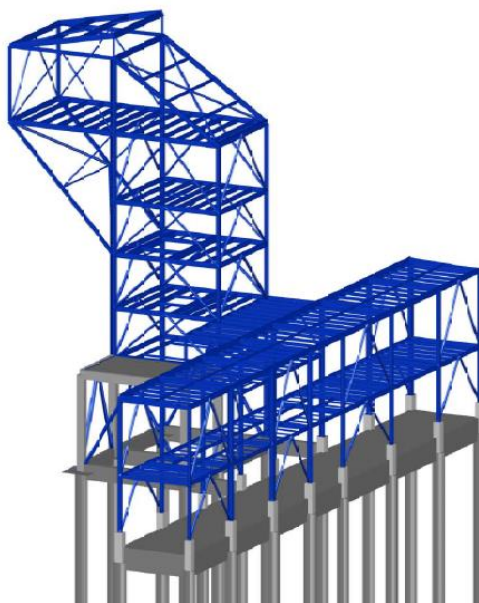




INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA

Área Departamental de Engenharia Civil



Dimensionamento de um Edifício Metálico de Ensacagem a Construir numa Instalação Industrial

JORGE FERNANDO CARDADOR AGOSTINHO
(Licenciado em Engenharia Civil)

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

Orientador:

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

Júri:

Presidente: Mestre, Cristina Ferreira Xavier de Brito Machado
(Prof.^a Coordenadora do ISEL)

Vogais:

Doutorada, Paula Raquel Pires da Cunha Lamego (Prof.^a Adjunta Convidada do ISEL)

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

Janeiro 2016



INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA

Área Departamental de Engenharia Civil

Dimensionamento de um Edifício Metálico de Ensacagem a Construir numa Instalação Industrial

JORGE FERNANDO CARDADOR AGOSTINHO
(Licenciado em Engenharia Civil)

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

Orientador:

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

Júri:

Presidente: Mestre, Cristina Ferreira Xavier de Brito Machado
(Prof.^a Coordenadora do ISEL)

Vogais:

Doutorada, Paula Raquel Pires da Cunha Lamego (Prof.^a Adjunta Convidada do ISEL)

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

Janeiro 2016

AGRADECIMENTOS

Ao Engenheiro José dos Santos Viseu, pela orientação, disponibilidade, incentivo e conhecimentos transmitidos ao longo do desenvolvimento deste projeto.

A todos os professores que me ajudaram na minha vida académica, e que contribuíram com a sua experiência e conhecimentos para a melhoria contínua da minha formação pessoal e profissional.

Um agradecimento particular ao meu colega de curso e amigo Pedro Silva, pela amizade, pelos momentos passados no decorrer do mestrado, pela entreaajuda e partilha de conhecimentos ao longo deste projeto.

Aos meus pais e ao meu irmão, pela educação, valores transmitidos, apoio incondicional em todas as fases da minha vida fundamentais na minha formação como homem.

Um agradecimento especial à Rita, por todo o apoio e pelos permanentes incentivos.

A todos deixo o meu profundo agradecimento.

RESUMO

O presente trabalho consiste no dimensionamento de um Edifício Metálico destinado a uma Ensacagem, a construir numa instalação fabril em Moçambique, na província do Dondo.

O trabalho é constituído por um conjunto de peças escritas e peças desenhadas.

As peças escritas compreendem as Memórias Descritiva e Justificativa.

Na Memória Descritiva é feita a descrição das ações, das combinações de ações assim como das expressões de dimensionamento utilizadas nos cálculos das secções e dos elementos de betão armado e metálicos.

Na Memória Justificativa são apresentados todos os cálculos realizados no projeto do Edifício de Ensacagem, que compreende uma parte em betão armado e outra metálica.

Os elementos de betão armado do Edifício foram dimensionados a partir da NP EN 1992-1-1.

Nos cálculos da estrutura metálica foi utilizada a NP EN 1993-1-1, que inclui uma Tabela de Dimensionamento realizada em "Excel", onde são efetuadas todas as verificações impostas pela norma, de forma a verificar a segurança das secções e dos elementos que constituem o Edifício.

Particular atenção foi dada às fundações dadas as características geotécnicas do terreno em que o Edifício será construído, que obrigou ao emprego de estacas moldadas.

A determinação dos esforços na estrutura foi feita a partir de um programa de cálculo automático em elementos finitos o "SAP2000".

Com base nos ficheiros de dados e resultados do "SAP2000" foi realizada a comparação e validação destes, a partir da Tabela de Cálculo já mencionada a cima, tendo-se recorrido também a outros softwares de dimensionamento, tais como: "SemiComp", "GalaReinforcement", "A3C", "LTBeamN" e "Robot".

As peças desenhadas incluem toda a informação necessária ao fabrico e montagem das estruturas metálicas, bem como todos os elementos em betão armado.

ABSTRACT

This work consists on the design of a metallic building intended for bagging, which will be build in a manufacturing facility in Mozambique, in the province of Dondo.

The work is constituted by a set of written documents and drawings.

The written parts include the descriptive document and the justificative document.

In the descriptive document is made a description of the actions and combinations, as well as the design expressions that were used in the calculation of sections and Reinforced Concrete and Metallic elements.

In the justificative document are presented all the calculations performed in bagging building project, whose structure is made up of one part in reinforced concrete and other metallic.

The design of the building of reinforced concrete elements was based on NP EN 1992-1-1.

In the calculations of the steel structure was used the NP EN 1993-1-1, followed by a design table held in "Excel". In this table are carried out all the checks required by the standard, in order to verify the safety of sections and elements of the building.

It was also given attention to foundations, given the geotechnical characteristics of the land, on which the building will be built, which forced the use of bored piles.

The determination of stresses in the structure was taken from a finite element program the "SAP2000".

Based on the results obtained in the "SAP2000" efforts and design, their comparison from a table sections and metallic elements design calculation was carried out with recourse also others design softwares "SemiComp" "GalaReinforcement", "Robot" in order to compare, verify and validate the safety of all the elements of the building.

The drawings includes a set of drawings necessary to the manufacture and installation of steel structures, as well as the part concerning the reinforced concrete elements to be used for the completion of the work.

PALAVRAS - CHAVE

Estruturas Metálicas e de Betão Armado

Eurocódigos Estruturais

Dimensionamento de Edifícios Industriais

KEYWORDS

Steel and concrete Structures

Structural Eurocodes

Industrial's Buildings Design

ÍNDICE DAS PEÇAS DO PROJETO

A - PEÇAS ESCRITAS

- I. MEMÓRIA DESCRITIVA**
- II. MEMÓRIA JUSTIFICATIVA**
- III. CONCLUSÕES**

B - PEÇAS DESENHADAS

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ANEXOS

A - PEÇAS ESCRITAS

I. MEMÓRIA DESCRITIVA

ÍNDICE

| | |
|---|----|
| 1. INTRODUÇÃO | 1 |
| 2. LOCALIZAÇÃO | 3 |
| 3. GEOLOGIA E GEOTECNIA..... | 5 |
| 4. DESCRIÇÃO DO EDIFÍCIO | 7 |
| 4.1. Enquadramento da Instalação Industrial..... | 7 |
| 4.2. Funcionamento do Edifício..... | 8 |
| 4.3. Descrição e Geometria do Edifício..... | 9 |
| 5. MATERIAIS | 13 |
| 5.1. Elementos em Betão Armado | 13 |
| 5.2. Estruturas Metálicas..... | 14 |
| 6. QUANTIFICAÇÃO DE AÇÕES | 15 |
| 6.1. Peso Próprio..... | 15 |
| 6.2. Restantes Cargas Permanentes | 15 |
| 6.2.1. Materiais..... | 15 |
| 6.2.2. Equipamentos | 16 |
| 6.3. Sobrecargas | 16 |
| 6.3.1. No Edifício..... | 16 |
| 6.3.2. Equipamentos | 17 |
| 6.4. Ação Térmica | 17 |
| 6.5. Ação do Vento..... | 19 |
| 6.5.1. Pressão Dinâmica de Pico | 20 |
| 6.5.2. Coeficiente Estrutural..... | 24 |
| 6.5.3. Determinação das Pressões Exteriores e Interiores..... | 30 |
| 6.6. Ação Sísmica | 37 |
| 7. COMBINAÇÕES DE AÇÕES..... | 43 |
| 7.1. Valores Reduzidos das sobrecargas..... | 43 |
| 7.2. Estados Limites Últimos | 44 |

| | | |
|--------|---|----|
| 7.3. | Estados Limites de Utilização | 45 |
| 8. | CRITÉRIOS GERAIS DE DIMENSIONAMENTO | 49 |
| 8.1. | Elementos Metálicos | 49 |
| 8.1.1. | Resistência das Seções Transversais | 50 |
| 8.1.2. | Resistência dos Elementos à Encurvadura - Colunas | 61 |
| 8.2. | Elementos em Betão Armado | 66 |
| 8.2.1. | Lajes..... | 66 |
| 8.2.2. | Vigas | 68 |
| 8.2.3. | Pilares | 71 |
| 8.2.4. | Plintos | 73 |
| 8.2.5. | Estacas | 74 |
| 9. | REGULAMENTAÇÃO | 77 |

ÍNDICE DE FIGURAS

| | |
|---|----|
| Figura 2.1 - Planta da Unidade Fabril e localização do Edifício..... | 3 |
| Figura 3.1 - Estratigrafia do Terreno de Fundação..... | 5 |
| Figura 4.1 - Processo de Fabrico de Cimento..... | 7 |
| Figura 4.2 - Processo de Ensacagem e Expedição..... | 8 |
| Figura 4.3 - Descrição do Edifício. "Google sketchup"..... | 9 |
| Figura 4.4 - Zona A. "Google sketchup"..... | 10 |
| Figura 4.5 - Sala Elétrica. "Google sketchup"..... | 10 |
| Figura 4.6 - Zona B. "Google sketchup"..... | 11 |
| Figura 6.1 - Altura de Referência Ze e correspondente Perfil de Pressão Dinâmica..... | 20 |
| Figura 6.2 - Altura de Referência para a determinação do Coeficiente Estrutural..... | 25 |
| Figura 6.3 - Pressões em Superfícies..... | 30 |
| Figura 6.4 - Coeficientes de Pressão Exteriores em Paredes Verticais..... | 31 |
| Figura 6.5 - Zonas de Coberturas em Terraço..... | 32 |
| Figura 6.6 - Zonas em Coberturas de uma só Vertente..... | 34 |
| Figura 6.7 - Zonamento Sísmico em Portugal Continental..... | 40 |
| Figura 8.1 - Fluxograma de Dimensionamento de Seções à Tração..... | 50 |
| Figura 8.2 - Fluxograma de Dimensionamento de Seções à Compressão..... | 51 |
| Figura 8.3 - Fluxograma de Dimensionamento de Seções à Flexão Simples..... | 52 |
| Figura 8.4 - Fluxograma do Dimensionamento de Secções ao Esforço Transverso..... | 53 |
| Figura 8.5 - Fluxograma de Dimensionamento de Seções sujeitas a Flexão com Esforço Transverso..... | 54 |
| Figura 8.6 - Fluxograma de verificação da Resistência de Secções Transversais à Flexão Composta..... | 56 |
| Figura 8.7 - Verificação da Resistência de Secções Transversais à Flexão Composta com Esforço Transverso..... | 58 |
| Figura 8.8 - Fluxograma para a verificação da Resistência à Encurvadura de Elementos Comprimidos – Colunas..... | 61 |
| Figura 8.9 - Fluxograma de verificação da Resistência à Encurvadura de Elementos à Flexão – Vigas..... | 62 |
| Figura 8.10 - Fluxograma de verificação da Encurvadura de elementos à flexão Composta com Compressão (M+N)..... | 63 |
| Figura 8.11 - Modelação das Estacas..... | 74 |

ÍNDICE DE TABELAS

| | |
|--|----|
| Tabela 5.1 - Características do Betão..... | 13 |
| Tabela 5.2 - Aço no Betão Armado..... | 13 |
| Tabela 5.3 - Características gerais do Betão e do Aço..... | 13 |
| Tabela 5.4 - Estrutura Metálica..... | 14 |
| Tabela 5.5 - Características do Aço utilizado nos perfis laminados..... | 14 |
| Tabela 6.1 - Tipo de Ações vs Eurocódigos..... | 15 |
| Tabela 6.2 - Restantes Cargas Permanentes..... | 15 |
| Tabela 6.3 - Cargas Permanentes dos Equipamentos..... | 16 |
| Tabela 6.4 - Carga da Navete de Carregamento..... | 16 |
| Tabela 6.5 – Sobrecargas..... | 16 |
| Tabela 6.6 - Sobrecarga nos Equipamentos..... | 17 |
| Tabela 6.7 - Sobrecarga na Navete de Carregamento..... | 17 |
| Tabela 6.8 - Valor básico da Velocidade de Referência do Vento..... | 21 |
| Tabela 6.9 - Categorias de Terreno e respetivos Parâmetros..... | 22 |
| Tabela 6.10 - Valores recomendados para os Coeficientes de Pressão Exteriores nas Paredes Verticais..... | 31 |
| Tabela 6.11 - Coeficientes de Pressão Exteriores para Coberturas em Terraço..... | 33 |
| Tabela 6.12 - Coeficientes de Pressão Exterior para Coberturas de uma só Vertente...35 | |
| Tabela 6.13 - Coeficientes de Pressão Exterior para Coberturas de uma só Vertente...35 | |
| Tabela 6.14 - Tipos de Terreno..... | 38 |
| Tabela 6.15 - Valores dos Parâmetros do Espectro de Resposta Elástico para Ação do Sísmica Tipo 1..... | 39 |
| Tabela 6.16 - Valores dos Parâmetros do Espectro de Resposta Elástico para Ação Sísmica Tipo 2..... | 39 |
| Tabela 6.17 - Aceleração máxima de referência..... | 40 |
| Tabela 6.18 - Classes de Importância para Edifícios..... | 41 |
| Tabela 6.19 - Coeficientes de Importância..... | 41 |

| | |
|---|----|
| Tabela 7.1 - Valores Reduzidos das Sobrecargas..... | 43 |
| Tabela 7.2 - Combinações de Ações..... | 47 |
| Tabela 8.1 - Valores dos Coeficientes Parciais de Segurança para a Resistência de Secções e de Elementos..... | 49 |
| Tabela 8.2 - Características do Aço..... | 49 |
| Tabela 8.3 - Fatores de Interação K_{ij} para elementos Não Suscetíveis à Deformação por Torção..... | 64 |
| Tabela 8.4 - Fatores de Interação K_{ij} para Elementos Suscetíveis à Deformação por Torção..... | 64 |
| Tabela 8.5 - Coeficientes de Momento Uniforme Equivalentes C_m | 65 |
| Tabela 8.6 - Valores dos Coeficientes Parciais de Segurança..... | 66 |
| Tabela 8.7 - Tensões no Betão e no Aço..... | 66 |
| Tabela 8.8 - Expoente "a"..... | 72 |
| Tabela 8.9 - Áreas Mínimas das Armaduras Longitudinais nas Estacas..... | 76 |
| Tabela 9.1 – Regulamentação..... | 77 |

1. INTRODUÇÃO

O presente documento consiste na elaboração do Trabalho Final de Mestrado, em Engenharia Civil, na área de especialização de Estruturas - Projeto, e trata do dimensionamento de um Edifício Metálico destinado a uma Ensacagem, a construir numa Instalação Fabril.

Optou-se por este projeto, pois durante o percurso académico sempre mereceu uma especial atenção o dimensionamento de estruturas, nomeadamente as de aço.

Com efeito, o aço empregue como elemento estrutural tem inspirado engenheiros e arquitetos ao longo dos anos, os quais tiraram partido deste material, combinando a sua resistência e economia em diferentes soluções estruturais.

Uma grande vantagem da utilização do aço é permitir a execução de estruturas mais leves, o recurso à pré-fabricação, traduzindo-se numa maior rapidez de execução em obra comparativamente com a de outros materiais.

Outra das vantagens é a sua versatilidade e aplicabilidade.

Sendo o aço um material com elevada relação resistência/peso, possibilita a escolha de soluções com grandes vãos, com recurso a estruturas constituídas por elementos muito esbeltos e económicos, em comparação com outros materiais, tais como o betão armado e também o betão pré-esforçado.

Nos últimos anos têm aparecido no mercado aços com características mais resistentes, que tem possibilitado a redução das secções dos elementos, obtendo-se desta forma soluções cada vez mais económicas.

Esta tendência de se desenvolverem aços com maior resistência tem contribuído também, para um aumento das esbeltezas das estruturas, obrigando ao estudo mais aprofundado dos fenómenos da encurvadura, bem como uma análise dos efeitos de segunda ordem.

2. LOCALIZAÇÃO

O presente projeto refere-se a um Edifício Metálico de uma Ensacagem, a construir numa instalação industrial localizada em Moçambique, na província do Dondo.

A Figura 2.1 indica a localização do futuro Edifício.



Figura 2.1 - Planta da Unidade Fabril e localização do Edifício.

3. GEOLOGIA E GEOTECNIA

Para a caracterização geotécnica do terreno de fundação foram considerados os resultados da prospeção realizada a partir de ensaios SPT (Standart Penetration Test).

Através das sondagens foi possível identificar os estratos que compõem o terreno de fundação, tendo-se obtido a seguinte informação:

- Aterro de argilas siltsosas com 1 metro de espessura;
- Argilas moles com 14 metros de espessura;
- Argilas médias com 11 metros de altura.

Dadas as características dos terrenos de fundação, a solução adotada de uma das partes do Edifício compreende um ensoleiramento que apoia em 16 estacas com diâmetros de 0.80 m e 26 m de comprimento.

A outra parte do Edifício descarrega também em estacas, com diâmetros de 0.80 m, ligados a maciços de fundação travados por um conjunto de vigas de grande inércia.

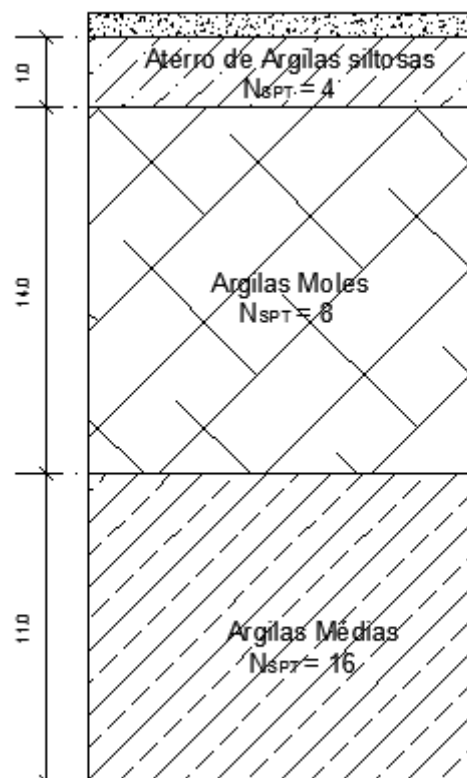


Figura 3.1 - Estratigrafia do Terreno de Fundação.

