a segurança, ao mesmo estado limite, das vigas correspondentes a estas dos outros pisos do edifício.

- **Viga V11:**

Valores considerados para o cálculo da área resistente ao esforço transversal (A_v):

$A = 62,25 \text{ cm}^2$	área da seção transversal;
$b = 180 \text{ mm}$	largura da seção transversal;
$t_f = 14 \text{ mm}$	espessura dos banzos;
$t_w = 8,5 \text{ mm}$	espessura da alma;
$r = 15 \text{ mm}$	raio de concordância;
$\eta = 1,0$	conservativamente pode considerar-se unitário;
$h_w = 122 \text{ mm}$	altura da alma.

Substituindo os valores acima na equação 1.14 obtém-se:

$$A_v = 6225 - 2 \times 180 \times 14 + (8,5 + 2 \times 15) \times 14 \geq 1,0 \times 122 \times 8,5 \leftrightarrow A_v = 1724 \text{ mm}^2 \geq 1037 \text{ mm}^2$$

Valores considerados para o cálculo do esforço transverso plástico resistente ($V_{pl,Rd}$):

$$f_y = 235 \text{ MPa};$$

$$\gamma_{M0} = 1,00;$$

$$A_v = 17,24 \text{ cm}^2$$

Substituindo os valores acima na equação 1.13 obtém-se:

$$V_{pl,Rd} = \frac{17,24 \times 10^{-4} (235 \times 10^3 / \sqrt{3})}{1,00} = 233,91 \text{ kN}$$

O esforço transverso atuante (V_{Ed}) corresponde ao máximo valor do esforço transverso na viga que ocorre na zona dos apoios.

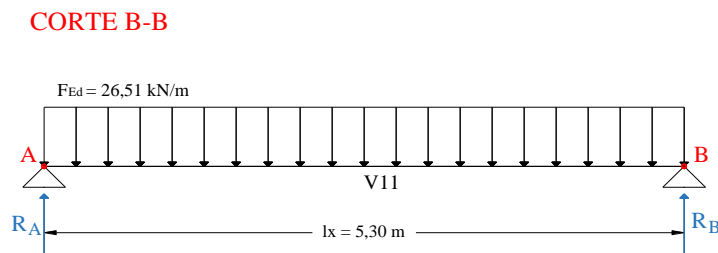


Figura II-16 – Representação, em corte, da carga atuante na viga V11

Uma vez que a viga é simplesmente apoiada e está sujeita a um carregamento simétrico, as reações nos apoios A e B serão, naturalmente, iguais e correspondem ao máximo valor do esforço transverso na viga.

$$V_{Ed} = R_A = R_B = \frac{26,51 \times 5,30}{2} = 70,25 \text{ kN}$$

Tendo em conta o valor do esforço transverso plástico resistente, calculado anteriormente:

$$V_{pl,Rd} = 233,91 \text{ kN}$$

Pode garantir-se a segurança da viga V11 do pavimento relativamente ao estado limite último de esforço transverso. Do mesmo modo, fica garantida também a segurança, ao mesmo estado limite, das vigas correspondentes a esta dos outros pisos do edifício.

4.5. Estado Limite de Utilização de Deformação

À semelhança do que foi feito para as vigas da cobertura, nos pontos 1.5 e 2.5, há que garantir também a segurança das vigas do pavimento relativamente aos deslocamentos verticais admissíveis.

A deformação vertical máxima admissível nestas vigas é dada por:

$$\delta_{\text{máx}} = \frac{l}{250}$$

com:

$l = l_x = 5,30$ m comprimento das vigas, orientadas segundo o eixo x-x.

$$\delta_{\text{máx}} = \frac{5,30}{250} \Leftrightarrow \delta_{\text{máx}} \cong 0,021 \text{ m (21 mm)}$$

A deformação elástica vertical instantânea das vigas terá que ser, portanto, inferior a 21 milímetros e é calculada através da seguinte expressão:

$$\delta_0 = \frac{5 \times F_{\text{qp}} \times l^4}{384 \times E \times I} \quad (4.6)$$

com:

F_{qp} valor da carga correspondente à combinação quase permanente;

$l = l_x = 5,30$ m comprimento das vigas, orientadas segundo o eixo x-x;

$E = 210$ GPa módulo de elasticidade do aço;

$I = I_y$ maior inércia da seção transversal do perfil metálico:

Vigas V10 e V12 (HEB160) $I_y = 2492 \text{ cm}^4$;

Viga V11 (HEB180) $I_y = 3831 \text{ cm}^4$.

- Vigas V10 e V12:

O valor da carga quase permanente (F_{qp}) obtém-se através da seguinte expressão:

$$F_{\text{qp}} = \frac{(g + \psi_2 \times q) \times l}{2} \quad (4.7)$$

com:

$g = 5,05 \text{ kN/m}^2$ valor das cargas permanentes por m^2 da cobertura;

$q = 2,00 \text{ kN/m}^2$ valor da sobrecarga por m^2 da cobertura;

$\Psi_2 = 0,30$ coeficiente para sobrecargas em edifícios para zonas de habitação (ver Tabela I-4);

$l = l_y/2 = 2,70$ m comprimento da menor dimensão do painel de laje, segundo o eixo y-y, com liberdade para sofrer deformação vertical.

Substituindo os valores acima na equação 4.7 obtém-se:

$$F_{qp} = \frac{(5,05 + 0,3 \times 2,00) \times 2,7}{2} = 7,63 \text{ kN/m}$$

Substituindo o valor da carga quase permanente na equação 4.6, temos que a deformação elástica vertical é então dada por:

$$\delta_0 = \frac{5 \times 7,63 \times 5,30^4}{384 \times 210 \times 10^6 \times 2492 \times 10^{-8}} \Leftrightarrow \delta_0 \cong 0,014 \text{ m (14 mm)}$$

Uma vez que a deformação elástica vertical ($\delta_0 = 14$ mm) é inferior à máxima ($\delta_{\text{máx}} = 21$ mm), as vigas do pavimento V10 e V12 também verificam a segurança à deformação. Do mesmo modo, fica garantida também a segurança, ao mesmo estado limite, das vigas correspondentes a estas dos outros pisos do edifício.

- Viga V11:

A carga quase permanente (F_{qp}) a considerar para as vigas intermédia V11 será, naturalmente, o dobro do valor a considerar para as vigas V10 e V12 que são de periferia.

Assim, para a viga V11, o valor da carga quase permanente (F_{qp}) é dado por:

$$F_{qp} = 2 \times \frac{(5,05 + 0,3 \times 2,00) \times 2,7}{2} = 15,26 \text{ kN/m}$$

Substituindo o valor da carga quase permanente na equação 4.6, temos que a deformação elástica vertical é então dada por:

$$\delta_0 = \frac{5 \times 15,26 \times 5,30^4}{384 \times 210 \times 10^6 \times 3831 \times 10^{-8}} \Leftrightarrow \delta_0 \cong 0,019 \text{ m (19 mm)}$$

Uma vez que a deformação elástica vertical ($\delta_0 = 19$ mm) é inferior à máxima ($\delta_{\text{máx}} = 21$ mm), a viga do pavimento V11 verifica a segurança à deformação. Do mesmo modo, fica garantida também a segurança, ao mesmo estado limite, das vigas correspondentes a estas dos outros pisos do edifício.

5. Dimensionamento das Colunas Metálicas

Na análise e no dimensionamento de elementos submetidos a flexão composta com compressão, como é o caso das colunas metálicas do edifício em estudo, para além dos deslocamentos e momentos de 1ª ordem, devem ser tidos em consideração também os efeitos de 2ª ordem, isto é, os deslocamentos e momentos secundários adicionais.

O comportamento destes elementos resulta de uma interação entre fenómenos de instabilidade e plasticidade, sendo ainda fortemente influenciado pelas imperfeições geométricas e dos materiais.

Dada a complexidade envolvida neste tipo de análise, as expressões regulamentares preconizadas no EC3 para as verificações de segurança consistem em fórmulas de interação entre esforços de flexão e axiais (M-N), onde surgem coeficientes que permitem contabilizar a influência dos efeitos de 2ª ordem.

De acordo com o EC3, a verificação da segurança de um elemento submetido a flexão composta é efetuada em duas etapas:

- Verificação da resistência das seções transversais;
- Verificação da resistência à encurvadura por flexão ou encurvadura lateral do elemento.

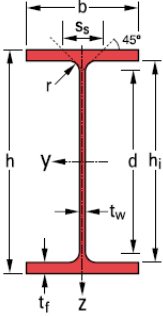
Nos subcapítulos seguintes serão apresentadas as verificações de segurança efetuadas para o caso mais desfavorável, correspondente à combinação de ações mais gravosa que conduz aos esforços mais elevados na seção transversal adotada para as colunas metálicas.

5.1. Propriedades da Secção Transversal

Optou-se por perfis HEB 160 para as colunas metálicas, de modo a garantir todas as verificações de segurança regulamentares.

Na tabela seguinte, adaptada das tabelas de perfis metálicos ARBED [3], apresentam-se as principais propriedades da seção transversal.

