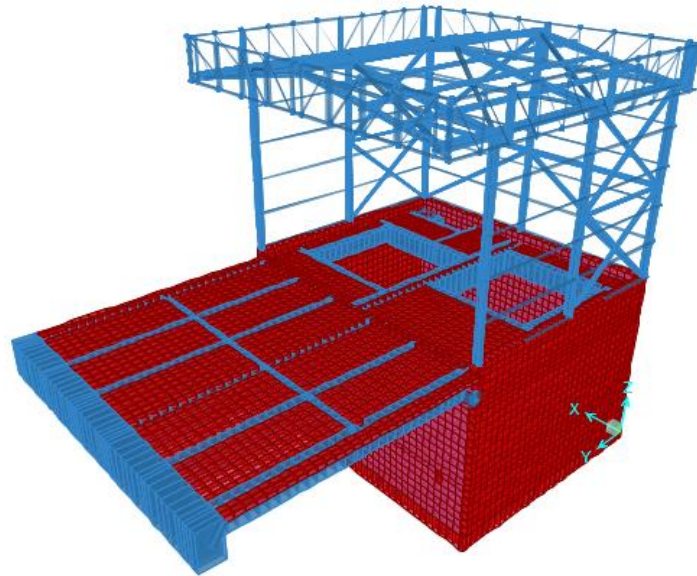


INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA
Área Departamental de Engenharia Civil



**Dimensionamento de um Edifício Misto de Receção de
Areias e Pirites**

DANIEL ALEXANDRE RIBEIRO CORREIA

(Licenciado em engenharia civil)

Trabalho de Projeto para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil na Área de
Especialização em Estruturas

Orientador:

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

Júri:

Presidente: Mestre, Cristina Ferreira Xavier de Brito Machado (Prof. Coordenadora)

Vogais:

Doutor, Luciano Carmo Jacinto (Prof. Coordenador do ISEL,)

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

Fevereiro 2015

Aos meus pais

Agradecimentos

Aos meus pais, pelos valores e pela motivação que sempre me transmitiram para alcançar os meus objetivos e aos meus irmãos, pelos momentos partilhados durante toda a minha vida.

À Adriana, que sempre esteve presente desde o início da minha vida académica até ao presente, pelo incentivo, paciência e disponibilidade.

Ao Engenheiro José dos Santos Viseu, que gentilmente se disponibilizou para a orientação deste trabalho. Agradeço o seu apoio, rigor e conhecimentos transmitidos que foram cruciais para o desenvolvimento do projeto.

Um agradecimento ao João Mendes pela amizade, confiança, respeito e dedicação, demonstrados nos momentos bons e menos bons ao longo do curso enquanto estudante.

Ao meu colega e amigo Bruno Caeiro, pelos momentos passados no decorrer do mestrado, os quais foram em parte, determinantes para o meu sucesso académico.

Aos meus colegas e amigos, Ana Rita Batista e Lizandra Neto, que me acompanharam durante o mestrado e que em conjunto possibilitaram que ultrapassássemos com sucesso alguns dos obstáculos que surgiram durante este percurso, o meu obrigado.

Um especial agradecimento ao meu colega de curso Pedro Delgado pela colaboração mútua e pela partilha de conhecimentos e experiências prestados no decurso deste trabalho.

Aos professores e funcionários do Departamento de Engenharia Civil do Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, o apoio prestado durante o meu percurso académico.

ÍNDICE DAS PEÇAS DO PROJETO

A - PEÇAS ESCRITAS

I. RESUMO

II. MEMÓRIA DESCRITIVA

III. MEMÓRIA JUSTIFICATIVA

IV. CONCLUSÕES

B - PEÇAS DESENHADAS

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ANEXOS

A – PEÇAS ESCRITAS

A – PEÇAS ESCRITAS

I. RESUMO

RESUMO

O presente documento insere-se no âmbito do Trabalho Final de Mestrado, do curso de Engenharia Civil, que visa o dimensionamento de um Edifício Misto destinado à receção de areias e pirites. Na execução deste trabalho pretende-se que sejam aplicados os conhecimentos adquiridos ao longo da Licenciatura e do Mestrado, com ênfase na área das Construções Metálicas e Mistas.

Para a modelação estrutural do edifício misto recorreu-se ao programa de cálculo automático em elementos finitos, "*SAP2000*", cujos resultados obtidos do dimensionamento dos elementos estruturais foram validados com recurso a folhas de cálculo desenvolvidas para o efeito e ainda ao programa "*Gala Reinforcement*". Foi também necessário a realização de ábacos feitos com base nas fórmulas de dimensionamento das NP EN 1992-1e NP EN 1993-1, para um correto pré-dimensionamento dos elementos principais que constituem o modelo estrutural.

O edifício em estudo foi projetado, sempre que possível, conforme as regras impostas pela regulamentação europeia (eurocódigos estruturais). Em paralelo foram consultadas informações relativas a este tipo de estruturas, por forma a consolidar e aprofundar conhecimentos com vista a contornar obstáculos encontrados na execução do projeto.

PALAVRAS-CHAVE: Estruturas Metálicas; Estruturas de Betão Armado; Eurocódigos Estruturais; Dimensionamento de Edifícios Industriais.

ABSTRACT

The presented document forms part of the Final work of master's degree course in Civil Engineering, which aims at the design of a Mixed Building intended for the reception of sands and roasted. In carrying out this work it is intended to be applied the knowledge gained throughout the academic life with an emphasis in the area of steel and mixed constructions.

For structural modelling of mixed building, appealed to the program of automatic calculation in finite element analysis, "*SAP2000*", the results obtained from the dimensioning of the structural elements have been validated with spreadsheets developed for this purpose, and with the program "*Gala Reinforcement*". It was also necessary the realization of abacuses made based on formulas of the NP EN 1992-1e NP EN 1993-1 for a correct pre-dimensioning of the key elements that constitute the structural model.

The building in study was designed, whenever possible, in accordance with the rules imposed by European standards (structural eurocodes). In parallel, it were consulted information relating to this type of structures, in order to consolidate and probe the knowledge needed to surpass the obstacles encountered in the course of the project.

KEY-WORDS: Steel Structures; Reinforced concrete structures; Structural Eurocodes; Design of Industrial Buildings

A – PEÇAS ESCRITAS

II. MEMÓRIA DESCRITIVA

ÍNDICE

1. INTRODUÇÃO.....	11
2. LOCALIZAÇÃO E CONTEXTUALIZAÇÃO DO EDIFÍCIO	14
3. GEOLOGIA E GEOTECNIA	16
4. DESCRIÇÃO DO EDIFÍCIO MISTO	18
4.1. Geometria do edifício	19
4.2. Funcionamento do edifício misto	20
4.3. Esqueleto principal da estrutura do edifício	21
4.3.1. Estruturas Metálicas	21
4.3.2. Estruturas de Betão Armado.....	23
5. MODELO DE CÁLCULO EM "SAP2000"	25
5.1.1. Modelo geral – Estrutura Mista (Estrutura de Betão Armado e Metálica)25	
5.1.2. Modelação da ligação da laje ensoleiramento ao terreno (apoios elásticos)	26
6. MATERIAIS	27
7. QUANTIFICAÇÃO DE AÇÕES.....	29
7.1. Peso Próprio (G)	29
7.2. Restante Carga Permanente (RCP).....	30
7.3. Sobrecargas (SC)	30
7.4. Variação da Temperatura (T).....	31
7.5. Ação do Vento (W).....	31
7.5.1. Determinação da Pressão Dinâmica de Pico, $q_p(z)$	35
7.5.2. Determinação do Coeficiente Estrutural, $c_s c_d$	38
7.5.3. Determinação dos Coeficiente de Pressão, C_p	41
7.6. Ação Sísmica (E)	42

7.7.	Impulsos de Terras (I).....	48
7.8.	Peso das Tremonhas.....	53
7.9.	Peso dos Equipamentos	54
8.	COMBINAÇÕES DE AÇÕES E VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA	55
8.1.	Estados Limites Últimos	55
8.2.	Estados Limites de Utilização.....	55
8.3.	Combinações de Ações	56
9.	ESTRUTURAS DE BETÃO ARMADO – CRITÉRIOS GERAIS DE DIMENSIONAMENTO.....	59
9.1.	Vigas	59
9.2.	Lajes.....	64
9.3.	Muros de Suporte.....	67
9.4.	Fundações	67
10.	ESTRUTURAS METÁLICAS – CRITÉRIOS GERAIS DE DIMENSIONAMENTO.....	68
10.1.	Resistência das Secções Transversais	69
10.2.	Resistência dos Elementos à Encurvadura	77
11.	PRÉ-DIMENSIONAMENTO	81
11.1.	Elementos Metálicos	81
11.1.1.	Travessas.....	82
11.1.2.	Pilares.....	84
11.1.3.	Travamentos.....	86
11.1.4.	Vigas Principais do Piso Metálico	86
11.2.	Lajes de Betão Armado	86
12.	REGULAMENTAÇÃO	87

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1: Empire State Building (1930) e o Elevador de Santa Justa (1902).....	12
Figura 2.1: Localização do edifício na fábrica de cimentos em Souselas	14
Figura 2.2: Fluxograma com o esquema geral de produção de cimento	15
Figura 2.3: Esquema ilustrativo do edifício na fase referente à receção de Areias e Pirites (“Google Sketchup”)	15
Figura 3.1: Perfil geotécnico do terreno	16
Figura 3.2: Sondagem S1	17
Figura 4.1: Descrição do Edifício e da Laje de Acesso (“Google Sketchup”).....	18
Figura 4.2: Geometria do Edifício e da Laje de Acesso (“Google Sketchup”).....	19
Figura 4.3: Corte Transversal pelo interior (“Google Sketchup”).....	19
Figura 4.4: Passagem do material no edifício (“Google Sketchup”).....	20
Figura 4.5: Esquema ilustrativo transversal do edifício (“Google Sketchup”)	20
Figura 4.6: Vista dos pórticos e alçado (“SAP2000”).....	21
Figura 4.7: Vista do alçado lateral esquerdo e direito em “SAP2000”.	21
Figura 4.8: Esqueleto principal do piso metálico (“SAP2000)	22
Figura 4.9: Planta da laje de acesso	23
Figura 4.10: Planta do piso 2	23
Figura 4.11: Identificação dos muros de suporte.....	24
Figura 4.12: Ensoleiramento de fundação	24
Figura 5.1: Modelo unifilar da estrutura mista.....	25
Figura 5.2: Apoios elásticos da laje de ensoleiramento.....	26
Figura 7.1: Sentido sobre o qual o vento atua no edifício	31
Figura 7.2: Fluxograma para a determinação das forças exercidas pelo Vento	33
Figura. 7.3: Quadro NA. I da cláusula §NA-4.2(1)P, Nota 2.....	35

Figura 7.4: Quadro NA-4.1 – Categorias de terreno e respectivos parâmetros.....	36
Figura 7.5: Determinação da altura de referência.....	36
Figura 7.6: Fluxograma para a determinação da pressão dinâmica de pico	37
Figura 7.7: Fluxograma para a determinação do coeficiente estrutural	39
Figura 7.8: Altura de referência.....	41
Figura 7.9: Tipos de Terreno a considerar para a ação sísmica.....	43
Figura 7.10: Parâmetros dos espectros de resposta para a ação sísmica tipo I	43
Figura 7.11: Parâmetros dos espectros de resposta para a ação sísmica tipo II	43
Figura 7.12: Zonas sísmicas	44
Figura 7.13: Valores de α_{gr}	44
Figura 7.14: Classes de Importância	45
Figura 7.15: Valores dos coeficientes de importância, γ_I , a considerar	45
Figura 7.16: Valor do coeficiente de comportamento (Quadro 7.1 §7.1.2(1)P).....	46
Figura 7.17: Fluxograma para a determinação dos espectros de cálculo I e II	47
Figura 7.18: Planta de implantação do edifício com o terreno envolvente	49
Figura 7.19: Figura dos impulsos de terra sobre os muros de betão armado	49
Figura 7.20: Impulsos de terra no estado em repouso	50
Figura 7.21: Impulsos de terra no estado ativo com a inclusão do impulso sísmico	51
Figura 7.22: Fluxograma utilizado para a determinação dos impulsos de terra.....	52
Figura 8.1: Tabela reduzida com os valores dos coeficientes parciais e dos coeficientes reduzidos com o vento segundo W_x	57
Figura 8.2: Designação da simbologia referente à combinação de ações	58
Figura 9.1: Fluxograma de dimensionamento de secções à flexão	60
Figura 9.2: Fluxograma de dimensionamento de secções ao esforço ao transversal	61
Figura 9.3: Fluxograma de verificação dos estados limites de utilização	63
Figura 9.4: Fluxograma de dimensionamento de secções à flexão	64

Figura 9.5: Fluxograma de dimensionamento de secções ao esforço transverso	65
Figura 9.6: Fluxograma de verificação dos estados limites últimos de utilização	66
Figura 9.7: Dimensões das faixas a considerar para a realização do dimensionamento dos muros	67
Figura 10.1: Fluxograma de dimensionamento de secções à tração.....	69
Figura 10.2: Fluxograma de dimensionamento de secções à compressão	70
Figura 10.3: Fluxograma de dimensionamento de secções à flexão simples	71
Figura 10.4: Fluxograma correspondente ao esforço transverso.....	72
Figura 10.5: Fluxograma de dimensionamento de secções sujeitas a flexão com esforço transverso.....	73
Figura 10.6: Fluxograma de dimensionamento de secções a esforços combinados.....	74
Figura 10.7: Fluxograma de dimensionamento de secções a flexão composta com esforço transverso.....	75
Figura 10.8: Fluxograma de dimensionamento de secções à flexão desviada	76
Figura 10.9: Fluxograma de dimensionamento à encurvadura de elementos - colunas .	77
Figura 10.10: Fluxograma de dimensionamento à encurvadura de elementos - vigas...	78
Figura 10.11: Fluxograma de dimensionamento à encurvadura de elementos em flexão composta com compressão	79
Figura 10.12: Fluxograma de dimensionamento à encurvadura de elementos em flexão composta com tração	80
Figura 11.1: Modelo do pórtico tipo.....	81
Figura 11.2: Ábaco de pré-dimensionamento das travessas.....	83
Figura 11.3: Ábaco de pré-dimensionamento de pilares	85

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 6.1: Características do betão segundo a norma NP EN 206-1:2007	27
Tabela 6.2: Características do aço a utilizar no betão armado	27
Tabela 6.3: Aço utilizado na estrutura metálica	28
Tabela 7.1: Ações de acordo com as respetivas normas.....	29
Tabela 7.2: Pesos específicos dos materiais constituintes do edifício.....	29
Tabela 7.3: Valores da restante carga permanente	30
Tabela 7.4: Valores da sobrecarga nos diversos elementos.....	30
Tabela 7.5: Características do aterro arenoso.....	50
Tabela 7.6: Alturas parciais a considerar para o cálculo dos impulsos de terra.....	51
Tabela 7.7: Peso volúmico dos materiais	54
Tabela 7.8: Peso próprio dos equipamentos	54
Tabela 7.9: Sobrecarga dos equipamentos	54
Tabela 8.1: Ação simultânea de sobrecargas.....	56
Tabela 8.2: Coeficientes de segurança a ter para o cálculo dos impulsos de terra.....	58
Tabela 9.1: Valores dos coeficientes parciais de segurança.....	59
Tabela 9.2: Tensões no Betão C25/30 e no aço A500NR	59
Tabela 10.1: Valores dos coeficientes parciais de segurança.....	68
Tabela 10.2: Características do aço S235	68
Tabela 11.1: Esforços máximos	82
Tabela 11.2: Valores de χ_y e χ_{LT}	83
Tabela 11.3: Esforços máximos	84
Tabela 11.4: Valores de χ_y e χ_{LT}	85
Tabela 12.1: Regulamentação utilizada.....	87

1. INTRODUÇÃO

O presente Trabalho Final de Mestrado (TFM) consistiu na elaboração de um projeto referente ao dimensionamento de um edifício misto de receção de areias e pirites, que se destina à receção e reencaminhamento dos mesmos para outra zona fabril de produção.

A realização deste trabalho foi orientada pelo Eng.º José Santos Viseu, no qual foram postos em prática muitos dos conhecimentos adquiridos ao longo do mestrado, com ênfase na Unidade Curricular de Construções Metálicas e Mistas.

Durante o percurso académico sempre houve o interesse pelo dimensionamento de estruturas, bem como o desejo de poder aprofundar o conhecimento na área das estruturas metálicas, razões estas que me levaram a optar pela elaboração de um projeto com estas características como trabalho final de mestrado.

Foram objetivos principais na elaboração deste projeto a aplicação em rigor dos eurocódigos 2 e 3, referentes ao dimensionamento de betão armado e de estruturas metálicas, e também a "exploração" do programa de elementos finitos, "SAP2000", como suporte nos diversificados processos, quer em termos de modelação quer em termos de cálculo.

A elaboração de um trabalho com este âmbito implica ter conhecimentos destes dois tipos de materiais, sendo que nas estruturas metálicas cada vez há uma maior necessidade de compreensão do comportamento deste tipo de estruturas, face à evolução do uso do aço na construção civil. Este material tem sido alvo de muitos estudos, existindo atualmente um maior conhecimento do seu comportamento, e conseqüentemente a sua aplicação em muitas estruturas onde se torna mais competitivo comparativamente com o betão armado e pré-esforçado.

Como referência a utilização de estruturas metálicas na construção civil iniciou-se no século XVIII com a realização de obras tais como: a ponte sobre Severn em Coalbrookdale (Inglaterra - 1779); o Palácio de Cristal em Londres (1851); os edifícios Leiter I (1879) e Reliance (1894) construídos pela "Escola de Chicago" nos Estados Unidos da América; a conhecida Torre Eiffel (Paris – 1889) com 324 m; o arranha-céus Empire State Building com 380 m de altura (Nova York – 1930); e mais recentemente o World Trade Center (Nova York – 1972).

A nível nacional também existem grandes obras de construções metálicas de diferente porte de que são exemplos entre outros, o Elevador de Santa Justa em Lisboa, inaugurado no ano de 1902 e a Ponte 25 de Abril, com 1012 m de vão, construída também em Lisboa, entre os anos 1962 e 1966.

As estruturas de aço têm possibilitado aos engenheiros soluções eficientes e de alta qualidade, devido às características mecânicas que oferecem, e por conseguinte possibilitado obras de grande expressão arquitetónica associadas a uma ideia de modernidade e inovação. Outra das vantagens deste tipo de estruturas consiste na redução do tempo de construção, na racionalização de materiais e mão-de-obra e consequente aumento de produtividade.



Figura 1.1: Empire State Building (1930) e o Elevador de Santa Justa (1902)

Em Portugal as estruturas metálicas têm uma forte implementação em unidades fabris, de que é exemplo o edifício objeto de estudo deste trabalho final de mestrado.

Nesta memória descritiva explica-se numa primeira fase o modelo de cálculo considerado, assim como as ações e materiais que foram utilizados na modelação do edifício, enquanto numa segunda fase aborda-se o dimensionamento para as soluções estruturais adotadas na estrutura de betão armado e na estrutura metálica.

Para dar suporte ao trabalho de dados e obtenção de resultados pretende-se evidenciar o programa de elementos finitos, "SAP2000", como ferramenta eleita, e

complementarmente a par da sua utilização foram desenvolvidas folhas de cálculo no programa "*Excel*", para avaliar a credibilidade do dimensionamento dos elementos, interpretando-se assim os resultados por comparação com os valores das folhas de cálculo.

Relativamente ao dimensionamento de elementos de betão armado utilizou-se também o programa "*Gala Reinforcement*", para validação complementar e certificação dos resultados obtidos.

Apresenta-se ainda neste documento para uma melhor compreensão do edifício projetado, uma maquete tridimensional desenvolvida com recurso ao programa "*Google Sketchup*".

2. LOCALIZAÇÃO E CONTEXTUALIZAÇÃO DO EDIFÍCIO

O edifício em estudo pertence a uma fábrica de produção de cimento, localizada em Souselas, pertencente ao concelho de Coimbra.



Figura 2.1: Localização do edifício na fábrica de cimentos em Souselas

Para melhor se compreender a finalidade a que se destina este edifício é dada uma breve explicação sobre a produção de cimento, de forma a contextualizar o edifício no presente trabalho. Deste modo é importante referir as diversas fases no fabrico de cimento que serão indicadas de seguida.

A produção de cimento passa por um conjunto de fases desde a extração do calcário nas pedreiras até ao fabrico, ensilagem e expedição do produto final. Após a extração nas pedreiras, as matérias-primas são trituradas e passam por uma primeira fase de homogeneização (pré-homo). De seguida estas matérias são secas e moídas juntamente com a adição de corretivos até à obtenção de um pó muito fino (fase correspondente à moagem de cru), que depois é armazenado e homogeneizado.

Devido às inúmeras fases de produção é importante a existência de uma organização e compatibilização de todos os processos de fabrico, para que se chegue a um produto final com garantia de qualidade.

Assim é necessário a existência de determinadas instalações industriais com uma função específica para cada umas das fases já descritas em cima. O edifício em estudo corresponde à fase de receção de aditivos corretivos, nomeadamente areias e cinzas de pirites, que por sua vez serão encaminhados para diferentes fases de produção (zonas de moagem de cru).

Receção de Areias e Pirites antes da fase da Moagem de Cru.

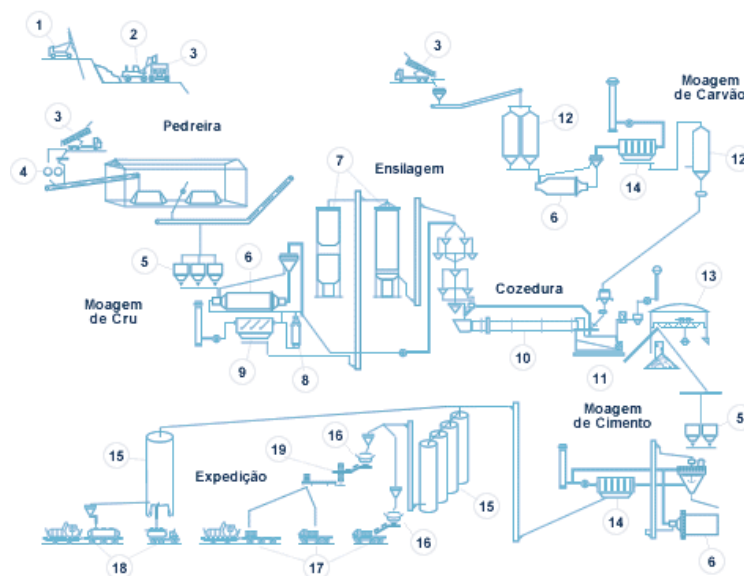


Figura 2.2: Fluxograma com o esquema geral de produção de cimento

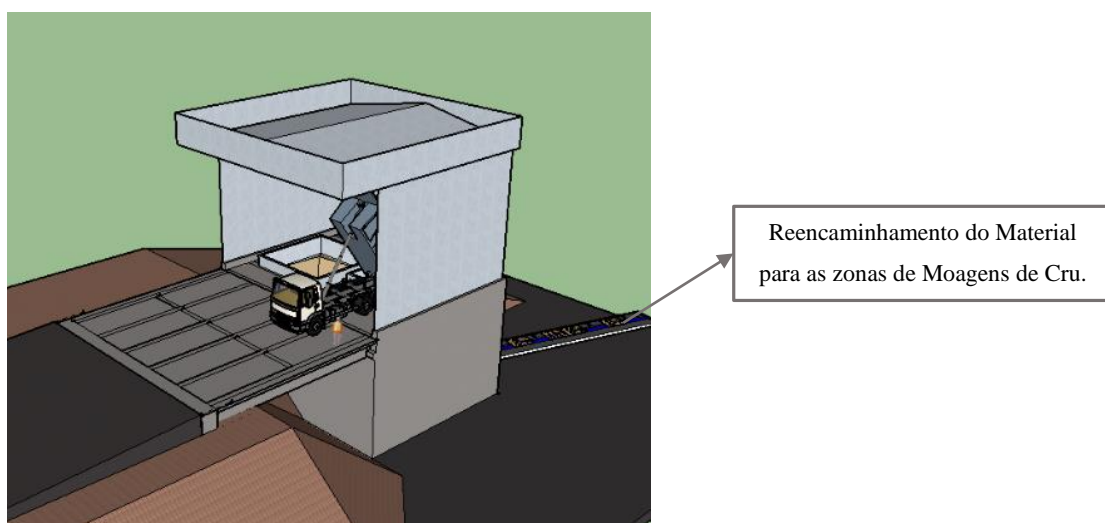


Figura 2.3: Esquema ilustrativo do edifício na fase referente à receção de Areias e Pirites ("Google Sketchup")

3. GEOLOGIA E GEOTECNIA

As informações sobre as características geológicas do terreno foram fornecidas pelo Dono da Obra, que constam no perfil geotécnico e na sondagem S1 indicadas nas figuras 5 e 6 respectivamente. De referir também que o tipo de terreno é um fator determinante para a definição das ações sísmicas regulamentares.

Segundo informações recolhidas das sondagens efetuadas no terreno, constatou-se:

- A existência de uma camada mais superficial de depósitos de aterro argiloso e carvão com uma espessura sensivelmente de 1 metro;
- A existência de estratos de calcários margosos, com algumas fraturas, apresentando um RQD (Rock Quality Designation) superior a 60% e uma recuperação maior que 90, indicando assim características de um terreno muito rijo;
- A ausência de nível freático.

Com estas informações geológicas o modelo desenvolvido partiu de dois princípios fundamentais:

- Inexistência de assentamentos significativos na fundação do edifício;
- Inexistência de nível freático.

Nas figuras seguintes estão indicados um dos cortes correspondente ao perfil geotécnico do terreno e a sondagem S1 realizada na zona onde o edifício será construído.