4. DESCRIÇÃO DO EDIFÍCIO

4.1. Enquadramento da Instalação Industrial

O Edifício em estudo está incluído numa Instalação Cimenteira e destina-se à realização das operações de ensacagem e expedição do cimento.

Para se entender melhor a função deste Edifício, bem como a posição do mesmo numa Fábrica de Cimento, achou-se importante incluir neste trabalho as diversas fases do processo de fabrico.

O processo de fabrico de cimento compreende essencialmente três fases:

- Extração das matérias-primas;
- Fabrico do cru (clinker e associação de aditivos);
- Ensacagem e Expedição.

A primeira fase começa pela extração do calcário realizado em pedreiras.

A segunda fase compreende um conjunto de operações, das quais se destacam: a britagem do material que é realizada em moagens seguindo-se a operação de cozedura feita em fornos apropriados a altas temperaturas, de modo a obter-se o clinker.

Na terceira fase procede-se à moagem de clinker que posteriormente é misturado com aditivos, tais como: o gesso, o filler, as escorias, etc.

O produto final é armazenado em silos e posteriormente ensacado e expedido no Edifício de Ensacagem.

Na Figura 4.1 resume-se de um modo figurativo o processo de fabrico de cimento.

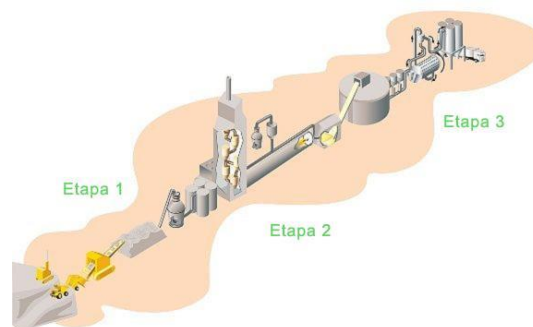


Figura 4.1 - Processo de Fabrico de Cimento. (3)

4.2. Funcionamento do Edifício

Como já foi referido anteriormente o Edifício faz parte de uma Instalação Industrial de produção de cimento, e está inserido na parte de Ensacagem e Expedição.

O Edifício inclui um conjunto de equipamentos mecânicos que são utilizados nas operações de ensacagem e expedição do cimento.

A Figura 4.2 mostra alguns dos equipamentos mecânicos que estão localizados no interior do Edifício de Ensacagem.

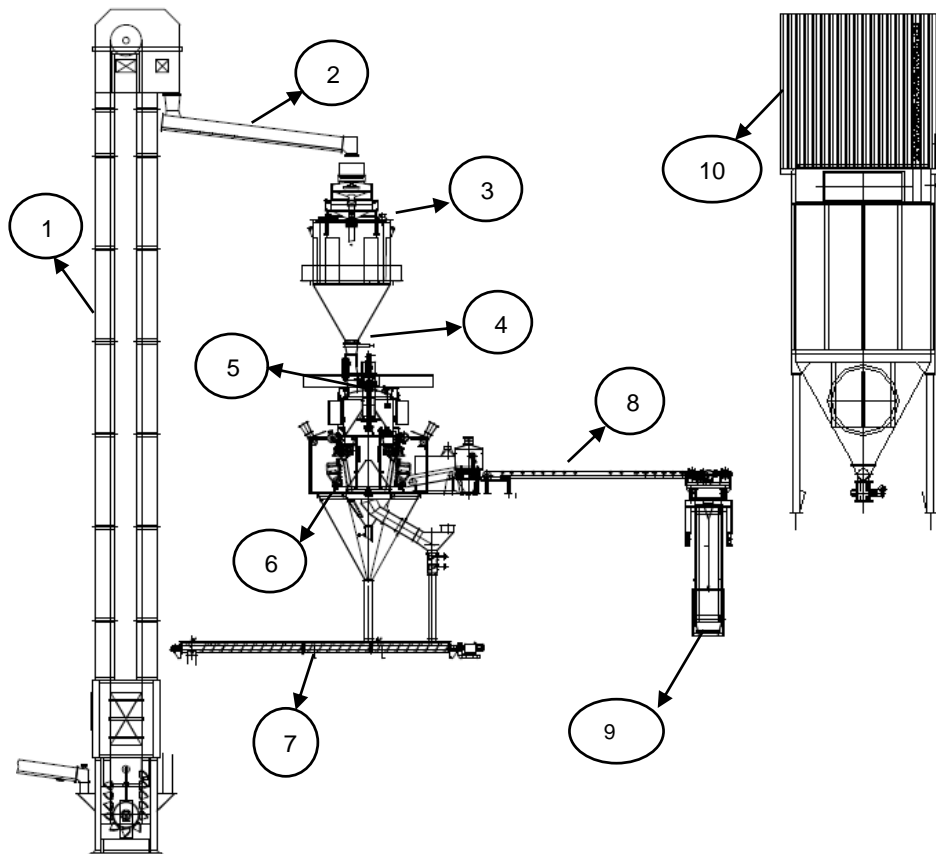


Figura 4.2 - Processo de Ensacagem e Expedição.

- 1- Elevador de alcatruzes;
- 2- Caleira porosa;
- 3- Crivo vibratório;
- 4- Tremonha de descarga;
- 5- Válvula de controlo;
- 6- Equipamento de carregamento para ensacagem;
- 7- Sem-fim;
- 8- Tela transportadora;
- 9- Navete de carregamento
- 10- Filtro de despoeiramento.

4.3. Descrição e Geometria do Edifício

O esqueleto estrutural do Edifício é composto por um conjunto de pórticos e pisos metálicos, e tem também alguns elementos em betão armado.

Os elementos metálicos incluem as colunas que são perfis laminados da série HEA's, as vigas que na maior parte dos casos são perfis da série IPE's, e as madres que servem de suporte às chapas dos revestimentos exteriores das coberturas e dos alçados por perfis da série UPN's.

Os elementos em betão armado do Edifício compreendem a zona da Sala Elétrica, os plintos de ligação às estacas, o maciço de ensoleiramento na Zona de Expedição e outros maciços de encabeçamento de estacas e vigas de fundação.

O Edifício é constituído por três Zonas distintas conforme se mostra na Figura 4.3, cuja designação é a seguinte:

- Zona A que corresponde à zona de Expedição;
- Zona B onde é feito todo o processo de Ensacagem;
- Zona Sala Elétrica (S.E) que está incluída na zona B.

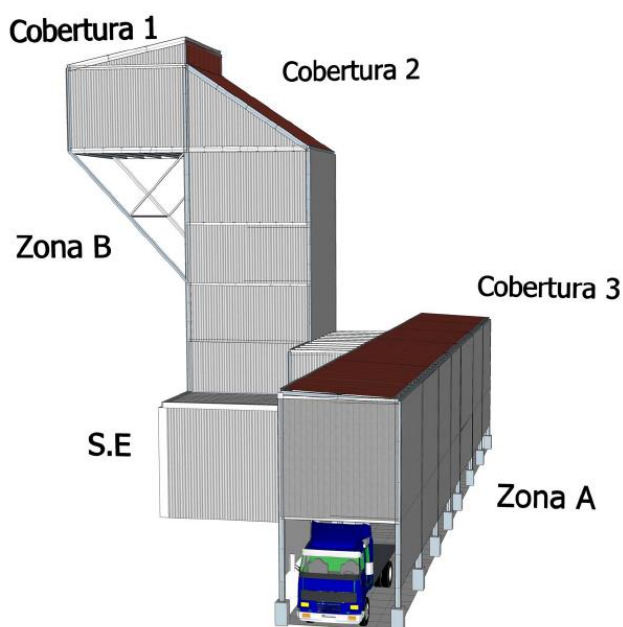


Figura 4.3 - Descrição do Edifício. "Google sketchup"

A zona A tem as dimensões de 42m x 5m e um pé direito de 9.75m, compreende 3 pisos metálicos, e destina-se à parte de Carregamento e Expedição do cimento, conforme se mostra na Figura 4.4.

A zona A inclui ainda uma cobertura não acessível designada por Cobertura 3.

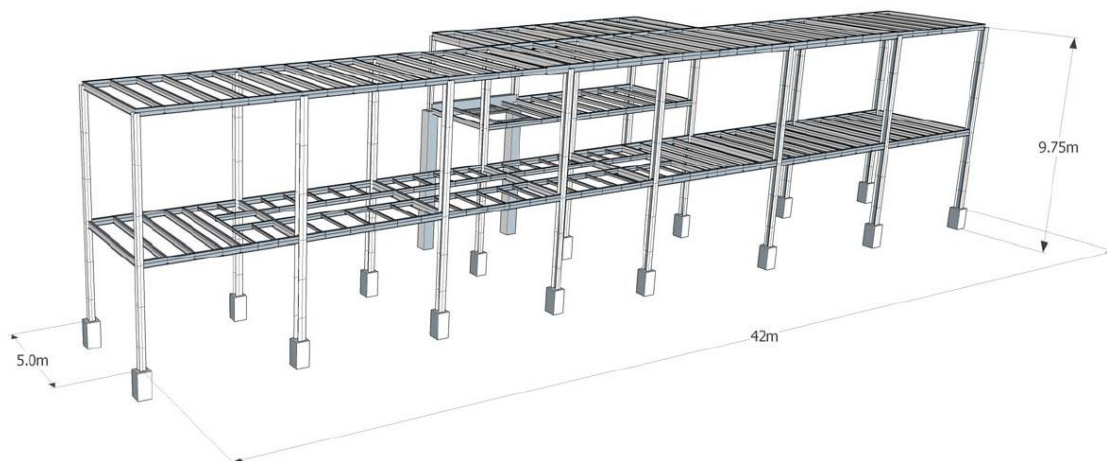


Figura 4.4 - Zona A. "Google sketchup"

A zona da Sala Elétrica designada por S.E onde estão instalados os quadros elétricos, armários e outros equipamentos, ver Figura 4.5, tem as dimensões de 7.5m x 4.70m x 6.40m.



Figura 4.5 - Sala Elétrica. "Google sketchup"

A zona B compreende uma Torre metálica com cinco pisos, que recebem parte dos equipamentos mecânicos utilizados nas operações de ensacagem.

A Torre tem uma altura de 28 m e possui duas coberturas 1 e 2, com inclinações de 10° e de 30° respectivamente.

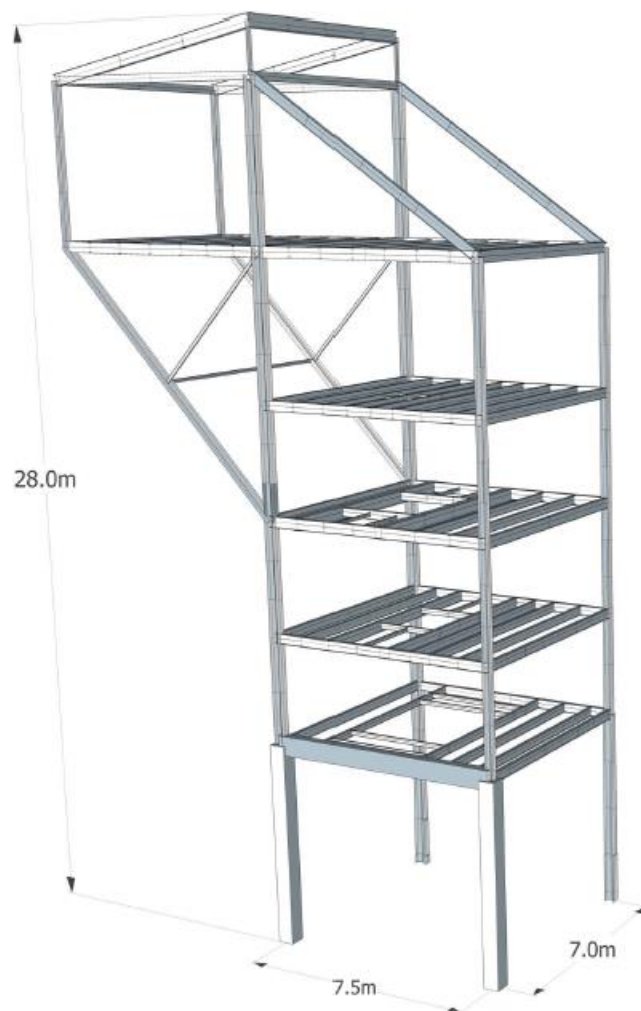


Figura 4.6 - Zona B. "Google sketchup"

5. MATERIAIS

Os materiais considerados neste projeto são os seguintes:

5.1. Elementos em Betão Armado

O Betão Armado respeita as condições impostas na norma NP EN 206-1.

Tabela 5.1 - Características do Betão.

| Elementos Estruturais | Classe de Exposição | Classe de Resistência | Máxima Razão A/C | Dosagem mínima de cimento (Kg/m ³) | Recobrimento (cm) |
|---------------------------------|---------------------|-----------------------|------------------|--|-------------------|
| Ensoleiramento de Fundação | XC3 | C25/30 | 0.65 | 240 | 5 |
| Estacas e Vigas de Fundação | XC3 | C30/37 | 0.65 | 240 | 5 |
| Pilares, Plintos, Vigas e Lajes | XC2 | C25/30 | 0.60 | 280 | 3,4 e 5 |
| Betão de Regularização | XC0 | C12/15 | - | - | - |

Tabela 5.2 - Aço no Betão Armado.

| Elementos Estruturais | Classe de Resistência |
|--|-----------------------|
| Estacas, Ensoleiramento, Maciços de Fundação Pilares, Plintos, Vigas e Lajes. | A 500 NR |

Tabela 5.3 - Características gerais do Betão e do Aço.

| | C 25/30 | C 30/37 | A 500 NR | |
|------------|----------------------|----------------------|-----------------|----------------------|
| f_{ck} | 25 Mpa | 30 Mpa | f_{yk} | 500 Mpa |
| f_{cd} | 16.7 Mpa | 20 Mpa | f_{yd} | 435 Mpa |
| f_{ctm} | 2.6 Mpa | 2.9 Mpa | E_s | 200 Gpa |
| E_{cm} | 31 Gpa | 33 Gpa | ϵ_{yd} | 0.00218 |
| ν | 0.2 | 0.2 | f_u | 550 Mpa |
| γ_c | 25 kN/m ³ | 25 kN/m ³ | γ_s | 77 kN/m ³ |

5.2. Estruturas Metálicas

Tabela 5.4 - Estrutura Metálica.

| Elementos Estruturais | Classes de Resistência |
|-------------------------|------------------------|
| Perfis, chapas e barras | S 235 JR |
| Parafusos | 10.9 (DIN 6914) |
| Anilhas | 10 (DIN 6916) |
| Porcas | 10 (DIN 6916) |

Tabela 5.5 - Características do Aço utilizado nos perfis laminados.

| S 235 JR | |
|------------|--|
| f_y | 235 Mpa |
| f_u | 360 Mpa |
| E | 210 Gpa |
| U | 0.3 |
| α | $12 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ |
| γ_s | 77 kN/m ³ |

6. QUANTIFICAÇÃO DE AÇÕES

Neste capítulo são abordadas todas as ações consideradas no projeto.

Na definição e quantificação das ações foram usadas as Normas Europeias indicadas na Tabela 6.1.

Tabela 6.1 - Tipo de Ações vs Eurocódigos.

| Tipo de Ações | Eurocódigos |
|---------------------------|---------------------|
| Peso Próprio | NP EN 1991-1-1:2009 |
| Restante carga Permanente | NP EN 1991-1-1:2009 |
| Sobrecargas | NP EN 1991-1-1:2009 |
| Ações Térmicas | NP EN 1991-1-5:2009 |
| Ação do Vento | NP EN 1991-1-4:2010 |
| Ação do Sismo | NP EN 1998-1:2010 |
| Combinações de Ações | NP EN 1990:2009 |

6.1. Peso Próprio

O peso dos elementos da estrutura foi determinado com base nas dimensões nominais das secções da estrutura e nos pesos volúmicos dos materiais (betão armado: 25 kN/m³ e aço dos perfis metálicos: 77 kN/m³).

6.2. Restantes Cargas Permanentes

6.2.1. Materiais

Os restantes elementos não estruturais foram considerados como Restantes Cargas Permanentes, e incluem as chapas de revestimento das coberturas e dos alçados e os pavimentos metálicos.

Tabela 6.2 - Restantes Cargas Permanentes.

| Materiais | q_k (kN/m ²) |
|---|----------------------------|
| Chapa dos Alçados + Acessórios de ligação | 0.10 |
| Chapa das Coberturas | 0.10 |
| Pavimentos Metálicos "Miniquadrícula 400" | 0.24 |

6.2.2. Equipamentos

Tabela 6.3 - Cargas Permanentes dos Equipamentos (*).

| Equipamentos | Nº de Apoios | Cargas Permanentes | |
|-------------------------------------|--------------|--------------------|---------------------|
| | | Peso total (kN) | Peso por Apoio (kN) |
| Crivo Vibratório | 4.0 | 10.0 | 2.50 |
| Tremonha de descarga | 8.0 | 12.0 | 1.50 |
| Equipamentos de ensacagem dos sacos | 8.0 | 20.0 | 2.5 |
| Filtro de despoejamento | 4.0 | 40.0 | 10.0 |

(*) – Valores dados pelos Fornecedores dos equipamentos.

Tabela 6.4 - Carga da Navete de Carregamento.

| Equipamento | Carga Permanente (kN/m) |
|------------------------|-------------------------|
| Navete de carregamento | 2 x 2.20 |

6.3. Sobrecargas

6.3.1. No Edifício

Tabela 6.5 - Sobrecargas.

| Pavimentos | q_k (kN/m ²) |
|----------------------------|----------------------------|
| Pisos Metálicos | 4.0 |
| Piso da Navete | 5.0 |
| Coberturas | 0.4 |
| Ensoleiramento de Fundação | 5.0 |
| Cobertura da Sala Elétrica | 4.0 |

6.3.2. Equipamentos

Tabela 6.6 - Sobrecarga nos Equipamentos.

| Equipamentos | Nº de Apoios | Sobrecargas | |
|-------------------------------------|--------------|-----------------------|---------------------------|
| | | Sobrecarga total (kN) | Sobrecarga por Apoio (kN) |
| Crivo Vibratório | 4.0 | 12.0 | 3.0 |
| Tremonha de descarga | 8.0 | 120.0 | 15.0 |
| Equipamentos de ensacagem dos sacos | 8.0 | 40.0 | 5.0 |
| Filtro de despoeiramento | 4.0 | 80.0 | 20.0 |

Tabela 6.7 - Sobrecarga na Navete de Carregamento.

| Equipamento | Sobrecarga (kN/m) |
|------------------------|-------------------|
| Navete de Carregamento | 2 x 4.50 |

6.4. Ação Térmica

Em relação à quantificação das ações térmicas foi utilizada a norma NP EN 1991-1-5:2009.

Segundo esta norma as ações térmicas são classificadas como ações variáveis e indiretas.

