



Dimensionamento de uma cobertura suspensa tensionada

Eduardo António Pires Costa

Dissertação para a obtenção de Grau de Mestre em

Engenharia Civil

Orientador: Professor Doutor Júlio António da Silva Appleton

Júri

Presidente: Professor Doutor José Joaquim Costa Branco de Oliveira Pedro

Orientador: Professor Doutor Júlio António da Silva Appleton

Vogal: Professor Doutor José Manuel Matos Noronha da Camara

Junho de 2017

AGRADECIMENTOS

Quero agradecer ao professor Júlio Appleton a gentileza de aceitar orientar esta dissertação o que considero um privilégio.

Quero também deixar um agradecimento especial ao meu pai pela paciência e acompanhamento que me ofereceu ao longo de todo o curso.

RESUMO

A presente dissertação tem como objectivo dimensionar uma estrutura de cobertura de elevada dimensão para uma praça. Trata-se de uma cobertura suspensa por cabos pré-esforçados, a qual assume uma forma parabólica de curvatura positiva. A membrana da cobertura é composta por uma laje de betão de pequena espessura que envolve os cabos de pré-esforço que suportam as cargas verticais actuantes. A membrana está apoiada num conjunto de contrafortes de betão armado que resistem aos impulsos provenientes dos cabos de pré-esforço. Contudo, estes dois elementos não estão rigidamente ligados, sendo esta ligação concretizada por um troço livre de cabos proporcionando à estrutura um bom desempenho sob a acção dos sismos e um aspecto estético agradável.

Na análise do comportamento para as acções gravíticas discutiram-se as configurações de equilíbrio parabólica e de catenária concluindo-se que a primeira é suficiente para realizar o dimensionamento. A análise realizada aos efeitos da acção do vento mostrou que esta acção não é condicionante no dimensionamento do tipo de cobertura em causa.

É na análise do comportamento da estrutura sob a acção sísmica que se depara com um dos principais desafios deste trabalho, o qual se relaciona com o comportamento não linear da cobertura proveniente do troço livre de cabos e da configuração de equilíbrio parabólica da membrana. Para ultrapassar esta dificuldade realizam-se um conjunto de análise lineares iterativas baseadas em modelos simples que permitem mais facilmente compreender a resposta da estrutura.

PALAVRAS-CHAVE: Laje de cobertura; Membrana; Laje de ancoragem; Cabos tensionados; Análise linear iterativa; Análise sísmica.

ABSTRACT

The purpose of this dissertation is to design a large roof structure for a university square. It is a roof suspended by pre-stressed cables, which assume a parabolic shape of positive curvature. The roof membrane is composed of a thin concrete slab that surrounds the prestressing cables that support the dead loads acting on the roof. The membrane is supported on a set of reinforced concrete buttresses which resist the forces coming from the prestressing cables. However, these two elements are not rigidly connected, this connection being embodied by a concrete free cable section providing the structure with a good performance under earthquakes and a pleasant aesthetic aspect.

In the analysis of the behavior for the gravitational actions the parabolic and catenary equilibrium configurations were discussed. It was concluded that the first one was enough to carry out the design. The analysis performed for the wind showed that the structural design of the roof is not conditioned by this action.

The analysis of the behavior of the structure under the seismic action was the main challenge of this work, related to the nonlinear behavior of the concrete free cable element and the parabolic equilibrium configuration of the membrane. In order to overcome this difficulty, a set of iterative linear analysis was performed based on simple models that simplify the understanding of the structure response.

KEYWORDS: Roof slab; Membrane; Anchor slab; Prestressing cables; Iterative linear analysis; Seismic analysis.

ÍNDICE

1	Introdução	1
1.1	Objectivos	1
1.2	Organização da dissertação	2
2	Generalidades de estruturas de cabos	3
2.1	Contextualização histórica antiga	3
2.2	Definição de cabo	4
2.3	Contextualização histórica recente	5
2.4	Coberturas suspensas tensionadas em Portugal	10
3	Princípios de dimensionamento de coberturas suspensas tensionadas	13
4	Caso prático: Cobertura suspensa tensionada	21
4.1	Enquadramento do problema	21
4.2	Materiais	23
4.3	Acções	25
4.3.1	Acções permanentes	25
4.3.1.1	Peso próprio	25
4.3.2	Acções variáveis	25
4.3.2.1	Vento	25
4.3.2.2	Sismo	29
4.3.3	Combinação de acções	32
4.3.3.1	Estados Limites de Utilização	32
4.3.3.2	Estados Limites Últimos	32
4.4	Estudo de soluções	33
4.4.1	Tipo de solução	33
4.4.2	Premissas do pré-dimensionamento de soluções	34
4.4.3	Pré-dimensionamento de soluções	37
4.4.4	Análise de soluções	40
4.5	Concepção da solução	43
4.6	Controlo da deformação	47
4.7	Modelação e análise sísmica da estrutura	50
4.8	Dimensionamento estrutural	70
4.8.1	Laje de ancoragem	70
4.8.2	Laje de cobertura	73
4.8.3	Contrafortes	74
4.8.3.1	Cargas permanentes	74
4.8.3.2	Vento	75
4.8.3.3	Combinações de acções	75
4.8.3.4	Dimensionamento	76

5	Conclusões e desenvolvimentos futuros	79
6	Referências bibliográficas.....	81
	Anexo A – Gráficos e tabelas relevantes no cálculo dos efeitos da acção do vento	83
	Anexo B – Sistema de pré-esforço Freyssinet.....	86
	Anexo C – Momentos resistentes dos contrafortes	87
	Anexo D – Peças desenhadas.....	89

ÍNDICE DE FIGURAS

2.1 Ponte Inca de Keshwa Chaca no Peru.	3
2.2 Tenda típica usada pelos povos nómadas no Norte de África.	4
2.3 Desenhos representativos da cobertura do Coliseu de Roma.	4
2.4 Transmissão de cargas em pontes suspensas.	6
2.5 Ponte de Cowny situada no País de Gales.	6
2.6 Ponte Akashi-Kaikyo no Japão.	6
2.7 Transmissão de cargas em pontes atirantadas.	7
2.8 Ponte Theodor Heuss sobre o rio Reno, Alemanha.	7
2.9 Desenhos representativos das primeiras coberturas suspensas por cabos.	8
2.10 Raleigh Arena na Carolina do Norte, EUA.	9
2.11 Maquete da Raleigh Arena.	9
2.12 Cobertura do Estádio Olímpico de Munique.	10
2.13 Estádio Municipal de Braga.	11
2.14 Pala do Pavilhão de Portugal no Parque das Nações.	11
2.15 Trajectória aérea dos cabos de aço na descontinuidade entre a Pala e os contrafortes.	12
3.1 Cabo suspenso com apoios nivelados e sujeito a um carregamento uniformemente distribuído.	13
3.2 Elemento infinitesimal de cabo submetido a um carregamento uniformemente distribuído.	14
3.3 Cabo suspenso com apoios nivelados submetido ao seu peso próprio.	15
3.4 Elemento infinitesimal de cabo submetido a um carregamento uniformemente distribuído.	16
3.5 Configurações de equilíbrio da cobertura suspensa.	19
3.6 Configurações de equilíbrio da cobertura com curvatura $1/20$.	20
3.7 Configurações de equilíbrio da cobertura com curvatura $1/5$.	20
3.8 Configurações de equilíbrio da cobertura com curvatura $1/2$.	20
4.1 Imagem aérea da praça.	21
4.2 Fotografia do espaço da praça.	22
4.3 Fotografia do acesso à praça.	22
4.4 Forma do espectro de resposta elástico horizontal.	29
4.5 Espectro de projecto para as componentes horizontais da acção sísmica.	31
4.6 Espectro de projecto para a componente vertical da acção sísmica.	31
4.7 Paredes existentes na superfície da praça.	34
4.8 Definição dos vãos da cobertura.	35
4.9 Inclinação inicial de uma curva parabólica.	37
4.10 Esquema da proporcionalidade das dimensões dos elementos da cobertura.	43
4.11 Posição dos contrafortes relativamente à estrutura do auditório.	44
4.12 Pormenor da inclinação da face de topo dos contrafortes.	45
4.13 Deformada da estrutura na direcção X - concentração dos deslocamentos no troço livre dos cabos.	50

4.14	Deformada da estrutura na direcção Y - concentração de deslocamentos no troço livre dos cabos.	51
4.15	Modelo estrutural utilizado na análise dos efeitos das componentes horizontais da acção sísmica.	51
4.16	Esquema em planta do troço de cabo na ligação entre a laje de cobertura e o contraforte.	52
4.17	Relação F_T-d e obtenção da rigidez transversal.	53
4.18	Forças no troço livre de cabo na associadas a um deslocamento transversal relativo.	53
4.19	Relação entre a força de restituição e a rigidez e o deslocamento transversal relativo.	55
4.20	Relação entre a força de restituição associada à força de deformação e a força de restituição associada à força axial e o deslocamento transversal relativo.	56
4.21	Esquema em planta da resposta da cobertura sujeita a um deslocamento transversal.	57
4.22	Esquema em planta do troço de cabos sujeito a um deslocamento transversal.	57
4.23	Representação das forças associadas a um deslocamento transversal d_T .	58
4.24	Variação da força de restituição e da rigidez face ao deslocamento transversal relativo.	59
4.25	Variação das componentes da força de restituição face ao deslocamento transversal relativo.	60
4.26	Representação em planta do troço de cabo na descontinuidade face à acção sísmica transversal.	61
4.27	Parábola descrita pela membrana da cobertura.	62
4.28	Membrana da cobertura sujeita a um deslocamento horizontal.	62
4.29	Relação da variação da componente horizontal do esforço axial e da rigidez longitudinal face ao deslocamento longitudinal.	64
4.30	Variação da força ΔP em função da variação da flecha e variação da flecha em função do deslocamento longitudinal.	64
4.31	Modo 1 – Membrana e Contrafortes X.	65
4.32	Modo 2 – Membrana Y.	65
4.33	Modo 3 – Contrafortes X.	65
4.34	Modo 4 – Contrafortes X.	65
4.35	Modo 5 – Contrafortes Y.	66
4.36	Modo 6 – Contrafortes Y.	66
4.37	Modelo estrutural utilizado na análise da componente vertical da acção sísmica.	67
4.38	Repercussões na estrutura devido a um deslocamento vertical da membrana.	67
4.39	Secção e sistema de eixos locais dos contrafortes.	70
4.40	Modelo de escoras e tirantes dos impulsos na laje de ancoragem.	70
4.41	Tracção na laje de ancoragem gerada pelo impulso do cabo de pré-esforço.	71
4.42	Faixa de laje do modelo de elementos finitos da laje de ancoragem.	72
4.43	Distribuição de forças F_{22} devido à acção dos impulsos dos cabos de pré-esforço.	72
4.44	Modelo de viga contínua utilizado na análise da laje de cobertura para as cargas verticais.	73
4.45	Mecanismo de transmissão da força de pré-esforço do contraforte à fundação.	78
A.1	Coefficiente de exposição $c_e(z)$.	83
A.2	Escoamento do ar em torno de coberturas isoladas.	83
A.3	Valores de c_f para coberturas isoladas de uma vertente.	84
A.4	Coefficientes de força de $c_{f,0}$.	85

B.1 Características do sistema de pré-esforço aderente do sistema Freyssinet.	86
C.1 Determinação do momento resistente $M_{Rd,x}$ dos contrafortes.	87
C.2 Determinação do momento resistente $M_{Rd,y}$ dos contrafortes.	88

ÍNDICE DE TABELAS

4.1 Características mecânicas dos betões utilizados.	23
4.2 Classes de massa volúmica de betões leves.	23
4.3 Limites da composição e da classe de resistência do betão sob acção da carbonatação, para uma vida útil de 50 anos.	24
4.4 Características mecânicas dos aços utilizados.	25
4.5 Aceleração máxima de referência a_{gR} .	30
4.6 Valores de parâmetros na Zona Sísmica 1.3.	30
4.7 Valores de parâmetros na Zona Sísmica 2.3.	30
4.8 Nível de pré-esforço necessário aplicar para a obtenção de cada flecha.	40
4.9 Conjunto de soluções analisadas com 6 e 7 contrafortes de cada lado da cobertura.	41
4.10 Conjunto de soluções analisadas com 8 e 9 contrafortes de cada lado da cobertura.	42
4.11 Nível de pré-esforço necessário aplicar para a solução em causa.	46
4.12 Rigidez transversal do troço de cabos na descontinuidade para diversos deslocamentos relativos transversais.	55
4.13 Rigidez transversal da membrana para diversos deslocamentos relativos transversais.	59
4.14 Valores da rigidez longitudinal da membrana para diversos deslocamentos longitudinais.	63
4.15 Factores de participação modal da estrutura.	66
4.16 Deslocamentos da membrana e dos contrafortes sob a acção sísmica.	69
4.17 Esforços na base dos contrafortes devido à acção sísmica.	70
4.18 Esforços nos contrafortes resultantes das combinações de acções relevantes.	76
A.1 Coeficientes de atrito para coberturas.	84

1 INTRODUÇÃO

Actualmente as estruturas suportadas por cabos tensionados são encaradas como soluções estruturais atractivas quando se pretende vencer grandes vãos com sistemas estruturais leves. A eficiência deste tipo de solução comprova-se com os vastos exemplares de pontes e coberturas, suspensas e atirantadas, que se podem observar hoje em dia. A ponte Akashi-Kaikyo no Japão, considerada a ponte suspensa com o vão mais extenso do mundo, e a cobertura do Estádio Olímpico de Munique, considerada a pioneira das coberturas atirantadas, são dois exemplos marcantes de estruturas tensionadas por cabos.

Relativamente às coberturas, o desenvolvimento tecnológico nas últimas décadas dos computadores e conseqüentemente dos métodos computacionais permitiu facilitar e aumentar o rigor dos cálculos destas estruturas, tornando-se uma solução estrutural mais acessível. Comparando com outros tipos de soluções mais convencionais, são estruturas mais leves e flexíveis reflectindo-se num melhor comportamento face à acção sísmica. Têm a capacidade de assumir formas variadas, podendo acentuar o efeito estético da edificação. Pode-se considerar por estas razões uma solução com grande potencial estrutural e arquitectónico.

A cobertura suspensa tensionada da Praça Cerimonial, contígua ao edifício do Pavilhão de Portugal, vulgarmente conhecida como Pala do Pavilhão de Portugal, é considerada um ícone das estruturas de betão em Portugal. Foi também considerada pelo jornal britânico *the guardian* uma das dez melhores estruturas de betão no mundo, a par de estruturas como o Panteão de Roma. Trata-se essencialmente de uma membrana de pequena espessura em betão armado de directriz tronco-cónica, suspensa mediante cabos de aço ancorados em duas estruturas paralelas constituídas por contrafortes em betão armado solidarizados no seu coroamento por lajes de repartição de esforços. Foi esta a estrutura que inspirou o tema desta dissertação.

1.1 OBJECTIVOS

O objectivo desta dissertação é o dimensionamento de um elemento de cobertura suspensa tensionada e da sua estrutura de suporte.

A análise e dimensionamento deste tipo de estruturas envolve aspectos particulares no que se refere ao comportamento para as acções gravíticas e para as acções horizontais que são objecto de estudo e discussão neste trabalho. Refere-se o aspecto particular do dimensionamento para as acções horizontais o qual envolve algumas dificuldades dado o comportamento não linear deste tipo de estruturas.

Neste aspecto particular um dos objectivos do trabalho foi o de elaborar metodologias simples de análise que permitam o dimensionamento da estrutura para a acção sísmica que evitem o recurso a análises não lineares, as quais requerem a utilização de programas de cálculo automático de utilização não corrente.

O objecto de estudo desta cobertura será a praça da Faculdade de Medicina Dentária na Cidade Universitária em Lisboa. Trata-se principalmente de uma zona de circulação de pessoas que poderá também ser utilizada para eventos exteriores. Para além do dimensionamento estrutural pretende-se conceber uma cobertura com aspecto ligeiro que transmita a ideia de amplitude de espaço, realçando desta forma o nível estético da edificação.

1.2 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

A presente dissertação está organizada em 5 capítulos cujo conteúdo se descreve seguidamente.

No capítulo 1 realiza-se uma pequena introdução ao tema do estudo desenvolvido, descrevem-se os principais objectivos da dissertação assim como a sua organização.

No capítulo 2, designado *Generalidades de estruturas de cabos*, faz-se uma análise geral à evolução das estruturas com elementos de cabo, abordando alguns exemplos marcantes, em especial a Pala do Pavilhão de Portugal.

No capítulo 3, designado *Princípios de dimensionamento de coberturas suspensas tensionadas*, analisam-se os aspectos de análise e dimensionamento para as acções gravíticas avaliando-se as possíveis configurações de equilíbrio dos cabos de uma cobertura suspensa tensionada.

No capítulo 4, designado *Caso prático: Cobertura suspensa tensionada*, realiza-se o dimensionamento estrutural da cobertura e sua estrutura de suporte. Efectua-se em primeiro lugar um estudo de soluções de forma a ter-se uma ideia das necessidades estruturais da cobertura e depois procede-se à concepção, modelação, análise e dimensionamento dos diferentes elementos estruturais.

Finalmente, no capítulo 5, estabelecem-se as principais conclusões obtidas no desenvolvimento do trabalho.

2 GENERALIDADES DE ESTRUTURAS DE CABOS

2.1 CONTEXTUALIZAÇÃO HISTÓRICA ANTIGA

Hoje em dia as estruturas suspensas com cabos de aço são uma solução relativamente corrente em diversos tipos de obras, quando se pretende vencer grandes vãos com sistemas estruturais leves. No entanto, este elemento estrutural tem origem numa época muito antiga.

Das poucas e valiosas estruturas que têm sobrevivido ao longo dos séculos, as pontes suspensas constituem um dos grandes exemplos da engenharia dos povos mais antigos. Com origem no Sudeste Asiático e em África, as pontes suspensas construídas com cabos de trepadeiras naturais e madeira eram a solução encontrada por estes povos para o atravessamento de grandes vales. Também durante a Civilização Inca, foram construídas várias pontes suspensas, recorrendo a cordas de fibras naturais com o objectivo de ligar as regiões mais longínquas do império ao seu centro [1], Figura 2.1.



Figura 2.1 Ponte Inca de Keshwa Chaca no Peru. [1]

A história antiga de estruturas suspensas não se fica apenas pelo capítulo das pontes, mas também se estende às coberturas. Aparecem na sua primeira forma como tendas, recorrendo a cordas para suspender o material que era usado como revestimento deste tipo de estruturas. A História dita que já os Beduínos, povo nómada do Norte de África, faziam uso destas cordas para suspenderem as suas tendas feitas com tecido de pele de camelo ou de cabra [2], como exemplifica a Figura 2.2.



Figura 2.2 Tenda típica usada pelos povos nómadas no Norte de África.[3]

A cobertura do Coliseu de Roma considerada a cobertura suspensa mais antiga cobrindo um edifício de que há registo, e a primeira cobertura que faz uso do princípio de cabos tensionados, é um dos exemplares icónicos de estruturas suspensas. Datada de 70 a.C. com uma área coberta de $189 \times 156 \text{ m}^2$, fazia uso de um sistema de cordas dispostos em duas camadas de forma radial e fixadas a mastros de madeira. Os cabos inferiores eram esticados nos cabrestantes colocados no topo dos mastros e os cabos superiores eram esticados e ancorados no solo em blocos de pedra [4], Figura 2.3.

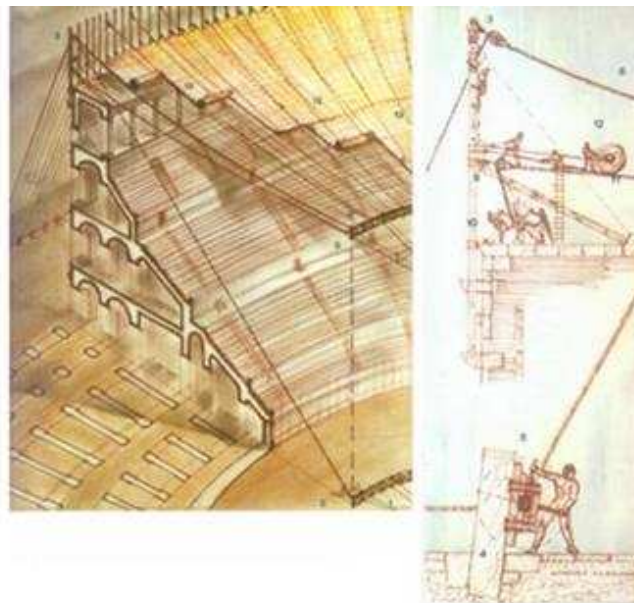


Figura 2.3 Desenhos representativos da cobertura do Coliseu de Roma. [4]

2.2 DEFINIÇÃO DE CABO

Percebe-se que o termo cabo não se limita só aos cabos de aço. Pode-se defini-lo como um elemento flexível que tem uma elevada resistência à tracção, mas que não funciona quando submetido a compressão. Na actualidade os cabos utilizados nas obras de engenharia civil são de aço de alta resistência.

Um cabo de aço é um conjunto de fios ou cordões de aço. Um fio é um elemento contínuo de aço com uma secção transversal circular, em geral, estirado a frio de um varão de pequeno diâmetro. Um cordão é um agrupamento de fios formados helicoidalmente em torno de um fio central em uma ou mais camadas simétricas [5].

Estabelecendo uma comparação entre cabos e varões de aço, normalmente utilizados na Engenharia Civil, verifica-se que a resistência dos cabos é significativamente superior à dos varões. Os varões de aço correntes têm tensões resistentes que podem ir até valores da ordem de 500-600 MPa, enquanto que os fios e cordões de aço apresentam tensões resistentes da ordem dos 1700-2000 MPa.

Esta elevada resistência é conseguida à custa de um maior teor em carbono, de processos de tratamento térmico e, também, no caso dos fios, por um processo de trefilagem. Contudo, a composição do aço e o processo de fabrico dos fios penalizam a sua capacidade de deformação constatando-se que a ductilidade é significativamente inferior à dos varões de aço laminados a quente.

Os cabos também têm a vantagem de serem elementos redundantes. Uma vez que são compostos por dezenas ou centenas de fios, a rotura de um fio tem reduzido efeito na capacidade de transmissão de carga do cabo. No caso de rotura de um ou mais fios existe a capacidade de redistribuir as forças que estes suportavam para os restantes.

2.3 CONTEXTUALIZAÇÃO HISTÓRICA RECENTE

As estruturas suportadas por cabos podem ser divididas em duas categorias, estruturas suspensas e estruturas atirantadas. Nas estruturas suspensas, os cabos são o elemento de suporte principal da estrutura, e a sua curvatura é um factor predominante na capacidade de carga do sistema. Nas estruturas atirantadas, os cabos suspendem cargas gravíticas, estabilizam elementos, verticais ou inclinados, sujeitos a compressão (usualmente chamados de mastros), e servem apenas como elementos de tracção. A capacidade de carga de estruturas atirantadas não depende da curvatura dos cabos, os quais são rectos.

Após a Revolução Industrial, surgem as primeiras pontes suspensas no século XIX. Inicialmente eram suspensas por correntes metálicas, tendo o grande inconveniente de não serem redundantes, bastava a rotura de qualquer parte da corrente para ocorrer o colapso. Posteriormente, dá-se a transição das correntes para cabos de aço como elemento de sustentação, uma vez que estes apresentavam maior resistência e redundância, permitindo assim a construção de pontes com maior vão. A partir da década de 30 do século passado com o início da produção de aços de alta resistência a construção de estruturas suspensas teve um grande incremento [6].

O funcionamento deste tipo de pontes consiste no suporte do tabuleiro através de cabos de aço que transmitem, em tracção, as cargas actuantes no tabuleiro às torres que por sua vez transmitem por compressão as cargas ao solo. Na Figura 2.4 representa-se este mecanismo de transmissão de cargas.

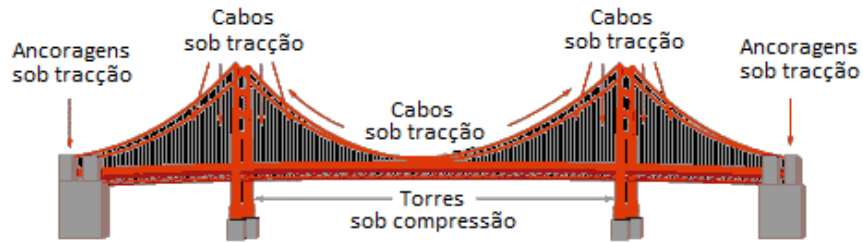


Figura 2.4 Transmissão de cargas em pontes suspensas.

Uma das primeiras pontes suspensas a surgirem foi a Ponte de Cowny, no País de Gales inaugurada em 1826 [7], apresentada na Figura 2.5.



Figura 2.5 Ponte Cowny, País de Gales. [7]

Outro exemplo interessante de pontes suspensas é a Ponte Akashi-Kaikyo localizada entre a cidade de Kobe e a ilha Awaji, no Japão, é actualmente a ponte suspensa com o vão mais extenso do mundo, com 1991 m, Figura 2.6. Inaugurada em 1998, também tem os recordes de ponte com a torre mais alta com 283 m, e ponte mais cara, tendo custado 4.3 mil milhões de dólares [8].

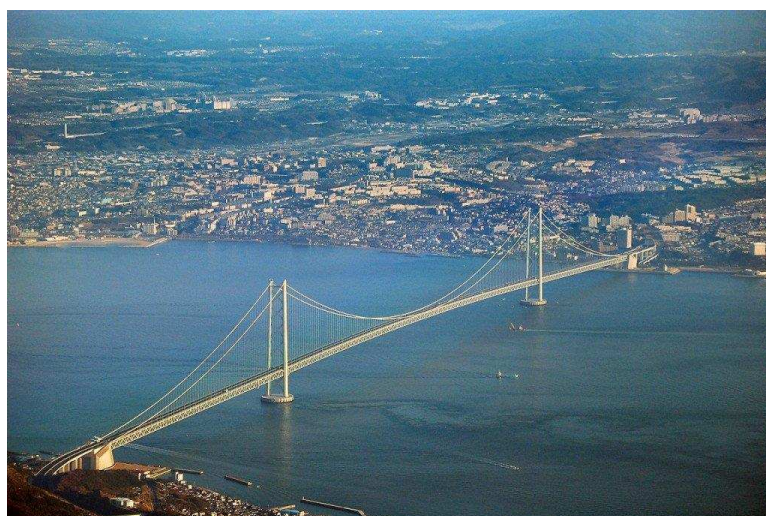


Figura 2.6 Ponte Akashi-Kaikyo. [7]

Falou-se anteriormente noutro tipo de estruturas com cabos, as estruturas atirantadas. Para além das pontes suspensas, é também considerável a quantidade de pontes atirantadas que se pode observar hoje em dia.

Na Figura 2.7 representa-se o funcionamento destas pontes, em que a principal diferença relativamente às pontes suspensas (para além dos cabos não apresentarem curvatura, como já mencionado) é o facto de o tabuleiro ter uma componente de compressão que equilibra a componente horizontal da tracção dos cabos.

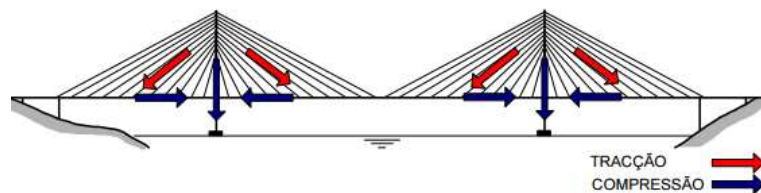


Figura 2.7 Transmissão de cargas em pontes atirantadas. [9]

Foi durante a década de 50 que estas pontes ganharam popularidade, principalmente devido às pontes alemãs sobre o rio Reno. É exemplo disso, a ponte Theodor Heuss construída em Düsseldorf entre 1953 e 1957 [10], Figura 2.8.



Figura 2.8 Ponte Theodor Heuss sobre o rio Reno, Alemanha. [10]

Esta ponte com 1271 m de comprimento total e 260 m de vão principal, foi a primeira ponte atirantada construída na Alemanha.

O sucesso alcançado com a utilização de cabos de aço em pontes, possibilitando a construção de vãos cada vez maiores, permitiu posteriormente transferir os conhecimentos adquiridos sobre o funcionamento deste sistema estrutural para as coberturas.

Após a Revolução Industrial, começa a surgir a necessidade de edifícios industriais cada vez mais amplos que pudessem albergar todo o tipo de maquinaria fixa, permitindo ainda a circulação de pessoas, animais, equipamentos e mercadoria. Para que tal fosse possível, era necessário recorrer a estruturas de grandes vãos, e é nesta época, no século XIX, que surgem as primeiras coberturas suspensas por cabos como solução estrutural para as coberturas destes espaços [4].

Foi em 1896 numa exposição industrial em Nijny-Novgorod na Rússia que surgem as primeiras coberturas suspensas pela mão do engenheiro Shooknov, com vãos aproximadamente de 61 m, Figura 2.9.

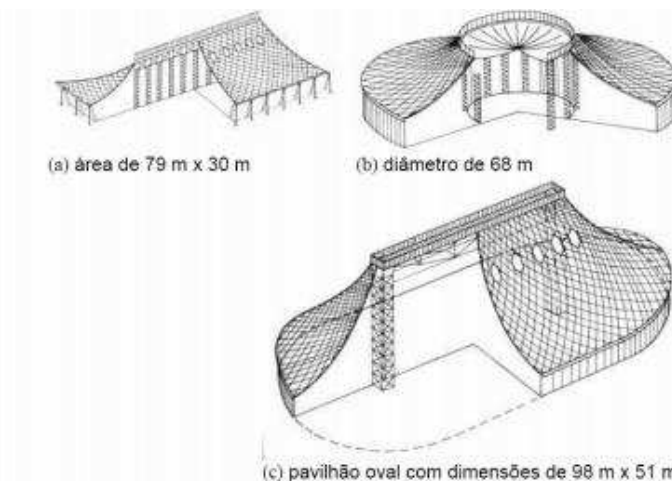


Figura 2.9 Desenhos representativos das primeiras coberturas suspensas por cabos. [4]

No entanto, não eram apenas os edifícios industriais que necessitavam de espaços cada vez maiores, assistia-se ao crescimento também de edifícios comerciais, hangares ferroviários, rodoviários e de aviões, pavilhões desportivos, intensificando desta forma o recurso a estruturas de grandes vãos. E tal como nos edifícios industriais as coberturas suspensas começam a surgir como soluções naturais para fazer face a estes vãos maiores.

É então que se dá, considerado por muitos, o grande passo no desenvolvimento das coberturas suspensas, com a construção da cobertura da Raleigh Arena no estado da Carolina do Norte nos EUA, Figura 2.10. Projectada por Matthew Niwicki e concretizada mais tarde pelo arquitecto William Deitrick e engenheiro Fred Severud, a sua construção foi concluída em 1952 [4].

A cobertura consistia em duas famílias de cabos ortogonais, ancorados em dois arcos de betão armado, dispostos em forma de sela, garantindo assim o funcionamento de todos os cabos à tracção. Cobrindo uma área de 92 x 97 m² a rede de cabos era composta por 47 cabos pré-esforçados com diâmetros a variarem entre 19 e 33 mm, Figura 2.11.



Figura 2.10 Raleigh Arena na Carolina do Norte, EUA. [4]

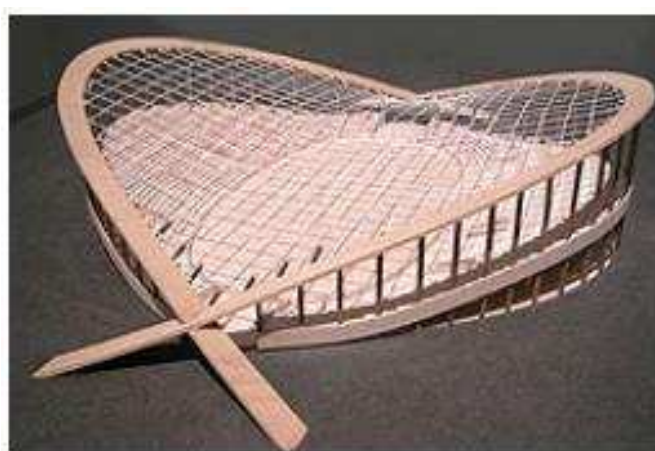


Figura 2.11 Maquete da Raleigh Arena. [4]

Várias foram as coberturas nos anos seguintes que se inspiraram neste projecto inovador, tais como o pavilhão de exposições de São Cristóvão no Rio de Janeiro (1960), o estádio de patinagem em Presov na Eslováquia (1966), o Estádio Olímpico em Calgary no Canadá (1983), entre outras [4].

Se em termos de coberturas suspensas se considerar a Raleigh Arena como o projecto pioneiro de tais coberturas, deve-se referenciar a cobertura do Estádio Olímpico de Munique como a pioneira das coberturas atirantadas.

Com a colaboração dos arquitectos Gunter Behnisch e Frei Otto, os engenheiros Fritz Leonhardt, Jörg Schlaich e W. Andra, realizaram-se para os Jogos Olímpicos de 1972 uma das primeiras coberturas atirantadas por cabos, Figura 2.12. Já com um elevado nível estético, apresentavam uma aparência que remontava às tendas dos povos nómadas do deserto do Sahara, cobriam não só as bancadas do estádio, como uma piscina interior e um pavilhão de ginástica [11].

A cobertura do estádio era suportada por oito torres que permitiam o atirantamento dos cabos, as quais chegavam a ter 76 m de altura. A cobertura era translúcida composta por um material acrílico, permitindo a passagem de luz natural.



Figura 2.12 Cobertura do Estádio Olímpico de Munique. [11]

Actualmente podem-se observar estas coberturas em várias partes do mundo, devendo-se este facto ao melhor conhecimento das suas características estruturais e também à maior facilidade de cálculo, possibilitada pelo desenvolvimento significativo dos computadores e consequentemente dos métodos computacionais, o que permite um maior rigor nos cálculos deste tipo de estruturas.

De facto, ultrapassadas estas dificuldades revela-se uma solução estrutural bastante atractiva. As coberturas podem assumir formas variadas, podendo assim acentuar o efeito estético da edificação, e suscitar uma impressão de amplitude de espaço. Fornecem ainda a oportunidade de serem translúcidas ou transparentes, permitindo a passagem de luz natural.

Em termos estruturais, as coberturas suspensas por cabos são em geral mais leves e mais flexíveis que outros tipos de cobertura. Como consequência apresentam um bom comportamento face à acção sísmica, mas exigem um cuidado maior relativamente à acção do vento, uma vez que são mais sensíveis a este tipo de acção do que outras estruturas convencionais. Os seus rácios de altura-vão são em geral relativamente pequenos.

No cômputo geral, revela-se uma solução económica, estética e bastante eficiente quando há necessidade de cobrir espaços com grandes vãos.

2.4 COBERTURAS SUSPENSAS TENSIONADAS EM PORTUGAL

Portugal não é alheio a este tipo de coberturas. Em 2004 foi inaugurado o Estádio Municipal de Braga para o campeonato da Europa de futebol. Projectado pelo arquitecto Souto Moura em conjunto com o gabinete de projecto Afassociados tem como elemento mais marcante a sua cobertura [4], Figura 2.13.

Esta é composta por um sistema de cabos paralelos sobre os quais se apoiam duas lajes de betão que cobrem as bancadas. O vão da cobertura tem 202 m e as lajes de betão têm 57 m cada, sobrando assim um comprimento 88 m de cabos que se encontram livres na zona central do estádio.

Os cabos da cobertura são ancorados em duas vigas largas no topo das duas bancadas. A bancada situada a Este é estruturalmente constituída por paredes de betão com 50 m de altura, cuja geometria foi definida de forma a minimizar o desequilíbrio de momentos ao nível da fundação, causado pela combinação da acção gravítica da bancada e das elevadas forças transmitidas pelos cabos da cobertura.



Figura 2.13 Estádio Municipal de Braga. [4]

Em conjunto com o maciço de granito apreciável já existente junto ao estádio, esta estrutura tornou-se numa obra emblemática de engenharia e arquitectura.

Não se pode falar de coberturas suspensas tensionadas em Portugal sem mencionar a cobertura da Praça Cerimonial, contígua ao edifício do Pavilhão de Portugal, construída para a EXPO 98 no Parque das Nações, vulgarmente conhecida como a Pala do Pavilhão de Portugal. Foi esta a estrutura que inspirou o tema desta dissertação, e por isso estudou-se mais a fundo esta solução estrutural.

