

CONCEPÇÃO E DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL DE UMA COBERTURA SUSPENSA PRÉ – ESFORÇADA

JORGE MARINHO LOPES

Projecto submetido para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

Orientador: Professor Doutor Rui Carneiro de Barros

JULHO DE 2008

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2007/2008

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2007/2008 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2008.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respectivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão electrónica fornecida pelo respectivo Autor.

A meus Pais

AGRADECIMENTOS

O meu sincero agradecimento ao professor Carneiro Barros que sempre me atendeu e escutou, e a que devo todo o conhecimento adquirido nesta tese.

Ao engenheiro Renato Bastos da AFA pelo fornecimento dos pormenores de execução da ligação entre pré – lajes do estádio do Braga.

Ao meu colega Nuno Brochado pelas explicações de AutoCad.

RESUMO

Neste trabalho estudam-se metodologias relacionadas com a concepção e dimensionamento de coberturas de cabos suspensas. O sistema estrutural usado na cobertura em análise é o de uma cobertura suspensa por uma série de cabos suspensos dispostos paralelamente.

É feito um enquadramento deste tipo de estruturas na regulamentação aplicada em Portugal e a descrição dos métodos usados na quantificação das acções no âmbito deste trabalho.

É realizado um estudo paramétrico englobando três vãos para a cobertura, de 80m, 100m e 120m, a acção sísmica em zonas sísmicas extremas de Portugal, e acção do vento em locais extremos, ou seja, em zonas costeiras e em zonas urbanas.

Por fim procede-se ao dimensionamento de uma cobertura com 80m de vão e que se localiza na zona do Porto.

PALAVRAS-CHAVE: Coberturas suspensas, cabos, acção sísmica, acção do vento, modelação.

ABSTRACT

In this work methodologies for the conception and design of suspended cable roofs were studied. The structural system used for the roof was that of a suspended roof by a series of cables arranged in parallel.

This type of structures is addressed in the context of Portuguese regulations, and a synthetic description of the possible methods of analysis for linear and non linear structures of this kind is also made.

Furthermore a parametric studied was performed for three roof spans of 80m, 100m and 120m, under seismic action in extreme seismic zones in Portugal, as under wind action in extreme locations, close to coastal and urban zones.

The work concludes with a design example of a roof with a span of 80m locate in Porto.

KEYWORDS: suspended cable roofs, cables, seismic actions, wind action, modelling.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	ii
ABSTRACT	iii
1. INTRODUÇÃO	1
2. AS COBERTURAS SUSPENSAS	3
2.1. INTRODUÇÃO	3
2.2. MOTIVOS DE INTERESSE DO TEMA	3
2.3. PRINCIPAIS CARACTERÍSTICAS ESTRUTURAIS	3
2.3.1. COBERTURAS DE CABOS SIMPLEMENTE SUSPENSOS	4
2.3.2. COBERTURAS DE CABOS TRELIÇA PRÉ ESFORÇADOS.....	6
2.3.3. COBERTURAS DE REDES DE CABOS PRÉ ESFORÇADOS	8
2.4. REALIZAÇÕES ATRVÉS DOS TEMPOS	9
2.5. REALIZAÇÕES MAIS RECENTES (SEC.XXI)	13
3. ACÇÕES SOBRE A ESTRUTURA	15
3.1. INTRODUÇÃO	15
3.2. ACÇÃO DO VENTO	15
3.2.1. INTRODUÇÃO	15
3.2.2. NATUREZA DO VENTO	16
3.2.3. DESCRIÇÃO MATEMÁTICA DO VENTO.....	17
3.2.4. MÉTODOS DE DETERMINAÇÃO DAS CARACTERÍSTICAS DO VENTO USADOS NA REGULAMENTAÇÃO APLICADA EM PORTUGAL	19
3.2.4.1. Regulamento de segurança e acções para estruturas (RSA).....	19
3.2.4.2. Eurocódigo 1 (EC1)	20
3.2.5. QUANTIFICAÇÃO DA ACÇÃO DO VENTO PARA O CASO EM ESTUDO	22
3.3. ACÇÃO DA NEVE	24
3.3.1. INTRODUÇÃO	24
3.3.2. QUANTIFICAÇÃO DA ACÇÃO DA NEVE PARA O CASO EM ESTUDO	24
3.4. ACÇÃO SÍSMICA	25

3.4.1. INTRODUÇÃO	25
3.4.2. A NATUREZA DOS SISMOS	25
3.4.3. ESPECTROS DE RESPOSTA	28
3.4.4. MÉTODOS DE DETERMINAÇÃO DA ACÇÃO SÍSMICA PRESENTES NA REGULAMENTAÇÃO APLICÁVEL EM PORTUGAL	31
3.4.4.1. Regulamento de segurança e acções para estruturas (RSA).....	31
3.4.4.2. Eurocódigo 8 (EC8)	35
3.5. OUTRAS ACÇÕES	44
3.6. COMBINAÇÕES DE ACÇÕES	45
4. PRÉ – DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL	49
4.1. INTRODUÇÃO	49
4.2. PRÉ – DIMENSIONAMENTO DA COBERTURA	51
4.3. PRÉ – DIMENSIONAMENTO DOS CABOS.....	51
4.4. PRÉ – DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA DE APOIO	53
4.5. PRÉ – DIMENSIONAMENTO DA VIGA DE SUPORTE DOS CABOS	58
5. MÉTODOS DE ANÁLISE ESTRUTURAL	61
5.1. INTRODUÇÃO	61
5.2. MÉTODO DAS FORÇAS	61
5.3. MÉTODO DOS DESLOCAMENTOS	64
5.4. MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS	65
5.4.1. METODOLOGIA DOS ELEMENTOS FINITOS	65
5.4.2. ELEMENTOS DE CABOS	69
5.4.2.1. Formulação no contínuo	70
5.4.2.2. Relação constitutiva	71
5.4.2.3. Expressões do trabalho virtual	72
5.4.2.4. Aproximação linear de elementos finitos de cabos	76
5.4.2.5. Solução não linear para elementos de cabos	82
6. MÉTODOS DE RESOLUÇÃO DE EQUAÇÕES NÃO LINEARES	89
6.1. INTRODUÇÃO	89

6.2. MÉTODO DE NEWTON – RAPHSON	89
6.3. MÉTODO DE NEWTON – RAPHSON MODIFICADO	90
6.4. COMBINAÇÃO DO MÉTODO ITERATIVO COM O MÉTODO INCREMENTAL	92
7. ESTUDO PARAMÉTRICO	95
7.1. INTRODUÇÃO	95
7.2. ACÇÃO DO VENTO	95
7.3. ACÇÃO SÍSMICA	105
7.4. OUTRAS ACÇÕES	111
7.5. COMBINAÇÕES DE ACÇÕES	112
7.6. MODELAÇÃO	123
7.7. ESTUDO PARAMÉTRICO	125
8. DIMENSIONAMENTO DE UM CASO	167
8.1. INTRODUÇÃO	167
8.2. DIMENSIONAMENTO DAS FUNDAÇÕES	167
8.2.1. DIMENSIONAMENTO EM PLANTA DAS SAPATAS DIRECTAS	168
8.2.2. DIMENSIONAMENTO DA ALTURA DAS SAPATAS DIRECTAS	180
8.2.3. DIMENSIONAMENTO DAS ANCORAGENS	183
8.2.4. MODELAÇÃO DAS FUNDAÇÕES	184
8.3. DIMENSIONAMENTO DAS ARMADURAS DOS ELEMENTOS DE BARRA	185
8.4. DIMENSIONAMENTO DAS ARMADURAS DOS ELEMENTOS DE CASCA	190
8.5. DIMENSIONAMENTO DOS APARELHOS DE APOIO DA COBERTURA	193
8.6. DIMENSIONAMENTO DAS LIGAÇÕES DO TIRANTE METÁLICO	196
9. CONCLUSÕES	203
BIBLIOGRAFIA	207
ANEXO	209

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 2.1 – Cobertura suspensa de cabos dispostos paralelamente	5
Fig. 2.2 - Cobertura suspensa de cabos dispostos radialmente de planta circular	5
Fig. 2.3 - Cobertura suspensa de cabos dispostos radialmente de planta elíptica	6
Fig. 2.4 - Coberturas cabo treliça dispostas paralelamente.....	7
Fig. 2.5 - Coberturas cabo treliça dispostas radialmente	8
Fig. 2.6 - Coberturas de redes de cabos	9
Fig. 2.7 - Esquema da cobertura suspensa do coliseu de Roma	10
Fig. 2.8 - Pavilhões construídos por Shookhov.....	11
Fig. 2.9 - Raleigh Arena	11
Fig. 2.10 - Pavilhão dos EUA para a feira mundial em Osaka.....	12
Fig. 2.11 - Cúpula de Geórgia, EUA	13
Fig. 2.12 - Cúpula Millennium, Greenwich, Londres, Inglaterra	14
Fig. 2.13 - Estádio Municipal de Braga, Portugal	14
Fig. 3.1 - Espectro das flutuações longitudinais do vento de van der Hoven	17
Fig. 3.2 – Cobertura tipo dada no RSA equiparada ao caso em estudo	25
Fig. 3.3 - Componente EW do sismo de Port Hueneme de 18 de Março de 1957. Exemplo de vibrações sísmicas do tipo a.	27
Fig. 3.4 - Acelerograma da componente este-oeste das vibrações sísmicas registradas em El Centro em 18 de Maio de 1940. Exemplo de vibrações sísmicas do tipo b.....	27
Fig. 3.5 - Acelerograma da componente norte-sul das vibrações sísmicas registadas na cidade do México durante o sismo de 6 de Julho de 1964. Exemplo de vibrações sísmicas do grupo c.....	28
Fig. 3.6 - Espectro de resposta para um oscilador de um grau de liberdade para o sismo de 1940 em El Centro.....	30
Fig. 3.7 - Zonamento do território continental	32
Fig. 3.8 – Espectros de resposta para a zona A e para o terreno do tipo I	34
Fig. 3.9 - Espectros de resposta para zona A e para o terreno do tipo II	34
Fig. 3.10 - Espectros de resposta para zona A e para o terreno do tipo III	35
Fig. 3.11 - Espectro de resposta elástico	38
Fig. 4.1 - Esquema da estrutura em estudo	49
Fig. 4.2 - Esquema estrutura de suporte.....	53
Fig. 5.1 - Movimento de um segmento diferencial de um cabo	69
Fig. 5.2 - Relação constitutiva	72
Fig. 5.3 - Sistema de cabos idealizado com elementos rectos.....	76

Fig. 5.4 - Definição de um elemento recto..... 77

Fig. 7.1 - Distribuição das pressões do vento de acordo com o EC1 101

Fig. 7.2 - Linearização das pressões do vento..... 102

Fig. 7.3 - Distribuição de pressões para a cobertura de duas águas com ângulo negativo 104

Fig. 7.4 - Distribuição de pressões nas paredes verticais..... 105

Fig. 7.5 - Espectros de cálculo horizontais..... 108

Fig. 7.6 - Espectros de cálculo verticais 111

Fig. 7.7 - Modos de vibração da estrutura..... 122

Fig. 7.8 - Geometria do modelo realizado no SAP2000..... 125

Fig. 7.9 - Regiões consideradas na obtenção dos parâmetros usados no estudo paramétrico 126

Fig. 7.10 - Parâmetros intervenientes no estudo paramétrico relativos ao estado limite último, combinação sísmica e acção de base a acção sísmica tipo 1 zona A solo D 136

Fig. 7.11 - Parâmetros intervenientes no estudo paramétrico relativos ao estado limite último, combinação sísmica e acção de base a acção sísmica tipo 2 zona A solo D 138

Fig. 7.12 - Parâmetros intervenientes no estudo paramétrico relativos ao estado limite último, combinação sísmica e acção de base a acção sísmica tipo 1 zona D solo A 140

Fig. 7.13 - Parâmetros intervenientes no estudo paramétrico relativos ao estado limite último, combinação sísmica e acção de base a acção sísmica tipo 2 zona D solo A 142

Fig. 7.14 - Parâmetros intervenientes no estudo paramétrico relativos ao estado limite último, combinação accidental e acção de base a acção sísmica tipo 1 zona A solo D 144

Fig. 7.15 - Parâmetros intervenientes no estudo paramétrico relativos ao estado limite último, combinação accidental e acção de base a acção sísmica tipo 2 zona A solo D 146

Fig. 7.16 - Parâmetros intervenientes no estudo paramétrico relativos ao estado limite último, combinação accidental e acção de base a acção sísmica tipo 1 zona D solo A 148

Fig. 7.17 - Parâmetros intervenientes no estudo paramétrico relativos ao estado limite último, combinação accidental e acção de base a acção sísmica tipo 2 zona D solo A 150

Fig. 7.18 - Parâmetros intervenientes no estudo paramétrico relativos ao estado limite último, combinação fundamental e a acção de base a acção do vento 151

Fig. 7.19 - Variação dos parâmetros intervenientes no estudo paramétrico relativos ao estado limite último, combinação sísmica 1 e a acção de base a acção sísmica tipo 1 zona A solo D 153

Fig. 7.20 - Variação dos parâmetros intervenientes no estudo paramétrico relativos ao estado limite último, combinação sísmica 1 e a acção de base a acção sísmica tipo 2 zona A solo D 154

Fig. 7.21 - Variação dos parâmetros intervenientes no estudo paramétrico relativos ao estado limite último, combinação sísmica 1 e a acção de base a acção sísmica tipo 1 zona D solo A 155

Fig. 7.22 - Variação dos parâmetros intervenientes no estudo paramétrico relativos ao estado limite último, combinação sísmica 1 e a acção de base a acção sísmica tipo 2 zona D solo A 156

Fig. 7.23 - Variação dos parâmetros intervenientes no estudo paramétrico relativos ao estado limite último, combinação accidental 1 e a acção de base a acção sísmica tipo 1 zona A solo D 157

Fig. 7.24 - Variação dos parâmetros intervenientes no estudo paramétrico relativos ao estado limite último, combinação accidental 1 e a acção de base a acção sísmica tipo 2 zona A solo D.....	158
Fig. 7.25 - Variação dos parâmetros intervenientes no estudo paramétrico relativos ao estado limite último, combinação accidental 1 e a acção de base a acção sísmica tipo 1 zona D solo A.....	159
Fig. 7.26 - Variação dos parâmetros intervenientes no estudo paramétrico relativos ao estado limite último, combinação accidental 1 e a acção de base a acção sísmica tipo 2 zona D solo A.....	160
Fig. 7.27 - Variação dos parâmetros intervenientes no estudo paramétrico relativos ao estado limite último, combinação fundamental 1 e a acção de base a acção do vento relativa ao terreno da categoria 0.....	161
Fig. 7.28 - Variação das áreas das barras da estrutura de suporte.....	161
Fig. 8.1 - Referencial usado	168
Fig. 8.2 - Geometria das sapatas directas	180
Fig. 8.3 - Modelo da estrutura com apoios flexíveis.....	185
Fig. 8.4 - Esquema do equilíbrio de forças numa secção de um elemento de barra	186
Fig. 8.5 - Esquema da ancoragem dos cabos	189
Fig. 8.6 - Distribuição da armadura devido a cargas concentradas para a viga de suporte dos cabos.....	190
Fig. 8.7 - Distribuição dos painéis de betão pré fabricados	191
Fig. 8.8 - Diagrama de momentos da cobertura em estado limite último	192
Fig. 8.9 - Diagrama de momentos da sapata e do maciço de encabeçamento das ancoragens em estado limite último.....	193
Fig. 8.10 - Momento-flector numa cavilha.....	197
Fig. 8.11 - Condições geométricas para chapas em ligações articuladas.....	198
Fig. 8.12 - Designação das distâncias entre parafusos	200

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 3.1 – Valores do coeficiente de sismicidade α	32
Quadro 3.2 - Categorias de importância e coeficientes de importância para os edifícios	36
Quadro 3.3 - Valores de ag a considerar para Portugal.....	36
Quadro 3.4 - Classes do solo	38
Quadro 3.5 - Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico para Portugal.....	39
Quadro 3.6 - Valores recomendados dos coeficientes ψ para edifícios	47
Quadro 4.1 - Valores de β para os diferentes vãos	50
Quadro 4.2 - valores da acção da neve para os três vãos em estudo.....	50
Quadro 4.3 - Valores das cargas para os vãos em estudo	52
Quadro 4.4 - Força de pré – esforço a aplicar nos cabos para cada um dos vãos considerados.....	52
Quadro 4.5 - Características dos cabos a usar de acordo com o vão	53
Quadro 4.6 - áreas a adoptar para a estrutura de suporte considerando um SAP	55
Quadro 4.7 - Esforços axiais obtidos considerando a estrutura contínua e as secções do quadro 4.6	56
Quadro 4.8 - Áreas obtidas para os esforços do quadro 4.7	56
Quadro 4.9 - Esforços axiais obtidos considerando a estrutura contínua e as secções do quadro 4.8	56
Quadro 4.10 - Valor dos momentos máximos obtidos para as secções dadas no quadro 4.8.....	57
Quadro 4.11 - Momentos reduzidos	57
Quadro 4.12 - Dimensões da barra 1-2.....	57
Quadro 4.13 - Momentos reduzidos com a correcção da secção da barra 1-2	58
Quadro 4.14 - Dimensões finais da estrutura de apoio.....	58
Quadro 4.15 - Área da cabeça de ancoragem de acordo com o catálogo da VSL	59
Quadro 4.16 - Dimensões adoptadas para as vigas (V_1) e (V_2)	59
Quadro 7.1 - Valores fundamentais da velocidade base do vento	96
Quadro 7.2 - Valores da velocidade base do vento	96
Quadro 7.3 - Valores de z_0 e z_{min} tendo em conta o terreno	97
Quadro 7.4 - Valores da velocidade média do vento	97
Quadro 7.5 - Valores da intensidade de turbulência do vento	98
Quadro 7.6 - Valores da velocidade de pressão de pico	99
Quadro 7.7 - Valores dos coeficientes de pressão	104
Quadro 7.8 - Valores dos coeficientes de pressão	105
Quadro 7.9 - valores da acção da neve	112

Quadro 7.10 - Combinações sísmicas para a acção de base a acção sísmica tipo 1 na zona A e no solo D	112
Quadro 7.11 - Combinações sísmicas para a acção de base a acção sísmica tipo 2 na zona A e no solo D	113
Quadro 7.12 - Combinações sísmicas para a acção de base a acção sísmica tipo 1 na zona D e no solo A.....	113
Quadro 7.13 - Combinações sísmicas para a acção de base a acção sísmica tipo 2 na zona D e no solo A.....	114
Quadro 7.14 - Combinações acidentais para a acção de base a acção sísmica tipo 1 na zona A e no solo D	114
Quadro 7.15 - Combinações acidentais para a acção de base a acção sísmica tipo 2 na zona A e no solo D	115
Quadro 7.16 - Combinações acidentais para a acção de base a acção sísmica tipo 1 na zona D e no solo A.....	116
Quadro 7.17 - Combinações acidentais para a acção de base a acção sísmica tipo 2 na zona D e no solo A.....	116
Quadro 7.18 - Combinações fundamentais para a acção de base a acção do vento	117
Quadro 7.19 - Combinações características para a acção de base a acção do vento	117
Quadro 7.20 - Combinações frequentes para a acção de base a acção do vento.....	118
Quadro 7.21 - Combinações quase permanentes para a acção de base a acção do vento.....	118
Quadro 7.22 - Valores dos períodos, frequências naturais e frequências angulares dos doze primeiros modos de vibração para os três vãos em estudo	118
Quadro 7.23 - Valores dos parâmetros para o vão de 80m usados no estudo paramétrico.....	126
Quadro 7.24 - Valores dos parâmetros para o vão de 100m usados no estudo paramétrico.....	129
Quadro 7.25 - Valores dos parâmetros para o vão de 100m usados no estudo paramétrico.....	132
Quadro 7.26 - Relação deslocamento vertical/vão para as várias combinações	162
Quadro 8.1 - Parâmetros do solo	167
Quadro 8.2 - Esforços obtidos para a acção do vento a actuar na direcção x	168
Quadro 8.3 - Esforços obtidos para a acção do vento a actuar na direcção -x.....	168
Quadro 8.4 - Coeficientes parciais para os casos previstos no EC7.....	171
Quadro 8.5 - Esforços obtidos para as cargas.....	172
Quadro 8.6 - Esforços obtidos para a combinação da verificação de segurança para o caso B.....	172
Quadro 8.7 - Esforços obtidos para a combinação da verificação de segurança para o caso C.....	172
Quadro 8.8 - Verificação da segurança para o caso B e a sapata com as dimensões B=2,55m e L=2,65m	174
Quadro 8.9 - Verificação da segurança para o caso B e a sapata com as dimensões B=2,60m e L=2,80m	175

Quadro 8.10 - Verificação da segurança para o caso C e a sapata com B=3,5m e L=3,6m.....	177
Quadro 8.11 - Verificação da segurança ao deslizamento pela base.....	178
Quadro 8.12 - Valores dos esforços para combinações frequentes	179
Quadro 8.13 - Valores do módulo de elasticidade	194

INTRODUÇÃO

As coberturas suspensas, tema desta tese, são estruturas muito particulares cujo interesse tem vindo a aumentar devido ao grande estímulo que é a realização do dimensionamento destas estruturas, pois obriga a um grande rigor estrutural e elevado conhecimento técnico.

Este trabalho consiste na abordagem da concepção e dimensionamento estrutural de uma cobertura suportada por uma série de cabos suspensos paralelos.

No capítulo 2 deste trabalho são abordadas as principais características estruturais, alguns exemplos de disposições de cabos mais correntemente usadas e alguns exemplos de coberturas suspensas realizadas através dos tempos.

No capítulo 3 são abordadas metodologias para a definição das acções a aplicar na estrutura e o seu enquadramento na regulamentação aplicada em Portugal.

No capítulo 4 é realizado o pré dimensionamento das dimensões dos vários elementos que compõe a estrutura que será analisada.

No capítulo 5 são expostos os métodos de análise estrutural que podem ser aplicados no dimensionamento destas estruturas, ou seja, o método das forças, o método dos deslocamentos e o método dos elementos finitos. O método que será usado na análise da cobertura em estudo será método dos elementos finitos.

No capítulo 6 são abordados os métodos de resolução de equações não lineares. Estes métodos são usados sobretudo na resolução de equações do método dos elementos finitos de cabos não lineares.

No capítulo 7 é feito um estudo paramétrico fazendo variar acções e dimensões em planta da estrutura. O estudo engloba três vãos, de 80m, 100m e 120m e acções extremas dos sismos e do vento, ou seja, um sismo a actuar na pior zona sísmica nacional (zona A) com o pior solo (solo D) e um sismo a actuar na melhor zona sísmica nacional (zona D) com o melhor solo (solo A), bem como a acção do vento mais prejudicial que corresponde à localização da estrutura num terreno da categoria 0 e a acção do vento menos prejudicial que corresponde a um terreno da categoria IV. A quantificação da acção sísmica e da acção do vento é feita de acordo com o eurocódigo 8 e 1, respectivamente.

No capítulo 8 é realizado o dimensionamento estrutural do caso de uma cobertura suspensa usado no estudo paramétrico. A cobertura dimensionada terá um vão de 80m e situar-se-á na zona do Porto, ou seja, zona sísmica A, solo D e terreno da categoria IV. Os desenhos de execução são fornecidos em anexo.

Por fim no capítulo 9 estão enumeradas algumas das conclusões tiradas na realização deste trabalho.

2

AS COBERTURAS SUSPENSAS

2.1 INTRODUÇÃO

As estruturas de cabos representam uma nova moda da arquitectura já consolidada com sucesso. Estas estruturas sempre fascinaram os arquitectos e engenheiros, sobretudo por causa dos aspectos estéticos. Para além da grande variedade de formas que se consegue obter com este tipo de arquitectura, estas estruturas trazem mais vantagens tais como o facto de permitirem a construção de vãos maiores do que as estruturas convencionais usando a mesma quantidade de materiais, e também serem estruturas economicamente competitivas devido ao aumento substancial dos vãos sem apoios intermédios.

Apesar das vantagens, já enumeradas, deste tipo de arquitectura, não é muito comum a sua aplicação, talvez devido ao facto de este tipo de estruturas ser mais difícil de analisar e de construir do que as estruturas mais tradicionais.

2.2 MOTIVOS DE INTERESSE DO TEMA

O objectivo deste trabalho é o de estudar os aspectos mecânicos e métodos de análise de coberturas suspensas por cabos.

Será ainda estudado um caso particular de uma cobertura deste tipo, procedendo-se a uma análise paramétrica, fazendo variar as acções gerais e dimensões principais (vão da cobertura) considerando diferentes regiões, determinando envolventes das acções e de dimensões de deslocamentos generalizados em secções notáveis.

No caso em estudo serão consideradas as acções estáticas (peso próprio, neve e acção de serviço) e as acções dinâmicas (vento, sismos).

Na análise do caso em estudo serão usados modelos computacionais, mas no presente trabalho serão abordados métodos de análise exactos e métodos de análise aproximados.

2.3 PRINCIPAIS CARACTERÍSTICAS ESTRUTURAIS

Os elementos básicos deste sistema são os cabos flexíveis, sob os quais se apoia a cobertura propriamente dita.

A cobertura propriamente dita, é formada por placas que podem ser constituídas por diversos materiais tais como chapas metálicas, madeira, betão, vidro temperado, tecidos de fibra, lonas, chapas plásticas ou acrílicas, ou de fibras de vidro.

As coberturas de cabos podem ser divididas em duas categorias diferentes dependendo de como os cabos são usados. As coberturas de cabos podem ser classificadas como:

- Coberturas suportadas por cabos;
- Coberturas suspensas por cabos.

Nas coberturas suportadas por cabos, os cabos apenas funcionam como suporte adicional à cobertura propriamente dita, uma vez que é ela própria que suporta a maior parte das cargas. Nas coberturas suspensas por cabos as cargas são suportadas directamente pelo sistema de cabos.

Neste trabalho serão abordados mais directamente as coberturas suspensas por cabos, que podem dividir-se em:

- Cabos simplesmente suspensos;
- Cabos treliça pré esforçados;
- Rede de cabos pré esforçados.

As estruturas de cabos pré esforçados podem ser auto equilibrados ou não. Nas estruturas auto equilibradas, as forças nos cabos são equilibradas internamente pela estrutura de suporte. Nas estruturas não auto equilibradas o equilíbrio é conseguido pela aplicação de ancoragens.

Em geral a rigidez das estruturas de cabos pré esforçados depende da curvatura do cabo, da área da secção do cabo, do nível de pré-esforço aplicado e da rigidez da estrutura de suporte.

Dos materiais que podem ser aplicados na cobertura, apenas as placas de betão aumentam significativamente a rigidez da cobertura.

De seguida serão apresentados exemplos das categorias de coberturas suspensas enunciadas.

2.3.1 COBERTURAS DE CABOS SIMPLEMENTE SUSPENSOS

Neste tipo de coberturas destacam-se as coberturas formadas por cabos dispostos paralelamente que geram superfícies de curvatura simples, geralmente empregues em coberturas de planta rectangular (fig. 2.1).

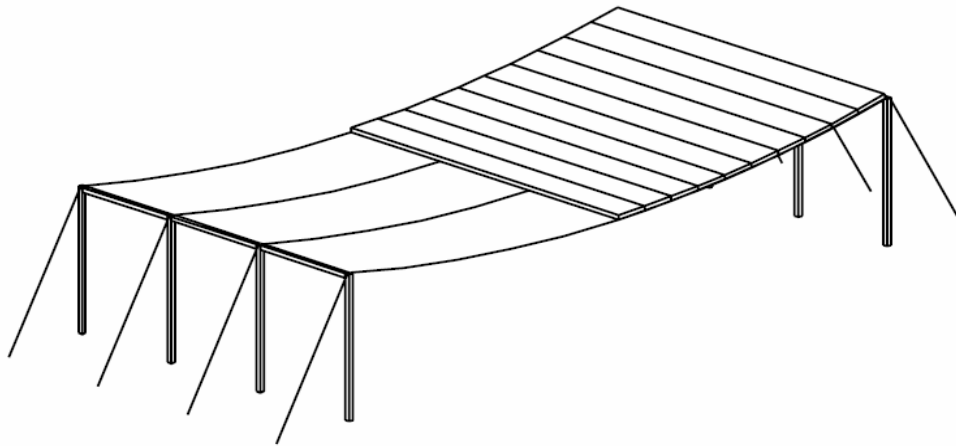


Figura 2.1 – Cobertura suspensa de cabos dispostos paralelamente, adaptada de [32].

Nas coberturas de cabos simplesmente suspensos, os cabos podem também ser dispostos radialmente gerando superfícies de dupla curvatura, que são normalmente empregues em coberturas de planta circular (figura 2.2) ou elíptica (figura 2.3).

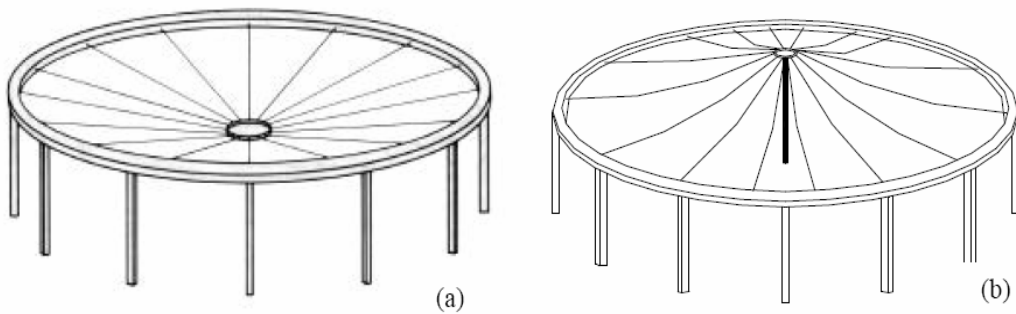


Figura 2.2 – Cobertura suspensa de cabos dispostos radialmente de planta circular, adaptada de [1].

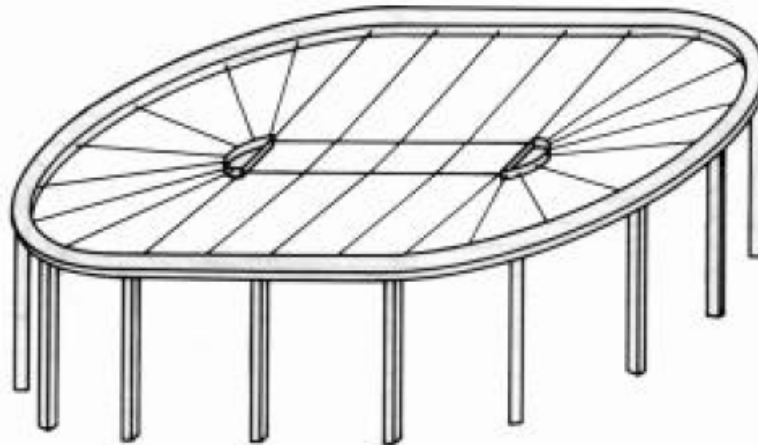


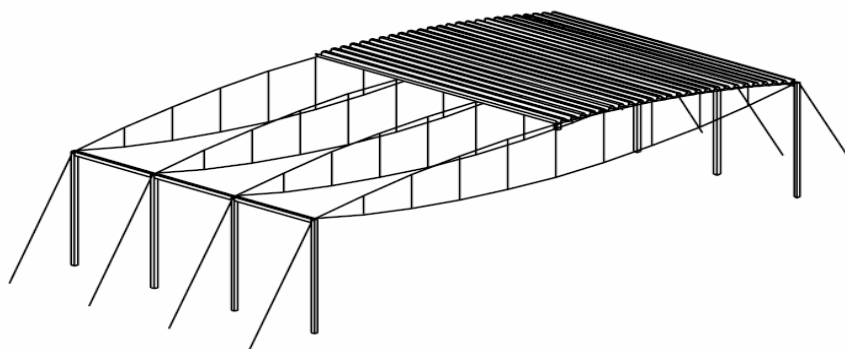
Figura 2.3 – Cobertura suspensa de cabos dispostos radialmente de planta elíptica, adaptada de [1].

2.3.2 COBERTURAS DE CABOS TRELIÇA PRÉ ESFORÇADOS

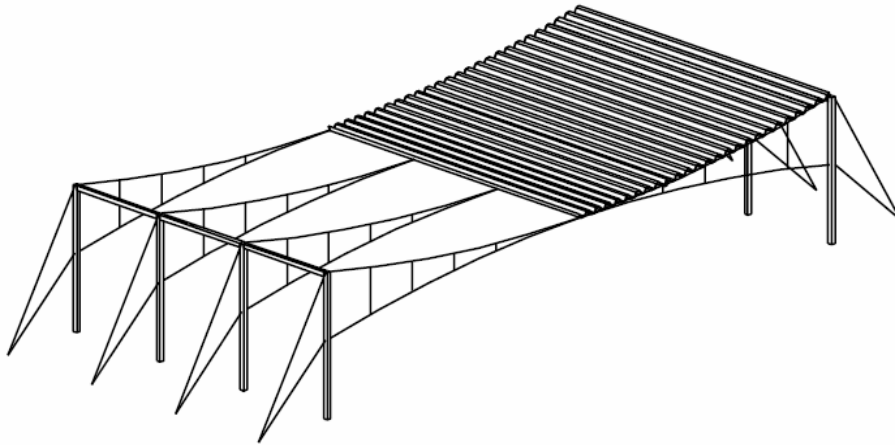
Este tipo de estruturas são formados por dois cabos de curvaturas opostas, que são ligados por barras verticais ou inclinadas, compondo desta maneira um treliça plana em que os cabos formam os banzos e as barras a alma.

As treliças de cabos designam-se totalmente rígidas se forem pré esforçadas com um nível de pré-esforço que assegure que ambos os banzos (cabos) e a alma (barras) estão sob tensão para qualquer combinação de acções.

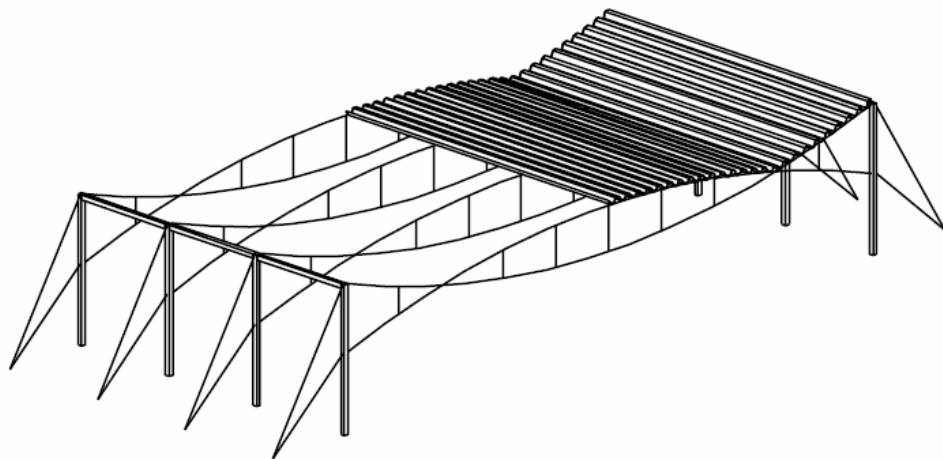
Para compor o sistema estrutural, os cabos treliça podem ser dispostos paralelamente (figura 2.4) ou radialmente (figura 2.5) de acordo com a área a ser coberta.



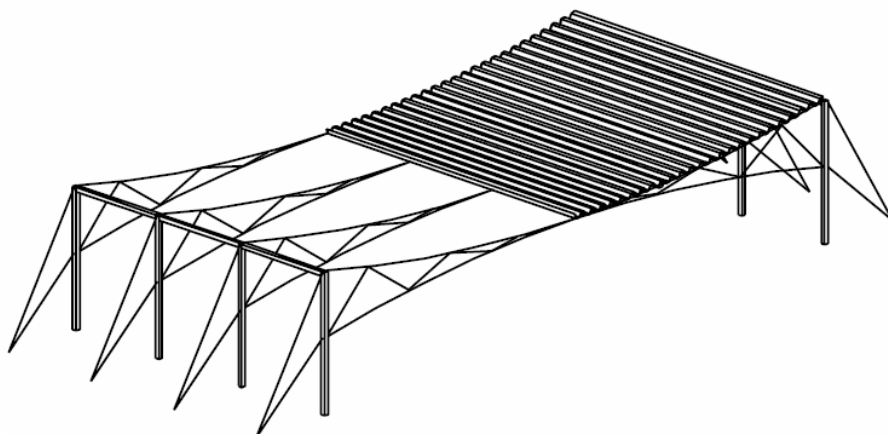
(a) Cobertura cabo treliça convexa.



(b) cobertura cabo treliça côncava.



(c) cobertura cabo treliça convexa – côncava.



(d) cobertura cabo treliça côncava com barras inclinadas.

Figura 2.4 – Coberturas cabo treliça dispostas paralelamente, adaptada de [32].

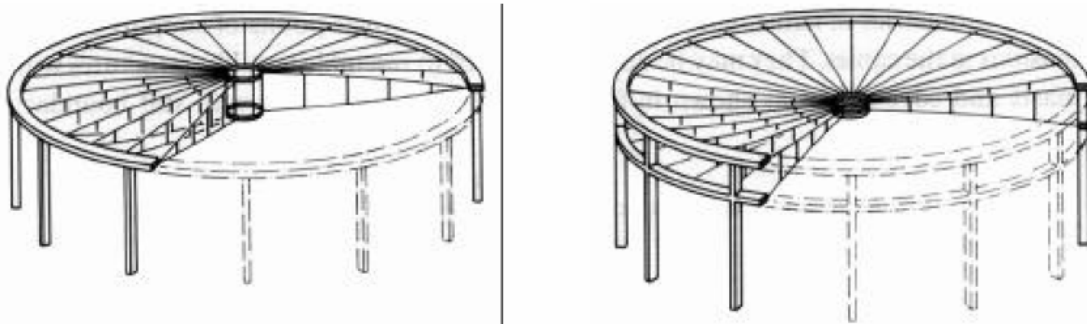
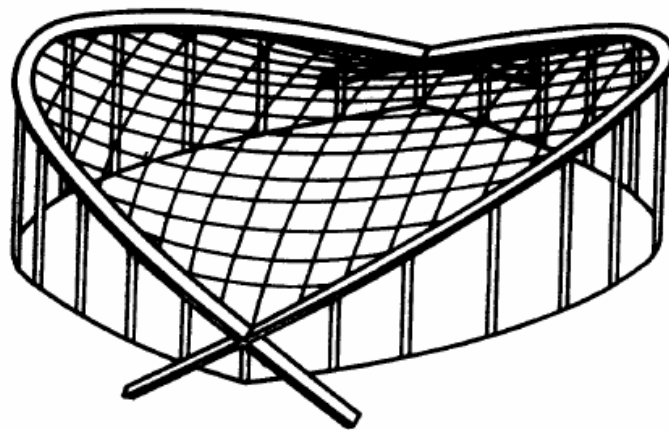


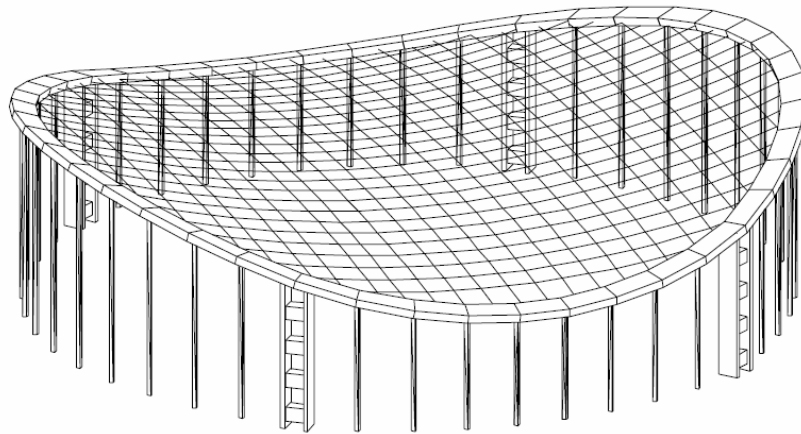
Figura 2.5 – Coberturas cabo treliça dispostas radialmente, adaptada de [1].

2.3.3 COBERTURAS DE REDES DE CABOS PRÉ ESFORÇADOS

Este tipo de estruturas é formado por cabos dispostos transversalmente formando malhas rectangulares e que gera uma superfície de dupla curvatura que se pode assimilar a um parabolóide hiperbólico. A força de pré-esforço aplicada não deve ser excedida por nenhum caso de carga ou os cabos afrouxam. As áreas frouxas podem danificar a cobertura ao aumentar o destrutivo fenómeno de flutuação. A cobertura é normalmente aplicada directamente sobre a rede de cabos.



(a)



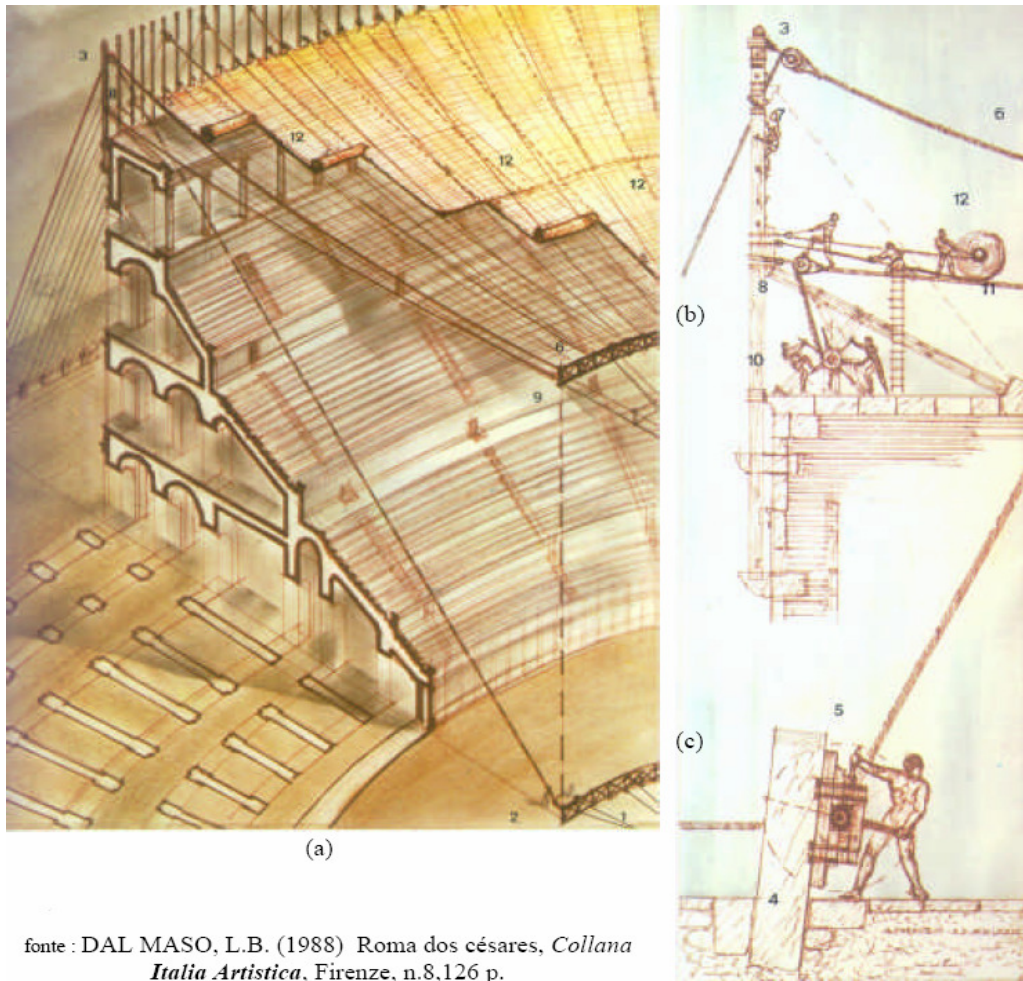
(b)

Figura 2.6 – Coberturas de redes de cabos, (a) adaptada de [1], (b) adaptada de [32].

2.4 REALIZAÇÕES ATRAVÉS DOS TEMPOS

As coberturas suspensas são conhecidas desde a antiguidade sob a forma de grandes tendas, feitas de fibras naturais ou peles de animais, que eram utilizadas como habitações pelos povos nómadas. Ainda hoje as tendas são construídas e utilizadas no norte de África e no Médio Oriente.

A mais antiga cobertura suspensa cobrindo um edifício de que á registro, é a cobertura do coliseu de Roma construída entre os anos 72 e 80 depois de Cristo, tendo o seu eixo maior uma extensão de 189m e o eixo menor 156m. Segundo a tese de reconstrução do arquitecto italiano A. C. Carpiceci um conjunto de cordas dispostas em duas camadas de forma radial e fixadas aos mastros de madeira, localizados no tecto do último andar, sustentava um grande anel central. Sobre a teia de cordas eram desenrolados os mantos feitos de linho que cobriam toda a área destinada aos espectadores (figura 2.7). Os cabos inferiores eram esticados nos cabrestantes colocados no tecto e os cabos superiores eram esticados e ancorados no solo em 160 blocos de pedra.



fonte : DAL MASO, L.B. (1988) Roma dos céares, *Collana Italia Artistica*, Firenze, n.8,126 p.

Figura 2.7 – Esquema da cobertura suspensa do coliseu de Roma, adaptada de [1].

As coberturas suspensas foram aplicadas praticamente pela primeira vez por Shookhov, para a exposição industrial em Nijny-Novgorod na Rússia em 1896 (figura 2.8).

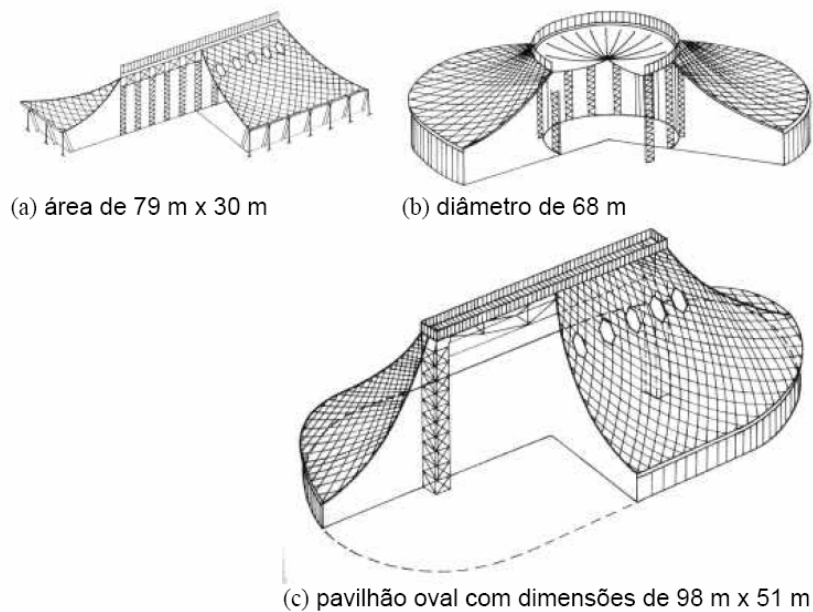


Figura 2.8 – Pavilhões construídos por Shookhov, adaptada de [1].

Na década de 30 do século XX um pequeno número de coberturas suspensas foram construídas nos Estados Unidos e na Europa. Salienta-se a cobertura suspensa sob grandes silos de grãos construída em 1932 em Albany, no estado de New York, EUA; e em 1937 em Zagreb, Jugoslávia, Laffaille construiu uma cobertura suspensa para um pavilhão com mais de 30m de diâmetro.

Mas o grande passo no desenvolvimento de coberturas suspensas foi dado apenas em 1950 quando Matthew Niwicki desenhou a Raleigh Arena no estado da Carolina do Norte, EUA. Infelizmente, Nowicki morreu antes do projecto estar concluído, mas o seu trabalho continuou através do arquitecto William Henry Deitrick e do engenheiro civil Fred Severud, e em 1953 a construção da Raleigh Arena (figura 2.9) estava concluída.



Figura 2.9 – Raleigh Arena, adaptada de [32].

O arranjo dos cabos da Raleigh Arena inspirou outras obras projectadas nas décadas seguintes como por exemplo:

- Pavilhão de exposições de São Cristóvão (1960), Rio de Janeiro, Brasil;

- Estádio de patinagem (1966) em Presov, Eslováquia;
- Piscina coberta (1971) em Cesko Budejovice, Republica Checa;
- Palácio dos desportos (1973) em Milão, Itália;
- Estádio olímpico de Calgary (1983) no Canada;
- Arena dos desportos (1985) em Atenas, Grécia.

Numa visita de intercâmbio aos Estados Unidos em 1950, um estudante alemão de arquitectura, chamado Frei Otto, viu os desenhos da Raleigh Arena que incorporavam muitas das suas ideias de como construir com a menor quantidade de material possível. Depois de se formar em 1952 Otto começou a investigar as coberturas suspensas. A sua investigação foi apresentada na tese de doutoramento “Das Hängende Dach” (as coberturas suspensas), que foi o primeiro documento publicado sobre o assunto. Em 1957 Otto formou o centro de desenvolvimento de construções leves em Berlim para promover o crescimento da pesquisa acerca da arquitectura de tensão. Em 1964 ele associou o centro ao instituto de superfícies estruturais leves da universidade de Estugarda. Uma grande quantidade de pesquisas sobre este assunto fora feita pelos dois institutos durante 1957 até 1965 e publicadas no “Tensiles Structures” (2 volumes).

Frei Otto é considerado por muitos o responsável pelo desenvolvimento deste tipo de arquitectura. Ele esteve envolvido em diversas construções usando esta tecnologia [1].

Outra estrutura pioneira daquele tempo foi o pavilhão dos EUA (1970) para a feira mundial em Osaka desenhado por David Geiger (figura 2.10).



Figura 2.10 – Pavilhão dos EUA para a feira mundial em Osaka, adaptada de [32].

Depois da construção da cúpula em Osaka muitas estruturas deste tipo foram construídas em todo o mundo, contudo muitas delas caíram devido ao peso da neve ou falhas na compressão.

Para ultrapassar este problema, David Geiger inventou outra estrutura – A Cúpula de Cabos. As duas primeiras cúpulas foram construídas para os jogos olímpicos de Seul em 1988. A maior e a última, a cúpula de Geórgia, foi construída em Atlanta em 1994 (figura 2.11) [32].



Figura 2.11 – Cúpula de Geórgia, EUA, adaptada de [32].

2.5 REALIZAÇÕES MAIS RECENTES (SEC. XXI)

Actualmente este tipo de arquitectura é usado em todo o mundo, devido ao maior conhecimento das suas características estruturais e à maior facilidade de cálculo, possibilitada com o desenvolvimento dos computadores e consequentemente dos métodos computacionais, que permite que os cálculos deste tipo de estruturas sejam mais rigorosos, uma vez que não é necessário recorrer a simplificações e métodos aproximados para resolver este tipo de estruturas.

Das estruturas, mais recentes, construídas usando este tipo de arquitectura é de salientar a Cúpula Millennium (figura 2.12) construída em 2000 na cidade de Londres, sendo a maior cúpula alguma vez construída, tendo 364m de diâmetro e 50m de altura [32].



Figura 2.12 - Cúpula Millennium, Greenwich, Londres, Inglaterra, adaptada de [32].

Em 2004 foi inaugurado em Portugal, para o campeonato da Europa de futebol, o estádio municipal de Braga (figura 2.13), desenhado pelo arquitecto Souto Moura. Este foi um projecto que atribuiu grande importância às necessidades e técnicas da construção, delas tirando partido para atingir o efeito estético desejado, possibilitando um diálogo interessante entre a arquitectura e a engenharia, em que o processo de busca de soluções só terminou quando o resultado agradou a ambos. O seu elemento mais marcante é a sua cobertura, que é composta por um sistema de cabos paralelos sobre os quais se apoiam duas lajes de betão que cobrem as bancadas. Trata-se de uma estrutura inédita não só pelo seu vão de 202m, como também pelo facto dos cabos serem livres na zona central [15].



Figura 2.13 – Estádio Municipal de Braga, Portugal, adaptada de [15].

3

ACÇÕES SOBRE A ESTRUTURA

3.1 INTRODUÇÃO

Actualmente, a análise estrutural é feita usando programas comerciais de elementos finitos, que contêm elementos para quase todas as aplicações.

A exactidão dos resultados obtidos vai depender sobretudo dos erros cometidos na quantificação das acções que actuam na estrutura e dos erros na utilização do software por parte do utilizador, nomeadamente na introdução de dados.

Tendo em conta que a maioria das acções são ambientais, nas acções com uma distribuição, duração e magnitude aleatórias os seus valores exactos nunca serão conhecidos. Para chegarmos à maior exactidão possível da análise estrutural, serão usadas as melhores aproximações possíveis para as cargas extremas que actuam na estrutura.

Para além do pré-esforço, as cargas que actuam na estrutura são as mesmas que actuam em qualquer outra estrutura convencional. Contudo, é conhecido que as cargas não uniformes são mais perigosas para estruturas de cabos do que as uniformes, sendo importante determinar as cargas verdadeiras que actuam na estrutura. Tendo estas estruturas uma forma pouco usual, e sendo estruturas com pouco peso em relação à sua escala, a determinação das cargas verdadeiras que actuam na estrutura torna-se uma tarefa difícil. A acrescentar a esta dificuldade está o facto de praticamente não existir um guia prático disponível nos regulamentos para este tipo de estruturas.

De seguida serão enumeradas as acções que actuam na estrutura em estudo e descritos os métodos usados na determinação dessas cargas e por fim serão quantificadas as acções para a estrutura em estudo.

3.2 ACÇÃO DO VENTO

3.2.1 INTRODUÇÃO

A determinação da resposta dinâmica devido às forças de flutuação causadas pela turbulência do vento é mais importante para as estruturas de cabos do que para a generalidade das estruturas de betão e metálicas. Isto deve-se ao facto de as estruturas de cabos serem menos rígidas e tenderem a responder de vários modos, com frequências que estão dentro da parte do espectro de frequências onde as oscilações do vento possuem uma quantidade de energia considerável. Devido ao tamanho da maior parte das estruturas de cabos e à ausência de correlações entre os pontos do vento para

além dos 5m, é improvável que a estrutura toda entre em ressonância. Mas isto não significa que parte da cobertura ou um cabo individualmente possa vibrar violentamente.

A acção do vento é instável e flutua aleatoriamente. O vento pode ser considerado como possuindo características estacionárias, sendo possível descrever as suas funções em termos estatísticos. Técnicas computacionais avançadas tornaram possível realizar análises estatísticas do vento e determinar as suas características estatísticas. É igualmente possível, devido a técnicas computacionais, gerar histórias do vento com as mesmas características estatísticas que o vento real.

Para estruturas não lineares, como é o caso da estrutura em análise, cujas características estruturais variam com a amplitude da resposta e com o tempo é mais fiável estimar a resposta ao vento usando uma aproximação determinística, onde as propriedades estruturais são actualizadas no fim de cada instante. Na análise determinística a simulação do tempo real da história do vento é gerada por funções de densidade espectral para a velocidade flutuante do vento. Basicamente existem dois métodos distintos para gerar histórias do vento. O primeiro é um método que sobrepõe ondas harmónicas e o segundo é baseado na filtragem de sequências de ruído branco. O uso de métodos determinísticos não é muito usado na prática pelos engenheiros, talvez devido ao facto de não serem feitos esforços suficientes para gerar histórias do vento. Assim, muitos investigadores usaram métodos não lineares como o de Newton – Raphson para calcular a resposta para a velocidade média do vento e depois sobrepondo a resposta devido à componente de flutuação, calculada usando o domínio das frequências. Esta aproximação fornece um resultado satisfatório se a vibração sobre a posição deformada da velocidade do vento for relativamente linear e a amplitude da componente de flutuação do vento não for muito grande relativamente à velocidade média.

3.2.2 NATUREZA DO VENTO

O vento é um fenómeno causado pelo movimento das partículas do ar na atmosfera terrestre. O movimento do ar na camada limite atmosférica, que se estende até cerca de 1km desde a superfície terrestre, é referida como superfície de vento. O vento produz a sua energia principalmente do sol. A radiação solar acompanhada pela radiação afastada pela terra, produz diferenças de temperatura e consequentemente gradientes de pressão que causam aceleração do ar.

Afastado do sol, o sistema de pressão é relativamente estacionário porque os gradientes de pressão são equilibrados pela aceleração centrípeta e de Coriolis. A aceleração centrípeta deve-se à curvatura das linhas isobáricas, e a aceleração de Coriolis deve-se à rotação da terra. Deste equilíbrio de forças resulta um estado de equilíbrio que causa um fluxo de ar paralelo às linhas isobáricas.

Perto da superfície terrestre o equilíbrio do sistema de pressão é distribuído pelas forças de arrastamento (“drag forces”) causadas pela rugosidade da superfície terrestre. A rugosidade da superfície terrestre pode ocorrer naturalmente, como as montanhas, colinas e florestas, ou são obstruções criadas pelo homem como os edifícios, pontes, barragens que causam muita agitação mecânica da circulação do ar que:

- A velocidade do vento perto da superfície é retardada;
- A direcção do vento muda e já não é paralela às linhas isobáricas;
- As condições de fluxo tornam-se instáveis e o vento exhibe variações de magnitude e direcção instantâneas aleatórias.

Quanto mais rugosa for a superfície, mais importantes são estes efeitos, que diminuem com o aumento da altura acima do solo. A altura que se considera que estes efeitos desapareceram virtualmente varia entre os 300 e os 600m dependendo da rugosidade da superfície.

Fisicamente, o vento pode ser decomposto em duas componentes de velocidade diferentes. A primeira componente é a velocidade de um fluxo constante determinada pela variação da pressão a longo prazo. A segunda componente da velocidade, que se sobrepõe ao fluxo, é devida ao sistema de flutuação turbulento com altas-frequências que é causada pela fricção entre o ar e a superfície da terra. As duas componentes da velocidade podem ser vistas no espectro de van der Hoven, figura 3.1. Este espectro mostra as variações da média quadrática das amplitudes das oscilações contra as frequências.

Nas estruturas de cabos, que têm um comportamento não linear, a análise à acção do vento é feita tomando a carga total do vento e fazendo uma análise dinâmica da estrutura [4].

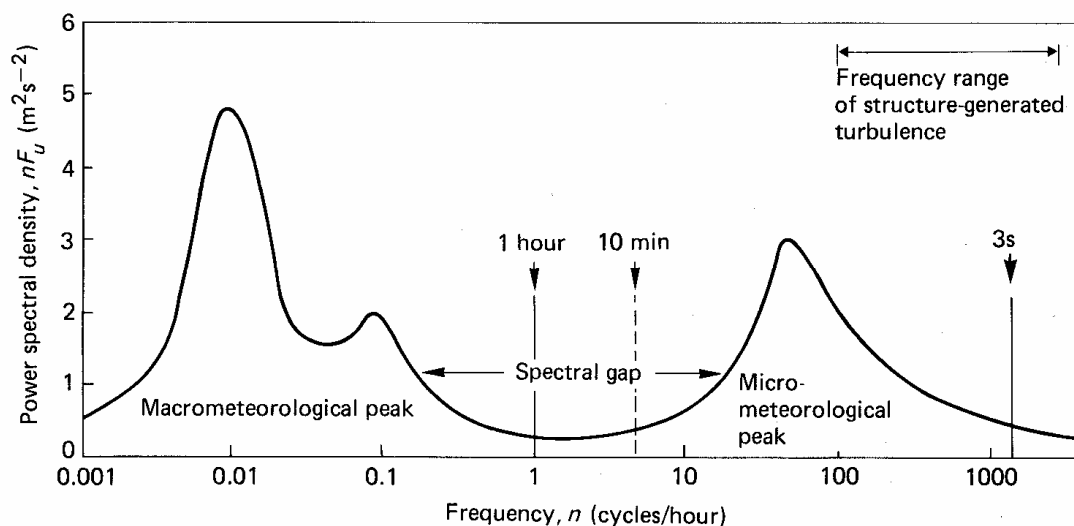


Figura 3.1 – Espectro das flutuações longitudinais do vento de Van der Hoven, adaptada de [4]

3.2.3 DESCRIÇÃO MATEMÁTICA DO VENTO

Uma análise mais detalhada do vento mostra que a velocidade do vento flutua e que essa flutuação varia com a velocidade do vento e com a rugosidade do terreno.

A velocidade do vento pode ser expressa matematicamente como sendo a soma da velocidade média com a velocidade de flutuação. A velocidade média $U(z, x)$ na direcção do vento varia com a altura z e a velocidade de flutuação depende do tempo e varia de direcção podendo ser expressa pelas componentes $u(z, x, t)$, $u(z, y, t)$ e $u(z, z, t)$ onde x representa a direcção do vento, y representa a direcção horizontal do vento e z a direcção vertical, para a altura z considerada.

Assim, a velocidade do vento pode ser expressa por:

$$\begin{bmatrix} U(z, x, t) \\ U(z, y, t) \\ U(z, z, t) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} U(z, x) \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} u(z, x, t) \\ u(z, y, t) \\ u(z, z, t) \end{bmatrix} \quad (3.1)$$

Ou simplificadamente por:

$$U(z, t) = U(z) + u(z, t) \quad (3.2)$$

Nos casos onde a componente horizontal e vertical da flutuação do vento é pouco significativa a velocidade instantânea do vento pode ser tratada como uma quantidade escalar, sendo a velocidade instantânea à altura z dada por:

$$U(z, x, t) = U(z) + u(z, x, t) \quad (3.3)$$

Está estabelecido que para períodos entre 10 minutos e 2 horas são dados valores médios das componentes da velocidade bastante razoáveis.

A velocidade do vento é registrada apenas para altitudes até 10 metros acima do solo. Para estabelecer a variação da velocidade média (U) com a altura foram propostas três leis. A primeira lei é a “*power law*”, que é a adoptada em muitos regulamentos. A segunda é uma lei logarítmica, e é obtida não só de dados empíricos mas também de considerações teóricas. A terceira lei é o modelo de Draves & Harris, que é baseado em dados experimentais. A lei geralmente adoptada é a lei logarítmica que dá a velocidade média pela seguinte expressão:

$$U(z) = 2.5 \cdot u^* \cdot \ln \frac{z}{z_0} \quad (3.4)$$

Onde:

$$u^* = \frac{U(10)}{2.5 \cdot \ln \frac{10}{z_0}} \quad (3.5)$$

E u^* é a velocidade de cisalhamento ou fricção, z_0 é a rugosidade e estão tabelados tendo em conta o tipo de terreno, $U(10)$ é a velocidade média de referência até aos 10m de altitude.

A integração da pressão sobre a superfície da estrutura ou de um elemento estrutural dará a resultante da força exercida pelo vento.

A pressão de flutuação, de arrastamento (*drag*) e de sustentação (*lift*), componentes da força que actua em parte da estrutura em qualquer instante t é dada respectivamente por:

$$F_p(t) = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot C_p \cdot A_p \cdot (U(t) - x)^2 \quad (3.6)$$

$$F_d(t) = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot C_d \cdot A_d \cdot (U(t) - x)^2 \quad (3.7)$$

$$F_l(t) = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot C_l \cdot A_l \cdot (U(t) - x)^2 \cdot \text{sen}(\omega \cdot t) \quad (3.8)$$

Onde F_p é a força de pressão, F_d é a força de arrastamento (*drag*) e F_l é a força de levantamento (*lift*), ρ é a densidade do ar, C_p é o coeficiente de pressão, C_d é o coeficiente de arrastamento (*drag*), C_l é o coeficiente de sustentação (*lift*), A_p é a área projectada no plano perpendicular à direcção do vento, A_l é a área projectada no plano que contém a direcção do vento, A_d é a área perpendicular a A_l e A_p simultaneamente, $U(t)$ é a velocidade do vento no instante t , x é a velocidade da estrutura no instante t devida à vibração e ω é dada pela seguinte equação:

$$\omega = \frac{2 \cdot \pi \cdot S \cdot U}{D} \quad (3.9)$$

Onde S é o número de Strouhal, U é a velocidade média do vento e D é a largura do elemento em estudo.

Devida à grande variedade de formas que as estruturas de cabos podem ter, é necessário na maioria dos casos realizar ensaios no túnel de vento para obter os coeficientes de pressão da estrutura em causa [4].

3.2.4 MÉTODOS DE DETERMINAÇÃO DAS CARACTERÍSTICAS DO VENTO USADOS NA REGULAMENTAÇÃO APLICADA EM PORTUGAL

Em Portugal a regulamentação utilizada que aborda este assunto é o regulamento de segurança e acções para estruturas de edifícios e pontes (RSA) e o eurocódigo 1.

3.2.4.1 Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas (RSA)

O RSA define para efeitos de quantificação da acção do vento que o país está dividido em duas zonas distintas. A zona A que integra a generalidade do país excepto as regiões pertencentes à zona B que integra os arquipélagos da Madeira e Açores e as regiões do continente situadas numa faixa costeira com 5km de largura ou a altitudes superiores a 600m. Estas zonas foram determinadas baseando-se na análise dos registos meteorológicos existentes.

Segundo o RSA a resultante F das pressões do vento sobre a estrutura pode ser calculada pela expressão:

$$F = \delta_f \cdot W \cdot A \quad (3.10)$$

Onde A é uma área de referência relacionada com a superfície exposta definida em cada caso, δ_f é o coeficiente de força e W é a pressão dinâmica do vento e é dada por:

$$W = 0,613 \cdot V^2 \quad (3.11)$$

Em que V é a velocidade e é definida de acordo com a rugosidade do solo e dada pela equação 3.12 para solos com rugosidade do tipo I e pela equação 3.13 para solos com rugosidade do tipo II.

$$V = 18 \cdot \left(\frac{h}{10}\right)^{0,28} + 14 \quad (3.12)$$

$$V = 25 \cdot \left(\frac{h}{10}\right)^{0,20} + 14 \quad (3.13)$$

Em que h é a altura.

Nestas expressões a primeira parcela corresponde à velocidade média do vento e a segunda parcela tem em conta as flutuações da velocidade resultantes da turbulência do escoamento. Estes são os valores indicados para a zona A, sendo para a zona B os valores a adoptar multiplicando por 1,1 os valores calculados para a zona A.

Estas expressões do RSA apenas quantificam a parte da acção do vento quasi-estática. Para a quantificação da parte dinâmica da velocidade do vento o regulamento remete para a consulta de bibliografia especializada [30].

3.2.4.2 Eurocódigo 1 (EC1)

Segundo o eurocódigo1 a velocidade média do vento (V_m) é determinada a partir de uma velocidade base (V_b). A componente de flutuação do vento é representada pela intensidade de turbulência.

A velocidade base (V_b) é determinada pela equação:

$$V_b = C_{dir} \cdot C_{season} \cdot V_{b,0} \quad (3.14)$$

Onde $V_{b,0}$ é o valor fundamental da velocidade base, que é a velocidade média característica do vento com uma duração de 10 minutos até uma altura de 10m tendo em conta a probabilidade de ocorrência, C_{dir} é um factor que tem em conta a direcção do vento e C_{season} é um factor que tem em consideração a estação.

A velocidade média varia com a altura e depende da rugosidade do terreno e da velocidade base V_b e é obtida pela seguinte expressão:

$$V_m(z) = C_r(z) \cdot C_o(z) \quad (3.15)$$

Onde $C_r(z)$ é um factor de rugosidade e $C_o(z)$ é um factor orográfico. Estes factores estão definidos no eurocódigo 1 tendo em consideração as várias variáveis envolvidas na sua determinação.

A intensidade de turbulência do vento, $I_v(z)$ para a altura z é definida pelo desvio padrão da turbulência (σ_v) dividido pela velocidade média do vento. Assim:

$$\sigma_v = K_r \cdot V_b \cdot K_l \quad (3.16)$$

Onde K_r é um factor do terreno, V_b é a velocidade base e K_l é um factor de turbulência, logo a intensidade de turbulência é dada por:

$$I_v = \frac{\sigma_v}{V_m(z)} = \frac{K_l}{C_o(z) \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \quad \text{para } z_{\min} < z < z_{\max} \quad (3.17)$$

$$I_v = I_v(z_{\min}) \quad \text{para } z_{\min} < z \quad (3.18)$$

Onde C_o é o factor orográfico e z_0 é o comprimento de rugosidade.

A velocidade de pressão de pico $q_p(z)$ para a altura z , que inclui a velocidade média e a velocidade de flutuação a curto prazo deve ser determinada pela seguinte equação:

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V_m(z)^2 = C_e(z) \cdot q_b \quad (3.19)$$

Onde ρ é a densidade do ar, que depende da altitude, temperatura e pressão barométrica esperada na região durante as tempestades de vento, $C_e(z)$ é o factor de exposição e é dado por:

$$C_e(z) = \frac{q_p(z)}{q_b} \quad (3.20)$$

Onde q_b é a velocidade de pressão base e é dada por:

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V_b^2 \quad (3.21)$$

A pressão do vento actuando sobre uma superfície exterior deve ser obtida por:

$$w_e = q_p(z_e) \cdot C_{pe} \quad (3.22)$$

Onde $q_p(z)$ é a velocidade de pressão de pico, z_e é a altura de referência exterior e C_{pe} é um coeficiente de pressão para uma pressão exterior. Analogamente para uma pressão do vento actuando numa superfície interior deve ser obtida pela expressão:

$$w_i = q_p(z_i) \cdot C_{pi} \quad (3.23)$$

Onde $q_p(z_i)$ é a velocidade de pressão de pico para a altura de referência z_i e C_{pi} é o coeficiente de pressão interno.

A pressão do vento actuando numa superfície interior só deve ser considerada em estruturas com aberturas significativas de acordo com o especificado no regulamento.

A força do vento para toda a estrutura ou para um elemento estrutural isolado deve ser determinada calculando forças usando coeficientes de força ou calculando forças usando pressões sobre superfícies.

A força do vento que actua sobre uma estrutura ou elemento estrutural pode ser determinada directamente pela expressão:

$$F_W = C_s C_d \cdot C_f \cdot q_p(z_e) \cdot A_{ref} \quad (3.24)$$

Ou pela soma vectorial de cada elemento estrutural individual pela expressão:

$$F_W = C_s C_d \cdot \sum (C_f \cdot q_p(z_e) \cdot A_{ref}) \quad (3.25)$$

Onde $C_s C_d$ é um factor estrutural, C_f é o coeficiente de força para a estrutura ou elemento estrutural, $q_p(z_e)$ é a velocidade de pressão de pico para a altura de referência exterior z_e e A_{ref} é a área de referência da estrutura ou elemento estrutural.

Para estruturas mais comuns os coeficientes necessários para a determinação da força do vento actuante estão definidos no eurocodigo1. Contudo para estruturas fora do normal alguns destes coeficientes não estão quantificados e são de difícil quantificação [7].

3.2.5 QUANTIFICAÇÃO DA ACÇÃO DO VENTO PARA O CASO EM ESTUDO

Para a análise da estrutura em causa deverá ser tomada toda a acção do vento actuando sobre a estrutura dado esta ser uma estrutura flexível, logo mais sensível à turbulência do vento.

Assim deve ser tomada no cálculo da estrutura a parte quasi-estática da acção do vento e a parte dinâmica para uma correcta análise da mesma. Assim as componentes da força do vento que actua sobre a superfície da estrutura é dada pelas equações 3.6, 3.7, 3.8. Nestas equações $U(t)$ é dada por:

$$U(t) = U_m + u(t) \quad (3.26)$$

Onde U_m é a velocidade média e $u(t)$ representa a velocidade de flutuação. Considerando $x = 0$ teremos que:

$$F(t) = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot C \cdot A \cdot U_m^2 + \rho \cdot C \cdot A \cdot U_m \cdot u(t) + \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot C \cdot A \cdot u(t)^2 \quad (3.27)$$

Onde a primeira parcela, $\frac{1}{2} \cdot \rho \cdot C \cdot A \cdot U_m^2$, representa a parte estática da acção do vento. Considerando a terceira parcela, $\frac{1}{2} \cdot \rho \cdot C \cdot A \cdot u(t)^2$, desprezável em relação à segunda parcela, $\rho \cdot C \cdot A \cdot U_m \cdot u(t)$, dado ser de segunda ordem. A segunda parcela da equação 3.27 representa a flutuação da pressão do vento, logo representa a parte dinâmica da acção. Assim teremos que:

$$F_p(t) = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot C_p \cdot A_p \cdot U_m^2 + \rho \cdot C_p \cdot A_p \cdot U_m \cdot u(t) \quad (3.28)$$

$$F_d(t) = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot C_d \cdot A_d \cdot U_m^2 + \rho \cdot C_d \cdot A_d \cdot U_m \cdot u(t) \quad (3.29)$$

$$F_l(t) = \left[\frac{1}{2} \cdot \rho \cdot C_l \cdot A_l \cdot U_m^2 + \rho \cdot C_l \cdot A_l \cdot U_m \cdot u(t) \right] \cdot \text{sen}(\omega \cdot t) \quad (3.30)$$

Para avaliar bem os valores dos coeficientes de pressão sobre este tipo de estruturas, torna-se necessário efectuar ensaios no túnel de vento de forma a obtermos correctamente a distribuição de pressões na cobertura para as diferentes direcções do vento.

Dada a complexidade na obtenção das velocidades de flutuação do vento, da análise dinâmica e igualmente à necessidade da realização de ensaios no túnel de vento para a correcta obtenção das pressões que actuam na cobertura e à falta de tempo para efectuar este estudo mais aprofundado da acção do vento, neste trabalho apenas se fará uma análise estática da acção do vento e adoptar-se-ão simplificações para a quantificação da acção do vento.

Assim sendo neste trabalho será adoptado o método de cálculo descrito no Eurocódigo 1 e que foi abordado em 3.2.4.2 e para o cálculo dos diversos coeficientes de forma a estrutura em estudo será equiparada à cobertura de duas águas com ângulo negativo (fig. 3.2) dadas no regulamento referido.

3.3 ACÇÃO DA NEVE

3.3.1 INTRODUÇÃO

A acção da neve desempenha um papel importante no dimensionamento de estruturas. Muitos dos edifícios modernos têm uma forma fora do normal e o seu comportamento à acumulação da neve não é ainda correctamente conhecido.

Para os edifícios tradicionais a quantificação da acção da neve é mais ou menos directa e podem ser encontrados procedimentos de análise nas regulamentações nacionais. Para estruturas de cabos a quantificação desta acção é consideravelmente mais difícil. A intensidade da acção da neve é medida em estações meteorológicas como a profundidade de neve no solo. Antes de 1970, muitos edifícios foram projectados e construídos assumindo uma distribuição uniforme da acção da neve. Após alguns fracassos, foi dada mais atenção ao desequilíbrio de cargas. Por conseguinte, começou-se a pesquisar as diferenças entre a acção da neve entre o solo e a cobertura e os resultados mostraram que em zonas frias e ventosas a acção da neve nas coberturas é consideravelmente mais baixa que ao nível do solo. Apesar disso, em certas partes da cobertura a carga é significativamente maior.

Hoje em dia nas regulamentações nacionais está previsto o desequilíbrio de cargas e especifica alguns casos de carga para as coberturas mais usuais. Para as coberturas de cabos, com formas pouco usuais, não são consideradas na regulamentação.

Devido à flexibilidade deste tipo de estruturas, podem ocorrer flechas excessivas concentradas devido ao peso da neve. Este efeito deve ser considerado no cálculo e apenas pode ser analisado com a ajuda do teste do túnel de vento ou no ensaio experimental de esteiras de escoamento [32].

3.3.2 QUANTIFICAÇÃO DA ACÇÃO DA NEVE PARA O CASO EM ESTUDO

Dado ser necessário realizar o teste do túnel de vento ou o ensaio experimental de esteiras de escoamento para uma correcta quantificação da acção da neve e como não há tempo para realizar os referidos ensaios, no caso em estudo a quantificação da acção da neve será feita utilizando aproximações.

Neste trabalho será adoptado o método para a quantificação da acção da neve descrito no RSA.

O RSA define que a acção da neve só deve ser tida em conta nos locais com altitude igual ou superior a 200m situados nos distritos de Viana do Castelo, Braga, Vila Real, Bragança, Porto; Aveiro, Viseu, Guarda, Leiria, Castelo Branco e Portalegre.

No caso em estudo será considerada a acção da neve a actuar na cobertura e que esta é dada pela distribuição da carga para coberturas do tipo da figura 3.2 com um $\beta=7,12^\circ$ dado pelo RSA.

Assim a carga da acção da neve é dado por:

$$S_k = \mu \cdot S_{0k} \quad (3.31)$$

Onde S_{0k} é o valor característico, por metro quadrado, da carga no solo e μ é um coeficiente que depende da forma da superfície a qual se deposita a neve. S_{0k} é dada por:

$$S_{Ok} = \frac{1}{400} \cdot (h - 50) \quad (3.32)$$

Em que h é a altitude do local expressa em metros e arredondada às centenas [30].