As ações térmicas são ações que provocam nas construções variações de temperatura impondo deformações, que originam na maior parte dos casos esforços e deslocamentos que dependem da geometria das estruturas, das condições de ligação e das propriedades físicas dos materiais.

No projeto deste Edifício, dado se tratar de um edifício industrial, sem revestimentos térmicos, considerou-se apenas a variação uniforme da temperatura, com os valores das temperaturas exterior e interior iguais ($T_{in}=T_{out}$).

Em relação à temperatura mínima no inverno (T_{min}) considerou-se 15°C e para a temperatura máxima no verão ($T_{máx}$) 35°C.

A variação uniforme de temperatura de um elemento estrutural, ΔT_u , é definida por:

$$\Delta T_u = T - T_0 \quad (6.1)$$

em que:

T Temperatura média de um elemento estrutural resultante das temperaturas climáticas no inverno ou no verão;

T_0 Temperatura inicial.

Relativamente à temperatura inicial T_0 considerou-se 20°C.

A temperatura média T foi determinada a partir da média das temperaturas interior (T_{int}) e exterior (T_{out}), ou seja:

$$T = \frac{T_{in} + T_{out}}{2} \quad (6.2)$$

As variações uniformes de temperatura máxima negativas (ΔT_u^-) que ocorrem no inverno e a máxima positiva (ΔT_u^+) no verão, são calculadas a partir das expressões:

$$\Delta T_u^- = \frac{T_{in}(I) + T_{out}(I)}{2} - T_0 \quad (6.3)$$

$$\Delta T_u^+ = \frac{T_{in}(V) + T_{out}(V)}{2} - T_0 \quad (6.4)$$

Dada a dificuldade em definir as temperaturas médias no inverno e no verão, no local onde o Edifício se localiza, foram usadas as seguintes temperaturas mínima de inverno e máxima de verão:

$$\Delta T_u^- = 15 - 20 = -5^\circ C$$

$$\Delta T_u^+ = 35 - 20 = 15^\circ C$$

6.5. Ação do Vento

Neste capítulo são descritos os procedimentos principais efetuados para a determinação da ação do vento na estrutura.

Foi utilizado como regulamentação a norma NP EN 1991-1-4: 2010.

De referir que a ação do vento em edifícios metálicos é em geral preponderante comparativamente com a ação sísmica.

O vento é uma ação variável que origina a diferentes tipos de forças:

- Forças exteriores ($F_{w,e}$);
- Forças interiores ($F_{w,i}$);
- Forças de atrito (F_{fr}).

Forças exercidas pelo Vento

As forças exercidas pelo vento nas construções podem ser calculadas diretamente a partir da expressão:

$$F_w = C_s C_d \cdot C_f \cdot q_p(z_e) \cdot A_{ref} \quad (6.5)$$

em que:

F_w Força do vento;

$C_s C_d$ Coeficiente estrutural;

C_f Coeficiente de força relativo à construção ou a um elemento de construção;

$q_p(z_e)$ Pressão dinâmica de pico à altura z_e ;

A_{ref} Área de referência da construção ou do elemento de construção.

Nota: A altura z_e que é determinada em função da altura e da largura do edifício.

A norma NP EN 1991-1-4 : 2010 prevê três situações para a altura de referência z_e tal como se indica na Figura 6.1.

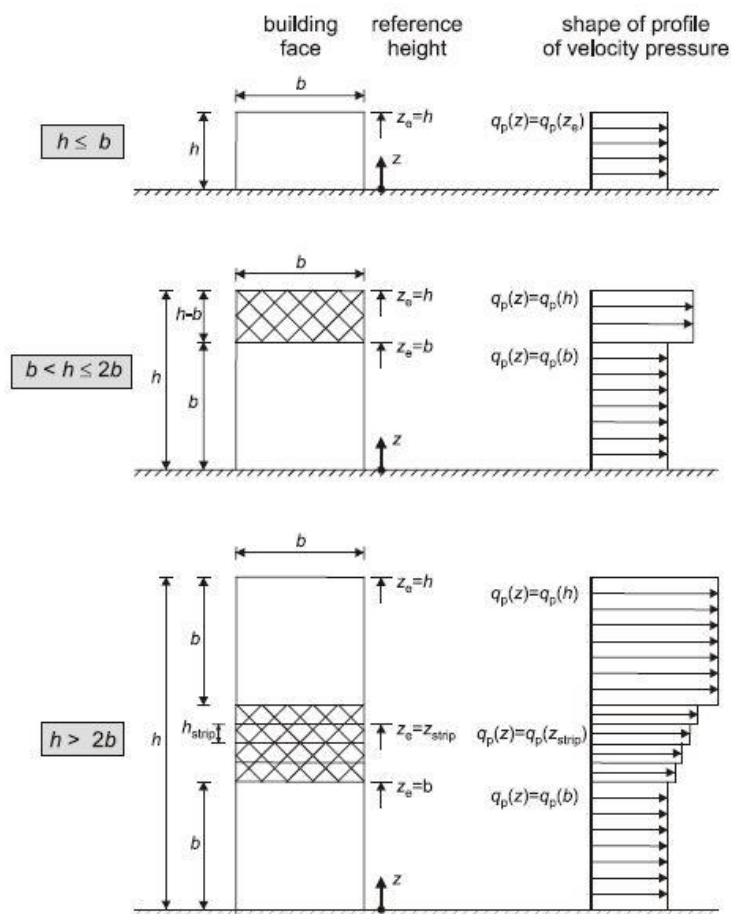


Figura 6.1 - Altura de Referência z_e e correspondente Perfil de Pressão Dinâmica.

6.5.1. Pressão Dinâmica de Pico

A pressão dinâmica de pico, q_p , resulta da velocidade média e das flutuações de curta duração da velocidade do vento e é calculada pela expressão:

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z) \quad (6.6)$$

em que:

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

$V_m(z)$ Velocidade média do vento a uma altura z acima do solo;

ρ Massa volúmica do ar que depende da altitude, da temperatura e da pressão atmosférica previstas para a região durante a ocorrência de vento intenso, podendo ser considerada igual a 1.25 kg/m^3 .

Velocidade Média do Vento

Para o cálculo da pressão dinâmica de pico é necessário obter a velocidade média do vento, a uma altura z acima do solo, calculada a partir de:

$$v_m(z) = cr(z) \cdot co(z) \cdot v_b \quad (6.7)$$

sendo:

$cr(z)$ Coeficiente de rugosidade;

$co(z)$ Coeficiente de orografia;

v_b Valor de referência da velocidade do vento.

Valor de Referência da Velocidade do Vento

O valor de referência da velocidade do vento determina-se pela expressão:

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} \quad (6.8)$$

em que:

c_{dir} Coeficiente de direção cujo valor recomendado é igual a 1,0;

c_{season} Coeficiente de sazão cujo valor recomendado é igual a 1,0;

$v_{b,0}$ Valor básico da velocidade de referência do vento.

O valor de referência da velocidade do vento, v_b , é função do valor básico da velocidade de referência do vento, $v_{b,0}$, e depende do tipo de zona.

Embora o Edifício não se localize em território nacional, foi utilizado o valor da Tabela 6.8, do Anexo Nacional do EC1-1-4.

Tabela 6.8 - Valor básico da Velocidade de Referência do Vento.

| Zona | Descrição | Vb,0 (m/s) |
|------|---|------------|
| A | Generalidade do território, exceto as regiões pertencentes à zona B. | 27 |
| B | Arquipélagos dos Açores e da Madeira, e regiões do continente situadas numa faixa costeira com 5 km de largura ou a altitudes superiores a 600 m. | 30 |

Coefficiente de Rugosidade

O coeficiente de rugosidade do terreno é calculado a partir das expressões:

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad \text{para } z_{\min} \leq z \leq z_{\max} \quad (6.9)$$

$$c_r(z) = c_r(z_{\min}) \quad \text{para } z \leq z_{\min}$$

em que:

k_r Coeficiente de terreno;

z_0 Comprimento de rugosidade;

z_{\min} Altura mínima;

z_{\max} Altura máxima.

Nota: A altura máxima a considerar deve ser igual a 200 m.

Os valores do comprimento de rugosidade, z_0 , e altura mínima, z_{\min} , dependem da categoria de terreno, e podem ser obtidos a partir da Tabela 6.9 (EC1-1-4).

Tabela 6.9 - Categorias de Terreno e respectivos Parâmetros.

| Categoria | Descrição | Z_0 [m] | Z_{\min} [m] |
|------------------|---|-----------------------------|----------------------------------|
| 0 | Mar ou zona costeira exposta aos ventos do mar. | 0,003 | 1 |
| I | Lagos ou zona plana e horizontal com vegetação negligenciável e livre de obstáculos. | 0,01 | 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 | 2 |
| 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: aldeias, zonas suburbanas, florestas permanentes). | 0,3 | 5 |
| IV | Zona na qual pelo menos 15% da superfície está coberta por edifícios com uma altura média superior a 15m. | 1,0 | 10 |

Coefficiente de Terreno

O coeficiente de terreno é função do comprimento de rugosidade z_0 , e é calculado pela expressão:

$$k_r = 0,19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}} \right)^{0,07} \quad (6.10)$$

em que:

z_0 Comprimento de rugosidade;

$z_{0,II}$ Comprimento de rugosidade para a categoria de terreno II.

Nota: O comprimento de rugosidade para a categoria de terreno II onde o Edifício será construído foi considerado igual a 0.05 m.

Intensidade de Turbulência

A intensidade de turbulência, I_v , é definida como o quociente entre o desvio padrão da turbulência e a velocidade média do vento, e é calculada através das expressões:

$$I_v(z) = \frac{\sigma_v}{v_m(z)} = \frac{k_1}{c_0(z) \cdot \ln(z/z_0)} \quad \text{Para } z_{\min} \leq z \leq z_{\max} \quad (6.11)$$
$$I_v(z) = I_v(z_{\min}) \quad \text{Para } z < z_{\min}$$

em que:

σ_v Desvio padrão da turbulência;

v_m Velocidade média do vento;

k_1 Coeficiente de turbulência;

c_0 Coeficiente de orografia;

z Altura acima do solo;

z_0 Comprimento de rugosidade;

z_{\min} Altura mínima;

z_{\max} Altura máxima.

6.5.2. Coeficiente Estrutural

O coeficiente estrutural considerado na ação do vento tem em conta a não simultaneidade da ocorrência das pressões de pico sobre a superfície, e o efeito das vibrações da estrutura devida à turbulência.

A determinação do coeficiente estrutural, C_{sCd} , é realizada através da "secção 6.3.1" do EC1-1- 4, de acordo com a expressão:

$$C_s C_d = \frac{1 + 2 \cdot K_p \cdot I_v(Z_s) \cdot \sqrt{B^2 + R^2}}{1 + 7 \cdot I_v(Z_s)} \quad (6.12)$$

em que:

- z_s Altura de referência para a determinação do coeficiente estrutural;
- k_p Fator de pico;
- I_v Intensidade de turbulência;
- B^2 Coeficiente de resposta quase-estática;
- R^2 Coeficiente de resposta em ressonância.

A altura de referência para a determinação do coeficiente estrutural é definida na "secção 6.3.1" do EC1-1- 4, que estabelece uma formulação tipo para cada situação.

A que se optou para o projeto do Edifício, é a que está representada na Figura 6.2, em virtude de se tratar de uma construção vertical.

Deste modo, o valor para z_s obtém-se pela expressão 6.13.

$$Z_s = 0,6h \geq Z_{\min} \quad (6.13)$$

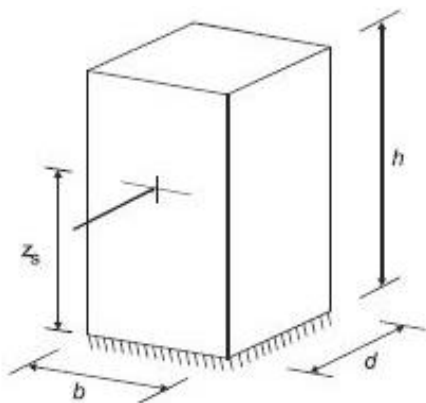


Figura 6.2 - Altura de Referência para a determinação do Coeficiente Estrutural.

Coeficiente de Resposta Quase Estática

A determinação do coeficiente de resposta quase-estática, B^2 , que traduz a falta total de correlação das pressões na superfície, é determinado no Anexo B do EC1-1- 4 pela expressão:

$$B^2 = \frac{1}{1 + 0,9 \cdot \left(\frac{b+h}{L(Z_s)} \right)^{0,63}} \quad (6.14)$$

em que:

b Largura da construção;

h Altura da construção;

$L(Z_s)$ Escala de turbulência à altura de referência Z_s .

Para a determinação do coeficiente de resposta quase-estática, B^2 , é necessário calcular a escala de turbulência à altura de referência $L(z_s)$, que representa a dimensão média dos turbilhões do vento natural, a partir de:

$$\begin{aligned} L(z) &= L_t \cdot \left(\frac{Z}{Z_t} \right)^\alpha && \text{para } Z \geq Z_{\min} \\ L(z) &= L(Z_{\min}) && \text{para } Z < Z_{\min} \end{aligned} \quad (6.15)$$

em que:

- z_s Altura de referência z_s ;
- z_t Altura de referência z_t ($z_t = 200$ m);
- α Parâmetro igual a: $\alpha = 0,67 + 0,05 \ln(z_0)$;
- Z_{\min} Altura mínima;
- z_0 Comprimento de rugosidade;
- L_t Escala de referência ($L_t = 300$ m).

Coeficiente de Resposta em Ressonância

- O coeficiente de resposta em ressonância R^2 , tem em conta o efeito da turbulência em ressonância com o modo de vibração, e é calculado pela expressão 6.16.

$$R^2 = \frac{\pi^2}{2 \cdot \delta} \cdot S_L(Z_s, n_{1,x}) \cdot R_h(\eta_h) \cdot R_b(\eta_b) \quad (6.16)$$

em que:

- δ Decremento logarítmico total de amortecimento;
- S_L Função de densidade espectral de potência adimensional;
- z_s Altura de referência para a determinação do coeficiente estrutural;
- $n_{1,x}$ Frequência própria da estrutura;
- $R_h(\eta_h)$ Função de admitância aerodinâmica;
- $R_b(\eta_b)$ Função de admitância aerodinâmica.

Decremento Logarítmico de Amortecimento

- O decremento Logarítmico de Amortecimento pode ser estimado pela expressão:

$$\delta = \delta_s + \delta_a + \delta_d \quad (6.17)$$

em que:

δ_s Decremento logarítmico de amortecimento estrutural;

δ_a Decremento logarítmico de amortecimento aerodinâmico para o modo fundamental;

δ_d Decremento logarítmico de amortecimento devido à introdução de dispositivos especiais (amortecedores de massa sintonizados (tuned mass dampers), amortecedores de líquido (sloshing tanks), etc).

Nota: Em relação ao valor de decremento logarítmico de amortecimento estrutural, δ_s é dado no Anexo F, quadro F.2, do EC1-1-4.

É possível obter para vários tipos de estruturas o valor aproximado de δ_s .

No presente Projeto escolheu-se para o valor de decremento 0.08 (estrutura mista de betão+aço).

Consideraram-se os valores dos decrementos nulos, quer para o decremento logarítmico de amortecimento aerodinâmico, δ_a , (modo fundamental), quer para o decremento logarítmico de amortecimento devido a dispositivos δ_d .

Função de Densidade Espectral de Potência adimensional

A função de densidade espectral de potência adimensional é determinada por:

$$S_L(z, n) = \frac{n \cdot S_V(z, n)}{\sigma_v^2} = \frac{6,8 \cdot f_L(z, n)}{(1 + 10,2 \cdot f_L(z, n))^{5/3}} \quad (6.18)$$

em que:

f_L Frequência adimensional;

z_s Altura de referência z_s ;

$n = n_{1,x}$ Frequência própria da estrutura.

A componente "f_L" é calculada pela expressão 6.19.

$$f_L(z_s, n_{1,x}) = \frac{n_{1,x} \cdot L(z_s)}{V_m(z_s)} \quad (6.19)$$

em que:

n_{1,x} Frequência própria da estrutura.

L(z_s) Escala de turbulência à altura de referência z_s.

v_m(z_s) Velocidade média à altura de referência z_s.

A componente "n" é determinada pela expressão 6.20.

$$n_1 = \frac{1}{2 \cdot \pi} \cdot \sqrt{\frac{g}{x_1}} \quad (6.20)$$

em que:

g Aceleração devida à gravidade (9.81 m/s²);

x₁ Deslocamento máximo devido ao peso próprio aplicado na direção de vibração, em (m).

- As funções de admitância aerodinâmica R_h e R_b, para uma configuração do modo fundamental são calculados pelas expressões:

$$R_h = \frac{1}{\eta_h} - \frac{1}{2 \cdot \eta_h^2} (1 - e^{-2\eta_h}) \quad \text{com } R_h = 1 \text{ se } \eta_h = 0 \quad (6.21)$$

$$R_b = \frac{1}{\eta_b} - \frac{1}{2 \cdot \eta_b^2} (1 - e^{-2\eta_b}) \quad \text{com } R_b = 1 \text{ se } \eta_b = 0 \quad (6.22)$$

Por sua vez os dois parâmetros η_h e η_b que são necessários ao cálculo das funções de admitância, R_h e R_b, são calculados pelas expressões:

$$\eta_h = \frac{4,6 \cdot h}{L(z_s)} \cdot f_L(z_s, n_{1,x}) \quad (6.23)$$

$$\eta_b = \frac{4,6 \cdot b}{L(z_s)} \cdot f_L(z_s, n_{1,x}) \quad (6.24)$$

em que:

- h Altura da estrutura;
- b Largura da estrutura;
- L(z_s) Escala de turbulência à altura de referência z_s;
- f_L(z_s,n_{1,x}) Frequência adimensional.

Fator de Pico

Por último à que referir o fator de pico, k_p, que é definido como o quociente entre o valor máximo da parte flutuante da resposta e o desvio padrão, e é igual ao valor máximo entre o que foi obtido pela expressão 6.25 e o valor 3.0.

$$k_p = \sqrt{2 \cdot \ln(\nu \cdot T)} + \frac{0,6}{\sqrt{2 \cdot \ln(\nu \cdot T)}} \quad (6.25)$$

em que:

- U Frequência de passagens ascendentes;
- T Duração de integração da velocidade média do vento considera-se, T = 600s.

A frequência de passagens ascendentes é calculada através da expressão 6.26.

$$\nu = n_{1,x} \sqrt{\frac{R^2}{B^2 + R^2}} \quad \text{com } \nu \geq 0.08Hz \quad (6.26)$$

em que:

- n_{1,x} Frequência própria da estrutura;
- R² Coeficiente de resposta em ressonância;
- B² Coeficiente de resposta quase-estática.