**Tabela II-15 – Propriedades do perfil metálico HEB 160
(adaptado das Tabelas ARBED)**



Désignation Designation Bezeichnung	Dimensions Abmessungen						Dimensions de construction Dimensions for detailing Konstruktionsmaße						Surface Oberfläche	
	G kg/m	h mm	b mm	t _w mm	t _f mm	r mm	A cm ²	h _i mm	d mm	∅	P _{min} mm	P _{max} mm	A _L m ² /m	A _G m ² /t
HE 160 B	42.6	160	160	8	13	15	54.25	134	104	M20	80	84	0.918	21.56

Désignation Designation Bezeichnung	Valeurs statiques / Section properties / Statische Kennwerte											Classification ENV 1993-1-1				HISTAR			
	axe fort y-y strong axis y-y starke Achse y-y						axe faible z-z weak axis z-z schwache Achse z-z					pure bending y-y		pure compression					
	G kg/m	I _y cm ⁴	W _{el,y} cm ³	W _{pl,y} † cm ³	i _y cm	A _{vz} cm ²	I _z cm ⁴	W _{el,z} cm ³	W _{pl,z} † cm ³	i _z cm	s _s mm	I _t cm ⁴	I _w x 10 ⁻³ cm ⁶	S 235	S 355		S 460	S 235	S 355
HE 160 B	42.6	2492	311.5	354.0	6.78	17.59	889.2	111.2	170.0	4.05	51.57	31.24	47.94	1	1	-	1	1	-

5.2. Consideração dos Efeitos de Segunda Ordem

De acordo com o item 5.2.1 do EC3-1-1, poderá efetuar-se uma análise de primeira ordem da estrutura quando forem desprezáveis os efeitos da configuração deformada no aumento dos esforços ou no comportamento da estrutura. Assim, para uma análise elástica, os esforços poderão ser determinados através de uma análise de primeira ordem, considerando a geometria inicial da estrutura, se for satisfeita a seguinte condição:

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 10$$

sendo:

α_{cr} fator pelo qual as ações de cálculo teriam de ser multiplicadas para provocar a instabilidade elástica num modo global;

F_{cr} valor crítico do carregamento associado à instabilidade elástica num modo global com deslocamentos laterais, determinado com base nos valores de rigidez iniciais;

F_{Ed} valor de cálculo do carregamento da estrutura.

A regulamentação preconiza ainda que pórticos planos com vigas e colunas em edifícios podem ser verificados através de uma análise de primeira ordem desde que a condição anterior seja satisfeita em cada piso, com o valor de α_{cr} calculado através da seguinte expressão aproximada:

$$\alpha_{cr} = \left(\frac{H_{Ed}}{V_{Ed}} \right) \left(\frac{h}{\delta_{H,Ed}} \right)$$

com:

H_{Ed} valor de cálculo da carga horizontal total transmitida pelo piso;

V_{Ed} valor de cálculo da carga vertical total transmitida pelo piso;

h altura do piso;

$\delta_{H,Ed}$ deslocamento horizontal no topo do piso, medido em relação à sua base, quando se considera um carregamento do pórtico definido pelos valores de cálculo das ações horizontais, aplicadas ao nível de cada piso.

Deste modo, apresenta-se na tabela seguinte, os valores de α_{cr} obtidos para cada um dos pisos do edifício na direção x. Relativamente à direção y, não foi efetuada esta verificação dado que os deslocamentos nos pisos são praticamente nulos nessa direção, devido aos perfis de travamento introduzidos lateralmente.

Tabela II-16 – Valores de α_{cr} obtidos para cada piso

Piso	V_{Ed} [KN]	H_{Ed} [KN]	h [m]	$\delta_{H,Ed}$ [m]	α_{cr}
Piso 0	1232,60	39,54	3,20	0,010	10,27
Piso 1	937,92	76,63	3,20	0,015	16,92
Piso 2	638,21	67,86	3,20	0,019	17,61
Piso 3	341,01	70,14	3,20	0,022	29,93
Piso 4	56,88	112,19	3,20	0,025	247,76

Uma vez que os valores obtidos para o fator são superiores a 10 em todos os pisos, conclui-se que se podem desprezar os efeitos da configuração deformada no aumento dos esforços ou no comportamento da estrutura, podendo adotar-se uma análise de primeira ordem.

5.3. Esforços Atuantes de Cálculo

Os valores dos esforços máximos nas colunas metálicas foram obtidos com recurso ao programa SAP2000, admitindo uma seção HEB160, para a combinação de ações ENV_ELU e apresentam-se na tabela seguinte.

Tabela II-17 – Esforços Máximos nas Colunas Metálicas

Combinação	P	V2	V3	T	M2	M3
	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
ENV_ELU	-239,30	-30,14	0,00	0,00	0,00	-36,18

Através da análise dos resultados obtidos pelo programa de cálculo, conclui-se que os elementos nunca apresentam esforço transversal segundo o eixo de maior inércia (V3), momento torsor (T) nem momento fletor segundo o eixo de menor inércia (M2). Assim, os valores dos esforços a considerar no cálculo serão os seguintes:

$N_{Ed} = 239,30 \text{ kN}$ valor do esforço normal atuante de cálculo;

$V_{Ed} = 30,14 \text{ kN}$ valor do esforço transversal atuante de cálculo;

$M_{y,Ed} = 36,18 \text{ kNm}$ valor do momento fletor, segundo o eixo y-y, atuante de cálculo.

5.4. Classificação da Seção Transversal

Uma vez que a seção transversal do elemento já é conhecida, procede-se à verificação da sua classe. Para tal procedeu-se de uma forma simplificada, começando por verificar a classe da seção para a situação mais desfavorável, em que a seção é submetida apenas a esforço axial. Assim, para a seção sujeita a compressão pura, segundo o Quadro 5.2 do EC3, obtém-se:

- **Propriedades da seção transversal – HEB 160:**

$\varepsilon = 1,00$ fator que depende de f_y ;

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1,00$$

$h = 160 \text{ mm}$ altura da seção;

$b = 160 \text{ mm}$ largura da seção;

$t_w = 8 \text{ mm}$ espessura da alma;

$t_f = 13 \text{ mm}$ espessura dos banzos;

$r = 15 \text{ mm}$ raio de concordância.

- **Classe da alma:**

$$c = h - 2t_f - 2r = 160 - 2 \times 13 - 2 \times 15 = 104 \text{ mm}$$

$$\frac{c}{t_w} = \frac{104}{8} = 13,00$$

Limite para a Classe 1 da alma solicitada à compressão:

$$\frac{c}{t_w} \leq 33\epsilon \leftrightarrow 13,00 \leq 33 \Rightarrow \text{Alma da Classe 1}$$

- **Classe dos banzos:**

$$c = \frac{b - 2t_w - 2r}{2} = \frac{160 - 2 \times 8 - 2 \times 15}{2} = 57 \text{ mm}$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{57}{13} = 4,38$$

Limite para a Classe 1 dos banzos solicitados à compressão:

$$\frac{c}{t_f} \leq 9\epsilon \leftrightarrow 4,38 \leq 9 \Rightarrow \text{Banzos da Classe 1}$$

Conclusão: Sujeita a compressão pura, a seção é classificada como sendo da **Classe 1**. Como para a hipótese considerada a seção é de Classe 1, esta pode ser tratada como tal para qualquer outra combinação de tensões.

5.5. Verificação da Resistência da Seção

5.5.1 Resistência à Flexão Composta com Compressão

A resistência da seção transversal à flexão, em torno do eixo y-y, combinada com o esforço axial é obtida através da seguinte expressão, de acordo com a cláusula 6.2.9.1 (5) do EC3-1-1:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} \frac{1 - n}{1 - 0,5 a} \leq M_{pl,y,Rd} \quad (5.1)$$

Para a seção mais esforçada, submetida aos esforços: $N_{Ed} = 239,30 \text{ kN}$ e $M_{y,Ed} = 36,18 \text{ kNm}$, obtém-se:

$$n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} = \frac{N_{Ed}}{(A \times f_y) / \gamma_{M0}} = \frac{239,30}{(54,25 \times 10^{-4} \times 235 \times 10^3) / 1,0} = 0,19$$

$$a = \frac{A - 2bt_f}{A} = \frac{54,25 - 2 \times 16 \times 1,3}{54,25} = 0,23 \leq 0,5$$

$$M_{pl,y,Rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{354 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1,0} = 83,19 \text{ kNm}$$

com:

$M_{N,y,Rd}$ valor de cálculo do momento fletor resistente, em torno do eixo y-y;

$M_{pl,Rd}$ valor de cálculo do momento fletor resistente plástico:

$$M_{pl,y,Rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

N_{Ed} valor de cálculo do esforço normal atuante;

$N_{pl,Rd}$ valor de cálculo do esforço normal resistente plástico:

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

Substituindo os valores acima na equação 5.1 temos:

$$M_{N,y,Rd} = 83,19 \times \frac{1 - 0,19}{1 - 0,5 \times 0,23} \leq 83,19 \leftrightarrow M_{N,y,Rd} = 76,14 \text{ kNm} \leq 83,19 \text{ kNm}$$

Como $M_{N,y,Rd} = 76,14 \text{ kNm} \leq 83,19 \text{ kNm}$, fica verificada a segurança das seções em relação à flexão composta.

5.5.2 Resistência à Flexão Composta com Esforço Transverso

Na presença de esforço transverso, os seus efeitos devem ser considerados no cálculo do momento fletor resistente.