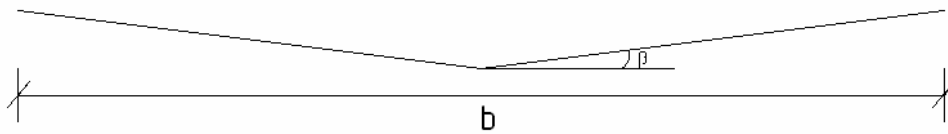


Figura 3.2 – Cobertura tipo dada no RSA equiparada ao caso em estudo

3.4 ACÇÃO SÍSMICA

3.4.1 INTRODUÇÃO

Uma outra acção importante que tem que ser considerada em certas partes do mundo é a acção dos sismos.

Até sismos de pequena intensidade podem levar ao colapso de estruturas rígidas. Muitos estudos foram feitos preocupando-se com a resposta das estruturas dos edifícios à acção dos sismos, mas tal como para a acção do vento e da neve, muito poucos desses estudos incluíram coberturas de cabos.

Geralmente, a resposta de estruturas a acções dinâmicas é determinada por uma análise de elementos finitos. Análises semelhantes a coberturas de cabos mostraram que estas estruturas têm um longo período de vibração. Além disso, a estrutura de apoio é relativamente mais rígida e pesada que o sistema de cabos, logo as componentes dos sismos de alta frequência serão amplificadas pela estrutura de suporte, e inversamente, as componentes dos sismos de baixa frequência serão consideravelmente reduzidas com o tempo até alcançar o sistema de cabos. Então, a resposta da estrutura é dependente das componentes de baixa frequência dos sismos.

3.4.2 A NATUREZA DOS SISMOS

Um sismo é provocado por uma libertação brusca de energia, uma parte da qual é dissipada através da irradiação de vibrações que se propagam sob a forma de ondas de diversos tipos. Existem vários fenómenos que podem dar origem a sismos, no entanto, os sismos mais importantes do ponto de vista de engenharia civil, pela sua frequência e intensidade, são os que têm origem tectónica, isto é, são condicionados pela existência de deformações e tensões com carácter global na crosta terrestre, caracterizando-se por serem provocados por uma libertação, através de fenómenos de rotura, de energia de deformação acumulada na crosta pelos movimentos tectónicos, e geralmente ou ocorrem em falhas ou lhes dão origem.

A existência de deformações e tensões na crosta terrestre é explicada pela “ Nova Tectónica Global”, teoria proveniente da “ Teoria Da Deriva Dos Continentes” de Wegener. Segundo a “Nova Tectónica Global” pode supor-se que a crosta terrestre se encontra dividida em placas rígidas que se movem umas em relação às outras. Nas fronteiras entre placas geram-se fenómenos de rotura obviamente muito complexos onde se originam sismos e que influenciam também o estado de tensão existente no interior das placas.

O principal parâmetro que caracteriza um sismo é a Magnitude (de Richter) que está relacionada com a energia elástica da crosta (W) dissipada durante o sismo através da expressão:

$$\log(W) = 11,8 + 1,5 \cdot M \quad (3.33)$$

Em que W é expresso em ergs.

As falhas da crosta dão origem à propagação de dois tipos de ondas, as ondas primárias ou de compressão e as ondas secundárias ou de corte, referidas como ondas P e S respectivamente. As ondas P propagam-se a uma velocidade superior em relação às ondas S. Então, se a velocidade dos dois tipos de onda for conhecida, a distância a um ponto de observação pode ser calculada. As ondas P podem propagar-se através de rochas sólidas e da água. As ondas S cortam a rocha lateralmente na direcção perpendicular à direcção de propagação e não se propagam na água.

Quando as ondas P e S alcançam a superfície, ondas de superfície são geradas. Ondas de superfície, como o nome indica, propagam-se apenas na superfície terrestre. As ondas de superfície estão divididas em dois tipos, referidas como ondas Love e ondas de Rayleigh. O movimento das ondas Love é essencialmente o mesmo das ondas S sem a componente vertical. As ondas de superfície propagam-se mais lentamente que as ondas P e S e das ondas de superfície, geralmente as ondas Love propagam-se a uma velocidade superior às ondas Rayleigh.

A possibilidade de aparecerem vibrações sísmicas com características muito diversas torna conveniente, para ordenamento de ideias, que se agrupem conforme o seu potencial para originar riscos de determinados tipos. A classificação de Newmark e Rosenblueth envolve quatro grupos.

- a. Impulsos de curta duração;
- b. Movimentos extremamente irregulares com uma duração moderada;
- c. Movimentos de longa duração com frequências predominantes;
- d. Movimentos que produzem deformações permanentes e de grande escala no terreno.

As vibrações do tipo *a* são constituídas apenas por um único abalo. As acelerações, velocidades e deslocamentos típicos podem ser exemplificados pelos registos da figura 3.3. As vibrações sísmicas características deste grupo ocorrem apenas a pequena distância do foco, em rocha ou terreno firme.

As vibrações do grupo *b* são vibrações extremamente irregulares de duração moderada e são características de locais em terreno firme a distâncias moderadas do foco, não apresentando geralmente uma intensidade predominante numa direcção. A grande maioria das vibrações sísmicas intensas pertence a este grupo e podem ser exemplificadas pela figura 3.4.

As vibrações do grupo *c* caracterizam-se pela existência de uma frequência dominante. Geralmente resultam da passagem de vibrações sísmicas irregulares através de estratos geológicos de terrenos

pouco rígidos, neles originando oscilações de regime quase linear. Estas vibrações podem ser exemplificadas pela figura 3.5 [26].

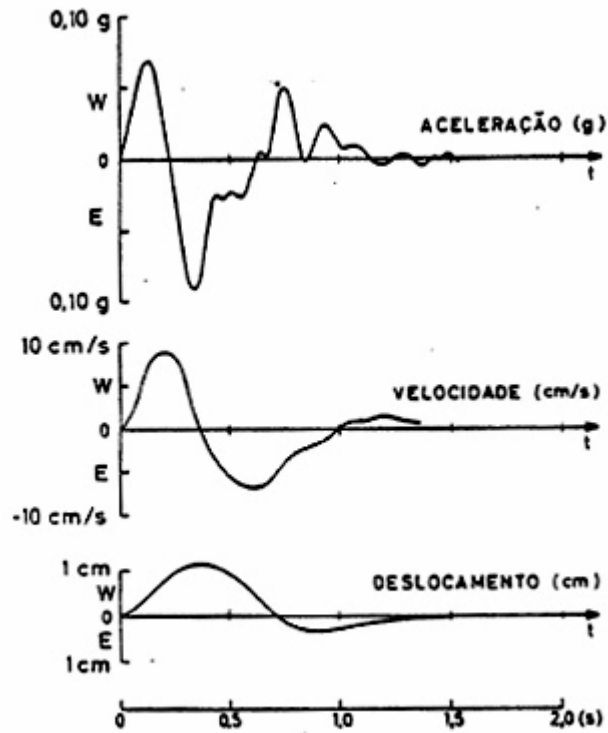


Figura 3.3 – Componente EW do sismo de Port Hueneme de 18 de Março de 1957. Exemplo de vibrações sísmicas do tipo a, adaptada de [28].

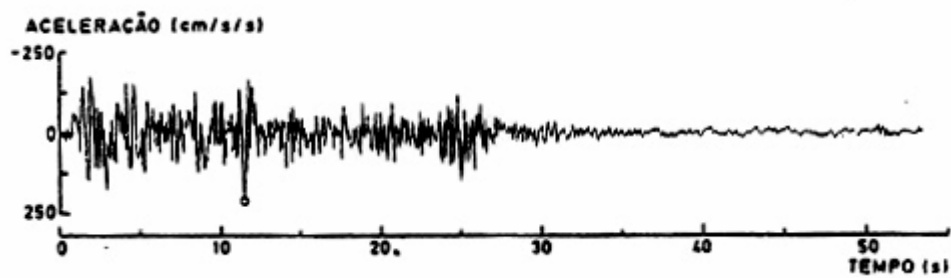


Figura 3.4 – Acelerograma da componente este-oeste das vibrações sísmicas registradas em El Centro em 18 de Maio de 1940. Exemplo de vibrações sísmicas do tipo b adaptada de [28].

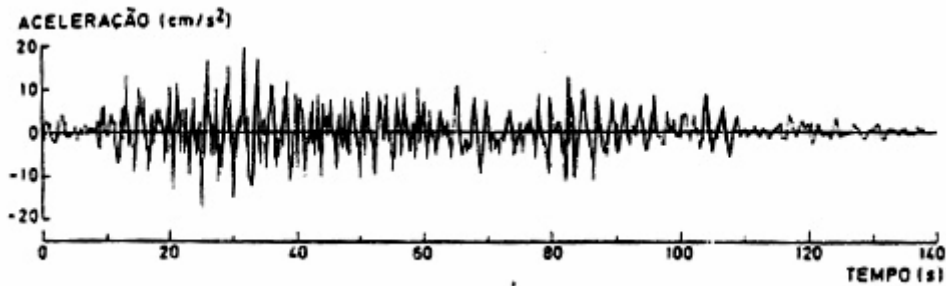


Figura 3.5 – Acelerograma da componente norte-sul das vibrações sísmicas registadas na cidade do México durante o sismo de 6 de Julho de 1964. Exemplo de vibrações sísmicas do grupo c, adaptada de [28].

A maioria dos sismos dura menos de um minuto. A interacção dos vários tipos de onda com o efeito da refacção e reflexão nas discontinuidades, pode resultar em formas de ondas extremamente complexas. Sismólogos e engenheiros desenvolveram fórmulas relacionando os principais parâmetros de transmissão dos sismos como a duração e período dominante. Contudo as ondas sísmicas são afectadas pelas condições do solo e pela topografia do terreno. As seguintes regras não quantitativas devem ser lembradas:

- I. O período dominante aumenta com o aumento da magnitude, distância à falha e profundidade do aluvião;
- II. A aceleração de pico aumenta com o aumento da magnitude e da rigidez do solo e diminui com o aumento da distância às falhas;
- III. A duração aumenta com a magnitude;
- IV. O conteúdo do espectro de frequências de um local varia durante a passagem do tremor.

3.4.3 ESPECTRO DE RESPOSTA

O movimento do solo é medido por sismómetros que podem medir o deslocamento ou a aceleração e detectam vibrações muito pequenas. Os resultados dados pelos sismómetros normais são usados primeiramente no estudo dos mecanismos do sismo.

A resposta de um oscilador linear de um grau de liberdade a um acelerador $\ddot{x}_g(t)$ específico pode ser expresso pelo integral de Duhamel:

$$x(t) = \frac{1}{m \cdot \omega_d} \cdot \int_0^t \left(-m \cdot \ddot{x}_g(\tau) \cdot e^{(\xi \cdot \omega(t-\tau))} \cdot \text{sen}(\omega_d(t-\tau)) d\tau \right) \quad (3.34)$$

Onde m é a massa do oscilador, ξ é a razão de amortecimento, ω_d é a frequência angular natural amortecida (rad/s), ω é a frequência angular natural (rad/s), t e τ é o tempo.

Se assumir que $\omega_d = \omega$, o que é admissível para pequenos amortecimentos e se registarmos que o sinal negativo em $[-m \cdot \ddot{x}_g(t)]$ não tem significado real, a equação anterior pode ser escrita da seguinte forma:

$$x(t) = \frac{1}{\omega} \cdot \int_0^t (\ddot{x}_g(\tau) \cdot e^{-\xi \cdot \omega(t-\tau)} \times \text{sen} \omega_d(t-\tau) d\tau) \quad (3.35)$$

O espectro de resposta do deslocamento é construído calculando a resposta máxima do movimento do solo dado por osciladores de diferentes frequências, mas com o mesmo amortecimento e desenhando a resposta máxima $S_x = x_{\max}$ em função da frequência f ou do período $T = 2\pi/\omega$.

A resposta máxima é calculada pela integração numérica da equação 3.35. Se considerarmos diferentes ξ 's, podemos construir espectros de resposta correspondendo aos vários graus de amortecimento.

O deslocamento máximo também pode ser escrito por:

$$x_{\max} = S_x = \omega S_{\dot{x}} = \omega^2 S_{\ddot{x}} \quad (3.36)$$

Onde $S_{\dot{x}}$ é definido como sendo o pseudo espectro de resposta da velocidade e $S_{\ddot{x}}$ como o espectro de resposta da aceleração.

Os espectros S_x , $S_{\dot{x}}$, $S_{\ddot{x}}$ podem ser desenhados em curvas separadas, mas a relação entre os três espectros torna mais conveniente desenhá-los como é representado na figura 3.6 onde nas ordenadas é representado o logaritmo das pseudo velocidades e nas abcissas é representado o logaritmo do período de vibração. O logaritmo de S_x e $S_{\ddot{x}}$ são representados pelas coordenadas inclinadas a 45° da base.

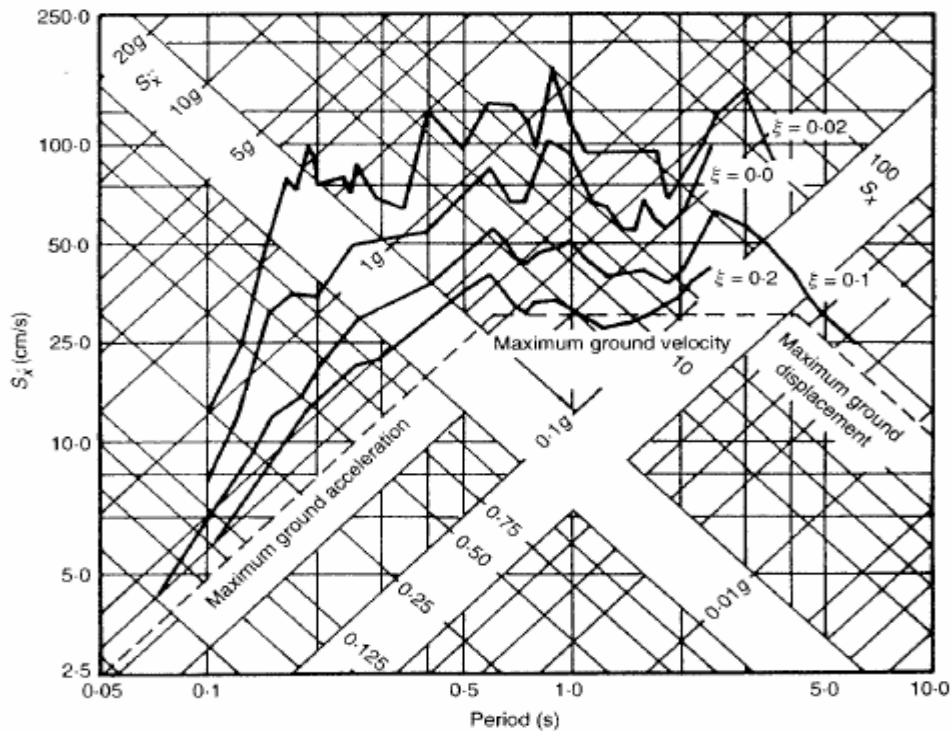


Figura 3.6 – Espectro de resposta para um oscilador de um grau de liberdade para o sismo de 1940 em El Centro, adaptada de [4].

O tipo de espectros de resposta descritos até agora só é aplicável a estruturas lineares. É contudo possível construir espectros de resposta para osciladores não lineares com determinado grau de não linearidade usando um processo iterativo, tal como a equação incremental de movimento onde a rigidez é actualizada no fim de cada iteração. Se usarmos a equação de Newmark, o deslocamento para um oscilador com uma dada não linearidade e amortecimento e para um acelerograma específico pode ser determinado usando a seguinte equação:

$$\left(K(x) + \frac{2}{\Delta t} \cdot C + \frac{4}{\Delta t^2} \cdot M \right) \cdot \Delta x = M \cdot \left(\Delta \ddot{x}_g + \frac{4}{\Delta t} \cdot \dot{x}(t) + 2 \cdot \ddot{x}(t) \right) + 2 \cdot C \cdot \dot{x}(t) \quad (3.37)$$

Onde, $\Delta \ddot{x}_g$ é a variação da aceleração do solo durante o intervalo de tempo Δt e:

$$X(t + \Delta t) = x(t) + \Delta x \quad (3.38)$$

$$\dot{X}(t) = \frac{2}{\Delta t} \cdot \dot{x}(t) \quad (3.39)$$

$$\ddot{X}(t) = \frac{4}{\Delta t^2} - \frac{4}{\Delta t} \dot{X}(t) - \ddot{X}(t) \quad (3.40)$$

E, $K(x)$ é a rigidez na amplitude $x(t)$, C é o coeficiente de amortecimento (usualmente assume-se constante) e M é a massa do oscilador.

A frequência natural de vibração varia com a amplitude da vibração, onde:

$$f = \frac{1}{2 \cdot \pi} \cdot \sqrt{\frac{K(x)_{x \rightarrow 0}}{M}} \quad (3.41)$$

Quando se usa espectros de resposta é importante que estes sejam construídos a partir de registos de sismos ou da geração de histórias do sismo que contém a frequência dominante do solo da parte mais forte do movimento do sismo. Isto deve-se ao facto de a resposta da estrutura ser consideravelmente maior quando um dos principais modos de frequência é próximo ou igual à frequência dominante do solo [4].

3.4.4 MÉTODOS DE DETERMINAÇÃO DA ACÇÃO SÍSMICA PRESENTES NA REGULAMENTAÇÃO APLICÁVEL A PORTUGAL

Em Portugal a regulamentação utilizada que aborda o dimensionamento sísmico de estruturas é o regulamento de segurança e acções para estruturas de edifícios e pontes (RSA) e o eurocódigo 8.

3.4.4.1 Regulamento de segurança e Acções Para Estruturas (RSA)

Para efeitos da quantificação da acção sísmica o RSA divide o território nacional em quatro zonas, que por ordem decrescente de sismicidade são designadas por zona A, B, C e D. A delimitação dessas zonas é dada na figura 3.7. Estas zonas foram estabelecidas a partir de estudos de sismicidade recentes.

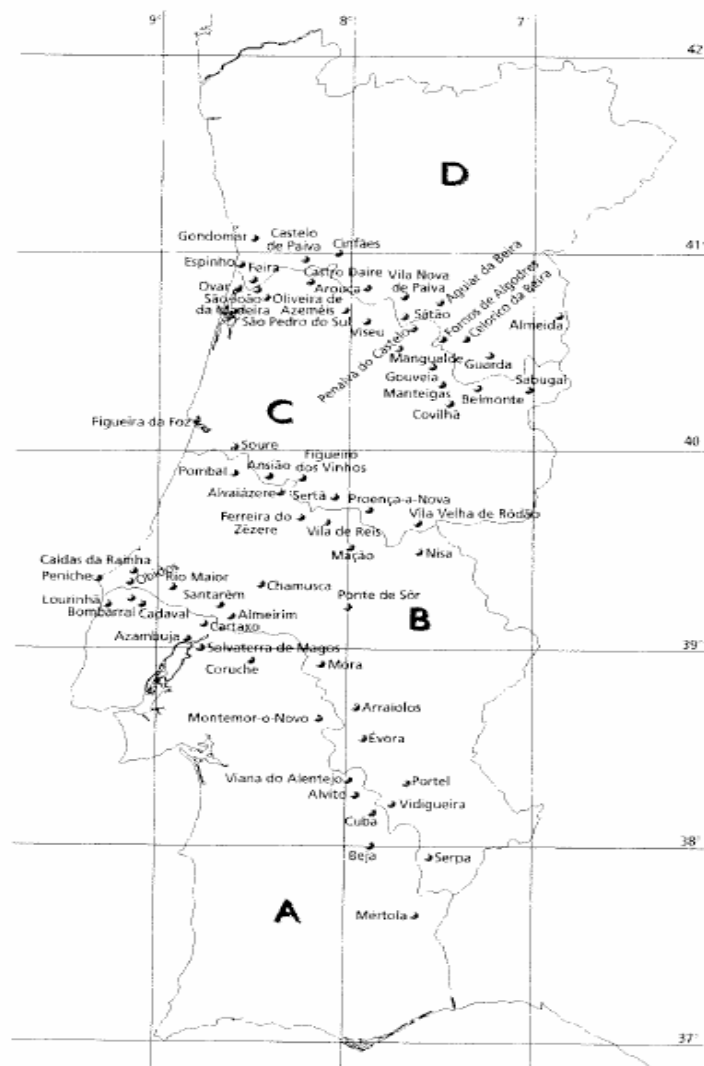


Figura 3.7 – Zonamento do território continental, adaptada de [30].

Os valores característicos da acção dos sismos são quantificados em função da sismicidade da zona e da natureza do terreno do local de implantação do edifício.

A influência da sismicidade é dada por um coeficiente de sismicidade α que é dado no quadro 3.1 para as diferentes zonas sísmicas.

Quadro 3.1 – Valores do coeficiente de sismicidade α

Zona sísmica	α
A	0
B	0,7
C	0,5
D	0,3

Quanto à natureza do terreno estes são considerados de três tipos:

- Tipo I – Rochas e solos coerentes rijos;
- Tipo II – Solos coerentes muito duros, duros e de consistência média; solos incoerentes compactos;
- Tipo III – Solos coerentes moles e muito moles; solos incoerentes soltos.

Segundo o RSA, em geral apenas é necessário considerar no dimensionamento sísmico as componentes horizontais da acção dos sismos, sendo apenas necessário considerar as componentes da acção sísmica verticais em estruturas que sejam especialmente sensíveis a vibrações nesta direcção.

A determinação dos efeitos da acção sísmica deve ser efectuada por métodos de análise dinâmica. O RSA admite que na aplicação dos métodos de análise dinâmica as estruturas têm comportamento linear e posteriormente podem corrigir-se os resultados obtidos dividindo-os por coeficientes de comportamento que dependem do tipo de estruturas e das suas características de ductilidade.

A quantificação da acção sísmica pode ser feita por meio de espectros de resposta médios relativos às componentes horizontais do sismo. Estes espectros médios são dados no RSA para a zona A e para os três tipos de terreno e para as acções sísmicas do tipo 1, que representa um sismo de magnitude moderada a pequena distância focal, a para acções sísmicas do tipo 2, que representa um sismo de maior magnitude e uma maior distância focal.

A acção dos sismos sobre as estruturas é representada por um conjunto de movimentos do terreno, sendo cada elemento do conjunto um movimento vibratório, variável de ponto para ponto, e provocado pela passagem das ondas dos tipo P, S, Rayleigh e de Love; em cada ponto este movimento é uma amostra com uma dada duração (10 segundos para a acção sísmica do tipo 1 e 30 segundos para a acção sísmica do tipo 2) de um processo estocástico vectorial gaussiano estacionário.

Os espectros usados para o cálculo da acção sísmica dados no RSA são os das figuras 3.8, 3.9, 3.10. Para se obter os restantes espectros para as outras zonas sísmicas deverão multiplicar-se as ordenadas destes espectros pelos coeficientes de sismicidade respectivos. [30]

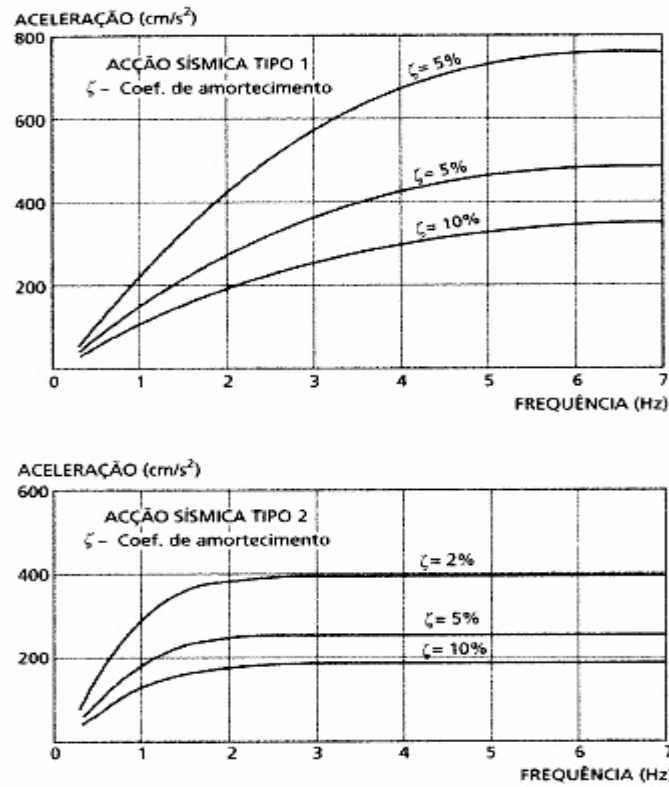


Figura 3.8 – Espectros de resposta para zona A e para o terreno do tipo I, adaptada de [30]

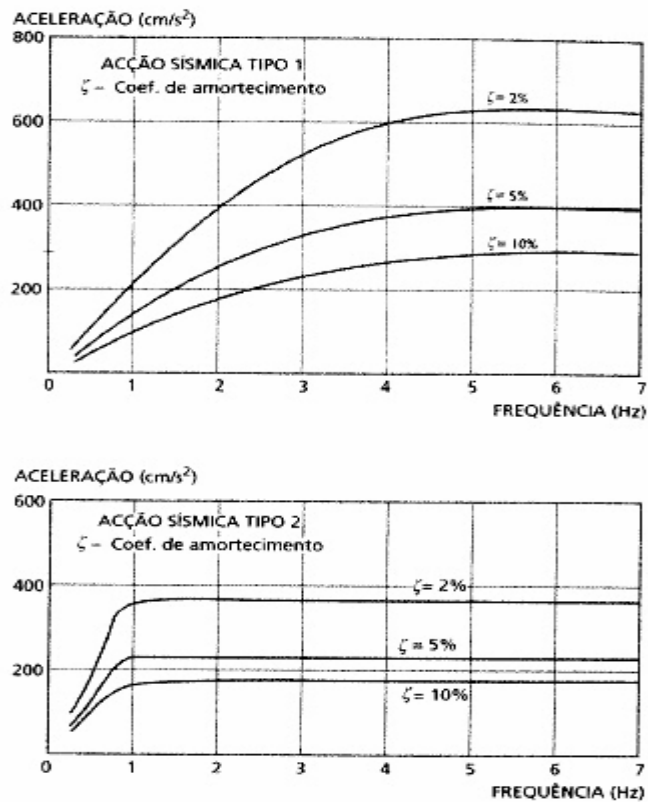


Figura 3.9 – Espectros de resposta para zona A e para o terreno do tipo II, adaptada de [30].

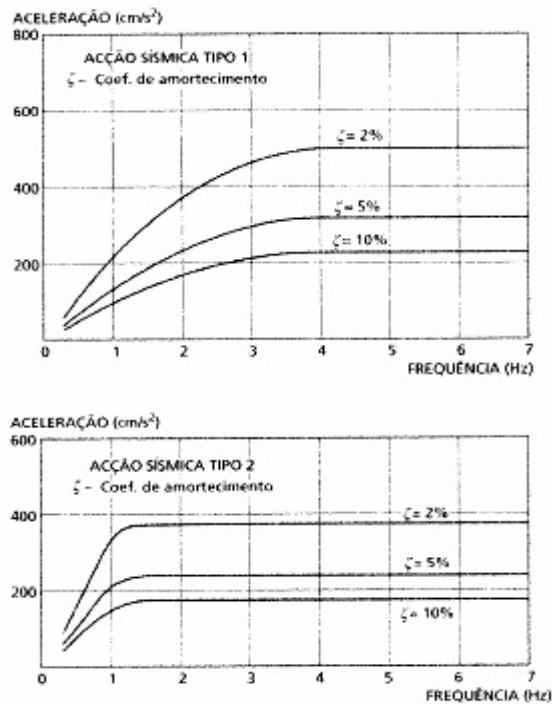


Figura 3.10 – Espectros de resposta para zona A e para o terreno do tipo III, adaptada de [30].

3.4.4.2 Eurocódigo 8 (EC8)

O eurocódigo 8 aplica-se ao projecto e à construção de edifícios e de obras de engenharia civil em regiões sísmicas e tem por finalidade assegurar que, em caso de ocorrência de sismos;

- As vidas humanas são protegidas;
- Os danos são limitados;
- As estruturas importantes para a protecção civil se mantêm operacionais.

Dada a natureza aleatória dos sismos e as limitações dos recursos disponíveis para fazer face aos seus efeitos, a realização destes objectivos só é parcialmente possível e é apenas mensurável em termos probabilísticos.

As estruturas nas regiões sísmicas devem ser projectadas e construídas para que sejam satisfeitos os seguintes requisitos:

- Requisito de não ocorrência de colapso
- Requisito de limitação de danos.

No requisito da não ocorrência de colapso a estrutura deve ser projectada e construída de forma a resistir à acção sísmica de cálculo sem colapso local ou global, mantendo a sua integridade estrutural e uma capacidade resistente residual depois do sismo.

No requisito da limitação de danos, a estrutura deve ser projectada e construída de forma a resistir a uma acção sísmica cuja probabilidade de ocorrência seja maior do que a da acção sísmica de cálculo, sem a ocorrência de danos e de limitações de utilização, cujos custos sejam desproporcionadamente elevados em comparação com os custos da própria estrutura.

A diferenciação das fiabilidades referidas faz-se classificando as estruturas em diferentes categorias de importância. A cada categoria de importância é atribuído um coeficiente de importância. Este coeficiente é determinado de forma a corresponder a um valor mais elevado ou mais baixo do período de retorno de referência do sismo. Os coeficientes de importância definidos no EC8 são os dados no quadro 3.2.

Para efeitos de cálculo da acção sísmica segundo o EC8, o território nacional está dividido em diferentes regiões sísmicas de acordo com a figura 3.7, dependendo da casualidade sísmica local descrita pelo valor da aceleração máxima nominal na base (a_g) em rocha ou solo rijo. O valor de cálculo da aceleração na base corresponde a um período de retorno de referência de 3000 anos e os valores de a_g são dados no quadro 3.3.

Quadro 3.2 – Categorias de importância e coeficientes de importância para os edifícios.

Categoria de importância	Edifícios	Coeficiente de importância γ_I
I	Edifícios cuja integridade durante um sismo é de importância vital para a protecção civil, como por exemplo, hospitais, quartéis de bombeiros, centrais eléctricas, etc.	1,4
II	Edifícios cuja resistência sísmica é importante tendo em vista as consequências associadas ao colapso, como por exemplo, escolas, grandes salas de reunião, instituições culturais, etc.	1,2
III	Edifícios correntes, não pertencentes às outras categorias	1
IV	Edifícios de menor importância para a segurança pública, como por exemplo, edifícios agrícolas, etc.	0,8

Quadro 3.3 Valores de a_g a considerar para Portugal

Valores da aceleração máxima nominal a_g (m/s^2)		
Zona sísmica	Acção sísmica tipo 1	Acção sísmica tipo 2
A	2,7	1,6
B	1,9	1,1
C	1,3	0,8
D	0,8	0,5

No eurocódigo 8, o movimento sísmico num dado ponto da superfície é geralmente representado por um espectro de resposta elástico da aceleração na base. Em Portugal, para representar adequadamente a casualidade sísmica, devem ser consideradas duas acções sísmicas, a acção sísmica tipo 1 e a acção sísmica tipo 2, definidas de acordo com o exposto no ponto 3.4.4.1. O

movimento sísmico pode ser igualmente representado por espectros de potência ou por representações temporais.

O espectro de resposta elástico $Se(T)$ para o período de retorno de referência é definido de acordo com a figura 3.11 e de acordo com a classe do solo dada pelo quadro 3.4 sendo os parâmetros da figura dados pelas seguintes expressões:

$$0 \leq T \leq T_B; \quad Se(T) = a_g \cdot S \cdot \left(1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot \beta_0 - 1) \right) \quad (3.42)$$

$$T_B \leq T \leq T_C; \quad Se(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot \beta_0 \quad (3.43)$$

$$T_C \leq T \leq T_D; \quad Se(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot \beta_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)^{k_1} \quad (3.44)$$

$$T_D \leq T; \quad Se(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot \beta_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T_D} \right)^{k_1} \cdot \left(\frac{T_D}{T} \right)^{k_2} \quad (3.45)$$

Em que:

- $Se(T)$ é a ordenada do espectro de resposta elástico;
- T é o período de vibração de um sistema linear com um grau de liberdade;
- a_g é o valor de cálculo da aceleração na base para o período de retorno de referencia;
- β_0 é um coeficiente de amplificação da aceleração espectral para 5% de amortecimento viscoso;
- T_B, T_C são os limites do ramo da aceleração espectral constante;
- T_D é o valor definindo o início do ramo de deslocamento constante do espectro;
- k_1, k_2 são os expoentes que influenciam a forma do espectro para períodos de vibração superiores a T_C e T_D respectivamente;
- S é o parâmetro de caracterização do solo;
- η é o coeficiente de correcção do efeito do amortecimento, com valor de referencia $\eta = 1$ para 5% de amortecimento viscoso e dado por:

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7 \quad (3.46)$$

Em que ξ é o valor do amortecimento viscoso da estrutura.

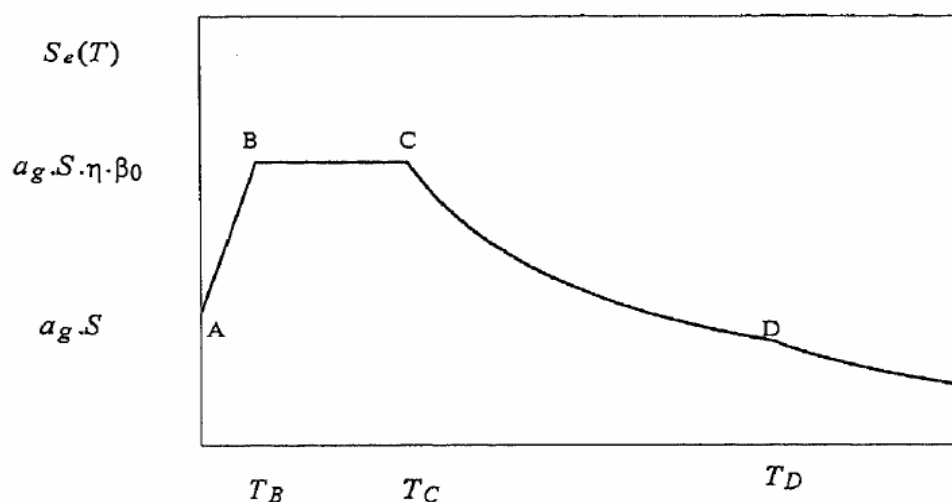


Figura 3.11 – Espectro de resposta elástico, adaptada de [11].

Quadro 3.4 – Classes do solo

Classe do solo	Descrição das características estratigráficas	Parâmetros		
		$v_{s,30}$ (m/s)	NSPT	Cu (KPa)
A	Rocha ou outra formação geológica que inclui no máximo 5m de material mais fraco à superfície	2800	-	-
B	Depósitos rígidos de areia, gravilha ou argila sobreconsolidada, com uma espessura de pelo menos várias dezenas de metros	360-800	>50	>250
C	Depósitos profundos de areia de densidade média, de gravilha ou argila de consistência média com espessura entre várias dezenas e muitas centenas de metros	180-360	15-50	70-250
D	Depósitos soltos de solo não coesivo, com ou sem ocorrência de algumas camadas coesivas brandas. Depósitos em solo predominantemente coesivos de fraca ou média consistência.	<180	<15	<70
E	Solo constituído por uma superfície aluvionar com valores de v_s do tipo C ou D e espessura que varia entre cerca de 5m e 20m, sustentado pela rigidez do material com $v_s > 800$.	-	-	-
S1	Depósitos consistindo ou contendo camadas de pelo menos 10m de espessura, com argilas moles / siltes com índice de plasticidade alto (IP>40) e alto teor em água	<100 (indicativo)	-	10-20

S2	Depósitos de solos liquidificáveis com argilas sensíveis, ou qualquer outro tipo de solo não incluído nas classes A a E e S1	-	-	-
----	--	---	---	---

Em que $v_{s,30}$, que aparece no quadro 3.4.4, é a velocidade das ondas de corte dadas por:

$$v_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{v_i}} \quad (3.47)$$

Onde h_i e v_i denotam a espessura (em metros) e a velocidade da onda de corte na camada i num total de N camadas que existem até 30m de profundidade. NSPT é o número de pancadas do ensaio geológico de caracterização do solo designado de ensaio SPT e C_u é a resistência não drenada do solo.

Os valores dos parâmetros a utilizar no calculo do espectro de resposta elástico são os dados no quadro 3.5 para as classes do solo A, B, C e D.

Quadro 3.5: Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico para Portugal

Classe do solo		A	B	C	D
Acção sísmica tipo 1	S	1	1	1	1
	β_0	2,6	2,6	2,5	2,4
	k_1	1	1	1	1
	k_2	2	2	2	2
	T_B (s)	0,08	0,08	0,12	0,16
	T_C (s)	0,3	0,3	0,35	0,4
	T_D (s)	2,4	2,4	2,4	2,4
Acção sísmica tipo 2	S	1	1	1,1	1,2
	β_0	2,4	2,4	2,3	2,2
	k_1	1	1	1	1
	k_2	2	2	2	2
	T_B (s)	0,2	0,2	0,25	0,3
	T_C (s)	0,7	0,7	0,9	1,1
	T_D (s)	3	3	3	3

O deslocamento máximo na base pode ser estimado, salvo indicação em contrario decorrente de estudos especiais baseados na informação disponível, pela seguinte equação:

$$d_g = 0,04 \cdot a_g \cdot S \cdot T_C \cdot T_D \quad (3.48)$$

Sendo os valores de a_g , T_C , T_D , e S dados no quadro 3.5

A capacidade dos sistemas estruturais para resistirem às acções sísmicas no domínio não linear permite geralmente que o seu dimensionamento seja feito para forças inferiores às correspondentes a uma resposta elástica linear.

Para evitar a realização explicita de análises estruturais não lineares no projecto, a capacidade de dissipação de energia da estrutura, principalmente através do comportamento dúctil dos seus elementos e/ou de outros mecanismos, é tida em conta efectuando-se uma análise linear baseada num espectro de resposta reduzido relativamente ao da resposta elástica, o qual é designado por “espectro de cálculo”. Esta redução é efectuada introduzindo o coeficiente de comportamento q . Além disso, são geralmente utilizados expoentes modificados $kd1$ e $kd2$.

O coeficiente de comportamento, q , é uma aproximação da razão entre as forças sísmicas que a estrutura experimentaria se a sua resposta fosse completamente elástica, com 5% de amortecimento viscoso, e as forças sísmicas mínimas que podem ser utilizadas no projecto, com um modelo linear convencional, e que ainda assegurem uma resposta satisfatória da estrutura.

O espectro de cálculo $S_d(T)$, normalizado pela aceleração da gravidade g , é definido pelas seguintes expressões:

$$0 \leq T \leq T_B \quad S_d(t) = \alpha \cdot S \cdot \left(1 + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{\beta_0}{q} - 1 \right) \right) \quad (3.49)$$

$$T_B \leq T \leq T_C \quad S_d(t) = \alpha \cdot S \cdot \frac{\beta_0}{q} \quad (3.50)$$

$$T_C \leq T \leq T_D \quad S_d(t) = \left\{ \begin{array}{l} \alpha \cdot S \cdot \frac{\beta_0}{q} \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)^{kd1} \\ \geq 0,22 \cdot \alpha \rightarrow \text{para acções tipo 1} \end{array} \right\} \quad (3.51)$$

$$T_D \leq T \quad S_d(t) = \left\{ \begin{array}{l} \alpha \cdot S \cdot \frac{\beta_0}{q} \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)^{kd1} \cdot \left(\frac{T_D}{T} \right)^{kd2} \\ \geq 0,22 \cdot \alpha \rightarrow \text{para acções tipo 1} \\ \geq 0,36 \cdot \alpha \rightarrow \text{para acções tipo 2} \end{array} \right\} \quad (3.52)$$

Sendo:

- $S_d(T)$ a ordenada do espectro de cálculo normalizado por g ;
- α a relação a_g/g ;

- q o coeficiente de comportamento
- $kd1$ e $kd2$ expoentes que influenciam a forma do espectro de cálculo para períodos de vibração superiores a T_C e a T_D , respectivamente e dados por, $kd1 = 0,8$ e $kd2 = 1,5$, para todas as classes de solos e para as acções sísmicas do tipo 1 e do tipo 2.
- Os valores de β_0 , T_B , T_C , T_D e S são os indicados no quadro 3.4.5.

Os valores das ordenas espectrais da componente vertical da acção sísmica devem ser obtidos, independentemente do período em causa, multiplicando por 0,7 os valores correspondentes às componentes horizontais.

A componente vertical da acção sísmica deve ser considerada nos seguintes casos:

- Elementos estruturais horizontais ou quase horizontais vencendo vãos iguais ou superiores a 20m;
- Componentes em consola horizontais ou quase horizontais;
- Vigas suportando pilares.

Os efeitos da componente vertical só têm que ser tidos em conta para os elementos em consideração e para os elementos de apoio ou as subestruturas com eles directamente associadas.

Este espectro de cálculo não é adequado para projectos de estruturas com isolamento da base ou com sistemas de dissipação de energia.

O EC8 também apresenta representações alternativas da acção sísmica, sendo elas as seguintes:

- Representação por espectro de potência;
- Representação temporal;
- Modelo espacial da acção sísmica.

O movimento sísmico num dado ponto da superfície do solo pode ser dado por um espectro de potência definido como sendo um processo aleatório, isto é, a função de densidade espectral de potência do processo de aceleração associado a uma certa duração consistente com a magnitude e outras características relevantes do sismo.

O movimento sísmico pode igualmente ser representado em termos da evolução temporal da aceleração na base e das variáveis relacionadas, nomeadamente, a velocidade e o deslocamento. Quando é necessário um modelo espacial, o movimento sísmico deve consistir de três acelerogramas actuando em simultâneo. O mesmo acelerograma não pode ser utilizado simultaneamente ao longo das duas direcções horizontais. Dependendo da natureza da aplicação e da informação efectivamente disponível, a descrição do movimento sísmico pode ser feita utilizando acelerogramas artificiais gerados de modo a corresponderem ao espectro da resposta elástica, ou acelerogramas registados ou simulados através de uma simulação física dos mecanismos na fonte e da trajectória de propagação.

Os acelerogramas artificiais devem ter uma duração consistente com a magnitude e com outras características dos sismos relevantes para o estabelecimento do valor da aceleração na base. Quando não existem dados específicos disponíveis, a duração mínima T_s da parte estacionária dos acelerogramas nas áreas epicentrais devem ser:

- $T_s = 10s$ para a acção sísmica tipo 1;

- $T_s=30s$ para a acção sísmica tipo 2.

O número de acelerogramas a utilizar deve ser tal que proporcione uma média estatística estável das quantidades de interesse da resposta. A amplitude e a gama de frequências dos acelerogramas devem ser escolhidos de tal forma que a utilização resulte num nível global de fiabilidade equivalente ao nível inerente à utilização do espectro de resposta elástico.

Quanto aos acelerogramas registados ou simulados só devem ser usados desde que as amostras utilizadas sejam devidamente qualificadas relativamente às características sismo-genéticas da fonte e às condições do solo relevantes para o local, e os seus valores devem ser escalados relativamente ao valor de $a_g S$ para a zona em consideração.

Uma outra forma da representação do movimento sísmico é utilizando um modelo espacial da acção sísmica. Este modelo deve ser usado para estruturas, com características especiais que não permitam admitir, de forma razoável, a mesma excitação em todos os pontos de resposta. Estes modelos devem ser consistentes com os espectros de resposta elásticos utilizados para a definição básica da acção sísmica.

Na análise estrutural, o modelo do edifício deve representar adequadamente a distribuição da rigidez e da massa para que todos os modos de deformação e forças de inércia significativos sejam tidos em devida conta sob a acção sísmica considerada. A deformabilidade do solo de fundação deve ser considerada no modelo sempre que influencie de maneira adversa a resposta estrutural. Deve ser igualmente tido em conta, para além da excentricidade nominal, para ter em conta a incerteza na localização das massas e na variação espacial do movimento sísmico, os efeitos da torção accidental que são representados por uma excentricidade accidental adicional do centro de massa em relação à sua posição nominal, em cada direcção. Essa excentricidade é dado por:

$$e = \pm 0,05 \cdot L \quad (3.53)$$

Em que:

- e é a excentricidade accidental da massa do piso em relação à sua posição nominal
- L é a dimensão do piso perpendicular à direcção da acção sísmica.

A análise da resposta dos edifícios à acção sísmica pode ser feita admitindo um comportamento elástico linear da estrutura. O método de referência usado para a determinação dos efeitos sísmicos é o método da análise modal da resposta. Dependendo das características estruturais do edifício, poderá utilizar-se um dos dois tipos de análises seguintes:

- A análise modal simplificada com espectro de resposta;
- A análise multimodal com espectro de resposta.

Alternativamente permitem-se outros métodos de análise tais como:

- Análise por espectro de potência;
- Análise temporal (não linear);
- Análise no domínio da frequência.

A utilização de análises não lineares deve ser devidamente fundamentada relativamente:

- À acção sísmica;
- Ao modelo constitutivo utilizado;
- Ao método de interpretação dos resultados da análise;
- Aos requisitos que devem ser satisfeitos.

A análise modal simplificada com espectro de resposta é aplicável a edifícios que possam ser analisados por dois modelos planos cuja resposta não seja significativamente afectada pelas contribuições dos modos de vibração mais elevados. A força sísmica de corte na base F_b , para cada direcção principal, é determinada da seguinte forma:

$$F_b = Sd(T_1) \cdot W \quad (3.54)$$

Em que:

- $Sd(T)$ é a ordenada do espectro de resposta de calculo no período T_1
- T_1 é o período de vibração fundamental do edifício para o movimento de translação na direcção considerada sendo $T_1 \leq 4 \cdot T_C$ e $T_1 \leq 2s$
- W é o peso total do edifício.

Para determinar os períodos de vibração fundamentais T_1 dos dois modelos planos do edifício podem ser utilizadas expressões aproximadas baseadas nos métodos de dinâmica estrutural, como por exemplo, o método de Rayleigh. Os efeitos da acção sísmica devem ser determinados nos dois modelos através da aplicação de forças horizontais F_i às massas m_i de todos os pisos, sendo

$$F_i = \frac{F_b \cdot S_i \cdot W_i}{\sum S_j \cdot W_j} \quad (3.55)$$

Em que:

- F_i é a força horizontal que actua no piso i ;
- F_b é a força sísmica de corte na base
- S_i, S_j são deslocamentos das massas m_i e m_j na configuração do modo fundamental
- W_i, W_j são os pesos das massas m_i e m_j .

Quando a configuração do modo de vibração fundamental é simulada por deslocamentos horizontais aumentando linearmente ao longo da altura, as forças horizontais F_i são dadas por:

$$F_i = \frac{F_b \cdot z_i \cdot W_i}{\sum z_j \cdot W_j} \quad (3.56)$$

Em que z_i e z_j são as alturas das massas m_i e m_j acima do nível da aplicação da acção sísmica (fundação). Quanto aos efeitos de torção estes podem ser representados amplificando os efeitos da acção em cada elemento resistente através de um coeficiente δ dado por:

$$\delta = 1 + 0,6 \cdot \frac{X}{L_e} \quad (3.57)$$

Onde:

- X é a distância do elemento em consideração ao centro do edifício, medida perpendicularmente à direcção da acção sísmica considerada;
- L_e é a distância entre os dois elementos resistentes às cargas laterais mais afastados entre si, medido como a anterior.

A análise multimodal com espectro de resposta deve ser aplicada aos edifícios que não possam ser analisados pelo método da análise modal simplificada com espectro de resposta. Os edifícios que não obedeçam aos critérios de regularidade definidos no EC8 devem ser analisados utilizando um modelo espacial, devendo a acção sísmica de cálculo ser aplicada segundo todas as direcções horizontais relevantes. Devem ser consideradas as respostas de todos os modos de vibração que contribuam significativamente para a resposta global da estrutura. Sempre que se utiliza um modelo de análise espacial, os efeitos de torção acidentais podem ser determinados como sendo a envolvente dos efeitos resultantes de uma análise para uma carga estática, constituída por momentos torsões M_{ji} em torno do eixo vertical de cada piso i :

$$M_{ji} = e_{ji} \cdot F_i \quad (3.58)$$

Em que:

- M_{ji} é o momento tissor aplicado no piso i em torno do seu eixo vertical;
- e_{ji} é a excentricidade acidental da massa do piso i ;
- F_i é a força horizontal actuando no piso i para todas as direcções relevantes. [13]

3.5 OUTRAS ACÇÕES

Para além da acção do vento, da neve e dos sismos, existem outras acções actuando sobre a estrutura, sendo elas a acção do pré-esforço, do peso próprio da estrutura e a acção da temperatura ambiente.

Das acções permanentes, o pré-esforço é na maioria dos casos a acção mais importante. A magnitude da força de pré-esforço varia de estrutura para estrutura, mas devido à tensão de relaxação, esta não deve ser superior a 45% da força de rotura do cabo. A perda de tensão no cabo também ocorre devido à fluência da estrutura de apoio, deslizamento dos cabos nos pontos de ancoragem e ao aumento da temperatura.

A acção das variações da temperatura ambiente sobre as estruturas pode ser de dois tipos: variações uniformes ou diferenciais de temperatura.

As variações uniformes correspondem às variações anuais da temperatura ambiente que, por se processarem com lentidão, conduzem sucessivamente a estados térmicos que se podem supor uniformes em todos os elementos da estrutura. As variações diferenciais de temperatura correspondem, por sua vez, às variações rápidas da temperatura ambiente, características da evolução diária, que originam gradientes térmicos na estrutura. No presente trabalho apenas se considerará as variações diferenciais de temperatura, que dependem das condições climáticas locais e das características térmicas da estrutura.

Serão ainda consideradas, para efeitos de cálculo do edifício em estudo, sobrecargas na cobertura de acordo com o artigo 34 do RSA.

Evidentemente, as diferentes acções (vento, sismos, neve, peso próprio, sobrecarga, pré esforço, temperatura) actuantes na estrutura não são consideradas separadamente. Deverão ser consideradas combinações de acções, combinações estas especificadas na regulamentação nacional para cada caso de carga.

3.6 COMBINAÇÕES DE ACÇÕES

Para cada caso de carga, os valores de cálculo dos efeitos das acções (E_d) devem ser determinados combinando os valores das acções que se consideram poder ocorrer simultaneamente. Cada combinação de acções devem incluir:

- Uma acção variável de base da combinação ou;
- Uma acção accidental.

Quando os resultados de uma verificação dependerem, de forma muito sensível, das variações da intensidade de uma acção permanente de zona para zona da estrutura, as componentes desfavoráveis e favoráveis dessa acção devem ser consideradas como acções individualizadas.

A verificação dos estados limites é feita, no ECO, pelo método dos coeficientes parciais. Quando se utiliza este método deve verificar-se, para todas as situações de projecto, que nenhum estado limite é excedido quando se utilizam, nos modelos de cálculo, os valores de cálculo das acções ou dos efeitos das acções e das resistências. As acções que, por exemplo, por razões físicas, não podem ocorrer simultaneamente, não devem ser consideradas na mesma combinação. Os valores de cálculo devem ser obtidos utilizando o valor característico, ou outros valores representativos das acções em combinações com os coeficientes parciais. Os estados limites que devem ser verificados são:

- Estados limites últimos;
- Estados limites de utilização.
- As combinações de acções a considerar em estado limite último são:
 - I. Combinações fundamentais dadas por:

$$\sum \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum \gamma_{Q,j} \psi_{0,j} Q_{k,j} \quad (3.59)$$

II. Combinações acidentais:

$$\sum \gamma_{G,j} G_{k,j} + P + A_d + (\psi_{1,1} \text{ ou } \psi_{2,1}) Q_{k,1} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (3.60)$$

A escolha de $\psi_{1,1} Q_{k,1}$ ou $\psi_{2,1} Q_{k,1}$ deve ter em conta a situação de projecto acidental considerada. As combinações de acções para situações de projecto acidentais devem:

- Envolver uma acção de acidente explícita A (incêndio ou impacto);
- Ou referir-se a uma situação após ocorrência de um acidente (A=0).

III. Combinação sísmica:

$$\sum \gamma_{G,j} G_{k,j} + P_k + A_{Ed} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (3.61)$$

Quanto aos estados limites de utilização, as combinações de acções a ter em conta nas situações de projecto consideradas devem ser adequadas aos requisitos de utilização e aos critérios de desempenho a verificar. As combinações a considerar em estados limites de utilização são:

I. Combinação característica:

$$\sum G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (3.62)$$

II. Combinação frequente:

$$\sum G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (3.63)$$

III. Combinação quase permanente:

$$\sum G_{k,j} + P + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (3.64)$$

Os símbolos presentes nas combinações expostas definem-se:

- A_d valor de cálculo de uma acção de acidente;
- A_{Ed} valor de cálculo de uma acção sísmica $A_{Ed} = \gamma_I \cdot A_{Ek}$;
- A_{Ek} valor característico de uma acção sísmica;
- γ_I coeficiente de importância;
- $G_{k,j}$ valor característico de uma acção permanente j;

- P valor representativo de uma acção de pré-esforço;
- P_k valor característico de uma acção de pré-esforço;
- $Q_{k,1}$ valor característico da acção variável de base da combinação 1;
- $Q_{k,i}$ valor característico da acção variável acompanhante I;
- $\gamma_{G,j}$ coeficiente parcial relativo à acção permanente j
- $\gamma_{Q,i}$ coeficiente parcial relativo à acção variável i;
- ψ_0 coeficiente para a determinação do valor de combinação de uma acção variável;
- ψ_1 coeficiente para a determinação do valor frequente de uma acção variável;
- ψ_2 coeficiente para a determinação do valor quase permanente de uma acção variável;

Os valores de $\gamma_{G,i}$ são:

- $\gamma_{G,i} = 1$ nos casos favoráveis
- $\gamma_{G,i} = 1,35$ nos casos desfavoráveis

Os valores de $\gamma_{Q,i}$ são:

- $\gamma_{Q,i} = 1,5$ nos casos desfavoráveis
- $\gamma_{Q,i} = 0$ nos casos favoráveis

Os valores de ψ_0 , ψ_1 , ψ_2 , recomendados para edifícios são os expostos no quadro 3.6. [5]

Quadro 3.6: Valores recomendados dos coeficientes ψ para edifícios

Acção	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Sobrecargas em edifícios			
Categoria A: zonas de habitação	0,7	0,5	0,3
Categoria B: zonas de escritórios	0,7	0,5	0,3
Categoria C: zonas de reunião de pessoas	0,7	0,7	0,6
Categoria D: zonas comerciais	0,7	0,7	0,6
Categoria E: zonas de armazenamento	1	0,9	0,8
Categoria F: zonas de tráfego Peso dos veículos $\leq 30\text{KN}$	0,7	0,7	0,6
Categoria G: zonas de tráfego, $30\text{KN} \leq$ peso dos veículos $\leq 160\text{KN}$	0,7	0,5	0,3
Categoria H: coberturas	0	0	0
Acção da neve em edifícios			
Obras localizadas a altitude $H > 1000\text{m}$ acima do nível	0,7	0,5	0,2

do mar			
Obras localizadas a altitude $H \leq 1000\text{m}$ acima do nível do mar	0,5	0,2	0
Acção do vento em edifícios	0,6	0,2	0
Temperatura em edifícios	0,6	0,5	0

4

**PRÉ – DIMENSIONAMENTO
ESTRUTURAL****4.1 INTRODUÇÃO**

O esquema arquitectónico da estrutura em estudo é o representado na figura 4.1 e cujo pré – dimensionamento das secções a adoptar será feito de seguida.

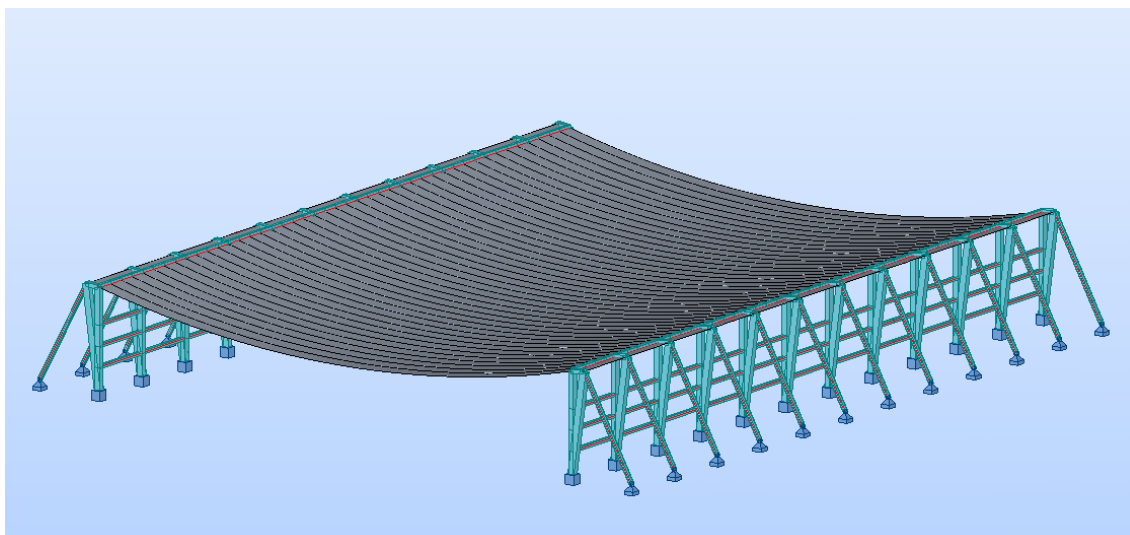


Figura 4.1 – Esquema da estrutura em estudo

Nesta fase de pré – dimensionamento apenas se considerará a actuar sobre a estrutura a acção da neve, da sobrecarga e do peso próprio da cobertura.

De acordo com o capítulo 3, a acção da neve será quantificada pelo RSA. A altitude de referência ‘h’ a considerar na sua quantificação é de 600m. Acção da neve pode ser calculada, de acordo com o exposto no capítulo 3, da seguinte forma:

$$S_{ok} = \frac{1}{400}(600 - 50) = 1,375 \text{ KN/m}^2$$

Tendo em conta que se fará um estudo paramétrico para três vãos diferentes (80m, 100m, 120m) o ângulo β considerado na quantificação dos coeficientes dados pelo RSA são os expostos no quadro 4.1

Quadro 4.1 – Valores de β para os diferentes vãos

Vão	80m	100m	120m
β	$\arctg\left(\frac{5}{40}\right) = 7,125^\circ$	$\arctg\left(\frac{5}{50}\right) = 5,711^\circ$	$\arctg\left(\frac{5}{60}\right) = 4,764^\circ$

Assim, sabendo que:

$$\mu_1 = 0,8 \times \frac{20 + \beta}{20} \quad (4.1)$$

$$\mu_2 = 0,8 \times \frac{30 - \beta}{30} \quad (4.2)$$

$$S_{k1} = \mu_1 \times S_{ok} \quad (4.3)$$

$$S_{k2} = \mu_2 \times S_{ok} \quad (4.4)$$

Obtemos os valores do quadro 4.2 para os parâmetros dado pelas expressões 4.1 e 4.2, e para os valores da acção da neve dados pelas expressões 4.3 e 4.4.

Quadro 4.2 – Valores da acção da neve para os três vãos em estudo.

Vão	μ_1	μ_2	$S_{k1} \text{ KN/m}^2$	$S_{k2} \text{ KN/m}^2$
80m	1,085	0,61	1,5	0,84
100m	1,028	0,65	1,41	0,89
120m	0,991	0,67	1,36	0,92

Os valores reduzidos da acção da neve deverão ser obtidos pelos seguintes coeficientes: $\Psi_0 = 0,6$, $\Psi_1 = 0,3$; $\Psi_2 = 0$.

Quanto à sobrecarga, de acordo com o RSA, e sendo uma cobertura ordinária em que pela sua forma não permite a fácil circulação de pessoas, considerar-se-á uma carga uniformemente distribuída de $0,3 \text{ KN/m}^2$ em plano horizontal. Os valores reduzidos desta sobrecarga devem ser considerados nulos.

O betão a usar na concepção do edifício será um C35/45 e o aço usado nas ancoragens será um S450 de acordo com a norma EN10025-2.

4.2 PRÉ – DIMENSIONAMENTO DA COBERTURA

A cobertura será pré dimensionada tendo em conta o controlo da deformação.

Considerando que o espaçamento dos cabos será igual para os três vãos considerados a espessura da cobertura será também igual.

Assim, e equiparando a cobertura a uma laje armada numa direcção, com uma percentagem de armadura de 1%, temos que:

$$\frac{l}{d} \leq K_{\sigma} \times K_l \times \lambda \quad (4.5)$$

Em que d é a altura útil da cobertura, l o vão, K_{σ} um coeficiente que tem em consideração o tipo de aço e a sua tensão admissível, K_l um coeficiente que tem em conta o vão da cobertura e λ um coeficiente que tem em conta o sistema estrutural.

Assim considerar-se-á:

$$K_{\sigma} = 1;$$

$$K_l = 1;$$

$$\lambda = 25.$$

Logo:

$$\frac{2,5}{d} \leq 1 \times 1 \times 25 \Leftrightarrow d \geq \frac{2,5}{25} \Leftrightarrow d \geq 0,1m$$

Para a cobertura em causa adoptar-se-á uma altura de betão $h = 0,15m$.

4.3 PRÉ – DIMENSIONAMENTO DOS CABOS

O espaçamento adoptado entre cabos foi de 2,5m. Este espaçamento foi escolhido tendo em consideração o comprimento longitudinal da estrutura e tendo igualmente em consideração a ordem de grandeza dos espaçamentos adoptados em estruturas existentes deste tipo.

A carga uniforme que actua na cobertura é constituída pela sobrecarga, o peso próprio da cobertura e a parte uniforme da acção da neve. A acção da neve possui igualmente uma componente variável da acção. O valor das cargas uniformes e variáveis que actua na estrutura são os dados no quadro 4.3

Quadro 4.3 – Valores das cargas para os vãos em estudo

Vão	Carga uniforme $Q \text{ KN/m}$	Carga variável $W \text{ KN}$
80m	$0,3\text{KN/m}^2 \times 2,5\text{m} + 2,5\text{m} \times 0,15\text{m} \times 25\text{KN/m}^3 + 0,84\text{KN/m}^2 \times 2,5\text{m} = 12,225\text{KN/m}$	$(1,5 - 0,84) \times 2,5 = 1,65$
100m	$0,3\text{KN/m}^2 \times 2,5\text{m} + 2,5\text{m} \times 0,15\text{m} \times 25\text{KN/m}^3 + 0,89\text{KN/m}^2 \times 2,5\text{m} = 12,35\text{KN/m}$	$(1,41 - 0,89) \times 2,5 = 1,3$
120m	$0,3\text{KN/m}^2 \times 2,5\text{m} + 2,5\text{m} \times 0,15\text{m} \times 25\text{KN/m}^3 + 0,92\text{KN/m}^2 \times 2,5\text{m} = 12,425\text{KN/m}$	$(1,36 - 0,92) \times 2,5 = 1,1$

Sabendo que o valor do pré – esforço para resolver a carga uniforme é dado por:

$$Q = \frac{8Pf}{L^2} \Leftrightarrow P = \frac{QL^2}{8f} \quad (4.6)$$

E para a carga variável o valor do pré – esforço é dado por:

$$P = \frac{W \times L^2}{24 \times f} \quad (4.7)$$

Em que W e dado por $S_{ok1} - S_{ok2}$. E sabendo que a flecha é igual a 5m nos três vãos, e considerando 15% de perdas instantâneas e 15% perdas diferidas, obtemos a força de pré – esforço a aplicar em cada cabo e que é dada no quadro 4.4.

Quadro 4.4 – Força de pré – esforço a aplicar nos cabos para cada um dos vãos considerados.

Vão	$P_{uniforme}(\text{KN})$	$P_{var\ iavel}(\text{KN})$	$P_0(\text{KN})$
80m	1956	88	2703
100m	3088	108	4227
120m	4473	132	6090

A área do cabo pode ser obtida, segundo o EC2, por:

$$\rho_{max} = A_p \times \sigma_{p,max} \quad (4.8)$$

Em que:

$$\sigma_{p,max} = \min\{k_1 f_{pk}; k_2 f_{p0,1k}\}$$

Com $k_1 = 0,8$ e $k_2 = 0,9$

De acordo com o catalogo da VSL, $f_{pk} = 1860MPa$ e $f_{p0,1k} = 1670MPa$. Assim:

$$\sigma_{p,max} = \min\{0,8 \times 1860; 0,9 \times 1670\} = 1488MPa$$

Logo, tendo em conta a equação 4.8 obtemos as áreas necessárias para os cabos, e os respectivos cabos a usar de acordo com o catálogo da VSL (stressing anchorage VSL type E).

Quadro 4.5 Características dos cabos a usar de acordo com o vão.

Vão	A_{pmin}	Cabo
80m	18,2 cm ²	19 cordões de 13mm de diâmetro (A=24,7 cm ²)
100m	28,4 cm ²	22 cordões de 13mm de diâmetro (A=28,6 cm ²)
120m	41 cm ²	37 cordões de 15mm de diâmetro (A=48,1 cm ²)

4.4 PRÉ DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA DE APOIO

A área de influência de cada apoio é da 10m, logo cada apoio sofrerá a influência de quatro cabos. O esquema da estrutura de apoio é o da figura 4.2.

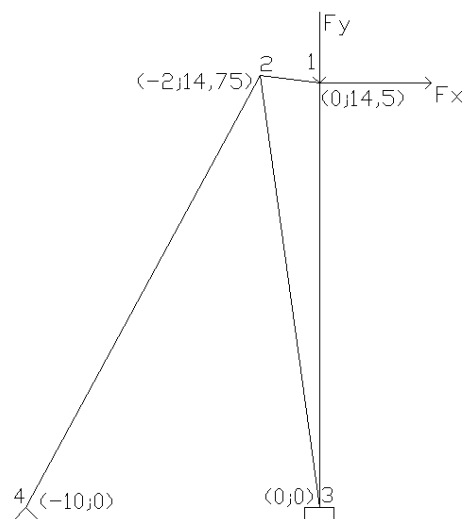


Fig.4.2 – Esquema estrutura de suporte

O pré dimensionamento será feito recorrendo a um processo iterativo e recorrendo ao programa de cálculo Robot.

Para arrancar com o processo iterativo, na primeira iteração é considerado que a estrutura é um sistema articulado plano (SAP) de modo a se poder fazer um equilíbrio de nós, calculando as tensões em cada barra e com estas tensões calculando as secções admissíveis.

Para o vão de 80m temos aplicado no nó 1 uma carga horizontal (Fx) de 10812KN e uma carga vertical (Fy) de 2703KN. Logo o equilíbrio de nós considerando a estrutura um SAP é:

Nó 1:

$$\left\{ \begin{array}{l} 10812 - N_{12} \times \cos(7,125) = 0 \\ N_{13} + N_{12} \times \sin(7,125) - 2703 = 0 \end{array} \right\} \Leftrightarrow \left\{ \begin{array}{l} N_{12} = 10896 \\ N_{13} = 1352 \end{array} \right\} \{KN\}$$

Nó 2:

$$\left\{ \begin{array}{l} 10896 \times \cos(7,125) - N_{24} \times \sin(64,6) - N_{23} \times \sin(7,72) = 0 \\ -10896 \times \sin(7,125) + N_{23} \times \cos(7,72) - N_{24} \times \cos(64,6) = 0 \end{array} \right\} \Leftrightarrow \left\{ \begin{array}{l} N_{23} = 6149 \\ N_{24} = 11054 \end{array} \right\} \{KN\}$$

Para o vão de 100m temos aplicado no nó 1 uma força horizontal (Fx) de 16908KN e uma força vertical (Fy) de 3381,6KN.

Logo, o equilíbrio de nós considerando um SAP é:

Nó 1:

$$\left\{ \begin{array}{l} 16908 - N_{12} \times \cos(7,125) = 0 \\ N_{13} + N_{12} \times \sin(7,125) - 3381,6 = 0 \end{array} \right\} \Leftrightarrow \left\{ \begin{array}{l} N_{12} = 17040 \\ N_{13} = 1268 \end{array} \right\} \{KN\}$$

Nó 2:

$$\left\{ \begin{array}{l} 17040 \times \cos(7,125) - N_{24} \times \sin(64,6) - N_{23} \times \sin(7,72) = 0 \\ -17040 \times \sin(7,125) + N_{23} \times \cos(7,72) - N_{24} \times \cos(64,6) = 0 \end{array} \right\} \Leftrightarrow \left\{ \begin{array}{l} N_{23} = 9616 \\ N_{24} = 17288 \end{array} \right\} \{KN\}$$

Para o vão de 120m temos aplicado no nó 1 uma força horizontal (Fx) de 24360KN e uma força vertical (Fy) de 4060KN.

Logo o equilíbrio de nós considerando um SAP é:

Nó 1:

$$\left\{ \begin{array}{l} 24360 - N_{12} \times \cos(7,125) = 0 \\ N_{13} + N_{12} \times \sin(7,125) - 4060 = 0 \end{array} \right\} \Leftrightarrow \left\{ \begin{array}{l} N_{12} = 24550 \\ N_{13} = 1015 \end{array} \right\} \{KN\}$$

Nó 2:

$$\left\{ \begin{array}{l} 24550 \times \cos(7,125) - N_{24} \times \sin(64,6) - N_{23} \times \sin(7,72) = 0 \\ - 24550 \times \sin(7,125) + N_{23} \times \cos(7,72) - N_{24} \times \cos(64,6) = 0 \end{array} \right\} \Leftrightarrow \left\{ \begin{array}{l} N_{23} = 13747 \\ N_{24} = 24714 \end{array} \right\} \{KN\}$$

O tirante a colocar terá a forma de um tubo quadrado com uma espessura de 5cm sendo a sua largura dada por:

$$b^2 - (b - 0,1)^2 = A_s \quad (4.9)$$

Em que:

$$A_s \geq \frac{N_{24}}{f_{syd}} \quad (4.10)$$

Em que $f_{syd} = 440 MPa$ para o aço S450

Quanto às escoras de betão, estas serão dimensionadas tendo em conta a capacidade de carga do betão C35/45 ($f_{cd} = 23300KN$). A área de betão necessária é dada por:

$$A_{23} \geq \frac{N}{f_{cd}} \quad (4.11)$$

A área da barra 1-2 nesta fase é escolhida arbitrariamente. Os valores das dimensões adoptadas nesta primeira iteração são os dados no quadro 4.6 para os vãos em estudo.

Quadro 4.6 – áreas a adoptar para a estrutura de suporte considerando um SAP

Vão	Barra 1-2	Barra 1-3	Barra 2-3	Barra 2-4
80m	B=0,4m; h=0,4m	B=0,4m; h=0,4m	B=0,4m; h=0,65m	B=0,2m; h=0,2m; e=0,05m
100m	B=0,5m; h=0,5m	B=0,5m; h=0,5m	B=0,5m;	B=0,3m;

			h=0,85m	h=0,3m; e=0,05m
120m	B=0,6m; h=0,6m	B=0,6m; h=0,6m	B=0,6m; h=1m	B=0,35m; h=0,35m; e=0,05m

Na segunda iteração já será considerada a estrutura contínua e recorrendo a um programa de cálculo para retirar os esforços para as secções dadas pelo quadro 4.6. Assim, com estas secções os esforços obtidos para os três casos foram os dados no quadro 4.7.

Quadro 4.7 Esforços axiais obtidos considerando a estrutura contínua e as secções do quadro 4.6

Vão	N_{1-2}	N_{1-3}	N_{2-3}	N_{2-4}
80m	-10780	1993	16505	-17702
100m	-16763	2775	25361	-27556
120m	-23971	4062	35455	-39456

Dada a ordem de grandeza dos esforços obtidos, facilmente se verifica que as secções adoptadas não verificam as tensões máximas admissíveis, logo, a iteração seguinte será calcular novas áreas com os esforços do quadro 4.7 e recorrendo às expressões 4.9, 4.10 e 4.11. Assim, as novas secções adoptadas são as dadas no quadro 4.8.

Quadro 4.8 – Áreas obtidas para os esforços do quadro 4.7

Vão	Barra 1-2	Barra 1-3	Barra 2-3	Barra 2-4
80m	B=0,6m; h=0,6m	B=0,6m; h=0,6m	B=0,6m; h=1,2m	B=0,3m; h=0,3m; e=0,05m
100m	B=0,8m; h=0,8m	B=0,8m; h=0,8m	B=0,8m; h=1,4m	B=0,4m; h=0,4m; e=0,05m
120m	B=1,0m; h=1,0m	B=1,0m; h=1,0m	B=1,0m; h=1,6m	B=0,5m; h=0,5m; e=0,05m

Os esforços obtidos, recorrendo a um programa de cálculo, para as secções dadas no quadro 4.8 foram os dados no quadro 4.9.

Quadro 4.9 – Esforços axiais obtidos considerando a estrutura contínua e as secções do quadro 4.8

Vão	N_{1-2}	N_{1-3}	N_{2-3}	N_{2-4}
80m	-10652	2764	15819	-17379
100m	-16475	3955	24007	-26862

120m	-23091	8247	30588	-37856
------	--------	------	-------	--------

Que se verifica que os esforços axiais são compatíveis com as secções adoptadas.

De seguida far-se-á uma verificação em termos de momentos calculando o momento reduzido. Os momentos máximos obtidos em cada barra são os dados no quadro 4.10.

Quadro 4.10 – Valor dos momentos máximos obtidos para as secções dadas no quadro 4.8.

Vão	M_{1-2}	M_{1-3}	M_{2-3}	M_{2-4}
80m	1898	642	3269	0
100m	4799	2009	7675	0
120m	9457	4855	15294	0

Sabendo que o momento reduzido é dado por:

$$\mu = \frac{M}{bd^2f_{cd}} \quad (4.12)$$

Obtemos os momentos reduzidos do quadro 4.11 para os momentos dados no quadro 4.10.

Quadro 4.11 – Momentos reduzidos

Vão	μ_{1-2}	μ_{1-3}	μ_{2-3}
80m	0,45	0,15	0,18
100m	0,46	0,19	0,23
120m	0,45	0,23	0,27

Da tabela 4.11 verifica-se que para os três vão considerados o momento reduzido da barra 1-2 é muito elevado sendo necessário aumentar a sua altura. Assim, as novas dimensões para a barra 1-2 são as dadas no quadro 4.12

Quadro 4.12 – Dimensões da barra 1-2

Vão	Barra 1-2
80m	B=0,6m; h=1m
100m	B=0,8m; h=1,2m
120m	B=1,0m; h=1,4m

Com estas novas dimensões para a barra 1-2 e as dimensões das restantes barras dadas no quadro 4.8 obtemos os momentos reduzidos dados no quadro 4.13

Quadro 4.13 – Momentos reduzidos com a correcção da secção da barra 1-2

Vão	μ_{1-2}	μ_{1-3}	μ_{2-3}
80m	0,23	0,14	0,20
100m	0,26	0,18	0,25
120m	0,27	0,22	0,29

Da tabela 4.13 verifica-se que os momentos reduzidos obtidos são bastante razoáveis.

Depois de introduzidas as dimensões obtidas neste pré dimensionamento no modelo, verificou-se que os deslocamentos verticais a meio vão da cobertura eram elevados tendo se verificado que era necessário aumentar a área da barra 2-4 para reduzir estes deslocamentos verticais.

Assim, as dimensões finais dos elementos dos “cavaletes” de suporte são os dados no quadro 4.14.

Quadro 4.14 – Dimensões finais da estrutura de apoio

Vão	Barra 1-2	Barra 1-3	Barra 2-3	Barra 2-4
80m	B=0,6m; h=1m	B=0,6m; h=0,6m	B=0,6m; h=1,2m	B=0,6m; h=0,6m; e=0,1m
100m	B=0,8m; h=1,2m	B=0,8m; h=0,8m	B=0,8m; h=1,4m	B=0,8m; h=0,8m; e=0,3m
120m	B=1,0m; h=1,4m	B=1,0m; h=1,0m	B=1,0m; h=1,6m	B=1m; h=1m; e=0,4m

Assim temos todos os elementos mais importantes para o suporte da cobertura pré-dimensionados de forma simples, podendo desta forma prosseguir para uma análise da estrutura completa e com todas as acções a intervirem.

4.5 PRÉ – DIMENSIONAMENTO DA VIGA DE SUPORTE DOS CABOS

A viga que serve de suporte aos cabos da cobertura será pré dimensionada tendo em consideração o critério de verificação de esmagamento do betão para cargas concentradas dado pelo REBAP.

Assim, a segurança em relação ao esmagamento do betão na zona de ancoragem dos cabos é dada por:

$$F_{sd} \leq p_{cRd} \times A_0 \quad (4.13)$$

Com:

$$p_{cRd} = f_{cd} \times \sqrt{\frac{A_1}{A_0}} \quad (4.14)$$

Logo:

$$F_{sd} \leq f_{cd} \times \sqrt{\frac{A_1}{A_0}} \times A_0 \quad (4.15)$$

Em que A_0 é a área da cabeça de ancoragem dos cabos que é dada no quadro 4.15 e A_1 é a área necessária para resistir à carga concentrada.

Quadro 4.15 – Área da cabeça de ancoragem de acordo com o catálogo da VSL

Vão	$F_{sd} = P_0$	A_0
80m	2703	0,29x0,29
100m	4227	0,315x0,315
120m	6090	0,48x0,48

Tendo em conta a expressão 4.15 e os valores do quadro 4.15 foram adoptadas as dimensões dadas no quadro 4.16 para a viga de apoio dos cabos (v_1) . Serão ainda colocadas mais três vigas (v_2) cujos eixos se situarão às cotas 3,25; 6,25 e 9,25. Estas vigas terão apenas a função de contraventar a estrutura na sua direcção longitudinal e as dimensões adoptadas para estas vigas são dadas no quadro 4.16.