6.5.3. Determinação das Pressões Exteriores e Interiores

A pressão resultante exercida numa parede, numa cobertura ou em qualquer outro elemento, é a diferença entre as pressões que atuam sobre as faces opostas, tendo em conta os seus sinais.

Quando o vento é exercido contra uma superfície (pressão) é considerado positiva, sendo negativo quando atua em sentido contrário (sucção), de acordo com o que está indicado na Figura 6.3.

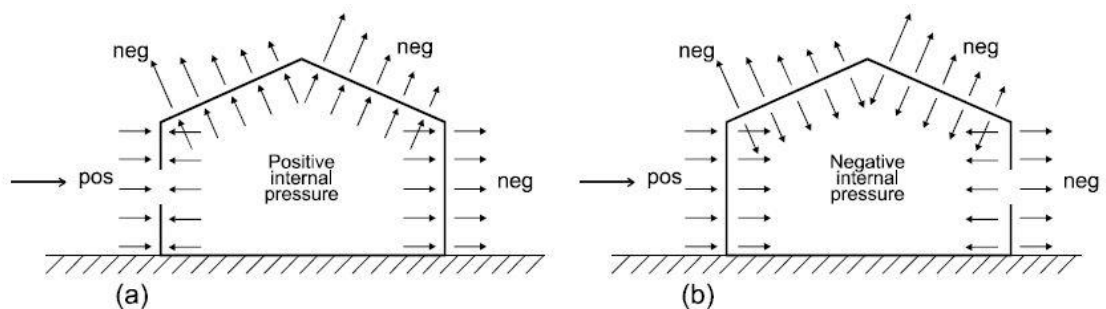


Figura 6.3 - Pressões em Superfícies.

Determinação dos Coeficientes de Pressão Exteriores

No Projeto do Edifício foi necessário determinar os coeficientes de pressão exteriores para os alçados e para as coberturas.

Coeficientes de Pressão Exteriores nos Alçados

Foram calculados para o Edifício os coeficientes de pressão exteriores, tendo-se considerado as paredes dos alçados divididas em três zonas A, B e C, com base na geometria e no parâmetro "e" (menor dimensão entre b e 2h).

A Figura 6.4 mostra as zonas das paredes dos alçados e a Tabela 6.10 os valores recomendados para os coeficientes de pressão exteriores.

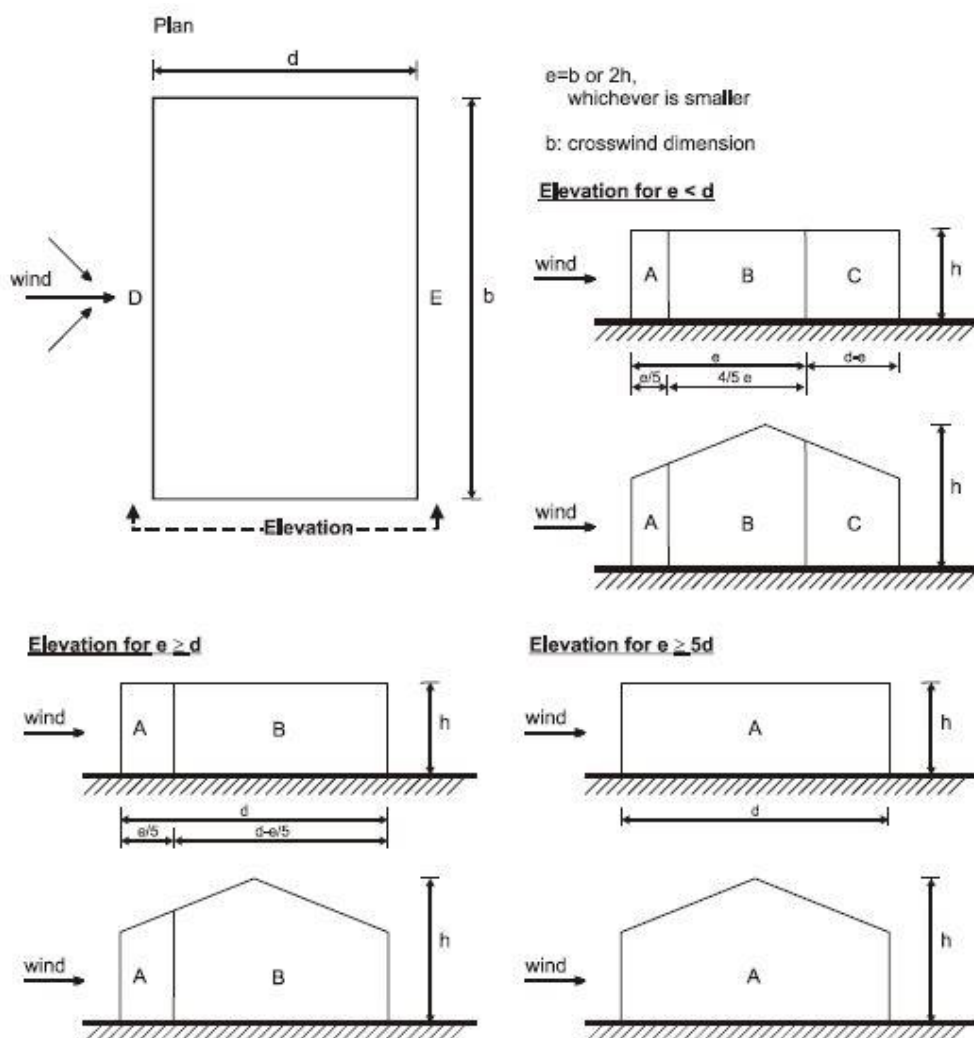


Figura 6.4 - Coeficientes de Pressão Exteriores em Paredes Verticais.

Tabela 6.10 - Valores recomendados para os Coeficientes de Pressão Exteriores nas Paredes Verticais.

| Zona | A | | B | | C | | D | | E | |
|-------------|-------------|------------|-------------|------------|-------------|------------|-------------|------------|-------------|------------|
| | $C_{pe,10}$ | $C_{pe,1}$ | $C_{pe,10}$ | $C_{pe,1}$ | $C_{pe,10}$ | $C_{pe,1}$ | $C_{pe,10}$ | $C_{pe,1}$ | $C_{pe,10}$ | $C_{pe,1}$ |
| 5 | -1.2 | -1.4 | -0.8 | -1.1 | -0.5 | | +0.8 | +1.0 | -0.7 | |
| 1 | -1.2 | -1.4 | -0.8 | -1.1 | -0.5 | | +0.8 | +1.0 | -0.5 | |
| ≤ 0.25 | -1.2 | -1.4 | -0.8 | -1.1 | -0.5 | | +0.7 | +1.0 | -0.3 | |

Coberturas em Terraço

A cobertura da Sala Elétrica e a Cobertura 3 do Edifício de Expedição foram considerados como terraços com bordos em aresta viva.

A NP EN 1991-1- 4:2010 considera as coberturas em terraço divididas em várias zonas F, G, H e I dependentes do parâmetro "e" (menor dimensão entre b e 2h).

Na Figura 6.5 mostra-se as zonas consideradas em terraços e na Tabela 6.11 indicam-se os valores das pressões exteriores.

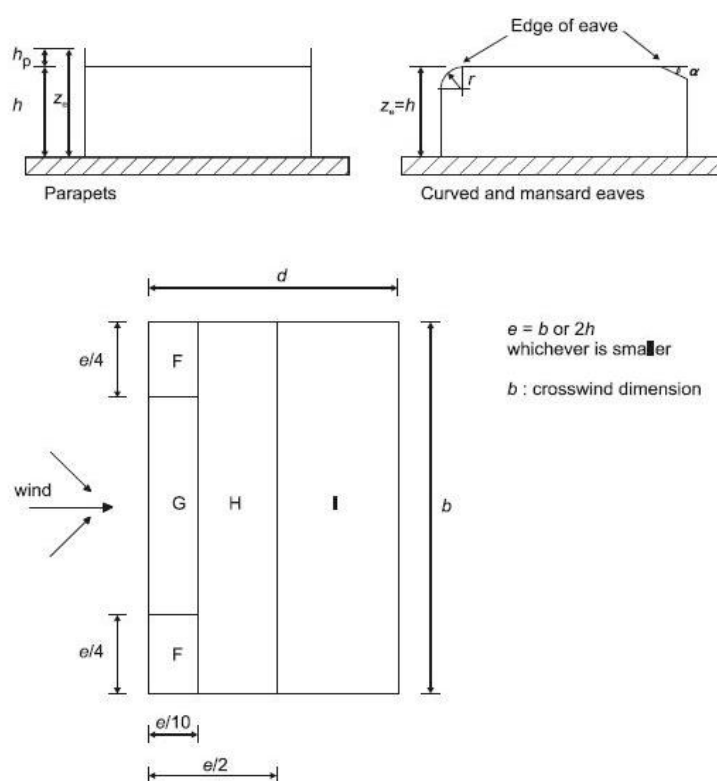


Figura 6.5 - Zonas de Coberturas em Terraço.

Tabela 6.11 - Coeficientes de Pressão Exteriores para Coberturas em Terraço.

| Tipo de Cobertura | | Zonas | | | | | | | |
|------------------------------|-------------------|--------------------|-------------------|--------------------|-------------------|--------------------|-------------------|--------------------|-------------------|
| | | F | | G | | H | | I | |
| | | C _{pe,10} | C _{pe,1} | C _{pe,10} | C _{pe,1} | C _{pe,10} | C _{pe,1} | C _{pe,10} | C _{pe,1} |
| Bordos em aresta viva | | -1.8 | -2.5 | -1.2 | -2.0 | -0.7 | -1.2 | 0.2 | -0.2 |
| Com platibanda | $h_p/h=0.025$ | -1.6 | -2.2 | -1.1 | -1.8 | -0.7 | -1.2 | 0.2 | -0.2 |
| | $h_p/h=0.05$ | -1.4 | -2.0 | -0.9 | -1.6 | -0.7 | -1.2 | 0.2 | -0.2 |
| | $h_p/h=0.10$ | -1.2 | -1.8 | -0.8 | -1.4 | -0.7 | -1.2 | 0.2 | -0.2 |
| Bordos arredondados | $r/h=0.05$ | -1.0 | -1.5 | -1.2 | -1.8 | -0.4 | | 0.2 | -0.2 |
| | $r/h=0.10$ | -0.7 | -1.2 | -0.8 | -1.4 | -0.3 | | 0.2 | -0.2 |
| | $r/h=0.20$ | -0.5 | -0.8 | -0.5 | -0.8 | -0.3 | | 0.2 | -0.2 |
| Bordos amansardados | $\alpha=30^\circ$ | -1.0 | -1.5 | -1.0 | -1.5 | -0.3 | | 0.2 | -0.2 |
| | $\alpha=45^\circ$ | -1.2 | -1.8 | -1.3 | -1.9 | -0.4 | | 0.2 | -0.2 |
| | $\alpha=60^\circ$ | -1.3 | -1.9 | -1.3 | -1.9 | -0.5 | | 0.2 | -0.2 |

As coberturas 1 e 2 apresentam uma só vertente, tendo sido os coeficientes de pressão determinados para duas direções do vento (0° e 90°).

Na Figura 6.6 mostram-se os coeficientes de pressão exteriores considerados em coberturas de uma só vertente.

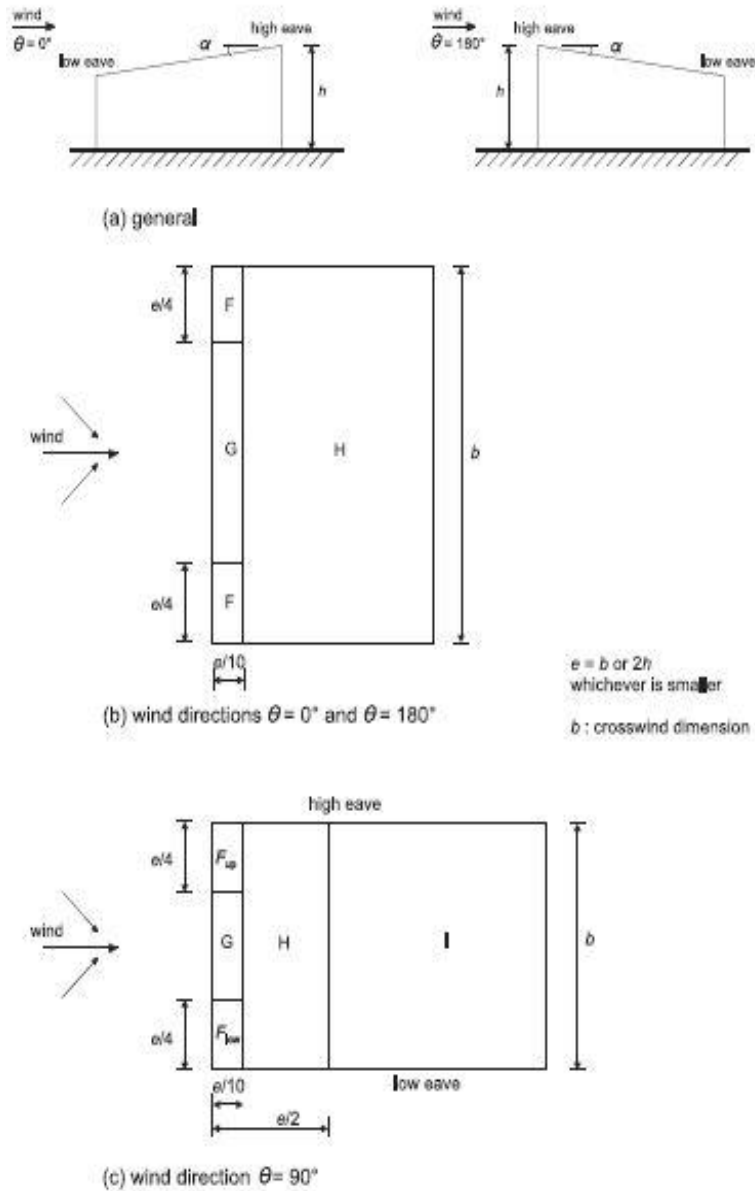


Figura 6.6 - Zonas em Coberturas de uma só Vertente.

Nas Tabelas 6.12 e 6.13 indicam-se os coeficientes de pressão exteriores para as coberturas de uma só vertente, com diferentes inclinações e para duas direções do vento.

Tabela 6.12 - Coeficientes de Pressão Exterior para Coberturas de uma só Vertente.

| Ângulo de inclinação α | Zona; Direção do vento $\theta=0^\circ$ | | | | | | Zona; Direção do vento $\theta=180^\circ$ | | | | | |
|-------------------------------|---|------------|-------------|------------|-------------|------------|---|------------|-------------|------------|-------------|------------|
| | F | | G | | H | | F | | G | | H | |
| | $C_{pe,10}$ | $C_{pe,1}$ | $C_{pe,10}$ | $C_{pe,1}$ | $C_{pe,10}$ | $C_{pe,1}$ | $C_{pe,10}$ | $C_{pe,1}$ | $C_{pe,10}$ | $C_{pe,1}$ | $C_{pe,10}$ | $C_{pe,1}$ |
| 5° | -1.7 | -2.5 | -1.2 | -2.0 | -0.6 | -1.2 | -2.3 | -2.5 | -1.3 | -2.0 | -0.8 | -1.2 |
| | +0.0 | | +0.0 | | +0.0 | | | | | | | |
| 15° | -0.9 | -2.0 | -0.8 | -1.5 | -0.3 | | -2.5 | -2.8 | -1.3 | -2.0 | -0.9 | -1.2 |
| | +0.2 | | +0.2 | | +0.2 | | | | | | | |
| 30° | -0.5 | -1.5 | -0.5 | -1.5 | -0.2 | | -1.1 | -2.3 | -0.8 | -1.5 | -0.8 | |
| | +0.7 | | +0.7 | | +0.4 | | | | | | | |
| 45° | -0.0 | | -0.0 | | -0.0 | | -0.6 | -1.3 | -0.5 | | -0.7 | |
| | +0.7 | | +0.7 | | +0.6 | | | | | | | |
| 60° | +0.7 | | +0.7 | | +0.7 | | -0.5 | -1.0 | -0.5 | | -0.5 | |
| 75° | +0.8 | | +0.8 | | +0.8 | | -0.5 | -1.0 | -0.5 | | -0.5 | |

Tabela 6.13 - Coeficientes de Pressão Exterior para Coberturas de uma só Vertente.

| Ângulo de inclinação α | Zona; Direção do vento $\theta=180^\circ$ | | | | | | | | | |
|-------------------------------|---|------------|-------------|------------|-------------|------------|-------------|------------|-------------|------------|
| | F_{up} | | F_{low} | | G | | H | | I | |
| | $C_{pe,10}$ | $C_{pe,1}$ | $C_{pe,10}$ | $C_{pe,1}$ | $C_{pe,10}$ | $C_{pe,1}$ | $C_{pe,10}$ | $C_{pe,1}$ | $C_{pe,10}$ | $C_{pe,1}$ |
| 5° | -2.1 | -2.6 | -2.1 | -2.4 | -1.8 | -2.0 | -0.6 | -1.2 | -0.5 | |
| 15° | -2.4 | -2.9 | -1.6 | -2.4 | -1.9 | -2.5 | -0.8 | -1.2 | -0.7 | -1.2 |
| 30° | -2.1 | -2.9 | -1.3 | -2.0 | -1.5 | -2.0 | -1.0 | -1.3 | -0.8 | -1.2 |
| 45° | -1.5 | -2.4 | -1.3 | -2.0 | -1.4 | -2.0 | -1.0 | -1.3 | -0.9 | -1.2 |
| 60° | -1.2 | -2.0 | -1.2 | -2.0 | -1.2 | -2.0 | -1.0 | -1.3 | -0.7 | -1.2 |
| 75° | -1.2 | -2.0 | -1.2 | -2.0 | -1.2 | -2.0 | -1.0 | -1.3 | -0.5 | |

Coeficientes de Pressão Interiores

Os coeficientes de pressão interiores, C_{pi} , dependem do número, das dimensões e da distribuição das aberturas na envolvente dos edifícios.

No projeto do Edifício foram tomados para os coeficientes de pressão os valores de +0.2 e -0.3.

De referir, também, que as pressões interiores e exteriores foram consideradas como atuando simultaneamente para os casos mais desfavoráveis.

Devido à simultaneidade das pressões exteriores e interiores foram considerados 8 casos para o vento no projeto do Edifício:

W_{x1} – Vento segundo X no sentido positivo;

W_{x2} – Vento segundo X no sentido negativo;

W_{xx1} – Vento segundo X no sentido negativo;

W_{xx2} – Vento segundo X no sentido negativo;

W_{y1} – Vento segundo Y no sentido positivo;

W_{y2} – Vento segundo Y no sentido positivo;

W_{yy1} – Vento segundo Y no sentido negativo;

W_{yy2} – Vento segundo Y no sentido negativo.

6.6. Ação Sísmica

A ação sísmica depende de diversos fatores, tais como: zonamento do território, tipo de terreno, classe de importância, coeficiente de comportamento, etc.