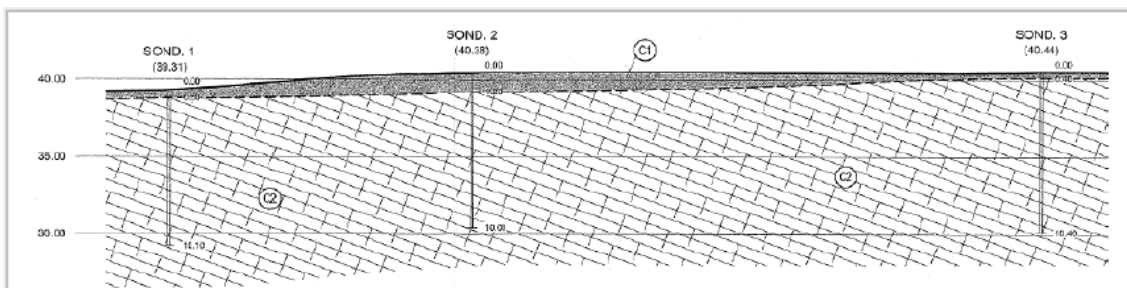


Figura 3.1: Perfil geotécnico do terreno

PROFUNDIDADES (m)	COMPLEXOS	ALTERAÇÃO	FRACTURAÇÃO	DESCRIÇÃO LITOLÓGICA	CONDIÇÕES	PIEZÔMETROS	SPT (PROFUNDIDADES)	N. DE RECUPERAÇÃO E R.Q.E. (---)											
								0	20	40	60	80	100						
0.50	C1			ATERRO ARGILOSO CINZENTO COM CARVÃO															
1.50	C2		F3	CALCÁRIO MARGOSO CINZENTO COM RAROS VEIOS BRANCOS CALCÍFICOS. FRACTURAS A 0-10° E 30-45°															
2.70																			
4.20																			
4.80																			
5.70																			F1
7.20																			
8.65																			
16.10																			

Figura 3.2: Sondagem S1

4. DESCRIÇÃO DO EDIFÍCIO MISTO

O edifício misto projetado destina-se à recepção de areias e pirites, como já foi referido, e é constituído pelos seguintes elementos principais:

- Piso 0 – Laje de ensoleiramento de fundação.
- Piso 1 – piso metálico que suporta os equipamentos mecânicos de extração do material depositado nas tremonhas;
- Piso 2 – piso superior em betão armado onde apoiam as duas tremonhas;
- Muros de Suporte – envolventes da estrutura do edifício em betão armado;
- Estrutura Metálica – constituída pela cobertura e estrutura de suporte da mesma;
- Laje de Acesso – zona de acesso dos veículos ao edifício.

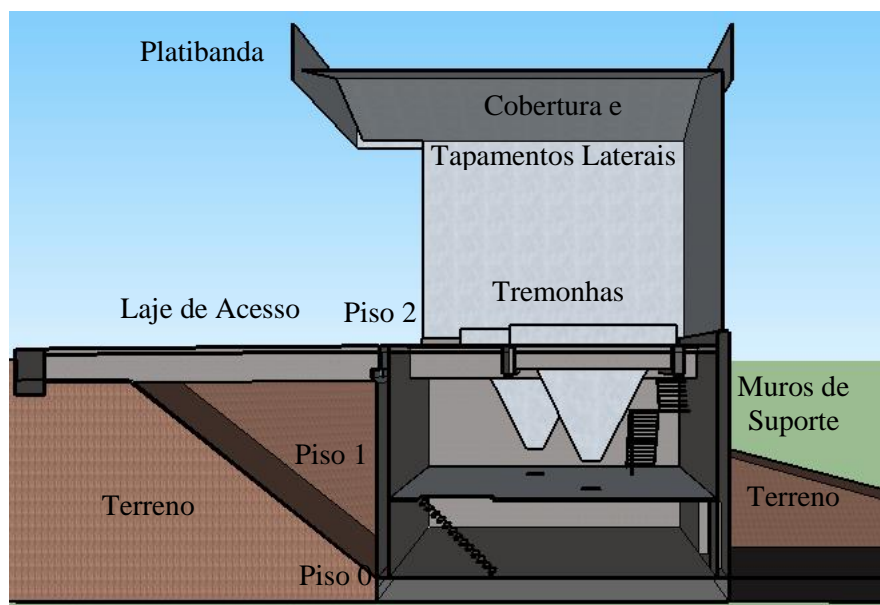


Figura 4.1: Descrição do Edifício e da Laje de Acesso (“Google Sketchup”)

4.1. Geometria do edifício

O edifício tem uma altura total de 19 metros e uma área de implantação de 180.60 m² (14,80 m x 12,20 m), e um conjunto de lajes vigadas de acesso com uma área em planta de 186,50 m² (14,80 m x 12,2 m). Nas figuras 4.2 e 4.3 apresentam-se as dimensões do edifício e da laje de acesso.

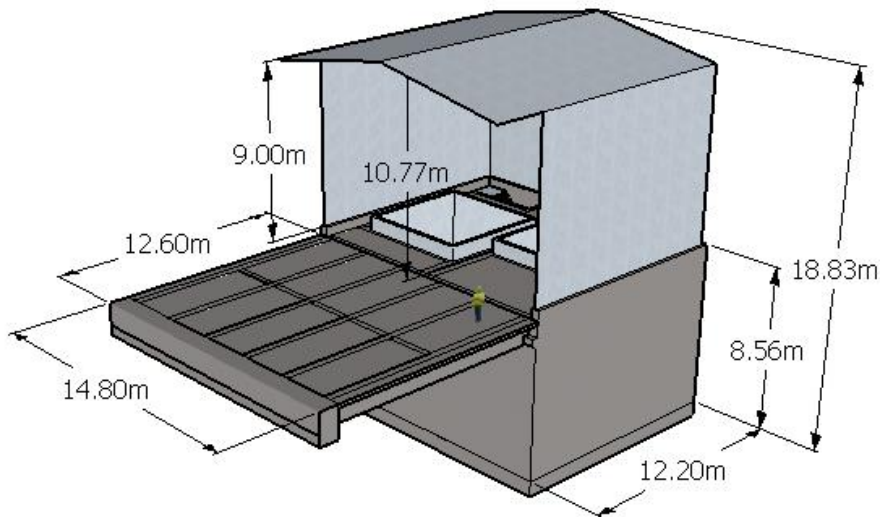


Figura 4.2: Geometria do Edifício e da Laje de Acesso ("Google Sketchup")

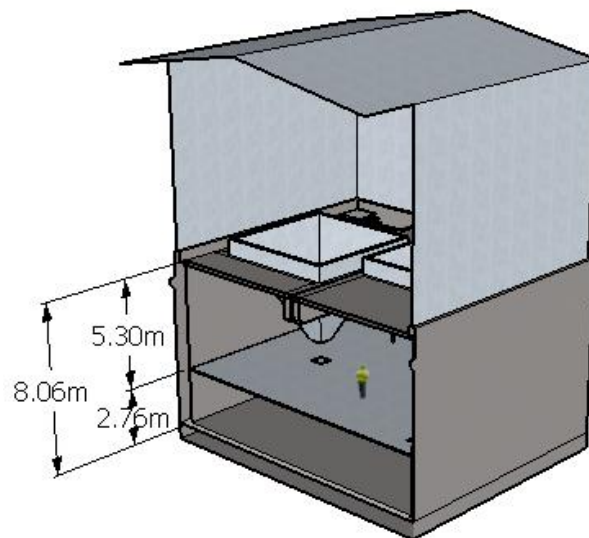


Figura 4.3: Corte Transversal pelo interior ("Google Sketchup")

4.2. Funcionamento do edifício misto

Nas figuras seguintes apresenta-se uma sequência de imagens ilustrativas onde se pode observar as diferentes fases que passa a receção do material até à saída dos mesmos para a zona fabril de produção.

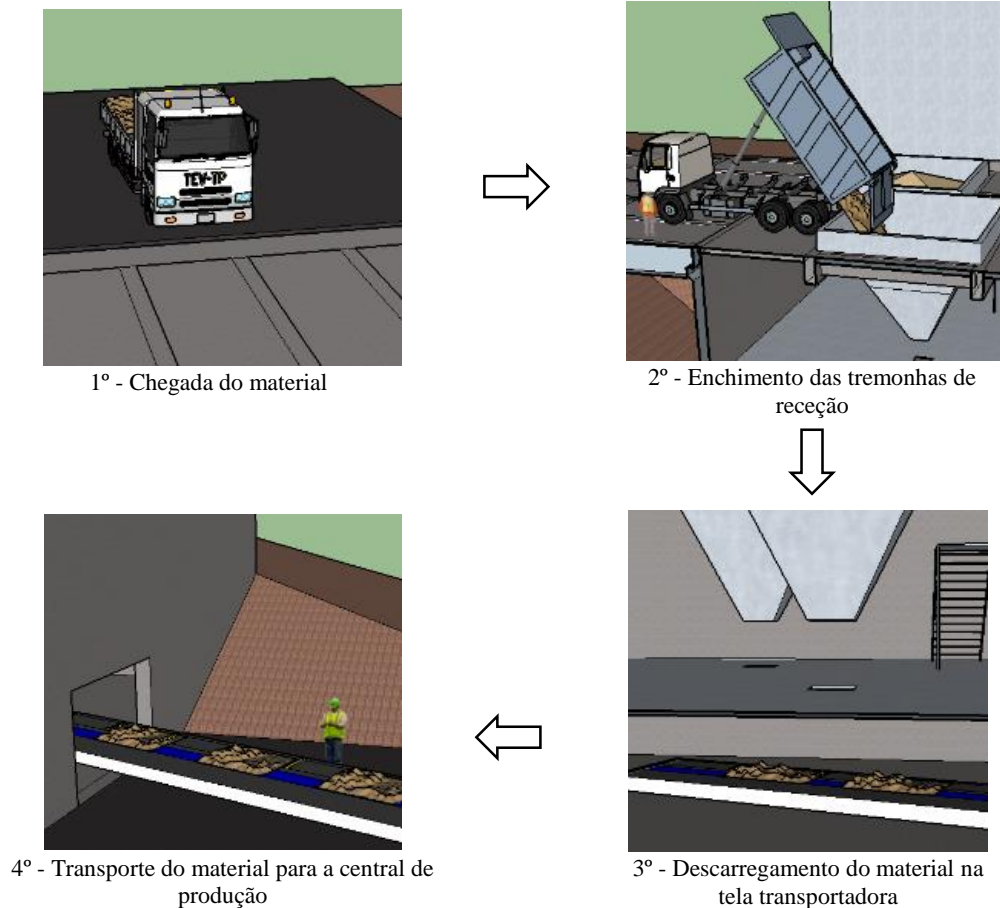


Figura 4.4: Passagem do material no edifício ("Google Sketchup")

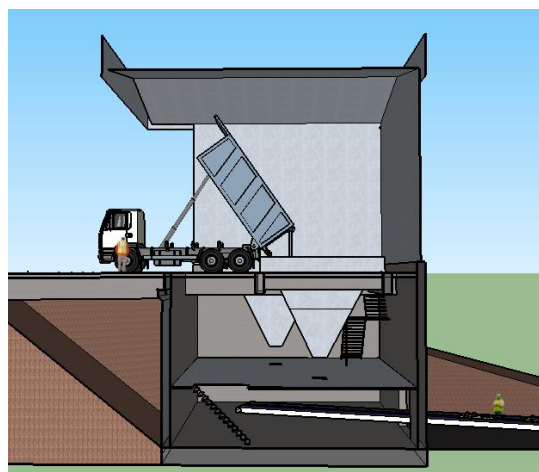


Figura 4.5: Esquema ilustrativo transversal do edifício ("Google Sketchup")

4.3. Esqueleto principal da estrutura do edifício

Neste subcapítulo estão explicadas as soluções estruturais referentes aos elementos que compõem a estrutura: estrutura metálica e estrutura de betão armado.

4.3.1. Estruturas Metálicas

O esqueleto principal que compõe a cobertura e os tapamentos laterais é constituído por 3 pórticos principais compostos por travessas em perfis laminados com uma inclinação de 10° com a horizontal e pilares simples. As madres onde apoiam as chapas dos revestimentos descarregam nos pórticos e estão afastadas de 1,8 metros. De forma a perceber melhor como estão interligados os pórticos apresentam-se algumas imagens em planta e em alçado desta parte estrutural.

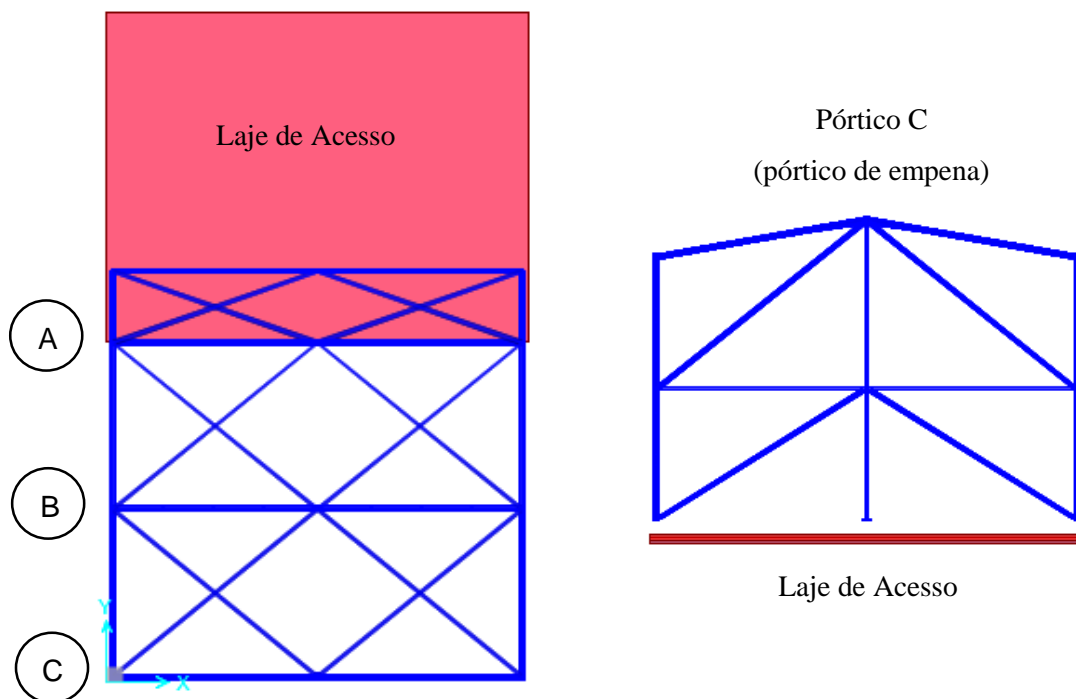


Figura 4.6: Vista dos pórticos e alçado ("SAP2000")

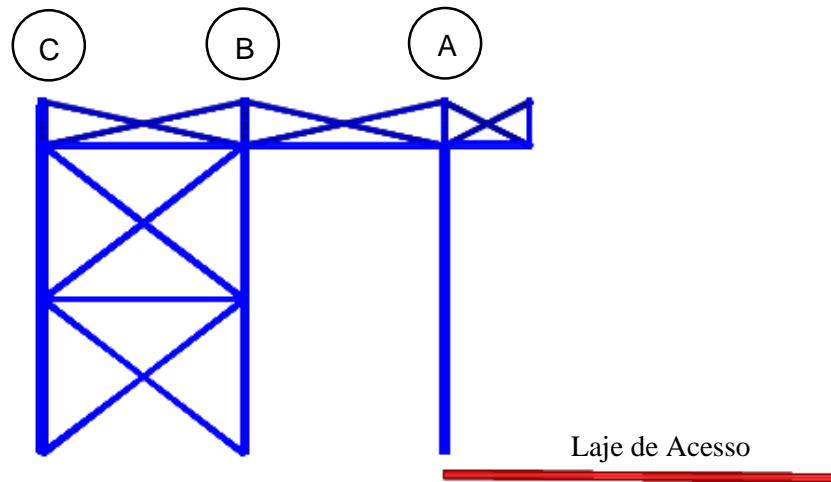


Figura 4.7: Esqueleto estrutural do piso metálico ("SAP2000")

O piso metálico é constituído por duas vigas principais onde vão apoiar as restantes vigas secundárias do piso. A figura 4.8 mostra a solução adotada para o esqueleto principal do piso metálico.

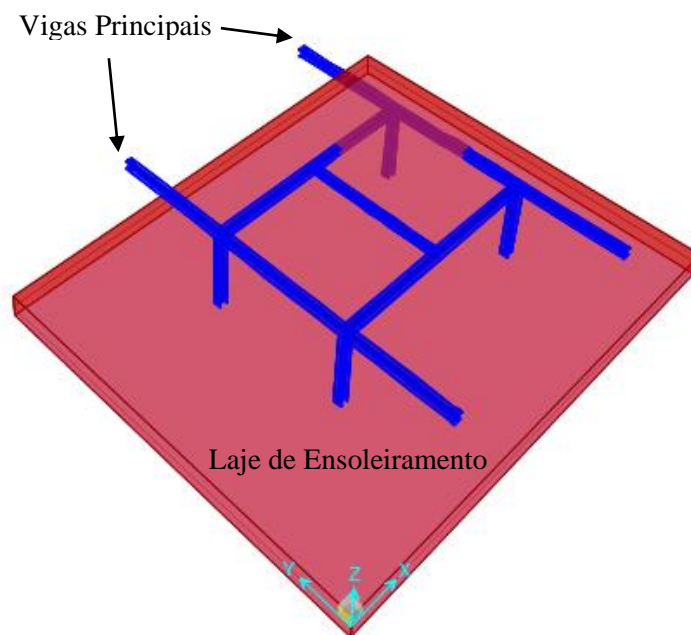


Figura 4.8: Esqueleto principal do piso metálico ("SAP2000")

4.3.2. Estruturas de Betão Armado

As estruturas de betão armado são constituídas pela laje de acesso ao edifício e por uma “caixa” em betão armado, com uma abertura na zona tardoaz que serve de saída a uma tela de transporte dos materiais.

Esta laje de transição é formado por um conjunto de lajes vigadas, conforme está indicado na figura 4.9.

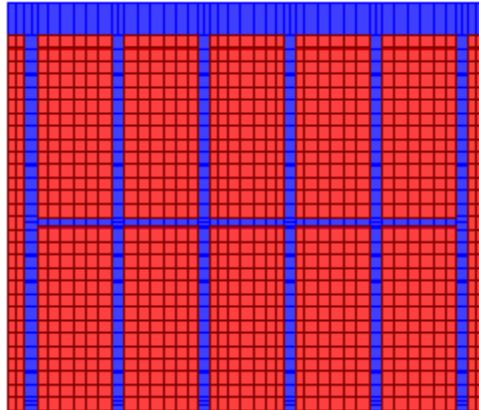


Figura 4.9: Planta da laje de acesso

O piso onde apoiam as tremonhas metálicas de receção dos materiais é constituída por um conjunto de lajes vigadas com duas aberturas com dimensões iguais a 30,25 m².

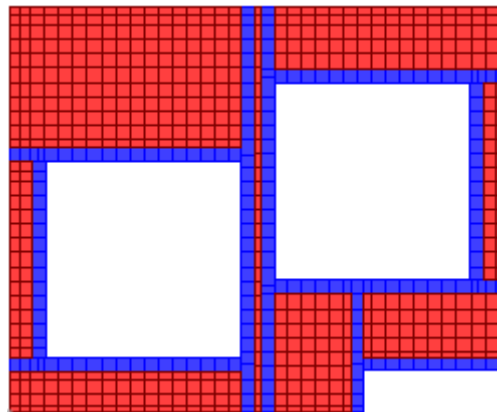


Figura 4.10: Planta do piso 2

Os muros de suporte que formam a parte inferior do edifício são constituídos por paredes em betão armado, e destinam-se não só ao suporte dos impulsos do terreno mas também ao apoio da estrutura metálica. A disposição destes elementos estruturais consta nas peças desenhadas que acompanham a presente nota de cálculo.

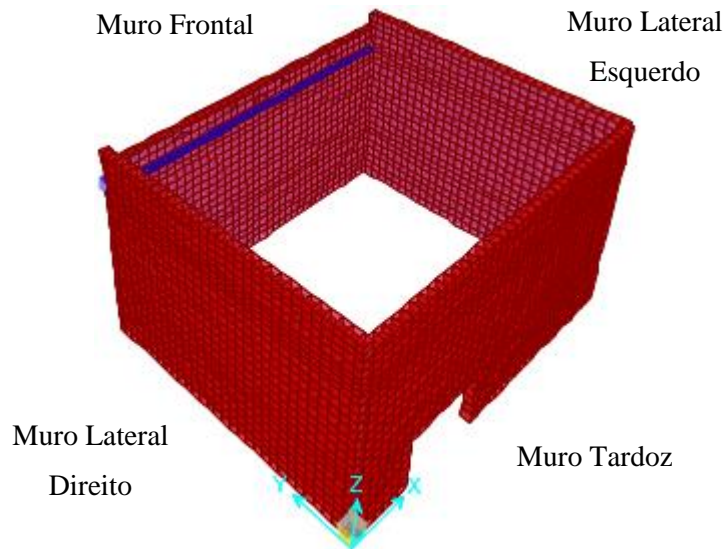


Figura 4.11: Identificação dos muros de suporte

Dadas as características do terreno de fundação optou-se por fundações diretas, tendo-se neste caso particular escolhido uma solução em ensoleiramento geral, com espessuras de 0,80 m na zona de ligação aos muros de suporte e 0,40 m na zona central.

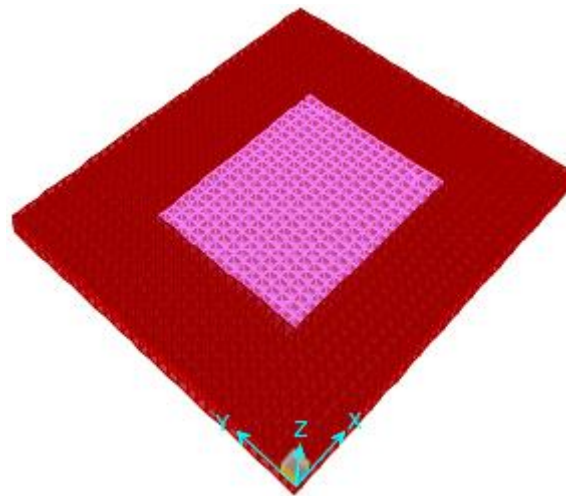


Figura 4.12: Ensoleiramento de fundação

Na memória justificativa do presente projeto são abordadas as características geométricas das lajes, vigas, muros de suporte e ensoleiramento bem como nas peças desenhadas referentes a todos os elementos em betão armado.

5. MODELO DE CÁLCULO EM "SAP2000"

No presente capítulo é explicado a modelação da estrutura mista do edifício, referindo alguns aspetos importantes, que foram tidos em consideração para a modelação da fundação de ensoleiramento.

5.1.1. Modelo geral – Estrutura Mista (Estrutura de Betão Armado e Metálica)

A realização do modelo de cálculo incidiu numa discretização de elementos de barra ("*frames*") e de área ("*shells*"), de forma a representar as características geométricas de todos os elementos estruturais.

Para a modelação da estrutura e determinação dos esforços nos elementos estruturais utilizou-se o programa de cálculo "SAP2000", onde foi possível simular todas as combinações de ações para os estados limites últimos e de utilização. Refere-se mais uma vez que o dimensionamento foi aferido, sempre que necessário, com recurso a tabelas de cálculo e ábacos realizados pelo autor deste projeto.

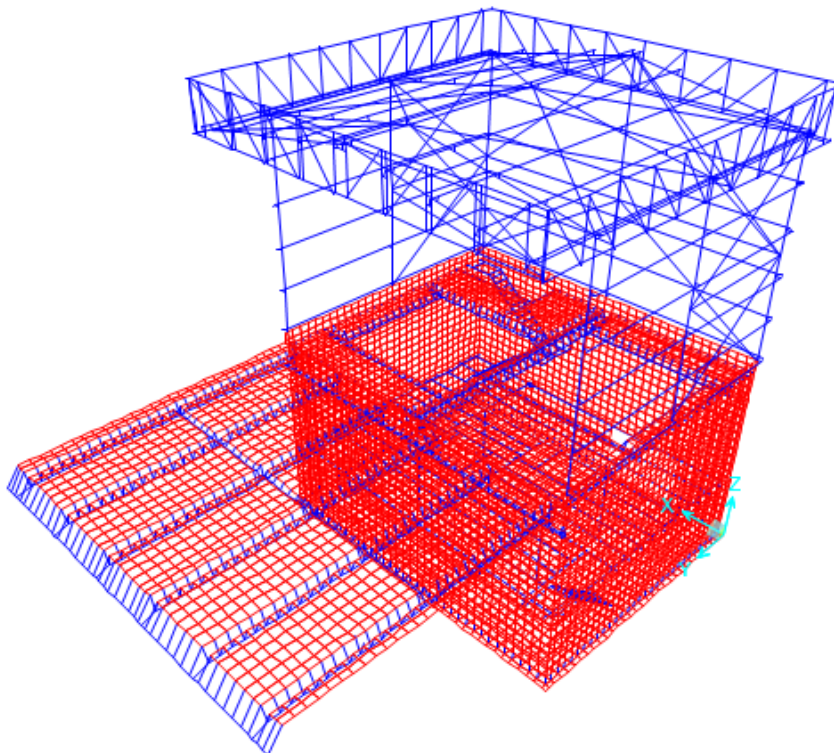


Figura 5.1: Modelo unifilar da estrutura mista

O dimensionamento dos perfis e chapas que constituem as tremonhas estão fora do âmbito deste projeto, tendo-se considerado no entanto o peso próprio das mesmas e o peso do material no seu interior de forma a ser contabilizado a transmissão dos esforços para a estrutura principal.

5.1.2. Modelação da ligação da laje ensoleiramento ao terreno (apoios elásticos)

A fundação do edifício em estudo, como já foi referido no capítulo anterior, foi realizado a partir de uma solução com recurso a uma laje de ensoleiramento. Esta laje tem uma altura de 80 cm e uma geometria em planta de 0,80 m x 12,2 m.