No que se segue descrevem-se os aspectos principais desta estrutura tendo por base a consulta do documento relativo à referência [12].

A cobertura consiste numa membrana de pequena espessura em betão armado de agregados leves, suspensa através de cabos de aço de alta resistência ancorados em duas estruturas de betão armado. Estas estruturas são constituídas por contrafortes prismáticos, ligados por paredes e solidarizados no seu topo por lajes de repartição de esforços, Figura 2.14.



Figura 2.14 Pala do Pavilhão de Portugal no Parque das Nações.

O comportamento estrutural da laje da cobertura é comparável ao de uma catenária tensa bidimensional, originando impulsos de magnitude apreciável nos pontos de amarração. Os cabos de sustentação amarram em lajes de ancoragem de betão armado, com uma ligeira inclinação transversal, as quais têm rigidez suficiente no seu plano para distribuírem de forma aproximadamente uniforme os impulsos que se geram na ancoragem dos cabos aos nove contrafortes que suportam a cobertura de cada lado da Pala.

As acções horizontais relevantes que podem actuar na cobertura são as acções sísmicas. A massa que a cobertura apresenta é considerável, que ao ser excitada pela acção sísmica poderia, se a esta estivesse rigidamente ligada à estrutura de suporte, originar forças de inércia horizontais de grande magnitude que iriam agravar as já importantes solicitações horizontais que actuam sobre aquela estrutura. Por esta razão verifica-se que a estrutura da cobertura não está rigidamente ligada aos contrafortes, sendo a única ligação à estrutura de suporte a constituída pela trajectória aérea dos cabos de sustentação na descontinuidade existente entre a membrana da cobertura e a estrutura de suporte, Figura 2.15.



Figura 2.15 Trajectória aérea dos cabos na descontinuidade entre a laje de cobertura e os contrafortes.

Assim a Pala do Pavilhão de Portugal, projectada pelo engenheiro Segadães Tavares e pelo arquitecto Siza Vieira, é considerada um ícone das estruturas de betão em Portugal. Mas não só em Portugal, em janeiro de 2016 foi considerada pelo jornal britânico *the guardian* como uma das dez melhores estruturas de betão no mundo, a par de estruturas como o Panteão de Roma. Citando um excerto do artigo que resume bem esta estrutura: “*A classic of making design look effortless, when the engineering and construction that goes into it is anything but.*” [13].

3 PRINCÍPIOS DE DIMENSIONAMENTO DE COBERTURAS SUSPENSAS TENSIONADAS

Antes de se dar início ao processo de dimensionamento da cobertura, é necessário ter resposta a uma questão fundamental: qual a equação que descreve a configuração de equilíbrio de uma cobertura suspensa tensionada?

Considere-se por exemplo o caso das pontes suspensas, nas quais os cabos constituem o elemento principal de transmissão de cargas da estrutura. Na análise de forças deste tipo de estruturas, o peso dos cabos pode ser desprezado porque se torna pouco significativo quando comparado com as cargas que suporta. Por outro lado, quando se utilizam cabos em linhas de transmissão eléctricas, o peso do cabo é relevante e deve ser considerado na análise estrutural.

A forma como se consideram as cargas que actuam sobre os cabos tem influência na sua posição de equilíbrio, e como consequência na sua configuração final quando submetido a um determinado carregamento. Analisam-se então dois casos de carga, um em que os cabos estão submetidos à acção de uma carga distribuída e outro em que os cabos estão submetidos apenas ao seu peso próprio. Esta análise tem por base a referência [14].

Em cada um dos casos assume-se que o cabo é perfeitamente flexível e inextensível. Devido à sua flexibilidade, o cabo não proporciona qualquer resistência à flexão, ou seja, a tensão actuante no cabo é uniforme e sempre tangente ao mesmo em qualquer ponto do seu comprimento. Sendo inextensível o cabo tem um comprimento constante, tanto antes como depois do carregamento ser aplicado. Como resultado, assim que o carregamento é aplicado a geometria do cabo permanece inalterada, e o cabo ou segmento de cabo pode ser tratado como um corpo rígido. Considera-se também que os apoios dos cabos estão ao mesmo nível.

Cabo submetido a uma carga distribuída

Considere-se o cabo AB sem peso, representado na Figura 3.1, sujeito a um carregamento uniformemente distribuído constante p .

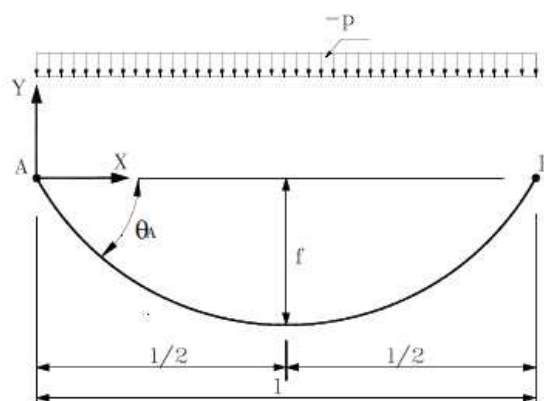


Figura 3.1 Cabo suspenso com apoios nivelados e sujeito a um carregamento uniformemente distribuído.

No qual θ_A é a inclinação do cabo no ponto A e f é a flecha a meio vão. Considere-se o diagrama de corpo livre do elemento infinitesimal de cabo representado na Figura 3.2.

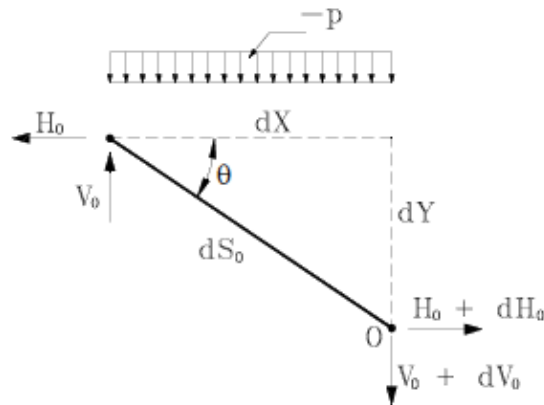


Figura 3.2 Elemento infinitesimal de cabo submetido a um carregamento uniformemente distribuído.

Em que dx e dy são os comprimentos infinitesimais nas direções x e y , dS_0 é o comprimento infinitesimal do elemento de cabo, H_0 e $H_0 + dH_0$ são as forças horizontais nas extremidades do elemento de cabo, V_0 e $V_0 + dV_0$ são as forças verticais nas extremidades do elemento de cabo e θ é o ângulo de inclinação do elemento de cabo.

As equações de equilíbrio aplicadas ao referido elemento, $\sum F_x = 0$, $\sum F_y = 0$ e $\sum M_0 = 0$, permitem escrever:

$$dH_0 = 0 \rightarrow H_0 \text{ constante}$$

$$dV_0 = p dx$$

$$H_0 dy = V_0 dx$$

Tendo em vista que H_0 é constante, obtém-se através das equações anteriores a equação diferencial de equilíbrio:

$$\frac{d^2y}{dx^2} = \frac{p}{H_0} \quad (3.1)$$

Integrando esta equação duas vezes obtém-se:

$$y' = \frac{p}{H_0} x + C_1$$

$$y = \frac{p}{2H_0} x^2 + C_1x + C_2$$

Das condições de fronteira da Figura 3.1, tem-se que $y' = 0$ para $x = l/2$ e $y = 0$ para $x = 0$, substituindo nas equações anteriores, obtém-se:

$$C_1 = -\frac{pl}{2H_0}$$

$$C_2 = 0$$

Introduzindo as constantes C_1 e C_2 nas equações anteriores, obtém-se a equação da tangente à curva do cabo:

$$y' = \frac{p}{H_0} x - \frac{pl}{2H_0} \quad (3.2)$$

E a equação que define a configuração de equilíbrio do cabo:

$$y = \frac{p}{2H_0} x^2 - \frac{pl}{2H_0} x \quad (3.3)$$

Como se pode verificar obtém-se uma equação parabólica. Pelo que se pode concluir que um cabo suspenso sujeito a uma carga uniformemente distribuída constante e com apoios nivelados tem uma configuração de equilíbrio parabólica.

Obtida a configuração de equilíbrio do cabo é possível determinar a força horizontal H_0 . Conhecendo a flecha f para $x = l/2$, determina-se H_0 a partir da equação (3.3):

$$H_0 = \frac{pl^2}{8f} \quad (3.4)$$

Cabo submetido ao seu peso próprio

Considere-se o cabo AB apresentado na Figura 3.3, com apoios nivelados, sujeito ao seu peso próprio $g(x)$, onde θ_A é a inclinação do cabo no ponto A e f é a flecha a meio vão.

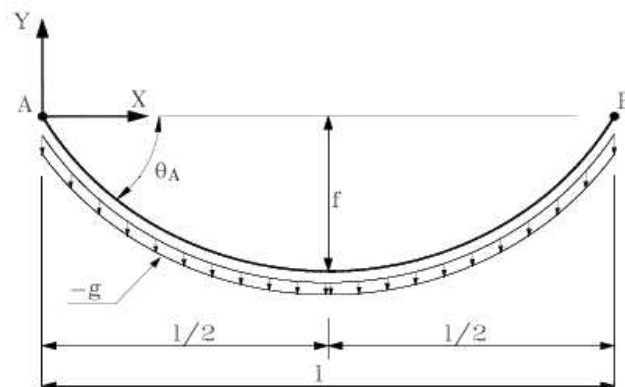


Figura 3.3 Cabo suspenso com apoios nivelados submetido ao seu peso próprio.

Considere-se o diagrama de corpo livre do elemento infinitesimal de cabo representado na Figura 3.4.

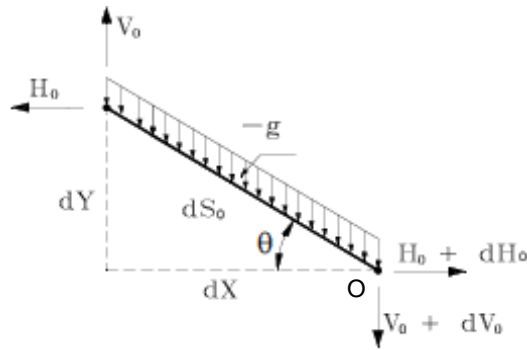


Figura 3.4 Elemento infinitesimal de cabo submetido ao seu peso próprio.

Em que dx e dy são os comprimentos infinitesimais nas direcções x e y , dS_0 é o comprimento infinitesimal do elemento de cabo, H_0 e $H_0 + dH_0$ são as forças horizontais nas extremidades do elemento de cabo, V_0 e $V_0 + dV_0$ são as forças verticais nas extremidades do elemento de cabo e θ é o ângulo de inclinação do elemento de cabo.

As equações de equilíbrio aplicadas ao referido elemento, $\sum F_x = 0$, $\sum F_y = 0$ e $\sum M_0 = 0$, permitem escrever:

$$dH_0 = 0 \rightarrow H_0 \text{ constante}$$

$$dV_0 = g dS_0$$

$$H_0 dy = V_0 dx$$

Tendo em vista que H_0 é constante, obtém-se através das equações anteriores a equação diferencial de equilíbrio:

$$\frac{d^2y}{dx^2} = \frac{g}{H_0} \sqrt{1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2} \quad (3.5)$$

Integrando esta equação duas vezes obtém-se:

$$y' = \sinh\left(\frac{g}{H_0} x + C_1\right)$$

$$y = \frac{H_0}{g} \cosh\left(\frac{g}{H_0} x + C_1\right) + C_2$$

Das condições de fronteira da Figura 3.3, tem-se que $y' = 0$ para $x = l/2$ e $y = 0$ para $x = 0$, substituindo nas equações anteriores, obtém-se:

$$C_1 = -\frac{gl}{2H_0}$$

$$C_2 = -\frac{H_0}{g} \cosh\left(\frac{gl}{2H_0}\right)$$

Introduzindo as constantes C_1 e C_2 nas equações anteriores, obtém-se a equação da tangente à curva do cabo:

$$y' = \sinh \left[\frac{g}{2H_0} (2x - l) \right] \quad (3.6)$$

E a equação que define a configuração de equilíbrio do cabo:

$$y = \frac{H_0}{g} \left[\cosh \left(\frac{g}{H_0} x - \frac{gl}{2H_0} \right) - \cosh \left(\frac{gl}{2H_0} \right) \right] \quad (3.7)$$

Esta equação obtida representa uma catenária. Conclui-se que um cabo suspenso sujeito ao seu peso próprio e com apoios nivelados assume uma configuração de equilíbrio descrita por uma equação de catenária.

Obtida a configuração de equilíbrio do cabo é possível determinar a força horizontal H_0 . Conhecendo a flecha f para $x = l/2$, determina-se H_0 através de um processo de tentativa e erro, a partir da equação (3.7):

$$f = \frac{H_0}{g} \left[1 - \cosh \left(\frac{gl}{2H_0} \right) \right] \quad (3.8)$$

Analisados estes dois casos de carga e determinadas as respectivas configurações de equilíbrio, pode-se voltar à questão inicial deste subcapítulo, qual a equação que define a configuração de equilíbrio da cobertura suspensa que irá ser dimensionada?

A cobertura que se pretende dimensionar é uma cobertura tensionada por cabos, com apoios nivelados, em que os cabos se encontram envolvidos por uma laje de betão. Uma vez que a laje de betão é de pequena espessura, pode-se considerar que o peso próprio respectivo a cada cabo inclui o peso da faixa de laje adjacente ao mesmo.

Estabelecendo uma comparação com os dois tipos de carregamento anteriormente analisados, verifica-se que a cobertura que se irá dimensionar assemelha-se ao segundo caso, no qual o peso próprio do cabo é preponderante. Contudo, a equação que está associada à configuração de equilíbrio deste caso, equação de catenária, não é simples e implicaria um dimensionamento mais trabalhoso quando comparada com a equação parabólica que define a configuração de equilíbrio do primeiro caso.

Considere-se uma cobertura tensionada por cabos com 40 m de vão, 4 m de flecha a meio vão e na qual os cabos se encontram envolvidos por uma laje de betão com 20 cm de espessura, dimensões próximas da cobertura que se irá dimensionar. O betão da laje é da classe LC30/33, correspondente ao betão que se irá utilizar na laje da cobertura da estrutura proposta no caso prático, cujo o peso volúmico tem o valor de 16 kN/m³.

Para esta cobertura aplicam-se as duas configurações de equilíbrio anteriormente analisadas, apresentam-se as suas equações e representam-se graficamente. De referir que no caso da configuração de equilíbrio parabólica, para respeitar a condição inicial do caso analisado, isto é, o cabo

está sujeito a uma carga uniformemente distribuída e tem peso próprio nulo, aplica-se ao cabo uma carga uniformemente distribuída p (Figura 3.1) equivalente ao seu peso próprio, e considera-se que este é nulo.

Tem-se então que $l = 40 \text{ m}$, $f = 4 \text{ m}$ e $g = 16 \times 0.2 = 3.2 \text{ kN/m/m}$. Para se determinar o carregamento p que actua no cabo quando este assume a configuração de equilíbrio parabólica, é preciso ter em conta a equação que traduz o comprimento de uma curva parabólica. Considere-se de novo a Figura 3.2 da qual é possível obter a seguinte equação:

$$ds_0^2 = dx^2 + dy^2$$

A partir desta equação é possível demonstrar que:

$$ds_0 = \sqrt{1 + (y')^2} dx$$

Integrando esta equação obtém-se a equação que traduz o comprimento do cabo:

$$s = \int_0^l \sqrt{1 + (y')^2} dx$$

Resolvendo a equação anterior obtém-se uma série de termos infinitos. Neste trabalho consideram-se apenas os primeiros quatro termos da série, que já representam uma aproximação bastante precisa do comprimento da parábola, equação (3.9).

$$s = l \left(1 + \frac{8f^2}{3l^2} - \frac{32f^4}{5l^4} + \frac{256f^6}{7l^6} \right) \quad (3.9)$$

Para a cobertura em causa, o comprimento dos cabos na configuração parabólica é igual a:

$$s = 40 \left(1 + \frac{8}{3} \times \frac{4^2}{40^2} - \frac{32}{5} \times \frac{4^4}{40^4} + \frac{256}{7} \times \frac{4^6}{40^6} \right) = 41.04 \text{ m}$$

Pode-se agora determinar o carregamento uniformemente distribuído p , que vem dado por:

$$p = \frac{3.2 \times 41.04}{40} = 3.29 \text{ kN/m/m}$$

A componente horizontal da força no cabo H_0 é determinada segundo as equações (3.4) e (3.8) para as configurações de equilíbrio parabólica e de catenária, respectivamente. Aplicando a equação (3.4) obtém-se:

$$H_0 = \frac{3.29 \times 40^2}{8 \times 4} = 164.5 \text{ kN}$$

A determinação de H_0 através da equação (3.8) não é directa, sendo necessário efectuar um processo de tentativa e erro como referido anteriormente. Desta forma, para a cobertura considerada obtém-se $H_0 = 162.0 \text{ kN}$.

Substituindo estes valores nas equações (3.3) e (3.7) obtém-se as equações que traduzem as configurações de equilíbrio parabólica e de catenária, respectivamente.

$$y = \frac{3.29}{329}x^2 - \frac{131.6}{329}x$$

$$y = \frac{162}{3.2} \left[\cosh\left(\frac{3.2}{162}x - \frac{128}{324}\right) - \cosh\left(\frac{128}{324}\right) \right]$$

Na Figura 3.5 representam-se estas duas configurações de equilíbrio graficamente.

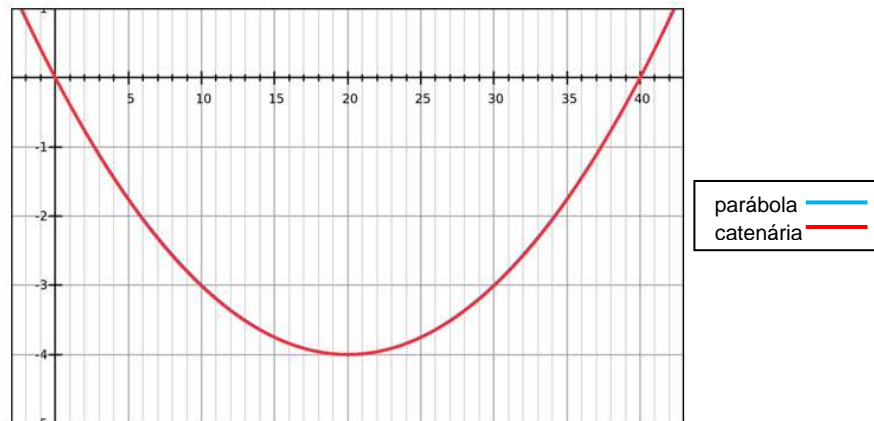


Figura 3.5 Configurações de equilíbrio da cobertura suspensa.

Percebe-se pela figura que, para a curvatura da cobertura inicialmente definida ($f/l = 4/40 = 1/10$), as diferenças entre as duas configurações de equilíbrio são imperceptíveis. Por esta razão, a cobertura suspensa que se dimensionará no capítulo seguinte terá como base a configuração de equilíbrio parabólica, que é bastante mais simples que a configuração de equilíbrio da catenária.

Pode ser interessante verificar se esta similaridade entre as duas configurações de equilíbrio se mantém válida para outros valores de curvatura. Mantendo o vão de 40 m, aplicou-se o mesmo processo de cálculo a coberturas com curvaturas de $1/20$ ($f = 2\text{ m}$), $1/5$ ($f = 8\text{ m}$) e $1/2$ ($f = 20\text{ m}$). Nas Figuras 3.6 a 3.8 comparam-se as configurações parabólica e de catenária para estas curvaturas.

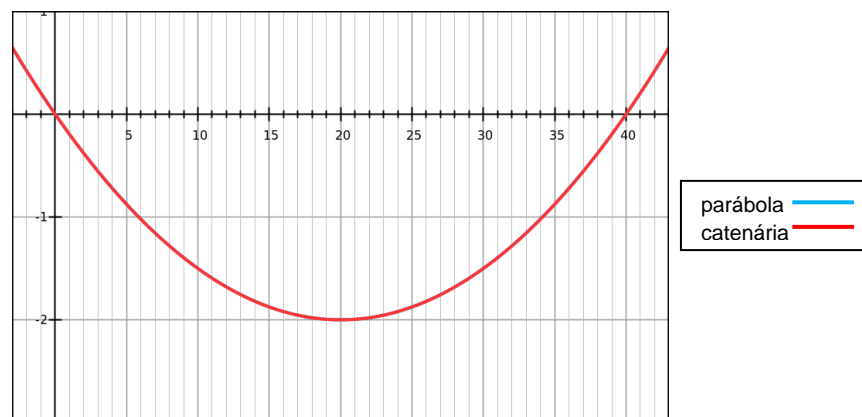


Figura 3.6 Configurações de equilíbrio da cobertura com curvatura 1/20.

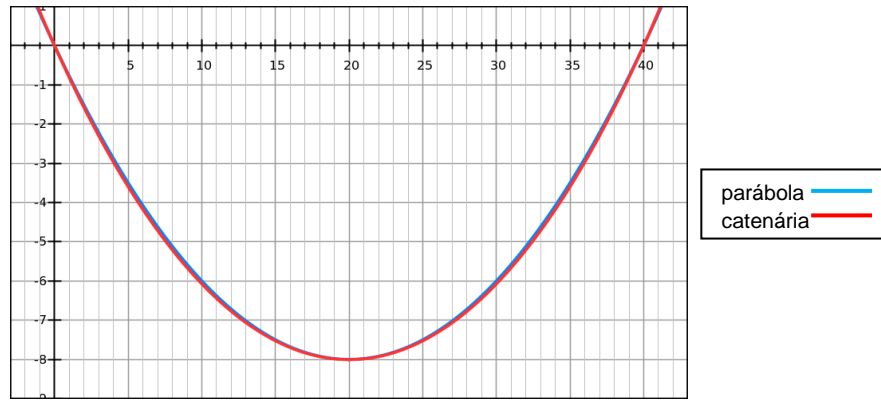


Figura 3.7 Configurações de equilíbrio da cobertura com curvatura 1/5.

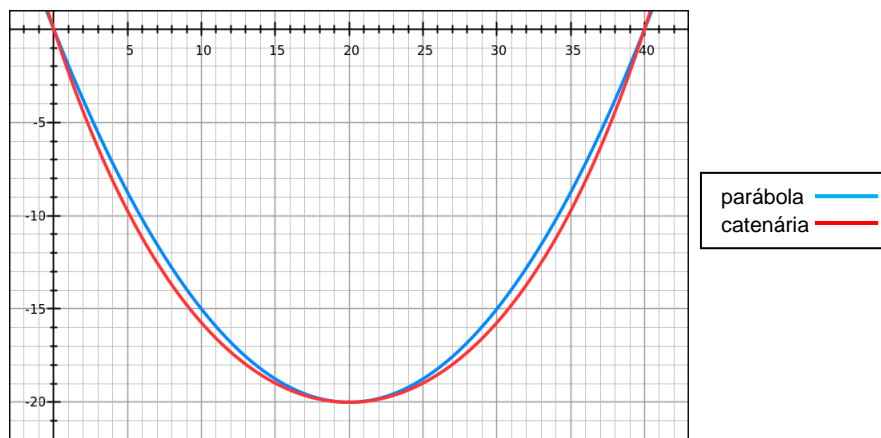


Figura 3.8 Configurações de equilíbrio da cobertura com curvatura 1/2.

Verifica-se que as diferenças entre as configurações de equilíbrio começam a evidenciar-se à medida que a curvatura da cobertura aumenta. Na cobertura com curvatura de 1/5 as diferenças entre as configurações parabólica e de catenária ainda são muito pequenas, considerando-se razoável tomar qualquer uma delas no dimensionamento da cobertura. No caso da cobertura com curvatura de 1/2 (curvatura já elevada), as diferenças entre as configurações tornam-se perceptíveis, exibindo para determinados intervalos de abscissas diferenças na ordem de 1 m de altura, pelo que já não se considera aceitável a simplificação de tomar a configuração parabólica no dimensionamento da cobertura.

4 CASO PRÁTICO: COBERTURA SUSPensa TENSIONADA

4.1 ENQUADRAMENTO DO PROBLEMA

Neste capítulo propõe-se o dimensionamento de uma estrutura de cobertura suspensa tensionada recorrendo, para o efeito, a um edifício existente que apresenta uma geometria e uma funcionalidade que proporciona a execução de um elemento desta natureza. Tratando-se de um caso idealizado apresenta, no entanto, uma possibilidade real de ser implementada a qual poderia ter sido equacionada na altura da concepção e projeto do edifício. Pretende-se dimensionar o elemento de cobertura e a sua estrutura de suporte, deixando fora do âmbito deste trabalho a ligação desta estrutura à estrutura existente, a qual, refira-se, não envolveria dificuldades relevantes dada a robustez desta estrutura.

O objecto de estudo desta cobertura será a praça da Faculdade de Medicina Dentária sobre o Auditório Prof. Simões dos Santos, localizada entre a Rua Prof. António Flores e a Rua Prof. Teresa Ambrósio, na Cidade Universitária em Lisboa.

Trata-se de uma zona ampla, com uma área aproximadamente de $60 \times 50 \text{ m}^2$, que permite o acesso ao auditório e proporciona uma ligação entre as duas ruas mencionadas anteriormente. Portanto, trata-se principalmente de uma zona de circulação de pessoas que poderá também ser utilizada para eventos exteriores. Na Figura 4.1 apresenta-se uma imagem aérea da praça, onde se encontram representadas as direcções X e Y, que permitirão facilitar a discussão de soluções. Sempre que uma área for referida neste documento a primeira dimensão é referente à direcção X e a segunda à direcção Y.

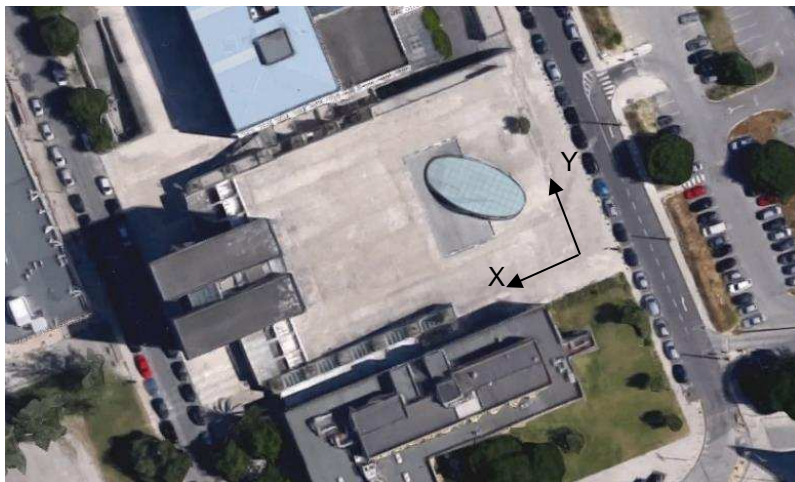


Figura 4.1 Imagem aérea da praça. [15]

Existem algumas condicionantes que poderão afectar o dimensionamento desta estrutura. A cobertura do acesso ao auditório tem uma altura aproximadamente de 6 m, o que condiciona a altura da cobertura a executar, Figura 4.2. A plataforma da praça apresenta uma inclinação segundo a direcção X, correspondendo a um desnível entre os pontos mais alto e mais baixo de 3 m, Figura 4.3. Uma vez que os apoios da cobertura a executar estarão nivelados, a altura dos contrafortes teria de ser variável. Tal facto exigiria um esforço maior de cálculo no dimensionamento destes elementos, uma vez que cada um estaria sujeito a esforços diferentes.

Dado o contexto da presente dissertação em que o objectivo principal é o de conceber e dimensionar uma cobertura tensionada avaliando os vários aspectos/dificuldades que se colocam ao seu projecto e considerando, também, as restrições à dimensão deste documento, decidiu-se realizar o dimensionamento dos contrafortes para a altura média destes elementos.

A consideração de diferentes alturas iria traduzir-se, essencialmente, no dimensionamento do pré-esforço de cada contraforte indicado mais à frente neste documento.



Figura 4.2 Fotografia do espaço da praça.



Figura 4.3 Fotografia do acesso à praça.

4.2 MATERIAIS

O material escolhido para a execução da laje de cobertura foi o betão leve LC30/33 com o objectivo de reduzir o peso deste elemento e, deste modo, adoptarem-se níveis de pré-esforço mais baixos.

Para os contrafortes e para a laje de ancoragem que recebe os cabos da cobertura adoptou-se o betão C35/45. A armadura ordinária será realizada com um aço A500 NR e a armadura de pré-esforço com aço Y 1860.

Apresenta-se na Tabela 4.1 as características mecânicas dos betões e ainda o procedimento seguido para a obtenção das características do betão leve, de acordo com a NP EN 1992-1-1 [16].

Tabela 4.1 Características mecânicas dos betões utilizados.

C35/45	f_{ck} [MPa]	35.0
	f_{cd} [MPa]	23.3
	f_{ctm} [MPa]	3.2
	$E_{c,28}$ [Gpa]	34.0
LC30/33	f_{lck} [MPa]	30.0
	f_{lcd} [MPa]	20.0
	f_{lctm} [MPa]	2.4
	$E_{lc,28}$ [Gpa]	17.5

Para determinar as características do betão leve a utilizar, definiu-se em primeira instância a classe de massa volúmica, Tabela 4.2.

Tabela 4.2 Classes de massa volúmica de betões leves. [16]

Classe de massa volúmica	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0
Massa volúmica (kg/m ³)	801 - 1000	1001 - 1200	1201 - 1400	1401 - 1600	1601 - 1800	1801 - 2000

Tomou-se a classe 1,6 e definiu-se o valor alvo da massa volúmica igual a 1600 kg/m³ a que corresponde peso volúmico em $\gamma_{lc} = 16.0 \text{ kN/m}^3$. Em seguida foi necessário definir a classe de resistência do betão. Tal deverá respeitar os requisitos de durabilidade relativos à classe de exposição do elemento da laje de cobertura, requisitos estes definidos na Especificação LNEC E464 [17] que incorpora o Anexo Nacional à norma NP EN 206-1.

A classe de exposição da laje relativa à corrosão por carbonatação (única relevante) é XC4, isto é, alternadamente húmido e seco. A Tabela 4.3 apresenta, entre outros limites, a classe mínima de resistência de betões para uma estrutura cuja classe estrutural para o período de vida é S4.

Tabela 4.3 Limites da composição e da classe de resistência do betão sob acção da carbonatação, para uma vida útil de 50 anos. [17]

Tipo de cimento	CEM I (Referência); CEM II/A ⁽¹⁾				CEM II/B ⁽¹⁾ ; CEM III/A ⁽²⁾ ; CEM IV ⁽²⁾ ; CEM V/A ⁽²⁾			
	XC1	XC2	XC3	XC4	XC1	XC2	XC3	XC4
Mínimo recobrimento nominal (mm)	25	35	35	40	25	35	35	40
Máxima razão água/cimento	0.65	0.65	0.60	0.60	0.65	0.65	0.55	0.55
Mínima dosagem de cimento, C (kg/m ³)	240	240	280	280	260	260	300	300
Mínima classe de resistência	C25/30 LC25/28	C25/30 LC25/28	C30/37 LC30/33	C30/37 LC30/33	C25/30 LC25/28	C25/30 LC25/28	C30/37 LC30/33	C30/37 LC30/33
(1) Não aplicável aos cimentos II/A-T e II/A-W e aos cimentos II/B-T e II/B-W, respectivamente								
(2) Não aplicável aos cimentos com percentagem inferior a 50% de clínquer portland, em massa								

Definiu-se para a laje da cobertura a classe mínima de resistência LC30/33 para uma classe de exposição XC4. Definidas as classes de massa volúmica e resistência do betão leve foi possível determinar as suas características seguindo o procedimento que se apresenta em seguida.

A resistência à tracção pode ser obtida multiplicando o valor de f_{ctm} do betão normal correspondente (neste caso C30/37) por um coeficiente:

$$\eta_1 = 0.40 + 0.6\rho/2200 \quad (4.1)$$

Em que ρ é o limite superior da massa volúmica para a classe considerada de acordo com a Tabela 4.2. Então o valor médio da tensão de rotura do betão leve à tracção é dado por:

$$f_{ctm} = 2.9 \times \left(0.40 + 0.6 \times \frac{1600}{2200} \right) = 2.4 \text{ MPa}$$

A obtenção do módulo de elasticidade é semelhante, mas neste caso o coeficiente que multiplica o módulo de elasticidade do betão normal correspondente é:

$$\eta_E = (\rho/2200)^2 \quad (4.2)$$

O módulo de elasticidade do betão leve vem então:

$$E_{lc,28} = 33 \times \left(\frac{1600}{2200} \right)^2 = 17.5 \text{ GPa}$$

Relativamente às armaduras, apresenta-se na Tabela 4.4 as características mecânicas dos aços utilizados.

Tabela 4.4 Características mecânicas dos aços utilizados.

A500 NR	f_{yk} [MPa]	500
	f_{yd} [MPa]	435
	E_s [GPa]	200
Y 1860	f_{pk} [MPa]	1860
	$f_{p0,1k}$ [MPa]	1670
	E_p [GPa]	190

4.3 ACÇÕES

4.3.1 ACÇÕES PERMANENTES

4.3.1.1 PESO PRÓPRIO

Os elementos constituídos por betão C35/45 consideram-se ter um peso volúmico de 25 kN/m³. Relativamente à laje, constituída por betão LC30/33, o peso volúmico é 16 kN/m³ tal como já referenciado no subcapítulo dos materiais.

4.3.2 ACÇÕES VARIÁVEIS

Consideraram-se as sobrecargas actuantes na cobertura desprezáveis.

4.3.2.1 VENTO

A acção do vento foi determinada de acordo com o preconizado pela NP EN 1991-1-4 [18]. Uma vez que não é uma acção condicionante como se irá comprovar mais à frente, todos os gráficos e tabelas relevantes ao cálculo da acção do vento são apresentados no Anexo A e são relativos à referência [18].

Em primeiro lugar determinaram-se as pressões verticais causadas pelo escoamento laminar do vento na laje da cobertura.

A estrutura está localizada na Zona A e o terreno é de categoria de rugosidade IV. A pressão vertical do vento foi quantificada através de coeficientes de força, através da seguinte expressão:

$$F_w = c_s c_d c_f q_p(z_e) A_{ref} \quad (4.3)$$

Onde $c_s c_d$ é o coeficiente estrutural, c_f representa o coeficiente de força, $q_p(z_e)$ a pressão dinâmica de pico à altura de referência z_e e A_{ref} a área de referência da superfície. Esta pressão é determinada segundo a seguinte expressão:

$$q_p(z) = c_e(z) q_b \quad (4.4)$$

Na qual $c_e(z)$ traduz o coeficiente de exposição à altura z , e q_b a pressão dinâmica de referência. Por sua vez, a pressão dinâmica de referência é dada por:

$$q_b = \frac{1}{2} \rho v_b^2 \quad (4.5)$$

Nesta expressão a massa volúmica do vento ρ toma o valor de 1.25 kg/m^3 e v_b representa o valor de referência da velocidade do vento. Por fim, esta velocidade obtém-se da expressão:

$$v_b = c_{dir} c_{season} v_{b,0} \quad (4.6)$$

Em que c_{dir} representa o coeficiente de direcção, c_{season} o coeficiente de sazão e $v_{b,0}$ o valor básico da da velocidade de referência do vento. Ambos os coeficientes tomam o valor recomendado de 1.0, e $v_{b,0}$ é igual a 27 m/s na zona A.

$$v_b = 1.0 \times 1.0 \times 27 = 27 \text{ m/s}$$

A pressão dinâmica de referência vem então,

$$q_b = 0.5 \times 1.25 \times 27^2 = 0.456 \text{ kN/m}^2$$

O coeficiente de exposição é determinado a partir da Figura A.1. Para um terreno de categoria de rugosidade IV, o Anexo Nacional impõe uma altura mínima de 15 m . Considerou-se esta altura para efeitos de quantificação da acção do vento.

O coeficiente de exposição assume o valor de 1.44 e a pressão dinâmica de pico vem dada por:

$$q_p(15) = 1.44 \times 0.456 = 0.656 \text{ kN/m}^2$$

Relativamente ao coeficiente estrutural $c_s c_d$, a NP EN 1991-1-4 preconiza que para edifícios de altura inferior a 15 m , o valor de $c_s c_d$ poderá ser considerado igual a 1. Como a cobertura em estudo terá aproximadamente esta altura, toma-se este valor.