A ação sísmica pode ser definida através de espectros de resposta, espectros de potência e acelerogramas artificiais.

As estruturas projetadas aos sismos devem respeitar todas as exigências que são descritas na norma NP EN 1998-1, de modo a não colapsarem (estados limites últimos) e limitarem os deslocamentos (estados limites de utilização).

A ação sísmica foi definida através de espectros de resposta segundo EC8-1.

As expressões que permitem definir os espectros de cálculo, para as componentes das ações sísmicas do Tipo 1 e do Tipo 2 recomendadas na EN 1998-1, são as indicadas nas expressões 6.27 a 6.30.

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \times S \times \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \times \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (6.27)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \times S \times \frac{2.5}{q} \quad (6.28)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) \left\{ \begin{array}{l} = a_g \times S \times \frac{2.5}{q} \times \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \times a_g \end{array} \right\} \quad (6.29)$$

$$T_D \leq T : S_d(T) \left\{ \begin{array}{l} = a_g \times S \times \frac{2.5}{q} \times \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \times a_g \end{array} \right\} \quad (6.30)$$

em que:

$S_d(T)$ Espectro de cálculo;

T Período de vibração de um sistema linear com um grau de liberdade;

a_g Valor de cálculo da aceleração à superfície para um terreno do tipo A ($a_g = Y_{1, a_{gR}}$);

T_B Limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante;

T_C Limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante;

T_D Valor que define o espectro no início do ramo de deslocamento constante;

S Coeficiente de solo;

β Coeficiente que correspondente ao limite inferior do espectro de cálculo horizontal.

Na determinação dos espectros de resposta elástica é sempre necessário ter presente o tipo de terreno.

O EC8-1 define vários tipos de solos A, B, C, D, E, S₁ e S₂.

Sendo que os tipos de terreno S₁ e S₂ são aplicados apenas nas ilhas dos Açores.

A Tabela 6.14 mostra a classificação dos diferentes tipos de terreno.

Tabela 6.14 - Tipos de Terreno.

| Tipo de Terreno | Descrição do perfil estratigráfico | Parâmetros | | |
|-----------------|---|-------------------------|--------------------------------------|----------------------|
| | | v _{s,30} (m/s) | N _{SPT} (pancadas/30 cm) | c _u (kPa) |
| A | Rocha ou outra formação geológica de tipo rochoso, que inclua, no máximo, 5m de material mais fraco à superfície | > 800 | - | - |
| B | Depósitos de areia muito compacta, de seixo (cascalho) ou 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 e 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 5m e 20m, situado sobre um estrato mais rígido com v _s >800m/s | | | |
| S ₁ | Depósitos constituídos ou contendo um estrato com pelo menos 10 m de espessura de argilas ou siltes moles com um elevado índice de plasticidade (PI>40) e um elevado teor de água | <100 (indicativo) | - | 10-20 |
| S ₂ | Depósitos de solos com potencial de liquefação, de argilas sensíveis ou qualquer outro perfil de terreno não incluído nos tipos A-E ou S ₁ | | | |

O Edifício deste Projeto pertence a um terreno do tipo D.

A Tabela 6.15 mostra ainda os parâmetros que foram necessários considerar, para a obtenção do espectro de resposta elástico para a ação do sismo do Tipo 1.

Neste Projeto os valores correspondentes ao tipo de terreno D são os assinalados nas Tabelas 6.15 e 6.16.

Tabela 6.15 - Valores dos Parâmetros do Espectro de Resposta Elástico para Ação do Sísmica Tipo 1

| 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 |

Tabela 6.16 - Valores dos Parâmetros do Espectro de Resposta Elástico para Ação Sísmica Tipo 2.

| 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 |

Uma vez que o Edifício está localizado em Moçambique na zona do Dondo, e não existir regulamentação em Moçambique sobre este assunto, admitiu-se para o dimensionamento Sísmico que a estrutura se localizava numa zona com as mesmas características da zona de Vila Franca de Xira.

A Figura 6.7 mostra a classificação das zonas sísmicas em Portugal para os dois tipos de sismos.

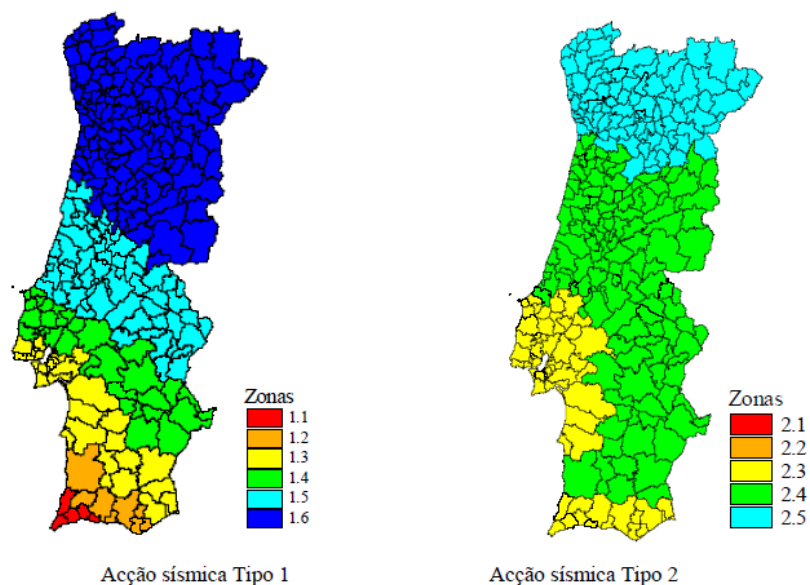


Figura 6.7 - Zonamento Sísmico em Portugal Continental.

Para estruturas localizadas em Vila Franca de Xira as zonas sísmicas para o Tipo 1 e para o Tipo 2 são respetivamente 1.4 e 2.3.

Ao identificar-se a zona sísmica é necessário obter pela Tabela 6.17 a aceleração máxima de referência para as ações sísmicas do Tipo 1 e do Tipo 2.

Tabela 6.17 - Aceleração máxima de referência.

| Ação Sísmica Tipo 1 | | Ação 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 | - | - |

Segundo a norma NP EN 1998-1 os edifícios são classificados em 4 classes de importância.

Estas classes têm em conta o grau de consequências que podem ocorrer durante os sismos (número de perdas de vidas humanas, importância de determinados edifícios para a segurança pública, consequências sociais e económicas no caso de colapso, etc.).

Na Tabela 6.18 indicam-se as classes de importância consideradas no EC-8.

Tabela 6.18 - Classes de Importância para Edifícios.

| 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 proteção civil, como por exemplo hospitais, quartéis de bombeiros, centrais elétricas, etc. |

A classe de importância considerada para o Edifício deste projeto foi a classe I.

A Tabela 6.19 mostra os coeficientes de importância adotados, segundo o Anexo Nacional do EC8-1, para o Edifício deste projeto.

Tabela 6.19 - Coeficientes de Importância.

| Classe de Importância | Ação Sísmica Tipo 1 | Ação 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 |

Da tabela anterior conclui-se que para o Projeto em estudo, os coeficientes de importância para a ação sísmica do Tipo 1 e do Tipo 2 são respetivamente 0.65 e 0.75.

O valor de cálculo da aceleração à superfície de um terreno do tipo A, a_g , é obtido através da expressão:

$$a_g = \gamma_1 \times a_{gR} \quad (6.31)$$

em que:

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

γ_1 Coeficiente de importância;

a_{gR} Aceleração máxima de referência.

Para a definição do espectro de resposta elástica é necessário calcular também o coeficiente de solo, S , função do valor da aceleração à superfície de um terreno do tipo A (a_g), e é determinado pelas expressões:

$$\text{para } a_g \leq 1m/s^2 \quad S = S_{\max} \quad (6.32)$$

$$\text{para } 1m/s^2 < a_g < 4m/s^2 \quad S = S_{\max} - \frac{S_{\max} - 1}{3}(a_g - 1) \quad (6.33)$$

$$\text{para } a_g \geq 4m/s^2 \quad S = 1.0 \quad (6.34)$$

em que:

a_g Valor de cálculo da aceleração à superfície de um terreno do tipo A, em m/s^2 ;

S_{\max} Parâmetro cujo valores são indicados nas Tabelas 6.15 e 6.16.

Em relação ao coeficiente de comportamento considerou-se para o Edifício uma classe de ductilidade baixa DCL, e para o valor do coeficiente de comportamento, q , o valor de 1.5.

7. COMBINAÇÕES DE AÇÕES

Nas combinações de ações foi utilizado a norma NP EN 1990.

Segundo esta norma é necessário distinguir os estados limites últimos dos estados limites de utilização.

Os estados limites últimos correspondem aos estados associados ao colapso ou a outras formas semelhantes de ruína estrutural, estando pois ligados à segurança das pessoas e da estrutura.

Os estados limites de utilização referem-se ao funcionamento da estrutura ou dos seus elementos estruturais, em condições normais de utilização, e tem em consideração o conforto das pessoas e o aspeto da construção.

7.1. Valores Reduzidos das sobrecargas

Como se sabe as ações não atuam com o seu valor máximo em simultâneo nas estruturas.

A NP EN 1990 impõe coeficientes reduzidos, Ψ , quer para os estados limites últimos quer para os de utilização.

Na Tabela 7.1 indicam-se os valores reduzidos das sobrecargas consideradas neste Projeto.

Tabela 7.1 - Valores Reduzidos das Sobrecargas.

| Sobrecargas | Ψ_0 | Ψ_1 | Ψ_3 |
|--------------------|----------------------------|----------------------------|----------------------------|
| SC_equipamentos | 0.70 | 0.50 | 0.30 |
| SC_Navete | 0.70 | 0.50 | 0.30 |
| SC_Cobertura | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| SC_Pavimento | 0.70 | 0.50 | 0.30 |
| Sc_Ensoleiramento | 0.70 | 0.50 | 0.30 |
| Vento | 0.60 | 0.20 | 0.00 |
| Temperatura | 0.60 | 0.50 | 0.00 |
| Sismo | 0.70 | 0.50 | 0.30 |

7.2. Estados Limites Últimos

As combinações de ações para a resistência aos estados limites últimos definidas no EC0 são as seguintes:

- Estado Limite Último - Combinação Fundamental

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (7.1)$$

em que:

- γ_G Coeficientes parciais de segurança das ações permanentes;
- $G_{k,j}$ Ações permanentes;
- γ_P Coeficientes parciais de segurança das ações de pré-esforço;
- P Ação de pré-esforço;
- γ_Q Coeficientes parciais de segurança das ações variáveis;
- $Q_{k,1}$ Ação variável base;
- $\psi_{0,i}$ Coeficiente para a determinação do valor de combinação de uma ação variável;
- $Q_{k,i}$ Restantes ações variáveis.

- Estado Limite Último - Combinação Sísmica

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (7.2)$$

em que:

- $G_{k,j}$ Ações permanentes;
- P Ação de pré-esforço;
- A_{Ed} Valor de cálculo da ação sísmica;
- $\psi_{2,i}$ Coeficiente para a determinação do valor quase permanente de uma ação variável;
- $Q_{k,i}$ Restantes ações variáveis.

7.3. Estados Limites de Utilização

Em relação aos estados limites de utilização foram consideradas neste Projeto apenas as Combinações Características por imposição do Dono de Obra.

- Estado Limite de Utilização - Combinação Característica

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} " + " P " + " Q_{k,1} " + " \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (7.3)$$

em que:

$G_{k,j}$ Ações permanentes;

P Ação de pré-esforço;

$Q_{k,1}$ Ação variável base;

ψ_0 Coeficiente para a determinação do valor de combinação de uma ação variável;

$Q_{k,i}$ Restantes ações variáveis.

A Tabela 7.2 mostra algumas das combinações de ações consideradas no Projeto.

Tabela 7.2 - Combinações de Ações

| | | Cargas Permanentes | | Sobrecargas | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|----------------------------|-----------------|--------------------|----------------|-----------------|------|----------------|------|----------------|------|----------------|------|-------------------|------|----------------|------|----------------|------|----------------|------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| | | Peso Próprio | CP | SC_equipamentos | | SC_Navete | | SC_Cobertura | | SC_pavimento | | SC_Ensoleiramento | | Vento | | T(+) | | T(-) | | Sismo1(x) | Sismo1(y) | Sismo2(x) | Sismo2(y) |
| | | 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 | γ | γ | γ |
| Estados Limites Últimos | ELU_equi(T+) | 1.35 | 1.35 | 1.50 | 1.00 | 1.50 | 0.70 | 1.50 | 0.00 | 1.50 | 0.70 | 1.50 | 0.70 | 1.50 | 0.60 | 1.50 | 0.60 | - | - | - | - | - | - |
| | ELU_navete(T+) | 1.35 | 1.35 | 1.50 | 0.70 | 1.50 | 1.00 | 1.50 | 0.00 | 1.50 | 0.70 | 1.50 | 0.70 | 1.50 | 0.60 | 1.50 | 0.60 | - | - | - | - | - | - |
| | ELU_cob(T+) | 1.35 | 1.35 | 1.50 | 0.70 | 1.50 | 0.70 | 1.50 | 1.00 | 1.50 | 0.70 | 1.50 | 0.70 | 0.00 | 0.60 | 1.50 | 0.60 | - | - | - | - | - | - |
| | ELU_pav(T+) | 1.35 | 1.35 | 1.50 | 0.70 | 1.50 | 0.70 | 1.50 | 0.00 | 1.50 | 1.00 | 1.50 | 0.70 | 1.50 | 0.60 | 1.50 | 0.60 | - | - | - | - | - | - |
| | ELU_Ensol(T+) | 1.35 | 1.35 | 1.50 | 0.70 | 1.50 | 0.70 | 1.50 | 0.00 | 1.50 | 0.70 | 1.50 | 1.00 | 1.50 | 0.60 | 1.50 | 0.60 | - | - | - | - | - | - |
| | ELU_W(T+) | 1.35 | 1.35 | 1.50 | 0.70 | 1.50 | 0.70 | 1.50 | 0.00 | 1.50 | 0.70 | 1.50 | 0.70 | 1.50 | 1.00 | 1.50 | 0.60 | - | - | - | - | - | - |
| | ELU_T+ | 1.35 | 1.35 | 1.50 | 0.70 | 1.50 | 0.70 | 1.50 | 0.00 | 1.50 | 0.70 | 1.50 | 0.70 | 1.50 | 0.60 | 1.50 | 1.00 | - | - | - | - | - | - |
| | ELU_equi(T-) | 1.35 | 1.35 | 1.50 | 1.00 | 1.50 | 0.70 | 1.50 | 0.00 | 1.50 | 0.70 | 1.50 | 0.70 | 1.50 | 0.60 | - | - | 1.50 | 0.60 | - | - | - | - |
| | ELU_navete(T-) | 1.35 | 1.35 | 1.50 | 0.70 | 1.50 | 1.00 | 1.50 | 0.00 | 1.50 | 0.70 | 1.50 | 0.70 | 1.50 | 0.60 | - | - | 1.50 | 0.60 | - | - | - | - |
| | ELU_cob(T-) | 1.35 | 1.35 | 1.50 | 0.70 | 1.50 | 0.70 | 1.50 | 1.00 | 1.50 | 0.70 | 1.50 | 0.70 | 0.00 | 0.60 | - | - | 1.50 | 0.60 | - | - | - | - |
| | ELU_pav(T-) | 1.35 | 1.35 | 1.50 | 0.70 | 1.50 | 0.70 | 1.50 | 0.00 | 1.50 | 1.00 | 1.50 | 0.70 | 1.50 | 0.60 | - | - | 1.50 | 0.60 | - | - | - | - |
| | ELU_Ensol(T-) | 1.35 | 1.35 | 1.50 | 0.70 | 1.50 | 0.70 | 1.50 | 0.00 | 1.50 | 0.70 | 1.50 | 1.00 | 1.50 | 0.60 | - | - | 1.50 | 0.60 | - | - | - | - |
| | ELU_W(T-) | 1.35 | 1.35 | 1.50 | 0.70 | 1.50 | 0.70 | 1.50 | 0.00 | 1.50 | 0.70 | 1.50 | 0.70 | 1.50 | 1.00 | - | - | 1.50 | 0.60 | - | - | - | - |
| | ELU_T- | 1.35 | 1.35 | 1.50 | 0.70 | 1.50 | 0.70 | 1.50 | 0.00 | 1.50 | 0.70 | 1.50 | 0.70 | 1.50 | 0.60 | - | - | 1.50 | 1.00 | - | - | - | - |
| ELU_S1x | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.30 | 1.00 | 0.30 | 1.00 | 0.00 | 1.00 | 0.30 | 1.00 | 0.30 | 1.00 | 0.00 | - | - | - | - | 1.00 | 0.30 | - | - | |
| ELU_S1y | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.30 | 1.00 | 0.30 | 1.00 | 0.00 | 1.00 | 0.30 | 1.00 | 0.30 | 1.00 | 0.00 | - | - | - | - | 0.30 | 1.00 | - | - | |
| ELU_S2x | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.30 | 1.00 | 0.30 | 1.00 | 0.00 | 1.00 | 0.30 | 1.00 | 0.30 | 1.00 | 0.00 | - | - | - | - | - | - | 1.00 | 0.30 | |
| ELU_S2y | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.30 | 1.00 | 0.30 | 1.00 | 0.00 | 1.00 | 0.30 | 1.00 | 0.30 | 1.00 | 0.00 | - | - | - | - | - | - | 0.30 | 1.00 | |
| Estados Limites Utilização | ELUt_equi(T+) | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.70 | 1.00 | 0.00 | 1.00 | 0.70 | 1.00 | 0.70 | 1.00 | 0.60 | 1.00 | 0.60 | - | - | - | - | - | - |
| | ELUt_navete(T+) | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.70 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 1.00 | 0.70 | 1.00 | 0.70 | 1.00 | 0.60 | 1.00 | 0.60 | - | - | - | - | - | - |
| | ELUt_cob(T+) | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.70 | 1.00 | 0.70 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.70 | 1.00 | 0.70 | 0.00 | 0.60 | 1.00 | 0.60 | - | - | - | - | - | - |
| | ELUt_pav(T+) | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.70 | 1.00 | 0.70 | 1.00 | 0.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.70 | 1.00 | 0.60 | 1.00 | 0.60 | - | - | - | - | - | - |
| | ELUt_Ensol(T+) | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.70 | 1.00 | 0.70 | 1.00 | 0.00 | 1.00 | 0.70 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.60 | 1.00 | 0.60 | - | - | - | - | - | - |
| | ELUt_W(T+) | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.70 | 1.00 | 0.70 | 1.00 | 0.00 | 1.00 | 0.70 | 1.00 | 0.70 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.60 | - | - | - | - | - | - |
| | ELUt_T+ | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.70 | 1.00 | 0.70 | 1.00 | 0.00 | 1.00 | 0.70 | 1.00 | 0.70 | 1.00 | 0.60 | 1.00 | 1.00 | - | - | - | - | - | - |
| | ELUt_equi(T-) | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.70 | 1.00 | 0.00 | 1.00 | 0.70 | 1.00 | 0.70 | 1.00 | 0.60 | - | - | 1.00 | 0.60 | - | - | - | - |
| | ELUt_navete(T-) | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.70 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 1.00 | 0.70 | 1.00 | 0.70 | 1.00 | 0.60 | - | - | 1.00 | 0.60 | - | - | - | - |
| | ELUt_cob(T-) | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.70 | 1.00 | 0.70 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.70 | 1.00 | 0.70 | 0.00 | 0.60 | - | - | 1.00 | 0.60 | - | - | - | - |
| | ELUt_pav(T-) | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.70 | 1.00 | 0.70 | 1.00 | 0.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.70 | 1.00 | 0.60 | - | - | 1.00 | 0.60 | - | - | - | - |
| | ELUt_Ensol(T-) | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.70 | 1.00 | 0.70 | 1.00 | 0.00 | 1.00 | 0.70 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.60 | - | - | 1.00 | 0.60 | - | - | - | - |
| | ELUt_W(T-) | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.70 | 1.00 | 0.70 | 1.00 | 0.00 | 1.00 | 0.70 | 1.00 | 0.70 | 1.00 | 1.00 | - | - | 1.00 | 0.60 | - | - | - | - |
| | ELUt_T- | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.70 | 1.00 | 0.70 | 1.00 | 0.00 | 1.00 | 0.70 | 1.00 | 0.70 | 1.00 | 0.60 | - | - | 1.00 | 1.00 | - | - | - | - |

Nota: Apenas estão representados na tabela as combinações de ações para uma só direcção do vento

8. CRITÉRIOS GERAIS DE DIMENSIONAMENTO

8.1. Elementos Metálicos

A verificação da segurança das secções e dos elementos metálicos foi realizada através de uma Folha de Cálculo ⁽¹⁾, desenvolvida em "Excel", a partir das expressões de dimensionamento da NP EN 1993-1-1.