Quadro 4.16 – Dimensões adoptadas para as vigas (v_1) e (v_2)

Vão	(v_1)	(v_2)
80m	B=0,5m; h=1m	B=0,5m; h=0,5m
100m	B=0,6m; h=1,2m	B=0,6m; h=0,6m
120m	B=0,6m; h=1,4m	B=0,6m; h=0,6m

MÉTODOS DE ANÁLISE ESTRUTURAL

5.1 INTRODUÇÃO

A análise estrutural tem como objectivo a determinação das reacções nos apoios e das tensões internas resultantes. Se as reacções nos apoios e as tensões internas forem determinadas unicamente recorrendo às equações de equilíbrio estático, então a estrutura diz-se “estaticamente determinada”. Se o número de incógnitas for superior ao número de equações estáticas então as estruturas dizem-se “estaticamente indeterminadas”.

A indeterminação de uma estrutura pode ser externa, interna ou de ambos os tipos. Uma estrutura diz-se “externamente indeterminada” se o número de reacções exceder o número de equações de equilíbrio.

As forças internas e externas das estruturas estaticamente indeterminadas devem satisfazer as condições de equilíbrio e produzir deformações compatíveis com a continuidade da estrutura e das condições de apoio. As equações de equilíbrio não são suficientes para determinar as incógnitas numa estrutura estaticamente indeterminada, logo, para a resolução deste tipo de estruturas devem adicionar-se relações geométricas simples entre as deformações da estrutura. Estas relações asseguram a compatibilidade das deformações geométricas e são chamadas de “condições geométricas” ou “condições de compatibilidade”.

Vários métodos podem ser usados na determinação das reacções e tensões internas da estruturas estaticamente indeterminadas, sendo os mais usados os desenvolvidos nos pontos seguintes.

5.2 MÉTODO DAS FORÇAS

No método das forças a estrutura hiperestática é substituída por uma estrutura estaticamente determinada, à qual se chama “sistema base” ou “estrutura base”, à qual se adicionam forças, chamadas de “incógnitas hiperestáticas”, de forma a corrigir as inconsistências nas deformações e da geometria em relação à estrutura inicial.

O método das forças envolve cinco passos fundamentais que se descrevem de seguida: [17]

- I. Em primeiro lugar, determina-se o grau de hiperestaticidade da estrutura em análise. De seguida deve ser escolhido um sistema base que é obtido pela remoção de incógnitas hiperestáticas, internas ou externas, de forma a tornar a estrutura estaticamente determinada. O sistema base deve ser escolhido de forma a que a estrutura seja estável. De seguida, ao

sistema base devem ser adicionadas as incógnitas hiperestáticas separadamente. Assim, teremos o nosso sistema constituído pelo “ sistema base “ que é dado pela estrutura estaticamente determinada com as acções que estavam aplicadas à estrutura inicial, mais a estrutura do sistema base com um das incógnitas hiperestáticas, mais a estrutura do sistema base com outra das incógnitas hiperestáticas, e assim sucessivamente. Logo terei tantas estruturas com incógnitas hiperestáticas aplicadas, adicionadas à estrutura do sistema base, quantas incógnitas houverem.

- II. A aplicação das cargas exteriores da estrutura inicial à estrutura que compõe o sistema base irá produzir deslocamentos que não são compatíveis com a estrutura inicial, tal como, rotações ou translações em apoios onde estes deslocamentos deveriam ser nulos. Neste passo, esta incompatibilidade é determinada. Por outras palavras, calcula-se a magnitude do erro dos deslocamentos correspondentes às forças hiperestáticas. Estes deslocamentos podem ocorrer devido às forças externas aplicadas, assentamentos de apoio ou variações de temperatura. Os deslocamentos calculados podem ser representados por:

$$D = \begin{Bmatrix} D_1 \\ D_2 \\ \vdots \\ D_n \end{Bmatrix} \quad (5.1)$$

Onde D_n é o deslocamento no local e direcção da incógnita hiperestática n.

- III. O terceiro passo consiste na determinação dos deslocamentos na estrutura do sistema base devidos ao valor unitário das forças hiperestáticas. Estes deslocamentos devem ocorrer no mesmo local e devem ter a mesma direcção que os deslocamentos calculados no ponto 2. Estes deslocamentos podem ser representados por:

$$d = \begin{bmatrix} d_{11} & d_{12} & \dots & d_{1n} \\ \vdots & & & \\ d_{n1} & d_{n2} & \dots & d_{nn} \end{bmatrix} \quad (5.2)$$

Onde d_{nn} é o deslocamento no local da incógnita hiperestática n devido à força unitária desta.

- IV. Os valores das forças hiperestáticas necessárias para eliminar os erros provocados pelos deslocamentos calculados no ponto 2 são agora determinados. Para este cálculo é necessário escrever equações de sobreposição, onde os efeitos das forças hiperestáticas separadas são adicionados aos deslocamentos da estrutura base. Assim teremos:

$$\begin{cases} D_1 + d_{11} \times F_1 + d_{12} \times F_2 + \dots + d_{1n} \times F_n = \Delta_1 \\ \vdots \\ D_n + d_{n1} \times F_1 + d_{n2} \times F_2 + \dots + d_{nn} \times F_n = \Delta_n \end{cases} \quad (5.3)$$

Onde Δ_n são os deslocamentos reais da estrutura hiperestática inicial na direcção da incógnita hiperestática n.

A equação 5.3 pode ser escrita sob a forma matricial por:

$$[d] \times \{F\} = \{\Delta - D\} \quad (5.4)$$

Onde:

$$\{F\} = \begin{Bmatrix} F_1 \\ F_2 \\ \vdots \\ F_n \end{Bmatrix} \quad (5.5)$$

São as incógnitas hiperestáticas.

O vector $\{\Delta - D\}$ depende das forças externas que actuam na estrutura. Os elementos da matriz $[d]$ são os deslocamentos devidos aos valores unitários das incógnitas hiperestáticas. Logo, $[d]$ depende das propriedades da estrutura e representa a flexibilidade da estrutura base. É por esta razão que a matriz $[d]$ é chamada de “ matriz de flexibilidade “. Devemos notar ainda que os elementos da matriz de flexibilidade não são necessariamente dimensionalmente homogéneos, dado poderem representar tanto uma translação ou uma rotação devido ao valor unitário da força, ou pode igualmente representar as translações e rotações juntas devido às cargas unitárias.

- V. Neste passo, determina-se as forças originais da estrutura hiperestática inicial. As forças originais são dadas pela soma das forças hiperestáticas com as forças da estrutura base. Assim teremos:

$$A_j = A_{Sj} + (A_{Uj1} \times F_1 + A_{Uj2} \times F_2 + \dots + A_{Ujn} \times F_n) \quad (5.6)$$

Onde:

- A_j é uma acção i qualquer, ou seja, uma reacção de apoio, uma força de corte, uma força axial, um momento torsor, um momento, aplicadas na estrutura inicial;
- A_{Sj} são as mesmas acções A_j , mas aplicadas na estrutura base sujeita às forças externas;
- $A_{Uj1}, A_{Uj2}, \dots, A_{Ujn}$ são as acções correspondentes às direcções 1,2,...,n das forças hiperestáticas devido à acção unitária.
- F_1, F_2, \dots, F_n são as forças hiperestáticas calculadas em 4.

A expressão 5.6 pode ser expressa sob a forma matricial por:

$$\{A\} = \{A_S\} + [A_U] \times \{F\} \quad (5.7)$$

Onde:

$$\{A\} = \begin{Bmatrix} A_1 \\ A_2 \\ \vdots \\ A_n \end{Bmatrix} \quad (5.8)$$

$$\{A_S\} = \begin{Bmatrix} A_{S1} \\ A_{S2} \\ \vdots \\ A_{Sn} \end{Bmatrix} \quad (5.9)$$

$$[A_U] = \begin{bmatrix} A_{U11} & A_{U12} & \cdots & A_{U1n} \\ A_{U21} & A_{U22} & \cdots & A_{U2n} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ A_{Un1} & A_{Un2} & \cdots & A_{Unn} \end{bmatrix} \quad (5.10)$$

5.3 MÉTODO DOS DESLOCAMENTOS

No método dos deslocamentos são adicionadas restrições nos nós da estrutura para impedir o deslocamento destes, e as forças necessárias para produzir essas restrições são calculadas. Os deslocamentos dos nós irão depois substituir as forças fictícias de restrição. Com os deslocamentos nos nós conhecidos, as forças na estrutura são determinadas pela sobreposição dos efeitos dos deslocamentos separados.

O método dos deslocamentos pode ser aplicado a estruturas estaticamente determinadas e indeterminadas, mas este método é mais usado no cálculo de estruturas estaticamente indeterminadas, especialmente quando o grau de indeterminação é elevado.

Este método também envolve cinco passos fundamentais que são: [17]

- I. Em primeiro lugar determina-se o grau de indeterminação cinemática, ou seja, o número de deslocamentos nos nós independentes da estrutura. O grau de indeterminação cinemática também pode ser designado por “ número de graus de liberdade “. De seguida deve ser estabelecido um sistema de coordenadas para identificar a localização e direcção dos deslocamentos dos nós. Deverão ser introduzidas nos nós, forças de restrição em número igual ao número de graus de liberdade de modo a impedir os deslocamentos nos nós. Em alguns casos, o número de restrições introduzidas pode ser menor que o numero de indeterminação cinemática, se a análise da estrutura resultante for uma análise padrão e for já conhecida.

Assim neste primeiro passo devem ser definidos os deslocamentos $\{D\}_{n \times 1}$, as forças de restrição dos nós $\{F\}_{n \times 1}$ e as acções externas $\{A\}_{n \times 1}$.

- II. As forças de restrição são determinadas como sendo a soma das reacções das barras bi-encastadas. Na maioria dos casos as reacções podem ser calculadas recorrendo a tabelas padrão. Deve ser lembrado que as forças de restrição dos nós são calculadas para impedir os

deslocamentos devido a todos os efeitos, tal como, forças externas, variações de temperatura, pré-esforço. Estes efeitos podem ser considerados separadamente ou combinados. Se a estrutura sofrer movimentos de nós, como por exemplo, assentamentos de apoio, as forças de restrição desses nós devem ser calculadas de modo a manter o nó na posição deformada.

Assim, neste passo devem ser calculadas as forças de restrição para impedir os deslocamentos dos nós devidos às acções $[F]_{n \times p}$ e deve igualmente ser determinados os valores das forças internas devido às cargas da estrutura quando os deslocamentos estão impedidos.

- III. A estrutura assume-se, agora, como sendo deformável de tal forma que o deslocamento num dos nós e numa das direcções seja igual à unidade e todos os outros deslocamentos sejam nulos, e determina-se as forças necessárias para manter a estrutura na configuração adoptada. Estas forças são aplicadas nos nós representando os graus de liberdade. O processo é repetido para um valor unitário do deslocamento em todos os nós e direcções consideradas. Assim, gerar-se-á a matriz $[S]_{n \times n}$, designada de matriz de rigidez, e a matriz $[A_u]$ que é a matriz com os valores das acções devido ao valor unitário dos deslocamentos introduzidos separadamente em cada nó e direcção.
- IV. Os valores dos deslocamentos necessários para eliminar as forças de restrição dos nós, introduzidas em 2, são agora determinados. Para tal é necessário usar a sobreposição de efeitos de forma a juntar os efeitos provocados pelos deslocamentos calculados separadamente. Assim a matriz de deslocamentos $[D]$ é dada pela seguinte equação:

$$[S]_{n \times n} \times [D]_{n \times p} = -[F]_{n \times p} \quad (5.11)$$

- V. Finalmente, as forças da estrutura inicial são calculadas pela adição das forças da estrutura de nós com deslocamentos restringidos com as forças causadas pelos deslocamentos determinados em 4. Assim, as forças na estrutura inicial $[A]_{n \times p}$ é dada por:

$$[A]_{n \times p} = [A_r]_{n \times p} + [A_u]_{n \times n} \times [D]_{n \times p} \quad (5.12)$$

5.4 MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

5.4.1 METODOLOGIA DOS ELEMENTOS FINITOS

O método dos elementos finitos é uma técnica de análise numérica onde um meio contínuo elástico ou inelástico pode ser aproximado por um número discreto de elementos finitos com as propriedades do material do meio contínuo. Os elementos da família *serendipity* são interligados entre si por um número discreto de pontos, chamados nós, situados no perímetro dos elementos. As funções dos deslocamentos e das forças podem ser localmente aproximadas por funções contínuas que são definidas no elemento, em termos de deslocamentos e forças, nos nós desse elemento. Se esses valores nodais forem considerados como incógnitas então o problema no contínuo, com um número infinito de graus de liberdade, é substituído por um modelo aproximado com um número finito de graus de liberdade.

Em problemas da estática um conjunto de equações algébricas são produzidas relacionando os vários deslocamentos nodais com as forças externas nodais equivalentes. A solução dos deslocamentos nodais é determinada pelas equações referidas, e o comportamento interno de cada elemento é caracterizado por aproximações locais.

A solução dos elementos finitos pode ser aproximadamente dividida em quatro processos, cada um deles contendo a sua potencial fonte de erro na modelação do comportamento verdadeiro do meio contínuo.

- I. Idealização no contínuo – O elemento estrutural é dividido num número adequado de elementos finitos. O número, forma e tamanho dos elementos finitos deve ser determinado de maneira a que a forma geométrica do elemento estrutural é simulada o mais próximo possível do real. O erro inerente a este processo é função do número e tipo de elementos finitos que representam o elemento estrutural, do número de nós que definem cada elemento finito e das aproximações geométricas de cada elemento, isto é, do grau de curvatura do elemento finito.
- II. Discretização dos deslocamentos – Funções simples são seleccionadas para aproximar o comportamento num ponto arbitrário dentro do elemento. Várias funções podem ser adoptadas, por exemplo, polinomiais ou trigonométricas. Dado as funções polinomiais serem mais facilmente manipuladas matematicamente, estas são normalmente as mais usadas. Existem três características desejáveis para uma adequada função dos deslocamentos. Primeiro, as funções devem ser compatíveis em elementos adjacentes. Segundo, o movimento rígido do corpo do elemento deve ser reprodutível. Terceiro, como o tamanho do elemento é reduzido, o estado de tensão uniforme dentro do elemento deve ser previsto. O erro neste processo pode ser chamado de “ erro de discretização “ e é função do número de nós que abrangem o contínuo e da ordem das funções de aproximação ou interpolação dentro de cada elemento.
- III. Formulação da rigidez do elemento – A matriz de rigidez relaciona os deslocamentos nodais com as forças equivalentes nos nós. Esta relação é desenvolvida da forma discreta do princípio dos trabalhos virtuais que governa no contínuo. A soma de energias aproximadas em cada elemento é assumida como sendo igual à energia total do elemento real no contínuo. Se esta soma discreta de energias é minimizada em relação aos deslocamentos nodais, então o equilíbrio global do modelo é garantido e os deslocamentos calculados são a melhor resposta disponível para as funções de interpolação dadas. O erro inerente a este processo pode ser chamado de “ erro de formulação “ e é função das equações seleccionadas relacionando tensões extensões e deslocamentos num ponto de um elemento, e da exactidão e qualidade da formulação da energia de cada elemento.
- IV. Solução de equações matriciais – Depois da montagem da matriz de rigidez e das matrizes de forças de cada elemento, em matrizes de todo o contínuo, o passo final é aplicar formas discretas das condições fronteira e resolver as equações matriciais de equilíbrio (ou equações de movimento) para os deslocamentos nodais em função da carga (ou tempo). O erro inerente a este processo pode ser chamado de “ erro de truncatura “ e é função da exactidão digital do hardware disponível no computador, da precisão aritmética seleccionada, do número e tipo de operações numéricas realizadas, e do tamanho dos incrementos de carga (ou tempo) escolhidos ou das tolerâncias permitidas numa iteração.

Vários refinamentos têm sido desenvolvidos na metodologia dos elementos finitos para reduzir as várias combinações de erros inerentes ao modelo de elementos finitos.

O vector deslocamentos $\{u\}$ num ponto $\{x\}$ dentro de um elemento pode ser expresso em termos dos seus valores nodais $\{d\}$ e de uma matriz de funções de aproximação seleccionadas $[N(x)]$ por:

$$\{u\} = [N(x)] \times \{d\} \quad (5.13)$$

O vector de forças distribuídas $\{f\}$ num ponto $\{x\}$ pode ser expresso em termos de valores nodais $\{p\}$ por:

$$\{f\} = [\bar{N}(x)] \times \{p\} \quad (5.14)$$

Onde a matriz $[\bar{N}(x)]$ é a matriz das funções de interpolação, frequentemente tomadas iguais a $[N(x)]$ para desenvolver uma formulação consistente.

Uma relação linear de extensões – deslocamentos da teoria da elasticidade pode ser adoptada sendo então as extensões $\{\varepsilon\}$ num ponto dadas por:

$$\{\varepsilon\} = [\partial B_x] \times \{u\} = [\partial B_x] \times [N(x)] \times \{d\} \quad (5.15)$$

Onde a matriz $[\partial B_x]$ denota um operador diferencial respeitante a $\{x\}$ actuando em $[N(x)]$ para dar:

$$\{\varepsilon\} = [A(x)] \times \{d\} \quad (5.16)$$

A relação linear tensões/deformações para as tensões $\{\sigma\}$ é:

$$\{\sigma\} = [E] \times \{\varepsilon\} + \{\sigma_0\} = [E] \times [A] \times \{d\} + \{\sigma_0\} \quad (5.17)$$

Onde $[E]$ é a matriz simétrica das propriedades do material e $\{\sigma_0\}$ é o vector do pré-esforço, assumido “à priori”.

O princípio dos trabalhos virtuais relata que o trabalho feito pelas forças internas e externas durante um pequeno deslocamento arbitrário $\{\delta u\}$ consistente com as condições limites cinemáticas deve ser nulo para obter um estado de equilíbrio, isto é:

$$\int_V \left([\delta \varepsilon]^T \times \{\sigma\} - [\delta u]^T \times \{f\} \right) dv - [\delta D]^T \times \{P\} = 0 \quad (5.18)$$

Onde o expoente T denota a transposição, o integral é tomado para o volume V total do contínuo, o vector $\{P\}$ são as cargas concentradas nos pontos discretos (nós) com a correspondência aos deslocamentos virtuais $\{\delta D\}$, e $\{\delta \epsilon\}$ são pequenas extensões virtuais:

$$\{\delta \epsilon\} = [\partial B_x] \times \{\delta u\} \quad (5.18)$$

Se a equação do integral de volume total para o contínuo for dada pela soma dos integrais de volume V_e do comportamento aproximado dentro de cada elemento, então podemos introduzir as equações 5.13 e 5.17 na equação 5.18 e obtemos:

$$\sum_e \left([\delta \alpha]^T \int_{V_e} [A]^T [E][A] dv_e \{d\} + [\delta \alpha]^T \int_{V_e} [A]^T \{\sigma_0\} dv_e - [\delta \alpha]^T \int_{V_e} [N]^T [\bar{N}] dv_e \{p\} \right) - [\delta D]^T \{P\} = 0 \quad (5.19)$$

Os deslocamento nodais $\{d\}$ e $\{\delta d\}$ dos elementos separados não são independentes. Pela compatibilidade entre elementos temos:

$$\{d\} = [\Gamma_e] \{D\} \quad (5.20)$$

$$\{\delta d\} = [\Gamma_e] \{\delta D\} \quad (5.21)$$

Onde $[\Gamma_e]$ é a matriz de transformação congruente, que relaciona os deslocamentos dos elementos individuais $\{d\}$ ao sistema de deslocamentos nodais $\{D\}$ para o modulo de elementos finitos assemblado. Assim a equação 5.19 torna-se:

$$\{\delta D\}^T ([K] \{D\} - \{Q\}) = 0 \quad (5.22)$$

Onde a matriz de rigidez do sistema é dada por:

$$[K] = \sum_e [\Gamma_e]^T [K_e] [\Gamma_e] \quad (5.23)$$

O vector de forças do sistema é:

$$\{Q\} = \{P\} + \sum_e [\Gamma_e]^T \int_{V_e} [N]^T [\bar{N}] dv_e \{p\} - \sum_e [\Gamma_e]^T \int_{V_e} [A]^T \{\sigma_0\} dv_e \quad (5.24)$$

E a matriz de rigidez do elemento individual é:

$$[K_e] = \int_{V_e} [A]^T [E][A] dv_e \quad (5.25)$$

Como $\{\delta D\}$ é um deslocamento arbitrário muito pequeno ($\{\delta D\} \neq 0$) a equação 5.22 apenas pode ser satisfeita por:

$$[K]\{D\} = \{Q\} \quad (5.26)$$

Que dá o sistema de equações algébricas de equilíbrio para o sistema resolvido pelo vector $\{D\}$.

O processo de assemblagem representado na equação 5.19 por $\sum_e [\Gamma_e]^T [K_e] [\Gamma_e]$ é facilmente alcançado dado $[\Gamma_e]$ ser usualmente uma matriz de zeros e uns representado a conectividade dos elementos. [21]

5.4.2 ELEMENTOS DE CABOS

Para chegar às equações de rigidez de um conjunto de cabos, devemos primeiro considerar o comportamento do cabo no contínuo, isto é, formular as relações entre tensões, extensões e deslocamentos para um segmento diferencial. [21]

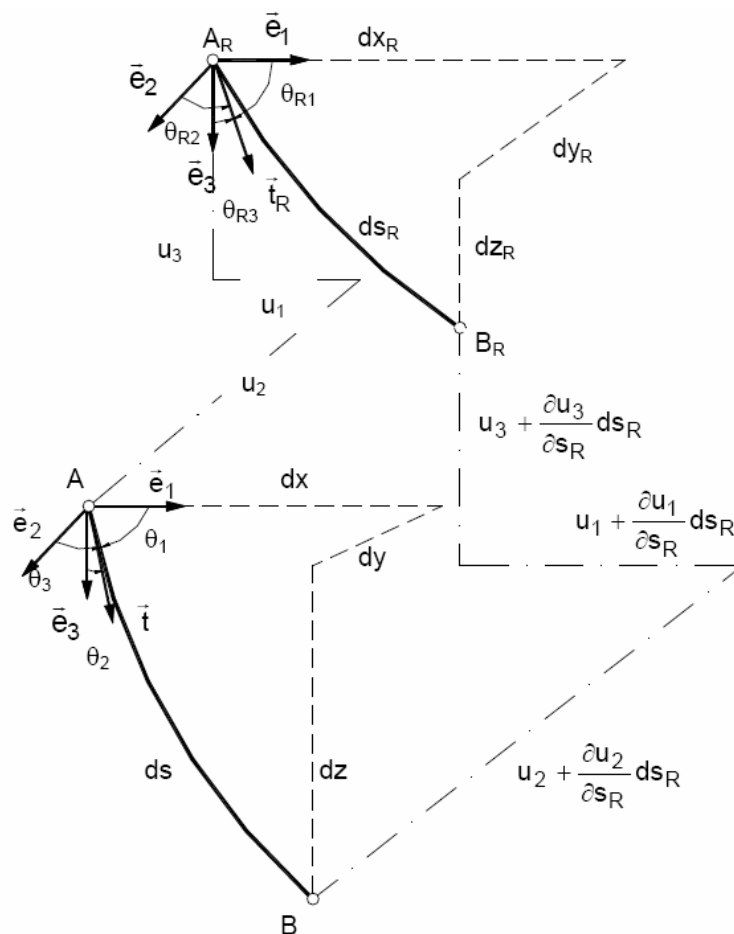


Figura 5.1 – Movimento de um segmento diferencial de um cabo, adaptada de [21].

5.4.2.1 Formulação no contínuo

Considerando a geometria deformada da figura 5.1, onde o segmento diferencial do cabo de comprimento ds_R na configuração de referência é igualmente exposto. Assumindo que o segmento está submetido ao deslocamento \bar{u}_R a partir de um estado sem esforços é sujeito a um deslocamento \bar{u} adicional. Os cossenos directores na configuração de referência são dados por:

$$\theta_{Ri} = \frac{dx_{Ri}}{ds_R} \quad (5.27)$$

E no estado deformado por:

$$\theta_j = \frac{dx_j}{ds} \quad (5.28)$$

Os deslocamentos no ponto Q do segmento são tidos como expansões de Taylor dos deslocamentos do ponto P. Assim, as componentes das deformações são:

$$dx_j = dx_{Rj} + \frac{\partial u_j}{\partial s_R} ds_R \quad (5.29)$$

E o comprimento do cabo esticado é dado por:

$$ds = \sqrt{dx_j dx_j} = \left(dx_{Ri} dx_{Ri} + 2 dx_{Ri} \frac{\partial u_j}{\partial s_R} ds_R + \frac{\partial u_j}{\partial s_R} \frac{\partial u_j}{\partial s_R} ds_R^2 \right)^{1/2} = ds_R \left(1 + 2 \theta_{Ri} \frac{\partial u_j}{\partial s_R} + \frac{\partial u_j}{\partial s_R} \frac{\partial u_j}{\partial s_R} \right)^{1/2} \quad (5.30)$$

Assumindo a não linearidade da relação extensão/deslocamento:

$$\varepsilon = \frac{ds^2 - ds_0^2}{2ds_0^2} = \frac{ds^2 - ds_R^2}{2ds_R^2} \left(\frac{ds_R}{ds_0} \right)^2 + \frac{ds_R^2 - ds_0^2}{2ds_0^2} = \frac{ds^2 - ds_R^2}{2ds_R^2} \lambda_R^2 + \varepsilon_R \quad (5.31)$$

$$= \gamma \lambda_R^2 + \varepsilon_R \quad (5.32)$$

Onde:

- ds_0 = Comprimento não tensionado;
- λ_R = Rácio de alongamento de ds_R para ds_0 ;
- ε_R = Extensão no estado de referência.

Pode definir-se uma extensão relativa γ substituindo a equação 5.30 na equação 5.31 obtendo:

$$\gamma = \theta_{Ri} \frac{\partial u_j}{\partial s_R} + \frac{1}{2} \frac{\partial u_j}{\partial s_R} \frac{\partial u_j}{\partial s_R} \quad (5.33)$$

Substituindo as equações 5.29, 5.30 e 5.33 na equação 5.28, obtemos a equação para os cossenos directores da configuração deformada por:

$$\theta_j = \frac{\theta_{Ri} + \frac{\partial u_j}{\partial s_R}}{\sqrt{1+2\gamma}} \quad (5.34)$$

5.4.2.2 Relação constitutiva

Adoptando a abordagem convencional da definição da relação tensão/deformação para os materiais nos quais são usadas tensões (forças por unidade de área não tensionada) e extensões (rácio de extensões). Os materiais usados na fabricação de cabos, incluindo o aço e o nylon, exibem relações tensões/extensões não lineares. De seguida será assumida uma relação linear no estado de referência (ver figura 5.2a). A tensão T na configuração deformada pode ser relacionada com a tensão T_R da configuração de referência e com os rácios de extensão λ e λ_R das duas configurações pela seguinte relação:

$$T = T_R + E_R A_0 (\lambda - \lambda_R) \quad (5.35)$$

Onde A_0 é a área transversal não tensionada, E_R é o valor do módulo de elasticidade instantâneo na configuração de referencia (convencionalmente baseado na área não tensionada A_0) e λ é dado por:

$$\lambda = \frac{ds}{ds_0} = \frac{ds}{ds_R} \frac{ds_R}{ds_0} = \sqrt{1+2\gamma} \lambda_R \quad (5.36)$$

A relação T/γ é dada por:

$$T = T_R + E_R A_0 \lambda_R (\sqrt{1+2\gamma} - 1) \quad (5.37)$$

Deve notar-se que foi assumido que T e T_R tinham o mesmo módulo de elasticidade E_R , e se λ é maior que λ_R para o material não linear, um erro significativo pode ser introduzido. Uma forma de contornar esta dificuldade, é proceder de uma forma incremental com actualizações periódicas da configuração de referência como mostra a figura 5.2.

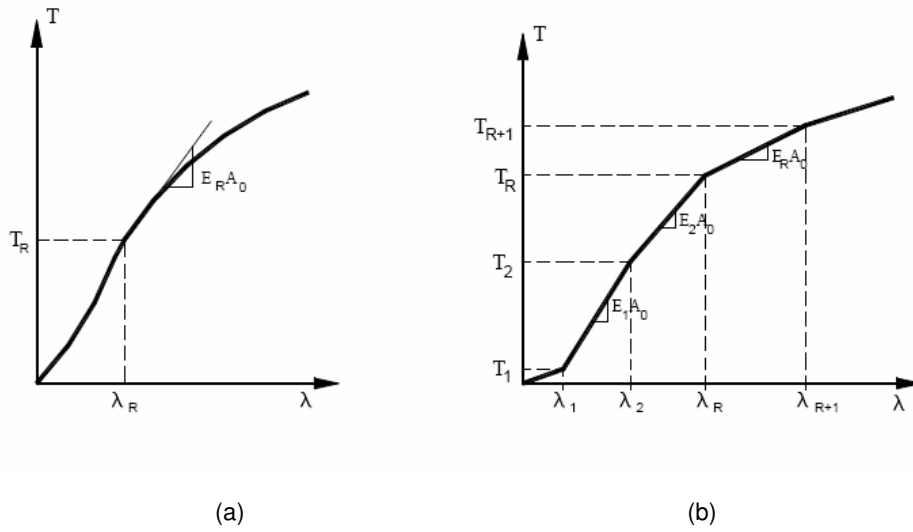


Figura 5.2 – Relação constitutiva, adaptada de [21].

5.4.2.3 Expressões do trabalho virtual

Desde que ambas as configurações, deformada e não deformada, estejam em equilíbrio, podemos escrever as equações do trabalho virtual para ambas as configurações. Usando essas equações podemos produzir uma versão incremental do trabalho virtual relacionando os deslocamentos u_j , com as cargas de serviço.

Para os cabos, existe apenas uma componente da tensão em cada configuração, $\sigma_R = T_R/A_R$ e $\sigma = T/A$; e uma única componente de extensão em cada configuração, ε_R e ε dadas pela equação 5.32.

A equação 5.18 torna-se, para os deslocamentos virtuais δu_j das duas configurações:

$$\int_{S_R} \left(\delta \varepsilon_R \frac{T_R}{A_R} - \delta u_j f_{Rj} \right) A_R ds_R - \delta D_j P_{Rj} = 0 \quad (5.38)$$

$$\int_S \left(\delta \varepsilon \frac{T}{A} - \delta u_j f_j \right) A ds - \delta D_j P_j = 0 \quad (5.39)$$

Onde f_{Rj} e f_j são as componentes da carga distribuída por unidade de volume na configuração de referencia e na configuração deformada adicional; e $\delta \varepsilon_R$, $\delta \varepsilon$ são as pequenas extensões virtuais nas duas configurações devido a δu_j , isto é:

$$\delta \varepsilon_R = \theta_{Rj} \frac{\partial(\delta u_j)}{\partial s_R} \quad (5.40)$$

$$\delta \varepsilon = \theta_j \frac{\partial(\delta u_j)}{\partial s} \quad (5.41)$$

Assim, as equações 5.38 e 5.39 ficam:

$$\int_{S_R} \left[\frac{\partial(\delta u_j)}{\partial s_R} \theta_{R_j} T_R - \delta u_j q_{R_j}^* \right] ds_R - \delta D_j P_{R_j} = 0 \quad (5.42)$$

$$\int_S \left[\frac{\partial(\delta u_j)}{\partial s} \theta_j T - \delta u_j q_j^* \right] ds - \delta D_j P_j = 0 \quad (5.43)$$

Onde $q_{R_j}^* = f_{R_j} A_{R_j}$, e analogamente, $q_j^* = f_j A$ são as cargas distribuídas por unidade de comprimento s_R e s , respectivamente.

Para verificar a validade das equações 5.42 e 5.43 devemos ser capazes de recuperar as equações de equilíbrio de um segmento diferencial dada por:

$$\frac{d\bar{T}}{ds} + \bar{q}^* = 0 \quad (5.44)$$

Onde \bar{T} é o vector das tensões, dado em função das suas componentes cartesianas T_j por:

$$\bar{T} = T_j \hat{e}_j \quad (5.45)$$

O vector \bar{q}^* é o vector da carga distribuída por unidade de comprimento do cabo esticado.

A recuperação da equação de equilíbrio de um segmento diferencial de um cabo (equação 5.44) deve ser feita escrevendo a equação de Euler relativa à variação do estado incorporado nas equações 5.42 e 5.43. Por exemplo, integrando por partes o primeiro termo da equação 5.42 obtemos:

$$\int_{S_{R=0}}^{S_R^*} \left[\frac{\partial(\delta u_j)}{\partial s_R} T_R \theta_{R_j} - \delta u_j q_{R_j}^* \right] ds_R = \left[\delta u_j (T_R \theta_{R_j}) \right]_0^{S_R^*} - \int_{S_{R=0}}^{S_R^*} \delta u_j \left[\frac{\partial(T_R \theta_{R_j})}{\partial s_R} + q_{R_j}^* \right] ds_R = 0 \quad (5.46)$$

As condições limite u_j e $T_{R_j} = T_R \theta_{R_j}$ são recuperadas pela avaliação do primeiro termo do lado direito da equação 5.46 nos parâmetros $s_R = 0, S_R^*$. Desde que $\delta u_j \neq 0$, e adoptando $T_j = T_R \theta_{R_j}$, as equações de equilíbrio são obtidas fixando o integrando do lado direito da equação 5.46 e igualando a zero, isto é:

$$\frac{\partial T_j}{\partial s_R} + q_{Rj}^* = 0 \quad (5.47)$$

No método dos elementos finitos não é feita uma tentativa explícita para obter as equações de Euler, em vez disso minimiza-se o estado variacional pelo procedimento de Rayleigh – Ritz, que usa funções aproximadas para u_j e ∂u_j .

O integrando, cargas e extensões virtuais da equação 5.43, para o estado deformado, deve ser reescrita em termos das incógnitas geométricas e tensões do estado de referência. Pelas equações 5.30 e 5.33 temos:

$$ds = ds_R \sqrt{1 + 2\gamma} \quad (5.48)$$

Temos também, convenientemente definido, q_{Rj}^* e q_j^* em termos das cargas distribuídas por unidade de comprimento na configuração não tensionada q_{Rj} e q_j .

$$ds q_j^* = q_j ds_0 \quad (5.50)$$

$$ds_R q_{Rj}^* = q_{Rj} ds_0 \quad (5.49)$$

E portanto:

$$q_{Rj}^* = \frac{q_{Rj}}{\lambda_R} \quad (5.51)$$

$$q_j^* = \frac{q_j}{\lambda_R \sqrt{1 + 2\lambda}} \quad (5.52)$$

Assim, substituindo a equação 5.37 para T e a equação 5.34 para θ_j , obtemos o trabalho virtual para as duas configurações por:

$$\int_{s_R} \left(\frac{\partial \delta u_j}{\partial s_R} T_R \theta_{Rj} - \delta u_j \frac{q_{Rj}}{\lambda_R} \right) ds_R - \delta D_j P_j = 0 \quad (5.53)$$

$$\int_{s_R} \left\{ \frac{\partial \delta u_j}{\partial s_R} \left[T_R + E R A_0 \lambda_R \left[\sqrt{1 + 2\gamma} - 1 \right] \frac{\theta_{Rj} + \frac{\partial u_j}{\partial s_R}}{\sqrt{1 + 2\gamma}} - \delta u_j \frac{q_j}{\lambda_R} \right] \right\} ds_R - \delta D_j P_j = 0 \quad (5.54)$$

Na qual γ é a extensão relativa não linear dada pela equação 5.33.

Para determinar a resposta dos deslocamentos adicionais u_j devido às cargas de serviço adicionais Δq_j e ΔP_j pode usar-se a equação seguinte, que se obtém subtraindo a equação 5.53 da equação 5.54:

$$\int_{S_R} \left(\frac{\partial \delta u_j}{\partial s_R} \left\{ \frac{E R A_0 \lambda_R - T_R}{\sqrt{1+2\lambda}} \left[(\sqrt{1+2\lambda} - 1) \theta_{Rj} - \frac{\partial u_j}{\partial s_R} \right] E R A_0 \lambda_R \frac{\partial u_j}{\partial s_R} \right\} - \delta u_j \frac{\Delta q_j}{\lambda_R} \right) ds_R - \delta D_j \Delta P_j \quad (5.55)$$

Onde:

$$\Delta q_j = q_j - q_{Rj} \quad (5.56)$$

$$\Delta P_j = P_j - P_{Rj} \quad (5.57)$$

Na sequência, quando são consideradas pequenas cargas em serviço, pressupõe-se que os deslocamentos u_j e extensões γ são pequenos. Assim, teremos aproximadamente:

$$\gamma \cong \theta_{Rj} \frac{\partial u_j}{\partial s_R} \quad (5.58)$$

Devemos também notar que $\sqrt{1+2\gamma} - 1 \approx \gamma$ e $1/\sqrt{1+2\gamma} \approx 1 - \gamma$. Neste caso a versão linear do trabalho virtual incremental, dado na equação 5.57, pode ser obtido retendo apenas os termos de primeira ordem:

$$\int_{S_R} \left\{ \frac{\partial \delta u_j}{\partial s_R} \left[T_R \delta_{ij} + (E R A_0 \lambda_R - T_R) \theta_{Ri} \theta_{Rj} \right] \frac{\partial u_j}{\partial s_R} - \delta u_j \frac{\Delta q_j}{\lambda_R} \right\} ds_R - \delta D_j \Delta P_j = 0 \quad (5.59)$$

Para o estado de referência pré-esforçado com a incógnita geométrica θ_{Rj} e a tensão T_R , a equação 5.59 é uma equação linear para pequenos deslocamentos adicionais u_j devido a Δq_j e ΔP_j .

O problema de grandes deslocamentos em serviço pode ser tratado usando a equação 5.59 de forma engenhosa. Antes de resolver a equação 5.59 para u_j devidas a pequenas porções da carga adicional, um novo estado de referência $S_{\bar{R}}$ pode ser determinado pelas equações 5.33, 5.34, 5.35 e 5.36 como:

$$\bar{\gamma} = \theta_{Rj} \frac{\partial u_j}{\partial s_R} + \frac{1}{2} \left(\frac{\partial u_j}{\partial s_R} \right) \left(\frac{\partial u_j}{\partial s_R} \right) \quad (5.60)$$

$$\lambda_{\bar{R}} = \sqrt{1+2\bar{\gamma}} \lambda_R \quad (5.61)$$

$$\theta_{\bar{R}_i} = \left(\theta_{R_i} + \frac{\partial u_i}{\partial s_R} \right) \frac{\lambda_R}{\lambda_{\bar{R}}} \quad (5.62)$$

$$T_{\bar{R}} = T_R + E_R A_0 (\lambda_{\bar{R}} - \lambda_R) \quad (5.63)$$

O novo $E_{\bar{R}}$ é extraído da relação T vs. λ . As cargas adicionais Δq_i e Δq_j podem então ser aplicadas e a equação 5.59 usada, com R substituído por \bar{R} , para calcular o deslocamento u_j adicional. Contudo, devemos ter cuidado dado pequenos erros serem acumulados em cada incremento de carga. A alternativa é tratar a equação não linear, equação 5.55, de forma iterativa.

5.4.2.4 Aproximação linear de elementos finitos de cabos

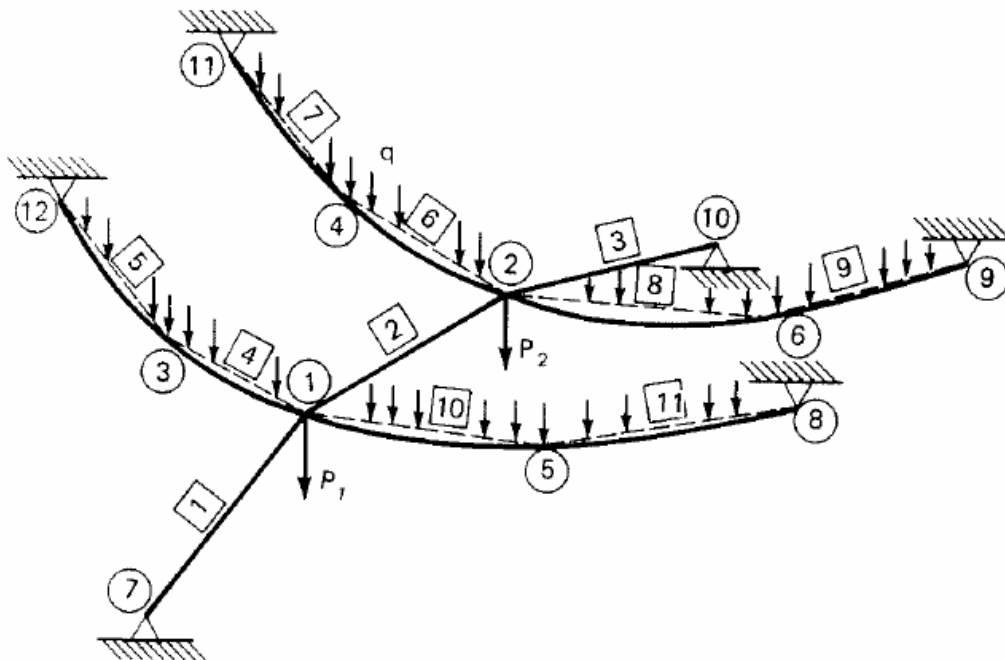


Figura 5.3 – Sistema de cabos idealizado com elementos rectos, adaptada de [21].

Uma idealização simplificada de um cabo e a de um sistema de elementos rectos ligados entre si, em que cada elemento tem um material, tensão e propriedades geométricas uniformes ao longo do seu comprimento (ver figura 5.3). Assim, é assumido que cada elemento na configuração de referência tem um módulo de elasticidade E_R constante, pré-esforço T_R , área da secção transversal A_0 , rácio de extensões λ_R , e cossenos directores θ_{R_i} . Os valores dos parâmetros mencionados podem diferir de elemento para elemento. O maior erro cometido na consideração de elementos rectos é no cálculo dos cossenos directores, os quais no cabo real, figura 5.3, são funções contínuas ao longo do comprimento do elemento em arco. Na aproximação linear teremos descontinuidades de inclinação nos nós de ligação dos elementos. Para reduzir o mais possível este

erro inerente a este processo deverão ser adoptados muitos elementos. O número de elementos deve ser tanto maior quanto maior for a curvatura do cabo. Um elemento típico e é mostrado na figura 5.4, limitado pelos nós α e β com coordenadas x_{α_j} e x_{β_j} respectivamente.

Os cossenos directores θ_{R_j} na configuração de referencia para o elemento podem ser determinados a partir das coordenadas nodais por:

$$\theta_{R_j} = \frac{x_{\beta_j} - x_{\alpha_j}}{L} \quad (5.64)$$

Onde L é o comprimento do elemento dado por:

$$L = \sqrt{(x_{\beta_j} - x_{\alpha_j})^2 + (y_{\beta_j} - y_{\alpha_j})^2} \quad (5.65)$$

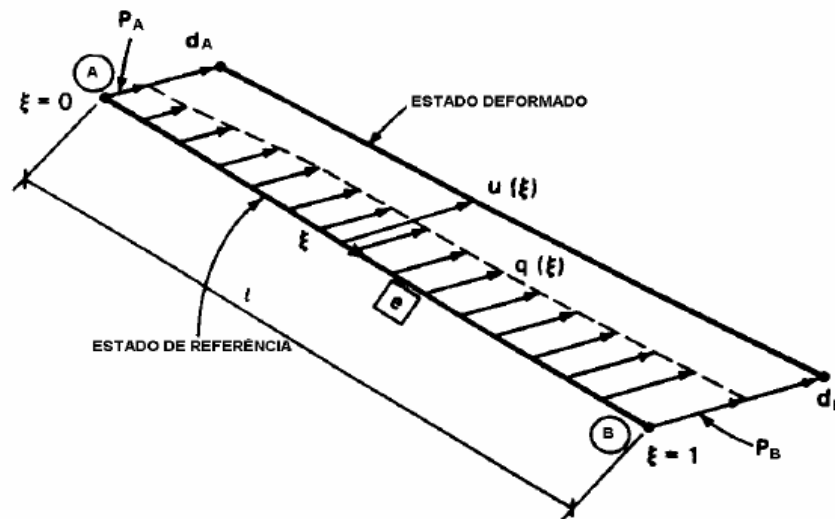


Figura 5.4 – Definição de um elemento recto, adaptada de [21].

Na figura 5.4 também está definido o comprimento do elemento pelas coordenadas adimensionais $0 \leq \xi = s_R / L \leq 1$.

Assume-se que os deslocamentos adicionais u_i variam com uma função polinomial de primeira ordem ao longo do comprimento de cada elemento. Assim, teremos uma formulação isoparamétrica de primeira ordem. As funções de interpolação $\eta_{\alpha}(\xi)$ e $\eta_{\beta}(\xi)$ são definidas tal que:

$$u_i = \eta_{\alpha} d_{i\alpha} + \eta_{\beta} d_{i\beta} \quad (5.66)$$

Onde $d_{i\alpha}$ e $d_{i\beta}$ são os valores nodais de u_i para $\xi=0$ e $\xi=1$ respectivamente. As funções η_α e η_β devem ser definidas tal que:

$$\eta_\alpha(\xi=0)=1 \qquad \eta_\alpha(\xi=1)=0 \qquad (5.67)$$

$$\eta_\beta(\xi=0)=0 \qquad \eta_\beta(\xi=1)=1 \qquad (5.68)$$

Assim as funções de interpolação serão dadas por:

$$\eta_\alpha = 1 - \xi \qquad (5.69)$$

$$\eta_\beta = \xi \qquad (5.70)$$

Podemos definir as seguintes expressões:

$$\frac{\partial \eta_\alpha}{\partial \xi} = -\frac{\partial \eta_\beta}{\partial \xi} = -1 \qquad (5.71)$$

$$\int_0^1 \eta_\alpha^2 d\xi = \int_0^1 \eta_\beta^2 d\xi = 2 \int_0^1 \eta_\alpha \eta_\beta d\xi = \frac{1}{3} \qquad (5.72)$$

Que irão ser úteis mais à frente.

Na notação matricial temos que:

$$\{u\} = \begin{Bmatrix} u_1 \\ u_2 \\ u_3 \end{Bmatrix} = [N_\alpha \ N_\beta] \begin{Bmatrix} d_\alpha \\ d_\beta \end{Bmatrix} \qquad (5.73)$$

Onde:

$$d_\alpha = \begin{Bmatrix} d_{\alpha 1} \\ d_{\alpha 2} \\ d_{\alpha 3} \end{Bmatrix} \qquad (5.74)$$

$$d_\beta = \begin{Bmatrix} d_{\beta 1} \\ d_{\beta 2} \\ d_{\beta 3} \end{Bmatrix} \qquad (5.75)$$

$$[N_\alpha] = \eta_\alpha [l] \qquad (5.76)$$

$$[N_\beta] = \eta_\beta [I] \quad (5.77)$$

Onde $[I]_{3 \times 3}$ é a matriz identidade.

O deslocamento virtual é dado por:

$$\{\delta u\} = [N_\alpha \ N_\beta] \begin{Bmatrix} \delta d_\alpha \\ \delta d_\beta \end{Bmatrix} \quad (5.78)$$

Com a suposição de pequenos deslocamentos adicionais $\{u\}$ podemos aproximar as extensões por:

$$\gamma = \theta_{Ri} \frac{\partial u_j}{\partial s_R} = \frac{\theta_{Ri}}{L} \frac{\partial u_j}{\partial \xi} = \frac{1}{L} [\theta_R]^T \frac{\partial}{\partial \xi} \{u\} \quad (5.79)$$

Onde $[\theta_R]^T = [\theta_{R1}, \theta_{R2}, \theta_{R3}]$ é a matriz dos cossenos directores na configuração de referência. Pelas equações 5.71, 5.72 e 5.73 temos que:

$$\gamma = \frac{1}{L} [\theta_R]^T [-I \ I] \begin{Bmatrix} d_\alpha \\ d_\beta \end{Bmatrix} = \frac{1}{L} [\theta_R]^T (\{d_\beta\} - \{d_\alpha\}) \quad (5.80)$$

Que é observada como sendo constante ao longo do comprimento do elemento. Para o movimento de corpo rígido $\{d_\alpha = d_\beta\}$, teremos extensões nulas. Assim, os critérios para termos uma boa função de interpolação estão satisfeitos. Supondo pequenos incrementos de carga Δq_i , estes podem ser aproximados da mesma forma que u_j por:

$$\{\Delta q\} = \begin{Bmatrix} \Delta q_1 \\ \Delta q_2 \\ \Delta q_3 \end{Bmatrix} = [N_\alpha \ N_\beta] \begin{Bmatrix} p_\alpha \\ p_\beta \end{Bmatrix} \quad (5.81)$$

Onde:

$$p_\alpha = \begin{Bmatrix} p_{\alpha 1} \\ p_{\alpha 2} \\ p_{\alpha 3} \end{Bmatrix} \quad (5.82)$$

$$p_{\beta} = \begin{Bmatrix} p_{\beta 1} \\ p_{\beta 2} \\ p_{\beta 3} \end{Bmatrix} \quad (5.83)$$

São as intensidades nodais de $\{\Delta q_j\}$ para $\xi = 0,1$ respectivamente.

O trabalho virtual no estado linearizado, dado pela equação 5.59, pode ser escrita na forma matricial por:

$$\sum_e \frac{1}{L} \int_0^1 \frac{\partial}{\partial \xi} [\delta u]^T [B] \frac{\partial}{\partial \xi} \{u\} d\xi - L \int_0^1 [\delta u]^T \left(\frac{1}{\lambda_R} \right) \{\Delta q\} d\xi - [\delta D]^T \{P\} = 0 \quad (5.84)$$

Onde o somatório é tomado para todos os elementos, $\{\delta D\}$ é o vector de deslocamentos virtuais nodais, $\{P\}$ são as forças concentradas nodais, e:

$$[B] = (T_R)[I] + (E_R A_0 \lambda_R - T_R) \{\theta_R\} \{\theta_T\}^T \quad (5.85)$$

De notar que $\partial\{u\}/\partial\xi$ e $[B]$ não são funções de ξ . Substituindo as equações 5.69, 5.70, 5.71, 5.72, 5.73 e 5.81 na equação 5.84 ficamos com:

$$\sum_e \begin{bmatrix} \delta d_{\alpha}^T & \delta d_{\beta}^T \end{bmatrix} \left(\frac{1}{L} \begin{bmatrix} -I \\ I \end{bmatrix} [B] \begin{bmatrix} -I \\ I \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} d_{\alpha} \\ d_{\beta} \end{Bmatrix} - \frac{L}{\lambda_R} \int_0^1 \begin{bmatrix} N_{\alpha}^T \\ N_{\beta}^T \end{bmatrix} \begin{bmatrix} N_{\alpha} & N_{\beta} \end{bmatrix} d\xi \begin{Bmatrix} p_{\alpha} \\ p_{\beta} \end{Bmatrix} \right) - [\delta D]^T \{P\} = 0 \quad (5.86)$$

O integral na equação 5.86 pode ser avaliado com a ajuda da equação 5.71. Assim o trabalho virtual é dado por:

$$\sum_e \begin{bmatrix} \delta d_{\alpha}^T & \delta d_{\beta}^T \end{bmatrix} ([eK] \{d\} - \{eQ\}) - [\delta D]^T \{P\} = 0 \quad (5.87)$$

Onde a matriz de rigidez é:

$$eK = \frac{1}{L} \begin{bmatrix} B & -B \\ -B & B \end{bmatrix} \quad (5.88)$$

E a contribuição das cargas distribuídas no elemento devido a cargas concentradas nodais externas é:

$$\{eQ\} = \left(\frac{L}{6\lambda_R} \right) \begin{Bmatrix} 2p_\alpha + p_\beta \\ p_\alpha + 2p_\beta \end{Bmatrix} \quad (5.89)$$

A matriz de rigidez do elemento $[eK]$ e a contribuição das cargas concentradas externas $\{eQ\}$ no elemento podem ser assembladas na matriz de rigidez do sistema $[K]$ e $[Q]$ usando a matriz de conectividade $[\Gamma]$, dada pela equação 5.20 e 5.21. Depois da assemblagem e do cálculo de $\{D\}$, vector dos deslocamentos nodais, podemos determinar a nova configuração de referencia \bar{R} usando a forma matricial das equações 5.60, 5.61, 5.62, 5.63:

-Extensão:

$$\bar{\gamma} = \left(\frac{1}{L} \right) [\theta_R]^T (\{d_\beta\} - \{d_\alpha\}) + \left(\frac{1}{2L^2} \right) ([d_\beta]^T - [d_\alpha]^T) (\{d_\beta\} - \{d_\alpha\}) \quad (5.90)$$

-Alongamento:

$$\lambda_{\bar{R}} = \sqrt{1 - 2\gamma} \lambda_R \quad (5.91)$$

-Direcção:

$$\{\theta_{\bar{R}}\} = \begin{Bmatrix} \lambda_R \\ \lambda_{\bar{R}} \end{Bmatrix} \{\theta_R\} + \left(\frac{1}{L} \right) (\{d_\beta\} - \{d_\alpha\}) \quad (5.92)$$

-Tensão:

$$T_{\bar{R}} = T_R + E_R A_0 (\lambda_{\bar{R}} - \lambda_R) \quad (5.93)$$

-Comprimento:

$$\bar{L} = \lambda_{\bar{R}} L \quad (5.94)$$

Então a carga adicional pode ser aplicada. Note-se que a matriz de rigidez $[eK]$ e a matriz de cargas $\{eQ\}$ tem de ser reformuladas antes de aplicar a carga adicional. Nesta forma a resposta linear é simulada por uma sequência de problemas lineares.

5.4.2.5 Solução não linear para elementos de cabos

O problema adjacente a esta formulação é derivar a matriz de rigidez tangente $\left[{}^e J \right]$. Esta derivação pode ser feita por métodos iterativos ou por métodos incrementais.

A matriz de rigidez tangente para o sistema de elementos de cabos é assemblada a partir da matriz de rigidez tangente dos elementos individuais da mesma forma que a descrita para a matriz de rigidez linear.

O primeiro passo da derivação da matriz de rigidez tangente de um elemento é desenvolver a expressão do equilíbrio nodal de forças. Para isso é adoptada a expressão do trabalho virtual dada pela equação 5.54 em termos de deslocamentos adicionais u_j do estado de referência R . Esse estado de referência pode estar na configuração não esticada se considerando o problema não linear na fase de aplicação do pré-esforço, sendo neste caso $T_R = 0$ e $\lambda_R = 1$. Alternativamente, o estado de referência pode estar na configuração pré-esforçada, ou em qualquer outro estado intermédio com T_R, λ_R, E_R estipulados.

Na forma matricial, o trabalho virtual pode ser dado por:

$$\int_{S_R} \left[\frac{\partial \{\delta u\}^T}{\partial s_R} \{\theta\} (T) - \frac{1}{\lambda_R} \{\delta u\}^T \{q\} \right] ds_R - \{\delta D\}^T \{P_C\} = 0 \quad (5.95)$$

Onde $\{P_C\}$ são as forças concentradas nodais, e os cossenos directores $\{\theta\}$ e tensão T no estado deformado adicional são:

$$\{\theta\} = \left(\{\theta_R\} + \frac{\partial \{u\}}{\partial s_R} \right) \frac{\lambda_R}{\lambda} \quad (5.96)$$

$$T = T_R + (\lambda - \lambda_R)(E_R A_0) \quad (5.97)$$

Com a extensão relativa γ e a razão de alongamento λ dadas por:

$$\gamma = \{\theta_R\}^T \frac{\partial \{u\}}{\partial s_R} + \frac{1}{2} \left\{ \frac{\partial u}{\partial s_R} \right\}^T \left\{ \frac{\partial u}{\partial s_R} \right\} \quad (5.98)$$

$$\lambda = \sqrt{1 + 2\gamma \lambda_R} \quad (5.99)$$

Note-se que $\{q\}$ é a carga distribuída total na deformada adicional do elemento de cabo por unidade de comprimento do elemento não tensionado. O termo $E_R A_0$ é a tangente do módulo de elasticidade no estado de referência ($T = T_R, \lambda = \lambda_R$).

Uma derivação análoga pode ser seguida com qualquer outra forma das relações constitutivas. Usando o estado não tensionado como sendo o estado de referencia podemos assumir a curva não linear por:

$$T = C_1(\lambda - 1)C_2 \quad (5.100)$$

Com C_1 e C_2 constantes determinadas experimentalmente. Se adoptarmos as funções interpoladoras do elemento recto temos:

$$\{u\} = [N_\alpha \quad N_\beta] \begin{Bmatrix} d_\alpha \\ d_\beta \end{Bmatrix} \quad (5.101)$$

$$\{\delta u\} = [N_\alpha \quad N_\beta] \begin{Bmatrix} \delta d_\alpha \\ \delta d_\beta \end{Bmatrix} \quad (5.102)$$

$$\{q\} = [N_\alpha \quad N_\beta] \begin{Bmatrix} q_\alpha \\ q_\beta \end{Bmatrix} \quad (5.103)$$

$$\frac{\partial \{u\}}{\partial s_R} = \frac{1}{L} (\{d_\beta\} - \{d_\alpha\}) \quad (5.104)$$

$$\frac{\partial \{\delta u\}}{\partial s_R} = \frac{1}{L} (\{\delta d_\beta\} - \{\delta d_\alpha\}) \quad (5.105)$$

Com:

$$[N_\alpha] = (1 - \xi)[l] \quad (5.106)$$

$$[N_\beta] = \xi[l] \quad (5.107)$$

Por conseguinte, a extensão relativa γ e os cossenos directores $\{\theta\}$ são:

$$\gamma = \frac{1}{L} \{\theta_R\}^T (\{d_\beta\} - \{d_\alpha\}) + \frac{1}{2L^2} (\{d_\beta\}^T - \{d_\alpha\}^T) (\{d_\beta\} - \{d_\alpha\}) \quad (5.108)$$

$$\{\theta\} = \frac{1}{\sqrt{1+2\gamma}} \{\theta_R\} + \frac{1}{L} (\{d_\beta\} - \{d_\alpha\}) \quad (5.109)$$

Algumas derivadas, que irão ser úteis, em função de $\{d_\alpha\}$ e $\{d_\beta\}$ são:

$$\frac{1}{\sqrt{1+2\gamma}} \frac{\partial \gamma}{\partial \{d_\alpha\}} = -\frac{1}{L} \{\theta\}^T \quad (5.110)$$

$$\frac{1}{\sqrt{1+2\gamma}} \frac{\partial \gamma}{\partial \{d_\beta\}} = \frac{1}{L} \{\theta\}^T \quad (5.111)$$

$$\frac{\partial \{\theta\}}{\partial \{d_\alpha\}} = -\frac{1}{L\sqrt{1+2\gamma}} \left([I] - \{\theta\} \{\theta\}^T \right) \quad (5.112)$$

$$\frac{\partial \{\theta\}}{\partial \{d_\beta\}} = \frac{1}{L\sqrt{1+2\gamma}} \left([I] - \{\theta\} \{\theta\}^T \right) \quad (5.113)$$

$$\frac{\partial T}{\partial \{d_\alpha\}} = E R A_0 \frac{\partial \lambda}{\partial \{d_\alpha\}} = -\frac{E R A_0 \lambda_R}{L} \{\theta\}^T \quad (5.114)$$

$$\frac{\partial T}{\partial \{d_\beta\}} = \frac{E R A_0 \lambda_R}{L} \{\theta\}^T \quad (5.115)$$

Substituindo as equações 5.96 à 5.115 na equação 5.95 e integrando ao longo do comprimento adimensional $0 \leq \xi \leq 1$ de cada elemento, obtemos o trabalho virtual dado por:

$$\sum_e \left[\left(\delta \alpha_\alpha^T \quad \delta \alpha_\beta^T \right) \left(T \begin{Bmatrix} -\theta \\ \theta \end{Bmatrix} - \frac{L}{6\lambda_R} \begin{Bmatrix} 2\rho_\alpha + \rho_\beta \\ \rho_\alpha + 2\rho_\beta \end{Bmatrix} \right) \right] - \left[\delta D^T \right] \{P_C\} = 0 \quad (5.116)$$

Note-se que T e $\{\theta\}$ são independentes de ξ . Dado os deslocamentos virtuais δD não serem nulos, temos a contribuição da força total de todos os elementos:

$$\{G\} = \{F\} - \{P\} = 0 \quad (5.117)$$

Onde $\{F\}$ é a contribuição das forças internas de cada elemento incidente num nó:

$$\{F\} = \sum_e \left(T \begin{Bmatrix} -\theta \\ \theta \end{Bmatrix} \right) \quad (5.118)$$

E $\{P\}$ é a contribuição da força externa de cada elemento incidente num nó mais as forças concentradas no nó:

$$\{P\} = \sum_e \left(\frac{L}{6\lambda_R} \begin{Bmatrix} 2\rho_\alpha + \rho_\beta \\ \rho_\alpha + 2\rho_\beta \end{Bmatrix} \right) + \{P_C\} \quad (5.119)$$

Considerando apenas as forças conservativas:

$$\frac{\partial \{P\}}{\partial D} = \{0\} \quad (5.120)$$

Usando o método iterativo de Newton – Raphson, a matriz de rigidez tangente é dada por:

$$[p_J] = \left. \frac{\partial \{G\}}{\partial \{D\}} \right|_{\{D\}=\{p_D\}} = \sum_e \frac{\partial}{\partial \begin{Bmatrix} p_{d\alpha} \\ p_{d\beta} \end{Bmatrix}} \left(p_T \begin{Bmatrix} p_\theta \\ p_\theta \end{Bmatrix} \right) \quad (5.121)$$

Onde o índice p denota a solução mais recente para $\{p_D\}$.

Usando um método incremental a matriz de rigidez fica:

$$[q_J] = \sum_e \frac{\partial}{\partial \begin{Bmatrix} q_{d\alpha} \\ q_{d\beta} \end{Bmatrix}} \left(q_T \begin{Bmatrix} q_\theta \\ q_\theta \end{Bmatrix} \right) \quad (5.122)$$

Onde o índice q denota a solução de $\{q_D\}$ depois de q incrementos de carga.

Usando as equações 5.108 e 5.109 com a ajuda das equações 5.110 à 5.115, obtemos as matrizes de rigidez tangente $[p_J]$ ou $[q_J]$ assemblada por:

$$J = \sum_e [e^J] \quad (5.123)$$

$$[e^J] = \frac{1}{L\sqrt{1+2\gamma}} \begin{bmatrix} B & -B \\ -B & B \end{bmatrix} \quad (5.124)$$

Onde:

$$[B] = (T)[I] + (E R A_0 \lambda_R - T_R) \{\theta\} \{\theta\}^T \quad (5.125)$$

Para a solução do método de Newton-Raphson temos de resolver o sistema para obtermos a correcção $\{p_{\Delta D}\}$.

$$[P_J]\{P_{\Delta D}\} = -\{P_G\} = \{P\} - \{P_F\} \quad (5.126)$$

Onde $\{P_{\Delta D}\}$ é a correcção da solução anterior $\{P_D\}$ e $[P_J]$ e $\{P_F\}$ são a matriz de rigidez tangente e o vector das forças internas, respectivamente, avaliadas em $\{P_D\}$, isto é, usando P_T e $P\{\theta\}$ nas equações 5.123, 5.124, 5.117, 5.118 e 5.119. Então a solução melhorada é dada por:

$$\{P^{+1}_D\} = \{P_D\} + \{P_{\Delta D}\} \quad (5.127)$$

$$P^{+1}\gamma = \frac{1}{L}\{\theta_R\}^T \left(\{P^{+1}d_\beta\} - \{P^{+1}d_\alpha\} \right)^T \left(\{P^{+1}d_\beta\} - \{P^{+1}d_\alpha\} \right) \quad (5.128)$$

$$P^{+1}\lambda = \lambda_R \sqrt{1 + 2P^{+1}\gamma} \quad (5.129)$$

$$\{P^{+1}\theta\} = \frac{\lambda_R}{P^{+1}\lambda} \left[\{\theta_R\} + \frac{1}{L} \left(\{P^{+1}d_\beta\} - \{P^{+1}d_\alpha\} \right) \right] \quad (5.130)$$

$$P^{+1}T = T_R + (P^{+1}\lambda - \lambda_R) E R A_0 \quad (5.131)$$

A equação 5.126 é então usada para calcular a nova correcção.

No método incremental, temos que depois de $(q+1)$ incrementos de carga os deslocamentos $\{q^{+1}_D\}$ são:

$$\{q^{+1}_D\} = \{q_D\} + \{q_{\Delta D}\} \quad (5.132)$$

Onde $\{q_{\Delta D}\}$ é o incremento do deslocamento a ser adicionado aos deslocamentos relativos acumulados $\{q_D\}$ depois de q incrementos. O incremento $\{q_{\Delta D}\}$ é determinado obtendo a solução de:

$$[q_J]\{q_{\Delta D}\} = \{q^{+1}P\} - \{q_F\} \quad (5.133)$$

Onde $\left[{}^q J \right]$ e $\left\{ {}^q F \right\}$ são a matriz de rigidez tangente e o vector de forças internas, respectivamente, avaliadas em $\left\{ {}^q D \right\}$. $\left\{ {}^{q+1} P \right\}$ é a força externa acumulada após $q+1$ incrementos. Depois de determinado $\left\{ {}^{q+1} D \right\}$, podemos avançar para as soluções de outro incremento de carga usando as equações 5.98, 5.99, 5.108 e 5.109:

$${}^{q+1} \gamma = \frac{1}{L} \left\{ \theta_R \right\}^T \left(\left\{ {}^{q+1} d_\beta \right\} - \left\{ {}^{q+1} d_\alpha \right\} \right) + \frac{1}{2L^2} \left(\left\{ {}^{q+1} d_\beta \right\} - \left\{ {}^{q+1} d_\alpha \right\} \right) \left(\left\{ {}^{q+1} d_\beta \right\} - \left\{ {}^{q+1} d_\alpha \right\} \right) \quad (5.134)$$

$${}^{q+1} \lambda = \lambda_R \sqrt{1 + 2{}^{q+1} \gamma} \quad (5.135)$$

$$\left\{ {}^{q+1} \theta \right\} = \frac{\lambda_R}{{}^{q+1} \lambda} \left[\left\{ \theta_R \right\} + \frac{1}{L} \left(\left\{ {}^{q+1} d_\beta \right\} - \left\{ {}^{q+1} d_\alpha \right\} \right) \right] \quad (5.136)$$

$${}^{q+1} T = T_R + \left({}^{q+1} \lambda - \lambda_R \right) E_R A_0 \quad (5.137)$$

E reaplica-se a equação 5.133. [21]

6

MÉTODOS DE RESOLUÇÃO DE EQUAÇÕES NÃO LINEARES

6.1 INTRODUÇÃO

No caso de estruturas de cabos temos um sistema de equações não lineares de equilíbrio em $\{\delta D\}$ que não podem ser resolvidas directamente, necessitando-se de um processo incremental e/ou iterativo de resolução.

A maioria dos trabalhos na área de estudo de cabos emprega o método de Newton – Raphson e suas variantes ou técnicas de programação não linear.

6.2 MÉTODO DE NEWTON-RAPHSON

O cálculo no método de Newton – Raphson é baseado na rigidez instantânea da estrutura, derivada novamente em cada iteração. Este método acarreta um grande esforço computacional dado a matriz de rigidez ter de ser introduzida em todas as iterações. Por outro lado, qualquer modificação das propriedades elásticas ou físicas da estrutura que possa ocorrer em qualquer etapa do cálculo, estas podem ser facilmente contabilizadas na matriz de rigidez.

O método de Newton – Raphson é baseado num processo de convergência onde as sucessivas iterações baseiam-se no grau do erro.

Dado um conjunto de N iterações não lineares:

$$\{g_k(y_i)\} = \{0\} \quad k = 1, N; i = 1, N \quad (6.1)$$

Onde:

$$y = \{\delta D\}$$

Uma solução melhorada (y_i^*) de (y_i) pode ser calculada por uma série de Taylor limitada a dois termos por:

$$\{g_k\} = \{g_k^*\} + \frac{\partial \{g_k^*\}}{\partial \{y_i^*\}} (\{y_i\} - \{y_i^*\}) \quad (6.2)$$

Onde $\{g_k^*\}$ e $[J_{ki}^*] = \partial \{g_k^*\} / \partial \{y_i^*\}$ são avaliadas em $\{y_k^*\}$. A matriz $[J_{ki}^*]$ é a matriz de rigidez tangente no ponto y_k^* .

Substituindo $\{g_k\} = 0$ na equação 6.2, obtemos uma estimativa melhorada $\{y_i^*\} + \{\Delta y_i\}$ a partir de:

$$\{\Delta y_i\} = -[J_{ki}^*]^{-1} \{g_k^*\} \quad (6.3)$$

Onde:

$$\Delta y_i = (\{y_i\} - \{y_i^*\}) \quad (6.4)$$

Sucessivas aproximações são obtidas calculando correcções $\{\Delta y_i\}$ pela equação 6.3 e calculando o novo valor de $\{y_i^*\}$ por:

$$\{y_i^*\} = \{y_i^*\} + \{\Delta y_i^*\} \quad (6.5)$$

Este método resolve as equações não lineares a partir da resolução de um sistema de equações lineares, equação 6.3, em cada passo.

A forma usual do método de Newton – Raphson consiste na actualização da matriz de rigidez tangente no começo de cada iteração. [21]

6.3 MÉTODO DE NEWTON – RAPHSON MODIFICADO

A solução das equações não lineares no método de Newton – Raphson modificado é obtida com base na matriz de rigidez inicial da estrutura, isto é, o calculo em cada iteração é baseado na matriz de rigidez inicial, ao contrario do método de Newton – Raphson usual que actualiza a matriz de rigidez em cada iteração. Esta é uma vantagem deste método. Contudo, se ocorrerem mudanças das propriedades físicas ou elásticas na estrutura após o carregamento estas não podem ser incorporadas na matriz de rigidez. O processo de convergência deste método é lento, e não é considerado adequado para estruturas com elevado grau de não linearidade.

Num modelo de elementos finitos as cargas são aplicadas em pequenos incrementos e assume-se que a estrutura responde linearmente durante cada incremento de carga. Se tivermos um conjunto de N equações algébricas não lineares com N variáveis y_i , $i = 1, N$:

$$f_i(y_i) = P_i(y_i) \quad (6.6)$$

Onde $f_i(y_i)$ representa as forças internas e $P_i(y_i)$ representa as forças externas. Tanto f_i como P_i são funções não lineares em função de y_i . P_i pode representar forças não conservativas.

Assumindo que a solução ${}^q y_i$ é obtida após Q incrementos e que obtivemos um incremento ${}^q \Delta y_i$, devido a um incremento de carga ${}^q \Delta P_i$:

$${}^{q+1} y_i = {}^q y_i + {}^q \Delta y_i \quad (6.7a)$$

$${}^q \Delta P_i = {}^{q+1} P_i({}^{q+1} y_i) - {}^q P_i({}^q y_i) \quad (6.7b)$$

A equação 6.6 deve ser satisfeita para todas as soluções ${}^{q+1} y_i$. Tomando uma série de Taylor da equação 6.6 para as soluções ${}^q y_i$ temos:

$$\begin{aligned} f_i({}^{q+1} y_j) &= f_i({}^q y_j + {}^q \Delta y_j) = P_i({}^{q+1} y_j) = f_i({}^q y_j) + \left(\left. \frac{\partial f_i}{\partial y_j} \right|_{y_j = {}^q y_j} \right) {}^q \Delta y_j \\ &= P_i({}^{q+1} y_j) \end{aligned} \quad (6.8)$$

Subtraindo a equação 6.6 avaliada em ${}^q y_j$ da equação 6.8 temos:

$$\left(\left. \frac{\partial f_i}{\partial y_j} \right|_{y_j = {}^q y_j} \right) {}^q \Delta y_j = {}^q \Delta P_i \quad (6.9)$$

A equação 6.9 é uma equação linear para ${}^q \Delta y_j$, e obtivemos a matriz de rigidez tangente dos gradientes f_i avaliada no fim do incremento ${}^q y_j$. Se $P_i(y_j)$ é uma força não conservativa, devemos usar aproximações para avaliar ${}^q \Delta P_i$ pela equação 6.7b desde que seja função de ${}^q \Delta y_j$. Se ${}^q \Delta P_i$ é suficientemente pequeno, a equação 6.9 dá uma boa aproximação de Δy_j e o deslocamento y_j é o vector das somas dos vectores dos deslocamentos incrementais. O erro deste método tende a ser cumulativo e pode crescer de forma inaceitável. De forma a melhorar este método podemos usar

um método incremental auto – correctivo onde em vez de usarmos um incremento de carga ${}^q\Delta P_i$ dado pela equação 6.7b, ${}^qP_i({}^qy_j)$ é substituído por ${}^qf_i({}^qy_j)$ dado pela equação 6.6. Fazendo esta substituição ficamos com:

$$\left(\left. \frac{\partial f_i}{\partial y_j} \right|_{y_j = {}^qy_j} \right) {}^q\Delta y_j = {}^{q+1}P_i({}^{q+1}y_j) - {}^qf_i({}^qy_j) \quad (6.10)$$

Esta equação permite um controlo do erro melhor que o dado pela equação 6.9, mas exige um esforço computacional adicional para introduzir as forças internas qf_i depois de cada incremento. [21]

6.4 COMBINAÇÃO DO MÉTODO ITERATIVO COM O MÉTODO INCREMENTAL

Dois grandes problemas são observados no uso do método de Newton – Raphson e Newton – Raphson modificado. Primeiro é a estabilidade condicional destes métodos. Existe um intervalo ao redor da solução para o qual o método convergirá. O intervalo de convergência é um problema dependente, e na maioria dos casos não é possível calculá-lo explicitamente.

O segundo problema é a necessidade de se estimar uma solução inicial. Normalmente assume-se um deslocamento nulo como a solução inicial, o que significa assumir a configuração inicial como a de equilíbrio. Em seguida calcula-se o deslocamento por uma análise linear.

Frequentemente a configuração inicial de uma estrutura de cabos gera uma matriz de rigidez singular ou mal condicionada. Isto significa que a primeira iteração não pode ser executada ou a solução está muito longe da configuração inicial. Este mau condicionamento pode ser contornado introduzindo uma matriz artificial. Mesmo assim não haverá garantia que se chegará a uma solução na primeira iteração próxima da correcta, havendo grande probabilidade de ocorrer divergência nas iterações seguintes.

Uma combinação do método incremental com o iterativo é recomendada. O método incremental fornece boas soluções iniciais para o método iterativo. [21]

Se o expoente p representar uma iteração e o expoente q um incremento a equação:

$$g_i(y_j) = 0 \quad i, j = 1, N \quad (6.11)$$

Pode ser escrita no fim de $q+1$ incrementos por:

$${}^{q+1}g_i({}^{q+1}y_j^*) = 0 \quad (6.12)$$

Onde ${}^{q+1}y_j^*$ é a solução verdadeira no fim dos $q+1$ incrementos.

Assumindo que:

$${}^{q+1}y_j^* = {}^qy_j + {}^0\Delta y \quad (6.13)$$

Onde qy_j é a solução calculada após q incrementos e ${}^0\Delta y$ é o erro após p iterações. Expandindo a equação 6.12 por uma série de Taylor obtemos:

$${}^{q+1}g_i({}^{q+1}y_j^*) = {}^{q+1}g_i({}^qy_j) + \left(\left. \frac{\partial g_i}{\partial y_j} \right|_{y_j = {}^qy_j} \right) {}^0\Delta y_i = 0 \quad (6.14)$$

Que pode ser resolvida em ordem a ${}^0\Delta y_i$. Assim, a iteração inicial para o método de Newton – Raphson em ${}^{q+1}y_i^p$ é:

$${}^{q+1}y_i^0 = {}^qy_i + {}^0\Delta y_i \quad (6.15)$$

A $p+1$ iteração é:

$${}^{q+1}y_i^{p+1} = {}^qy_i + \sum_{p=0}^{p+1} p \Delta y_i \quad (6.16)$$

Onde $p\Delta y_i$ é obtido resolvendo:

$$\left(\left. \frac{\partial g_i}{\partial y_j} \right|_{y_j = {}^{q+1}y_j} \right) p\Delta y_j = -{}^{q+1}g_i({}^{q+1}y_j^*) \quad (6.17)$$

7

ESTUDO PARAMÉTRICO**7.1 INTRODUÇÃO**

Neste capítulo será feito um estudo paramétrico do edifício em estudo, fazendo variar acções e dimensões em planta da estrutura com o intuito de prever sensibilidades de soluções.

O estudo paramétrico irá combinar a acção do vento com a acção sísmica mantendo constantes as outras acções para três vãos diferentes. Os vãos a considerar são de 80m, 100m e 120m. De seguida apresentar-se-ão os valores das acções que serão consideradas.

7.2 ACÇÃO DO VENTO

Como foi já referido a quantificação da acção do vento far-se-á de acordo com o eurocodigo1.