Assim, de acordo com a cláusula 6.2.10 do EC3-1-1, se o valor de cálculo do esforço transverso atuante (V_{Ed}) não exceder 50% do valor de cálculo do esforço transverso resistente plástico ($V_{pl,Rd}$), não é necessário proceder a qualquer redução dos esforços resistentes, exceto se a resistência da seção for reduzida pela encurvadura por esforço transverso (ver item 5.5.1).

Valores considerados para o cálculo da área resistente ao esforço transverso (A_v):

$A = 54,25 \text{ cm}^2$	área da seção transversal;
$b = 160 \text{ mm}$	largura da seção transversal;
$t_f = 13 \text{ mm}$	espessura dos banzos;
$t_w = 8 \text{ mm}$	espessura da alma;
$r = 15 \text{ mm}$	raio de concordância;
$\eta = 1,0$	conservativamente pode considerar-se unitário;
$h_w = 104 \text{ mm}$	altura da alma.

Substituindo os valores acima na equação 1.14 obtém-se:

$$A_v = 5425 - 2 \times 160 \times 13 + (8 + 2 \times 15) \times 13 \geq 1,0 \times 104 \times 8 \leftrightarrow A_v = 1759 \text{ mm}^2 \geq 832 \text{ mm}^2$$

Valores considerados para o cálculo do esforço transversal plástico resistente ($V_{pl,Rd}$):

$$f_y = 235 \text{ MPa};$$

$$\gamma_{M0} = 1,00;$$

$$A_v = 17,59 \text{ cm}^2$$

Substituindo os valores acima na equação 1.13 obtém-se:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v f_y}{\gamma_{M0} \sqrt{3}} = \frac{17,59 \times 10^{-4} \times 235 \times 10^3}{1,0 \times \sqrt{3}} = 238,66 \text{ kN}$$

Como $V_{Ed} = 30,14 \text{ kN} \leq 50\% V_{pl,Rd} = 0,5 \times 238,66 = 119,33 \text{ kN}$, está verificada a resistência ao esforço transversal, sem necessidade de se proceder a qualquer redução dos esforços resistentes, exceto se a resistência da seção for reduzida pela encurvadura por esforço transversal (ver item 5.5.1).

5.6. Verificação da Resistência à Encurvadura do Elemento

Na generalidade dos casos, em elementos de elevada esbelteza sujeitos a flexão composta com compressão, como é o caso das colunas metálicas deste edifício, o colapso tende a dar-se por encurvadura por flexão ou por encurvadura lateral.

Nos pontos seguintes será verificada a resistência aos dois tipos de encurvadura mencionados, de modo a garantir a estabilidade dos elementos em questão.

5.6.1 Resistência à Encurvadura da alma por Esforço Transverso

No caso de secções transversais sem reforços intermédios nas almas, a verificação da resistência à encurvadura por esforço transversal deverá ser realizada, de acordo com a cláusula 6.2.6 (6) do EC3-1-1, se:

$$\frac{h_w}{t_w} > 72 \frac{\epsilon}{\eta} \quad (5.2)$$

sendo:

$h_w = 104 \text{ mm}$	altura da alma;
$t_w = 8 \text{ mm}$	espessura da alma;
$\varepsilon = 1,00$	fator que depende de f_y ;
	$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1,0$
$\eta = 1,0$	conservativamente pode considerar-se unitário.

Substituindo os valores acima na equação 5.2 obtém-se:

$$\frac{104}{8} > 72 \frac{1,0}{1,0} \leftrightarrow 13 < 72$$

Logo, é dispensada a verificação da resistência à encurvadura por esforço transversal, ficando garantida a resistência da secção ao esforço transversal, sem necessidade de se proceder a qualquer redução dos esforços resistentes.

5.6.2 Resistência à Encurvadura por Flexão

Para as colunas metálicas em análise, constituídas por uma secção de classe 1, submetidas a flexão uniaxial (em torno de y) combinada com compressão, a estabilidade é assegurada através da verificação das seguintes condições, de acordo com a cláusula 6.3.3 do EC3-1-1:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \times \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \times \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \times \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \quad (5.3)$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \times \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \times \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \times \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \quad (5.4)$$

em que:

N_{Ed} e $M_{y,Ed}$	valores de cálculo do esforço de compressão e do momento máximos no elemento;
N_{Rk} e $M_{y,Rk}$	valores característicos do esforço de compressão e do momento resistentes no elemento;
χ_y e χ_z	coeficientes de redução devidos à encurvadura por flexão;
χ_{LT}	coeficiente de redução devido à encurvadura lateral;
k_{yy} e k_{zy}	fatores de interação que dependem do método escolhido, de acordo com o Anexo Nacional.

As verificações que se seguem foram realizadas segundo o Método Alternativo 1 preconizado no Anexo A do Anexo Nacional.

As resistências características da secção são dadas por:

$$N_{Rk} = A \times f_y = 54,25 \times 10^{-4} \times 235 \times 10^3 = 1274,88 \text{ kN}$$

$$M_{y,Rk} = W_{pl,y} \times f_y = 354 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3 = 83,19 \text{ kNm}$$

Os coeficientes de redução devido à encurvadura por flexão (χ_y e χ_z) são calculados de seguida:

▪ **Plano xz** (encurvadura em torno do eixo y-y)

$L = 3,20 \text{ m}$ comprimento das colunas metálicas em cada piso do edifício;

$L_{E,y} = L = 3,20 \text{ m}$ comprimento de encurvadura do elemento (ver Figura II-20);

$\bar{\lambda}_y$ esbelteza normalizada para a encurvadura em torno do eixo y-y;

$$\bar{\lambda}_y = \frac{L_{E,y}}{i_y \lambda_1} \quad (5.5)$$

$i_y = 6,78 \text{ cm}$ raio de giração da secção segundo y-y;

$$\lambda_1 = 93,9 \quad \varepsilon = 93,9$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1,0$$

Substituindo os valores acima na equação 5.5 tem-se:

$$\bar{\lambda}_y = \frac{3,20}{6,78 \times 10^{-2} \times 93,9} = 0,50$$

$$\Phi_y = 0,50 \left[1 + \alpha (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2 \right] \quad (5.6)$$

$\alpha = 0,34$

fator de imperfeição definido no EC3-1-1 – Quadro 6.1 (ver Tabela II-18) correspondente à curva de encurvadura apropriada definida no EC3-1-1 – Quadro 6.2 (ver Tabela II-17);

$$h/b = 160/160 = 1,0 \leq 1,2 \text{ e } t_f = 13 \text{ mm} \leq 100 \text{ mm}$$

Encurvadura em relação ao eixo y-y e S 235 → curva de encurvadura b

Substituindo os valores de α e $\bar{\lambda}_y$ na equação 5.6 tem-se:

$$\Phi_y = 0,50 \left[1 + 0,34(0,50 - 0,2) + 0,50^2 \right] = 0,68$$

χ_y

coeficiente de redução devido à encurvadura por flexão em torno do eixo y-y;

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi_y + \sqrt{\Phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} \quad \text{mas } \chi_y \leq 1,0 \quad (5.7)$$

Substituindo os valores de Φ_y e $\bar{\lambda}_y$ na equação 5.7 tem-se:

$$\chi_y = \frac{1}{0,68 + \sqrt{0,68^2 - 0,50^2}} = 0,88$$

- **Plano xy** (encurvadura em torno do eixo z-z):

$L = 3,20$ m comprimento das colunas metálicas em cada piso do edifício;

$L_{E,z} = L = 3,20$ m comprimento de encurvadura do elemento (ver Figura II-20);

$\bar{\lambda}_z$ esbelteza normalizada para a encurvadura em torno do eixo z-z;

$$\bar{\lambda}_z = \frac{L_{E,z}}{i_z \lambda_1} \quad (5.5)$$

$i_z = 4,05$ cm raio de giração da seção segundo z-z;

$\lambda_1 = 93,9$ $\varepsilon = 93,9$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1,0$$

Substituindo os valores acima na equação 5.5 tem-se:

$$\bar{\lambda}_z = \frac{3,20}{4,05 \times 10^{-2} \times 93,9} = 0,84$$

$$\Phi_z = 0,50 \left[1 + \alpha(\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2 \right] \quad (5.6)$$

$\alpha = 0,49$

fator de imperfeição definido no EC3-1-1 – Quadro 6.1 (ver Tabela II-18) correspondente à curva de encurvadura apropriada definida no EC3-1-1 – Quadro 6.2 (ver Tabela II-17);

$h/b = 160/160 = 1,0 \leq 1,2$ e $t_f = 13$ mm ≤ 100 mm

Encurvadura em relação ao eixo z-z e S 235 → curva de encurvadura c

Substituindo os valores de α e $\bar{\lambda}_z$ na equação 5.6 tem-se:

$$\Phi_z = 0,50 \left[1 + 0,49(0,84 - 0,2) + 0,84^2 \right] = 1,01$$

χ_z

coeficiente de redução devido à encurvadura por flexão em torno do eixo z-z;

$$\chi_z = \frac{1}{\Phi_z + \sqrt{\Phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} \quad \text{mas } \chi_z \leq 1,0 \quad (5.7)$$

Substituindo os valores de Φ_z e $\bar{\lambda}_z$ na equação 5.7 tem-se:

$$\chi_z = \frac{1}{1,01 + \sqrt{1,01^2 - 0,84^2}} = 0,64$$

Os cálculos anteriores para determinação dos coeficientes de redução devido à encurvadura por flexão (χ_y e χ_z) tiveram por base a figura seguinte, retirada do EC2-1-1, cláusula 5.8.3.2,

admitindo um elemento rotulado em ambas as extremidades (Figura II-20 a) $l_0=l$) para o qual o comprimento de encurvadura é igual ao comprimento do elemento.