Os valores considerados para os valores coeficientes parciais de segurança para a resistência das secções e dos elementos estão indicados na Tabela 8.1.

Tabela 8.1 - Valores dos Coeficientes Parciais de Segurança para a Resistência de Secções e de Elementos.

| Siglas | Descrição | Valores |
|---------------|--|---------|
| γ_{M0} | Coeficiente parcial de segurança para a resistência de secções transversais das classes 1, 2 e 3. | 1.0 |
| γ_{M1} | Coeficiente parcial de segurança para a resistência de elementos em relação a fenómenos de encurvadura, avaliada através de verificações individuais de cada elemento. | 1.0 |
| γ_{M2} | Coeficiente parcial de segurança para a resistência à rotura de secções transversais tracionadas em zonas com furos de ligação. | 1.25 |

O aço utilizado neste Projeto foi o aço S 235 JR, cujas características resistentes estão definidas na Tabela 8.2.

Tabela 8.2 - Características do Aço.

| Aço | f_y (MPa) | f_u (MPa) |
|----------|-------------|-------------|
| S 235 JR | 235 | 360 |

¹ Folha de Cálculo desenvolvida para este Projeto referente ao Dimensionamento de Secções e Elementos Metálicos com base na NP EN 1993-1-1.

8.1.1. Resistência das Seções Transversais

Esforço Axial de Tração ($N > 0$)

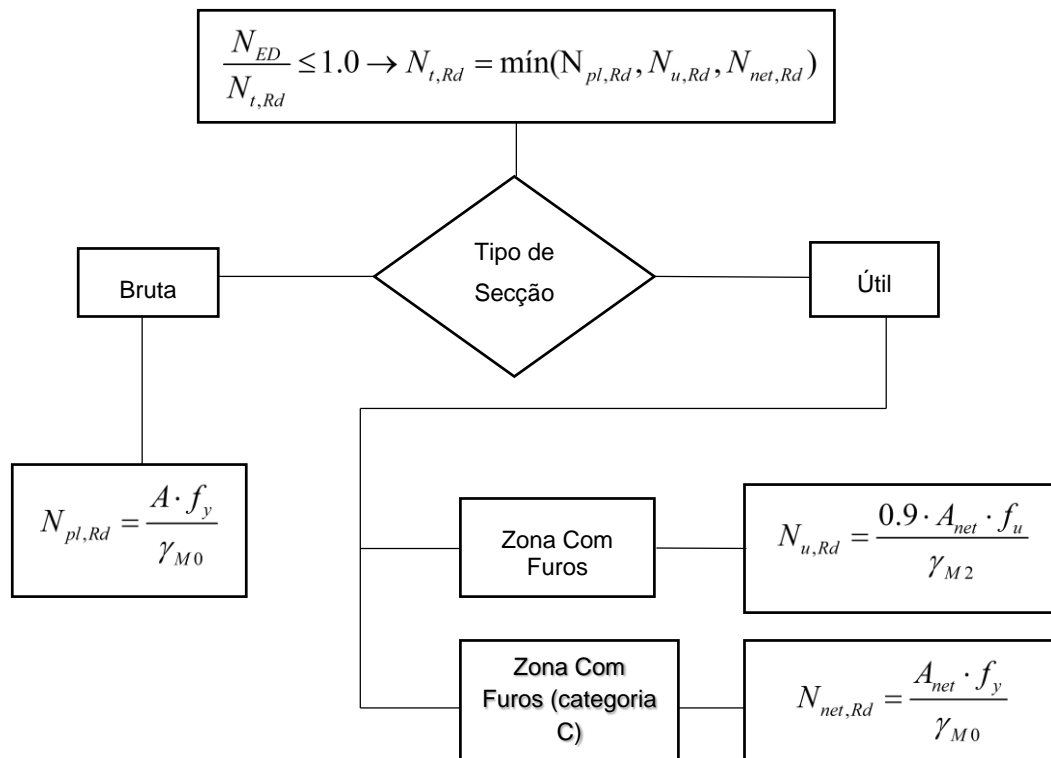


Figura 8.1 - Fluxograma de Dimensionamento de Seções à Tração.

em que:

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

$N_{t,Rd}$ 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 ($N < 0$)

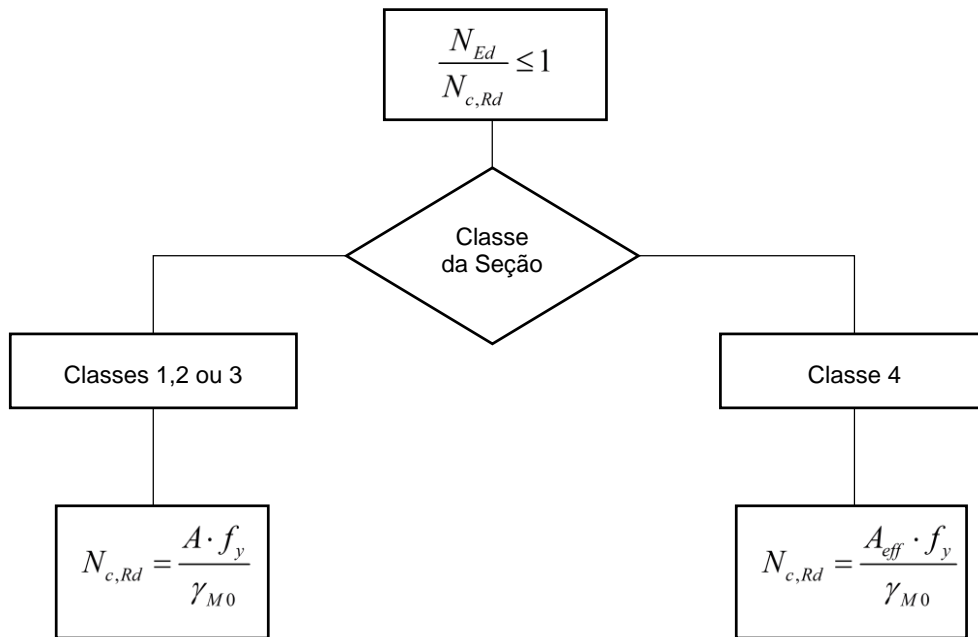


Figura 8.2 - Fluxograma de Dimensionamento de Seções à Compressão.

N_{ED} Valor de cálculo do esforço normal de compressão 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)

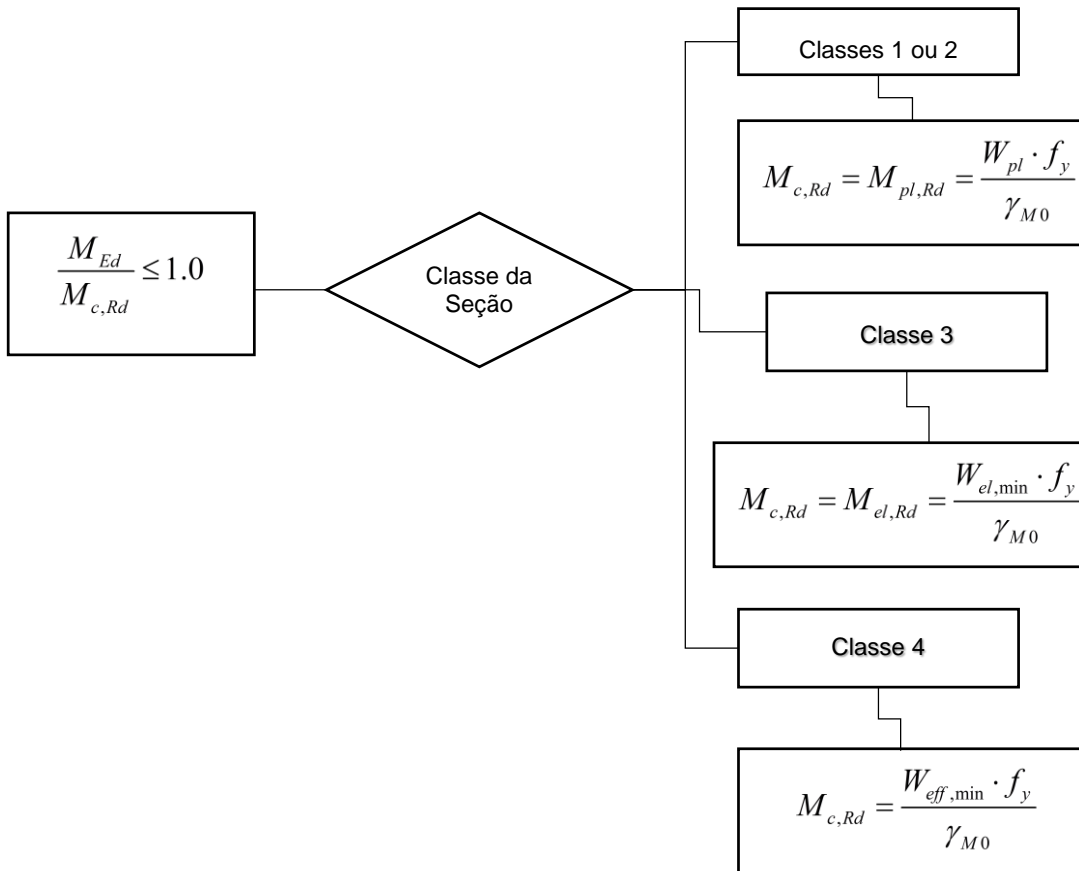


Figura 8.3 - Fluxograma de Dimensionamento de Seções à Flexão Simples.

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)

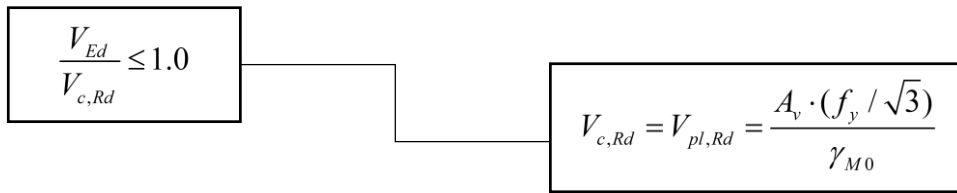


Figura 8.4 - Fluxograma do Dimensionamento de Secções ao Esforço Transverso.

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)

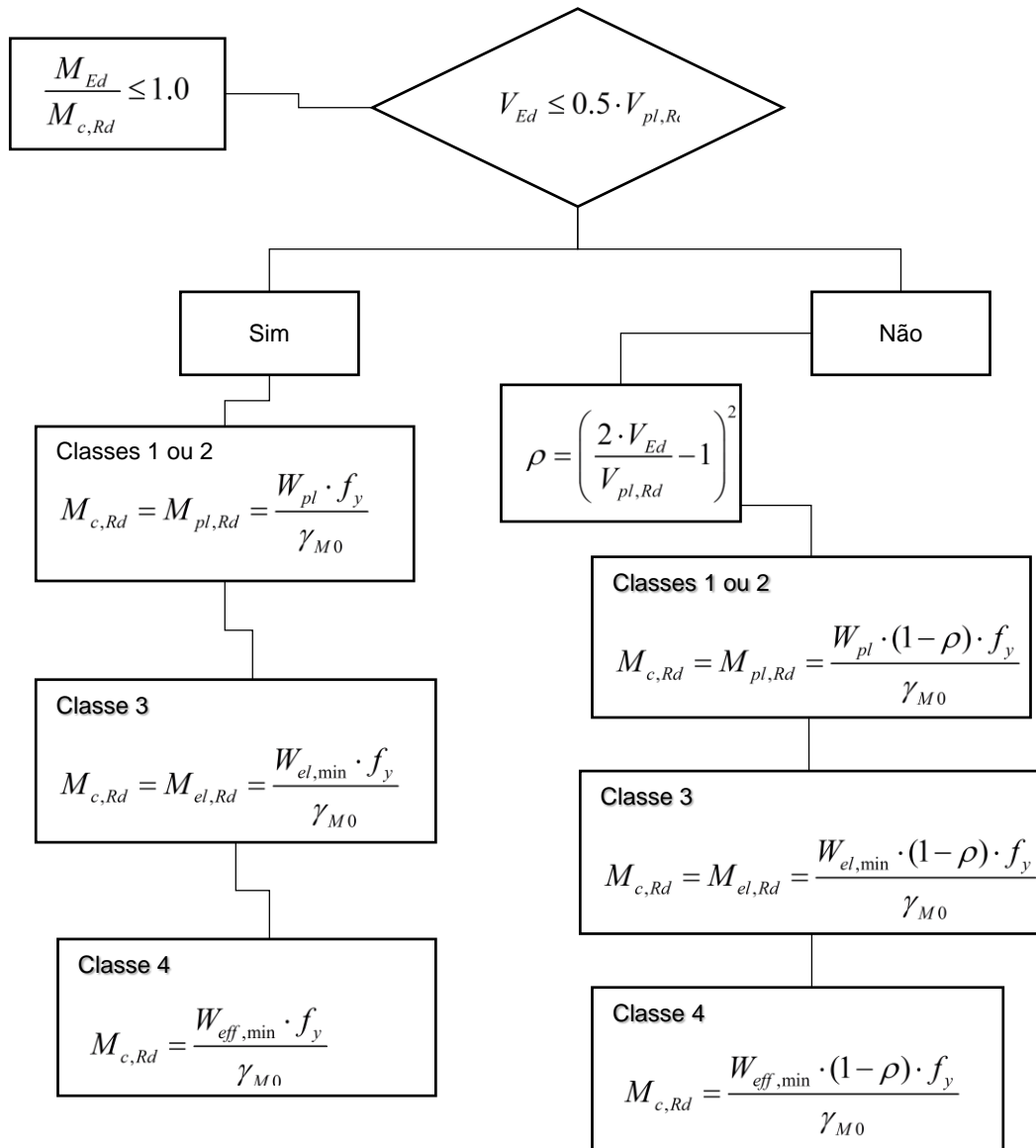


Figura 8.5 - Fluxograma de Dimensionamento de Seções sujeitas a Flexão com Esforço Transverso.

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;

$M_{pl,Rd}$ 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;

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

Flexão Composta (M+N)

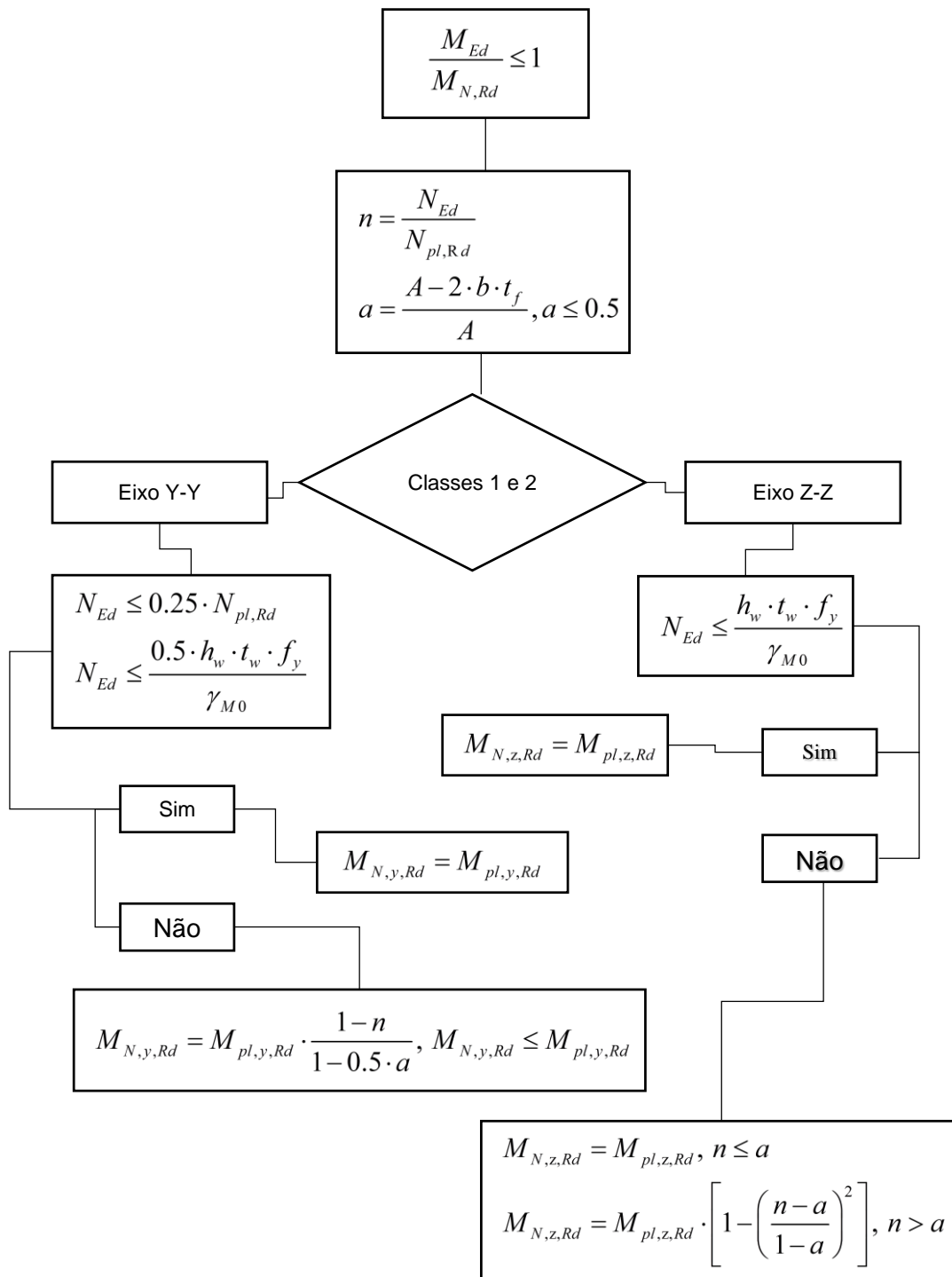


Figura 8.6 - Fluxograma de verificação da Resistência de Seções Transversais à Flexão Composta.