A superfície terrestre pode ser dividida em 5 categorias tendo em consideração a sua rugosidade, para efeitos da quantificação da acção do vento. As categorias são as seguintes.

- Categoria 0 – Áreas costeiras;
- Categoria I – Áreas sem obstáculos ou com vegetação negligenciável;
- Categoria II – Áreas com pouca vegetação e obstáculos isolados (árvores, edifícios);
- Categoria III – Áreas com cobertura regular de vegetação ou edifícios (por exemplo vilas, terrenos suburbanos, floresta permanente);
- Categoria IV – Áreas com pelo menos 15% da superfície coberta com edifícios cuja altura seja superior a 15m.

A velocidade base do vento pode ser calculada por:

$$V_b = C_{dir} \times C_{season} \times V_{b,0}$$

Onde:

$$C_{dir} = 1$$

$$C_{season} = 1$$

São os valores recomendados para estes coeficientes.

O valor fundamental da velocidade base, $V_{b,0}$, é dado no quadro 7.1 tendo em conta a categoria do terreno.

Quadro 7.1 – Valores fundamentais da velocidade base do vento

Categoria do terreno	$V_{b,0} (m/s)$
0	25
I	25
II	25
III	25
IV	20

Os valores do quadro 7.1 são os valores fundamentais da velocidade do vento para altura inferiores a 10m para os terrenos das categorias 0, I, II, III, e para alturas inferiores a 15m para o terreno da categoria IV. Estes valores foram retirados do RSA.

Assim, os valores da velocidade base do vento, tendo em conta o terreno, são os dados no quadro 7.2.

Quadro 7.2 – Valores da velocidade base do vento

Categoria do terreno	$V_b (m/s)$
0	25
I	25
II	25
III	25
IV	20

A velocidade média do vento é dada por:

$$V_m(z) = C_r(z) \times C_o(z)$$

Onde, $C_o(z)=1$ é o valor recomendado, dado neste trabalho se considerar que o edifício será construído numa zona plana, logo não havendo interferência da topografia do terreno para o cálculo da velocidade média do vento, tendo apenas influencia o coeficiente que tem em conta a rugosidade do terreno que é dado por:

$$C_r(z) = K_r \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad \text{para } z_{\min} \leq z \leq z_{\max}$$

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

Onde, $z_{\max} = 200$ e z_0 e z_{\min} são dados pelo quadro 7.3

Quadro 7.3 – Valores de z_0 e z_{\min} tendo em conta o terreno

Categoria do terreno	$z_0 (m)$	$z_{\min} (m)$
0	0,003	1
I	0,01	1
II	0,05	2
III	0,3	5
IV	1	10

Tendo em consideração que:

$$K_r = 0,19 \times \left(\frac{z_0}{z_{0,II}} \right)^{0,07}$$

A velocidade média do vento, tendo em conta a categoria do terreno e a altura, é dada no quadro 7.4

Quadro 7.4 – Valores da velocidade média do vento

Categoria do terreno	$V_m(z)$
0	$0,19 \cdot \left(\frac{0,003}{0,05} \right)^{0,07} \cdot \ln \left(\frac{z}{0,003} \right) \approx 0,156 \cdot \ln \left(\frac{z}{0,003} \right) \quad 1 \leq z \leq 14,75$ $0,19 \cdot \left(\frac{0,003}{0,05} \right)^{0,07} \cdot \ln \left(\frac{1}{0,003} \right) \approx 0,906 \quad z \leq 1$
I	$0,19 \cdot \left(\frac{0,01}{0,05} \right)^{0,07} \cdot \ln \left(\frac{z}{0,01} \right) \approx 0,170 \cdot \ln \left(\frac{z}{0,01} \right) \quad 1 \leq z \leq 14,75$ $0,19 \cdot \left(\frac{0,01}{0,05} \right)^{0,07} \cdot \ln \left(\frac{1}{0,01} \right) \approx 0,782 \quad z \leq 1$
II	$0,19 \cdot \left(\frac{0,05}{0,05} \right)^{0,07} \cdot \ln \left(\frac{z}{0,05} \right) \approx 0,190 \cdot \ln \left(\frac{z}{0,05} \right) \quad 2 \leq z \leq 14,75$ $0,19 \cdot \left(\frac{0,05}{0,05} \right)^{0,07} \cdot \ln \left(\frac{2}{0,05} \right) \approx 0,701 \quad z \leq 2$

III	$0,19 \cdot \left(\frac{0,3}{0,05}\right)^{0,07} \cdot \ln\left(\frac{z}{0,3}\right) \approx 0,215 \cdot \ln\left(\frac{z}{0,3}\right) \quad 5 \leq z \leq 14,75$ $0,19 \cdot \left(\frac{0,3}{0,05}\right)^{0,07} \cdot \ln\left(\frac{5}{0,3}\right) \approx 0,606 \quad z \leq 5$
IV	$0,19 \cdot \left(\frac{1}{0,05}\right)^{0,07} \cdot \ln\left(\frac{z}{1}\right) \approx 0,234 \cdot \ln(z) \quad 10 \leq z \leq 14,75$ $0,19 \cdot \left(\frac{1}{0,05}\right)^{0,07} \cdot \ln\left(\frac{10}{1}\right) \approx 0,7540 \quad z \leq 10$

A intensidade de turbulência $I_V(z)$ para a altura z é definida por:

$$I_V(z) = \frac{\sigma_V}{V_m(z)} = \frac{K_I}{C_O(z) \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \quad \text{para } z_{\min} \leq z \leq z_{\max}$$

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

O factor $K_I = 1$ é o valor recomendado. Assim o valor da intensidade de turbulência é dado no quadro 7.5 tendo em conta o terreno.

Quadro 7.5 – Valores da intensidade de turbulência do vento

Categoria do terreno	$I_V(z)$
0	$\frac{1}{\ln\left(\frac{z}{0,003}\right)} \quad 1 \leq z \leq 14,75$ $\frac{1}{\ln\left(\frac{1}{0,003}\right)} \approx 0,172 \quad z \leq 1$
I	$\frac{1}{\ln\left(\frac{z}{0,01}\right)} \quad 1 \leq z \leq 14,75$ $\frac{1}{\ln\left(\frac{1}{0,01}\right)} \approx 0,217 \quad z \leq 1$
II	$\frac{1}{\ln\left(\frac{z}{0,05}\right)} \quad 2 \leq z \leq 14,75$

	$\frac{1}{\ln\left(\frac{2}{0,05}\right)} \approx 0,271 \quad z \leq 2$
III	$\frac{1}{\ln\left(\frac{z}{0,3}\right)} \quad 5 \leq z \leq 14,75$ $\frac{1}{\ln\left(\frac{5}{0,3}\right)} \approx 0,355 \quad z \leq 5$
IV	$\frac{1}{\ln\left(\frac{z}{1}\right)} \quad 10 \leq z \leq 14,75$ $\frac{1}{\ln\left(\frac{10}{1}\right)} \approx 0,434 \quad z \leq 10$

A velocidade de pressão de pico é dada por:

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

Sendo $\rho = 1,25 \text{ Kg} / \text{m}^3$ o valor recomendado da densidade do ar. Assim, a velocidade de pressão de pico são os valores dados pelo quadro 7.6

Quadro 7.6 – Valores da velocidade de pressão de pico

Categoria do terreno	$q_p(z)$
0	$\left[1 + 7 \cdot \left(\frac{1}{\ln\left(\frac{z}{0,003}\right)} \right) \right] \cdot \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot \left[0,156 \cdot \ln\left(\frac{z}{0,003}\right) \right]^2 \quad 1 \leq z \leq 14,75$ $[1 + 7 \cdot 0,172] \cdot \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 0,906^2 \approx 1,13 \quad z \leq 1$
I	$\left[1 + 7 \cdot \left(\frac{1}{\ln\left(\frac{z}{0,01}\right)} \right) \right] \cdot \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot \left[0,170 \cdot \ln\left(\frac{z}{0,01}\right) \right]^2 \quad 1 \leq z \leq 14,75$ $[1 + 7 \cdot 0,217] \cdot \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 0,782^2 \approx 0,96 \quad z \leq 1$
II	$\left[1 + 7 \cdot \left(\frac{1}{\ln\left(\frac{z}{0,05}\right)} \right) \right] \cdot \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot \left[0,190 \cdot \ln\left(\frac{z}{0,05}\right) \right]^2 \quad 2 \leq z \leq 14,75$

	$[1 + 7.0,271] \cdot \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 0,701^2 \approx 0,89 \quad z \leq 2$
III	$\left[1 + 7 \cdot \left(\frac{1}{\ln\left(\frac{z}{0,3}\right)} \right) \right] \cdot \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot \left[0,215 \cdot \ln\left(\frac{z}{0,3}\right) \right]^2 \quad 5 \leq z \leq 14,75$ $[1 + 7.0,355] \cdot \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 0,606^2 \approx 0,80 \quad z \leq 5$
IV	$\left[1 + 7 \cdot \left(\frac{1}{\ln(z)} \right) \right] \cdot \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot [0,234 \cdot \ln(z)]^2 \quad 10 \leq z \leq 14,75$ $[1 + 7.0,434] \cdot \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 0,540^2 \approx 0,74 \quad z \leq 10$

A velocidade de pressão de pico $q_p(z)$ tem uma distribuição logarítmica com a altura z , mas dado a impossibilidade de introduzir cargas com uma distribuição logarítmica nos programas de calculo usados (SAP200, Robot) as pressões neste trabalho serão linearizadas, actuando pelo lado da segurança. Assim, para o terreno da categoria 0 temos que:

$$\frac{\partial q_p(z)}{\partial z} = \frac{-0,1065}{z} + \frac{0,04887 \times \left(\frac{5}{8} + \frac{4,375}{\ln\left(\frac{100}{3} z\right)} \right) \times \ln\left(\frac{100}{3} z\right)}{z}$$

$$\frac{\partial q_p(z)}{\partial z} = 0,87 \rightarrow z = 0,281$$

Para o terreno da categoria I temos:

$$\frac{\partial q_p(z)}{\partial z} = \frac{-0,1261}{z} + \frac{0,0576 \times \left(\frac{5}{8} + \frac{4,375}{\ln(100z)} \right) \times \ln(100z)}{z}$$

$$\frac{\partial q_p(z)}{\partial z} = 0,92 \rightarrow z = 0,265$$

Para o terreno da categoria II temos:

$$\frac{\partial q_p(z)}{\partial z} = \frac{-0,1579}{z} + \frac{0,072 \times \left(\frac{5}{8} + \frac{4,375}{\ln(20z)} \right) \times \ln(20z)}{z}$$

$$\frac{\partial q_p(z)}{\partial z} = 0,74 \rightarrow z = 0,328$$

Para o terreno da categoria III temos:

$$\frac{\partial q_p(z)}{\partial z} = \frac{-0,2030}{z} + \frac{0,0928 \times \left(\frac{5}{8} + \frac{4,375}{\ln\left(\frac{10}{3}z\right)} \right) \times \ln\left(\frac{10}{3}z\right)}{z}$$

$$\frac{\partial q_p(z)}{\partial z} = 0,43 \rightarrow z = 0,555$$

Para o terreno da categoria IV temos:

$$\frac{\partial q_p(z)}{\partial z} = \frac{-0,2402}{z} + \frac{0,1098 \times \left(\frac{5}{8} + \frac{4,375}{\ln(z)} \right) \times \ln(z)}{z}$$

$$\frac{\partial q_p(z)}{\partial z} = 0,16 \rightarrow z = 1,738$$

A distribuição das velocidades de pressão de pico linearizadas podem ser observadas na figura 7.2 a, b.

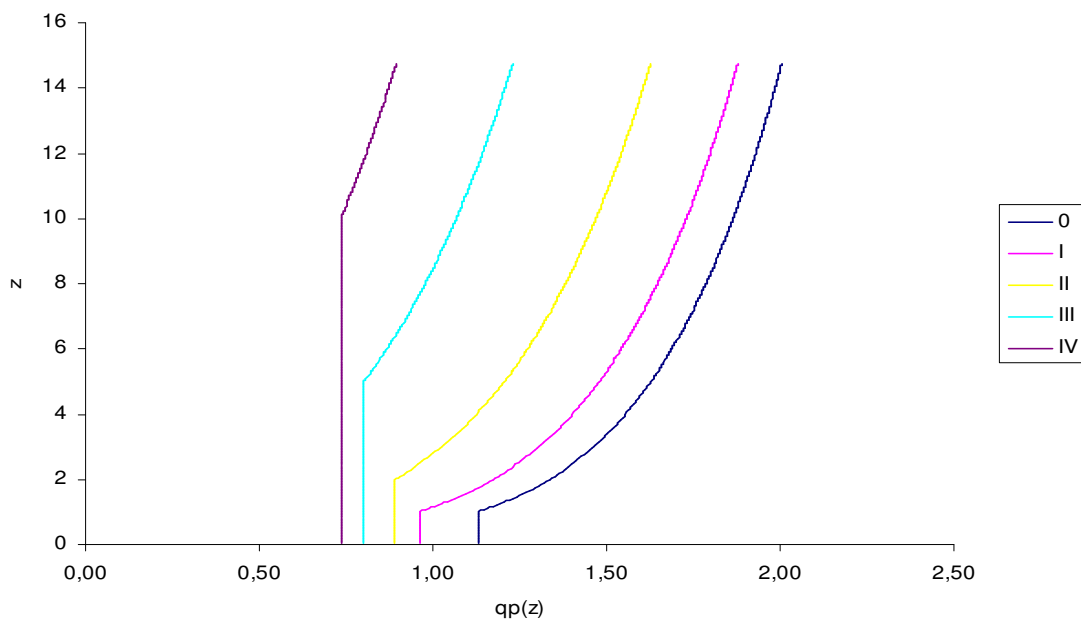
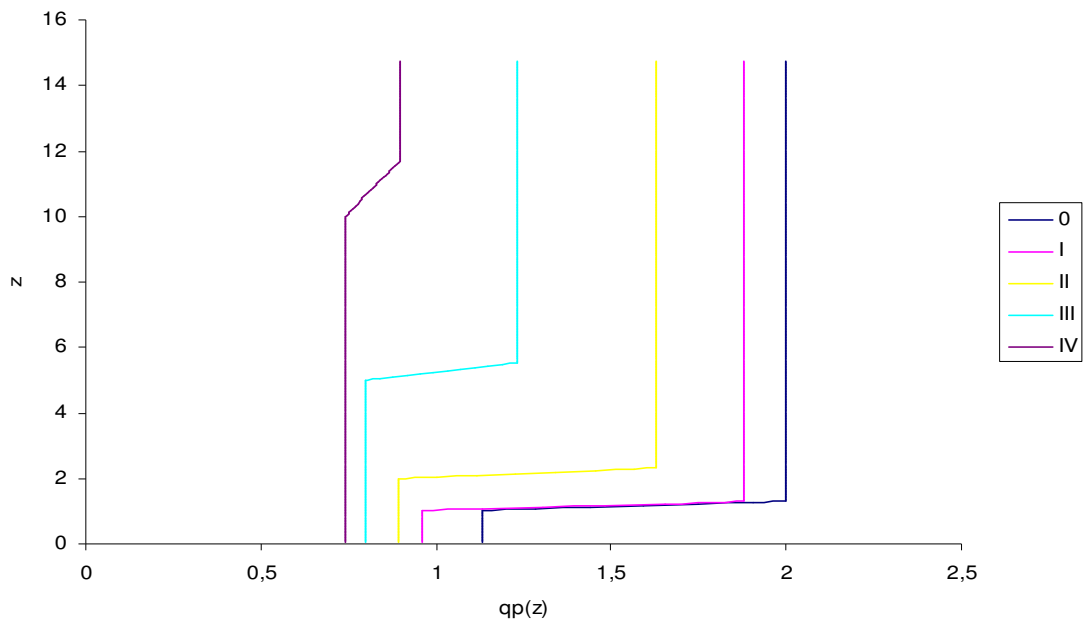
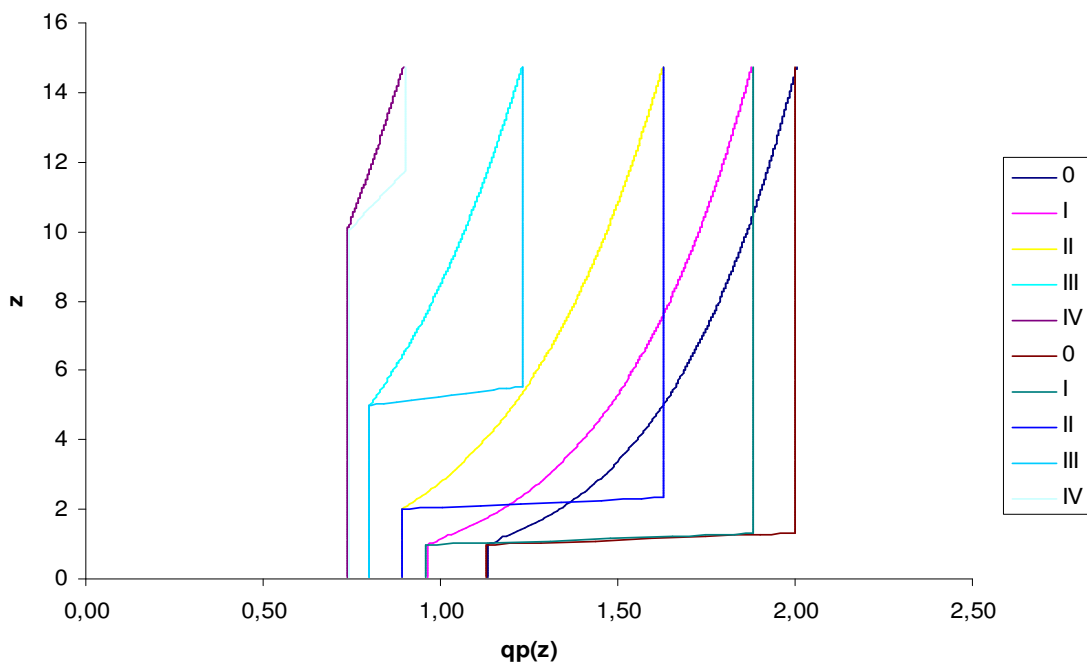


Figura 7.1 – Distribuição das pressões do vento de acordo com o EC1



(a) Aproximação linear



(b) Relação da distribuição logarítmica com a aproximação linear

Figura 7.2 – Linearização das pressões do vento.

A pressão do vento que actua nas superfícies externas é obtida pela seguinte expressão:

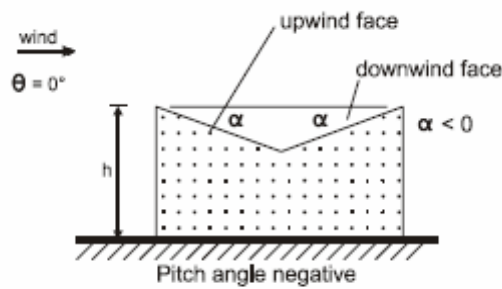
$$w_e = q_p(z).C_{pe}$$

Onde $q_p(z)$ é dado pelo quadro 7.6 e C_{pe} é o coeficiente de pressão externo.

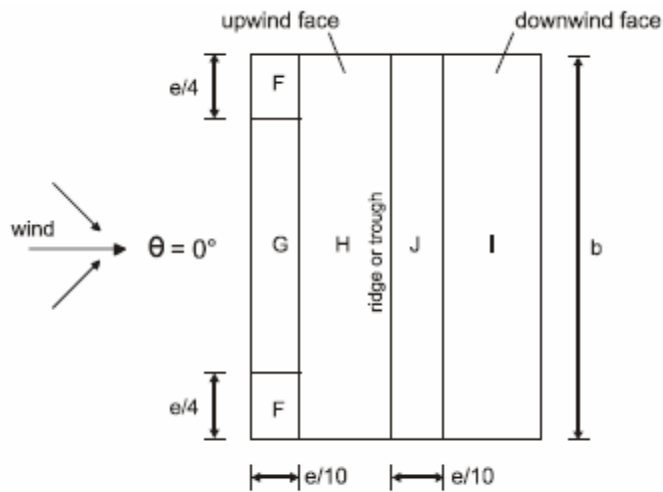
Nesta estrutura não são consideradas aberturas significativas, logo será desprezada a pressão actuando sobre as superfícies internas da estrutura devido à acção do vento.

Neste trabalho o cálculo dos coeficientes de pressão externos (C_{pe}) foi obtido equiparando a cobertura da estrutura em análise a uma cobertura linear de duas águas com um ângulo $\alpha = -7,125^\circ$.

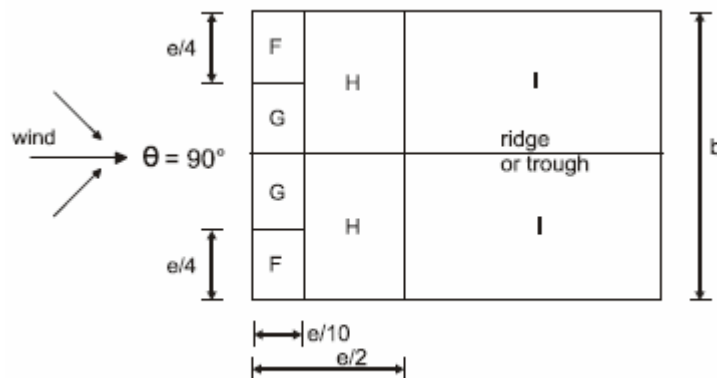
Assim, as pressões na cobertura serão distribuídas de acordo com a figura 7.3 e os coeficientes são os dados no quadro 7.7.



(a) Geral



(b) Direcção do vento $\theta = 0^\circ$



(c) Direcção do vento $\theta = 90^\circ$

Figura 7.3 – Distribuição de pressões para a cobertura de duas águas com ângulo negativo
 Na figura 7.3 o valor de e é o menor dos seguintes:

$$e = b \text{ ou } e = 2.h$$

Quadro 7.7 – Valores dos coeficientes de pressão

	F	G	H	I	J
$\theta = 0$					
$C_{pe,10}$	-2,34	-1,22	0,82	-0,43	-0,43
$\theta = 90$					
$C_{pe,10}$	-1,82	-1,2	-0,72	-0,64	-----

Neste trabalho apenas se estudará a direcção $\theta = 0$ do vento.

A distribuição de pressões nas paredes exteriores é dada pela figura 7.4 e os coeficientes de pressão no quadro 7.8.

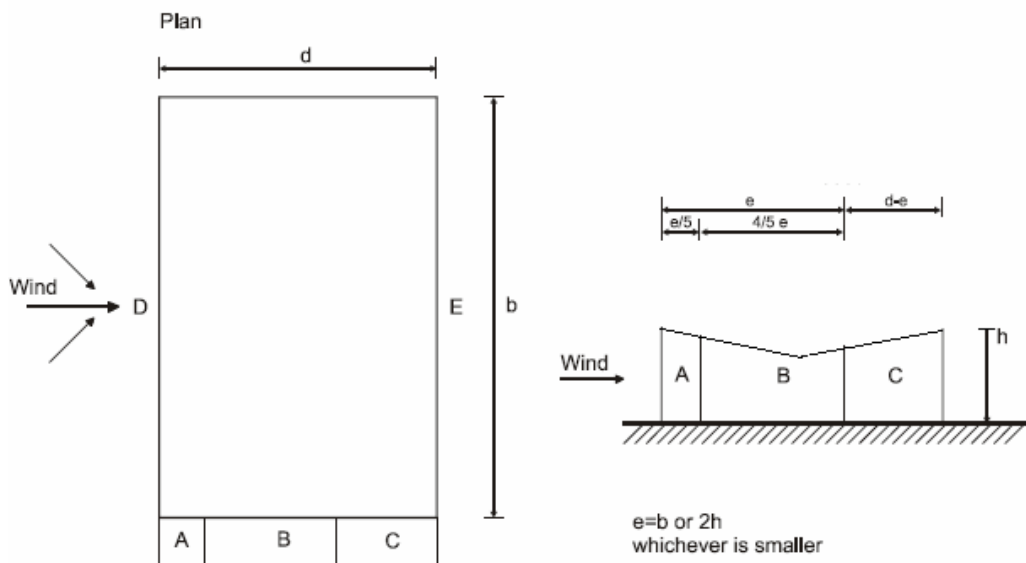


Figura 7.4 Distribuição de pressões nas paredes verticais.

Quadro 7.8 – Valores dos coeficientes de pressão

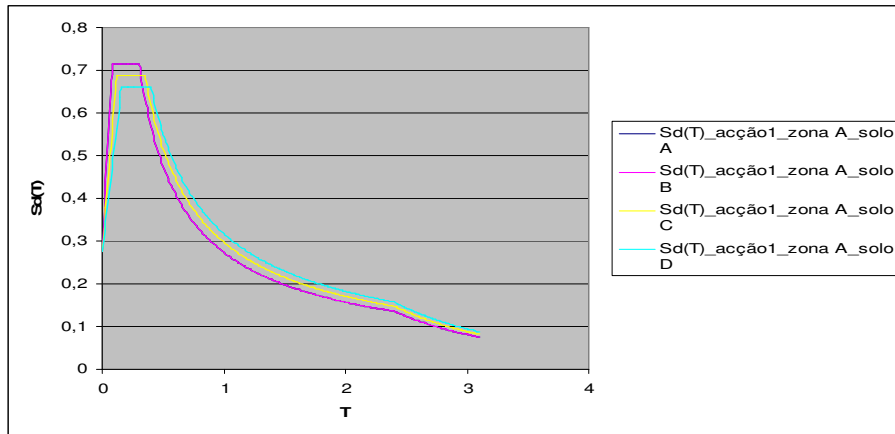
Zona	A	B	C	D	E
C_{pe}	-1,2	-0,8	-0,5	0,7	-0,3

7.3 Acção Sísmica

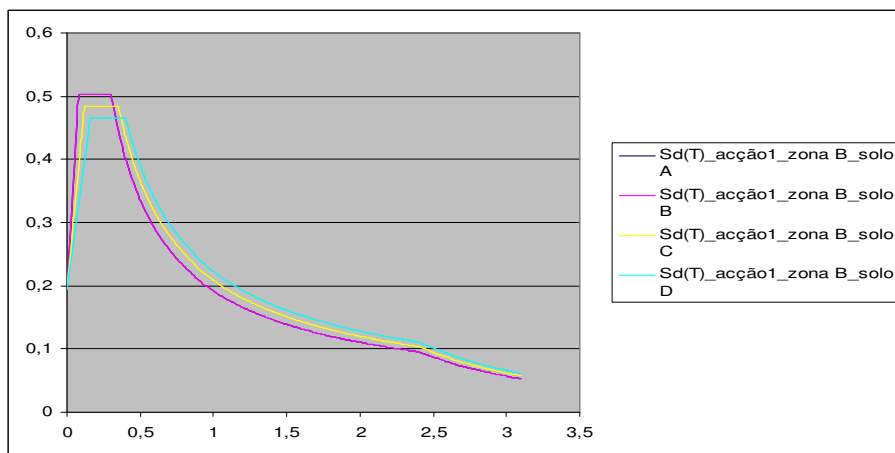
A quantificação da acção sísmica para o caso em estudo será feita de acordo como EC8 recorrendo a espectro de cálculo, como foi já referido no capítulo 3.

A construção dos espectros de cálculo tem em conta vários parâmetros que variam de acordo com a zona sísmica, o tipo de acção sísmica e com o solo em consideração.

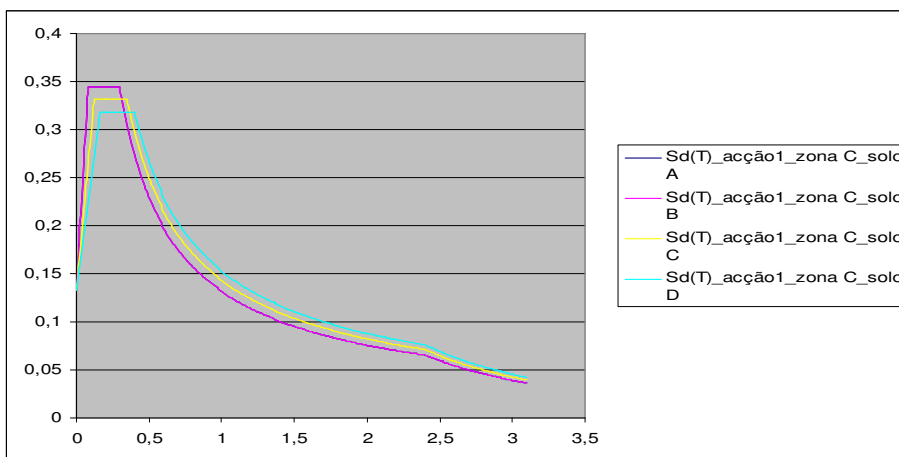
Sabendo que os valores da aceleração máxima nominal são os dados no quadro 3.4.3 para a acção sísmica tipo 1 e tipo 2 tendo em conta as zonas sísmicas e sabendo igualmente que os espectros de cálculo são obtidos pelas expressões 3.49, 3.51 e 3.52 considerando os parâmetros do quadro 3.4.5 e considerando ainda que para a estrutura em causa o coeficiente de comportamento é $q=1$, obtemos os espectros da acção sísmica horizontal, para a acção sísmica tipo 1 e tipo 2 combinadas com os vários tipos de solos e as varias zonas sísmicas, que são dados na figura 7.5.



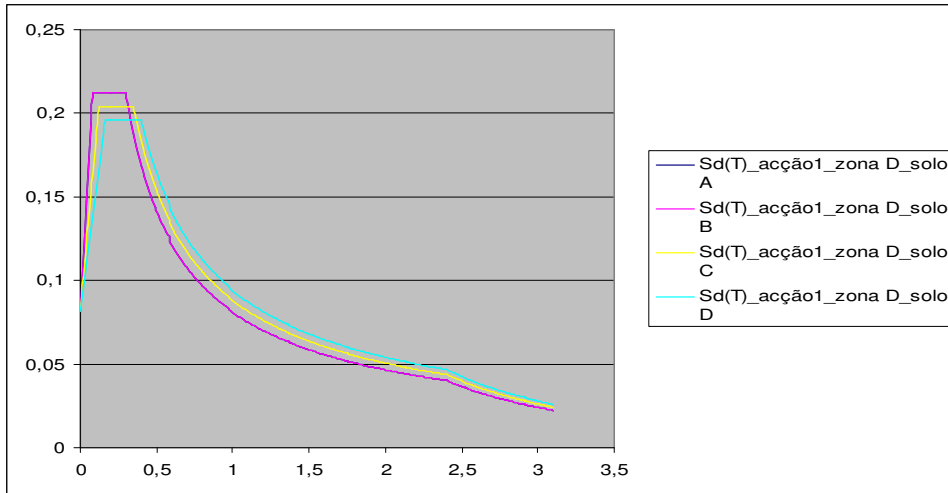
(a) Acção sísmica tipo 1, zona A



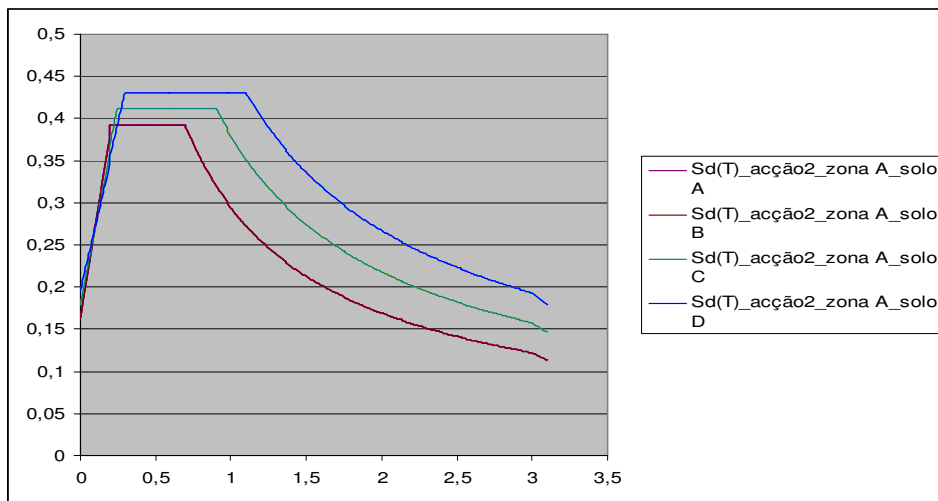
(b) Acção sísmica tipo 1, zona B



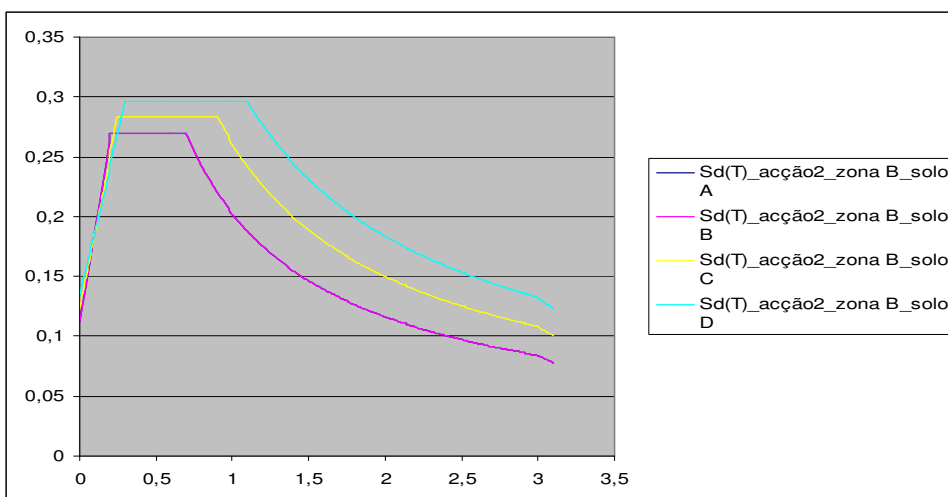
(c) Acção sísmica tipo 1, zona C



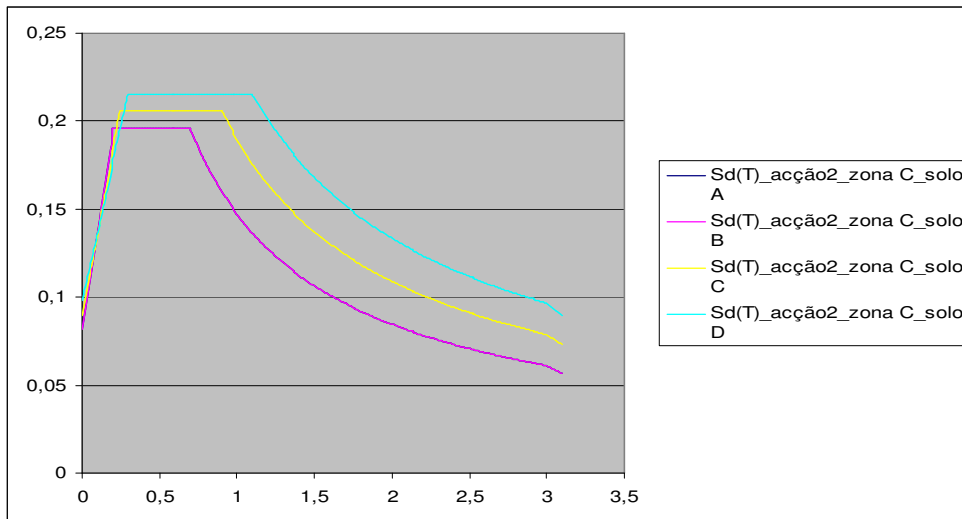
(d) Acção sísmica tipo 1, zona D



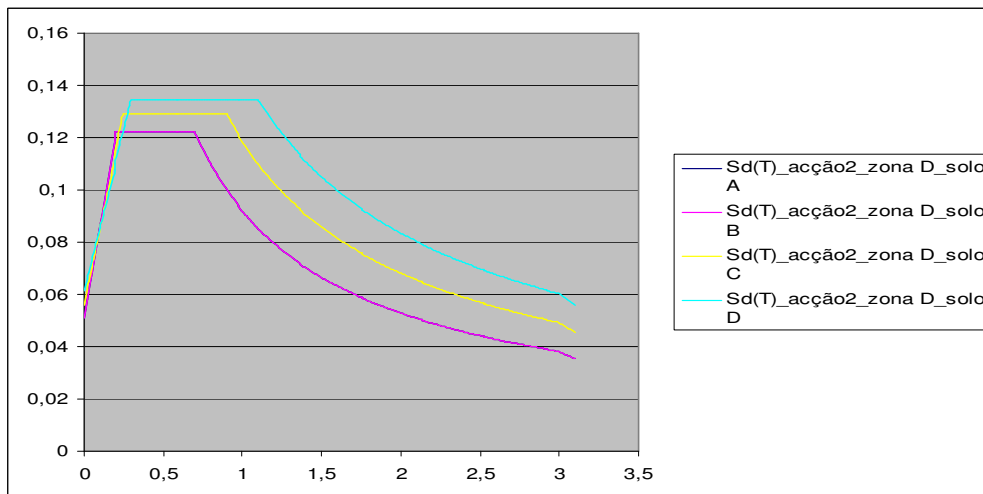
(e) Acção sísmica tipo 2, zona A



(f) Acção sísmica tipo 2, zona B



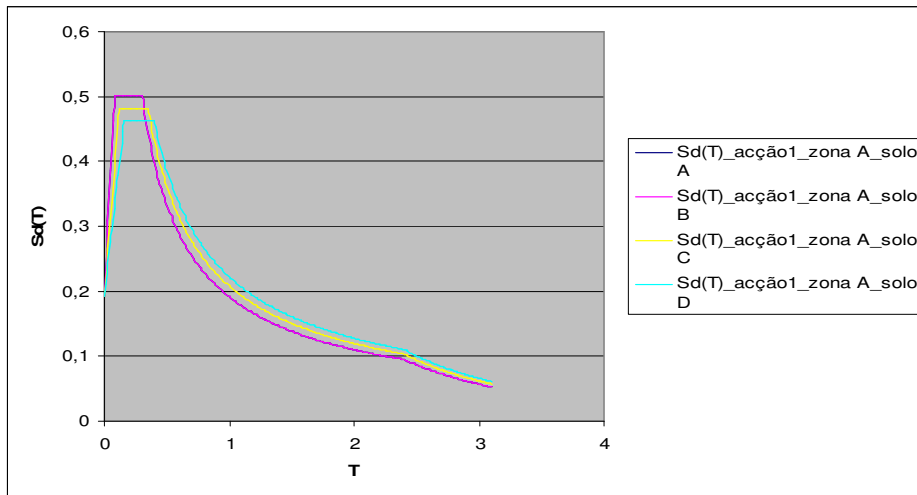
(g) Acção sísmica tipo 2, zona C



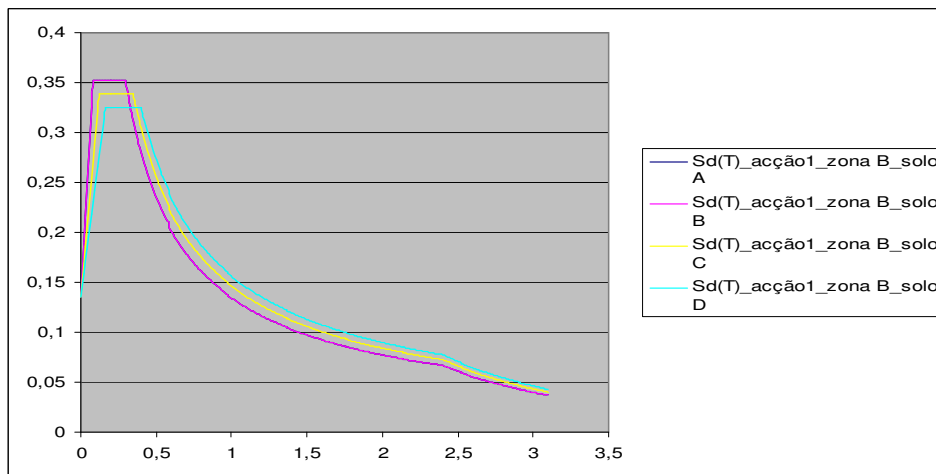
(h) Acção sísmica tipo 2, zona D

Figura 7.5 – Espectros de cálculo horizontais.

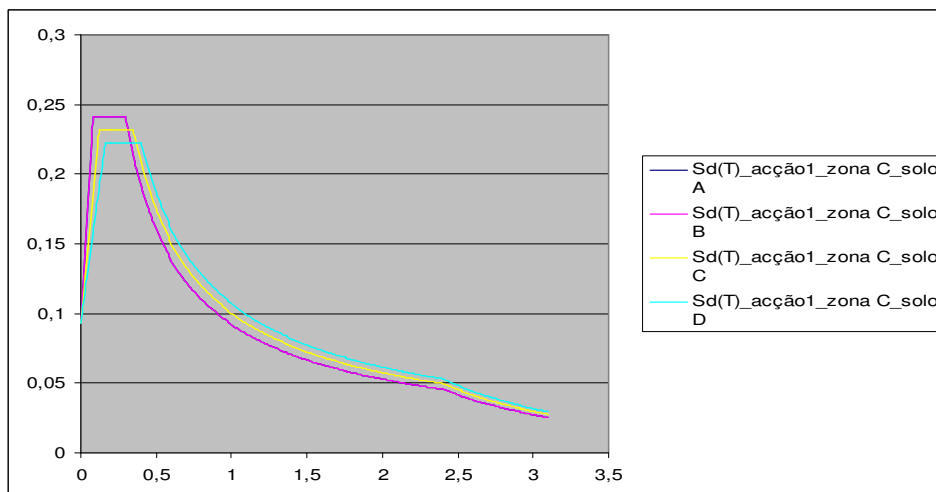
Para a acção sísmica vertical o anexo nacional do EC8 diz que basta multiplicar por 0,7 as ordenadas do espectro horizontal para obter os espectros verticais. Assim, os espectros verticais são os da figura 7.6.



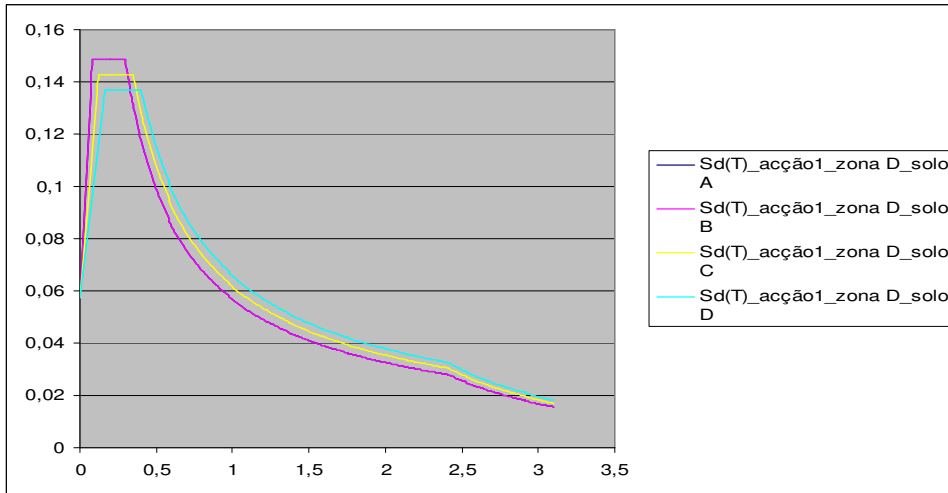
(a) Acção sísmica tipo 1, zona A



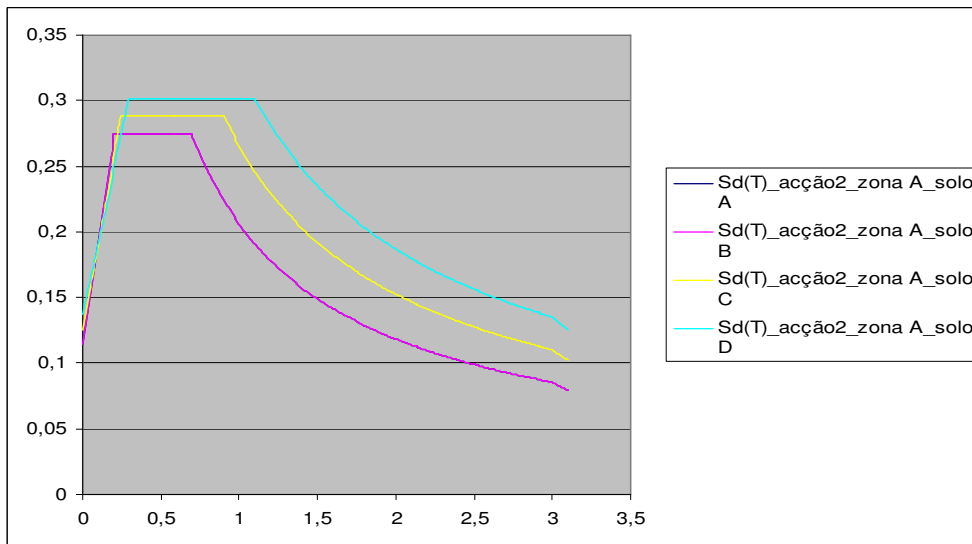
(b) Acção sísmica tipo 1, zona B



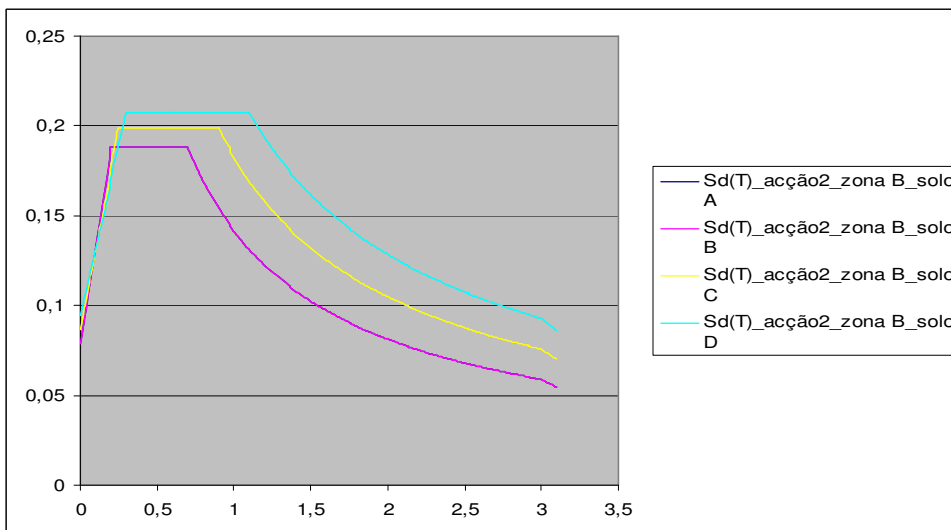
(c) Acção sísmica tipo 1, zona C



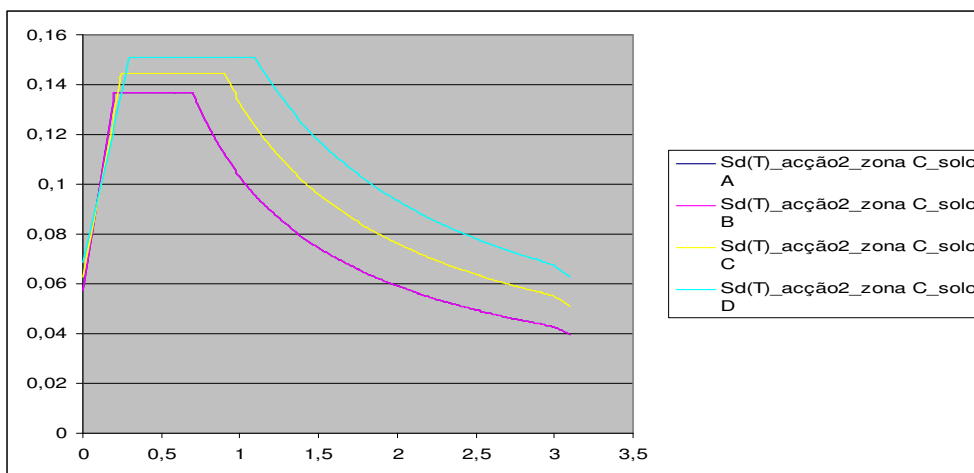
(d) Acção sísmica tipo 1, zona D



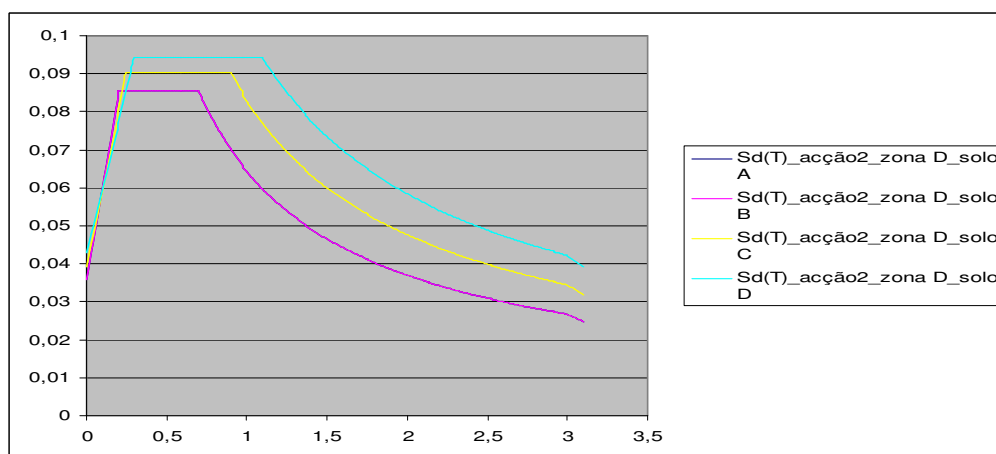
(e) Acção sísmica tipo 2, zona A



(f) Acção sísmica tipo 2, zona B



(g) Acção sísmica tipo 2, zona C



(h) Acção sísmica tipo 2, zona D

Figura 7.6 – Espectros de cálculo verticais.

Como o objectivo do estudo paramétrico é de prever sensibilidades de variações, apenas se considerará a acção sísmica tipo 1 e tipo 2 na melhor zona sísmica combinada com o melhor terreno e na pior zona sísmica combinada com o pior terreno, ou seja, a acção sísmica tipo 1 e tipo 2 na zona A com o solo D e a acção sísmica tipo 1 e tipo 2 na zona D como solo A.

7.4 OUTRAS ACÇÕES

As outras acções a considerar são a temperatura, a sobrecarga e a acção da neve.

Para a acção da temperatura considerar-se-á a actuar um diferencial de temperatura de 25°C correspondente a uma temperatura ambiente interior do edifício de 20°C e uma temperatura exterior de -5°C.

A sobrecarga a considerar é uma carga vertical uniformemente distribuída de $0,3\text{KN}/\text{m}^2$, de acordo com o artigo 34 do RSA.

A acção da neve é a dada pelo quadro 7.9 e já discutida nos capítulos 3 e 4.

Quadro 7.9 – Valores da acção da neve.

Vão	$S_{k1}KN/m^2$	$S_{k2}KN/m^2$
80m	1,5	0,84
100m	1,41	0,89
120m	1,36	0,92

7.5 COMBINAÇÕES DE ACÇÕES

As combinações de acções a usar serão as combinações em estado limite último e em estado limite de utilização de acordo com o exposto no capítulo 3.

Assim, as combinações a usar estão representadas nos quadros 7.10 a 7.21.

Quadro 7.10 – Combinações sísmicas para a acção de base a acção sísmica tipo 1 na zona A e no solo D

Estado limite último – combinação sísmica			Acção de base – acção sísmica tipo 1 zona A solo D					
Acções			Combinação 1	Combinação 2	Combinação 3	Combinação 4	Combinação 5	Combinação 6
Pré-esforço			1	1	1	1	1	1
Peso próprio			1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
Sobrecarga em coberturas			0	0	0	0	0	0
Temperatura			0	0	0	0	0	0
Neve			0	0	0	0	0	0
Sismo Tipo 1 Zona A Solo D	Direcção horizontal	Sentido transversal	1	1	1	-	1	-
		Sentido longitudinal	1	1	-	1	-	1
	Direcção vertical		1	-	1	1	-	-
Vento	Categoria 0		0	0	0	0	0	0
	Categoria IV		-	-	-	-	-	-

Quadro 7.11 – Combinações sísmicas para a acção de base a acção sísmica tipo 2 na zona A e no solo D

Estado limite último – combinação sísmica			Acção de base – acção sísmica tipo 2 zona A solo D					
Acções			Combinação 1	Combinação 2	Combinação 3	Combinação 4	Combinação 5	Combinação 6
Pré-esforço			1	1	1	1	1	1
Peso próprio			1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
Sobrecarga em coberturas			0	0	0	0	0	0
Temperatura			0	0	0	0	0	0
Neve			0	0	0	0	0	0
Sismo Tipo 2 Zona A Solo D	Direcção horizontal	Sentido transversal	1	1	1	-	1	-
		Sentido longitudinal	1	1	-	1	-	1
	Direcção vertical		1	-	1	1	-	-
Vento	Categoria 0		0	0	0	0	0	0
	Categoria IV		-	-	-	-	-	-

Quadro 7.12 – Combinações sísmicas para a acção de base a acção sísmica tipo 1 na zona D e no solo A

Estado limite último – combinação sísmica			Acção de base – acção sísmica tipo 1 zona D solo A					
Acções			Combinação 1	Combinação 2	Combinação 3	Combinação 4	Combinação 5	Combinação 6
Pré-esforço			1	1	1	1	1	1
Peso próprio			1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
Sobrecarga em coberturas			0	0	0	0	0	0
Temperatura			0	0	0	0	0	0
Neve			0	0	0	0	0	0
Sismo	Direcção horizontal	Sentido transversal	1	1	1	-	1	-

Concepção e Dimensionamento Estrutural de uma Cobertura Suspensa Pré – Esforçada

Tipo 1		Sentido longitudinal	1	1	-	1	-	1
Zona D	Direcção vertical		1	-	1	1	-	-
Solo A								
Vento	Categoria 0		0	0	0	0	0	0
	Categoria IV		-	-	-	-	-	-

Quadro 7.13 – Combinações sísmicas para a acção de base a acção sísmica tipo 2 na zona D e no solo A

Estado limite último – combinação sísmica			Acção de base – acção sísmica tipo 2 zona D solo A					
Acções			Combinação 1	Combinação 2	Combinação 3	Combinação 4	Combinação 5	Combinação 6
Pré-esforço			1	1	1	1	1	1
Peso próprio			1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
Sobrecarga em coberturas			0	0	0	0	0	0
Temperatura			0	0	0	0	0	0
Neve			0	0	0	0	0	0
Sismo Tipo 2 Zona D Solo A	Direcção horizontal	Sentido transversal	1	1	1	-	1	-
		Sentido longitudinal	1	1	-	1	-	1
	Direcção vertical		1	-	1	1	-	-
Vento	Categoria 0		0	0	0	0	0	0
	Categoria IV		-	-	-	-	-	-

Quadro 7.14 – Combinações acidentais para a acção de base a acção sísmica tipo 1 na zona A e no solo D

Estado limite último – combinação acidental	Acção de base – acção sísmica tipo 1 zona A solo D											
Acções	Combinação 1	Combinação 2	Combinação 3	Combinação 4	Combinação 5	Combinação 6	Combinação 7	Combinação 8	Combinação 9	Combinação 10	Combinação 11	Combinação 12
Pré – esforço	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1

Concepção e Dimensionamento Estrutural de uma Cobertura Suspensa Pré – Esforçada

Peso próprio			1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	
Sobrecarga em coberturas			0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
Temperatura			0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
Neve			0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
Sis mo tipo 1 zona A solo D	Direcçã o horizon tal	Sentido transver sal	1	1	1	1	1	1	-	-	1	1	-	-
		Sentido longitudi nal	1	1	1	1	-	-	1	1	-	-	1	1
	Direcção vertical		1	1	-	-	-	-	-	-	1	1	1	1
Vent o	Categoria 0		0,2	-	-	0,2	-	0,2	-	0,2	-	0,2	-	0,2
	Categoria IV		-	0,2	0,2	-	0,2	-	0,2	-	0,2	-	0,2	-

Quadro 7.15 – Combinações acidentais para a acção de base a acção sísmica tipo 2 na zona A e no solo D

Estado limite último – combinação acidental			Acção de base – acção sísmica tipo 2 zona A solo D											
Acções			Combinação 1	Combinação 2	Combinação 3	Combinação 4	Combinação 5	Combinação 6	Combinação 7	Combinação 8	Combinação 9	Combinação 10	Combinação 11	Combinação 12
Pré – esforço			1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Peso próprio			1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
Sobrecarga em coberturas			0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Temperatura			0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Neve			0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Sis mo tipo 2 zona A solo D	Direcçã o horizon tal	Sentido transver sal	1	1	1	1	1	1	-	-	1	1	-	-
		Sentido longitudi nal	1	1	1	1	-	-	1	1	-	-	1	1
	Direcção vertical		1	1	-	-	-	-	-	-	1	1	1	1
Vent o	Categoria 0		0,2	-	-	0,2	-	0,2	-	0,2	-	0,2	-	0,2
	Categoria IV		-	0,2	0,2	-	0,2	-	0,2	-	0,2	-	0,2	-

Quadro 7.16 – Combinações acidentais para a acção de base a acção sísmica tipo 1 na zona D e no solo A

Estado limite último – combinação acidental			Acção de base – acção sísmica tipo 1 zona D solo A											
Acções			Combinação 1	Combinação 2	Combinação 3	Combinação 4	Combinação 5	Combinação 6	Combinação 7	Combinação 8	Combinação 9	Combinação 10	Combinação 11	Combinação 12
Pré – esforço			1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Peso próprio			1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
Sobrecarga em coberturas			0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Temperatura			0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Neve			0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Sis mo tipo 1 zona D solo A	Direcã o horizon tal	Sentido transver sal	1	1	1	1	1	1	-	-	1	1	-	-
		Sentido longitudi nal	1	1	1	1	-	-	1	1	-	-	1	1
	Direcção vertical		1	1	-	-	-	-	-	-	1	1	1	1
Vent o	Categoria 0		0,2	-	-	0,2	-	0,2	-	0,2	-	0,2	-	0,2
	Categoria IV		-	0,2	0,2	-	0,2	-	0,2	-	0,2	-	0,2	-

Quadro 7.17 – Combinações acidentais para a acção de base a acção sísmica tipo 2 na zona D e no solo A

Estado limite último – combinação acidental			Acção de base – acção sísmica tipo 2 zona D solo A											
Acções			Combinação 1	Combinação 2	Combinação 3	Combinação 4	Combinação 5	Combinação 6	Combinação 7	Combinação 8	Combinação 9	Combinação 10	Combinação 11	Combinação 12
Pré – esforço			1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Peso próprio			1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
Sobrecarga em coberturas			0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Temperatura			0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Neve			0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Sis mo tipo 2 zona D solo A	Direcçã o horizon tal	Sentido transver sal	1	1	1	1	1	1	-	-	1	1	-	-
		Sentido longitudi nal	1	1	1	1	-	-	1	1	-	-	1	1
	Direcção vertical		1	1	-	-	-	-	-	-	1	1	1	1
Vent o	Categoria 0		0,2	-	-	0,2	-	0,2	-	0,2	-	0,2	-	0,2
	Categoria IV		-	0,2	0,2	-	0,2	-	0,2	-	0,2	-	0,2	-

Quadro 7.18 – Combinações fundamentais para a acção de base a acção do vento

Estado limite último – combinação fundamental		Acção de base – acção do vento	
Acções		Combinação 1	Combinação 2
Pré – esforço		1	1
Peso próprio		1,35	1,35
Sobrecarga em coberturas		1,5x0	1,5x0
Temperatura		1,5x0,6	1,5x0,6
Neve		1,5x0,6	1,5x0,6
Vento	Categoria 0	1,5	-
	Categoria IV	-	1,5

Quadro 7.19 – Combinações características para a acção de base a acção do vento

Estado limite utilização – combinação característica		Acção de base – acção do vento	
Acções		Combinação 1	Combinação 2
Pré – esforço		1	1
Peso próprio		1	1
Sobrecarga em coberturas		0	0
Temperatura		0,6	0,6
Neve		0,6	0,6
Vento	Categoria 0	1	-
	Categoria IV	-	1

Quadro 7.20 – Combinações frequentes para a acção de base a acção do vento

Estado limite utilização – combinação frequente		Acção de base – acção do vento	
Acções		Combinação 1	Combinação 2
Pré – esforço		1	1
Peso próprio		1	1
Sobrecarga em coberturas		0	0
Temperatura		0	0
Neve		0	0
Vento	Categoria 0	0,2	-
	Categoria IV	-	0,2

Quadro 7.21 – Combinações quase permanentes para a acção de base a acção do vento

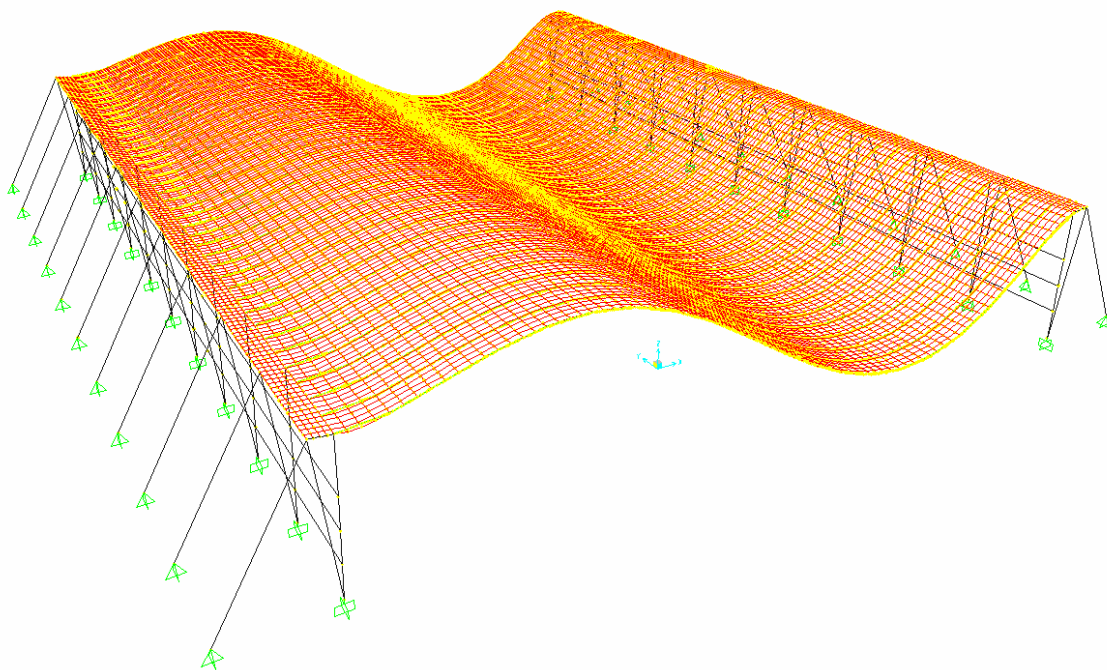
Estado limite utilização – combinação quase permanente		Acção de base – acção do vento	
Acções		Combinação 1	Combinação 2
Pré – esforço		1	1
Peso próprio		1	1
Sobrecarga em coberturas		0	0
Temperatura		0	0
Neve		0	0
Vento	Categoria 0	0	-
	Categoria IV	-	0

Para o cálculo das acções sísmicas será necessário recorrer à análise modal. Os modos usados no cálculo sísmico na obtenção das acelerações dadas pelos espectros de cálculo foram os doze primeiros modos cujos períodos e frequências se apresentam no quadro 7.22. As deformadas dos 6 primeiros modos são as representadas na figura 7.7. Os resultados apresentados na figura 7.7 e no quadro 7.22 foram obtidos pelo programa de cálculo SAP2000.

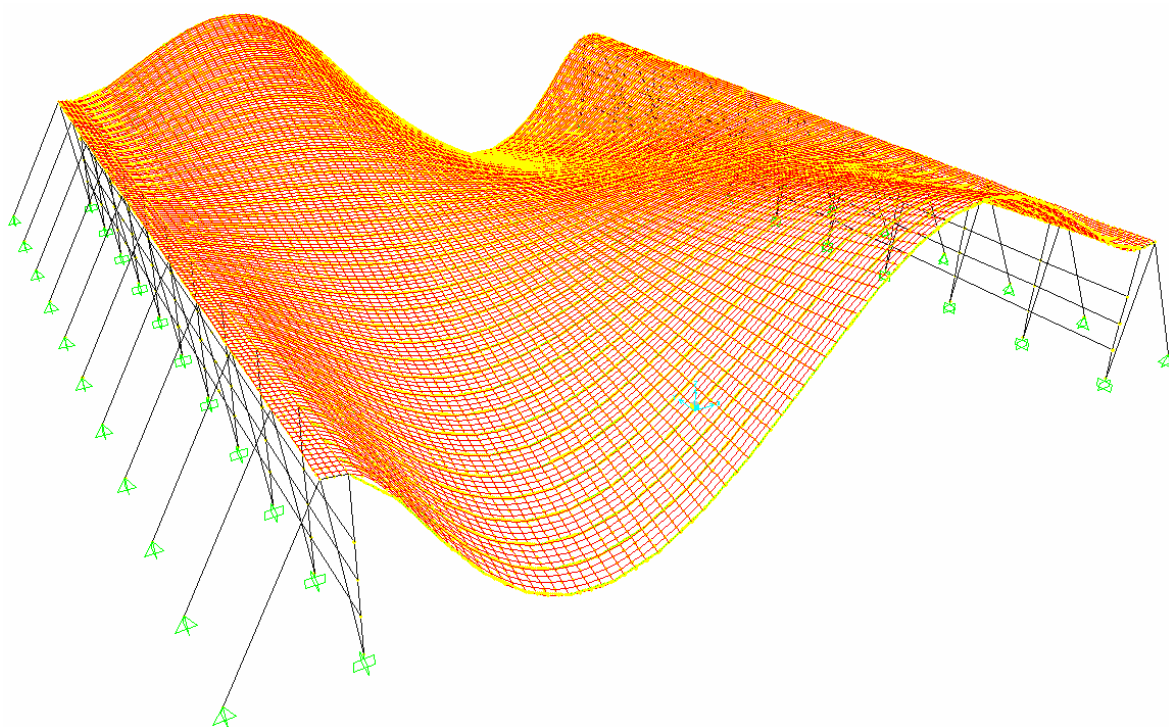
Quadro 7.22 – Valores dos períodos, frequências naturais e frequências angulares dos doze primeiros modos de vibração para os três vãos em estudo.

Vão (m)	Modo	T (s)	f (Hz)	ω (rad / s)
80	1	1,40607	0,7112	4,4686
	2	1,37635	0,72656	4,5651
	3	1,10065	0,90855	5,7086
	4	0,97974	1,0207	6,4131

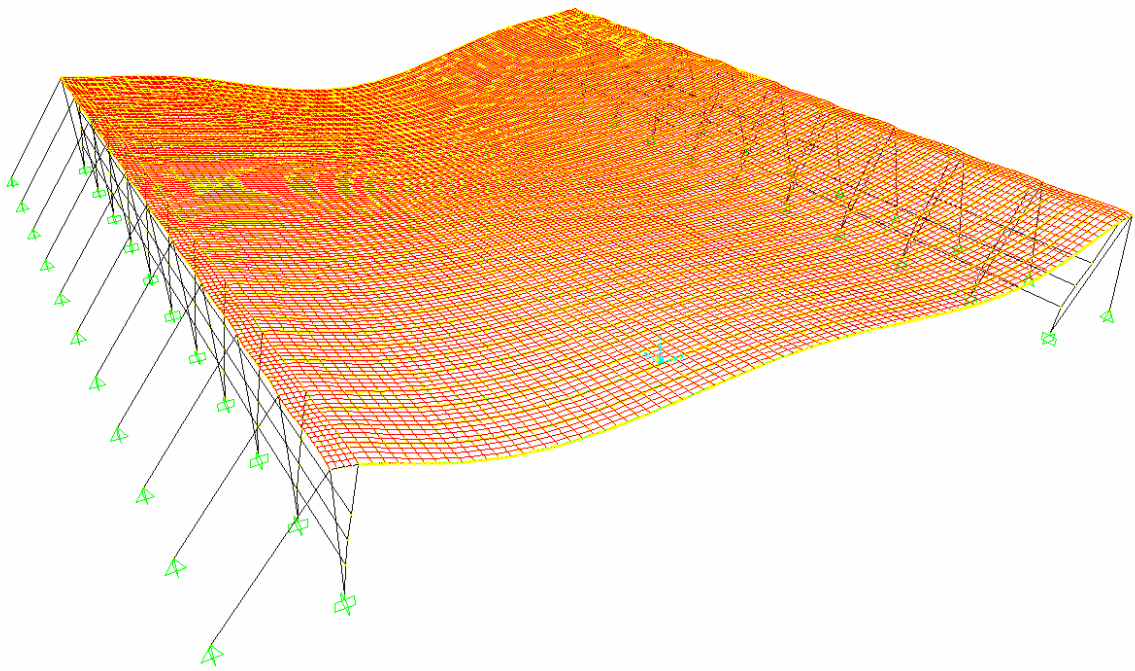
	5	0,96638	1,0348	6,5018
	6	0,74963	1,334	8,3817
	7	0,72179	1,3854	8,705
	8	0,65452	1,5278	9,5997
	9	0,65062	1,537	9,6573
	10	0,60665	1,6484	10,357
	11	0,60042	1,6655	10,465
	12	0,58439	1,7112	10,752
100	1	1,449702	0,6898	4,3341
	2	1,393808	0,71746	4,5079
	3	1,03564	0,96559	6,067
	4	1,029224	0,97161	6,1048
	5	0,834231	1,1987	7,5317
	6	0,798989	1,2516	7,8639
	7	0,79133	1,2637	7,94
	8	0,700779	1,427	8,966
	9	0,697035	1,4346	9,0142
	10	0,68481	1,4603	9,1751
	11	0,67222	1,4876	9,3469
	12	0,649491	1,5397	9,674
120	1	1,48199	0,67477	4,23969
	2	1,40803	0,71021	4,46239
	3	1,09990	0,90917	5,71251
	4	1,09298	0,91493	5,74867
	5	0,88399	1,13123	7,10776
	6	0,84947	1,1772	7,39659
	7	0,80185	1,24712	7,83586
	8	0,79245	1,26191	7,92881
	9	0,73352	1,36329	8,5658
	10	0,73155	1,36696	8,58887
	11	0,72796	1,3737	8,63122
	12	0,72621	1,37701	8,65202



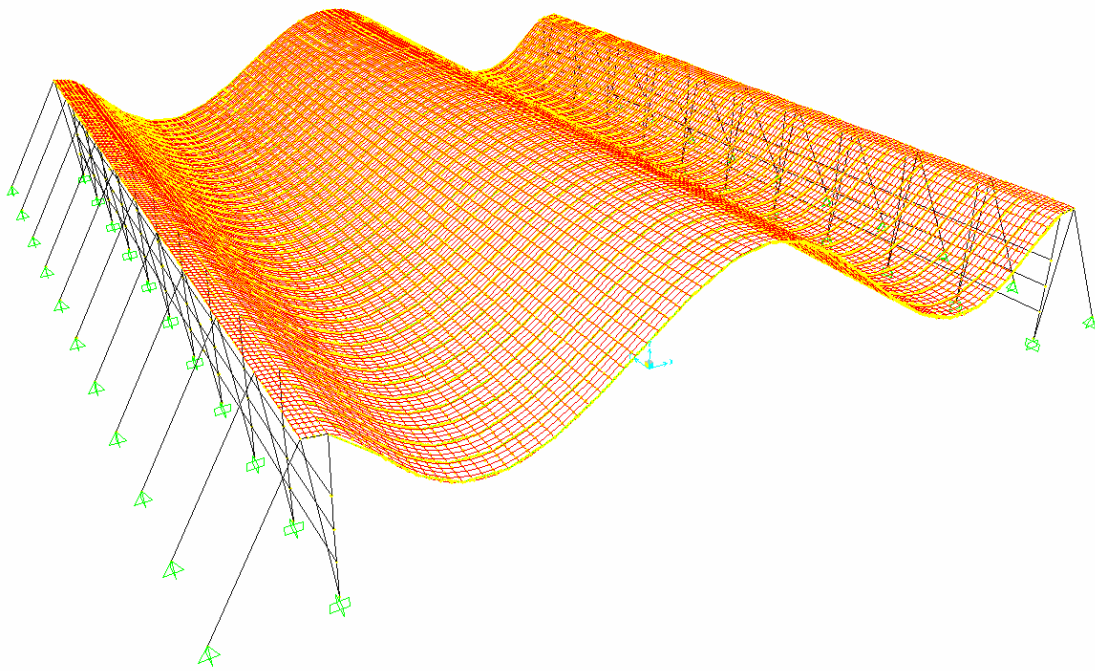
(a) Modo 1



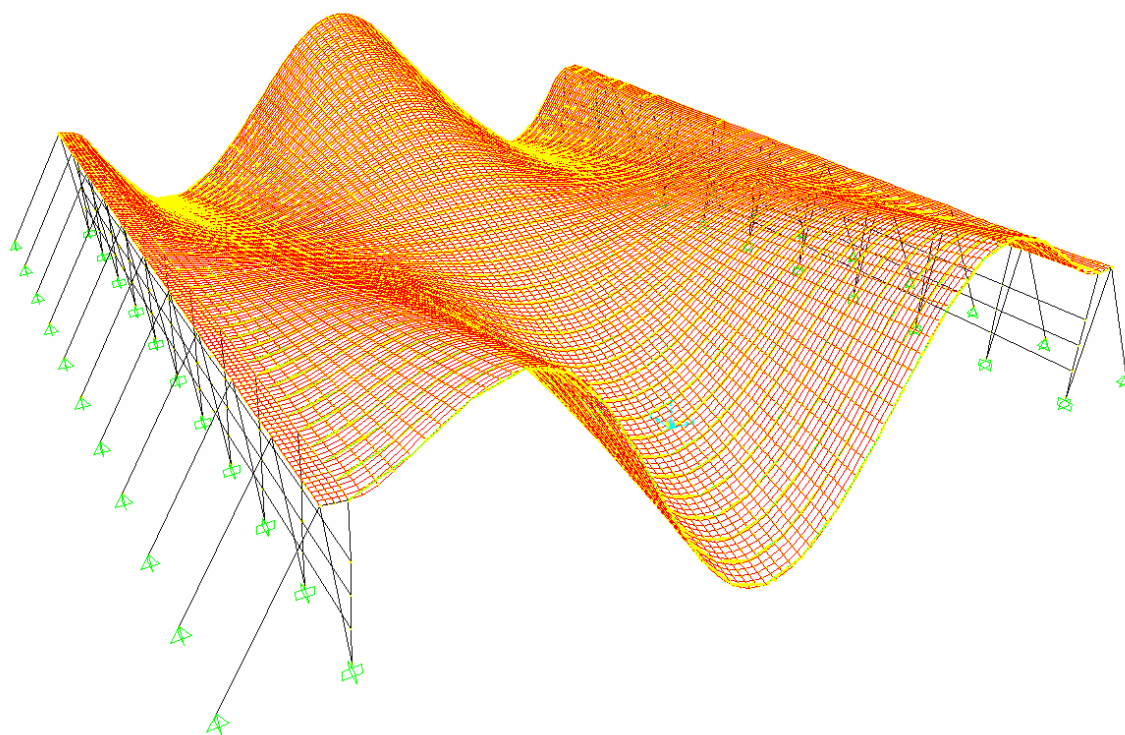
(b) Modo 2



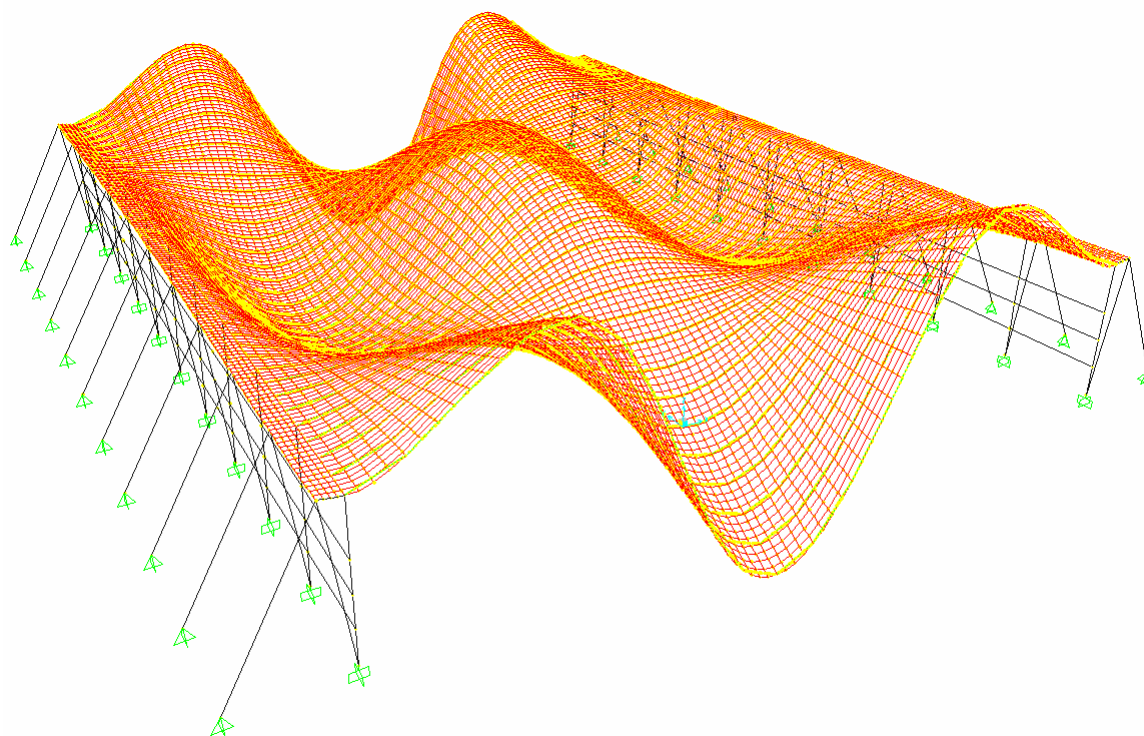
(c) Modo 3



(d) Modo 4



(e) Modo 5



(f) Modo 6

Figura 7.7 – Modos de vibração da estrutura

7.6 MODELAÇÃO

O caso em estudo foi modelado em dois programas de cálculo diferentes, o SAP2000 e o Robot Millennium.