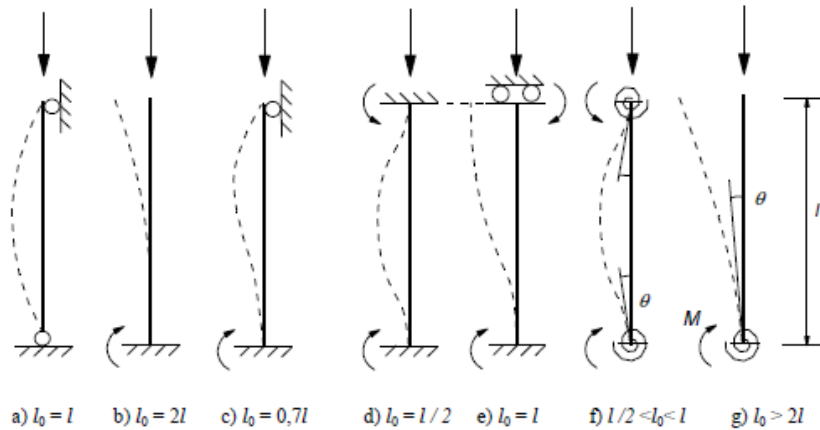


Figura II-17 – Diferentes modos de encurvadura e comprimentos efetivos correspondentes

Para além da figura acima, os cálculos anteriores basearam-se também nas tabelas seguintes, retiradas do EC3-1-1, cláusula 6.3.1.2.

Tabela II-18 – Curvas de encurvadura em função da seção transversal (EC3-1-1 – Quadro 6.2)

Seção transversal	Limites	Encurvadura em relação ao eixo	Curva de encurvadura	
			S 235 S 275 S 355 S 420	S 460
Perfis laminados 	$h/b > 1,2$	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	a a ₀
		$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	y - y z - z	b c a
	$h/b \leq 1,2$	$t_f \leq 100 \text{ mm}$	y - y z - z	b c a
		$t_f > 100 \text{ mm}$	y - y z - z	d d c c

Tabela II-19 – Fatores de imperfeição para as curvas de encurvadura (EC3-1-1 – Quadro 6.1)

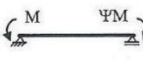
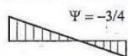
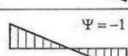
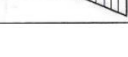

Curva de encurvadura	a ₀	a	b	c	d
Factor de imperfeição α	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

O método de cálculo do coeficiente de redução devido à encurvadura lateral (χ_{LT}) já foi desenvolvido anteriormente no ponto 1.3 do presente documento, sendo por isso apresentados apenas os resultados obtidos para o elemento em estudo.

Valores considerados para o cálculo do momento crítico (M_{cr}):

$C_1 = 2,60$ coeficiente dependente da forma do diagrama de momentos e condições de apoio;

Tabela II-20 – Coeficiente C_1 para elementos com momentos de excentricidade e $-1 \leq \Psi \leq -3/4$

Carregamento e condições de apoio	Diagrama de momentos	k_z	C_1
	 $\Psi = -3/4$	1.0	2.60
		0.5	2.45
	 $\Psi = -1$	1.0	2.60
		0.5	2.45

$G = 81 \text{ GPa}$ módulo de distorção do aço;
 $E = 210 \text{ GPa}$ módulo de elasticidade do aço;
 $L = 3,20 \text{ m}$ comprimento das colunas metálicas em cada piso do edifício;
 $L_E = L = 3,20 \text{ m}$ comprimento de encurvadura do elemento (ver Figura II-17);
 $z_j = z_s = 0$ em elementos de seção duplamente simétrica (como a seção I ou H de banzos iguais);

$z_g = z_a - z_s$ sendo z_a e z_s as coordenadas do ponto de aplicação da carga e do centro de corte, em relação ao centro de gravidade da seção que, neste caso, são coincidentes, por isso: $z_a = z_s \leftrightarrow z_g = 0$;

$k_z = k_w = 1,0$ fatores de comprimento efetivo dependentes da restrição à flexão em torno de z e ao empenamento, respetivamente (conservativamente adotam-se valor unitários);

$I_z = 889,20 \text{ cm}^4$ momento de inércia em relação ao eixo z - z ;

$I_w = 47,94 \times 10^{-3} \text{ cm}^6$ constante de empenamento;

$I_T = 31,24 \text{ cm}^4$ constante de torção de St. Venant.

Substituindo os valores acima na equação 1.11, obtém-se:

$$M_{cr} = 1775,54 \text{ kNm}$$

Valores considerados para o cálculo da esbelteza normalizada ($\bar{\lambda}_{LT}$):

$W_{pl,y} = 354 \text{ cm}^3$ módulo de flexão plástico da seção transversal;

$f_{syd} = 235 \text{ MPa}$ tensão de cedência do aço;

$M_{cr} = 1775,54 \text{ kNm}$ momento crítico elástico para a encurvadura lateral.

Substituindo os valores acima na equação 1.10, obtém-se:

$$\bar{\lambda}_{LT} = 0,22$$

Valores considerados para o cálculo de (Φ_{LT}):

$\alpha_{LT} = 0,21$ fator de imperfeição definido no EC3 – Quadro 6.3 correspondente à curva de encurvadura lateral apropriada definida no EC3 – Quadro 6.4;

$\bar{\lambda}_{LT} = 0,22$ esbelteza normalizada para a encurvadura lateral.

Substituindo os valores acima na equação 1.9, obtém-se:

$$\Phi_{LT} = 0,53$$

Valores considerados para o cálculo do coeficiente de redução para a encurvadura lateral (χ_{LT}):

$\Phi_{LT} = 0,53$ coeficiente para o cálculo da encurvadura lateral;

$\bar{\lambda}_{LT} = 0,22$ esbelteza normalizada para a encurvadura lateral.

Substituindo os valores acima na equação 1.8, obtém-se:

$$\chi_{LT} \cong 0,99$$

A seguir calculam-se os termos auxiliares, incluindo os fatores C_{yy} e C_{zy} (fatores dependentes do grau de plasticidade da seção na situação de colapso), definidos no Quadro A.1 do Anexo A do EC3-1-1.

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 E I_y}{L_{E,y}^2} = \frac{\pi^2 \times 210 \times 10^6 \times 2492 \times 10^{-8}}{3,20^2} = 5043,91 \text{ kN}$$

$$N_{cr,z} = \frac{\pi^2 E I_z}{L_{E,z}^2} = \frac{\pi^2 \times 210 \times 10^6 \times 889,2 \times 10^{-8}}{3,20^2} = 1799,78 \text{ kN}$$

$$\mu_y = \frac{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}{1 - \chi_y \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}} = \frac{1 - \frac{239,30}{5043,91}}{1 - 0,88 \times \frac{239,30}{5043,91}} = 0,99$$

$$\mu_z = \frac{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}{1 - \chi_z \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}} = \frac{1 - \frac{239,30}{1799,78}}{1 - 0,64 \times \frac{239,30}{1799,78}} = 0,95$$

$$w_y = \frac{W_{pl,y}}{W_{el,y}} = \frac{354,0}{311,5} = 1,14 < 1,50$$


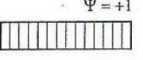
$$w_z = \frac{W_{pl,z}}{W_{el,z}} = \frac{170,0}{111,2} = 1,53 > 1,50 \rightarrow \text{adota-se } w_z = 1,50$$

$$n_{pl} = \frac{N_{Ed}}{N_{Rk} / \gamma_{M1}} = \frac{239,30}{1274,88 / 1,0} = 0,19$$

$$\bar{\lambda}_{\max} = \max(\bar{\lambda}_y; \bar{\lambda}_z) = \max(0,50; 0,84) = 0,84$$

As expressões para a determinação dos fatores C_{my} e C_{mLT} são dependentes do valor de $\bar{\lambda}_0$ que é a esbelteza normalizada relativa à encurvadura lateral para o caso de momento fletor uniforme, ou seja, $\Psi_y = 1,0$ no Quadro A.2.