em que:

| | |
|---------------|--|
| M_{Ed} | Valor de cálculo do momento fletor atuante; |
| $M_{N,Rd}$ | Valores de cálculo dos momentos fletores resistentes reduzidos pela interação com o esforço normal; |
| 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 da secção transversal; |
| b | Largura da secção transversal; |
| t_f | Espessura do banzo; |
| h_w | Espessura da alma; |
| t_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; |
| $M_{N,z,Rd}$ | Valor de cálculo do momento fletor resistente reduzido pela interação com o esforço normal em relação ao eixo z-z; |
| $M_{pl,y,Rd}$ | Valor de cálculo do momento fletor resistente plástico em relação ao eixo yy; |
| $M_{pl,z,Rd}$ | Valor de cálculo do momento fletor resistente plástico em relação ao eixo zz. |

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

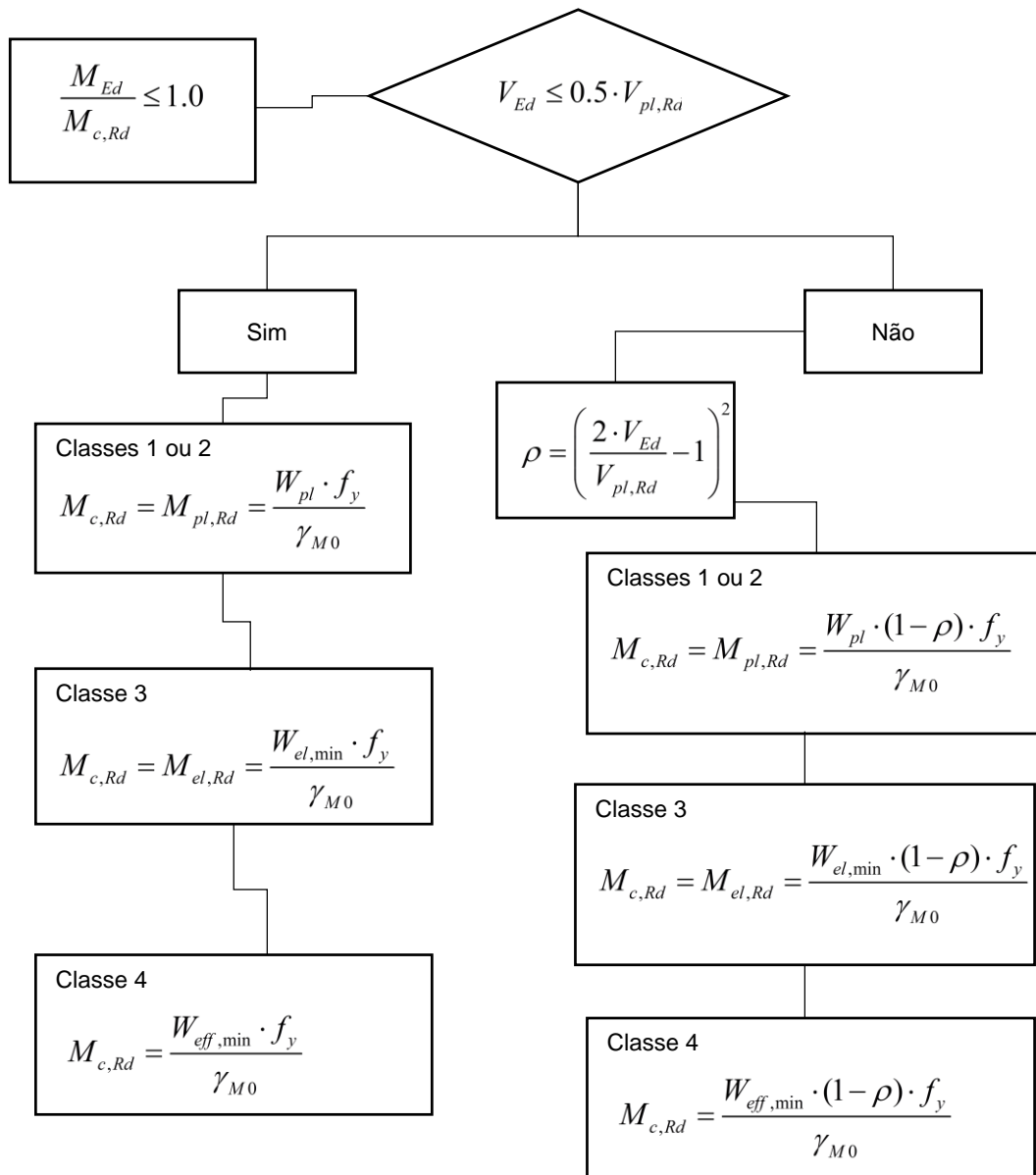


Figura 8.7 - Verificação da Resistência de Secções Transversais à Flexão Composta com Esforço Transverso.

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 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; |
| ρ | Coeficiente de redução dos valores de cálculo dos momentos fletores resistentes tendo em conta a interação com os esforços transversos. |

Flexão Composta Desviada

$$\left[\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right]^{\alpha} + \left[\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right]^{\beta} \leq 1 \quad (8.1)$$

em que:

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

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

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

α Parâmetro;

β Parâmetro.

8.1.2. Resistência dos Elementos à Encurvadura - Colunas

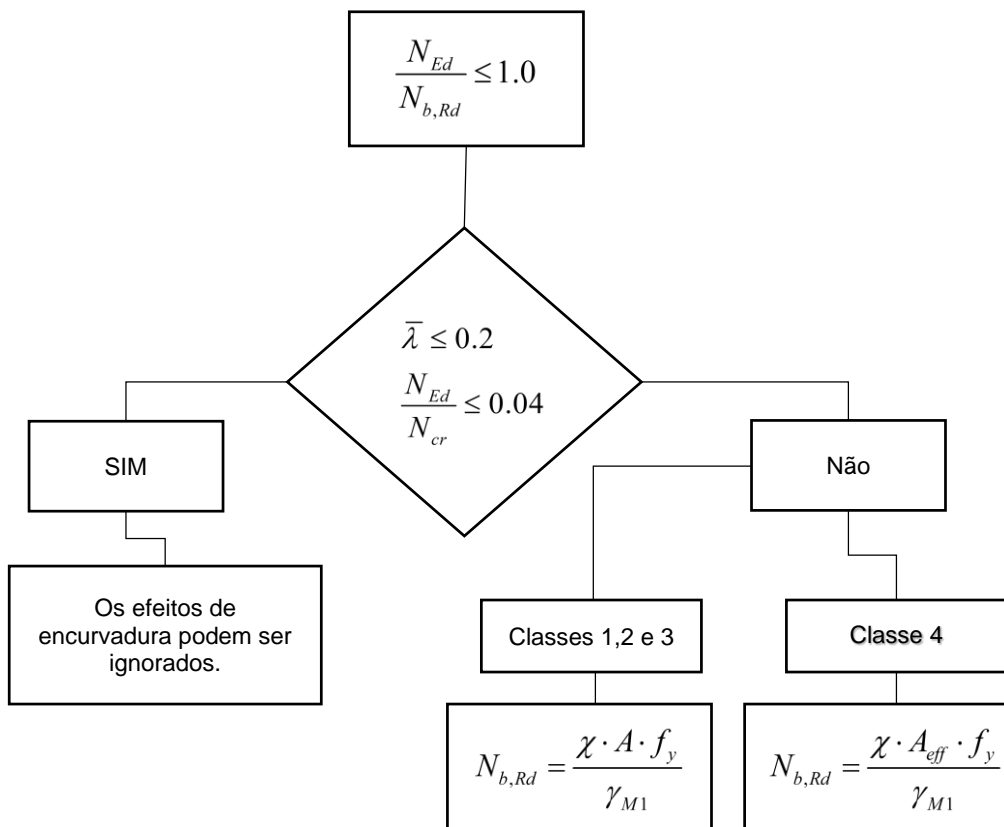


Figura 8.8 - Fluxograma para a verificação da Resistência à Encurvadura de Elementos Comprimidos - Colunas.

em que:

- N_{ED} Valor de cálculo do esforço normal atuante;
- $N_{b,Rd}$ Valor de cálculo do esforço normal resistente à encurvadura de um elemento comprimido;
- N_{cr} Valor crítico do esforço normal para o modo de encurvadura elástica considerado, determinado com base nas propriedades da secção transversal bruta;
- $\bar{\lambda}$ Esbelteza normalizada;
- χ Coeficiente de redução associado ao modo de encurvadura considerado;
- A Área de uma secção transversal;
- A_{eff} Área efetiva de uma secção transversal.

Encurvadura de Elementos em Flexão - Vigas

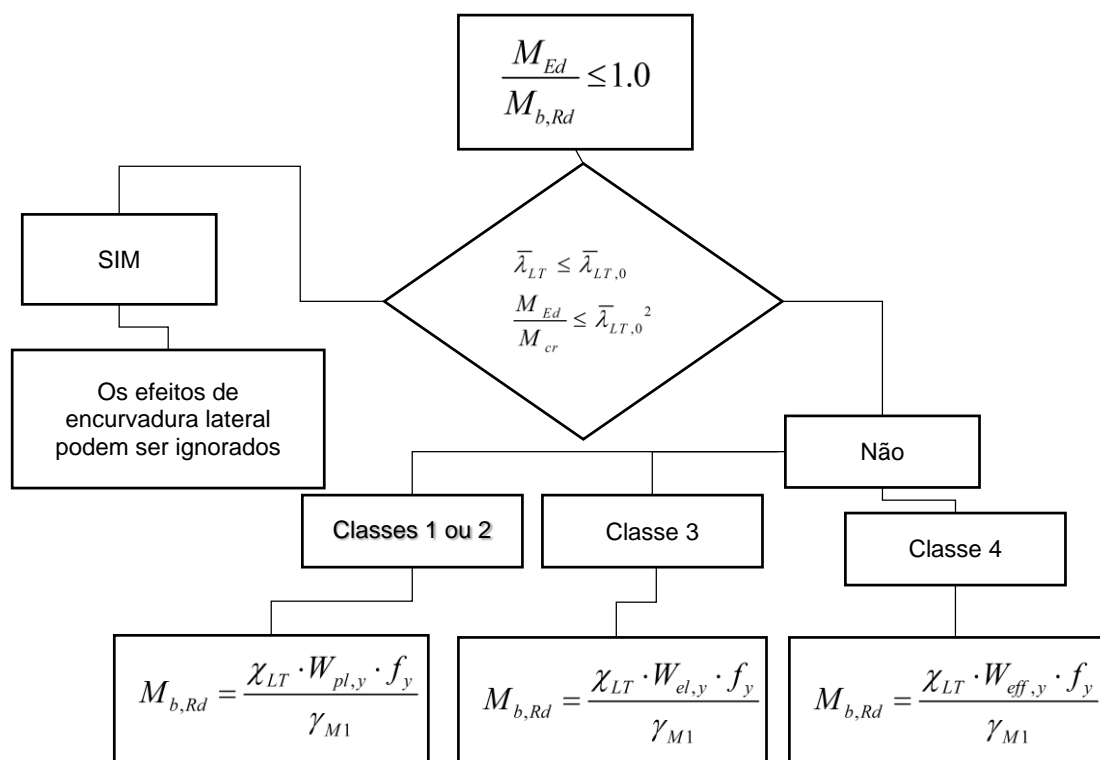


Figura 8.9 - Fluxograma de verificação da Resistência à Encurvadura de Elementos à Flexão - Vigas.

em que:

- M_{Ed} Valor de cálculo do momento fletor atuante;
- $M_{b,Rd}$ Valor de cálculo do momento fletor resistente à encurvadura lateral (em vigas por flexão-torção);
- M_{cr} Momento crítico elástico de encurvadura lateral;
- $\bar{\lambda}_{LT}$ Esbelteza normalizada para a encurvadura lateral;
- $\bar{\lambda}_{LT,0}$ Comprimento do patamar das curvas de dimensionamento à encurvadura lateral de vigas constituídas por perfis laminados e soldados equivalentes;
- χ_{LT} Coeficiente de redução para a encurvadura lateral;
- $W_{pl,y}$ Módulo de flexão plástico da secção transversal em relação ao eixo y-y;
- $W_{el,y}$ Módulo de flexão elástico da secção transversal em relação ao eixo y-y;
- $W_{eff,y}$ Módulo de flexão da secção transversal efetiva em relação ao eixo y-y.

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

Colunas-Viga

Elementos Uniformes em flexão Composta com Compressão

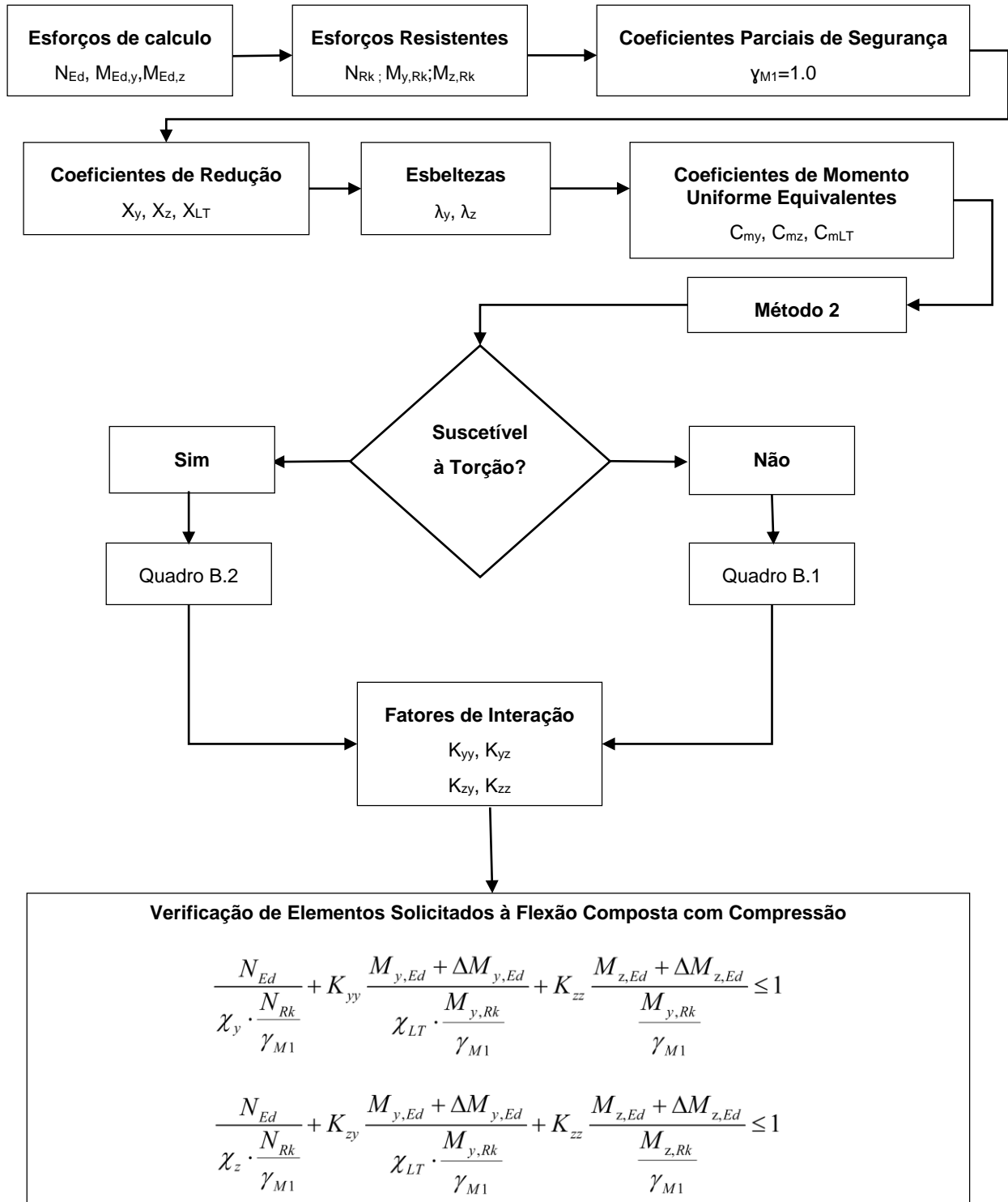


Figura 8.10 - Fluxograma de verificação da Encurvadura de elementos à flexão Composta com Compressão (M+N).

Tabela 8.3 - Fatores de Interação K_{ij} para elementos Não Suscetíveis à Deformação por Torção.


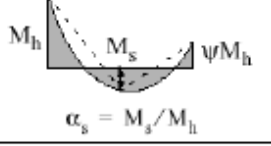
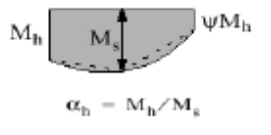
| Factores de interação | Tipo de secções | Hipóteses de cálculo | |
|-----------------------|---|---|--|
| | | Propriedades elásticas das secções transversais Classe 3, Classe 4 | Propriedades plásticas das secções transversais Classe 1, Classe 2 |
| k_{yy} | Secções em I Secções tubulares rectangulares | $C_{my} \left(1 + 0,6 \bar{\lambda}_y \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{my} \left(1 + 0,6 \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ | $C_{my} \left(1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{my} \left(1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ |
| k_{yz} | Secções em I Secções tubulares rectangulares | k_{zz} | $0,6 k_{zz}$ |
| k_{xy} | Secções em I Secções tubulares rectangulares | $0,8 k_{yy}$ | $0,6 k_{yy}$ |
| k_{zz} | Secções em I | $C_{mz} \left(1 + 0,6 \bar{\lambda}_z \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{mz} \left(1 + 0,6 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ | $C_{mz} \left(1 + (2\bar{\lambda}_z - 0,6) \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{mz} \left(1 + 1,4 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ |
| | Secções tubulares rectangulares | | $C_{mz} \left(1 + (\bar{\lambda}_z - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{mz} \left(1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ |

Para secções em I e H e para secções tubulares rectangulares submetidas a compressão axial e a flexão recta $M_{y,Ed}$, o factor k_{xy} poderá considerar-se $k_{xy} = 0$.