A modelação é um passo fundamental em qualquer projecto, como tal, deverá ser realizada com o maior cuidado de forma a aproximar o modelo matemático o mais possível da realidade. Existem várias condições que caracterizam o modelo e que merecem uma atenção especial por parte do projectista. As condições que caracterizam um modelo são:

1. Geometria: O modelo deve ter uma geometria o mais parecida possível com a geometria real da estrutura. Este é um parâmetro importante na modelação da estrutura, mas não é uma condição fundamental.
2. Materiais: Na modelação da estrutura deve ter-se o cuidado de introduzir em todos os elementos as características dos materiais que previamente foram decididos serem aplicados, nomeadamente o tipo de betão, aço, etc. Esta é uma condição fundamental na modelação uma vez que as características dos materiais influenciam os resultados que iremos obter.
3. Tipos de elementos / secções: Esta condição é igualmente fundamental porque a escolha do tipo de elementos a utilizar no modelo influencia o tipo de esforços que iremos obter e consequentemente o dimensionamento. Por isso, deve-se pensar muito bem no tipo de elementos a aplicar antes de começar a modelar. Como é óbvio, os elementos do modelo deverão ter secções iguais às da estrutura real.
4. Condições de apoio: Este é uma condição fundamental na modelação de uma estrutura uma vez que se se verificarem condições de apoio diferentes das modeladas haverá uma redistribuição de esforços na estrutura que poderá ser prejudicial à mesma. Como tal, na modelação deve tentar reproduzir-se o mais possível as condições de apoio que existem na realidade e verificar se não estamos a introduzir efeitos parasitas. Assim, as opções das condições de apoio do projecto devem ser pensadas. Deve evitar-se introduzir no modelo uma rigidez “artificial” proveniente de erros na introdução das condições de apoio e não criar apoios que não sejam materializáveis nem introduzir apoios em locais onde estes não existem.
5. Cargas: As cargas que actuam numa estrutura e suas combinações devem ser bem pensadas. Primeiro deve verificar-se que tipo de acções poderão ser condicionantes para a estrutura em causa e depois proceder-se à sua quantificação recorrendo a métodos matemáticos ou a ensaios se estes se justificarem.
6. Resultados: Os resultados que iremos obter serão condicionados pelas condições anteriores. Os resultados obtidos que permitem a validação dos modelos são:
 - Reacções;
 - Esforços;
 - Deformações;
 - Tensões;
 - Quantidades (medições).

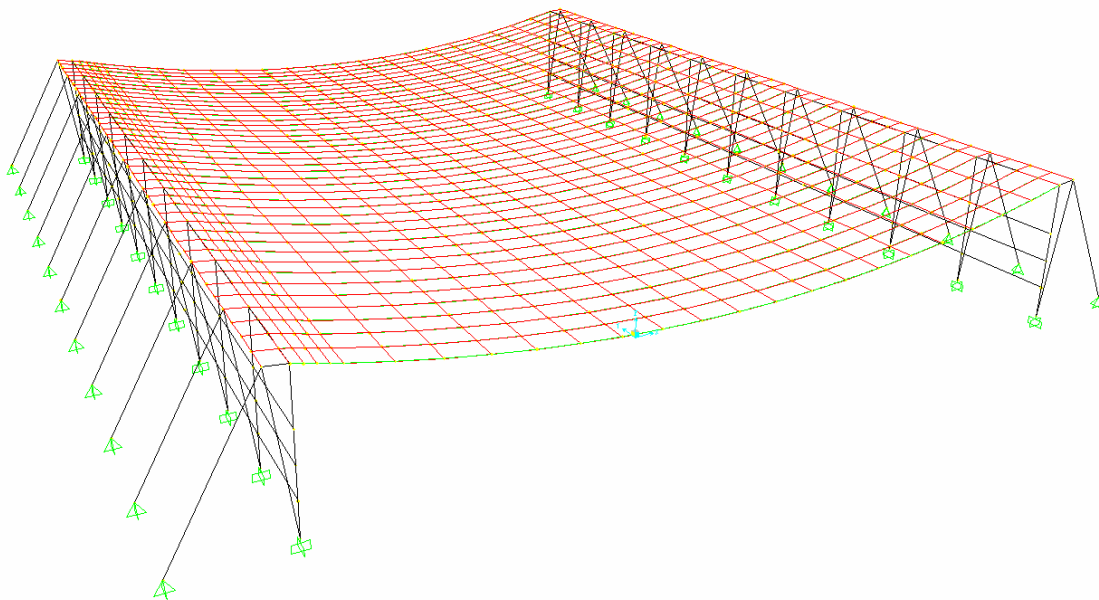
Os modelos de cálculo devem ser otimizados para minimizarem o volume de cálculo e ao mesmo tempo analisar todos os fenómenos intervenientes na estrutura.

Nos modelos realizados para o caso em estudo foram tomadas as seguintes decisões quanto às condições referidas:

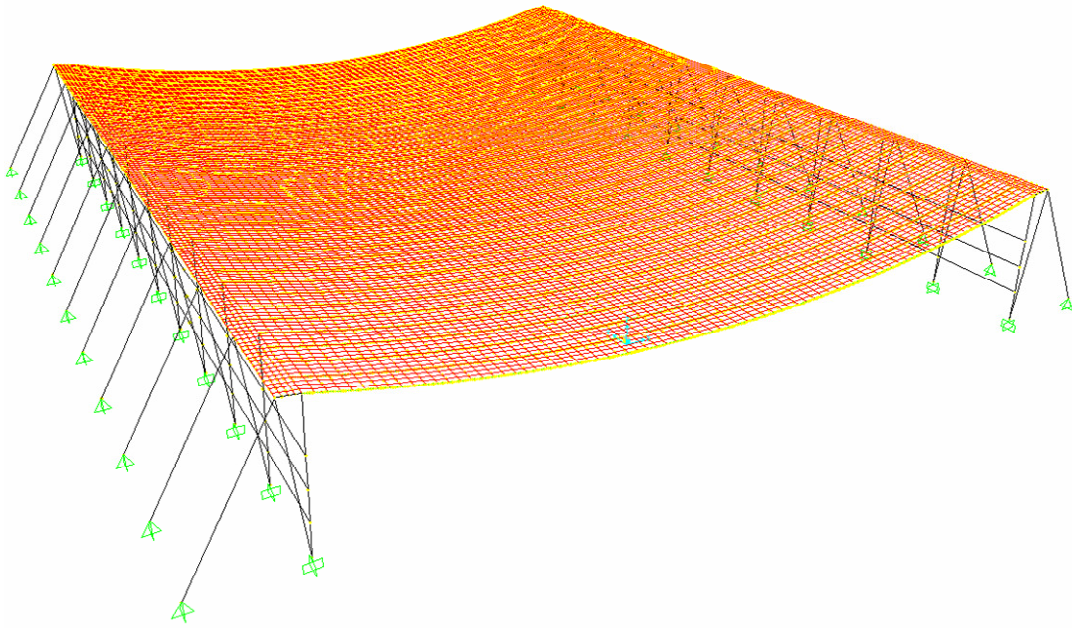
1. Geometria: O modelo feito apresenta uma geometria bastante aproximada da real;
2. Materiais: Os materiais adoptados foram o C35/45 para o betão, o S450 segundo a norma EN10025-2 para o aço das ancoragens e as características do aço de pré-esforço foram obtidas pelo catálogo da VSL.
3. Tipos de elementos / secções: Os elementos usados no modelo foram elementos de barra para a estrutura de apoio, elementos de casca para a cobertura e elementos de cabo linearizados para os cabos de pré-esforço. Quanto às secções introduzidas em cada elemento foram as obtidas no pré dimensionamento (capítulo 4);
4. Condições de apoio: As condições de apoio consideradas foram encastramentos na estrutura de betão armado e apoios triplos nas ancoragens de aço;
5. Cargas: As cargas introduzidas e suas combinações foram as especificadas nos pontos anteriores deste capítulo e o do capítulo 3.

Posto isto, conseguiu-se validar o modelo realizado no SAP2000 (figura 7.8) através das deformações obtidas que eram compatíveis com os cabos.

Quanto ao modelo realizado no Robot Millennium, este não foi validado uma vez que as deformações obtidas neste programa não eram compatíveis com a estrutura de cabos. Este facto pode ter ocorrido devido ao erro na introdução de algum parâmetro interveniente no modelo.



(a) Geometria



(b) Malha de elementos finitos

Figura 7.8 – Geometria do modelo realizado no SAP2000

Tendo em conta o modelo realizado irá proceder-se ao estudo paramétrico da estrutura.

7.7 ESTUDO PARAMÉTRICO

No estudo paramétrico foi feito para valores das deformações e esforços em regiões representativas da estrutura para os três vãos em estudo e considerando as combinações de acções expostas nos quadros 7.10 a 7.21. Os parâmetros considerados no estudo, de acordo com a figura 7.9, foram dos deslocamentos nas três direcções a meio vão da cobertura, as rotações da viga de suporte dos cabos, o esforço axial do tirante metálico e o esforço axial da escora inclinada da estrutura de betão armado (figura 7.9).

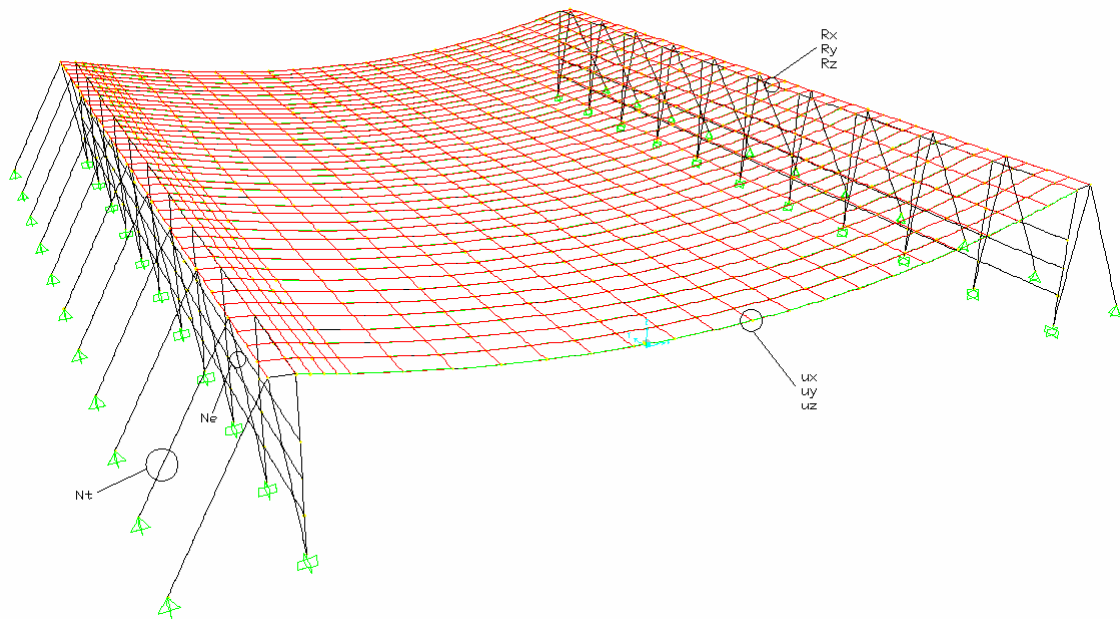


Figura 7.9 – Regiões consideradas na obtenção dos parâmetros usados no estudo paramétrico.

Quadro 7.23 – Valores dos parâmetros para o vão de 80m usados no estudo paramétrico

Estado limite	Acção de base	Combinação	ux (m)	uy (m)	uz (m)	Nt (KN)	Ne (KN)
Estado limite último – combinação sísmica	Acção de base – acção sísmica tipo 1 zona A solo D	1	0,0041	0,0916	-0,2384	14317	-12794
		2	0	0,0917	-0,2356	14300	-12765
		3	0,0041	0,0011	-0,2014	14230	-12707
		4	0,0041	0,916	-0,232	12130	-10871
		5	0,0004	0,0011	-0,1969	14213	-12677
		6	0,0003	0,0916	-0,2275	12112	-10841
	Acção de base – acção sísmica tipo 2 zona A solo D	1	0,0061	0,1337	-0,2654	14190	-12706
		2	0,0003	0,1337	-0,2593	14172	-12665
		3	0,0061	0,0011	-0,2121	13992	-12506
		4	0,006	0,1337	-0,2581	12456	-11191
		5	0,0002	0,0012	-0,2063	13973	-12465
		6	0,0001	0,1337	-0,253	12438	-11151
	Acção de base – acção sísmica tipo 1 zona D solo A	1	0,0011	0,0241	-0,1864	12152	-10841
		2	0,0001	0,0241	-0,1858	12147	-10834
		3	0,0013	0,001	-0,1769	12130	-10819
		4	0,0012	0,0241	-0,1847	11594	-10351

		5	0,0001	0,001	-0,1763	12125	-10812
		6	0	0,0241	-0,1841	11590	-10343
	Acção de base – acção sísmica tipo 2 zona D solo A	1	0,0012	0,0272	-0,1888	12168	-10858
		2	0,0001	0,0272	-0,1881	12163	-10849
		3	0,0014	0,001	-0,178	12140	-10829
		4	0,0014	0,0272	-0,1869	11619	-10375
		5	0,0003	0,001	-0,1767	12136	-10821
		6	0,0001	0,0272	-0,1862	11614	-10366
Estado limite último – combinação acidental	Acção de base – acção sísmica tipo 1 zona A solo D	1	-0,0057	0,0916	-0,2385	14253	-12722
		2	-0,0045	0,0916	-0,2381	14287	-12761
		3	-0,0007	0,0916	-0,2314	14270	-12731
		4	-0,002	0,0916	-0,2361	14236	-12692
		5	-0,0007	0,0011	-0,1948	14184	-12643
		6	-0,002	0,0011	-0,2016	14150	-12605
		7	-0,0007	0,0916	-0,2284	12083	-10807
		8	-0,0018	0,0916	-0,2258	12049	-10769
		9	-0,0046	0,0011	-0,2024	14201	-12673
		10	-0,0057	0,0011	-0,2036	14167	-12634
		11	-0,0044	0,0916	-0,2321	12100	-10837
		12	-0,0056	0,0916	-0,2325	12066	-10798
	Acção de base – acção sísmica tipo 2 zona A solo D	1	-0,0075	0,1337	-0,263	14127	-12634
		2	-0,0063	0,1337	-0,2666	14161	-12672
		3	-0,0008	0,1338	0,2564	14142	-12631
		4	-0,002	0,1337	-0,2615	14108	-12593
		5	-0,0008	0,0011	-0,2061	13944	-12432
		6	-0,002	0,0011	-0,2073	13910	-12393
		7	-0,0006	0,1337	-0,249	12408	-11117
		8	-0,002	0,1337	-0,2566	12374	-11078
9		-0,0063	0,0011	-0,2124	13962	-12473	
	10	-0,0075	0,0011	-0,2136	13929	-12434	
	11	-0,0062	0,1337	-0,2584	12427	-11158	

		12	-0,0074	0,1337	-0,2601	12393	-11119
	Acção de base acção sísmica tipo 1 zona D solo A	1	-0,003	0,0241	-0,19	12088	-10769
		2	-0,0018	0,0241	-0,188	12122	-10808
		3	-0,0008	0,0241	-0,1874	12118	-10800
		4	-0,002	0,0241	-0,1894	12084	-10761
		5	-0,0007	0,001	-0,1768	12096	-10778
		6	-0,0021	0,001	-0,1811	12062	-10739
		7	-0,0009	0,0241	-0,186	11560	-10310
		8	-0,0019	0,0241	-0,1858	11526	-10271
		9	-0,0017	0,001	-0,1779	12100	-10785
		10	-0,003	0,001	-0,1792	12066	-10747
		11	-0,0017	0,0241	-0,1857	11564	-10317
		12	-0,003	0,0241	-0,1883	11531	-10278
	Acção de base – acção sísmica tipo 2 zona D solo A	1	-0,003	0,0272	-0,191	12105	-10785
		2	-0,002	0,0272	-0,1903	12139	-10824
		3	-0,0007	0,0272	-0,1884	12134	-10815
		4	-0,002	0,0272	-0,1917	12100	-10777
		5	-0,0007	0,001	-0,1777	12106	-10787
		6	-0,0019	0,001	-0,1789	12072	-10748
		7	-0,0007	0,0272	-0,1866	11584	-10333
		8	-0,002	0,0272	-0,1898	11550	-10294
		9	-0,0017	0,001	-0,1766	12111	-10796
		10	-0,0031	0,001	-0,1815	12077	-10757
		11	-0,0019	0,0272	-0,1884	11589	-10341
		12	-0,003	0,0272	-0,1891	11555	-10302
Estado limite último – combinação fundamental	Acção de base – acção do vento	1	-0,0161	0,0011	-0,2552	13536	-12305
		2	-0,007	0,0012	-0,2222	13790	-12596
Estado limite de utilização – combinação característica	Acção de base – acção do vento	1	-0,0106	0,0008	-0,1528	9869	-8983
		2	-0,0046	0,0008	-0,1568	10039	-9177
Estado limite de	Acção de base –	1	-0,0019	0,0008	-0,1248	8389	-7724

utilização combinação frequente	– acção do vento	2	-0,0008	0,0007	-0,1258	8423	-7762
Estado limite de utilização combinação quase permanente	– Acção de base - acção do vento	1/2	0,0004	0,0007	-0,123	8452	-7796

Quadro 7.24 – Valores dos parâmetros para o vão de 100m usados no estudo paramétrico

Estado limite	Acção de base	Combinação	ux (m)	uy (m)	uz (m)	Nt (KN)	Ne (KN)
Estado limite último – combinação sísmica	Acção de base – acção sísmica tipo 1 zona A solo D	1	0,0039	0,0666	-0,2798	22581	-19505
		2	0,0008	0,0666	-0,2778	22571	-19485
		3	0,0034	0,002	-0,2627	22412	-19353
		4	0,0031	0,0666	-0,2644	19406	-16797
		5	0,0006	0,002	-0,2607	22401	-19332
		6	0,0005	0,0666	-0,2632	19396	-16777
	Acção de base – acção sísmica tipo 2 zona A solo D	1	0,0048	0,0779	-0,3014	22688	-19609
		2	0,0011	0,0779	-0,2961	22676	-19581
		3	0,0043	0,002	-0,2769	22461	-19404
		4	0,0043	0,0779	-0,2787	19612	-16987
		5	0,0008	0,002	-0,2746	22448	-19376
		6	0,0007	0,0779	-0,2763	19599	-16959
	Acção de base – acção sísmica tipo 1 zona D solo A	1	0,0012	0,0183	-0,2369	19309	-16683
		2	0,0007	0,0183	-0,2363	19307	-16677
		3	0,0016	0,0018	-0,2321	19266	-16644
		4	0,0013	0,0184	-0,233	18500	-15992
		5	0,0005	0,0018	-0,232	19264	-16639
		6	0,0007	0,0183	-0,2324	18497	-15987
	Acção de base – acção sísmica tipo 2 zona D solo A	1	0,0017	0,0205	-0,2386	19441	-16796
		2	0,0005	0,0205	-0,2381	19438	-16790
		3	0,0016	0,0018	-0,2335	19392	-16752
		4	0,0016	0,0205	-0,2342	18539	-16027
		5	0,0011	0,0018	-0,2315	19389	-16747
		6	0,0005	0,0205	-0,2341	18536	-16021

Estado limite último – combinação acidental	Acção de base – acção sísmica tipo 1 zona A solo D	1	-0,0073	0,0666	-0,2785	22874	-19723
		2	-0,0043	0,0666	-0,2783	22712	-19602
		3	-0,002	0,0666	-0,2788	22702	-19582
		4	-0,0048	0,0666	-0,276	22863	-19702
		5	-0,0017	0,002	-0,2572	22532	-19429
		6	-0,0047	0,002	-0,2569	22694	-19550
		7	-0,0014	0,0666	-0,2571	19527	-16874
		8	-0,0043	0,0666	-0,2492	19689	-16994
		9	-0,0043	0,002	-0,2609	22543	-19450
		10	-0,0071	0,002	-0,2558	22705	-19570
		11	-0,0042	0,0666	-0,2634	19537	-16894
		12	-0,0072	0,0666	-0,2634	19699	-17015
	Acção de base – acção sísmica tipo 2 zona A solo D	1	-0,0088	0,0779	-0,302	22981	-19827
		2	-0,0056	0,0779	-0,3003	22819	-19706
		3	-0,0022	0,0779	-0,3	22806	-19678
		4	-0,0049	0,0779	-0,2992	22968	-19798
		5	-0,0023	0,002	-0,2633	22532	-19429
		6	-0,0049	0,0021	-0,276	22741	-19593
		7	-0,0021	0,0779	-0,2786	19730	-17056
		8	-0,005	0,0779	-0,2806	19892	-17177
		9	-0,0057	0,0021	-0,2773	22592	-19501
		10	-0,0087	0,002	-0,2786	22754	-19621
		11	-0,0055	0,0779	-0,279	19742	-17084
		12	-0,0084	0,0779	-0,2781	19904	-17205
	Acção de base – acção sísmica tipo 1 zona D solo A	1	-0,0058	0,0183	-0,2426	19602	-16900
		2	-0,0023	0,0183	-0,2345	19440	-16779
		3	-0,0029	0,0183	-0,237	19438	-16774
		4	-0,00027	0,0183	-0,2366	19600	-16895
		5	-0,0019	0,0018	-0,2324	19394	-16735
		6	-0,005	0,0018	-0,2356	19556	-16856
		7	-0,0019	0,0183	-0,2331	18628	-16084

		8	-0,005	0,0183	-0,2363	18790	-16204
		9	-0,0027	0,0018	-0,2337	19397	-16741
		10	-0,006	0,0018	-0,2414	19559	-16861
		11	-0,0024	0,0183	-0,2322	18631	-16089
		12	-0,0056	0,0183	-0,2363	18793	-16210
	Acção de base – acção sísmica tipo 2 zona D solo A	1	-0,0063	0,0205	-0,2501	19734	-17014
		2	-0,0036	0,0205	-0,2442	19572	-16893
		3	-0,0025	0,0205	-0,2422	19569	-16887
		4	-0,0052	0,0205	-0,2448	19731	-17008
		5	-0,0026	0,0018	-0,2372	19520	-16843
		6	-0,0053	0,0018	-0,2412	19682	-16964
		7	-0,0025	0,0205	-0,2379	18667	-16118
		8	-0,0054	0,0205	-0,2428	18829	-16238
		9	-0,0032	0,0018	-0,2377	19523	-16849
		10	-0,0061	0,0018	-0,2428	19685	-16970
		11	-0,003	0,0205	-0,2373	18670	-16124
		12	-0,0059	0,0205	-0,2407	18832	-16244
Estado limite último – combinação fundamental	Acção de base – acção do vento	1	-0,0394	0,0023	-0,3325	24314	-20721
		2	-0,018	0,0022	-0,3152	23099	-19818
Estado limite de utilização – combinação característica	Acção de base – acção do vento	1	-0,0263	0,0017	-0,2381	17557	-14979
		2	-0,012	0,0016	-0,2266	16747	-14376
Estado limite de utilização – combinação frequente	Acção de base – acção do vento	1	-0,0053	0,0013	-0,1735	13767	-11859
		2	-0,0024	0,0013	-0,1685	13605	-11739
Estado limite de utilização – combinação quase permanente	Acção de base – acção do vento	1 / 2	0	0,0013	-0,1645	13474	-11642

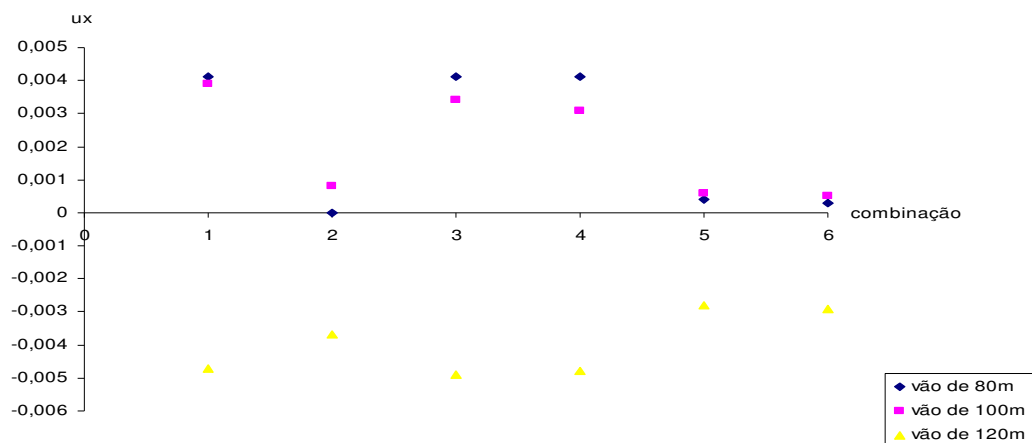
Quadro 7.25 – Valores dos parâmetros para o vão de 100m usados no estudo paramétrico

Estado limite	Acção de base	Combinação	ux (m)	uy (m)	uz (m)	Nt (KN)	Ne (KN)
Estado limite último – combinação sísmica	Acção de base – acção sísmica tipo 1 zona A solo D	1	-0,0047	0,0575	-0,4001	32217	-27460
		2	-0,0037	0,0575	-0,3902	32203	-27440
		3	-0,0049	0,003	-0,3912	31906	-27205
		4	-0,0048	0,0575	-0,3615	28468	-24384
		5	-0,0028	0,003	-0,3873	31891	-27184
		6	-0,0029	0,0575	-0,3561	28454	-24364
	Acção de base – acção sísmica tipo 2 zona A solo D	1	-0,0051	0,061	-0,4334	33172	-28257
		2	-0,0032	0,061	-0,4244	33155	-28231
		3	-0,0056	0,0031	-0,4229	32816	-27964
		4	-0,0055	0,061	-0,3746	28758	-24632
		5	-0,0026	0,0031	-0,4177	32799	-27937
		6	-0,002	0,061	-0,37	28741	-24605
	Acção de base – acção sísmica tipo 1 zona D solo A	1	-0,0026	0,0166	-0,3438	28042	-24029
		2	-0,0023	0,0166	-0,3426	28038	-24024
		3	-0,0023	0,0027	-0,342	27962	-23964
		4	-0,0025	0,0166	-0,3338	27086	-23245
		5	-0,0021	0,0027	-0,3409	27956	-23959
		6	-0,0025	0,0166	-0,3322	27082	-23239
	Acção de base – acção sísmica tipo 2 zona D solo A	1	-0,0031	0,0185	-0,3459	28237	-24189
		2	-0,0023	0,0185	-0,3451	28232	-24183
		3	-0,0026	0,0027	-0,3441	28146	-24115
		4	-0,0028	0,0185	-0,335	27150	-23298
		5	-0,0021	0,0027	-0,3432	28142	-24109
		6	-0,0021	0,0185	-0,3342	27146	-23292
Estado limite último – combinação accidental	Acção de base acção – sísmica tipo 1 zona A solo D	1	-0,0094	0,0576	-0,4166	32504	-27662
		2	-0,0063	0,0576	-0,4067	32345	-27550
		3	-0,0044	0,0576	-0,4028	32331	-27530
		4	-0,0069	0,0576	-0,4108	32489	-27642
		5	-0,0043	0,003	-0,3946	32019	-27274
		6	-0,0069	0,003	-0,4025	32177	-27382
		7	-0,0045	0,0575	-0,3639	28582	-24454

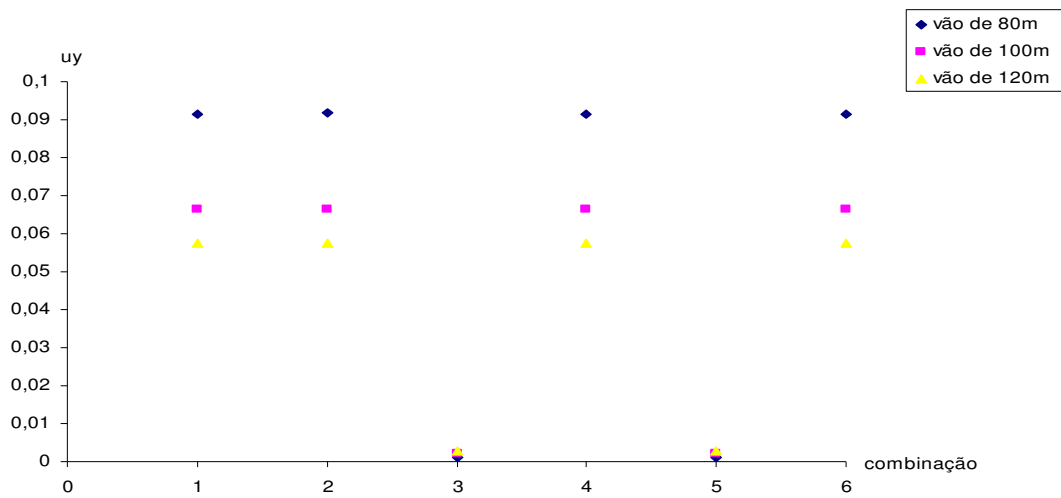
		8	-0,0073	0,0576	-0,3733	28740	-24566
		9	-0,0062	0,003	-0,3984	32034	-27295
		10	-0,0087	0,003	-0,4072	32192	-27407
		11	-0,0069	0,0575	-0,3693	28596	-24474
		12	-0,0095	0,0576	-0,3805	28755	-24587
	Acção de base – acção sísmica tipo 2 zona A solo D	1	-0,0104	0,0609	-0,449	33458	-28459
		2	-0,0081	0,061	-0,4391	33230	-28347
		3	-0,0045	0,061	-0,434	33283	-28320
		4	-0,0071	0,061	-0,4416	33441	-28433
		5	-0,0039	0,0031	-0,4244	32927	-28027
		6	-0,0064	0,0031	-0,4307	33085	-28140
		7	-0,0043	0,061	-0,3749	28869	-24695
		8	-0,0076	0,061	-0,384	29028	-24807
		9	-0,0064	0,0031	-0,4265	32944	-28054
		10	-0,01	0,0031	-0,439	33102	-28166
		11	-0,0078	0,061	-0,3825	28886	-24721
		12	-0,0101	0,061	-0,3926	29045	-24834
	Acção de base – acção sísmica tipo 1 zona D solo A	1	-0,0076	0,0166	-0,3601	28328	-24231
		2	-0,0051	0,0166	-0,3501	28170	-24119
		3	-0,0044	0,0166	-0,3489	28166	-24114
		4	-0,0077	0,0166	-0,3591	28325	-24226
		5	-0,0046	0,0026	-0,3467	28087	-24048
		6	-0,0074	0,0026	-0,3569	28245	-24161
		7	-0,0048	0,0166	-0,3389	27210	-23329
		8	-0,0074	0,0166	-0,3496	27369	-23441
		9	-0,0061	0,0026	-0,3468	28090	-24054
		10	-0,0076	0,0027	-0,358	28249	-24166
		11	-0,0056	0,0166	-0,3405	27214	-23334
		12	-0,0078	0,0166	-0,3514	27372	-23447
	Acção de base – acção sísmica tipo 2 zona D solo A	1	-0,0059	0,0185	-0,353	28523	-24391
		2	-0,0052	0,0185	-0,3528	28365	-24279
		3	-0,0044	0,0185	-0,3514	28360	-24273
		4	-0,0072	0,0185	-0,3609	28519	-24385

		5	-0,0041	0,0027	-0,3489	28270	-24199
		6	-0,0069	0,0027	-0,3581	28429	-24311
		7	-0,0046	0,0185	-0,3402	27274	-23382
		8	-0,0066	0,0185	-0,3487	27433	-23494
		9	-0,0049	0,0027	-0,3504	28274	-24205
		10	-0,0069	0,0027	-0,3575	28433	-24317
		11	-0,0049	0,0185	-0,3415	27278	-23388
		12	-0,0066	0,0185	-0,347	27437	-23500
Estado limite último – combinação fundamental	Acção de base – acção do vento	1	-0,0349	0,0032	-0,5497	34189	-28850
		2	-0,0159	0,0031	-0,4455	32999	-28007
Estado limite de utilização combinação característica	Acção de base – acção do vento	1	-0,0222	0,0023	-0,362	24764	-20926
		2	-0,0108	0,0023	0,321	23970	-20365
Estado limite de utilização combinação frequente	Acção de base – acção do vento	1	-0,0055	0,0019	-0,2522	20000	-17131
		2	-0,0031	0,0019	-0,2451	19841	-17019
Estado limite de utilização combinação permanente	Acção de base – quase acção do vento	1 / 2	-0,0011	0,0019	-0,2406	19713	-16929

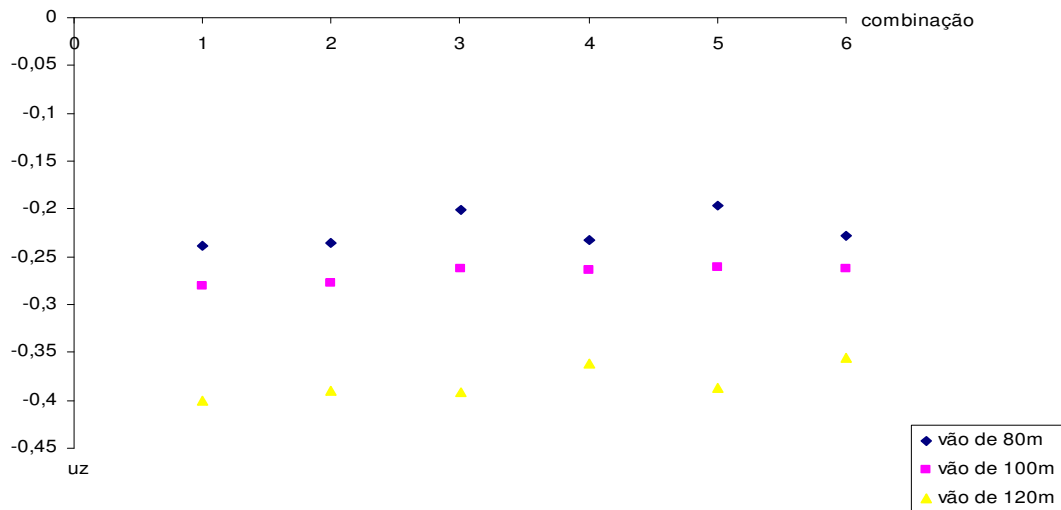
Nos quadros 7.23 a 7.25 estão os valores dos parâmetros usados para o estudo paramétrico para os vãos considerados. Quanto às rotações das vigas de suporte dos cabos (R_x , R_y , R_z), observou-se que dada a sua ordem de grandeza, estas são desprezáveis. O facto das rotações serem desprezadas deve-se à robustez destas vigas e da estrutura de suporte.



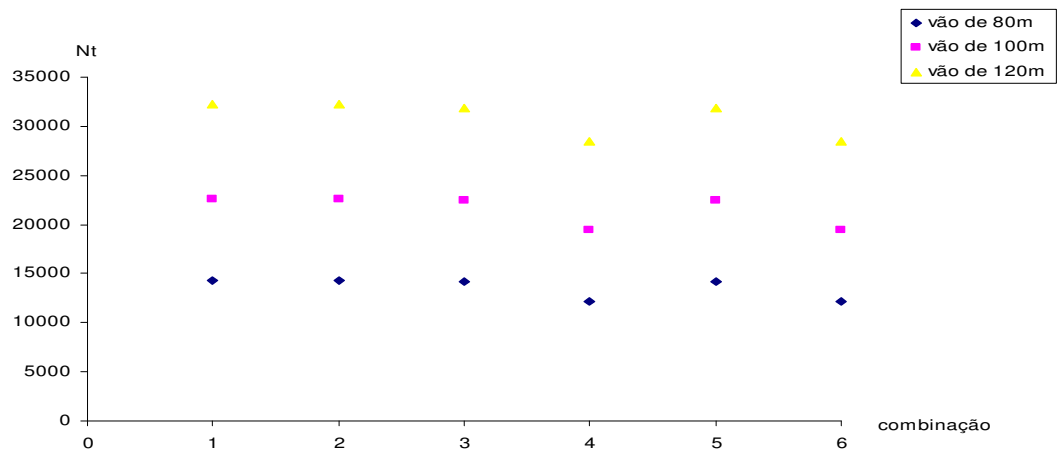
(a) Deslocamento transversal (u_x)



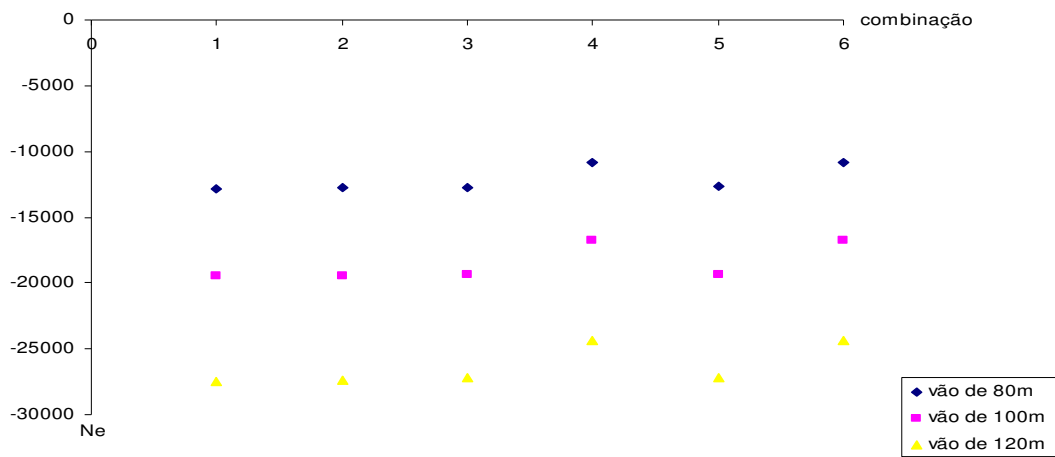
(b) Deslocamento longitudinal (u_y)



(c) Deslocamento vertical (u_z)

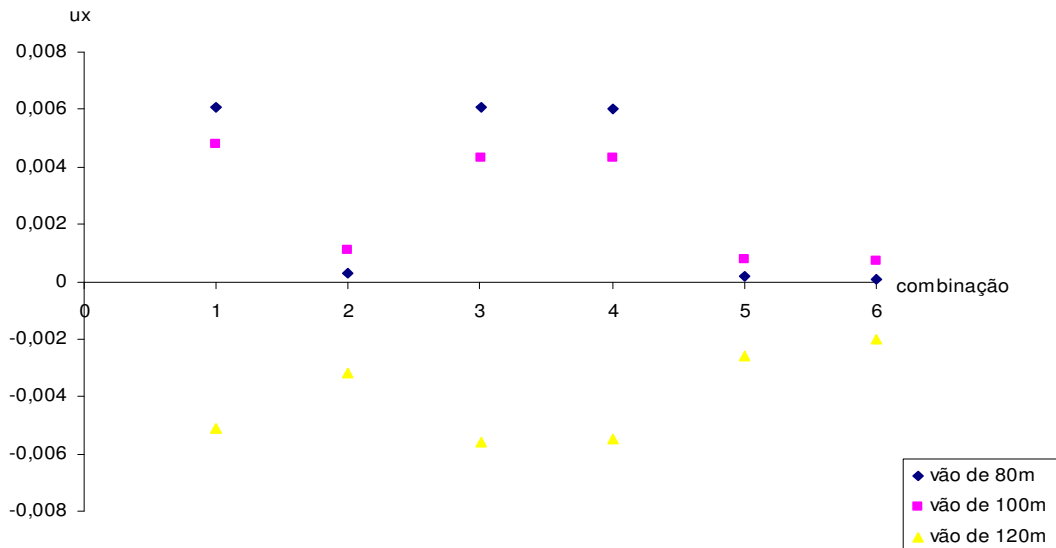


(d) Esforço axial no tirante metálico (N_t)

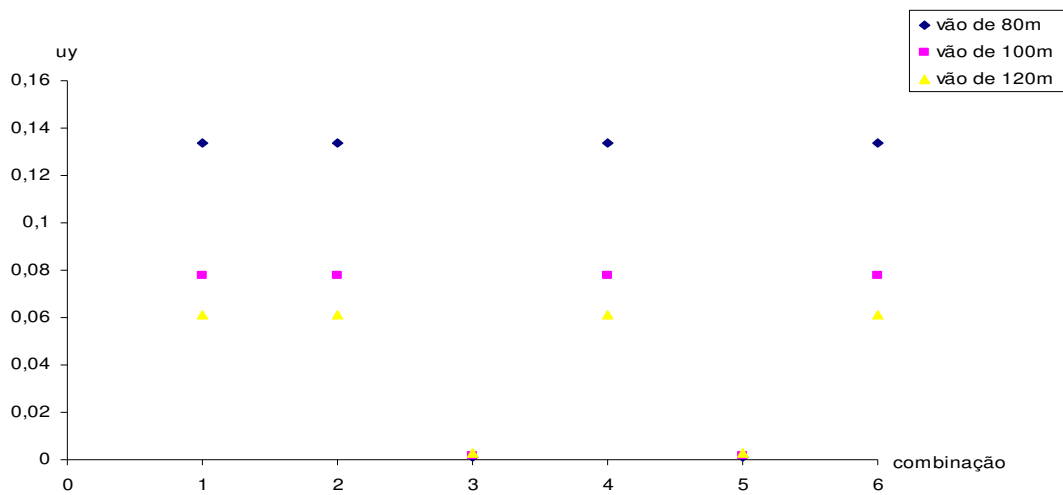


(e) Esforço axial na escora de betão armado (Ne)

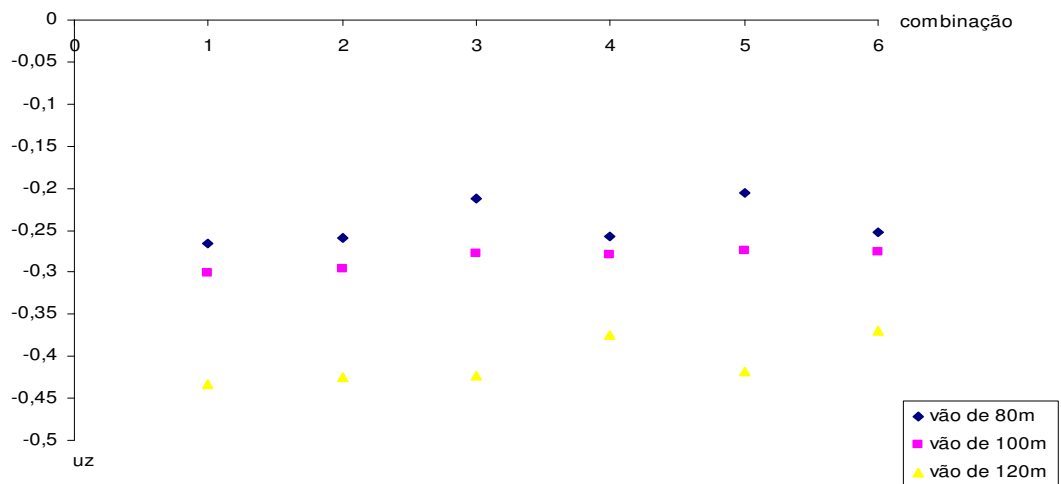
Figura 7.10 – Parâmetros intervenientes no estudo paramétrico relativos ao estado limite ultimo, combinação sísmica e acção de base a acção sísmica tipo 1 zona A solo D



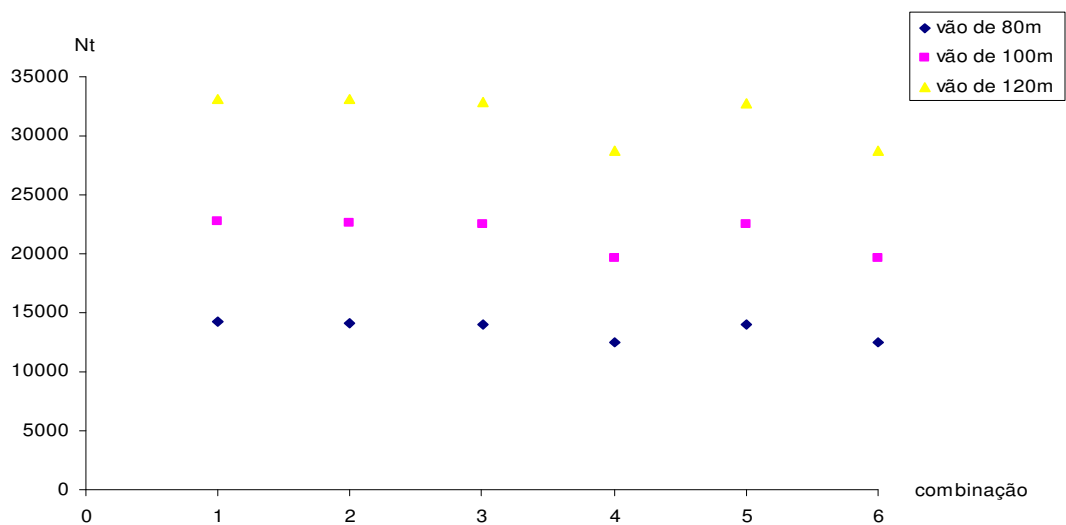
(a) Deslocamento transversal (ux)



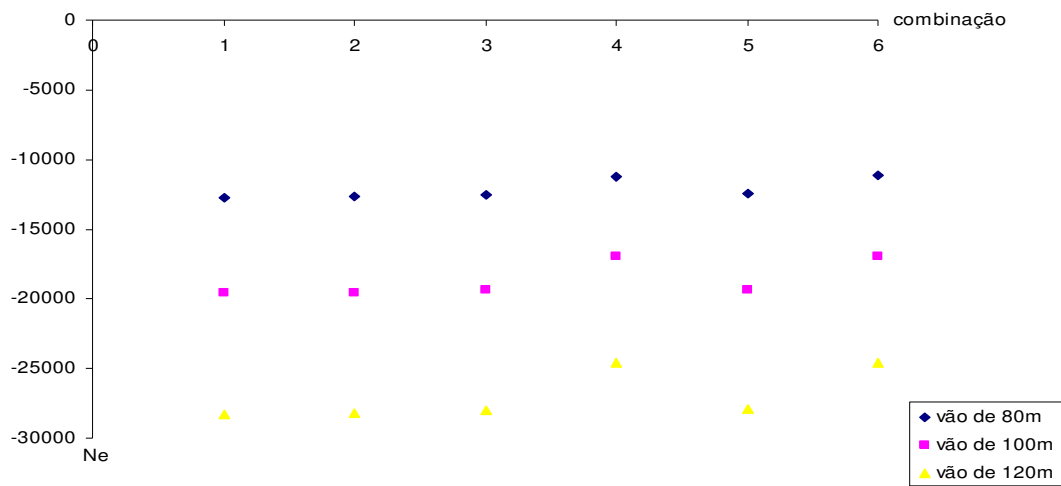
(b) Deslocamento longitudinal (uy)



(c) Deslocamento vertical (uz)

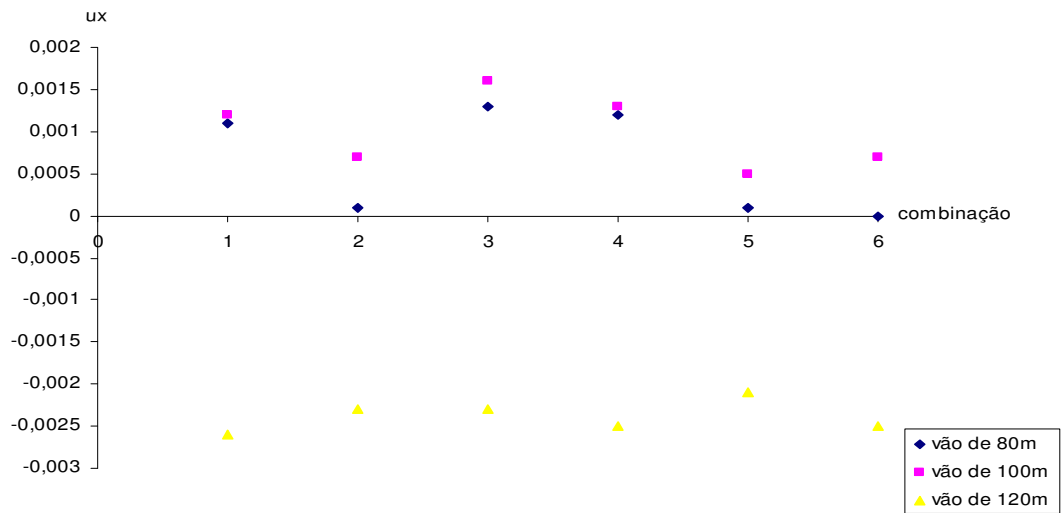


(d) Esforço axial no tirante metálico (Nt)

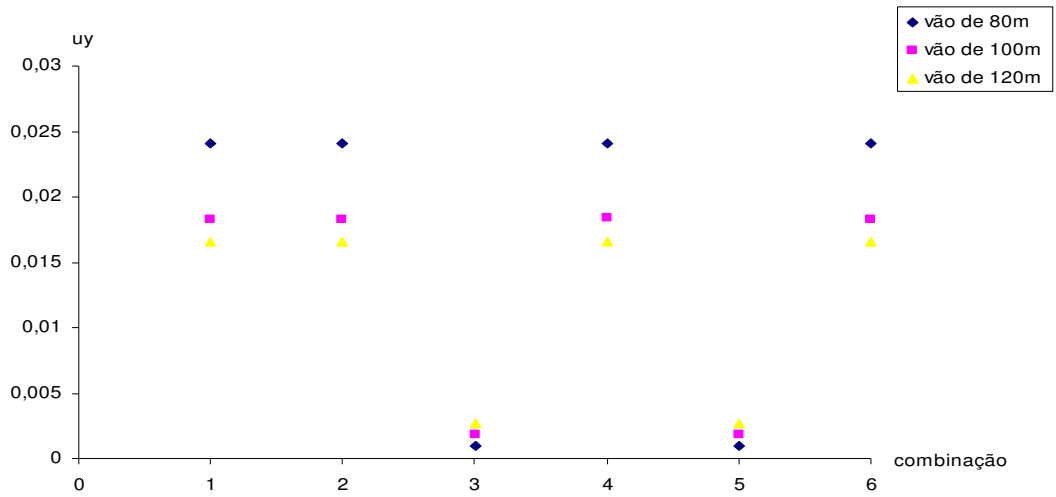


(e) Esforço axial na escora de betão armado (N_e)

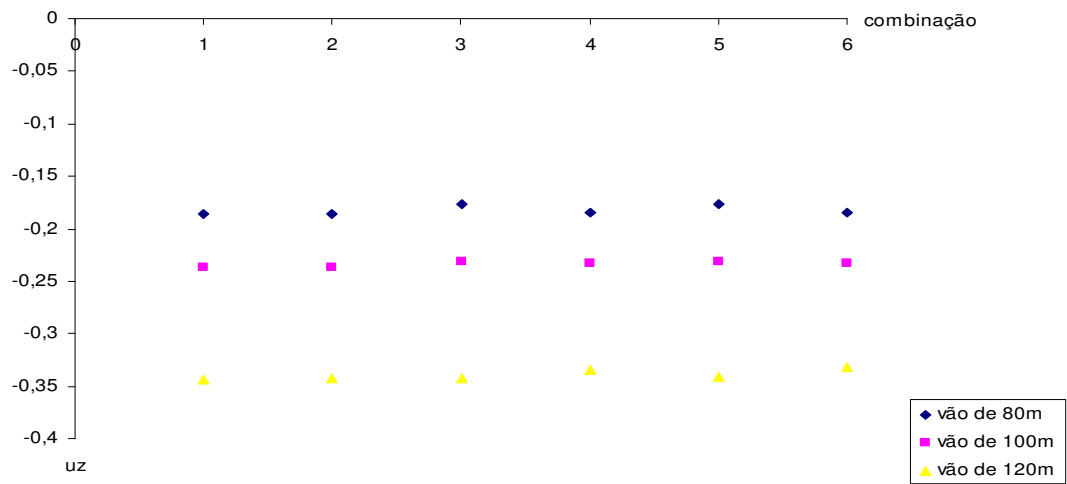
Figura 7.11 – Parâmetros intervenientes no estudo paramétrico relativos ao estado limite ultimo, combinação sísmica e acção de base a acção sísmica tipo 2 zona A solo D



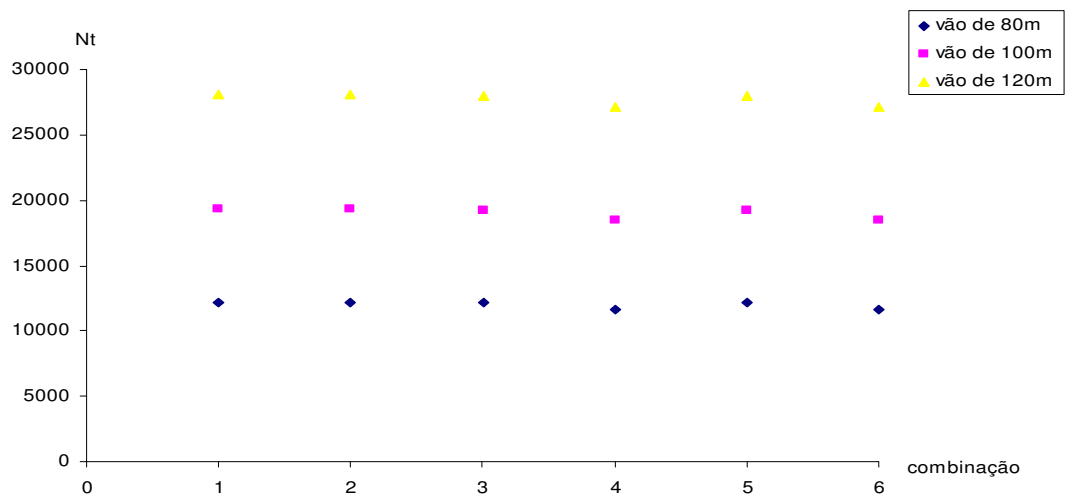
(a) Deslocamento transversal (u_x)



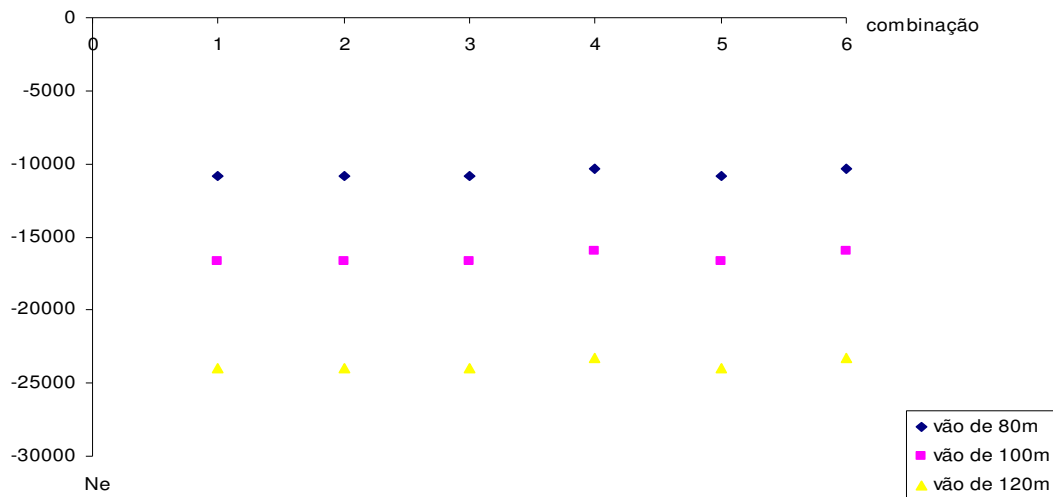
(b) Deslocamento longitudinal (u_y)



(c) Deslocamento vertical

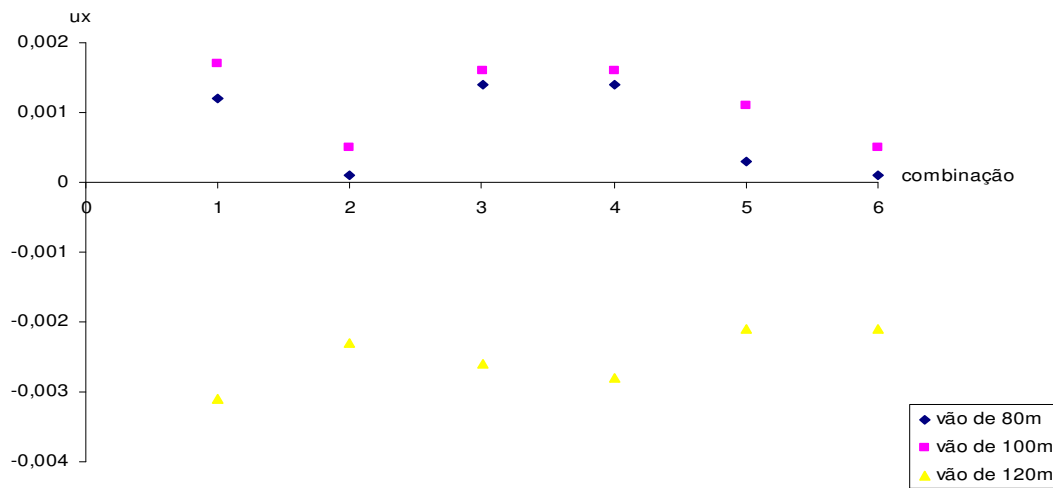


(d) Esforço axial no tirante metálico (N_t)

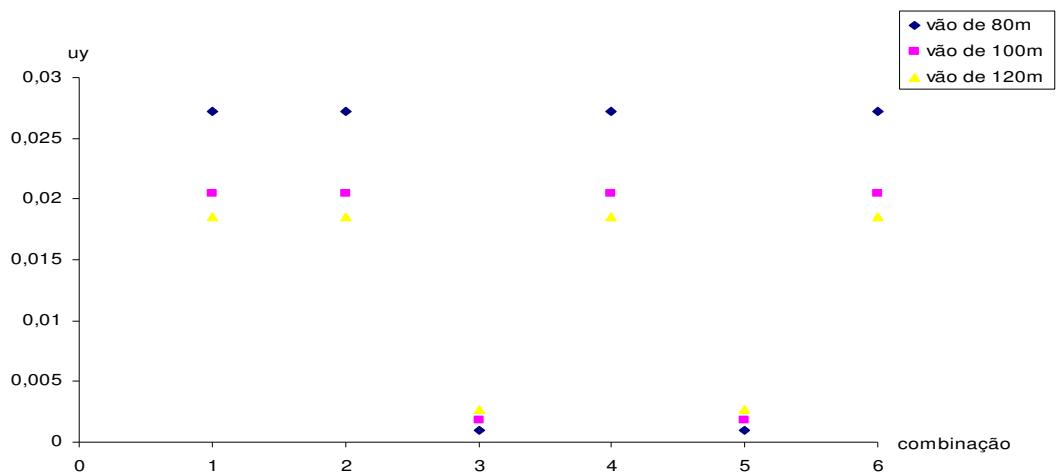


(e) Esforço axial na escora de betão armado (Ne)

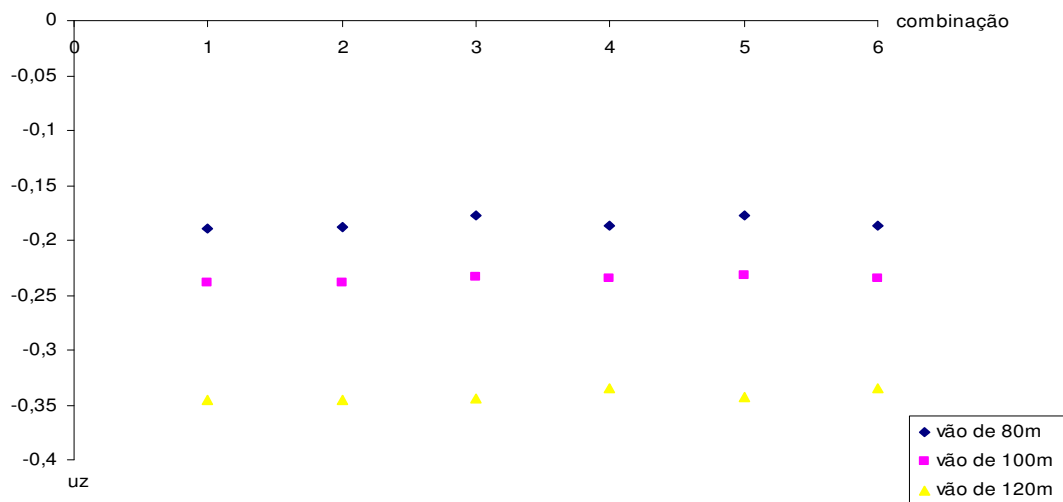
Figura 7.12 – Parâmetros intervenientes no estudo paramétrico relativos ao estado limite último, combinação sísmica e acção de base a acção sísmica tipo 1 zona D solo A



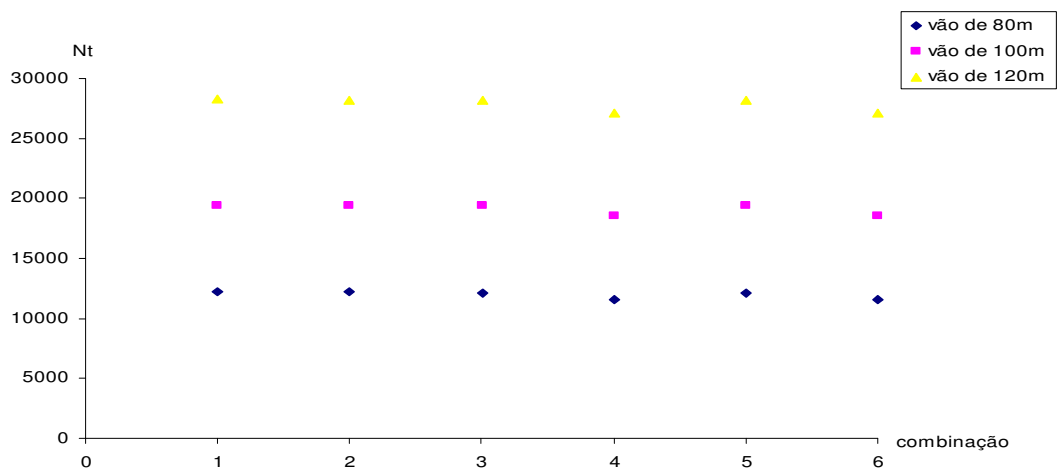
(a) Deslocamento transversal (ux)



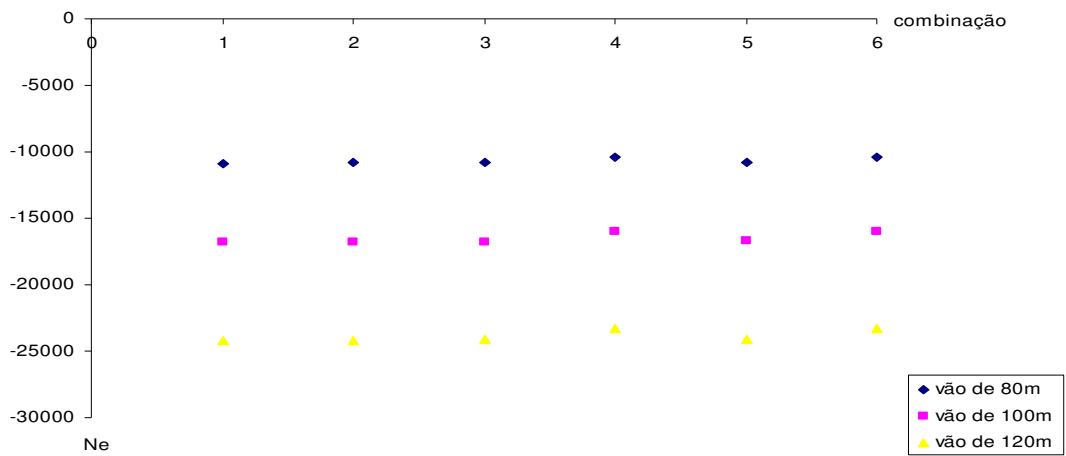
(b) Deslocamento longitudinal (u_y)



(c) Deslocamento vertical (u_z)

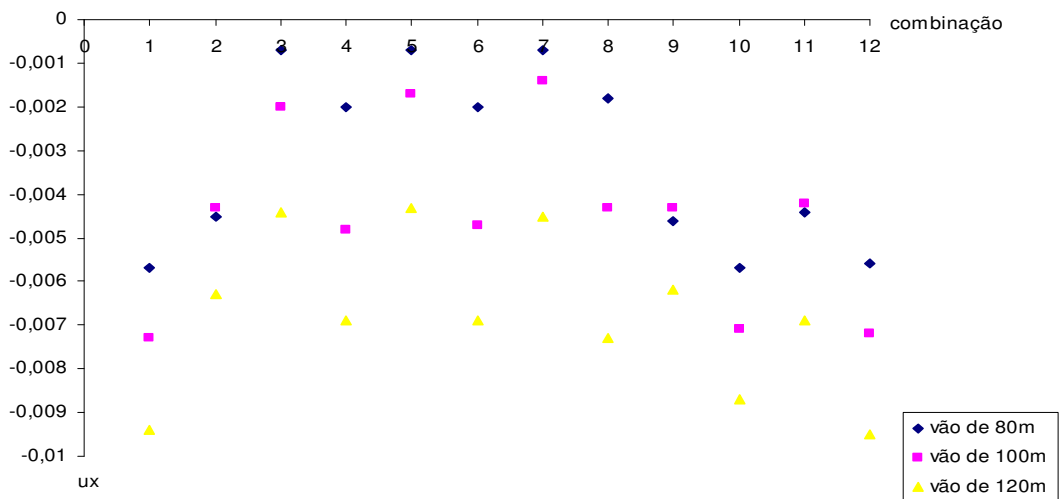


(d) Esforço axial no tirante metálico (N_t)

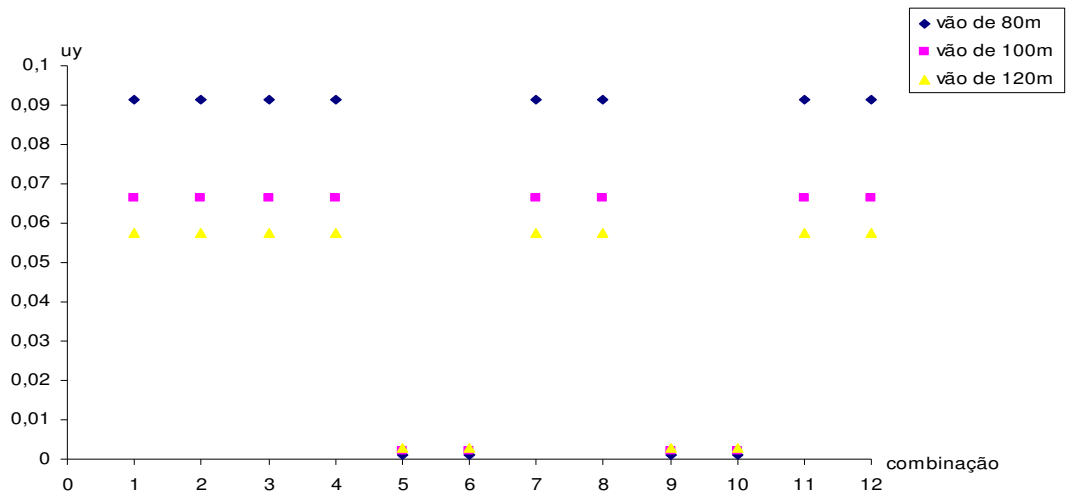


(e) Esforço axial na escora de betão armado

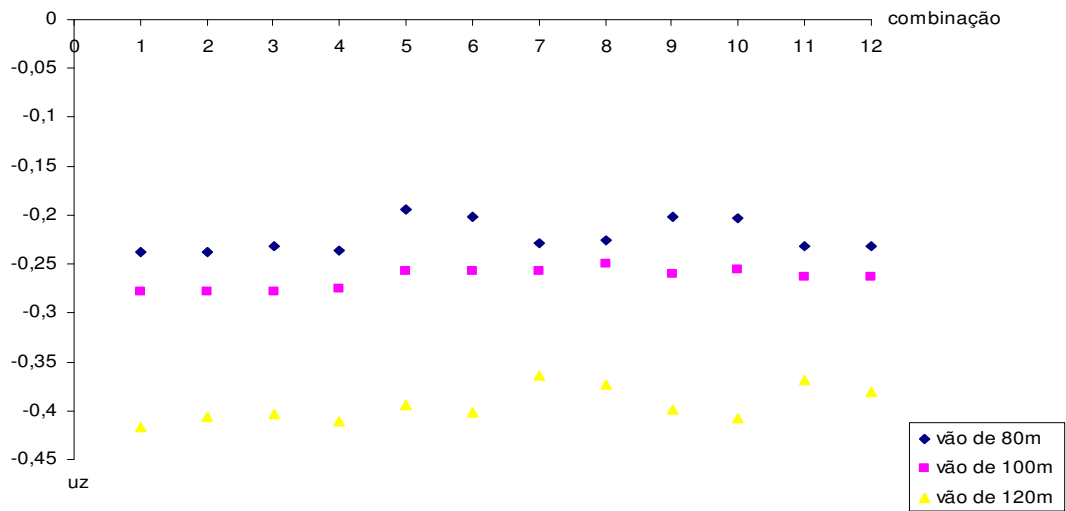
Figura 7.13 – Parâmetros intervenientes no estudo paramétrico relativos ao estado limite ultimo, combinação sísmica e acção de base a acção sísmica tipo 2 zona D solo A.