A determinação do coeficiente de força c_f foi efectuada de acordo com o subcapítulo 7.3, *Coberturas isoladas*. Logo no início do subcapítulo define-se este tipo de cobertura como sendo a cobertura de uma construção que não tem paredes permanentes. Apesar da cobertura em estudo ter paredes permanentes, estas estão dispostas segundo a direcção dos cabos de pré-esforço (direcção Y), significando que segundo a direcção X o vento pode escoar livremente sob a cobertura, considerou-se por isso adequado determinar o coeficiente de força de acordo com este subcapítulo.

Antes de se poder utilizar os quadros que definem os coeficientes de força, foi necessário caracterizar o grau de obstrução sob a cobertura. A norma define a obstrução φ como sendo o quociente entre a área dos eventuais obstáculos sob a cobertura e a área da secção transversal sob a cobertura, sendo ambas as áreas medidas perpendicularmente à direcção do vento. A Figura A.2 ilustra este conceito.

O facto de haver um edifício junto à cobertura, provoca obstrução ao escoamento do ar segundo a direcção que se está a analisar. Este edifício cobre a altura da cobertura, sendo, no entanto, menos largo que esta. Considerou-se um grau de obstrução de 70%.

Poderiam surgir dúvidas quanto ao número de vertentes da cobertura se se analisasse a acção do vento segundo a direcção dos cabos de pré-esforço, os quais provocam uma curvatura na laje de cobertura. Uma vez que se está a analisar a direcção perpendicular, não há dúvida que a cobertura tem uma vertente e a inclinação é nula.

Da Figura A.3 tira-se que o coeficiente de força varia entre -1.06 e +0.2 para um grau de obstrução de 70%. Em termos de dimensionamento interessa considerar a resultante do vento no sentido descendente, uma vez que a resultante de sentido ascendente aliviaria as cargas do peso próprio. Considera-se então o coeficiente de força máximo +0.2.

É possível agora calcular a pressão vertical provocada pelo escoamento laminar do vento.

$$q_w = 1.0 \times 0.2 \times 0.656 = 0.131 \text{ kN/m}^2$$

Verifica-se que a pressão vertical do vento sobre a laje da cobertura é bastante reduzida.

Dada a superfície considerável da laje da cobertura deve-se verificar a significância das forças de arrasto ou forças de atrito, provocadas pelo escoamento do vento. A expressão que quantifica estas forças é a seguinte:

$$F_{fr} = c_{fr} q_p(z_e) A_{fr} \quad (4.7)$$

Nesta expressão c_{fr} representa o coeficiente de atrito, $q_p(z_e)$ a pressão dinâmica de pico já determinada anteriormente e A_{fr} a área de superfície exterior paralela ao vento. A partir da Tabela A.1 pode-se obter o coeficiente de atrito.

Considerando que a laje tem uma superfície rugosa, tem-se um coeficiente de atrito igual a 0.02. A força de atrito por unidade de área será

$$q_{fr} = 0.02 \times 0.656 = 0.013 \text{ kN/m}^2$$

Multiplicando esta força pela maior dimensão da laje de cobertura obtém-se uma carga distribuída com valor igual a $0.013 \times 46.1 = 0.6 \text{ kN/m}$. Verifica-se que é uma carga desprezável, mesmo considerando a elevada área de superfície da laje de cobertura.

Finalmente, deve-se verificar a relevância da acção do vento sobre os elementos estruturais verticais, ou seja, as paredes que suportam a cobertura. O impacto desta acção é diferente dependendo da direcção que se considerar.

Na direcção X, apenas a parede exterior está directamente sujeita às pressões do escoamento do vento, enquanto que as outras se encontram parcialmente obstruídas pelas paredes anteriores. No entanto, considerou-se a favor da segurança, que todas as paredes estão directamente sujeitas às pressões de escoamento do vento.

Segundo a direcção Y, a face das paredes perpendicular à direcção do vento tem uma espessura de 0.45 m, dimensão reduzida que pode tornar a acção do vento sobre as paredes desprezável nesta direcção face à acção dos cabos, apesar das paredes apresentarem alturas que chegam aos 17 m.

A acção do vento sobre as paredes é calculada de forma semelhante à laje da cobertura, utilizando coeficientes de força. O coeficiente estrutural $c_s c_d$ é de novo igual a 1.0 e a pressão dinâmica de pico q_p tem de ser calculada para a altura da parede.

Utilizando de novo a Figura A.1 considerando agora uma altura de 17 m, tira-se que o coeficiente de exposição é 1.52. A pressão dinâmica de pico é dada por:

$$q_p(17) = 1.52 \times 0.456 = 0.693 \text{ kN/m}^2$$

Os coeficientes de força são determinados de acordo com o subcapítulo 7.6 da NP EN1991-1-4, *Elementos estruturais de secção rectangular*, e são dados pela expressão:

$$c_f = c_{f,0} \psi_r \psi_\lambda \quad (4.8)$$

Na qual $c_{f,0}$ é o coeficiente de força para elementos de secção rectangular com arestas vivas e sem livre escoamento em torno das extremidades, ψ_r é o coeficiente de redução para secções quadradas com cantos arredondados e ψ_λ é o coeficiente de efeitos de extremidade para elementos cujas extremidades sejam livremente contornadas pelo vento.

Os coeficientes ψ_r e ψ_λ são iguais a 1.0, e o coeficiente de força $c_{f,0}$ obtém-se da Figura A.4.

As paredes apresentam uma secção transversal com 4.0 m segundo a direcção Y e 0.45 m segundo a direcção X e têm 17 m de altura.

Analise-se primeiro a direcção Y. Nesta direcção todas as paredes estão sujeitas igualmente à acção do vento e o seu coeficiente de força é:

$$\frac{d}{b} = 8.89 \rightarrow c_{f,0} = 0.922 \rightarrow c_f = 0.922$$

A força horizontal do vento por unidade de comprimento é:

$$F_{w,y} = 1.0 \times 0.922 \times 0.693 \times 0.45 = 0.288 \text{ kN/m}$$

Considera-se de forma conservadora uma força constante em altura. Para uma altura de 17 m esta força representa um total de 5 kN.

Na direcção X, o coeficiente de força é:

$$\frac{d}{b} = 0.113 \rightarrow c_{f,0} = 2.00 \rightarrow c_f = 2.00$$

A força horizontal do vento por unidade de comprimento é:

$$F_{w,x} = 1.0 \times 2.00 \times 0.693 \times 4.0 = 5.54 \text{ kN/m}$$

Considerando de novo uma força constante em altura, obtém-se um total de 94 kN em cada parede.

4.3.2.2 SISMO

A acção sísmica foi considerada de acordo com a NP EN 1998-1: 2010 [19] e respectivo Anexo Nacional. A estrutura localiza-se em Lisboa sendo, por conseguinte, consideradas nas zonas sísmicas 1.3 e 2.3 definidas no Anexo Nacional.

A acção considerada refere-se à verificação do requisito de não colapso (verificação relativa ao estado limite último) e corresponde a um sismo com uma probabilidade de ocorrência de 10% em 50 anos ou com um período de retorno de 475 anos.

A acção sísmica, definida com base no valor de cálculo da aceleração à superfície $a_g = \gamma_I \times a_{gR}$, foi representada através de espectros de resposta de aceleração à superfície do terreno, Figura 4.4.

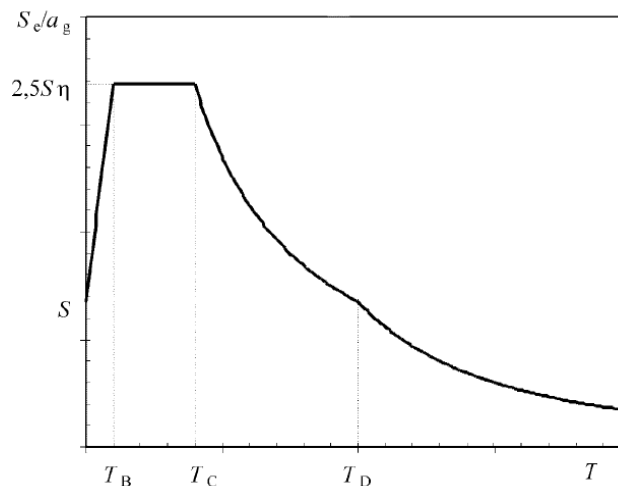


Figura 4.4 Forma do espectro de resposta elástico horizontal. [19]

Os espectros de resposta elásticos são definidos pelos parâmetros indicados nas Tabelas 4.5 a 4.7.

Tabela 4.5 Aceleração máxima de referência a_{gR} . [19]

Acção sísmica Tipo 1		Acção sísmica Tipo 2	
Zona Sísmica	a_{gR} [m/s ²]	Zona Sísmica	a_{gR} [m/s ²]
1.1	2.50	2.1	2.50
1.2	2.00	2.2	2.00
1.3	1.50	2.3	1.70
1.4	1.00	2.4	1.10
1.5	0.60	2.5	0.80
1.6	0.35	-	-

 - Zonas abrangidas pelo presente projecto.

Os solos relevantes para a obra em causa são argilas muito rijas, podendo ser classificados como terreno do tipo B, de acordo com a EN 1998-1.

Tabela 4.6 Valores de parâmetros na Zona Sísmica 1.3. [19]

Tipo de Solo	S_{max}	T_B (S)	T_C (S)	T_D (S)
A	1.00	0.10	0.60	2.00
B	1.30	0.10	0.60	2.00
C	1.60	0.10	0.60	2.00
D	2.00	0.10	0.80	2.00
E	1.80	0.10	0.60	2.00

Tabela 4.7 Valores de parâmetros na Zona Sísmica 2.3. [19]

Tipo de Solo	S_{max}	T_B (S)	T_C (S)	T_D (S)
A	1.00	0.10	0.25	2.00
B	1.35	0.10	0.25	2.00
C	1.60	0.10	0.25	2.00
D	2.00	0.10	0.30	2.00
E	1.80	0.10	0.25	2.00

Considera-se que a obra pertence à classe de importância II pelo que a acção sísmica deverá ser afectada do coeficiente de importância $\gamma_I = 1.0$.

Considerando que a massa da estrutura é pequena levando a que os efeitos da acção sísmica sejam moderados, realiza-se o dimensionamento da estrutura explorando a sobrerresistência dos materiais (diferença entre as propriedades de cálculo e as propriedades reais). Isto é, considerou-se um coeficiente de comportamento com valor igual a 1.5. Deste modo, os danos na estrutura sob a acção de um sismo de elevada intensidade serão reduzidos dado não se admitir a plastificação dos elementos estruturais.

Importa, também, referir que o comportamento deste tipo de estrutura admitindo a formação de rótulas plásticas nos elementos de suporte da cobertura seria de difícil avaliação.

Os espectros de resposta de projecto considerados são os apresentados nas Figuras 4.5 e 4.6.

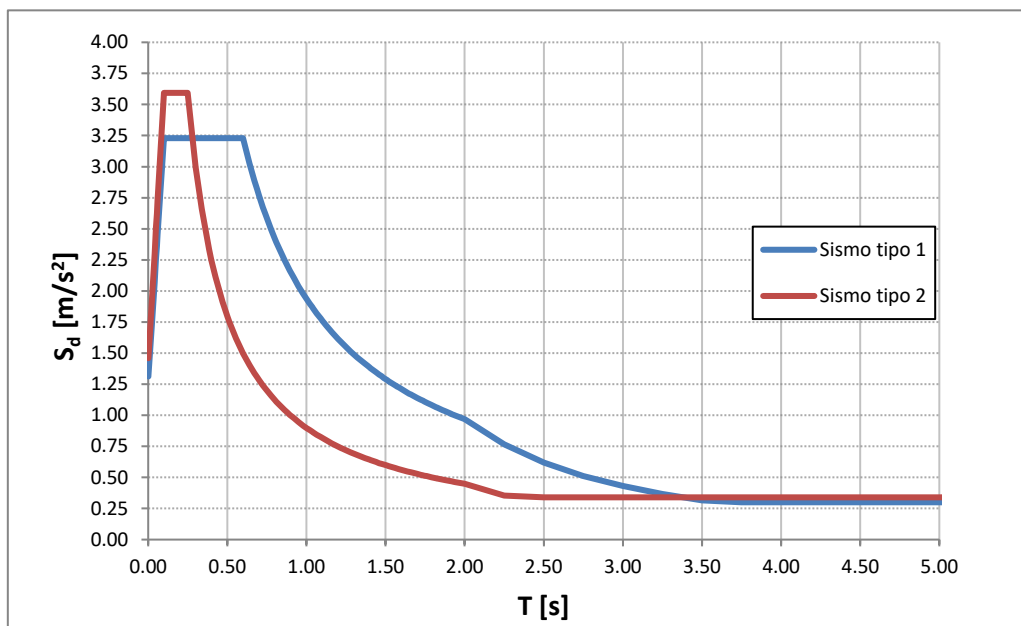


Figura 4.5 Espectro de projecto para as componentes horizontais da acção sísmica.

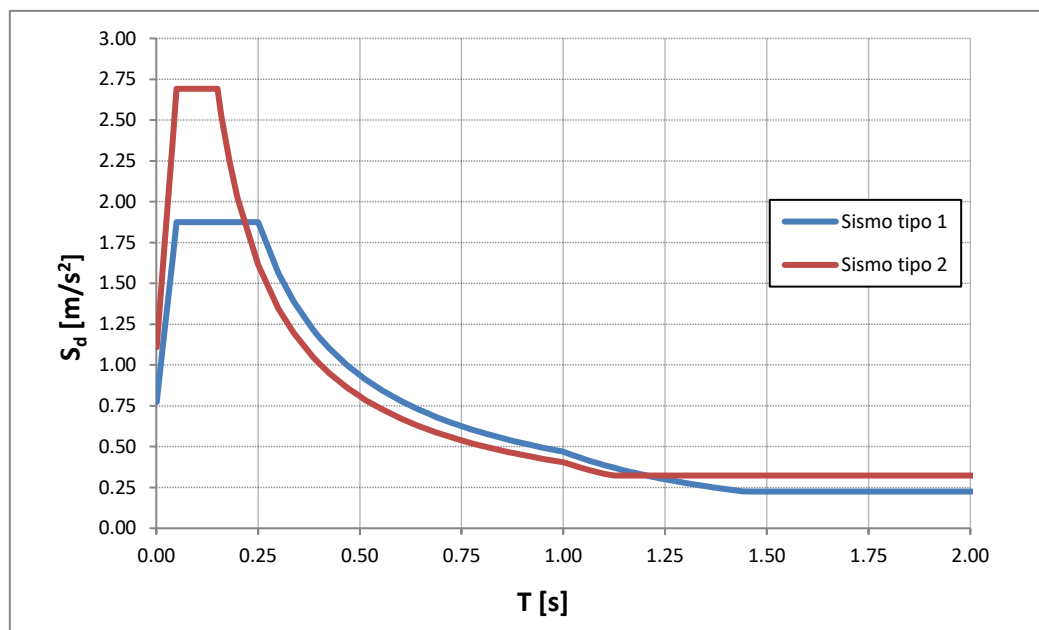


Figura 4.6 Espectro de projecto para a componente vertical da acção sísmica.

Os efeitos das deformações impostas associadas a variações de temperatura e à retração do betão tem um efeito desprezável no comportamento da cobertura.

4.3.3 COMBINAÇÃO DE ACÇÕES

Os critérios utilizados na definição das combinações de acções foram baseados nas normas: NP EN 1990: 2009 [20]; NP EN 1992-1: 2010 e NP EN 1998-1: 2010.

4.3.3.1 ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO

Utiliza-se a combinação quase-permanente para efeitos de verificação da deformação da estrutura, a qual é dada pela seguinte expressão:

$$S_{cqp} = G_k + P + \psi_2 Q_k$$

Nesta expressão G_k representa o efeito das acções permanentes, neste caso apenas o peso próprio da estrutura é relevante, P representa o efeito da acção do pré-esforço e Q_k o efeito das acções variáveis, ou seja, o efeito da acção do vento. Na NP EN 1990: 2009 refere-se que para a acção do vento $\psi_2 = 0$, pelo que o seu efeito nesta combinação de acções é nulo.

4.3.3.2 ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS

As combinações de acções consideradas para a verificação da segurança em relação aos estados limites últimos são as seguintes:

- Combinação de acções para situações de projecto persistentes ou transitórias:

$$S_d = \gamma_G G_k + \gamma_P P + \gamma_Q Q_k$$

De acordo com o Anexo Nacional da NP EN 1990: 2009, adoptam-se os seguintes coeficientes parciais de segurança: $\gamma_G = 1.35$ ou 1.0 consoante o efeito da acção permanente é desfavorável ou favorável, $\gamma_P = 1.0$ e $\gamma_Q = 1.5$ ou 0 consoante o efeito da acção variável é desfavorável ou favorável.

- Combinação de acções para situações de projecto sísmicas:

$$S_d = G_k + P + E_d + \psi_2 Q_k$$

Na qual E_d representa o efeito da acção sísmica de projecto quantificada de acordo com o definido na NP EN 1998-1: 2010.

A análise da estrutura para efeitos de avaliação do seu comportamento em serviço e verificação da segurança aos estados limites últimos foi feita com base em modelos elásticos lineares.

A verificação da segurança relativamente aos estados limites últimos de resistência e estados limites de utilização foi efectuada tendo em consideração o estipulado na NP EN 1992-1: 2010 e NP EN 1998-1: 2010 para elementos de betão armado e betão armado pré-esforçado.

4.4 ESTUDO DE SOLUÇÕES

Previamente ao desenvolvimento da solução a implementar para a cobertura interessa ter a percepção da influência que os diversos parâmetros que definem este tipo de estrutura têm no seu comportamento estrutural e no dimensionamento dos seus elementos. Com esta informação é possível partir de forma fundamentada para a concepção e projecto de uma solução que se mostre adequada.

4.4.1 TIPO DE SOLUÇÃO

Antes de iniciar o estudo de soluções definiu-se o tipo de cobertura que se iria dimensionar. Trata-se de uma cobertura suspensa por cabos pré-esforçados, a qual assume uma forma parabólica de curvatura positiva, composta por uma laje de betão que envolve o conjunto de cabos. A membrana está apoiada em contrafortes prismáticos de betão armado que resistem aos impulsos provenientes dos cabos. Estes contrafortes estão dispostos de forma a que a sua direcção de maior inércia seja perpendicular à direcção dos cabos.

Note-se que os termos membrana e laje de cobertura, usados várias vezes ao longo do trabalho, referem-se a elementos distintos. O termo membrana refere-se ao elemento de cobertura, composto pela laje de cobertura mais os cabos de pré-esforço nela inseridos, enquanto que a laje de cobertura faz referência apenas à laje de betão.

O sistema estrutural da cobertura consiste em primeira instância nos cabos pré-esforçados que suportam as cargas provenientes da laje de cobertura, das quais o peso próprio assume a parcela mais significativa. Estes cabos estão amarrados a lajes de ancoragem em betão armado, de ligeira inclinação transversal dispostas junto aos contrafortes, que por serem suficientemente rígidas no seu plano transmitem de forma aproximadamente uniforme os impulsos dos cabos aos contrafortes. Os contrafortes por sua vez transmitem as cargas à estrutura inferior e à sua fundação.

A laje da cobertura não está ligada aos contrafortes de forma a garantir um bom comportamento relativamente à acção sísmica. A ligação entre estes dois elementos dá-se por uma trajectória aérea dos cabos pré-esforçados.

A resposta estrutural da cobertura depende do nível de pré-esforço introduzido em cada cabo, e da sua consequente curvatura. Este é um factor que tem de ser definido rigorosamente de forma a que o sistema estrutural tenha capacidade suficiente para suportar as acções que actuam sobre a cobertura, garantindo por outro lado, que os impulsos transmitidos aos contrafortes conduzam a esforços adequados face à dimensão destes elementos estruturais.

Com o estudo de soluções que se segue, pretende-se fazer uma primeira análise à densidade de pré-esforço na membrana e ao nível de esforços nos contrafortes, para um leque de diferentes flechas (ou curvaturas) da cobertura. Esta primeira abordagem é aproximada com cálculos simples, com o propósito de obter uma ideia das necessidades estruturais da cobertura que se irá dimensionar.

4.4.2 PREMISSAS DO PRÉ-DIMENSIONAMENTO DE SOLUÇÕES

Primeiramente foi necessário definir os vãos da membrana, para que se pudesse dar início ao pré-dimensionamento. O comprimento dos vãos está dependente da localização dos seus apoios, isto é, os contrafortes. Como primeira aproximação, posicionaram-se os contrafortes nos alinhamentos das paredes que se podem observar à superfície da praça, as quais constituem um limite da sua área, Figura 4.7.

Estas paredes apresentam uma largura de 3.0 m, valor que se considera ser um bom ponto de partida para a largura dos contrafortes.



Figura 4.7 Paredes existentes na superfície da praça.

Na direcção perpendicular a membrana da cobertura estende-se desde o início da escadaria até ao edifício adjacente à praça. Assim obtém-se uma área de implantação da membrana (incluindo os troços livres dos cabos de pré-esforço) de $50.0 \times 39.3 \text{ m}^2$, tal como representado na Figura 4.8.

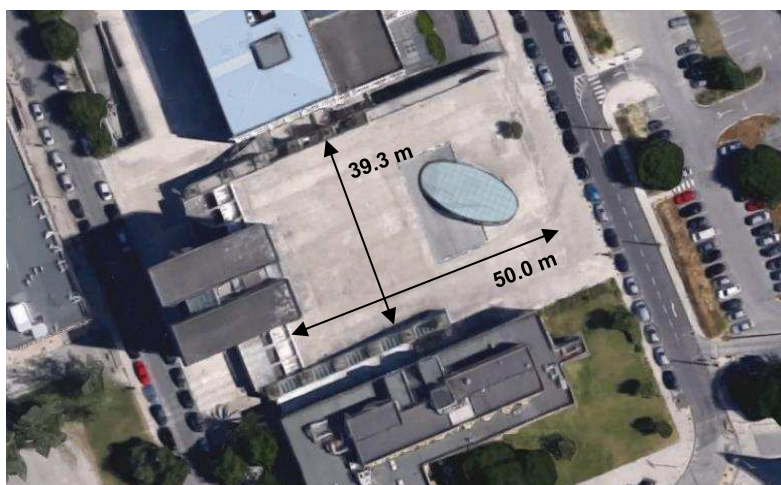


Figura 4.8 Definição dos vãos da cobertura. [15]

Após os vãos da cobertura estarem definidos, analisou-se se havia necessidade de pré-esforçar a cobertura em duas direcções, questão que está condicionada pelas cargas actuantes na membrana que se traduzem no nível de pré-esforço a introduzir nos cabos.

Não é desejável obter uma densidade de pré-esforço muito elevada de modo a evitar impulsos demasiado elevados nos contrafortes que se reflectiriam num dimensionamento mais gravoso dos mesmos. Estes contrafortes têm a maior dimensão da secção limitada pelos condicionamentos de arquitectura do edifício.

Deve-se ter ainda em atenção o troço de cabos que não está envolvido por betão, na descontinuidade entre a laje de cobertura e a estrutura de suporte. Ao estar mais desprotegido é recomendado que estes trabalhem a um nível de tensão moderado, de forma a garantir uma segurança adicional.

Contudo, dadas as condicionantes do edifício em causa, pré-esforçar nas duas direcções está longe de ser ideal. O facto de ser necessário mais um conjunto de contrafortes, significaria que todo o contorno da praça estaria sujeito à presença destes elementos estruturais de grande dimensão, o que prejudicaria o fluxo de circulação de pessoas proveniente da escadaria de acesso à praça, seria também prejudicial ao aspecto estético da estrutura uma vez que se pretende que seja um espaço aberto e amplo, e causaria uma interferência adicional nos pisos subjacentes.

Testando uma variedade de soluções com pré-esforço aplicado numa só direcção, verificou-se que as densidades de pré-esforço obtidas eram bastante baixas, possibilitado pela reduzida espessura da laje e do betão leve que a constitui, o que permitiu descartar a hipótese de pré-esforçar nas duas direcções. Decidiu-se então pré-esforçar a cobertura na direcção de menor vão, para a qual se tem $l = 39.3 \text{ m}$.

A definição das possíveis soluções teve de respeitar duas condições que se definiram como base. A primeira relativa à flecha da cobertura, estabeleceu-se um limite inferior de 1 m para evitar valores de pré-esforço muito elevados, que seriam necessários para equilibrar as cargas verticais. Definiu-se também um limite superior de forma a assegurar um nível estético adequado e o aspecto de fluidez sob a cobertura. Limitou-se por isso a curvatura a $f/l \leq 1/10$, tendo o vão dos cabos 39.3 m impôs-se que a flecha seria no máximo 3.9 m.

A segunda condição base foi assegurar que a altura livre sob a cobertura seria no mínimo 10 m, garantindo assim um espaço amplo convidativo à circulação de pessoas. Esta condição tem impacto na escolha da flecha e principalmente na altura dos contrafortes.

Tomou-se também a decisão de fixar a espessura da laje de cobertura e a secção dos contrafortes de forma a reduzir o vasto leque de soluções possíveis. Adoptou-se para a laje de cobertura uma espessura de 20 cm, com o objectivo de apresentar um aspecto ligeiro e reduzir a carga gravítica da cobertura. Relativamente aos contrafortes definiu-se uma secção de 0.8 x 3.0 m². Considerou-se que esta secção já seria razoável para resistir aos momentos na sua base, ao mesmo tempo que se reduz o seu impacto tanto visual como estrutural e arquitectónico nos pisos inferiores.

Contudo, caso a fixação destes parâmetros dificultasse em demasia a obtenção de soluções aceitáveis, estariam sujeitos a serem alterados, sendo apenas considerados um bom ponto de partida.

Estabelecidas as premissas do pré-dimensionamento foi então possível prosseguir para o estudo de soluções. Testaram-se várias soluções com flechas entre 1.0 e 3.9 m e número de contrafortes a variar entre 4 e 9 (de cada lado da membrana), ajustando sempre que necessário a altura dos contrafortes de forma a garantir os 10 m de altura livre.

De modo a filtrar as centenas de soluções provenientes da variação dos parâmetros anteriormente referidos, e discutir apenas entre as que se consideram aceitáveis definiram-se os seguintes critérios de avaliação:

- Em termos do nível de pré-esforço, a solução deve necessitar no máximo de cabos de 4 cordões com um espaçamento de 0.50 m, perfazendo um total de 8 cordões por metro. Este critério tem um carácter indicativo, apenas para evitar elevadas densidades de pré-esforço. Ver-se-á mais à frente que tem pouca relevância, uma vez que a grande maioria de soluções apresenta densidades de pré-esforço baixas como já referido.
- As compressões no betão da alma dos contrafortes estão limitadas a 50% da compressão máxima, limitando assim compressões excessivas devidas ao esforço transversal provocado pela componente horizontal dos impulsos dos cabos.
- O momento flector reduzido na base dos contrafortes (secção de maior momento) está limitado a 0.25, de forma a garantir uma ductilidade adequada destes elementos.

Relativamente ao esforço normal dos contrafortes, não foi necessário estabelecer nenhum critério, porque já se esperava ser pouco relevante.

4.4.3 PRÉ-DIMENSIONAMENTO DE SOLUÇÕES

Explica-se agora como foi efectuado o pré-dimensionamento e os cálculos dos parâmetros de cada solução. Nesta fase de estudo pretende-se efectuar cálculos simples para estudar a razoabilidade das diversas soluções, adoptando algumas aproximações para que tal seja possível.

Como já discutido previamente, se aplicarmos a equação (3.3), que descreve o andamento do cabo, à coordenada $x = l/2$, é possível relacionar a flecha dos cabos com a componente horizontal do seu pré-esforço, que está traduzido na equação (3.4). Relembre-se essa equação,

$$H = \frac{pl^2}{8f}$$

No cálculo do valor da força actuante por metro linear, p , considerou-se a simplificação da laje de cobertura ser plana, pelo que ao desconsiderar a sua curvatura esta força por metro linear corresponde também à força por metro de laje.

Considerou-se também nesta fase, que só a carga permanente da laje contribuiria para esta força, desprezando assim a contribuição da acção do vento para o seu agravamento. Vem então dada por:

$$p = 16 \times 0.2 = 3.20 \text{ kN/m/m}$$

Com l e p definidos, foi possível obter a componente horizontal de pré-esforço H [kN/m], para as várias flechas das diferentes soluções. De forma a obter o valor do pré-esforço útil P_∞ [kN/m] calculou-se o ângulo inicial α dos cabos de acordo com a Figura 4.9.

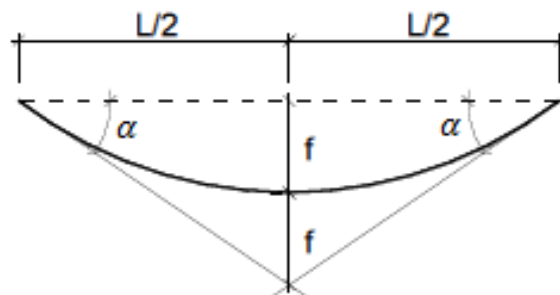


Figura 4.9 Inclinação inicial de uma curva parabólica.

De onde vem que

$$\alpha = \tan^{-1} \frac{4f}{l} \quad (4.9)$$

E conseqüentemente

$$P_\infty = \frac{H}{\cos \alpha} \quad (4.10)$$

Tendo em conta que existirão perdas de pré-esforço devido à reentrada de cunhas, ao atrito, à relaxação do aço e à deformação dos contrafortes, decidiu-se considerar as perdas totais de pré-esforço na ordem dos 20%, pelo que o valor da força de tensionamento dos cabos P'_0 [kN/m] vem dada por

$$P'_0 = \frac{P_\infty}{0.8} \quad (4.11)$$

Esta já é uma medida que permite avaliar o nível de pré-esforço necessário associado a cada solução. No entanto, para uma melhor comparação com o critério indicativo do nível de pré-esforço, calcularam-se também a área de pré-esforço por metro, A_p [cm²/m], e o número de cordões por metro, $n_{cordões}$ [cordões/m].

Considerou-se que os cordões seriam tensionados a 50% da sua tensão última, $f_{pk} = 1860 \text{ MPa}$. Assumiu-se para cada cordão uma área de 1.4 cm², respectiva a cordões 0.6"N.

$$A_p = \frac{P'_0}{0.5 \times 1860 \times 10^3} \times 10^4 \quad (4.12)$$

$$n_{cordões} = \frac{A_p}{1.4} \quad (4.13)$$

Relativamente à análise dos esforços nos contrafortes, começou-se por calcular o esforço transversal provocado pela componente horizontal dos impulsos dos cabos. Como estes impulsos são distribuídos uniformemente por estas estruturas de suporte, o número de contrafortes vai influenciar a intensidade dos esforços provocados pelos cabos, sendo que quantos mais contrafortes existirem menos solicitados estarão. Lembra-se que se tem estado a trabalhar com intensidades de forças e que na direcção transversal ao tensionamento dos cabos a cobertura tem 50.0 m. Sendo esta uma análise de Estado Limite Último, já é necessário majorar as cargas permanentes. Assim,

$$V_{sd} = \frac{1.35 \times H \times 50.0}{n_{contrafortes}} \quad (4.14)$$

Foi então possível calcular as tensões de compressão no betão e comparar com as máximas permitidas, de acordo com o segundo critério de avaliação estabelecido. Sendo o betão dos contrafortes da classe C35/45, a máxima tensão de compressão no betão da alma dos contrafortes segundo a NP EN 1992-1, é

$$\sigma_c \leq 0.6 \times \left[1 - \frac{35}{250} \right] \times 23.3 = 12.0 \text{ MPa}$$

Portanto o segundo critério relativo às compressões no betão impõe que,

$$\sigma_{c,max} = 0.5 \times 12.0 = 6.0 \text{ MPa}$$

No cálculo das tensões de compressão considerou-se uma inclinação das bielas comprimidas de $\theta = 30^\circ$ e uma altura útil do contraforte $d = 2.8 \text{ m}$.

$$\sigma_c = \frac{V_{sd}}{0.9 \times 2.8 \times 0.8 \times \cos 30 \times \sin 30} \quad (4.15)$$

No que diz respeito ao momento flector M_{sd} , analisou-se a secção da base do contraforte por ser a mais solicitada.

$$M_{sd} = V_{sd} \times h_{\text{contraforte}} \quad (4.16)$$

O momento flector reduzido é dado por

$$\mu = \frac{M_{sd}}{0.8 \times 2.8^2 \times 23.3 \times 10^3} \quad (4.17)$$

Finalmente, para ter uma percepção do nível de esforço axial, calculou-se o esforço normal N_{sd} proveniente do peso gravítico da laje de cobertura e do contraforte, e o esforço normal reduzido v .

$$N_{sd} = 1.35 \times \left(\frac{39.3 \times 50.0 \times 3.2}{2 \times n_{\text{contrafortes}}} + h_{\text{contraforte}} \times 0.8 \times 3.0 \times 25.0 \right) \quad (4.18)$$

$$v = \frac{N_{sd}}{b_{\text{contraforte}} \times 3.0 \times 23.3 \times 10^3} \quad (4.19)$$

4.4.4 ANÁLISE DE SOLUÇÕES

Apresentam-se agora os resultados deste estudo de soluções. Em primeiro lugar a Tabela 4.8 que relaciona as várias flechas com as quantidades de pré-esforço.

Tabela 4.8 Nível de pré-esforço necessário aplicar para a obtenção de cada flecha.

Flecha [m]	H [kN/m]	α [°]	P_{∞} [kN/m]	P'_0 [kN/m]	A_p [cm ² /m]	n ^o cordões [/m]
1.0	617.8	5.8	621.0	776.2	8.3	6
1.1	561.6	6.4	565.1	706.4	7.6	5
1.2	514.8	7.0	518.7	648.3	7.0	5
1.3	475.2	7.5	479.4	599.2	6.4	5
1.4	441.3	8.1	445.7	557.2	6.0	4
1.5	411.9	8.7	416.6	520.8	5.6	4
1.6	386.1	9.2	391.2	489.0	5.3	4
1.7	363.4	9.8	368.8	461.0	5.0	4
1.8	343.2	10.4	348.9	436.2	4.7	3
1.9	325.2	10.9	331.2	414.0	4.5	3
2.0	308.9	11.5	315.2	394.0	4.2	3
2.1	294.2	12.1	300.8	376.0	4.0	3
2.2	280.8	12.6	287.8	359.7	3.9	3
2.3	268.6	13.2	275.9	344.8	3.7	3
2.4	257.4	13.7	265.0	331.2	3.6	3
2.5	247.1	14.3	255.0	318.7	3.4	2
2.6	237.6	14.8	245.8	307.2	3.3	2
2.7	228.8	15.4	237.3	296.6	3.2	2
2.8	220.6	15.9	229.4	286.8	3.1	2
2.9	213.0	16.4	222.1	277.6	3.0	2
3.0	205.9	17.0	215.3	269.1	2.9	2
3.1	199.3	17.5	209.0	261.2	2.8	2
3.2	193.1	18.0	203.0	253.8	2.7	2
3.3	187.2	18.6	197.5	246.9	2.7	2
3.4	181.7	19.1	192.3	240.3	2.6	2
3.5	176.5	19.6	187.4	234.2	2.5	2
3.6	171.6	20.1	182.8	228.5	2.5	2
3.7	167.0	20.6	178.4	223.0	2.4	2
3.8	162.6	21.1	174.3	217.9	2.3	2
3.9	158.4	21.7	170.4	213.0	2.3	2

Comprova-se o que já se tinha mencionado, os níveis de pré-esforço necessários para fazer face às cargas actuantes são bastante baixos. O critério de avaliação relativo ao pré-esforço, lembre-se apenas de carácter indicativo, não está próximo de ser condicionante.

Espera-se que os critérios de avaliação relativos aos contrafortes sejam mais condicionantes, já que em nada limitou o intervalo de soluções aceitáveis.

Analisaram-se soluções que variavam de 4 a 9 contrafortes de cada lado da cobertura, no entanto para este intervalo de flechas só a partir de 6 contrafortes se obtiveram soluções que cumprissem os critérios de avaliação estabelecidos. Apresenta-se nas Tabelas 4.9 e 4.10 o conjunto de soluções obtidas considerando a existência de 6 a 9 contrafortes de cada lado.

Tabela 4.9 Conjunto de soluções analisadas com 6 e 7 contrafortes de cada lado da cobertura.