Tabela II-21 – Coeficiente C_1 para elementos com momentos de excentricidade e $\Psi = 1,0$

Carregamento e condições de apoio	Diagrama de momentos	k_z	C_1
		1.0	1.00
		0.5	1.05

Para $C_1 = 1,0$, o valor do momento crítico (M_{cr}) obtido através da equação 1.11 é igual a:

$$M_{cr} = 682,9 \text{ kNm}$$

Através da equação 1.10 obtém-se o valor da esbelteza normalizada relativa à encurvadura lateral para o caso de momento fletor uniforme ($\bar{\lambda}_0$):

$$\bar{\lambda}_0 = 0,35$$

Calculam-se em seguida os restantes termos auxiliares necessários para a determinação dos fatores C_{my} e C_{mLT} .

$$N_{cr,T} = \frac{1}{i_C^2} \left(G I_T + \frac{\pi^2 E I_w}{L_E^2} \right) \quad (5.8)$$

sendo:

$N_{cr,T}$ valor do esforço normal crítico de encurvadura elástica por torção;
 $i_C^2 = y_C^2 + (I_y + I_z)/A$ sendo $y_C = 0$ pois o centro de gravidade coincide com o centro de corte da seção, logo:

$$i_C^2 = 0 + (2492 + 889,2)/54,25 = 62,33 \text{ cm}^2$$

Substituindo todos os valores na equação 5.8 tem-se:

$$N_{cr,T} = \frac{1}{62,33 \times 10^{-4}} \left(81 \times 10^6 \times 31,24 \times 10^{-8} + \frac{\pi^2 \times 210 \times 10^6 \times 47,94 \times 10^{-15}}{3,20^2} \right) = 4059,75 \text{ kN}$$

Uma vez que $\bar{\lambda}_0 = 0,35$, de acordo com o Quadro A.1 do Anexo A do EC3-1-1:

$$\text{Se } \bar{\lambda}_0 > 0,2 \sqrt{C_1} \sqrt{\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right) \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,T}}\right)} \leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow 0,35 > 0,2 \sqrt{2,60}^4 \sqrt{\left(1 - \frac{239,30}{1799,78}\right) \left(1 - \frac{239,30}{4059,75}\right)} \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow 0,35 > 0,31$$

Os fatores C_{my} e C_{mLT} obtêm-se através das seguintes expressões:

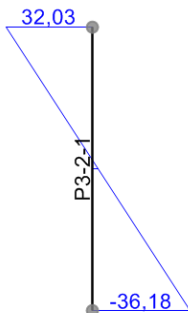
$$C_{my} = C_{my,0} + (1 - C_{my,0}) \frac{\sqrt{\varepsilon_y} a_{LT}}{1 + \sqrt{\varepsilon_y} a_{LT}} \quad (5.9)$$

$$C_{mLT} = C_{my}^2 \frac{a_{LT}}{\sqrt{\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right) \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,T}}\right)}} \geq 1 \quad (5.10)$$

O fator $C_{my,0}$ é obtido de acordo com o Quadro A.2 do Anexo A do EC3-1-1 através da seguinte expressão:

$$C_{my,0} = 0,79 + 0,21 \Psi_y + 0,36 (\Psi_y - 0,33) \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}$$

Para um diagrama de momentos fletores linear, com $M_{y,Ed,base} = -36,18 \text{ kNm}$ e $M_{y,Ed,topo} = 32,03 \text{ kNm}$, obtêm-se:



$$\Psi_y = \frac{M_{y,Ed,topo}}{M_{y,Ed,base}} = \frac{32,03}{-36,18} = -0,89$$

Substituindo o valor de Ψ_y na equação 5.8, obtêm-se:

$$C_{my,0} = 0,79 + 0,21 \times (-0,89) + 0,36 (-0,89 - 0,33) \frac{239,30}{5043,91} = 0,58$$

Cálculo do valor de a_{LT} :

$$a_{LT} = 1 - \frac{I_T}{I_y} = 1 - \frac{31,24 \times 10^{-8}}{2492 \times 10^{-8}} = 0,99 \geq 0$$

Cálculo do valor de ε_y para seções transversais das Classes 1, 2 e 3:

$$\varepsilon_y = \frac{M_{y,Ed}}{N_{Ed}} \frac{A}{W_{el,y}} = \frac{36,18}{239,30} \frac{54,25 \times 10^{-4}}{311,50 \times 10^{-6}} = 2,63$$

Substituindo todos os valores nas equações 5.9 e 5.10, obtêm-se:

$$C_{my} = 0,58 + (1 - 0,58) \frac{\sqrt{2,63} \times 0,99}{1 + \sqrt{2,63} \times 0,99} = 0,84$$

$$C_{mLT} = 0,84^2 \frac{0,99}{\sqrt{\left(1 - \frac{239,30}{1799,78}\right) \left(1 - \frac{239,30}{4059,75}\right)}} = 0,77 < 1 \rightarrow \text{adota-se } C_{mLT} = 1,0$$

Finalmente, os fatores C_{yy} e C_{zy} são obtidos através das seguintes expressões:

$$C_{yy} = 1 + (w_y - 1) \left[\left(2 - \frac{1,6}{w_y} C_{my}^2 \bar{\lambda}_{\max} - \frac{1,6}{w_y} C_{my}^2 \bar{\lambda}_{\max}^2 \right) n_{pl} - b_{LT} \right] \geq \frac{W_{el,y}}{W_{pl,y}} \quad (5.11)$$

com:

$$b_{LT} = 0,5 a_{LT} \bar{\lambda}_0^2 \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{pl,y,Rd}} \frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,z,Rd}} = 0 \quad \text{porque } M_{z,Ed} = 0$$

$$C_{zy} = 1 + (w_y - 1) \left[\left(2 - 14 \frac{C_{my}^2 \bar{\lambda}_{\max}^2}{w_y^5} \right) n_{pl} - d_{LT} \right] \geq 0,6 \sqrt{\frac{w_y}{w_z}} \frac{W_{el,y}}{W_{pl,y}} \quad (5.12)$$

com:

$$d_{LT} = 2 a_{LT} \frac{\bar{\lambda}_0}{0,1 + \bar{\lambda}_z^4} \frac{M_{y,Ed}}{C_{my} \chi_{LT} M_{pl,y,Rd}} \frac{M_{z,Ed}}{C_{mz} M_{pl,z,Rd}} = 0 \quad \text{porque } M_{z,Ed} = 0$$

Substituindo todos os valores nas equações 5.11 e 5.12, obtém-se:

$$C_{yy} = 1 + (1,14 - 1) \left[\left(2 - \frac{1,6}{1,14} \times 0,84^2 \times 0,84 - \frac{1,6}{1,14} \times 0,84^2 \times 0,84^2 \right) \times 0,19 - 0 \right] \geq \frac{311,5 \times 10^{-6}}{354,0 \times 10^{-6}} \leftrightarrow$$

$$\leftrightarrow C_{yy} = 1,01 \geq 0,88$$

$$C_{zy} = 1 + (1,14 - 1) \left[\left(2 - 14 \frac{0,84^2 \times 0,84^2}{1,14^5} \right) \times 0,19 - 0 \right] \geq 0,6 \sqrt{\frac{1,14}{1,50}} \frac{311,5 \times 10^{-6}}{354,0 \times 10^{-6}} \leftrightarrow$$

$$\leftrightarrow C_{zy} = 0,96 \geq 0,46$$

Os fatores de interação para seções transversais das Classes 1 ou 2 obtêm-se de acordo com as seguintes expressões, de acordo com o Quadro A.1 do Anexo A do EC3-1-1:

$$k_{yy} = C_{my} C_{mLT} \frac{\mu_y}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}} \frac{1}{C_{yy}} = 0,84 \times 1,0 \times \frac{0,99}{1 - \frac{239,30}{5043,91}} \frac{1}{1,01} = 0,86$$

$$k_{zy} = C_{my} C_{mLT} \frac{\mu_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}} \frac{1}{C_{zy}} 0,6 \sqrt{\frac{w_y}{w_z}} = 0,84 \times 1,0 \times \frac{0,95}{1 - \frac{239,30}{5043,91}} \frac{1}{0,96} 0,6 \sqrt{\frac{1,14}{1,50}} = 0,46$$

Substituindo, por fim, os valores dos fatores de interação k_{yy} e k_{zy} nas equações 5.3 e 5.4 anteriormente enunciadas, obtém-se:

$$\frac{239,30}{0,88 \times \frac{1274,88}{1,0}} + 0,86 \times \frac{36,18}{0,99 \times \frac{83,19}{1,0}} = 0,59 \leq 1$$

$$\frac{239,30}{0,64 \times \frac{1274,88}{1,0}} + 0,46 \times \frac{36,18}{0,99 \times \frac{83,19}{1,0}} = 0,50 \leq 1$$

Deste modo, está assegurada a estabilidade das colunas metálicas, de acordo com a cláusula 6.3.3 do EC3-1-1.

6. Dimensionamento das Fundações

A fundação adotada para a estrutura metálica consiste numa sapata contínua, executada em betão armado, sendo o seu dimensionamento estrutural obtido com base no EC2-1-1.

6.1. Geometria da Sapata

Apresenta-se na figura seguinte a geometria da sapata contínua, em planta (com 1,0 metro de desenvolvimento) e em corte, conforme Peças Desenhadas.

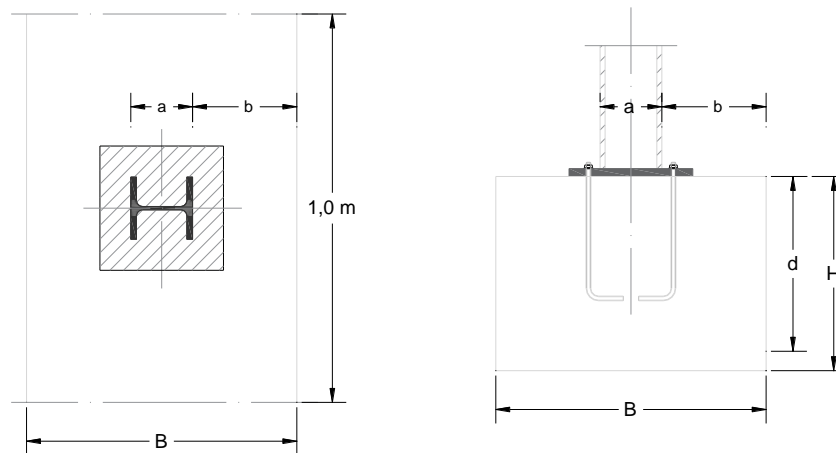


Figura II-18 – Geometria da sapata contínua em planta e em corte

- **Propriedades geométricas:**

$a = 0,16 \text{ m}$	dimensão da seção da coluna metálica;
$b = 0,27 \text{ m}$	dimensão da maior aba da sapata;
$B = 0,70 \text{ m}$	dimensão da base da sapata;
$H = 0,50 \text{ m}$	dimensão da altura da sapata;
$d = 0,9 H$	altura da sapata acima do recobrimento:
	$d = 0,9 H \leftrightarrow d = 0,9 \times 0,50 = 0,45 \text{ m}$

- **Verificação da rigidez da sapata:**

As sapatas contínuas podem ser classificadas como rígidas ou flexíveis.