Para a simulação da laje de ensoleiramento com o terreno envolvente foram considerados apoios elásticos (“*springs*”) nos nós da malha discretizada, de forma a ter em conta a rigidez do solo. O cálculo da rigidez de cada mola foi feito com base na área de influência de cada nó e para um coeficiente de reação do solo, k_s (determinado a partir da bibliografia indicada em [4]). Para solos muito rijos com uma tensão admissível do solo de $q_a = 800$ kPa , o coeficiente de reação do solo, k_s , considerado foi de:

$$k_s = 48000 \text{ kN} / \text{m}^3$$

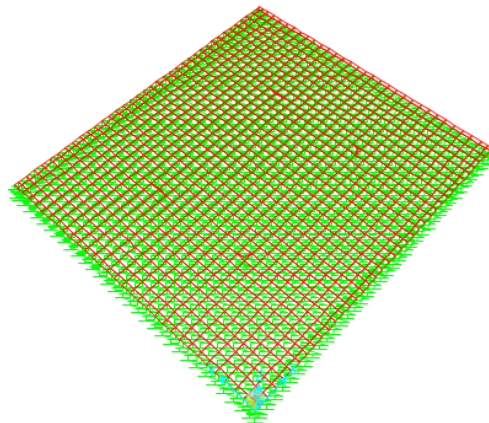


Figura 5.2: Apoios elásticos da laje de ensoleiramento

6. MATERIAIS

No presente capítulo são indicados de seguida os materiais adotados.

➤ Estrutura em Betão Armado

Segundo a norma NP EN 206-1:2007 o betão utilizado apresenta as seguintes características indicadas na tabela seguinte:

Tabela 6.1: Características do betão segundo a norma NP EN 206-1:2007

<i>Elementos</i>	<i>Betão (NP EN 206-1:2007)</i>	<i>Recobrimento (cm)</i>	<i>Razão A/C</i>	<i>Dosagem cimento (kg/m³)</i>
<i>Ensoleiramento</i>	C25/30 XC3 C1 0,4 Dmax20 S3	5	0,65	240
<i>Muros de suporte, vigas e lajes</i>	C25/30 XC2 C1 0,4 Dmax20 S3	4	0,60	280
<i>Betão de Regularização</i>	C12/15 XC0 C1 0,4 Dmax20 S3	-	-	-

Relativamente ao aço que constitui as armaduras ordinárias de todos os elementos de betão armado optou-se por:

Tabela 6.2: Características do aço a utilizar no betão armado

<i>Elemento</i>	<i>Classe de Resistência</i>
<i>Ensoleiramento, muros de suporte, vigas e lajes</i>	A 500 NR

➤ **Estrutura Metálica**

Quanto às características dos aços utilizados nas estruturas metálicas são as seguintes:

Tabela 6.3: Aço utilizado na estrutura metálica

<i>Elementos Estruturais</i>	<i>Classes de Resistência</i>
<i>Perfis e chapas em geral</i>	S235 JR
<i>Parafusos e Porcas</i>	Classe 8.8
<i>Aço das soldaduras</i>	S235

7. QUANTIFICAÇÃO DE AÇÕES

Neste capítulo são abordadas todas as ações consideradas no projeto desenvolvido com base nas características do edifício estudado e tendo em conta a regulamentação europeia.

Tabela 7.1: Ações de acordo com as respetivas normas

<i>Tipo de Ação</i>	<i>Norma Aplicada</i>
<i>Pesos Próprios (G)</i>	NP EN 1991-1-1
<i>Restante Carga Permanente (RCP)</i>	NP EN 1991-1-1
<i>Sobrecarga (SC)</i>	NP EN 1991-1-1
<i>Variação da Temperatura (T)</i>	NP EN 1991-1-5
<i>Vento (W)</i>	NP EN 1991-1-4
<i>Sismo (E)</i>	NP EN 1998-1
<i>Impulsos de Terras (I)</i>	NP EN 1997-1

A ação do vento e do sismo serão abordadas posteriormente de forma mais detalhada.

7.1. Peso Próprio (G)

O peso próprio corresponde à ação provocada pelos materiais que constituem o edifício, o qual é constituído por betão armado e aço, cujos pesos específicos encontram-se indicados na tabela 7.2.

Tabela 7.2: Pesos específicos dos materiais constituintes do edifício

<i>Material</i>	<i>γ (kN/m³)</i>
<i>Betão Armado</i>	25
<i>Aço</i>	78,5

7.2. Restante Carga Permanente (RCP)

Os restantes elementos não estruturais são considerados como restante cargas permanentes e compreendem as chapas dos tapamentos da cobertura e dos alçados, os acessórios de ligação e todos os rufos, bem como o peso dos separadores “New Jersey” em betão armado.

Tabela 7.3: Valores da restante carga permanente

<i>Material</i>	<i>q_k (kN/m²)</i>	<i>Q_k (kN/m)</i>
<i>Chapas + Acessórios de ligação metálica</i>	0,10	-
<i>Separadores do Tipo New Jersey</i>	-	6,16
<i>Chapa do Piso Metálico</i>	0,50	-

7.3. Sobrecargas (SC)

As sobrecargas consideradas encontram-se indicadas na tabela 7.4 e estão de acordo com a NP EN 1991-1-1.

Tabela 7.4: Valores da sobrecarga nos diversos elementos

<i>Elemento</i>	<i>q_k (kN/m²)</i>	<i>Q_k (kN)</i>
<i>Piso Metálico</i>	3,0	-
<i>Piso de Betão Armado</i>	3,0	-
<i>Ensoleiramento</i>	3,0	-
<i>Escadas 1</i>	3,0	-
<i>Escadas 2</i>	3,0	-
<i>Laje de Acesso</i>	9,0	300,0 ¹
<i>Cobertura</i>	0,4	1,0

¹ Foi considerado o modelo de ações LM1 indicado na norma NP EN 1991-2 (δ4.3).

Quanto aos valores característicos das sobrecargas, q_k e Q_k , para a laje de acesso são os indicados na norma NP EN 1991-2 (δ4.3), respeitante ao modelo de ações LM1 em pontes rodoviárias, tendo em conta que o veículo tipo é constituído por 4 rodas. Na memória justificativa é explicada esta ação em maior detalhe.

Os restantes valores constam do Quadro NA-6.2, excetuando os valores referentes à cobertura, que estão no Quadro NA-6.10 da presente norma.

Ainda de referir que na cobertura foi considerada uma cobertura não acessível, pertencente à categoria H, conforme preconiza a norma NP EN 1991-1-1, cláusula §6.3.4.1(1)P, Quadro 6.9.

7.4. Variação da Temperatura (T)

No estudo deste projeto a consideração das ações térmicas foram desprezadas, uma vez que o edifício terá dimensões inferiores a 30 m em planta, pelo que os esforços e deformações têm pouco significado.

7.5. Ação do Vento (W)

Tendo ainda em consideração que este projeto contempla uma estrutura mista, no qual é necessário ter em conta a ação do vento a partir da norma NP EN 1991-1-4, esta não foi considerada para a estrutura de betão armado, uma vez que o efeito do vento sobre a mesma é pouco relevante.

A ação do vento foi estudada segundo duas direções, x e y, tendo-se considerado para cada direção dois sentidos, os quais se encontram identificados na figura seguinte:

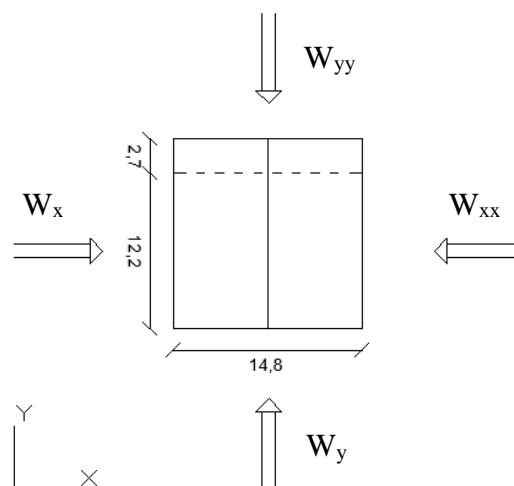


Figura 7.1: Sentido sobre o qual o vento atua no edifício

O vento gera vários tipos de forças na estrutura: forças exteriores, $F_{w,e}$, e forças interiores, $F_{w,i}$. No entanto, poderão também existir forças de atrito, F_{fr} , consoante as dimensões da estrutura.

A determinação da ação do vento na estrutura depende de múltiplos fatores tais como a localização, a disponibilidade e qualidade de dados meteorológicos (valores de referência), o tipo de terreno, entre outros. Estes fatores são o ponto de partida para a determinação das forças exercidas pelo vento, o qual se caracteriza por um processo extenso e rigoroso. Por esse motivo apresenta-se um conjunto de informações referentes sobretudo à pressão dinâmica de pico, $q_p(z)$, e ao coeficiente estrutural, $c_s c_d$, de modo a dar um melhor entendimento de como são determinados os valores finais que permitem definir a ação do vento na estrutura.

O fluxograma seguinte descreve o processo que serviu para a determinação das forças exercidas pelo vento assim como as variáveis envolvidas.

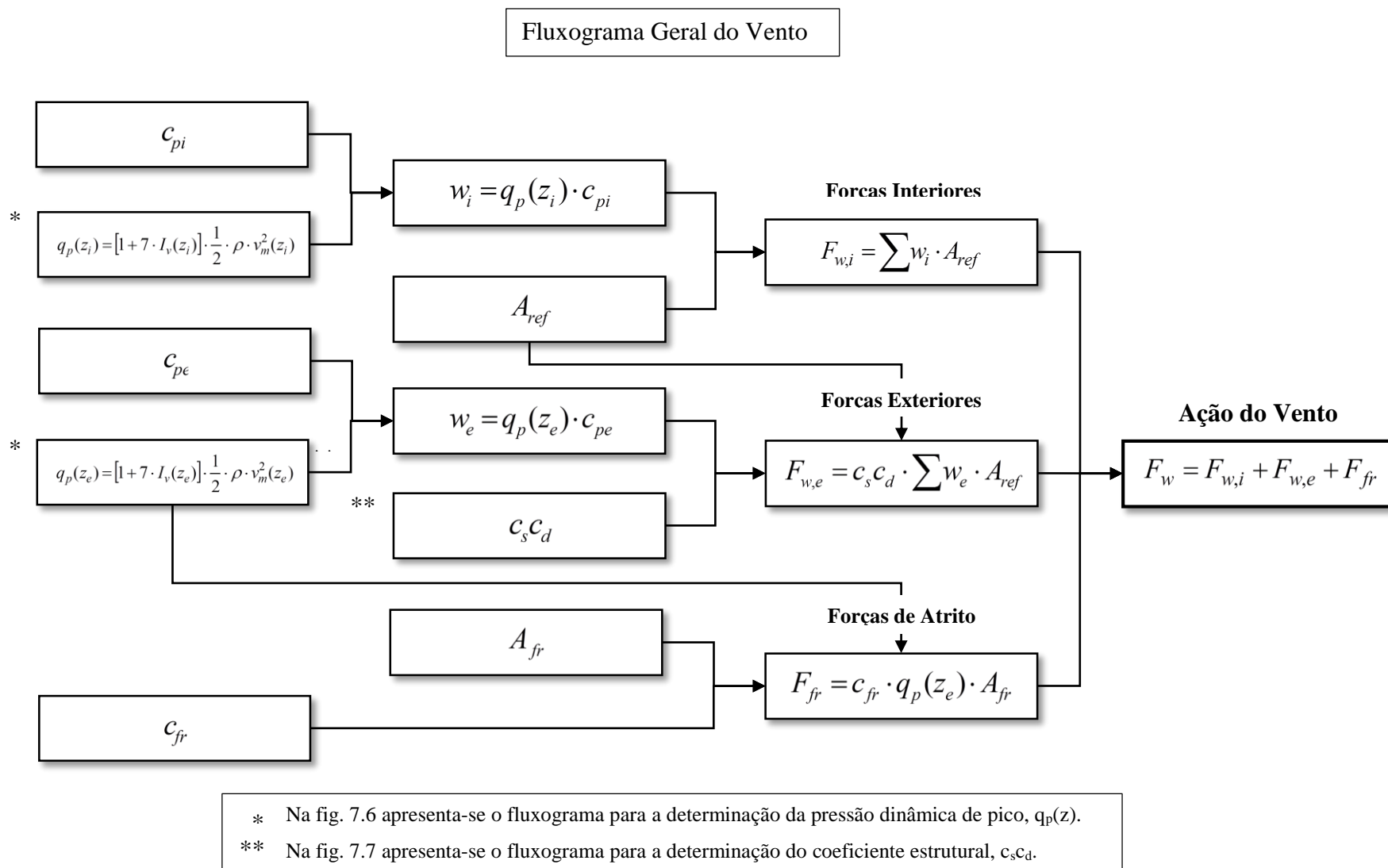


Figura 7.2: Fluxograma para a determinação das forças exercidas pelo Vento

Em que:

C_{pi} - Coeficiente de pressão interior;

C_{pe} - Coeficiente de pressão exterior;

C_{fr} - Coeficiente de atrito;

$q_p(z_i)$ - Pressão dinâmica de pico interior (kN/m²);

$q_p(z_e)$ - Pressão dinâmica de pico exterior (kN/m²);

z_i - Altura de referência interior (m);

z_e - Altura de referência exterior (m);

$I_v(z_i)$ - Intensidade de turbulência à altura z_i ;

$I_v(z_e)$ - Intensidade de turbulência à altura z_e ;

$v_m(z_i)$ - Velocidade média do vento a uma altura z_i acima do solo (m/s);

$v_m(z_e)$ - Velocidade média do vento a uma altura z_e acima do solo (m/s);

ρ - Massa volúmica do ar, a qual depende da altitude, da temperatura e da pressão atmosférica previstas para a região durante situações de vento intenso (kg/m³);

w_i - Pressão interior na superfície individual à altura z_i (kN/m²);

w_e - Pressão exterior na superfície individual à altura z_e (kN/m²);

$C_s C_d$ - Coeficiente Estrutural;

A_{ref} - Área de referência da superfície individual (m²);

A_{fr} - Área de superfície exterior paralela ao vento (m²);

$F_{w,i}$ - Força interior exercida pelo vento (kN);

$F_{w,e}$ - Força exterior exercida pelo vento (kN);

F_{fr} - Força de atrito exercida pelo vento (kN);

F_w - Soma de todas as forças exercidas pelo vento (kN).

Relativamente à determinação da pressão dinâmica de pico, do coeficiente estrutural e dos coeficientes de pressão, estes serão abordados nos pontos seguintes.

7.5.1. Determinação da Pressão Dinâmica de Pico, $q_p(z)$

As forças exercidas pelo vento obrigam ao cálculo de uma série de variáveis necessárias para a determinação da pressão dinâmica de pico, nomeadamente:

- Velocidade média do vento ($v_m(z)$);
- Coeficiente de rugosidade, $c_r(z)$;
- Coeficiente de Orografia, $c_o(z)$;
- Intensidade de Turbulência, $I_v(z)$.

Todas estas variáveis, por sua vez dependem de variáveis base, cuja explicação é feita nos pontos seguintes:

- Velocidade de referência do vento, v_b

O valor de referência da velocidade do vento, v_b , depende do valor básico da velocidade de referência do vento, $v_{b,0}$, e esta por sua vez do tipo de zona.

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]
A	27
B	30

Figura. 7.3: Quadro NA. 1 da cláusula §NA-4.2(1)P, Nota 2

Existem dois tipos de zonas:

- Zona A – generalidade do território, exceto as regiões pertencentes à zona B;
- Zona B – os arquipélagos dos Açores e da Madeira e as regiões do continente situadas numa faixa costeira com 5 km de largura ou altitudes superiores a 600 m.

Neste caso o edifício ficará localizado em Souselas, e portanto, pertence à zona A.

- Rugosidade do terreno

Relativamente à rugosidade do terreno é necessário ter em conta o comprimento de rugosidade, o qual depende da categoria do terreno:

Categoria de terreno		Z_0 [m]	Z_{\min} [m]
I	Zona costeira exposta aos ventos de mar	0,005	1
II	Zona de vegetação rasteira, tal como erva, e obstáculos isolados (árvores, edifícios) com separações entre si de, pelo menos, 20 vezes a sua altura	0,05	3
III	Zona com uma cobertura regular de vegetação ou edifícios, ou com obstáculos isolados com separações entre si de, no máximo, 20 vezes a sua altura (por exemplo: zonas suburbanas, florestas permanentes)	0,3	8
IV	Zona na qual pelo menos 15 % da superfície está coberta por edifícios com uma altura média superior a 15 m	1,0	15

Figura 7.4: Quadro NA-4.1 – Categorias de terreno e respetivos parâmetros

O comprimento de rugosidade, Z_0 , correspondente ao tipo de terreno considerado (III) é de 0,3 metros.

- Altura de referência

Outro aspeto importante a referir são as alturas de referência, z_e e z_i , as quais são função das dimensões do edifício. No caso deste projeto existem duas situações:

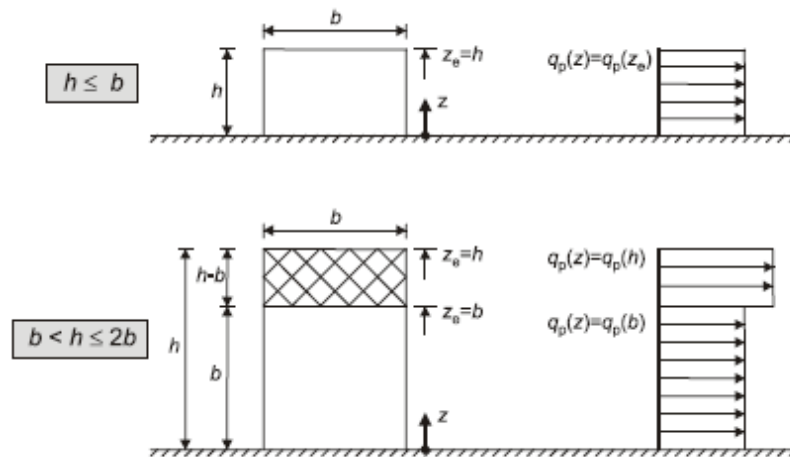


Figura 7.5: Determinação da altura de referência

De acordo com a figura acima e para o edifício em causa existem duas alturas de referência para as direções do vento segundo W_{xx} , W_x e W_y , que origina duas pressões de pico nessas mesmas direções.

Fluxograma da Pressão Dinâmica de Pico

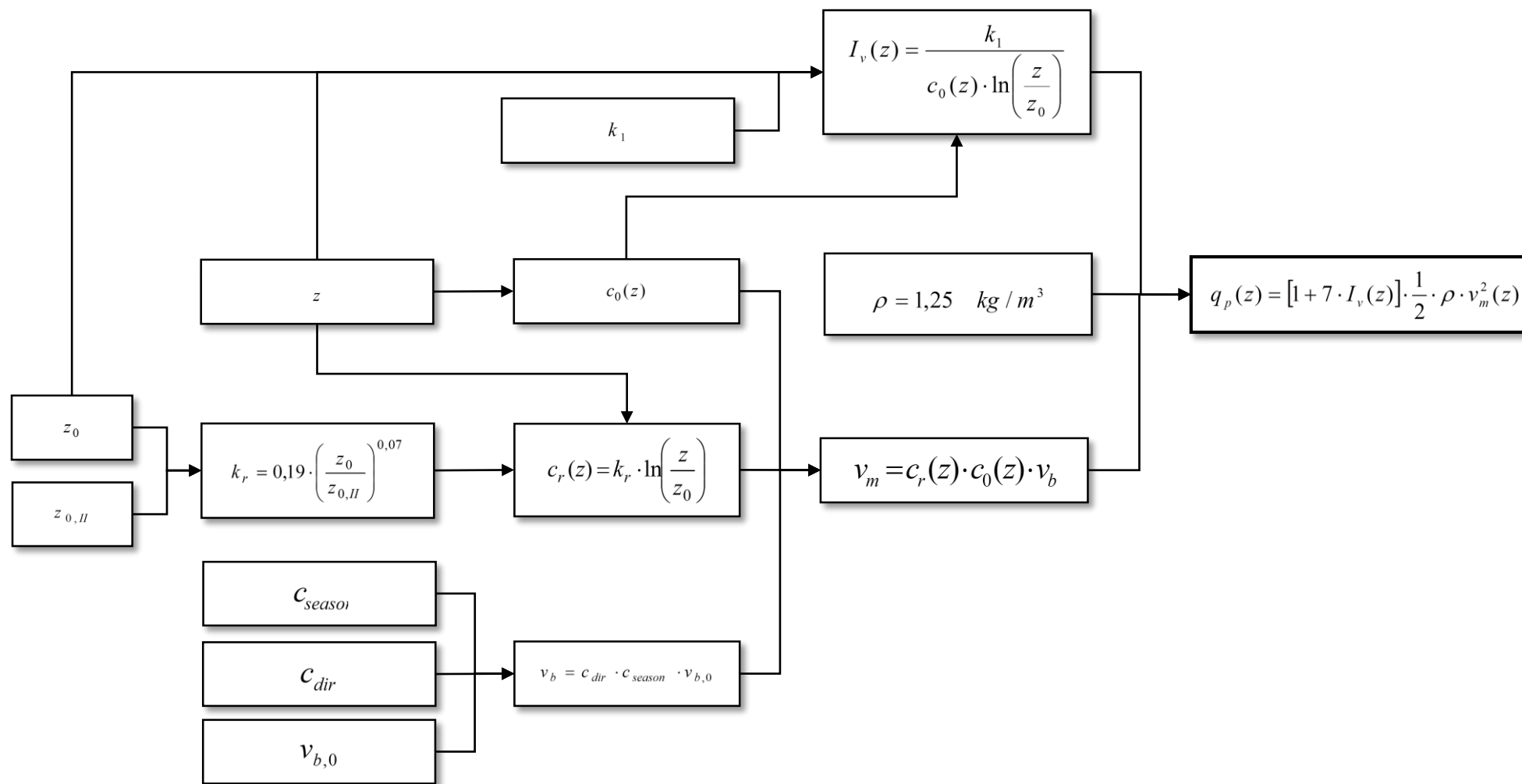


Figura 7.6: Fluxograma para a determinação da pressão dinâmica de pico

Em que:

z_0 - Comprimento de rugosidade (m);

$z_{0,II}$ - Comprimento de rugosidade correspondente à categoria de terreno II (§ 4.3.2 (1),

Quadro 4.1 do EC1-4);

C_{season} - Coeficiente de Sazon. O valor recomendado no Anexo Nacional é igual a 1,0;

C_{dir} - Coeficiente de direção. O valor recomendado no Anexo Nacional é igual a 1,0;

$v_{b,0}$ - Valor básico da velocidade de referência do vento (m/s);

Z - Altura de referência (m);

k_r - Coeficiente de terreno dependente do comprimento de rugosidade z_0 ;

$c_r(z)$ - Coeficiente de rugosidade;

$c_0(z)$ - Coeficiente de orografia;

v_b - Valor de referência da velocidade do vento, definido em função da direção do vento e da época do ano a uma altura de 10 m acima da superfície de um terreno da categoria II (m/s);

$I_v(z)$ - Intensidade de turbulência à altura z ;

$v_m(z)$ - Velocidade média do vento a uma altura z acima do solo (m/s);

ρ - Massa volúmica do ar, a qual depende da altitude, da temperatura e da pressão atmosférica previstas para a região durante situações de vento intenso (kg/m^3);

$q_p(z)$ - Pressão dinâmica de pico (kN/m^2);

7.5.2. Determinação do Coeficiente Estrutural, $c_s c_d$

Este parâmetro tem influência nas forças de pressão exteriores provenientes da ação do vento, e depende de muitos fatores. O cálculo desta variável é complexo e rigoroso, embora em alguns casos particulares se possam considerar algumas simplificações. Assim o coeficiente estrutural poderá ser considerado igual a 1 nos casos em que os edifícios tem uma altura inferior a 15 m, a frequência própria seja superior a 5 Hz, em edifícios de estrutura porticada que contenham paredes resistentes e cuja altura seja inferior a 100 m e a 4 vezes a dimensão do edifício na direção do vento. Caso contrário, o coeficiente estrutural é calculado a partir do fluxograma a seguir indicado.