6 contrafortes					7 contrafortes				
Flecha [m]	V _{sd} [kN]	σ _c [MPa]	M _{sd} [kNm]	μ	Flecha [m]	V _{sd} [kN]	σ _c [MPa]	M _{sd} [kNm]	μ
1.0	6950	8.0	118153	0.81	1.0	5957	6.8	101274	0.69
1.1	6318	7.2	107412	0.74	1.1	5416	6.2	92068	0.63
1.2	5792	6.6	98461	0.67	1.2	4964	5.7	84395	0.58
1.3	5346	6.1	90887	0.62	1.3	4583	5.2	77903	0.53
1.4	4964	5.7	84395	0.58	1.4	4255	4.9	72339	0.50
1.5	4633	5.3	78769	0.54	1.5	3972	4.5	67516	0.46
1.6	4344	5.0	73846	0.51	1.6	3723	4.3	63297	0.43
1.7	4088	4.7	69502	0.48	1.7	3504	4.0	59573	0.41
1.8	3861	4.4	65641	0.45	1.8	3310	3.8	56264	0.39
1.9	3658	4.2	62186	0.43	1.9	3135	3.6	53302	0.36
2.0	3475	4.0	59077	0.40	2.0	2979	3.4	50637	0.35
2.1	3310	3.8	56264	0.39	2.1	2837	3.2	48226	0.33
2.2	3159	3.6	53706	0.37	2.2	2708	3.1	46034	0.32
2.3	3022	3.5	51371	0.35	2.3	2590	3.0	44032	0.30
2.4	2896	3.3	49231	0.34	2.4	2482	2.8	42198	0.29
2.5	2780	3.2	47261	0.32	2.5	2383	2.7	40510	0.28
2.6	2673	3.1	45444	0.31	2.6	2291	2.6	38952	0.27
2.7	2574	2.9	43761	0.30	2.7	2206	2.5	37509	0.26
2.8	2482	2.8	42198	0.29	2.8	2128	2.4	36169	0.25
2.9	2397	2.7	40743	0.28	2.9	2054	2.4	34922	0.24
3.0	2317	2.7	39384	0.27	3.0	1986	2.3	33758	0.23
3.1	2242	2.6	38114	0.26	3.1	1922	2.2	32669	0.22
3.2	2172	2.5	36923	0.25	3.2	1862	2.1	31648	0.22
3.3	2106	2.4	35804	0.25	3.3	1805	2.1	30689	0.21
3.4	2044	2.3	34751	0.24	3.4	1752	2.0	29787	0.20
3.5	1986	2.3	33758	0.23	3.5	1702	1.9	28936	0.20
3.6	1931	2.2	32820	0.22	3.6	1655	1.9	28132	0.19
3.7	1878	2.2	31933	0.22	3.7	1610	1.8	27371	0.19
3.8	1829	2.1	31093	0.21	3.8	1568	1.8	26651	0.18
3.9	1782	2.0	30296	0.21	3.9	1528	1.7	25968	0.18
N_{sd} [kN]		2084	v	0.04	N_{sd} [kN]		1983	v	0.038

Tabela 4.10 Conjunto de soluções analisadas com 8 e 9 contrafortes de cada lado da cobertura.

8 contrafortes					9 contrafortes				
Flecha [m]	V _{sd} [kN]	σ _c [MPa]	M _{sd} [kNm]	μ	Flecha [m]	V _{sd} [kN]	σ _c [MPa]	M _{sd} [kNm]	μ
1.0	5213	6.0	88615	0.61	1.0	4633	5.3	78769	0.54
1.1	4739	5.4	80559	0.55	1.1	4212	4.8	71608	0.49
1.2	4344	5.0	73846	0.51	1.2	3861	4.4	65641	0.45
1.3	4010	4.6	68165	0.47	1.3	3564	4.1	60592	0.41
1.4	3723	4.3	63297	0.43	1.4	3310	3.8	56264	0.39
1.5	3475	4.0	59077	0.40	1.5	3089	3.5	52513	0.36
1.6	3258	3.7	55384	0.38	1.6	2896	3.3	49231	0.34
1.7	3066	3.5	52127	0.36	1.7	2726	3.1	46335	0.32
1.8	2896	3.3	49231	0.34	1.8	2574	2.9	43761	0.30
1.9	2744	3.1	46640	0.32	1.9	2439	2.8	41457	0.28
2.0	2606	3.0	44308	0.30	2.0	2317	2.7	39384	0.27
2.1	2482	2.8	42198	0.29	2.1	2206	2.5	37509	0.26
2.2	2369	2.7	40280	0.28	2.2	2106	2.4	35804	0.25
2.3	2266	2.6	38528	0.26	2.3	2015	2.3	34247	0.23
2.4	2172	2.5	36923	0.25	2.4	1931	2.2	32820	0.22
2.5	2085	2.4	35446	0.24	2.5	1853	2.1	31508	0.22
2.6	2005	2.3	34083	0.23	2.6	1782	2.0	30296	0.21
2.7	1931	2.2	32820	0.22	2.7	1716	2.0	29174	0.20
2.8	1862	2.1	31648	0.22	2.8	1655	1.9	28132	0.19
2.9	1797	2.1	30557	0.21	2.9	1598	1.8	27162	0.19
3.0	1738	2.0	29538	0.20	3.0	1544	1.8	26256	0.18
3.1	1682	1.9	28586	0.20	3.1	1495	1.7	25409	0.17
3.2	1629	1.9	27692	0.19	3.2	1448	1.7	24615	0.17
3.3	1580	1.8	26853	0.18	3.3	1404	1.6	23869	0.16
3.4	1533	1.8	26063	0.18	3.4	1363	1.6	23167	0.16
3.5	1489	1.7	25319	0.17	3.5	1324	1.5	22505	0.15
3.6	1448	1.7	24615	0.17	3.6	1287	1.5	21880	0.15
3.7	1409	1.6	23950	0.16	3.7	1252	1.4	21289	0.15
3.8	1372	1.6	23320	0.16	3.8	1219	1.4	20729	0.14
3.9	1337	1.5	22722	0.16	3.9	1188	1.4	20197	0.14
N_{sd} [kN]		1908	v	0.037	N_{sd} [kN]		1849	v	0.035

As soluções apresentadas a cor verde são as que satisfazem os critérios de avaliação. Como se pode verificar nas tabelas anteriores, existem soluções aceitáveis com 6 a 9 contrafortes de cada lado da cobertura, com flechas a variar entre 2.2 e 3.9 m dependendo do número de contrafortes.

Tendo os critérios em mente é notório que o momento flector reduzido é o que condiciona a validade das soluções, constatando-se que as que cumprem este critério apresentam tensões de compressão no betão no máximo de 2.5 MPa, que representa aproximadamente 50% do máximo estabelecido.

Como já era esperado o esforço normal actuante nos contrafortes é bastante reduzido, apresentando esforços normais reduzidos da ordem dos 0.04. Esta situação foi desde logo perceptível pela carga gravítica reduzida da cobertura, devido à sua pequena espessura e betão leve constituinte.

Voltando à condição base relativa ao limite máximo da flecha, que tem como propósito evitar que o espaço sob cobertura transparecesse um aspecto compacto ou apertado, verifica-se se o critério definido, $f/l \leq 1/10$, é adequado para atingir este objectivo. O esquema apresentado na Figura 4.10 ilustra a proporção entre o vão e a altura da cobertura, considerando uma flecha com 3.5 m, e ainda a dimensão dos contrafortes, verificando-se que existe uma boa proporcionalidade de dimensões.

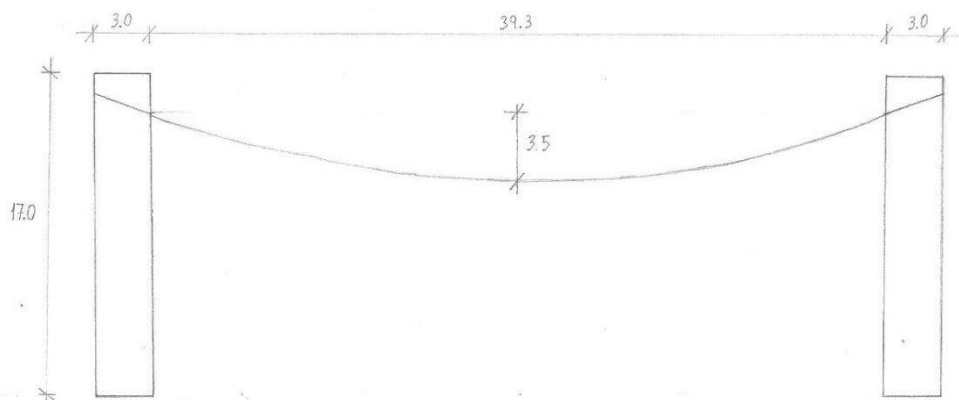


Figura 4.10 Esquema da proporcionalidade das dimensões dos elementos da cobertura.

Feito este primeiro estudo, pôde-se proceder a uma análise mais rigorosa da estrutura, entrando em conta com as condicionantes relevantes.

4.5 CONCEPÇÃO DA SOLUÇÃO

Tal como no estudo de soluções, o primeiro passo foi a definição da posição dos contrafortes. Tendo o cuidado de minimizar a interferência nos pisos inferiores existentes, consultaram-se as plantas de arquitectura e da estrutura do auditório de forma a manter a concordância da cobertura com a estrutura existente. Apresenta-se na Figura 4.11 o posicionamento definido para as estruturas dos contrafortes, sobreposto à planta de arquitectura do auditório à cota 87,100.

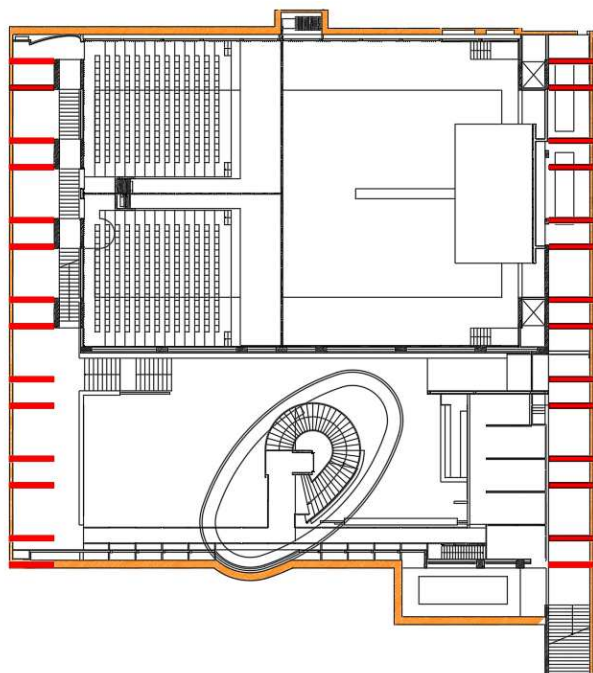


Figura 4.11 Posição dos contrafortes relativamente à estrutura do auditório.

Os contrafortes encontram-se representados a cor vermelha. Como a figura indica ligaram-se as paredes dos contrafortes às paredes de contenção (representadas a cor de laranja) de forma a que a estrutura de suporte da cobertura apresente uma elevada robustez. Note-se que agora a largura dos contrafortes tem o valor de 4.0 m para permitir a concordância com a planta de arquitectura do auditório.

Conforme se pode confirmar no desenho 1 no anexo D, os contrafortes estão posicionados entres os alinhamentos 1-2 e 25-26 segundo a direcção Y, e na direcção X estendem-se do alinhamento C até ao alinhamento N. Deste modo, obtém-se uma área de implantação da membrana da cobertura (incluindo os troços livres dos cabos de pré-esforço) com 46.1 x 44.8 m².

O conjunto dos contrafortes pode-se resumir a um módulo de dois contrafortes, com secção de 0.45 x 4.0 m², que se repetem seis vezes de cada lado. Os contrafortes de cada módulo estão afastados de 2.4 m, e os módulos têm um afastamento de 7.2 m entre eixos de cada módulo. A altura dos contrafortes varia entre 15.7 e 17.0 m, uma vez que a sua face superior apresenta uma inclinação igual à da laje de ancoragem dos cabos, que por sua vez é igual à inclinação inicial dos cabos de pré-esforço, pormenor que está representado na Figura 4.12.

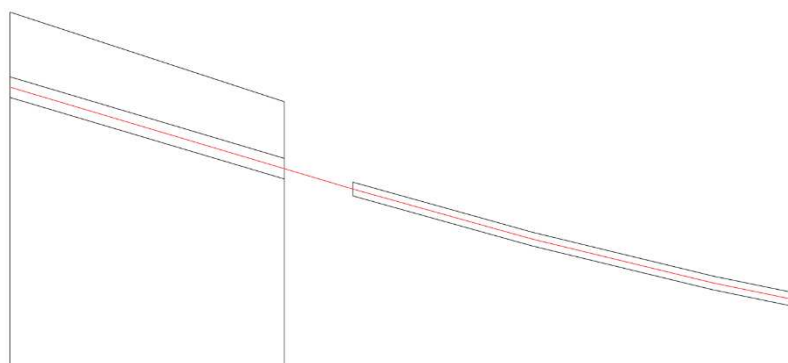


Figura 4.12 Pormenor da inclinação da face de topo dos contrafortes.

A laje de cobertura tem 20 cm de espessura e apresenta uma flecha a meio vão de 3.5 m. A laje de ancoragem tem 30 cm de espessura e, como já referido, apresenta uma inclinação igual à inclinação do troço inicial dos cabos de forma a que as forças nas ancoragens apresentem a direcção do eixo da laje permitindo que a sua transmissão aos contrafortes se processe de forma directa. O comprimento dos seus vãos segundo a direcção X alterna entre 2.4 e 4.8 m.

Estabelecidas as dimensões dos elementos estruturais da cobertura pode-se fazer um paralelo com o estudo de soluções anteriormente realizado. A flecha da cobertura é igual em ambos os casos, mas agora o vão definido é maior. Significa isto que a proporcionalidade das dimensões dos elementos da cobertura continuará boa e que os impulsos dos cabos sobre os contrafortes serão maiores. Por outro lado, os contrafortes têm maior largura o que lhes confere uma melhor resistência aos momentos provenientes destes impulsos. Uma vez que a transferência dos impulsos dos cabos da laje de ancoragem aos contrafortes é realizada de forma uniforme, pode-se assimilar cada módulo de contrafortes a um único contraforte de secção 0.90 x 4.0 m², ou seja, esta solução é equivalente a ter 7 contrafortes de cada lado da membrana, o que já foi demonstrado ser uma boa solução para uma flecha de 3.5 m. Resta então saber se o agravamento dos impulsos devido ao maior vão é compensado pela melhoria da resistência dos contrafortes devido à sua maior largura.

Realiza-se agora um processo de cálculo semelhante àquele que foi feito no estudo de soluções, mas de forma mais rigorosa, de maneira a analisar a validade desta solução estrutural.

No cálculo do valor da força actuante por metro linear, p , deve-se considerar que este metro linear não corresponde exactamente a um metro de desenvolvimento da membrana, uma vez que esta apresenta curvatura. Para além disso, é necessário descontar o peso de betão no troço de cabo da descontinuidade entre a laje de cobertura e a laje de ancoragem, o qual tem 1 m de comprimento em ambos os lados.

Relembre-se a equação (3.9) que traduz o comprimento de uma curva parabólica:

$$s = l \left(1 + \frac{8}{3} \frac{f^2}{l^2} - \frac{32}{5} \frac{f^4}{l^4} + \frac{256}{7} \frac{f^6}{l^6} \right)$$

Distingue-se então o comprimento da curva dos cabos, do comprimento da curva da laje de betão,

$$s_{cabos} = 44.8 \left(1 + \frac{8}{3} \frac{3.5^2}{44.8^2} - \frac{32}{5} \frac{3.5^4}{44.8^4} + \frac{256}{7} \frac{3.5^6}{44.8^6} \right) = 45.5 \text{ m}$$

$$s_{laje} = 42.8 \left(1 + \frac{8}{3} \frac{3.17^2}{42.8^2} - \frac{32}{5} \frac{3.17^4}{42.8^4} + \frac{256}{7} \frac{3.17^6}{42.8^6} \right) = 43.4 \text{ m}$$

A carga permanente da laje por metro de largura é dada por

$$cp = 43.4 \times 0.20 \times 16.0 = 138.9 \text{ kN/m}$$

Então, a intensidade da força actuante por metro linear será

$$p = \frac{138.9}{42.8} = 3.25 \text{ kN/m/m}$$

Repare-se que na realidade a carga cp actua apenas sobre a laje, ou seja, ao longo do vão de 42.8 m. Contudo, para ser possível utilizar a equação (3.4) no cálculo de H , assume-se que esta carga está a actuar ao longo do vão total da membrana (incluindo os troços de descontinuidade onde não há betão).

O valor de p obtido está bastante próximo do considerado no estudo de soluções, apesar do vão ser diferente e de todas as aproximações consideradas nessa fase de estudo. Para este valor de carga, os parâmetros que traduzem o nível de pré-esforço estão representados na Tabela 4.11.

Tabela 4.11 Nível de pré-esforço necessário aplicar para a solução em causa.

Flecha [m]	H [kN/m]	α [°]	P_{∞} [kN/m]	P'_0 [kN/m]	A_p [cm ² /m]	n ^o cordões [/m]
3.5	233.0	17.4	244.1	305.1	3.3	2.3

Tomou-se a decisão de adoptar cabos de 4 cordões 0.6"N espaçados a 1.2 m. Desta forma na largura de influência de cada módulo de contrafortes, igual a 7.2 m, estarão 6 cabos de pré-esforço, excepto nos módulos de extremidade que terão 4 cabos cada, o que faz um total de 38 cabos de pré-esforço na membrana da cobertura.

O sistema de pré-esforço considerado é realizado com cabos aderentes do sistema Freyssinet® [21], cujas características são apresentadas no anexo A.

Analisa-se agora com maior precisão os esforços a que os contrafortes estão sujeitos. A largura de influência de cada contraforte é 3.6 m, pelo que o esforço transversal a que está sujeito é dado por:

$$V_{sd} = 1.35 \times 233 \times 3.6 = 1.35 \times 839 = 1133 \text{ kN}$$

$$\sigma_c = \frac{1133}{0.9 \times 3.8 \times 0.45 \times \cos 30 \times \sin 30} = 1.7 \text{ MPa}$$

A transmissão dos impulsos dos cabos para os contrafortes dá-se ao longo da laje de ancoragem cujo o centro de gravidade está a uma altura de 15.3 m, pelo que o momento na base dos contrafortes devido a estes impulsos é:

$$M_{sd} = 1.35 \times 839 \times 15.3 = 1.35 \times 12837 = 17330 \text{ kNm}$$

$$\mu = \frac{17330}{0.45 \times 3.8^2 \times 23.3 \times 10^3} = 0.11$$

Tendo em conta que no total existem 28 contrafortes, o esforço normal em cada contraforte é dado por:

$$N_{sd} = 1.35 \times \left(25 \times 4 \times 0.45 \times \frac{15.7 + 17}{2} + \frac{44.8 \times 46.1 \times 3.25}{28} \right) = 1.35 \times 976 = 1317 \text{ kN}$$

$$v = \frac{1317}{0.45 \times 4.0 \times 23.3 \times 10^3} = 0.031$$

Conclui-se relativamente aos contrafortes, que a solução estrutural definida está folgada para a combinação de cargas verticais.

4.6 CONTROLO DA DEFORMAÇÃO

A verificação relativa ao estado limite de deformação assume uma importância acrescida nesta estrutura. Os impulsos dos cabos ao serem transmitidos aos contrafortes provocam uma deformação horizontal destes elementos. Se esta deformação não for controlada poderão surgir alguns problemas relativos ao aspecto e funcionalidade da estrutura.

Os contrafortes ao se deformarem horizontalmente reduzem o vão dos cabos da membrana, e como o comprimento destes não se altera, implica que a flecha da membrana será maior, podendo prejudicar o aspecto da estrutura. Para além de que se deve evitar que a deformação dos contrafortes seja perceptível a olho nu.

Por outro lado, quando a deformação dos contrafortes é considerável, a inclinação inicial dos cabos no troço de descontinuidade entre a laje de cobertura e os contrafortes deixa de ser igual à inclinação da laje de ancoragem, significando que surgirão forças concentradas na interface destes dois troços devido à mudança repentina de inclinação.

Calcula-se para a solução estrutural definida anteriormente, a flecha horizontal elástica dos contrafortes devido aos impulsos dos cabos, considerando a combinação quase permanente de acções.

Considerou-se um modelo de consola com carga concentrada aplicada na extremidade, cuja flecha elástica é dada por:

$$d_{el} = \frac{PL^3}{3EI} \tag{4.20}$$

Como já referido cada contraforte tem uma largura de influência de 3.6 m, pelo que a carga horizontal a que cada um está sujeito para a combinação em causa é:

$$P = 233 \times 3.6 = 839 \text{ kN}$$

A flecha elástica assume o seguinte valor:

$$d_{el} = \frac{839 \times 15.3^3}{3 \times 34 \times 10^6 \times 2.4} \times 100 = 1.23 \text{ cm}$$

Considerando o efeito da fluência com $\varphi = 1.5$ e o efeito da fendilhação, traduzido aproximadamente por uma redução da rigidez na ordem de 50%, obtém-se que a ordem de grandeza da flecha da longo prazo é igual a:

$$d_{\infty} = (1 + 1.5) \times 2 \times 1.23 = 6.15 \text{ cm}$$

Apesar desta flecha não parecer significativa dada a altura do contraforte, o seu efeito na flecha da membrana é significativo (aumento da flecha em 24 cm) como se demonstra com os seguintes cálculos:

$$s = l' \left(1 + \frac{8}{3} \frac{f'^2}{l'^2} - \frac{32}{5} \frac{f'^4}{l'^4} + \frac{256}{7} \frac{f'^6}{l'^6} \right)$$

$$s = 45.5 \text{ m}, \quad l' = 44.8 - 2 \times 0.0615 = 44.677 \text{ m} \rightarrow f' = 3.74 \text{ m}$$

$$\Delta f = f' - f = 3.74 - 3.50 = 0.24 \text{ m}$$

Decidiu-se pré-esforçar os contrafortes de forma a anular a sua flecha por completo. Apresenta-se em seguida o processo de cálculo que permitiu obter a quantidade de pré-esforço a aplicar nos contrafortes.

O traçado de cabo é parabólico, no topo o cabo parte do centro de gravidade do contraforte e atinge a excentricidade máxima de 1.8 m na sua base. A altura do contraforte é variável entre 15.7 e 17 m, obtendo-se uma altura média de 16.4 m. Considere-se uma força de pré-esforço útil de 1000 kN e calcule-se a flecha elástica provocada pelas respectivas cargas equivalentes, considerando o mesmo modelo de consola usado anteriormente.

$$\tan \alpha = \frac{2 \times 1.8}{16.4} = 0.22$$

$$P \tan \alpha = 1000 \times 0.22 = 220 \text{ kN}$$

$$\delta_{el} = \frac{220 \times 16.4^3}{3 \times 34 \times 10^6 \times 2.4} \times 100 = 0.393 \text{ cm}$$

$$q_{eq} = \frac{8 \times 1000 \times 1.8}{(2 \times 16.4)^2} = 13.5 \text{ kN/m}$$

A flecha elástica de uma consola submetida a uma carga distribuída é dada por:

$$\delta_{el} = \frac{qL^4}{8EI} \quad (4.21)$$

$$\delta_{el} = \frac{13.5 \times 16.4^4}{8 \times 34 \times 10^6 \times 2.4} \times 100 = 0.147 \text{ cm}$$

De referir que as flechas provocadas por estas duas cargas equivalentes têm sentidos opostos, a carga distribuída provoca uma flecha com o mesmo sentido que a flecha provocada pelos impulsos dos cabos da cobertura enquanto que a carga concentrada provoca uma flecha no sentido contrário.

$$\delta_{elTotal} = 0.393 - 0.147 = 0.246 \text{ cm}$$

De forma a anular a flecha elástica provocada pelos impulsos dos cabos de pré-esforço da membrana, o pré-esforço útil que tem de ser aplicado aos contrafortes para este traçado de cabo é dado por:

$$P_{\infty} = \frac{1.23}{0.246} \times 1000 = 5000 \text{ kN}$$

Adoptaram-se 4 cabos de 9 cordões 0.6N". Cada cordão terá uma força de pré-esforço útil de 140 kN, considerando perdas da ordem dos 20%, obtêm-se os seguintes valores de pré-esforço:

$$P_{\infty \text{ por cabo}} = 140 \times 9 = 1260 \text{ kN}$$

$$P_{\infty} = 1260 \times 4 = 5040 \text{ kN}$$

$$P'_{0 \text{ por cabo}} = \frac{140 \times 9}{0.8} = 1575 \text{ kN}$$

Para verificar a adequabilidade deste nível de pré-esforço face às dimensões e esforços do contraforte, calculam-se as tensões de compressão no betão do contraforte devidas à componente axial do pré-esforço, e a tensão na fibra mais tracionada para a combinação quase permanente de acções.

$$\frac{P}{A} = \frac{5040}{1.8} \times 10^{-3} = 2.8 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{max} = \frac{M_{cp}}{W} - \frac{N_{cp}}{A} - \frac{P}{A} - \frac{P \times e}{W} \quad (4.22)$$

$$\sigma_{max} = \left(\frac{12837}{1.2} - \frac{976}{1.8} - \frac{5040}{1.8} - \frac{5040 \times 1.8}{1.2} \right) \times 10^{-3} = -0.2 \text{ MPa}$$

Pelo que se pode concluir que o nível de pré-esforço instalado no contraforte é adequado.

Realizada a concepção da solução estrutural e verificado o estado limite de deformação, pode-se partir para a modelação e análise sísmica da cobertura.

4.7 MODELAÇÃO E ANÁLISE SÍSMICA DA ESTRUTURA

No subcapítulo das acções já se definiram as combinações de acções relevantes para o dimensionamento da estrutura da cobertura: a combinação de acções para situações de projecto persistentes ou transitórias, na qual as cargas gravíticas, o pré-esforço da membrana, e o vento são as acções a ter em conta, e a combinação de acções para situações de projecto sísmicas, na qual se junta a acção sísmica às anteriores.

Relativamente à primeira combinação, a análise da resposta da estrutura pode ser feita recorrendo a modelos simples, como é exemplo a primeira análise realizada no subcapítulo do estudo de soluções.

No que se refere à acção sísmica a avaliação do comportamento da estrutura reveste-se de alguma dificuldade dado o comportamento não linear da membrana da cobertura na resposta a esta acção. Relembre-se que a membrana não está rigidamente ligada aos contrafortes, e que a ligação entre estes dois elementos é realizada por um troço livre de cabos de pré-esforço com comprimento de 1 m.

O aspecto principal a analisar é a resposta da estrutura às componentes horizontais da acção sísmica. Os efeitos da componente vertical da acção sísmica não são relevantes e, por conseguinte, não condicionam o dimensionamento da estrutura como demonstrado mais à frente.

Na direcção horizontal a laje de cobertura apresenta uma rigidez muito elevada, funcionando praticamente como um corpo rígido. Na direcção ortogonal aos cabos de pré-esforço os deslocamentos relativos entre os contrafortes e a laje concentram-se na zona livre dos cabos como ilustrado na Figura 4.13 onde está representada a deformada horizontal da estrutura correspondente a um módulo de contrafortes.

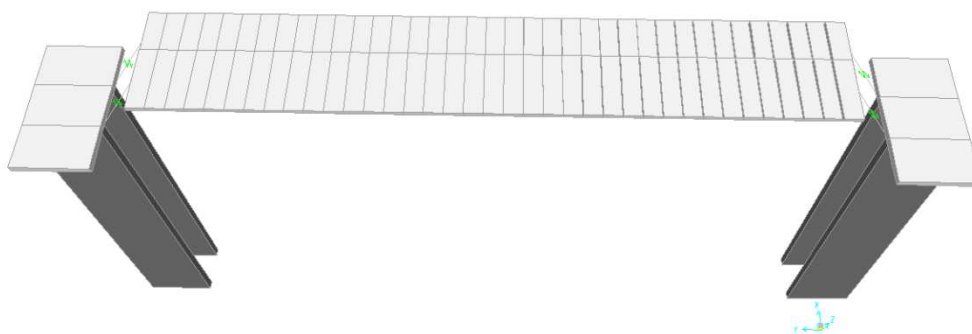


Figura 4.13 Deformada da estrutura na direcção x – concentração dos deslocamentos no troço livre dos cabos.

Na direcção paralela aos cabos de pré-esforço ocorre também uma concentração de deformações da membrana na zona livre dos cabos conforme ilustrado na Figura 4.14.

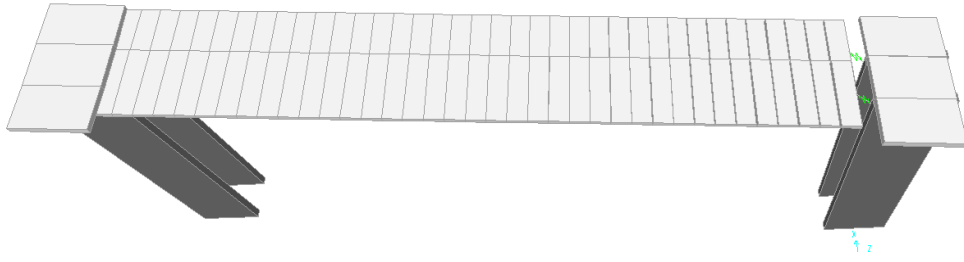


Figura 4.14 Deformada da estrutura na direcção y – concentração dos deslocamentos no troço livre dos cabos.

A forma mais adequada para realizar a avaliação do comportamento da estrutura para a acção sísmica seria efectuar uma análise temporal não linear utilizando acelerogramas para representar os movimentos do terreno e modelar a membrana com elementos do tipo cabos. Este tipo de análise sai fora do âmbito deste trabalho.

Todavia, a avaliação do comportamento da estrutura poderá ser realizada recorrendo a um conjunto de análises elásticas por iterações, de modo a simular o comportamento não linear da membrana na direcção dos cabos e na direcção ortogonal a estes, como seguidamente se explica.

A análise estrutural foi realizada recorrendo ao programa de cálculo automático SAP2000®. O modelo simplificado da estrutura consiste num módulo de dois contrafortes de cada lado da cobertura, ligados à laje de ancoragem dos cabos com largura de 7.2 m, correspondente à largura de influência de cada módulo. A laje de ancoragem tem apoios (móveis na direcção horizontal e fixos na direcção vertical) nas suas extremidades localizados a meia distância entre módulos que simulam a ligação à restante parte da estrutura no que se refere a deslocamentos transversais. A ligação entre os contrafortes e a membrana é modelada através de molas que simulam o comportamento deste elemento sob a acção das componentes horizontais do sismo. Representa-se na Figura 4.15 o modelo utilizado.

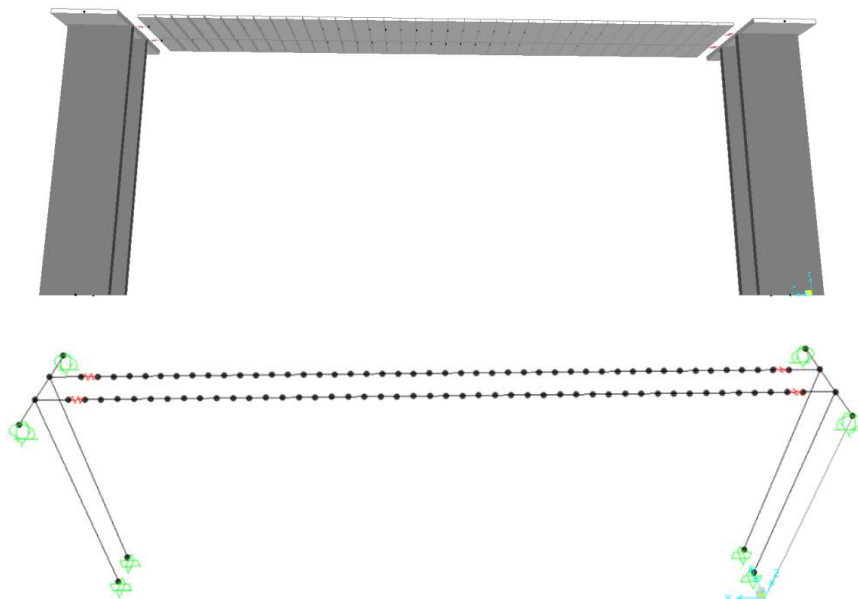


Figura 4.15 Modelo estrutural utilizado na análise dos efeitos das componentes horizontais da acção sísmica.

É na modelação da rigidez das molas na ligação dos contrafortes à laje da cobertura que surge uma das maiores dificuldades desta análise pois há que simular o comportamento não linear da membrana na direcção transversal e na direcção longitudinal.

1) *Simulação do comportamento na direcção transversal*

Dada a elevada rigidez axial da laje comece-se por considerar que o deslocamento transversal da membrana se concentra no troço livre dos cabos de pré-esforço de acordo com o esquema em planta apresentado na Figura 4.16.

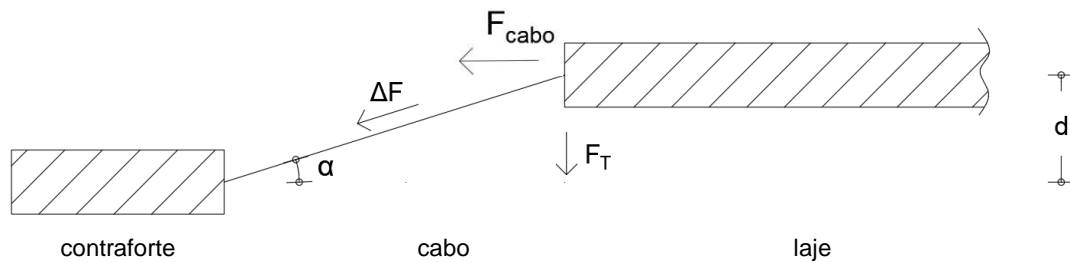


Figura 4.16 Esquema em planta do troço de cabo na ligação entre a laje de cobertura e o contraforte.

Na figura anterior estão representadas as forças ΔF que é a força associada à deformação no cabo e F_{cabo} que representa a componente horizontal da força axial no cabo. Quando a acção sísmica provoca um deslocamento relativo d na direcção transversal entre a laje e o contraforte, surgem forças nos cabos que tendem a restituir a sua posição inicial. Associado a este deslocamento transversal está o ângulo α que representa a inclinação do cabo na posição deformada em relação à sua posição inicial. Devido a esta inclinação as forças que actuam no cabo vão apresentar uma componente na direcção transversal. Somando as componentes transversais destas forças obtém-se a força de restituição F_T , e a rigidez transversal dos cabos é obtida a partir da expressão:

$$K_T = \frac{F_T}{d} \quad (4.23)$$

Acontece que à medida que d aumenta, F_T aumenta mais, ou seja, a taxa de crescimento de F_T é superior à de d . Isto implica que K_T é variável, e é tanto maior quanto maior for o deslocamento transversal relativo.

A rigidez transversal deste troço de cabos é aquela correspondente ao deslocamento transversal relativo entre o contraforte e a laje que a estrutura exibir quando submetida à acção sísmica. No entanto, para obter este deslocamento do modelo é necessário que à partida a rigidez transversal atribuída às molas já esteja definida correctamente. É aqui que surge o problema, para saber a rigidez transversal dos cabos é necessário conhecer o deslocamento transversal, mas para obter este deslocamento do modelo é preciso conhecer a rigidez transversal dos cabos.

Para resolver esta dificuldade proveniente do comportamento não linear do troço livre dos cabos de pré-esforço realiza-se uma análise linear iterativa. Atribui-se um valor ao deslocamento transversal relativo, para esse valor calcula-se a rigidez transversal correspondente. Com este valor define-se a rigidez transversal das molas no modelo e obtém-se o deslocamento d da resposta à acção do sismo elástico transversal.

Repete-se este processo, mas agora com o valor do deslocamento obtido do modelo. A iteração final será aquela que tiver uma diferença pouco significativa para a iteração anterior, e será a esse valor de deslocamento que corresponderá o valor da rigidez transversal efectiva na resposta a um determinado sismo conforme ilustrado na Figura 4.17.

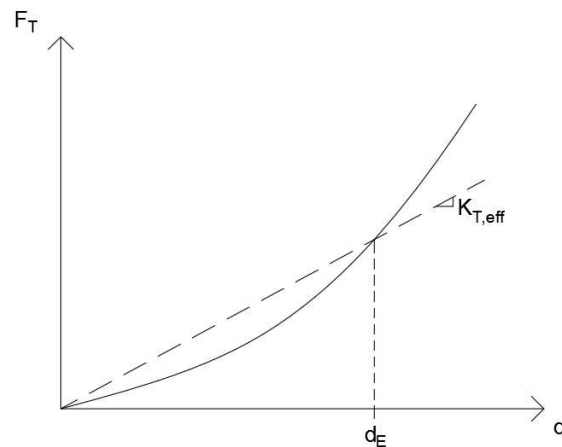


Figura 4.17 Relação $F_T - d$ e obtenção da rigidez transversal.