Sempre que possível, deve adotar-se uma geometria de modo que a sapata seja rígida pois esta terá um melhor comportamento estrutural, nomeadamente deixando de ter punçoamento.

Para além disso, numa sapata de comportamento flexível, devido à sua deformabilidade, não se pode admitir que a tensão no solo seja uniforme, conforme representa a Figura II-19.

Assim, a sapata será considerada rígida se cumprir a seguinte condição:

$$H \geq \frac{b}{2} \leftrightarrow 0,50 \geq \frac{0,27}{2} \leftrightarrow 0,50 \text{ m} \geq 0,14 \text{ m}$$

Logo, a sapata é rígida e admite-se que a tensão no solo é uniforme e fica dispensada a verificação ao Estado Limite Último de Punçoamento.

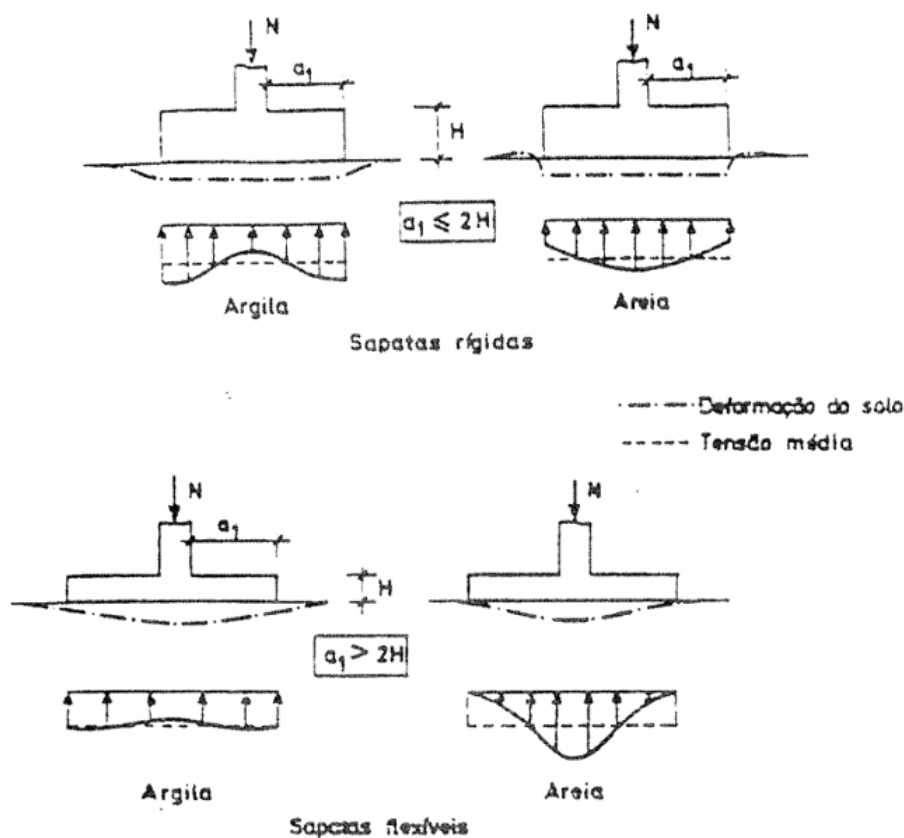


Figura II-19 – Distribuição de tensões no solo de sapatas rígidas e sapatas flexíveis [16]

6.2. Esforços Atuantes de Cálculo

Tal como referido anteriormente, no ponto 5.2 do presente documento, os valores dos esforços de cálculo na base da coluna metálica (topo da sapata) são os seguintes:

$N_{Ed} = 239,30 \text{ kN}$	valor do esforço normal atuante de cálculo;
$V_{Ed} = 30,14 \text{ kN}$	valor do esforço transversal atuante de cálculo;
$M_{y,Ed} = 36,18 \text{ kNm}$	valor do momento fletor, segundo o eixo y-y, atuante de cálculo.

Tendo em conta a geometria da sapata, os valores dos esforços na base da sapata serão dado por:

$$N_{b,Ed} = N_{Ed} + P \quad \text{sendo "P" o peso próprio da sapata contínua, por metro linear de desenvolvimento: } P = \gamma_b \times V = 25 \times (0,70 \times 1,0 \times 0,50) = 8,75 \text{ kN}$$

$$\text{Logo, } N_{b,Ed} = 239,30 + 8,75 = 248,05 \text{ kN}$$

$$M_{y,b,Ed} = M_{y,Ed} + V_{Ed} \times H = 36,18 + 30,14 \times 0,50 = 51,25 \text{ kNm}$$

6.3. Método das Bielas e Tirantes

Uma vez que a sapata é rígida, é aplicável o Método das Bielas e Tirantes para efeitos de cálculo da armadura. Este método é o que melhor simula o comportamento da sapata e a transmissão das cargas no seu interior, procurando simular o seu modelo de funcionamento interno através de escoras de betão e tirantes de armadura para absorver as cargas aplicadas.

O modelo de cálculo adotado encontra-se representado na figura seguinte e pretende simular o funcionamento do mecanismo de bielas e tirantes para uma sapata contínua com excentricidade de carga, sendo essa excentricidade definida por:

$$e = \frac{M_{y,b,Ed}}{N_{b,Ed}} = \frac{51,25}{248,05} = 0,21 \text{ m} \quad \text{sendo } e > \frac{B}{4} = \frac{0,7}{4} = 0,18 \text{ m}$$

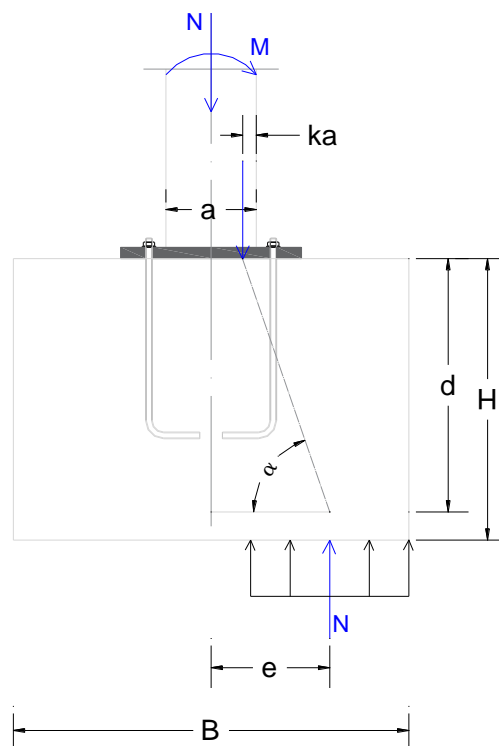
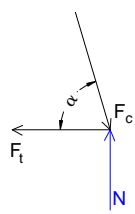


Figura II-20 – Esquema do modelo de cálculo adotado

Apresentam-se, em seguida, os cálculos efetuados para determinação da armadura.



A força de cálculo no tirante ($F_{t,Ed}$) é dada por:

$$F_{t,Ed} = \frac{N_{b,Ed} \left[e - \left(\frac{a}{2} - ka \right) \right]}{d} \quad (6.1)$$

O valor de $0 \leq k \leq 0,25$ é função de e/a , de acordo com a seguinte tabela:

Tabela II-22 – Valores de k em função da relação e/a [13]

e / a	0	0,25	0,50	1,00	1,50
k	0,25	0,20	0,15	0,10	0,05

Através de uma simples interpolação, podemos obter que:

$$\frac{e}{a} = \frac{0,21}{0,16} = 1,31 \rightarrow k = 0,07$$

Deste modo, substituindo todos os valores na equação 6.1, obtém-se:

$$F_{t,Ed} = \frac{248,05 \times \left[0,21 - \left(\frac{0,16}{2} - 0,07 \times 0,16 \right) \right]}{0,45} = 77,17 \text{ kN}$$

Sabendo o valor da força no tirante, a área de armadura, em cm^2/m , necessária por cada metro de desenvolvimento da sapata contínua será dada por:

$$A_s = \frac{F_{t,Ed}}{f_{syd}} = \frac{77,17}{435 \times 10^3} \times 10^4 = 1,77 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Apesar do valor obtido para a armadura inferior da sapata, na zona do tirante, ser bastante baixo, é recomendada a utilização de varões com diâmetro superior a 10 mm, de modo a permitir um melhor comportamento das armaduras face à corrosão característica de um ambiente mais agressivo.

Por este motivo, foi adotada uma armadura em malha quadrada com diâmetros de 12 mm espaçados de 0,10 m (# $\phi 12//.10$), conforme Peças Desenhadas.