Fluxograma do Coeficiente Estrutural

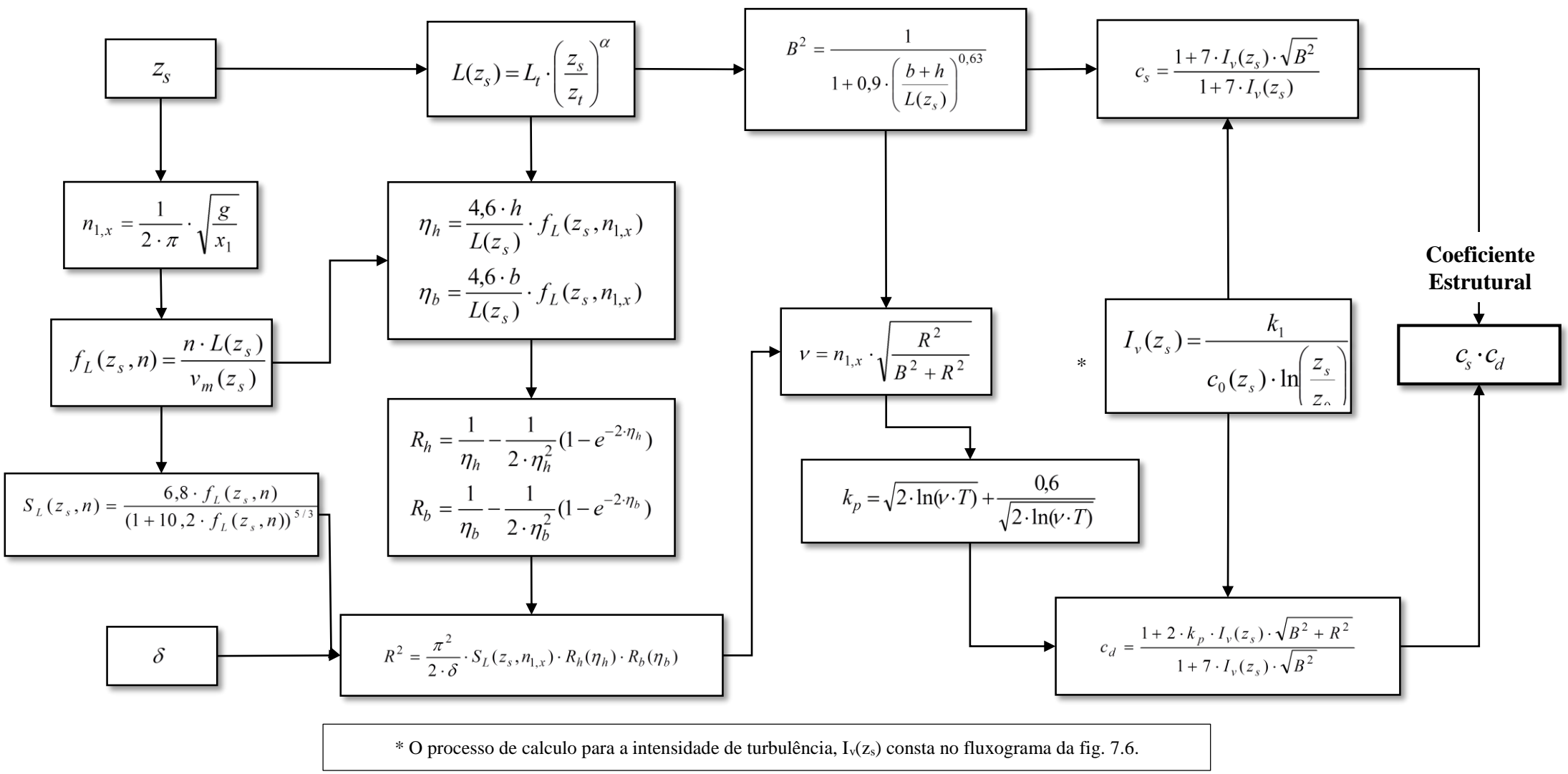


Figura 7.7: Fluxograma para a determinação do coeficiente estrutural

Em que:

z_s - Altura de referência para a determinação do coeficiente estrutural;

z_t - Altura de referência. O valor é igual a 200 m (Anexo B do EC1-4);

L_t - Escala de referência. O valor é igual a 300 m (Anexo B do EC1-4);

$L(z_s)$ - Escala de turbulência (Anexo B do EC1-4);

α - Coeficiente cuja expressão: $\alpha = 0,67 + 0,05 \cdot \ln(z_0)$ (Anexo B do EC1-4);

g - Aceleração devida à gravidade = 9,81 m/s²;

x_1 - Deslocamento máximo devido ao peso próprio aplicado na direção de vibração (m) (Anexo F do EC1-4);

$n_{1,x}$ - Frequência fundamental de flexão (Hz) (Anexo F do EC1-4);

n - Frequência própria da estrutura, $n = n_{1,x}$ (Anexo B do EC1-4);

$f_L(z_s, n)$ - Frequência adimensional (Anexo B do EC1-4);

$I_v(z)$ - Intensidade de turbulência à altura z_s ;

$v_m(z_s)$ - Velocidade média do vento a uma altura z_s acima do solo (m/s);

$S_L(z_s, n)$ - Função de densidade espectral de potência adimensional;

\mathcal{D} - Decremento logarítmico de amortecimento (Anexo F do EC1-4);

R_h, R_b - Funções de admitância aerodinâmica;

R^2 - Coeficiente de resposta em ressonância, que tem em conta o efeito da turbulência em ressonância com o modo de vibração:

B^2 - Coeficiente de resposta quase-estática, que tem em conta a falta de total correlação das pressões sobre a superfície da construção;

ν - Frequência de passagens ascendentes (Hz);

T - Duração de integração da velocidade média do vento, $T = 600$ s;

k_p - Fator de pico;

c_d - Coeficiente dinâmico;

c_s - Coeficiente de dimensão;

A altura de referência z_s é determinada de forma diferente das alturas de referência z_e e z_i . No caso de um edifício, z_s é igual a:

$$z_s = 0,6 \cdot h \geq z_{\min}$$

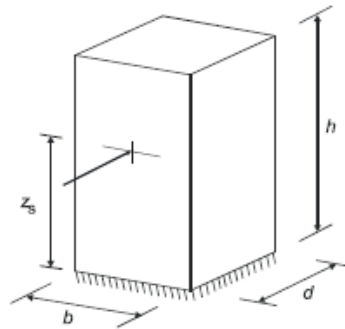


Figura 7.8: Altura de referência

Nota: De referir que o coeficiente de dimensão, c_s , tem um efeito minorativo na ação do vento de forma a atender à não simultaneidade na ocorrência das pressões de pico. Já o coeficiente dinâmico c_d tem em conta as vibrações provocadas pela turbulência em ressonância com a estrutura, e por tal motivo tem um efeito de majoração.

7.5.3. Determinação dos Coeficiente de Pressão, C_p

Os coeficientes de pressão fornecem o efeito da ação do vento sobre as superfícies exteriores (c_{pe}) e interiores (c_{pi}) dos edifícios. No presente projeto há a considerar coeficientes de pressão para:

- Fachadas;
- Cobertura;
- Platibandas.

Os coeficientes de pressão exterior, c_{pe} , dependem das dimensões da superfície carregada, A , sendo esta a área da construção que resulta a ação do vento na secção a ser calculada.

De referir que no documento de memória justificativa deste projeto, apresentam-se todos os coeficientes de pressão referentes a cada um dos sentidos do vento (W_x , W_y , W_{xx} , W_{yy}).

7.6. Ação Sísmica (E)

A ação sísmica resulta dos movimentos das placas tectónicas, os quais podem ser movimentos interplacas e intraplacas e como é do conhecimento, estes movimentos provocam vibrações no solo, o que por sua vez transmitem as mesmas para as estruturas.

Existem dois tipos de ação sísmica: tipo I e tipo II. Na ação sísmica do tipo I estão associadas distâncias epicentrais maiores, magnitudes elevadas, frequências baixas e de longa duração. Já na ação sísmica do tipo II corresponde a distâncias epicentrais menores com magnitudes médias e baixas, com frequências maiores e de curta duração. Estes dois tipos de ações são representadas por espectros de resposta elástica.

O comportamento da estrutura irá depender da sua rigidez, massa e localização das mesmas, as quais determinam qual a frequência própria da estrutura e conseqüentemente os seus modos de vibração. Estes aspetos terão de ser tidos em conta para uma eficiente análise estrutural do edifício quando este está sujeito à ação sísmica.

As estruturas projetadas aos sismos devem assegurar todas as exigências descritas na norma NP EN 1998-1, de modo a não colapsarem local ou totalmente (E.L.Último) e minimizarem os danos estruturais (E.L.Utilização).

Para o cálculo dos dois espectros de resposta elástica é necessário atender aos seguintes aspetos:

- Tipo de Terreno;
- Zona Sísmica;
- Classe de Importância.

Os tipos de terreno de fundação influenciam significativamente o comportamento da ação sísmica, sendo que o EC8-1 define vários tipos de solo (A, B, C, D, E, S₁ e S₂), e em Portugal não são considerados os tipos de terreno S₁ e S₂, segundo o Anexo Nacional.

Na figura 7.9 apresenta-se a classificação dos tipos de terreno.

Tipo de terreno	Descrição do perfil estratigráfico	Parâmetros		
		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (puncadas/30 cm)	c_u (kPa)
A	Rocha ou outra formação geológica de tipo rochoso, que inclua, no máximo, 5 m de material mais fraco à superfície	> 800	–	–
B	Depósitos de areia muito compacta, de seixo (cascalho) ou de argila muito rija, com uma espessura de, pelo menos, várias dezenas de metros, caracterizados por um aumento gradual das propriedades mecânicas com a profundidade	360 – 800	> 50	> 250
C	Depósitos profundos de areia compacta ou medianamente compacta, de seixo (cascalho) ou de argila rija com uma espessura entre várias dezenas e muitas centenas de metros	180 – 360	15 - 50	70 - 250
D	Depósitos de solos não coesivos de compactidade baixa a média (com ou sem alguns estratos de solos coesivos moles), ou de solos predominantemente coesivos de consistência mole a dura	< 180	< 15	< 70
E	Perfil de solo com um estrato aluvionar superficial com valores de v_s do tipo C ou D e uma espessura entre cerca de 5 m e 20 m, situado sobre um estrato mais rígido com $v_s > 800$ m/s			

Figura 7.9: Tipos de Terreno a considerar para a ação sísmica

O edifício em estudo encontra-se na zona cujo terreno é do tipo C.

Os valores dos parâmetros definidores dos espectros de resposta são obtidos através do tipo de terreno e ação sísmica.

Tipo de terreno	S_{max}	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,0	0,1	0,6	2,0
B	1,35	0,1	0,6	2,0
C	1,6	0,1	0,6	2,0
D	2,0	0,1	0,8	2,0
E	1,8	0,1	0,6	2,0

Figura 7.10: Parâmetros dos espectros de resposta para a ação sísmica tipo I

Tipo de terreno	S_{max}	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,0	0,1	0,25	2,0
B	1,35	0,1	0,25	2,0
C	1,6	0,1	0,25	2,0
D	2,0	0,1	0,3	2,0
E	1,8	0,1	0,25	2,0

Figura 7.11: Parâmetros dos espectros de resposta para a ação sísmica tipo II

Quanto à zona sísmica existem várias zonas classificadas para os dois tipos de ação sísmica que refletem a sismicidade local. Em Portugal as zonas sísmicas são classificadas de acordo com o Anexo Nacional:

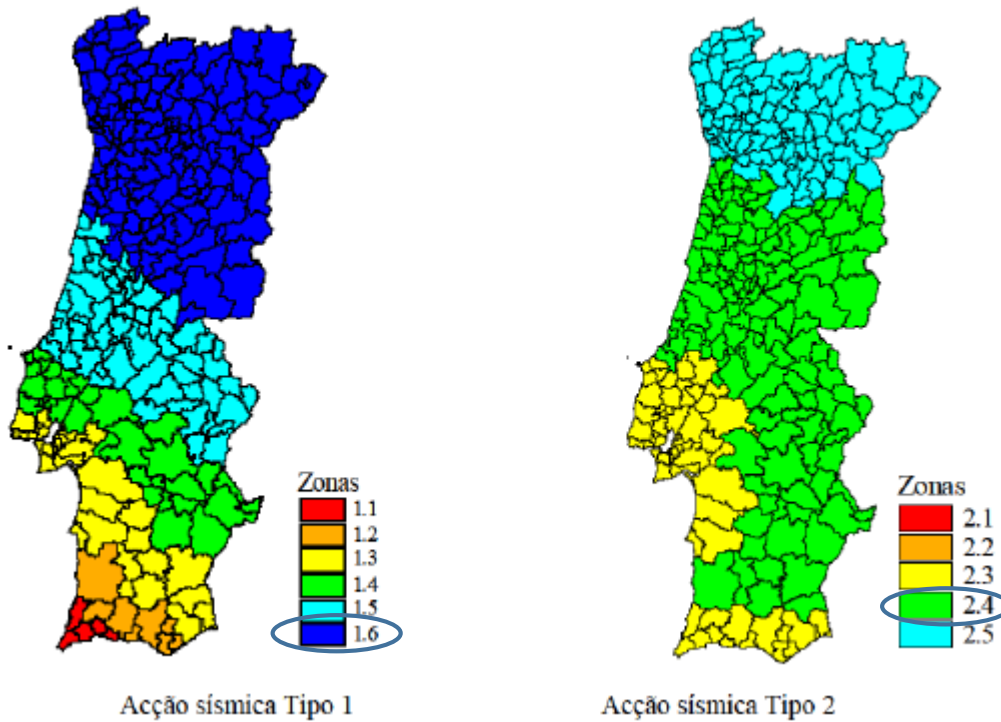


Figura 7.12: Zonas sísmicas

Como o edifício será construído em Souselas as zonas correspondentes para a ação sísmica do tipo I e do tipo II são respetivamente: 1.6 e 2.4.

A sismicidade local é dada como o valor de referência da aceleração máxima na base num terreno do tipo A, α_{gr} .

Acção sísmica Tipo 1		Acção sísmica Tipo 2	
Zona Sísmica	a_{gR} (m/s ²)	Zona Sísmica	a_{gR} (m/s ²)
1.1	2,5	2.1	2,5
1.2	2,0	2.2	2,0
1.3	1,5	2.3	1,7
1.4	1,0	2.4	1,1
1.5	0,6	2.5	0,8
1.6	0,35	–	–

Figura 7.13: Valores de α_{gr}

Os valores de α_{gr} para os sismos tipo I e II são, respetivamente, 0,35 e 1,1.

De acordo com a norma NP EN 1998-1 os edifícios são classificados em 4 classes de importância. Estas classes têm em conta o grau de consequências perante a atuação do sismo (número de vidas humanas, importância para a segurança pública, consequências sociais e económicas do colapso).

Classe de importância	Edifícios
I	Edifícios de importância menor para a segurança pública, como por exemplo edifícios agrícolas, etc.
II	Edifícios correntes, não pertencentes às outras categorias.
III	Edifícios cuja resistência sísmica é importante tendo em vista as consequências associadas ao colapso, como por exemplo escolas, salas de reunião, instituições culturais, etc.
IV	Edifícios cuja integridade em caso de sismo é de importância vital para a protecção civil, como por exemplo hospitais, quartéis de bombeiros, centrais eléctricas, etc.

Figura 7.14: Classes de Importância

A classe de importância para o edifício em estudo é da classe II.

Por sua vez as classes de importância são caracterizadas por um coeficiente de importância, γ_I , que traduz um valor mais elevado ou mais baixo do período de retorno do sismo. Em Portugal os valores do coeficiente de importância a adotar são segundo o Quadro NA-II do Anexo Nacional:

Classe de Importância	Acção sísmica Tipo 1	Acção sísmica Tipo 2	
		Continente	Açores
I	0,65	0,75	0,85
II	1,00	1,00	1,00
III	1,45	1,25	1,15
IV	1,95	1,50	1,35

Figura 7.15: Valores dos coeficientes de importância, γ_I , a considerar

Os coeficientes de importância considerados no presente projeto são os indicados na figura anterior.

No fluxograma da figura 7.17 mostra-se como são determinados os espectros de resposta elásticos a partir dos parâmetros abordados anteriormente.

O que realmente se pretende determinar é o espectro de cálculo, afetado do conhecido coeficiente de comportamento, q , o qual se baseia num espectro de resposta reduzido em relação ao de resposta elástica.

O valor do coeficiente de comportamento deve ter em conta a regularidade estrutural em planta e em altura (cláusula §4.2.3.1(3)P). No caso de os edifícios não regulares em altura, o coeficiente de comportamento deve ser reduzido para 80% do seu valor de referência. Neste caso o edifício é regular em planta e em altura, e o coeficiente a adotar para edifícios mistos aço-betão encontra-se indicado no quadro 7.1., cláusula §7.1.2(1)P:

Princípio de projecto	Classe de ductilidade estrutural	Intervalo dos valores de referência do coeficiente de comportamento q
Princípio a) Comportamento estrutural de baixa dissipação	DCL (Baixa)	$\leq 1,5 - 2$
Princípios b) ou c) Comportamento estrutural dissipativo	DCM (Média)	≤ 4 também limitada pelos valores do Quadro 7.2
	DCH (Alta)	unicamente limitada pelos valores do Quadro 7.2

Figura 7.16: Valor do coeficiente de comportamento (Quadro 7.1 §7.1.2(1)P)

Para este projeto foi considerada uma classe de ductilidade baixa (DCL), sendo o valor do coeficiente de comportamento, q , igual a 1,5.

No fluxograma da figura 7.17 mostra-se o processo referente à determinação dos espectros de cálculo do tipo I e II.

Fluxograma da Ação Sísmica

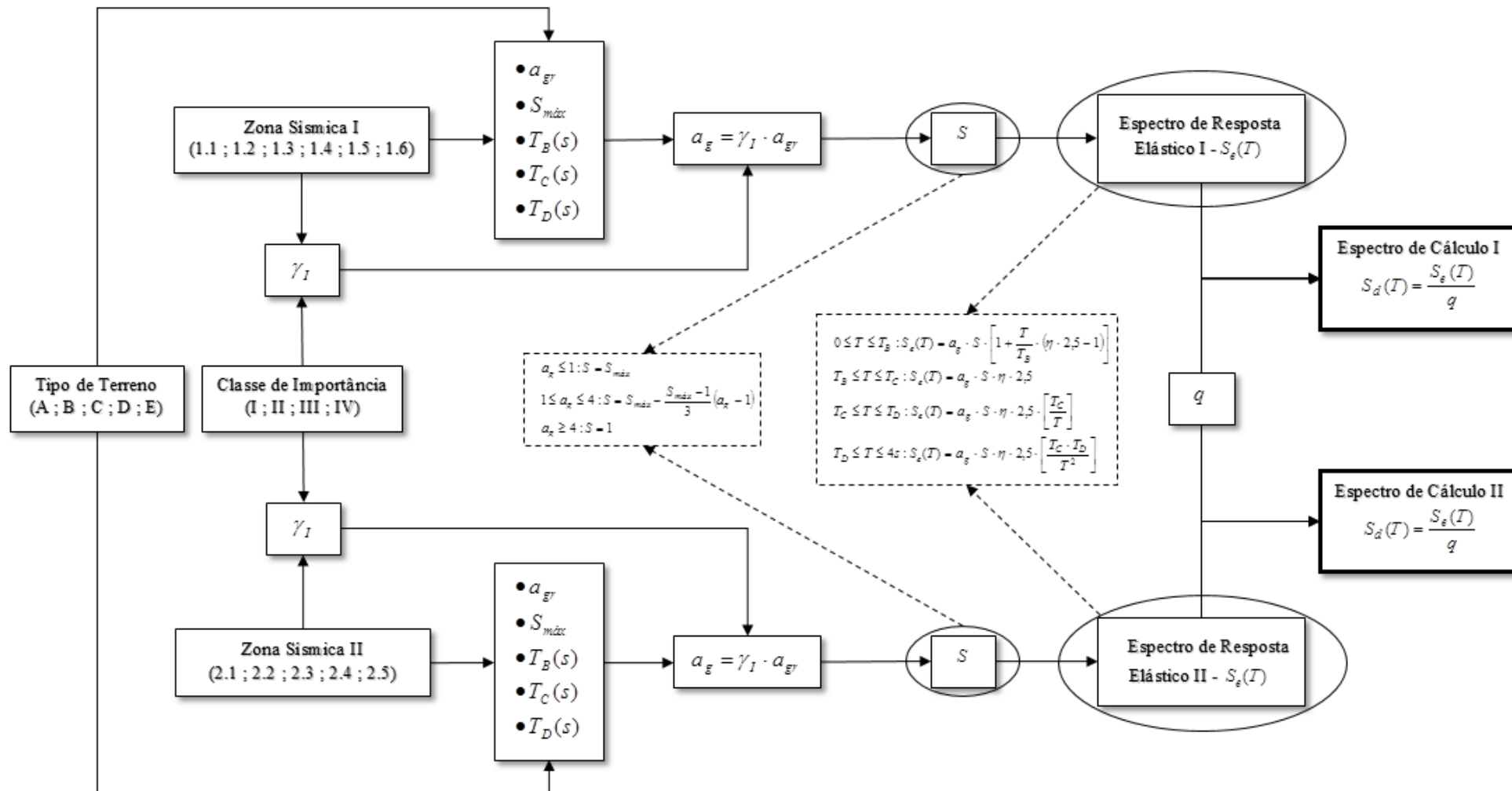


Figura 7.17: Fluxograma para a determinação dos espectros de cálculo I e II

Em que:

γ_I - Coeficiente de importância determinado de acordo com o Quadro NA.II;

a_{gr} - Aceleração máxima de referência nas várias zonas sísmicas, Quadro NA.I (m/s²);

$S_{m\acute{a}x}$ - Parâmetro cujo valor é indicado nos Quadros NA-3.2 e NA-3.3 para a ação sísmica do tipo I e II respectivamente;

$T_B(s)$ - Limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante, Quadro NA-3.2 e Quadro NA 3.3;

$T_C(s)$ - Limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante, Quadro NA-3.2 e Quadro NA 3.3;

$T_D(s)$ - Valor que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante, Quadro NA-3.2 e Quadro NA 3.3;

a_g - Valor de cálculo da aceleração à superfície para um terreno do tipo A;

S - Coeficiente de solo;

η - Coeficiente de correção do amortecimento, com o valor de referência $\eta = 1$ para 5 % de amortecimento;

$T(s)$ - Período de vibração de um sistema linear com um grau de liberdade;

$S_e(T)$ - Espectro de resposta elástica;

q - Coeficiente de comportamento;

$S_d(T)$ - Espectro de cálculo;

7.7. Impulsos de Terras (I)

Os muros de suporte da infraestrutura estão sujeitos aos impulsos de terras. Na figura seguinte estão indicadas as curvas de nível correspondentes ao terreno envolvente nos muros de suporte, sendo que no muro lateral direito não existem impulsos a considerar.

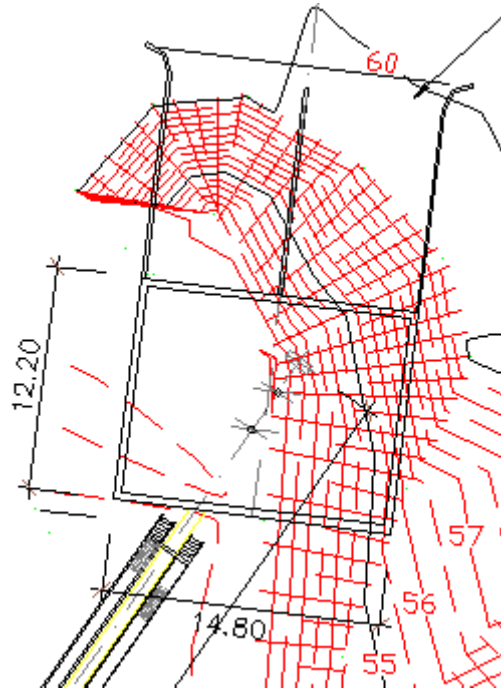


Figura 7.18: Planta de implantação do edifício com o terreno envolvente

Para o modelo de cálculo realizado no programa "SAP2000" fez-se uma simplificação geométrica do terreno para poder simular os impulsos, conforme os desenhos indicados na figura 7.19:

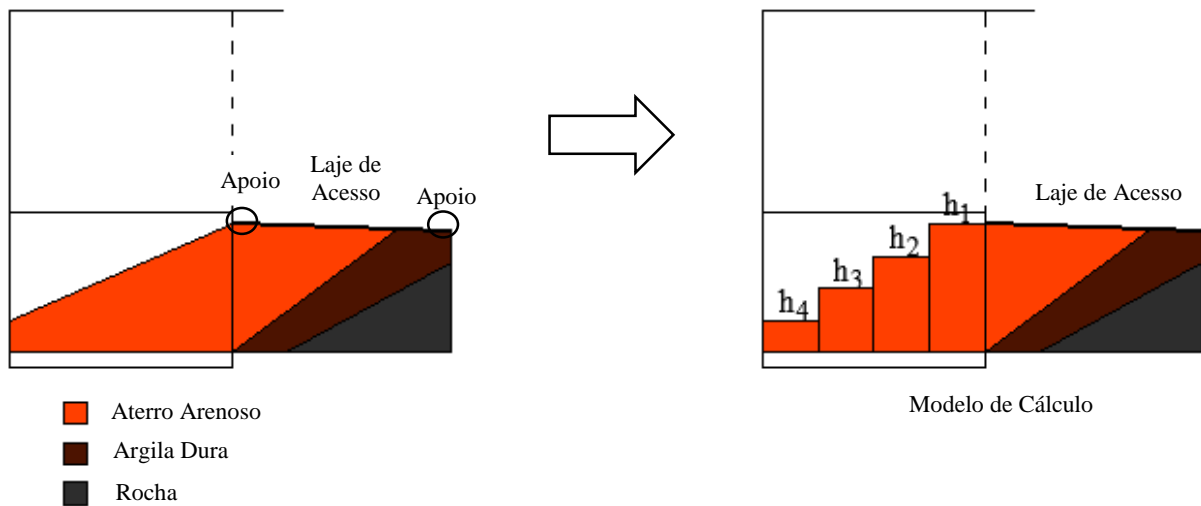


Figura 7.19: Figura dos impulsos de terra sobre os muros de betão armado

Na figura anterior também é possível observar os pontos de apoio da laje de acesso (laje vigada).

Para a quantificação da ação dos impulsos nos muros de suporte consideraram-se os seguintes parâmetros geotécnicos:

Tabela 7.5: Características do aterro arenoso

Tipo de Terreno	γ (kN/m ³)	Φ (°)	δ (°)	β (°)	i (°)
Areia Solta	20	32°	0	0	0

Nota: Não se considerou atrito entre as paredes do muro e o terreno.

Para o cálculo dos impulsos de terra foi necessário ter em conta o terreno em estado de repouso (I_0) e em estado ativo (I_a). No estado ativo foi contabilizado o impulso sísmico, I_s , que teve em consideração os fatores descritos na tabela anterior e ainda de um outro parâmetro (θ), que representa a rotação que a cunha de solo sofre devido ao sismo. Considerou-se a inexistência de nível freático como já referido no capítulo referente à geologia e geotecnia (ver capítulo 3).

Em baixo representam-se os modelos de cálculo com os impulsos para os dois casos mencionados.

