

Análise sísmica de cascas ultrafinas de betão pré-fabricadas

Guilherme Nunes Godinho

Dissertação para obtenção de grau mestre em

Engenharia Civil

Orientador:

Professor Doutor Luís Manuel Coelho Guerreiro

Júri:

Presidente: Professor Doutor Mário Manuel Paisana dos Santos Lopes

Orientador: Professor Doutor Luís Manuel Coelho Guerreiro

Vogal: Professor Doutor João José Rio Tinto de Azevedo

Novembro de 2021

Declaração

Declaro que o presente documento é um trabalho original da minha autoria e que cumpre todos os requisitos do Código de Conduta e Boas Práticas da Universidade de Lisboa.

Agradecimentos

Primeiramente gostaria de agradecer ao meu orientador, o Professor Luís Guerreiro pela orientação e pela enorme disponibilidade que teve ao longo destes meses.

Não poderia também deixar de passar a oportunidade sem agradecer à minha mãe, pai e restante família por todo o apoio, motivação e pela possibilidade que me deram de estudar nesta faculdade.

Por último e não menos importante, queria agradecer a todos os meus amigos, pelas boas vivências e apoios mútuos que temos partilhado.

O meu obrigado a todos.

Resumo

Cascas ultrafinas são um tipo de estrutura bidimensional com reduzida espessura que são muito eficientes em transmitir as cargas através do seu plano de secção. Este comportamento chama-se “Comportamento de membrana”. Entre as suas vantagens uma das maiores será a possibilidade de vencer grandes vãos que face, por exemplo, às lajes não seria possível sem a introdução de apoios intermédios ou o recurso a pré-esforço

Nas últimas décadas, os sismos foram ganhando cada vez mais importância aos olhos das sociedades. Quando se fala em sismos não se trata do “se acontecer”, mas do “quando irá acontecer”, por isso os engenheiros têm desenvolvido técnicas para estudar e melhorar cada vez mais as estruturas no que aos sismos diz respeito.

Este trabalho pretende avaliar o comportamento sísmico de uma casca pré-fabricada ultrafina em betão armado. Primeiramente, a casca irá ser modelada e analisada sob uma perspetiva estática, assumindo certas hipóteses na modelação, que são depois testadas e verificadas. De seguida uma ação sísmica, i.e., uma aceleração é aplicada a estrutura e os deslocamentos e tensões são avaliados para aferir se estão dentro dos limites razoáveis.

Palavras-Chave

Casca, Casca Ultra-Fina, Análise Sísmica, Espectro de Resposta, Frequência, Modos de vibração

Abstract

Ultra-thin shells are a type of structures that consists in a bidimensional element with reduced thickness which is very efficient in transmitting loads through the section plane. This behaviour is called “membrane behaviour”. Among one of their greatest advantages is the possibility to cover large spans that wouldn’t be possible in other structural solutions such as slabs, without the introduction of intermediate supports or pre-stress.

In the few last decades, society has become more and more aware of the relevance of seismic events. When it comes to earthquakes it’s not about “if it will happen” but “when it will happen”, so engineers have been developing technologies to improve and study the dynamic behaviour of structures when a seismic event occurs.

This dissertation intends to evaluate the seismic behaviour of a pre-casted ultra-thin concrete shell. Firstly, the approach and modelling are made from a static perspective, where the assumptions made, regarding the model, are tested and verified. Secondly, a seismic action, i.e., an acceleration, is applied to the structure to quantify and evaluate if the tensions and the displacements are within reasonable limits.

Keywords

Shell, Ultra-Thin Shell, Seismic analysis, Response Spectrum, Frequency, Vibration modes

Índice

Agradecimentos	v
Abstract	ix
Índice	xi
Índice de Figuras.....	xii
Índice de Tabelas.....	xiii
1.Introdução	1
1.1. Objetivo	2
1.2. Estrutura do Trabalho	3
2.Sismos e Estruturas	4
2.1. Dinâmica de Estruturas	6
2.2. Ação Sísmica	6
3.Estruturas em Casca	9
3.1. Elemento de Casca	10
4.Modelação.....	11
4.1. Generalidades.....	11
4.2. Definição da junta de ligação	13
4.3. Influência processo construtivo	15
4.3.1. Análise 1 – com junta ativa na fase inicial.....	16
4.3.2. Análise 2 – sem junta ativa.....	20
5.Análise Sísmica	23
5.1. Definição da Ação Sísmica	23
5.2. Frequências e modos de vibração.....	24
5.2.1. Descrição dos principais modos de vibração	25
5.3. Efeito Sismo Tipo 1	29
5.3.1. Forças de corte Basal.....	30
5.3.2. Análise de Tensões	30
5.3.3. Análise dos Deslocamentos.....	32
6.Conclusão	40
Bibliografia.....	41

Índice de Figuras

Figura 1. Falhas em Portugal Continental [2]	5
Figura 2. Tipos de Terreno Lisboa [5]	7
Figura 3. Cobertura em Casca do Oceanógrafo em Valencia [7]	9
Figura 4. Elemento de Área Tridimensional [10].....	10
Figura 5. Corte Vertical Casca.....	11
Figura 6. Setor da Casca	11
Figura 7. Modelo SAP	12
Figura 8. Eixos Locais: Vermelho-Eixo 1; Verde-Eixo 2; Azul- Eixo 3	12
Figura 9. Vista em planta das ligações e vista frontal das ligações (corte A-A')	14
Figura 10. Deslocamentos ponto do topo da casca	15
Figura 11. Tensões S11 para valores máximo (esquerda) e mínimos (direita) (kN/m ²)	16
Figura 12. Tensões S22 para valores máximo (esquerda) e mínimos (direita) (kN/m ²).....	16
Figura 13. Zonas mais solicitadas (verde-ligação; azul-áreas da casca).....	17
Figura 14. Tensões S11 para valores máximo (esquerda) e mínimos (direita) (kN/m ²)	18
Figura 15. Tensões S22 para valores máximo (esquerda) e mínimos (direita) (kN/m ²).....	19
Figura 16. Elementos tensões máximas (azul-2680; verde 1160 e 1168; vermelho-1630)	20
Figura 17. Tensões S11 para valores máximo (esquerda) e mínimos (direita)(kN/m ²)	20
Figura 18. Tensões S22 para valores máximo (esquerda) e mínimos (direita) (kN/m ²).....	21
Figura 19. Elementos tensões máximas (azul-4505 e 4509; verde 2212; vermelho-1630)	22
Figura 20. Zoneamento sísmico português [11].....	23
Figura 21. Espectro Resposta tipo 1 e tipo 2.....	24
Figura 22. 1º Modo de vibração	26
Figura 23. 53º Modo de vibração	26
Figura 24. 59º Modo de Vibração	27
Figura 25. 2º Modo de vibração	28
Figura 26. 54º Modo de vibração	28
Figura 27. 58º Modo de Vibração	29
Figura 28. Tensões Máximas S11 (valor absoluto) (kN/m ²)	31
Figura 29. Tensões máximas S22 (valor absoluto) (kN/m ²)	31
Figura 30. Apoios com 3 translações impedidas	32
Figura 31. Apoio com translações horizontais livres.....	32
Figura 32. Deslocamento Ux c/ máximo= 63mm	33
Figura 33. Deslocamento Uy c/máximo = 54mm	33
Figura 34. Deslocamento Uz c/máximo=64mm	33
Figura 35. Trações máximas S11 e S22 (kN/m ²)	34
Figura 36. Compressões máximas S11 e S22 (kN/m ²).....	35
Figura 37. Comparação de tensões máximas.....	36
Figura 38. Trações máximas S11 e S22 (kN/m ²)	37
Figura 39. Compressões máximas S11 e S22 (kN/m ²).....	37
Figura 40. Comparação de tensões máximas.....	38
Figura 41. Deslocamento Vertical ao longo de eixo.....	39
Figura 42. Deslocamento vertical segundo dois eixos	39

Índice de Tabelas

Tabela 1. Propriedades do Material.....	13
Tabela 2. Rigidez vs Deslocamento e Força.....	14
Tabela 3. Esforços e Deslocamentos na ligação mais solicitada	17
Tabela 4. Tensões totais máximas.....	19
Tabela 5. Tensões máximas psd	21
Tabela 6. Percentagem de desvio entre análises	22
Tabela 7. Dados dos Sismos tipo 1 e tipo 2	24
Tabela 8. Dez primeiros modos de vibração	25
Tabela 9. 3 Modos mais relevantes em x	25
Tabela 10. Modos de vibração mais relevantes em Y	27
Tabela 11. Forças de corte basal	30
Tabela 12. Tensões máximas devido a sismo segundo UX.....	36
Tabela 13. Esforços máximos	38

1.Introdução

Em obras de Engenharia Civil, a definição do tipo de estrutura é um dos estágios mais condicionantes para todo o desenvolvimento da obra e utilização futura da mesma. O desafio na escolha da estrutura prende-se essencialmente com as características técnicas do projeto e a componente económica, sendo que cada vez mais é essencial aliar a estas duas entidades o fator sustentabilidade.

O estudo e o projeto de engenharia civil já existem desde os primórdios da história, tendo nas pirâmides de Giza no Egito um dos seus maiores ex-libris, mas a sua evolução mais acentuada dá-se sobretudo no século XIX com o desenvolvimento industrial que levou a evoluções científicas e introdução de materiais como por exemplo o aço, e mais tarde, no século XX, o betão armado. No final do século XX o surgimento dos computadores e de software de cálculo estrutural mais avançados permitiu aos engenheiros projetistas serem cada vez mais ambiciosos e ousados nas soluções que adotam para as várias obras.

Atualmente, com a evolução tecnológica, bem como um maior conhecimento de áreas transversais à engenharia de estruturas, as exigências na conceção de uma estrutura também aumentaram significativamente. Para além de resistir às ações estáticas correntes, hoje um edifício tem de ser também dimensionado para “resistir” a sismos, fenómenos meteorológicos, bem como ter um comportamento adequado ao tipo de utilização que lhe é conferido.

Neste trabalho irá ser alvo de estudo o comportamento dinâmico de uma estrutura, em particular a análise sísmica de uma estrutura em casca. A dinâmica estuda o comportamento das estruturas quando sujeitas a ações que as submetam a forças ou deslocamentos com grande variabilidade no tempo, sendo por isso a caracterização dinâmica, nomeadamente ao nível da determinação das frequências e modos de vibração, uma ferramenta indispensável para se conseguir compreender os efeitos dos sismos na estrutura.

A Engenharia Sísmica é uma área que estuda todo o efeito de um sismo numa construção, desde a definição do próprio sismo, aos seus efeitos e conseqüente comportamento da estrutura, às medidas de proteção e limitação dos danos na mesma.

Outro grande desafio que os engenheiros têm é que com o avançar do conhecimento e da tecnologia vieram exigências maiores, quer do ponto de vista regulamentar quer do ponto de vista arquitetónico e funcional.

A implementação mais ampla das estruturas tipo casca em obras de engenharia civil, remonta à primeira metade do século XX e a sua aplicação coincide também com o aparecimento do betão armado. Pela sua geometria curva e reduzida espessura da secção as cascas tornam-se uma solução bastante válida devido ao seu baixo consumo de material pela sua eficiência na transmissão de cargas perpendicularmente ao seu plano.

A sua utilização foi vista com bons olhos em estruturas que requeressem vãos livres sem apoios intermédios com dimensões que em estruturas porticadas de lajes e pilares não seriam possíveis. São casos de aplicação de cascas as coberturas de pavilhões/áreas desportivas, arenas de espetáculos, ou serviços com grande afluência e circulação de pessoas como estações ferroviárias ou aeroportos.

Uma das grandes desvantagens deste tipo de estruturas no final do século XX eram os custos de produção da mesma uma vez que o processo de cofragem era tecnicamente mais difícil de executar, mas também limitado no ponto de vista da reaplicação noutras obras

É para tentar mitigar esta lacuna no processo construtivo, bem como para adotar um processo de fabrico mais sustentável e com menos desperdício de material que cada vez mais as soluções pré-fabricadas começam a ser utilizadas, em que a estrutura é fabricada em ambiente fabril com um controlo de qualidade e com um rendimento maior, sendo posteriormente transportado e colocado em obra. O grande desafio prende-se com as dimensões do elemento a transportar, uma vez que existe a limitação da capacidade de carga do veículo, sendo por isso necessário fabricar a peça por partes que serão posteriormente montados em obra

1.1. Objetivo

O objetivo desta dissertação é estudar o comportamento sísmico de uma casca ultrafina pré-fabricada em betão armado, construída com a finalidade de ser aplicada como cobertura de um parque municipal para prática desportiva. Esta casca pré-fabricada será dividida em 3 painéis fabricados separadamente com o objetivo de facilitar o seu transporte e colocação em obra. Pretende-se fazer a avaliação do seu comportamento face a um sismo com características associadas à zona da Grande Lisboa.

Para estudar esta situação, definiu-se e desenhou-se a casca como um todo no Autocad, definindo os contornos dos painéis, e exportou-se cada painel individualmente para o Software de Elementos Finitos SAP2000 com o objetivo de estudar a estrutura. A estrutura foi testada numa primeira fase sujeita somente a carregamentos estáticos. Numa segunda fase realizou-se a análise dinâmica da casca e estudou-se o seu comportamento sísmico.

Em termos estáticos foi testado para efeitos de verificação de equilíbrio e compatibilidade do modelo, e para avaliar a influência do processo construtivo. Relativamente a análise dinâmica foi estudada a resposta sísmica da estrutura, avaliando o seu comportamento global, e estudados alguns pontos críticos. Estes pontos críticos dizem respeito a pontos onde se geram os maiores esforços ou deslocamentos, e nos elementos de conexão entre os painéis

1.2. Estrutura do Trabalho

O presente trabalho encontra-se dividido em seis capítulos sendo que o primeiro refere-se à introdução.