Tabela 8.4 - Fatores de Interação K_{ij} para Elementos Suscetíveis à Deformação por Torção.

| Factores de interação | Hipóteses de cálculo | |
|-----------------------|---|--|
| | Propriedades elásticas das secções transversais Classe 3, Classe 4 | Propriedades plásticas das secções transversais Classe 1, Classe 2 |
| k_{yy} | k_{yy} do Quadro B.1 | k_{yy} do Quadro B.1 |
| k_{yz} | k_{yz} do Quadro B.1 | k_{yz} do Quadro B.1 |
| k_{xy} | $\left[1 - \frac{0,05 \bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25)} \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right]$ $\geq \left[1 - \frac{0,05}{(C_{mLT} - 0,25)} \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right]$ | $\left[1 - \frac{0,1 \bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25)} \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right]$ $\geq \left[1 - \frac{0,1}{(C_{mLT} - 0,25)} \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right]$ para $\bar{\lambda}_z < 0,4$: $k_{xy} = 0,6 + \bar{\lambda}_z \leq 1 - \frac{0,1 \bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25)} \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}}$ |
| k_{zz} | k_{zz} do Quadro B.1 | k_{zz} do Quadro B.1 |

Tabela 8.5 - Coeficientes de Momento Uniforme Equivalentes C_m .

| Diagrama de momentos | Domínio de aplicação | | C_{my} , C_{mz} e C_{mLT} | |
|--|--------------------------|--------------------------------------|-------------------------------------|--------------------------------|
| | | | Carga uniforme | Carga concentrada |
|  ψM | $-1 \leq \psi \leq 1$ | | $0,6 + 0,4\psi \geq 0,4$ | |
|  ψM_h $\alpha_s = M_s/M_h$ | $0 \leq \alpha_s \leq 1$ | $-1 \leq \psi \leq 1$ | $0,2 + 0,8\alpha_s \geq 0,4$ | $0,2 + 0,8\alpha_s \geq 0,4$ |
| | $-1 \leq \alpha_s < 0$ | $0 \leq \psi \leq 1$ | $0,1 - 0,8\alpha_s \geq 0,4$ | $-0,8\alpha_s \geq 0,4$ |
| $-1 \leq \psi < 0$ | | $0,1(1-\psi) - 0,8\alpha_s \geq 0,4$ | $0,2(-\psi) - 0,8\alpha_s \geq 0,4$ | |
|  ψM_h $\alpha_h = M_h/M_s$ | $0 \leq \alpha_h \leq 1$ | $-1 \leq \psi \leq 1$ | $0,95 + 0,05\alpha_h$ | $0,90 + 0,10\alpha_h$ |
| | $-1 \leq \alpha_h < 0$ | $0 \leq \psi \leq 1$ | $0,95 + 0,05\alpha_h$ | $0,90 + 0,10\alpha_h$ |
| | | $-1 \leq \psi < 0$ | $0,95 + 0,05\alpha_h(1+2\psi)$ | $0,90 + 0,10\alpha_h(1+2\psi)$ |
| Em elementos com modos de encurvadura associados a deslocamentos laterais, o coeficiente de momento uniforme equivalente deverá tomar-se igual a $C_{my} = 0,9$ ou $C_{mz} = 0,9$, respectivamente. | | | | |
| C_{my} , C_{mz} e C_{mLT} deverão ser obtidos de acordo com o diagrama dos momentos flectores actuantes entre as secções de travamento, de acordo com: | | | | |
| coeficiente de momento | eixo de flexão | travamento na direcção | | |
| C_{my} | y-y | z-z | | |
| C_{mz} | z-z | y-y | | |
| C_{mLT} | y-y | y-y | | |

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_{Rk} , $M_{y,Rk}$ e $M_{z,Rk}$ Valores característicos da resistência à compressão e da resistência à flexão 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;

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} e k_{zz} Fatores de interação.

8.2. Elementos em Betão Armado

Os elementos em betão armado foram dimensionados segundo a norma NP EN 1992-1-1 – Projeto de Estruturas de Betão.

Na verificação da segurança das secções de betão armado foram utilizados os coeficientes parciais de segurança indicados na Tabela 8.6.

Tabela 8.6 - Valores dos Coeficientes Parciais de Segurança.

| γ_M | Descrição | Valores |
|------------|--|---------|
| γ_C | Coeficiente parcial de segurança do betão. | 1.50 |
| γ_S | Coeficiente parcial de segurança do aço das armaduras ordinárias em elementos de betão armado. | 1.15 |

O valor característico da tensão de rotura do betão (C 25/30) à compressão aos 28 dias de idade (f_{cd}), e a tensão de cedência do aço (A 500 NR) à tração (f_{yk}) estão indicados na Tabela 8.7.

Tabela 8.7 - Tensões no Betão e no Aço.

| Aço | f_{yk} (MPa) | Betão | f_{cd} (MPa) |
|----------|----------------|---------|----------------|
| A 500 NR | 500 | C 25/30 | 16.7 |

8.2.1. Lajes

Estados Limites Últimos

- Estado Limite Último à Flexão

As lajes foram dimensionadas segundo a NP EN 1992-1-1 pela cl.9.2.1.1, tendo presente os valores referentes as áreas das armaduras mínima e máxima:

$$A_{s,\min} = 0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d \quad (8.2)$$

$$A_{s,\max} = 0.04 \cdot A_c \quad (8.3)$$

em que:

b_t Largura média da zona tracionada. Nota: Em lajes $b_t = 1.0\text{m}$;

A_c Área da secção de betão.

- **Estado Limite Último ao Esforço Transverso**

Segundo a Cl.6.2.2 do EC2 para elementos em que não é requerida armadura de esforço transverso, a verificação da segurança ao esforço transverso é realizada com base nas expressões 8.4 e 8.5.

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{2/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \quad (8.4)$$

Com o valor mínimo de $V_{Rd,c}$ de:

$$V_{Rd,c} = (v_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad (8.5)$$

em que:

f_{ck} Tensão de rotura do betão à compressão, em Mpa.

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0.02 \text{ - Taxa de armadura longitudinal;}$$

A_{sl} – Área de armadura de tração;

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{ed}}{A_c} < 0.2 \cdot f_{cd} \text{ - Tensão de compressão no betão devido a esforço normal;}$$

$$v_{\min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0.18}{\gamma_c}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0$$

$$k_1 = 0.15$$

8.2.2. Vigas

As vigas foram dimensionadas aos Estados Limites Últimos e de Utilização de acordo com a NP EN 1992-1-1.

Estados Limites Últimos

- **Estado Limite Último à Flexão Simples**

As armaduras de cálculo de flexão podem ser obtidas pela expressão 8.6.

$$A_s = \frac{\omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd}}{f_{yd}} \quad (8.6)$$

em que:

- A_s Área de armadura longitudinal;
- ω Percentagem mecânica de armadura;
- b Largura da seção transversal da viga;
- d Altura útil da seção transversal da viga;
- f_{cd} Valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão;
- f_{yd} Valor de cálculo da tensão de cedência do aço.

Segundo a cl.9.2.1.1 da NP EN 1992-1-1 a armadura mínima é determinada pela expressão 8.7.

$$A_{s,\min} = \frac{0.26 \cdot b \cdot d \cdot f_{ctm}}{f_{yk}} \quad (8.7)$$

em que:

- $A_{s,\min}$ Área de armadura mínima longitudinal;
- b Largura da seção transversal da viga;
- d Altura útil da seção transversal da viga,
- f_{ctm} Valor médio da resistência à tração do betão;
- f_{yk} Tensão de cedência do aço à tração.

O momento fletor reduzido e a percentagem mecânica das armaduras de flexão são calculadas pelas seguintes expressões:

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad (8.8)$$

$$\omega = \frac{1 - \sqrt{1 - 2.42 \cdot \mu}}{1.21} \quad (8.9)$$

em que:

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

μ Momento fletor reduzido.

Nota: As armaduras máximas não podem ser superiores a:

$$A_{s,máx} = 0.04 \cdot A_c \quad (8.10)$$

em que:

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

A_c Área total da secção de betão.

• Estado Limite Último ao Esforço Transverso

O valor de cálculo de esforço transverso resistente máximo é determinado pela cl 6.2.3 da NP EN 1992-1-1 pela expressão 8.11.

$$V_{Rd,máx} = \min \left[\frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot(\theta); \frac{a_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{\cot(\theta) + \tan(\theta)} \right] \quad (8.11)$$

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 ($z = 0.9d$);

| | |
|-----------|--|
| f_{ywd} | Valor de cálculo da tensão de cedência do aço das armaduras de esforço transverso; |
| a_{cw} | Coefficiente que tem em conta o estado de tensão no banzo comprimido ($a_{cw}=1$, para estruturas não pré-esforçadas); |
| b_w | Menor largura da secção entre os banzos tracionado e comprimido; |
| v_1 | Coefficiente 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 ($\theta=45^\circ$). |

Nota: A armadura mínima é calculada através das expressões 8.12 e 8.13.

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{\min} = \rho_{w,\min} \cdot b_w \cdot \text{sen}(\alpha) \quad (8.12)$$

$$\rho_{w,\min} = \frac{0.08 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{f_{ywk}} \quad (8.13)$$

em que:

| | |
|-----------------|---|
| $\rho_{w,\min}$ | Taxa mínima de armadura de esforço transverso; |
| α | Ângulo formado pela armadura de esforço transverso com a horizontal; |
| f_{ywk} | Valor característico da tensão de cedência do aço das armaduras transversais. |

A armadura de cálculo são obtidas pelas seguintes expressões:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right) = \frac{V_{Ed}}{z \cdot f_{ywd} \cdot \cot(\theta)} \quad (8.14)$$

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s \cdot b_w \cdot \sin(\alpha)} \quad (8.15)$$

em que:

V_{Ed} Valor de cálculo do esforço transversal atuante;

ρ_w Taxa de armadura de esforço transversal.

Nota: A armadura máxima é determinada pela expressão 8.16.

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{m\acute{a}x} = 0.5 \cdot \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot v_1 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{ywd}} \quad (8.16)$$

8.2.3. Pilares

Os Pilares foram dimensionadas aos estados limites últimos e de utilização segundo a NP EN 1992-1-1, tendo-se utilizado também o programa "*Gala Reinforcement*", e respeitadas as armaduras mínimas e máximas definidas pelo EC2.

Estados Limites Últimos

- **Estado Limite Último à Flexão Composta**

Pela cl 5.8.9 (4) da NP 1992-1-1 é possível dimensionar de forma simplificada secções à flexão desviada através da seguinte expressão:

$$\left(\frac{M_{Ed,z}}{M_{Rd,z}}\right)^a + \left(\frac{M_{Ed,y}}{M_{Rd,y}}\right)^a \leq 1.0 \quad (8.17)$$

em que:

$M_{Ed,z}$ e $M_{Ed,y}$ Momentos atuantes de cálculo em flexão desviada composta com N_{Ed} ;

$M_{Rd,z}$ e $M_{Rd,y}$ Momentos resistentes de cálculo em flexões não desviadas compostas com N_{Ed} ;

a Expoente
para secções circulares e elípticas: $a = 2$

para secções retangulares é determinado com base na tabela seguinte:

Tabela 8.8 - Expoente "a".

| | | | |
|-----------------|-----|-----|-----|
| N_{Ed}/N_{Rd} | 0.1 | 0.7 | 1.0 |
| α | 1.0 | 1.5 | 2.0 |

Com uma interpolação linear para valores intermédios;

N_{Ed} Valor de cálculo do esforço normal;

$$N_{Rd} = A_c f_{cd} + A_s f_{yd}$$

A_c Área bruta da secção transversal de betão em cm^2 ;

A_s Área da secção das armaduras longitudinais em cm^2 .

As armaduras mínimas e máximas são calculadas através das seguintes expressões:

$$A_{s,\min} = 0.10 \cdot \frac{N_{ed}}{f_{yk}} \geq 0.002 \cdot A_c \quad (8.18)$$

$$A_{s,\max} = 0.04 \cdot A_c \text{ ou } 0.08 \cdot A_c \text{ nas zonas de emendas} \quad (8.19)$$

Em que:

N_{Ed} Esforço axial de cálculo;

F_{yk} Valor de tensão de cedência das armaduras;

A_c Área da secção transversal de betão.

- **Estado Limite Último ao Esforço Transverso**

Na verificação da resistência dos elementos ao esforço transverso foi verificada a capacidade resistente do betão e posteriormente calculadas as armaduras.

O espaçamento máximo entre cintas foi calculado segundo as expressões 8.20, 8.21 e 8.22.

$$s_{cl,max} = \min \{14 \cdot \phi_{long,min}; b; 300 \text{ mm}\} \quad (8.20)$$

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \geq v_{min} + k_1 \cdot \sigma_p \quad (8.21)$$

$$\left(\frac{A_{sw}}{s} \right) = \frac{V_{ed}}{z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta} \quad (8.22)$$

em que:

$V_{Rd,c}$ - Valor de cálculo da resistência ao punçoamento de uma laje sem armaduras de punçoamento;

$$C_{Rd,c} = 0.12;$$

$$K = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0, \text{ (d em mm)};$$

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{ly} \cdot \rho_{lz}} \leq 0.02;$$

$$\sigma_{cp} = (\sigma_{cy} + \sigma_{cz}) / 2;$$

$$v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2};$$

V_{Ed} - Esforço transverso de cálculo;

Z - Braço do binário;

F_{ywd} - Valor da tensão de cedência das armaduras ao esforço transverso;

θ - Ângulo das escoras com o eixo do pilar.

8.2.4. Plintos

No dimensionamento dos plintos foram usados os mesmos procedimentos de cálculo dos utilizados nos pilares.

8.2.5. Estacas

As estacas foram modeladas através do modelo de Winkler, tendo-se admitido "molas horizontais", espaçadas de um metro ao longo do comprimento de cada estaca, de modo a simular a rigidez do solo dos diferentes estratos atravessados.

A rigidez destas "molas" é caracterizada por uma constante de proporcionalidade entre a "pressão" aplicada e o deslocamento do solo, designada como "coeficiente de reação horizontal" (k_h).

No modelo considerou-se um conjunto de molas elásticas com diferentes rigidezes.

A Figura 8.11 mostra a modelação que foi utilizada para as estacas.

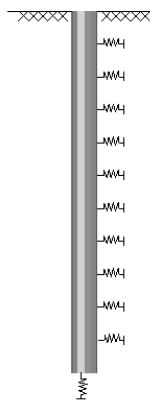


Figura 8.11 - Modelação das Estacas.

- **Cálculo da Rigidez das diferentes Molas**

A rigidez, designada por K_z das diferentes molas foi calculada pelas expressões 8.23 a 8.26.

Para Estratos de Fraca Consistência

Considerou-se:

$$K_z = \eta_h \cdot z \cdot a / d \quad (8.23)$$

em que:

- K_z Rigidez da "mola" [kN/m];
- η_h Constante de reação horizontal do solo varia conforme o tipo de terreno;
- z Profundidade [m];
- a Espaçamento das "molas" [m];
- d Diâmetro da estaca [m].

Estratos com uma Consistência "mais elevada"

Considerou-se:

$$K_z = 0.65 \cdot \sqrt[12]{\frac{E_s \cdot d^4}{(E_e \cdot I_e)}} \cdot \frac{E_s}{d \cdot (1 - \nu_s^2)} \cdot a \quad (8.24)$$

em que:

- K_z Rigidez da "mola" [kN/m];
- E_s Módulo de elasticidade do Solo [kPa];
- d Diâmetro da estaca [m];
- E_e Módulo de elasticidade da estaca [kPa];
- I_e Inércia da secção da estaca [m⁴];
- ν Coeficiente de poisson do solo;
- a Espaçamento entre "molas" [m].

Rigidez Vertical (k_w)

A rigidez vertical da "mola" (k_w) foi calculada pelas expressões 8.24 e 8.25.

$$w_1 = \frac{0.35 \cdot N \cdot d}{A_e \cdot E_e} \quad (8.25)$$

$$k_w = \frac{N}{w_1} \quad (8.26)$$

em que:

- N Esforço axial unitário [kN];
- d Diâmetro da estaca [m];
- A_e Área da secção da estaca [m²];
- E_e Módulo de elasticidade da estaca;
- w₁ Deslocamento devido a carga unitária.

- **Estado Limite Último à Flexão**

O cálculo orgânico das armaduras foi realizado no programa "Gala Reinforcement", com base numa combinação quadrática dos momentos flectores segundo os eixos 2 e 3.

$$M_{final} = \sqrt{M_{22}^2 + M_{33}^2} \quad (8.27)$$

Pela cl.9.8.5 (3), do Quadro 9.6N, da NP EN 1992-1-1 foram respeitados os critérios referentes às armaduras mínimas indicados na Tabela 8.9.

Tabela 8.9 - Áreas Mínimas das Armaduras Longitudinais nas Estacas.

| Secção da Estaca | Área Mínima das Armaduras Longitudinais ($A_{s,bpmin}$) |
|----------------------------|--|
| $A_c \leq 0.5m^2$ | $A_s \geq 0.005 \cdot A_c$ |
| $1.0m^2 < A_c \leq 0.5m^2$ | $A_s \geq 25.0cm^2$ |
| $A_c > 1.0m^2$ | $A_s \geq 0.0025 \cdot A_c$ |

- **Estado Limite Último ao Esforço Transverso**

O procedimento de cálculo que foi utilizado nas cintas das estacas é idêntico ao dos pilares e dos plintos.

Nota: O espaçamento máximo entre cintas não pode ser superior a:

$$S_{cl,max} = \min \{ 14 \cdot \phi_{long,min}; b; 300mm \} \quad (8.28)$$

9. REGULAMENTAÇÃO

Tabela 9.1 - Regulamentação.

| Normas Europeias | Títulos | Partes | Subcapítulos | Anos |
|------------------|---|--|---|------|
| NP EN 1990 | Eurocódigo 0: Bases para Projeto de Estruturas | | | 2009 |
| NP EN 1991 | Eurocódigo 1: Ações em Estruturas | 1-1: Ações Gerais | Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios | 2009 |
| | | 1-4: Ações Gerais | Ações do Vento | 2010 |
| | | 1-5: Ações Gerais | Ações Térmicas | 2009 |
| NP EN 1992 | Eurocódigo 2: Projeto de Estruturas de Betão | 1-1: Regras gerais e regras para edifícios | | 2010 |
| NP EN 1993 | Eurocódigo 3: Projeto de Estruturas de Aço | 1-1: Regras gerais e regras para edifícios | | 2010 |
| | | 1-8: Projeto de Ligações | | 2010 |
| NP EN 1997 | Eurocódigo 7: Projeto Geotécnico | 1: Regras gerais | | 2010 |
| NP EN 1998 | Eurocódigo 8: Projeto de Estruturas para Resistência aos Sismos | 1: Regras gerais, Ações Sísmicas e regras para edifícios | | 2010 |
| NP EN 206 | Betão | 1: Especificação, desempenho, produção e conformidade | | 2007 |