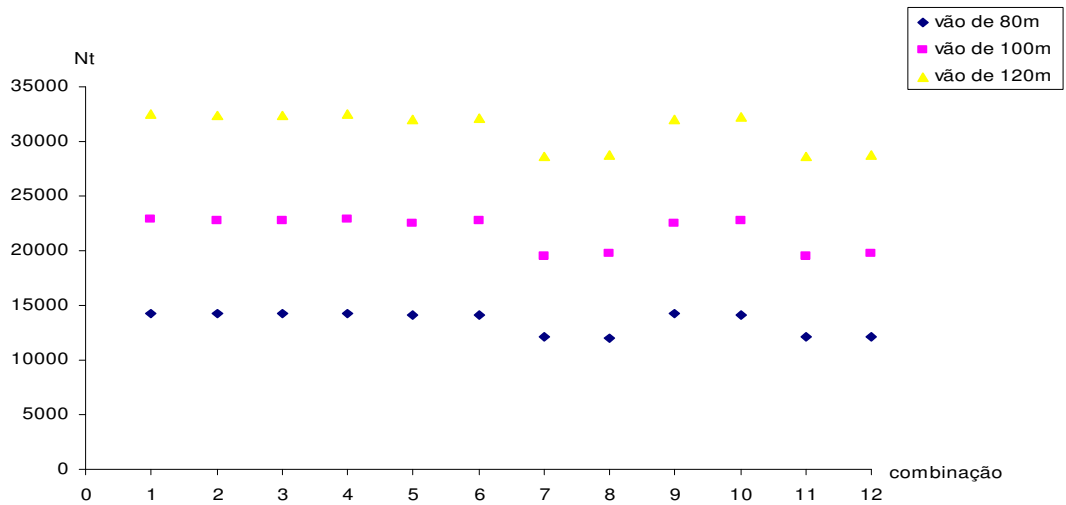
(a) Deslocamento transversal (ux)



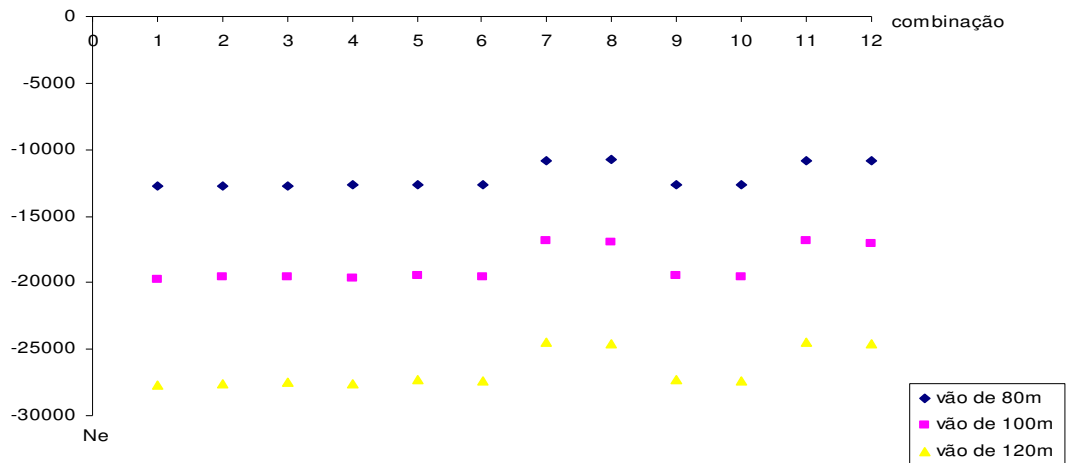
(b) Deslocamento longitudinal (u_y)



(c) Deslocamento vertical (u_z)

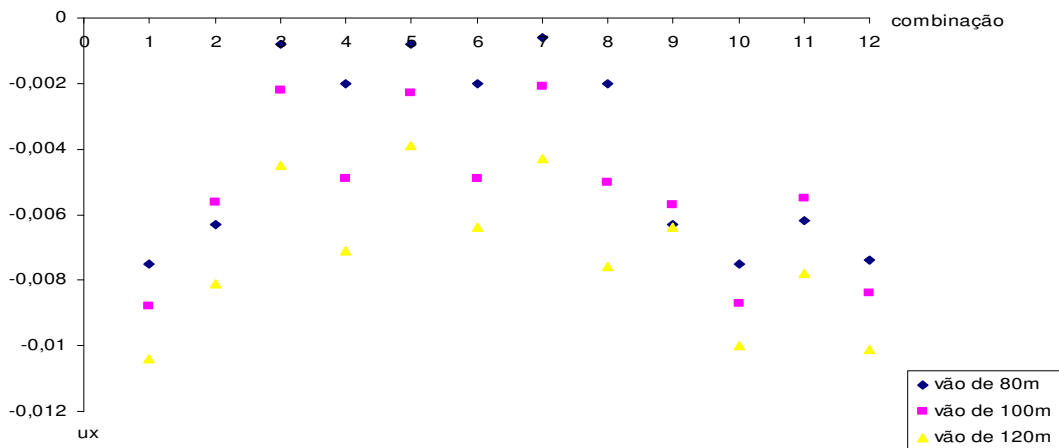


(d) Esforço axial no tirante metálico (N_t)

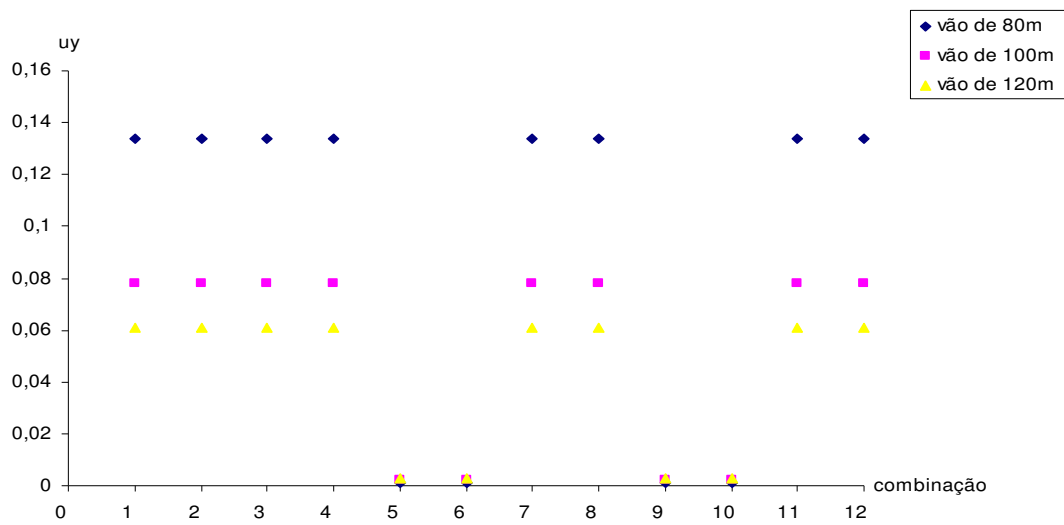


(e) Esforço axial na escora de betão armado (N_e)

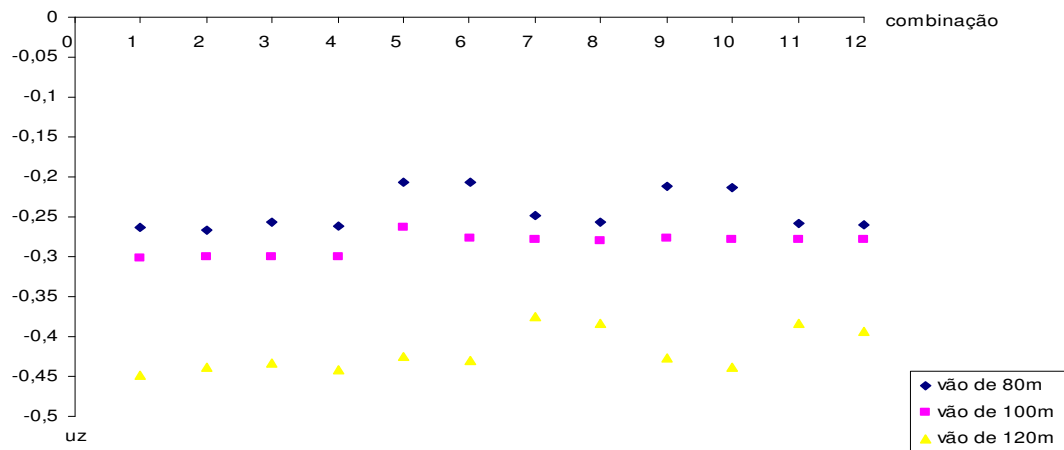
Figura 7.14 – Parâmetros intervenientes no estudo paramétrico relativos ao estado limite ultimo, combinação accidental e acção de base a acção sísmica tipo 1 zona A solo D



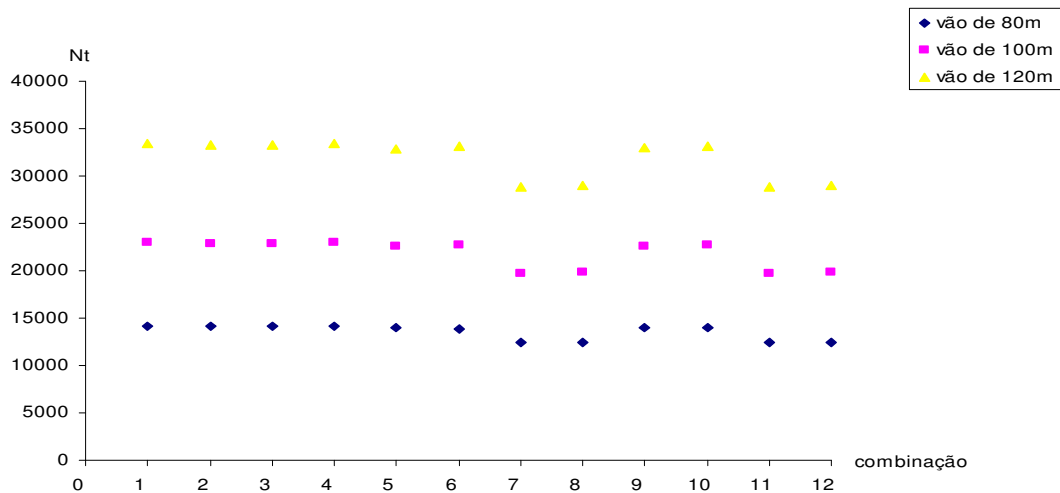
(a) Deslocamento transversal (u_x)



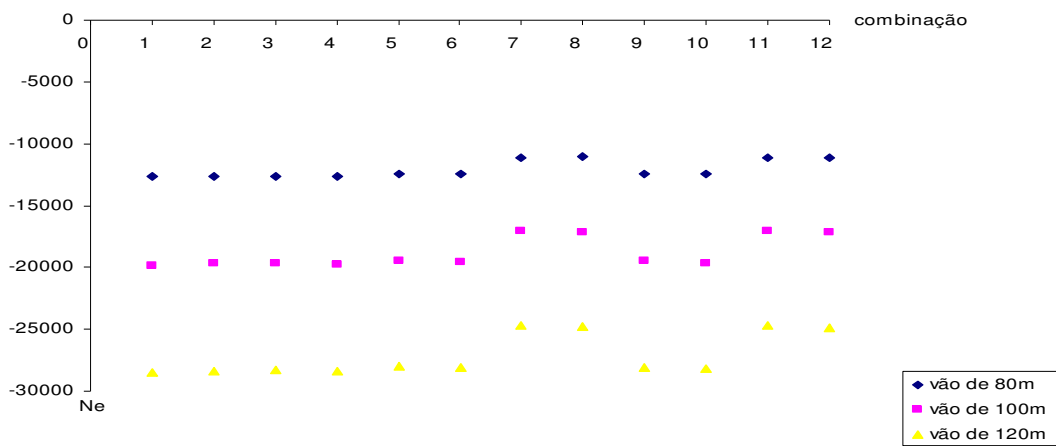
(b) Deslocamento longitudinal (u_y)



(c) Deslocamento vertical (u_z)

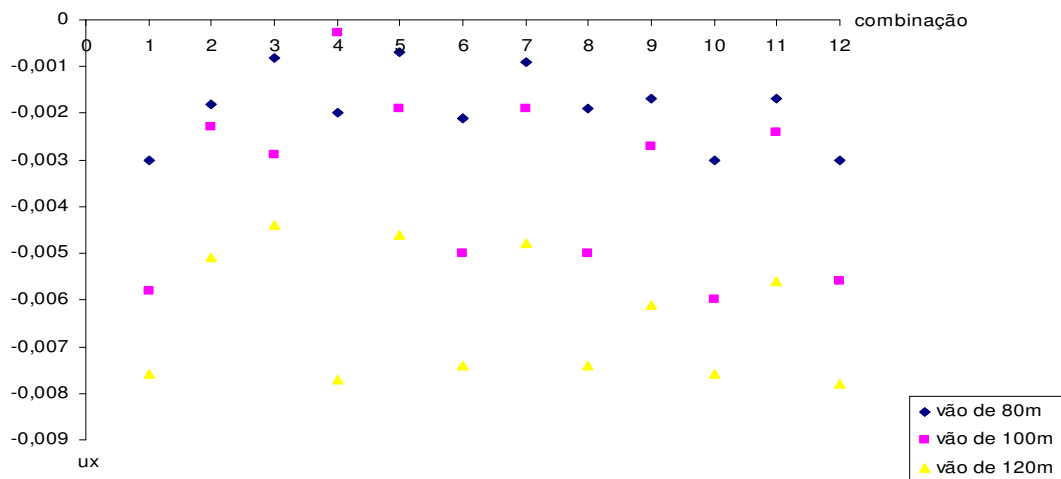


(d) Esforço axial no tirante metálico (N_t)

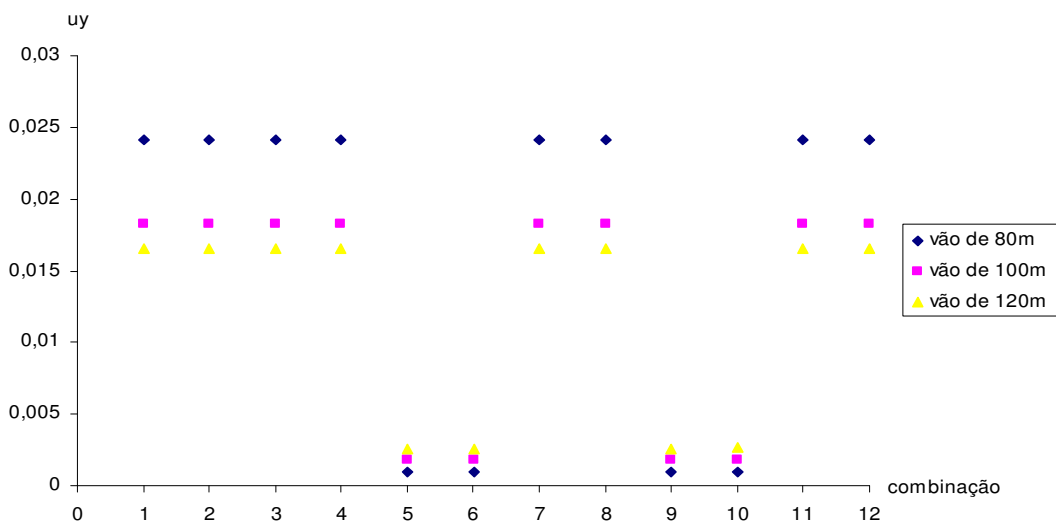


(e) Esforço axial na escora de betão armado (N_e)

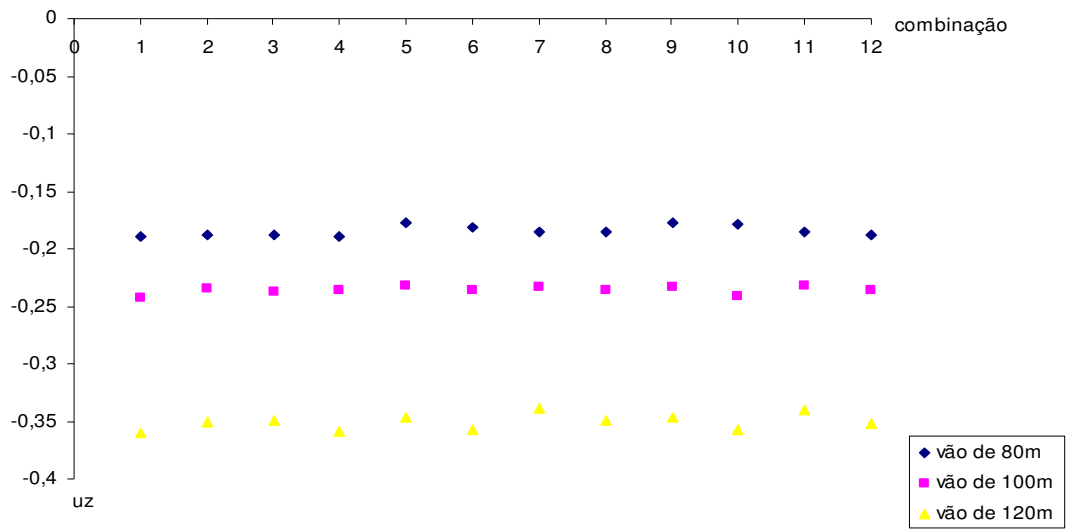
Figura 7.15 – parâmetros intervenientes no estudo paramétrico relativos ao estado limite ultimo, combinação accidental e acção de base a acção sísmica tipo 2 zona A solo D



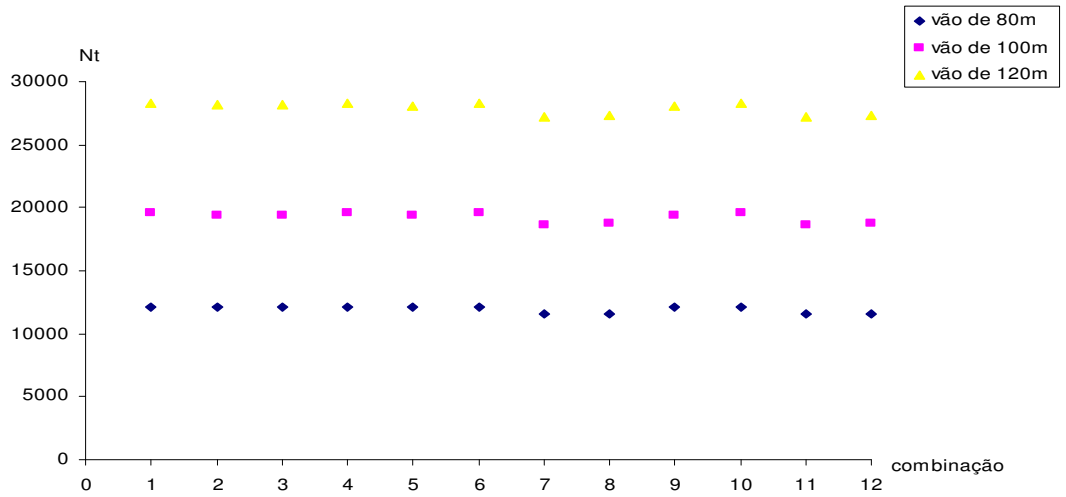
(a) Deslocamento transversal (u_x)



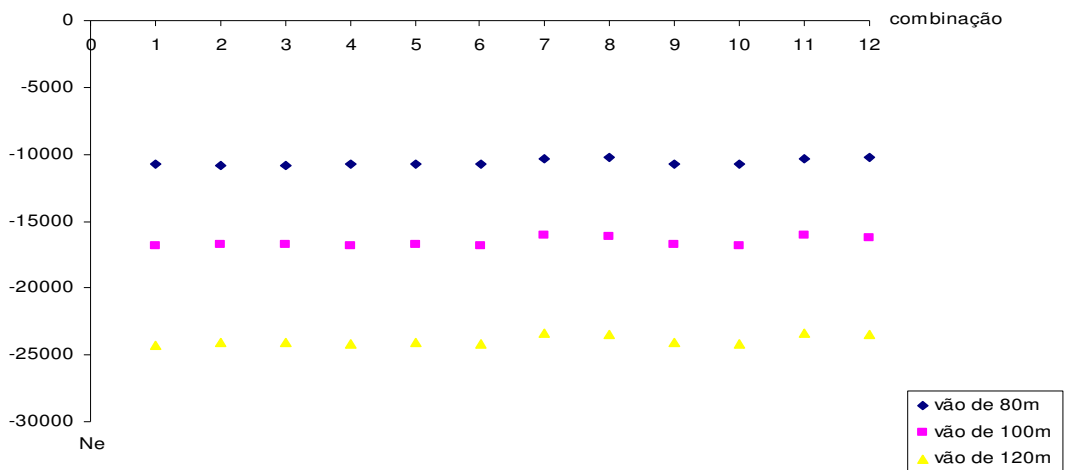
(b) Deslocamento longitudinal (u_y)



(c) Deslocamento vertical (u_z)

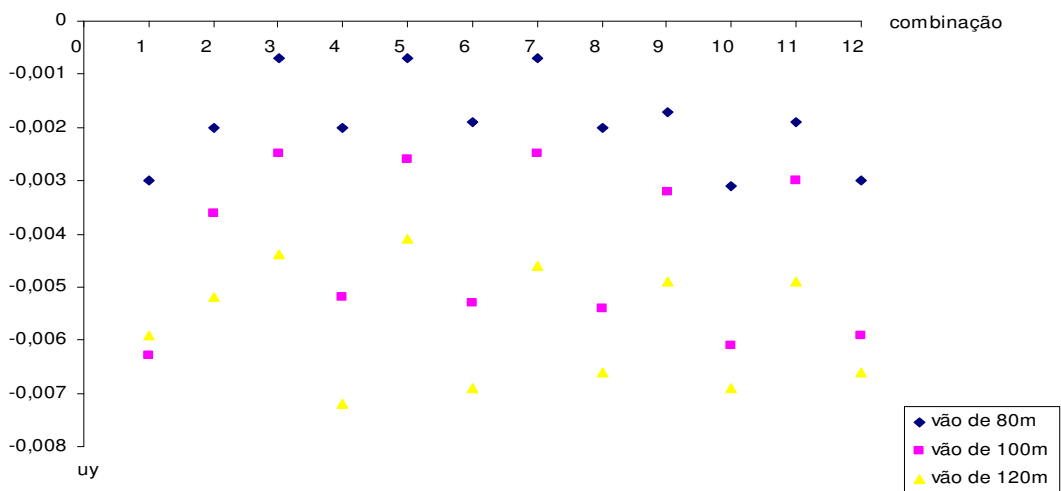


(d) Esforço axial no tirante metálico (N_t)

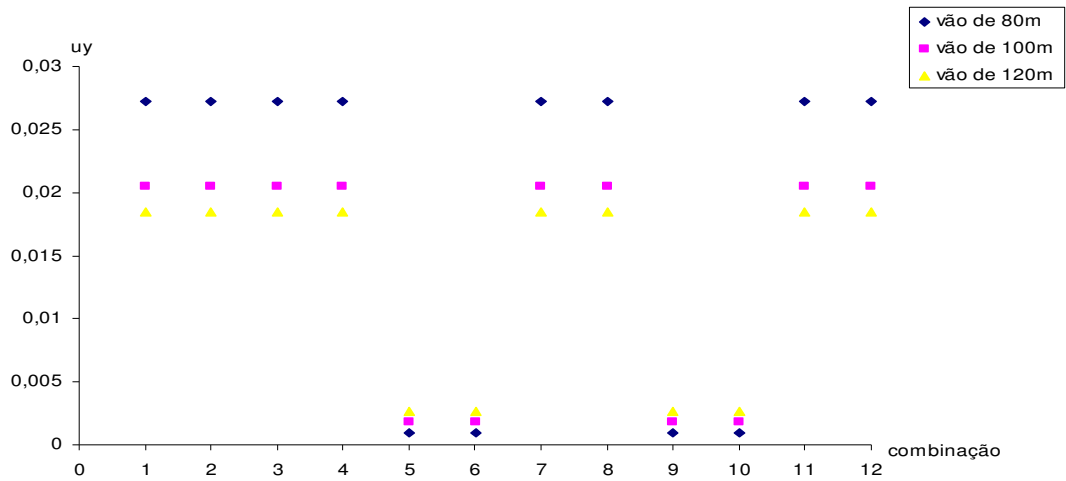


(e) Esforço axial na escora de betão armado (N_e)

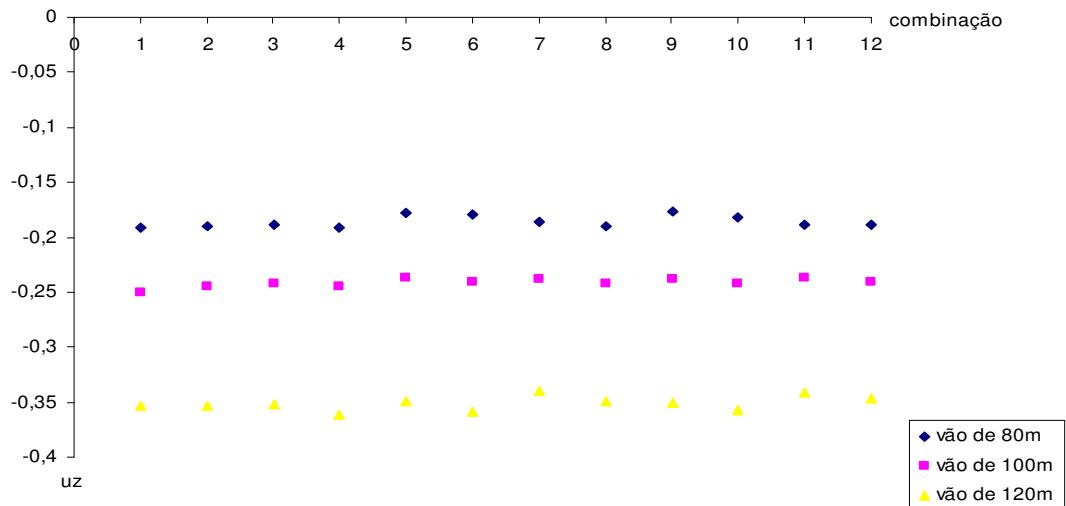
Figura 7.16 – Parâmetros intervenientes no estudo paramétrico relativos ao estado limite ultimo, combinação acidental e acção de base a acção sísmica tipo 1 zona D solo A



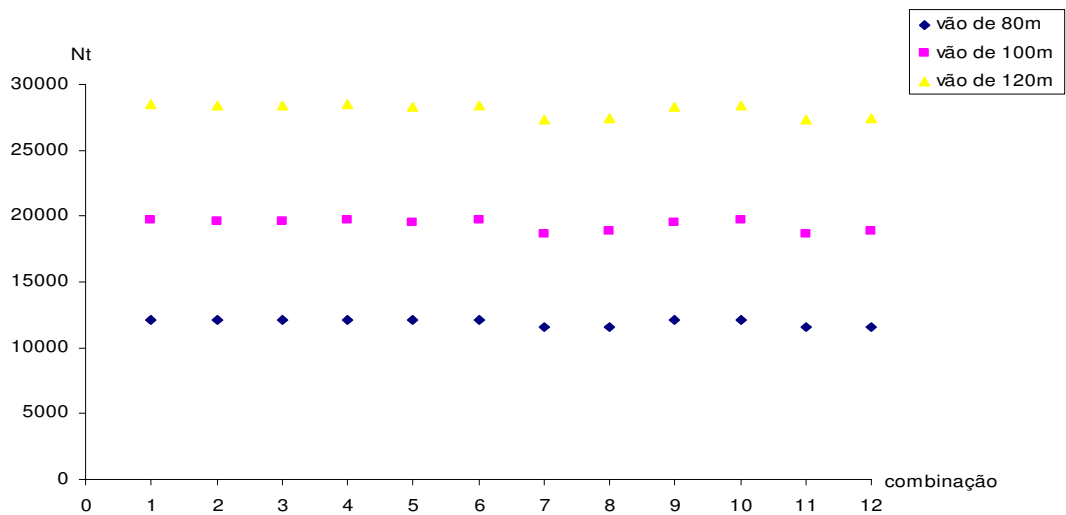
(a) Deslocamento transversal (u_x)



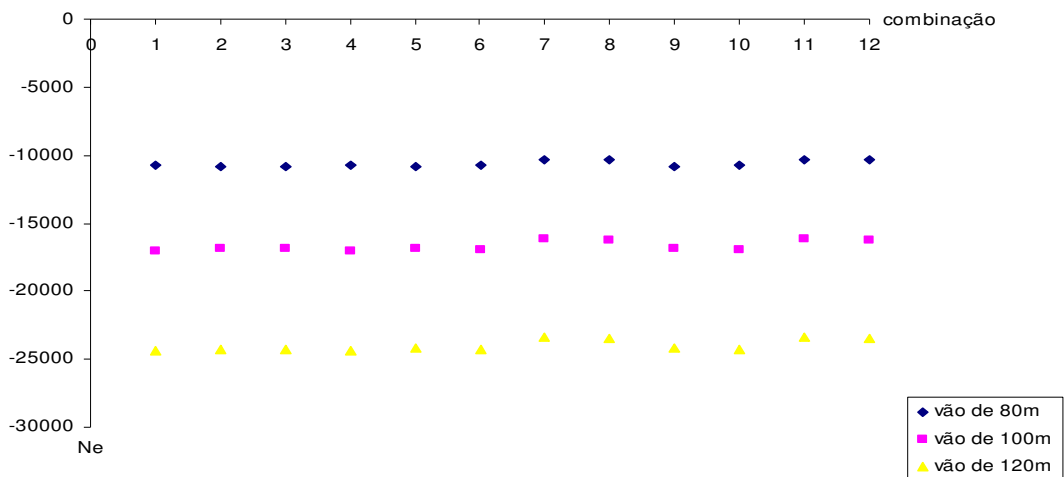
(b) Deslocamento longitudinal (u_y)



(c) Deslocamento vertical (u_z)

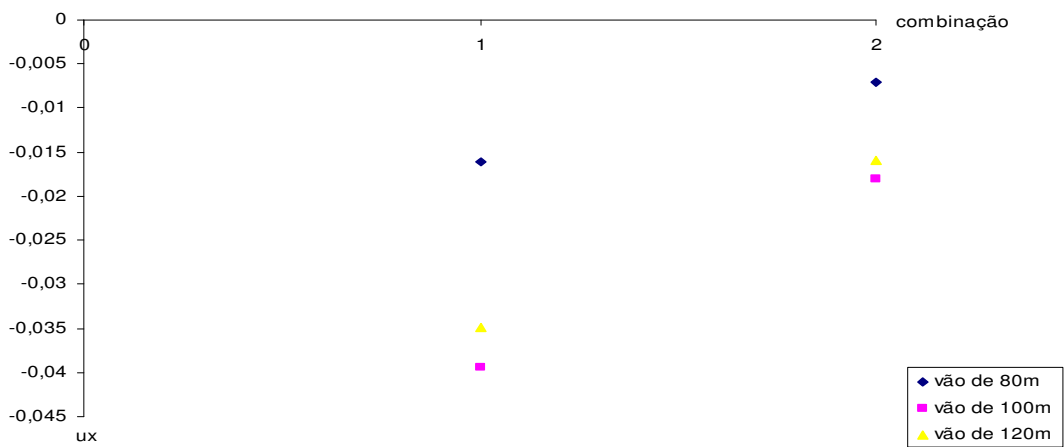


(d) Esforço axial no tirante metálico (N_t)

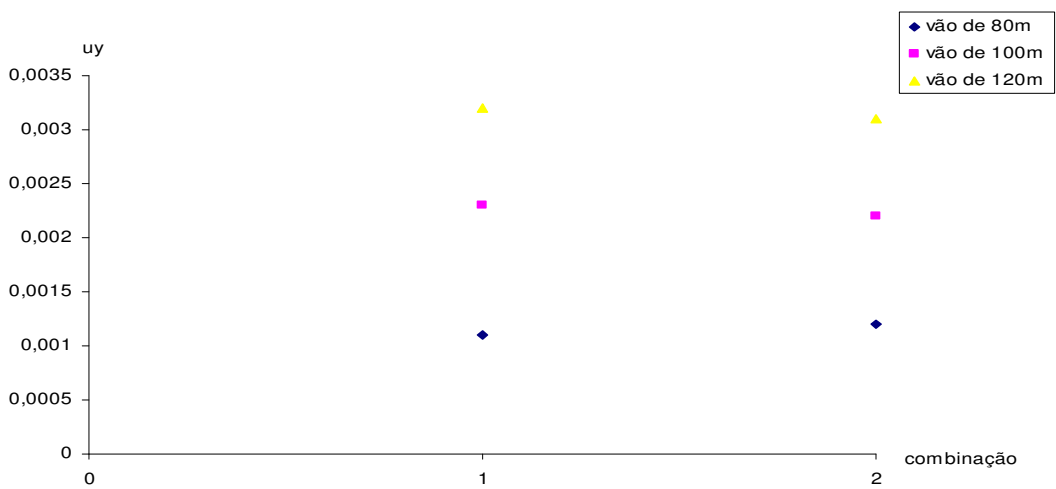


(e) Esforço axial na escora de betão armado (Ne)

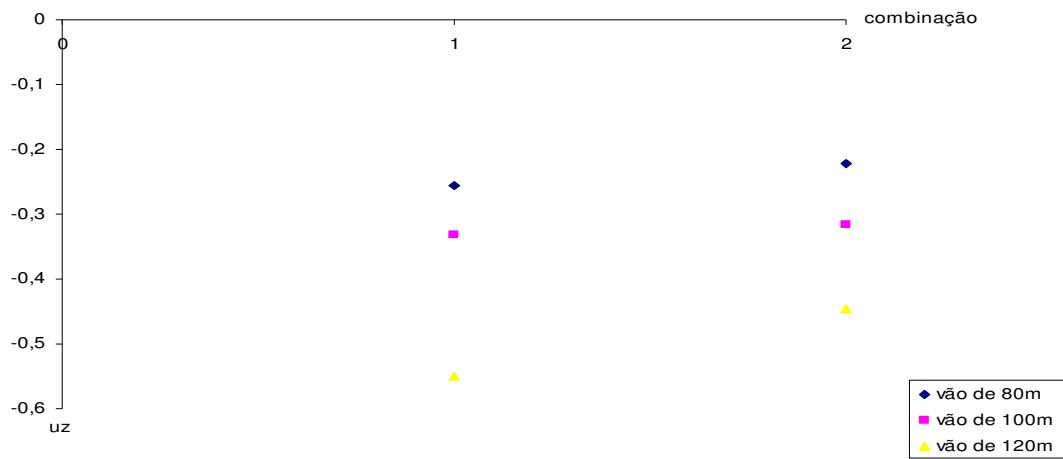
Figura 7.17 – Parâmetros intervenientes no estudo paramétrico relativos ao estado limite ultimo, combinação accidental e acção de base a acção sísmica tipo 2 zona D solo A



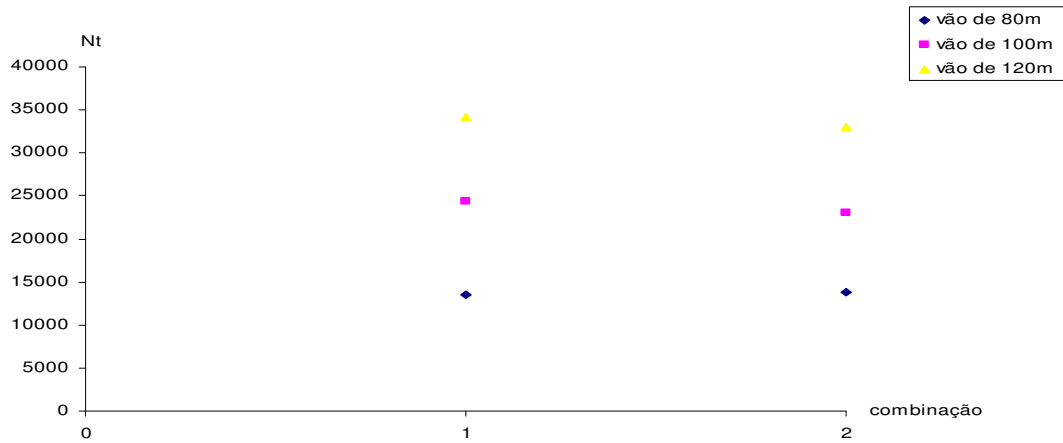
(a) Deslocamento transversal (ux)



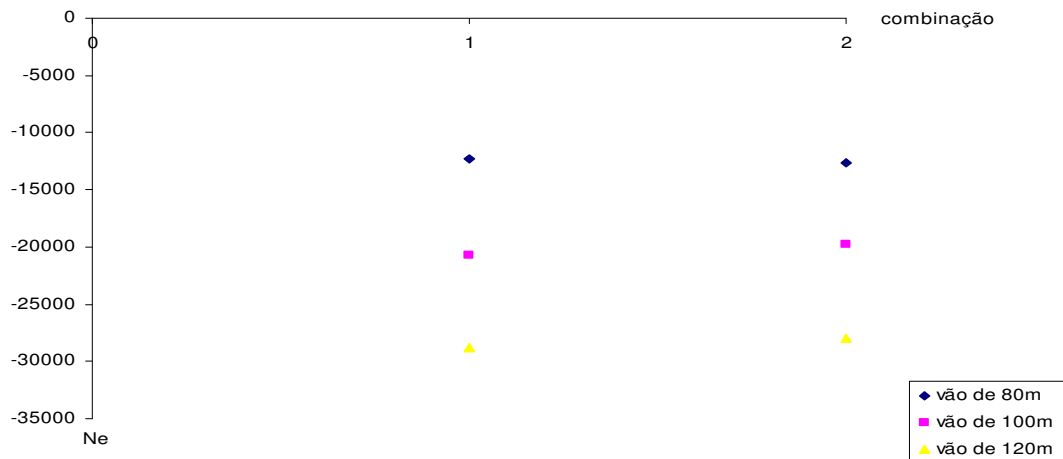
(b) Deslocamento longitudinal (uy)



(c) Deslocamento vertical (uz)



(d) Esforço axial no tirante metálico (Nt)



(e) Esforço axial na escora de betão armado (Ne)

Figura 7.18 – Parâmetros intervenientes no estudo paramétrico relativos ao estado limite último, combinação fundamental e a acção de base a acção do vento.

Da análise das tabelas 7.10 a 7.21 relativas às combinações de acções e das figuras 7.10 a 7.18 relativos à variação dos parâmetros intervenientes no estudo paramétrico ao longo das combinações, observou-se que o deslocamento no sentido transversal da cobertura (u_x) era influenciado sobretudo pela componente vertical da acção do sismo, verificando-se um aumento significativo dos deslocamentos transversais nas combinações onde está presente a componente vertical do sismo, e um valor mais reduzido deste deslocamento na ausência desta acção. Esta variação verifica-se para a zona sísmica A combinada com o solo D e para a zona D combinada com o solo A

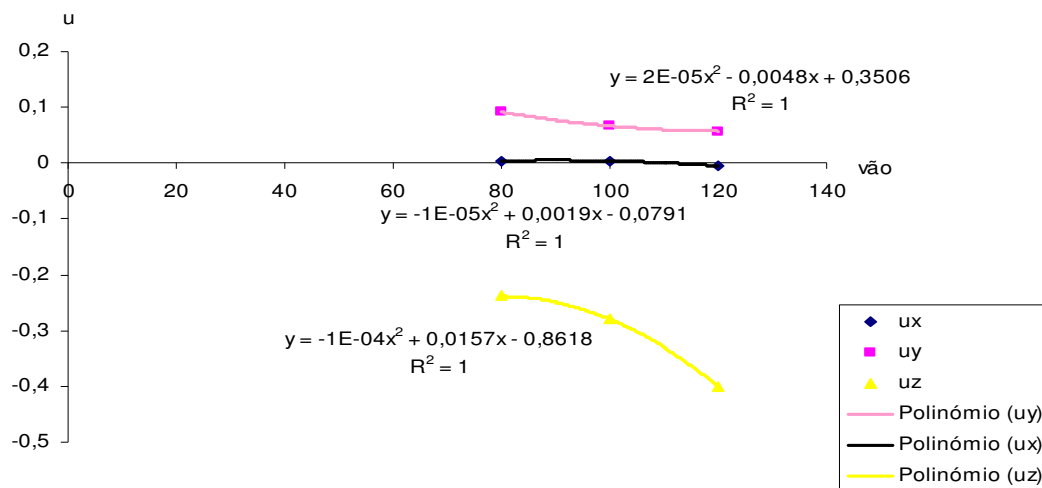
Observou-se igualmente que o deslocamento no sentido longitudinal da cobertura (u_y) a componente horizontal do sismo no sentido longitudinal da estrutura é a que mais influencia este deslocamento, verificando-se que as outras duas componentes do sismo, a componente vertical e a componente horizontal no sentido transversal, praticamente não têm influencia neste deslocamento. Tal como para o deslocamento transversal, esta conclusão verifica-se para a zona A combinada com o solo D e para a zona D combinada com o solo A

Verificou-se ainda que para a zona A solo D o deslocamento vertical (u_z) diminui nas combinações que incluem a componente horizontal dos sismos no sentido longitudinal mas apenas para o vão de 80m, sendo esta a componente dos sismos que mais influencia estes deslocamentos para este vão. Para o vão de 100m verifica-se que as três direcções da acção sísmica têm um peso igual entre si neste deslocamento. Já para o vão de 120m verifica-se que a direcção que condiciona o deslocamento vertical é a componente horizontal da acção sísmica na direcção transversal da estrutura. Para a zona sísmica D combinada com o solo A verifica-se que para os três vão considerados o deslocamento vertical não varia significativamente ao combinar as diferentes componentes dos sismos.

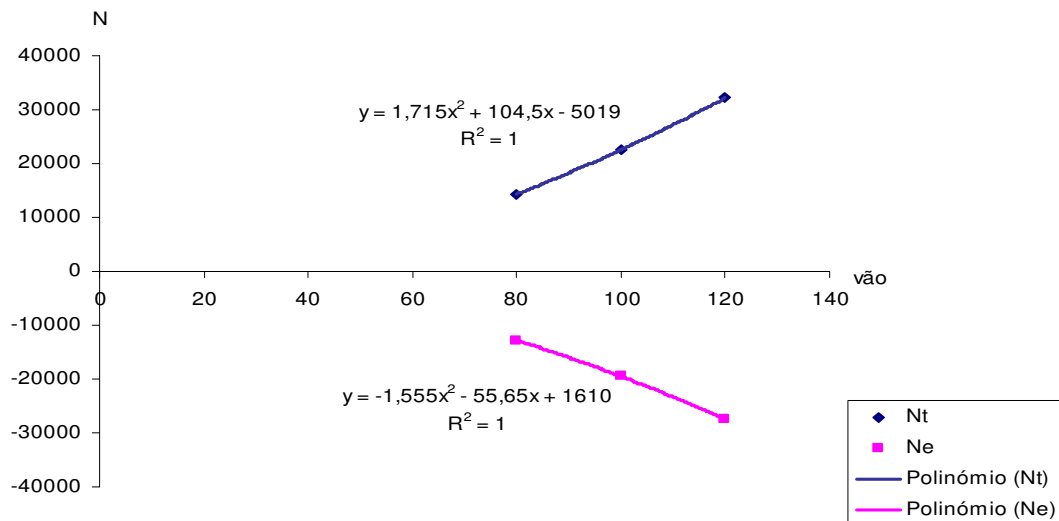
Relativamente ao esforço axial do tirante metálico (N_t) a componente mais condicionante da acção sísmica é a componente horizontal na direcção transversal, verificando que as componentes vertical e horizontal na direcção longitudinal introduzam pouco esforço no tirante.

Tal como para o esforço axial do tirante metálico, também o esforço axial da escora de betão armado (N_e) é influenciado sobretudo pela componente horizontal do sismo na direcção transversal, verificando-se igualmente que as outras componentes do sismo não introduzem um esforço significativo nesta escora.

Da análise dos gráficos 7.14 a 7.17, referentes às combinações acidentais, verificou-se que tanto para a zona A combinada com o solo D e para a zona D combinada com o solo A a acção do vento mais condicionante para os deslocamentos transversais (u_x) era a referente ao terreno da categoria 0. Quanto ao deslocamento longitudinal (u_y) e vertical (u_z) estes não variam significativamente com a variação da acção do vento, tal como os esforços axiais (N_t , N_e).

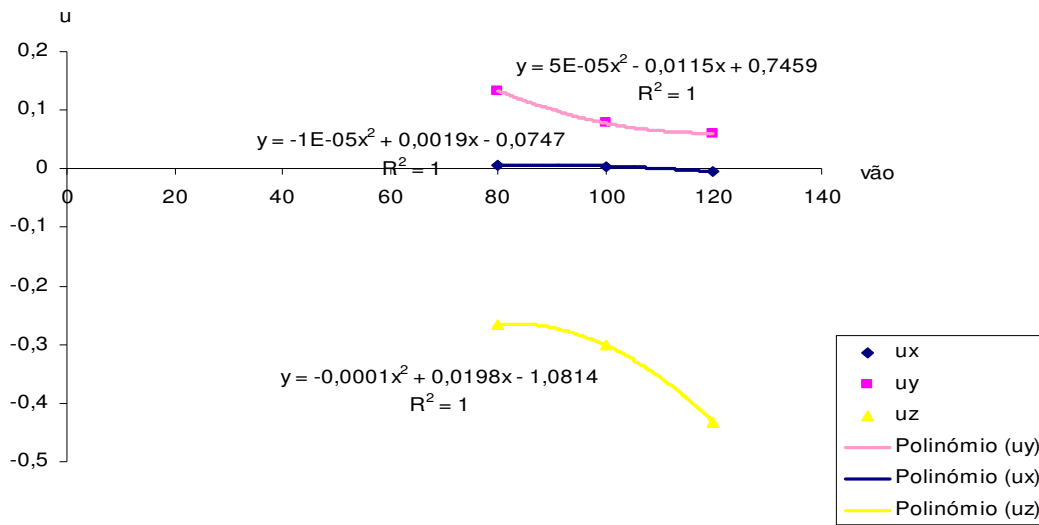


(a) Deslocamento (ux, uy, uz)

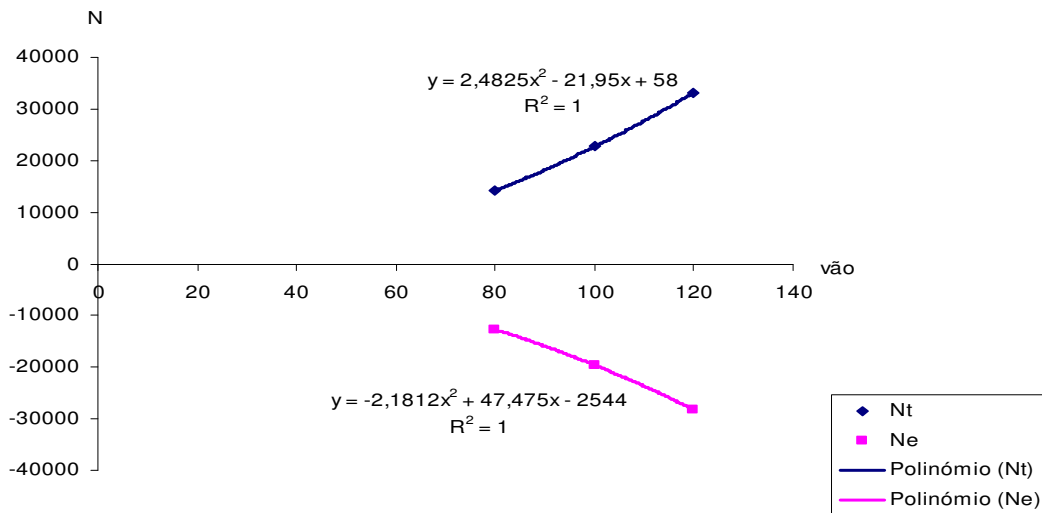


(b) Esforço axial (Nt, Ne)

Figura 7.19 – Variação dos parâmetros intervenientes no estudo paramétrico relativos ao estado limite último, combinação sísmica 1 e a acção de base a acção sísmica tipo 1 zona A solo D

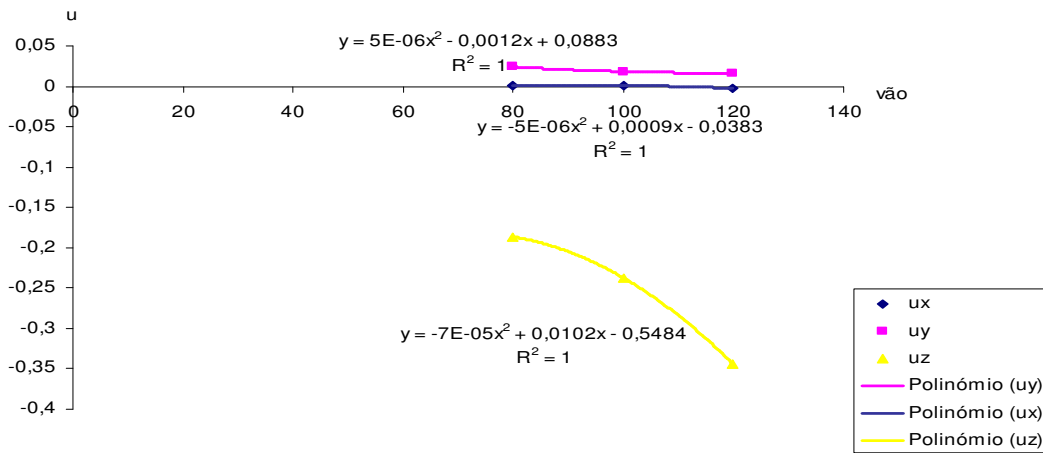


(a) Deslocamentos (ux, uy, uz)

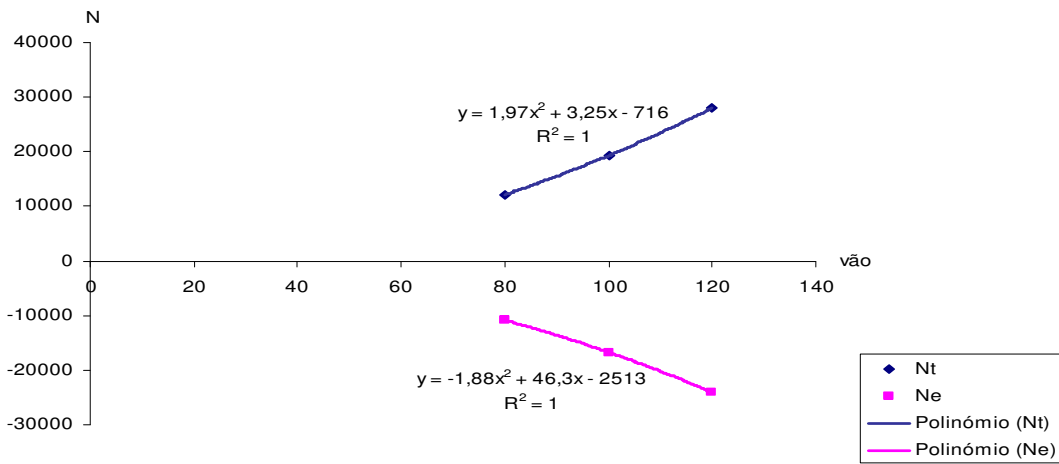


(b) Esforço axial (Nt, Ne)

Figura 7.20 – Variação dos parâmetros intervenientes no estudo paramétrico relativos ao estado limite último, combinação sísmica 1 e a acção de base a acção sísmica tipo 2 zona A solo D

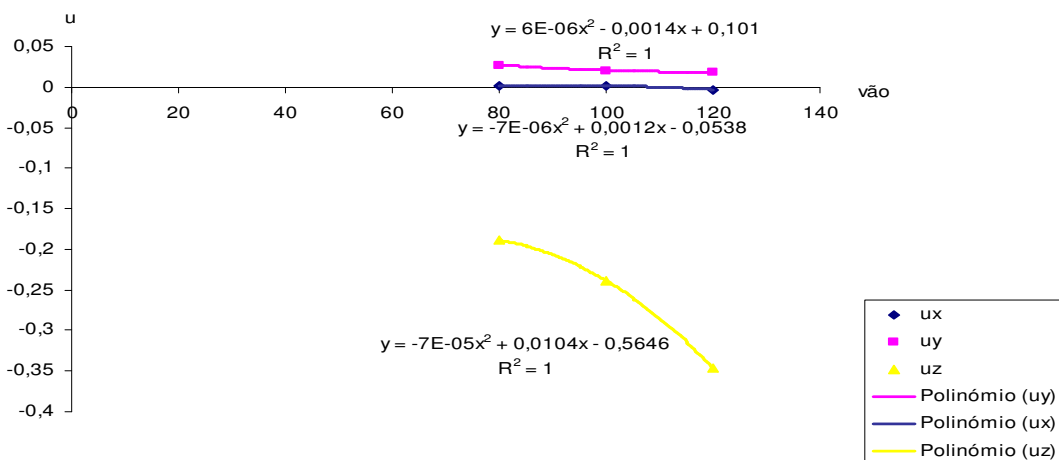


(a) Deslocamento (ux, uy, uz)

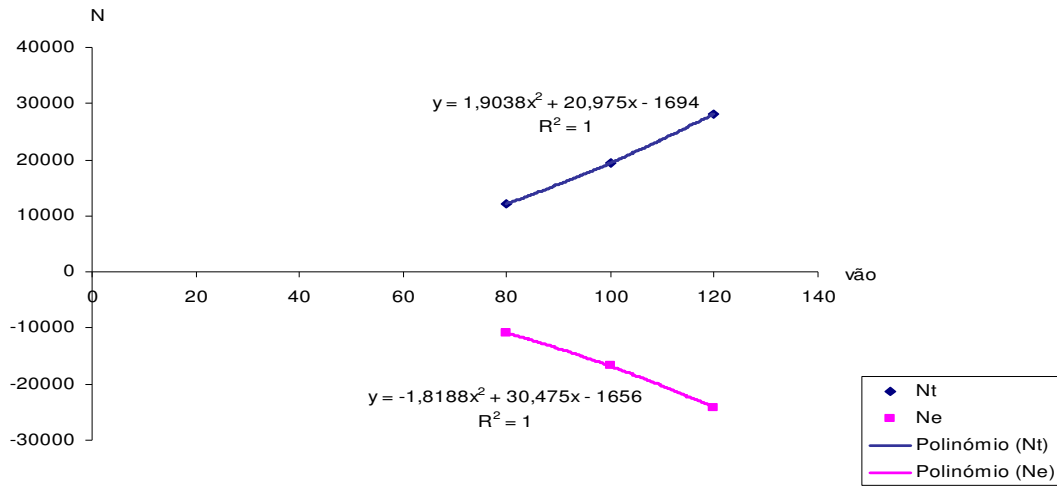


(b) Esforço axial (Nt, Ne)

Figura 7.21 – Variação dos parâmetros intervenientes no estudo paramétrico relativos ao estado limite último, combinação sísmica 1 e a acção de base a acção sísmica tipo 1 zona D solo A

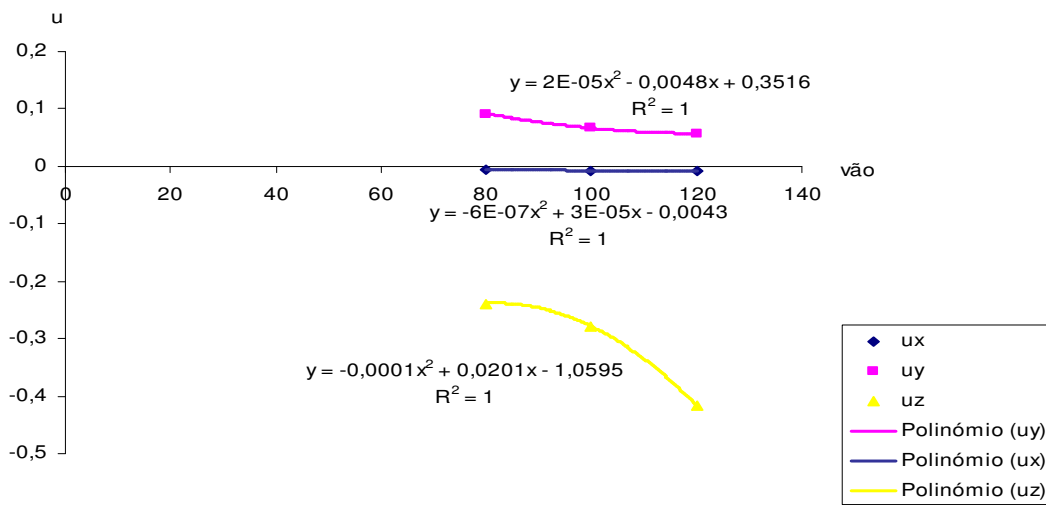


(a) Deslocamentos (ux, uy, uz)

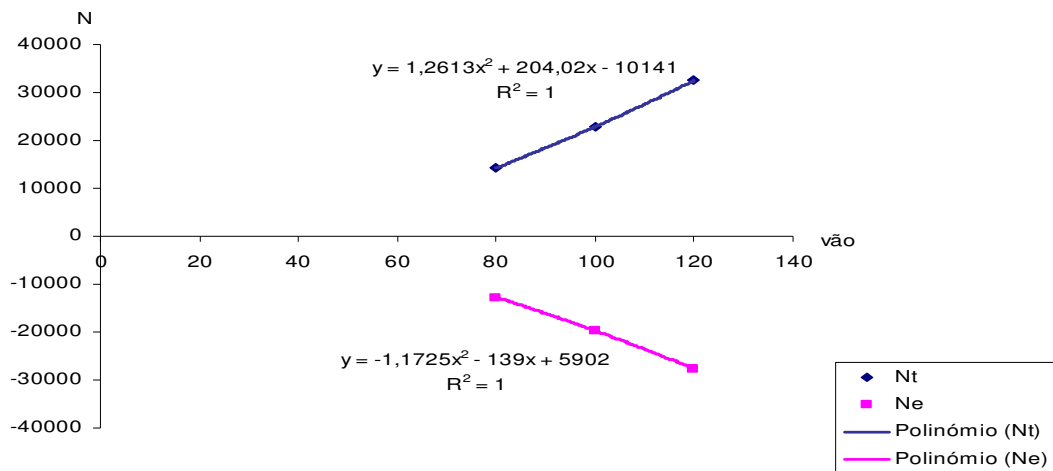


(b) Esforço axial (Nt, Ne)

Figura 7.22 – Variação dos parâmetros intervenientes no estudo paramétrico relativos ao estado limite último, combinação sísmica 1 e a acção de base a acção sísmica tipo 2 zona D solo A.

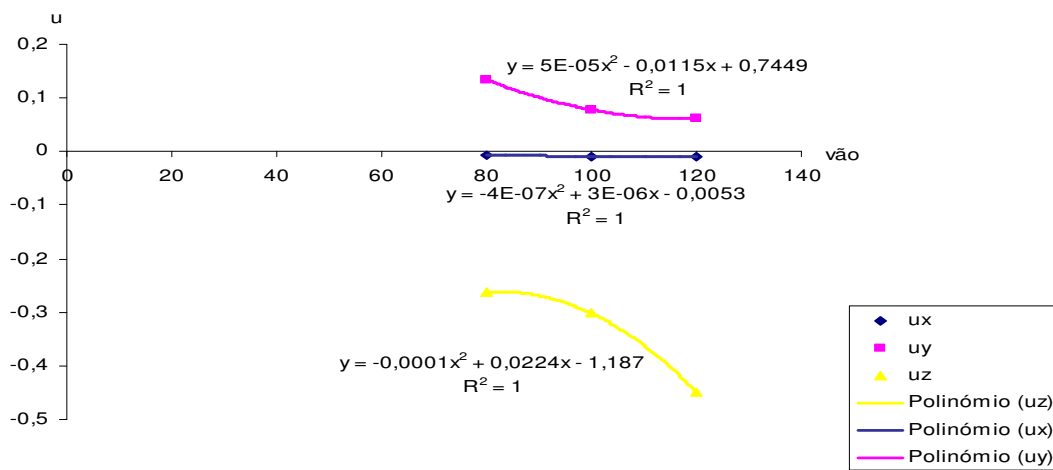


(a) Deslocamentos (ux, uy, uz)

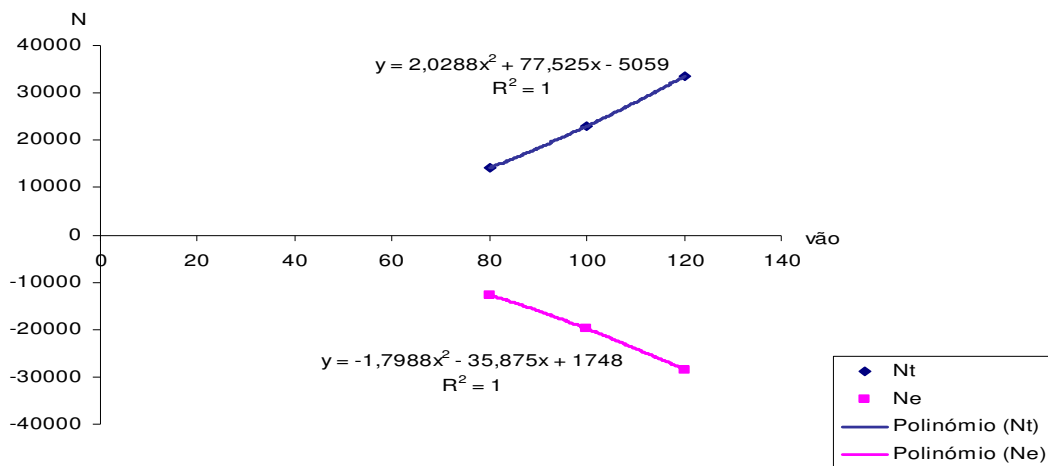


(b) Esforço axial (N_t , N_e)

Figura 7.23 – Variação dos parâmetros intervenientes no estudo paramétrico relativos ao estado limite último, combinação acidental 1 e a acção de base a acção sísmica tipo 1 zona A solo D.

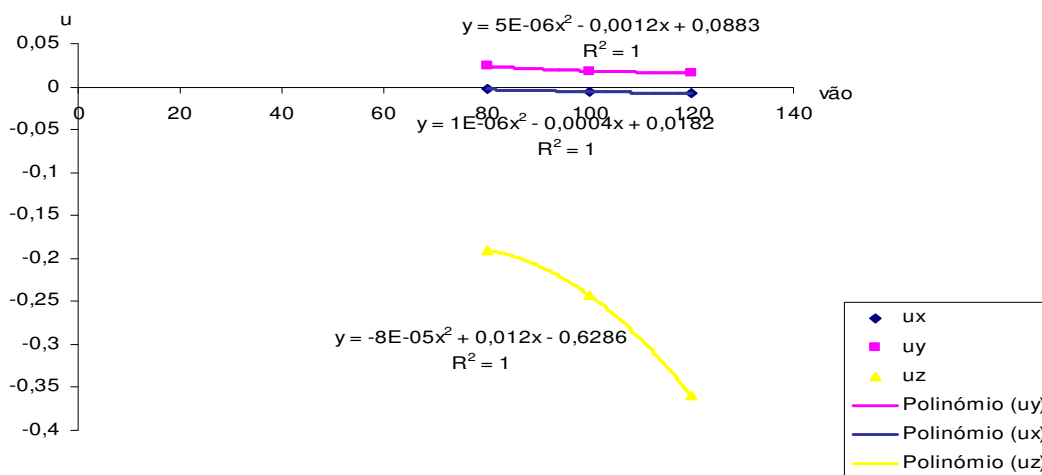


(a) Deslocamentos (u_x , u_y , u_z)

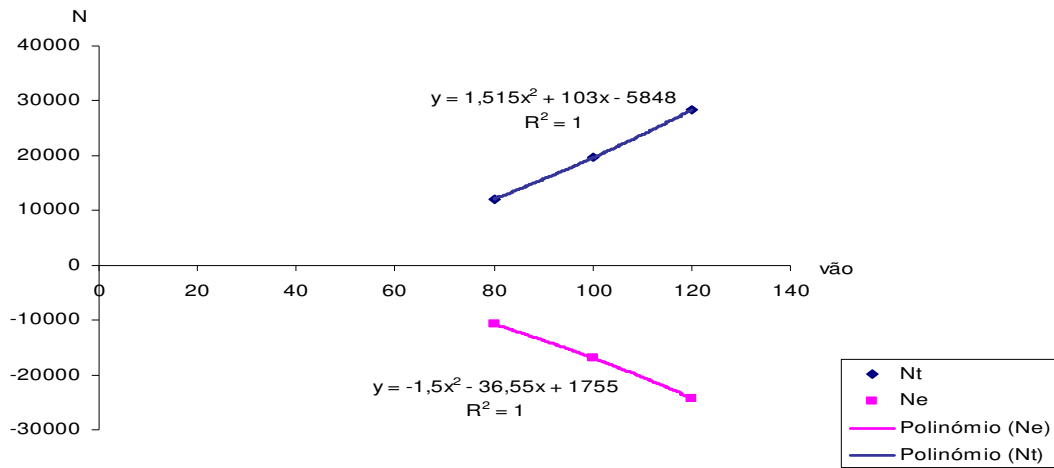


(b) Esforço axial (Nt, Ne)

Figura 7.24 – Variação dos parâmetros intervenientes no estudo paramétrico relativos ao estado limite último, combinação accidental 1 e a acção de base a acção sísmica tipo 2 zona A solo D.

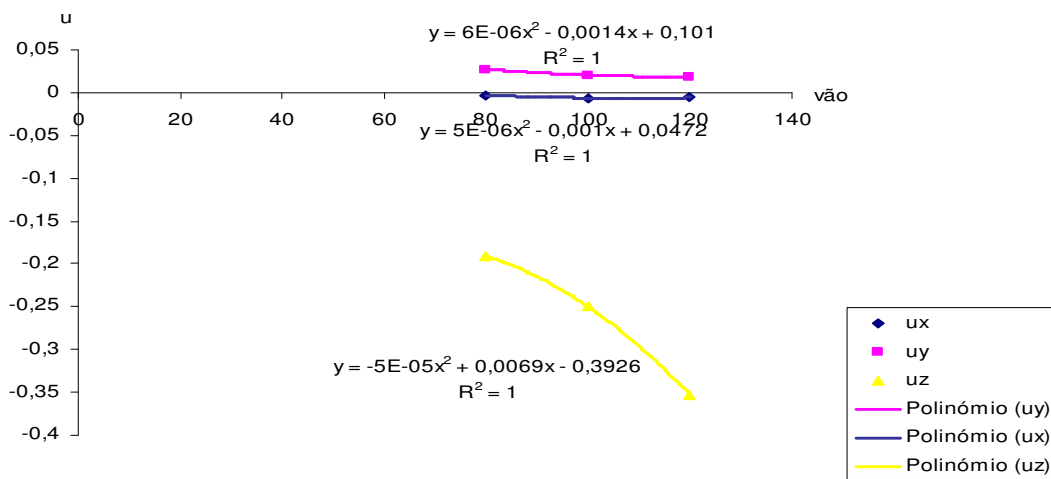


(a) Deslocamentos (ux, uy, uz)

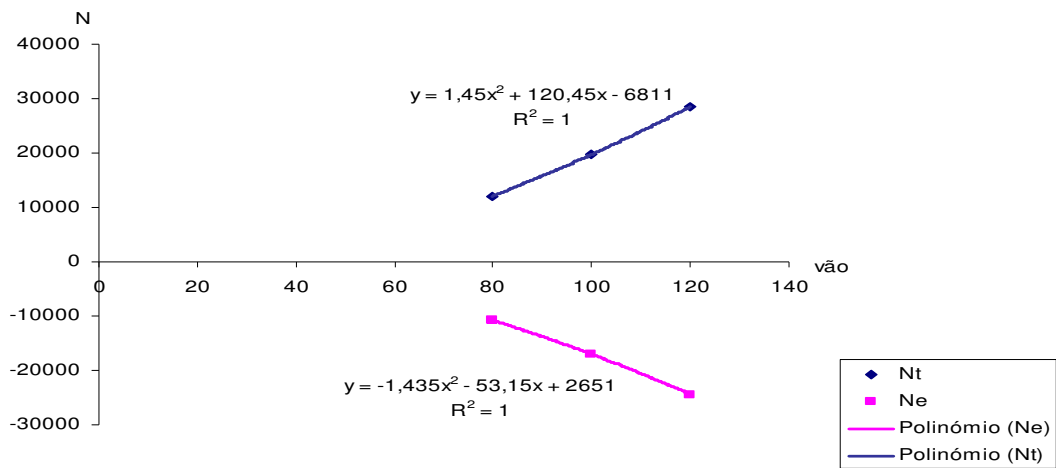


(b) Esforço axial (Nt, Ne)

Figura 7.25 – Variação dos parâmetros intervenientes no estudo paramétrico relativos ao estado limite último, combinação accidental 1 e a acção de base a acção sísmica tipo 1 zona D solo A.

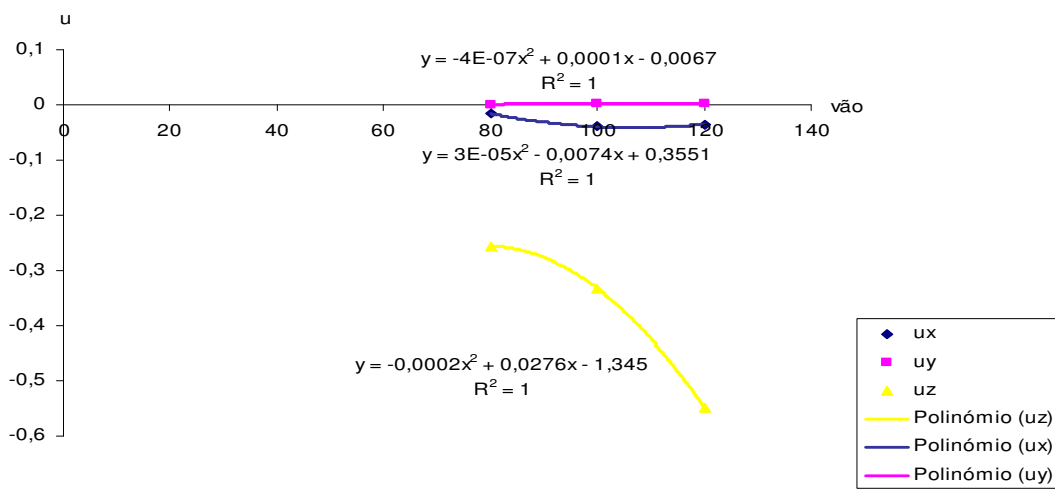


(a) Deslocamentos (ux, uy, uz)

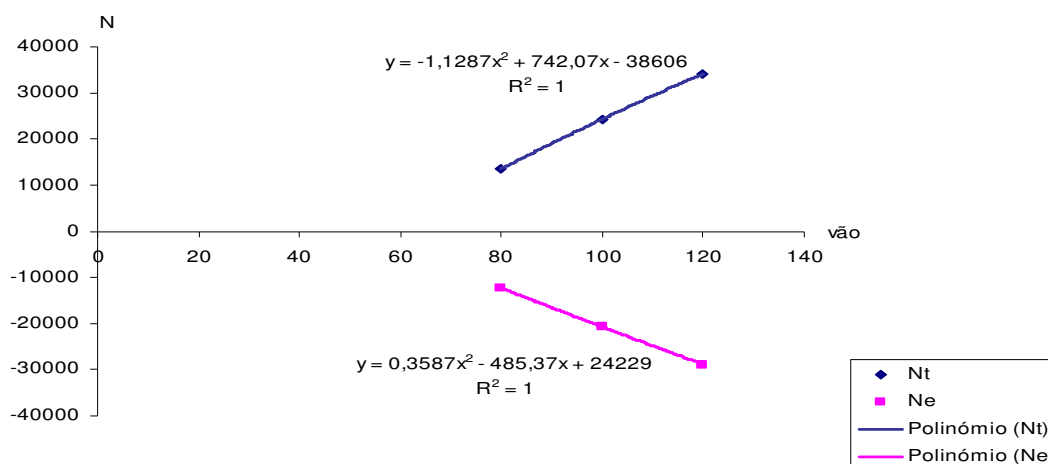


(b) Esforço axial (Nt, Ne)

Figura 7.26 – Variação dos parâmetros intervenientes no estudo paramétrico relativos ao estado limite último, combinação accidental 1 e a acção de base a acção sísmica tipo 2 zona D solo A



(a) Deslocamentos (ux, uy, uz)



(b) Esforço axial (Nt, Ne)

Figura 7.27 – Variação dos parâmetros intervenientes no estudo paramétrico relativos ao estado limite último, combinação fundamental 1 e a acção de base a acção do vento relativa ao terreno da categoria 0.

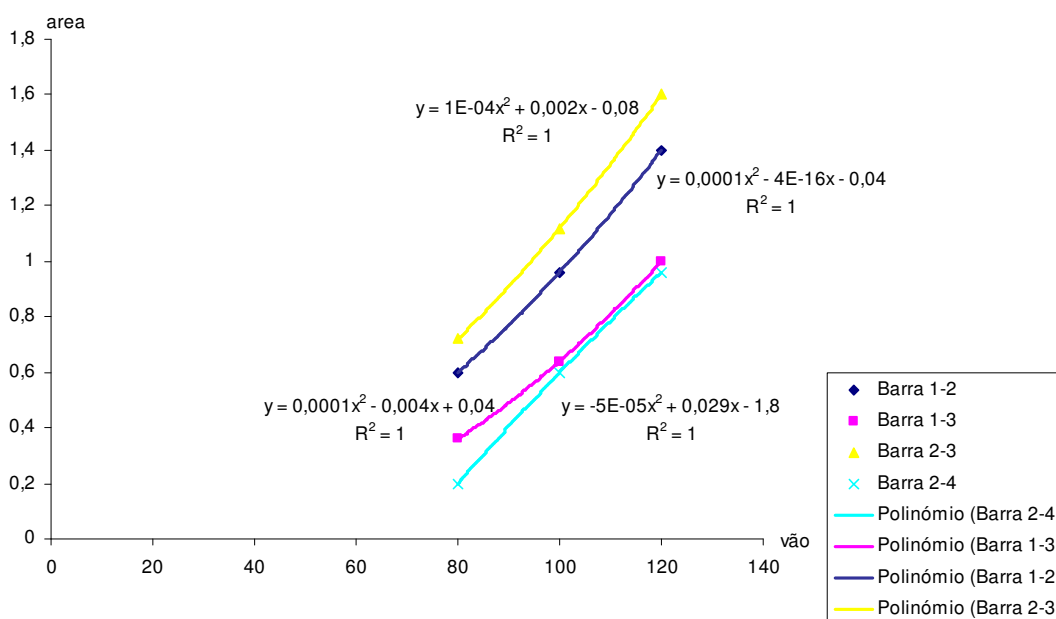


Figura 7.28 – Variação das áreas das barras da estrutura de suporte.

Sabendo que a figura 7.28 está relacionada com a figura 4.2, verifica-se que a variação das áreas das barras que compõem a estrutura de suporte é uma variação polinomial de 2º grau, aumentando as áreas com o aumento do vão. Da análise das figuras 7.19 a 7.28 verifica-se que para um aumento polinomial das áreas das barras da estrutura de suporte a variação dos parâmetros referentes a este estudo é igualmente polinomial de 2º grau. Apesar de apenas estarem representadas a combinação 1 dos vários tipos de combinações presentes nos quadros 7.10 a 7.21, da análise das figuras 7.10 a 7.18 facilmente se verifica que a variação dos parâmetros intervenientes neste estudo para as

restantes combinações terão uma distribuição idêntica. Por se tratar de um estudo paramétrico relativo à evolução de quantidades com três vãos distintos, a curva de aproximação da variação é redigida com a parábola óbvia que passa por três pontos. Num estudo paramétrico mais alargado o coeficiente de variação R obtido não seria unitário.

Da análise das figuras 7.19 a 7.28 verifica-se que os deslocamentos transversais (ux) e longitudinais (uy) diminuem com o aumento do vão da cobertura. Esta diminuição acontece porque, para o mesmo sismo, nas estruturas de vão superior tem que se mobilizar mais massa logo os deslocamentos horizontais diminuem.

O deslocamento vertical (uz) e os esforços axiais (Nt, Ne) aumentam com o aumento do vão da estrutura. Estes aumentos dos deslocamentos verticais e dos esforços axiais com o aumento do vão da cobertura já era de esperar uma vez que para os vãos superiores vamos ter mais cargas.

O aumento dos esforços axiais e do deslocamento vertical com o aumento do vão da estrutura já era de esperar uma vez que aumentando o vão estamos a aumentar também as cargas actuantes na estrutura. Apesar do aumento do deslocamento vertical verifica-se que a relação deslocamento vertical/vão não varia significativamente (quadro 7.26) e é da ordem de grandeza de 1/300. As pequenas variações em torno deste valor para os diferentes vãos deve-se ao facto das diferentes soluções apresentarem estruturas de suporte com secções distintas.

Quadro 7.26 – Relação deslocamento vertical/vão para as várias combinações

Estado limite	Acção de base	uz/vão		
		80	100	120
Estado limite último – combinação sísmica	Acção de base – acção sísmica tipo 1 zona A solo D	2/671	2/715	1/300
		2/679	1/360	2/615
		1/397	2/761	3/920
		1/345	1/378	1/332
		1/406	2/767	1/310
		2/703	1/380	1/337
	Acção de base – acção sísmica tipo 2 zona A solo D	2/603	1/332	1/277
		2/617	1/338	1/283
		1/377	1/361	1/284
		1/310	1/359	3/961
		1/388	1/364	3/862
		1/316	1/362	3/973
	Acção de base – acção sísmica tipo 1 zona D solo A	1/429	1/422	1/349
		2/861	1/423	1/350
		1/452	1/431	1/351
		1/433	1/429	2/719

		1/454	1/431	1/352	
		2/869	1/430	1/361	
	Acção de base – acção sísmica tipo 2 zona D solo A	1/424	1/419	1/347	
		1/425	1/420	1/348	
		2/899	1/428	1/349	
		1/428	1/427	1/358	
		1/453	1/432	2/699	
		2/859	1/427	1/359	
Estado limite último – combinação acidental		Acção de base – acção sísmica tipo 1 zona A solo D	2/671	1/359	1/288
			1/336	1/359	1/295
	1/346		1/359	1/298	
	1/339		1/362	1/292	
	1/411		1/389	1/304	
	1/397		1/389	1/298	
	1/350		1/389	1/330	
	1/354		1/401	2/643	
	1/395		1/383	1/301	
	1/393		1/391	3/884	
	1/345		2/759	1/325	
	1/344		2/759	3/946	
	Acção de base – acção sísmica tipo 2 zona A solo D	1/304	1/331	3/802	
		1/300	1/333	3/820	
		1/312	1/333	2/553	
		1/306	1/334	3/815	
		1/388	1/380	1/283	
		1/386	1/362	3/836	
		3/964	1/359	1/320	
		1/312	2/713	2/625	
		2/753	2/721	3/844	
		2/749	1/359	3/820	
		2/619	2/717	3/941	

		2/615	2/719	3/917
	Acção de base – acção sísmica tipo 1 zona D solo A	1/421	1/412	1/333
		2/851	2/853	1/343
		1/427	1/422	1/344
		2/845	2/845	1/334
		2/905	1/430	1/346
		1/442	2/849	1/336
		1/430	1/429	1/354
		2/861	1/423	1/343
		1/450	1/428	1/346
		2/893	1/414	1/335
		1/431	2/861	2/705
		1/425	1/423	2/683
		Acção de base – acção sísmica tipo 2 zona D solo A	1/419	1/400
	2/841		2/819	1/340
	2/849		1/413	2/683
	1/417		2/817	2/665
	1/450		2/843	1/344
	1/447		2/829	1/335
	1/429		2/841	1/353
	2/843		1/412	1/344
	1/453		1/421	2/685
	1/441		1/412	2/671
	2/849	2/843	2/703	
	1/423	2/831	1/346	
Estado limite último – combinação fundamental	Acção de base – acção do vento	2/627	1/301	3/655
		1/360	3/952	3/808
Estado limite de utilização – combinação característica	Acção de base – acção do vento	1/524	1/420	2/663
		1/510	1/441	1/374
Estado limite de utilização – combinação frequente	Acção de base – acção do vento	1/641	1/576	1/476
		1/636	1/593	2/979

Estado limite de utilização – combinação permanente	quase Acção de base – acção do vento	1/650	1/608	1/499
---	--	-------	-------	-------

8

DIMENSIONAMENTO DE UM CASO

8.1 INTRODUÇÃO

Neste capítulo irá fazer-se o dimensionamento da estrutura em estudo para o vão de 80m na zona sísmica D combinada com o solo A e para a categoria do terreno IV para a quantificação da acção do vento. Estes critérios foram adoptados dado pretender-se dimensionar a estrutura para a zona do Porto.

Para o dimensionamento da estrutura, primeiro irá calcular-se as dimensões em planta das sapatas e o assentamento total de cada uma. Depois irá ser calculado a deformabilidade do solo, calculando a constante de rigidez através do assentamento das sapatas. De seguida irá ser substituído no programa de cálculo as fundações rígidas inicialmente impostas por molas com a rigidez calculada para o solo, para avaliarmos a redistribuição de esforços da estrutura resultante desta alteração e os assentamentos diferenciais entre sapatas contíguas. Depois far-se-á o cálculo das armaduras, usando a redistribuição de esforços do modelo de fundações flexíveis.

8.2 DIMENSIONAMENTO DAS FUNDAÇÕES

Os elementos de betão armado da estrutura de suporte serão fundados através de sapatas directas. A opção por sapatas directas é razoável dado na zona do porto o solo ser maioritariamente um solo residual do granito com excelentes características geotécnicas e conseqüentemente elevadas resistências.

Os parâmetros geotécnicos do solo adoptados foram os presentes no quadro 8.1

Quadro 8.1 – Parâmetros do solo

C KPa	ϕ' ($^{\circ}$)	E MPa	ν	γ (KN/m ³)
50	30	60	0,3	18

Quanto aos elementos metálicos, estes irão ser fundados através de ancoragens ao maciço rochoso. Esta opção deve-se ao facto destas barras estarem traccionadas.

8.2.1 DIMENSIONAMENTO EM PLANTA DAS SAPATAS DIRECTAS

Em primeiro lugar irá proceder-se ao pré – dimensionamento em planta das sapatas directas através dos esforços obtidos no modelo de cálculo considerando sapata rígida para as combinações em estado limite último.

No quadro 8.2 e 8.3 estão os esforços obtidos para as combinações em estado limite último considerando o vento a actuar na direcção x e na direcção -x de acordo com o referencial da figura 8.1. Para a obtenção dos esforços, tanto para a combinação sísmica como para a combinação accidental foi considerado o sismo a actuar nas três direcções dado ser a situação mais desfavorável.