Apresenta-se agora o processo de cálculo utilizado que permite a obtenção da rigidez transversal do cabo para um dado deslocamento. Na Figura 4.18 apresenta-se o troço de cabo da descontinuidade, sujeito a um deslocamento transversal relativo devido à acção sísmica.

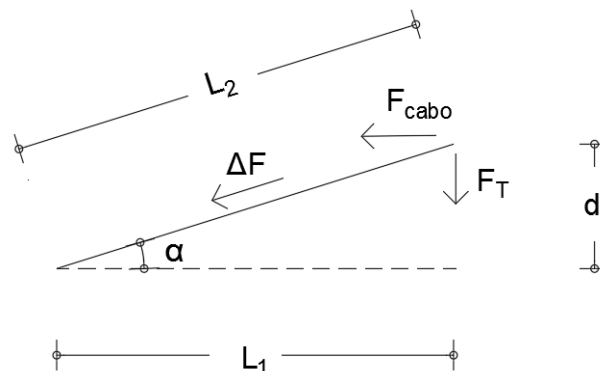


Figura 4.18 Forças no troço livre de cabo associadas a um deslocamento transversal relativo.

Na figura, L_1 é o comprimento inicial e L_2 o comprimento final do troço de cabo, d é o deslocamento transversal relativo a que o cabo está sujeito, ΔF é a força associada à deformação no cabo, F_{cabo} é a componente horizontal da força axial no cabo, F_T é a força de restituição e α é o ângulo entre a posição inicial e final do troço de cabo. Tem-se então que:

$$L_2 = \sqrt{L_1^2 + d^2}$$

$$\Delta L = L_2 - L_1$$

$$\varepsilon = \frac{\Delta L}{L_1}$$

$$\Delta F = \varepsilon E_p A_p \quad (4.24)$$

Em que E_p e A_p representam o módulo de elasticidade do aço e a área dos cabos de pré-esforço, respectivamente. Na largura de influência de cada contraforte existem 3 cabos de pré-esforço, pelo que $A_p = 3 \times 4 \times 1.4 = 16.8 \text{ cm}^2$.

$$F_T = \Delta F \sin \alpha + F_{cabo} \tan \alpha = \Delta F \frac{d}{L_2} + F_{cabo} \times \frac{d}{L_1} \quad (4.25)$$

$$K_T = \frac{F_T}{d}$$

A componente horizontal da força axial no cabo que equilibra as cargas verticais, é obtida através da equação (3.4). Relembre-se que $l = 44.8 \text{ m}$, $f = 3.5 \text{ m}$ e $s = 45.5 \text{ m}$, como já definido anteriormente. A carga vertical actuante na largura de influência de cada cabo tem o valor $q = 3.2 \times 1.2 = 3.84 \text{ kN/m}$. A força F_{cabo} é igual a:

$$F_{cabo} = \frac{ql^2}{8f} = \frac{3.84 \times 44.8^2}{8 \times 3.5} = 275 \text{ kN/cabo}$$

O comprimento inicial do troço de cabo considerou-se igual a 1.6 m, explicando-se mais à frente porque razão se considerou este valor em vez do comprimento do troço de descontinuidade igual a 1 m.

Apresenta-se em seguida a Tabela 4.12 com os valores da rigidez transversal para vários valores de deslocamento transversal relativo. Na tabela, F_{T1} representa a força de restituição associada à força da deformação no cabo e F_{T2} representa a força de restituição da força axial no cabo.

Tabela 4.12 Rigidez transversal do trecho de cabos na descontinuidade para diversos deslocamentos relativos transversais.

d [m]	ΔL [m]	ϵ	ΔF [kN]	F_{T1} [kN]	F_{T2} [kN]	F_{total} [kN]	K_T [kN/m]
0.002	2.000E-06	1.250E-06	0.133	0.000	0.550	0.551	275.4
0.004	8.000E-06	5.000E-06	0.532	0.002	1.101	1.103	275.8
0.006	1.800E-05	1.125E-05	1.197	0.007	1.651	1.659	276.4
0.008	3.200E-05	2.000E-05	2.128	0.017	2.202	2.219	277.4
0.01	5.000E-05	3.125E-05	3.325	0.033	2.752	2.786	278.6
0.02	2.000E-04	1.250E-04	13.30	0.266	5.504	5.770	288.5
0.03	4.499E-04	2.812E-04	29.92	0.897	8.254	9.151	305.0
0.04	7.997E-04	4.998E-04	53.18	2.125	11.00	13.13	328.2
0.05	1.249E-03	7.808E-04	83.07	4.148	13.75	17.89	357.9
0.06	1.798E-03	1.124E-03	119.6	7.163	16.49	23.65	394.1
0.07	2.447E-03	1.529E-03	162.7	11.36	19.22	30.58	436.9
0.08	3.195E-03	1.997E-03	212.5	16.94	21.95	38.89	486.2
0.09	4.042E-03	2.526E-03	268.8	24.09	24.67	48.77	541.8
0.10	4.988E-03	3.117E-03	331.7	33.00	27.39	60.39	603.9
0.11	6.032E-03	3.770E-03	401.1	43.86	30.10	73.95	672.3
0.12	7.174E-03	4.484E-03	477.1	56.84	32.79	89.64	747.0
0.13	8.415E-03	5.259E-03	559.6	72.14	35.48	107.6	827.9
0.14	9.752E-03	6.095E-03	648.5	89.92	38.16	128.1	914.9
0.15	1.119E-02	6.992E-03	744.0	110.36	40.83	151.2	1007.9
0.16	1.272E-02	7.949E-03	845.8	133.63	43.49	177.1	1107.0
0.17	1.435E-02	8.967E-03	954.1	159.90	46.13	206.0	1211.9

Apresentam-se também, na Figura 4.19, os gráficos que traduzem a relação entre o deslocamento transversal e a força de restituição, e a relação entre o deslocamento transversal e a rigidez transversal que mostram o comportamento não linear do trecho livre dos cabos. Na Figura 4.20, apresenta-se a relação entre o deslocamento transversal e a força de restituição associada à força de deformação no cabo, e a relação entre o deslocamento transversal e a força de restituição associada à força axial no cabo.

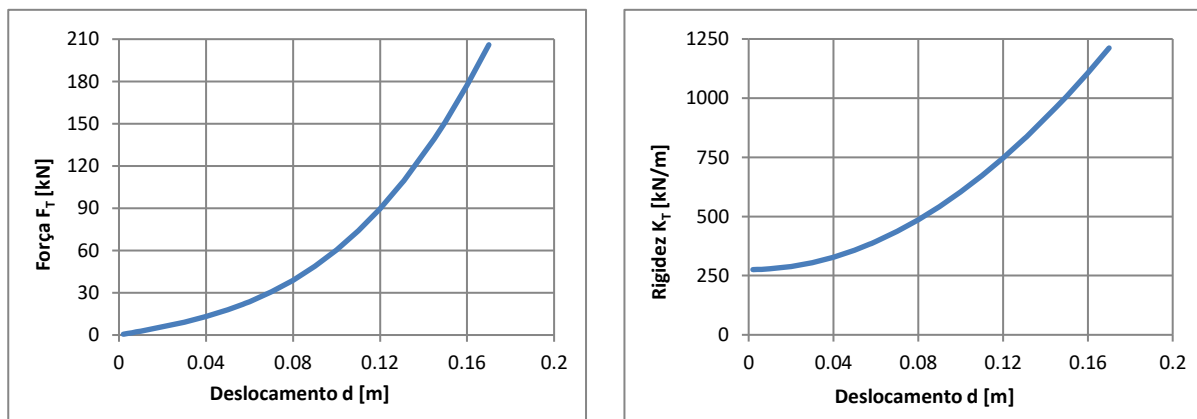


Figura 4.19 Relação entre a força de restituição e a rigidez e o deslocamento transversal relativo.

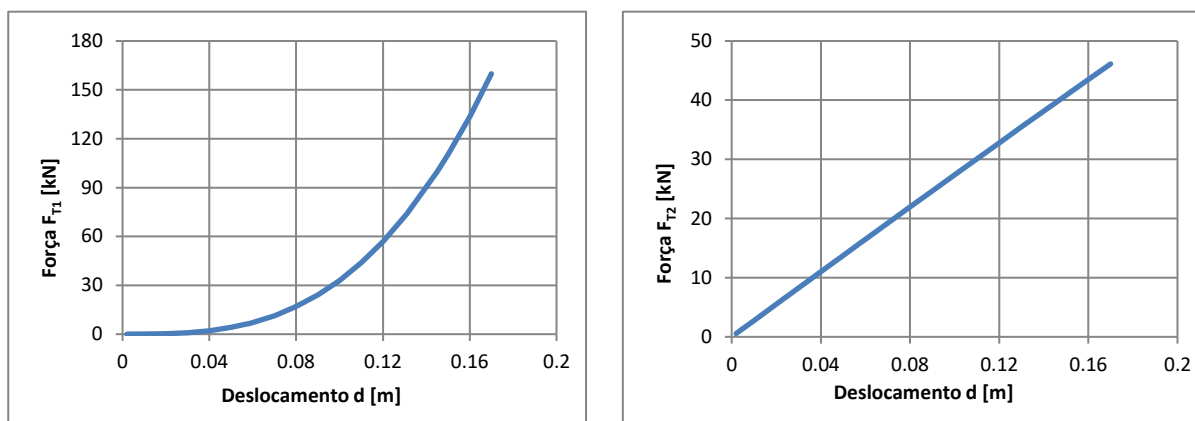


Figura 4.20 Relação entre a força de restituição associada à força de deformação e a força de restituição associada à força axial e o deslocamento transversal relativo.

Através da análise destes gráficos é possível confirmar o que foi dito anteriormente sobre a taxa de crescimento da força de restituição ser maior que a do deslocamento. Pode-se observar que a relação da força de restituição e rigidez transversal com o deslocamento é do tipo exponencial. Verifica-se que este cariz exponencial provém da relação entre a força de restituição associada à deformação (F_{T1}) e o deslocamento transversal.

Para deslocamentos transversais pequenos (0-0.04 m) verifica-se que esta força tem pouca relevância face à força de restituição da força axial do cabo (F_{T2}), mas devido ao seu crescimento exponencial rapidamente se torna preponderante à medida que o deslocamento transversal aumenta.

Relativamente à força F_{T2} observa-se que a sua relação com o deslocamento transversal é linear, o que significa que a rigidez transversal que lhe está associada é constante, facto que explica a rigidez transversal que o cabo apresenta quando o deslocamento transversal é nulo. Se se calcular a rigidez associada a esta força, através da Tabela 4.12, para o deslocamento igual a 0.04 m obtém-se $K_T = 11/0.04 = 275 \text{ kN/m}$ que é aproximadamente igual à rigidez transversal do cabo quando o deslocamento transversal é nulo, como se pode observar no gráfico da Figura 4.19.

Realizada a análise linear iterativa, obteve-se um deslocamento transversal de 0.069 m na resposta à acção sísmica transversal, correspondente a uma rigidez de 420 kN/m/cabo.

Todavia, nesta análise não foi considerado um aspecto importante do comportamento da cobertura que está associado ao efeito da variação da flecha da membrana. A variação da flecha vai traduzir-se, essencialmente, na variação do esforço axial na membrana conforme será concluído a seguir.

Um deslocamento da laje de cobertura na direcção transversal conduz também a um deslocamento relativo entre esta e os contrafortes na direcção longitudinal. Nesta direcção, o deslocamento relativo entre a laje e os contrafortes traduzir-se-ia apenas numa variação de deformação axial da membrana caso esta fosse plana. Para esta situação a rigidez longitudinal da membrana seria muito elevada.

Todavia, a membrana não é um elemento plano, apresentando uma flecha que está associada ao equilíbrio da carga vertical actuante na cobertura. Um deslocamento relativo longitudinal entre as extremidades da laje de cobertura irá provocar essencialmente uma variação da flecha, verificando-se, como demonstrado mais à frente, que a deformação axial da membrana apresenta um valor desprezável face ao efeito anterior. Isto é, a membrana pode ser tratada como um elemento axialmente indeformável.

Considere-se agora que a membrana é indeformável no seu plano. O deslocamento transversal da laje vai repercutir-se somente na variação da flecha da membrana e o processo de determinação da rigidez pode ser efectuado realizando uma análise iterativa como se indica a seguir. Considere-se os esquemas em planta apresentados nas Figuras 4.21 e 4.22 que retratam a resposta da estrutura a um deslocamento transversal.

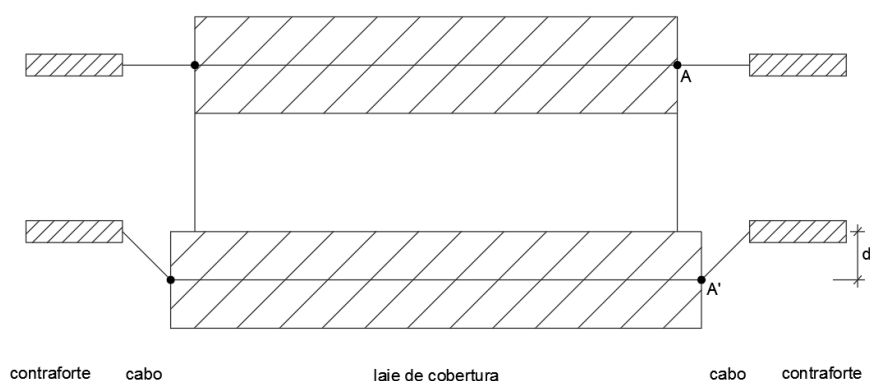


Figura 4.21 Esquema em planta da resposta da cobertura sujeita a um deslocamento transversal.

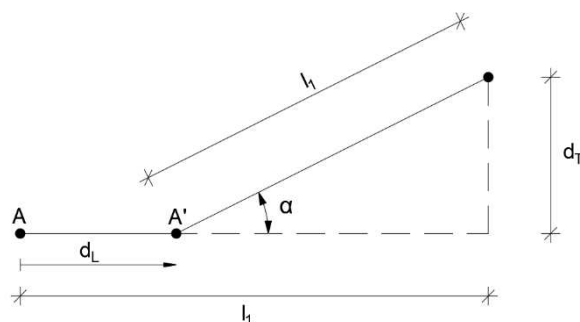


Figura 4.22 Esquema em planta do troço de cabos sujeito a um deslocamento transversal.

Pode-se constatar nestas figuras que a variação da flecha da membrana, provocada por um deslocamento transversal d_T , conduz a um aumento da projecção em planta da laje de cobertura traduzido na figura anterior por um deslocamento longitudinal d_L . Este deslocamento é dado por:

$$d_L = l_1 - l_1' \cos \alpha$$

$$\tan \alpha = \frac{d_T}{l_1 - d_L}$$

O comprimento do troço livre dos cabos está representado por l_1 e tem o valor de 1 m. Considerando o cabo na sua posição deformada, a projecção do seu comprimento no plano longitudinal, s' , pode ser obtida através das seguintes expressões:

$$s' = s - 2d_L$$

$$s' = l \left(1 + \frac{8}{3} \frac{f'^2}{l^2} - \frac{32}{5} \frac{f'^4}{l^4} + \frac{256}{7} \frac{f'^6}{l^6} \right)$$

Nestas expressões s representa o comprimento da parábola descrita pelo cabo na posição indeformada que é igual a 45.5 m, e f' representa a flecha da membrana quando sujeita ao deslocamento transversal d_T . Igualando as expressões anteriores é possível obter a nova flecha da membrana f' .

A componente horizontal da variação do esforço axial da membrana ΔF_L associada a esta variação de flecha é dada pela seguinte expressão:

$$\Delta F_L = \frac{ql^2}{8} \left(\frac{1}{f'} - \frac{1}{f} \right) \quad (4.26)$$

A força de restituição que surge no cabo quando a laje de cobertura está sujeita a um deslocamento transversal d_T pode ser obtida de acordo com a Figura 4.23.

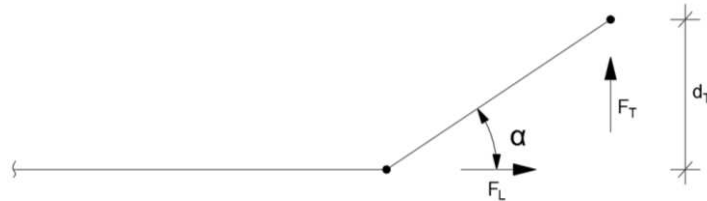


Figura 4.23 Representação das forças associadas a um deslocamento transversal d_T .

Note-se que a força F_L representada na figura corresponde à componente horizontal do esforço axial da membrana na configuração de flecha f' , ou seja, inclui a componente horizontal do esforço axial da membrana na configuração indeformada (de flecha f) a qual se designa por F_{cabo} e que assume o mesmo significado e valor (275 kN) que na análise do troço livre de cabos realizada anteriormente, e a componente horizontal da variação do esforço axial da membrana ΔF_L .

Apesar de se agrupar estas duas forças numa só, os seus efeitos na força de restituição do cabo serão diferentes, e por isso na apresentação de resultados que se segue os seus efeitos são apresentados separadamente.

A força de restituição do cabo é dada pela seguinte expressão:

$$F_T = F_L \tan \alpha = (F_{cabo} + \Delta F_L) \tan \alpha \quad (4.27)$$

A rigidez transversal é mais uma vez obtida através da expressão (4.23):

$$K_T = \frac{F_T}{d_T}$$

Apresenta-se em seguida a Tabela 4.13 com os valores da rigidez transversal para vários valores de deslocamento transversal relativo. Na tabela, F_{T1} representa a força de restituição associada à variação de esforço axial da membrana e F_{T2} representa a força de restituição da força axial da membrana correspondente à configuração indeformada.

Tabela 4.13 Rigidez transversal da membrana para diversos deslocamentos relativos transversais.

d_T [m]	d_L [m]	s' [m]	f' [m]	ΔF_L [kN]	F_{T1} [kN]	F_{T2} [kN]	F_T [kN]	K_T [kN/m]
0.01	5.000E-05	45.519	3.475	1.985	0.020	2.750	2.770	277.0
0.02	2.000E-04	45.518	3.474	2.043	0.041	5.501	5.542	277.1
0.03	4.501E-04	45.518	3.473	2.140	0.064	8.254	8.318	277.3
0.04	8.003E-04	45.517	3.471	2.275	0.091	11.01	11.10	277.5
0.05	1.251E-03	45.516	3.469	2.450	0.123	13.77	13.89	277.8
0.06	1.802E-03	45.515	3.466	2.664	0.160	16.53	16.69	278.2
0.07	2.453E-03	45.514	3.463	2.917	0.205	19.30	19.50	278.6
0.08	3.205E-03	45.512	3.460	3.210	0.258	22.07	22.33	279.1
0.09	4.058E-03	45.511	3.456	3.545	0.320	24.85	25.17	279.7
0.10	5.013E-03	45.509	3.451	3.920	0.394	27.64	28.03	280.3
0.11	6.068E-03	45.507	3.446	4.336	0.480	30.43	30.91	281.0
0.12	7.226E-03	45.504	3.440	4.796	0.580	33.24	33.82	281.8
0.13	8.486E-03	45.502	3.434	5.298	0.695	36.06	36.75	282.7
0.14	9.848E-03	45.499	3.427	5.844	0.826	38.88	39.71	283.6
0.15	1.131E-02	45.496	3.420	6.435	0.976	41.72	42.70	284.7
0.16	1.288E-02	45.493	3.412	7.072	1.146	44.57	45.72	285.8
0.17	1.456E-02	45.490	3.404	7.756	1.338	47.44	48.78	286.9
0.18	1.633E-02	45.486	3.395	8.488	1.553	50.32	51.88	288.2
0.19	1.822E-02	45.482	3.386	9.270	1.794	53.22	55.01	289.5
0.20	2.020E-02	45.478	3.376	10.10	2.062	56.13	58.20	291.0

Apresentam-se na Figura 4.24 os diagramas que traduzem a relação entre o deslocamento transversal e a força de restituição, e a relação entre o deslocamento transversal e a rigidez transversal que mostram o comportamento não linear da membrana. Na Figura 4.25 está representada a relação entre as duas componentes da força de restituição, F_{T1} e F_{T2} , e o deslocamento transversal.

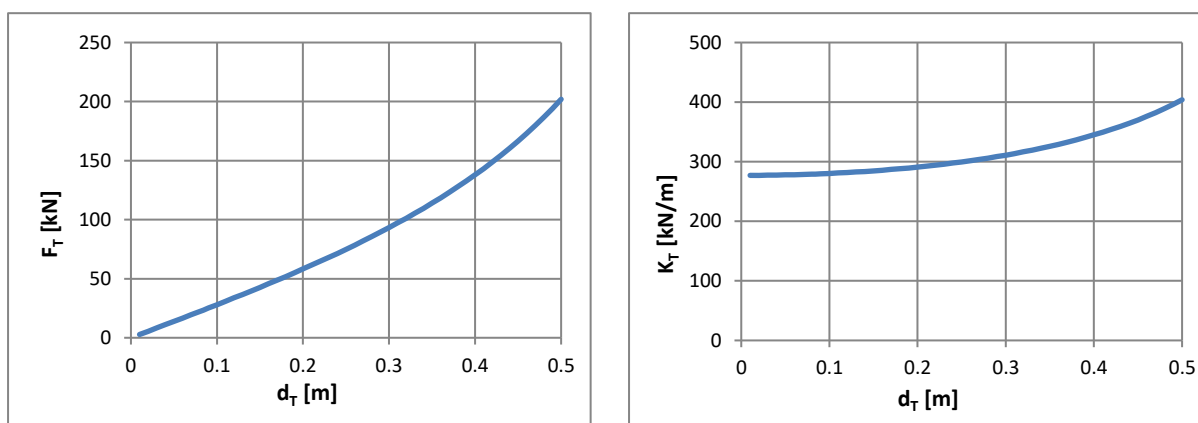


Figura 4.24 Variação da força de restituição e da rigidez face ao deslocamento transversal relativo.

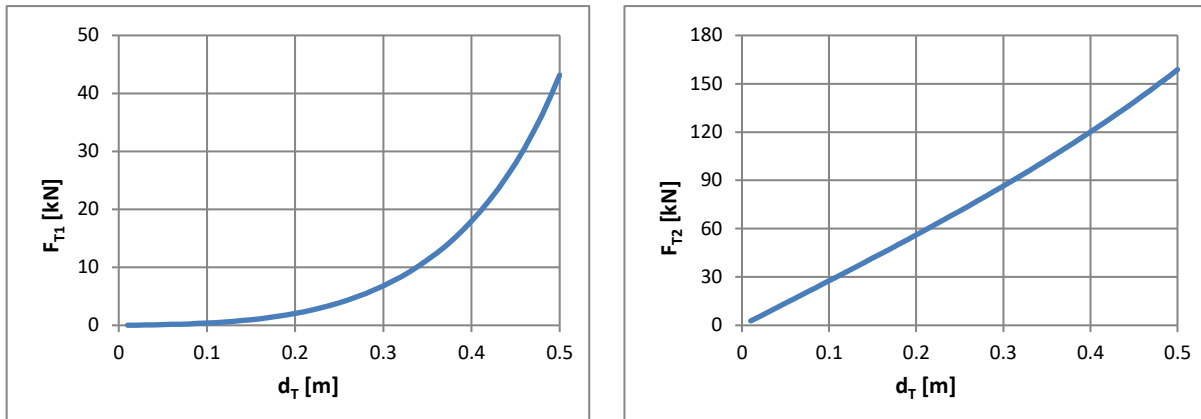


Figura 4.25 Variação das componentes da força de restituição face ao deslocamento transversal relativo.

No primeiro diagrama da Figura 4.24 verifica-se que a força nos cabos cresce mais rapidamente que o deslocamento. Este comportamento está justificado no diagrama da relação da força de restituição relativa à variação de esforço axial da membrana (F_{T1}) com o deslocamento transversal que se pode observar na Figura 4.25, o qual apresenta um andamento exponencial.

Verifica-se que apesar do crescimento exponencial da força F_{T1} , esta é sempre menor que a força de restituição do esforço axial da membrana (F_{T2}) para os valores de deslocamentos transversais considerados, facto que está evidente no diagrama da relação entre a rigidez transversal e o deslocamento transversal, no qual o cariz exponencial da relação está pouco acentuado, uma vez que a força F_{T2} e o seu crescimento linear são predominantes.

A rigidez transversal da membrana no momento em que se começa a deslocar transversalmente é igual à rigidez associada à força F_{T2} , uma vez que esta é constante. Se se calcular esta rigidez através do Tabela 4.13, para o deslocamento igual a 0.05 m obtém-se $K_T = 13.77/0.05 = 275 \text{ kN/m}$ que é aproximadamente igual à rigidez transversal da membrana quando o deslocamento transversal é nulo, como se pode observar no gráfico da Figura 4.24.

Realizada a análise linear iterativa, obteve-se um deslocamento transversal de 0.084 m na resposta à acção sísmica transversal, correspondente a uma rigidez de 278 kN/m/cabo.

Como se pode verificar a rigidez na direcção transversal relativa a este comportamento é inferior à rigidez associada ao alongamento do cabo calculada anteriormente. Dado que estas rigidezes funcionam em série, é a rigidez mais baixa que condiciona o comportamento da cobertura na direcção ortogonal aos cabos de pré-esforço. Por esta razão a rigidez transversal considerada nas molas do modelo é dada por esta última análise, isto é, 278 kN/m/cabo.

Para que a estrutura possa acomodar estes deslocamentos transversais relativos, sem que surjam forças concentradas devido à mudança brusca de direcção dos cabos, nas interfaces das lajes de ancoragem e de cobertura com a descontinuidade, prevê-se a existência de dispositivos do tipo sela que permitem uma transição suave da direcção dos cabos à medida que estes se deformam face à acção sísmica.

Os dispositivos estão inseridos nas lajes de ancoragem e de cobertura e têm um comprimento de 30 cm. Dentro deles os cabos de pré-esforço têm um andamento parabólico sempre que tiverem necessidade de se deformar transversalmente. É por esta razão que se considera um comprimento inicial do troço de cabo de 1.6 m, uma vez que os cabos só estão ligados às lajes após estes dispositivos de transição.

Na Figura 4.26 apresenta-se uma representação em planta do traçado de cabo, no troço de descontinuidade e nos dispositivos em resposta à acção sísmica transversal, na qual o deslocamento transversal relativo dos cabos é no máximo 0.084 m.

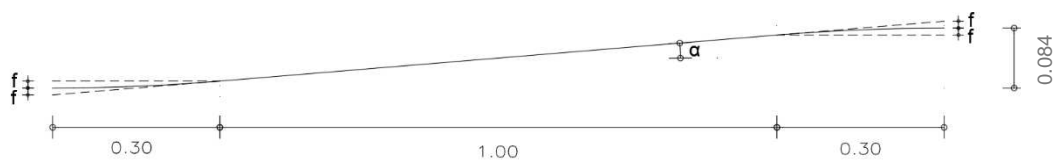


Figura 4.26 Representação em planta do troço de cabo na descontinuidade face à acção sísmica transversal.

Deve-se verificar se o comprimento definido para os dispositivos de transição é suficiente para que o troço parabólico do cabo respeite a verificação do raio mínimo de curvatura.

$$\tan \alpha = \frac{0.084 + 2f}{1.6}$$

$$\tan \alpha = \frac{0.084 - 2f}{1.0}$$

Igualando as equações anteriores é possível obter o valor de f ,

$$\frac{0.084 + 2f}{1.6} = 0.084 - 2f \rightarrow f = 0.00969 \text{ m}$$

Da equação parabólica do cabo $y = ax^2$, obtém-se o valor do parâmetro a a partir da seguinte expressão:

$$a = \frac{4f}{L^2} = \frac{4 \times 0.00969}{0.6^2} = 0.1077$$

Conhecido este parâmetro pode-se obter o raio de curvatura do traçado através da expressão:

$$R = \frac{1}{2a} = \frac{1}{2 \times 0.1077} = 4.64 \text{ m}$$

O raio mínimo de curvatura pode ser obtido a partir da seguinte recomendação relativa a cabos de pré-esforço exterior:

$$R_{min} = 1 a 1.5 \sqrt{F_{pk}} \geq 2.0 \text{ m}$$

Expressão na qual F_{pk} representa a força última do cabo em MN. Para um cabo com 4 cordões esta força vem igual a:

$$F_{pk} = 4 \times 250 = 1000 \text{ kN} = 1 \text{ MN}$$

$$R_{min} = 1.5\sqrt{1} \geq 2.0 \rightarrow R_{min} = 2 \text{ m}$$

Concluindo, o comprimento dos dispositivos de transição é suficiente para satisfazer a verificação do raio mínimo de curvatura do cabo.

2) Simulação do comportamento na direcção longitudinal

Conforme já discutido anteriormente, o deslocamento longitudinal da laje vai repercutir-se somente na variação de flecha da membrana. Uma vez que a membrana apresenta um comportamento não linear, o processo de determinação da rigidez longitudinal pode ser efectuado de modo iterativo como se indica a seguir. Considere-se as representações da membrana, considerada axialmente indeformável, apresentadas nas Figuras 4.27 e 4.28.

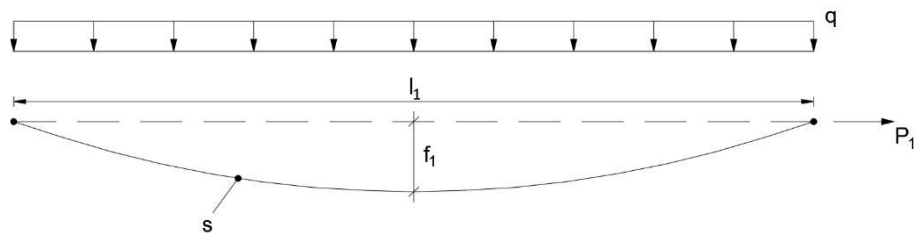


Figura 4.27 Parábola descrita pela membrana da cobertura.

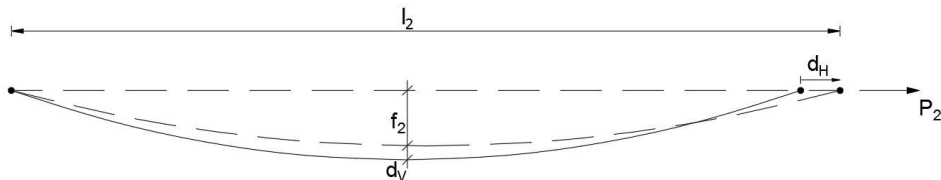


Figura 4.28 Membrana da cobertura sujeita a um deslocamento horizontal.

Nestas figuras, l representa o vão da membrana, f a flecha a meio vão, s o comprimento da membrana (que se considera constante), q a carga vertical actuante sobre a membrana, P a componente horizontal da força no cabo, d_H o deslocamento longitudinal da laje e d_V a variação de flecha da membrana. A força P_1 tem o mesmo valor que a força F_{cabo} considerada anteriormente, com valor igual a 275 kN.

O processo iterativo inicia-se com a atribuição de um valor ao deslocamento horizontal d_H . A rigidez longitudinal associada a este deslocamento obtém-se através das seguintes expressões:

$$l_2 = l_1 + d_H$$

Através da expressão (3.9) que traduz o comprimento de uma parábola obtém-se a nova flecha da membrana:

$$s = l_2 \left(1 + \frac{8}{3} \frac{f_2^2}{l_2^2} - \frac{32}{5} \frac{f_2^4}{l_2^4} + \frac{256}{7} \frac{f_2^6}{l_2^6} \right) \rightarrow f_2$$

$$d_v = f_2 - f_1$$

O esforço axial no cabo associado a esta nova flecha é dado pela seguinte expressão:

$$P_2 = \frac{q l_2^2}{8 f_2}$$

$$\Delta P = P_2 - P_1$$

Finalmente a rigidez longitudinal vem dada pela expressão:

$$K_L = \frac{\Delta P}{d_H} \quad (4.27)$$

Seguidamente atribui-se esta rigidez longitudinal às molas do modelo e obtém-se o deslocamento horizontal da membrana para a acção do sismo elástico longitudinal. Repete-se o processo iterativo com este novo valor de deslocamento. A iteração final será aquela que tiver uma diferença pouco significativa para a iteração anterior.

Na Tabela 4.15 apresenta-se os valores da rigidez longitudinal associada a vários valores de deslocamentos longitudinais.

Tabela 4.14 Valores da rigidez longitudinal da membrana para diversos deslocamentos longitudinais.

d_H [m]	l_2 [m]	f_2 [m]	P_2 [kN]	ΔP [kN]	d_v [m]	K_L [kN/m]
0.01	44.81	3.476	277.3	2.03	0.024	202.8
0.02	44.82	3.451	279.4	4.13	0.049	206.3
0.03	44.83	3.427	281.5	6.27	0.073	208.9
0.04	44.84	3.402	283.7	8.46	0.098	211.4
0.05	44.85	3.377	285.9	10.69	0.123	213.9
0.06	44.86	3.351	288.2	12.98	0.149	216.3
0.07	44.87	3.326	290.6	15.32	0.174	218.8
0.08	44.88	3.300	293.0	17.71	0.200	221.4
0.09	44.89	3.274	295.4	20.16	0.226	224.0
0.10	44.90	3.248	297.9	22.66	0.252	226.6
0.11	44.91	3.222	300.5	25.23	0.278	229.3
0.12	44.92	3.195	303.1	27.86	0.305	232.1
0.13	44.93	3.169	305.8	30.55	0.331	235.0
0.14	44.94	3.142	308.6	33.31	0.358	238.0
0.15	44.95	3.114	311.4	36.15	0.386	241.0
0.16	44.96	3.087	314.3	39.06	0.413	244.1
0.17	44.97	3.059	317.3	42.04	0.441	247.3
0.18	44.98	3.031	320.4	45.11	0.469	250.6
0.19	44.99	3.003	323.5	48.27	0.497	254.0
0.20	45.00	2.975	326.8	51.51	0.525	257.6

Na Figura 4.29 apresentam-se os diagramas força-deslocamento e rigidez-deslocamento que traduzem o comportamento da membrana na direcção longitudinal. Na Figura 4.30 é apresentada a variação de flecha em função do deslocamento longitudinal.

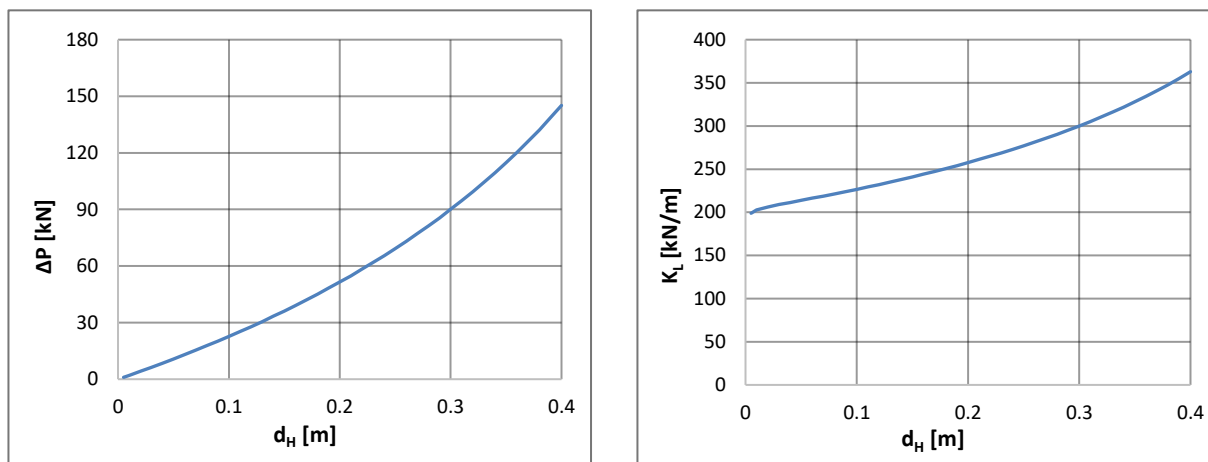


Figura 4.29 Relação da variação da componente horizontal do esforço axial e da rigidez longitudinal face ao deslocamento longitudinal.