A – PEÇAS ESCRITAS

III. CONCLUSÕES

CONCLUSÕES

As alterações previstas no presente projeto para o edifício multifamiliar representam uma reabilitação profunda a vários níveis mas principalmente ao nível estrutural.

Dada a importância de manter as paredes da fachada original, foi prevista a sua preservação com base no reforço da sua capacidade resistente e posterior restauro dos revestimentos exterior e interior.

As escadas originais de acesso aos vários pisos do edifício, em madeira, foram também aproveitadas e restauradas.

À exceção das paredes da fachada e das escadas, toda a restante estrutura do edifício foi demolida por se encontrar em avançado estado de deterioração.

A antiga estrutura interior do edifício foi integralmente substituída por uma nova, constituída por elementos metálicos (vigas e colunas) ligados entre si formando uma estrutura em pórtico com ligações pontuais às paredes exteriores.

A solução adotada é vantajosa relativamente a uma estrutura composta por elementos maciços de betão armado por vários motivos, entre os quais se destacam um menor peso próprio da estrutura e a facilidade e rapidez de montagem da mesma, comparativamente com o processo construtivo de uma estrutura em betão que exige que sejam respeitados os tempos de presa.

Em termos de análise estrutural, foram efetuados cálculos de dimensionamento e verificação da segurança aos Estados Limites Últimos e de Utilização por via analítica e com recurso aos Eurocódigos regulamentares.

Numa primeira abordagem, foi efetuada a quantificação das ações atuantes na estrutura, com base nos pesos próprios dos materiais utilizados e na regulamentação em vigor (EC's), com o intuito de pré-dimensionar os elementos estruturais, começando pelas vigas metálicas inclinadas da cobertura, seguidas das vigas metálicas horizontais da cobertura e, por fim, das vigas metálicas dos pisos.

Numa segunda fase, recorreu-se ao programa de cálculo SAP2000 para a obtenção dos valores dos esforços atuantes para efeitos de cálculo das colunas metálicas e respetivas fundações.

Os cálculos efetuados são complementados pela Memória Descritiva e Justificativa e pelas Peças Desenhadas.

Pela Licenciada em Engenharia Civil

Virgínia Pacheco

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] ANDRADE, H. (2011) – Caracterização de Edifícios Antigos. Edifícios “Gaioleiros”; Dissertação para obtenção de grau de Mestre em Engenharia Civil – Reabilitação de Edifícios; FCT – UNL;
- [2] APPLETON, J. G. (2005) – Reabilitação de Edifícios Gaioleiros - Um quarteirão em Lisboa; Edições Orion; Alfragide;
- [3] ARBED GROUP (2001) – Perfil Arbed, 1ª Edição;
- [4] Arquivo Histórico da Câmara Municipal de Lisboa, Arquivo de Obras – Obra: 35898; Processo: 1399/1ªREP/PG/1903;
- [5] Câmara Municipal de Lisboa (29 de abril de 2011) – Estratégia de Reabilitação Urbana de Lisboa 2011/2024;
- [6] CORREIA, J. SOARES (01-09-2014) - Tabela de Preços de malha de aço electro-soldada MALHASOL e NERVUREX;
- [7] CRUZ., R. M. P. (2008) - Sistemas de Suporte de Paredes de Edifícios Antigos em Demolição; Dissertação para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Militar; IST; Lisboa;
- [8] Diário da República, Reorganização administrativa de Lisboa, Lei n.º 56/2012, de 8 de novembro. Direcção-Geral do Território (DGT), Carta Administrativa Oficial de Portugal (CAOP), versão 2013: Continente;
- [9] Direcção Geral do Território – DGT, "CAOP, versão 2012.1: Continente";
- [10] FARINHA, J. S. B. e REIS, A. C. (1993) – Tabelas Técnicas;
- [11] FARINHA, M. B. (2012) – Apontamentos de apoio á unidade curricular Reabilitação de Edifícios e Monumentos; ISEL; Lisboa;
- [12] GOMES, R. (2011) – Sistema Estrutural de Edifícios Antigos de Lisboa – Os Edifícios “Pombalinos” e os Edifícios “Gaioleiros”; Dissertação para a obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil; IST; Lisboa;
- [13] GORGULHO, A. Sousa (2007) – Folhas de Betão Estrutural II do ISEL;
- [14] JACINTO, L. (2014) – Apontamentos do Curso de Formação de Introdução ao EC0 e EC1;
- [15] Laboratório Nacional de Engenharia Civil – LNEC (2005) – Departamento de Estruturas; Núcleo de Engenharia Sísmica e Dinâmica de Estruturas; “Edifícios com estrutura de alvenaria tipo gaioleiro (1880 a 1930)”;
- [16] MONTEIRO, N. M. A. (2009) – Dimensionamento de Fundações Superficiais de Acordo com os Eurocódigos 2 e 7 – Aplicação a Casos de Estudo Reais; Relatório de Projeto para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil – Especialização de Estruturas; FEUP;

- [17] NP EN 206-1:2007 Betão – Parte 1: Especificação, desempenho, produção e conformidade. Instituto Português da Qualidade;
- [18] NP EN 1990:2009 Eurocódigo 0 – Bases para o projeto de estruturas. Instituto Português da Qualidade;
- [19] NP EN 1991-1-1:2009 Eurocódigo 1 – Ações em estruturas – Parte 1-1: Ações gerais. Instituto Português da Qualidade;
- [20] NP EN 1992-1-1:2010 Eurocódigo 2 – Projeto de estruturas de betão – Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios. Instituto Português da Qualidade;
- [21] NP EN 1993-1-1:2010 Eurocódigo 3 – Projeto de estruturas de aço – Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios. Instituto Português da Qualidade;
- [22] NP EN 1998-1:2010 Eurocódigo 8 – Projeto de estruturas para resistência aos sismos – Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios. Instituto Português da Qualidade;
- [23] PRESDOURO (2012) – Documento de Aplicação: Pavimentos Aligeirados de Vigotas Prefabricadas de Betão Pré-Esforçado, Novembro de 2012, validado pelo LNEC até 30 de Novembro de 2015;
- [24] Revista Ingenium N.º 89 da Ordem dos Engenheiros – OE (Set./Out. de 2005) – “Dimensões e réplicas intemporais do Terramoto de 1755”, por Maria Fernanda Rollo, Professora do Departamento de História da Faculdade de Ciências Sociais e Humanas da Universidade Nova de Lisboa;
- [25] REH – Regulamento de Desempenho Energético dos Edifícios de Habitação, DL118/2013 de 20 de agosto;
- [26] RGEU – Regulamento Geral das Edificações Urbanas;
- [27] RSAEEP – Regulamento de Segurança e Ações em Estruturas de Edifícios e Pontes;
- [28] SILVA, L. Simões e GERVÁSIO, H. – Manual de Dimensionamento de Estruturas Metálicas: Métodos Avançados, CMM, 1ª Edição, Fevereiro de 2007;
- [29] SIMÕES, R. A. D. – Manual de Dimensionamento de Estruturas Metálicas, CMM, 2ª Edição, Fevereiro de 2007;
- [30] SJMETAL Distendido, Lda. - Produtos Metálicos, Rede de metal distendida;
- [31] VINDIMA, P. M.G. – Estabilidade em vigas metálicas: Cálculo de momentos críticos; Dissertação para obtenção de grau de Mestre em Engenharia Civil; FCT – UNL;
- [32] VISEU, J. S. (2014) – Apontamentos do Curso de Formação de Introdução ao EC3.