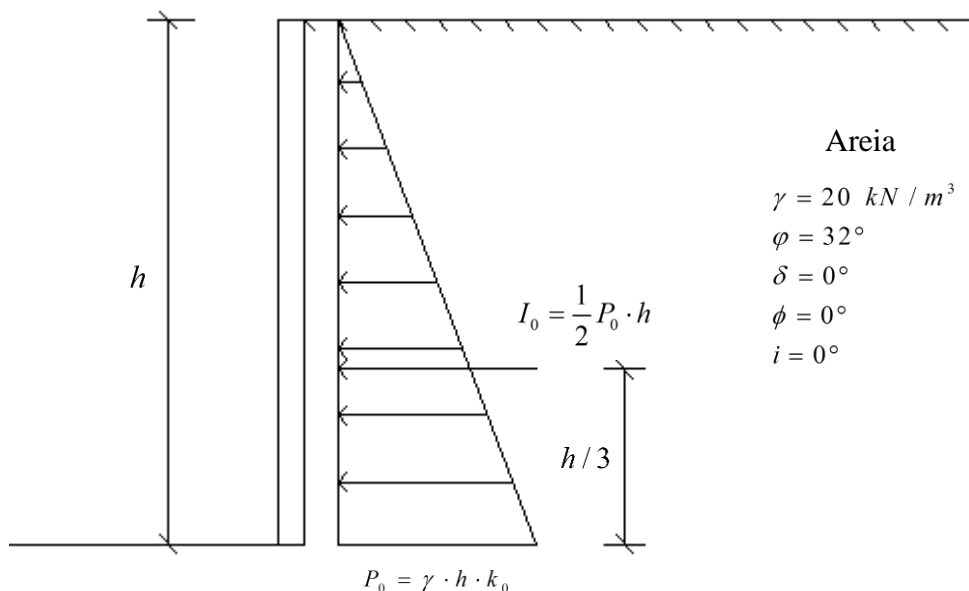


Figura 7.20: Impulsos de terra no estado em repouso

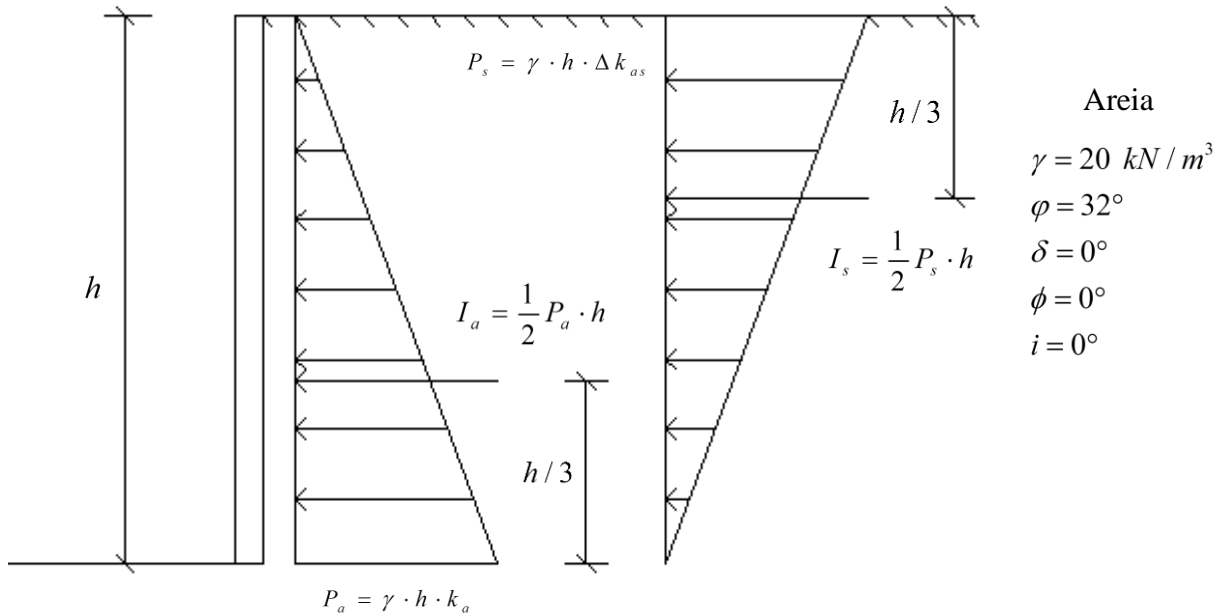


Figura 7.21: Impulsos de terra no estado ativo com a inclusão do impulso sísmico

A altura, h , é a única incógnita que varia no modelo dos muros de suporte (ver fig. 7.19). Na tabela seguinte indicam-se as alturas consideradas no cálculo dos impulsos nos muros (frontal, lateral esquerdo e tardoz).

Tabela 7.6: Alturas parciais a considerar para o cálculo dos impulsos de terra.

	h_1 (m)	h_2 (m)	h_3 (m)	h_4 (m)	x (m)	$x_1=x_2=x_3=x_4$ (m)
Muro L. Esq.	6,20	5,36	4,53	3,70	12,20	3,050
Muro Tardoz	3,70	2,46	1,23	0,00	6,70	1,675
Muro Frontal	6,20	4,14	2,07	0,00	8,50	2,125

O coeficiente de impulso ativo estático, k_a , foi calculado a partir da teoria de Rankine uma vez que os modelos considerados verificam as premissas anteriores. Já para o cálculo do coeficiente de impulso ativo sísmico, k_{as} , recorreu-se à teoria de Coulomb para ter em conta a rotação que a cunha de solo sofre (θ).

Na página seguinte está indicado o fluxograma para determinação dos impulsos de terra.

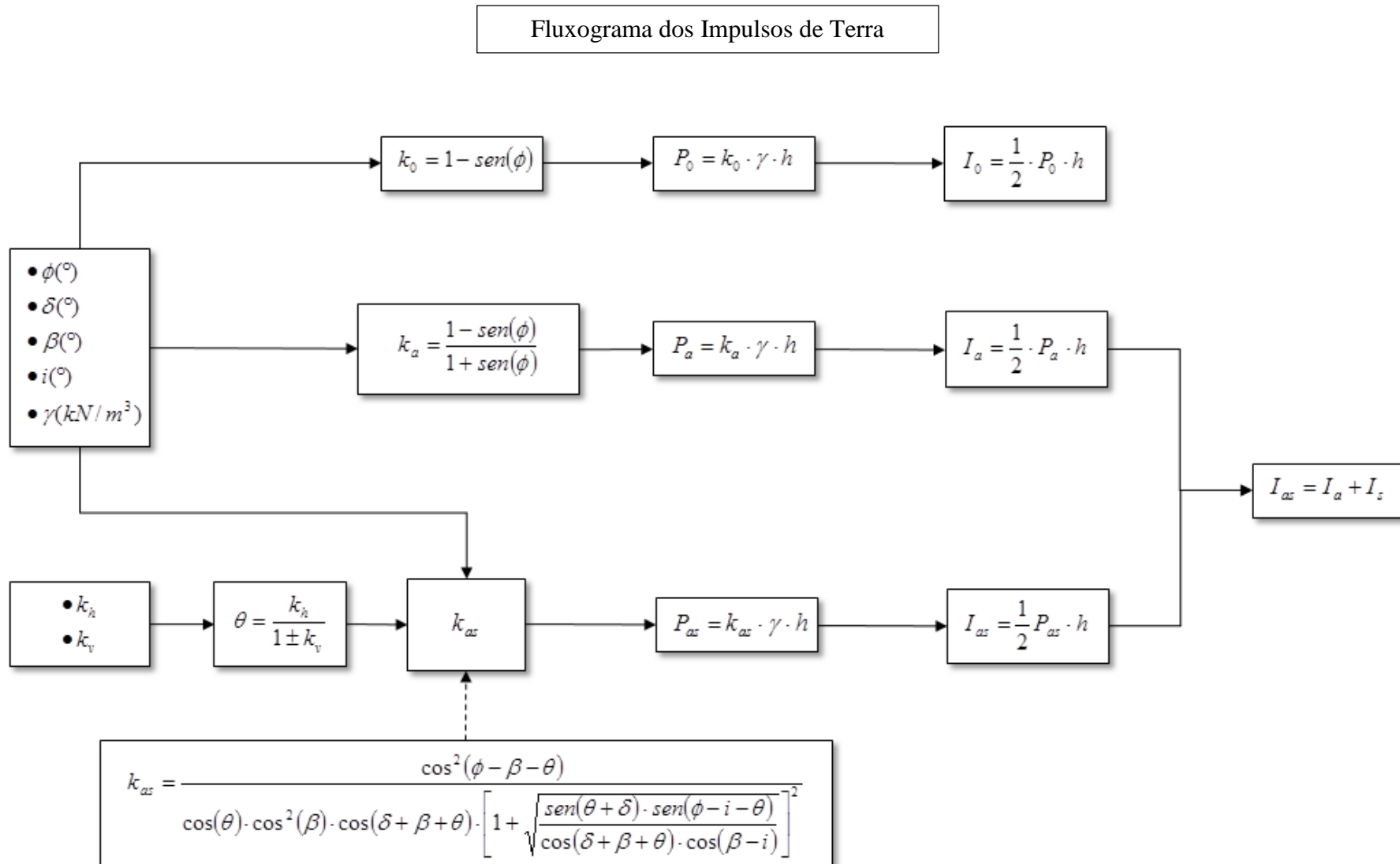


Figura 7.22: Fluxograma utilizado para a determinação dos impulsos de terra

Em que:

- γ - Peso específico do solo (kN/m³);
- h - Altura do terreno (m);
- ϕ - Ângulo de atrito interno;
- \mathcal{D} - Adesão muro/solo;
- φ - Inclinação do muro com o solo;
- i - Inclinação do terreno;
- c' - Coesão (kPa);
- k_0 - Coeficiente de impulso em repouso;
- k_a - Coeficiente de impulso ativo;
- k_h - Coeficiente sísmico horizontal;
- k_v - Coeficiente sísmico vertical;
- θ - Ângulo de rotação da cunha de solo e do muro de suporte;
- k_{as} - Coeficiente impulso ativo sísmico;
- P_0 - Pressão em repouso (kN/m²);
- P_a - Pressão ativa estática (kN/m²);
- P_{as} - Pressão ativa sísmica (kN/m);
- I_0 - Impulso em repouso (kN/m);
- I_a - Impulso ativo estático (kN/m);
- I_{as} - Impulso ativo sísmico (kN/m);
- I_s - Impulso sísmico (kN/m);

7.8. Peso das Tremonhas

As tremonhas são estruturas que recebem o material e fazem a descarga deste pela zona inferior. No modelo estrutural do edifício consideraram-se os pesos das duas tremonhas totalmente carregadas e vazias consoante os casos mais desfavoráveis.

Os pesos volúmicos correspondentes aos materiais introduzidos nas tremonhas são os seguintes:

Tabela 7.7: Peso volúmico dos materiais

<i>Materiais</i>	<i>γ (kN/m³)</i>
<i>Areia</i>	20
<i>Pirites</i>	24

7.9. Peso dos Equipamentos

No edifício em estudo existem equipamentos que também foram considerados, tais como os extratores localizados no piso metálico e a tela transportadora do material na laje de ensoleiramento. Nos equipamentos foram consideradas as cargas permanentes que se referem ao peso próprio dos equipamentos e a sobrecarga respeitante ao peso dos materiais (areia e pirites). Nas tabelas 7.8 e 7.9 apresentam-se os valores referentes ao peso próprio (dados pelo fornecedor dos equipamentos) e os valores das sobrecargas.

Tabela 7.8: Peso próprio dos equipamentos

<i>Equipamento</i>	<i>Peso próprio (kN)</i>
<i>Extrator de Areia</i>	10
<i>Extrator de Pirites</i>	12
<i>Tapete Rolante (kN/m)</i>	3

Tabela 7.9: Sobrecarga dos equipamentos

<i>Equipamento</i>	<i>Peso Volúmico (kN/m³)</i>
<i>Extrator de Areia</i>	20
<i>Extrator de Pirites</i>	24
<i>Tapete Rolante</i>	24

8. COMBINAÇÕES DE AÇÕES E VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA

Nas combinações de ações foram tidos em conta os valores dos coeficientes parciais de segurança, γ , e coeficientes reduzidos, ψ , com base na norma NP EN 1990, para os estados limites últimos e de utilização:

- Estados Limites Últimos – correspondem aos estados associados ao colapso ou a outras formas semelhantes de ruína estrutural, referindo-se assim à segurança das pessoas e à segurança da estrutura.
- Estados Limites de Utilização – correspondem às condições para além das quais os requisitos de utilização especificados para uma estrutura ou para um elemento estrutural deixam de ser satisfeitos e referem-se ao conforto das pessoas e ao aspeto da construção.

8.1. Estados Limites Últimos

As combinações de ações utilizadas para a verificação dos estados limites últimos, incluem:

- Combinação de ações para situações de projeto persistentes ou transitórias – Combinação Fundamental (eq. 6.10, §6.4.3.2(3)):

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (\text{Eq. 8.1})$$

- Combinação de ações para situações de projeto sísmicas – Combinação Sísmica (eq. 6.12b, §6.4.3.4(2)):

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{ED} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (\text{Eq. 8.2})$$

8.2. Estados Limites de Utilização

A combinação de ações utilizada para a verificação dos estados limites de utilização foi unicamente a combinação de acordo com o critério definido pelo Dono de Obra:

- Combinação Característica

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (\text{Eq. 8.3})$$

8.3. Combinações de Ações

Para a combinação de ações considerou-se a ação simultânea de algumas sobrecargas nos seguintes elementos:

Tabela 8.1: Ação simultânea de sobrecargas

Ação Simultânea de Sobrecargas

Piso Metálico + Escadas 1
Piso Metálico + Escadas 2
Piso Betão Armado + Laje de Acesso
Piso Metálico + Tremonhas
Piso Metálico + Equipamentos

Neste projeto consideraram-se um total de 136 combinações.

A tabela seguinte apresenta os valores dos coeficientes parciais e dos coeficientes de redução respeitantes a cada uma das ações².

² A tabela apresentada é uma tabela resumida que corresponde apenas a algumas das combinações de ações.

Tabela resumida com as combinações de ações e os respectivos coeficientes de segurança e de redução:

Combinações	Permanentes			Ações Variáveis																Sismo 1x (ET1x)	Sismo 1y (ET1y)	Sismo 2x (ET2x)	Sismo 2y (ET2y)	
	G	RCP	I	Sobrecargas												Wx								
				PM+Esc1		PM+Esc2		LE		PBA+LA		Cob		PM+Tre			PM+Equi							
γ_G	γ_G	γ_G	γ_Q	Ψ	γ_Q	Ψ	γ_Q	Ψ	γ_Q	Ψ	γ_Q	Ψ	γ_Q	Ψ	γ_Q	Ψ	γ_Q	Ψ	γ_Q	Ψ				
ELU PM+Esc1	1,35	1,35	1,35	1,50	1,0	1,5	0,7	1,5	0,7	1,5	0,7	1,5	0,0	1,5	0,7	1,5	0,7	1,5	0,6	-	-	-	-	
ELU PM+Esc2	1,35	1,35	1,35	1,5	0,7	1,5	1,0	1,5	0,7	1,5	0,7	1,5	0,0	1,5	0,7	1,5	0,7	1,5	0,6	-	-	-	-	
ELU LE	1,35	1,35	1,35	1,5	0,7	1,5	0,7	1,5	1,0	1,5	0,7	1,5	0,0	1,5	0,7	1,5	0,7	1,5	0,6	-	-	-	-	
ELU PBA+LA	1,35	1,35	1,35	1,5	0,7	1,5	0,7	1,5	0,7	1,5	1,0	1,5	0,0	1,5	0,7	1,5	0,7	1,5	0,6	-	-	-	-	
ELU Cob	1,35	1,35	1,35	1,5	0,7	1,5	0,7	1,5	0,7	1,5	0,7	1,5	1,0	1,5	0,7	1,5	0,7	1,5	0,0	-	-	-	-	
ELU PM+Tre	1,35	1,35	1,35	1,5	0,7	1,5	0,7	1,5	0,7	1,5	0,7	1,5	0,0	1,5	1,0	1,5	0,7	1,5	0,6	-	-	-	-	
ELU PM+Equi	1,35	1,35	1,35	1,5	0,7	1,5	0,7	1,5	0,7	1,5	0,7	1,5	0,0	1,5	0,7	1,5	1,0	1,5	0,6	-	-	-	-	
ELU W	1,35	1,35	1,35	1,5	0,7	1,5	0,7	1,5	0,7	1,5	0,7	1,5	0,0	1,5	0,7	1,5	0,7	1,5	1,0	-	-	-	-	
ELU ET1x	1,0	1,0	1,0	1,0	0,3	1,0	0,3	1,0	0,3	1,0	0,3	1,0	0,0	1,0	0,3	1,0	0,3	1,0	0,0	1,0	0,3	-	-	-
ELU ET1y	1,0	1,0	1,0	1,0	0,3	1,0	0,3	1,0	0,3	1,0	0,3	1,0	0,0	1,0	0,3	1,0	0,3	1,0	0,0	0,3	1	-	-	-
ELU ET2x	1,0	1,0	1,0	1,0	0,3	1,0	0,3	1,0	0,3	1,0	0,3	1,0	0,0	1,0	0,3	1,0	0,3	1,0	0,0	-	-	1	0,3	
ELU ET2y	1,0	1,0	1,0	1,0	0,3	1,0	0,3	1,0	0,3	1,0	0,3	1,0	0,0	1,0	0,3	1,0	0,3	1,0	0,0	-	-	0,3	1	
ELUt PM+Esc1	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	0,7	1,0	0,7	1,0	0,7	1,0	0,0	1,0	0,7	1,0	0,7	1,0	0,6	-	-	-	-	
ELUt PM+Esc2	1,0	1,0	1,0	1,0	0,7	1,0	1,0	1,0	0,7	1,0	0,7	1,0	0,0	1,0	0,7	1,0	0,7	1,0	0,6	-	-	-	-	
ELUt LE	1,0	1,0	1,0	1,0	0,7	1,0	0,7	1,0	1,0	1,0	0,7	1,0	0,0	1,0	0,7	1,0	0,7	1,0	0,6	-	-	-	-	
ELUt PBA+LA	1,0	1,0	1,0	1,0	0,7	1,0	0,7	1,0	0,7	1,0	1,0	1,0	0,0	1,0	0,7	1,0	0,7	1,0	0,6	-	-	-	-	
ELUt Cob	1,0	1,0	1,0	1,0	0,7	1,0	0,7	1,0	0,7	1,0	0,7	1,0	1,0	1,0	0,7	1,0	0,7	1,0	0,0	-	-	-	-	
ELUt PM+Tre	1,0	1,0	1,0	1,0	0,7	1,0	0,7	1,0	0,7	1,0	0,7	1,0	0,0	1,0	1,0	1,0	0,7	1,0	0,6	-	-	-	-	
ELUt PM+Equi	1,0	1,0	1,0	1,0	0,7	1,0	0,7	1,0	0,7	1,0	0,7	1,0	0,0	1,0	0,7	1,0	1,0	1,0	0,6	-	-	-	-	
ELUt W	1,0	1,0	1,0	1,0	0,7	1,0	0,7	1,0	0,7	1,0	0,7	1,0	0,0	1,0	0,7	1,0	0,7	1,0	0,6	-	-	-	-	

Figura 8.1: Tabela reduzida com os valores dos coeficientes parciais e dos coeficientes reduzidos com o vento segundo W_x

A simbologia utilizada nas combinações de ações está identificada na figura 8.2:

Símbolo	Designação
G	Peso Próprio
RCP	Restante Carga Permanente
I	Impulsos de Terra
PM+Esc1	Piso Metálico + Escadas 1
PM+Esc2	Piso Metálico + Escadas 2
LE	Laje de Ensoleiramento
PBA+LA	Piso Betão Armado + Laje de Acesso
Cob	Cobertura
PM+Tre	Piso Metálico + Tremonhas
PM+Equi	Piso Metálico + Equipamentos
W_x	Vento a atuar na direção x
ELU	Estado Limite Último
ELUt	Estado Limite de Utilização

Figura 8.2: Designação da simbologia referente à combinação de ações

Os impulsos de terra foram calculados segundo a norma NP EN 1997-1 para as duas combinações (A1 e A2) com base nos valores indicados na tabela seguinte:

Tabela 8.2: Coeficientes de segurança a ter para o cálculo dos impulsos de terra

		<i>(A1+M1+R1)</i>		<i>(A2+M2+R1)</i>	
		Símbolo	Valor	Símbolo	Valor
Ações	Desfavorável	$\gamma_{G,Desf.}$	1.35	$\gamma_{G,Desf.}$	1.00
	Favorável	$\gamma_{G,Fav.}$	1.00	$\gamma_{G,Fav.}$	1.00
Materiais	Ângulo de Atrito Interno do solo	$\gamma_{\phi'}$	1.00	$\gamma_{\phi'}$	1.25
	Peso Volúmico	γ_{γ}	1.00	γ_{γ}	1.00

9. ESTRUTURAS DE BETÃO ARMADO – CRITÉRIOS GERAIS DE DIMENSIONAMENTO

A estrutura de betão armado foi dimensionada segundo os critérios da norma NP EN 1992-1-1, relativa a projetos de estruturas em betão, na qual foi realizada uma tabela de cálculo no programa "Excel", de modo a serem determinadas as áreas de armaduras dos diversos elementos, com exceção dos muros de suporte que foram dimensionados com recurso ao programa "Gala Reinforcement".

A tabela seguinte indica os valores dos coeficientes parciais de segurança preconizados no eurocódigo 2.

Tabela 9.1: Valores dos coeficientes parciais de segurança

γ_M	Valor
γ_c	1,50
γ_s	1,15

γ_c – coeficiente parcial de segurança relativo ao betão;

γ_s – coeficiente parcial de segurança relativo ao aço das armaduras para betão armado.

O materiais utilizados, como já referido no capítulo 6, são o betão C25/30 e o aço A 500 NR.

Tabela 9.2: Tensões no Betão C25/30 e no aço A500NR

Betão	f_{ck} (MPa)	Aço	f_{yk} (MPa)
C25/30	25	A 500 NR	500

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

f_{yk} – valor característico da tensão de cedência à tração do aço das armaduras para betão.

9.1. Vigas

No dimensionamento das vigas foram empregues as expressões de dimensionamento que constam nos seguintes fluxogramas alusivos aos estados limites últimos e de utilização.