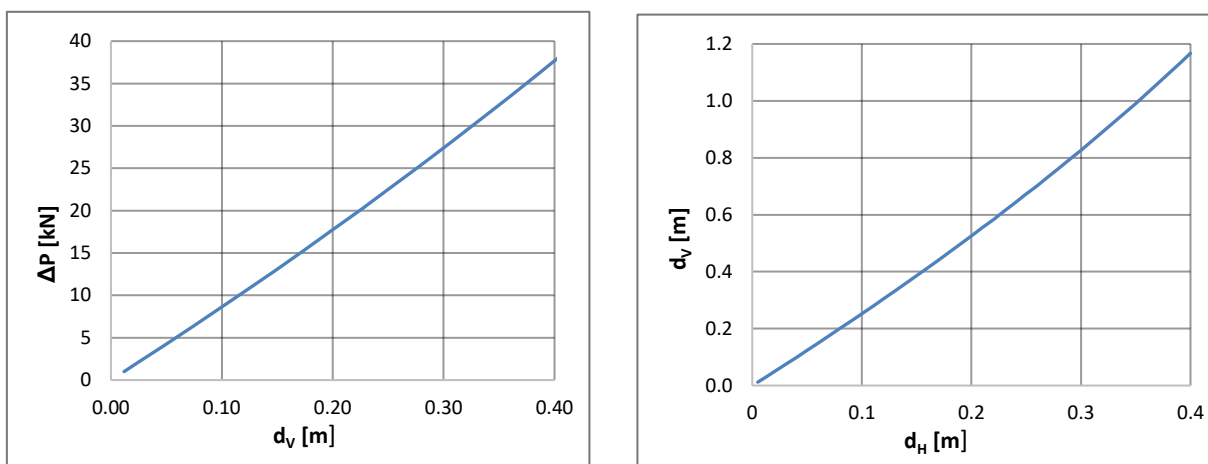


Figura 4.30 Variação da força ΔP em função da variação da flecha e variação da flecha em função do deslocamento longitudinal.

Como se pode observar no primeiro diagrama da Figura 4.29 a força nos cabos cresce mais rapidamente que o deslocamento, apresentando mais uma vez um carácter exponencial. Este comportamento já era esperado pois à medida que o deslocamento aumenta a flecha diminui e, consequentemente, a força no cabo tem que aumentar para equilibrar a mesma carga vertical.

Na Figura 4.30 nota-se, ainda que de forma ligeira, que a força ΔP tem uma taxa de crescimento superior à variação da flecha, e por sua vez, a variação de flecha tem uma taxa de crescimento superior ao deslocamento longitudinal. Estas taxas de crescimento também explicam o comportamento exponencial da rigidez longitudinal.

Realizada a análise iterativa, obteve-se para a acção sísmica longitudinal um deslocamento horizontal de 0.101 m em cada troço livre de cabos, correspondente a uma rigidez de 260 kN/m/cabo.

Verifique-se agora a validade da hipótese inicial de considerar a membrana indeformável no seu plano. Ao deslocamento horizontal de 0.101 m corresponde uma variação de força no cabo de $\Delta P = 23 \text{ kN}$. Para este acréscimo de força a deformação axial da membrana correspondente é:

$$\delta_H = \frac{\Delta PL}{EA} = \frac{\Delta PL_1}{EA_{cabo}} + \frac{\Delta PL_2}{EA_{membrana}} \quad (4.28)$$

$$EA_{cabo} = 190 \times 10^6 \times 5.6 \times 10^{-4} = 106\,400 \text{ kN}$$

$$EA_{membrana} = 106\,400 + 1.2 \times 0.2 \times 17.5 \times 10^6 = 4\,306\,400 \text{ kN}$$

$$\delta_H = \frac{23 \times 1.6 \times 2}{106\,400} + \frac{23 \times 41.6}{4\,306\,400} = 0.00069 + 0.00022 = 0.00091 \text{ m}$$

Como se pode verificar este deslocamento é muito inferior ao deslocamento obtido anteriormente pelo que a deformação axial da membrana pode ser desprezada nesta análise.

Apresenta-se seguidamente o comportamento dinâmico da estrutura na direcção horizontal para a rigidez efectiva das molas anteriormente calculada.

Nas Figuras 4.31 a 4.36 apresentam-se as configurações dos modos de vibração e na Tabela 4. os factores de participação de cada modo.

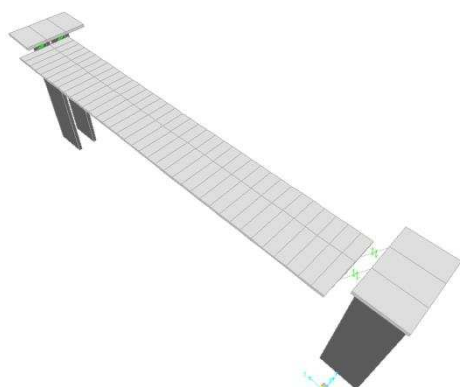


Figura 4.31 Modo 1 – Membrana e Contrafortes X.

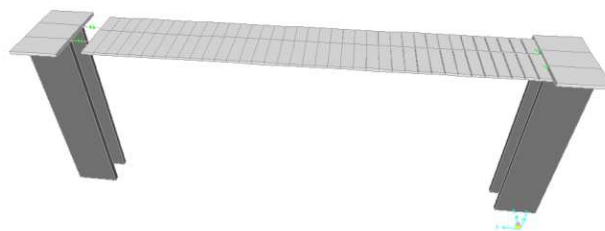


Figura 4.32 Modo 2 – Membrana Y.

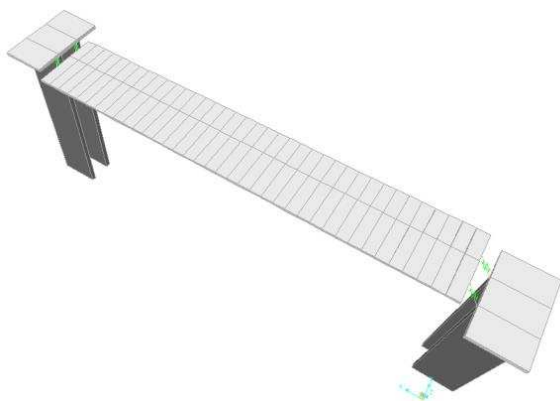


Figura 4.33 Modo 3 – Contrafortes X.

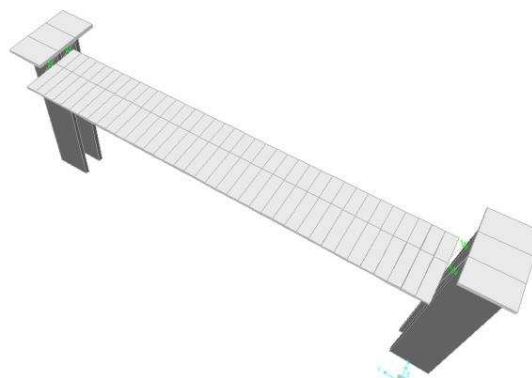


Figura 4.34 Modo 4 – Contrafortes X.

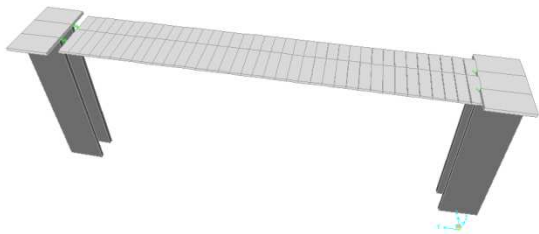


Figura 4.35 Modo 5 – Contrafortes Y.

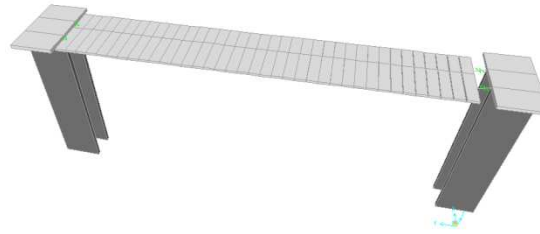


Figura 4.36 Modo 6 – Contrafortes Y.

Tabela 4.15 Factores de participação modal da estrutura.

OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	1.48	0.80	0.00	0.80	0.00	0.00	0.00
MODAL	Mode	2	1.14	0.00	0.37	0.80	0.37	0.00	0.00
MODAL	Mode	3	0.81	0.00	0.00	0.80	0.37	0.99	0.99
MODAL	Mode	4	0.74	0.20	0.00	1.00	0.37	0.00	0.99
MODAL	Mode	5	0.20	0.00	0.00	1.00	0.37	0.00	0.99
MODAL	Mode	6	0.14	0.00	0.63	1.00	0.99	0.00	0.99

Analisando os modos de vibração verifica-se que o 1º modo corresponde à vibração da membrana e dos contrafortes na direcção transversal. O factor de participação é relativamente elevado com valor igual a 0.80 correspondendo à participação da membrana e dos contrafortes neste modo. O modo 2 corresponde à vibração da membrana na direcção longitudinal com período relativamente semelhante ao da vibração na direcção ortogonal em resultado da proximidade das rigidezes da membrana em ambas as direcções. O factor de participação é 0.37, correspondendo aproximadamente à relação entre a massa da membrana e a massa total da estrutura. Os terceiro e quarto modos são relativos à vibração dos contrafortes na direcção transversal. O modo 3 corresponde à vibração dos contrafortes em contra fase, razão pela qual o factor de participação em Y é nulo e o factor de participação relativo à rotação em Z apresenta um valor elevado. Trata-se de um pseudo modo de torção uma vez que o movimento da estrutura corresponde essencialmente à translação dos contrafortes. O modo 5 corresponde à vibração dos contrafortes na direcção Y em contra fase, apresentando desta forma um factor de participação nulo.

3) Simulação do comportamento na direcção vertical

Os efeitos da componente vertical da acção sísmica na estrutura da cobertura são relativamente moderados como é possível verificar recorrendo ao espectro de resposta vertical apresentado anteriormente. A máxima aceleração espectral é relativa ao sismo tipo 2 e ocorre para períodos de vibração ente 0.05 e 0.15 s, apresentando um valor $S_a = 2.69 \text{ m/s}^2$. Para esta aceleração o acréscimo de carga vertical na laje de cobertura é dado pela seguinte expressão:

$$\Delta W = m S_{vd} = (3.84/9.8) \times 2.69 = 1.05 \text{ kN/m}$$

Deste modo, para a situação limite de máxima aceleração espectral, o efeito da acção sísmica induz nos cabos de pré-esforço e nos contrafortes efeitos inferiores aos associados ao peso da laje afectado do coeficiente de segurança que envolve a verificação para situações de projeto persistentes:

$$3.84 + 1.05 = 4.89 \text{ kN/m} < 1.35 \times 3.84 = 5.18 \text{ kN/m}$$

Embora a acção sísmica não seja condicionante tenta-se avaliar de forma simples os seus efeitos na estrutura. O modelo de cálculo atrás considerado para a análise do comportamento sísmico da estrutura não simula o seu comportamento para a componente vertical da acção sísmica. De modo a avaliar os efeitos desta componente do sismo considerou-se um modelo estrutural simples da membrana representado na Figura 4.37.

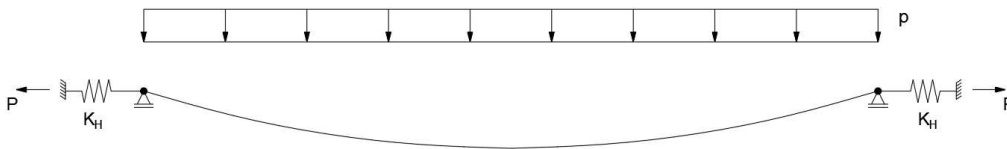


Figura 4.37 Modelo estrutural utilizado na análise da componente vertical da acção sísmica.

Neste modelo as molas de extremidade representam a rigidez horizontal dos contrafortes na direcção longitudinal da cobertura. Quando ocorre um deslocamento vertical da membrana, as forças nos cabos de pré-esforço variam originando um deslocamento horizontal do topo dos contrafortes, Figura 4.38. Determina-se seguidamente de forma aproximada a rigidez vertical da membrana que permitirá determinar o período de vibração e a correspondente aceleração espectral.

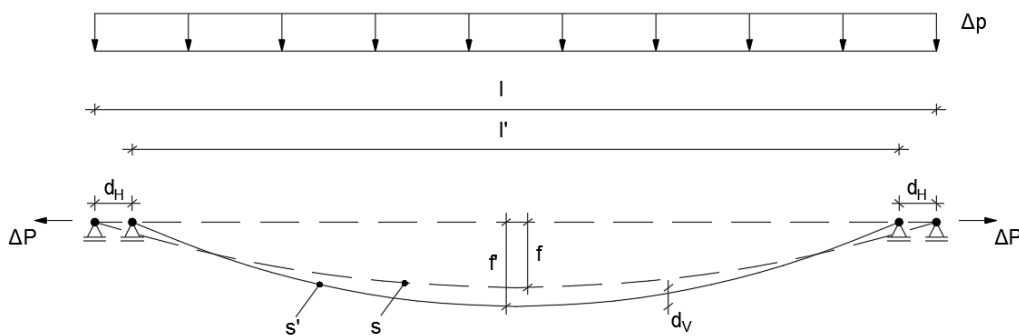


Figura 4.38 Repercussões na estrutura devido a um deslocamento vertical da membrana.

Relembrando do subcapítulo onde se analisou o estado limite de deformação, cada contraforte está sujeito a uma força horizontal proveniente dos cabos pré-esforçados da membrana com valor de 839 kN, correspondente a 3 cabos, e exibe uma flecha elástica de 1.23 cm.

$$K_{H,elast} = \frac{839}{1.23 \times 10^{-2}} = 68\,211 \text{ kN/m}$$

$$K_{H,eff} = \frac{68\,211}{2} = 34\,100 \text{ kN/m}$$

Esta rigidez é equivalente a considerar que o apoio de cada cabo tem uma rigidez horizontal de:

$$K_H = \frac{34\,100}{3} = 11\,367 \text{ kN/m}$$

A variação esforço axial no cabo e a variação da carga vertical actuante obtêm-se através das seguintes expressões:

$$\Delta P = K_H d_H$$

$$\Delta p = \frac{8(f + d_V)}{(l - 2d_H)^2} \times \Delta P$$

Tendo em conta que o deslocamento vertical relativo d_V varia ao longo da membrana, a rigidez vertical da mesma pode ser obtida a partir da seguinte expressão:

$$K_V = \int \frac{\Delta p}{d_V} dl \quad (4.29)$$

Tendo em conta que Δp é constante ao longo do vão da membrana, e tomando a simplificação de considerar o diagrama do deslocamento vertical relativo triangular, com valor nulo nos apoios e com valor máximo d_V a meio vão, a expressão anterior pode ser simplificada:

$$K_V = \frac{\Delta p \times l}{d_V \times l \times \frac{1}{2}} = \frac{\Delta p}{d_V/2}$$

A determinação dos efeitos da acção sísmica é realizada por um processo iterativo como se exemplifica seguidamente.

Considere-se um deslocamento horizontal em cada contraforte de 0.01 m. A variação de esforço axial na membrana associada a este deslocamento é dada por:

$$\Delta P = 11\,367 \times 0.01 = 113.67 \text{ kN}$$

A este aumento de esforço axial corresponde uma deformação axial da membrana de:

$$\delta = \frac{\Delta P L_1}{EA_{cabo}} + \frac{\Delta P L_2}{EA_{membrana}} = \frac{113.67 \times 1.6 \times 2}{106\,400} + \frac{113.67 \times 41.6}{4\,306\,400} = 0.00342 + 0.00110 = 0.00452 \text{ m}$$

Verifica-se que neste caso a deformação axial da membrana não é desprezável face ao deslocamento horizontal do contraforte.

O efeito do deslocamento horizontal dos contrafortes na flecha da membrana é o que se indica em seguida:

$$l' = l - 2d_H = 44.8 - 2 \times 0.01 = 44.78 \text{ m}$$

$$s' = s + \delta = 45.529 + 0.00452 = 45.53352 \text{ m}$$

$$f' = \sqrt{\frac{3}{8} \times 44.78(45.53352 - 44.78)} = 3.58 \text{ m}$$

$$d_v = f' - f = 3.58 - 3.50 = 0.08 \text{ m}$$

A rigidez vertical da membrana associada a este deslocamento horizontal é dada por:

$$\Delta p = \frac{8 \times 3.58}{44.78^2} \times 113.67 = 1.623 \text{ kN/m}$$

$$K_v = \frac{1.623}{0.06/2} = 54.1 \text{ kN/m}$$

Determina-se seguidamente o período de vibração da membrana, a aceleração espectral vertical e a força de inércia para o deslocamento horizontal em cada contraforte de 0.01 m.

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m}{K_v}} = 2\pi \sqrt{\frac{3.84/9.82}{54.1}} = 0.54 \text{ s}$$

$$S_{vd} = 0.86 \text{ m/s}^2$$

$$\Delta p = m S_{vd} = (3.84/9.82) \times 0.86 = 0.34 \text{ kN/m}$$

Este valor é inferior ao calculado atrás ($\Delta p = 1.614 \text{ kN/m}$). Realizando as iterações necessárias obtêm-se os seguintes valores finais: $d_H = 0.002 \text{ m}$; $\Delta P = 22.73 \text{ kN}$; $d_v = 0.0106 \text{ m}$; $K_v = 60.2 \text{ kN/m}$; $T = 0,50 \text{ s}$; $S_{vd} = 0.93 \text{ m/s}^2$; $\Delta p = 0,36 \text{ kN/m}$. Conclui-se que os efeitos da componente vertical da acção sísmica na estrutura da cobertura são desprezáveis como referido anteriormente.

Para finalizar a análise sísmica da cobertura apresentam-se nas Tabelas 4.17 e 4.18 os deslocamentos da estrutura e os esforços nos contrafortes devidos à acção sísmica.

Tabela 4.5 Deslocamentos da membrana e dos contrafortes sob a acção sísmica.

	X [m]	Y [m]
Contrafortes	0.062	0.002
Membrana	0.084	0.101

Os deslocamentos dos contrafortes foram obtidos através dos deslocamentos do nó de topo do elemento, e os deslocamentos da membrana foram obtidos através dos deslocamentos relativos exibidos pelas molas. Relativamente aos contrafortes verifica-se que os deslocamentos na direcção longitudinal são desprezáveis devido à elevada rigidez que apresentam nesta direcção. Os deslocamentos horizontais da membrana são relativamente próximos em ambas as direcções, exibindo maior deslocamento na direcção longitudinal devido à sua menor rigidez nesta direcção. No geral, confirma-se que a membrana é mais flexível que os contrafortes como seria de esperar.

Antes de apresentar os esforços nos contrafortes, apresenta-se o sistema de eixos locais adoptado para a avaliação dos esforços neste elemento na Figura 4.39.

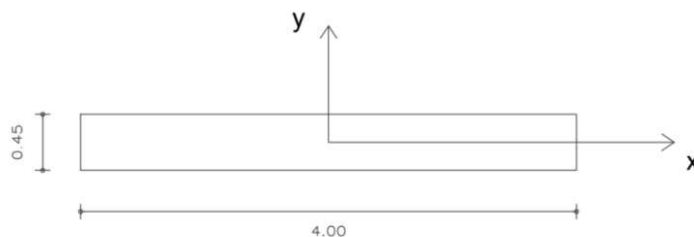


Figura 4.39 Secção e sistema de eixos locais dos contrafortes.

Tabela 4.16 Esforços na base dos contrafortes devido à acção sísmica.

	N [kN]	V _x [kN]	V _y [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]
Sismo Longitudinal	494	160	0	6	1630
Sismo Transversal	123	24	89	764	279

Os esforços nos contrafortes devidos à acção sísmica são relativamente baixos, o que pode em princípio indicar que a combinação de acções relativas às cargas verticais será condicionante no dimensionamento destes elementos.

4.8 DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL

4.8.1 LAJE DE ANCORAGEM

Os impulsos dos cabos de pré-esforço da cobertura são as acções que condicionam o dimensionamento deste elemento estrutural, pelo que a combinação de acções relevante é a combinação para situações de projecto persistentes ou transitórias.

Para analisar o efeito destas cargas na laje de ancoragem, adoptou-se o modelo de escoras e tirantes apresentado na Figura 4.40.

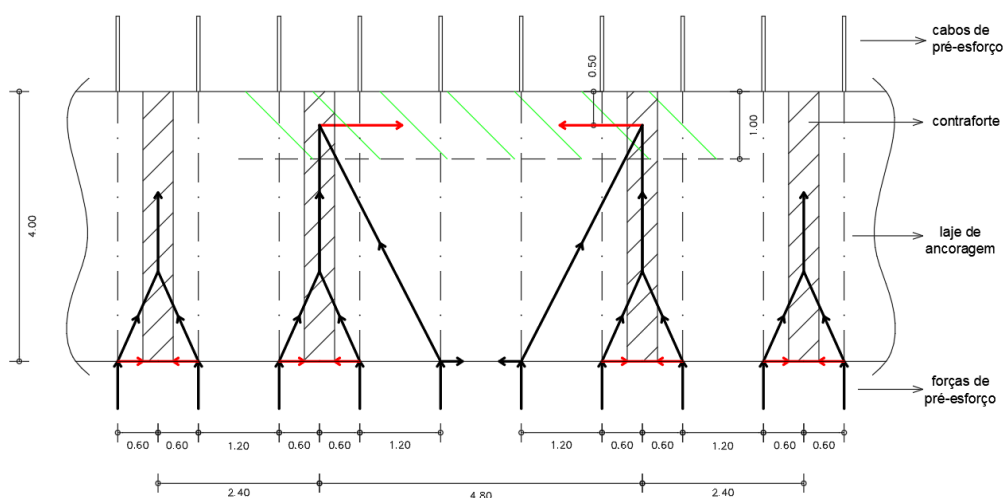


Figura 4.40 Modelo de escoras e tirantes dos impulsos na laje de ancoragem.

A vermelho estão representadas as forças nos tirantes e a preto as forças nas escoras. Considere-se a faixa central da laje de ancoragem, os impulsos dos cabos centrais são encaminhados em compressão até a uma faixa junto à face oposta da laje. A inclinação destas compressões é a mesma que as compressões dos impulsos dos outros dois cabos da faixa central da laje, e dos cabos das faixas laterais representadas.

Relembra-se que a quantidade de pré-esforço útil necessária para esta solução estrutural é $P_{\infty} = 244 \text{ kN/m}$. Então cada cabo estará sujeito a:

$$P_{\infty \text{ cabo}} = 244 \times 1.2 = 293 \text{ kN}$$

Cada cabo será sujeito a uma força de tensionamento de:

$$P'_0 = \frac{293}{0.8} = 366 \text{ kN}$$

Para efeitos de análise de estado limite último considera-se o coeficiente de majoração $\gamma_P = 1.2$ recomendado na NP EN 1992-1-1 na verificação de efeitos locais. A força a considerar em cada cabo é:

$$F_{\text{cabo}} = 1.2 \times 366 = 439 \text{ kN}$$

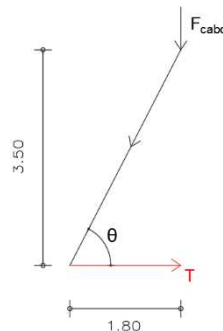


Figura 4.41 Tracção na laje de ancoragem gerada pelo impulso do cabo de pré-esforço.

A tracção que surge na laje de ancoragem, representada na Figura 4.41, para este modelo de encaminhamento de cargas é dada por:

$$T = F_{\text{cabo}} \times \cot \theta = 439 \times \frac{1.8}{3.5} = 226 \text{ kN}$$

Para resistir a esta tracção é necessária a seguinte quantidade de armadura:

$$A_s = \frac{226}{435} \times 10 = 5.2 \text{ cm}^2$$

De forma a comprovar o modelo de escoras e tirantes adoptado, recorreu-se de novo ao programa SAP2000 e realizou-se um modelo de elementos finitos da laje de ancoragem para obter a força de tracção que nela surge e comparar com a obtida no modelo anterior. Representa-se na Figura 4.42 uma faixa de laje do modelo de elementos finitos.

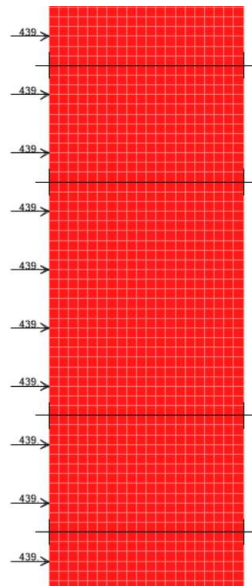


Figura 4.42 Faixa de laje do modelo de elementos finitos da laje de ancoragem.

Os elementos finitos são quadrangulares com 20 cm de lado, os contrafortes foram modelados através de elementos do tipo barra (*frame*) e têm apoios fixos nas suas extremidades. A laje de ancoragem foi modelada através de elementos do tipo casca (*membrane*), uma vez que está principalmente solicitada no seu plano.

A distribuição de forças F_{22} (forças segundo a maior direcção da laje) obtida no modelo foi a que se apresenta na Figura 4.43. Verifica-se que as forças de tracção máximas se localizam nas zonas onde se definiram os tirantes no modelo anterior pelo que se considera que esse modelo é adequado ao dimensionamento da laje de ancoragem.

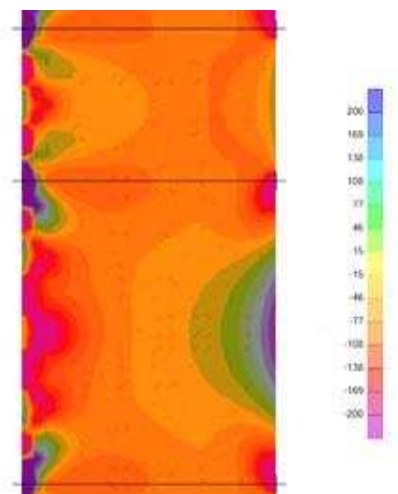


Figura 4.43 Distribuição de forças F_{22} devido à acção dos impulsos dos cabos de pré-esforço.

De acordo com a NP EN 1992-1-1 a expressão genérica da armadura mínima a adoptar num elemento de betão armado é dada por:

$$A_{s,min} \sigma_s = k_c k_{fct,eff} A_{ct} \quad (4.30)$$

Nesta expressão σ_s representa o valor absoluto da tensão máxima admissível na armadura imediatamente depois da formação da fenda e pode ser considerada igual à tensão de cedência da armadura f_{yk} , k_c é um coeficiente que tem em conta a distribuição de tensões na secção imediatamente antes da fendilhação, e para tracção simples é igual a 1, k é um coeficiente que considera o efeito das tensões não uniformes auto-equilibradas, considera-se igual a 1, $f_{ct,eff}$ é o valor médio da resistência do betão à tracção à data em que se prevê que se possam formar as primeiras fendas e pode ser considerado igual a f_{ctm} e A_{ct} representa a área de betão traccionada.

Então a armadura mínima necessária na laje de ancoragem vem igual a:

$$A_{s,min} = \frac{3.2}{500} \times 100 \times 30 = 19.2 \text{ cm}^2/m$$

Esta armadura é superior à necessária para a verificação do estado limite último, pelo que se adopta uma malha de armadura superior e inferior com $\phi 16/0.20$ ($20.1 \text{ cm}^2/m$).

4.8.2 LAJE DE COBERTURA

O dimensionamento da laje de cobertura é condicionado pela combinação de acções para situações de projecto persistentes ou transitórias, na qual o peso próprio da laje e o vento constituem as acções relevantes.

O funcionamento estrutural da laje de cobertura em resposta a esta combinação de acções, consiste no encaminhamento das cargas verticais apenas numa direcção, que é a direcção perpendicular ao funcionamento dos cabos (direcção X). Portanto, o modelo que a caracteriza é o de uma viga contínua em que o vão é igual à distância entre os cabos de pré-esforço, isto é, 1.2 m.

A carga permanente e pressão vertical descendente do vento que actuam sobre a laje já foram determinadas anteriormente e são iguais a $c_p = 3.20 \text{ kN/m}^2$ e $q_w = 0.13 \text{ kN/m}^2$, respectivamente. A carga vertical considerada na verificação de estado limite último é:

$$p_{sd} = 1.35 \times 3.20 + 1.5 \times 0.13 = 4.6 \text{ kN/m}^2$$

Apresenta-se na Figura 4.44 o modelo de viga contínua considerado para uma faixa de laje com 1 m de largura.

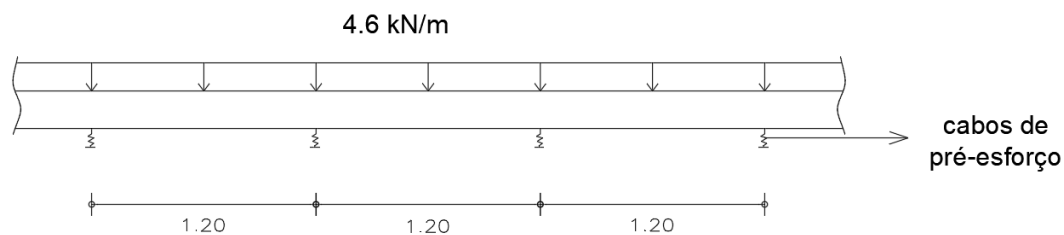


Figura 4.44 Modelo de viga contínua utilizado na análise da laje de cobertura para as cargas verticais.

O momento flector máximo localiza-se nas secções sobre o apoio e tem o seguinte valor:

$$m_{sd} = \frac{p_{sd}l^2}{12} = \frac{4.6 \times 1.2^2}{12} = 0.55 \text{ kNm/m}$$

$$\mu = \frac{M_{sd}}{bd^2f_{cd}} = \frac{0.55 \times 1.0}{1.0 \times 0.17^2 \times 20000} = 0.001$$

Verifica-se que o momento flector é bastante baixo, principalmente devido ao reduzido vão e peso da laje de cobertura, pelo que a armadura que se vai adoptar é a mínima.

$$A_{s,min} = \frac{2.4}{500} \times 100 \times 20 = 9.6 \text{ cm}^2/m$$

Adopta-se uma malha de armadura, superior e inferior, com # ϕ 10//0.15 (10.5 cm²/m).

4.8.3 CONTRAFORTES

As acções que condicionam o dimensionamento dos contrafortes são as cargas permanentes, o vento, a acção sísmica longitudinal e acção sísmica transversal. As combinações de acções de estado limite último a considerar são a combinação de acções para situações de projecto persistentes ou transitórias e a combinação de acções para situações de projecto sísmicas, esta última dividida em duas combinações, sísmica longitudinal e sísmica transversal.

Os esforços relativos à acção sísmica já foram apresentados no subcapítulo da análise sísmica, analisam-se agora os efeitos das acções das cargas permanentes e do vento. Considera-se o mesmo sistema de eixos locais já apresentado na Figura 4.39.

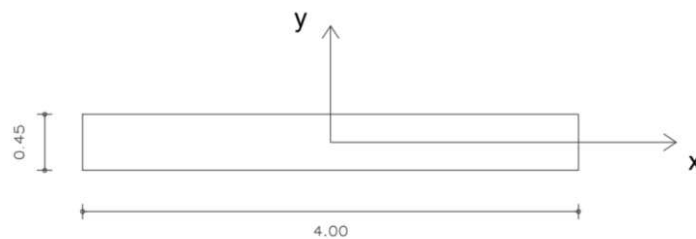


Figura 4.39 Secção e sistema de eixos locais dos contrafortes.

4.8.3.1 CARGAS PERMANENTES

Sendo os contrafortes os apoios da estrutura da cobertura, terão que suportar o peso próprio de todos os elementos estruturais. Apresenta-se o valor do esforço normal em cada contraforte provocado por estas cargas:

$$pp_{contraforte} = 25 \times 4.0 \times 0.45 \times \frac{17.0 + 15.7}{2} = 736 \text{ kN}$$

$$pp_{laje \text{ de ancoragem}} = 25 \times 0.30 \times 4.2 \times (3.6 - 0.45) = 99 \text{ kN}$$

$$pp_{\text{laje de cobertura}} = \frac{3.25 \times 42.8 \times 46.1}{28} = 229 \text{ kN}$$

Relembra-se que os contrafortes têm uma altura que varia entre 15.7 e 17.0 m, têm uma largura de influência de 3.6 m e no total existem 28 contrafortes. A laje de ancoragem devido à sua inclinação apresenta um desenvolvimento de 4.2 m segundo a direcção Y. O esforço normal nos contrafortes devido às cargas permanentes é:

$$N_{cp} = 736 + 99 + 229 = 1064 \text{ kN}$$

Nas acções das cargas permanentes é ainda necessário considerar o efeito do pré-esforço da membrana nos contrafortes. Os esforços provocados pelos impulsos dos cabos já foram calculados no subcapítulo da concepção da solução e têm o valor igual a:

$$V_x = 839 \text{ kN}$$

$$M_y = 12837 \text{ kNm}$$

4.8.3.2 VENTO

As cargas laterais nos contrafortes provocadas pela acção do vento são $q_{w,x} = 0.29 \text{ kN/m}$ e $q_{w,y} = 5.5 \text{ kN/m}$. Consideraram-se estes carregamentos constantes em altura e adoptou-se o modelo de consola no cálculo dos esforços na direcção longitudinal, e o modelo estrutural definido anteriormente para a análise sísmica no cálculo dos esforços na direcção transversal.

Os esforços na base dos contrafortes provocados por estas cargas são:

$$V_x = 0.29 \times 17 = 5 \text{ kN}$$

$$M_y = \frac{0.29 \times 17^2}{2} = 42 \text{ kNm}$$

$$V_y = 94 \text{ kN}$$

$$M_x = 544 \text{ kNm}$$

4.8.3.3 COMBINAÇÕES DE ACÇÕES

Efectua-se em seguida a combinação dos esforços nos contrafortes de forma a determinar quais as combinações de acções condicionantes.

Combinação de acções para situações de projecto persistentes ou transitórias (considera-se a acção do vento na direcção mais desfavorável)

$$N = 1.35 \times (-1064) = -1436 \text{ kN}$$

$$V_x = 1.35 \times 839 = 1133 \text{ kN}$$

$$V_y = 1.5 \times 94 = 141 \text{ kN}$$

$$M_x = 1.5 \times 544 = 816 \text{ kNm}$$

$$M_y = 1.35 \times 12837 = 17330 \text{ kNm}$$

Combinação sísmica longitudinal

$$N_{min} = -(1064 + 494) = -1558 \text{ kN}$$

$$N_{max} = -(1064 - 494) = -570 \text{ kN}$$

$$V_x = 839 + 160 = 999 \text{ kN}$$

$$V_y = 0 \text{ kN}$$

$$M_x = 6 \text{ kNm}$$

$$M_y = 12837 + 1630 = 14467 \text{ kNm}$$

Combinação sísmica transversal

$$N_{min} = -(1064 + 123) = -1187 \text{ kN}$$

$$N_{max} = -(1064 - 123) = -941 \text{ kN}$$

$$V_x = 839 + 24 = 863 \text{ kN}$$

$$V_y = 89 \text{ kN}$$

$$M_x = 764 \text{ kNm}$$

$$M_y = 12837 + 279 = 13116 \text{ kNm}$$

Tabela 4.18 Esforços nos contrafortes resultantes das combinações de acções relevantes.

Combinação de acções	N [kN]	V _x [kN]	V _y [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]
Persistentes ou transitórias	- 1436	1133	141	816	17330
Sísmica Longitudinal	-1558	999	0	6	14467
Sísmica Transversal	-1187	863	89	764	13116

Pela comparação dos esforços na Tabela 4.19 verifica-se que a combinação de acções para situações de projecto persistentes ou transitórias é a condicionante.

4.8.3.4 DIMENSIONAMENTO

Já foi abordado no subcapítulo do estudo de soluções o facto dos contrafortes apresentarem um esforço normal bastante reduzido em virtude das reduzidas cargas verticais que actuam sobre a cobertura. Para a combinação de acções persistentes ou transitórias os contrafortes apresentam um esforço normal reduzido dado por:

$$v = \frac{1436}{0.45 \times 4.0 \times 23.3 \times 10^3} = 0.034$$

Como se pode verificar o esforço normal é bastante reduzido e não terá impacto no dimensionamento dos contrafortes, pelo que são dimensionados à flexão desviada.

A NP EN 1992-1-1 estabelece os seguintes limites para a quantidade de armadura vertical em paredes:

$$A_{s,vmin} = 0.002A_c = 0.002 \times 400 \times 45 = 36 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,vmax} = 0.04A_c = 0.04 \times 400 \times 45 = 720 \text{ cm}^2$$

Definiu-se uma armadura vertical composta por 38 varões de 25, correspondente a uma área de armadura de 187 cm², a qual se junta à armadura de pré-esforço de 4 cabos de 9 cordões 0.6"N, correspondente a uma área de aço de 50.4 cm².

A verificação de segurança é realizada recorrendo ao seguinte critério:

$$\left(\frac{M_{sd,x}}{M_{Rd,x}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{sd,y}}{M_{Rd,y}}\right)^\alpha \leq 1.0 \quad \text{com } \alpha = 1.0 \quad (4.31)$$

No Anexo C apresentam-se um conjunto de figuras que representam o cálculo dos momentos resistentes do contraforte com recurso a um programa de cálculo automático, para a quantidade de armadura vertical definida. Na determinação do momento resistente $M_{Rd,x}$ considerou-se apenas o efeito do esforço axial pré-esforço por os cabos se apresentarem na extremidade da secção.

Os momentos resistentes obtidos são:

$$M_{Rd,x} = 2623 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd,y} = 35387 \text{ kNm}$$

Pode-se agora fazer a interacção de momentos flectores, e verificar se a quantidade de armadura definida é suficiente para verificar a segurança.

Combinação de acções persistentes ou transitórias

$$\frac{816}{2623} + \frac{17330}{35387} = 0.311 + 0.490 = 0.80$$

Está verificada a segurança à flexão em relação às combinações de estado limite último. Determina-se agora a armadura transversal necessária para verificar a segurança em relação ao esforço transverso.

Considerando uma inclinação das bielas de compressão no contraforte de 30°, as quantidades de armadura transversais para as combinações de acções consideradas são:

$$\frac{A_{sw,x}}{s} = \frac{1133}{0.9 \times 3.8 \times \cot 30 \times 43.5} = 4.4 \text{ cm}^2/m$$

$$\frac{A_{sw,y}}{s} = \frac{141}{0.9 \times 0.4 \times \cot 30 \times 43.5} = 5.2 \text{ cm}^2/m$$

Define-se uma armadura transversal de $\phi 10/0.25$, correspondente a uma área de $6.3 \text{ cm}^2/\text{m}$.

No topo do contraforte é necessário considerar ainda a armadura de suspensão relativa à transmissão das forças dos cabos para os contrafortes. As forças em causa são as transmitidas para face da laje de ancoragem oposta à face onde se localizam as ancoragens conforme modelo de escoras e tirantes anteriormente apresentado.

$$F_{sd} = 1.35 \times 75 \times 4 \times \cos 17.2 = 387 \text{ kN} \rightarrow A_s = 8.9 \text{ cm}^2$$

Adopta-se uma armadura de suspensão de $8\phi 12$, que corresponde a uma área de 9 cm^2 . Na Figura 4.45 representa-se o mecanismo de transmissão da força de pré-esforço do contraforte à fundação.

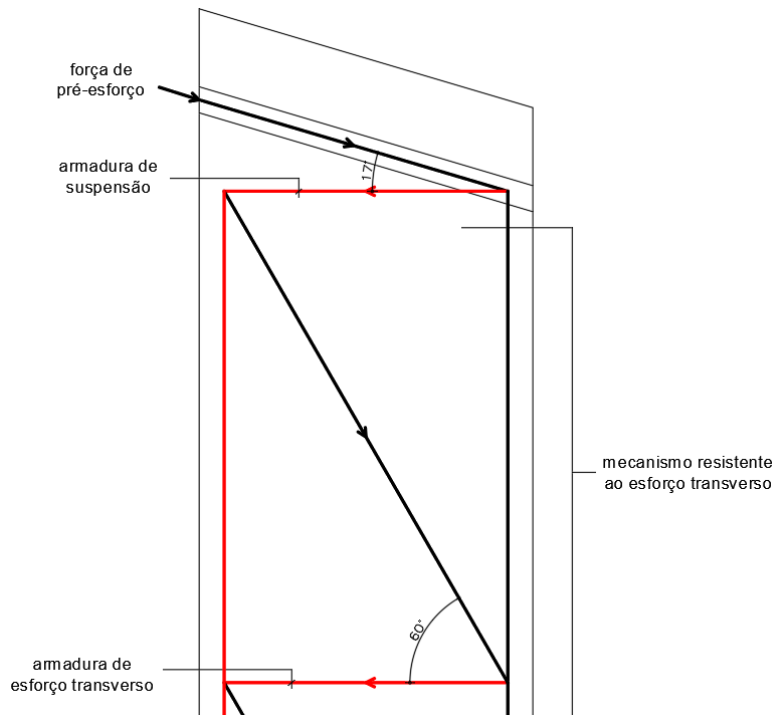


Figura 4.45 Mecanismo de transmissão da força de pré-esforço do contraforte à fundação.

5 CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

As coberturas tensionadas constituem uma solução eficiente para realizar coberturas de grande dimensão com elevado nível estético como foi evidenciado no caso de estudo objecto desta dissertação.

A realização deste trabalho permitiu perceber as dificuldades que surgem na modelação e análise do comportamento deste tipo de estrutura.

Na análise para as acções gravíticas viu-se que a forma como se consideram as cargas que actuam sobre os cabos tem influência na sua configuração de equilíbrio. Para o caso da cobertura analisada, sendo o peso próprio da membrana o carregamento condicionante, seria mais adequado considerar a configuração de equilíbrio de catenária. No entanto, comparando graficamente as configurações de equilíbrio parabólica e de catenária constatou-se que as diferenças entre as duas só eram relevantes para valores de curvatura elevadas ($f/l = 1/2$), o que permitiu considerar a configuração de equilíbrio parabólica facilitando significativamente o dimensionamento da cobertura.

Deste modo, da comparação das soluções relativas a configurações de equilíbrio parabólica e de catenária, conclui-se que as primeiras são de mais simples utilização e são adequadas ao dimensionamento deste tipo de coberturas.

A definição da curvatura da membrana é um aspecto importante na concepção da cobertura. Para permitir que a membrana seja realizada com uma flecha pequena, de forma a exibir um aspecto agradável, são necessárias quantidades de pré-esforço maiores que terão impacto relevante no dimensionamento dos contrafortes que resistem aos impulsos dos cabos. No caso da cobertura em causa, este aspecto foi atenuado pelo peso ligeiro da membrana, devido à sua pequena espessura e ao betão leve que a compõe. Sendo a curvatura da membrana um factor predominante no equilíbrio da carga vertical e na capacidade de carga do sistema estrutural que suporta a cobertura, é necessário que o pré-esforço a aplicar nos cabos seja definido com rigor e devidamente controlado em obra.

Outro factor que pode afectar a curvatura da membrana é a deformação horizontal dos seus apoios, neste caso os contrafortes. Estes elementos ao se deformarem horizontalmente reduzem o vão dos cabos da membrana, e como o comprimento destes não se altera, implica que a flecha da membrana será maior, podendo originar problemas relativos ao aspecto e funcionalidade da estrutura. Viu-se na análise ao estado limite de deformação, que para uma flecha elástica horizontal dos contrafortes de 1.2 cm, valor que parece ser reduzido dada a envergadura destes elementos, existe um aumento de flecha da membrana de 24 cm, valor que não é aceitável. É por isso aconselhável controlar a nível muito baixo a flecha horizontal dos contrafortes, podendo para o efeito pré-esforçar-se estes elementos.

Relativamente à acção do vento verificou-se que os seus efeitos, quer na direcção vertical quer na direcção horizontal, são reduzidos concluindo-se que esta acção não é condicionante para o dimensionamento do tipo de cobertura em causa.

No que se refere à acção sísmica constatou-se que a avaliação do comportamento da cobertura envolve algumas dificuldades. Aliado ao facto de a membrana apresentar curvatura, o troço livre de cabos na ligação entre a laje de cobertura e a laje de ancoragem faz com que a modelação da estrutura e a análise da sua resposta face à acção sísmica não seja simples. O comportamento da membrana quer nas direcções horizontais longitudinal e transversal, quer na direcção vertical é não linear.

Na direcção longitudinal, põe-se um problema semelhante ao analisado na deformação dos contrafortes, um deslocamento relativo longitudinal entre as extremidades da membrana irá provocar uma variação da sua flecha, à qual está associada uma variação de esforço axial nos cabos, pelo que a rigidez longitudinal da cobertura depende do deslocamento que a membrana exhibir. No entanto, para se conhecer os valores de deslocamento que a estrutura sofre sob a acção sísmica é necessário conhecer a rigidez da membrana à partida.

O mesmo problema se põe ao analisar a acção do sismo na direcção transversal. Uma vez que a membrana pode ser considerada indeformável no seu plano, um deslocamento transversal relativo entre esta e os apoios reflecte-se numa variação da sua flecha. Também para o troço livre de cabos, para se definir o valor da rigidez transversal é necessário conhecer o valor do deslocamento transversal relativo, sendo a rigidez tanto maior quanto maior for esse deslocamento.

De modo a evitar implementar análises não lineares para a avaliação do comportamento sísmico da cobertura que requereriam a utilização de programas de cálculo não correntes elaboraram-se modelos de comportamento simples que traduzem as não linearidades referidas.

A utilização de modelos simples na análise da acção sísmica demonstrou-se ter grande utilidade, permitindo realizar um conjunto de análise lineares iterativas simplificando o comportamento não linear da estrutura e assim compreender melhor a sua resposta.

Para a zona sísmica em causa verificou-se que esta acção não foi condicionante no dimensionamento estrutural. Todavia, para zonas com maior intensidade sísmica poderá verificar-se que esta acção venha a condicionar o dimensionamento da estrutura de suporte da cobertura.

Ainda no que se refere ao comportamento sísmico da estrutura importa salientar a vantagem de deixar um comprimento livre de cabos entre a laje de cobertura e os contrafortes o qual ao permitir o movimento relativo entre estes elementos atenua os esforços neles desenvolvidos. A zona de entrada dos cabos na laje de cobertura e na laje de ancoragem deve ser detalhada de modo a acomodar o deslocamento relativo entre estes elementos assegurando uma transição suave dos cabos e garantido os raios mínimos de curvatura.

Como desenvolvimentos futuros teria interesse realizar uma análise não linear do comportamento estrutural da cobertura recorrendo a programas de cálculo que incorporem o comportamento de cabos de modo a comparar com os resultados obtidos nas análises simplificadas efectuadas. Uma vez que este tipo de análises não é simples teria também interesse realizar ensaios em modelos à escala reduzida para avaliar o comportamento da cobertura e validar os resultados da análise estrutural.

6 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] Malm, S., <http://www.dailymail.co.uk/news/article-3057071/The-Inca-bridge-Villagers-risk-lives-rebuild-ancient-walkway-100ft-river-using-handmade-grass-ropes.html>, 2015, consultado em Setembro de 2016;
- [2] Santiago, E, *Beduínos*, <http://www.infoescola.com/sociedade/beduinos/>, consultado em Setembro de 2016;
- [3] Owneby, A, <http://www.marqueehire-auckland.co.nz/the-history-of-the-bedouin-tent-and-why-our-tents-reflect-their-design/>, 2015, consultado em Setembro de 2016;
- [4] Lopes, J.M., *Concepção e dimensionamento estrutural de uma cobertura suspensa pré-esforçada*, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2008;
- [5] Eckmann, D.E., Hautzinger, S.J., Meyer, T.R, *Design Considerations in Cable-Stayed Roof Structures*;
- [6] *Ponte*, <https://pt.wikipedia.org/wiki/Ponte>, consultado em Setembro de 2016;
- [7] *Conwy Suspension Bridge*, https://en.wikipedia.org/wiki/Conwy_Suspension_Bridge, consultado em Setembro de 2016;
- [8] *Ponte Akashi Kaikyo*, https://pt.wikipedia.org/wiki/Ponte_Akashi-Kaikyo, consultado em Setembro de 2016;
- [9] Oliveira Pedro, J.J, *Pontes atirantadas mistas. Estudo do comportamento estrutural*, Instituto Superior Técnico, 2007;
- [10] *Theodor Heuss Bridge (Dusseldorf)*, https://en.wikipedia.org/wiki/Theodor_Heuss_Bridge, consultado em Setembro de 2016;
- [11] Holgate, A., *The Art of Structural Engineering*, Edition Axel Menges, 1997, ISBN 3-930698-67-6;
- [12] Segadães Tavares, A., *A “Pala” e o Pavilhão de Portugal na EXPO’98 e a utilização de betão leve estrutural*, Prémio Leca de Construção 98, 1999;
- [13] Moore, R., *The 10 best concrete buildings*, <https://www.theguardian.com/artanddesign/2016/jan/08/10-best-concrete-buildings-architecture-pantheon-gaudi-corbusier>, consultado em Setembro de 2016;
- [14] Pereira Júnior, E.J., *Uma formulação consistente para análise não linear de estruturas de cabos suspensos*, Universidade Federal de Minas Gerais, 2002;
- [15] Google, <https://www.google.pt/maps/@38.7497599,-9.1549538,113m/data=!3m1!1e3>, consultado em Setembro de 2016;
- [16] Eurocódigo 2, *Projecto de estruturas de betão - Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios*, NP EN 1992-1-1:2010;
- [17] LNEC E464, *Betões. Metodologia prescritiva para uma vida útil de projecto de 50 e de 100 anos face às acções ambientais*, LNEC, 2007;
- [18] Eurocódigo 1, *Acções em estruturas – Parte 1-4: Acções gerais, acções do vento*, NP EN 1991-1-4:2010;

[19] Eurocódigo 8, *Projecto de estruturas para resistência aos sismos – Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios*, NP EN 1998-1:2010;

[20] Eurocódigo, *Bases para o projecto de estruturas*, NP EN 1990:2009;

[21] Freyssinet, *The C Range Post-tensioning System*, 1999.

ANEXO A – GRÁFICOS E TABELAS RELEVANTES NO CÁLCULO DOS EFEITOS DA ACÇÃO DO VENTO [18]

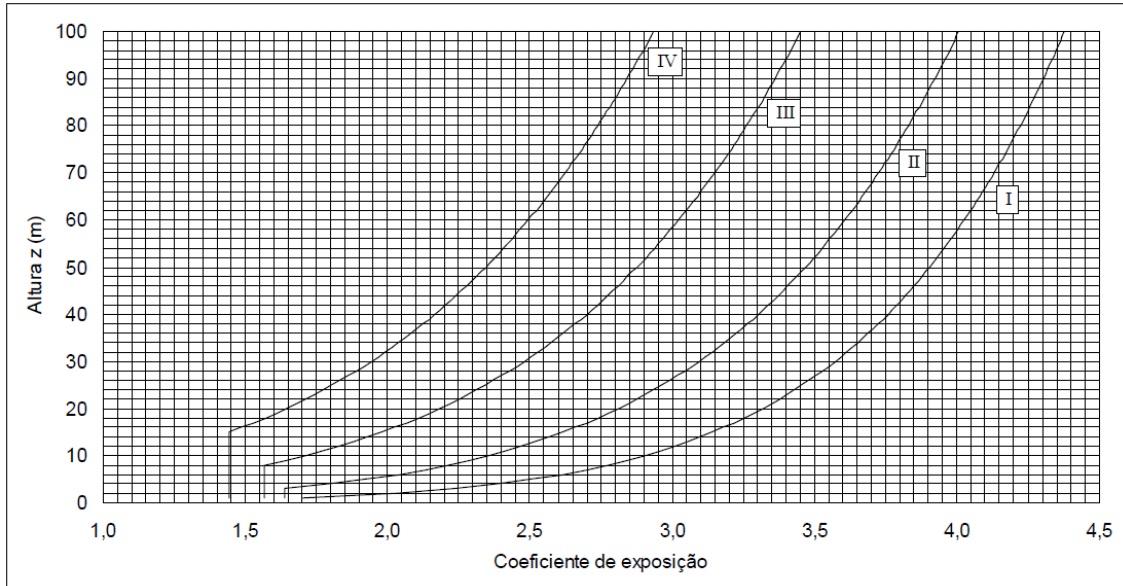
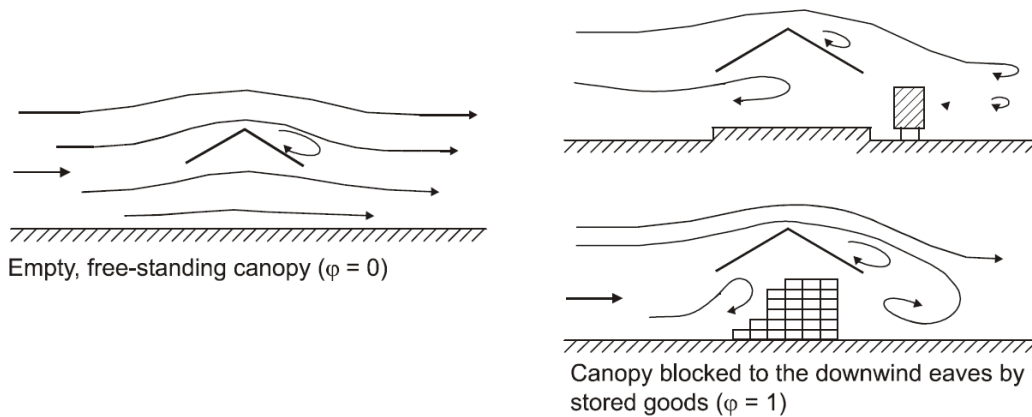


Figura A.1 Coeficiente de exposição $c_e(z)$.



Legenda:

Empty, free-standing canopy ($\varphi = 0$)

Cobertura isolada vazia ($\varphi = 0$)

Canopy blocked to the downwind eaves by stored goods ($\varphi = 1$)

Cobertura isolada obstruída, no lado de sotavento, por mercadorias armazenadas ($\varphi = 1$)

Figura A.2 Escoamento do ar em torno de coberturas isoladas.

			Coeficientes de pressão resultante $c_{p,net}$		
			Key plan		
Inclinação da cobertura α	Obstrução φ	Coeficientes de força global c_f	Zona A	Zona B	Zona C
0°	Máximo, qualquer φ Mínimo, $\varphi=0$ Mínimo, $\varphi=1$	+ 0,2 - 0,5 - 1,3	+ 0,5 - 0,6 - 1,5	+ 1,8 - 1,3 - 1,8	+ 1,1 - 1,4 - 2,2
5°	Máximo, qualquer φ Mínimo, $\varphi=0$ Mínimo, $\varphi=1$	+ 0,4 - 0,7 - 1,4	+ 0,8 - 1,1 - 1,6	+ 2,1 - 1,7 - 2,2	+ 1,3 - 1,8 - 2,5
10°	Máximo, qualquer φ Mínimo, $\varphi=0$ Mínimo, $\varphi=1$	+ 0,5 - 0,9 - 1,4	+ 1,2 - 1,5 - 1,6	+ 2,4 - 2,0 - 2,6	+ 1,6 - 2,1 - 2,7
15°	Máximo, qualquer φ Mínimo, $\varphi=0$ Mínimo, $\varphi=1$	+ 0,7 - 1,1 - 1,4	+ 1,4 - 1,8 - 1,6	+ 2,7 - 2,4 - 2,9	+ 1,8 - 2,5 - 3,0
20°	Máximo, qualquer φ Mínimo, $\varphi=0$ Mínimo, $\varphi=1$	+ 0,8 - 1,3 - 1,4	+ 1,7 - 2,2 - 1,6	+ 2,9 - 2,8 - 2,9	+ 2,1 - 2,9 - 3,0
25°	Máximo, qualquer φ Mínimo, $\varphi=0$ Mínimo, $\varphi=1$	+ 1,0 - 1,6 - 1,4	+ 2,0 - 2,6 - 1,5	+ 3,1 - 3,2 - 2,5	+ 2,3 - 3,2 - 2,8
30°	Máximo, qualquer φ Mínimo, $\varphi=0$ Mínimo, $\varphi=1$	+ 1,2 - 1,8 - 1,4	+ 2,2 - 3,0 - 1,5	+ 3,2 - 3,8 - 2,2	+ 2,4 - 3,6 - 2,7
<p>NOTA: O sinal + indica uma acção resultante do vento com sentido descendente. O sinal - indica uma acção resultante do vento com sentido ascendente.</p>					

Figura A.3 Valores de c_f para coberturas isoladas de uma vertente.

Tabela A.1 Coeficientes de atrito para coberturas.

Superfície	Coeficiente de atrito c_{fr}
Lisa (ex.: aço, betão liso)	0,01
Rugosa (ex.: betão rugoso, placas betumadas)	0,02
Muito rugosa (ex.: superfícies com ondulações, nervuras, dobras)	0,04

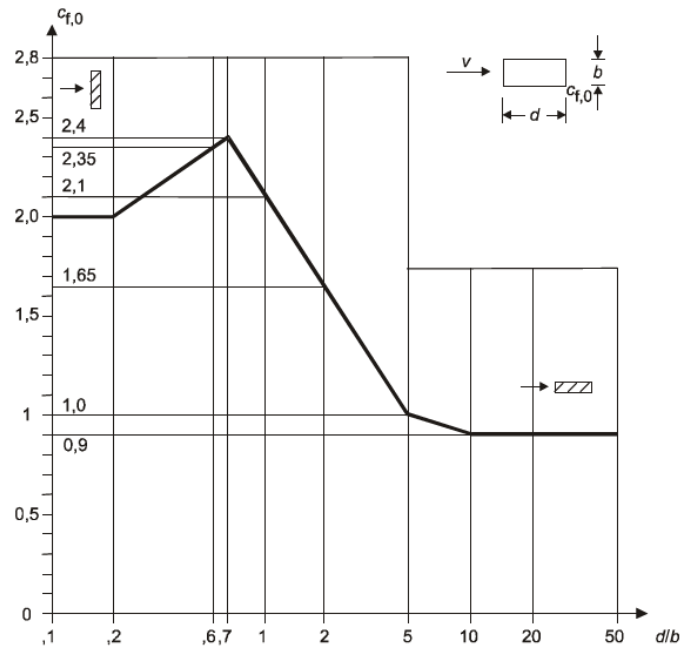


Figura A.4 Coeficientes de força de $c_{f,0}$.

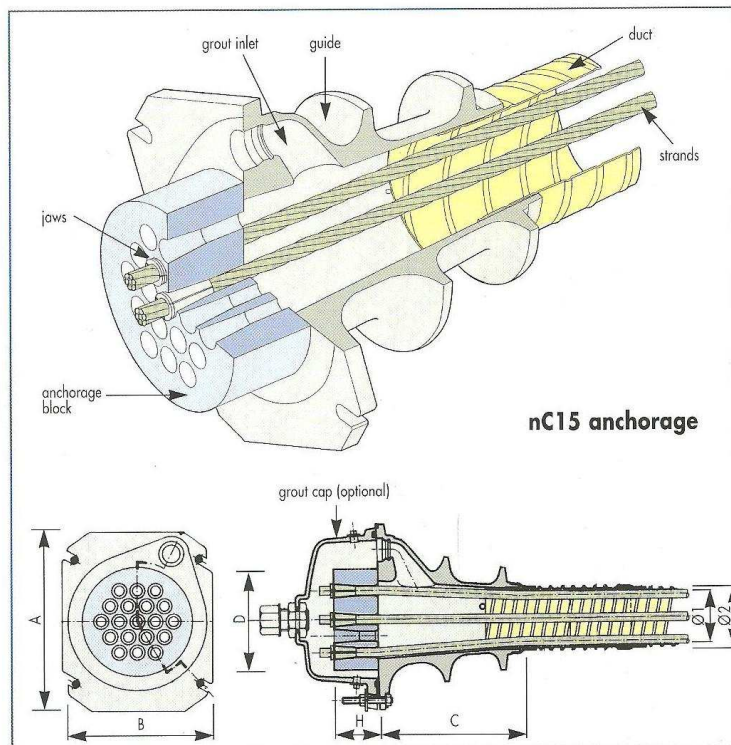
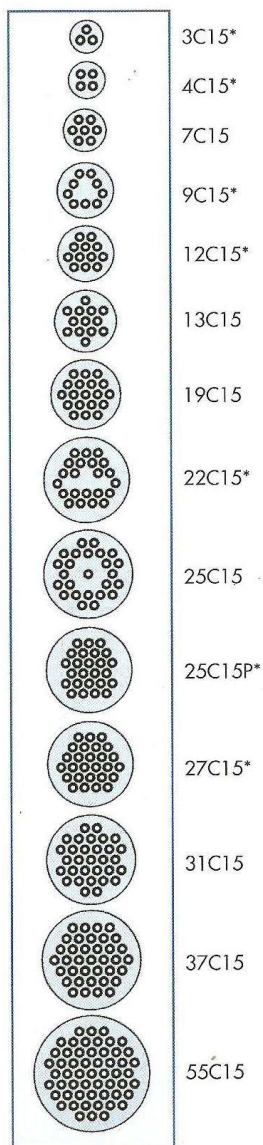
ANEXO B – SISTEMA DE PRÉ-ESFORÇO FREYSSINET

Active anchorages for the C range system

Used for :

- Internal prestressing with grout, grease or wax protection;
- Partially bonded external prestressing with grout protection (non replaceable);
- Unbonded external prestressing, grease or wax injected.

Range of anchorages



Size	A	B	C	D	H	Ø1*	Ø2**
3C15	150	110	120	85	50	40	45
4C15	150	120	125	95	50	45	50
7C15	180	150	186	110	55	60	65
9C15	225	185	260	150	55	65	70
12C15	240	200	165	150	65	80	85
13C15	250	210	246	160	70	80	85
19C15	300	250	256	185	80	95	100
22C15	330	275	430	220	90	105	110
25C15	360	300	400	230	95	110	115
25C15P	350	290	360	220	95	110	115
27C15	350	290	360	220	100	115	120
31C15	385	320	346	230	105	120	125
37C15	420	350	466	255	110	130	135
55C15	510	420	516	300	145	160	165

*Distribution of strands in the anchorage with no central strand. See page 18 for selecting the stressing jack accordingly.

All dimensions in mm.
* Thickness of sheath to be checked against applicable regulation.
** Sheath connection sleeve.
* and ** Minimum recommended dimensions.



The C Range Post-tensioning System

5

Figura B.1 Características do sistema de pré-esforço aderente do sistema Freyssinet. [21]

ANEXO C – MOMENTOS RESISTENTES DOS CONTRAFORTES

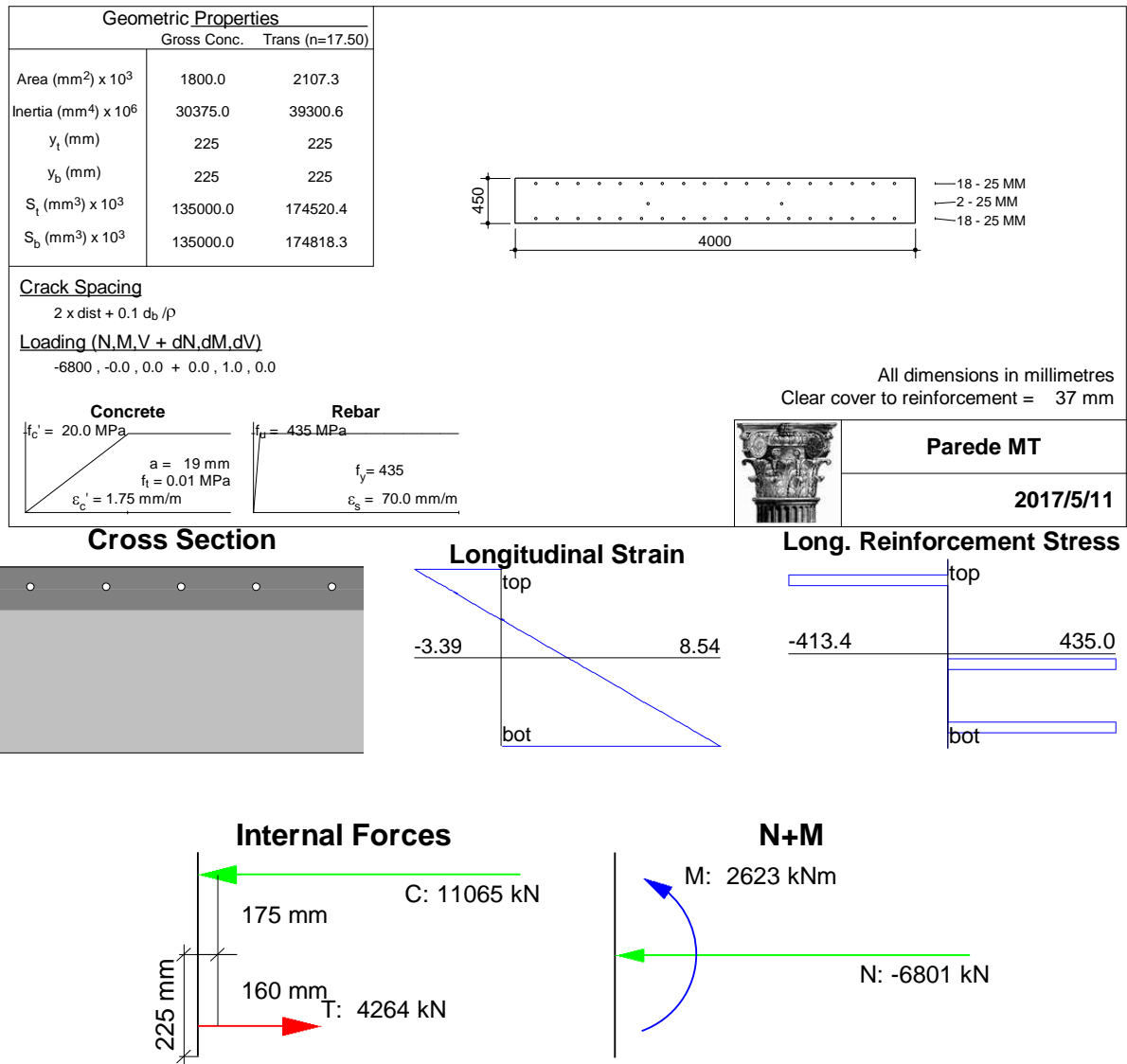
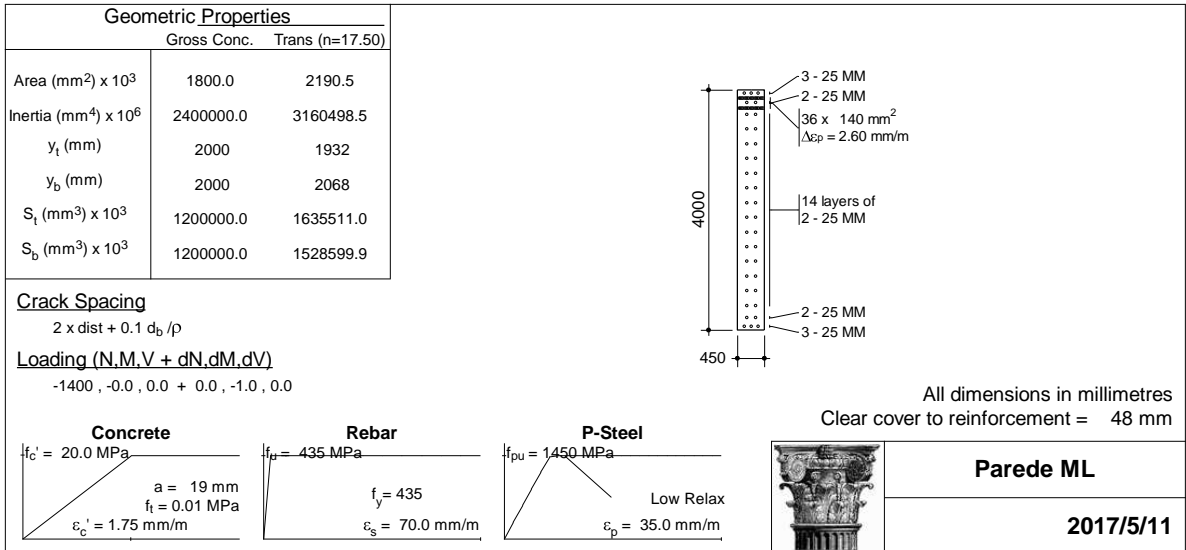


Figura C.1 Determinação do momento resistente $M_{Rd,x}$ dos contrafortes.



Cross Section

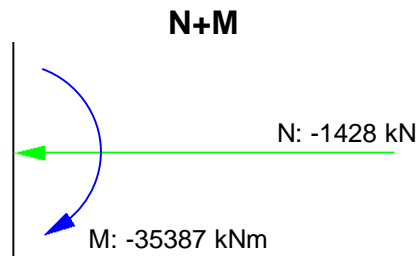
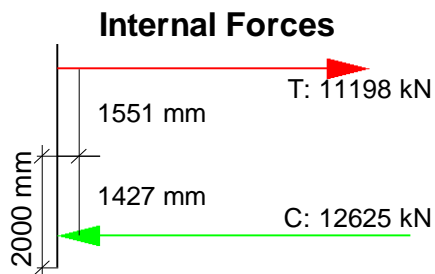
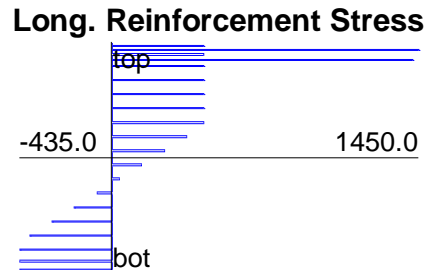
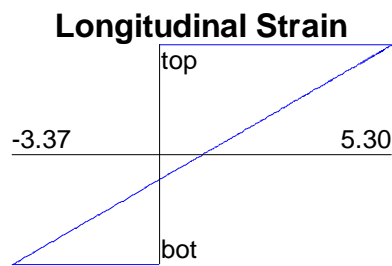
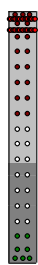
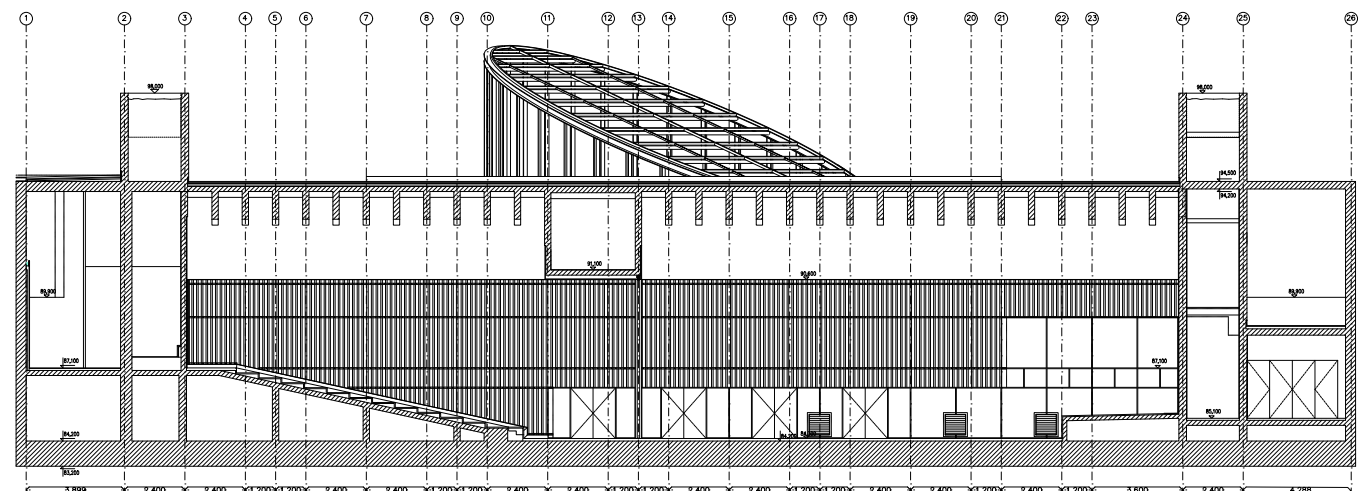


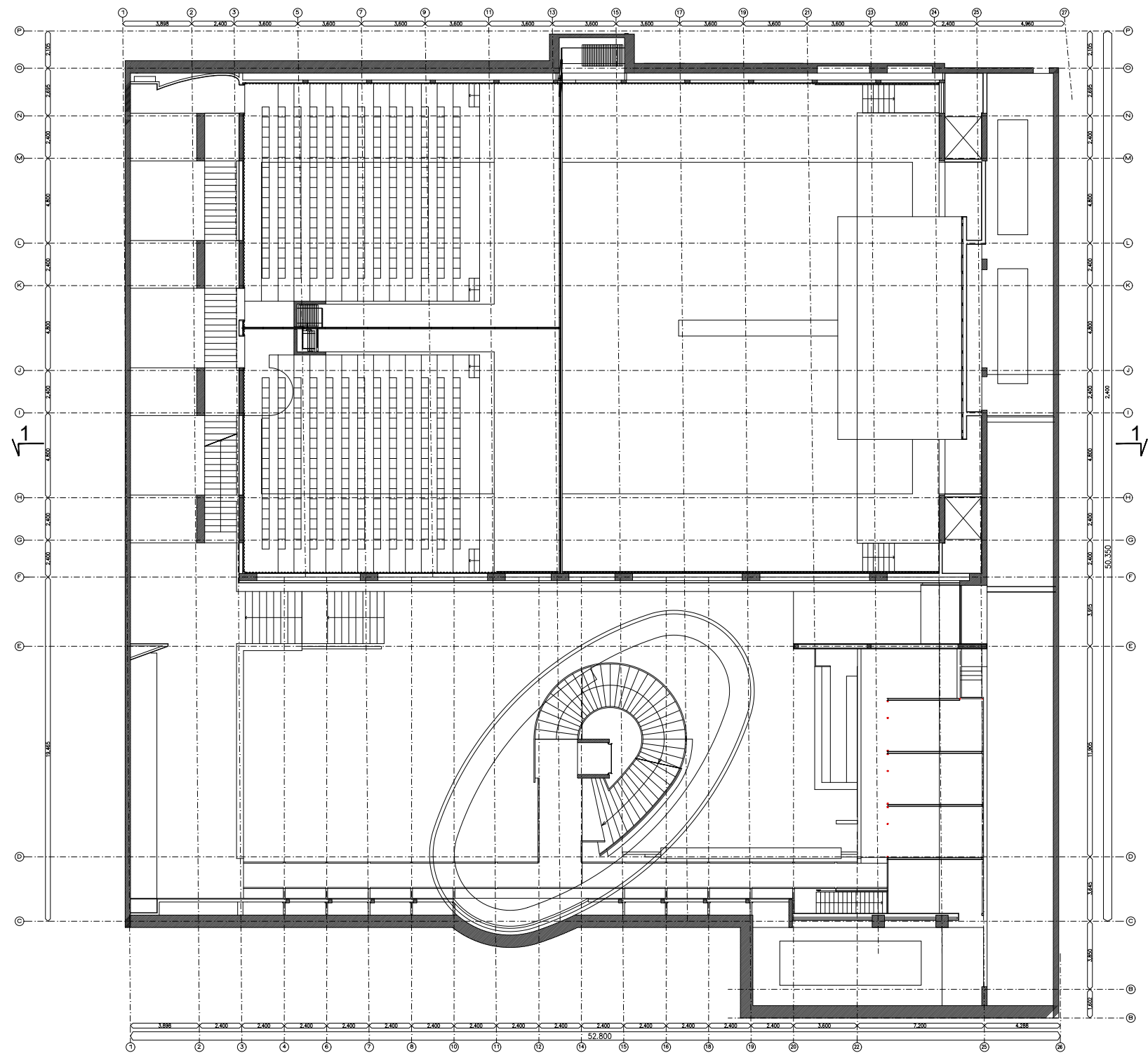
Figura C.2 Determinação do momento resistente $M_{Rd,y}$ dos contrafortes.

ANEXO D – PEÇAS DESENHADAS

Corte 1-1
esc. 1/300

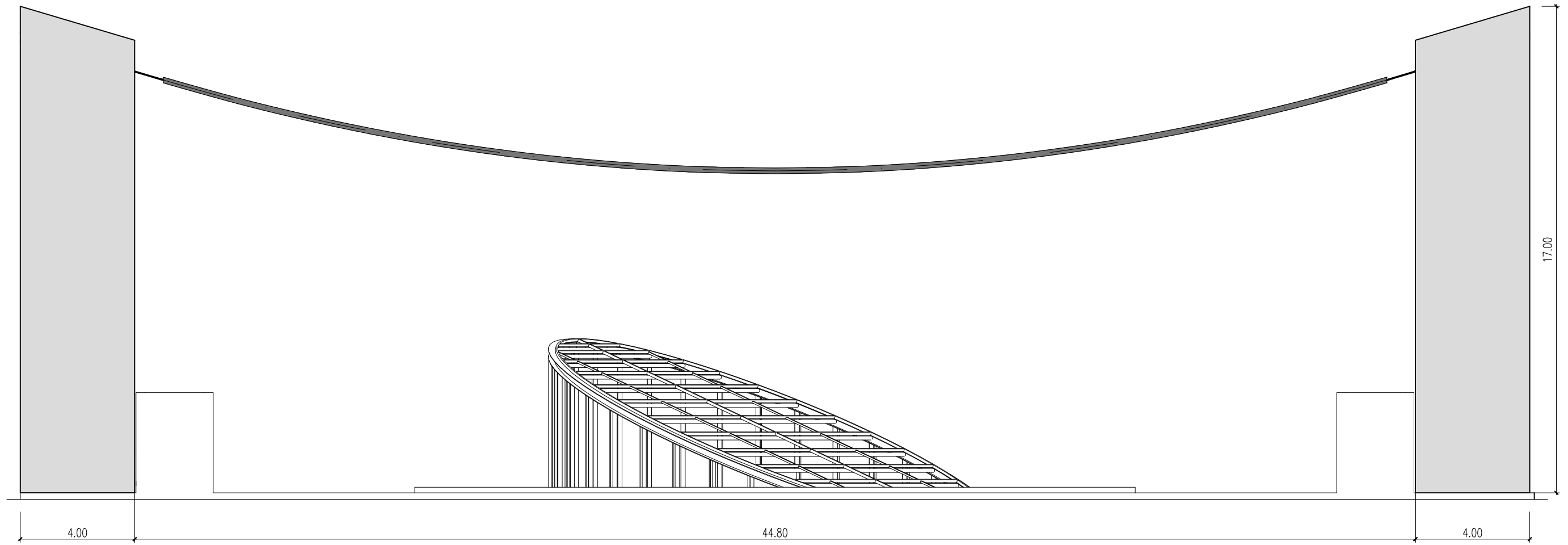



Planta à cota 87.100
esc. 1/300



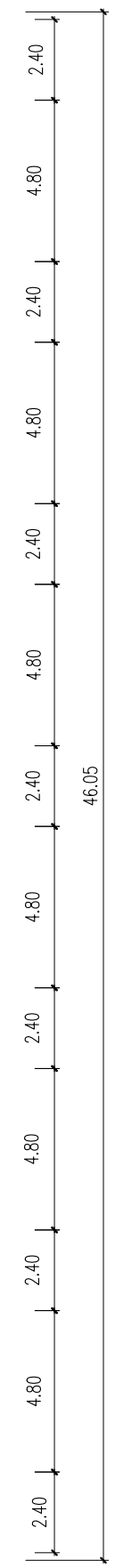
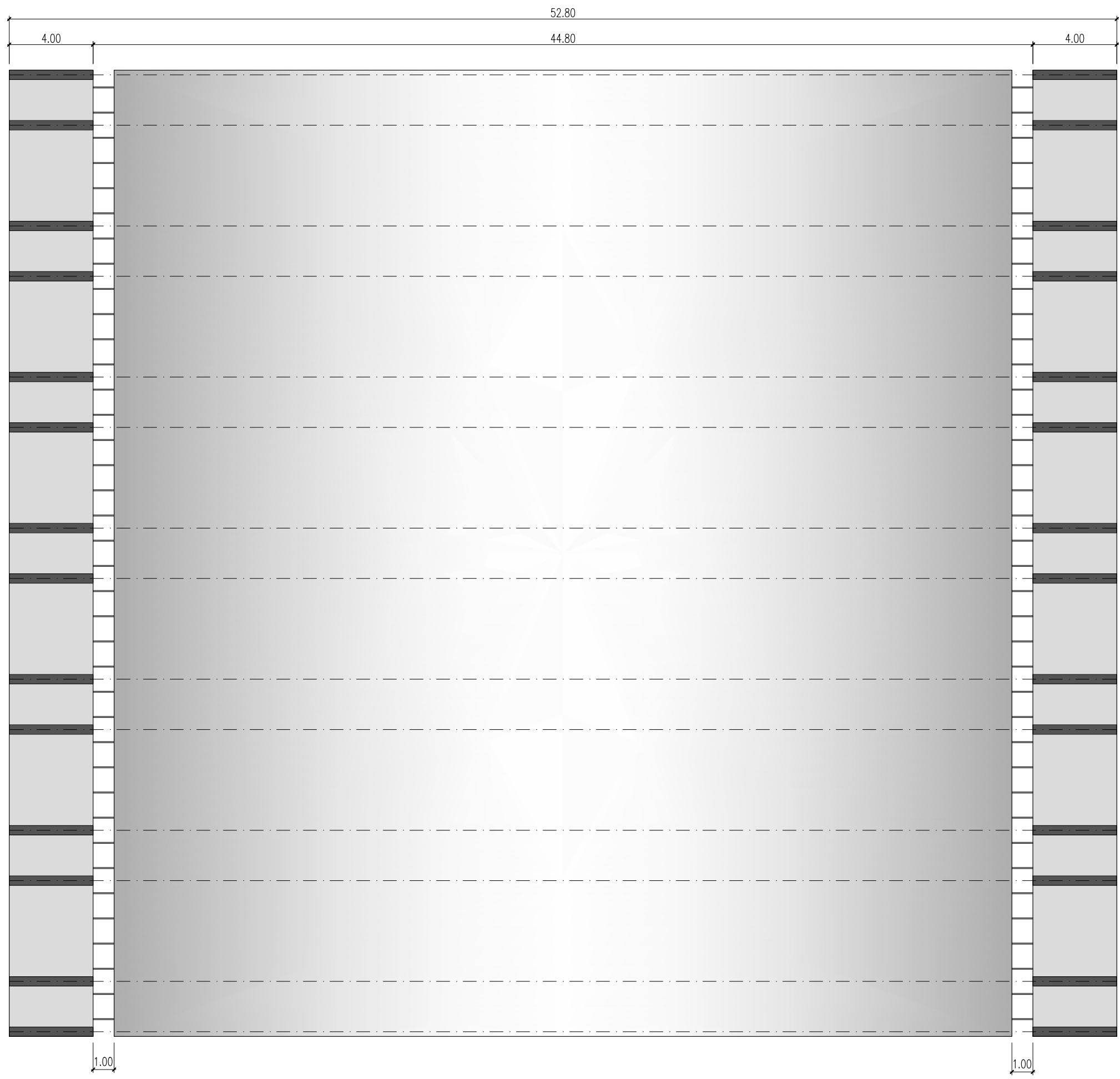
	Eduardo António Pires Costa	Des. N.º 1
DATA : Junho de 2017	ARQUITECTURA Auditório Planta à cota 87.100 Corte 1-1	Escalas : Como Indicado


Alçado
esc. 1/150



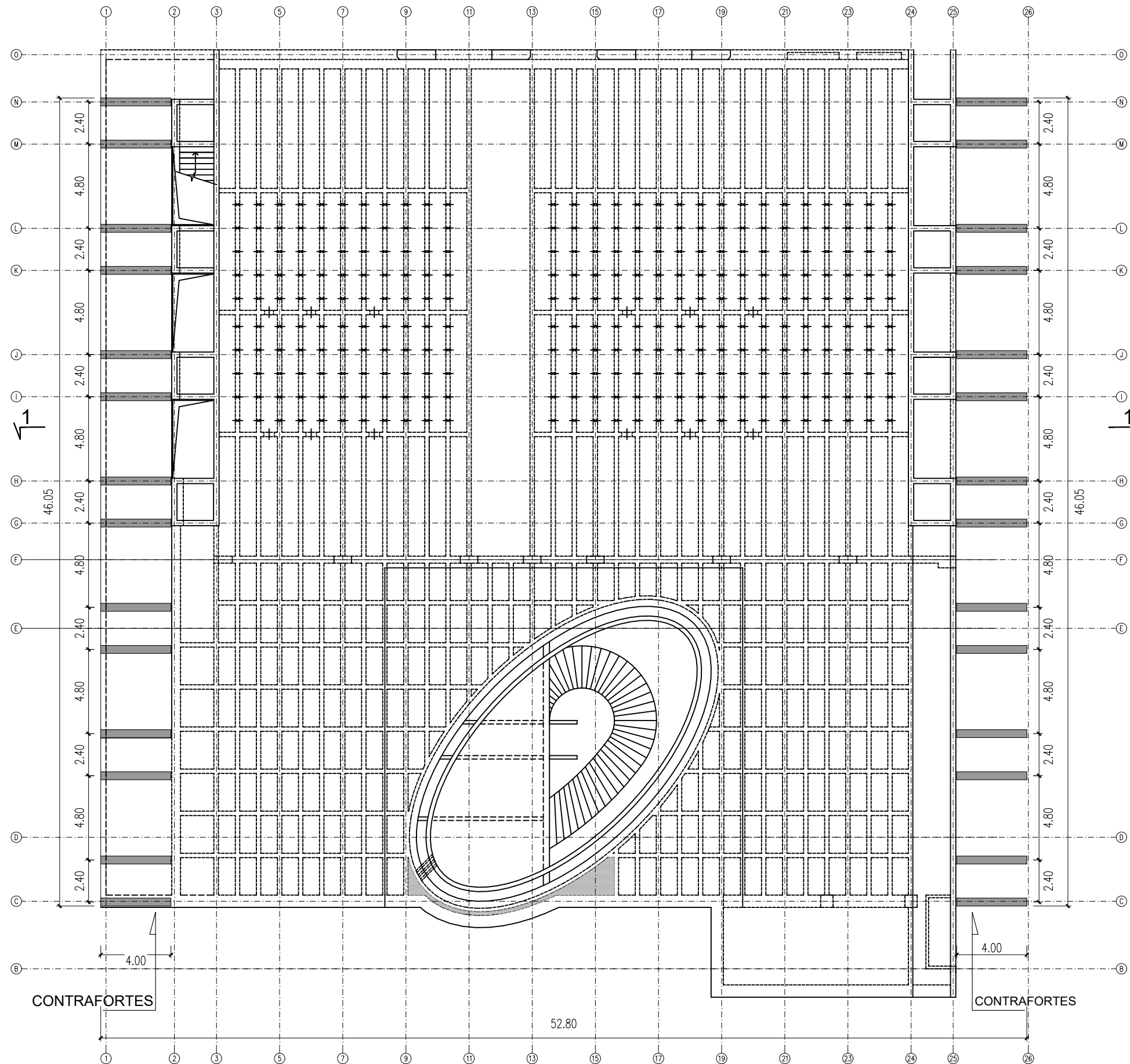
	Eduardo António Pires Costa	Des. N.º 2
	ESTRUTURA Cobertura suspensa Alçado	
DATA : Junho de 2017		Escalas : Como Indicado

Planta
esc. 1/200



	Eduardo António Pires Costa	Des. N.º 3
	ESTRUTURA	
DATA : Junho de 2017	Cobertura suspensa Planta	Escalas : Como Indicado

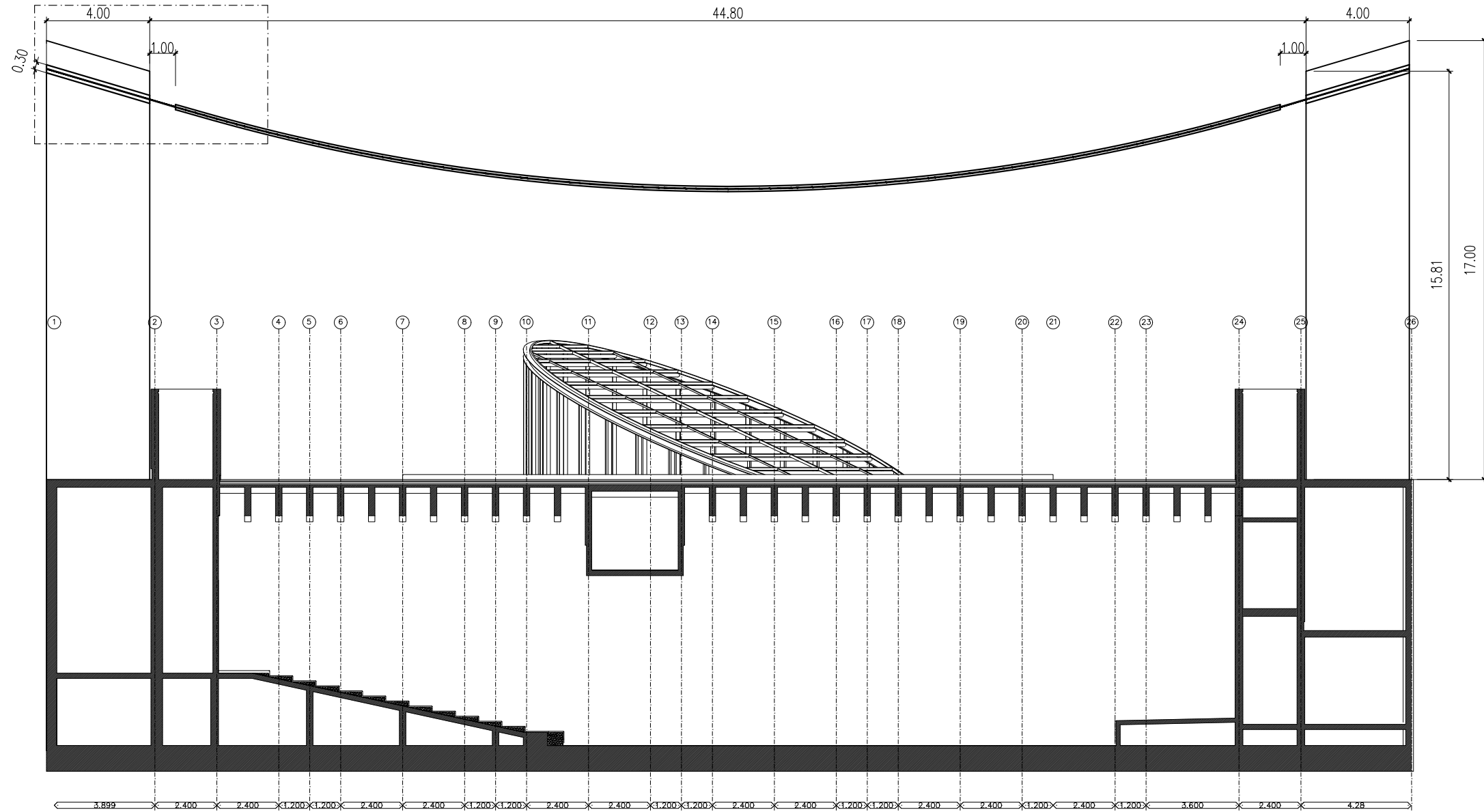
Laje de cobertura do auditório
esc. 1/250



	Eduardo António Pires Costa	Des. N.º 4
	ESTRUTURA	
DATA : Junho de 2017	Laje de cobertura do auditório Localização dos contrafortes	Escalas : Como Indicado

Corte 1-1
esc. 1/200

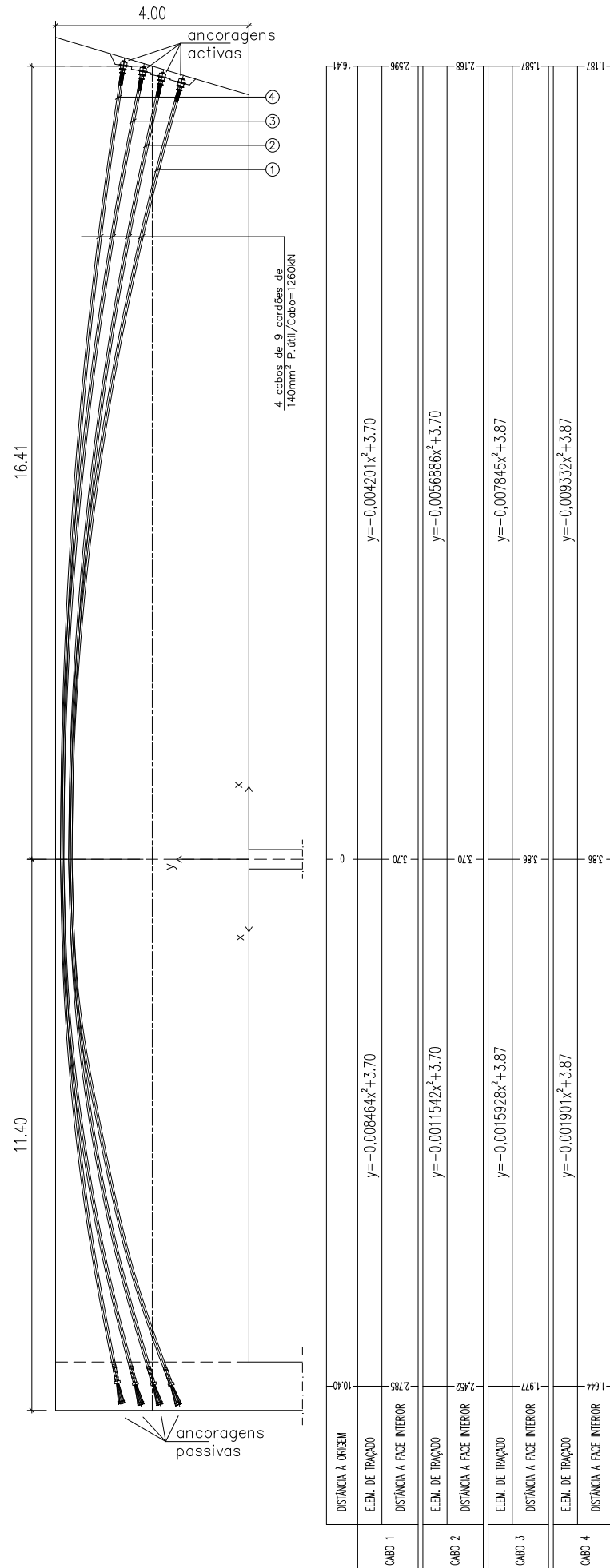
Pormenor A



	Eduardo António Pires Costa	Des. N.º 5
	ESTRUTURA	
DATA : Junho de 2017	Cobertura suspensa Corte 1-1	Escalas : Como Indicado

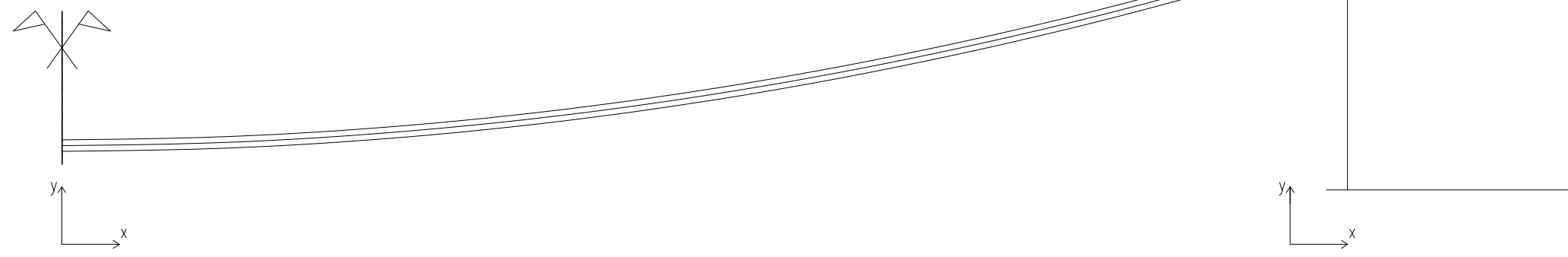
TRAÇADO DE CABOS DE PRÉ-ESFORÇO DO CONTRAFORTE

(Esc. 1:125)



TRAÇADO DE CABOS DE PRÉ-ESFORÇO DA MEMBRANA

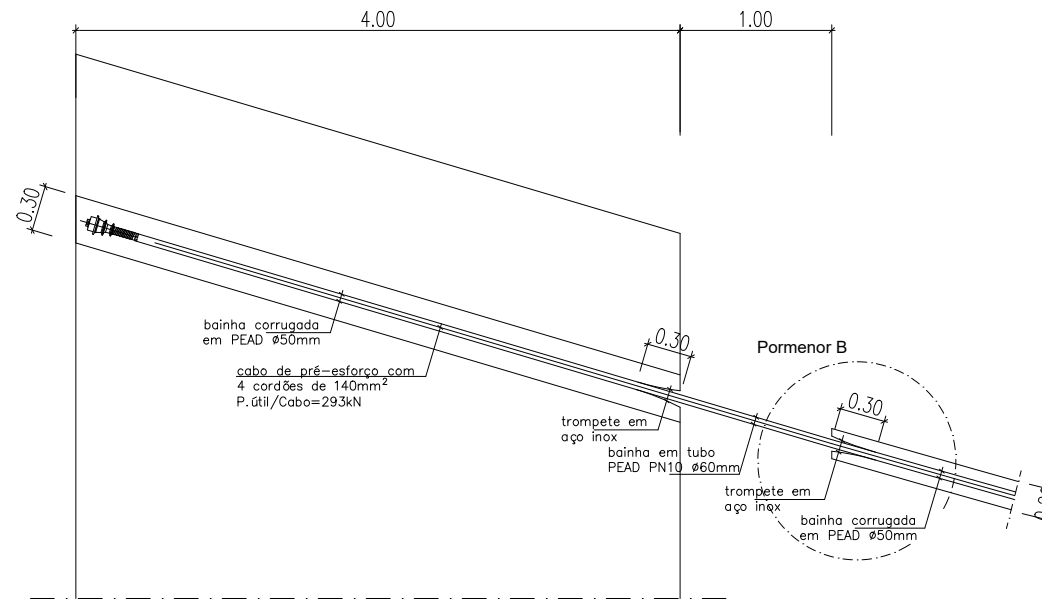
(Esc. 1:100)



ELEM. DE TRAÇADO	$y = 0,006989x^2$													$y = 0,29915x$	
COTA DO CABO	0	0,028	0,112	0,252	0,447	0,689	1,006	1,370	1,789	2,284	2,796	3,201	3,500	4,098	4,967
DISTÂNCIA A ORIGEM	0	2,00	4,00	6,00	8,00	10,00	12,00	14,00	16,00	18,00	20,00	21,40	22,40	24,40	26,40

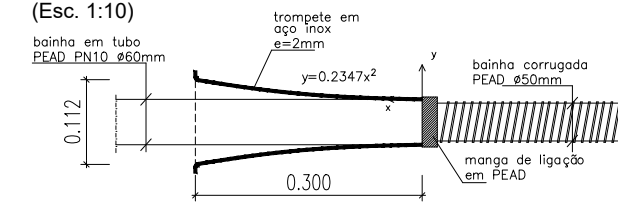
Pormenor A


(Esc. 1:50)



Pormenor B

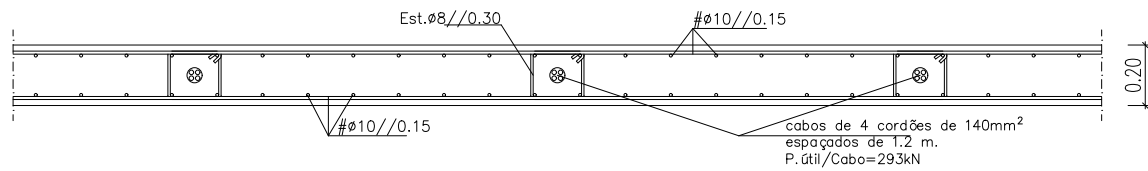
(Esc. 1:10)



	Eduardo António Pires Costa	Des. N.º 6
	ESTRUTURA	
DATA : Junho de 2017	Pré-esforço Membrana e contrafortes	Escalas : Como Indicado

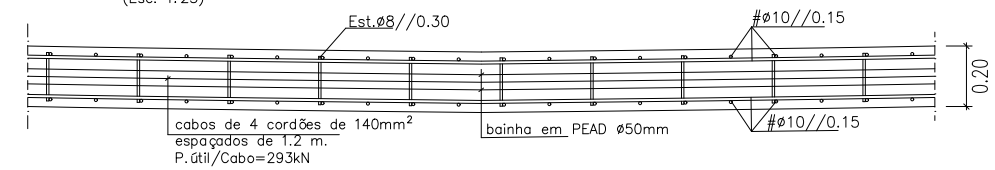
Corte transversal tipo da laje de cobertura

(Esc. 1:25)



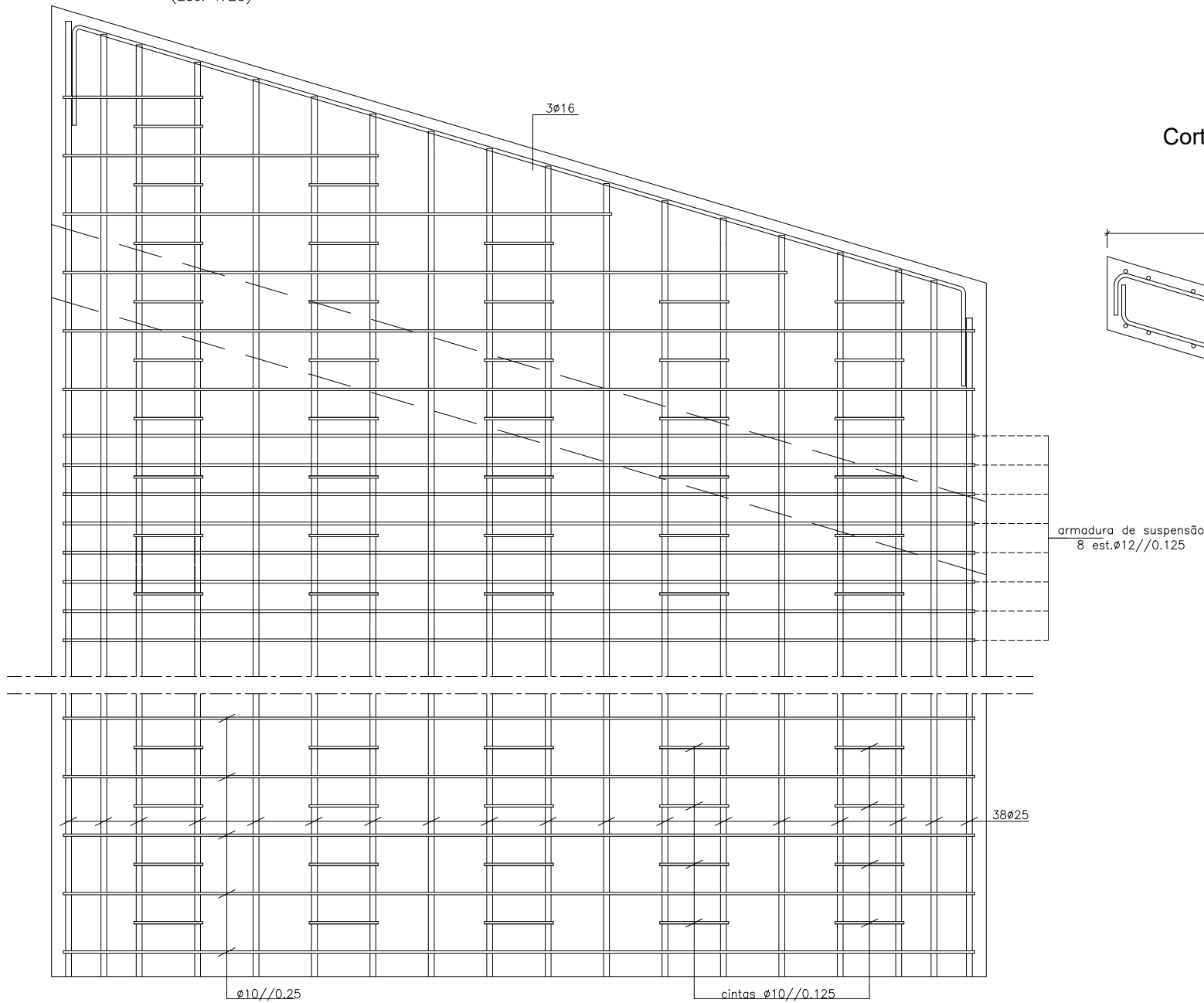
Corte longitudinal tipo da laje de cobertura

(Esc. 1:25)



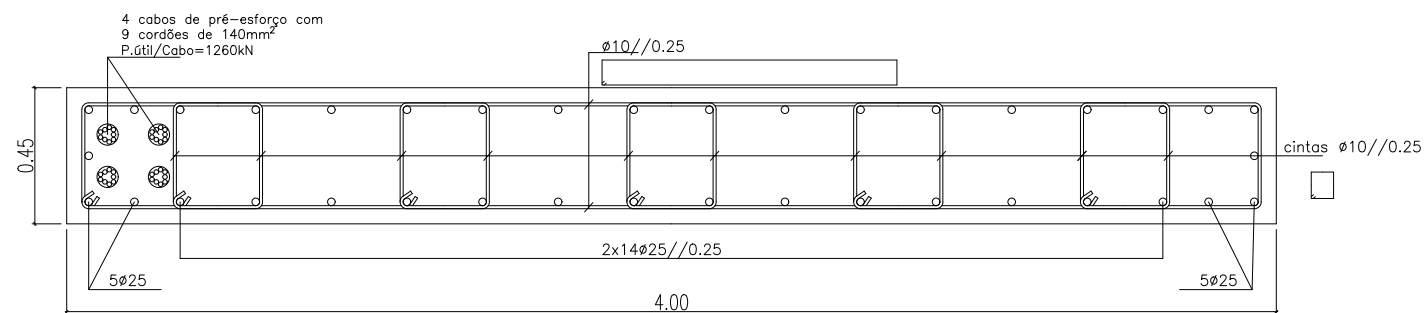
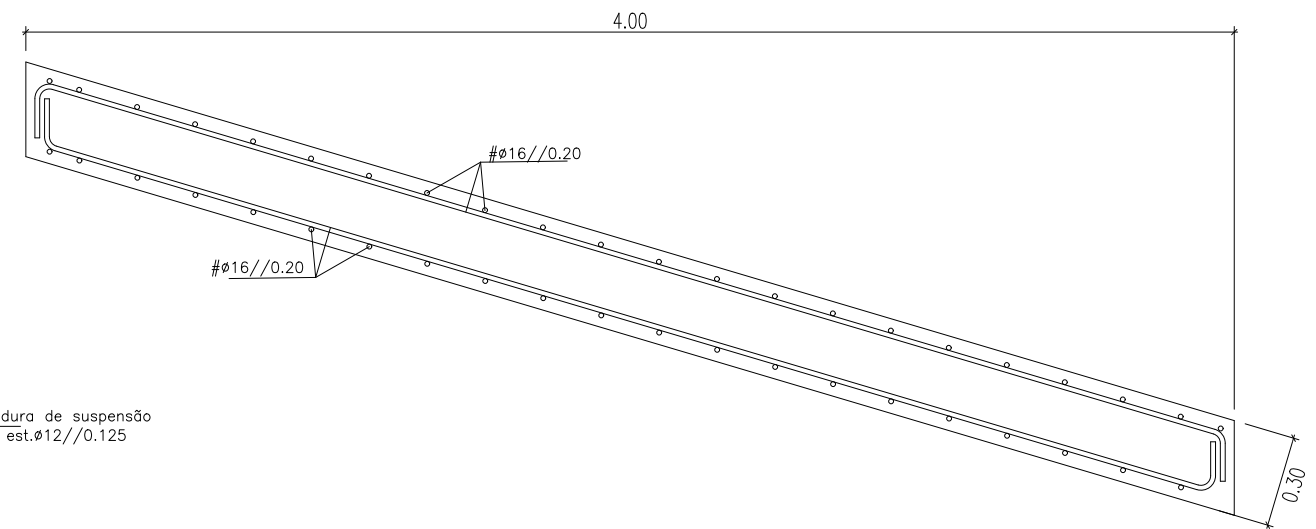
Armaduras dos contrafortes

(Esc. 1:25)



Corte longitudinal tipo da laje de ancoragem

(Esc. 1:25)



Quadro de Materiais						
Betão (NP EN 206-1)	Classe de resistência	Classe de exposição	D _{max} [mm]	Classe de abaixamento	Classe de teor em cloretos	Recobrimento [mm]
Contrafortes	C35/45	XC4	32	S3	Cl 0,20	40
Laje de ancoragem	C35/45	XC4	25	S2	Cl 0,20	35
Laje de cobertura	LC30/33	XC4	25	S2	Cl 0,10	30
Aço	Armaduras ordinárias: A500 NR SD Armaduras de pré-esforço: Y1860					



Eduardo António Pires Costa

Des. N.º 7

DATA : Junho de 2017

Betão armado
contrafortes, laje de ancoragem
e laje de cobertura

Escalas : Como Indicado