Quadro 8.2 – Esforços obtidos para a acção do vento a actuar na direcção x

Combinação	Fz (KN)	Fy (KN)	Fx (KN)	My (KN.m)	Mx (KN.m)	ey (m)	ex (m)
Sísmica tipo 1	-15041	-153	1628	1469	-695	0,046	0,098
Sísmica tipo 2	-15059	-175	1626	1466	-787	0,052	0,097
Accidental tipo 1	-15020	-153	1623	1461	-695	0,046	0,097
Accidental tipo 2	-15037	-175	1620	1458	-787	0,052	0,097
Fundamental	-17001	0	2103	1940	-20	0	0,114

Quadro 8.3 – Esforços obtidos para a acção do vento a actuar na direcção -x

Combinação	Fz (KN)	Fy (KN)	Fx (KN)	My (KN.m)	Mx (KN.m)	ey (m)	ex (m)
Sísmica tipo 1	-15020	-156	-1865	-1722	-682	0,045	0,115
Sísmica tipo 2	-15039	-177	-1868	-1725	-775	0,052	0,115
Accidental tipo 1	-14959	-156	-1860	-1720	-683	0,046	0,115
Accidental tipo 2	-14997	-177	-1863	-1723	-775	0,052	0,115
Fundamental	-16678	0	-2110	-1984	-9	0	0,119

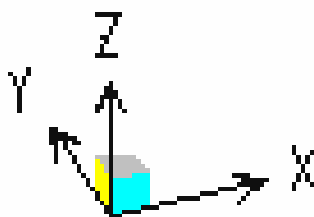


Figura 8.1 – Referencial usado.

A capacidade de carga do terreno é dada por:

$$q_{ult} = C \cdot N_c \cdot s_c \cdot i_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma \quad (8.1)$$

$$Q_{ult} = q_{ult} \cdot B \cdot L \quad (8.2)$$

Em que B é a menor dimensão da sapata, L é a maior dimensão da sapata, C é a coesão do terreno e é dado no quadro 8.1, γ é o peso específico do terreno e é igualmente dado no quadro 8.1 e:

$$N_{\gamma} = 2 \cdot (N_q - 1) \cdot \text{tg} \phi \quad (8.3)$$

$$N_q = e^{\pi \cdot \text{tg} \phi} \cdot \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) \quad (8.4)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot g \phi \quad (8.5)$$

$$s_c = \frac{s_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1} \quad (8.6)$$

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot \text{sen} \phi \quad (8.7)$$

$$s_{\gamma} = 1 - 0,3 \cdot \frac{B}{L} \quad (8.8)$$

Se H//B:

$$i_q = \left[1 - \frac{0,7 \cdot H}{V + B \cdot L \cdot C \cdot \cot g \phi'} \right]^3 \quad (8.9)$$

$$i_{\gamma} = \left[1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot C \cdot \cot g \phi'} \right]^3 \quad (8.10)$$

$$i_c = \frac{i_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1} \quad (8.11)$$

Se H⊥B

$$i_q = i_{\gamma} = 1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot C \cdot \cot g \phi'} \quad (8.12)$$

$$i_c = \frac{i_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1} \quad (8.13)$$

$$q = \gamma \cdot D \quad (8.14)$$

Sendo D a diferença entre a cota do terreno e a cota da base da sapata. O valor de D adoptado foi de 2m.

O pré dimensionamento será feito para a combinação sísmica tipo 2 dada no quadro 8.3 dado ser a que dá maiores excentricidades. Depois de obtidas as dimensões para esta acção, far-se-á a verificação da segurança da sapata obtida para as restantes combinações de acções.

Transformando os momentos em forças excêntricas será dimensionada uma sapata quadrada centrada no ponto de excentricidade, onde só haverá forças horizontais e verticais.

Tendo em consideração as excentricidades dadas nos quadros 8.2 e 8.3, observa-se que a sapata tem de ser maior na direcção x dado as excentricidades nesta direcção serem maiores. Observando ainda os quadros 8.2 e 8.3 verifica-se que a maior força horizontal é a força na direcção x, logo no calculo da capacidade de carga tem de se usar as expressões 8.12 e 8.13 em detrimento das expressões 8.9 a 8.11. Assim, os valores dos parâmetros usados no calculo da capacidade de carga ultima, q_{ult} , de acordo com as expressões 8.3 a 8.8, 8.12 e 8.13 são:

$$N_q = 17,98$$

$$N_c = 29,65$$

$$N_\gamma = 19,44$$

$$i_q = i_\gamma = 1 - \frac{1868}{15039 + B \cdot B \cdot 50 \cdot \cot g30}$$

$$i_c = \frac{i_q \cdot 17,98 - 1}{17,98 - 1}$$

$$s_q = 1,5$$

$$s_c = 1,53$$

$$s_\gamma = 0,7$$

Para obtermos as dimensões da sapata temos que verificar a seguinte condição:

$$Q_{ult} \geq Q_d \quad (8.15)$$

Com:

$$Q_d = N \cdot 1,1 \quad (8.16)$$

Assim:

$$\left[\begin{array}{l} 50 \cdot 29,65 \cdot 1,53 \cdot \left(1 - \frac{1868}{15039 + B^2 \cdot 50 \cdot \cot g30} \right) \cdot \frac{17,98 - 1}{17,98 - 1} + \\ 18 \cdot 2 \cdot 17,98 \cdot 1,5 \cdot \left(1 - \frac{1868}{15039 + B^2 \cdot 50 \cdot \cot g30} \right) + \\ \frac{1}{2} \cdot 18 \cdot B \cdot 19,44 \cdot 0,7 \cdot \left(1 - \frac{1868}{15039 + B^2 \cdot 50 \cdot \cot g30} \right) \end{array} \right] \cdot B^2 \geq 15039 \cdot 1,1$$

$$B \geq 2,41$$

Sabendo, do quadro 8.3 que as excentricidades são:

$$e_x = \frac{M_{y,d}}{N_d} = 0,115$$

$$e_y = \frac{M_{x,d}}{N_d} = 0,052$$

Obtemos as dimensões das sapatas, que são dadas por:

$$B' = 2,40 + 2 \cdot 0,052 = 2,504$$

$$L' = 2,40 + 2 \cdot 0,115 = 2,63$$

As dimensões em planta adoptadas para as sapatas foram B=2,55m e L=2,65m

Para validar as dimensões em planta da sapata adoptada tem que se verificar a segurança para as várias combinações. A verificação da segurança será feita segundo o método dos coeficientes parciais de segurança dado no EC7.

De acordo com o EC7, para o problema de fundações superficiais é necessário fazer a verificação da segurança para os dois casos previstos no EC7. Os coeficientes parciais usados para os dois casos são os dados no quadro 8.4.

Quadro 8.4 – coeficientes parciais para os casos previstos no EC7

Caso	Acções			Propriedades do terreno	
	Permanentes		Variáveis	tan ϕ'	C'
	Desfavoráveis	Favoráveis	Desfavoráveis		
B	1,35	1,00	1,50	1,00	1,00
C	1,00	1,00	1,30	1,25	1,60

Para que a segurança esteja verificada temos que garantir a seguinte condição:

$$Q_d \leq Q_{ult,d} \quad (8.17)$$

Em que:

$$Q_{ult,d} = q_{ult,d} \cdot B' \cdot L' \quad (8.18)$$

$$Q_d = N_d + pp_{sapata,d} \quad (8.19)$$

$$N_d = \sum_i \gamma G_i N_{G_{ki}} + \gamma Q_i + \sum_{j \neq i} \gamma Q_j \psi_{0j} N_{Q_{ki}} \quad (8.20)$$

$$PP_{sapata,d} = \gamma G_{PP_{sapata}} \quad (8.21)$$

Quadro 8.5 – Esforços obtidos para as cargas

	Peso próprio (KN)	Vento IV (KN)	Neve (KN)	Sobrecarga (KN)	Sismo tipo 1 (KN)	Sismo tipo 2 (KN)
Fz	-10517	107	-3294	-776	-844	-861
Fx	1294	-28	441	101	-119	-122
Mx	0	0	0	0	-677	-769
My	1182	-37	446	200	-127	-130

Quadro 8.6 – esforços obtidos para a combinação da verificação de segurança para o caso B

	Acção variável de base ($\gamma \times G + \gamma \times Q_b + \sum \gamma \times \psi_{0j} \times Q_{ij}$)			
Caso B	Sismo tipo1	Sismo tipo2	Vento IV	Neve
Fz	-17910,3	-17927,3	-17002,1	-19042,7
Fx	1999,6	1996,6	2101,8	2383,2
Mx	-677	-769	0	0
My	1836,8	1833,8	1941,6	2231,4

Quadro 8.7 – esforços obtidos para a combinação da verificação de segurança para o caso C

	Acção variável de base ($\gamma \times G + \gamma \times Q_b + \sum \gamma \times \psi_{0j} \times Q_{ij}$)			
Caso C	Sismo tipo1	Sismo tipo2	Vento IV	Neve
Fz	-13846,9	-13863,9	-12925,8	-14715,7
Fx	1497,14	1494,14	1595,98	1845,46
Mx	-677	-769	0	0
My	1374,02	1371,02	1474,38	1732,94

Em primeiro lugar far-se-á a verificação para o caso B.

De seguida far-se-á a verificação para o caso B e para a combinação em que a acção variável de base e a acção sísmica tipo 1.

O ângulo de atrito do solo é dado por:

$$\phi'_d = \arctan\left(\frac{\tan \phi'}{1}\right) = 30^\circ$$

A coesão é dada por:

$$c'_d = \frac{c'}{1} = 50 \text{ KPa}$$

Considerando o peso próprio da sapata igual a 10% da carga devido ao peso próprio da estrutura temos:

$$Q_d = 17910,3 + 0,1 \times 10517 = 18962 \text{ KN}$$

Das expressões 8.3 a 8.13 temos:

$$N_q = 17,98$$

$$N_c = 29,65$$

$$N_\gamma = 19,44$$

$$s_q = 1 + \frac{2,55}{2,65} \times \text{sen}30 = 1,48$$

$$s_c = \frac{1,48 \times 17,98 - 1}{17,98 - 1} = 1,51$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3 \times \frac{2,55}{2,65} = 0,71$$

$$i_q = i_\gamma = 1 - \frac{1999,6}{18962 + 2,55 \times 2,65 \times 50 \times \cot \text{an}30} = 0,90$$

$$i_c = \frac{0,90 \times 17,98 - 1}{17,98 - 1} = 0,90$$

A capacidade de carga ultima de calculo é dada pela expressão 8.1, ficando:

$$q_{ult,d} = 50 \times 29,65 \times 1,51 \times 0,90 + 2 \times 18 \times 17,98 \times 1,48 \times 0,90 + \frac{1}{2} \times 18 \times 2,55 \times 19,44 \times 0,71 \times 0,90 = 3162 \text{ KN} / \text{m}^2$$

Sabendo que a excentricidades são dadas por:

$$e_y = \frac{M_{x,d}}{N_d} = \frac{677}{18962} = 0,036 \text{ m}$$

$$e_x = \frac{M_{y,d}}{N_d} = \frac{1836,8}{18962} = 0,097 \text{ m}$$

As dimensões da parte activa da sapata são dadas por:

$$B' = 2,55 - 2 \times 0,036 = 2,48m$$

$$L' = 2,65 - 2 \times 0,097 = 2,46m$$

Resultando:

$$Q_{ult,d} = 3162 \times 2,48 \times 2,46 = 19290,7KN$$

Estando a segurança em relação a esta combinação verificada uma vez que $Q_{ult,d} \geq Q_d$.

A verificação da segurança para as restantes combinações, e para o caso B será feito da mesma forma. Os resultados obtidos estão expostos no quadro seguinte.

Quadro 8.8 – Verificação da segurança para o caso B e a sapata com as dimensões B=2,55m e L=2,65m

Caso B	Acção variável de base		
	Sismo tipo 2	Vento IV	Neve
Q_d	18978,95	18053,8	20094,4
$\phi' d$	30	30	30
$c' d$	50	50	50
N_q	17,98	17,98	17,98
N_c	29,65	29,65	29,65
N_γ	19,44	19,44	19,44
s_q	1,48	1,48	1,48
s_c	1,51	1,51	1,51
s_γ	0,71	0,71	0,71
i_q	0,9	0,89	0,88
i_γ	0,9	0,89	0,88
i_c	0,9	0,88	0,87
$q_{ult,d}$	3162	3104,5	3069,3
e_y	0,041	0	0
e_x	0,097	0,107	0,111
$B' y$	2,48	2,55	2,55
$B' x$	2,46	2,44	2,44
$Q_{ult,d}$	19290,7	19316,2	19097,2
Comentário	ok	ok	ko

Dado a combinação cuja variável de base é a acção da neve não verificar a segurança, é necessário aumentar as dimensões da sapata.

Adoptando-se uma sapata com as dimensões $B=2,60\text{m}$ e $L=2,80\text{m}$, e seguindo o mesmo procedimento obtemos os resultados presentes no quadro 8.9.

Quadro 8.9 – Verificação da segurança para o caso B e a sapata com as dimensões $B=2,60\text{m}$ e $L=2,80\text{m}$

Caso B	Acção variável de base		
	Sismo tipo 2	Vento IV	Neve
Q_d	18978,95	18053,8	20094,4
$\phi'd$	30	30	30
$c'd$	50	50	50
N_q	17,98	17,98	17,98
N_c	29,65	29,65	29,65
N_γ	19,44	19,44	19,44
s_q	1,48	1,48	1,48
s_c	1,51	1,51	1,51
s_γ	0,71	0,71	0,71
i_q	0,9	0,89	0,88
i_γ	0,9	0,89	0,88
i_c	0,9	0,88	0,87
$q_{ult,d}$	3162	3104,5	3069,3
e_y	0,041	0	0
e_x	0,097	0,107	0,111
$B' y$	2,56	2,6	2,6
$B' x$	2,6	2,59	2,58
$Q_{ult,d}$	21039,6	20905,7	20668,7
Comentário	Ok	Ok	Ok

De acordo com o quadro 8.9 está verificada a segurança para o caso B.

De seguida far-se-á a verificação da segurança para o caso C.

Os esforços obtidos, para os coeficientes de segurança dados no quadro 8.4 para este caso, são dados no quadro 8.7.

Em primeiro lugar, tal como para o caso B, será considerada a acção variável de base a acção sísmica tipo 1 e uma sapata com as dimensões $B=2,60\text{m}$ e $L=2,80\text{m}$.

O ângulo de atrito do solo é dado por:

$$\phi'_d = \arctan\left(\frac{\tan 30}{1,25}\right) = 24,79^\circ$$

A coesão é dada por:

$$c' = \frac{50}{1,6} = 31,25 \text{ KPa}$$

A carga de cálculo é:

$$Q_d = 13846,9 + 0,1 \times 10517 = 14898,6$$

Das expressões 8.3 a 8.13 vem:

$$N_q = 10,26$$

$$N_c = 20,19$$

$$N_\gamma = 8,49$$

$$s_q = 1 + \frac{2,6}{2,8} \times \text{sen} 24,79 = 1,40$$

$$s_c = \frac{1,40 \times 10,26 - 1}{10,26 - 1} = 1,44$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3 \times \frac{2,6}{2,8} = 0,71$$

$$i_q = i_\gamma = 1 - \frac{1497,1}{14898,6 + 2,6 \times 2,8 \times 31,25 \times \cot \text{an} 24,79} = 0,92$$

$$i_c = \frac{0,92 \times 10,26 - 1}{10,26 - 1} = 0,91$$

Donde resulta, de expressão 8.1, a seguinte capacidade de carga do terreno:

$$q_{ult,d} = 31,25 \times 20,19 \times 1,44 \times 0,91 + 2 \times 18 \times 10,26 \times 1,4 \times 0,92 + \frac{1}{2} \times 18 \times 2,6 \times 8,49 \times 0,71 \times 0,92 = 1432,3 \text{ KN} / \text{m}^2$$

E:

$$Q_{ult,d} = 1432,3 \times 2,6 \times 2,8 = 10427,1 \text{KN}$$

Donde se verifica que a segurança não está garantida uma vez que $Q_{ult,d} > Q_d$. Assim, é necessário aumentar a dimensão da sapata. A dimensão adoptada foi B=3,5m e L=3,6m. Para a nova dimensão da sapata e usando o mesmo procedimento de calculo. Os resultados obtidos estão presentes no quadro 8.10.

Quadro 8.10 – verificação da segurança para o caso C e a sapata com B=3,5m e L=3,6m

Caso C	Acção variável de base			
	Sismo tipo 1	Sismo tipo 2	Vento IV	Neve
Q_d	14898,56	14915,56	13977,52	15767,44
$\phi' d$	24,79	24,79	24,79	24,79
$c' d$	31,25	31,25	31,25	31,25
N_q	10,26	10,26	10,26	10,26
N_c	20,19	20,19	20,19	20,19
N_γ	8,49	8,49	8,49	8,49
s_q	1,41	1,4	1,4	1,4
s_c	1,45	1,44	1,44	1,44
s_γ	0,71	0,71	0,71	0,71
i_q	0,9	0,9	0,89	0,89
i_γ	0,9	0,9	0,89	0,89
i_c	0,88	0,88	0,87	0,87
$q_{ult,d}$	1444,7	1444,7	1428,4	1428,4
e_y	0,045	0,052	0	0
e_x	0,092	0,092	0,105	0,11
$B' y$	3,41	3,40	3,5	3,5
$B' x$	3,42	3,42	3,39	3,48
$Q_{ult,d}$	16848,4	16799,0	16948,0	17397,9
Comentário	Ok	Ok	Ok	Ok

Da análise do quadro 8.10 observa-se que a segurança está verificada dado a condição de segurança expressa na equação 8.17 está verificada.

Quanto ao deslizamento pela base da sapata este é resistido pelo atrito na base. A verificação da segurança exprime-se por:

$$H_{sd} < S_d + E_{pd} \quad (8.22)$$

Sendo normalmente o impulso passivo E_{pd} desprezado e o atrito neste caso dado por:

$$S_d = N_{sd}' \times \tan \delta_d \quad (8.23)$$

Com:

$$\delta_d = \frac{2}{3} \phi' \quad (8.24)$$

Assim, obtemos os resultados do quadro 8.11 para a combinação mais desfavorável para ambos os casos.

Quadro 8.11 – verificação da segurança ao deslizamento pela base

	Hsd	N'sd	δ_d	S_d
Caso B	2383,2	20094,4	20	7313,8
Caso C	1845,5	15767,4	20	5738,9

Donde se verifica da análise do quadro 8.11 que a segurança em relação ao escorregamento está verificada uma vez que a condição da expressão 8.22 está verificada.

Para validar as dimensões em planta das sapatas é necessário calcular os assentamentos verticais com recurso à teoria da elasticidade e podem ser estimados por:

$$s = p \cdot B \cdot \frac{(1-\nu)}{E_s} \cdot I_s \quad (8.25)$$

Onde E_s e ν são, respectivamente, o modulo de deformabilidade e o coeficiente de Poisson do solo, $p = N/(B \cdot L)$ e I_s é um factor que depende da geometria e rigidez da sapata e que para sapatas rígidas rectangulares, como é o caso das sapatas em estudo, pode ser estimado por:

$$I_s = 0,92 + 0,56 \cdot \ln\left(\frac{L}{B}\right) \quad (8.26)$$

De acordo com o EC7 os assentamentos devem ser calculados para combinações frequentes de acções:

$$N_{freq} = \sum_i N_{Gi} + \psi_1 N_{Qi} + \sum_{j \neq i} \psi_2 N_{Qj} \quad (8.27)$$

Os valores dos esforços obtidos para a combinação frequente considerando as diferentes acções variáveis como acção de base são dados no quadro 8.12.

Quadro 8.12 – Valores dos esforços para combinações frequentes.

Caso C	Peso próprio	Vento IV	Neve	Sobrecarga	Acção variável de base		
					Vento IV	Neve	Sobrecarga
Fz	-10517	107	-3294	-776	-10452,8	-12493,4	-10517
Fx	1294	-28	441	101	1277,2	1558,6	1294
Mx	0	0	0	0	0	0	0
My	1182	-37	446	200	1159,8	1449,6	1182

Observando o quadro 8.12 verifica-se que a combinação mais desfavorável é a que tem como acção variável de base a acção da neve.

Para as dimensões das sapatas de B=3,5m e L=3,6m e considerando a combinação mais desfavorável temos:

$$s = \frac{12493,4}{3,6 \times 3,5} \times 3,5 \times \frac{(1 - 0,3^2)}{60000} \times \left(0,92 + 0,56 \times \ln \left(\frac{3,6}{3,5} \right) \right) = 0,049m = 4,9cm$$

O assentamento obtido é razoável, uma vez que o EC7 restringe o assentamento total admissível da sapata a:

$$s_{tot,adm} \leq 50mm$$

Com o assentamento e a força aplicada podemos calcular a rigidez das molas a modelar de forma a simular a deformabilidade do solo. Sabendo que:

$$F = ku \quad (8.28)$$

A constante da mola é igual a:

$$k = \frac{12493,4}{0,049} = 254967,3KN / m$$

Isto se optarmos por substituir o apoio rígido por uma única mola. Se optarmos por modelar a sapata com as dimensões reais, isto é, modelarmos um colchão de molas, temos de colocar molas em toda a área das sapatas com uma rigidez dada por:

$$k_s = \frac{k}{A_{sapata}} = 20235,5(KN / m) / m^2$$

8.2.2 DIMENSIONAMENTO DA ALTURA DAS SAPATAS DIRECTAS

A altura das sapatas, considerando a condição de sapata rígida deve ser superior a:

$$d \geq \frac{a}{2} \quad (8.29)$$

Em que a é a maior consola de acordo com a figura 8.2.

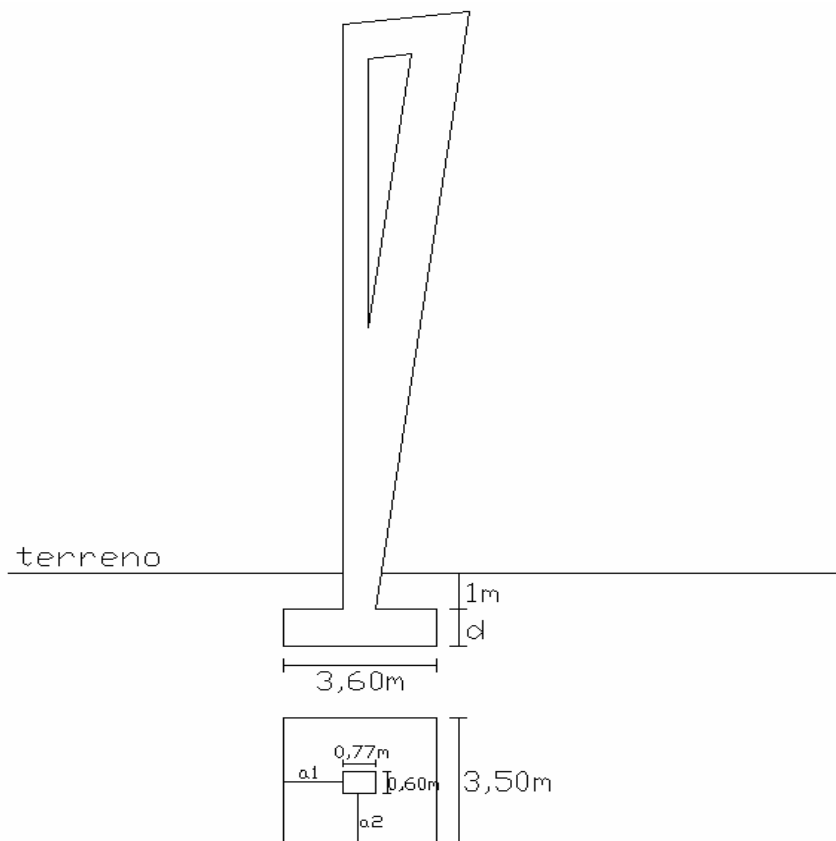


Figura 8.2 – Geometria das sapatas directas

Assim, para que seja satisfeita a condição de rigidez temos:

$$d \geq \frac{1,45}{2} = 0,725$$

Pela condição de rigidez adoptamos uma altura útil da sapata $d=0,75$ e uma altura da sapata $h=0,80$.

De seguida irá verificar-se a resistência da sapata ao punçoamento.

De acordo com o EC2 a verificação ao punçoamento deve ser feita em termos de esforços resistentes e esforços actuantes, ou seja:

$$V_{sd} \leq V_{rd} \quad (8.39)$$

Em que:

$$V_{rd} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot 2 \cdot \frac{d}{a} \geq v_{\min} \cdot 2 \cdot \frac{d}{a} \quad (8.40)$$

Com:

$$v_{\min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} \quad (8.41)$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2 \quad d \text{ em mm} \quad (8.42)$$

$$\rho_l \leq 0,02 \quad (8.43)$$

Considerando $d=0,75$ temos:

$$v_{rd} = \frac{0,18}{1,5} \times \left(1 + \sqrt{\frac{200}{750}} \right) \times (100 \cdot 0,015 \cdot 35)^{1/3} \times 2 \times \frac{d}{a} = 1,362 \text{ MPa}$$

A combinação em estado limite ultimo que produz mais esforço axial e momentos é a combinação fundamental. As tensões no terreno devidas a esta combinação de acções é dada por:

$$\sigma_{sd} = \frac{N}{B \cdot L} \pm \frac{6 \cdot My}{L^2 \cdot B} \quad (8.43)$$

$$\sigma_{sd,1} = \frac{17001}{3,5 \times 3,6} + \frac{6 \times 1940}{3,6^2 \times 3,5} = 1605,9 \text{ KPa}$$

$$\sigma_{sd,1} = \frac{17001}{3,5 \times 3,6} - \frac{6 \times 1940}{3,6^2 \times 3,5} = 1092,7 \text{ KPa}$$

A tensão a $\frac{3}{4}$ é dada por:

$$\sigma_{sd3/4} = \frac{3 \cdot \sigma_{sd,1} + \sigma_{sd,2}}{4} = 1477,6 \text{ KPa}$$

O esforço de calculo é dado por:

$$v_{sd} = \frac{V_{sd,red}}{u \cdot d} \quad (8.44)$$

$$V_{sd,red} = V_{sd} - \Delta V_{sd} \quad (8.45)$$

$$V_{sd} = N \quad (8.46)$$

$$\Delta V_{ed} = \sigma_{sd,3/4} \cdot A_U \quad (8.47)$$

Sendo:

$$u = 2 \times 0,6 + 2 \times 0,77 + 2 \times \pi \times 0,75 = 7,45 \text{ m}$$

$$A_U = 0,6 \times 0,77 + 2 \times 0,6 \times 0,75 + 2 \times 0,77 \times 0,75 + \pi \times \frac{0,75^2}{2} = 3,40 \text{ m}^2$$

$$V_{sd} = 17001 \text{ KN}$$

$$\Delta V_{sd} = \frac{1477,6}{3,5 \times 3,6} \times 3,4 = 398,7 \text{ KN}$$

$$V_{sd,red} = 17001 - 398,7 = 16602,3 \text{ KN}$$

$$v_{sd} = \frac{16602,3}{7,45 \times 0,75} = 2971,3 \text{ KPa}$$

Donde se verifica que temos de aumentar a altura da sapata.

Considerando $d=1,30$ temos:

$$v_{rd} = \frac{0,18}{1,5} \times \left(1 + \sqrt{\frac{200}{1300}} \right) \times (100 \cdot 0,015 \cdot 35)^{1/3} \times 2 \times \frac{d}{a} = 1,251 \text{ MPa}$$

$$u = 2 \times 0,6 + 2 \times 0,77 + 2 \times \pi \times 1,3 = 10,91 \text{ m}$$

$$A_U = 0,6 \times 0,77 + 2 \times 0,6 \times 1,3 + 2 \times 0,77 \times 1,3 + \pi \times \frac{1,3^2}{2} = 6,68 \text{ m}^2$$

$$\Delta V_{sd} = \frac{1477,6}{3,5 \times 3,6} \times 6,68 = 783,4 \text{ KN}$$

$$V_{sd,red} = 17001 - 783,4 = 16217,6KN$$

$$v_{sd} = \frac{16217,6}{10,91 \times 1,3} = 1143,5 KPa$$

A altura da sapata a considerar será de $h=1,35m$.

8.2.3 DIMENSIONAMENTO DAS ANCORAGENS

O valor da tensão a aplicar nas ancoragens é dada por:

$$P_Z = m_Z \cdot Z \quad (8.48)$$

Onde Z é a reacção da estrutura e m_Z é um coeficiente de segurança, normalmente entre 2 a 3, dependendo da importância da estrutura.

Neste caso será considerado que os cabos serão ancorados a uma profundidade de 15m e que o coeficiente de segurança m_Z será considerado igual a 2,5.

Para os estados limite utilização, a combinação frequente é a que dá maiores esforços para esta fundação com:

$$F_z = 7902KN$$

$$F_x = 4382KN$$

Assim, a tensão nas ancoragens deve ter um valor de:

$$P_Z = 2,5 \times 7902 = 19755KN$$

O que, recorrendo ao EC2, se obtém uma área para os cabos de:

$$A_p = \frac{19755}{1488000} = 0,0133m^2 = 133cm^2$$

E de acordo com o catalogo da VSL, se obtém 2 cabos de 55 cordões com 13mm de diâmetro cada cordão ($A_p=143cm^2$).

O maciço de encabeçamento dos cabos será dimensionado para a capacidade de carga do terreno para se obter as dimensões em planta e a sua altura será dimensionada para a verificação do esmagamento do betão de acordo com o artigo 139 do REBAP.

Sabendo que teremos uma força concentrada de 19755KN aplicada ao maciço de encabeçamento das ancoragens e, considerando este com uma geometria rectangular em planta, o dimensionamento em planta é feito pelo mesmo processo das sapatas isoladas. Seguindo este processo obteve-se as seguintes dimensões, B=L=3,5m.

Quanto à força horizontal esta será resistida pelo atrito de acordo com as expressões 8.22 a 8.24, donde se verifica que a segurança ao escorregamento está verificada. O assentamento obtido aquando da ancoragem dos cabos de acordo com a expressão 8.25 é de 4,2cm.

O calculo da altura de betão, considerando a condição do não esmagamento do betão, é obtida por:

$$F_{sd} \leq f_{cd} \cdot \sqrt{\frac{A_1}{A_0}} \cdot A_0 \quad (8.49)$$

Em que:

$$f_{cd} \cdot \sqrt{\frac{A_1}{A_0}} \leq 3,3 \cdot f_{cd} \quad (8.50)$$

Do catálogo da VSL verifica-se que a cabeça das ancoragens são quadradas com 430mm de lado. Assim:

$$\frac{19755}{2} \leq 23333 \times \sqrt{\frac{A_1}{0,43 \times 0,43}} \times 0,43 \times 0,43$$

$$A_1 \geq 0,97 m^2$$

$$a_1 = 1m$$

O maciço de encabeçamento terá 1m de altura.

8.2.4 MODELAÇÃO DAS FUNDAÇÕES

Será introduzida no modelo realizado a interacção solo – estrutura e calculada as armaduras para a redistribuição de esforços obtida para este novo modelo.

As dimensões das sapatas a modelar são B=3,5m e L=3,5m. O colchão de molas terá uma constante de rigidez de k=20235,5 (KN/m)/m². As ancoragens terão dois cabos de 71,5cm² de área e um pré – esforço de 9877,5KN cada. A rigidez do solo na zona das ancoragens é materializada por uma constante de rigidez k=38396,5 (KN/m)/m².

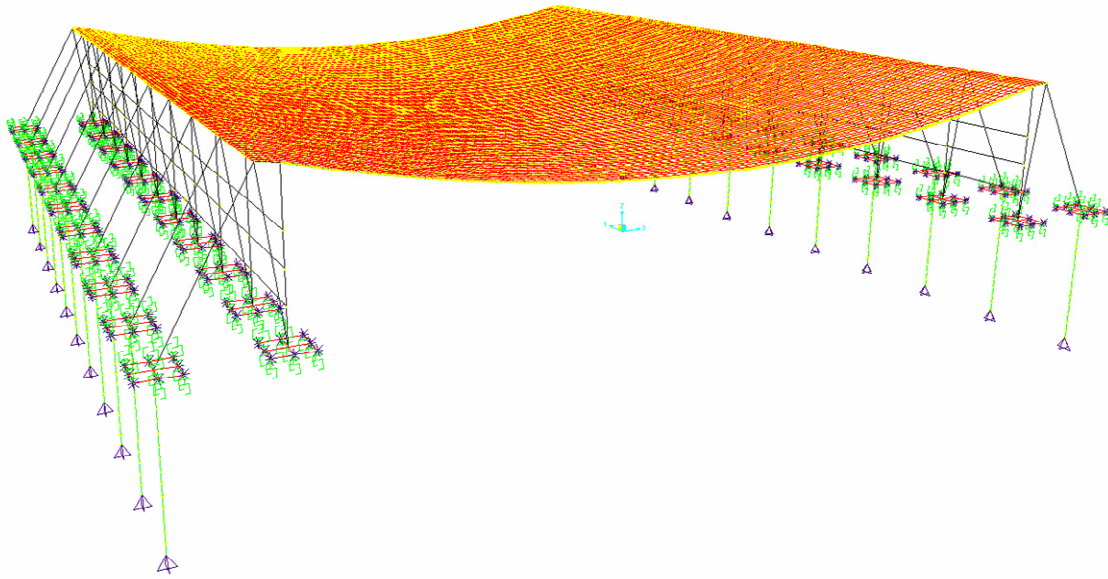


Figura 8.3 – modelo da estrutura com apoios flexíveis.

Verifica-se que, com sapatas flexíveis, a flecha a meio vão da cobertura aumenta significativamente em relação ao modelo de sapatas rígidas. A flecha a meio vão da cobertura devida ao peso próprio desta para a opção de sapatas flexíveis é da ordem dos 50cm. Assim, para não excedermos em demasia a flecha inicialmente pensada de 5m para a cobertura terá que se esticar os cabos de forma a termos a meio vão uma flecha de 4,5m para que quando se introduzir as placas de betão, que constituem a cobertura, ficarmos com a geometria inicialmente pensada.

Quanto aos esforços obtidos, verifica-se que com a solução de sapata flexível os esforços axiais nas barras que compõe a estrutura de suporte diminuem em relação ao modelo de sapatas rígidas nos elementos de suporte interiores enquanto que nos elementos exteriores os esforços axiais aumentam. O aumento dos esforços nos elementos de suporte exteriores deve-se ao facto de haver menores assentamentos nas sapatas destes, logo maior rigidez do solo nesta zona.

8.3 DIMENSIONAMENTO DAS ARMADURAS DOS ELEMENTOS DE BARRA

As armaduras serão dimensionadas para os esforços obtidos no modelo de sapatas flexíveis. No dimensionamento das armaduras será considerado um aço A500 NR ($f_{syd}=435\text{MPa}$)

As armaduras longitudinais para os elementos de barra serão dimensionadas de acordo com o momento de cálculo em estado limite último. As equações de equilíbrio que permitem calcular as armaduras longitudinais para estes elementos em cada secção, de acordo com a figura 8.4 são:

$$F_C = f_{cd} \cdot b \cdot 0,8 \cdot x \quad (8.51)$$

$$F_S = A_S \cdot f_{syd} \quad (8.52)$$

$$F_C = F_S \quad (8.53)$$

$$M = F_S \cdot z \quad (8.54)$$

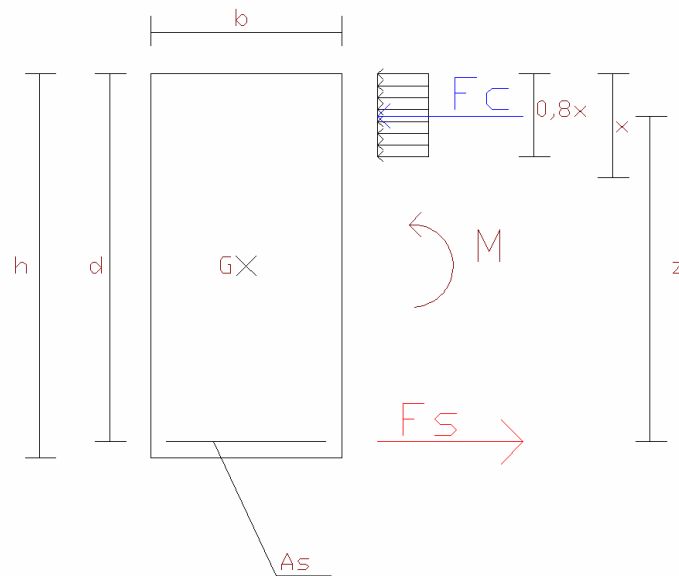


Figura 8.4 – esquema do equilíbrio de forças numa secção de um elemento de barra.

As armaduras longitudinais têm igualmente em conta o disposto na clausula 9.2.1 do eurocódigo 2 que limita as armaduras longitudinais de tracção mínimas a colocar a:

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d \geq 0,0013 \cdot b_t \cdot d \quad (8.55)$$

Em que b_t representa a largura média da zona traccionada e f_{ctm} deve ser determinado relativamente à classe de resistência do betão aplicado de acordo com o quadro 3.1 do EC2.

A dispensa das armadura longitudinal é feita de acordo com o exposto na clausula 9.2.1.3 do EC2 em que:

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{bd,rqd} \geq l_{b,min} \quad (8.56)$$

$$l_{b,rqd} = (\phi/4) \cdot (\sigma_{sd}/f_{bd}) \quad (8.57)$$

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} \quad (8.58)$$

$$l_{b,min} \geq \max\{0,3 \cdot l_{b,rqd}; 10 \cdot \phi; 100\text{mm}\} \quad (8.59)$$

Os parâmetros presentes nas equações 8.56 a 8.59 estão definidos na cláusula 8.4 do EC2.

Quanto às armaduras resistentes ao esforço transversal serão dimensionadas de acordo com as clausulas 6.2 e 9.2.2 do eurocódigo 2. Os elementos que não necessitam de armadura de esforço transversal têm que ter um valor de calculo do esforço transversal actuante menor que o valor de calculo do esforço transversal resistente que é dado por:

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \geq (v_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad (8.60)$$

Em que:

- f_{ck} é em MPa
- $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2$ Com d em mm
- $\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0,02$
- A_{sl} é a área da armadura de tração
- b_w é a menor largura da secção transversal de área traccionada
- $\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0,2 \cdot f_{cd}$ em MPa
- N_{Ed} é o esforço normal na secção devido às acções aplicadas em N ($N_{Ed} > 0$ para compressão)
- A_c é a área da secção transversal de betão (mm^2)
- $V_{Rd,c}$ em N
- $C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c}$
- $v_{\min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$

Caso a condição $V_{Rd,c} \geq V_{Ed}$ não seja verificada é necessário colocar uma armadura de esforço transverso que pode ser calculada pelo valor do esforço transverso resistente em elementos com armaduras de esforço transverso constituídas por estribos verticais que é dado pelo menor dos seguintes valores:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta \quad (8.61)$$

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} \quad (8.62)$$

Em que:

- A_{sw} é a área da secção transversal das armaduras de esforço transverso
- s é o espaçamento dos estribos
- f_{ywd} é o valor de calculo da tensão de cedência das armaduras de esforço transverso
- $v_1 = 0,6$; $f_{ck} \leq 60 \text{MPa}$
- $\alpha_{cw} = 1$ para elemento não pré esforçados

- $1 \leq \cot \theta \leq 2,5$

Os elemento em que $V_{Rd,c} \geq V_{Ed}$ deve ser colocada uma armadura de esforço transverso mínima dada por:

$$\rho_{w,\min} = \frac{A_{sw}}{s \cdot b_w \cdot \text{sen} \alpha} \quad (8.63)$$

Em que $\rho_{w,\min} = (0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}}) / f_{yk}$ é a taxa de armaduras de esforço transverso mínima.

O espaçamento longitudinal máximo entre armaduras de esforço transverso não deve ser superior a:

$$s_{l,\max} = 0,75 \cdot d \leq 600 \text{ mm}$$

Quanto às torções, uma vez que estas são desprezáveis não é necessário calcular qualquer armadura.

As armaduras a colocar nas zonas de forças concentradas, isto é, na zona de ancoragem dos cabos de pré-esforço são calculadas de acordo com o disposto nos artigos 138 a 140 do REBAP.

A verificação da pressão local no betão é dada por:

$$F_{sd} \leq f_{cd} \cdot \sqrt{\frac{A_1}{A_0}} \cdot A_0 \leq 3,3 \cdot f_{cd} \cdot A_0 \quad (8.64)$$

Em que:

- A_0 é a área sobre a qual se exerce directamente a força, isto é, a área da cabeça de ancoragem
- A_1 é a maior área delimitada por um contorno fictício contido no contorno da peça e com o mesmo centro de gravidade de A_0
- F_{sd} é o valor de cálculo da força concentrada, ou seja, o valor do pré esforço aplicado
- f_{cd} é o valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão.

As tensões de tracção transversais a absorver originadas pela actuação de uma força concentrada do elemento devem ser absorvidas por armaduras dispostas em planos normais à direcção de actuação da força e segundo duas direcções ortogonais. Em cada uma destas direcções, as armaduras devem ser dimensionadas para absorver a força de tracção resultante dada pela expressão:

$$F_{t1,sd} = 0,3 \cdot F_{sd} \cdot \left(1 - \frac{a_0}{a_1}\right) \quad (8.65)$$

Em que a_0 e a_1 são as dimensões segundo a direcção considerada das áreas A_0 e A_1 .

Em cada direcção, a secção de armaduras deve ser determinada pela expressão:

$$A_s = \frac{F_{t1,sd}}{f_{syd}} \quad (8.66)$$

No caso da estrutura em estudo temos que dimensionar armaduras em elementos sujeitos a forças concentradas para a viga de apoio aos cabos.

Assim, para a viga de aplicação dos cabos estas armaduras serão dimensionadas para uma força concentrada $F_{sd} = 2703KN$, apesar de nos cabos das pontas ser aplicado apenas metade do pré-esforço.

O esquema da ancoragem dos cabos está representado na figura 8.5.

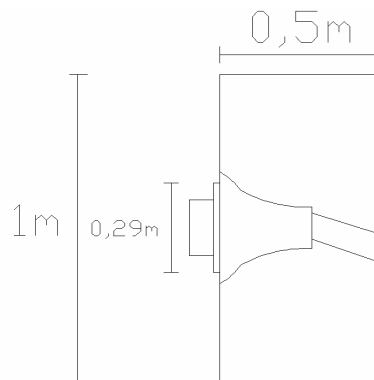


Figura 8.5 – esquema da ancoragem dos cabos

De acordo com a figura 8.5 e a expressão 8.64 temos:

$$2703 \leq 23300 \times \sqrt{\frac{0,5 \times 0,5}{0,29 \times 0,29}} \times 0,29 \times 0,29 = 3378,5KN$$

A segurança em relação ao esmagamento do betão está verificada.

As armaduras a colocar segundo as duas direcções serão iguais uma vez que os prismas de base A_1 e altura a_1 são iguais nas duas direcções. A armadura a colocar é obtida por:

$$A_s = \frac{0,3 \times 2703 \times \left(1 - \frac{0,29}{0,5}\right)}{270000} = 12,61 \text{ cm}^2$$

A armadura a colocar será sob a forma de estribos de 4 ramos $\varnothing 8$ de acordo com o esquema da figura 8.6.

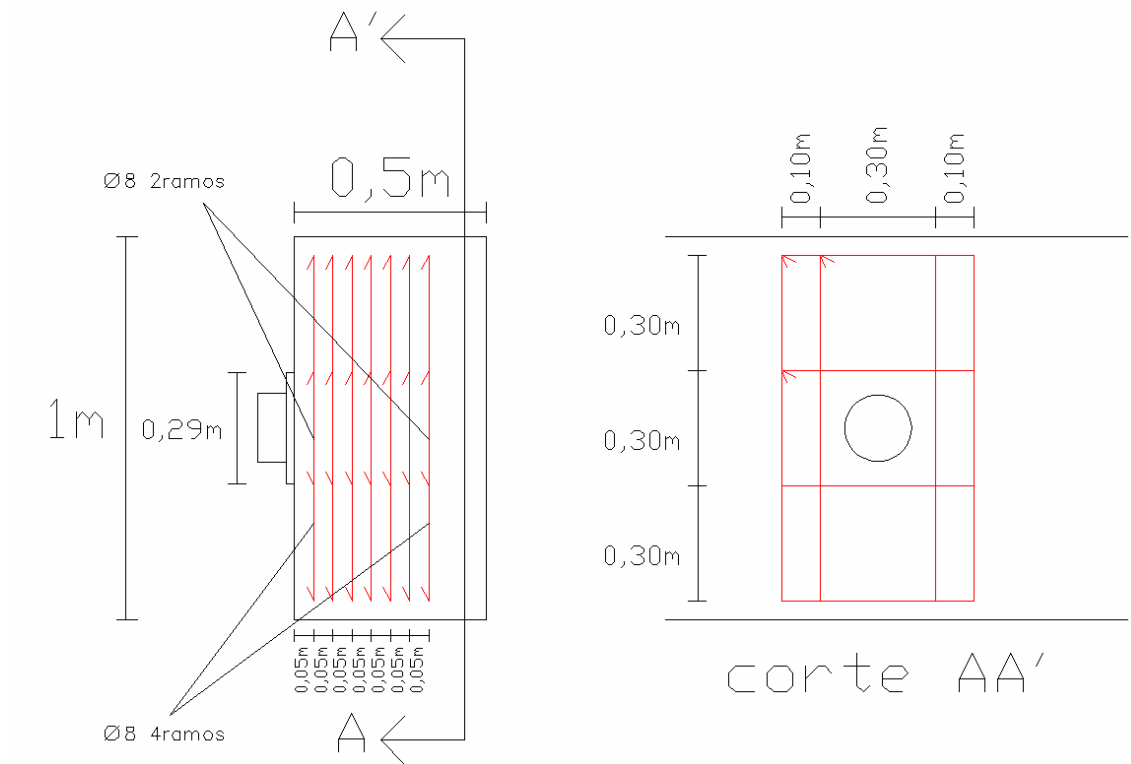


Figura 8.6 – Distribuição da armadura devido a cargas concentradas para a viga de suporte dos cabos

8.4 DIMENSIONAMENTO DAS ARMADURAS DOS ELEMENTOS DE CASCA

O dimensionamento da cobertura será feito recorrendo ao diagrama de momentos obtido no modelo de cálculo. As armaduras a colocar serão obtidas recorrendo ao equilíbrio da mesma forma que foi feito para os elementos de barra (figura 8.4). A cobertura foi dividida em zonas de acordo com o diagrama de momentos, zona de momentos positivos e zona de momentos negativos, e também tendo em conta o tamanho dos painéis a colocar. A divisão/tipo de painéis a colocar está representada na figura 8.7 e foi obtida tendo em consideração o diagrama de momentos, para a combinação mais desfavorável de ações, da figura 8.8.

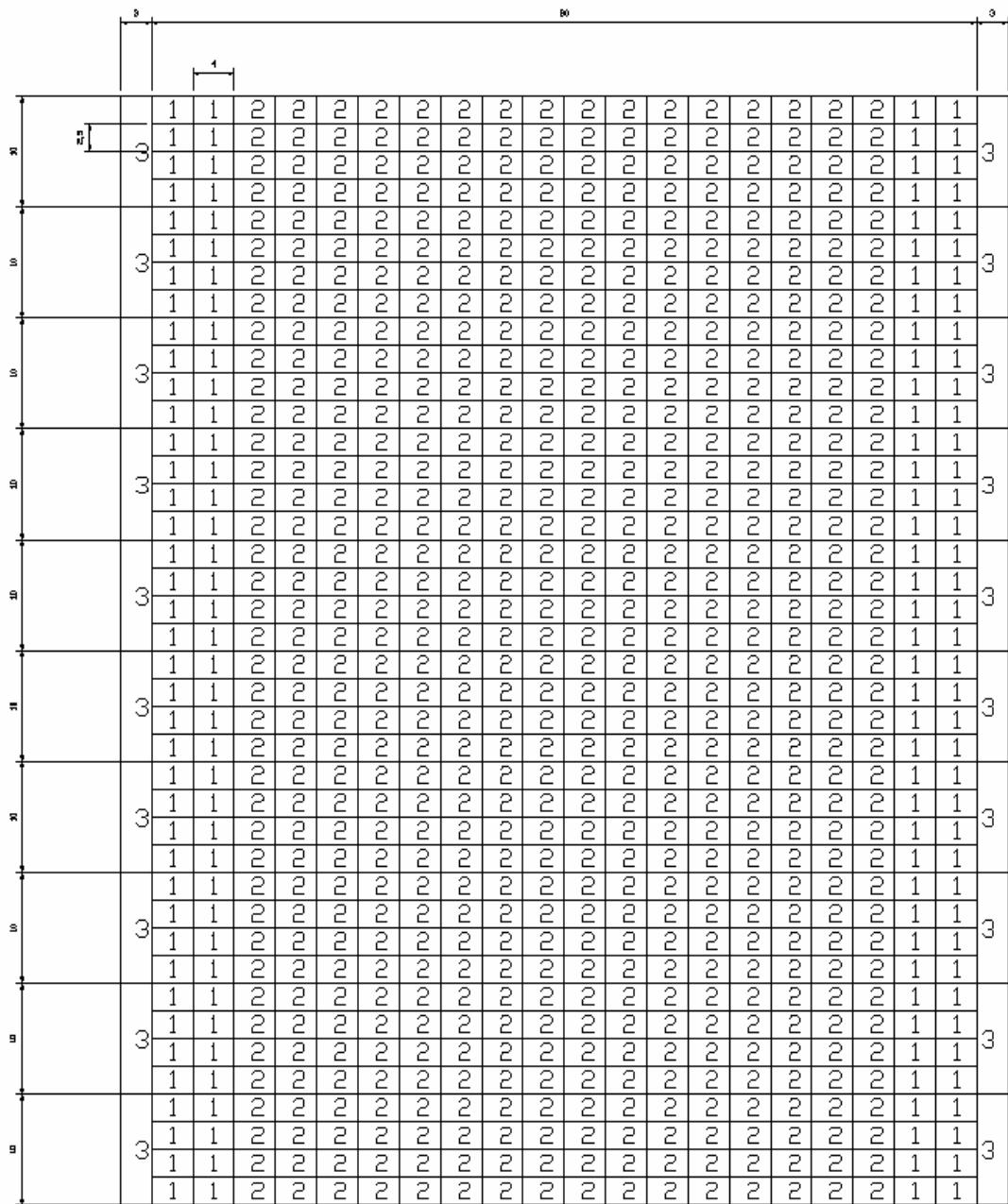
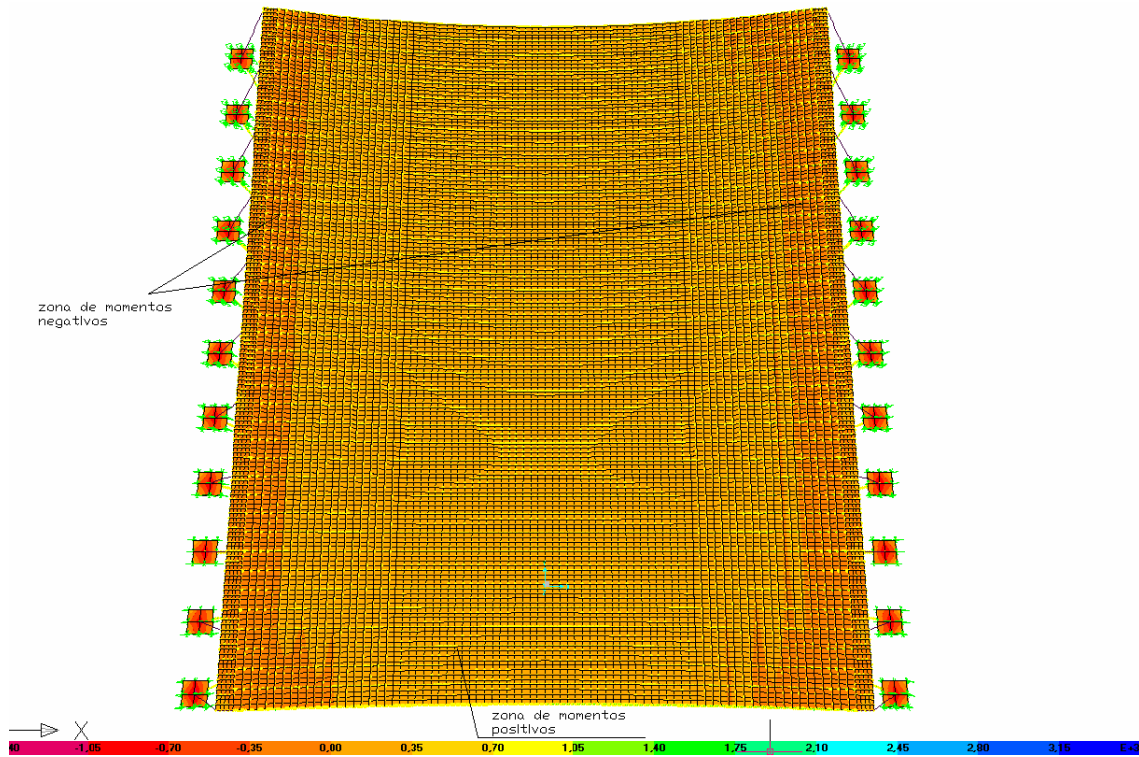
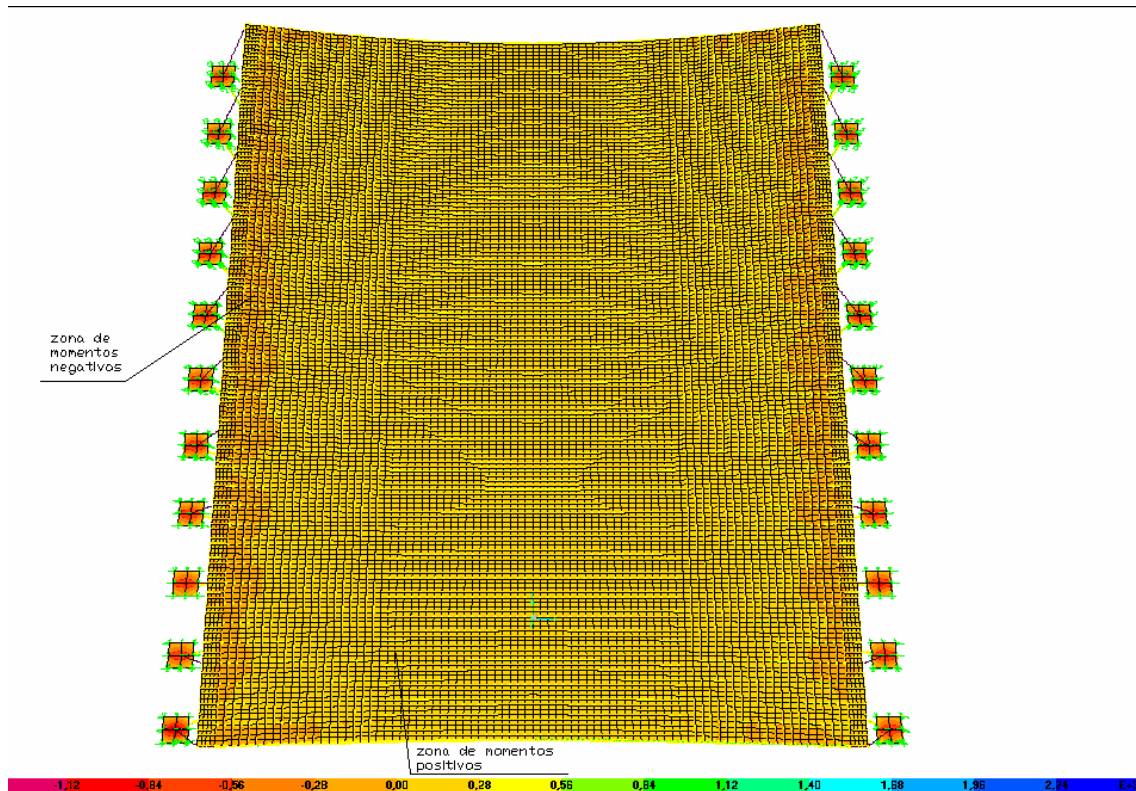


Figura 8.7 – Distribuição dos painéis de betão pré fabricados



(a) Diagrama de momentos My



(b) Diagrama de momentos Mx

Figura 8.8 – diagrama de momentos da cobertura em estado limite último

Quanto aos elementos de casca que compõe as fundações, as armaduras serão obtidas também recorrendo ao diagrama de momentos dado no modelo para a combinação mais desfavorável. O diagrama de momentos para a combinação mais desfavorável e para a fundação mais desfavorável é dado na figura 8.9.

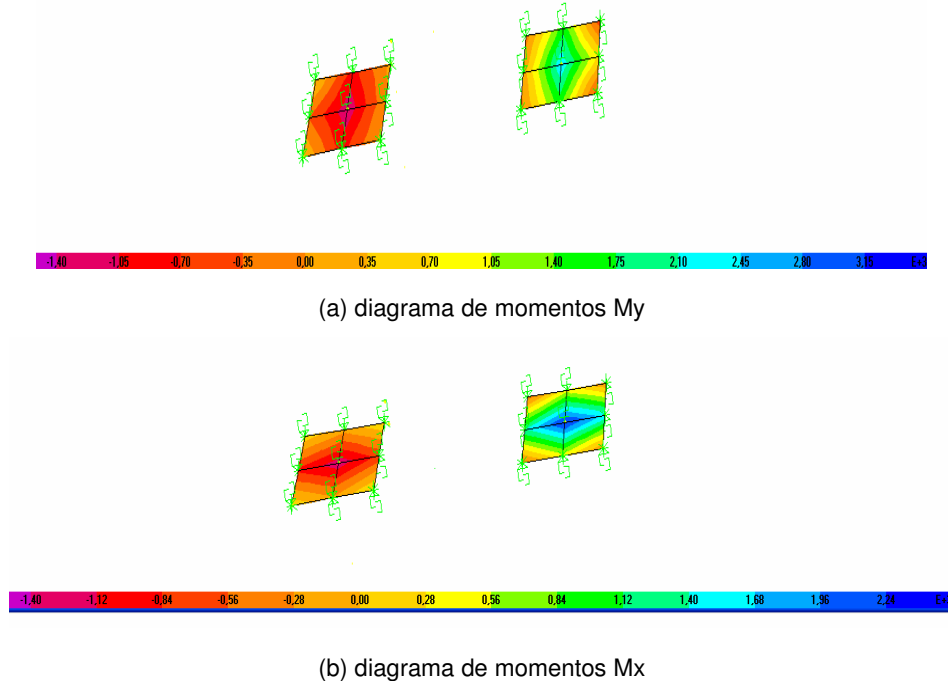


Figura 8.9 – diagrama de momentos da sapata e do maciço de encabeçamento das ancoragens em estado limite último

8.5 DIMENSIONAMENTO DOS APARELHOS DE APOIO DA COBERTURA

As placas pré fabricadas de betão armado serão apoiadas em aparelhos de apoio de elastómero simples. Os aparelhos de apoio serão dimensionados de acordo com a norma EN1337 tal como vem especificado no catálogo técnico da neoprex. Os aparelhos são calculados para estado limite de utilização. De acordo com o catálogo, os aparelhos de elastómero simples são compostos por um único bloco de elastómero, sem chapas de aço como reforço. A espessura mínima recomendada de elastómero é de 8mm, para evitar fragilidade no comportamento à rotação e imperfeições das superfícies de contacto.

A tensão de compressão média de um aparelho de elastómero é dada por:

$$\sigma_c = \frac{F}{A} \quad (8.73)$$

E deve ser inferior a:

$$\sigma_c \leq 2 \cdot G \cdot S \text{ e } \sigma_c \leq 5 \cdot G \quad (8.74)$$

Onde S é um factor de forma dado por:

$$S = \frac{a \cdot b}{2 \cdot t_e \cdot (a + b)} \quad (8.75)$$

Em que a e b são a largura e o comprimento do aparelho de elastómero simples, respectivamente.

O parâmetro G é o módulo de elasticidade transversal e depende da dureza shore do material. O valor de módulo de elasticidade G de acordo com o catálogo técnico da neoprex é dado no quadro 8.13.

Quadro 8.13 – valores do módulo de elasticidade

Dureza shore A	$G \text{ Kgf} / \text{cm}^2$
50	6
60	9
70	12

Para cargas totais a deformação horizontal é limitada a:

$$tgy = 0,7 \quad (8.76)$$

E:

$$\frac{H}{A} = G \cdot tgy \quad (8.77)$$

Em que H é a força horizontal.

A estabilidade à rotação estará garantida quando:

$$tg\alpha_g + k \cdot tg\alpha_q \leq \frac{2 \cdot v}{a} \quad (8.78)$$

Sendo:

$$v = \frac{t \cdot \sigma_m}{10 \cdot G \cdot \left(\frac{a \cdot b}{2 \cdot t \cdot (a + b)} \right) + 2 \cdot \sigma_m} \quad (8.79)$$

Em que σ_m é a tensão média de compressão, α_g é o ângulo de rotação do aparelho de apoio para acções de longa duração, α_q é o ângulo de rotação do aparelho de apoio para acções de curta duração, t é a espessura do aparelho de apoio e k é um coeficiente de majoração e é igual a 1 para cargas permanentes e 1,5 para cargas variáveis.

A verificação da estabilidade do aparelho à flambagem é garantida se a altura deste for inferior a 0,25 da menor dimensão do aparelho em planta.

A verificação ao deslizamento do aparelho está garantida quando forem satisfeitas as duas seguintes expressões em simultâneo.

$$H \leq \mu_e \cdot F \quad (8.80)$$

$$\sigma_m \geq 30 \text{Kgf} / \text{cm}^2 \text{ para cargas permanentes} \quad (8.81)$$

Em que para a superfície de contacto elastómero - betão:

$$\mu_e = 0,1 + \frac{6}{\sigma_m} \quad (8.82)$$

Nesse caso a altura mínima de elastómero que evita o deslizamento é:

$$T \geq \frac{G \cdot A' \cdot (u_g + 2 \cdot u_q)}{6 \cdot A_r + 0,1 \cdot F} \quad (8.83)$$

E para a superfície de contacto elastómero – metal:

$$\mu_e = 0,1 + \frac{2}{\sigma_m} \quad (8.84)$$

Sendo neste caso a altura mínima de elastómero dada por:

$$T \geq \frac{G \cdot A' \cdot (u_g + 2 \cdot u_q)}{2 \cdot A_r + 0,1 \cdot F} \quad (8.85)$$

A tensão mínima actuante para cargas permanentes não deve ser inferior a:

$$\frac{F}{A_r} \geq \left(1 + \frac{a}{b}\right) \cdot 10 \text{Kgf} / \text{cm}^2 \quad (8.86)$$

A deformação ao cisalhamento no elastómero está limitada pela seguinte expressão:

$$\varepsilon = \varepsilon_C + \varepsilon_h + \varepsilon_\alpha \leq 5 \quad (8.87)$$

Onde:

$$\varepsilon_C = 1,5 \cdot \frac{F_g + k \cdot F_q}{G \cdot A_r \cdot S} \quad (8.88)$$

$$\varepsilon_h = tg\gamma = \frac{(u_g + u_q)}{T} \quad (8.89)$$

$$\varepsilon_\alpha = \frac{a^2 \cdot (\alpha_{ag} + k \cdot \alpha_{aq}) + b^2 \cdot (\alpha_{bg} + k \cdot \alpha_{bq})}{2 \cdot t_j \cdot \sum t_j} \quad (8.90)$$

O aparelho de apoio adoptado tem um módulo de elasticidade $G = 6Kgf / cm^2$.

De acordo com as expressões 8.73 a 8.90 as dimensões do aparelho de apoio para que a sua estabilidade seja verificada é de: a=80mm, b=130mm e t=12,5mm.

8.6 DIMENSIONAMENTO DAS LIGAÇÕES DO TIRANTE METÁLICO

No modelo realizado, ligação do tirante metálico à estrutura de suporte de betão armado, foi considerada uma ligação articulada, logo tem que se garantir rotação livre. Para garantir a ligação articulada, esta será realizada por uma cavilha (Fe510) que será dimensionada de acordo com o EC3.

No estado limite último, os valores de cálculo dos esforços na cavilha não devem exceder as resistências de cálculo correspondentes. A resistência ao corte de uma cavilha é dado por:

$$F_{v,Rd} = 0,6 \cdot A \cdot f_u / \gamma_{Mp} \quad (8.91)$$

Em que A é a área bruta da secção transversal do parafuso, f_u é a resistência última e $\gamma_{Mp} = 1,25$

A resistência ao esmagamento da chapa e da cavilha é obtido pela seguinte expressão:

$$F_{b,Rd} = 1,5 \cdot t \cdot d \cdot f_y / \gamma_{Mp} \quad (8.92)$$

A resistência à flexão da cavilha é obtida por:

$$M_{Rd} = 0,8 \cdot W_{el} \cdot f_y / \gamma_{Mp} \quad (8.93)$$

A resistência à combinação de corte e flexão da cavilha é garantida se a seguinte condição for satisfeita:

$$\left[\frac{M_{sd}}{M_{Rd}} \right]^2 + \left[\frac{F_{v, sd}}{F_{v, Rd}} \right]^2 \leq 1 \quad (8.94)$$

Em que:

$$M_{sd} = \frac{F_{sd}}{8} \cdot (b + 4 \cdot c + 2 \cdot a) \quad (8.95)$$

É obtido de acordo com a figura 8.10.

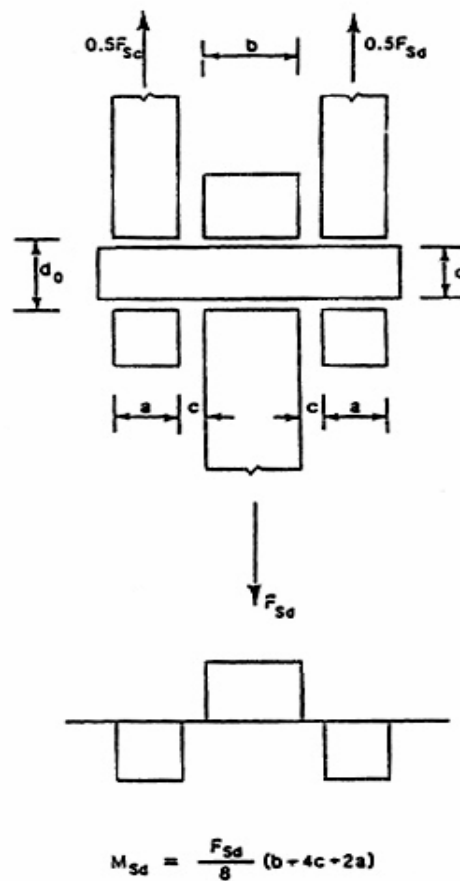
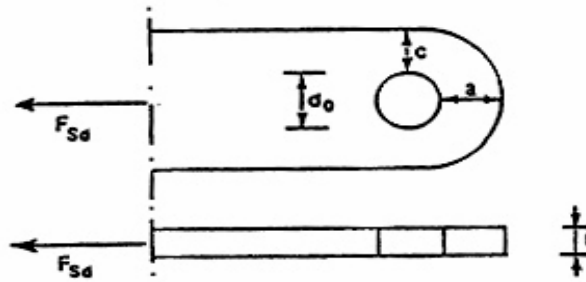


Figura 8.10 – Momento-flector numa cavilha

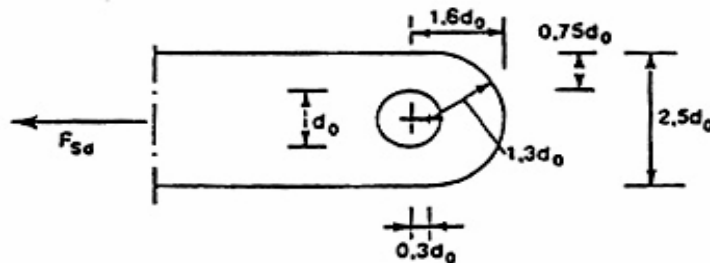
A geometria da chapa (Fe510) é obtida de acordo com as imposições da figura 8.11.

Tipo A: Considerando a espessura t



$$a \geq \frac{F_{sd} \gamma_{Mp}}{2t l_y} + \frac{2d_0}{3} \quad : \quad c \geq \frac{F_{sd} \gamma_{Mp}}{2t l_y} + \frac{d_0}{3}$$

Tipo B: Considerando a geometria



$$t \geq 0,7 \left[\frac{F_{sd} \gamma_{Mp}}{l_y} \right]^{1/2} \quad : \quad d_0 \leq 2,5t$$

Figura 8.11 – Condições geométricas para chapas em ligações articuladas.

Quanto à ligação do tirante metálico ao maciço de encabeçamento esta será feita com parafuso da classe 8.8. A ligação tem que resistir ao escorregamento em estado limite último. Assim, temos de garantir as seguintes condições para que seja verificada a segurança:

$$F_{V,sd} \leq F_{s,Rd} \quad (8.96)$$

$$F_{V,sd} \leq F_{b,Rd} \quad (8.97)$$

Tendo em conta que a ligação combina tracção e corte temos que:

$$F_{s,Rd} = \frac{K_S \cdot n \cdot \mu \cdot (F_{p,cd} - 0,8 \cdot F_t, Rd)}{\gamma_{Msult}} \quad (8.98)$$

Em que:

$$F_{p,cd} = 0,7 \cdot f_{ub} \cdot A_s \quad (8.99)$$

$$F_{t,Rd} = \frac{0,9 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{Mb}} \quad (8.100)$$

O valor da resistência ao esmagamento é dado por:

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{Mb}} \quad (8.101)$$

Em que:

$$\alpha = \min \left\{ \frac{e_1}{3d_0} ; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4} ; \frac{f_{ub}}{f_u} ; 1 \right\} \quad (8.102)$$

Com:

$$1,2 \cdot d_0 \leq e_1 \leq \max\{12 \cdot t; 150 \text{ mm}\}$$

$$1,5 \cdot d_0 \leq e_2 \leq \max\{12 \cdot t; 150 \text{ mm}\}$$

$$2,2 \cdot d_0 \leq p_1 \leq \min\{14 \cdot t; 200 \text{ mm}\}$$

$$3 \cdot d_0 \leq p_2 \leq \min\{14 \cdot t; 200 \text{ mm}\}$$

De acordo com a figura 8.12.

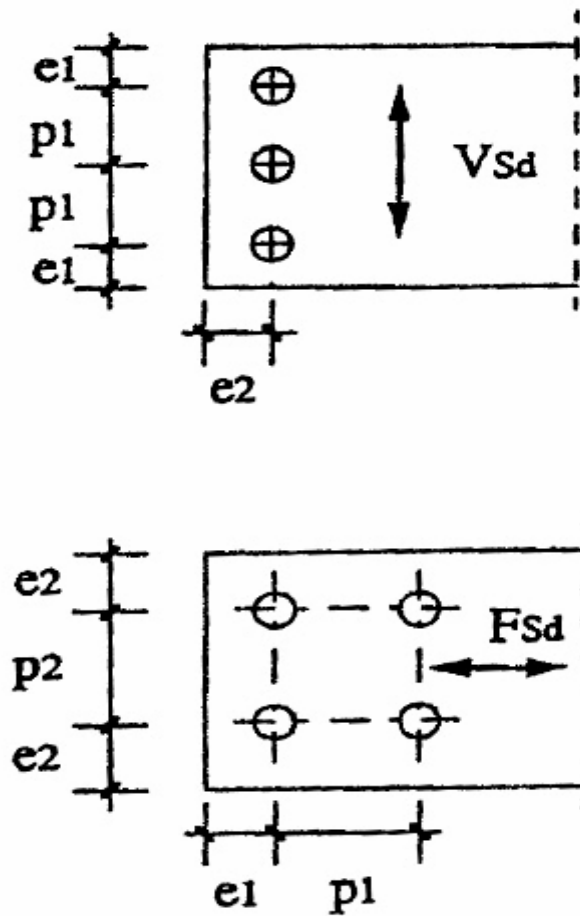


Figura 8.12 – designação das distâncias entre parafusos

Os parâmetros que intervêm nas expressões 8.98 à 8.101 designam-se por:

- μ é o coeficiente de atrito e vale 0,3 para ligações da classe C;
- n é o numero de planos de escorregamento;
- $k_S = 1$ para furos com folgas nominais normalizadas;
- A_S é a área da secção resistente do parafuso, ou seja, a área da parte roscada;
- d é o diâmetro do parafuso;
- d_0 é o diâmetro do furo;
- f_U é a resistência ultima da chapa;
- f_{Ub} é a resistência ultima do parafuso.

No que diz respeito à chapa, a segurança está verificada se:

$$N_{pl,Rd} = \frac{A_{chapa} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \geq N_{sd} \quad (8.103)$$

$$\frac{0,9 \cdot (b - n \cdot d_0) \cdot e \cdot f_u}{\gamma_{M2}} \geq N_{sd} \quad (8.104)$$

Em que $\gamma_{M0} = 1,1$ e $\gamma_{M2} = 1,25$.

Para pré dimensionamento dos parafusos podemos usar a seguinte expressão:

$$d > ou < \sqrt{40 \cdot \left(\frac{t}{1 \pm 0,3} - 1 \right)} \quad (8.105)$$

CONCLUSÕES

As coberturas suspensas são estruturas que, apesar de serem de difícil análise e construção, permitem vencer vão maiores utilizando a mesma quantidade de materiais em relação às estruturas convencionais, para além de se conseguirem obras esteticamente agradáveis. Este tipo de estruturas têm vindo a ganhar cada vez mais adeptos entre arquitectos e engenheiros.

As acções que actuam neste tipo de estruturas são as mesmas que actuam em qualquer estrutura convencional. As acções são, para além do pré-esforço e do peso próprio, a acção do vento, a acção sísmica, a acção da neve, a acção da temperatura e sobrecargas regulamentares.

Na determinação da distribuição de pressões na cobertura devido à acção do vento deveriam ser realizados ensaios no túnel de vento para a sua correcta quantificação. Dada a impossibilidade de realizar este tipo de ensaio, no âmbito deste trabalho a cobertura em estudo foi equiparada a uma cobertura de duas águas de inclinação linear de ângulo negativo e procedeu-se à sua quantificação usando o método descrito no EC1.

Tal como para a acção do vento, a quantificação da acção da neve para a cobertura em análise deveria ser feita com o auxílio do teste no túnel de vento ou com o ensaio experimental de esteiras de escoamento. Dada a impossibilidade da realização destes ensaios, a quantificação da acção da neve foi feita equiparando a cobertura em estudo a uma cobertura de duas águas de inclinação linear com ângulo negativo e aplicando o método descrito no RSA.

Quanto à acção sísmica, a sua consideração foi efectuada recorrendo a espectros de cálculo de acordo com o descrito no EC8.

Relativamente à acção da temperatura, apenas foi considerado um diferencial de temperatura de 25°C relativos a uma temperatura interior de 20°C e exterior de -5°C. Foi considerada ainda uma sobrecarga de acordo com o artigo 34 do RSA.

O pré dimensionamento da estrutura foi feito efectuando algumas simplificações e recorrendo a alguns conceitos simples.

A análise estrutural foi efectuada pelo método dos elementos finitos, tendo sido considerados elementos finitos de barra para a estrutura de apoio, elementos finitos de casca para a cobertura e fundações e elementos finitos de cabos linearizados para os cabos de pré-esforço.

Neste trabalho foi feito um estudo paramétrico fazendo variar acções e dimensões em planta da estrutura. Assim, quanto às acções combinou-se a acção sísmica tipo 1 e tipo 2 na zona sísmica A com o solo D com a acção do vento num terreno da categoria 0 e da categoria IV. Combinou-se igualmente a acção sísmica tipo 1 e tipo 2 na zona sísmica D com o solo A com a acção do vento

num terreno da categoria 0 e da categoria IV. Quanto às dimensões em planta, este estudo envolve três vãos, de 80m, de 100m e de 120m.

Tentou-se igualmente recorrer a dois programas de cálculo comerciais na análise da estrutura para comparar resultados. Os programas usados foram o Robot e o SAP2000. A modelação efectuada no programa de cálculo Robot não foi validada uma vez que as deformações obtidas não eram compatíveis com a estrutura de cabos. Este facto pode ter ocorrido devido a algum erro efectuado na introdução incorrecta de dados no programa, apesar de todas as verificações efectuadas, ou devido ao facto de este não ser o programa mais adequado à análise deste tipo de estruturas. Quanto à modelação no programa SAP2000 os resultados obtidos estavam dentro do que era esperado tendo sido validados os modelos efectuados neste programa. O estudo da estrutura foi então efectuado recorrendo apenas ao programa de cálculo SAP2000.

Numa primeira análise da estrutura verifica-se que os modos de vibração para os três vãos considerados são idênticos, não variando significativamente o seu período de vibração.

Quanto ao estudo paramétrico este envolveu algumas quantidades, sendo elas: o esforço axial no tirante metálico e na escora de betão (N_e , N_t), os deslocamentos nas três direcções (u_x , u_y , u_z) a meio vão da cobertura e as rotações da viga de suporte dos cabos.

Quanto às rotações verificou-se que estas eram insignificantes tendo sido desprezadas. O facto das rotações serem desprezadas pode dever-se à robustez da viga de apoio dos cabos e da estrutura de suporte.