- Estado Limite Último à Flexão

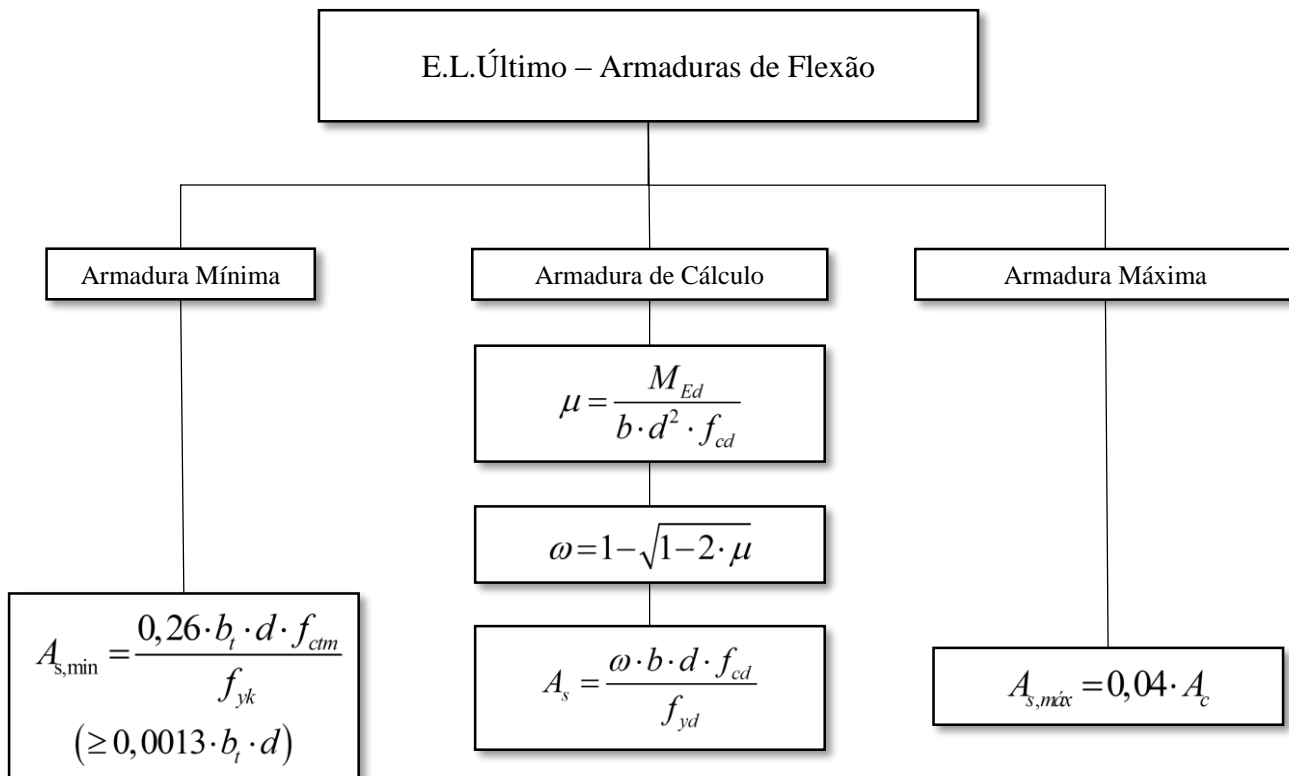


Figura 9.1: Fluxograma de dimensionamento de secções à flexão

Em que:

μ - Momento fletor reduzido;

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

b - Largura da secção transversal da viga;

d - Altura útil da secção transversal da viga ($d = h - C_{nom} - \phi / 2$);

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

ω - Percentagem mecânica de armadura;

$A_{s,min}$ - Área de armadura mínima longitudinal;

f_{ctm} - Valor médio da resistência à tração do betão;

b_t - Largura da secção de betão tracionado;

A_s - Área de armadura longitudinal;

f_{yd} - Valor de cálculo da tensão de cedência do aço;

$A_{s,máx}$ - Área de armadura máxima longitudinal;

f_{yd} - Valor de cálculo da tensão de cedência do aço;

A_c - Área total da secção de betão;

- Estado Limite Último ao Esforço Transverso

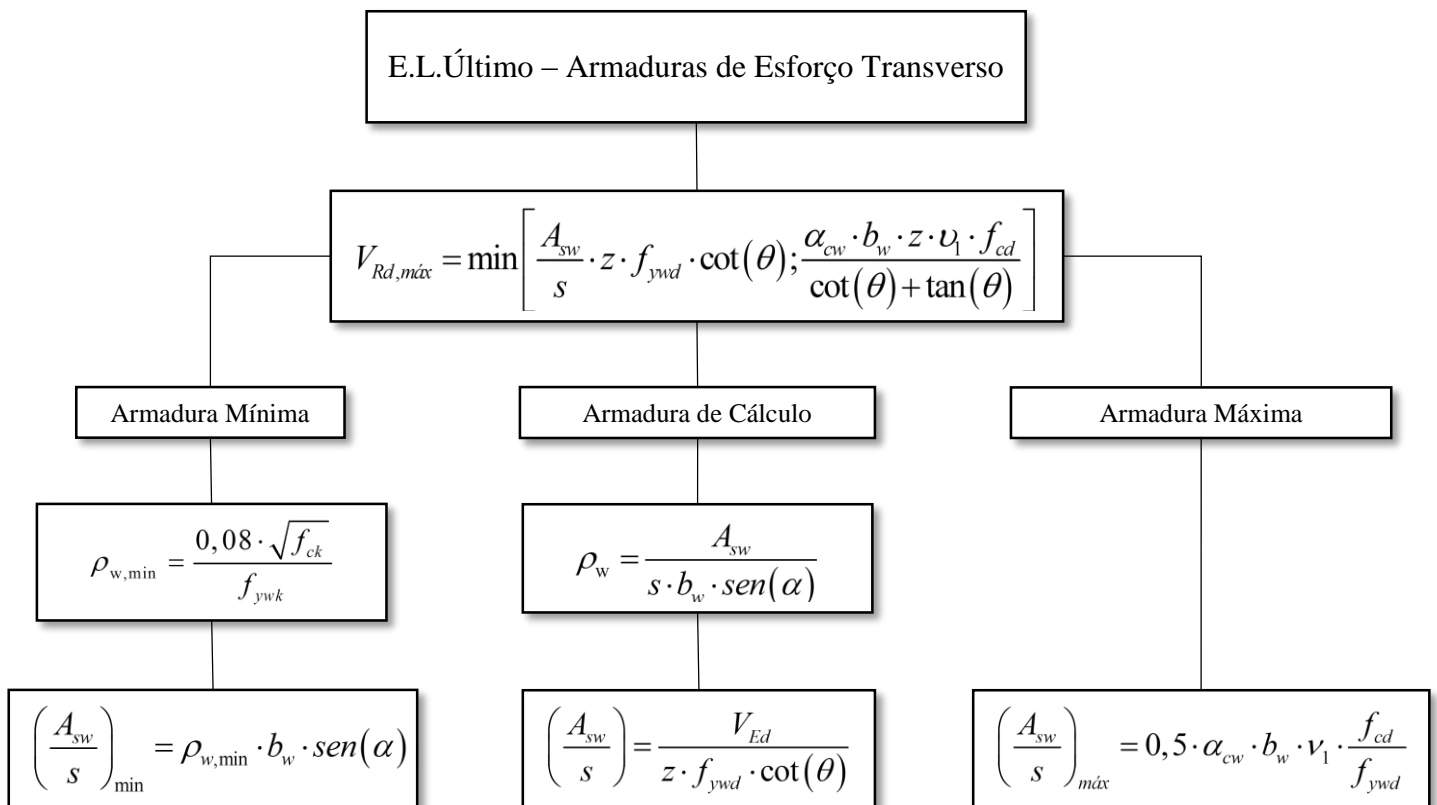


Figura 9.2: Fluxograma de dimensionamento de secções ao esforço ao transverso

Em que:

$V_{Rd,máx}$ - Valor de cálculo do esforço transverso resistente máximo do elemento, limitado pelo esmagamento das escoras comprimidas;

A_{sw} - Área da secção das armaduras de esforço transverso;

s - Espaçamento longitudinal entre estribos;

z - Braço do binário das forças interiores ($z = 0,9 \cdot d$);

f_{ywd} - Valor de cálculo da tensão de cedência do aço das armaduras de esforço transverso;

α_{cw} - Coeficiente que tem em conta o estado de tensão no banzo comprimido ($\alpha_{cw} = 1$, para estruturas não pré-esforçadas);

b_w - Menor largura da secção entre os banzos tracionado e comprimido;

U_1 - Coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transverso;

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

θ - Ângulo formado pela escora comprimida de betão com o eixo da viga ($\theta = 45^\circ$);

$\rho_{w,min}$ - Taxa mínima de armadura de esforço transverso;

f_{yw} - Valor característico da tensão de cedência do aço das armaduras transversais (

$f_{yw} = f_{yk}$);

ρ_w - Taxa de armadura de esforço transverso;

α - Ângulo formado pela armadura de esforço transverso com a horizontal (adotou-se $\alpha = 90^\circ$);

V_{Ed} - Valor de cálculo do esforço transverso atuante.

- Estado Limite de Utilização

Os estados de limite de utilização considerados foram os seguintes:

- Fendilhação;
- Deformação.

A verificação da fendilhação foi realizada de forma indireta, com base nos quadros 7.2N e 7.3N da cláusula $\delta 7.3.3(2)$, tendo-se para tal determinado a largura máxima de fendas, w_{max} , correspondente às classes de exposição do betão XC2 e XC3 com uma largura máxima de 0,3 mm.

O fluxograma da página seguinte indica os critérios utilizados na verificação, segundo a norma NP EN 1992-1-1.

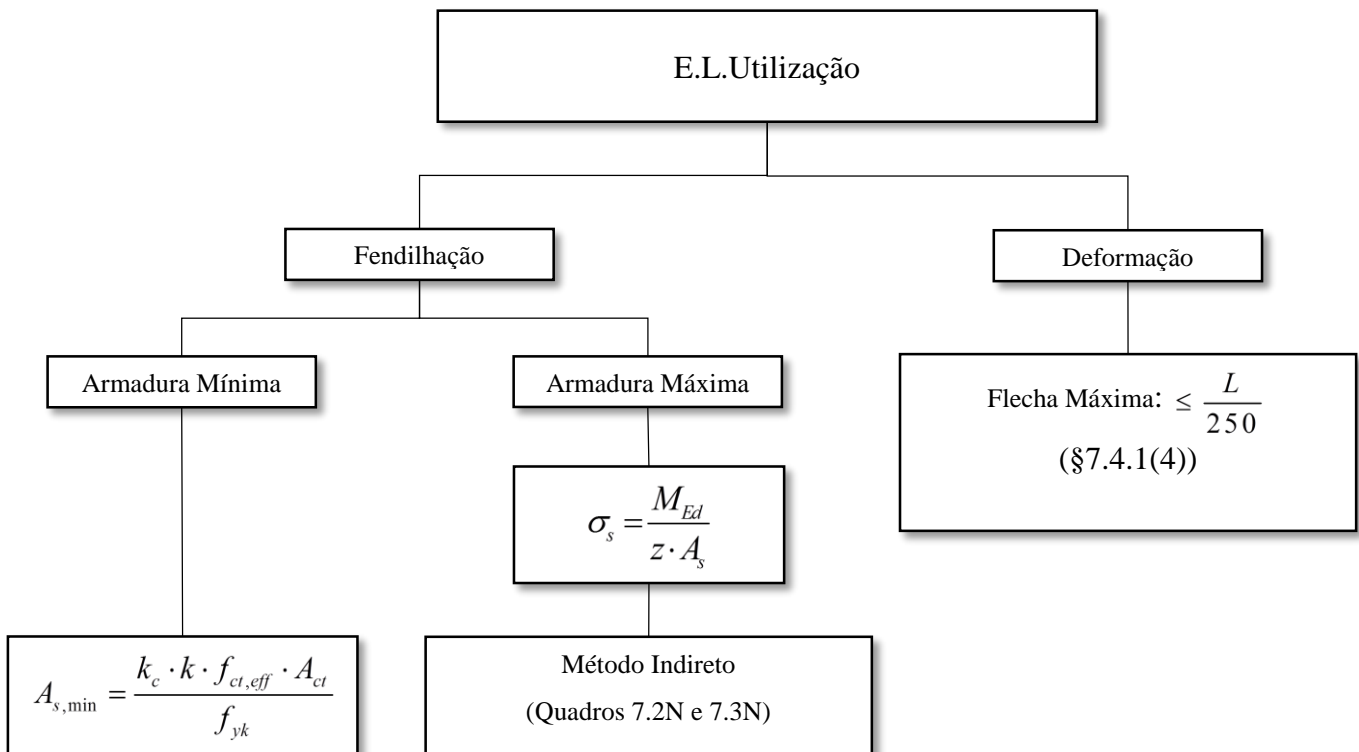


Figura 9.3: Fluxograma de verificação dos estados limites de utilização

Em que:

σ_s - Valor da tensão de tração no aço nas armaduras;

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

z - Braço do binário das forças interiores ($z = 0,9 \cdot d$);

A_s - Área de armadura longitudinal;

$A_{s,min}$ - Área de armadura mínima longitudinal;

k_c - Coeficiente que tem em conta a distribuição de tensões na secção, imediatamente antes da fendilhação e da variação do braço binário ($k_c = 0,4$, no caso de secções retangulares e de flexão simples);

k - Coeficiente que considera o efeito das tensões não uniformes autoequilibradas, de que resulta uma redução dos esforços de coação;

$f_{ct,eff}$ - Valor médio da resistência do betão à tração;

A_{ct} - Área de betão tracionado antes da formação da primeira fenda;

L - Comprimento do vão da viga.

9.2. Lajes

O dimensionamento das lajes é idêntico ao das vigas, sendo que a principal diferença consiste no parâmetro, b , correspondente à largura da secção ($b=1\text{ m}$):

- Estado Limite Último à Flexão

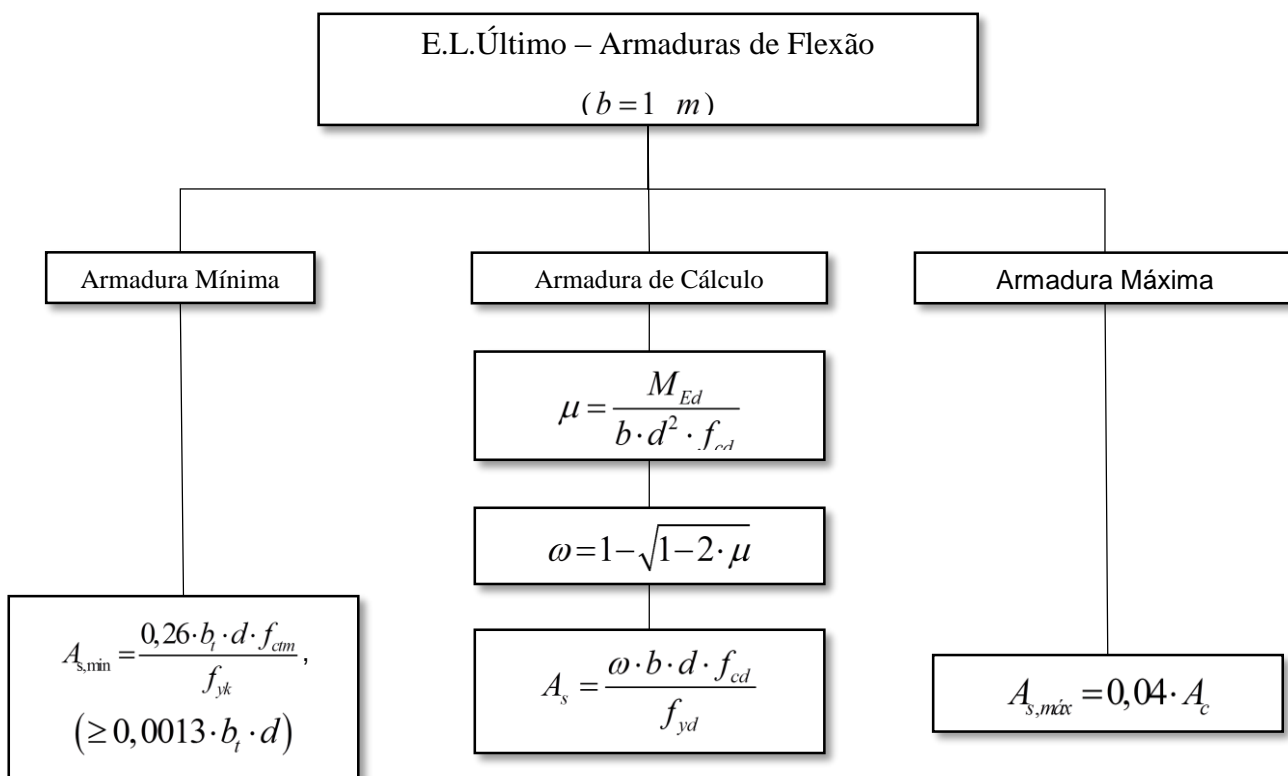


Figura 9.4: Fluxograma de dimensionamento de secções à flexão

Em que:

μ - Momento fletor reduzido;

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

b - Largura da secção transversal da laje ($b=1\text{ m}$);

d - Altura útil da secção transversal da laje ($d = h - C_{nom} - \phi/2$);

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

- ω - Percentagem mecânica de armadura;
- $A_{s,min}$ - Área de armadura mínima longitudinal;
- f_{ctm} - Valor médio da resistência à tração do betão;
- b_t - Largura da secção de betão tracionado;
- A_s - Área de armadura longitudinal;
- f_{yd} - Valor de cálculo da tensão de cedência do aço;
- $A_{s,máx}$ - Área de armadura máxima longitudinal;
- f_{yd} - Valor de cálculo da tensão de cedência do aço;
- A_c - Área total da secção de betão;

- Estado Limite Último ao Esforço Transverso

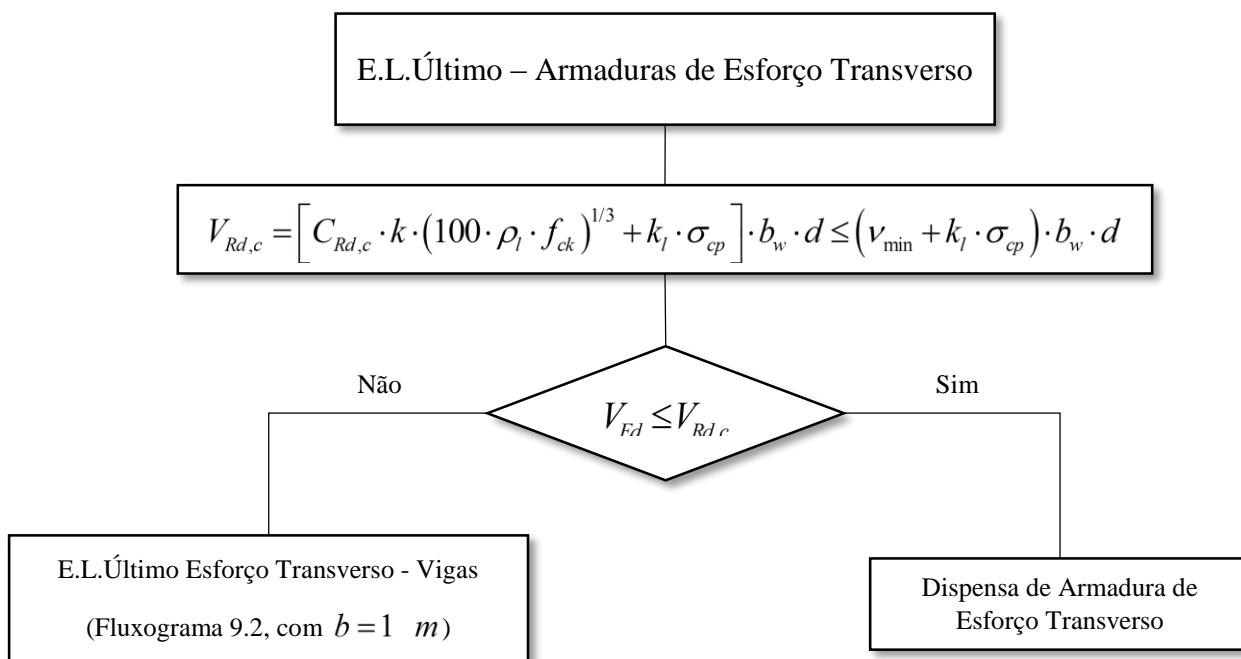


Figura 9.5: Fluxograma de dimensionamento de secções ao esforço transverso

Em que:

$V_{Rd,c}$ - Valor de cálculo do esforço transverso resistente do elemento sem armadura de esforço transverso;

$$C_{Rd,c} = 0,18 / (\gamma_c = 1,5) = 0,12 ;$$

$$k = 1 + \sqrt{200 / d} \leq 2,0 , \text{ com } d \text{ em mm};$$

ρ_l - Taxa de armaduras longitudinais ($\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0,02$);

$k_l = 0,15$;

σ_{cp} - Tensão de compressão no betão devido a um esforço normal ou ao pré-esforço ($\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c < 0,2 \cdot f_{cd}$);

b_w - Menor largura da secção transversal na área tracionada ($b_w = 1 \text{ m}$);

f_{ctm} - Valor médio da resistência à tração do betão;

d - Altura útil da secção transversal da laje ($d = h - C_{nom} - \phi / 2$);

v_{min} - Coeficiente mínimo de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal ($v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$);

f_{ctm} - Valor médio da resistência à tração do betão;

V_{Ed} - Valor de cálculo do esforço transversal atuante.

- Estados Limites de Utilização

Os critérios utilizados para a verificação dos estados limites de fendilhação e deformação são muito semelhantes aos considerados nas vigas, podendo dispensar-se a verificação da fendilhação no caso das lajes com espessuras iguais ou inferiores a 200 mm:

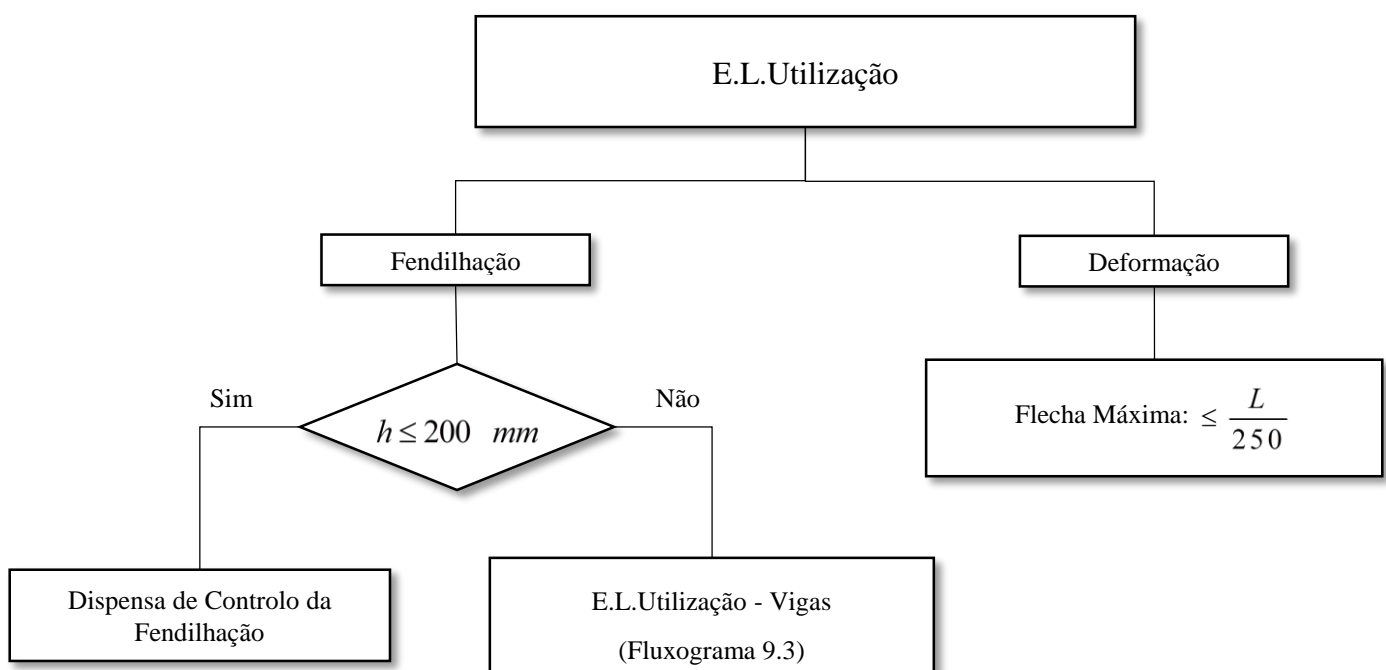


Figura 9.6: Fluxograma de verificação dos estados limites últimos de utilização

9.3. Muros de Suporte

Neste projeto os muros de suporte comportam-se como elementos de placas orientados na vertical, sujeitos às ações do peso próprio e aos impulsos de terra, em que os critérios de dimensionamento são os mesmos considerados para as lajes acrescidos de esforços de compressão e eventualmente tração. Para este efeito recorreu-se ao *software "Gala Reinforcement"*.

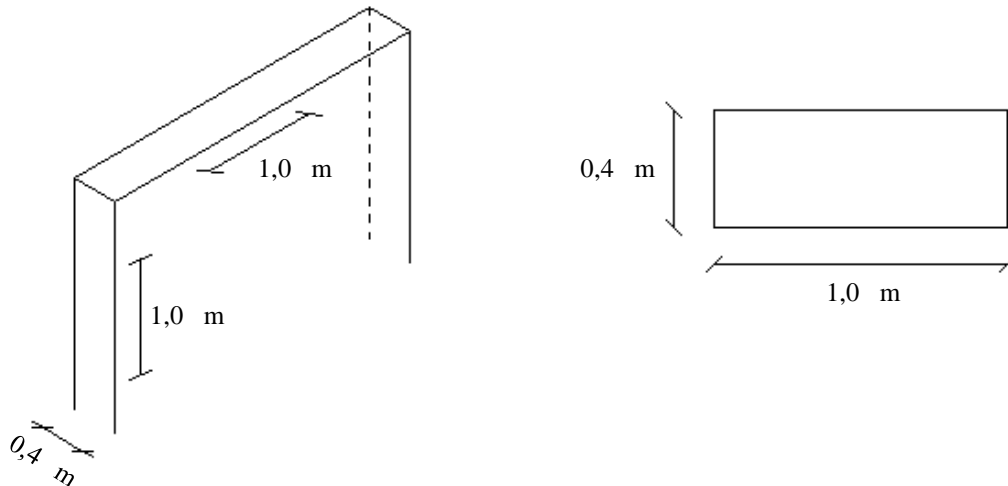


Figura 9.7: Dimensões das faixas a considerar para a realização do dimensionamento dos muros

9.4. Fundações

A laje de ensoleiramento tal como foi referido no capítulo referente ao modelo de cálculo está apoiada em meio elástico e tem duas zonas com espessuras diferentes. Tratando-se de uma laje, o dimensionamento é idêntico ao que foi descrito em 9.2.

10. ESTRUTURAS METÁLICAS – CRITÉRIOS GERAIS DE DIMENSIONAMENTO

A estrutura metálica que compõe os elementos metálicos do edifício misto foi dimensionada segundo os critérios da norma NP EN 1993-1-1, sendo também utilizada uma tabela de cálculo realizada no programa "Excel"³ de forma a serem validados os resultados provenientes do programa "Sap2000".

A tabela seguinte indica os valores dos coeficientes parciais de segurança preconizados no eurocódigo 3.

Tabela 10.1: Valores dos coeficientes parciais de segurança

γ_M	Valor
γ_{M0}	1,00
γ_{M1}	1,00
γ_{M2}	1,25

γ_{M0} – coeficiente parcial de segurança para a resistência de secções transversais de qualquer classe;

γ_{M1} – coeficiente parcial de segurança para a resistência dos elementos em relação a fenómenos de encurvadura, avaliada através de verificações individuais de cada elemento;

γ_{M2} – coeficiente parcial de segurança para a resistência à rotura de secções transversais tracionadas em zonas com furos de ligação.

O aço utilizado é o aço S 235, cujas características resistentes encontram-se na tabela seguinte:

Tabela 10.2: Características do aço S235

Aço	f_y (MPa)	f_u (MPa)
S 235	235	360

Em que:

³ A tabela de cálculo foi realizada em parceria com o colega de curso, Pedro Delgado.

f_y – tensão de cedência do aço;

f_u – tensão última do aço.