ANEXOS

ANEXO I – Planta de Localização

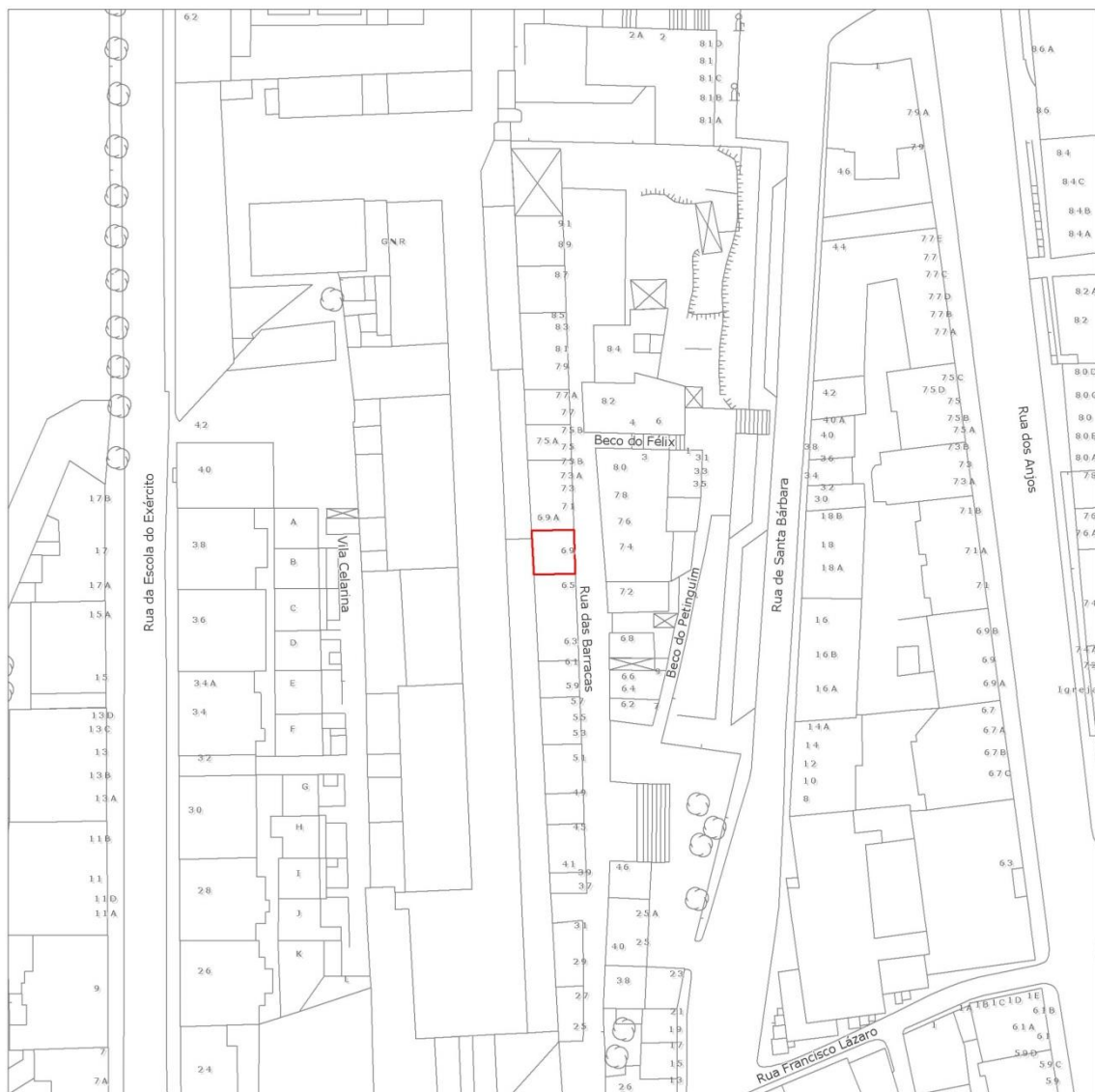
(página 1 de 1)



Planta de Localização *

Requerente:-
 Morada: Rua das Barracas, 69
 Fracção:
 Freguesia: Arroios
 Escala 1:1000
 Data de Emissão: 10/09/2015

Número: 51542-2015



Projeção Hayford - Gauss, Datum 73, Elipsóide Internacional

* Validade de um mês a partir da data de emissão <http://www.cm-lisboa.pt/servicos/formularios>
 Câmara Municipal de Lisboa Campo Grande, 25 1749-099 LISBOA Tel. 217988000 Atend. Muni. 808203232 municpe@cm-lisboa.pt







- Malha electro-soldada MALHASOL quadrada (AQ 38)

	DOC	TABELA DE PREÇOS	Pág. 1 de 2
---	-----	------------------	-------------

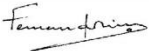
MALHA ELECTRO-SOLDADA - MALHASOL

Tipo de Malha	Equiv	€/ M2
CQ 30	(LQ 47)	0,77
CQ 38	(LQ 76)	1,24
AQ 30	(LQ 69)	1,14
AQ 38	(LQ 113)	1,84
AR 30	(LR 70)	0,77
AR 34	(LR 91)	0,99
AR 38	(LR 113)	1,24

M 1 / 14

Preços sujeitos a I.V.A.

1-set-2014**Esta tabela pode ser alterada sem aviso prévio.**

NA Nº: 2014 / 32	Data: 2014 / 08 / 29	Versão: 4.3	Aprovado: 
------------------	----------------------	-------------	---

PQ.05.02 (V2.0; NA2007/020)

- Malha electro-soldada (10×15 cm) NERVUREX 5,0×5,0

	DOC	TABELA DE PREÇOS	Pág. 2 de 2
---	-----	------------------	-------------

MALHA ELECTRO-SOLDADA - Nervurex

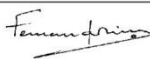
Tipo de Malha			€ / M2
Nervurex	4,5 x 4,5	100 x 100	2,71
Nervurex	5,0 x 5,0	100 x 100	3,34
Nervurex	6,0 x 6,0	100 x 100	4,82
Nervurex	7,0 x 7,0	100 x 100	6,55
Nervurex	8,0 x 8,0	100 x 100	8,56
Nervurex	9,0 x 9,0	100 x 100	10,84
Nervurex	10,0 x 10,0	100 x 100	13,37
Nervurex	4,5 x 4,5	150 x 150	1,80
Nervurex	5,0 x 5,0	150 x 150	2,23
Nervurex	6,0 x 6,0	150 x 150	3,21
Nervurex	7,0 x 7,0	150 x 150	4,37
Nervurex	8,0 x 8,0	150 x 150	5,71
Nervurex	9,0 x 9,0	150 x 150	7,22
Nervurex	10,0 x 10,0	150 x 150	8,92
Nervurex	4,0 x 4,0	100 x 300	1,43
Nervurex	4,5 x 4,0	100 x 300	1,71
Nervurex	5,0 x 5,0	100 x 300	2,23
Nervurex	5,5 x 5,0	100 x 300	2,58
Nervurex	6,0 x 5,0	100 x 300	2,96
Nervurex	6,5 x 5,0	100 x 300	3,38
Nervurex	7,0 x 5,5	100 x 300	3,95
Nervurex	7,5 x 6,0	100 x 300	4,57
Nervurex	8,0 x 6,5	100 x 300	5,22
Nervurex	8,5 x 6,5	100 x 300	5,77
Nervurex	9,0 x 7,0	100 x 300	6,51
Nervurex	10,0 x 7,5	100 x 300	7,94
Nervurex	5,0 x 5,0	100 x 150	2,79
Nervurex	6,0 x 5,0	100 x 150	3,52
Nervurex	7,0 x 5,5	100 x 150	4,62
Nervurex	8,0 x 6,5	100 x 150	6,16
Nervurex	9,0 x 7,0	100 x 150	7,61
Nervurex	10,0 x 7,5	100 x 150	9,20

M 1 / 14

Preços sujeitos a I.V.A.

1-set-2014

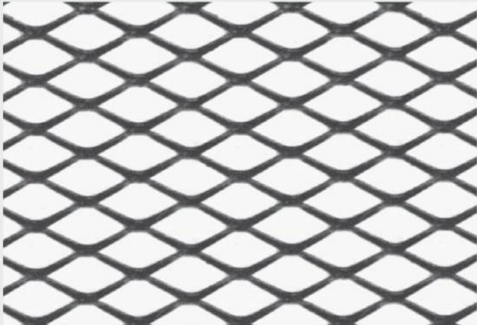
Esta tabela pode ser alterada sem aviso prévio.

NA Nº: 2014 / 32	Data: 2014 / 08 / 29	Versão: 4.3	Aprovado: 
------------------	----------------------	-------------	---

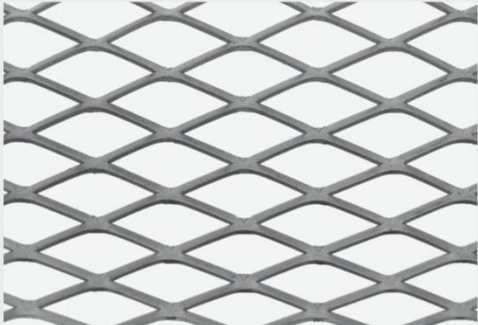
PQ.05.02 (V2.0; NA2007/020)

- Rede de metal distendida (6,2×2,3 cm) L62 T2025

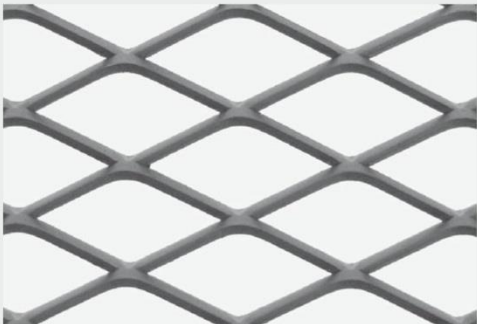
Malhas standard | Standard meshes | Mailles standard




L20 T0515



L28 T1520



L40 T2030



L62 T2025

STOCK

Ref. Pattern	Malha Mesh Maille	Ext	Formato Format	(Fe) Kg/m ²
L20 T0515	20 x 8	0,5 x 1,5	1000 x 5500	1,5
L28 T0510	28 x 12	0,5 x 1	1000 x 12000	0,6
L28 T1520	28 x 12	1,5 x 2	1000 x 6000	3,7
L40 T1010	40 x 16	1 x 1	1000 x 17500	0,9
L40 T1020	40 x 16	1 x 2	1000 x 8500	2
L40 T2030	40 x 16	2 x 3	1000 x 6000	5
L62 T1515	62 x 23	1,5 x 1,5	1000 x 15500	1,5
L62 T2025	62 x 23	2 x 2,5	1000 x 11000	3
L62 T3030	62 x 23	3 x 3	1000 x 8000	6
L75 T3040	75 x 36	3 x 4	1000 x 7000	8
L115 T3040	115 x 40	3 x 4	1000 x 10500	4,4
L200 T2020	200 x 75	2 x 2	1000 x 25000	1,2

Geralmente em aço macio | Usually in mild steel | Généralement en acier doux

METAL DISTENDIDO | EXPANDED METAL | METAL DEPLOYE

7

B – PEÇAS DESENHADAS