Do estudo paramétrico efectuado verifica-se que:

- O deslocamento transversal da cobertura (u_x) é significativamente influenciado pela componente vertical da acção sísmica.
- O deslocamento longitudinal da cobertura (u_y) é influenciado sobretudo pela componente horizontal da acção sísmica a actuar no sentido longitudinal.
- O deslocamento vertical (u_z) diminui na presença da componente horizontal da acção sísmica a actuar no sentido longitudinal para o vão de 80m e na zona A solo D. Para o vão de 100m e na zona A solo D verifica-se que as três componentes do sismo têm igual influência no deslocamento vertical. Para o vão de 120m e igualmente na zona A solo D a componente dos sismos que têm mais influência no deslocamento vertical é a componente horizontal na direcção transversal.
- Na zona D solo A o deslocamento vertical (u_z) para os três vãos não varia significativamente ao combinar as diferentes componentes dos sismos.
- A componente da acção sísmica que produz um maior esforço axial no tirante (N_t) para os três vãos é a componente horizontal dos sismos a actuar na direcção transversal. O mesmo se verifica para o esforço axial da escora de betão (N_e).
- A acção do vento que mais condiciona a estrutura é a referente ao terreno da categoria 0.
- A variação dos parâmetros intervenientes no estudo com o aumento do vão é obtido por uma parábola de 2º grau. Por se tratar de um estudo paramétrico relativo à evolução de quantidades com três vãos distintos, a curva de aproximação da variação é redigida pela parábola óbvia que passa por três pontos. Num estudo mais alargado o coeficiente de variação R obtido não seria unitário.

- Verifica-se que os deslocamentos horizontais (u_x , u_y) diminuem com o aumento do vão. Tal facto deve-se à necessidade de, para o mesmo sismo, as coberturas com maior vão terem de mobilizar mais massa.
- Quanto aos deslocamentos verticais (u_z) e esforços axiais (N_e , N_t) estes aumentam com o aumento do vão tal como era de esperar dado que para vãos superiores mobilizarem mais cargas actuantes.
- A relação deslocamento vertical/vão não varia significativamente e é da ordem de 1/300. As pequenas variações em torno deste valor para os diferentes vãos deve-se ao facto das diferentes soluções apresentarem estruturas de suporte com secções distintas.

Neste trabalho foi efectuado ainda o dimensionamento de um caso. O dimensionamento foi efectuado para uma cobertura com um vão de 80m na zona sísmica D combinada com o solo A e para a categoria de terreno IV na quantificação da acção do vento.

Para se proceder ao dimensionamento da estrutura, em primeiro lugar, recorrendo aos esforços obtidos no modelo de fundações rígidas, pré dimensionou-se as sapatas e rigidez do solo de fundação. De seguida introduziu-se no modelo a interacção solo – estrutura. Verificou-se que com a introdução da interacção do solo na estrutura a flecha a meio vão aumenta significativamente em relação ao modelo de sapatas rígidas.

No modelo de sapatas flexíveis verifica-se uma redistribuição de esforços para os elementos de suporte extremos devido aos assentamentos destes serem inferiores, logo o solo nesta zona é mais rígido. Quanto aos esforços na cobertura apesar destes aumentarem a sua resolução pode ser efectuada recorrendo a armadura passiva em quantidades razoáveis para que não haja fendilhação problemática da cobertura sem haver necessidade de aumentar a rigidez das fundações, por exemplo através da aplicação de fundações por estacas. O aumento da flecha pode ser resolvido com um controle do esticamento dos cabos aquando da colocação das placas pré fabricadas de betão uma vez que é devido ao peso destas que se dá a maior flecha.

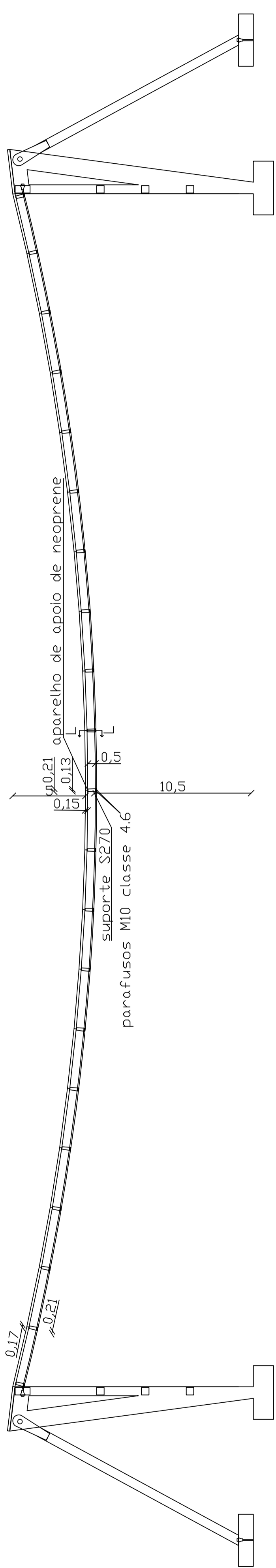
Em anexo podemos encontrar os desenhos de execução da estrutura dimensionada.

BIBLIOGRAFIA

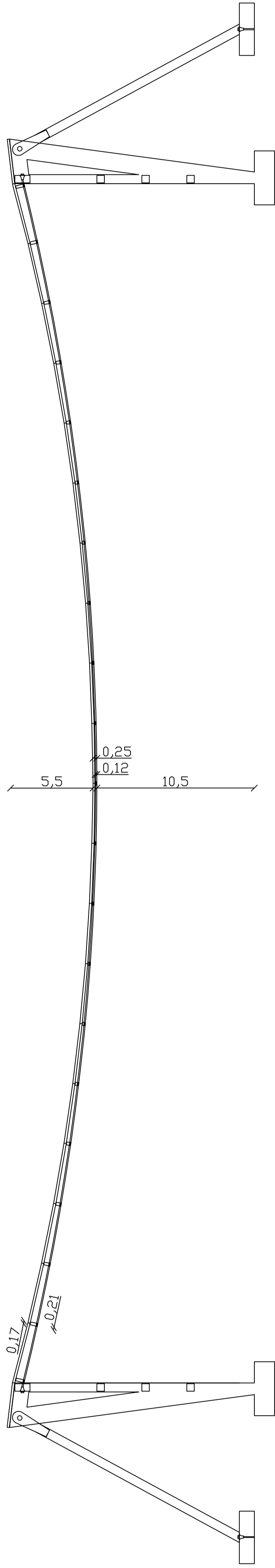
- [1] Aguiar, Elizabeth Oshima. *Contribuição ao Estudo de Estruturas de Cabos para Coberturas de*
- [2] *Grandes Áreas Livres, Considerando as Não Linearidades Física e Geométrica*. Dissertação de doutoramento, Escola de Engenharia de São Carlos, Brasil, 1999.
- [3] Blessman, Joaquim. *Aerodinâmica das Construções*. Sagra, Porto Alegre, 1990.
- [4] Broughton, Peter. Ndumbaro, Paul. *The Analysis of Cable and Catenary structures*. Thomas Telford, Londres, 1994.
- [5] Buchholdt, H.A. *An Introduction to Cable Roof Structures*. Thomas Telford, Londres, 1999.
- [6] *Eurocódigo 0*, Bases para o projecto de estruturas (versão portuguesa 2000).
- [7] *Eurocódigo 1*, Parte 1-1: Acções gerais, pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios (versão portuguesa Abril de 2002).
- [8] *Eurocódigo 1*, Parte 1-4: Acções gerais – acção do vento (versão inglesa Junho de 2002).
- [9] *Eurocódigo 2*, Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios (versão portuguesa Abril de 2004).
- [10] *Eurocódigo 3*, Parte 1.1: Regras gerais e regras para edifícios (versão portuguesa 1992).
- [11] *Eurocódigo 3*, Parte 1.1: Regras gerais e regras para edifícios (versão inglesa Dezembro de 2003).
- [12] *Eurocódigo 8*, Parte 1: Regras gerais – Acções sísmicas e requisitos gerais para as estruturas (versão inglesa Dezembro de 2004).
- [13] *Eurocódigo 8*, Parte 1-1: Regras gerais – Acções sísmicas e requisitos gerais para as estruturas (versão portuguesa 2000).
- [14] *Eurocódigo 8*, Parte 1-2: Regras gerais – Regras gerais para edifícios (versão portuguesa 2000).
- [15] Fernandes, Manuel de Matos. *Mecânica dos Solos, II volume*. FEUP, Porto, 2006.
- [16] Furtado, R., Quinaz, C., Bastos, R. *O Novo Estádio Municipal de Braga*. Artigo do 2º congresso internacional da Fédération Internationale du Béton, 5-8 Junho de 2006, Nápoles, Itália.
- [17] Gaylord Jr., Edwin H.. Gaylord, Charles N. *Structural Engineering Handbook*. McGraw – Hill Book Company, Nova York, 1979.
- [18] Ghali, A.. Neville, A. M.. Brown, T. G.. *Structural Analysis: a unified classical and matrix approach*. Spon Press, Londres, 2003.
- [19] Hobst, Leos. Zajíc, Josef. *Anchorig in Rock*. Elsevier Scientific Publishing Company, Amsterdão, 1977.
- [20] Holmes, John D. *Wind Loading of Structures*. Spon Press, Londres, 2001.
- [21] Krishna, Prem. *Cable – Suspended roofs*. McGraw – Hill Book Company, Nova York, 1978.
- [22] Leonard, John William. *Tension Structures*. McGraw – Hill Book Company, Nova York, 1988.
- [23] Otto, Frei. *Cubiertas Colgantes*. Editorial Labor, Barcelona, 1958.

- [24] Otto, Frei. *Tensile Structures*. MIT Press, Massachusetts, 1966.
- [25] Pauletti, Ruy Marcelo de Oliveira. *História, análise e projeto de estruturas retesadas*. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2003.
- [26] Paz, Mário. *International Handbook of Earthquake Engineering: codes, programs and examples*. Chapman & Hall, Nova York, 1994.
- [27] Portugal, Laboratório Nacional de Engenharia Civil. *Sismologia, Sismicidade e Risco Sísmico: Aplicações em Portugal*. LNEC, Lisboa, 1977.
- [28] Portugal, Laboratório Nacional de Engenharia Civil. *Desenvolvimento de um elemento finito de casca rectangular com seis graus de liberdade por nó*. LNEC, Lisboa, 1987.
- [29] Portugal, Laboratório Nacional de Engenharia Civil. *Curso sobre estruturas de betão armado sujeitas à acção dos sismos*. LNEC, Lisboa, 1992.
- [30] Poston, Randall W. evaluation of a forty – year old t .y. lin designed elliptical post – tensioned cable – supported roof. In *Advances in Engineering Structures, Mechanics & Construction*, 343 – 354, Principal, WDP & Associates Inc., Austin, Texas, 2006.
- [31] *Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes*, D.L. n° 235/83, 31 de Maio.
- [32] *Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré – esforçado*, D.L. n° 349-C/83, 30 de Julho. D.L. n° 128/99, 21 de Abril.
- [33] Tibert, Gunnar. *Numerical Analysis of Cable Roof Structures*. Tese de licenciatura, departamento de engenharia estrutural do Royal Intitute of Technology, Estocolmo, Suécia, 1999.
- [34] Troitsky, M.S. *Prestressed Steel Structures: Theory and Design*. The James F. Lincoln Arc Welding Foundation, Cleveland, 1988.
- [35] <http://www.neoprex.com.br/Produtos/produtos.htm> . 20/Maio/2008.

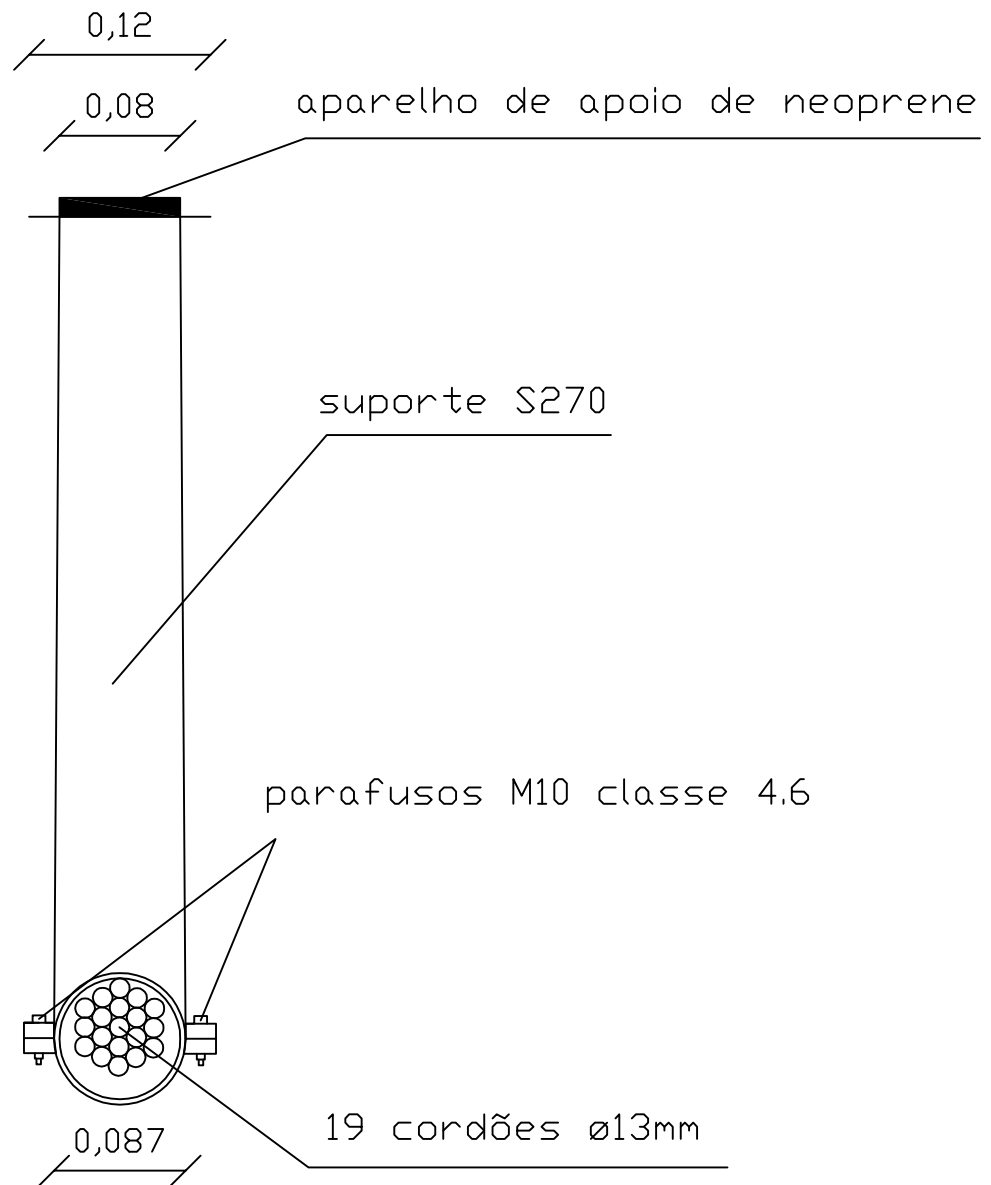
ANEXO



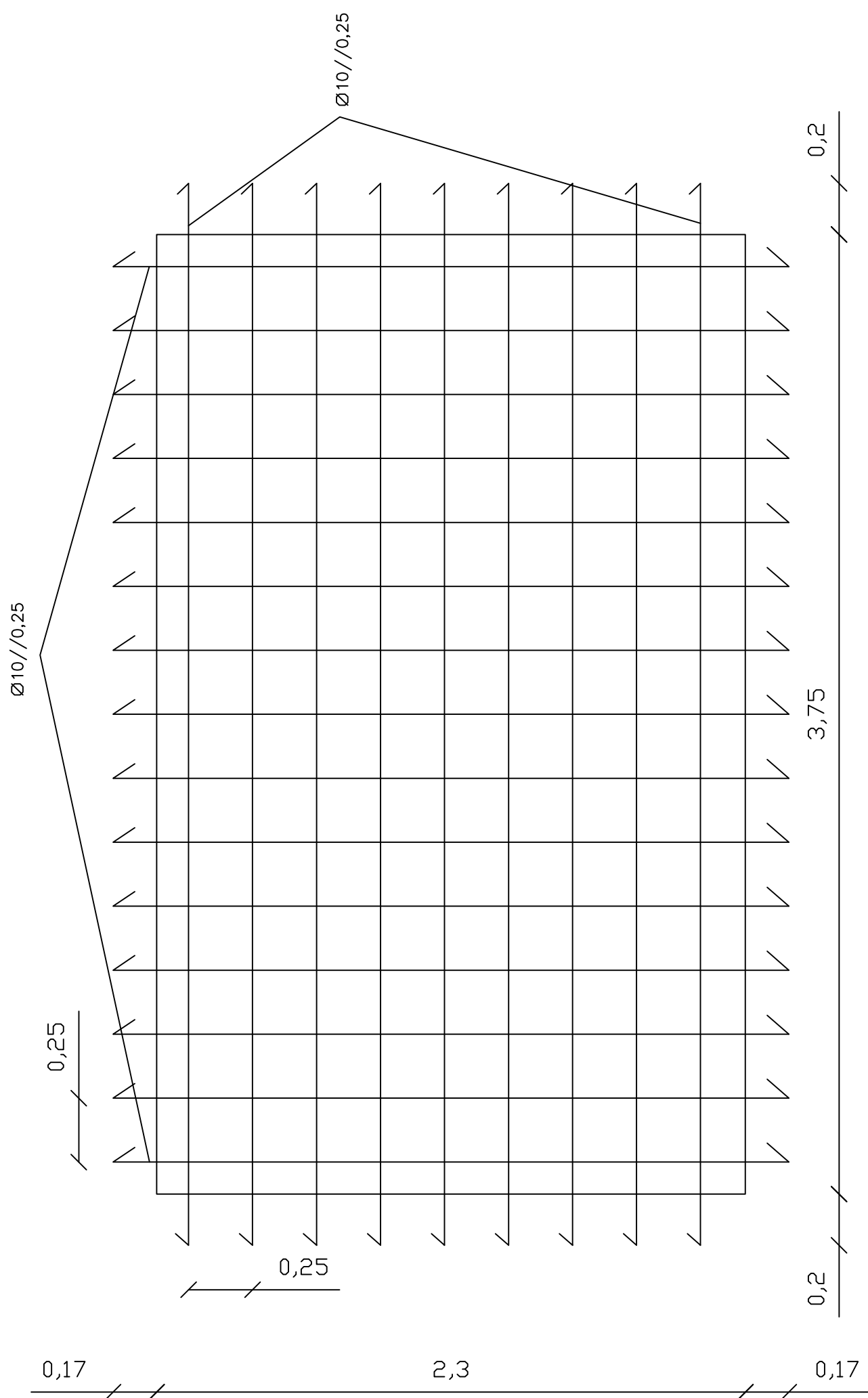
perfil transversal central
 escala 1/200



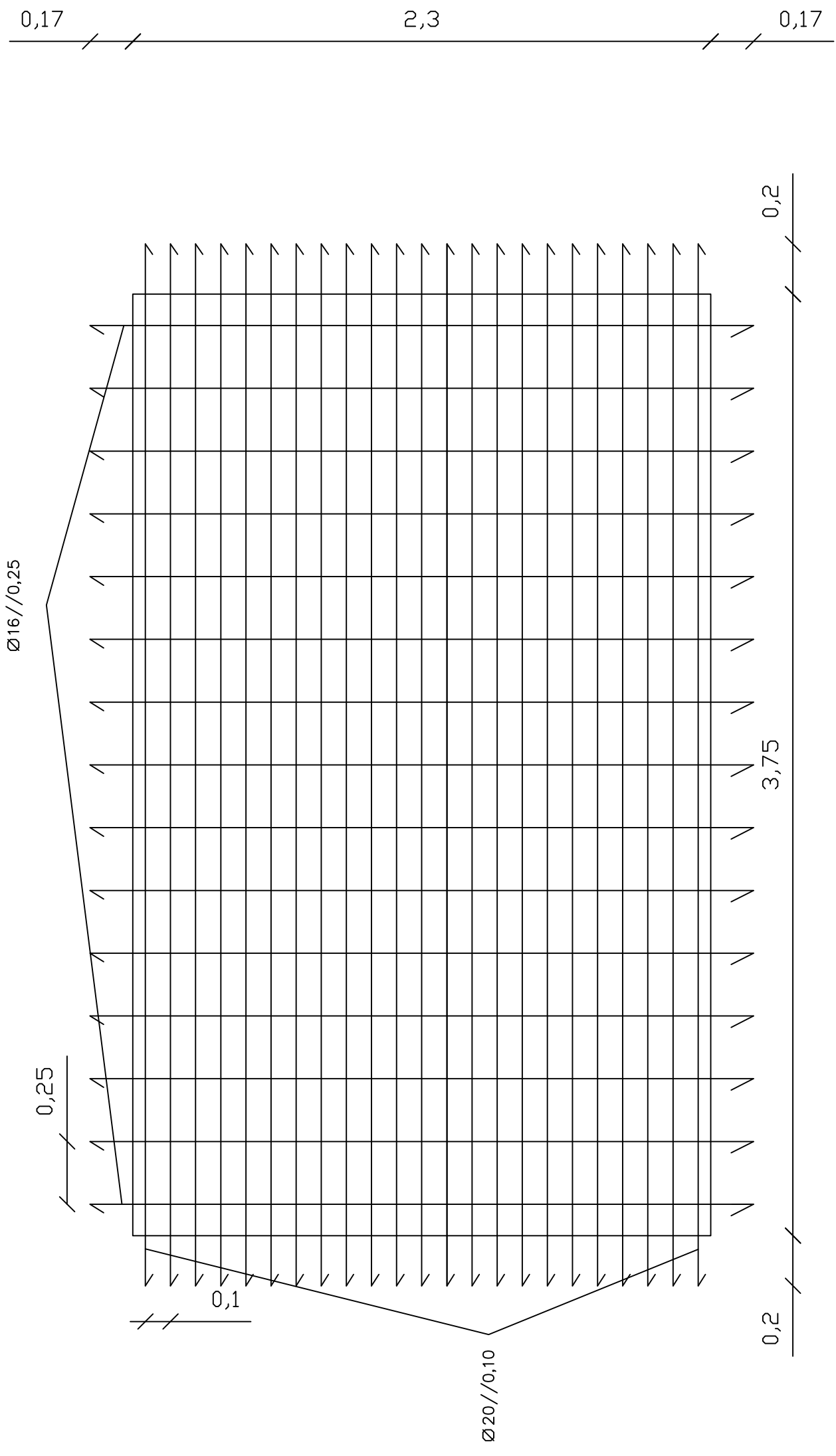
perfil longitudinal topos
escala 1/200



corte LL
escala 1/5



armaduras inferiores	
paineis	1
escala	1/20
Aço	A500 NR
Betão	C35/45



armaduras superiores	
paineis	1
escala	1/20
Aço	A500 NR
Betão	C35/45

0,17 2,3 0,17

0,125

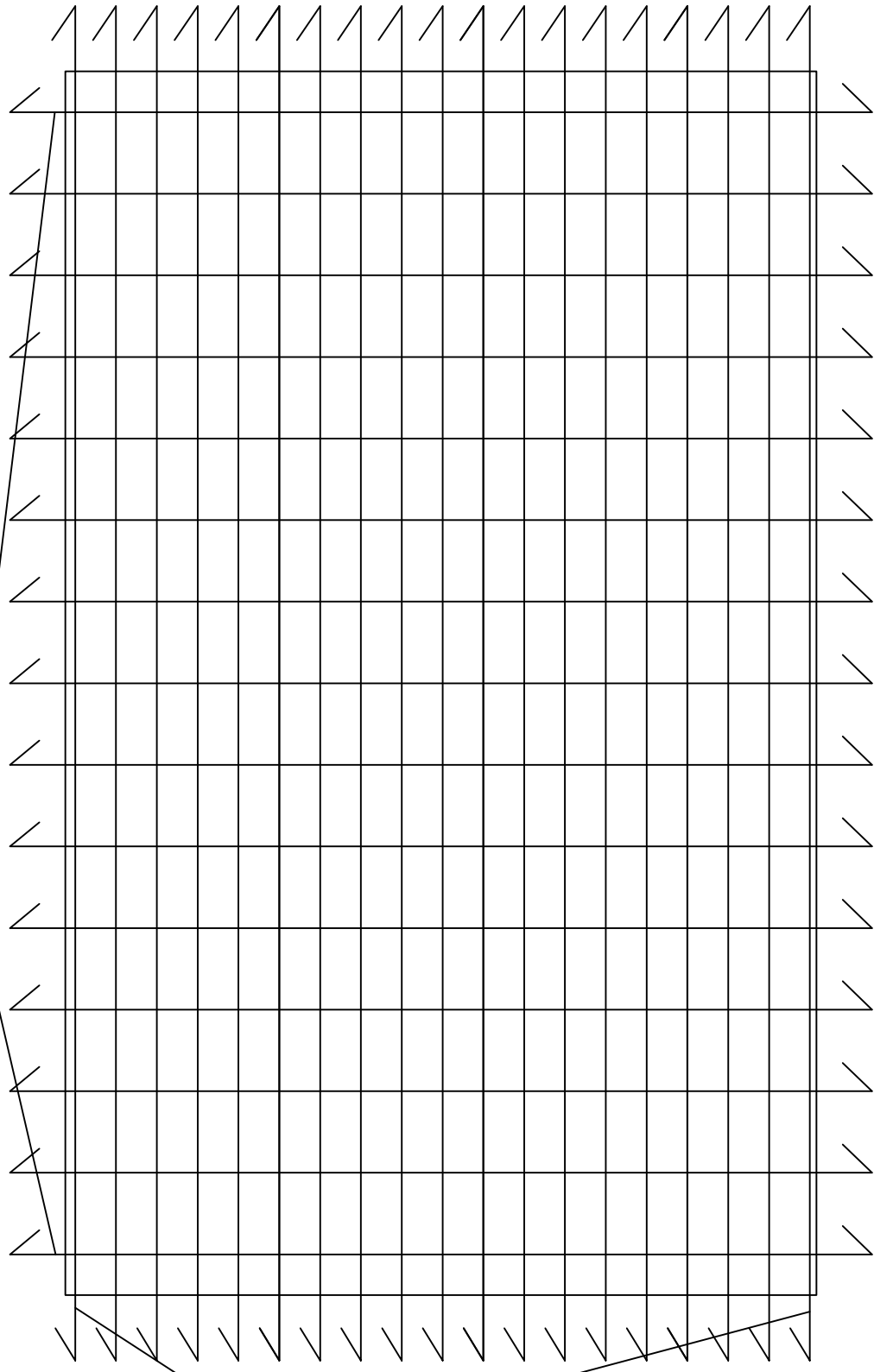
Ø10//0,25

Ø10//0,125

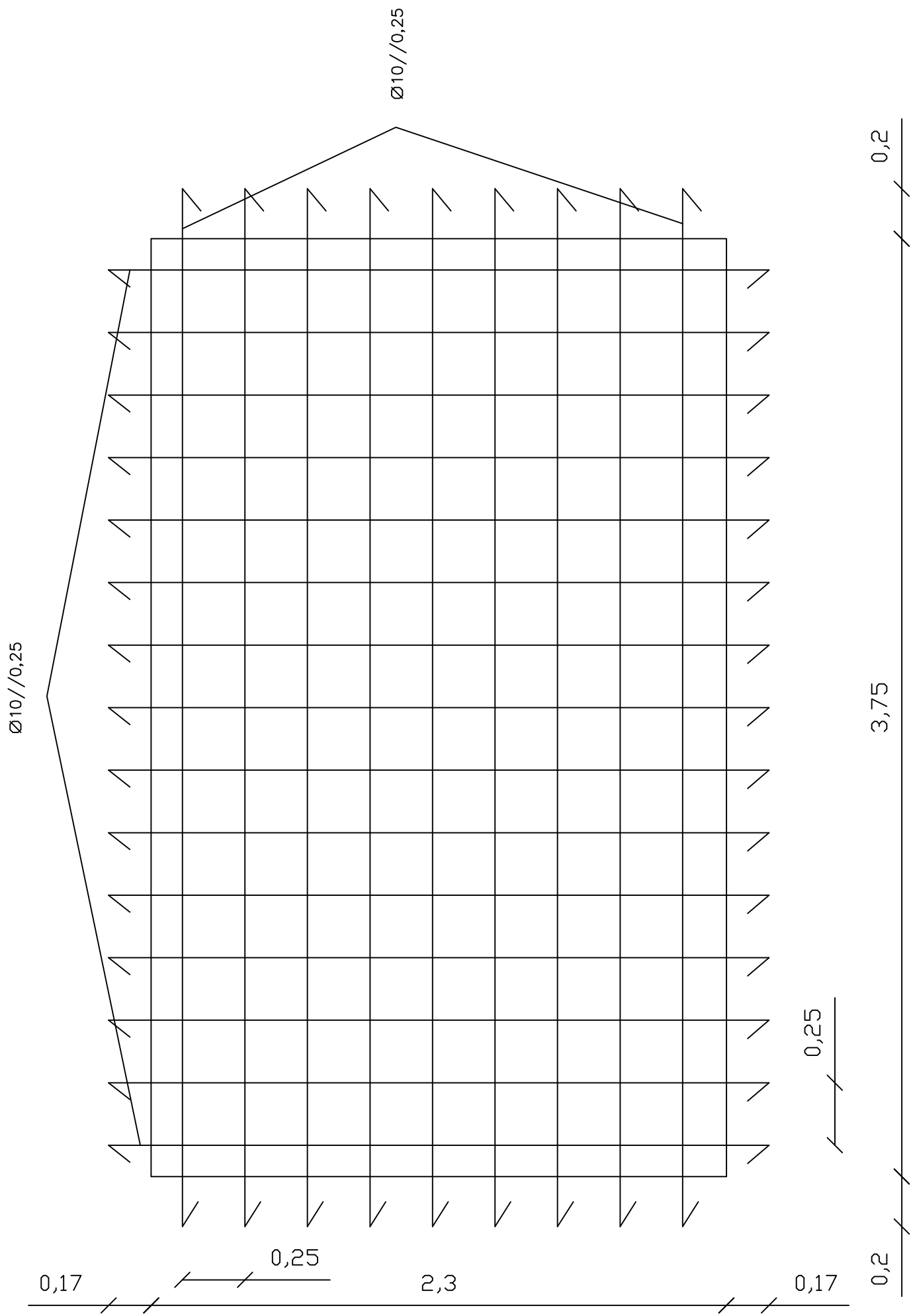
0,25

3,75

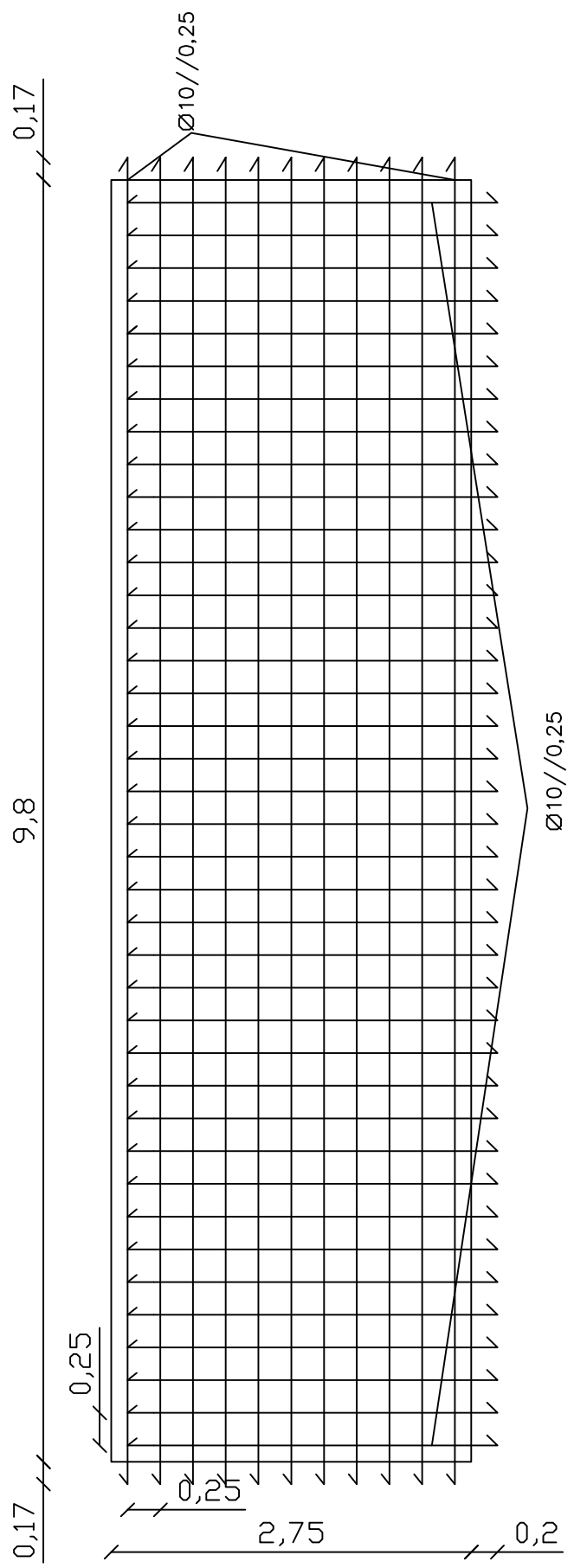
0,2



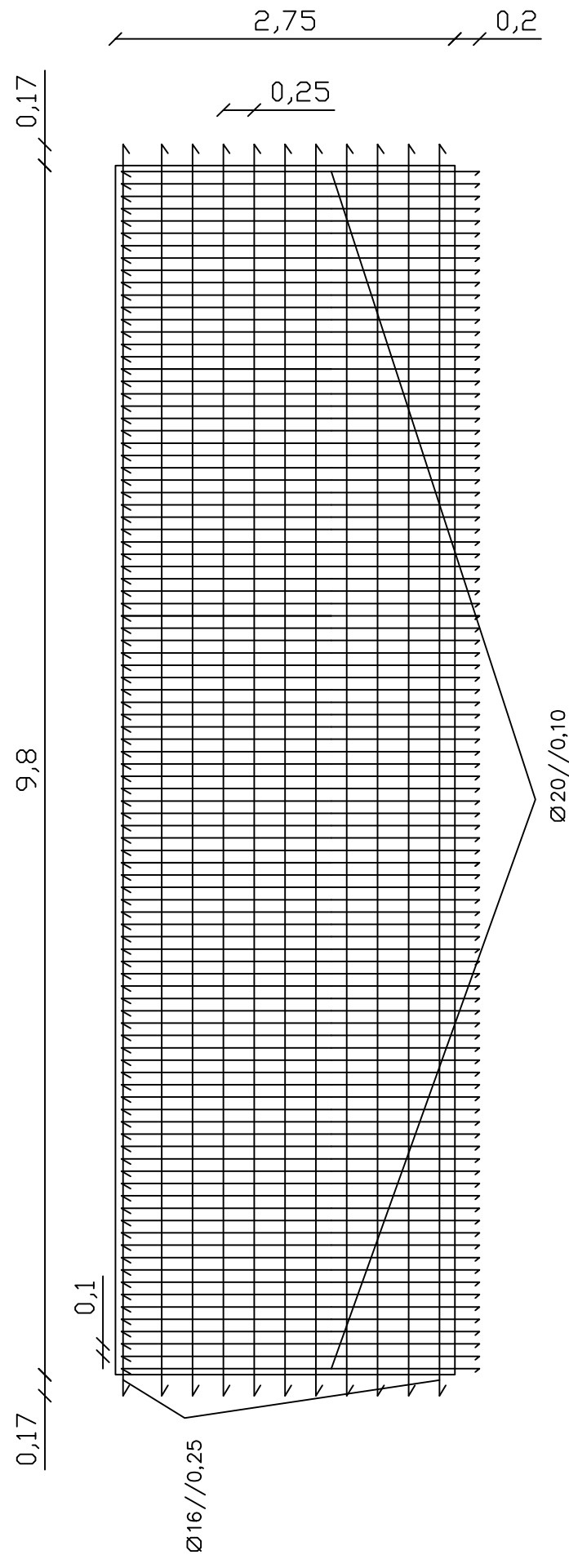
armaduras inferiores	
paineis	2
escala	1/20
AÇO	A500 NR
Betão	C35/45



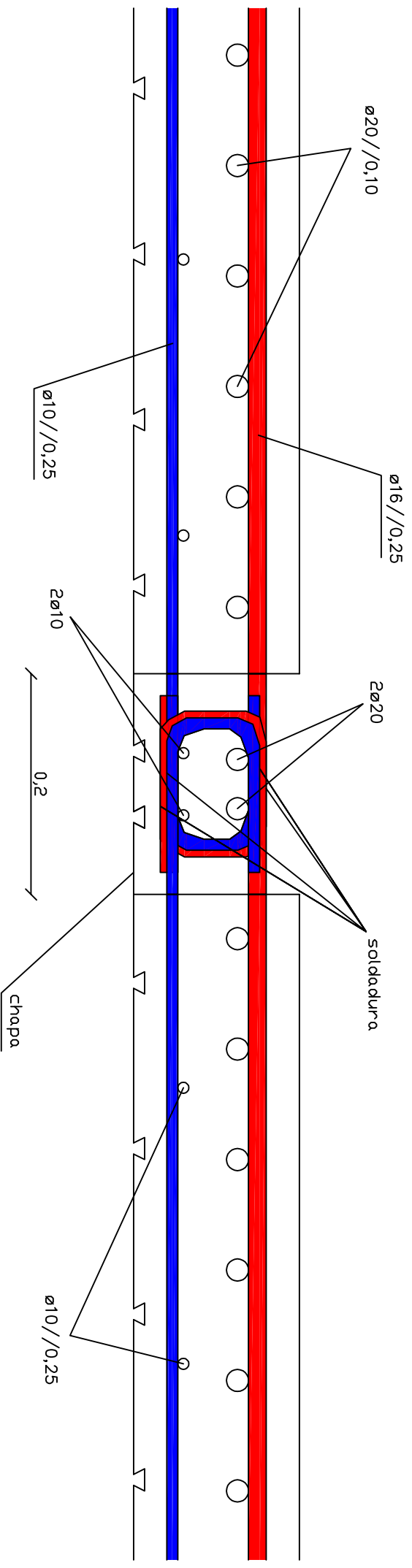
armaduras superiores	
painéis	2
escala	1/20
Aço	A500 NR
Betão	C35/45



armaduras inferiores	
painéis	3
escala	1/50
Aço	A500 NR
Betão	C35/45

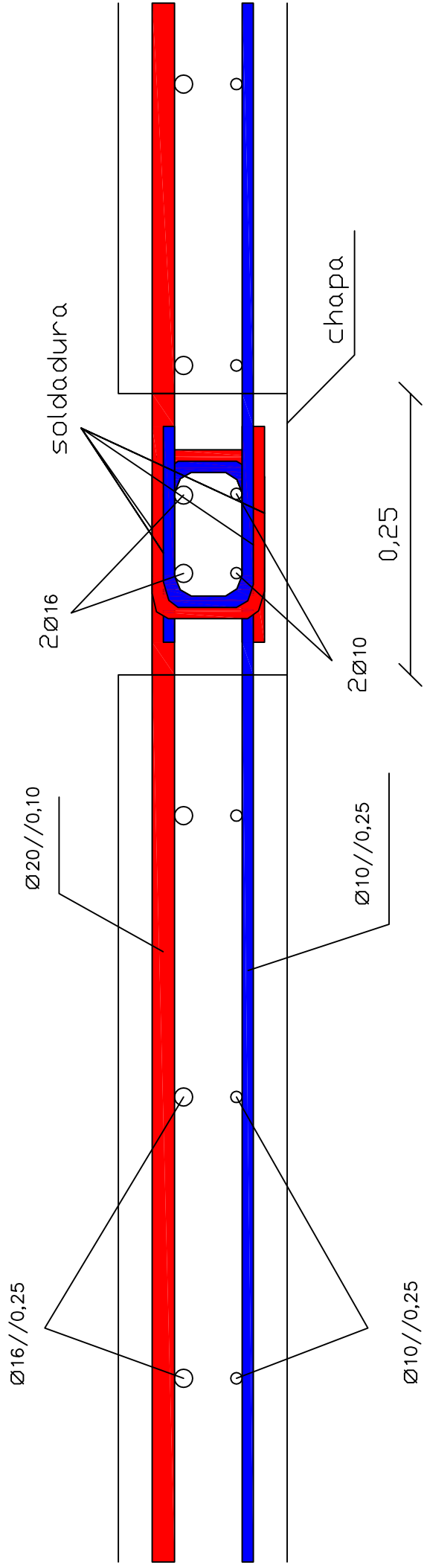


armaduras superiores	
paineis	3
escala	1/50
Aço	A500 NR
Betão	C35/45

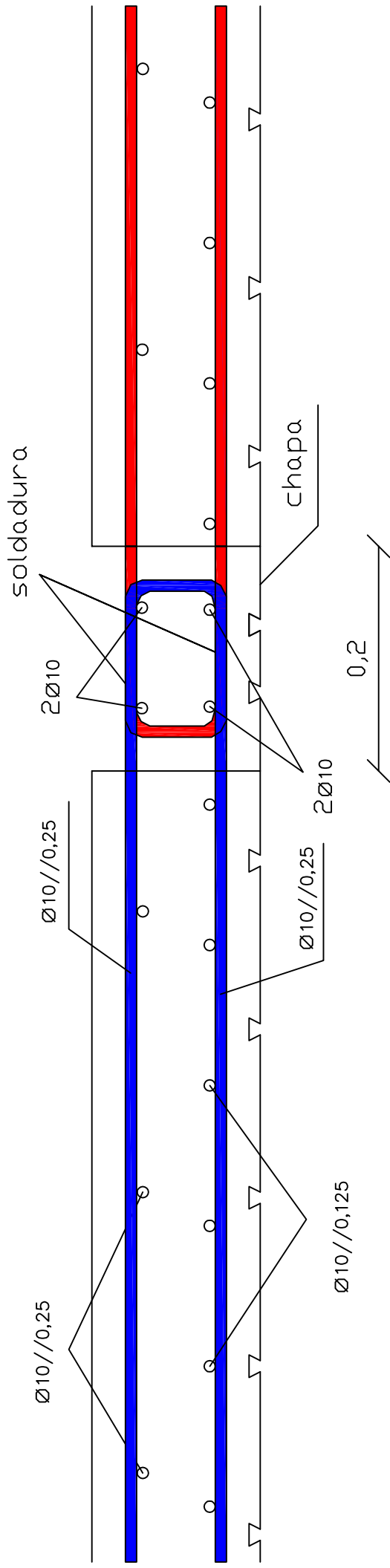


ligação entre painéis pré fabricados

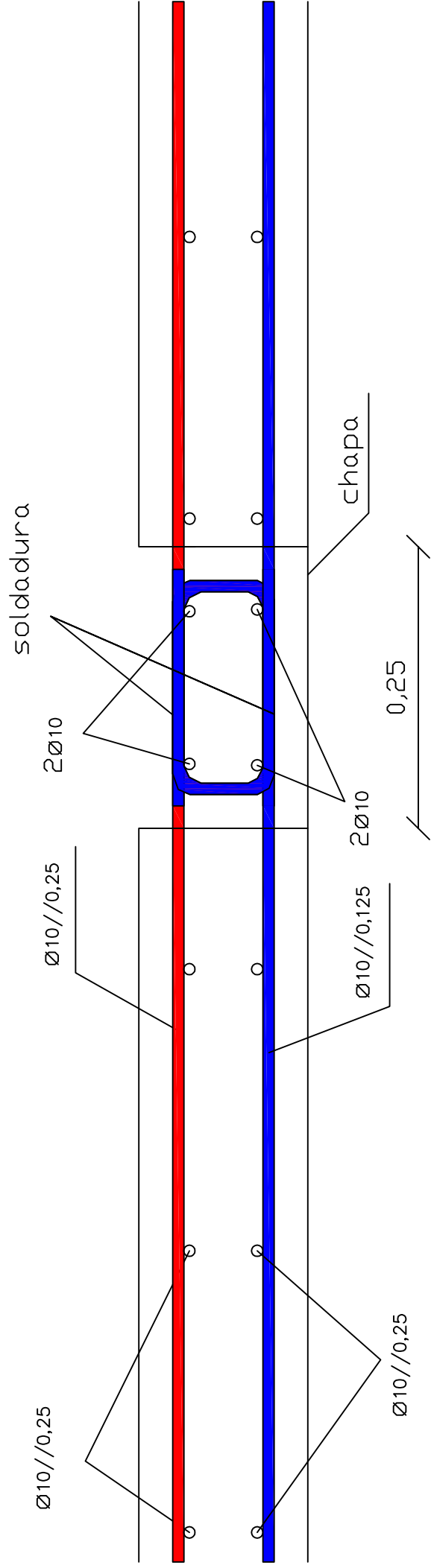
zona	momentos negativos
painéis	1 e 3
nervuras	paralelas aos cabos
escala	1/5
Aço	A500 NR
Betão	C35/45



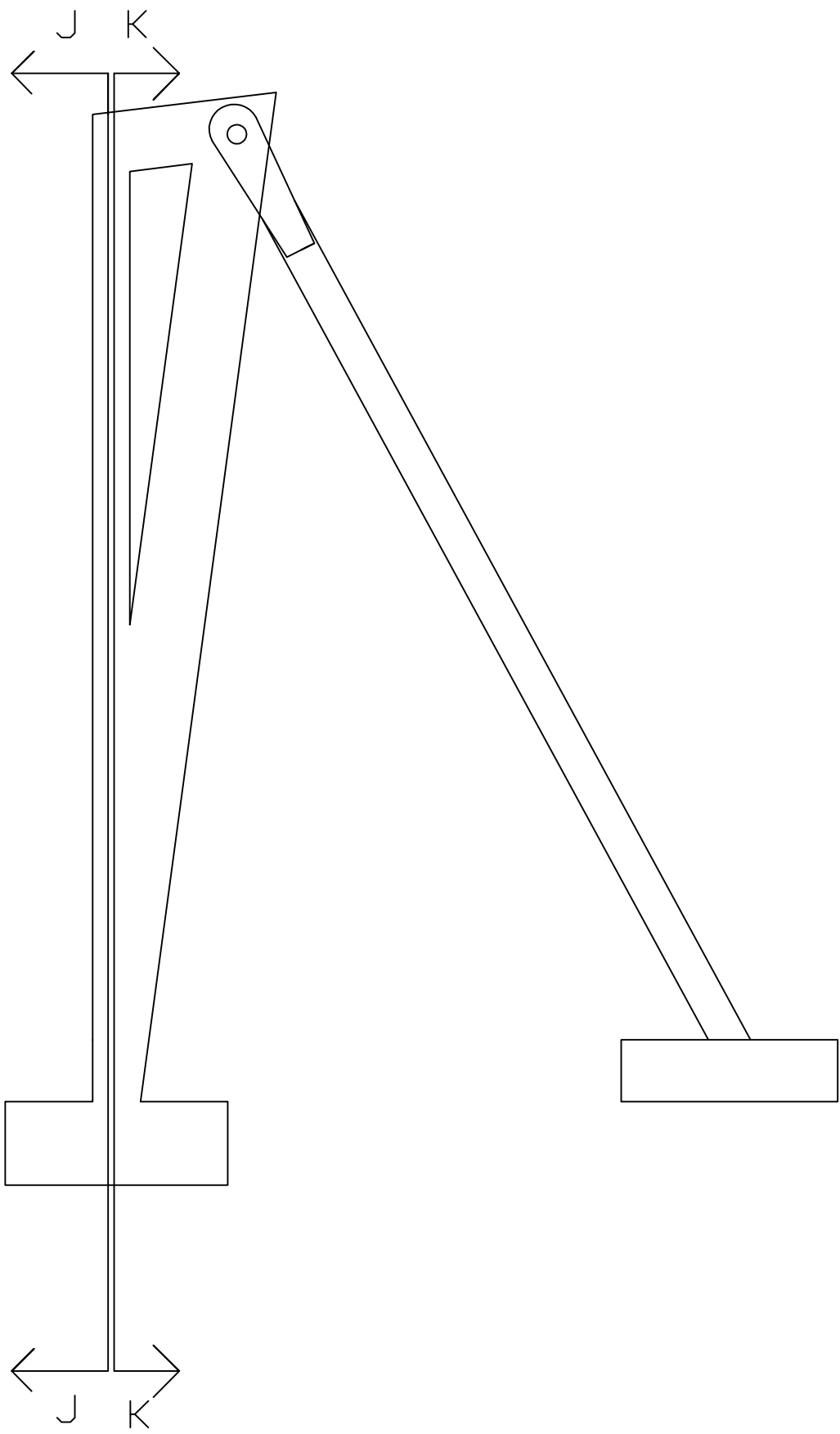
ligação entre painéis pré fabricados	
zona	momentos negativos
painéis	1 e 3
nervuras	perpendiculares aos cabos
escala	1/5
Aço	A500 NR
Betão	C35/45



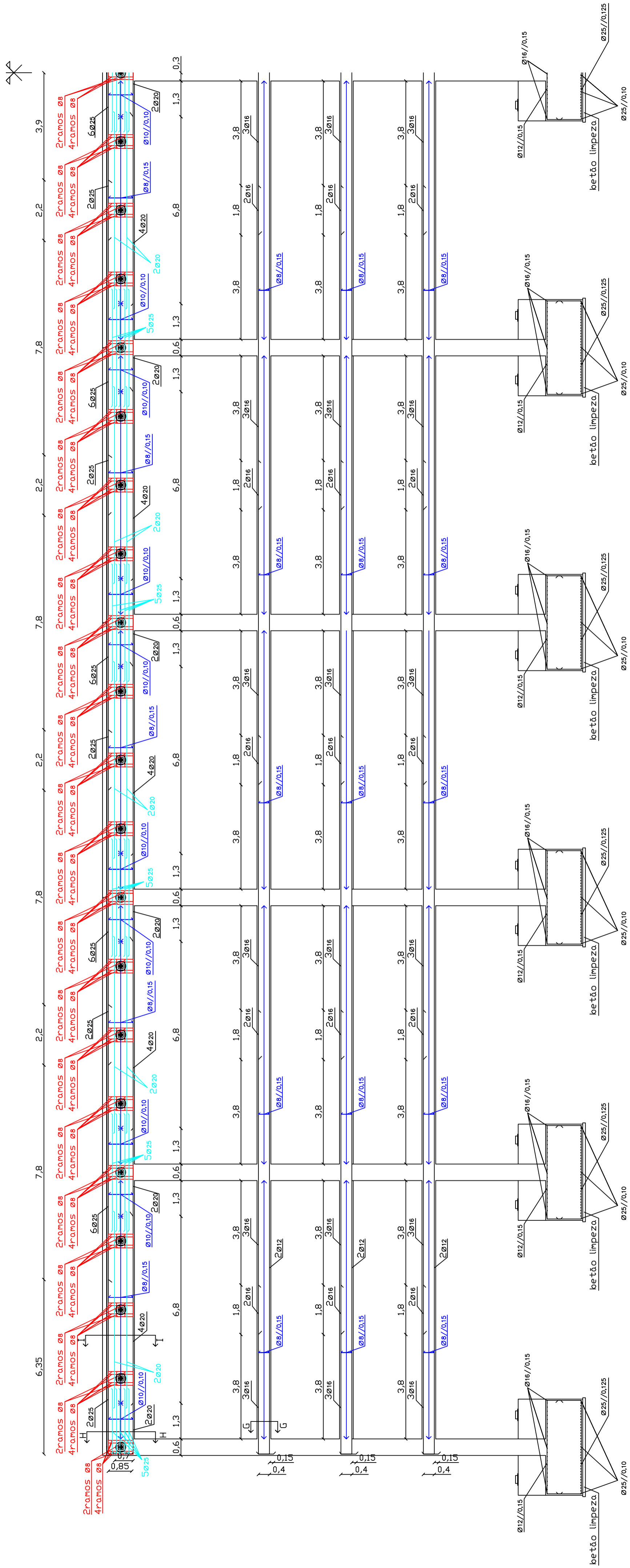
ligação entre painéis pré fabricados	
zona	momentos positivos
painéis	2
nervuras	paralelas aos cabos
escala	1/5
Aço	A500 NR
Betão	C35/45



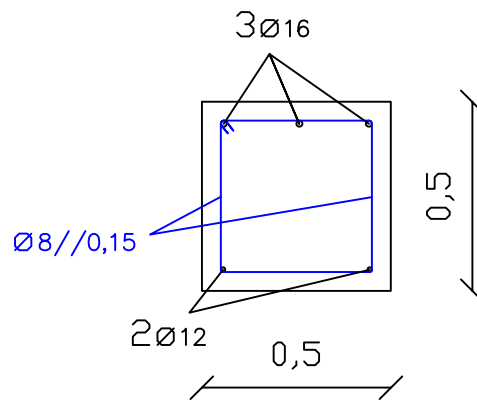
ligação entre painéis pré fabricados	
zona	momentos positivos
painéis	2
nervuras	perpendiculares aos cabos
escala	1/5
Aço	A500 NR
Betão	C35/45



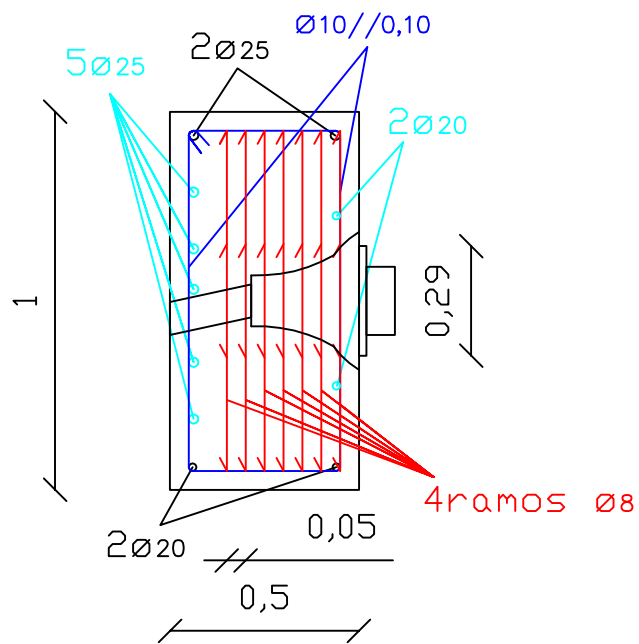
perfil transversal
escala 1/100



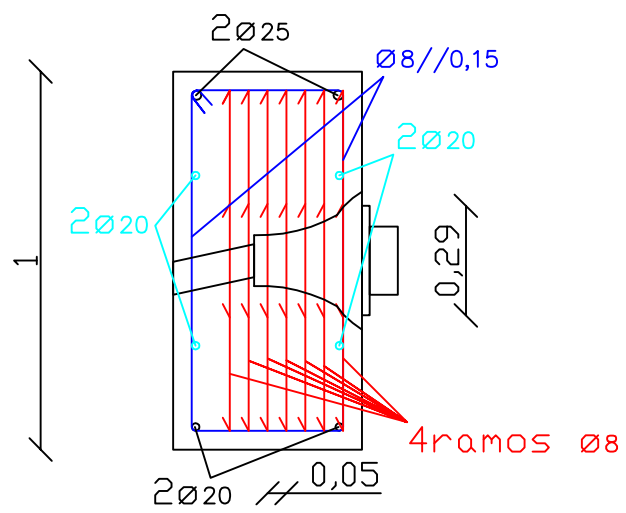
perfil longitudinal (armaduras das vigas)	
cut	KK
Steel (reinforcement)	A500 NR
Concrete	C35/45
scale	1/100



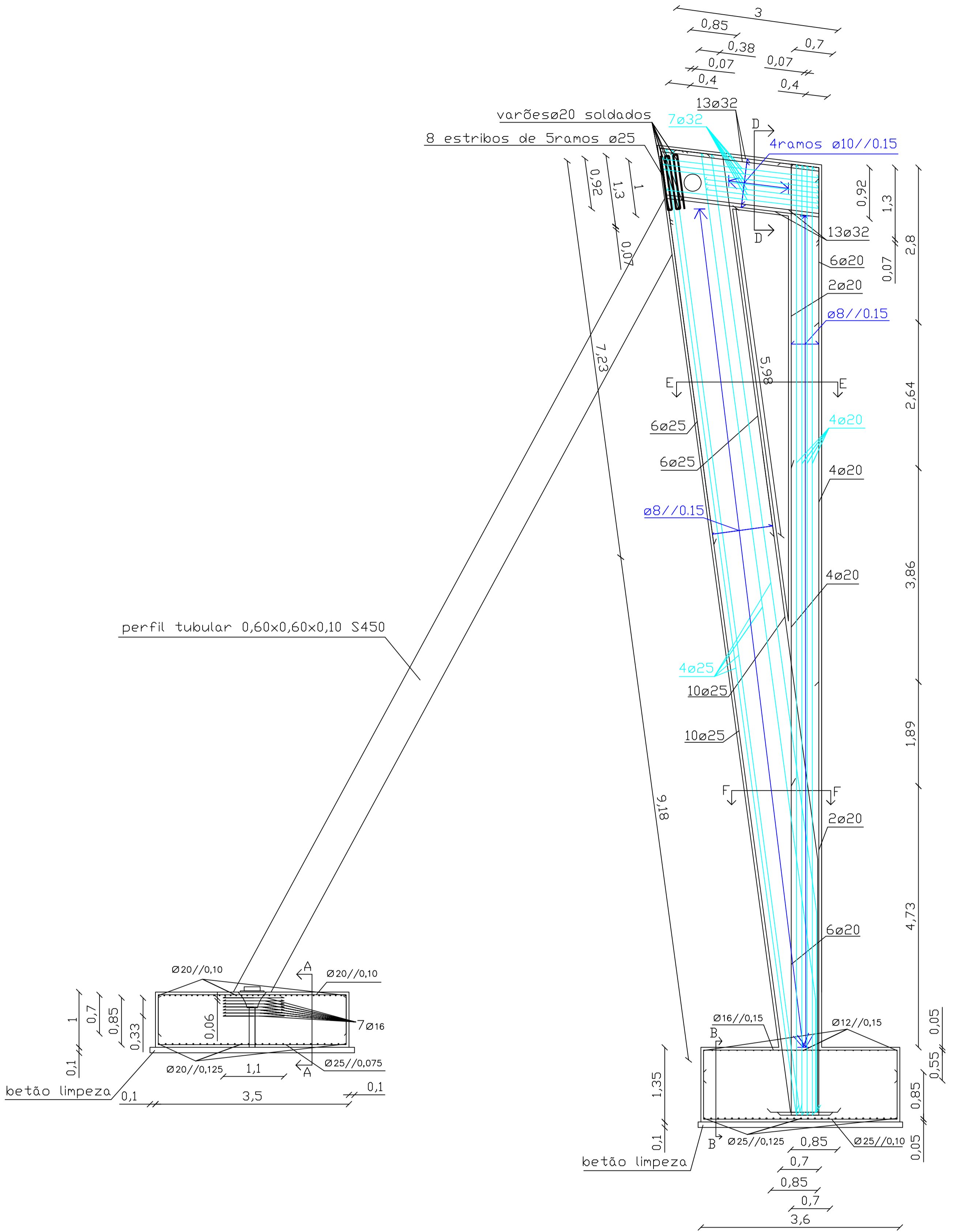
corte GG	
Aço (armaduras)	A500 NR
Betão	C35/45
escala	1/20

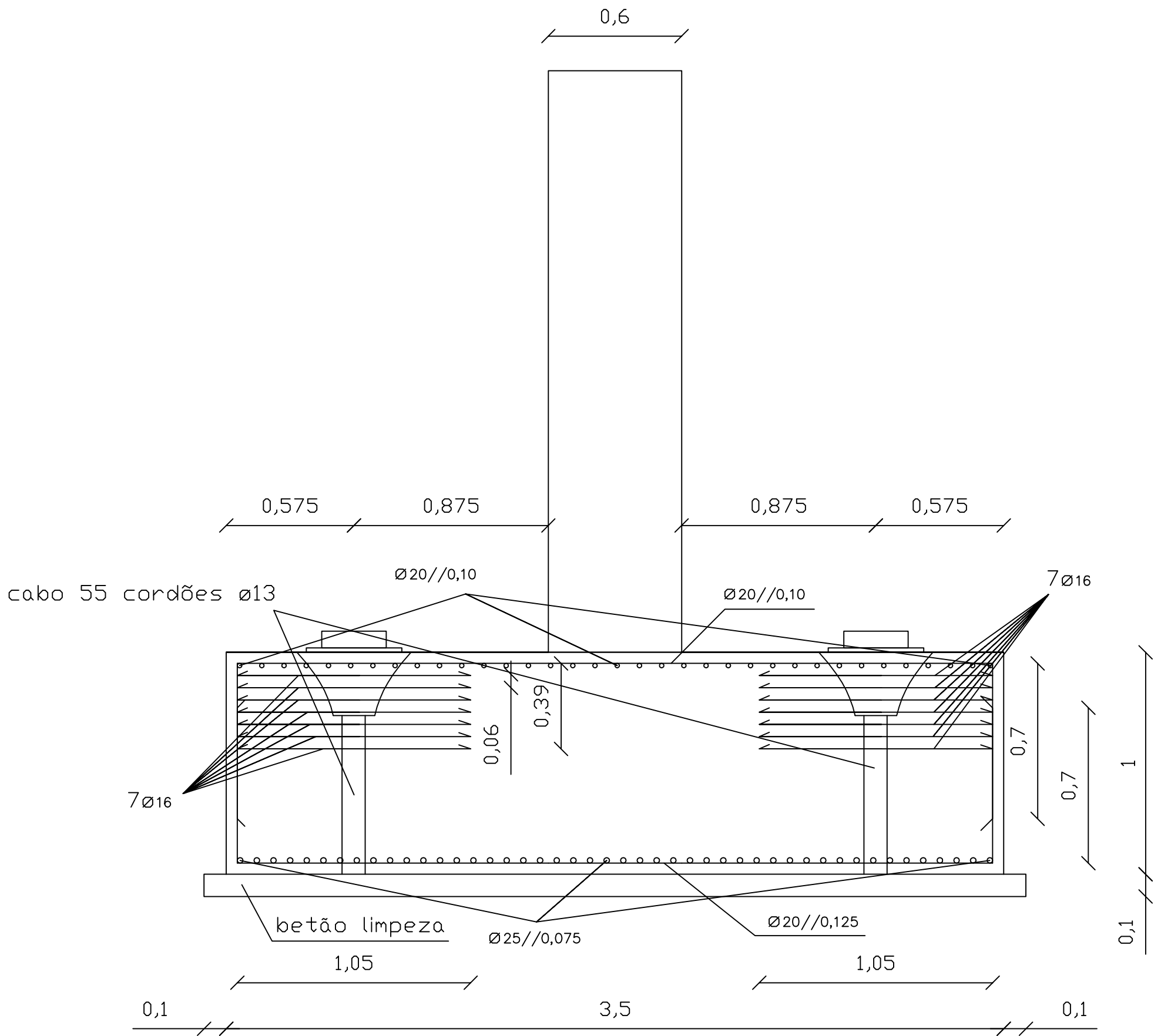


corte HH	
Aço (armaduras)	A500 NR
Betão	C35/45
escala	1/20

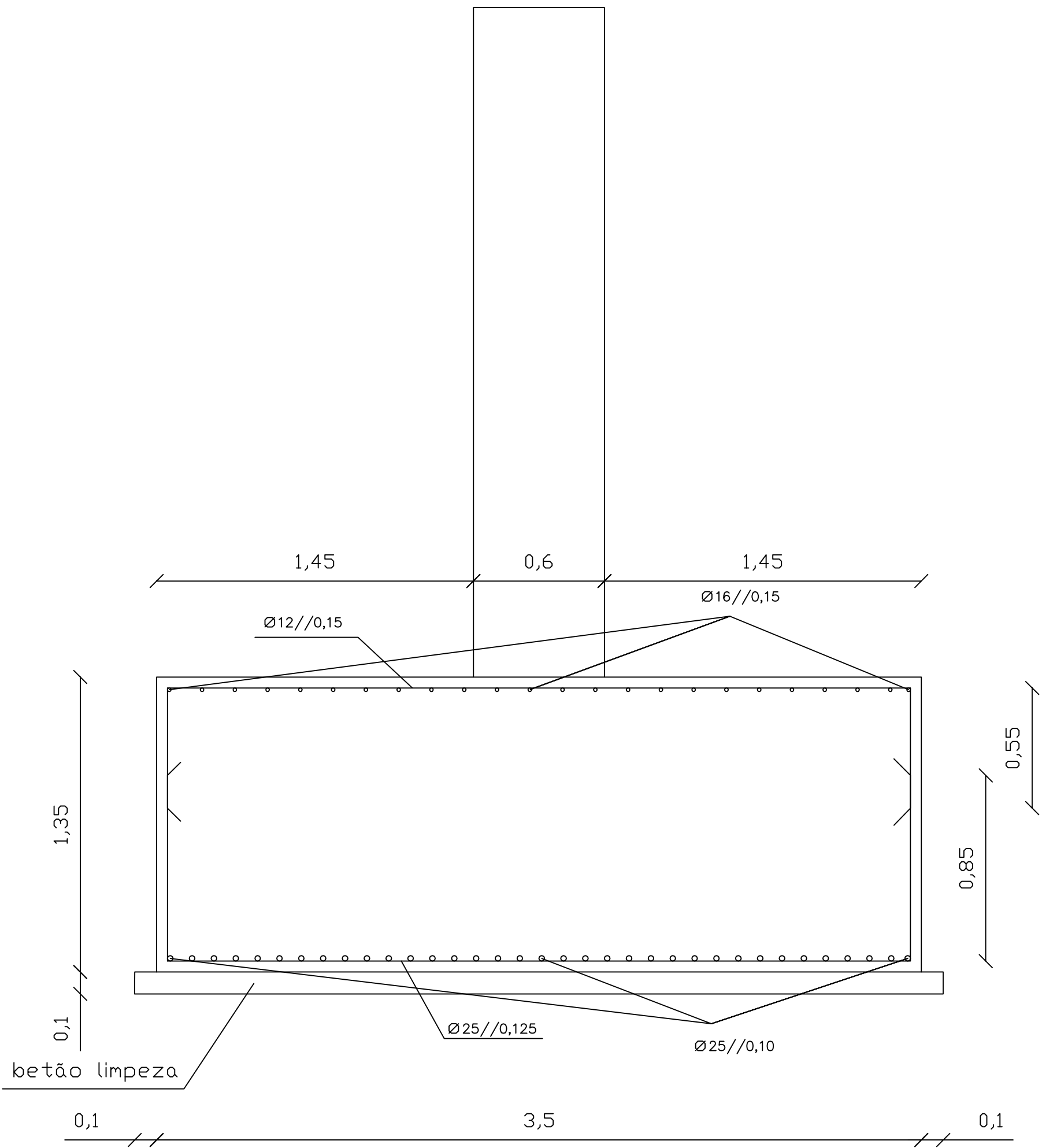


corte II	
Aço (armaduras)	A500 NR
Betão	C35/45
escala	1/20

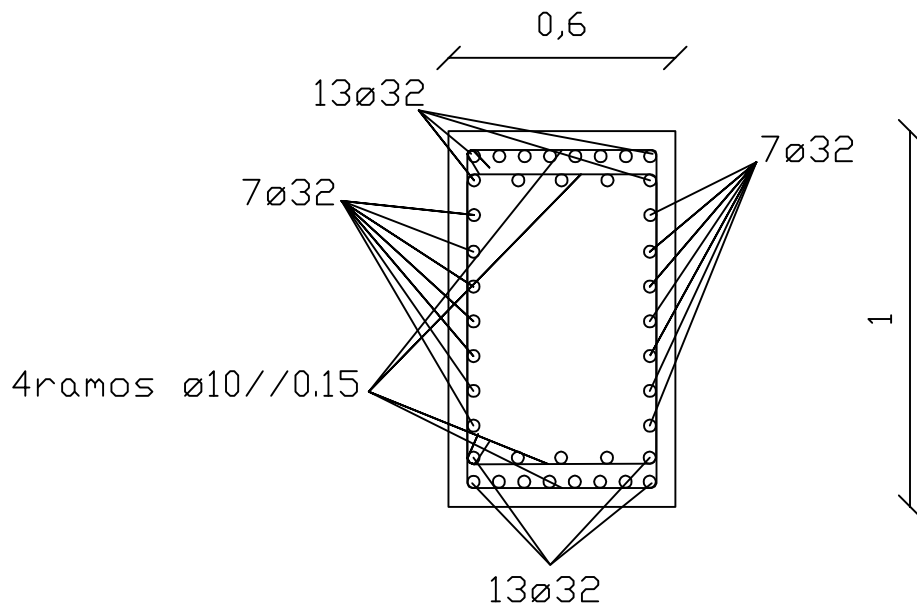




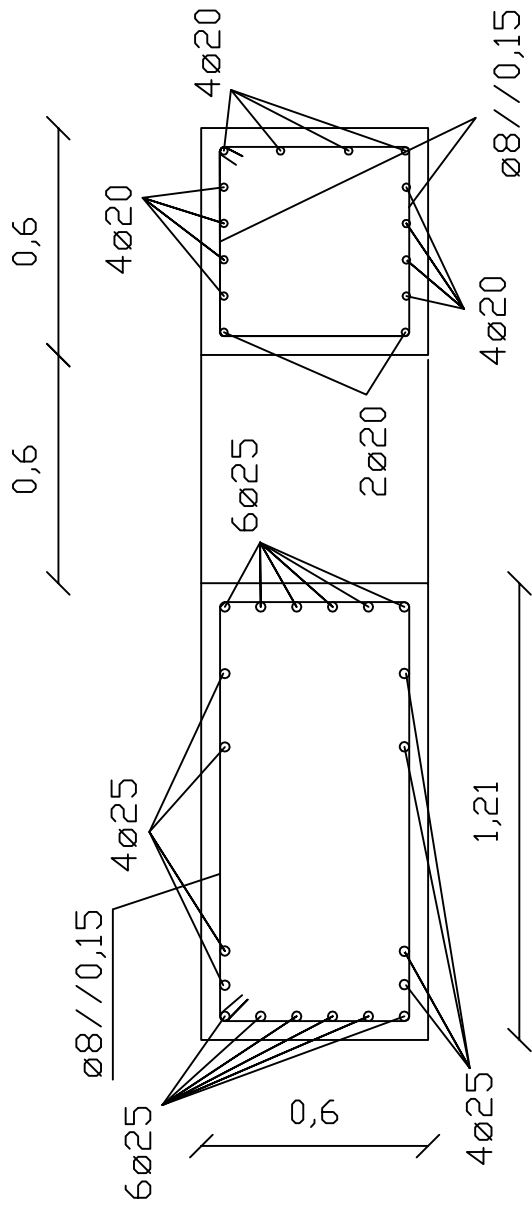
corte AA	
Aço (armaduras)	A500 NR
Betão	C35/45
escala	1/20



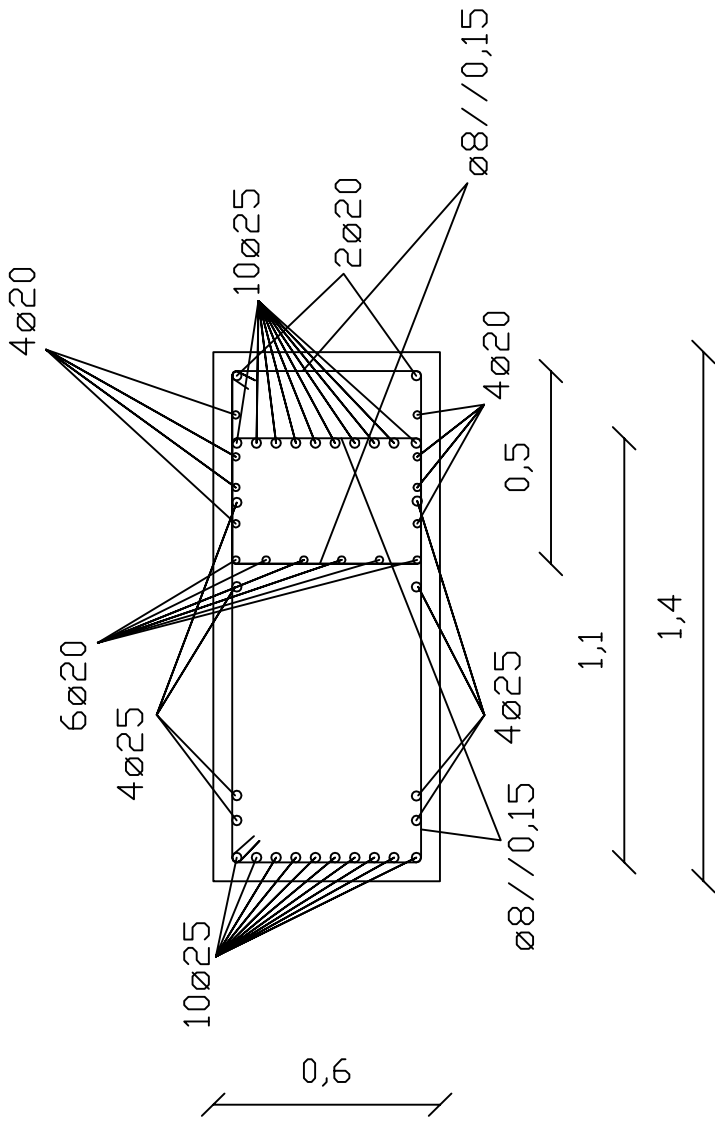
corte BB	
Aço (armaduras)	A500 NR
Betão	C35/45
escala	1/20



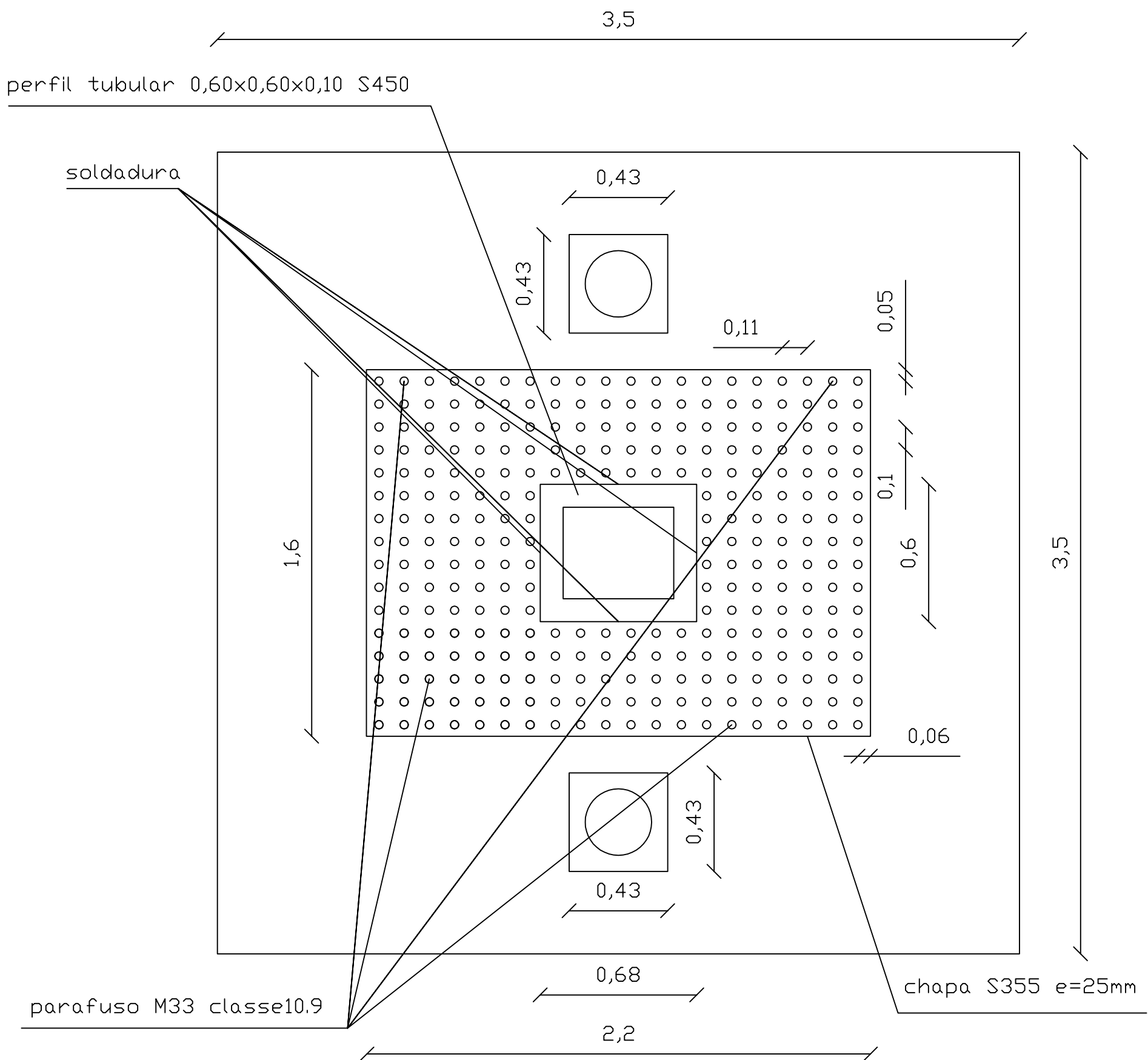
corte DD	
Aço (armaduras)	A500 NR
Betão	C35/45
escala	1/20



corte EE	
Aço (armaduras)	A500 NR
Betão	C35/45
escala	1/20



corte FF	
Aço (armaduras)	A500 NR
Betão	C35/45
escala	1/20



corte CC	
Aço (armaduras)	A500 NR
Betão	C35/45
Aço chapa	S355
parafusos	
M33	classe 10.9
escala 1/20	