10.1. Resistência das Secções Transversais

As expressões de dimensionamento referentes à resistência das secções transversais encontram-se nos fluxogramas seguintes:

- Esforço Axial de Tração (N)

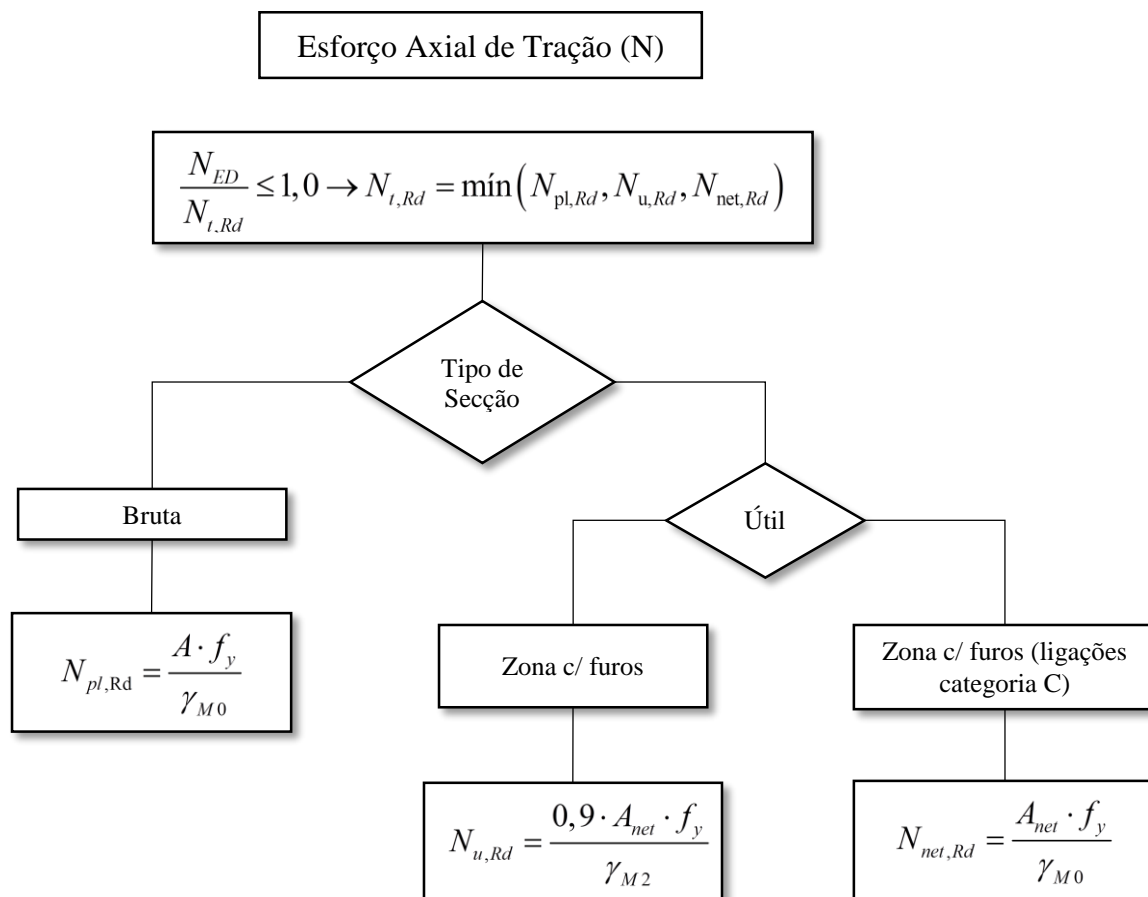


Figura 10.1: Fluxograma de dimensionamento de secções à tração

Em que:

N_{ED} - Valor de cálculo do esforço normal atuante;

$N_{t,Rd}$ - Valor de cálculo do esforço normal resistente de tração;

$N_{pl,Rd}$ - Valor de cálculo do esforço normal resistente plástico da secção bruta;

$N_{u,Rd}$ - Valor de cálculo do esforço normal resistente último da secção útil na zona com furos de ligação;

$N_{net,Rd}$ - Valor de cálculo do esforço normal resistente plástico de tração da secção transversal útil;

A - Área de uma secção transversal;

A_{net} - Área útil de uma secção transversal.

- Esforço Axial de Compressão (N)

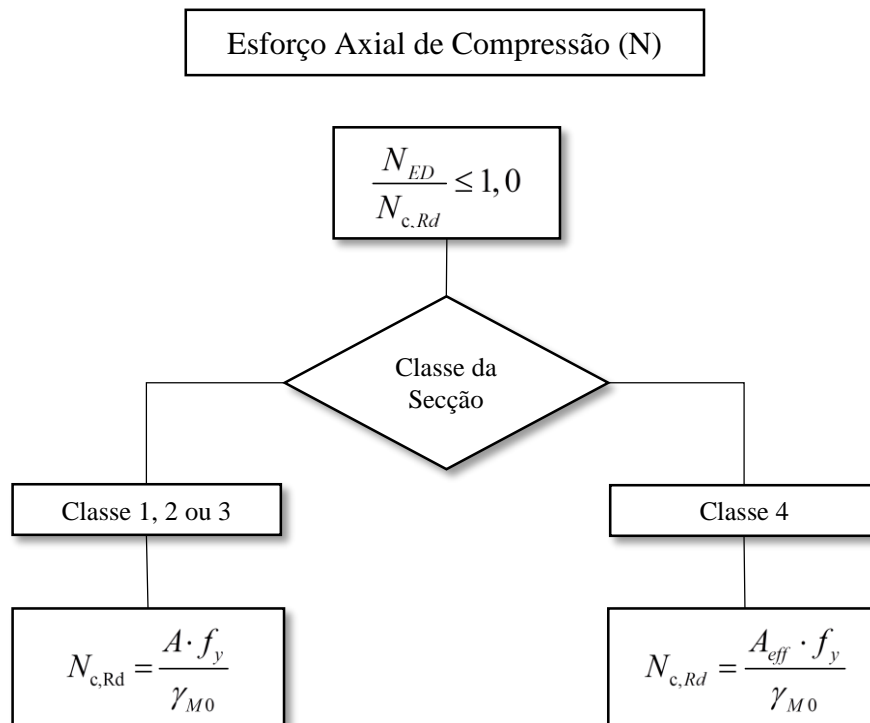


Figura 10.2: Fluxograma de dimensionamento de secções à compressão

Em que:

N_{ED} - Valor de cálculo do esforço normal atuante;

$N_{c,Rd}$ - Valor de cálculo do esforço normal resistente de compressão;

A - Área de uma secção transversal;

A_{eff} - Área efetiva de uma secção transversal.

- Momento Fletor (M)

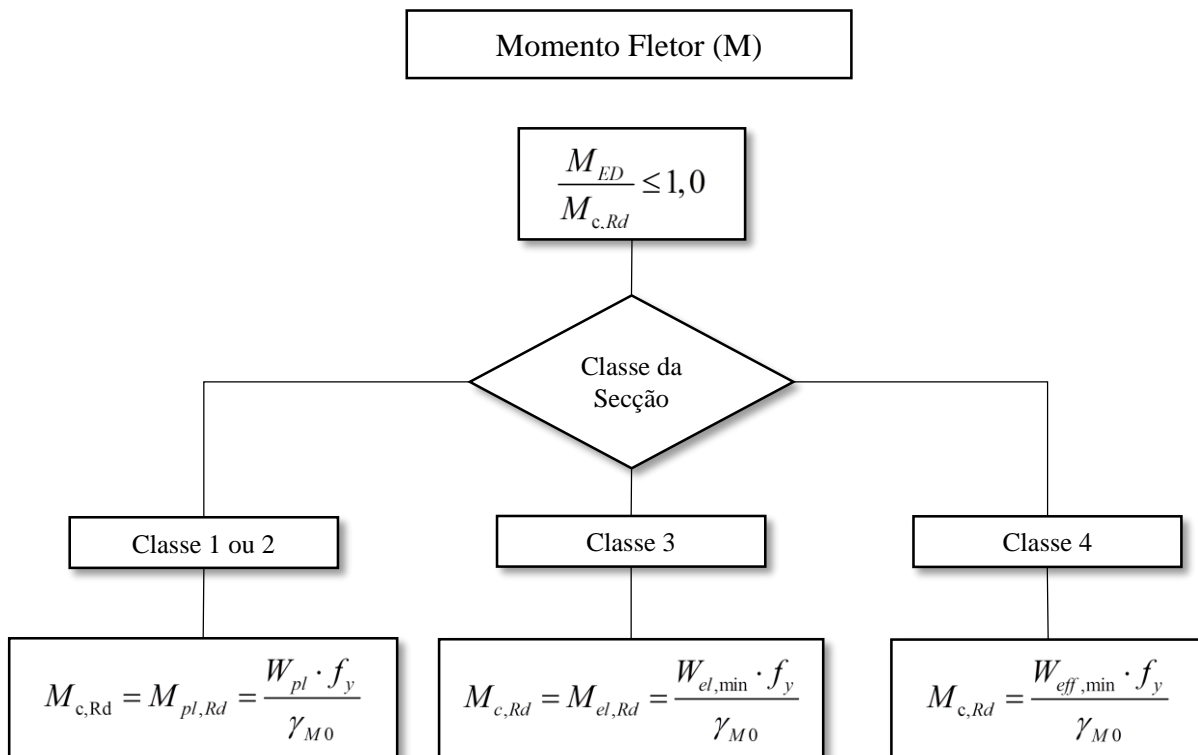


Figura 10.3: Fluxograma de dimensionamento de secções à flexão simples

Em que:

M_{ED} - Valor de cálculo do momento fletor atuante;

$M_{c,Rd}$ - Valor de cálculo do momento fletor resistente em relação a um eixo principal de uma secção transversal;

$M_{pl,Rd}$ - Valor de cálculo do momento fletor resistente plástico em relação a um eixo principal de uma secção transversal;

$M_{el,Rd}$ - Valor de cálculo do momento fletor resistente elástico em relação a um eixo principal de uma secção transversal;

W_{pl} - Módulo de flexão plástico de uma secção transversal;

$W_{el,min}$ - Módulo de flexão elástico mínimo de uma secção transversal;

$W_{eff,min}$ - Módulo de flexão mínimo de uma secção transversal efetiva.

- Esforço Transverso (V)

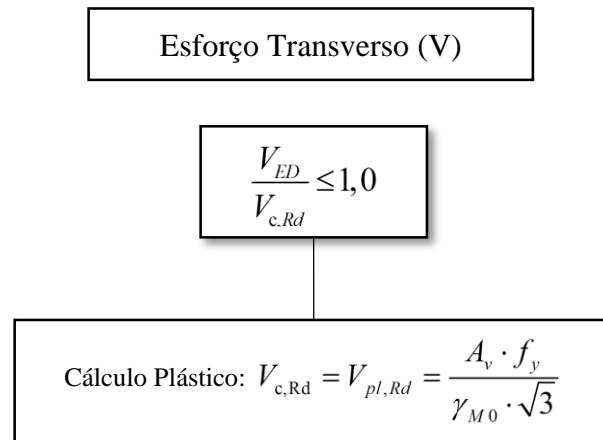


Figura 10.4: Fluxograma correspondente ao esforço transverso

Em que:

V_{ED} - Valor de cálculo do esforço transverso atuante;

$V_{c,Rd}$ - Valor de cálculo do esforço transverso resistente;

$V_{pl,Rd}$ - Valor de cálculo do esforço transverso resistente plástico;

A_v - Área resistente ao esforço transverso.

- Flexão com Esforço Transverso (M + V)

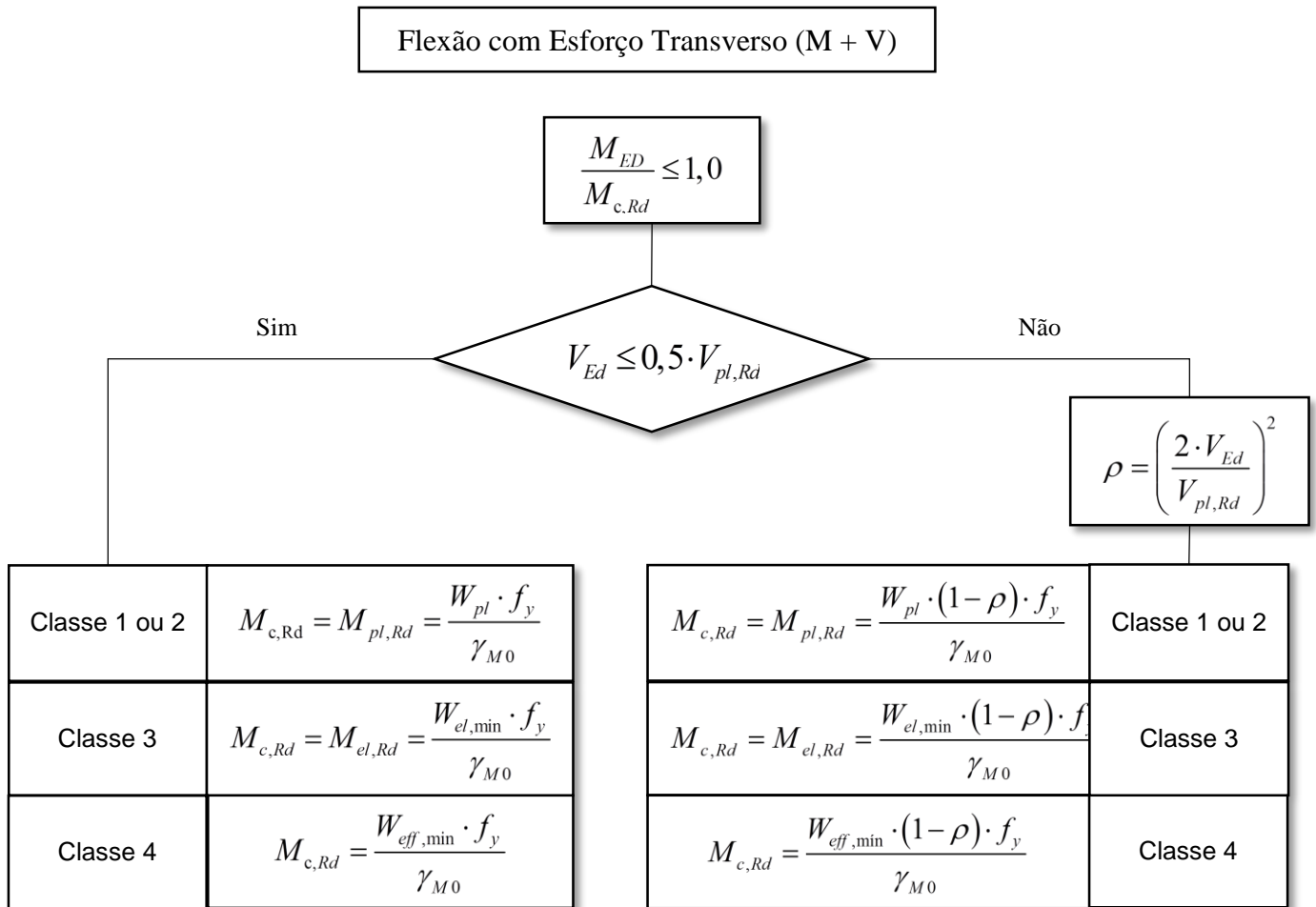


Figura 10.5: Fluxograma de dimensionamento de secções sujeitas a flexão com esforço transverso

Em que:

M_{ED} - Valor de cálculo do momento fletor atuante;

$M_{c,Rd}$ - Valor de cálculo do momento fletor resistente em relação a um eixo principal de uma secção transversal;

V_{ED} - Valor de cálculo do esforço transverso atuante;

$V_{pl,Rd}$ - Valor de cálculo do esforço transverso resistente plástico;

$M_{pl,Rd}$ - Valor de cálculo do momento fletor resistente plástico em relação a um eixo principal de uma secção transversal;

$M_{el,Rd}$ - Valor de cálculo do momento fletor resistente elástico em relação a um eixo principal de uma secção transversal;

W_{pl} - Módulo de flexão plástica de uma secção transversal;

$W_{el,min}$ - Módulo de flexão elástico mínimo de uma secção transversal;

$W_{eff,min}$ - Módulo de flexão mínimo de uma secção transversal efetiva;

ρ - Coeficiente de redução para determinar os valores de cálculo dos momentos flectores resistentes, tendo em conta a interação com os esforços transversos;

• Flexão Composta (M + N)

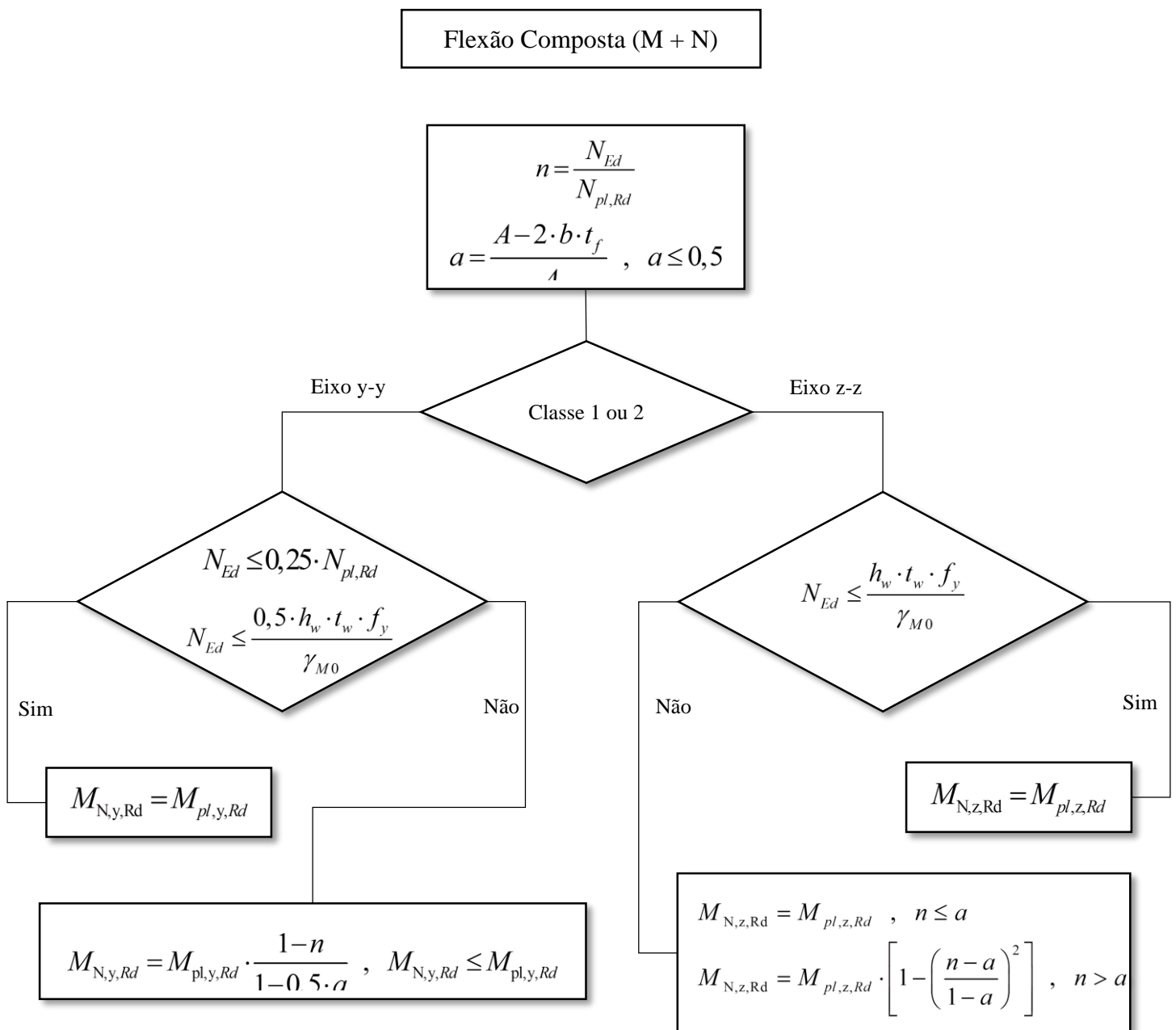


Figura 10.6: Fluxograma de dimensionamento de secções a esforços combinados

Em que:

N_{Ed} - Valor de cálculo do esforço normal atuante;

$N_{pl,Rd}$ - Valor de cálculo do esforço normal resistente plástico da secção bruta;

A - Área de uma secção transversal;

b - Largura de uma secção transversal;

t_f - Espessura do banzo;

t_w - Espessura da alma;

h_w - Altura da alma;

$M_{N,y,Rd}$ - Valor de cálculo do momento fletor resistente, reduzido pela interação com o esforço normal, em relação ao eixo y-y;

$M_{pl,y,Rd}$ - Valor de cálculo do momento fletor resistente plástico em relação ao eixo y-y;

$M_{N,z,Rd}$ - Valor de cálculo do momento fletor resistente, reduzido pela interação com o esforço normal, em relação ao eixo z-z;

$M_{pl,z,Rd}$ - Valor de cálculo do momento fletor resistente plástico em relação ao eixo z-z;

- Flexão Composta com Esforço Transverso (M + N + V)

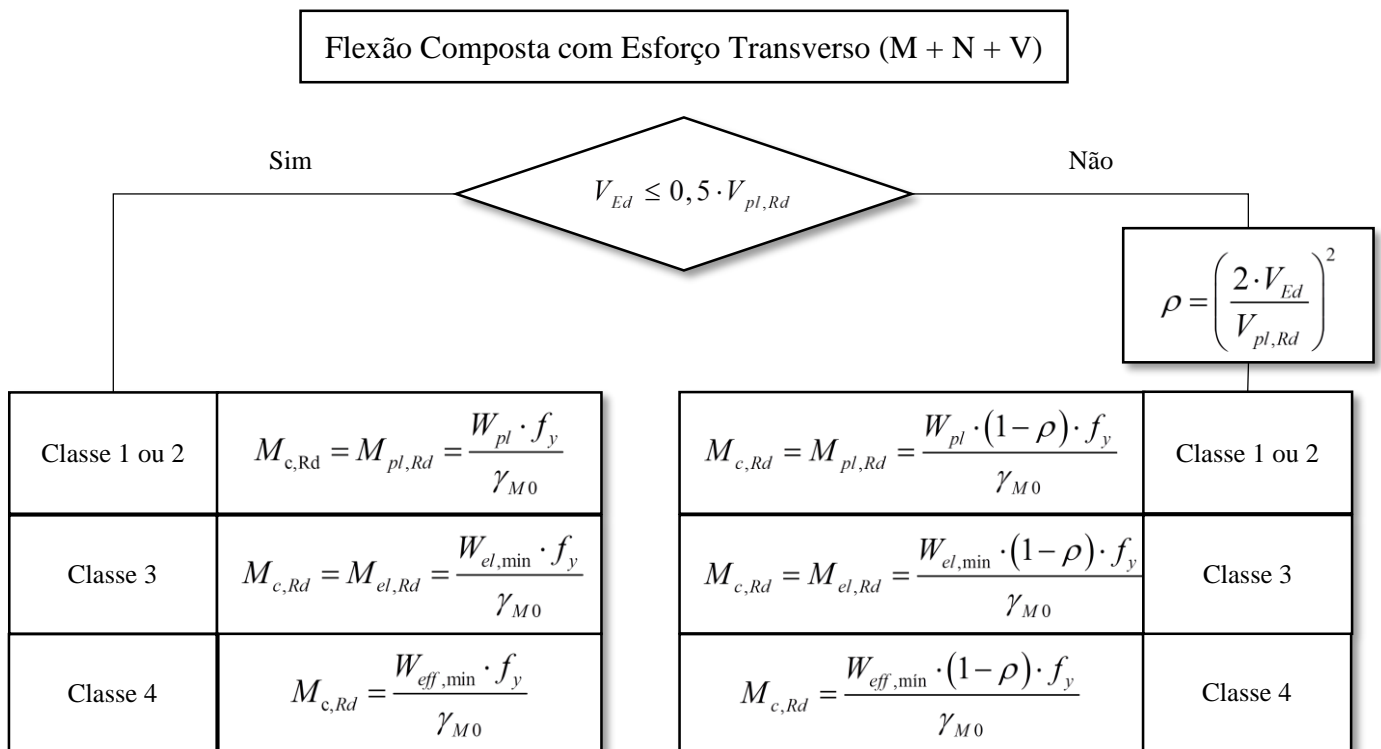


Figura 10.7: Fluxograma de dimensionamento de secções a flexão composta com esforço transverso

Em que:

$M_{c,Rd}$ - Valor de cálculo do momento fletor resistente em relação a um eixo principal de uma secção transversal;

V_{ED} - Valor de cálculo do esforço transversal atuante;

$V_{pl,Rd}$ - Valor de cálculo do esforço transversal resistente plástico;

$M_{pl,Rd}$ - Valor de cálculo do momento fletor resistente plástico em relação a um eixo principal de uma secção transversal;

$M_{el,Rd}$ - Valor de cálculo do momento fletor resistente elástico em relação a um eixo principal de uma secção transversal;

W_{pl} - Módulo de flexão plástico de uma secção transversal;

$W_{el,min}$ - Módulo de flexão elástico mínimo de uma secção transversal;

$\frac{V_{ED}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0$ - Módulo de flexão mínimo de uma secção transversal efetiva;

ρ - Coeficiente de redução para determinar os valores de cálculo dos momentos flectores resistentes, tendo em conta a interação com os esforços transversos;

- Flexão Desviada ($M_y + M_z$)

Flexão Desviada ($M_y + M_z$)

$$\left[\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right]^\beta \leq 1$$

Figura 10.8: Fluxograma de dimensionamento de secções à flexão desviada

Em que:

$M_{y,Ed}$ - Valor de cálculo do momento fletor atuante em relação ao eixo y-y da secção transversal;

$M_{z,Ed}$ - Valor de cálculo do momento fletor atuante em relação ao eixo z-z da secção transversal;

$M_{N,y,Rd}$ - Valor de cálculo do momento fletor resistente, reduzido pela interação com o esforço normal, em relação ao eixo y-y;

$M_{N,z,Rd}$ - Valor de cálculo do momento fletor resistente, reduzido pela interação com o esforço normal, em relação ao eixo z-z;

α - Parâmetro para tomar em consideração o efeito da flexão desviada;

β - Parâmetro para tomar em consideração o efeito da flexão desviada.