No segundo capítulo é feito um enquadramento sobre a engenharia sísmica abordando a sua evolução e a sua aplicação e vantagens nos dias atuais. É referido e explicado o objetivo dos regulamentos, a influencia da engenharia sísmica na proteção de pessoas, bens e serviços e ainda as principais vulnerabilidades das estruturas.

No terceiro capítulo fala-se sobre a história das estruturas em Cascas, discutindo as suas vantagens e desvantagens face a outras soluções mais usadas.

No quarto capítulo apresenta-se o processo da modelação do caso de estudo, dando ênfase especial ao processo de implementação do modelo no SAP2000, explicando todas as considerações e opções que se tomaram, como a definição de ações, condições de fronteira entre outros.

O quinto capítulo é o capítulo onde será estudado o comportamento sísmico da Casca com o estudo dinâmico e dos efeitos do sismo ao nível de tensões e deformações.

No sexto capítulo serão interpretados e serão objeto de conclusão os resultados dos testes efetuados que constituirão a conclusão do presente trabalho.

2.Sismos e Estruturas

Os sismos são um fenómeno natural que em caso de ocorrência apresentam um risco de devastação e perigosidade bem presente caso não sejam acauteladas certas medidas. A sua imprevisibilidade aliada à certeza da sua ocorrência algures no tempo bem como os efeitos devastadores que poderão ter, tornam de extrema importância a tomada de medidas para proteção de pessoas e bens.

De acordo com o Instituto Português do Mar e da Atmosfera um sismo define-se como uma libertação súbita de energia devido a uma tensão excessiva nas rochas da crosta terrestre. Ao estarem sujeitos a elevadas forças, estes materiais deformam-se e quando a sua deformação excede as forças máximas de coesão eles quebram em planos de falha já existentes ou não. Esta libertação irá ter o efeito de um movimento brusco e repentino da superfície terrestre [1]

Os sismos provocam acelerações do solo que ao serem transmitidas às fundações dos edifícios podem ter consequências nefastas, quer em termos de perda de vida humana quer em termos económico-financeiros. O êxodo rural levou a que se concentrasse nas cidades a maioria da população de um dado país, bem como toda a sua rede de serviços. Com a difusão de notícias pelo mundo inteiro, bem como a expansão cada vez maior dos centros urbanos, e estando a ameaça de um sismo sempre presente começaram a surgir exigências de comportamento sísmico nos edifícios. Cidades economicamente poderosas como São Francisco ou Tóquio situam-se em zonas altamente sísmicas, pelo que só com um dimensionamento adequado das suas estruturas se conseguem manter no topo quer em termos económicos quer em qualidade de vida dos seus cidadãos.

Portugal, no contexto geológico, encontra-se situado na placa Euro-Asiática fazendo fronteira a Sul com a placa Africana (falha Açores-Gibraltar) e a Oeste pela Dorsal Médio-Atlântico que limita a placa norte americana. A placa africana tende a deslocar-se para Norte, enquanto na zona da Dorsal Médio Atlântica há um afastamento entre as duas placas vizinhas. As zonas de convergência de placas provocam tensões nas mesmas, que se podem propagar ao longo de milhares de quilómetros originando fraturas no interior das placas. Estas falhas no interior estão na origem do fenómeno da sismicidade intraplacas. No âmbito português é importante considerar-se os fenómenos de sismicidade interplacas e o intraplaca. Se a primeira noção é compreensível pelo já descrito, a segunda explica-se por Portugal ter ao longo do seu território várias falhas ativas que possibilitam o surgimento de sismos. A estes dois tipos de sismo está associado aquilo que na regulamentação atual é designado como sismo tipo 1 e sismo tipo 2, correspondendo a sismos interplaca e sismo intraplaca respetivamente.



Figura 1. Falhas em Portugal Continental [2]

Historicamente, Portugal teve o seu maior e mais destrutivo sismo em 1755, quando um sismo com epicentro ao largo do Cabo de S. Vicente, e com magnitude estimada entre 8,5 e 9 na escala de Richter, causou uma vasta destruição em Lisboa, Setúbal, na costa alentejana e no Algarve.

Portugal possui um parque edificado envelhecido, que fruto da falta de regulamentação na época da sua construção, leva a que muitos dos edifícios não possuam qualquer consideração no que ao dimensionamento sísmico diz respeito. Estima-se que cerca de 60% dos edifícios em Portugal não tenham a resistência sísmica incluída na sua estrutura, sendo que esta situação é mais severa na zona de Lisboa, litoral alentejano e costa do Algarve [3].

Portugal, possui zonas com grande densidade populacional e de edifícios, nomeadamente Lisboa, em zonas litorais cujos terrenos por serem maus exigem um cuidado superior (conhecimento técnico e orçamento) no que ao dimensionamento sísmico diz respeito.

Embora anteriormente já existissem alguns sistemas sismoresistentes, o estudo dos sismos e da engenharia sísmica, começou a ter mais ênfase sobretudo no século XX coincidente com o estudo da tectónica de placas.

Não só em termos humanos um sismo pode ser catastrófico. Em termos sociais e económicos um sismo pode devastar uma economia e pôr em perigo o estado de direito. Estando a população e uma grande parte dos serviços concentrados em áreas urbanas, um evento desta natureza pode limitar o acesso das populações a hospitais, alimentação, segurança, vias de comunicação etc.

Estima-se que a componente sismoresistentes nas estruturas pode aumentar o custo da obra entre 20 e 100 euros por metro quadrado sendo que o valor do edifício e os bens materiais e humanos no seu interior bem como o eventual custo de uma demolição e reconstrução são muito superiores [4].

Um estudo feito em 2014 estima que um sismo em Lisboa onde a legislação sísmica já existe, contudo, com o défice na fiscalização leva a que por vezes se possa negligenciar a implementação das

técnicas de proteção sísmica das estruturas, custaria cerca de 150mil a 200 mil milhões de euros à economia nacional, que corresponde a cerca de 70% do PIB português [4].

O objetivo da engenharia sísmica é o dimensionamento dos edifícios resistentes à ação sísmica e atua sobretudo no âmbito da limitação no que ao nível de danos na estrutura diz respeito. Consoante o nível de importância do edifício este terá de cumprir com um certo limite de danos que possam pôr em causa a sua integridade ou a funcionalidade do mesmo.

2.1. Dinâmica de Estruturas

É impossível falar-se em engenharia sísmica de estruturas sem se abordar a dinâmica de estruturas uma vez que esta é que trata o estudo do comportamento das estruturas quando sujeitas a ações dinâmicas. A dinâmica tal como a estática é fundamental para compreender a resposta da estrutura quando sujeita a ações, neste caso dinâmicas, e poderem-se adotar medidas caso sejam necessárias.

No caso dos sismos ao nível das estruturas, estes caracterizam-se por uma aceleração do solo, segundo uma direção horizontal que irá provocar deslocamentos impostos ao nível das fundações. Sendo as forças, segundo a 2ª Lei de Newton proporcionais à massa e à aceleração, quanto maior a massa da construção, naturalmente serão maiores os esforços nela instalados devido à ação sísmica.

Contudo das características da estrutura não é apenas a massa que é essencial para aferir a resposta quando submetida a sismos, mas também as frequências próprias de vibração, a capacidade de dissipação de energia, i.e., amortecimento, e naturalmente a capacidade resistente.

No caso do presente trabalho pretende-se estudar concretamente o comportamento dinâmico de uma estrutura pré-fabricada em casca ultrafina de betão armado quando sujeita à ação de um sismo com as características de ocorrência na zona de Lisboa.

2.2. Ação Sísmica

De acordo com o Eurocódigo 8, o efeito da ação sísmica numa dada zona pode ser definido com base no Espectro de Resposta Elástico. Estes espectros de resposta, são depois transformados em Espectros de Resposta de Dimensionamento através da consideração de um coeficiente de comportamento. Os espectros de resposta são também função da sismicidade do local, do tipo de terreno e do amortecimento da estrutura, que para este último foi considerado 3%.

O coeficiente de comportamento de uma estrutura, possibilita tirar partido da não linearidade desta, sem a necessidade de se proceder a uma análise não linear. Este coeficiente relaciona-se sobretudo com a ductilidade e a capacidade de deformação da estrutura. A estrutura em análise (casca em betão) não admite comportamento não linear pelo que se assumiu um coeficiente de comportamento unitário.

Admitiu-se que a Casca em estudo seria implantada na região da cidade de Lisboa, e tendo como fundação terrenos com as características de um solo tipo B. Estes solos são descritos como moderadamente rígidos cuja resistência mecânica aumenta com a profundidade sendo no Eurocódigo referidos como “Depósitos de areia muito compacta, de seixo (cascalho) ou de argila muito rija, com uma espessura de, pelo menos, várias dezenas de metros, caracterizados por um aumento gradual das propriedades mecânicas com a profundidade”. Na figura 2 apresenta-se uma carta da cidade de Lisboa com a classificação dos terrenos.

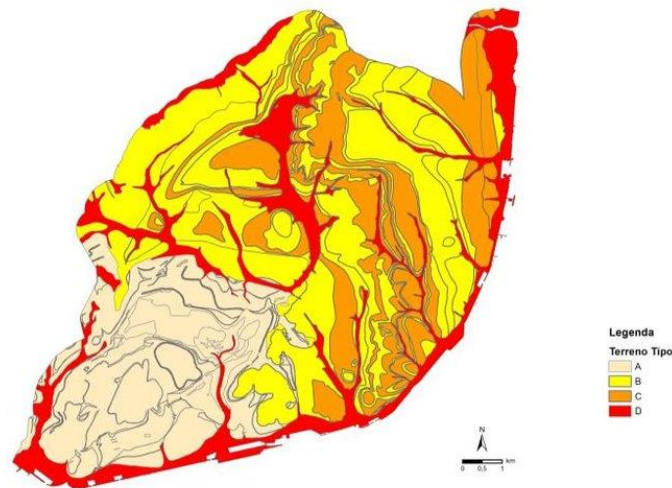


Figura 2. Tipos de Terreno Lisboa [5]

Tendo as entidades anteriores perfeitamente definidas apresentam-se de seguinte os parâmetros necessários à completa definição dos espectros de resposta elásticos:

$$0 \leq T \leq T_B: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1)\right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \frac{T_C}{T}$$

$$T_D \leq T \leq 4s: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2}$$

Em que:

$S_e(T)$ Espectro de resposta elástico

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

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

T_B limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante

T_C limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante

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

S coeficiente de Solo

η coeficiente de correção do amortecimento, com o valor de referência $\eta = 1$ para 5 % de amortecimento viscoso

No capítulo 4 serão apresentados os espectros de resposta usados no estudo desta estrutura.

3.Estruturas em Casca

As estruturas em casca surgiram como uma necessidade de vencer vãos maiores sem a necessidade de adotar pilares intermédios e, não menos importante, vêm associadas a uma espessura de secção inferior àquela utilizada por exemplo nas lajes. Esta redução de espessura é particularmente importante se se considerar que o peso do betão armado representa uma larga porção das cargas de dimensionamento.

Uma casca fina em betão armado é por definição um elemento bidimensional curvo em que a sua espessura é muito reduzida face as outras dimensões, tendo no caso das cascas ultrafinas um rácio de raio-espessura na ordem dos 1/200 a 1/800 [6]. As cascas podem assumir variadas formas, nomeadamente elipsoidais, parabólicas e cilíndricas, em que a sua principal vantagem é a possibilidade de vencer vãos maiores, associado também a uma poupança de material



Figura 3.Cobertura em Casca do Oceanógrafo em Valencia [7]

A origem das estruturas em casca data do antigo Egipto, onde através de registos foram identificadas coberturas em abóbadas em canais e túmulos [Hansellar][8]. O panteão de Roma pode ser considerado, ainda que de forma rudimentar, o exemplo mais antigo de uma estrutura em arco que pela sua forma de transmissão de forças, o efeito de arco, poder-se-á considerar como um dos primórdios das estruturas em casca. A sua cúpula não reforçada em arco com 43m sem qualquer apoio intermédio impressiona e ainda hoje é uma das maiores obras de engenharia. A Hagia Sophia em Istanbul construída no século VI é o outro grande exemplo da Engenharia Clássica com algumas diferenças face ao Panteão uma vez que para resistir às trações na zona inferior da cúpula e transferir as forças para os pilares foram dimensionadas umas semicúpulas.

Até ao século XX as cascas foram construídas essencialmente em alvenaria de pedra

Este tipo de estruturas nomeadamente coberturas em cúpula continuou a ser utilizado em diversas ocasiões até ter caído em desuso por volta do século XVII também pela limitação das estruturas então usadas em lidar com tensões de tração. Esta solução estrutural voltou a começar a ser implementada no século XX coincidente com o aparecimento do betão armado sendo a cobertura

do planetário Zeiss em Berlim o primeiro exemplo de uma estrutura em casca com secção fina em betão armado [9]

Uma das razões pelas quais as estruturas em casca por vezes não são escolhidas prende-se com questões económico-financeiras. Construtivamente, o processo de execução pode ser difícil uma vez que as geometrias particulares de cada casca tornam a cofragem já de si exigente do ponto de vista técnico pouco ou nada reutilizável de um caso para o outro. Foi com esta necessidade de tornar o processo de execução de cascas economicamente viável, mas também sustentável, que surgiu o processo da pré-fabricação que consiste essencialmente na divisão da estrutura em elementos mais simples que podem ser fabricados com recurso a moldes em ambiente fabril, sendo posteriormente colocados em obra.

3.1. Elemento de Casca

Como referido as cascas ultrafinas são cascas em que a dimensão da espessura da secção é muito reduzida face às outras e é esta característica que permite á estrutura ter estruturalmente aquilo a que se chama comportamento de *membrana*. Na figura 4 é apresentado um modelo elemento em casca.

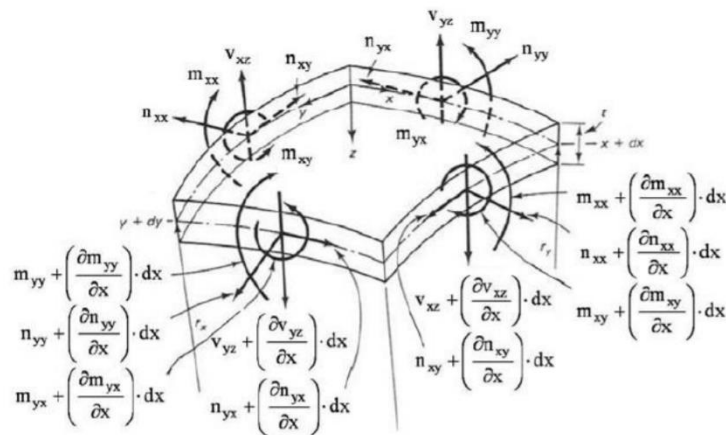


Figura 4. Elemento de Área Tridimensional [10]

Trata-se de um elemento tridimensional de espessura constante em que as dimensões x e y se desenvolvem ao longo de linhas curvas. Como se verifica na figura estão representados todos os esforços passíveis de atuar em cada faceta do elemento. Contudo como referido, e sendo idêntico ao que será analisado no presente trabalho, apenas serão considerados os esforços de membrana: n_{xx}, n_{yy}, n_{xy} . Os restantes esforços de flexão e corte, por ser uma casca ultrafina serão desprezados na modelação da casca.

4. Modelação

4.1. Generalidades

Como já referido previamente, no presente trabalho irá analisar-se uma estrutura prefabricada de uma casca ultrafina em betão armado. Neste capítulo será apresentado todo o processo de modelação da mesma.

A casca em estudo é uma casca de forma parabolóide elíptica, em que, sendo uma casca pré-fabricada, foi necessário ter em conta a questão do transporte para o local de aplicação, pelo que foi dividida em 3 partes.

A casca em análise tem cerca de 23 metros de vão livre e 8 metros de altura. Uma vez que o SAP possui algumas limitações em importar superfícies do Autocad, foram apenas desenhadas, primeiro, os limites da Casca, exportando-os para o SAP. Nas figuras 5 e 6 mostram-se um corte vertical da casca e um setor da casca onde é perceptível a altura total da casca bem como metade do vão (13,6m).

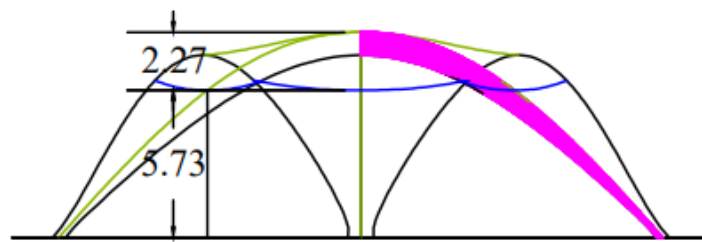


Figura 5. Corte Vertical Casca

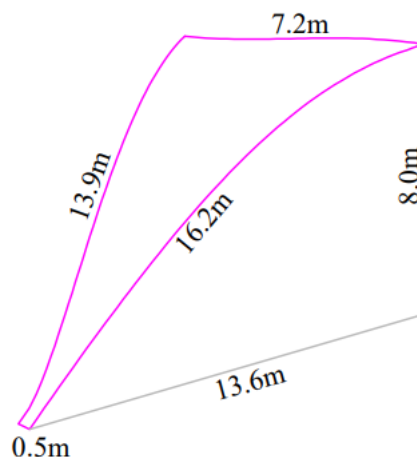


Figura 6. Setor da Casca

Uma vez que o SAP não permite desenhar de forma automática a superfície, traçaram-se elementos de área tão pequenos quanto necessário para que a estrutura não perdesse a curvatura e ficasse com troços demasiado retos. Nas figuras 7 e 8 mostra-se o modelo da casca e o elemento de área usado, com a convenção de numeração de referenciais. Sublinha-se que com base na figura 8, a numeração dos elementos vai de 1 no sentido de 2.

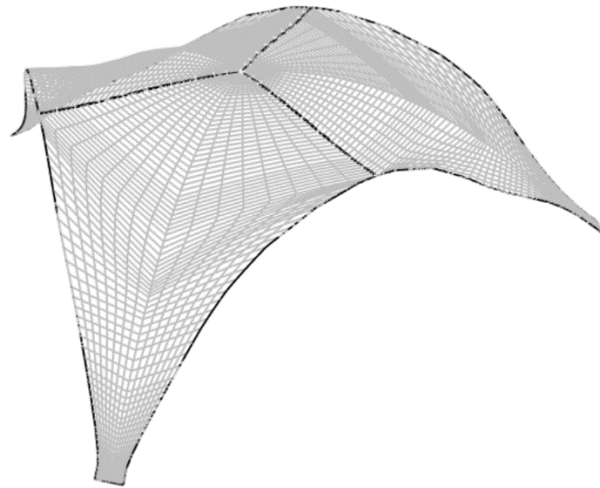


Figura 7. Modelo SAP

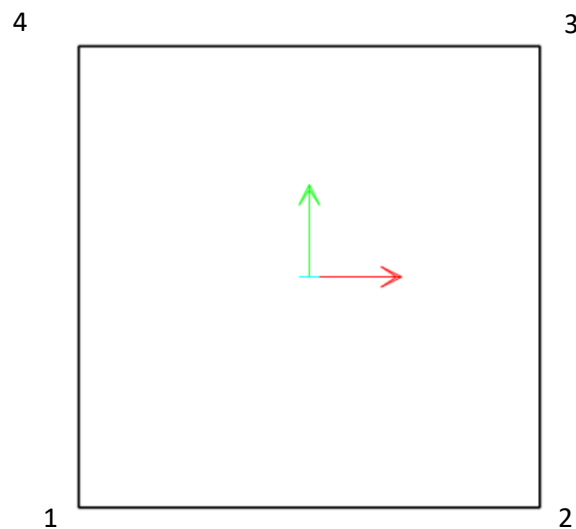


Figura 8. Eixos Locais: Vermelho-Eixo 1; Verde-Eixo 2; Azul- Eixo 3

Relativamente à secção, e uma vez que está em causa uma casca ultrafina, utilizou-se um rácio raio-espessura na ordem dos 150-250, o que levou a adotar uma espessura da secção de 5cm (0,05m), possibilitando assim uma otimização do material, bem como a manutenção do comportamento de membrana da estrutura. Foi definido o betão armado como material, e uma vez que no contexto

deste trabalho interessava mais o estudo do comportamento dinâmico não foi tido em consideração o dimensionamento da armadura de flexão.

Para material adotou-se um betão C50/60 cujas características principais são apresentadas na tabela 1.

γ (Peso Volúmico)	25 [kN/m ³]
F_{cd} (Tensão de compressão de dimensionamento)	33,3 [MPa]
F_{ctm} (Tensão de cedência de tração)	4,1 [MPa]
E (Modulo de elasticidade)	37×10^3 [MPa]

Tabela 1. Propriedades do Material

Numa fase inicial, em que se efetua a análise apenas para ações estáticas e em que se avalia também o processo construtivo, os apoios da casca serão do tipo simplesmente apoiados, estando apenas restringidas as translações em todas as 3 direções.

Foi nas ligações entre os painéis que surgiu o maior desafio, uma vez que a ideia seria desenvolver um modelo que permitisse que os painéis tivessem deslocamentos entre si ao longo do plano dos elementos, contudo, estes deveriam ser limitados quer no afastamento quer na aproximação. A solução adotada foi uma junta do tipo Gap.

4.2. Definição da junta de ligação

Como referido anteriormente a definição das juntas de ligação entre os painéis foi um dos principais desafios na modelação desta estrutura, uma vez que se pretendia simular a fase construtiva na qual as várias partes da casca estavam simplesmente encostadas uma às outras.

Definiu-se a ligação como sendo do tipo “gap”. Por ser uma estrutura pré-fabricada e instalada em obra decidiu-se deixar uma junta aberta entre cada um dos painéis, com uma abertura inicial de 5mm sendo 10% da espessura da secção da casca. Em termos de notação considera-se as forças de compressão/tração aquelas que se encontram segundo a direção x conforme apresentado na figura 9. Na figura 9 apresenta-se, também a distribuição das ligações ao longo do painel.

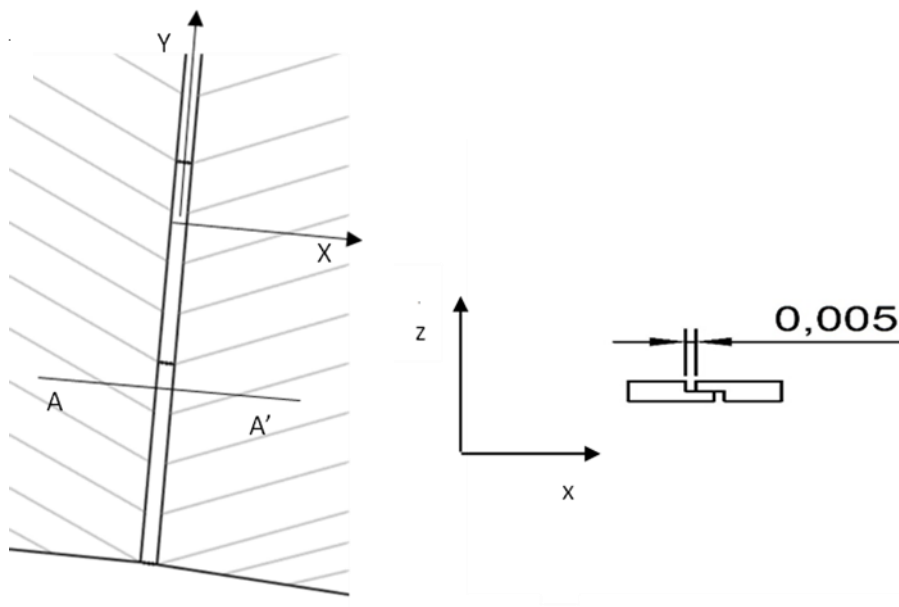


Figura 9. Vista em planta das ligações e vista frontal das ligações (corte A-A')

Para se dar um valor à rigidez da ligação, foi feita uma análise de sensibilidade a começar em 3000kN/m em que foram avaliados os esforços e os deslocamentos na ligação bem como deslocamento vertical (U_z) no topo da estrutura. Os resultados obtidos apresentam-se na tabela 2 e na figura 11. Note-se que estas grandezas foram determinadas utilizando apenas a ação do peso próprio da estrutura, e verificando qual seria o elemento “gap” mais solicitado.

Tabela 2. Rigidez vs Deslocamento e Força

Rigidez (kN/m)	Deslocamento U_z (m)	Força Compressão (kN)
3000	-0,0076	7,868
6000	-0,0061	-8,585
12000	-0,0056	-9,440

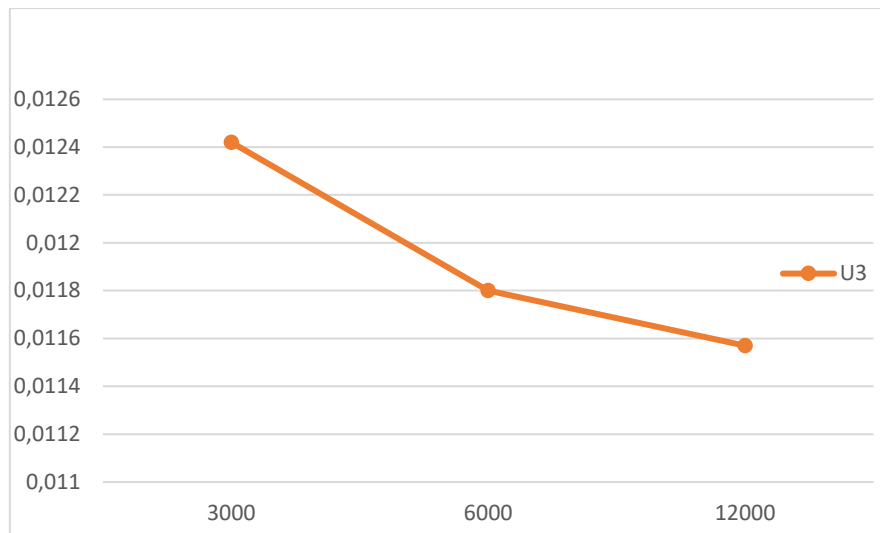


Figura 10.Deslocamentos no ponto do topo da casca

Após verificar o resultado conclui-se que em termos globais da estrutura e do próprio elemento gap, as entidades verificadas são pouco sensíveis à variação da rigidez, pelo que foi adotada uma rigidez de 12000kN/m.

4.3. Influência processo construtivo

Um dos objetivos deste trabalho era verificar a influência do processo construtivo da estrutura. Conforme foi já referido a ligação possui uma abertura de 5mm, que é a abertura da junta aquando da colocação e montagem da estrutura em obra. Nesta fase apenas se considera a ação do peso próprio. A verificação do processo construtivo foi realizada através de uma análise da aplicação da carga em duas fases: numa primeira fase apenas se considera o peso próprio e as juntas “gap” a funcionar; numa segunda fase considera-se a aplicação das restantes cargas permanentes e sobrecargas, numa situação em que as juntas já estão fechadas. Numa segunda análise considerou-se a totalidade das cargas aplicadas na estrutura, sem elementos gap, para perceber se seria ou não importante a consideração das juntas em fase construtiva. Em baixo listam-se as condições de análise realizadas.

Análise 1:

1ª Fase: Ação Peso Próprio c/ junta aberta

2ª Fase: Ação Rcp + Sobrecarga c/ junta fechada

Análise 2:

Fase única: Ação global Psd c/ junta fechada

4.3.1. Análise 1 – com junta ativa na fase inicial

Os resultados da análise da estrutura com as juntas abertas em 5mm e com o carregamento apenas do peso próprio apresentam-se de seguida, onde se mostram os gráficos de tensões máximas (tração e compressão) para as tensões S11 e S22, bem como o deslocamento e o esforço normal na ligação inter-painel mais solicitada.

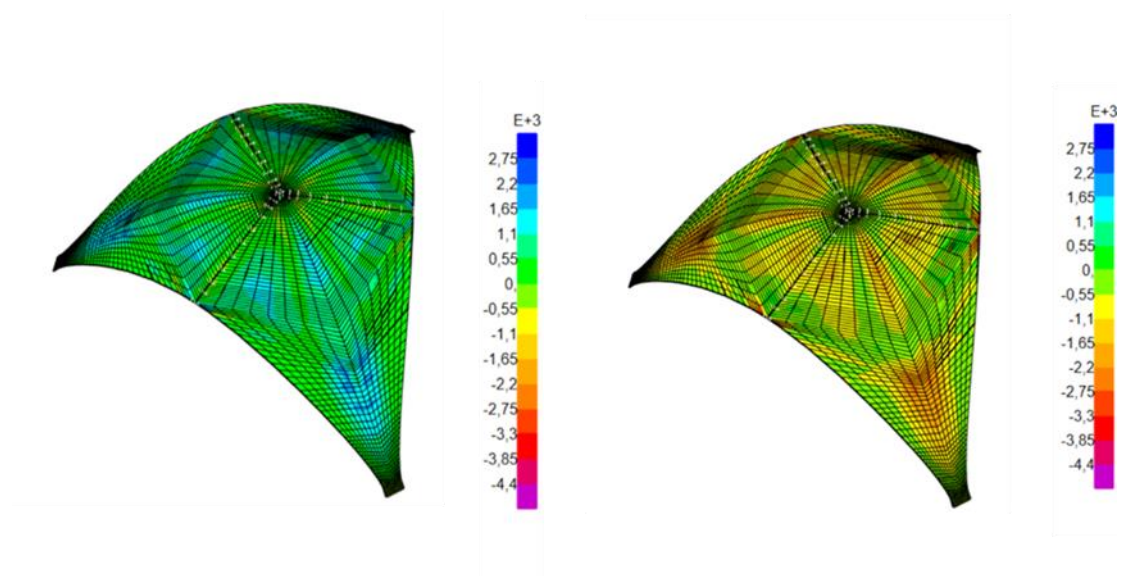


Figura 11. Tensões S11 para valores máximo (esquerda) e mínimos (direita) (kN/m²)

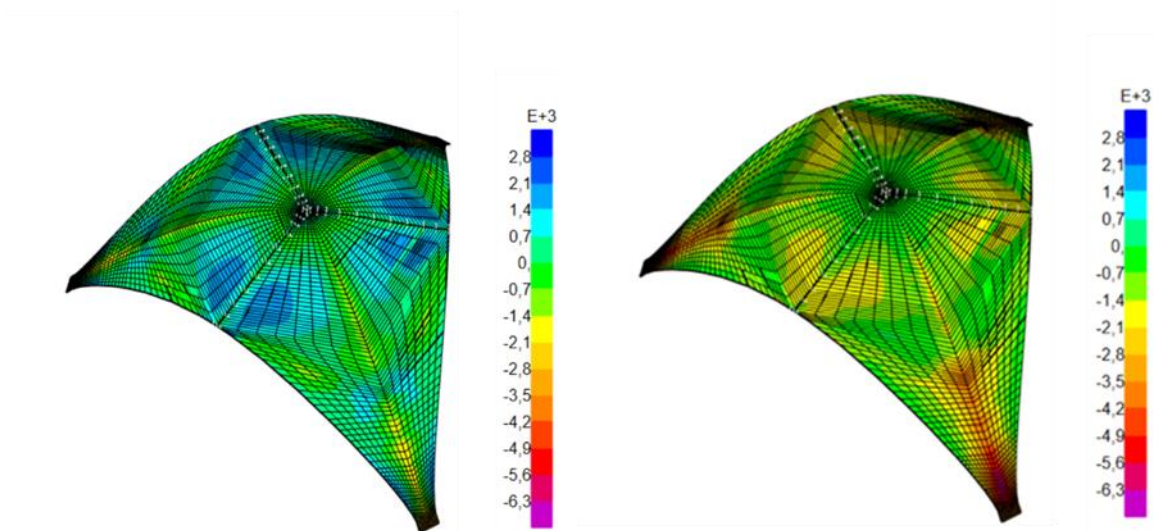


Figura 12. Tensões S22 para valores máximo (esquerda) e mínimos (direita) (kN/m²)

Com uma visualização da imagem verifica-se que a casca atinge as tensões mais altas nas imediações dos apoios, e nas zonas mais exteriores dos eixos de ligação entre os painéis, sendo que neste último caso poderá estar relacionado com uma limitação do modelo utilizado em analisar a transmissão de esforços entre os elementos de casca e os elementos de gap, devido a orientação diferente das faces.

Na figura 14 apresenta-se uma imagem com a identificação onde surgem os valores de maiores tensões, que correspondem às trações nos apoios bem como o elemento gap mais solicitado.

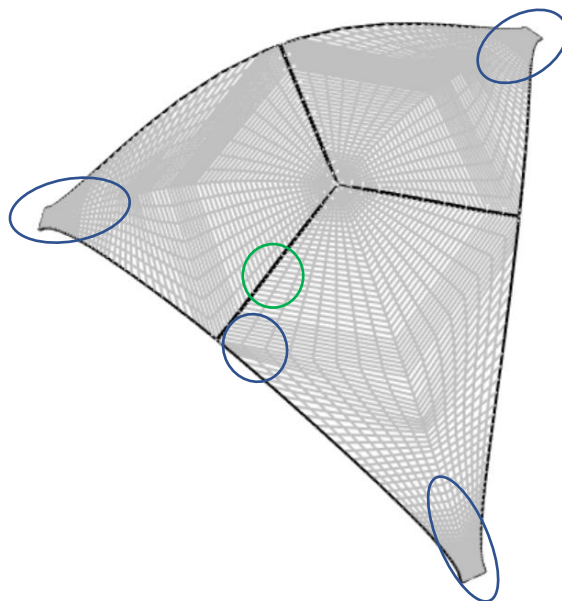


Figura 13. Zonas mais solicitadas (verde-ligação; azul-áreas da casca)

Ao nível da ligação, os esforços e os deslocamentos vão ser mais elevados nos links de ligação intermédios (no meio dos painéis), sendo os valores de esforços e deslocamento apresentados na tabela 3. Note-se que os esforços e os deslocamentos são associados a forças de compressão (fecho dos elementos gap).

Tabela 3. Esforços e Deslocamentos na ligação mais solicitada

Número do Elemento	Esforço Axial MÁXIMO kN	Deslocamento Axial Máximo [m]
195	9,455	0,005788

Conforme apresentado na tabela 3, e tendo presente que as ligações estão com uma abertura inicial de 5mm, e a sua rigidez é de 12000kN/m, é fácil perceber que no caso da ligação número 195

esta ao ser submetida a ação do peso próprio da estrutura, irá “vencer” os 5mm de abertura, e comprimir ambas as faces da ligação. Nesta situação irá ter um acréscimo de deslocamento de 0,788mm que tendo em conta a rigidez instala uma compressão na ligação de $12000 \times (0,788 \times 10^{-3}) = 9,456kN$.

Esta primeira fase, conforme explicado, corresponde à colocação e montagem da estrutura em obra, faltando verificar o carregamento posterior da estrutura com as restantes cargas permanentes e a sobrecarga de uma cobertura não acessível. Por hipótese, e após verificação de alguns produtos disponíveis no mercado, adotou-se o valor de uma restante carga permanente de $1kN/m^2$ valor supondo que a estrutura em betão armado levará uma impermeabilização, seguida de uma pintura. Embora seja uma cobertura não acessível e o valor regulamentar para a sobrecarga ser de $0,4kN/m^2$ adotou-se o valor de $1kN/m^2$.

Nesta fase apenas foi necessário aferir os esforços na Casca, uma vez que as ligações estando fechadas irão ser um ponto de continuidade não tendo, por isso, esforços ou deslocamentos relativos

Como seria espectável as tensões máximas irão ocorrer em locais semelhantes aos da análise apenas sob a ação peso próprio conforme os gráficos apresentados.

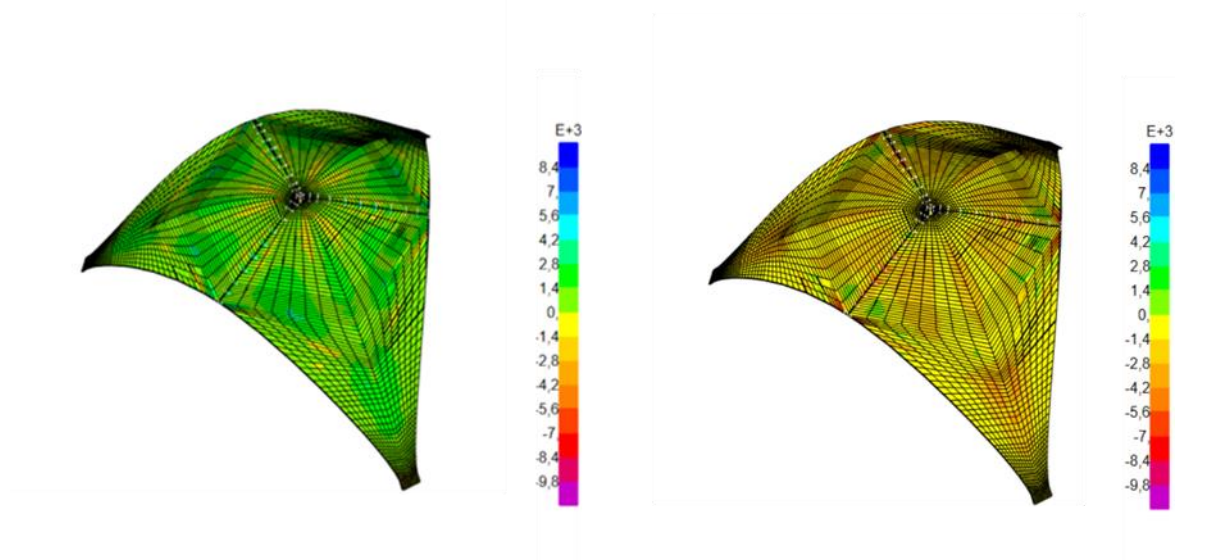


Figura 14. Tensões S11 para valores máximo (esquerda) e mínimos (direita) (kN/m^2)

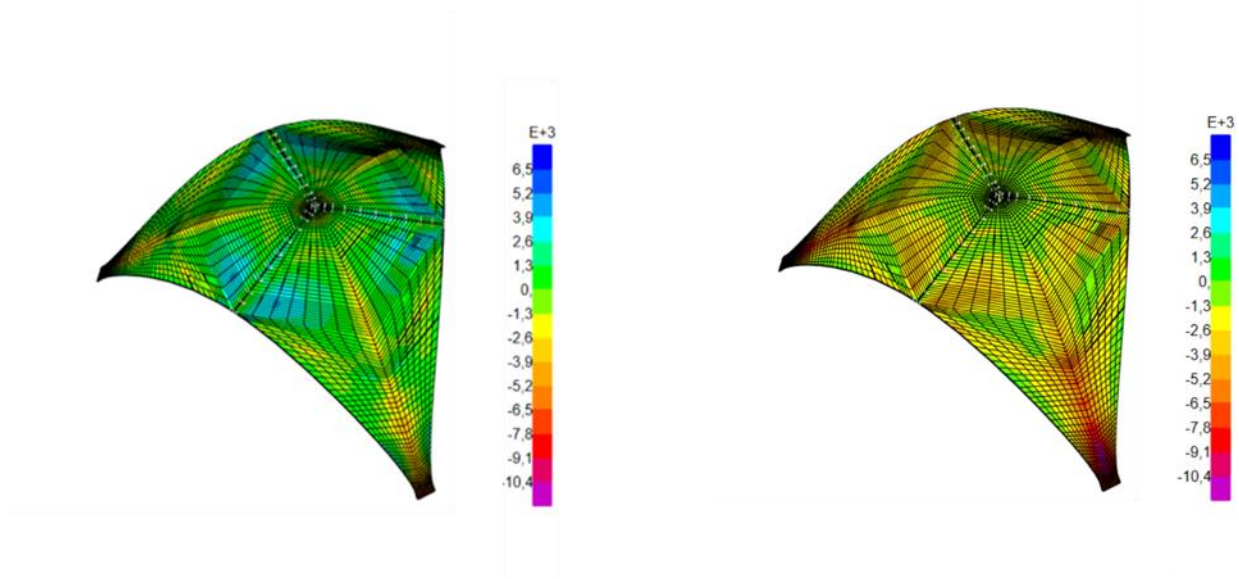


Figura 15. Tensões S22 para valores máximo (esquerda) e mínimos (direita) (kN/m²)

Fazendo a sobreposição dos efeitos das duas fases obtemos o valor das tensões máximas e mínimas, resultantes da análise A que são apresentadas na tabela 4. Note-se que os valores máximos correspondem a trações e os valores mínimos a compressões. Uma vez que para o efeito do peso próprio foi feita uma análise não linear para poder ser contabilizado o efeito da junta aberta, o coeficiente de majoração foi aplicado aos resultados e não à ação, tendo sido considerado o coeficiente de 1,35.

Tabela 4. Tensões totais máximas

	S11 max	S22 max	S11 min	S22 min
Tensão [MPa]	12,6	11,2	15,99	20,6
Elemento	2680	1160	1168	1630

Como seria de esperar, e por ser uma estrutura em casca os valores de tensão máximos correspondem a tensões de compressão, no elemento 1630 que se situa num dos “estreitamentos” próximos a um dos apoios. Na imagem 17 encontram-se identificados os 4 elementos enunciados na tabela.

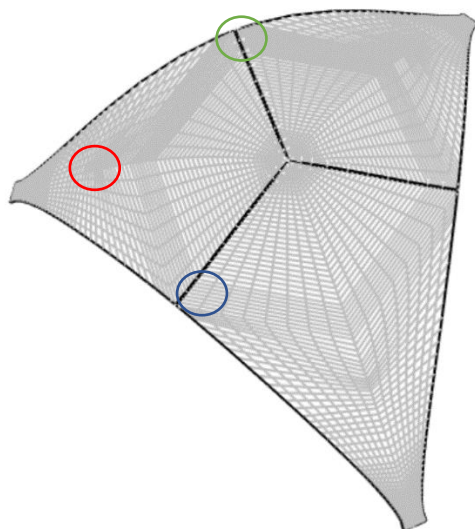


Figura 16. Elementos tensões máximas (azul-2680; verde 1160 e 1168; vermelho-1630)

4.3.2. Análise 2 – sem junta ativa

Nesta segunda parte da verificação foi feita uma análise linear global de todos os esforços a atuar na estrutura, segundo a combinação de ações para verificação de Estado Limite Último.

Os gráficos de distribuição de tensões são globalmente semelhantes aos obtidos anteriormente, conforme apresentados nas figuras seguintes, pelo que se pode concluir que o processo construtivo não tem grande relevância no dimensionamento da estrutura

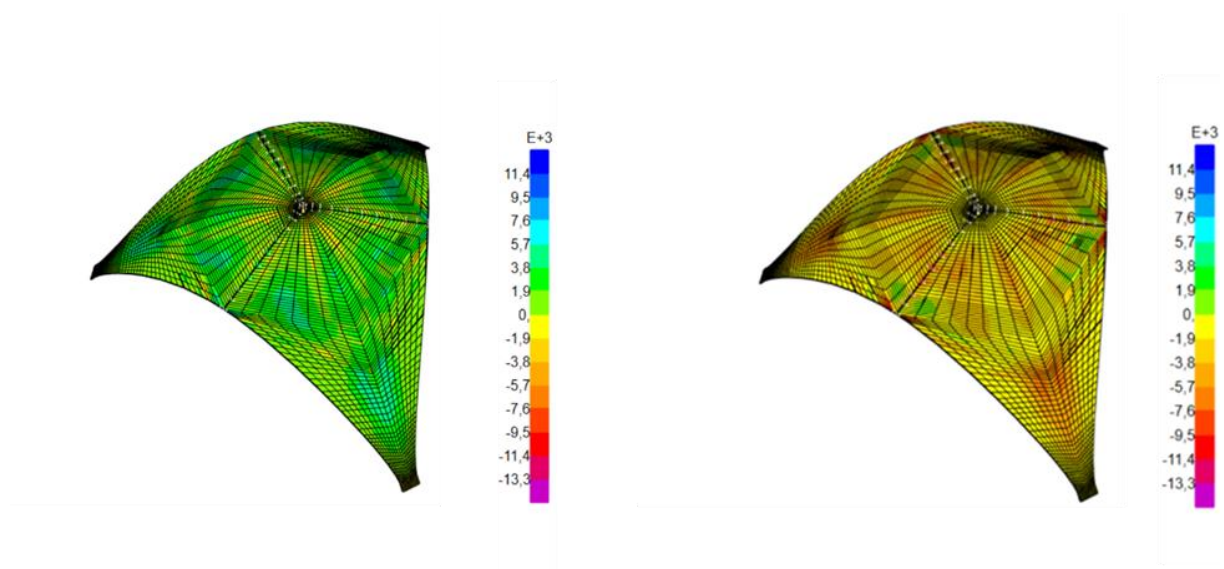


Figura 17. Tensões S11 para valores máximo (esquerda) e mínimos (direita)(kN/m²)

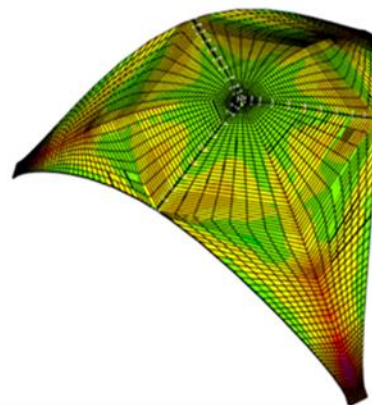
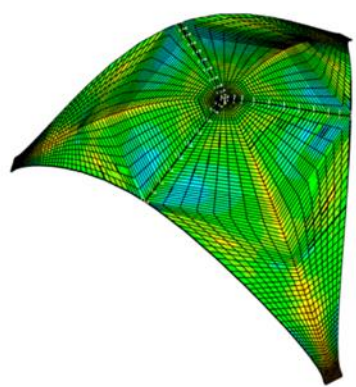


Figura 18. Tensões S22 para valores máximo (esquerda) e mínimos (direita) (kN/m²)

Contudo para ser ter uma verificação mais apurada, foram-se retirar também os valores máximos das tensões e dos deslocamentos e analisada a variação.

Tabela 5. Tensões máximas psd

	S11 max	S22 max	S11 min	S22 min
Tensoes [MPa]	11,4	11,30	14,5	20,6
Elemento	2212	4505	4509	1630

Repetindo a análise anterior na figura 20 estão identificados cada um dos elementos enunciados na tabela anterior.

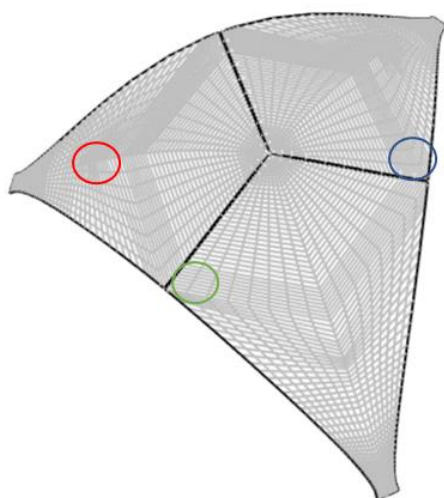


Figura 19. Elementos tensões máximas (azul-4505 e 4509; verde 2212; vermelho-1630)

Comparando as tabelas 4 e 5 compreende-se que em termos absolutos os valores máximos das tensões de compressão e tração são idênticos. Contudo, e uma vez que ocorrem em elementos diferentes fez-se também uma verificação do desvio de tensões para cada um dos elementos referidos de uma situação para a outra, conforme se apresenta na tabela 6. Para evitar uma saturação dos dados apresentados, apenas se indicam o elemento e a variação máxima obtida para cada um dos tipos de tensão. Os 4 primeiros elementos correspondem à análise 1 e os 4 últimos à análise 2. O desvio foi calculado segundo a expressão $\frac{|Análise A - Análise B|}{[Análise A]}$.

Tabela 6. Percentagem de desvio entre análises

Elemento	Desvio máximo
2680	13,5%
1160	3%
1168	11,2%
1630	0%
2212	3,6%
4505	0,9%
4509	5,8%
1630	0%

Com uma leitura breve da tabela 6 verificam-se desvios pequenos, estando os esforços máximos todos dentro da mesma ordem de grandeza, pelo que se conclui que o processo construtivo não tem grande influência no dimensionamento da estrutura.

5. Análise Sísmica

Neste capítulo será estudado o efeito da ação sísmica na estrutura. Num primeiro ponto serão analisados os modos e frequências de vibração da estrutura tendo por base uma análise modal, e num segundo ponto serão avaliadas as tensões e deslocamentos da estrutura quando submetida a um sismo na zona de Lisboa. Note-se que nesta análise uma vez que se considera que a estrutura já se encontra instalada na sua totalidade no local, as juntas de ligação inter-painéis serão consideradas como sendo juntas contínuas.

5.1. Definição da Ação Sísmica

Como já referido anteriormente Portugal, nomeadamente Lisboa, situa-se numa zona de sismicidade moderada, em que ambas as classes de importância de sismos são importantes de ter em conta. Consultando a figura 26 retirada do anexo nacional verifica-se que para Ações Sísmicas do tipo 1 (sismo afastado, magnitude alta) Lisboa encontra-se na zona 3, e para Ações Sísmicas do tipo 2 (sismo próximo, magnitude baixa) Lisboa encontra-se também na zona 3.

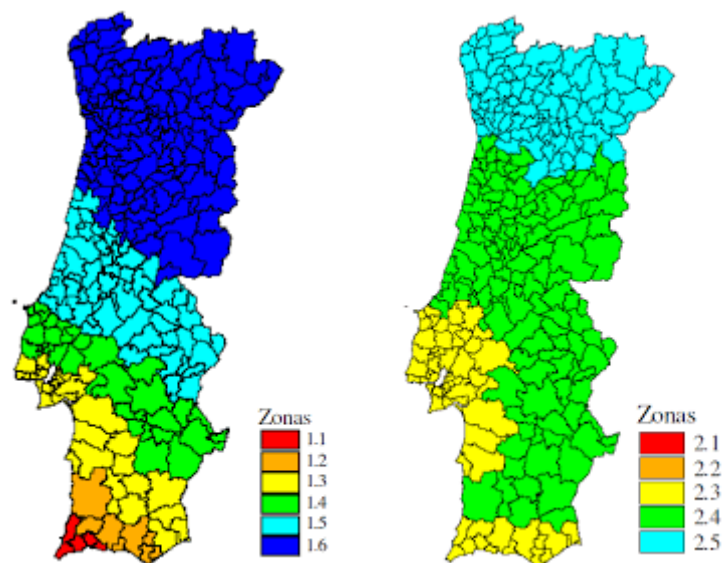


Figura 20. Zoneamento sísmico português [11]

Assim sendo, e consultando as velocidades de referência para as várias zonas, a aceleração espectral corresponde a $1,5\text{m/s}^2$ para sismos do tipo 1 e $1,7\text{m/s}^2$ para sismos do tipo 2.

Tabela 7. Dados dos Sismos tipo 1 e tipo 2

	a_{gr}	T_B	T_C	T_D	S
Sismo Tipo 1	1,5	0,1	0,6	2	1,2951
Sismo Tipo 2	1,7	0,1	0,25	2	1,2722

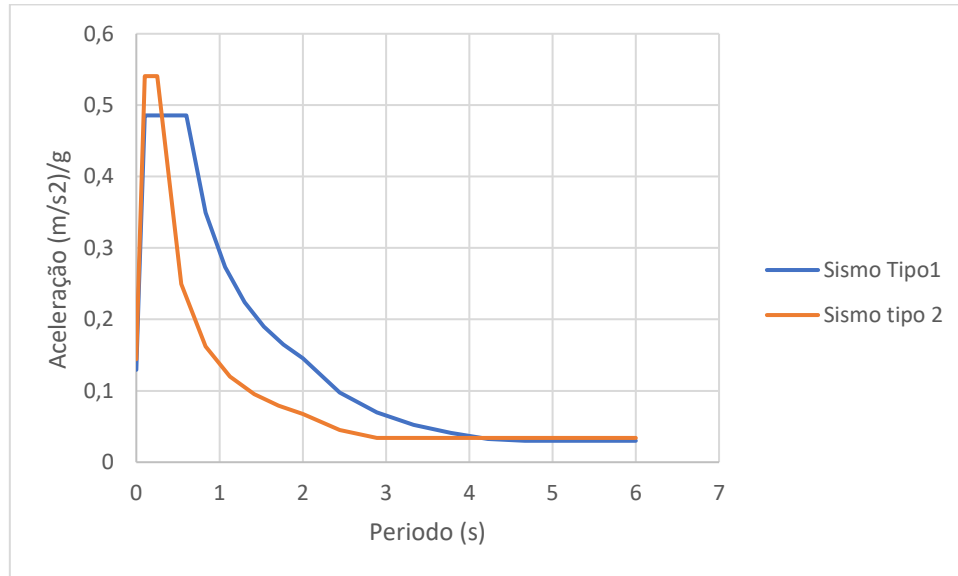


Figura 21. Espectro Resposta tipo 1 e tipo 2

5.2. Frequências e modos de vibração

Observando a estrutura espacialmente é possível numa fase prévia ao cálculo prever algum do comportamento associado aos modos de vibração. De facto, é fácil compreender que nas direções x e y a estrutura tem uma distribuição de massa, e uma rigidez muito semelhantes pelo que será de esperar que tenha os dois primeiros modos com valores muito próximos quer de frequências, quer de fator de participação de massa.

Tendo esta situação em mente apresentam-se na tabela 8 os valores dos 10 primeiros modos de vibração, com os respetivos fatores de participação em massa.

Tabela 8. Dez primeiros modos de vibração

Modo	f(Hz)	T(s)	U_x	U_y
1	1,09	0,92	0,49	0,003
2	1,09	0,92	0,003	0,50
3	1,47	0,68	4,5E-06	5,75E-06
4	3,13	0,32	4,07E-05	0,00011
5	3,3	0,30	0,00239	0,036
6	3,3	0,30	0,039	0,0026
7	4,17	0,24	0,05	0,0013
8	4,3	0,23	0,0005	0,045
9	4,3	0,23	0,003	0,004
10	6,25	0,16	1,30E-08	2,11E-06

Observando a tabela verifica-se que logo no 2º modo mais de metade da massa da estrutura vibra nas direções x e y, e como seria de esperar o primeiro e o segundo modos têm valores de frequências de vibração nas duas direções principais praticamente iguais uma vez que a distribuição de massa e rigidez da estrutura é a mesma.

5.2.1. Descrição dos principais modos de vibração

Neste tópico são apresentados os 3 principais modos de vibração, isto é, aqueles com maior percentagem de participação de massa, para cada uma das 2 direções.

5.2.1.1. Direção X

Começando pela direção x os 3 modos mais importantes segundo a participação de massa são os apresentados na tabela 9.

Tabela 9. 3 Modos mais relevantes em x

Modo	f(Hz)	T(s)	U_x
1	1,09	0,92	0,49
53	33,33	0,03	0,09
59	33,3	0,03	0,06

1º Modo de vibração

O primeiro modo de vibração corresponde aquele que na direção X tem mais massa a vibrar segundo esta direção. Corresponde a praticamente 50% da massa da estrutura a oscilar segundo uma

frequência de 1,09Hz. Note-se que todas estruturas que são apresentadas encontram-se orientadas segundo o referencial indicado na figura 22.

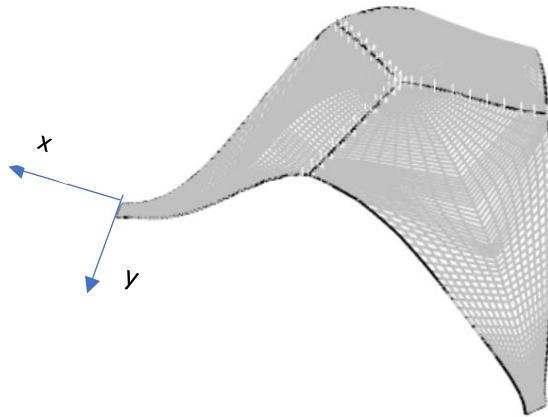


Figura 22. 1º Modo de vibração

53º Modo de Vibração

O segundo modo mais relevante na direção x é o modo 53, com 9% da massa vibrante e com uma frequência de 33,33Hz. Este modo torna-se também relevante porque, e verificando a figura 24, verifica-se também que este modo tem associado também uma rotação segundo Y. De facto, é neste modo que a rotação segundo y atinge valores de participação mais altos da ordem dos 17%.

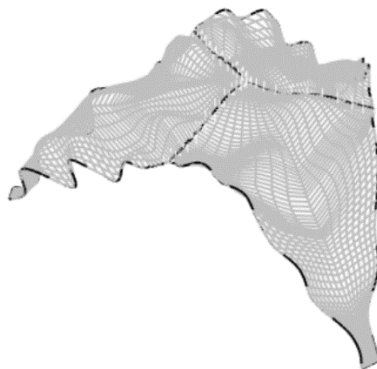


Figura 23. 53º Modo de vibração

59º Modo de Vibração

O 59º Modo de vibração, que corresponde ao terceiro modo mais importante segundo X, tem associada uma frequência de 33,33Hz e uma participação de 7%. Na figura 25 apresenta-se a sua configuração deformada.

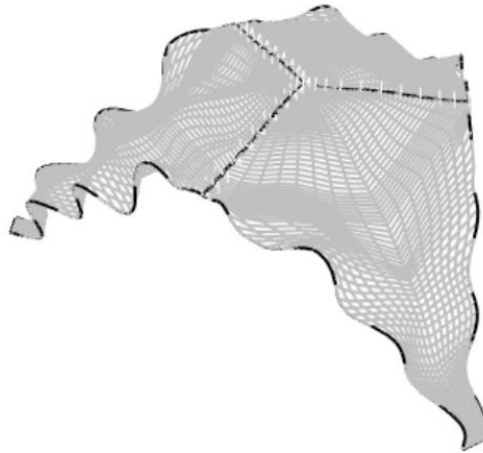


Figura 24. 59º Modo de Vibração

5.2.1.2. Direção Y

O comportamento da estrutura na direção Y é em tudo semelhante à direção X pelas razões já explicadas. Na tabela 10 apresentam-se os 3 modos mais relevantes em termos da participação da massa.

Tabela 10. Modos de vibração mais relevantes em Y

Modo	f(Hz)	T(s)	Uy
2	1,09	0,92	0,50
54	33,33	0,03	0,09
58	33,3	0,03	0,06

2º Modo de Vibração

De forma análoga à direção X mas na direção Y, o 2º modo de vibração corresponde a 50% da massa a vibrar com uma frequência 1,09 Hz. O modo é praticamente igual ao primeiro mudando apenas a direção principal de vibração. Na figura 25 apresenta-se a deformada do modo.

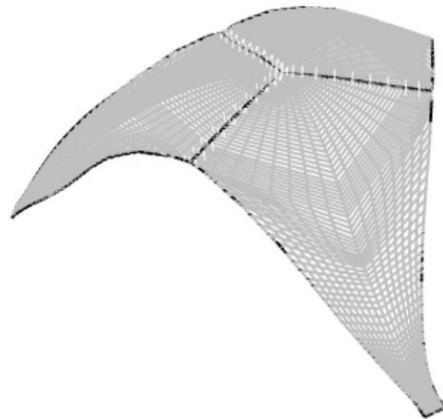


Figura 25. 2º Modo de vibração

54º Modo de Vibração

O 54º modo de vibração corresponde aquele que na direção Y, tem a segunda maior participação de massa. Corresponde a 9% da massa a oscilar com uma frequência de 33,3hz. Note-se que tal como o modo 53º este corresponde a maior percentagem a rodar segundo a direção X, com uma razão de 17%.

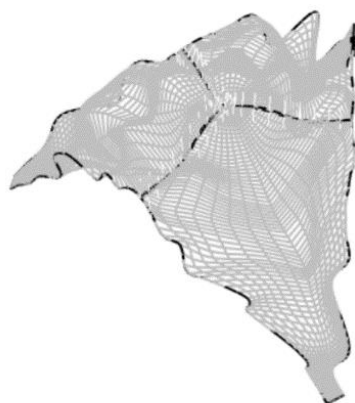


Figura 26. 54º Modo de vibração

58º Modo de Vibração

O 58º modo de vibração corresponde aquele que na direção Y, tem a terceira maior participação de massa. Corresponde a 6% da massa a oscilar com uma frequência de 33,3Hz.

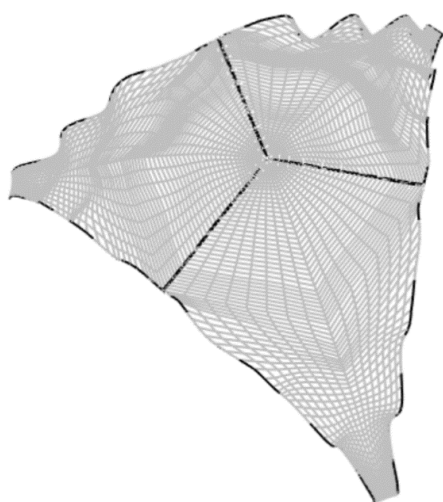


Figura 27. 58º Modo de Vibração

5.3. Efeito Sismo Tipo 1

No capítulo 4 foi apresentado o espectro de resposta para os dois tipos de sismo na zona de Lisboa. Após uma consulta dos espectros e tendo presente o período de vibração natural da estrutura de 0,92s torna-se evidente que para a estrutura e a zona em causa o sismo mais relevante é o sismo do tipo 1, por ser aquele a que correspondem acelerações espectrais mais elevadas conforme mostra a figura 21. De facto, e tirando partido da seguinte equação, e uma vez que a frequência natural se encontra no âmbito da mesma verifica-se que as acelerações são maiores no sismo 1.

$$T_c \leq T \leq T_D : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \frac{T_c}{T}$$

Note-se que nesta zona do espectro encontram-se os dois modos com participações mais relevantes com aproximadamente 50% em ambas as direções conforme já visto anteriormente.

5.3.1. Forças de corte Basal

Uma das formas mais céleres de aferir e validar a hipótese do sismo 1 ser mais condicionante que o sismo 2 é através da análise das forças de corte basal. Na tabela 11 apresentam-se os valores da força de corte basal segundo as duas direções horizontais para os dois tipos de sismo.

Tabela 11. Forças de corte basal

Tipo de Sismo	Fx (kN)	Fy (kN)
Tipo 1	56,00	56,49
Tipo 2	29,01	29,10

Como é possível verificar na tabela as forças de corte basal do sismo 2 são aproximadamente 50% das que são geradas no sismo 1, validando a hipótese inicial de que para o caso de estudo em questão o sismo do tipo 1 é mais condicionante

5.3.2. Análise de Tensões

Como já foi referido um sismo induz uma aceleração do solo que irá ser transmitida à estrutura através das suas fundações. Usando a 2ª lei de Newton é compreensível que os efeitos de um sismo ao nível das tensões numa estrutura são diretamente proporcionais à sua massa e à aceleração que o solo lhe imprime. No contexto do problema em discussão já foi estimada o valor da aceleração, faltando apenas contabilizar a massa. Sendo uma estrutura em casca pode-se esperar valores baixos para a massa da estrutura, e de facto verificando o valor global das reações de 379kN que é originado por uma massa de 37,9 toneladas. Esta reduzida massa da estrutura irá provavelmente provocar valores de tensões reduzidos.

Para um sismo segundo a direção X as tensões maiores irão surgir nos apoios que têm uma orientação inclinada no plano X-Y conforme destacado na figura 22, bem como na ligação entre os painéis que têm um desenvolvimento também segundo o eixo x. Nas figuras 28 e 29 mostra-se o a distribuição de tensões S11 e S22 para valores máximos. Em termos de tensões S11 os maiores valores irão ocorrer na zona intermédia do “braço” da casca orientado segundo o eixo X com valores na ordem dos 10MPa e nos apoios inter-painéis cujo desenvolvimento é o assinalado na figura. Nas tensões S22 os valores máximos dão-se sobretudo na zona dos apoios ao exterior conforme apresentado na figura com valores na ordem dos 40MPa. Note-se que o cálculo modal é feito com recurso à raiz quadrada de um somatório, pelo que os valores serão sempre positivos. Mais adiante, quando for feita a combinação de ações será possível compreender melhor em termos de sinal (tração ou compressão) o efeito do sismo.

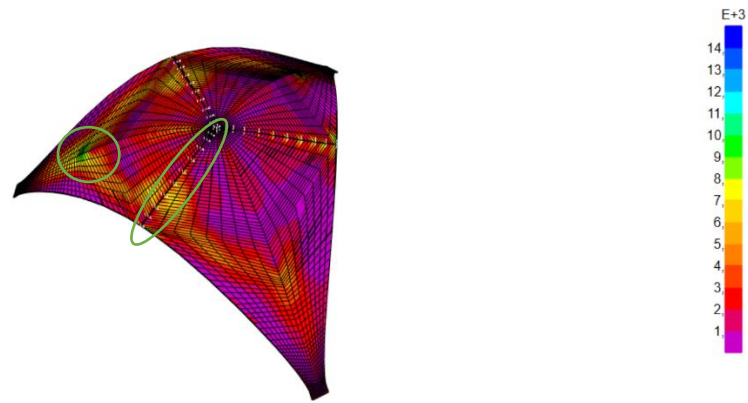


Figura 28. Tensões Máximas S11 (valor absoluto) (kN/m²)

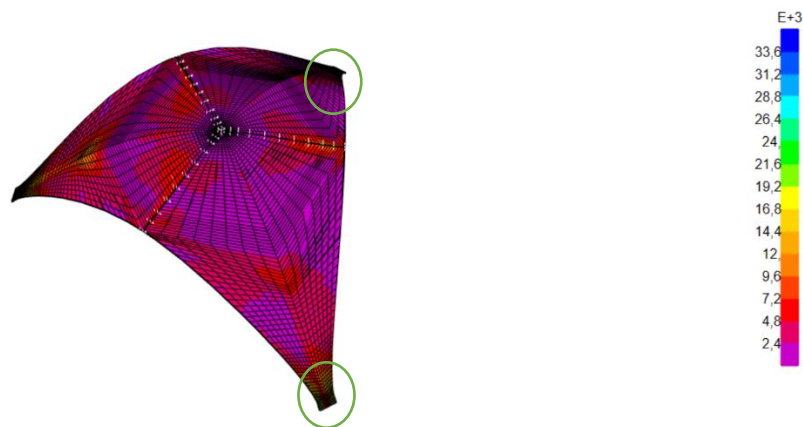


Figura 29. Tensões máximas S22 (valor absoluto) (kN/m²)

De facto, na zona dos apoios verificam-se uma concentração de tensões resultantes do facto de os apoios estarem com os movimentos restringidos. Uma análise expedita permite verificar que libertando as translações nos apoios em ambas as direções horizontais, as tensões baixam para valores na ordem de grandeza igual ao resto da estrutura, conforme se mostra nas figuras 30 e 31. Entenda-se, contudo, que esta ausência de rigidez nos apoios face às translações irá baixar a frequência da estrutura em cerca de 75%. Nas próximas fases desta dissertação continuará a ser utilizada a solução inicialmente adotada, com as translações impedidas nos apoios.

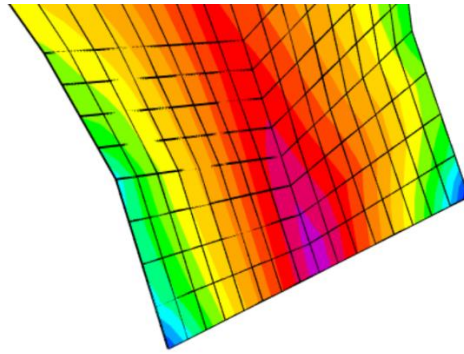


Figura 30. Apoios com 3 translações impedidas

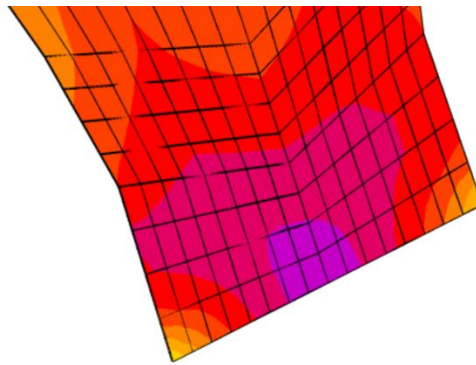


Figura 31. Apoio com translações horizontais livres

5.3.3. Análise dos Deslocamentos

Neste tópico serão apresentados os valores máximos de deslocamentos da estrutura e apresentada a sua configuração deformada. Conforme já foi referido, a estrutura em causa encontra-se com um dos seus apoios orientado segundo X e os outros dois encontram-se inclinados face às direções X-Y. Reforça-se a informação de que os 3 apoios se encontram a restringir as 3 translações. Nas figuras 32, 33 e 34 apresentam-se os deslocamentos U_x , U_y , U_z na configuração deformada da estrutura.

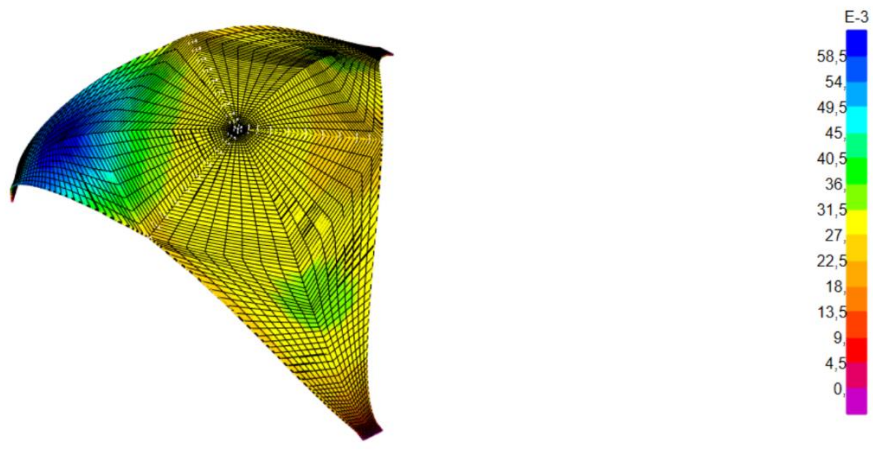


Figura 32. Deslocamento Ux c/ máximo= 63mm

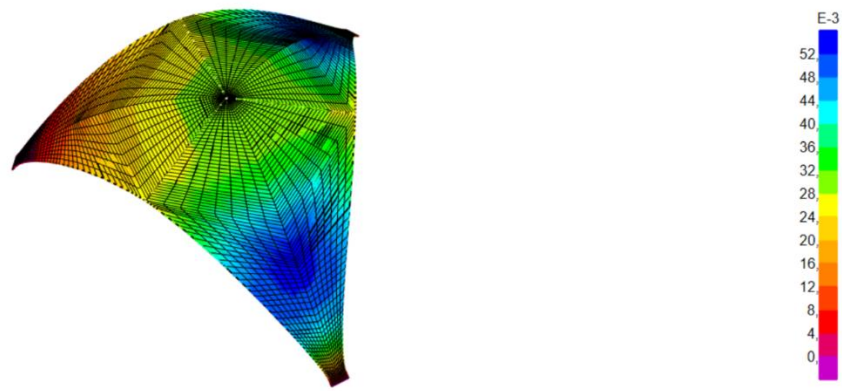


Figura 33. Deslocamento Uy c/máximo = 54mm

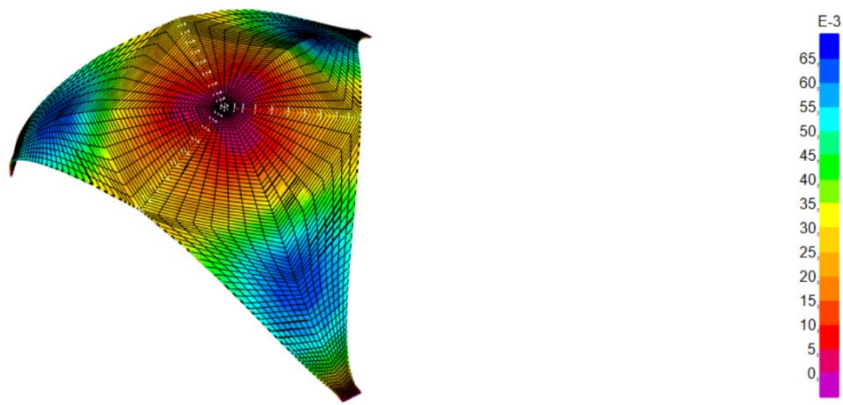


Figura 34. Deslocamento Uz c/máximo=64mm

5.3.4. Combinação de Ações

Neste tópico avaliar-se-á o efeito do sismo quando combinado com as ações estáticas. Como já havia sido referido antes, a estrutura em casca serve para uma cobertura não acessível de um parque urbano. Como tal, para além do peso próprio do betão armado, adotou-se uma restante carga permanente de 1kN/m^2 e uma sobrecarga de 1kN/m^2 . Definidas as cargas consideraram-se as seguintes combinações de ações:

$$P = G + R_{cp} + S + \Psi_2 \times S_c ,$$

sendo $\Psi_2 = 0$ com:

$$G = \text{Peso próprio da estrutura} = 25 \times 0,05 = 1,25\text{kN/m}^2$$

$$S_c = \text{Restantes cargas permanentes} = 1\text{kN/m}^2$$

$$S = \text{Ação Sísmica}$$

$$S_c = \text{Sobrecarga} = 1\text{kN/m}^2$$

Para se conseguir compreender bem os efeitos em ambas as direções estudar-se-ão as combinações em ambas as direções. Conforme referido anteriormente neste tópico será possível aferir o efeito do sismo na estrutura quando combinado com as restantes cargas. No final de cada análise será feita uma comparação com os valores máximos de tensões obtidos na análise de estado limite último no capítulo 4.

5.3.4.1. Sismo segundo U_x

Neste primeiro item observam-se as tensões para valores máximos de tração e retirados os valores máximos para cada uma das componentes.

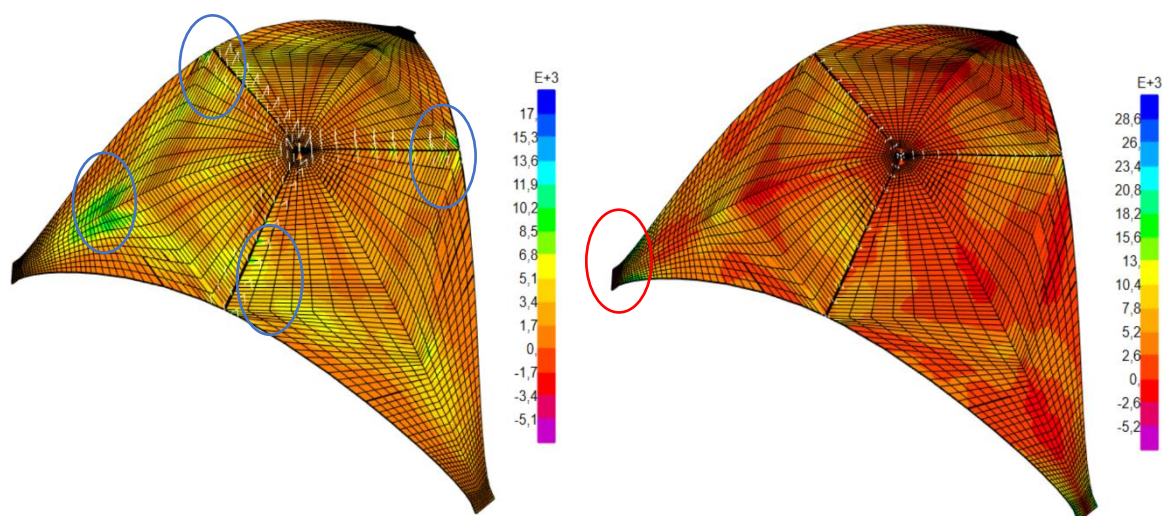


Figura 35. Trações máximas S11 e S22 (kN/m²)

Como se verifica pela imagem para valores de tração máximas na casca em termos gerais foram obtidos valores na ordem dos 5MPa, tendo os maiores valores concentrados nas zonas intermédias dos apoios que pela sua orientação possuem uma maior rigidez face as ações horizontais. Existem também algumas concentrações de tensões nas ligações inter-painéis. Particularmente para as tensões S22 existe um pico de trações nas imediações dos apoios exteriores, atingindo valores da ordem dos 25MPa. A título de referência na figura o apoio destacado a vermelho encontra-se orientado segundo X, coincidindo com a direção do sismo.

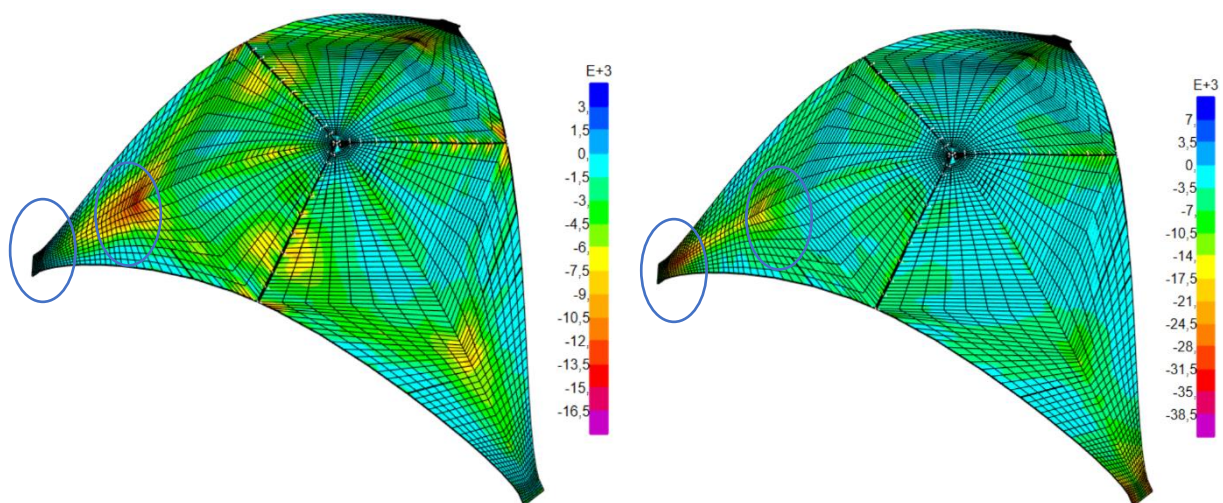


Figura 36. Compressões máximas S11 e S22 (kN/m²)

Em termos de compressões os valores mais altos irão ocorrer no apoio cuja orientação está segundo o eixo X conforme a figura 36 indica. Ao nível das tensões S11 a concentração dá-se essencialmente na zona intermédia do apoio e nas ligações entre painéis particularmente naquelas nos bordos livres da casca, sendo que nas S22 os picos dão-se numa zona mais próxima do apoio exterior com valores na ordem dos 30MPa.

A título de comparação e para se compreender melhor a influência do sismo na estrutura, fez-se uma comparação nas zonas onde as tensões eram maiores para a ação apenas de Psd e comparou-se com os resultados também máximos obtidos pela combinação de ação sísmica.

Na tabela 12 apresentam-se os valores máximos e mínimos para tensões S11 e S22 bem como o respetivo elemento. A localização de cada elemento dá-se nas zonas apresentadas nas figuras 35 e 36. No caso das compressões máximas os valores máximos, apresentado na figura 36, dão-se na zona dos apoios. Como a situação dos apoios é um caso particular que, conforme já foi enunciado, não será

alvo de estudo, o elemento apresentado cuja compressão máxima S22 é máximo, será o maior valor fora dos apoios.

Tabela 12. Tensões máximas devido a sismo segundo UX

	S11 max	S22 max	S11 min	S22 min
Tensoes [MPa]	17,67	22,30	17,83	31,76
Elemento	4510	1656	1168	1464

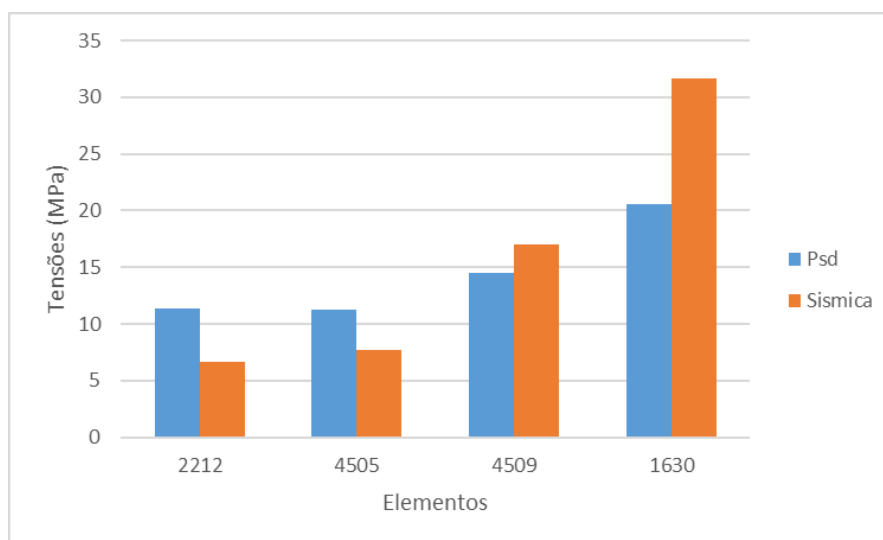


Figura 37. Comparação de tensões máximas

Conforme se pode compreender pelo gráfico, na situação mais extrema o sismo agrava ligeiramente o efeito do Psd, sendo que nos elementos 4509 e 1630 os valores máximos eram para tensões de compressão. Sendo o material em uso na estrutura um betão de alta resistência armado com fibras, tensões de compressão na ordem dos 30-35MPa são valores aceitáveis pelo que a estrutura é sismicamente e estaticamente estável.

5.3.4.2. Sismo segundo U_y

Nesta segunda parte far-se-á a mesma análise, mas para um sismo a atuar segundo a direção UY. Espera-se nas mesmas tensões elevadas nos apoios de extremidade, e ao longo da casca uma distribuição de tensões semelhantes à do sismo em UX, mas nos outros dois apoios. Na figura 38 apresenta-se a distribuição de tração máxima para S11 e S22.

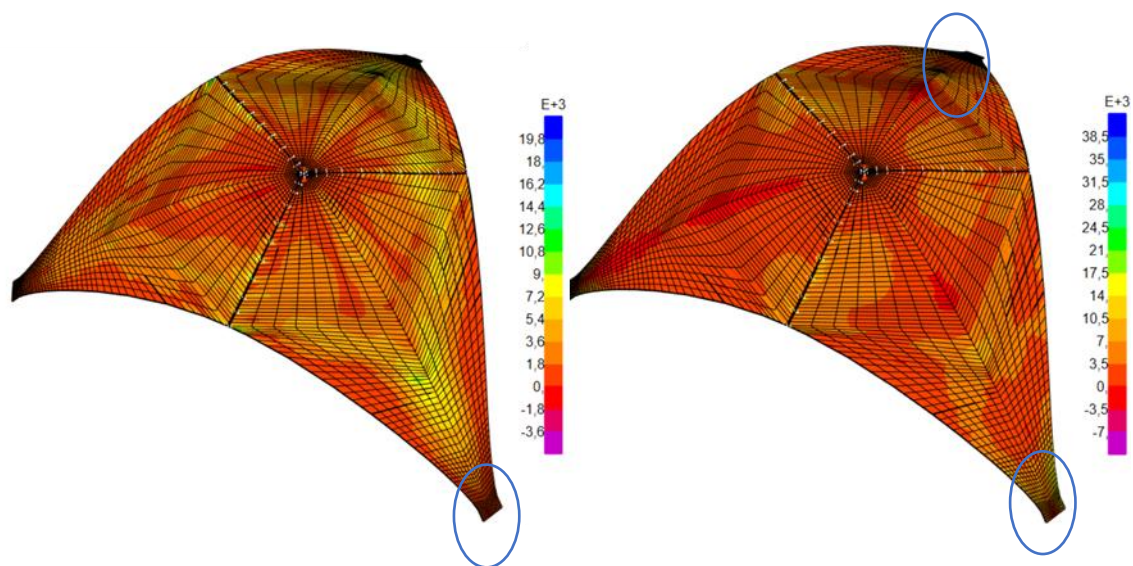


Figura 38. Trações máximas S11 e S22 (kN/m²)

Nas trações máximas obtém-se valores mais elevados nos elementos de ligação entre os painéis, e na zona mais intermédia dos apoios. Nas tensões S22 estas têm valores que podem ser significativos, particularmente mais uma vez, nos apoios exteriores onde se concentram tensões de valor alto.

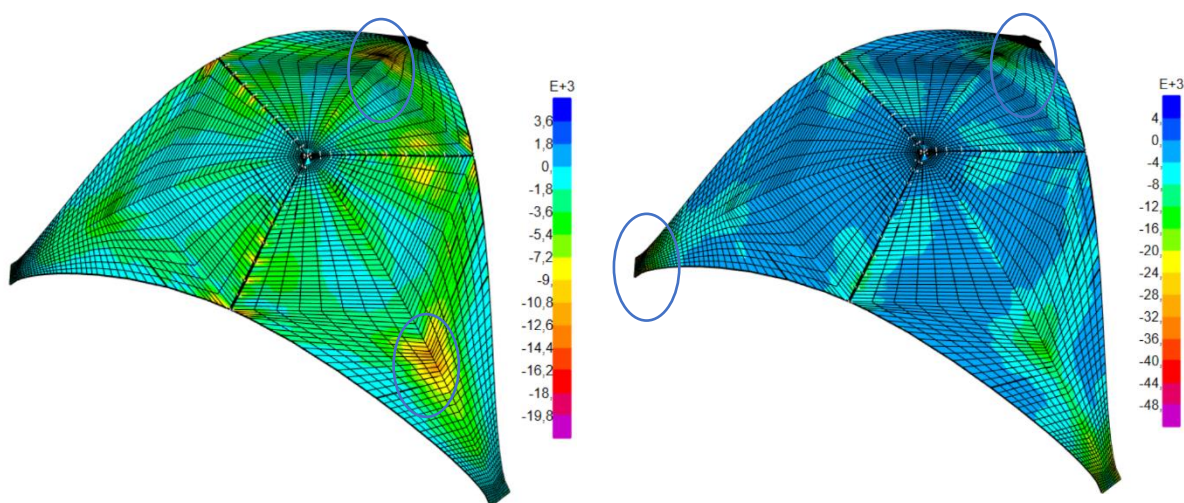


Figura 39. Compressões máximas S11 e S22 (kN/m²)

Ao nível das compressões estas apresentam valores relativamente baixos ao longo da casca, contudo, existem alguns pontos de maior foco nomeadamente nos apoios exteriores, particularmente naquele que se orienta segundo X conforme assinalado na figura. Como acontecia na direção UX no topo dos apoios também existe alguma concentração de tensões com valores na ordem dos 10-15MPa.

Repetindo a análise comparativa feita anteriormente, apresenta-se numa primeira fase uma tabela com os 4 valores máximos, e de seguida, o gráfico que relaciona a combinação sísmica com a feita no capítulo 4 para o Estado limite último. Sublinha-se que uma vez que neste trabalho a análise foca-se mais no comportamento da casca globalmente, as concentrações de tensões nos apoios exteriores não serão objeto de análise, mas não deixando de ser um fator importante a ter em conta no projeto da estrutura.

Tabela 13.Esforços máximos

	S11 max	S22 max	S11 min	S22 min
Tensoes [MPa]	21,07	22,5	21,33	28,57
Elemento	1168	4336	1168	4051

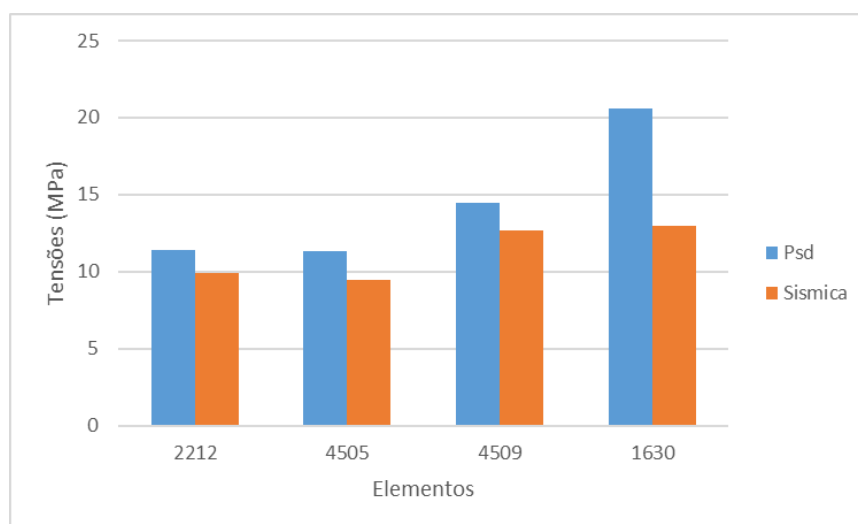


Figura 40.Comparação de tensões máximas

Conforme se pode observar pelo gráfico, a análise com a combinação sísmica “suaviza” os valores máximos obtidos pela verificação de Estado limite último. Contudo, e embora a casca seja globalmente estática e dinamicamente estável ao nível dos apoios exteriores é preciso um estudo especial e a escolha da melhor solução estrutural para se conseguirem equilibrar as tensões ali instaladas.

5.3.4.3. Deslocamentos

Neste último tópico será analisado o deslocamento vertical de vários pontos ao longo de dois eixos. A escolha dos eixos é feita com base no sentido do sismo, sendo que no caso do sismo segundo U_x o eixo será o marcado na figura a verde, no caso do sismo segundo U_y será o marcado a azul.

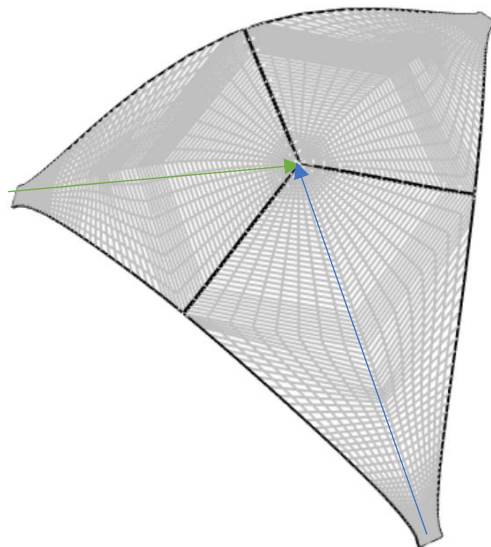


Figura 41. Deslocamento Vertical ao longo de eixo

Para tal foram selecionados vários pontos e verificado o deslocamento. A figura 40 ilustra a variação do deslocamento vertical ao longo de cada um dos eixos, sendo que para o eixo verde o sismo é segundo UX e o eixo azul segundo UY.

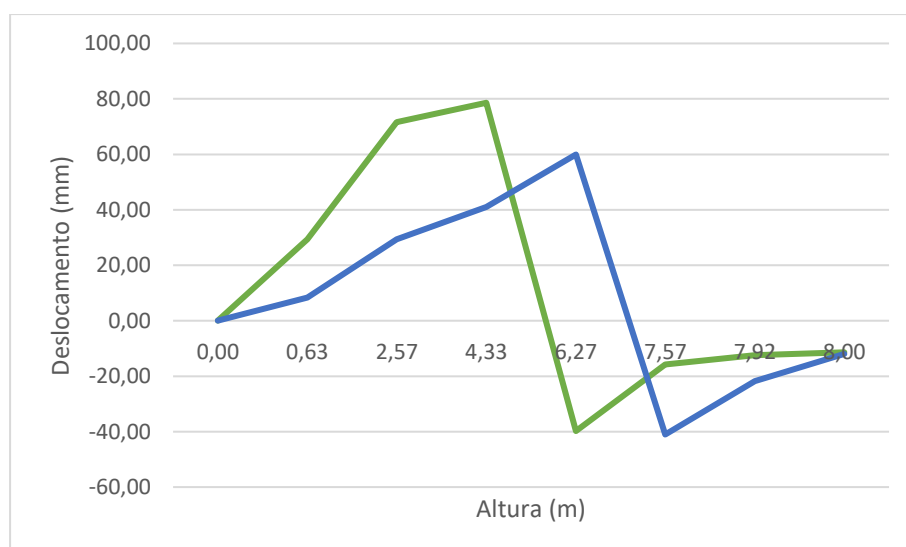


Figura 42. Deslocamento vertical segundo dois eixos

6. Conclusão

O objetivo a que este trabalho se propôs era de verificar se o modelo da estrutura em casca era sismicamente estável, facto esse que se verificou.

Uma vez que a estrutura é pré-fabricada foi necessário um cuidado especial na consideração deste facto na modelação da mesma, tendo-se por isso dividido a estrutura em 3 painéis conectados sendo a definição da rigidez das ligações uma das maiores complexidades, para não se criarem zonas com grandes desvios nos esforços face ao resto da estrutura.

Com base na análise estática feita verificou-se que a consideração do processo construtivo não tem grandes impactos nos esforços da estrutura e os picos de tensão que aparecem localizadas nos nós de ligação inter-painéis podem ser dissipados aumentando o número de ligações, situação essa mais compatível com a situação real uma vez que a ligação entre os painéis se fará ao longo de um eixo contínuo.

A análise dos modos de vibração da estrutura mostrou que esta atinge valores de participação em massa de 50% em cada um dos dois primeiros, uma vez que a estrutura tem 1 simetria no plano horizontal X-Y. Os resultados da análise modal e a composição do espectro de resposta para o sismo na zona de Lisboa mostram que o sismo do tipo 1 vai ser o mais condicionante para esta estrutura em casca.

Os resultados das tensões mostram tensões mais elevadas em essencialmente 3 zonas: nos pontos de ligação inter-painéis, nas zonas intermédias dos apoios, e nas ligações exteriores, sendo esta última situação a mais condicionante. De uma maneira geral a casca fora destas 3 zonas atinge valores na ordem dos 5MPa para tensões de tração e na ordem dos 15MPa para valores de compressão.

Para solucionar os picos de tensão nas zonas mais críticas, no caso das zonas inter-painéis pode-se aumentar o número de ligações (situação mais próxima do real), na zona dos apoios uma boa solução poderá ser aumentar gradualmente a espessura da secção até à base da casca.

Bibliografia

- [1] “O que é um sismo.” (n.d.). IPMA.
https://www.ipma.pt/pt/educativa/faq/geofisica/sismologia/faqdetail.html?f=/pt/educativa/faq/geofisica/sismologia/faq_0001.html
- [2] *Falhas em Portugal Continental*. (n.d.). [Photograph].
<https://sites.google.com/site/nucleodeproteccaocivil/catastrofes-naturais/sismos>
- [3] Lopes, M., Custódio, S., Silva, V., (2019, Março ,01). Grande Reportagem SIC "Tremendo Portugal": o debate in Sic Noticias.
<https://sicnoticias.pt/programas/reportagem-sic/2019-03-01-Grande-Reportagem-SIC-Tremendo-Portugal-o-debate-1803abe3>
- [4] Guerreiro, L., Lopes, M., & Appleton, J. (2016, August 24). Técnicos fazem alerta dramático sobre sismos. *Jornal Sol*. <https://sol.sapo.pt/artigo/521435/tecnicos-fazem-alerta-dramatico-sobre-sismos>
- [5] Gomes, R. C., Costa, P. T., Oliveira, L. C., & Pinto, C. (2019, April). *Microzonagem sísmica baseada em dados de sondagens geotécnicas: aplicação a Lisboa* [Image].
https://www.researchgate.net/publication/335169185_Microzonagem_sismica_baseada_em_dados_de_sondagens_geotecnicas_aplicacao_a_Lisboa
- [6] “Viator,” [Online]. Available:
<https://www.viator.com/pt-BR/tours/Valencia/Oceanografic/d811-5414P7>
- [7] Peerdeman, B. (2008). Analysis of Thin Concrete Shells Revisited. Dissertação de mestrado, Delft University, 2008.
- [8] Hanselaar, H. (2003). Indoor Sneeuwskibaan. Delft: Delft University of Technology
- [9] Gonçalves, E. (2017). Obtenção de formas de casca antifuniculares para sistemas de força predefinidos. Dissertação de mestrado, Universidade Beira Interior University, 2017.
- [10] Sousa, T. (2017). Diferentes conceções de estrutura tipo casca e a influencia no comportamento estrutural, Univerisdade Beira Interior, 2017.

[11] EN 1998-1 - Norma Portuguesa - Eurocódigo 8: Projecto de estruturas para resistência aos sismos, 2009.