10.2. Resistência dos Elementos à Encurvadura

As expressões de dimensionamento referentes à resistência dos elementos encontram-se nos fluxogramas seguintes:

- Encurvadura de Elementos Comprimidos (N) – Colunas

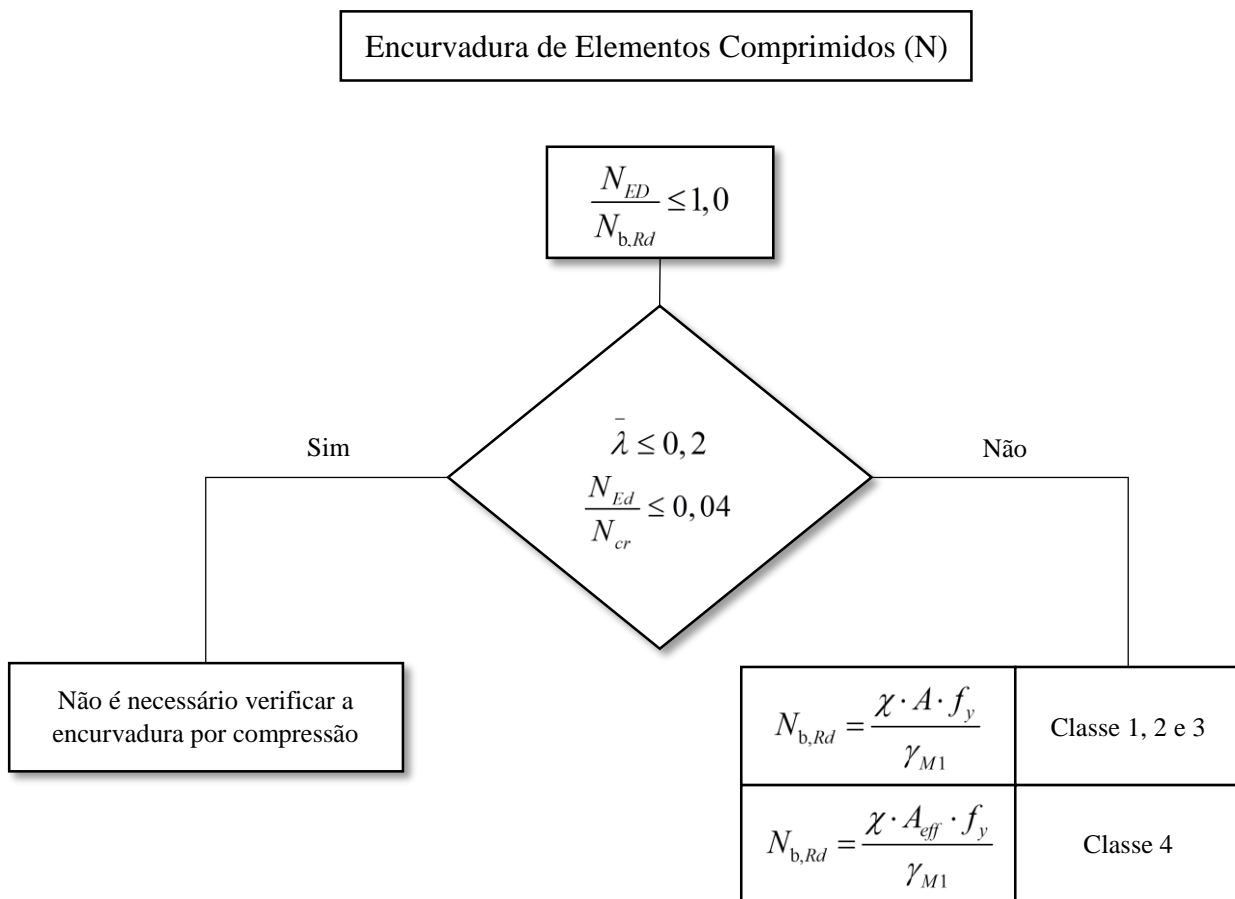


Figura 10.9: Fluxograma de dimensionamento à encurvadura de elementos - colunas

Em que:

N_{Ed} - Valor de cálculo do esforço axial de compressão;

$N_{b,Rd}$ - Valor de cálculo da resistência à encurvadura do elemento comprimido;

$\bar{\lambda}$ - Esbelteza normalizada;

N_{cr} - Valor crítico do esforço normal associado ao modo de encurvadura elástica relevante, baseado nas propriedades da secção transversal bruta;

χ - Coeficiente de redução para o modo de encurvadura relevante;

A - Área de uma secção transversal;

A_{eff} - Área efetiva de uma secção transversal.

- Encurvadura de Elementos em Flexão (M) – Vigas

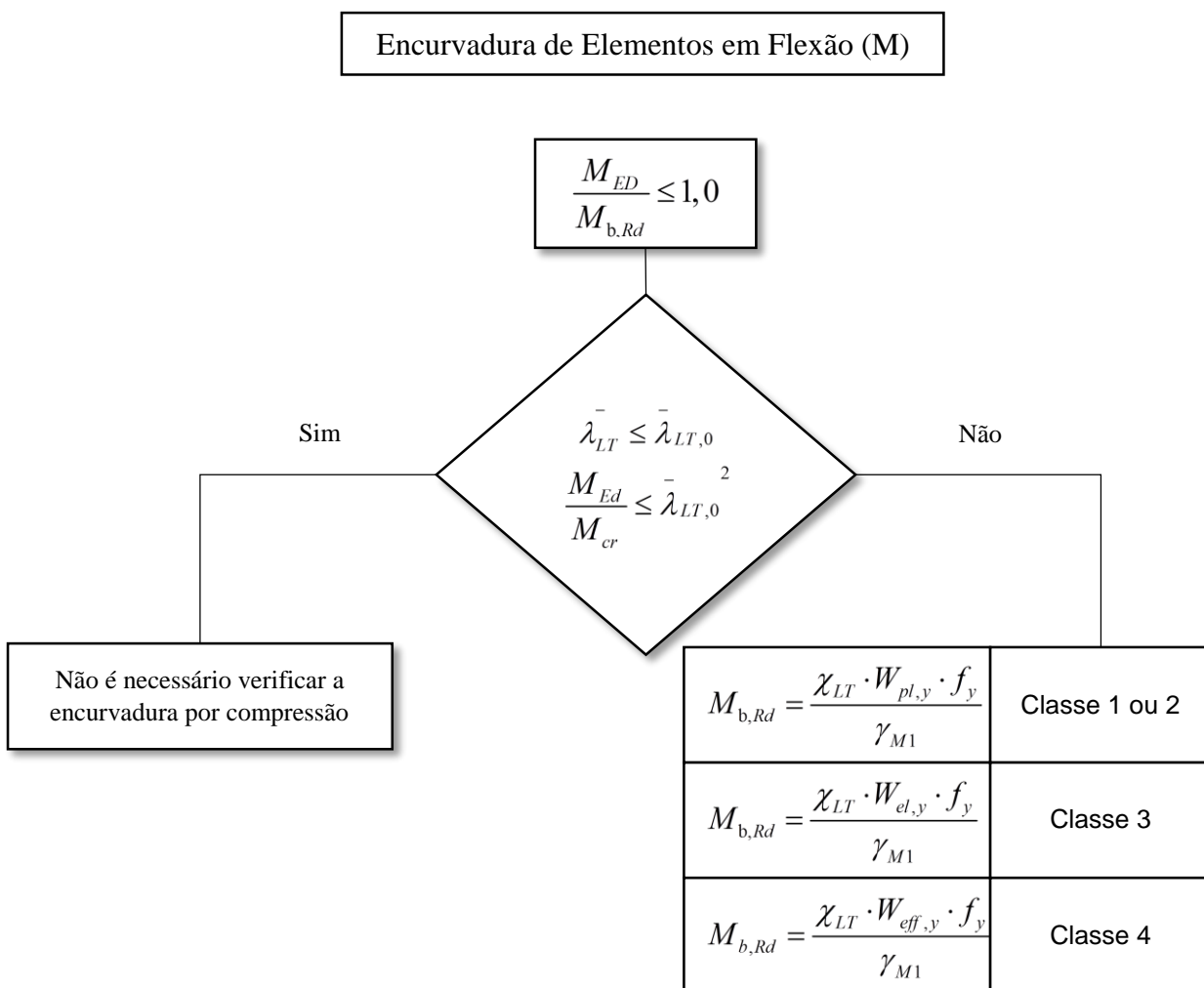


Figura 10.10: Fluxograma de dimensionamento à encurvadura de elementos - vigas

Em que:

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

$M_{b,Rd}$ - Valor de cálculo do momento fletor resistente à encurvadura lateral;

λ_{LT} - Esbelteza normalizada para a encurvadura lateral;

$\lambda_{LT,0}$ - Comprimento do patamar das curvas de dimensionamento à encurvadura lateral de vigas constituídas por perfis laminados e soldados equivalentes;

M_{cr} - Momento crítico elástico de encurvadura lateral;

χ_{LT} - Coeficiente de redução para a encurvadura lateral;

$W_{pl,y}$ - Módulo de flexão plástico de uma secção transversal, segundo o eixo y-y;

$W_{el,y}$ - Módulo de flexão elástico de uma secção transversal, segundo o eixo y-y;

$W_{eff,y}$ - Módulo de flexão de uma secção transversal efetiva, segundo o eixo y-y.

- Encurvadura de Elementos em Flexão Composta com Compressão (M + N) – Coluna-Viga

Encurvadura de Elementos em Flexão Composta com Compressão (M + N)

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{Rk}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rk}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

Figura 10.11: Fluxograma de dimensionamento à encurvadura de elementos em flexão composta com compressão

Em que:

N_{Ed} , $M_{y,Ed}$ e $M_{z,Ed}$ - Valores de cálculo do esforço de compressão atuante e dos momentos máximos atuantes no elemento, respetivamente, em relação aos eixos y-y e z-z;

$\Delta M_{y,Ed}$ e $\Delta M_{z,Ed}$ - Momentos devidos ao deslocamento do eixo neutro para as secções da classe 4, respetivamente, em relação aos eixos y-y e z-z (quadro 6.7, cláusula § 6.3.3(4));

χ_y e χ_z - Coeficientes de redução devidos à encurvadura por flexão;

χ_{LT} - Coeficiente de redução devido à encurvadura lateral;

k_{yy} , k_{yz} , k_{zy} , k_{zz} - Fatores de interação.

- Encurvadura de Elementos em Flexão Composta com Tração (M + N)

Encurvadura de Elementos em Flexão Composta com Tração (M + N)

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \leq 1$$

Figura 10.12: Fluxograma de dimensionamento à encurvadura de elementos em flexão composta com tração

Em que:

N_{Ed} , $M_{y,Ed}$ e $M_{z,Ed}$ - Valores de cálculo do esforço de compressão atuante e dos momentos máximos atuantes no elemento, respetivamente, em relação aos eixos y-y e z-z;

N_{Rd} , $M_{y,Rd}$ e $M_{z,Rd}$ - Valores de cálculo do esforço de compressão resistente e dos momentos resistentes no elemento, respetivamente, em relação aos eixos y-y e z-z.

11. PRÉ-DIMENSIONAMENTO

No presente capítulo explica-se como foi efetuado o pré-dimensionamento dos elementos principais da estrutura mista.

11.1. Elementos Metálicos

Para o pré-dimensionamento dos elementos metálicos recorreu-se ao modelo do pórtico-tipo, no qual se arbitraram as seguintes relações para as características elásticas e geométricas das travesses e dos pilares:

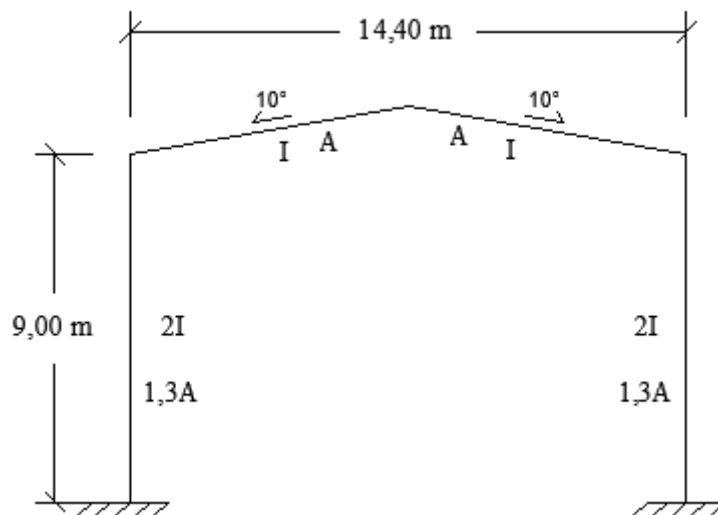


Figura 11.1: Modelo do pórtico tipo

Com base na análise de outros projetos semelhantes considerou-se para os pilares o dobro das inércias da travessa e áreas 30% superiores.

As ações aplicadas para o pré-dimensionamento foram as seguintes:

- Restante Carga Permanente ($0,10 \text{ kN/m}^2$);
- Sobrecarga;
- Ação do Vento (W_x , W_y , W_{xx} e W_{yy}).

Após modelação no programa "SAP2000" foram retirados os esforços mais desfavoráveis para as combinações de ações, conforme está indicado no capítulo 8, e verificados os estados limites últimos e de utilização.

11.1.1. Travessas

Na análise efetuada relativamente às travessas os esforços máximos obtidos para as combinações mais desfavoráveis foram os seguintes:

Tabela 11.1: Esforços máximos

$N_{Ed,Máx}$ (kN)	$M_{y,Ed,Máx}$ (kN.m)
-16,54	-61,85

Em que:

N_{Ed} , $M_{y,Ed}$ - Valores de cálculo do esforço de compressão atuante e do momento máximo atuantes no elemento, respetivamente, em relação aos eixos y-y;

a) Estados limites últimos

Para a verificação dos estados limites últimos foi utilizada a seguinte expressão, correspondente a elementos sujeitos a flexão composta com compressão (coluna-viga):

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{Rk}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \quad (\text{Eq. 11.1})$$

Em que:

N_{Ed} , $M_{y,Ed}$ - Valores de cálculo do esforço de compressão atuante e do momento máximo atuante no elemento em relação ao eixo y-y;

χ_y - Coeficientes de redução devidos à encurvadura por flexão em relação ao eixo y-y;

χ_{LT} - Coeficiente de redução devido à encurvadura lateral;

k_{yy} - Fatores de interação.

Para a verificação desta expressão consideraram-se três perfis, HEB 180, HEB 200 e HEB 220, com as seguintes características:

- Comprimento crítico da travessa: $L_{cr,y} = 14,40$ m.

- Travamentos na travessa afastados de 7,20 m.

A partir dos dados anteriores calcularam-se os parâmetros, χ_y e χ_{LT} , com recurso a uma folha de cálculo realizada para o efeito.

Tabela 11.2: Valores de χ_y e χ_{LT}

	HEB 180	HEB 200	HEB 220
χ_y	0.21	0.25	0.30
χ_{LT}	0.78	0.80	0.81

Com estes parâmetros procedeu-se à elaboração de um ábaco de pré-dimensionamento (através a fórmula indicada na eq. 11.1), onde foi escolhido o perfil mais adequado.

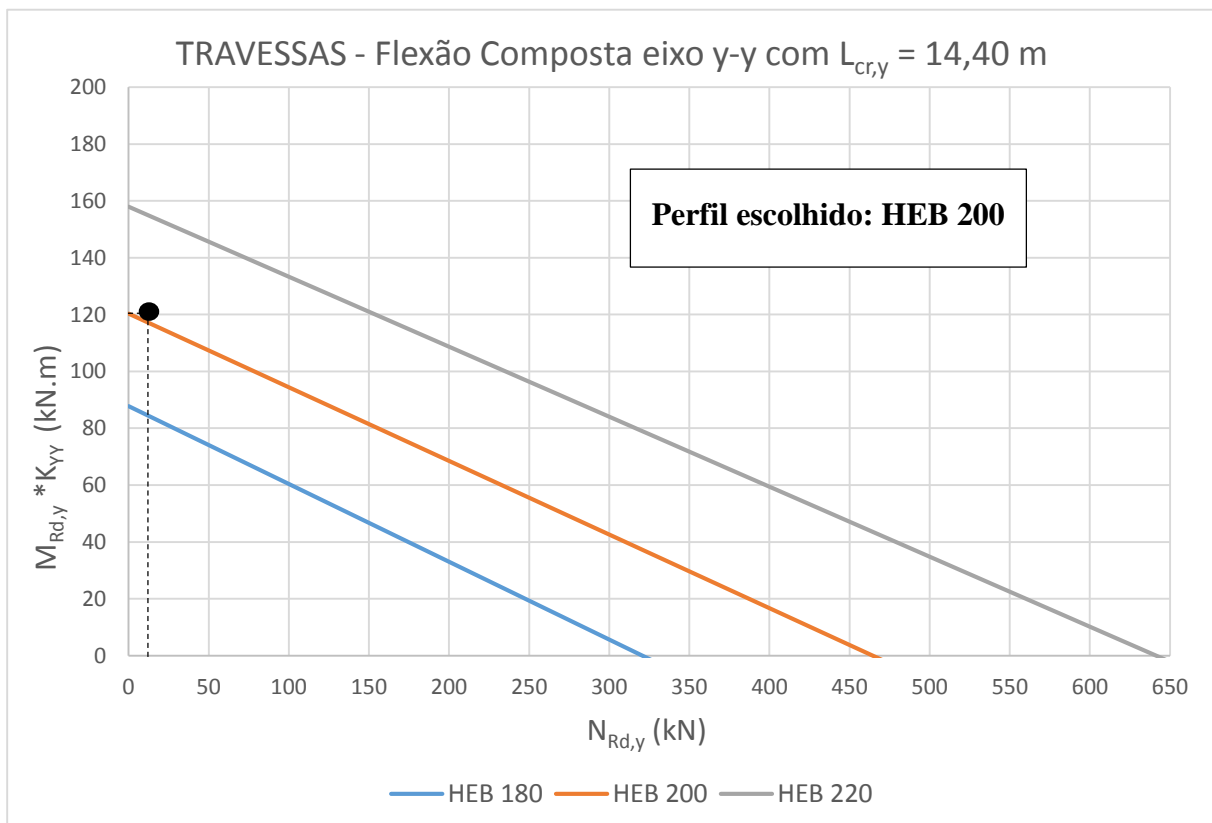


Figura 11.2: Ábaco de pré-dimensionamento das travessas

Para o fator de iteração, k_{yy} considerou-se por segurança o valor igual a dois. Assim, optou-se pelo perfil HEB 200, embora este ultrapasse o valor resistente numa pequena percentagem (há que ter presente que estes valores resistentes poderão ser maiores com a estrutura metálica completa).

b) Estado Limite de Utilização (Deformação):

Para o estado limite de utilização retirou-se o deslocamento máximo vertical e comparou-se com o critério de verificação para a deformação das travessas ($\delta_v < L/250$):

com deslocamento máximo vertical de: 0,043 m;

e com o deslocamento máximo admitido de: $\frac{L}{250} = \frac{14,40}{250} = 0,058 \text{ m}$

Como o estado limite de utilização é verificado, conclui-se que o perfil escolhido para as travessas é o perfil HEB 200.

11.1.2. Pilares

Após análise no programa, os esforços máximos obtidos nos pilares foram os seguintes:

Tabela 11.3: Esforços máximos

$N_{Ed,Máx} \text{ (kN)}$	$M_{y,Ed,Máx} \text{ (kN.m)}$
-38,87	-61,85

Em que:

N_{Ed} , $M_{y,Ed}$ - Valores de cálculo do esforço de compressão atuante e do momento máximo atuantes no elemento, respetivamente, em relação aos eixos y-y.

a) Estados limites últimos:

Na verificação dos estados limites últimos procedeu-se da mesma forma que as travessas, por se tratar igualmente de um perfil sujeito a flexão composta com compressão. Para o caso dos pilares tem-se:

- Comprimento crítico: $L_{cr,y} = 9,00 \text{ m}$;
- Assumindo que não existem travamentos ao longo do pilar.

Para o cálculo dos parâmetros, χ_y e χ_{LT} , escolheram-se perfis com características semelhantes ao HEB 240:

Tabela 11.4: Valores de χ_y e χ_{LT}

	HEB 220	HEB 240	HEB 260
χ_y	0.59	0.64	0.69
χ_{LT}	0.90	0.91	0.91

Com estes parâmetros calculados recorreu-se da mesma forma, a um ábaco de pré-dimensionamento representando a fórmula indicada na eq. 11.1.

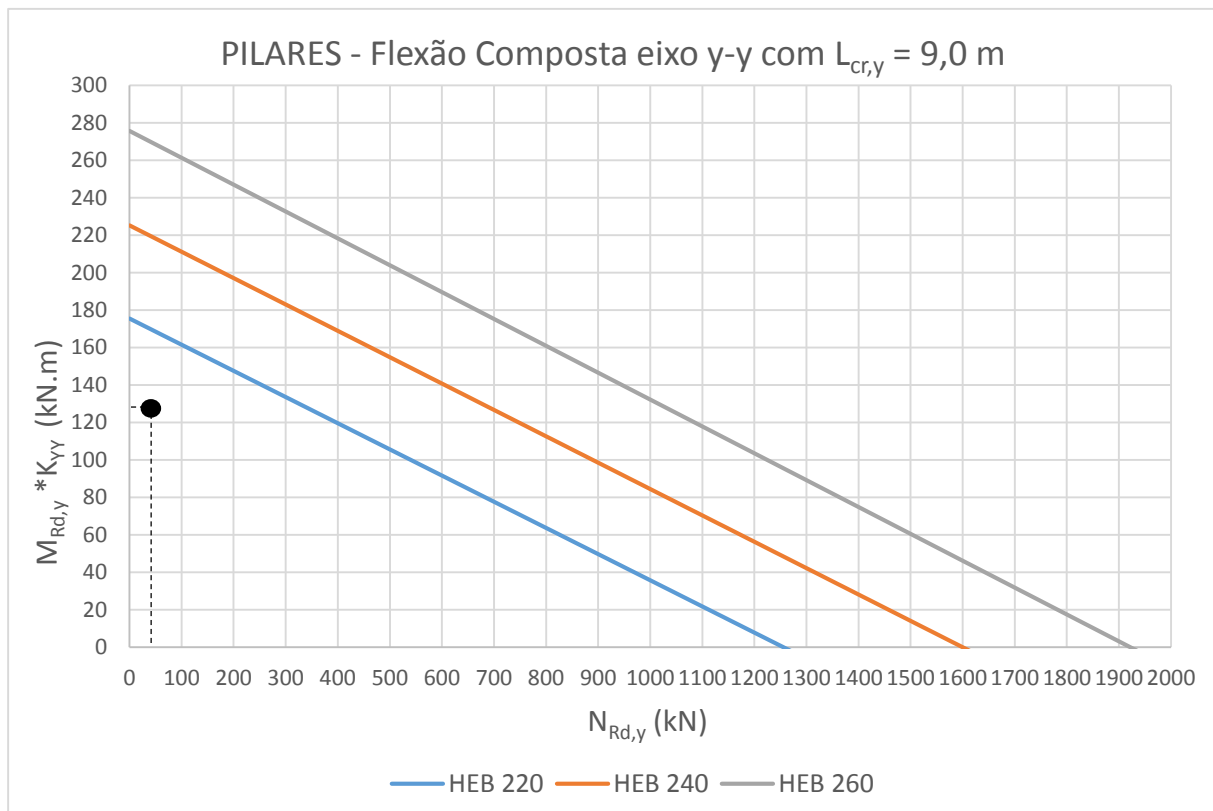


Figura 11.3: Ábaco de pré-dimensionamento de pilares

Conclui-se que o perfil HEB 240 verifica as condições para os estados limites últimos.

b) Estado Limite de Utilização (Deformação):

Para o estado limite de utilização retirou-se o deslocamento máximo horizontal e comparou-se com o critério de verificação para a deformação dos pilares ($\delta_H < H/300$):

Onde o deslocamento máximo horizontal obtido é de: $0,07 \text{ m}$.

E o deslocamento máximo admitido de: $\frac{H}{300} = \frac{9}{300} = 0,03 \text{ m}$

O estado limite de utilização não é verificado, no entanto será considerado o perfil HEB 240 pelo facto de existirem travamentos triangulados no pórtico C e na cobertura, o que diminui os deslocamentos laterais.

11.1.3. Travamentos

Os perfis que compõem a restante estrutura metálica desempenham uma função essencialmente de suporte das chapas metálicas e de travamento dos pórticos. Neste caso os perfis estão sujeitos principalmente a esforços axiais tendo-se utilizado ábacos para o pré-dimensionamento destes.

11.1.4. Vigas Principais do Piso Metálico

Para o pré-dimensionamento das vigas principais do piso metálico recorreu-se a um modelo simples efetuado no programa "SAP2000", para a verificação dos estados limites últimos e de utilização tendo-se obtido o perfil mais adequado da série HEB – Perfil HEB 240.

11.2. Lajes de Betão Armado

Para a determinação da espessura das lajes foram utilizados os critérios do eurocódigo 2 (NP EN 1992-1-1):

Laje simplesmente apoiada

$$h \leq \frac{d}{20 \cdot \frac{500}{f_{yk}}}$$

Laje bi-encastada

$$h \leq \frac{d}{26 \cdot \frac{500}{f_{yk}}}$$

Laje apoiada-encastada

$$h \leq \frac{d}{\alpha \cdot \frac{500}{f_{yk}}}$$

Em que:

h - Espessura da laje;

d - Altura útil da laje;

f_{yk} - Tensão de cedência do aço (500 MPa);

Após os cálculos efetuados com base nas expressões indicadas foi considerada uma espessura em todas as lajes de 20 cm.

12.REGULAMENTAÇÃO

No presente capítulo indicam-se todas as normas utilizadas na realização deste trabalho:

Tabela 12.1: Regulamentação utilizada

Norma Europeia	Título	Parte	Subtítulo
NP EN 1990	Eurocódigo 0: Bases para projeto de estruturas		
NP EN 1991	Eurocódigo 1: Ações em estruturas	1-1: Ações Gerais 1-4: Ações Gerais	Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecarga em edifícios Ação do vento
NP EN 1992	Eurocódigo 2: Projeto de estruturas de betão	1-1: Regras gerais e regras para edifícios	
NP EN 1993	Eurocódigo 3: Projeto de estruturas de aço	1-1: Regras gerais e regras para edifícios	
NP EN 1997	Eurocódigo 7: Projeto geotécnico	1: Regras gerais	
NP EN 1998	Eurocódigo 8: Projeto estruturas para resistência aos sismos	1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios	