



Rui Diogo Vieira Andrade

# ANÁLISE COMPARATIVA DE TIPOLOGIAS PARA PONTES PEDONAIS EM VIDRO ESTRUTURAL

Dissertação apresentada para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil  
na Especialidade de Mecânica Estrutural

Coimbra, setembro, 2017



UNIVERSIDADE DE COIMBRA



**FCTUC** DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL  
FACULDADE DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA  
UNIVERSIDADE DE COIMBRA

# **Análise comparativa de tipologias para pontes pedonais em vidro estrutural**

Dissertação apresentada para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil  
na Especialidade de Mecânica Estrutural

Autor

**Rui Diogo Vieira Andrade**

Orientadores

**Prof<sup>a</sup>. Doutora Maria Constança Simões Rigueiro**

**Prof<sup>a</sup>. Doutora Sandra Filomena da Silva Jordão Alves**

Esta dissertação é da exclusiva responsabilidade do seu autor, não tendo sofrido correções após a defesa em provas públicas. O Departamento de Engenharia Civil da FCTUC declina qualquer responsabilidade pelo uso da informação apresentada

**Coimbra, setembro, 2017**

“Satisfaction lies in the effort, not in the attainment, full effort is full victory.”  
Mahatma Gandhi

Aos meus pais

## AGRADECIMENTOS

Esta página é dedicada aos agradecimentos e a todos aqueles com quem me cruzei em todo o percurso académico, essencialmente aos que contribuíram de maneira direta ou indireta à realização desta dissertação de mestrado. A todos quero aqui deixar uma palavra de gratidão.

Às Professoras Doutoradas Constança Rigueiro, e Sandra Jordão, pela constante disponibilidade e incansável apoio, ao longo destes meses, não só em reflexões sobre o tema em desenvolvimento, como também ao exemplo de esforço, dedicação, determinação e empenho a seguir.

Um agradecimento especial ao Professor Tiago Abecassis, pela disponibilidade e a amabilidade de fornecer o projeto das pontes pedonais do centro comercial Vasco da Gama, em Lisboa.

À pessoa mais importante da minha vida, a minha avó, que me ensinou, educou, incentivou, e me fez crescer como homem, queria conceder um profundo e especial obrigado por tudo o que significa para mim. “A gente nunca mais vai ter amor daqueles, os avós amam de uma maneira especial.” (Ricardo Araújo Pereira, Alta Definição, 2016).

Aos meus pais, o maior agradecimento de todos, por toda a força, toda a dedicação, toda a motivação, pelo enorme exemplo de vida que são para mim, e por todo o esforço que realizaram para que eu pudesse concluir o curso.

À minha namorada, por todos os momentos importantes que já atravessamos juntos, por toda a força que tens e consegues oferecer, e por ter a sorte de poder amadurecer ao teu lado ao longo destes anos.

Ao meu irmão, que não é de sangue, Alexandre, pelos 20 anos de amizade, por todas as pequenas coisas.

Aos meus amigos e à minha família, pela amizade, pelas trocas de conhecimento, por todos os dias e noites incansáveis de estudo, pelos merecidos proveitos festejados, pela companhia no dia a dia e pelos bons momentos partilhados.



## RESUMO

O vidro estrutural apresenta-se como um material inovador, com extraordinárias vantagens estéticas e arquitetónicas. Nos últimos anos, os avanços tecnológicos, têm permitido um aumento significativo da capacidade portante deste material, modo de rotura mais previsível e mais seguro e inclusivamente alguma ductilidade estrutural. Por estes motivos, o vidro estrutural, granjeou a preferência de arquitetos e de projetistas, e atualmente, é utilizado em aplicações estruturais cada vez mais arrojadas.

Os passadiços e pontes pedonais são um exemplo disso mesmo, e são atualmente elementos bastante comuns nos edifícios e localizações mais emblemáticas e exclusivos, onde se pretende um elemento diferenciador a nível arquitetónico. No entanto, o suporte ao dimensionamento de estruturas de vidro, em termos de regulamentação, é ainda bastante insipiente e pouco estruturado, nomeadamente no que diz respeito às pontes pedonais. Além disso, as vibrações são um problema de importância crescente na conceção das pontes pedonais. Pontes mais sofisticadas, com extensos vãos e materiais de construção que permitem secções menores, tem como resultado, pontes pedonais mais suscetíveis a vibrações, quando submetidas a ações dinâmicas.

Pelos motivos referidos, é pertinente o estudo de soluções para pontes pedonais em vidro estrutural. A investigação aqui apresentada enquadra-se nesta problemática e tem como objetivo a aplicação das disposições de dimensionamento existentes nas normas e nas recomendações práticas num caso de estudo. Complementarmente é apresentado um estudo, nomeadamente uma otimização de uma solução em vidro estrutural para uma ponte pedonal.

## **ABSTRACT**

Structural glass presents itself as an innovative material with extraordinary aesthetic and architectural advantages. In recent years, technological advancements, have a significant increase in bearer capacity, more predictable and safer mode of rupture and some structural ductility and structural redundancy. For these reasons, structural glass has garnered a preference for architects and designers, and is currently used in increasingly bold structural applications.

The footbridges and pedestrian bridges are a similar example, and are very common elements in the buildings and most emblematic and exclusive locations, where a differentiating element of an architectural level is desired. However, the support for the dimensioning of glass structures in terms of regulation is quite insipient and poorly structured/articulated, in particular concerns the pedestrian bridges. In addition, as vibrations are a problem of growing importance in the design of pedestrian bridges. More sophisticated bridges, with extensive spans and building materials that allow smaller sections, result in pedestrian bridges more susceptible to vibration when subjected to dynamic actions.

For the related reasons, it is pertinent to study solutions for pedestrian bridges in structural glass. The present dissertation fits this problem and aims to characterize the state of knowledge about how the work dimensioned in structural glass pedestrian bridges, and a comparative analysis of several alternative structural schemes. Complementarily it is a study, an optimization of a solution in structural glass for a pedestrian bridge.

## **ABREVIATURAS**

a.C. – Antes de Cristo

d.C. – Depois de Cristo

BSG – Vidros de boro-silicatos “Boro Silicate Glass”

C.C.V.G – Centro Comercial Vasco da Gama

CEN - Comité Europeu de Normalização

EN - Norma Europeia

GFRP - Glass Fiber Reinforced Polymer

LEFM – Mecânica de Fratura Elástica Linear “Linear Elastic Fracture Mechanics”

NP – Norma Portuguesa

PVB – Polivinil Butiral

SG - SentryGlass

SGG – Saint Gobain Glass

SLSG - Vidro de silicatos, “Soda Lime Silicate Glass”

TVG - Vidro termo-endurecido

---

## ÍNDICE

AGRADECIMENTOS .....	i
RESUMO .....	ii
ABSTRACT .....	iii
ABREVIATURAS .....	iv
ÍNDICE.....	v
1 INTRODUÇÃO.....	1
1.1 Enquadramento Geral .....	1
1.2 Objetivos.....	3
1.3 Estrutura e conteúdos da dissertação .....	3
2 O VIDRO ESTRUTURAL.....	5
2.1 Breve resenha histórica.....	5
2.2 Propriedades materiais.....	8
2.3 Fratura.....	12
2.3.1 Introdução .....	12
2.3.2 Mecânica da Fratura.....	12
2.3.3 Stress Corrosion.....	13
2.4 Técnicas de Reforço .....	16
2.4.1 Laminação.....	16
2.4.2 Tratamento térmico .....	18
2.5 Produção industrial .....	20
3 PONTES PEDONAIIS .....	23
3.1 Obras construídas em Vidro Estrutural .....	23
3.2 Enquadramento regulamentar.....	26
3.2.1 De acordo com o Sétra.....	26

---

3.2.2	De acordo com o Hivoss Project.....	32
3.2.3	Normas diferenciadas.....	36
3.2.4	Amortecimento Estrutural.....	37
4	ANÁLISE ESTRUTURAL DE UMA PONTE PEDONAL EXISTENTE .....	39
4.1	Introdução .....	39
4.2	Caracterização do caso de estudo .....	40
4.3	Modelação numérica.....	42
4.3.1	Avaliação dos parâmetros modais .....	44
4.3.1.1	Pontes acopladas.....	45
4.3.1.2	Ponte pedonal superior .....	46
4.3.1.3	Determinação analítica .....	47
4.4	Verificação dos Critérios de Conforto.....	50
4.4.1	Análise baseada no Sétra.....	50
4.4.2	Análise baseada no Hivoss Project .....	53
4.4.3	Análise baseada no Eurocódigo 0 anexo A2.....	53
4.5	Conclusões.....	54
5	ANÁLISE DE PONTES PEDONAIIS EM VIDRO .....	55
5.1	Introdução.....	55
5.2	Definição Estrutural.....	55
5.3	Modelação numérica.....	58
5.3.1	Definição do Layout .....	58
5.3.2	Escolha do elemento finito e definição da malha .....	60
5.3.3	Definição das propriedades do material.....	60
5.3.4	Tipo de análise .....	61
5.3.5	Análise de resultados com vista à Otimização do sistema estrutural .....	61
5.4	Otimização do sistema estrutural.....	63
5.4.1	Introdução .....	63

---



---

5.4.2	Caso de estudo II.....	63
5.4.3	Caso de estudo III .....	64
5.4.4	Caso de estudo IV .....	66
5.4.5	Caso de estudo V .....	67
5.5	Análise Comparativa de soluções.....	68
5.6	Solução otimizada .....	70
5.7	Conclusões.....	72
6	Conclusões e trabalhos futuros .....	73
6.1	Introdução.....	73
6.2	Comparação das estruturas e conclusões.....	73
6.3	Trabalhos Futuros .....	74
7	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	75

# 1 INTRODUÇÃO

## 1.1 Enquadramento Geral

As inovações dos tempos modernos aliadas à ousadia arquitetónica têm surgido com grande impacto nas construções e nomeadamente nas pontes pedonais. A atração por estruturas robustas está a ser transformada numa nova tendência definida em linhas mais esbeltas, que abrem espaço à utilização de novos materiais, em que a razão entre a resistência e o peso é cada vez maior. Naturalmente, o aço tem tido um papel dominante nesta nova abordagem, no entanto o vidro estrutural começa a conquistar, atendendo à sua transparência e estética que exhibe.

Devido a estas novas tendências as vibrações são um problema de importância crescente na conceção das pontes pedonais. Pontes mais sofisticadas, com extensos vãos e materiais de construção que permitem secções menores, tem como resultado, pontes pedonais mais suscetíveis a vibrações, quando submetidas a ações dinâmicas. As ações dinâmicas mais comuns em pontes pedonais, sem considerar o vento, são as forças induzidas pelos peões a caminhar ou em corrida.

As pontes pedonais com maiores esbeltezas podem apresentar maiores riscos de ressonância quando solicitadas. A ressonância ocorre quando a excitação, ou seja, a frequência da passada dos peões, coincidir com uma das frequências naturais da ponte (sendo crítica). A excitação induzida pelos peões é uma fonte importante de vibrações em pontes pedonais e esta ação é por natureza não permanente, transitória e variável numa reduzida gama de frequências de excitação. É por isso óbvio que as respostas dinâmicas desempenhem um papel fundamental no projeto de estruturas mais suscetíveis a vibrações. Vibrações de pontes pedonais podem conduzir a problemas de segurança em relação a estados limites de utilização, pois podem originar efeitos ao nível do conforto e reações emocionais nos utilizadores. O colapso ou mesmo danos estruturais devidos às ações dinâmicas induzidas pelo peão raramente ocorrem. (Hivoss, 2008)

O nível de conforto e as reações emocionais dos utilizadores foram ao longo dos anos estudadas e permitiram o surgimento de normas regulamentares que resolveram estes problemas. Uma das estruturas, que, em muito contribuíram para a evolução dos regulamentos foi a ponte Millennium Bridge, em Londres, Figura 1, onde no dia da sua inauguração foram verificadas vibrações excessivas. Numa tentativa de manterem o

equilíbrio, os peões sincronizaram os seus movimentos com a frequência própria da ponte, esta sincronização provocou uma amplificação das vibrações e consequente instabilidade dinâmica da estrutura.



Figura 1 - Millennium Bridge, Londres (Fonte Nick Weall, Architecture Photography)

A aplicação do vidro como um material estrutural na arquitetura contemporânea está a aumentar. Além do seu uso tradicional como painéis, o vidro evoluiu ao longo das últimas décadas para um material com capacidade resistente permitindo a sua utilização em elementos estruturais, tais como vigas, colunas e paredes. Estes elementos estruturais têm sido utilizados em estruturas de coberturas, estruturas de fachadas, passadiços ou escadarias, Figura 2, (Nijse, 2003).



Figura 2 - Glacier Skywalk, Jasper National Park, Canadá (Fonte Brett Zimmerman, Deviantart)

## 1.2 Objetivos

Com o presente trabalho pretende-se caracterizar os problemas de vibrações em pontes pedonais, induzidas por peões. Apresentar soluções alternativas recorrendo a materiais compósitos, como o vidro, de modo a ter em conta a sua viabilidade como solução estrutural.

As vibrações em pontes pedonais podem ocorrer na direção vertical, na direção horizontal, sendo ainda possível a torsão do tabuleiro da ponte. Nesta dissertação é analisado o comportamento dinâmico de uma ponte pedonal metálica, situado no interior do centro comercial Vasco da Gama. O seu comportamento é avaliado de acordo com as normas existentes, referidas nomeadamente na secção 3.2. do presente documento. Com a finalidade de propor uma solução em vidro estrutural, diferentes tipologias em vidro estrutural são definidas e analisadas relativamente aos estados limites de serviço de vibração. O processo de modelação e análise das estruturas foi realizado recorrendo a softwares de cálculo automático. No Capítulo 4 é usado o software *Robot Structural Analysis* para a modelação do comportamento dinâmico de uma ponte pedonal. No Capítulo 5 é usado o software *AbaqusCAE* para a modelação das diferentes tipologias da estrutura mista vidro e aço.

## 1.3 Estrutura e conteúdos da dissertação

O desenvolvimento do trabalho encontra-se de acordo com o seguinte:

No Capítulo 1 é apresentado um enquadramento face ao estudo do conhecimento, objetivos e a estrutura da dissertação.

No Capítulo 2 descreve-se o vidro como elemento estrutural. Após uma breve descrição histórica sobre o vidro, apresentam-se as suas propriedades e explica-se de forma sucinta a sua produção industrial referindo ainda como se comporta o elemento quando sujeito à fratura e quais as suas técnicas de reforço.

No Capítulo 3 descreve-se, após uma breve resenha histórica sobre a evolução das pontes pedonais, a formulação de acordo com as diferentes normas o cálculo e o balizamento das frequências de vibração e acelerações analisando estados limites de serviço em pontes pedonais.

No Capítulo 4 apresenta-se o caso de estudo, em que se utiliza o software *Robot Structural*

---

*Analysis*, para uma análise modal e determinando o seu comportamento dinâmico quando solicitado pelas ações previstas nas normas a fim de averiguar os estados limites de serviço.

No Capítulo 5 é desenvolvida através do programa de cálculo, *AbaqusCAE 6.14*, a análise de cinco tipologias em vidro estrutural, com as devidas justificações à cerca das dimensões escolhidas, e resultados obtidos. Por fim é desenvolvida uma solução otimizada após a análise das diferentes tipologias.

No Capítulo 6 apresentam-se alguns comentários e conclusões relativamente ao trabalho desenvolvido, apresentando propostas de interesse para possíveis trabalhos futuros.



## 2 O VIDRO ESTRUTURAL

### 2.1 Breve resenha histórica

A descoberta do vidro surgiu no Egito há 3500 a.C., era colorido e tipicamente usado como joias ou recipientes de armazenamento de líquidos. (Figura 3) (O'Regan et al., 2014). Este surge na natureza, principalmente através de erupções vulcânicas dando origem a obsidianas (Figura 3). (Kennedy, 1997).

No entanto o seu fabrico iniciou-se 1500 a.C. na Mesopotâmica, utilizando processos de moldagem em bruto. Em 300 a.C. a indústria do vidro teve a sua primeira revolução com o surgimento da técnica do tubo de sopro. Esta descoberta permitiu a produção do vidro em inúmeras formas e espessuras. (Kennedy, 1997)

Os romanos, os primeiros a criar vidro transparente, 100 d.C. aperfeiçoaram as técnicas conhecidas usando uma variedade de processos de fabricação (sopro livre, sopro de molde e prensagem de molde), de modo a que conseguissem produzir o vidro de diversas formas e diferentes dimensões (Figura 3). Estas inovações romanas começaram a ser utilizadas por toda a Europa, no entanto, com a queda do império romano, algumas das técnicas perderam-se e o vidro tornou-se um produto reservado para o clero e a nobreza. Nessa altura o vidro plano era principalmente usado em vitrais, nas igrejas medievais.

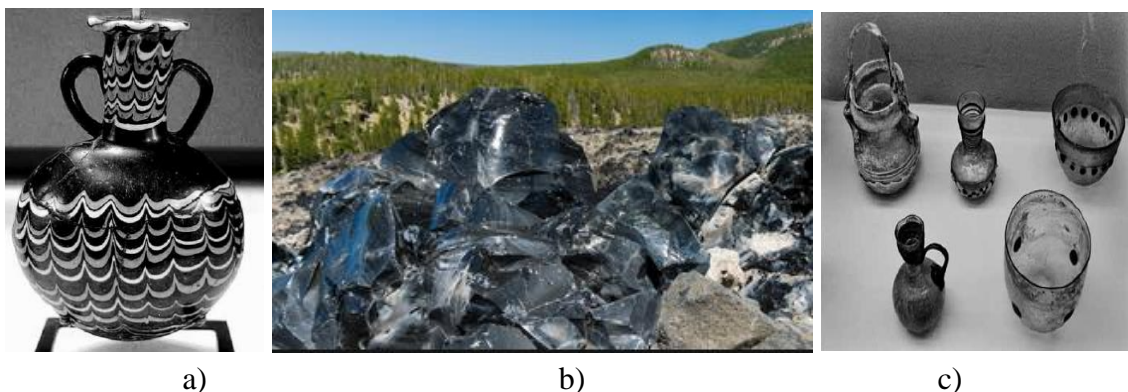


Figura 3 – a) vaso de vidro Egípcio; b) Obsidiana, vidro natural; c) vasos de vidro romano

No século XIII, Veneza torna-se uma referência na produção de vidro aperfeiçoando a técnica do vidro fundido, que envolveu a moldagem de vidro incolor numa mesa de ferro, e depois poli-lo até não haver distorções. Os venezianos também desenvolveram um

processo de produção de espelhos, através de folhas de alumínio, conhecidos em toda a Europa. Em França são desenvolvidos os métodos italianos da produção de vidro, conseguindo peças maiores e utilização de novos fornos de recozimento (Kennedy, 1997). Por volta do século XIV, a técnica de produção intitulava-se de “*crown process*”, que consistia no sopro de uma larga bolha de vidro que logo de seguida era girada rapidamente enquanto o vidro ainda se apresentava maleável criando um disco que seria arrefecido, lentamente (Figura 4). Devido ao baixo custo de produção, foi produzido em grande escala, e utilizado até ao século XIX, maioritariamente em janelas. Através deste método produziram-se painéis até 0,5 por 0,75 metros (O’Regan et al., 2014).

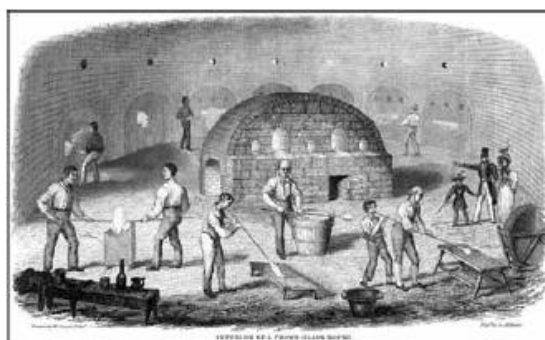


Figura 4 - Técnica de produção “crown process”

Em meados do século XIX, a aplicação do vidro em monumentos torna-se evidente, destacando-se, a Cúpula de Vidro, *Bretton Hall* em Yorkshire, o Jardim Botânico Nacional em Dublin e o Palácio de Cristal de *Paxton*, em Londres, que usou 84000 metros quadrados de vidro na sua construção (Figura 5). (O’Regan et al., 2014)

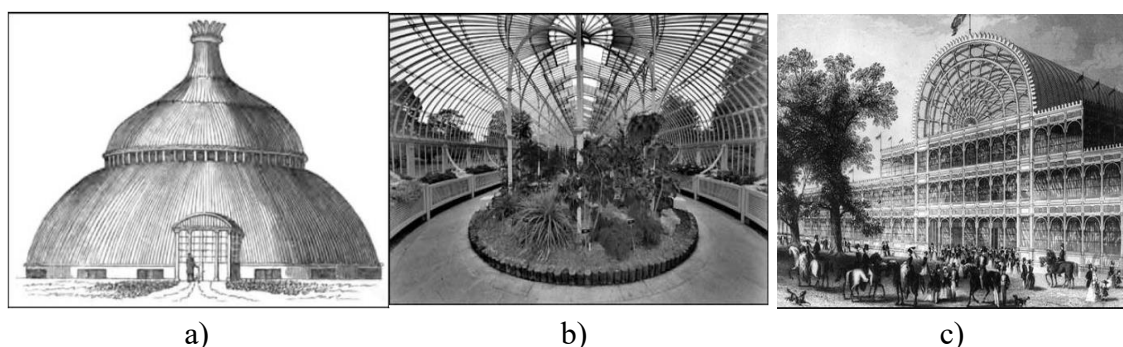


Figura 5 - Exemplos de aplicação do século XIX: a) Cúpula de Vidro, *Bretton Hall*, Yorkshire, 1827; b) Jardim Botânico Nacional, Dublin, 1848; c) Palácio de Cristal de *Paxton*, Londres, 1851 (O’Regan et al., 2014).

A revolução industrial trouxe uma série de inovações para a fabricação de vidro, começando com o desenvolvimento de uma bomba de ar comprimido, na Inglaterra, em 1859. Esta bomba automatizou o processo de sopro de vidro, reduzindo a necessidade de artesãos qualificados. Os avanços na química também influenciaram a produção de vidro, ao permitir que os fabricantes alterassem a composição das componentes do vidro, tornando-os mais fortes e mais resistentes ao calor. (Kennedy, 1997)

Em 1871, William Pilkington inventou a máquina que automatizou a produção do vidro plano utilizando o método do cilindro (Figura 6). Este processo permitiu dar ao vidro uma espessura mais uniforme e com dimensões até 1,0 por 1,3 metros, a sua produção consistia em soprar uma bolha de vidro e depois oscilá-la em uma forma cilíndrica. As extremidades eram cortadas realizando também uma fenda na longitudinal que seriam reaquecidas e abertas numa folha de vidro plano. (O'Regan et al., 2014)

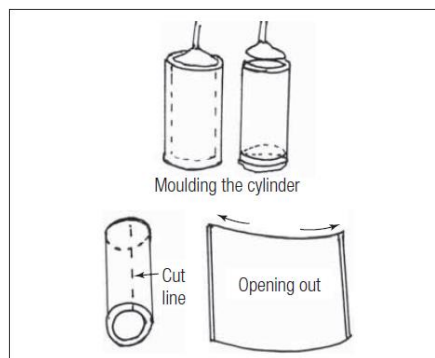


Figura 6 - Processo cilíndrico (O'Regan et al., 2014)

No início do século XX, o processo do cilindro tornou-se praticamente obsoleto quando o americano Irving Colburn e o belga Emile Fourcault desenvolveram simultaneamente um novo processo automatizado (“*drawing process*” Figura 7 (a)) de fabricação, cujo vidro fundido era remetido para a zona de refinação onde era aplanado e arrefecido em rolos de amianto. Os painéis tinham até 1,9 metros de largura. (O'Regan et al., 2014).

O “*rolling process*” (Figura 7(b)), inicialmente produzido por Chance Brothers em 1870, seria utilizado para a manufatura do vidro plano modelado e do vidro reforçado. Uma corrente contínua de vidro fundido é derramada em cilindros refrigerados. A modelação plana do vidro é realizada através de uma passagem pelos cilindros enquanto que o vidro reforçado necessitava de duas passagens, e foi feita pela primeira vez em 1898. Este processo era pouco económico e possuía um desperdício de 20%. O processo de

Bicheroux para fundição, moagem, afiação e polimento das placas de vidro apareceu em 1918. (O'Regan et al., 2014).

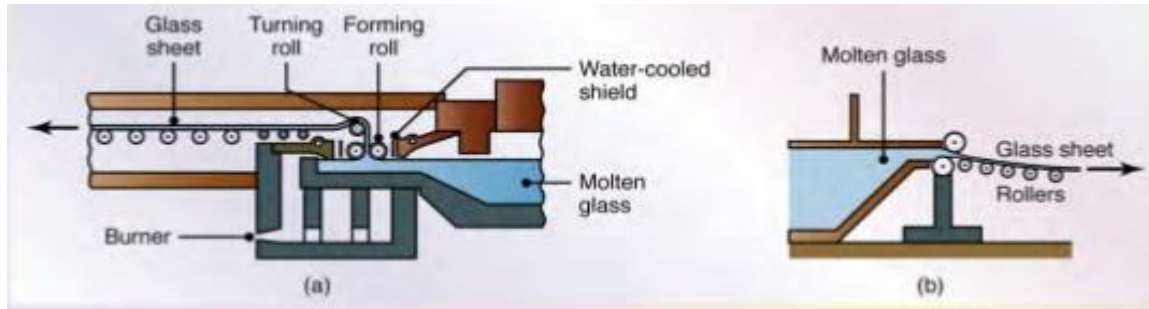


Figura 7 - Processos mecânicos de fabricação do vidro: a) "Drawing process" b) "Rolling process"

Em 1900, a patente do vidro temperado foi adquirida pelo químico austríaco Rudolph A. Seiden. Esta patente descreve o processo de arrefecimento da superfície do vidro recozido num ritmo mais rápido do que o centro, criando um material mais forte que o vidro plano básico. Em 1910 o conceito de vidro laminado foi introduzido. A base era criar um painel multicamadas de vidro que exibisse um melhor comportamento pós-fragmentação do que um único painel. A forma mais antiga de vidro laminado incluiu uma folha de plástico que uniu duas camadas de vidro. (O'Regan et al., 2014).

Em meados do século XX desenvolve-se por Alistair Pilkington, a técnica do “float process”, que permitiu a produção de um vidro com alta qualidade eliminando a distinção entre o vidro plano e o vidro plano polido. Este processo não necessita de polimentos e o vidro começou a dominar as indústrias de construção, automóveis e de espelhos, porque era um produto superior a um preço mais baixo (Kennedy, 1997). Este método representa 90% da produção mundial de vidro plano e será explorado neste capítulo, na secção 2.5.

## 2.2 Propriedades materiais

O vidro é muitas vezes identificado como um produto inorgânico de fusão que é arrefecido para uma condição rígida sem cristalização (Haldimann et al., 2008). Isto significa que durante o processo de arrefecimento de um líquido para um sólido, em vez de formar uma estrutura cristalina, o líquido transforma-se, consoante uma gama ou região específica de temperatura de transição de vidro, num sólido congelado com uma estrutura amorfa. O vidro é, portanto, também apontado como um líquido extremamente frio (Louter, 2011).

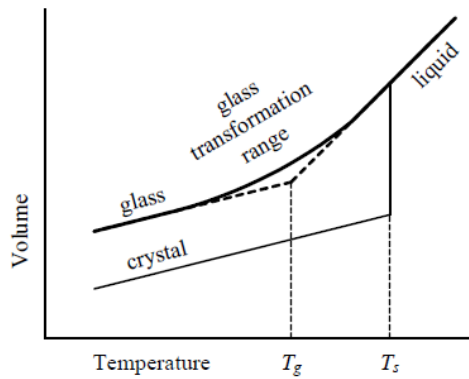


Figura 8 - Representação esquemática da dependência do volume em relação à temperatura de um vidro e de um material cristalino; baseado em (Shelby, 2005);  $T_g$  = temperatura de transição do vidro;  $T_s$  = temperatura de fusão. (Louter,2011)

Os vidros de sílica soda-cálcio, são o tipo de vidro normalmente mais usado na indústria da construção civil. Este tipo de vidro é composto por dióxido de silício (sílica), óxido de cálcio (cal), carbonato de sódio, magnésio e alumina, Tabela 1. A sua estrutura consiste em uma rede irregular de módulos tetraédricos, cada um composto por um átomo de silício e quatro átomos de oxigênio, e por partes alcalinas intermediárias, Figura 9. (Louter,2011)

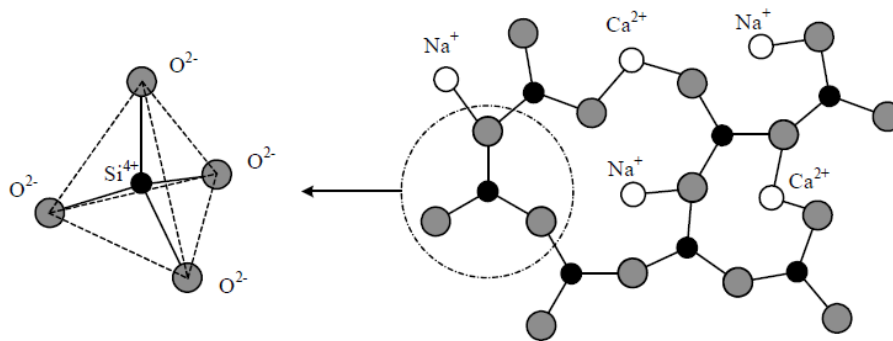


Figura 9 - Estrutura atômica das moléculas do vidro de sílica soda-cálcio (SLSG) (Louter, 2011).



Material	Símbolo Químico	Vidro sílica soda-cálcio (%)	Vidros boro-silicatos (%)
Sílica	SiO <sub>2</sub>	69-74	70-87
Cal	CaO	5-14	-
Soda	Na <sub>2</sub> O	10-16	0-8
Óxido de Boro	B <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	-	7-15
Óxido de Potássio	K <sub>2</sub> O	-	0-8
Óxido de Magnésio	MgO	0-6	-
Alumina	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	0-3	0-8
Outros		0-5	0-8

Tabela 1- Composição química dos vidros de sílica soda-cálcio e boro-silicatos, respectivamente (adaptado, Haldimann et al., 2008).

Para algumas aplicações especiais (por exemplo, vidros de proteção contra incêndios, ou vidros resistentes ao calor), utiliza-se vidro de boro-silicato (BSG). Este último oferece uma resistência muito alta às mudanças de temperatura, bem como uma alta resistência hidrolítica e a ácidos. (Haldimann, et al., 2008)

Propriedades	Simbologia	Unidade	Valores
Densidade	$\rho$	kg/m <sup>3</sup>	2500
Dureza	HK <sub>0,1/20</sub>	GPa	6
Módulo de Elasticidade	E	GPa	70
Coefficiente de Poisson	$\nu$	-	0,2
Módulo de Distorção	$\Upsilon$	GPa	28
Capacidade térmica específica	cP	J.Kg <sup>-1</sup> .K <sup>-1</sup>	720
Coefficiente de expansão térmica	$\alpha$	K <sup>-1</sup>	9x10 <sup>-6</sup>
Condutividade térmica	$\lambda$	W.m <sup>-1</sup> .K <sup>-1</sup>	1
Resistência à tração em flexão	$\sigma$	MPa	45

Tabela 2 - Propriedades mecânicas do vidro de sílica soda-cálcio (adaptado, Louter, 2011).

O vidro, possui um comportamento muito próximo do perfeitamente elástico, isto é, existe uma relação linear entre a tensão e a deformação até que se atinge o limite resistente máximo e o vidro rompe sem aviso, fraturando, o que então se denomina de rotura frágil. Em engenharia, ser frágil não é sinónimo de ser fraco ou pouco resistente, mas sim incapaz de plastificar. A Figura 10 mostra os gráficos típicos do comportamento do aço e o vidro, em termos de suas respostas tensão/extensão. Estes gráficos indicam que o vidro é um material frágil enquanto o aço é um material dúctil, onde o comportamento plástico do vidro é desprezível quando comparado ao aço. Assim, em caso de falha, o colapso súbito pode ocorrer se o vidro for usado como um material estrutural.

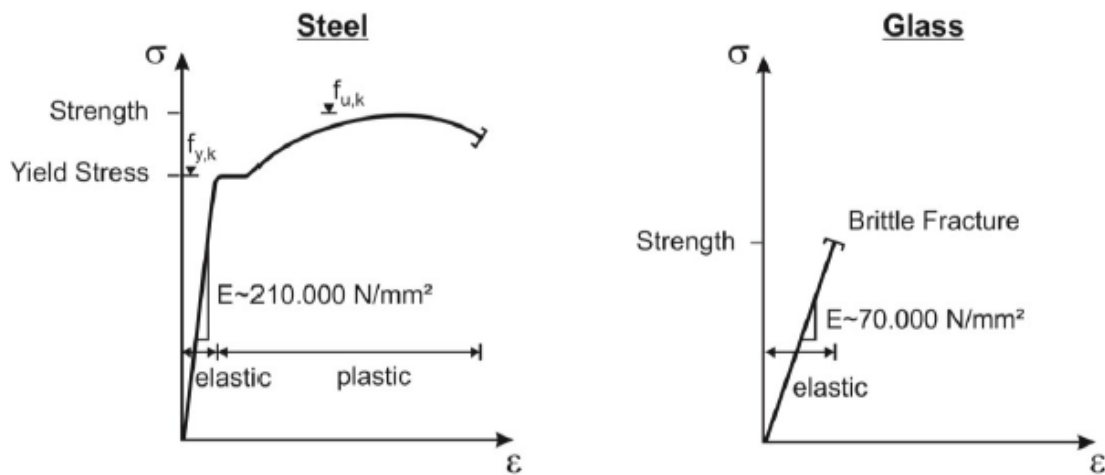


Figura 10 - Relação tensão/extensão do aço e do vidro (European Union (2014) – Figure 2-1)

A falta de ductilidade é um sinal de insegurança e de risco de ferimentos em caso de rotura, tendo sido a razão pela qual o vidro tenha sido relegado, até há relativamente pouco tempo, para aplicações menos exigentes e de carácter não estrutural. Esta lacuna é atualmente vencida, em parte, pela utilização de vidro laminado, isto é, dois ou mais vidros colados com películas compostas por polímeros e que em caso de rotura evita a fratura, e faz com que os vidros permaneçam no seu lugar oferecendo uma resistência residual, diminuindo largamente o risco de ferimentos. O vidro laminado será abordado posteriormente na secção 2.4.1. desta dissertação.

## 2.3 Fratura

### 2.3.1 Introdução

O vidro é um material que exhibe fendas microscópicas à superfície que se podem propagar e tornarem-se macroscópicas. A evolução das fendas depende não só das tensões instaladas e da distribuição de tensões assim como da interação química e física com o ambiente e ainda da geometria das mesmas.

### 2.3.2 Mecânica da Fratura

A mecânica da fratura surgiu em função das limitações na aplicação dos conceitos tradicionais para prever o comportamento dos materiais quanto à presença de descontinuidades internas ou superficiais, e foi estudada por Griffith, que estabeleceu uma relação entre a tensão da fratura e o tamanho da fenda. Esta relação é conhecida como o balanço de energia de Griffith e refere-se como ponto de partida para o estudo do desenvolvimento da mecânica da fratura. Griffith esclarece qualitativamente a razão para a baixa resistência à tração dos materiais frágeis e concluiu que se deve ao facto de existirem defeitos submicroscópicos nos materiais. Esses defeitos por sua vez, são muito pequenos para serem detetados facilmente, e o início da fratura é causado pela concentração de tensão, devidas aos defeitos, nas microfendas internas do material.

A teoria de Griffith da fratura frágil, apenas é aplicável para um material quase perfeitamente elástico, como o vidro, e cita que “Uma fenda propagar-se-á quando a diminuição de energia elástica de deformação for pelo menos igual à energia necessária para criar a nova superfície da fenda”, ou seja, quando uma fenda se propaga, produz um aumento de área superficial associado às superfícies da fenda, originando um aumento de energia. A sua origem encontra-se na energia elástica de deformação que se produz quando a fenda se expande (Ruchert, 2014).

A mecânica da fratura possui duas vertentes de estudo: A mecânica da fratura linear elástica e a mecânica da fratura elasto-plástica. Sendo o vidro um material quase perfeitamente elástico, a mecânica de fratura elástica linear (LEFM) é uma teoria ideal para modelar o seu comportamento. De modo a explicar os mecanismos de rotura dos materiais frágeis existem três modos fundamentais, onde o colapso se dá devido à evolução das microfendas.

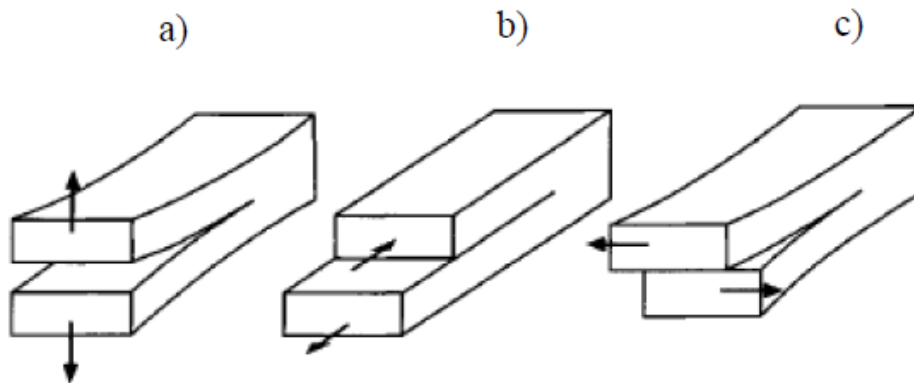


Figura 11 - Modos de rotura da fratura mecânica elástica linear a) Modo 1; b) Modo 2, c) Modo 3. (Lawn, 1993).

### 2.3.3 Stress Corrosion

O vidro tem uma alta resistência teórica/intrínseca, que é determinada pelas forças das ligações interatômicas. De acordo com Orowan, a tensão de rotura teórica,  $\sigma_m$ , de um material, que é a tensão necessária para quebrar uma ligação, é dada pela equação (1). Seguindo esta equação, a resistência teórica típica de um vidro de sílica ( $E=70$  GPa;  $\gamma=3$  Jm<sup>-2</sup>;  $r_0=0,2$  nm) é de 32 GPa (Louter, 2011).

$$\sigma_m = \sqrt{\frac{E \cdot \gamma}{r_0}} \quad (1)$$

com:

E - Módulo de Elasticidade;

$\gamma$  - Energia de superfície da fratura;

$r_0$  - Espaçamento de equilíbrio dos átomos;

No entanto, a resistência à tração em flexão prática do vidro de sílica soda-cal recozido é muito inferior (45 MPa). Como exposto anteriormente, Griffith, atribuiu essa diferença entre a resistência teórica e a prática a defeitos microscópicos aleatoriamente distribuídos na superfície do vidro. A resistência de uma amostra de vidro está relacionada com a profundidade da fenda (crítica). Uma maior profundidade da fenda resulta em uma menor resistência.

Quando carregadas, as fendas exibem um comportamento variável no tempo sendo que este crescimento lento da fenda, ou crescimento da fenda crítica, origina-se no fenómeno de fadiga a tensão constante, “*Stress Corrosion*”.

Este fenómeno, consiste num processo químico em que ocorre a rotura das ligações químicas da molécula de oxigénio-silício do vidro na presença de moléculas de água (Figura 12) e é determinado por algumas reações físicas e químicas que ocorrem a uma micro/nano escala sendo, a composição química do material, a presença de humidade na atmosfera, a temperatura ambiente e o pH, fatores determinantes (Ronchetti et al., 2013).

Esta reação química tanto aguça como alonga a extremidade da fenda o que reflete num aumento de tensão na sua vizinhança (Louter, 2011).

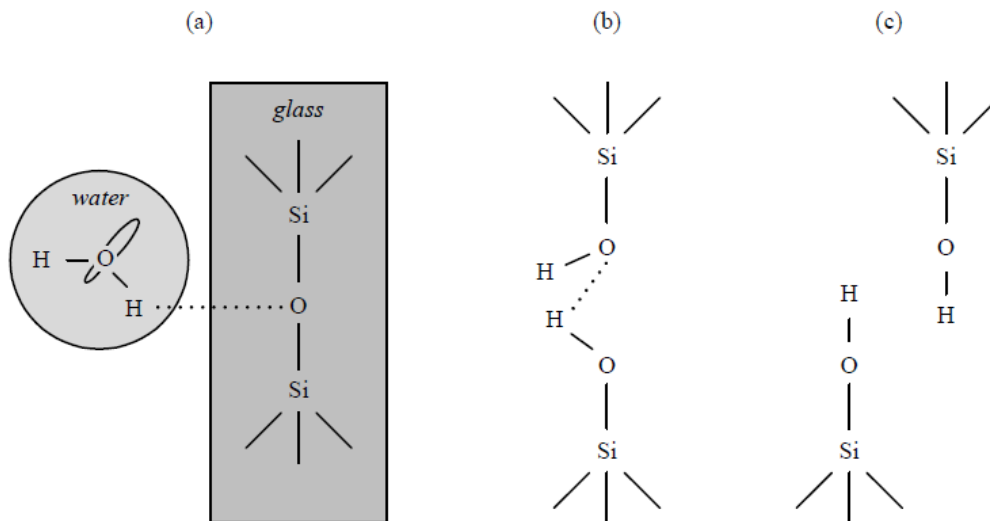


Figura 12 - Esquema do fenómeno de “Stress Corrosion” (a) Absorção da água; (b) Reação química; (c) Formação de grupos hidroxilo (Louter, 2011).

A Figura 13 mostra uma representação esquemática da relação entre a velocidade de fenda,  $v$ , e o fator de intensidade de tensão  $K_I$ . Esse diagrama  $v$ - $K$  é frequentemente usado para a previsão do tempo de vida do vidro. O fator de intensidade de tensão  $K_I$  foi introduzido por Irwin e representa a intensidade de tensão elástica perto da zona da fenda. Para o modo I, o fator de intensidade de tensão é dado pela equação (2):

$$K_I = Y \sigma_n \sqrt{\pi \cdot a} \quad (2)$$

Sendo:

$a$  - Comprimento da fenda;

$\sigma_n$  - Tensão de tração nominal normal;

$Y$  - Parâmetro geométrico dependente da profundidade ou geometria da fenda.

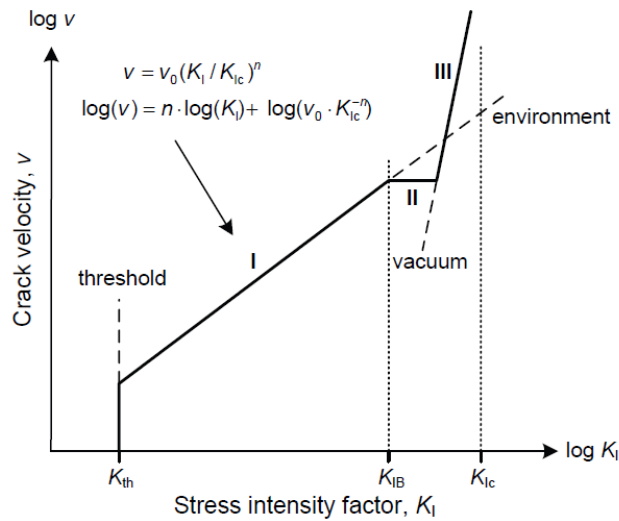


Figura 13 - Representação esquemática da relação  $v$  e  $K_I$  (Haldimann et al., 2008).

O rápido crescimento da fenda e conseqüentemente rotura do vidro, ocorre quando  $K_I$  atinge ou excede a intensidade de tensão crítica,  $K_{IC}$ . Este critério é conhecido como o critério de fratura de Irwin e é dado pela expressão (3) (Louter, 2011):

$$K_I \geq K_{IC} \quad (3)$$

sendo  $K_{IC}$ , como acima referido, fator de intensidade de tensão crítica.

No regime I, a propagação da fenda depende não só dos esforços de tração como também da humidade no ambiente, uma vez que o fenómeno de fadiga a tensão constante provoca o aumento de fendas no interior do elemento. Para valores inferiores a  $K_{th}$ , não ocorre propagação da fenda.

No regime II, a velocidade de propagação da fenda é independente da intensidade de tensão  $K_I$ . Nesta região, a velocidade da reação química depende da percentagem de humidade no ambiente.

É no último regime, regime III, que o fator de intensidade de tensão,  $K_I$ , se aproxima da intensidade de tensão crítica,  $K_{IC}$ , e a velocidade de propagação da fenda,  $v$ , é independente do ambiente. É nesta fase que surgem fendas críticas que reduzem a resistência estrutural e que podem eventualmente levar à fratura (Louter, 2011).

Nenhuma teoria permite a completa descrição de todos os fenómenos de fadiga estática incluindo a dependência requerida do ambiente e das condições à superfície. O parâmetro de velocidade de fenda linear,  $v_0$ , tem o comprimento de dimensão dependente do tempo, enquanto que o parâmetro de velocidade de fenda exponencial,  $n$ , é adimensional. Quando a curva  $v$ - $K_I$  é apresentada em escalas logarítmicas,  $v_0$ , representa a posição e,  $n$ , a inclinação. As regiões I e III estão ligadas pela região II, onde,  $v$ , é essencialmente independente de  $K_I$ , mas depende da quantidade de humidade no ambiente. Abaixo de um determinado valor de  $K_{th}$ , não é possível medir o crescimento da fissura. Em ambientes normais, no entanto, o comportamento depende fortemente das condições ambientais, o que resulta em uma curva diferente, como pode ser visto na região I da Figura 13. Nesta região, a relação entre a velocidade da fenda e a intensidade de tensão é dada pelas equações (4) e (5): (Louter, 2011)

$$v = v_0 \left( \frac{K_I}{K_{IC}} \right)^n \quad (4)$$

$$\log v = n \cdot \log(K_I) + \log(v_0 \cdot K_{IC}^{-n}) \quad (5)$$

Devido à ordem de grandeza dos elementos de vidro estrutural nos edifícios (mm a m), a profundidade típica das fendas superficiais ( $\mu\text{m}/\text{mm}$ ) e a vida útil geralmente requerida, apenas a região I, onde a gama de crescimento da fenda subcrítica é extremamente lenta, é de interesse. A contribuição das regiões II e III para a vida útil de um elemento é insignificante (Haldimann et al., 2008).

## 2.4 Técnicas de Reforço

As técnicas de reforço são utilizadas com o intuito de aumentar a capacidade resistente do material estrutural e tornar a sua rotura mais segura e mais previsível.

### 2.4.1 Laminação

O vidro laminado consiste em duas ou mais placas de vidro ligadas entre si por uma camada intermediária de polímero transparente, normalmente designado por Polivinil Butiral (PVB), Figura 14 a). A espessura nominal de uma única folha de PVB é 0,38 mm e é normalmente construída em duas (0,76 mm) ou quatro camadas (1,52 mm), com o objetivo de melhorar a capacidade de pós-rotura do material tornando a rotura mais previsível e segura, conseguindo manter os fragmentos de vidro em conjunto em caso de fratura. (Overend et al., 2010).

Para realizar a ligação, nas camadas intermediárias, é aplicado um processo de laminação em autoclave em aproximadamente 140°C, que utiliza calor e pressão até 14 bar, para

garantir que não hajam inclusões de ar entre o vidro e a camada intermediária, (Haldimann et al., 2008). A laminação do vidro não tem efeito observável na propagação da fissura, mas tem uma influência significativa no comportamento pós-fratura. O PVB exhibe comportamento viscoelástico que faz com que o comportamento de flexão do vidro laminado seja, portanto, influenciado pela magnitude e duração do carregamento, dando origem à fluência da camada intermédia e à temperatura que afeta a rigidez da camada intermédia. (Louter, 2011)

A capacidade pós-fratura do vidro laminado muitas vezes depende do comportamento composto entre o vidro fragmentado e a camada intermediária em vidro laminado. Ainda não existe um método analítico completo para quantificar a força pelo que, na prática, é, portanto, necessário realizar ensaios de protótipo para garantir uma capacidade adequada de pós-fratura. Nos ensaios traduzidos por Overend et al., 2010, é possível identificar quatro fases distintas de resistência à flexão pós-fratura. Além da espessura da camada intermédia e da espessura do vidro, a resistência à flexão é uma função de outros fatores que variam de uma fase para outra.

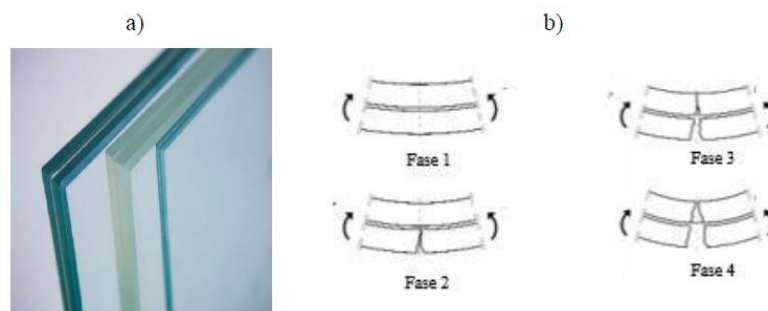


Figura 14 - a) Exemplo de vidro laminado; b) Mecanismo de rotura do vidro laminado (adaptado Overende et al., 2010).

- Fase 1 – Ainda não existem fendas e a resistência do conjunto é função da tensão de tração resistente do painel inferior, da duração da carga e do módulo de resistência ao corte da película;
- Fase 2 – O painel inferior está fissurado pelo que a tensão resistente depende da tensão de tração do painel superior e da duração da carga;
- Fase 3 – Os fragmentos do painel inferior estão comprimidos, e do seu contacto resulta um acréscimo de resistência. A tensão resistente é função do tamanho do fragmento, do módulo de elasticidade e da tensão resistente da película assim como da duração do carregamento;



- Fase 4 – Nesta fase, não há contacto entre os fragmentos, sendo apenas a capacidade resistente da película e a duração do carregamento os únicos parâmetros a ter em conta na resistência do sistema.

É então notório, no desenvolvimento destas fases, que o comportamento mecânico do vidro laminado é dependente da capacidade de transmissão de carga da película que une os painéis de vidro.

Em alternativas ao PVB, materiais intercalares transparentes alternativos foram recentemente desenvolvidos com o objetivo de obter maior rigidez, resistência à temperatura, à tração ou ao corte. Um exemplo bem conhecido é o SentryGlass® Plus da DuPont (Bennison et al., 2002).

#### 2.4.2 Tratamento térmico

Para aplicações de vidro estrutural, o processo de têmpera (tratamento térmico) é o método mais importante. Neste processo, o vidro é aquecido a aproximadamente 620-675 °C e subsequentemente arrefecido rapidamente por jatos de ar. À medida que a superfície externa arrefece e solidifica mais rapidamente do que o núcleo interno do vidro, uma tensão residual de compressão superficial e uma tensão residual de tração interior resultam no vidro (Louter, 2011).

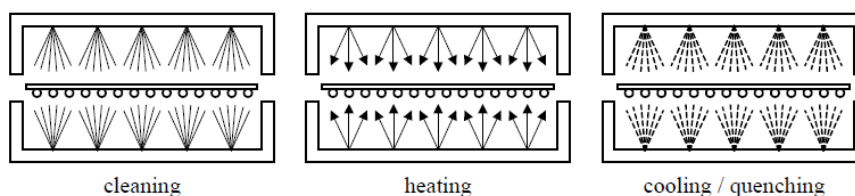


Figura 15 - Esquema do processo de tratamento térmico, limpeza, aquecimento e arrefecimento/jatos de ar (Louter, 2011).

A ideia é criar um campo de tensão residual favorável com tensões de tração no núcleo do vidro e tensões de compressão sobre e próximo das superfícies. O núcleo de vidro não contém fendas e, portanto, oferece boa resistência ao esforço de tração. As fendas na superfície do vidro só podem crescer se forem expostas a um esforço de tração eficaz. Enquanto a tensão superficial de tração é menor do que a tensão de compressão residual, não há tensão de tração efetiva e conseqüentemente nenhum crescimento de fendas. (Haldimann et al., 2008).

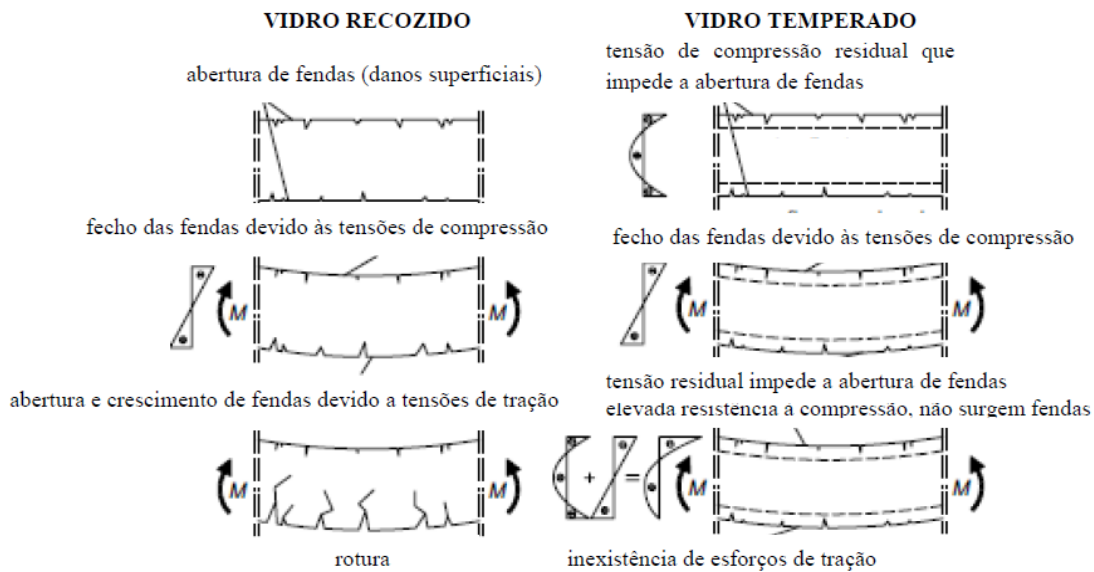


Figura 16 - Princípio do tratamento térmico do vidro (adaptado Haldimann et al., 2008).

Através deste processo de têmpera e dependendo da velocidade de arrefecimento do vidro, produzem-se dois tipos de vidro, o vidro temperado e o vidro termo endurecido.

O vidro termo endurecido é produzido usando o mesmo processo que para o vidro temperado, mas com uma temperatura mais baixa. Tanto a tensão residual como a resistência à tração serão menores. O padrão de fratura de vidro termo endurecido é semelhante ao vidro recozido, com fragmentos muito maiores do que para vidro temperado. Usado em elementos de vidro laminado, este grande padrão de fratura resulta em uma significativa capacidade estrutural pós-quebra. Como o gradiente de tensão depende da espessura do vidro e o vidro deve ser arrefecido lentamente, os vidros mais espessos (> 12mm) não podem ser termo endurecidos usando o processo de têmpera normal (Haldimann et al., 2008).

O padrão de fratura do vidro depende das tensões residuais resultantes da têmpera e é através do tratamento térmico aplicado que se define o tipo de fratura. O vidro temperado (Figura 17 (c)) fratura em fragmentos mais pequenos relativamente ao vidro termo endurecido (Figura 17 (b)), e este por sua vez fratura em fragmentos ainda menores que o vidro recozido (Figura 17 (a)). Por esta razão se considera o vidro temperado, um vidro seguro.

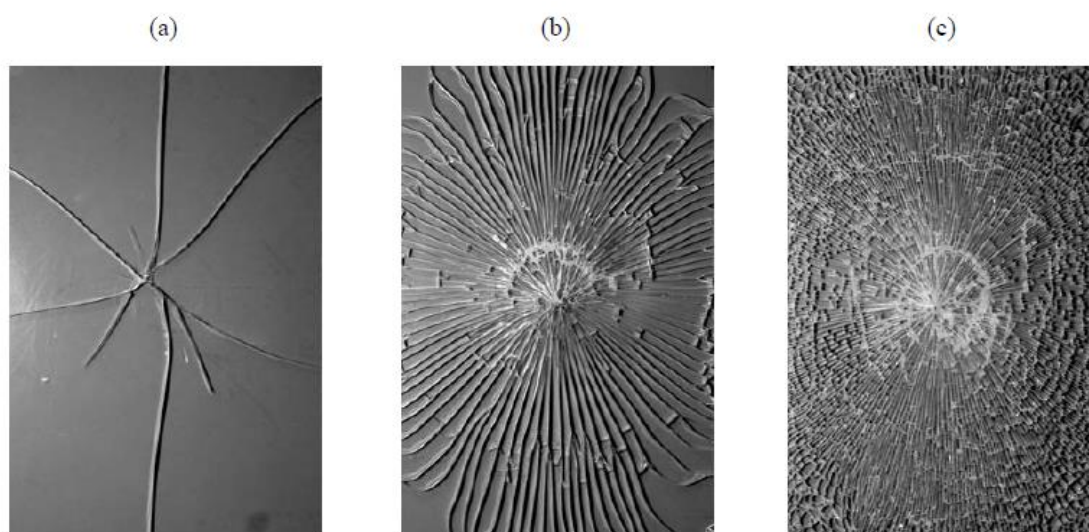


Figura 17 - Padrão de fratura do: (a) vidro recozido; (b) vidro termo endurecido (c) vidro temperado (Haldimann et al., 2008).

Tipo de vidro	Tensão resistência característica à flexão [MPa]
Recozido	45
Termo endurecido	70
Temperado	120

Tabela 3 - Tensão de resistência característica à flexão, do vidro recozido (a), vidro termo endurecido (b) e vidro temperado (c) (adaptado Louter, 2011)

## 2.5 Produção industrial

Segundo o Centre for European Policy Studies (2014), existem quatro subsectores principais no sector do vidro: recipientes, planos, fibras (lã mineral, têxtil e ótica) e vidro especial. O termo "vidro plano" inclui todo o vidro produzido em forma plana, independentemente do tipo de processo de fabrico envolvido. Vidro plano é o segundo maior subsector de vidro na UE, após o vidro dos recipientes.

Existem dois tipos de processos de produção de vidro plano na UE: *float glass* (vidro plano) e *rolled glass*. O vidro plano domina a produção do sector (cerca de 95% da produção total na Europa). Os produtos finais no processo de *float*, vidro plano, são grandes folhas de vidro (tipicamente 6 por 3,21 m, ou em tamanhos específicos consoante pedidos especiais).

A Figura 18, mostra o processo de vidro plano. O processo do vidro plano pode ser dividido em cinco etapas: misturar matérias-primas na planta do grupo, derreter a matéria-prima no forno, o banho de estanho, o recozimento do *lehr* e o corte do vidro.

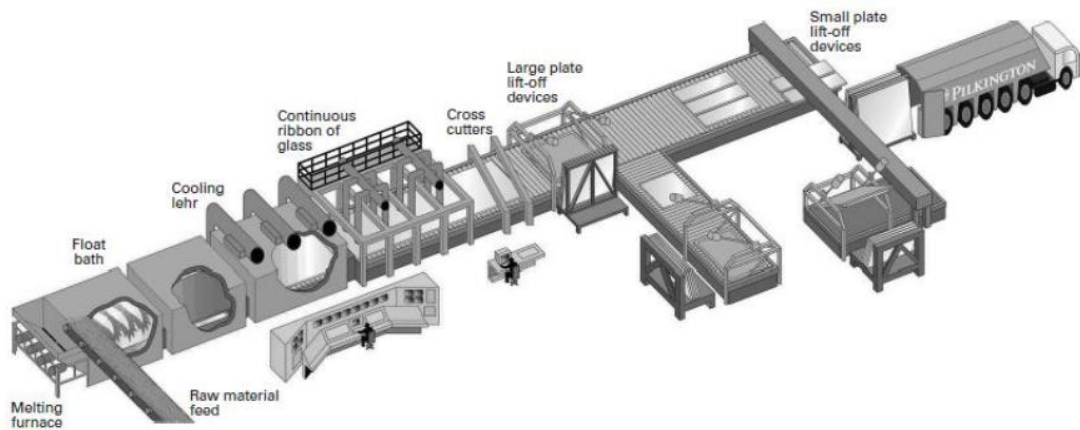


Figura 18 - Etapas do processo float do vidro (Pilkington, 2009)

- Mistura de matérias-primas na fábrica

Matérias-primas como areia, calcário, carbonato de sódio, dolomite (um mineral de carbonato composto de carbonato de cálcio e magnésio), óxido de ferro e bagaço de sal são misturados juntamente com a calda na planta.

- Derretimento da matéria-prima no forno

As matérias-primas são carregadas num grande forno e fundidas a cerca de 1600 °C para formar vidro fundido.

- Banho de estanho

O vidro fundido flui do forno ao longo de um canal, aquecido para manter a temperatura do vidro correta. Na extremidade do canal o vidro fundido é alimentado na superfície de um banho fechado de estanho fundido a 1100 °C, através de um lábio refratário que assegura a correta propagação do vidro. Quando o vidro passa sobre o banho, desenvolve uma espessura uniforme e plana. Dentro do tanque de flutuação são os rolos que são ajustados na direção, penetração e ângulo. A taxa de fluxo de vidro e a velocidade de rotação dos rolos ajudam a regular a espessura do vidro. Hoje, o processo do vidro plano pode fazer o vidro tão fino como 0,4 milímetros e tão espesso quanto 25 milímetros.

- Recozimento *lehr*

Na saída do banho de flutuação, a fita de vidro é retirada por rolos de extração e passada através de um túnel de temperatura controlada, o *lehr*, para ser recozido. Durante esta fase, as tensões internas são libertadas para garantir uma perfeita planicidade. O vidro é gradualmente arrefecido de 600 °C a 60 °C.

- Corte do vidro

Quando o vidro arrefece, entra na área de corte. O vidro é cortado em 'tamanho Jumbo' (6 por 3,21 m) ou em tamanhos específicos consoante pedidos de clientes. Os bordos da chapa são cortados e reciclados para o forno como a calda. As folhas são então embaladas e armazenadas, quer para venda direta quer para processamento secundário.

### 3 PONTES PEDONAISS

#### 3.1 Obras construídas em Vidro Estrutural

As pontes pedonais atuais estão repletas de formas extraordinárias devido à evolução contínua dos materiais e das metodologias de cálculo. O desenvolvimento do vidro como material estrutural cria um novo horizonte pela interessante forma estética de pontes com efeito transparente e delicado. Os principais parâmetros do vidro temperado e laminado apresentam vantagens no processo de concepção de pontes pedonais, nomeadamente, por exemplo, à capacidade resistente (Stankiewicz, et al., 2015).

Quanto aos últimos anos, a utilização do vidro no tabuleiro de pontes pedonais tem-se mostrado muito útil, pois por um lado, permite uma estrutura transparente e por outro confere rigidez ao conjunto. De seguida são representados alguns exemplos de estruturas construídas nos últimos anos onde o vidro é utilizado como elemento diferenciador (Stankiewicz, et al., 2015).

- A ponte pedonal de *Petah Tikva*

*Petah Tikva*, é uma ponte pedonal construída em Israel, caracterizada por ter cabos tracionados, o vão principal com 50 metros é construído por painéis de aço e vidro. O tabuleiro, em forma de Y, apresenta duas partes unidas com 39 metros cada, que vão ao encontro do vão principal. A estrutura de suporte dos cabos tracionados está situado no pavimento fora da estrutura. Os painéis de vidro são constituídos por vidro temperado e laminado, integralmente ligados a perfis de aço. Os painéis de vidros do tabuleiro e das guardas da ponte são extremamente resistentes ao clima quente da região, Figura 19 (Stankiewicz, et al., 2015).



Figura 19 - Ponte Petah Tikva, Israel (Stankiewicz, et al., 2015)



- *Chords Bridge*, em Jerusalém

A *Chords Bridge* é uma estrutura criada por Santiago Calatrava definida por vários cabos tracionados ligados a um pilar assimétrico com 118 m de altura. O tabuleiro curvo tem 160 m de comprimento e possui 66 cabos de aço ligados num pilar central e às guardas da ponte. A forma da estrutura é como uma harpa, instrumento favorito do lendário rei David (de Jerusalém). A forma interessante e a transparência da construção foram conseguidas através do uso de painéis de vidro no tabuleiro e nas guardas, permitindo a reflexão da luz, Figura 20 (Stankiewicz, et al., 2015).



Figura 20 - Chords Bridge, Jerusalém (Stankiewicz, et al., 2015)

- Ponte pedonal do Canal Grande, Veneza

Na cidade italiana, de Veneza, localizada perto da ilha de Murano, pode ver-se a nova e moderna ponte sobre o “Grande Canal”, criada por de Santiago Calatrava, em vidro transparente, mas obviamente com parâmetros de resistência à tração e fadiga adequados. A forma da estrutura inspira-se nas antigas pontes em arco existentes sobre o Canal Grande. O arco da ponte apresenta a proporção genial de 16:1, o vão apresenta o comprimento de 80,8 m e a altura apenas 4,76 m. O tabuleiro é definido por camadas em vidro temperado e laminado com quatro superfícies (10x10x10x4) Saint Gobain Glass (SGG), Figura 21 (Stankiewicz, et al., 2015).



Figura 21 – Ponte pedonal Canal Grande, Veneza (Stankiewicz, et al., 2015)

- Ponte pedonal do *Sundial*, Redding

A ponte pedonal *Sundial* foi o primeiro projeto de Santiago Calatrava nos EUA, concretizada por uma torre com uma forma particular. Esta forma particular deve-se a razões técnicas, e a condicionamentos arquitetônicos. Esta estrutura pedonal atirantada, tem um tabuleiro com comprimento de 213 metros uma largura de 7 metros, sendo suportada pelo mastro/torre inclinado de 66 metros de altura. Esta ponte não equilibra as forças usando uma disposição simétrica para a estrutura de suporte. Em vez disso, utiliza um sistema de suporte encastrado, definido com um ângulo de 42 graus e carregado por cabos tracionados em apenas um lado. Os momentos fletores nestas concepções apresentam valores elevados, e desta forma, a adoção de tirantes diminui esse fenômeno e a fissuração. Este sistema requer que a estrutura resista a forças de flexão e torção e que a sua fundação resista ao derrube na base da torre. O tabuleiro transparente é coberto por painéis de vidro, e cria de forma única uma iluminação noturna natural, Figura 22 (Stankiewicz, et al., 2015).



Figura 22 - Ponte Sundial, Redding EUA (Stankiewicz, et al., 2015)



### 3.2 Enquadramento regulamentar

Todas as verificações de segurança e procedimentos de cálculo adotados, estão de acordo com a regulamentação, nomeadamente os Eurocódigos, e as recomendações técnicas, como o Sétra, e o Hivoss:

- Eurocódigo 0: Bases para o projeto de estruturas - Anexo A2
  - NP EN 1990 (2009)
- Eurocódigo 1: Ações em estruturas - Parte 2: Cargas de tráfego em Pontes
  - NP EN 1991-1-1 (2009)
- Human induced Vibrations of Steel Structures, (Hivoss, 2008)
- Service d'Études techniques de routes et autoroutes (Sétra, 2006): Assessment of vibrational behaviour of footbridges under pedestrian loading

De acordo com a NP EN 1990, devem ser classificados como estados limites de utilização (SLS) os que se referem:

- ao funcionamento da estrutura ou dos seus elementos estruturais em condições normais de utilização;
- ao conforto das pessoas;
- ao aspeto da construção.

Estas normas e recomendações técnicas, no que diz respeito a pontes pedonais, estão predominantemente ligadas ao conforto dos utilizadores, tendo em conta o nível de tráfego, envolvente da estrutura, densidade de peões, e principalmente análises dos critérios de frequência e de aceleração.

As verificações aos estados limites de serviço tidas em conta no dimensionamento, consistem na verificação do conforto das pessoas e do correto funcionamento da estrutura, ou dos seus elementos estruturais, em condições normais de utilização e de acordo com os pressupostos existentes nas normas e recomendações técnicas.

#### 3.2.1 De acordo com o Sétra

O Sétra foi lançado em 2006 sob a forma de um guia metodológico sobre a avaliação do comportamento dinâmico de pontes pedonais quando sujeitas à ação dos peões. Este documento fornece uma descrição bastante detalhada sobre as questões de conforto dos utilizadores. Este modelo tem em conta o nível de tráfego atuante em pontes pedonais, e classifica-o em quatro classes, tendo em conta a envolvente da ponte pedonal e a liberdade/restricção de movimento do peão.

- Classe IV: Ponte raramente usada, construída para ligar as zonas escassamente povoadas ou para assegurar a continuidade do passeio ou em áreas expressas;
- Classe III: Ponte com utilização normal, que pode ocasionalmente ser atravessada por multidões, mas nunca em toda a área do pavimento;
- Classe II: Ponte localizada em meio urbano que liga áreas povoadas, que podem ser ocasionalmente atravessadas por um número elevado pessoas em toda a área do pavimento;
- Classe I: Ponte localizada em zona urbana de elevada densidade populacional, sujeita frequentemente a intenso tráfego pedonal.

As pontes pedonais com um nível de tráfego de Classe IV não necessitam de verificação de cálculos no comportamento dinâmico.

Na Tabela 4, o conceito de nível de tráfego da ponte é relacionado com o nível de risco da ponte. Este nível de risco é associado à possível ocorrência de ressonância da ponte dependendo dos intervalos críticos de frequências naturais, como indicado mais adiante na Tabela 8.

Tráfego	Classe	Densidade Peões	Casos de carga para controlo de aceleração		
			Nível de Risco		
			1	2	3
Muito denso	I	1 peão/m <sup>2</sup>	Caso 2	Caso 2	Caso 3
Denso	II	0,8 peão/m <sup>2</sup>	Caso 1	Caso 1	Caso 3
Pouco denso	III	0,5 peão/m <sup>2</sup>	Caso 1	Nulo	Nulo

Tabela 4 – Casos de carga para análise dinâmica (Sétra,2006)

São ainda definidos três casos de carga:

- Caso 1: baixa densidade de tráfego, consideração da 1<sup>a</sup> harmónica;
- Caso 2: elevada consideração de tráfego, consideração da 1<sup>a</sup> harmónica;
- Caso 3: de modo a ter em conta o efeito da 2<sup>a</sup> harmónica.

Considera-se, a densidade de peões que permite a determinação do número de peões, sobre uma estrutura e a sua ação incide sobre a ponte como uma carga distribuída sobre todo o tabuleiro. Portanto, o número total de pessoas sobre a ponte,  $N$ , é dado por  $N = S \times d$ , onde  $S$  é a área total de superfície da ponte e  $d$  é a densidade de peões.

Os peões são considerados como tendo uma passada igual à frequência da ponte e ângulo de fase com uma distribuição aleatória uniforme de fases, isto é, o número de peões em fase equivalente é igual ao número de peões em fases aleatórias,  $N_{eq}$ . Para cada caso de carga, um "número equivalente" de peões é determinado para fins de cálculos relativos à análise dinâmica. O número equivalente ( $N_{eq}$ ) consiste no número de peões completamente sincronizados que produzam o mesmo efeito que uma multidão com frequências de passada aleatórias (em termos de aceleração máxima da ponte). O número equivalente de peões,  $N_{eq}$ , para estruturas de Classe I, é dado pela seguinte expressão:

$$N_{eq} = 1,85 \times \sqrt{N} \quad (6)$$

E para as classes II e III, a equação é a seguinte:

$$N_{eq} = 10,8 \times \sqrt{\xi \times N} \quad (7)$$

Sendo  $\xi$  o coeficiente de amortecimento da estrutura.

A análise dinâmica da estrutura é feita carregando a superfície do tabuleiro com o número de peões equivalentes e fazendo a carga agir de acordo com a forma do modo de vibração. Nas Tabela 5 e Tabela 6, estão representadas as funções de carga a serem aplicadas no modelo da ponte, por metro quadrado, para cada cenário possível de direção de carregamento.

Direção	$F(t)$ [N/m <sup>2</sup> ]
Vertical (v)	$1.0 \times F_{p,v} \times \cos(2\pi \times f_v \times t) \times 1.85 \times \sqrt{\frac{1}{N}} \times \psi$
Longitudinal (l)	$1.0 \times F_{p,l} \times \cos(2\pi \times f_l \times t) \times 1.85 \times \sqrt{\frac{1}{N}} \times \psi$
Transversal (t)	$1.0 \times F_{p,t} \times \cos(2\pi \times f_t \times t) \times 1.85 \times \sqrt{\frac{1}{N}} \times \psi$

Tabela 5 - Funções de carregamento induzidas pelos peões correspondentes a pontes de Classe I (Sétra,2006)

Direção	$F(t)$ [N/m <sup>2</sup> ]
Vertical (v)	$d \times F_{p,v} \times \cos(2\pi \times f_v \times t) \times 10.8 \times \sqrt{\frac{\xi}{N}} \times \psi$
Longitudinal (l)	$d \times F_{p,l} \times \cos(2\pi \times f_l \times t) \times 10.8 \times \sqrt{\frac{\xi}{N}} \times \psi$
Transversal (t)	$d \times F_{p,t} \times \cos(2\pi \times f_t \times t) \times 10.8 \times \sqrt{\frac{\xi}{N}} \times \psi$

Tabela 6 - Funções de carregamento induzidas pelos peões correspondentes a pontes de Classes II e III (Sétra,2006)

Na Tabela 6,  $d$  representa a densidade pedonal: 0,8P/m<sup>2</sup> para a Classe II e 0,5P/m<sup>2</sup> para a Classe III. Os valores de  $F_p$ , correspondem à ação de um peão isolado (em Newton), e variam de acordo com a direção da componente harmónica (nomeadamente vertical, longitudinal e transversal) da carga do passo. Estes valores são definidos na Tabela 7, representados nas Tabela 8 e Tabela 9.

	1ª Harmónica	2ª Harmónica
$F_{p,v}$ [N]	280	70
$F_{p,l}$ [N]	140	35
$F_{p,t}$ [N]	35	7

Tabela 7 - Componentes harmónicas das cargas do passo do peão, (Sétra,2006)

A ação dinâmica pedonal na ponte resulta em vibrações, que por sua vez são identificadas pelos peões. Para que sejam evitados fenómenos de ressonância, são definidos dois tipos de critérios: critérios de frequência, que balizam intervalos críticos de frequências naturais a serem evitados, e critérios de aceleração, que definem limites máximos admissíveis para a aceleração. Nas recomendações existentes no *Sétra* para os níveis de conforto são também definidos os riscos de ressonância da estrutura, consoante as suas frequências naturais:

- Gama 1: Risco máximo de ressonância;
- Gama 2: Risco médio de ressonância;

- Gama 3: Risco baixo de ressonância;
- Gama 4: Risco de ressonância negligenciável.

Na Tabela 8, são indicados os intervalos das frequências correspondentes a cada gama de risco, para as direções vertical e lateral respectivamente. É possível observar que, para as vibrações verticais, o maior risco de ressonância corresponde a frequências naturais entre os 1,70 Hz e 2,10 Hz. Já para as vibrações laterais, corresponde a frequências entre 0,50 e 1,10 Hz.

	Risco de ressonância	Frequência Vertical (Hz)	Frequência Lateral (Hz)
Gama 1	Máximo	1,70-2,10	0,50-1,10
Gama 2	Médio	1,0-1,70; 2,10-2,60	0,30-0,50; 1,10-1,30
Gama 3	Baixo	2,60-5,0	1,30-2,50
Gama 4	Negligente	0-1,0; > 5,00	0-0,30; > 2,50

Tabela 8 - Frequências naturais críticas (Sétra,2006)

As gamas de risco mencionadas anteriormente, são também traduzidas nos cálculos pelo fator  $\psi$ , e que podem ser obtidos a partir da Figura 23, no que diz respeito às vibrações verticais, longitudinais ou laterais.

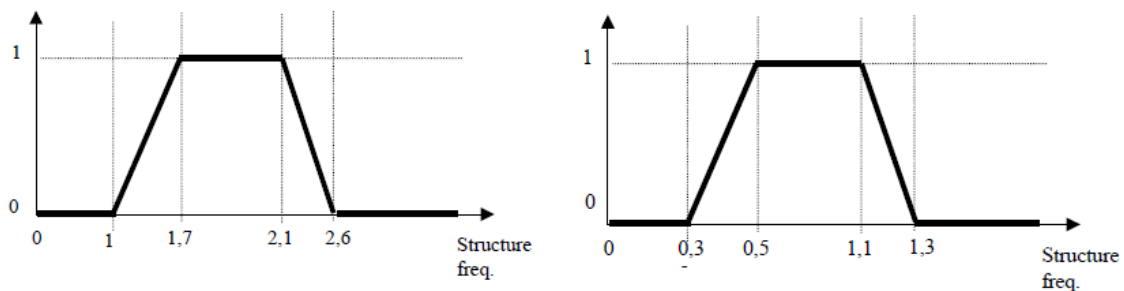


Figura 23 - Valores do fator  $\psi$  para vibrações verticais e longitudinais (à esquerda) e vibrações laterais (à direita) para a primeira harmónica (Sétra,2006)

Segundo Wood, (1948) o conforto é um conceito subjetivo para a definição de critérios baseados em acelerações, embora a sensibilidade humana às vibrações seja muito elevada, a mente humana é indubitavelmente complexa. A dificuldade de compreender a sensibilidade das pessoas às acelerações, existe devido ao fato de que, não só, pessoas diferentes reagem de forma diferente para as mesmas condições de vibração, mas também

quando o mesmo indivíduo está exposto à mesma gama de vibrações em diferentes ocasiões, provavelmente irá reagir de forma diferente (Griffin, 1996).

Com base em alguns inquéritos da *RWTH Aachen* na comparação de duas pontes pedonais na Alemanha (*Kochenhofsteg, Stuttgart*, e *Wachtelsteg, Pforzheim*) apesar de muito similares, em termos de vibrações, (ambas com frequências naturais de aproximadamente 2 Hz) as opiniões dos utilizadores diferenciam bastante. Como as opiniões são subjetivas, o Sétra estabelece critérios, de modo a garantir o conforto para os utilizadores, bem como evitar fenómenos de ressonância.

- Conforto máximo: onde as acelerações sofridas pela estrutura são praticamente impercetíveis pelos utilizadores.
- Conforto médio: onde as acelerações sofridas pela estrutura são percetíveis aos utilizadores.
- Conforto mínimo: sob configurações de carga que raramente ocorrem, acelerações sofridas pela estrutura são percebidas pelos utilizadores, mas não se tornam intoleráveis.

O Sétra define intervalos de aceleração em função da classe de conforto, como apresentado na Tabela 9. Cabe ao dono de obra escolher o nível de conforto que é necessário verificar, tendo em conta as características da população que irá utilizar a estrutura e a importância da utilização da ponte. Em casos onde seja fundamental evitar efeitos de *lock-in*, que se define pelo reajustamento da forma de caminhar do peão que provoca uma amplificação das vibrações e consequente instabilidade dinâmica da estrutura. A aceleração horizontal deve ser limitada a  $0,10 \text{ m/s}^2$ , independentemente da classe de conforto escolhido.

Classe de Conforto	$a_{\text{máx}}$ Vertical ( $\text{m/s}^2$ )	$a_{\text{máx}}$ Horizontal ( $\text{m/s}^2$ )
Máximo	0,00 – 0,50	0,00 – 0,15
Médio	0,50 – 1,00	0,15 – 0,30
Mínimo	1,00 – 2,50	0,30 – 0,80

Tabela 9 - Acelerações admissíveis para as classes de conforto (Sétra, 2006)

### 3.2.2 De acordo com o Hivoss Project

As recomendações do SYNPEX, disponibilizada através da disseminação dos resultados do Hivoss project, foram desenvolvidas aproximadamente ao mesmo tempo que o documento do Sétra. A orientação do Sétra define a classe de tráfego da ponte pedonal de uma forma qualitativa, uma vez que define a envolvente da estrutura. O Hivoss Project, define o tráfego de peões de uma forma mais quantitativa, estabelecendo densidades de peões, como se pode observar pela Tabela 10. No Hivoss project também é feita uma descrição detalhada do problema de conforto para os peões.

De acordo com este documento, a análise deve ser iniciada com a determinação das frequências naturais das estruturas. As frequências devem então ser verificadas tendo em conta os intervalos críticos, para os quais os cálculos devem ser realizados.

As gamas críticas de frequências naturais  $f_i$  de pontes pedonais são:

- para vibrações verticais e longitudinais:
  - $1,25 \text{ Hz} \leq f_i \leq 2,3 \text{ Hz}$
- para vibrações laterais:
  - $0,5 \text{ Hz} \leq f_i \leq 1,2 \text{ Hz}$

As gamas de frequência críticas são traduzidas em termos de cálculos pelo fator  $\psi$ , coeficiente que pode ser determinado pela Figura 24, para vibrações verticais, longitudinais ou laterais.

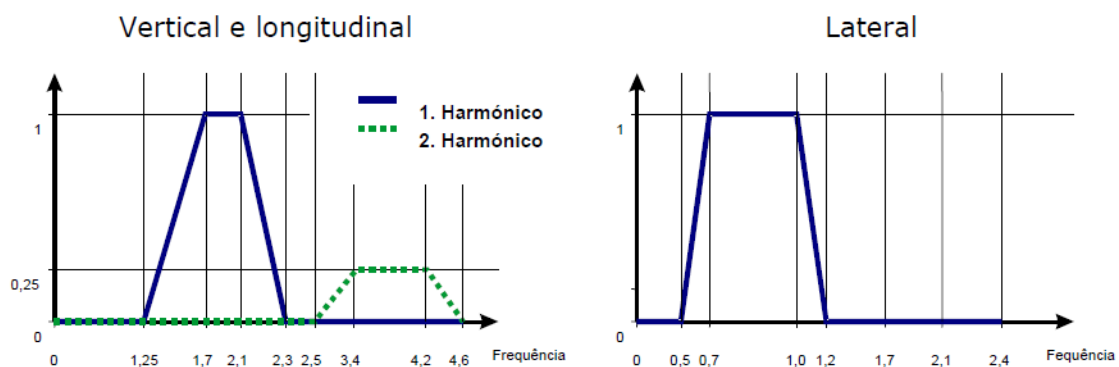


Figura 24 - Valores do fator  $\psi$  para vibrações verticais e longitudinais (à esquerda) e vibrações laterais (à direita) para a primeira harmónica, (Hivoss, 2008)

A análise dinâmica é feita tendo em conta a classe de tráfego (TC) da ponte pedonal de acordo com a Tabela 10.

Classe de Tráfego	Descrição	Densidade $d$ ( $P$ =Peão)
TC 1	Muito fraco	Grupo de 15 P
TC 2	Fraco	$d = 0,2 P/m^2$
TC 3	Denso	$d = 0,5 P/m^2$
TC 4	Muito denso	$d = 1,0 P/m^2$
TC 5	Excepcionalmente denso	$d = 1,5 P/m^2$

Tabela 10 – Classes de Tráfego (Hivoss, 2008)

Para melhor compreensão dos valores da densidade de peões da Tabela 10, estes são explicados mais pormenorizadamente na Tabela 11:

Densidade $d$ ( $P$ =Peão)	Caraterísticas
15 P	Grupo de pessoas
$d = 0,2 P/m^2$	Confortável e andamento livre. Ultrapassagem é possível. Peões isolados podem escolher livremente a passada.
$d = 0,5 P/m^2$	Andamento ainda não restringido. Ultrapassagem pode ser inibida intermitentemente.
$d = 1,0 P/m^2$	Liberdade do movimento é restringida. Andamento Perturbado. Ultrapassagem já não é possível.
$d = 1,5 P/m^2$	Andamento desagradável. Engarrafamento. Já não é possível escolher livremente a passada.

Tabela 11 - Características da classe de tráfego (Hivoss, 2008)

Em termos de vibrações horizontais, o efeito *lock-in* pode ser evitado, se os níveis de aceleração horizontal forem inferiores a  $0,10 m/s^2$  -  $0,15 m/s^2$ , de acordo com os ensaios efetuados em Paris, no passadiço de Solférino. (Charles, P. et al 2005).

Em termos da determinação da resposta de aceleração máxima induzida por peões a partir de um modelo numérico, o procedimento prescrito é idêntico ao apresentado no



documento do Sétra. As diferenças residem na classe de tráfego e a sua correspondência a dois modelos de carga possível (para baixa ou alta densidade de peões de acordo com a Tabela 12) para a determinação do número equivalente de peões.

P [N] - Componente de força devida a um único peão		
Vertical	Longitudinal	Lateral
280	140	35
Número equivalente de peões $n'$		
TC1 a TC3	Densidade $d < 1,0 \text{ P/m}^2$	$n' = \frac{10,8\sqrt{\xi \times n}}{S} \left[ \frac{1}{\text{m}^2} \right]$
TC4 e TC5	Densidade $d \geq 1,0 \text{ P/m}^2$	$n' = \frac{1,85\sqrt{n}}{S} \left[ \frac{1}{\text{m}^2} \right]$

Tabela 12 - Parâmetros do modelo de carga de acordo com a classe de tráfego definido em (Hivoss, 2008)

Sendo:

$\xi$  – Coeficiente de amortecimento estrutural

$n$  – Número de peões na superfície carregada  $S$  ( $n=S.d$ ), sendo  $d$  a densidade de peões

No Hivoss Project, é apresentada uma carga harmónica uniformemente distribuída  $P(t)$  dada pela equação (8), que representa a função geral do carregamento pedonal, (em Newton) por unidade de área, em função do tempo.

$$P(t) = P \times \cos(2\pi \times f_s \times t) \times n' \times \psi \quad (8)$$

Em que:

$f_s$  - É a frequência de passo, que é assumida igual à frequência natural da ponte em consideração.

$\psi$  - Coeficiente de redução que tem em conta a probabilidade da frequência da passada do peão se aproximar da gama crítica de frequências naturais

A carga deve ser considerada de acordo com o modo de vibração da estrutura, conforme a Figura 25 representa.

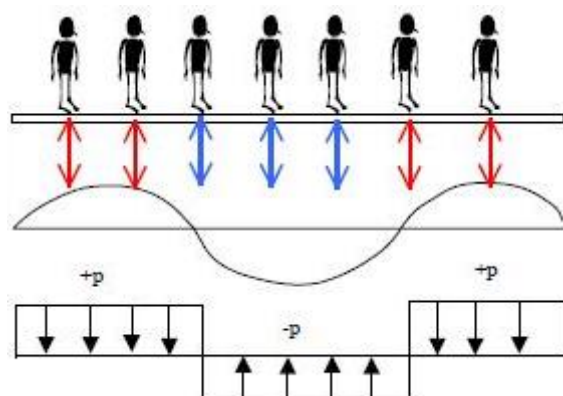


Figura 25 – Aplicação da ação dinâmica tendo em conta a forma do modo de vibração (Hivoss, 2008)

As propostas apresentadas no Hivoss para o conforto são dadas na Tabela 13. Embora muito semelhante à proposta de Sétra, é importante referir que as acelerações laterais não são restritas pelo Hivoss, ou seja, não tem em conta o efeito devido ao *lock-in*. Estes estudos estão de acordo com a definição das classes de tráfego e situações significativas de projeto indicadas nas normas, onde é permitido que as acelerações laterais alcancem valores superiores para eventos pouco frequentes.

O Hivoss Project define ainda classes de conforto, critérios de aceleração vertical e horizontal conforme se representa na Tabela 13:

Classe de Conforto	Grau de Conforto	$a_{\text{máx}}^{\text{Vertical}}$ ( $\text{m/s}^2$ )	$a_{\text{máx}}^{\text{Horizontal}}$ ( $\text{m/s}^2$ )
CL 1	Máximo	< 0,50	< 0,10
CL 2	Médio	0,50 – 1,00	0,10 – 0,30
CL 3	Mínimo	1,00 – 2,50	0,30 – 0,80
CL 4	Inaceitável	> 2,50	> 0,80

Tabela 13 – Classes de conforto de aceleração, definida em (Hivoss, 2008)

É de referir que de acordo com o Hivoss Project, o utilizador tem uma reação mais sensível às vibrações laterais do que as vibrações verticais, pois, quando os peões estão sujeitos a oscilações laterais tentam compensar o movimento do seu centro de gravidade oscilando de uma forma sincronizada com a ponte. Este reajustamento provoca uma amplificação das vibrações e conseqüente instabilidade dinâmica da estrutura. (Zivanovic et al., 2005).

### 3.2.3 Normas diferenciadas

Os critérios de conforto definem intervalos de frequência associadas ao risco elevado de ressonância. De acordo com diversas normas referidas na Tabela 14, é possível aferir os intervalos de frequência a evitar no caso de vibrações nas direções vertical e horizontal. Caso as frequências naturais não incidam com os intervalos, as normas referem que não é necessário proceder a uma análise dinâmica da estrutura.

Norma	Frequências Naturais Críticas Verticais (Hz)
Eurocódigo 2	1,6 – 2,4
Eurocódigo 5	<5
Eurocódigo 0 - Anexo 2	<5
BS 5400	<5
Norma Japonesa	1,5 – 2,3
ISO 10137	1,7 – 2,3
CEB 209 Bulletin	1,65 – 2,35
Bachmann	1,6 – 2,4

Tabela 14 - Comparação de critérios de conforto apresentadas nas normas (adaptado de Sétra, 2006)

Caso as frequências naturais da ponte pedonal coincidam com estes intervalos críticos, as normas recomendam uma análise dinâmica. Na Tabela 15 estão indicados os limites máximos definidos por algumas normas, em que  $f_{1v}$  é a frequência natural do primeiro modo de vibração vertical.

Norma	$a_{adm}$ [m/s <sup>2</sup> ]	
	Direção Vertical	Direção Horizontal
Eurocódigo 0 – Anexo 2	0,7	0,2 (0,4 para multidões)
Norma Britânica BS 5400	$0,5 f_{1v}^{0.5}$	-
Norma Canadiana ONT 83	$0,25 f_{1v}^{0.78}$	-

Tabela 15 - Acelerações máximas admitidas por algumas normas mundiais

Após verificar-se os valores das normas, nota-se que estão pelo lado da segurança, em relação às recomendações técnicas do Sétra e do Hivoss, já que estes, apresentam valores superiores, mas também apresentam uma análise muito detalhada dos procedimentos a efetuar.

### 3.2.4 Amortecimento Estrutural

O nível de amortecimento da estrutura condiciona significativamente a amplitude das oscilações induzidas pelos peões. A atenuação das vibrações, isto é, a dissipação de energia no interior da estrutura, depende, quer do amortecimento intrínseco dos materiais de construção, quer do efeito local dos dispositivos de apoio ou outros sistemas de controlo existentes na estrutura. De referir que o amortecimento adicional é também introduzido por elementos não estruturais, como as guardas ou os painéis do pavimento. A coexistência de vários mecanismos de dissipação de energia no interior da estrutura torna o amortecimento um fenómeno complexo, cuja caracterização rigorosa só pode basear-se em medições realizadas após a construção da estrutura, incluindo a instalação de guardas, e dos elementos não estruturais. (Hivoss, 2008)

Tendo em vista o projeto de pontes pedonais satisfazendo um certo nível de conforto, o que constitui uma condição de serviço estabelecido pelas normas, são recomendados valores mínimos e médios do fator de amortecimento, transcritos na Tabela 16. (Sétra, 2006, Bachmann et al. 1987, EN 1991 e EN 1995)

SYNPEX	Amortecimento $\xi$ (%)	
	Valor Mínimo	Valor Médio
Betão armado	0,8	1,3
Betão pré-esforçado	0,5	1,0
Aço	0,2	0,4
Mistas: aço/betão	0,3	0,6
Madeira	1,0	1,5

a) Coeficientes de amortecimento, segundo o SYNPEX

Sétra	
Material	Amortecimento $\xi$ (%)
Betão armado	1,3
Betão pré-esforçado	1,0
Aço	0,4
Mistas	0,6
Madeira	1,0

b) Coeficientes de amortecimento, segundo o Sétra

Tabela 16 – Valores mínimos, médios e críticos para o coeficiente de amortecimento

Os valores recomendados, pelos EC, para o coeficiente de amortecimento são dados na Tabela 17:

Material	Coefficiente de Amortecimento $\xi$
Aço	0,03
Mista: aço/betão	0,04
Betão	0,05
Madeira	0,06 a 0,12
Alumínio	0,02
Vidro	0,04 a 0,08

Tabela 17 - Coeficientes de amortecimento segundo EC1, segundo EC1-Parte 2 do anexo britânico

## 4 ANÁLISE ESTRUTURAL DE UMA PONTE PEDONAL EXISTENTE

### 4.1 Introdução

No presente capítulo é feita a descrição do caso em estudo, nomeadamente de uma ponte pedonal, bem como do processo de modelação preliminar da estrutura, recorrendo ao programa de cálculo, *Autodesk Robot Structural Analysis*.

A ponte em estudo situa-se no Centro Comercial Vasco da Gama (C.C.V.G), em Lisboa, inaugurado em 1999. Esta ponte, faz a ligação entre a ala direita e a ala esquerda do centro comercial. O tráfego habitual é definido pelos utentes do C.C.V.G. que circulam no interior do espaço comercial. Conforme a Figura 26 esta ponte é definida por duas partes, uma do piso superior, acoplada à ponte do piso inferior, através de um elemento vertical, ver Figura 27.



Figura 26 – Ponte pedonal em estudo existente no C.C.V.G., em Lisboa

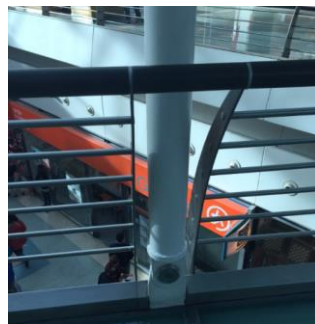


Figura 27 - Elemento vertical que acopla as duas pontes

## 4.2 Caracterização do caso de estudo

O tabuleiro da ponte tem uma largura de 3,2 m e é constituído por um único vão, conforme indicado na Figura 28 e Figura 29. A ponte inferior tem um comprimento total de, aproximadamente, 10 metros, enquanto a ponte superior tem um comprimento total de, aproximadamente, 25 metros. A ponte inferior intercepta os pavimentos laterais numa diretriz com um ângulo de 50,2°, enquanto a ponte superior intercepta com um ângulo de 39,8°. Todos os elementos em aço da estrutura são constituídos por aço de classe S355, exceto as chapas, que ligam os tubos circulares das vigas principais, que correspondem à classe de aço S275.

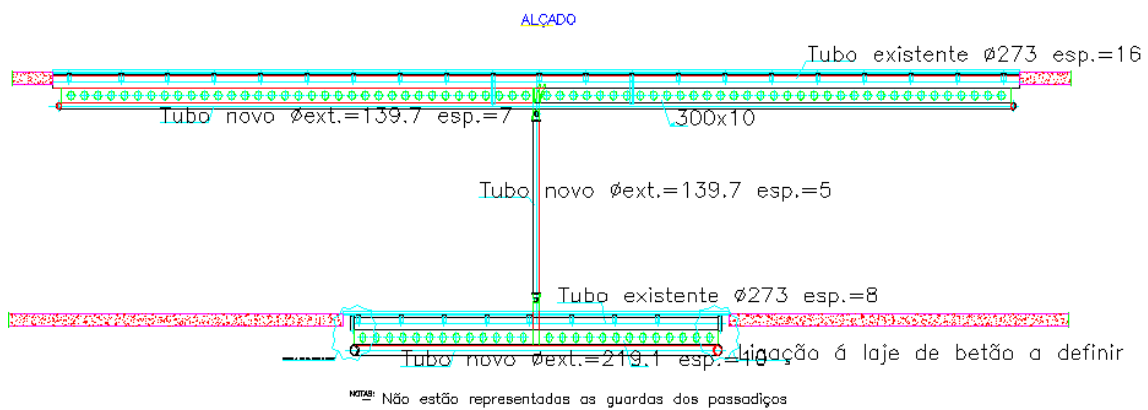


Figura 28 - Alçado lateral das pontes acopladas

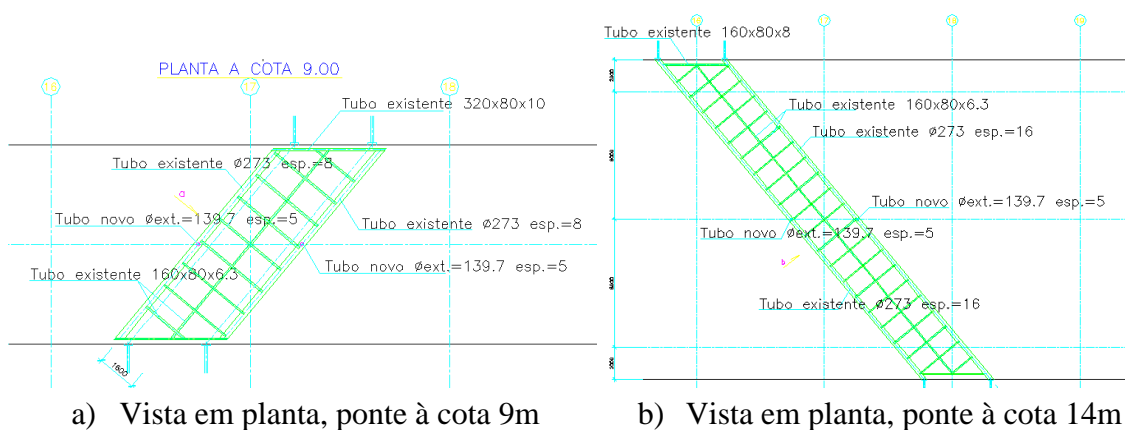


Figura 29 – Vista em Planta das pontes à cota 9 metros, e à cota 14 metros

Transversalmente ao desenvolvimento do tabuleiro existem vigas espaçadas de 1,25 metros de secção tubular retangular de 160x80 com 6,3 mm de espessura. Em toda a sua extensão, o tabuleiro é composto por painéis de vidro dispostos em grelha, ver Figura 29 e Figura 30.

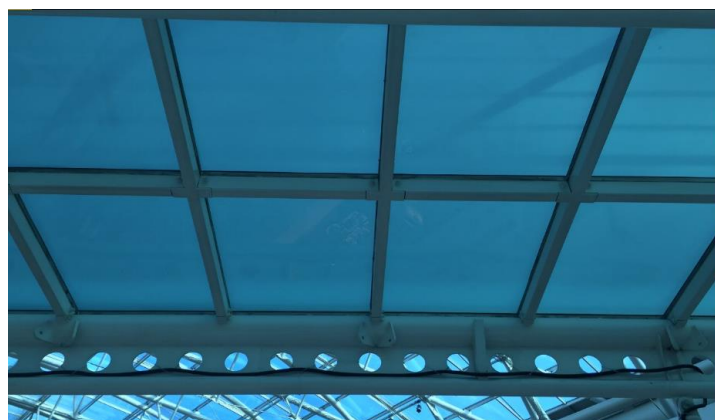


Figura 30 – Disposição das carlingas no tabuleiro

São dispostos em cada lado do tabuleiro tubos circulares ligados entre si por chapas retangulares conforme a Figura 31 representa. Assim o tubo superior apresenta uma secção circular oca com  $\Phi 273$  mm de diâmetro e 16,0 mm de espessura. O tubo inferior com uma secção circular de  $\Phi 139,7$  mm de diâmetro e com 5,0 mm de espessura. A chapa retangular de dimensão  $300 \times 10$  mm<sup>2</sup>. Disposta a meio vão do tabuleiro existe uma secção retangular oca de  $160 \times 80$  mm<sup>2</sup> com 6,3 mm de espessura, ver Figura 31.

Características das secções transversais		
Circulares	d <sub>ext</sub>	d <sub>int</sub>
Tubo superior	273	241
Tubo inferior	139,7	129,7
Retangulares	b (mm)	h (mm)
Tubo retangular	80	160
Chapa	10	300

Tabela 18 – Dimensões da secção transversal da ponte superior



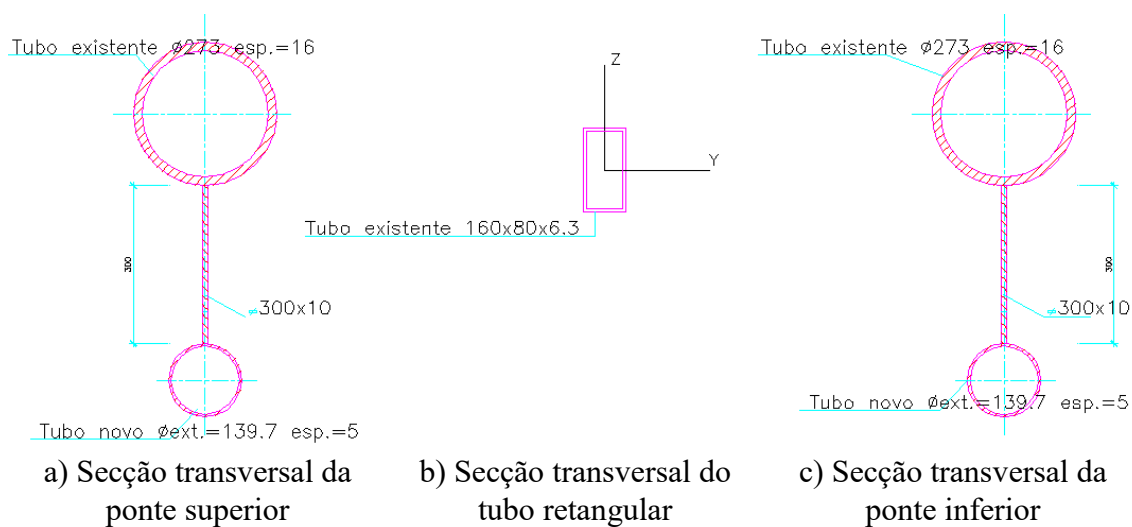


Figura 31 – Secções transversais que contribuem para a resistência global da estrutura

A conexão da laje de betão armado nos pavimentos laterais do centro comercial, à estrutura metálica é feita por intermédio de uma ligação aparafusada com placa, como se observa na Figura 32.



Figura 32 - Ligação aparafusada da ponte ao pavimento lateral

### 4.3 Modelação numérica

Para o modelo numérico considerou-se que as pontes pedonais são constituídas por tubos em aço, sem a consideração das guardas de proteção. As carlingas são modeladas considerando serem ligadas rigidamente formando malhas fechadas retangulares, Figura 33.

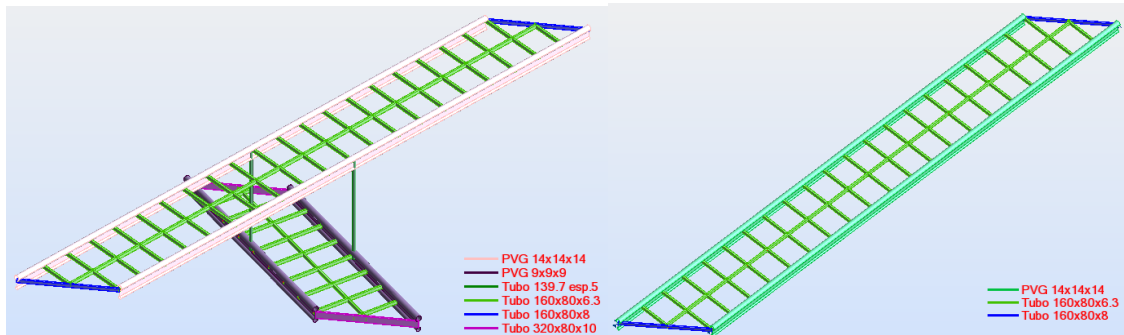


Figura 33 – Representação da modelação das pontes acopladas e da ponte superior no programa de cálculo

Na estrutura estão presentes dois tipos de apoio. No lado esquerdo, permitem rotação ao longo do eixo da ponte e na direção perpendicular à mesma, e restringindo quaisquer translações. O segundo tipo de apoio trata-se de um apoio do tipo deslizante, que permite translação na direção longitudinal do tabuleiro, e permitem a rotação em qualquer das direções. Deste modo, estão restringidas as translações segundo as direções transversal e vertical.

Através do *Autodesk Robot Structural Analysis*, foram modeladas as pontes pedonais existentes no centro comercial Vasco da Gama em Lisboa. Estas pontes foram modeladas recorrendo a elementos de barra unidos entre si. Como o tabuleiro é definido por uma grelha metálica preenchida com vidro, este material foi simulado como uma carga uniformemente distribuída sobre cada uma das vigas principais. As guardas de proteção, da ponte também foram admitidas como peso sobre as vigas, admitindo 5% do peso total do pavimento de vidro. Para tal admitiu-se 0.050 metros para a espessura do vidro.

Parâmetro	Valor	Unidades
$\gamma_{\text{vidro}}$	2500,000	Kg/m <sup>3</sup>
e	0,050	m
q	1,250	kN/m <sup>2</sup>
d	1,600	m
p	2,000	kN/m
p <sub>Guardas</sub>	0,100	kN/m
p <sub>total</sub>	214,067	kg/m

Tabela 19- Carga uniformemente distribuída nas vigas principais

Sendo:

$\gamma_{\text{vidro}}$  – Densidade do vidro

$e$  – Espessura do pavimento em vidro

$q$  – Carga uniformemente distribuída por área

$d$  – Metade da largura do tabuleiro

$p$  – Peso do pavimento em vidro

Este procedimento foi adotado para as modelações apresentadas de seguida nas secções 4.3.1 e 4.4.

#### 4.3.1 Avaliação dos parâmetros modais

As frequências próprias e os respetivos modos de vibração associados são as características fundamentais de uma estrutura, as quais dependem unicamente da massa e da rigidez da mesma. A formulação modal de uma estrutura desenvolve-se a partir do caso teórico de estruturas sem amortecimento e sem forças externas aplicadas, a partir do qual se determinam os seus valores e vetores próprios, os quais correspondem respetivamente às suas frequências próprias e modos de vibração da estrutura.

$$M \cdot \ddot{u}(t) + K \cdot u(t) = 0 \quad (9)$$

$M$  - Matriz de massa;

$K$  - Matriz de rigidez da estrutura;

$u(t)$  – Vetor de deslocamentos.

A equação (9) pode ser reescrita em coordenadas modais através da equação característica:

$$(K - \omega_n^2 \cdot M) \cdot \Phi_n = 0 \quad (10)$$

$\omega_n$  - Frequência angular do modo  $n$ ;

$\Phi_n$  - Vetor próprio.

Os cálculos do software *Robot* foram efetuados para a determinação das frequências próprias e modos de vibração da estrutura.

#### 4.3.1.1 Pontes acopladas

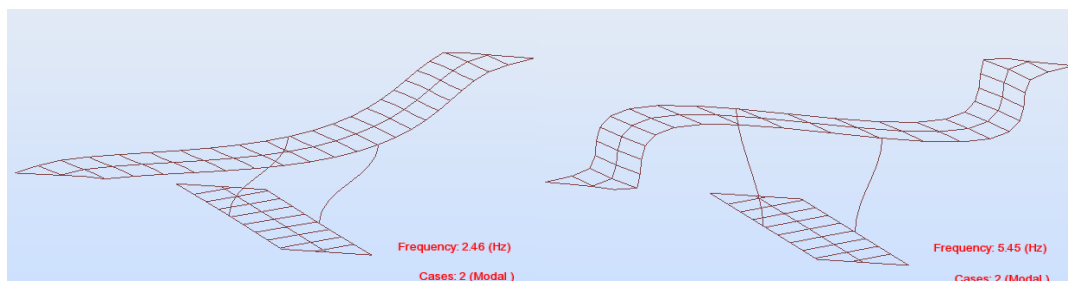


Figura 34 - 1º modo de vibração (lateral) e 2º modo de vibração (lateral)

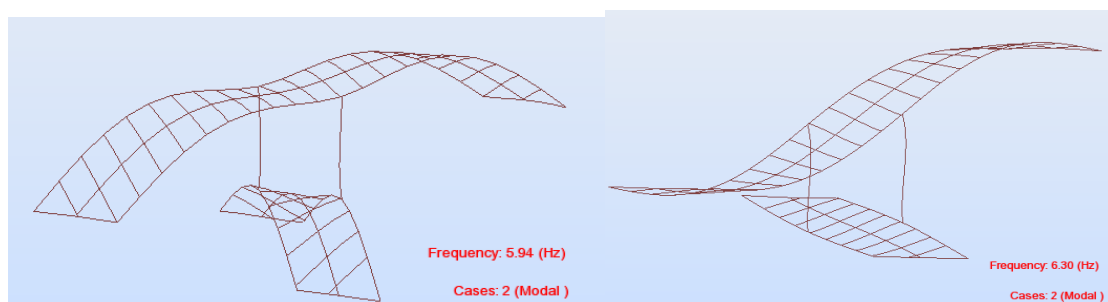


Figura 35 – 3º modo de vibração (vertical) e 4º modo de vibração (torsional)

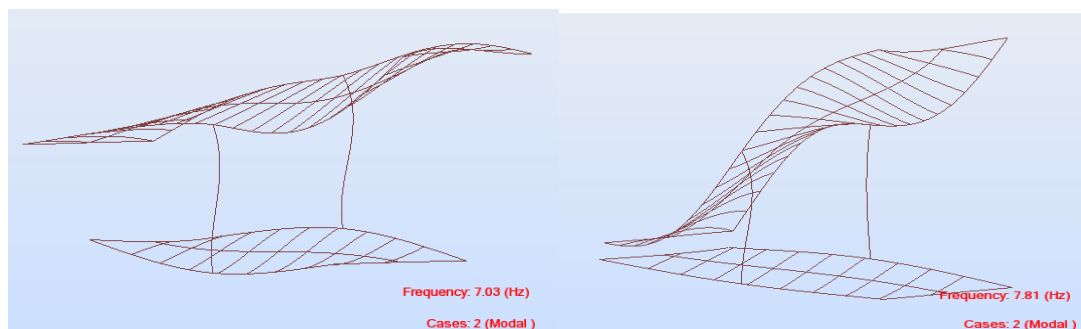


Figura 36 - 5º modo de vibração (torsional) e 6º modo de vibração (torsional)

Modos	Frequência (Hz)	Características Modos de Vibração
1	2,46	1º Lateral da ponte superior
2	5,45	2º Lateral da ponte superior
3	5,94	1º Vertical de ambas as pontes
4	6,30	1º Torsional da ponte superior
5	7,03	2º Torsional de ambas as pontes
6	7,81	3º Torsional de ambas as pontes

Tabela 20 - Frequências próprias e modos de vibração das pontes pedonais acopladas

Após a verificação dos resultados, é de referir que, qualquer dos valores, dos primeiros modos de vibração, não se encontram nas gamas críticas de frequência, identificadas nas normas e recomendações referidas no capítulo anterior.

#### 4.3.1.2 Ponte pedonal superior

Tendo em conta o caso de estudo apresentado, de seguida vai-se apresentar uma análise detalhada, conforme as normas e recomendações técnicas indicam. Para tal apenas se considera a ponte pedonal superior.

A análise deste sistema isolado, é de especial interesse, devido ao comprimento de 25 metros desta ponte, e verificar se sem o elemento vertical referido na Figura 27, é necessária uma análise dinâmica à ponte superior, pois a frequência vertical no primeiro modo é de 1,67 Hz, ver Figura 37.

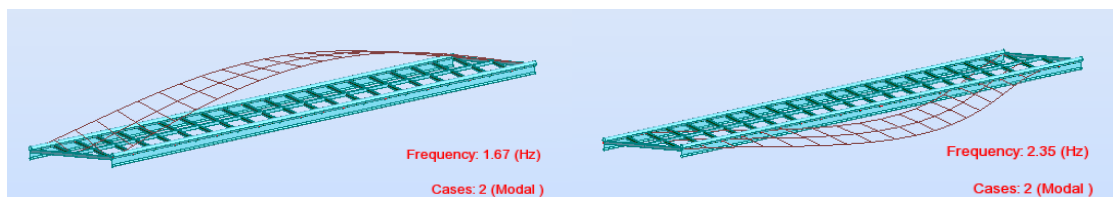


Figura 37 - 1º modo de vibração (vertical) e 2º modo de vibração (lateral)

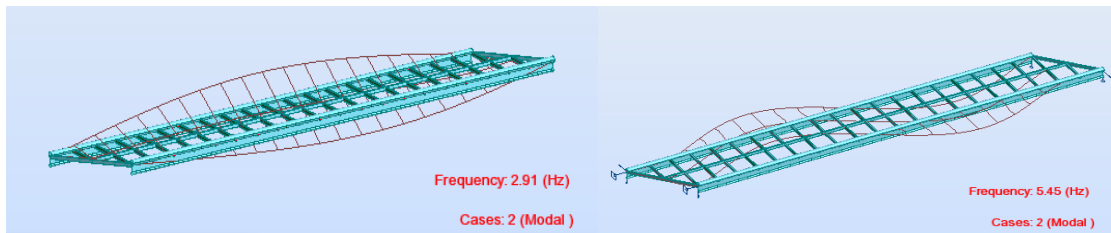


Figura 38 - 3º modo de vibração (torsional) e 4º modo de vibração (lateral)

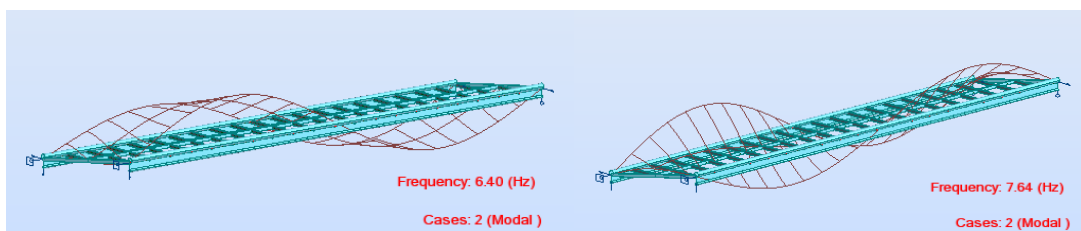


Figura 39 - 5º modo de vibração (vertical) e 6º modo de vibração (torsional)

Modos	Frequência (Hz)	Características Modos de Vibração
1	1,67	1º vertical
2	2,35	1º Lateral
3	2,91	1º Torsional
4	5,45	2º Lateral
5	6,40	2º Vertical
6	7,64	2º Torsional

Tabela 21 - Frequências próprias e modos de vibração da ponte superior

Atendendo aos resultados obtidos, a frequência vertical, segundo as recomendações apresentadas na secção 3.2. encontra-se no intervalo crítico definidos no Hivoss project. Desta forma as frequências verticais localizam-se entre 1,25 Hz e 2,3 Hz e este projeto de investigação recomenda a realização de uma análise dinâmica à estrutura. Esta análise dinâmica é efetuada na secção 4.4.

#### 4.3.1.3 Determinação analítica

Fazendo uma análise mais aprofundada, através de cálculos justificativos, apresentam-se as etapas de resolução para apresentar as soluções obtidas das primeiras frequências naturais verticais da ponte superior. As frequências verticais são obtidas através da

expressão (11):  $f_n = n^2 \times \frac{\pi^2}{L^2} \times \frac{1}{2\pi} \times \sqrt{\frac{EI_y}{m}}$ . Para tal é necessário determinar as características mecânicas da secção transversal da estrutura.

Admite-se y como eixo das abcissas e z como eixo das ordenadas. Já que o programa de cálculo admite a ligação de uma barra à outra através do centro geométrico, o tubo retangular localiza-se no centro geométrico da secção transversal das vigas principais, referente à ponte superior. Desta forma é necessário, calcular o momento de inércia de secção transversal,  $I_y$ , e o valor da massa, m, por unidade de comprimento.  $I_y$ , é calculado através do Teorema de *Steiner* e, a massa, através da densidade respetiva do material e da área de cada elemento.

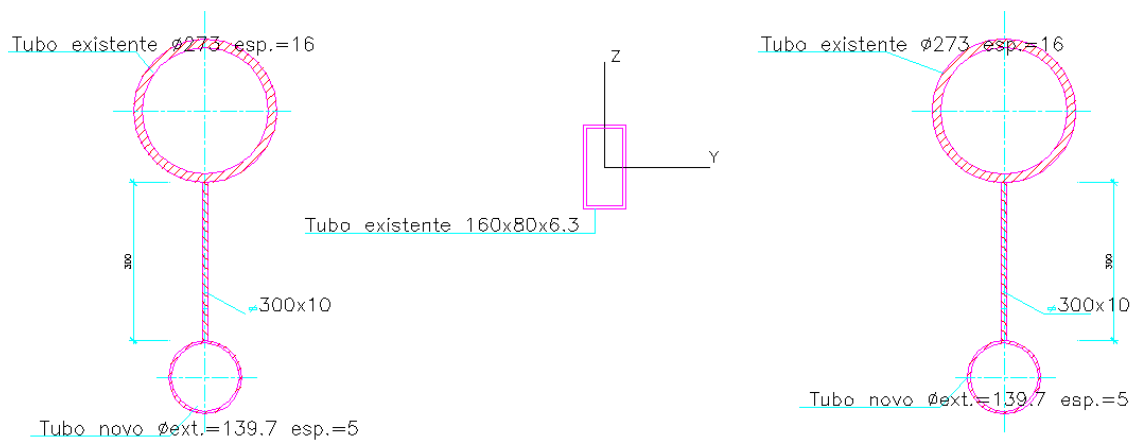


Figura 40 - Esquema estrutural para obtenção do centro geométrico global

	$A_i$ (mm <sup>2</sup> )	$z_i$ (mm)
Tubo superior	12918,229	576,200
Tubo inferior	2115,863	69,850
Chapa	3000	289,700
Tubo retangular	2865,240	469,132

Tabela 22 - Valor da área dos elementos e a distância z ao referencial admitido

Admitindo referencial na base do tubo circular inferior e na direção vertical do centro geométrico do tubo retangular		
Z <sub>G</sub>	469,132	mm
Y <sub>G</sub>	0	mm

Tabela 23 - Centro geométrico da secção transversal global

Secções	A <sub>i</sub> (mm <sup>2</sup> )	I <sub>y</sub> (mm <sup>4</sup> )	d <sub>i</sub> (mm)	A <sub>i</sub> x d <sub>i</sub> <sup>2</sup> (mm <sup>4</sup> )
Tubo superior	12918,229	107067896,661	107,068	148087765,031
Tubo inferior	2115,863	4805412,369	399,282	337324426,041
Chapa	3000	22500000,000	179,432	96587949,945
Tubo retangular	2865,240	9319154,485	0,000	0,000

Tabela 24 - Cálculos auxiliares para o cálculo de I<sub>y</sub>, pelo teorema de Steiner

Parâmetros auxiliares			
I <sub>y</sub> (mm <sup>4</sup> )	I <sub>y</sub> (m <sup>4</sup> )	d <sub>z</sub> (m)	w <sub>y</sub> (m <sup>3</sup> )
1442066054,580	0,00144	0,469	0,003

Tabela 25 – Valores determinados para a inércia e módulo da flexão segundo y

$$m = \gamma_{aço} \times (2 \times \text{Área}_{\text{Chapa}} + 2 \times \text{Área}_{\text{Tubos circulares}} + \text{Área}_{\text{Tubo retangular}}) + 2p_{\text{total}}$$

Ao cálculo da massa ainda foi adicionado duas vezes o p<sub>total</sub> distribuído nas vigas principais, apresentado na Tabela 19. Temos então, m = 733,762 Kg/m.

Por fim pode calcular-se as primeiras três frequências naturais verticais, recorrendo à expressão referida acima.

f <sub>n</sub>	n <sub>i</sub> <sup>2</sup>	L (m)	L <sup>2</sup>	E <sub>aço</sub> (GPa)	I <sub>y</sub> (m <sup>4</sup> )	EI <sub>y</sub> (N.m <sup>2</sup> )	m (kg/m)	f (Hz)
f <sub>vert.1</sub>	1	25	625	210	0,00144	302833871,462	733,762	1,615
f <sub>vert.2</sub>	4	25	625	210	0,00144	302833871,462	733,762	6,458
f <sub>vert.3</sub>	9	25	625	210	0,00144	302833871,462	733,762	14,531

Tabela 26 - Frequências naturais de flexão vertical da ponte superior



Analisando os resultados obtidos no programa de cálculo automático, observa-se que para o modo 1 (Figura 37) e para o modo 5 (Figura 39) obtém-se os valores de 1,67 Hz e 6,40 Hz, respetivamente. Como se pode verificar pela Tabela 26, os valores calculados analiticamente encontram-se muito próximos das frequências obtidas pelo programa. Desta forma podemos afirmar que as considerações analisadas no programa de cálculo foram corretas.

Modos de vibração vertical	f (modelo numérico) (Hz)	f (analítico) (Hz)
1ª Modo	1,67	1,61
2º Modo	6,40	6,46
3º Modo	14,23	14,53

Tabela 27 – Comparação das frequências de flexão vertical obtidas pelas diferentes metodologias

#### 4.4 Verificação dos Critérios de Conforto

Após a análise das frequências próprias, segundo o item 4.3.1., da presente dissertação, observa-se que, em qualquer dos modos de vibração da estrutura acoplada, nenhum dos valores ultrapassa a gama crítica de frequências, sejam, verticais, torsionais ou horizontais.

Desta forma podemos concluir que, em relação à ponte superior, estudada isoladamente, o primeiro modo de vibração, encontra-se na gama de frequências críticas, segundo as recomendações técnicas expostas na secção 3.2.

A frequência de flexão vertical é de 1,67 Hz, e está no intervalo crítico das recomendações analisadas no Hivoss, bem como das normas, nomeadamente nos Eurocódigos. As normas e as recomendações técnicas recomendam uma análise dinâmica para a verificação das classes de conforto dos utentes, através da determinação dos valores máximos das acelerações verticais da ponte.

##### 4.4.1 Análise baseada no Sétra

Considerando o pressuposto na secção 3.2, admitiu-se um tráfego pouco denso, ou seja, uma ponte de Classe III, pois a estrutura apresenta uma utilização normal, que pode ocasionalmente ser atravessado por multidões, mas nunca em toda a área do tabuleiro.

Esta suposição implica que a densidade de peões,  $d$ , seja de  $0,5 \text{ P/m}^2$ . A área do tabuleiro da ponte representada por  $S$  é de  $80 \text{ m}^2$  ( $25 \times 3,2$ ) $\text{m}^2$ .

S (m <sup>2</sup> )	d (P/m <sup>2</sup> )	f <sub>v</sub> (Hz)	N (nº de peões)	Ψ	ξ
80	0,5	1,67	40	1	0,003

Tabela 28 – Parâmetros utilizados para a verificação dos critérios de conforto

Como a ponte é de Classe III, por conseguinte, o número equivalente de peões é dado por  $N_{eq} = 10,8 \times \sqrt{\xi \times N}$ . A força correspondente à carga de um peão isolado (em Newton) da componente vertical,  $F_{p,v}$ , é de 280 N. O intervalo crítico da frequência vertical de flexão natural situa-se entre 1,70 Hz e 2,10 Hz. Desta forma efetuou-se uma análise dinâmica da ponte no domínio do tempo.

Na análise, é avaliada a resposta da estrutura devido a solicitações dinâmicas com base no estudo de vibrações forçadas amortecidas. Obtêm-se resultados de deslocamentos, velocidades e acelerações, ao longo do tempo, decorrentes da ação dinâmica.

A equação abaixo descreve o cálculo das cargas distribuídas em N/m, correspondentes à componente dinâmica da passada (ação vertical), para a determinação das acelerações máximas. O processo de aplicação da carga sobre a ponte, trata-se de um carregamento dinâmico (dependente do tempo). Desta forma começou-se por aplicar cargas nodais unitárias ao longo das vigas, consoante a direção do modo de vibração como se pode observar na Figura 41.

$$\begin{aligned}
 F(t) &= d \times F_{p,v} \times \cos(2\pi \times f_v \times t) \times 10,8 \sqrt{\frac{\xi}{N}} \times \psi = \\
 &= 0,5 \times 280 \times \cos(2\pi \times 1,67 \times t) \times 10,8 \sqrt{\frac{0,003}{40}} \times 1,0
 \end{aligned}$$

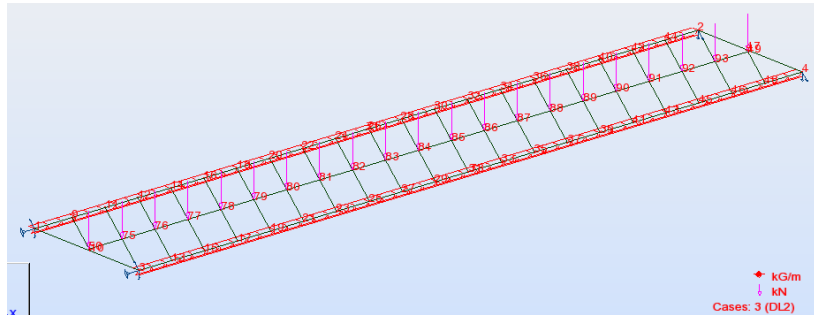


Figura 41 - Aplicação das cargas nodais para a obtenção da história no tempo

De seguida fez-se variar esta carga unitária aplicando-se uma função *time history* correspondente ao caso analisado, dada pela equação acima. Esta análise no tempo (dos 0 aos 120 segundos) foi feita a partir do nó em que o deslocamento é máximo (nó 84, a meio vão), permitindo a obtenção das acelerações.

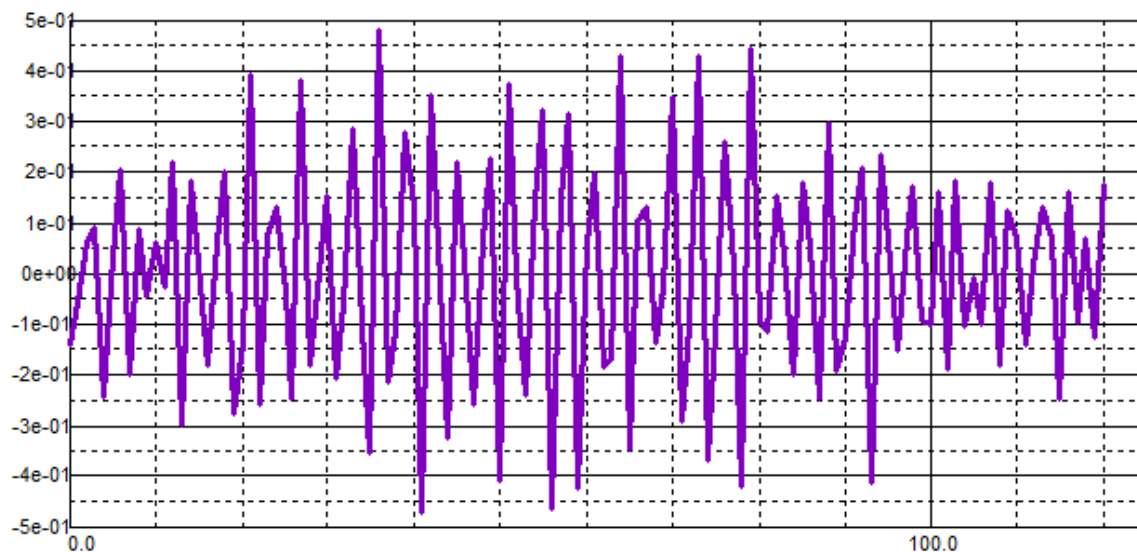


Figura 42 - Análise no tempo das acelerações (eixo das abcissas - tempo em segundos, eixo das ordenadas - aceleração em m/s<sup>2</sup>)

Após se verificar a Figura 42, nota-se que a aceleração máxima, encontra-se abaixo de 0,5 m/s<sup>2</sup> o que significa que se encontra dentro da classe de conforto máxima que varia entre 0 m/s<sup>2</sup> e 0,5 m/s<sup>2</sup>.

#### 4.4.2 Análise baseada no Hivoss Project

Através do Hivoss Project, e considerando o pressuposto na secção 3.2, considerou-se um tráfego denso, ou seja, uma ponte de Classe de tráfego TC3, pois apresenta andamento ainda não restringido e a ultrapassagem pode ser inibida intermitentemente. Esta suposição implica que a densidade de peões seja de  $0,5 \text{ P/m}^2$ . A área do tabuleiro da ponte representada por  $S$  é de  $80 \text{ m}^2$  ( $25 \times 3,2$ ).

S (m <sup>2</sup> )	d (P/m <sup>2</sup> )	f <sub>s</sub> (Hz)	N (nº peões)	Ψ	ξ
80	0,5	1,67	40	1	0,003

Tabela 29 - Parâmetros utilizados para a verificação dos critérios de conforto

Como a ponte é de classe de tráfego TC3, por conseguinte, o número equivalente de peões é dado por  $n' = \frac{10,8 \times \sqrt{\xi \times N}}{S}$ . A força correspondente à carga de um peão isolado (em Newton) da componente vertical,  $P$ , é de 280 Newton. O intervalo crítico da frequência vertical natural situa-se entre 1,25 Hz e 2,30 Hz. Considerando a frequência vertical de 1,67 Hz, deve fazer-se a análise dinâmica da ponte.

Para a análise dos carregamentos dinâmicos no domínio do tempo, é igual sendo necessário calcular a função  $P(t)$ .

$$\begin{aligned}
 P(t) &= P \times \cos(2\pi \times f_s \times t) \times n' \times \psi = \\
 &= 280 \times \cos(2\pi \times 1,67 \times t) \times \frac{10,8 \times \sqrt{0,003 \times 40}}{80}
 \end{aligned}$$

Como a função é igual à obtida no item anterior, desta forma podemos afirmar que a aceleração máxima de pico, encontra-se abaixo de  $0,5 \text{ m/s}^2$  o que significa que se tem uma classe de conforto máxima que varia entre  $0 \text{ m/s}^2$  e  $0,5 \text{ m/s}^2$ .

#### 4.4.3 Análise baseada no Eurocódigo 0 anexo A2

O Eurocódigo 0 anexo A2, propõe que para frequências verticais inferiores a 5 Hz é necessário efetuar uma análise dinâmica através da verificação da aceleração. Esta norma define o critério de conforto em termos da aceleração máxima detetada em qualquer secção do tabuleiro, nomeadamente inferior a  $0,7 \text{ m/s}^2$  para vibrações verticais. Após a análise dinâmica efetuada de acordo com o Hivoss project e o Sétra, pode dizer-se que a ponte cumpre os critérios de conforto, pois  $0,5 \text{ m/s}^2$  é inferior aos  $0,7 \text{ m/s}^2$  da norma.

#### 4.5 Conclusões

Neste capítulo apresentou-se um caso de estudo definido por duas estruturas acopladas por um elemento vertical. Da análise da ponte acoplada foi possível concluir que esta estrutura não apresenta problemas de vibração, pois as frequências não se encontraram nas gamas críticas, nem das recomendações técnicas, nem das normas, e desta forma não seria necessário realizar uma análise mais rigorosa como a dinâmica.

De acordo com o exposto neste capítulo, nota-se que através dos modos globais de vibração obtidos, as pontes acopladas diferiam dos resultados obtidos pela ponte superior considerada como isolada, devido ao facto da estrutura acoplada possuir um elemento vertical que atenua os problemas de vibração sentidos pelos peões. Em ambos os casos não foi tida em conta a resistência estrutural das guardas de proteção.

De modo a exemplificar o preconizado pelas normas e recomendações técnicas em vigor para pontes pedonais, considerou-se pertinente recorrer à ponte superior isolada. A modelação numérica desta estrutura permitiu a determinação das frequências próprias, nomeadamente de uma frequência vertical de 1,67 Hz, valor crítico de acordo com os critérios de conforto. Outra análise dinâmica desta estrutura foi efetuada para a determinação da aceleração máxima vertical. Foi determinada uma aceleração de 0,5 m/s<sup>2</sup>, valor que se enquadra dentro do indicado para a classe de conforto máxima.

## 5 ANÁLISE DE PONTES PEDONAIAS EM VIDRO

### 5.1 Introdução

Após analisar o comportamento dinâmico das pontes em aço, no capítulo anterior, neste capítulo será implementada uma solução exequível de uma estrutura mista vidro e aço. Para tal diferentes estruturas serão consideradas e validadas de acordo com as suas características dinâmicas.

### 5.2 Definição Estrutural

Neste capítulo são apresentadas cinco tipologias de pontes pedonais. Estas pontes apresentam semelhanças, tanto no tabuleiro em vidro, como nas guardas, também em vidro. As vigas principais, em aço, têm a particularidade de serem secções ocas ou, também designadas secções fechadas de paredes finas. Estas secções conferem uma elevada rigidez de torção comparadas com as secções abertas de paredes finas, tais como as secções I ou H. (Silva, 2004)

Nestas configurações toda a estrutura contribui para a resistência estrutural da ponte, ao contrário do capítulo anterior, em que não se considerou as guardas como elemento estrutural. Para as tipologias admitiu-se 25 metros de comprimento e 3,2 metros de largura, adotados pela configuração da estrutura do caso de estudo, descrito no capítulo 4. Em primeiro lugar, para definir a espessura do tabuleiro, através da norma EN1990 e da combinação para os estados limites últimos tem-se:

$$P_{Ed} = \gamma_G \times G_k + \gamma_Q \times Q_k + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \times \Psi_{0,i} \times Q_{k,i} \quad (11)$$

Pela norma EN1991 Parte 2, a carga de multidão, se relevante, deve ser representada por um modelo de carga consistindo numa carga uniformemente distribuída (que inclui amplificação dinâmica) igual a 5 kN/m<sup>2</sup>. Assume-se  $\gamma_G = 1,35$ ,  $\gamma_Q = 1,5$ .

Parâmetros	Valor	Unidades
$\sigma_{cedência\ vidro}$	45	MPa
$\gamma_{vidro}$	2500	Kg/m <sup>3</sup>
$\gamma_{vidro}$	24,525	kN/m <sup>3</sup>

Tabela 30 - Propriedades do vidro relevantes para o cálculo da espessura do tabuleiro

---

Para o cálculo da espessura do tabuleiro considerou-se um processo iterativo em função de  $h$  (espessura do tabuleiro).  $P_{Ed} = 1,35 \times 24,525 \times h + 1,5 \times 5$ . Para o cálculo do momento,  $M$ , admitiu-se o tabuleiro como uma viga simplesmente apoiada em que o  $M_{\text{máx.}}$  dá-se a meio vão e é dado pela expressão  $M_{Ed} = \frac{P \times L^2}{8}$ , sendo  $L$  a largura do tabuleiro. A tensão é dada por  $\sigma = \frac{M_{Ed}}{w}$ , onde  $w$  é o módulo de resistência à flexão e como a secção é retangular,  $w$  é dado por  $w = \frac{b \times h^2}{6}$ , sendo definido  $b=1\text{m}$ . A iteração converge quando se chegar ao mesmo valor de  $h$ . Sendo  $h = \sqrt{\frac{6 \times M_{Ed}}{b \times \sigma_{ced.vidro}}}$ .

Última iteração		
se h for	38,714	mm
↓		
P	8,782	kN/m <sup>2</sup>
M	11,241	kN.m/m
$\sigma$	45,000	MPa
↓		
h	38,714	mm

Tabela 31 - Última iteração e valor de cálculo da espessura do tabuleiro

Após se obter a espessura do tabuleiro, decidiu-se que o vidro apresentaria três *layers* de vidro temperado, duas com 20 mm cada, mais uma camada de desgaste com 15 mm, separadas por 1,52 mm das 4 camadas de PVB, perfazendo uma altura total de 58,04 mm.

A altura das guardas deve ser medida acima da superfície pavimentada adjacente e não deve ser inferior aos seguintes critérios relevantes para a ponte em questão: (The Design of Road Bridge Parapets, 2007)

- 1150 mm para pontes, com exceção à proximidade a ferrovias;
- 1400 mm para pontes com ciclovia, exceto próximas a ferrovias;
- 1800 mm para todas as pontes não veiculares em ferrovias.

Devido à localização da ponte ser num centro comercial, e se situa a uma cota de 14 metros, optou-se por uma altura de 1300 milímetros para a altura da guarda. Optou-se também, por considerar a espessura da guarda igual à do tabuleiro, mas sem a camada de desgaste.

Secção	b (mm)	h (mm)
Guardas	41,52	1300
Tabuleiro	3200	58,04

Tabela 32 - Dimensões das guardas e do tabuleiro adotados no dimensionamento

Posto isto, terão de se verificar as dimensões das vigas principais, e seguidamente, procede-se à definição das cargas verticais transmitidas às vigas, pelo tabuleiro e pelas guardas de proteção. O procedimento é semelhante ao exposto anteriormente, para o cálculo da espessura do tabuleiro, utilizando a combinação fundamental dos estados limites últimos.

$$P_{\text{próprio da guarda}} = 1,35 \times \gamma_{\text{vidro}} \times \text{Área}_{\text{Guarda}}$$

A particularidade deste caso, é que metade da carga vertical transmitida pelo tabuleiro vai para cada viga. Sendo b, a largura do tabuleiro, igual a 3,2 metros. P, é o peso próprio do tabuleiro mais a sobrecarga do mesmo,  $Q_{k,i} = 5 \text{ kN/m}^2$ . A densidade do vidro,  $\gamma$ , é dada em  $\text{kN/m}^3$  e a área do tabuleiro em  $\text{m}^2$ .

$$P = \frac{(1,35 \times \gamma_{\text{vidro}} \times \text{Área}_{\text{Tabuleiro}} + 1,5 \times Q_{k,i} \times b)}{2}$$

	Área ( $\text{m}^2$ )	$\gamma_{\text{vidro}}$ ( $\text{kN/m}^3$ )	$P_p$ ( $\text{kN/m}$ )
Guardas	0,054	24,525	1,787
Tabuleiro	0,186	24,525	15,075

Tabela 33 - Peso Próprio dos elementos estruturais

Por fim procede-se ao cálculo do módulo de flexão para obter em tabelas de dimensionamento uma secção equivalente. O esforço transversal e o momento são calculados admitindo o tubo simplesmente apoiado ao longo dos 25 metros de comprimento. Adotou-se para o aço a classe de resistência S355.  $w = \frac{M_{Ed}}{\sigma_{\text{cedência aço}}}$ .

$P_{\text{Total}}$ ( $\text{kN/m}$ )	V ( $\text{kN/m}$ )	M( $\text{kN.m/m}$ )	$\sigma_{\text{cedência}}$ (kPa)	w ( $\text{m}^3$ )	w ( $\text{cm}^3$ )
16,862	210,771	1317,319	355000	0,004	3710,759

Tabela 34 – Cálculo do módulo de flexão das vigas longitudinais da ponte



Devido à presença de dois materiais distintos, terá de se transformar um dos materiais, para se ter um único material através do coeficiente de homogeneização  $\alpha$ . Desta forma, optou-se por transformar o aço em vidro.  $\alpha = \frac{E_{aço}}{E_{vidro}}$ .

$E_{aço}$ (GPa)	$E_{vidro}$ (GPa)	$\alpha$
210	70	3

Tabela 35 - Módulos de Elasticidade dos materiais e o coeficiente de homogeneização  $\alpha$

Como  $\alpha = 3$ , a secção em aço passa a ter uma secção equivalente em vidro multiplicando as dimensões, paralelas ao eixo neutro da flexão principal, por 3.

Posto isto, para a tipologia I, da ponte pedonal, através da EN 10210-2 (2006), optou-se por um tubo quadrangular, laminado a quente, SHS 400x400x20 que apresenta um módulo de flexão plástico de 4247 cm<sup>3</sup>, que pode ser considerado na totalidade, pois a secção é de classe 1, como indicado na Tabela 36.

Classificação do Banzo			
Largura do Banzo	c	360	mm
Espessura do Banzo	t	20	mm
Classe do Banzo	c/t	18,00	-
$(235/355)^{1/2}$	$\epsilon$	0,8136	-
Classe 1 se c/t <	$72*\epsilon$	58,580	Classe 1

Tabela 36 - Verificação da Classe da Secção

## 5.3 Modelação numérica

### 5.3.1 Definição do Layout

- Geometria

A geometria da estrutura base, revela-se simples, com duas vigas retangulares tubulares em aço a suportar o tabuleiro e as guardas (tipologia I). A área do tabuleiro contempla 25 metros de comprimento e 3,2 metros de largura, adotados pela configuração da estrutura do caso de estudo, descrito no capítulo 4.

A ligação do tabuleiro em vidro às guardas é feita através de adesivos que proporciona uma maior resistência à flexão e aumenta a estabilidade lateral. Através de Firmo et al.

(2015) estudos anteriores mostraram algumas formas possíveis de realizar a união: através de uma conexão direta ("butt splice bonding"), criando um canal nos banzos ("Chanel bonding in the groove"), ou usando perfis de aço ("Ligação com perfis de U ou L"). No programa de cálculo esta ligação foi simplificada executando-se o tabuleiro e as guardas em conjunto formando uma geometria em "U", Figura 43.

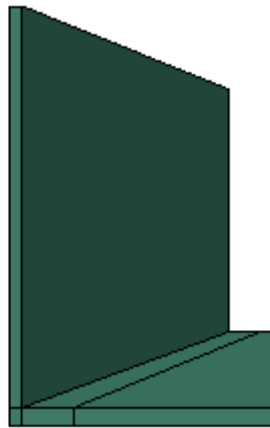


Figura 43 – Ligação “butt splice bonding” entre tabuleiro e as guardas

É importante referir que, em seguida, as terminologias do programa de cálculo são usadas neste documento, para uma indicação mais detalhada dos pormenores da modelação.

A ligação entre os tubos e o tabuleiro/guarda, foram feitas a partir do modo “*Interaction*” em “*Constraints*” e estes foram admitidos com uma ligação “*tie*”, que tem a particularidade de admitir que os elementos têm deformações iguais nos pontos em que se criam os contactos (“*Constraints*”). Considerou-se “*master*” o tubo, e “*slave*” o tabuleiro/guardas.

- Apoios

Relativamente aos apoios, através do programa de cálculo, criou-se um apoio em “*Constraint*”, “*MPC-Constraint*” escolhendo o tipo de contacto “*Link*”. Esta premissa faz com que todos os pontos da secção transversal do tubo estejam ligados a um só ponto (neste caso, o ponto central do tubo) fazendo com que todos os deslocamentos e deformações nesse ponto sejam os mesmos em todos os pontos da secção transversal (Figura 44).

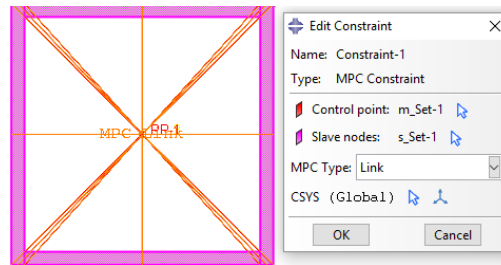


Figura 44 – Tipo de contacto no apoio

Posto isto, adotaram-se como condições de apoio nos tubos, duplo numa extremidade e simples na outra extremidade em todas as tipologias.

### 5.3.2 Escolha do elemento finito e definição da malha

A análise no programa *Abaqus* foi feita em “*solid 3D deformable*”, e foram modelados os diversos elementos estruturais com base numa discretização, compatível para os diversos elementos, em elementos finitos. Na estrutura base em que se desenvolvem as cinco tipologias, as guardas e o tabuleiro foram discretizados por elementos retangulares com 0,125 metros. O corrimão seguiu a mesma discretização de 0,125 metros, na tipologia II e III. Na secção transversal do tubo a discretização foi traduzida em elementos de 0,020 metros. O tubo acompanhou a mesma discretização ao longo dos 25 metros em todas as tipologias, ver Figura 45.

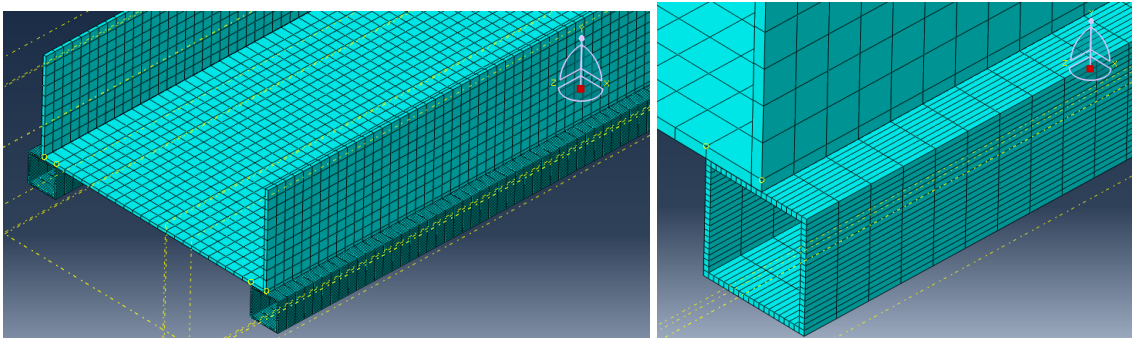


Figura 45 – Malha de elementos finitos definida nas tipologias

### 5.3.3 Definição das propriedades do material

Os materiais utilizados para os tubos, guardas, tabuleiro, corrimões e para os cutelos encontram-se na Tabela 37:

Propriedades	Aço	Vidro	Aço Inox	Unidades
$\gamma$	7850	2500	8030	Kg/m <sup>3</sup>
E	210×10 <sup>9</sup>	70 ×10 <sup>9</sup>	193×10 <sup>9</sup>	N/m <sup>2</sup>
$\nu$	0,30	0,22	0,31	-
$\sigma_{ced.}$	355×10 <sup>6</sup>	120×10 <sup>6</sup>	207×10 <sup>6</sup>	N/m <sup>2</sup>

Tabela 37 – Propriedades dos materiais utilizados no programa de cálculo

### 5.3.4 Tipo de análise

Como explícito na secção 4.3.1., as frequências próprias e os respetivos modos de vibração associados são as características fundamentais de uma estrutura, as quais dependem unicamente da massa e da rigidez da mesma. A formulação modal de uma estrutura desenvolve-se a partir do caso teórico de estruturas sem amortecimento e sem forças externas aplicadas, a partir do qual se determinam os seus valores e vetores próprios, os quais correspondem respetivamente às suas frequências próprias e modos de vibração da estrutura. Os cálculos foram efetuados através de uma análise linear de frequências próprias para a determinação das mesmas e dos modos de vibração da estrutura.

### 5.3.5 Análise de resultados com vista à Otimização do sistema estrutural

Esta estrutura, também designada por tipologia I, após uma análise, concluiu-se que necessitava de melhoramentos, pois verificaram-se diversos problemas de instabilidade locais, tanto nas guardas como no tabuleiro. A otimização da estrutura foi feita em iterações. Em cada análise foi feita uma avaliação do comportamento da estrutura e a versão seguinte procurava corrigir os aspetos que não cumprissem os requisitos.

Com vista a otimizar esta solução procedeu-se ao dimensionamento de diversos esquemas estruturais para combater as instabilidades locais. Estas instabilidades como se pode exemplificar na Figura 46 verificam-se nas guardas e no tabuleiro.

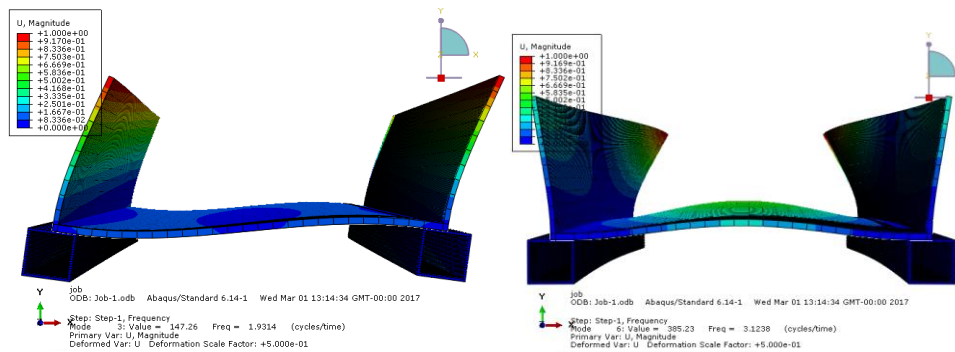


Figura 46 - Alguns exemplos de instabilidade local nos primeiros modos de vibração

As características da tipologia I, estão na secção 5.2, definição estrutural. Para as frequências mais “avançadas” são alcançados os modos de vibração de toda a estrutura, conforme representados na Figura 47. Este comportamento deve-se à rigidez da configuração em U (guardas e tabuleiro) e das vigas principais longitudinais.

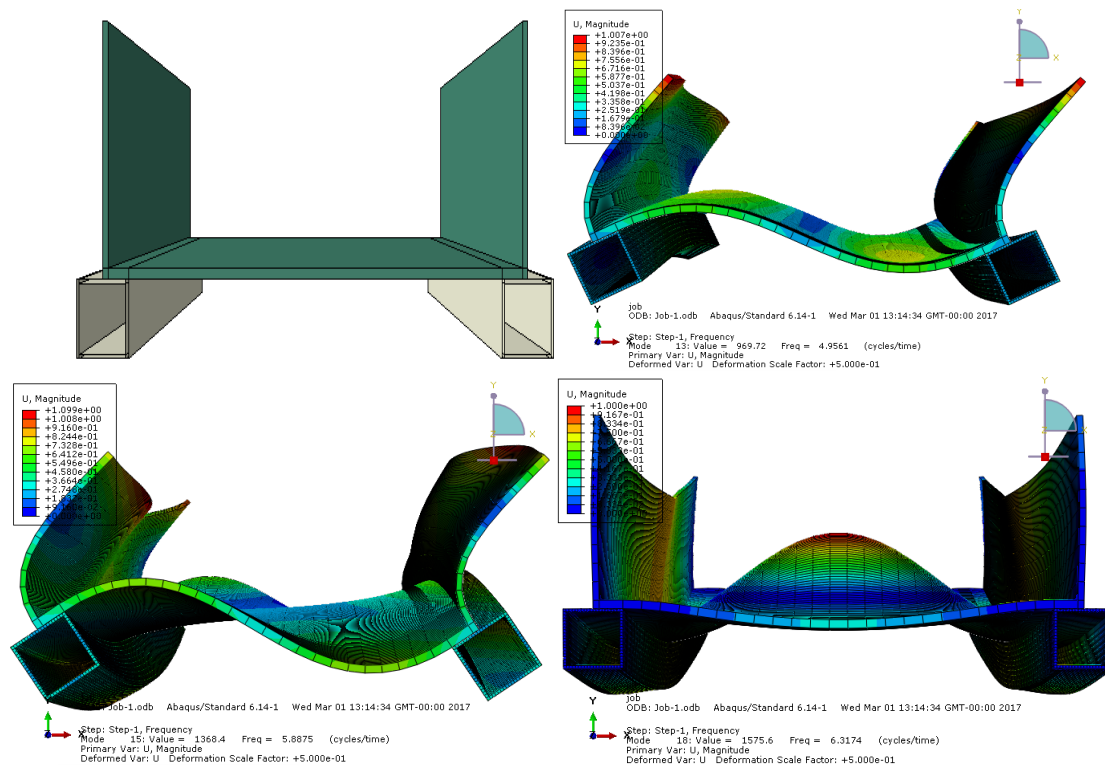


Figura 47 - Secção transversal da tipologia I e os 3 modos de vibração globais

## 5.4 Otimização do sistema estrutural

### 5.4.1 Introdução

Conforme foi apresentado na secção anterior, devido à grande resistência à flexão e à torção dos elementos tubulares, e da secção em U, do conjunto tabuleiro/guardas, que confere um aumento significativo da rigidez da estrutura. As frequências que envolvem o funcionamento global da estrutura são muito elevadas. Devido à esbelteza das guardas e do tabuleiro, surgem os primeiros modos de vibração da estrutura verificando-se instabilidades locais em ambos os elementos. Desta forma, são consideradas algumas tipologias de modo a eliminar estas instabilidades locais.

### 5.4.2 Caso de estudo II

Na tipologia II introduziram-se corrimões quadrados, em relação à tipologia I, (100mm x 100mm), livres nas extremidades, em aço inox, embutidos nas guardas. Esta alteração não alterou significativamente o comportamento observado na tipologia I, ver Figura 48.

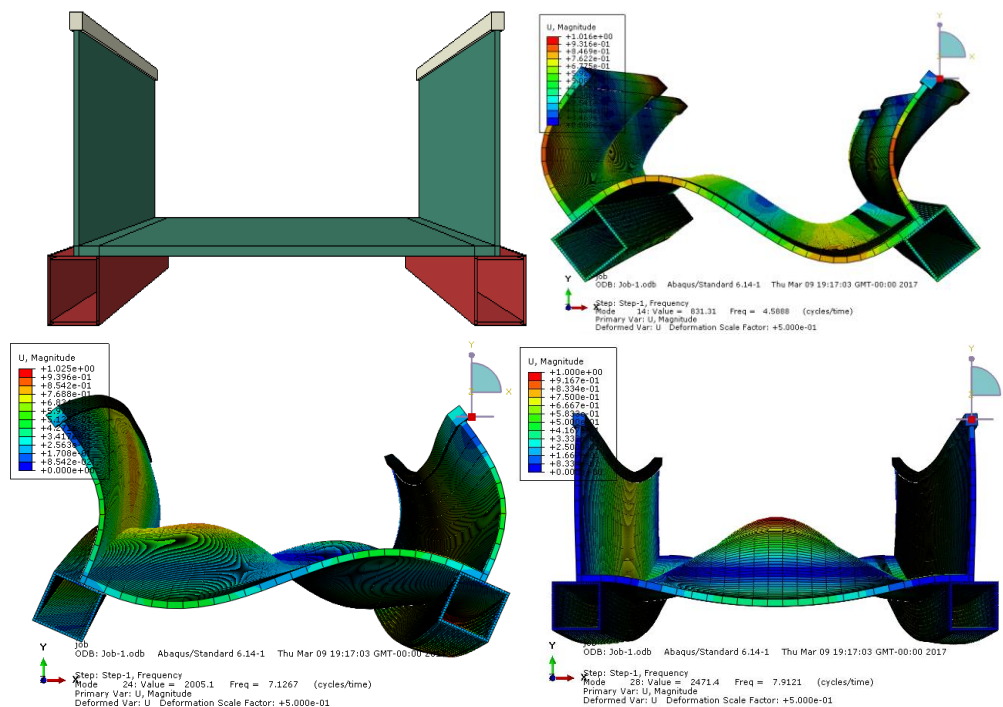


Figura 48 - Secção transversal da tipologia II e 3 modos de vibração globais

Foi também analisada a deformação, de acordo com a combinação rara, que ocorre em cada tipologia para observar o funcionamento da estrutura ou dos seus elementos

estruturais em condições normais de utilização, de acordo com os pressupostos nos SLS. O modelo de carga 4 (carga de multidão), correspondente a  $q_{fk} = 5 \text{ kN/m}^2$ , pode ser especificado para cobrir os efeitos estáticos de uma multidão contínua e densa, onde esse risco existe. Quando a aplicação do modelo de carga 4, não é necessário para pontes pedonais, o valor recomendado é proposto no Eurocódigo 1, Parte 2, pela equação abaixo, dependendo do comprimento do tabuleiro ( $L=25\text{m}$ ) e  $q_{fk} = 4,2 \text{ kN/m}^2$ .

$$q_{fk} = 2,0 + \frac{120}{L + 30} \text{ kN/m}^2 \text{ em que, } q_{fk} \geq 2,5 \text{ kN/m}^2; q_{fk} \leq 5 \text{ kN/m}^2$$

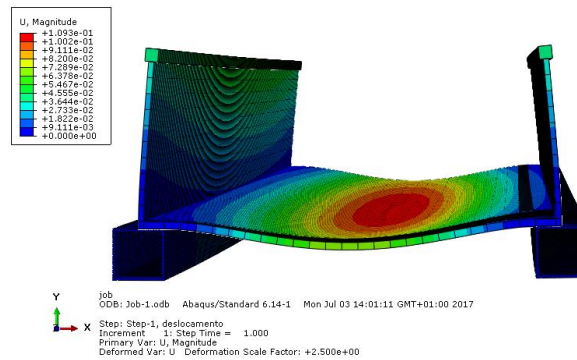


Figura 49 – Deslocamentos da tipologia II, em metros

Como se pode verificar na Figura 49, a maior deformação dá-se no centro do tabuleiro, o que é normal já que se considerou o tabuleiro como simplesmente apoiado e a carga a atuar uniformemente distribuída. O deslocamento máximo vertical é de 10,93 centímetros (cm). O deslocamento máximo admitido é de  $\frac{L}{200} = \frac{25}{200} = 12,5 \text{ cm}$ , logo a deformação obtida é admissível.

### 5.4.3 Caso de estudo III

A geometria da tipologia III é exatamente igual à tipologia II, apenas altera o facto dos corrimões se encontrarem encastrados nas extremidades. Esta fixação dos corrimões permitiu impedir algumas instabilidades locais nas guardas, já que na tipologia II, a alteração não foi significativa na evolução das instabilidades da tipologia I, ver Figura 50.



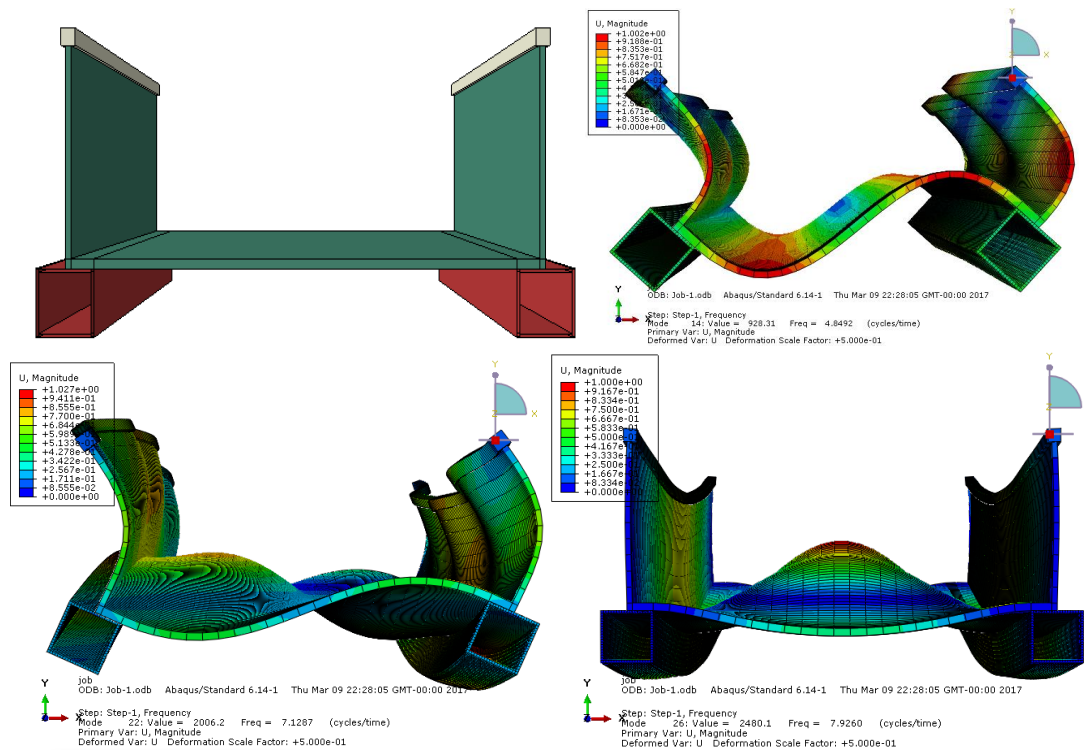


Figura 50 - Secção transversal da tipologia III e 3 modos de vibração globais

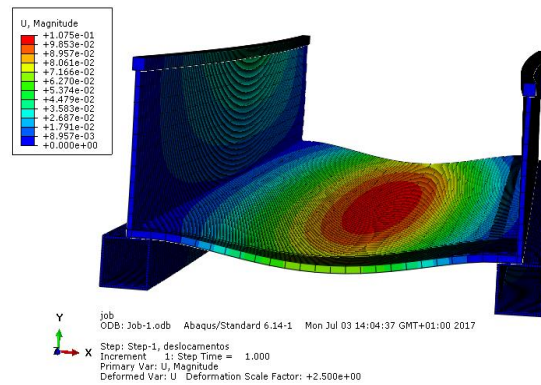


Figura 51 – Deslocamentos da tipologia III, em metros

O deslocamento máximo vertical é de 10,75 centímetros (cm), inferior aos 12,5 cm admitidos.



#### 5.4.4 Caso de estudo IV

À estrutura de base, tipologia I, foram adicionados 4 cutelos triangulares, em aço inox, 2 nas extremidades e 2 centrais espaçados entre si de 8,30 metros. Estes elementos apresentam 20 mm de espessura, e secção transversal triangular com 150 mm de largura e 1300 mm de altura (a mesma da guarda). Estes contraventamentos foram materializados por cutelos que foram conseguidos através da opção “*create solid extrude*” no modo “*Part*” que faz com que se consiga unir as secções dos cutelos às guardas, eliminando as instabilidades locais laterais nas guardas. Surge o funcionamento do conjunto de estrutura (guardas e tabuleiro) em que se distingue uma menor rigidez no tabuleiro. O primeiro modo de vibração lateral surge com 2,43 Hz, ver Figura 52, e observa-se o ressurgimento de mais modos globais e a eliminação de modos locais.

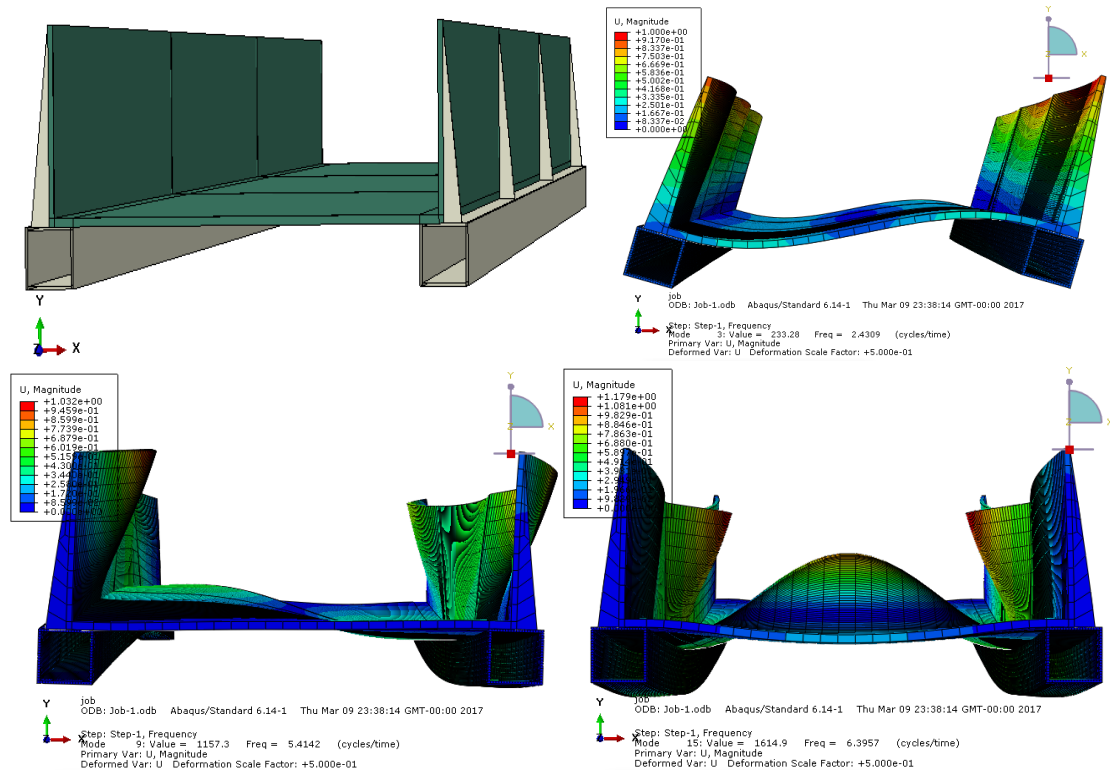


Figura 52 - Secção transversal da tipologia IV e 3 modos de vibração globais

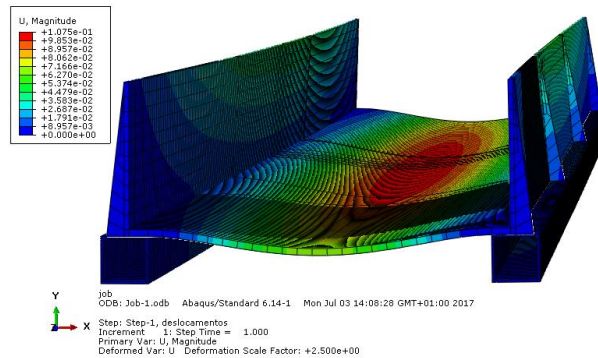
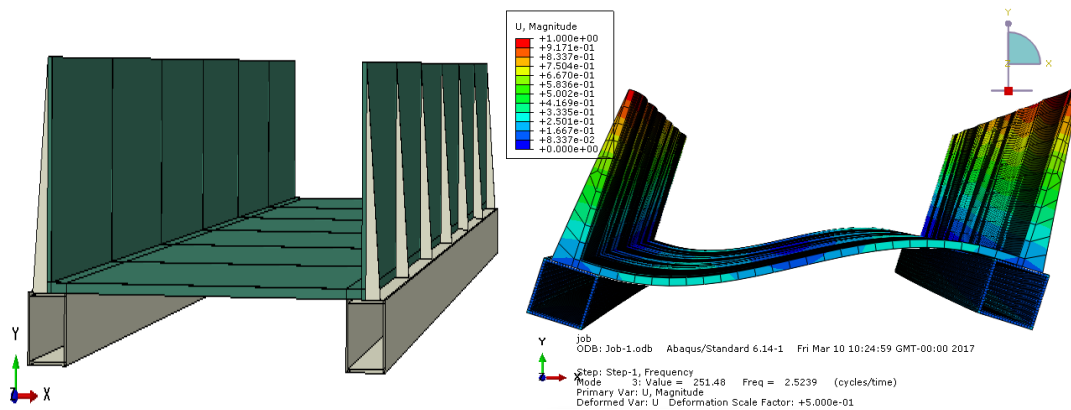


Figura 53 - Deslocamentos da tipologia IV, em metros

O deslocamento máximo vertical é de 10,75 centímetros (cm), inferior aos 12,5 cm admitidos.

#### 5.4.5 Caso de estudo V

À tipologia IV foram introduzidos 3 cutelos centrais espaçados de 4,14 metros também com 20 mm de espessura e mesma secção transversal. A adição de mais alguns cutelos fizeram com que o conjunto da estrutura funcionasse com os modos globais mais baixos. Em relação à tipologia IV o modo de vibração vertical desceu de 6,40 Hz para 5,92 Hz, por outro lado o primeiro modo de vibração lateral subiu de 2,43 Hz para 2,52 Hz, ver Figura 54.



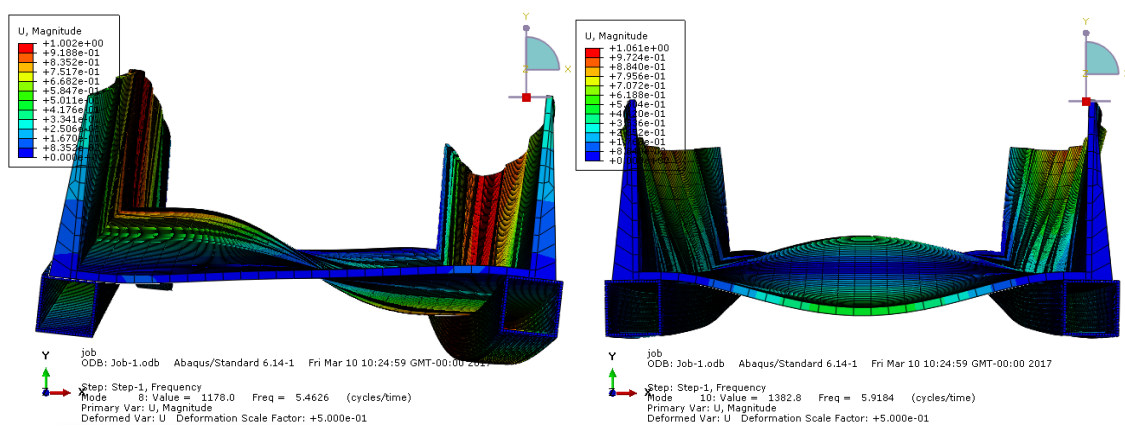


Figura 54 - Secção transversal da tipologia V e 3 modos de vibração globais

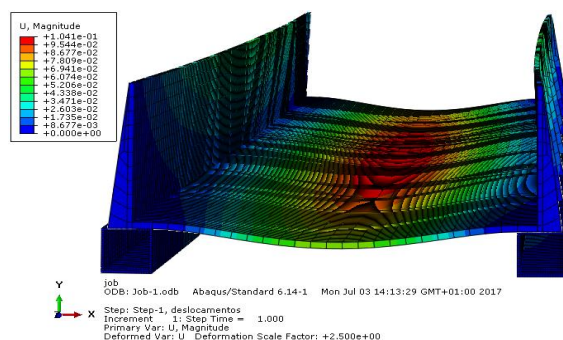


Figura 55 - Deslocamentos da tipologia V, em metros

O deslocamento máximo vertical é de 10,41 centímetros (cm), inferior aos 12,5 cm admitidos. Os valores documentados, serão descritos na secção 5.5 onde se realiza uma análise comparativa das soluções.

### 5.5 Análise Comparativa de soluções

Na análise comparativa são relatadas as sucessivas alterações que se realizam de tipologia para tipologia face aos problemas que cada uma delas foi apresentando. Após a determinação da tipologia I, e após a análise das frequências que resultaram em modos locais, tanto nas guardas, como no tabuleiro, devido à elevada esbelteza dos elementos. De iteração em iteração, é demonstrado que após a introdução de corrimões, nas tipologias II e III, e da introdução dos cutelos nas guardas, nas tipologias IV e V, os modos locais foram sendo diminuídos e foi conseguido aproximá-los aos modos globais nos primeiros modos de vibração, ver Tabela 38 e Tabela 39. Nestas tabelas, todas as

descrições em que se enquadrem “guardas” ou “tabuleiro e guardas” correspondem a modos locais de vibração.

Tipologia I			Tipologia II			Tipologia III		
Modo	Frequência [Hz]	Descrição	Modo	Frequência [Hz]	Descrição	Modo	Frequência [Hz]	Descrição
3	1,9314	Guardas	3	1,1146	Guardas	3	1,6238	Guardas
4	2,2200	Guardas	4	1,1801	Guardas	4	1,6444	Guardas
5	3,0695	Guardas	5	1,7142	Guardas	5	2,5865	Guardas
6	3,1238	Tabuleiro e Guardas	6	1,7847	Guardas	6	2,6054	Guardas
7	3,2023	Guardas	7	2,6382	Guardas	7	3,1412	Tabuleiro
8	3,7526	Tabuleiro e Guardas	8	2,6440	Guardas	8	3,5875	Guardas
9	4,1872	Tabuleiro e Guardas	9	3,1395	Tabuleiro	9	3,6004	Guardas
13	4,9561	Global Torção	14	4,5888	Global Torção	14	4,8492	Global Torção
15	5,8875	Global Torção	24	7,1267	Global Torção	22	7,1287	Global Torção
18	6,3174	Global Vertical	28	7,9121	Global Vertical	26	7,9260	Global Vertical

Tabela 38 – Comparação dos modos e frequências de vibração das tipologias I, II, III

Tipologia I			Tipologia IV			Tipologia V		
Modo	Frequência [Hz]	Descrição	Modo	Frequência [Hz]	Descrição	Modo	Frequência [Hz]	Descrição
3	1,9314	Guardas	3	2,4309	Global Lateral	3	2,5239	Global Lateral
4	2,2200	Guardas	4	2,9362	Tabuleiro	4	2,9943	Tabuleiro e Guardas
5	3,0695	Guardas	5	3,6842	Tabuleiro	5	3,7332	Tabuleiro
6	3,1238	Tabuleiro e Guardas	6	4,2289	Tabuleiro	6	4,2669	Tabuleiro
7	3,2023	Guardas	7	4,9340	Tabuleiro e Guardas	7	4,9780	Tabuleiro
8	3,7526	Tabuleiro e Guardas	8	4,9625	Tabuleiro e Guardas	8	5,4626	Global Torção
9	4,1872	Tabuleiro e Guardas	9	5,4142	Global Torção	9	5,7518	Tabuleiro e Guardas
10	4,5773	Guardas	10	5,5503	Guardas	10	5,9184	Global Vertical
13	4,9561	Global Torção	15	6,3957	Global Vertical	11	6,6827	Tabuleiro
15	5,8875	Global Torção	16	6,6910	Tabuleiro	12	6,8066	Tabuleiro e Guardas
18	6,3174	Global Vertical	18	8,5526	Global Lateral	13	6,9620	Guardas

Tabela 39 - Comparação dos modos e frequências de vibração das tipologias I, IV, V

Nas tipologias II e III, devido ao aumento da massa, com a introdução dos corrimões, e da esbelteza do elemento, os primeiros modos de vibração são praticamente devidos a modos locais de vibração das guardas. Nota-se que para a tipologia III, como se aumentou a rigidez, com as ligações dos corrimões encastradas, os valores dos modos de vibração aumentaram em relação à tipologia II.

Nas tipologias IV e V, pelo facto de se ter adicionado contraventamentos nas guardas, diminuíram consideravelmente os modos locais nas guardas, embora se mantivessem os modos locais no tabuleiro. É também relevante salientar que estas tipologias já apresentam modos de vibração globais nos primeiros modos de vibração.

Conforme se pode observar, em qualquer das tipologias nenhum modo global ultrapassou as frequências críticas de vibração, tanto laterais, como verticais, ou de torção, apresentadas tanto nas normas como nas recomendações técnicas e desta forma não é necessário efetuar uma análise dinâmica.

## **5.6 Solução otimizada**

Das várias análises realizadas é possível concluir que para as diferentes tipologias, os modos locais de vibração nas guardas são sempre preponderantes, devido ao facto de a estrutura da ponte ser muito rígida. Esta rigidez é consequência da configuração da secção transversal, da rigidez das longarinas tubulares e da rigidez atribuída a todas as ligações estruturais. Conclui-se que a distribuição global de rigidez da ponte, está desproporcionada, com uma estrutura base muito rígida e as guardas muito flexíveis. Esta situação conduz a modos locais ativados muito precocemente em relação aos globais. Para contornar este desequilíbrio, procura-se uma solução com a distribuição de rigidez mais uniforme.

Para uma melhor distribuição da rigidez, diminuiu-se apenas a secção das longarinas tubulares (na tipologia V), que também verifica os deslocamentos máximos nessa configuração. Desta forma foi proposta uma solução, que passa pela diminuição dos elementos tubulares diminuindo a rigidez global da estrutura. Mantiveram-se as restantes dimensões da configuração da tipologia V. Os tubos quadrados de 400x400x20 foram substituídos por tubos quadrados de 300x300x16,0.

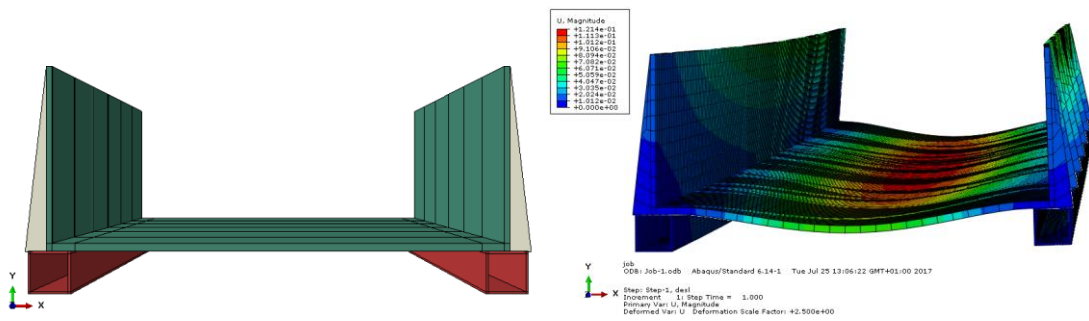


Figura 56 - Configuração da solução otimizada e deslocamentos da estrutura

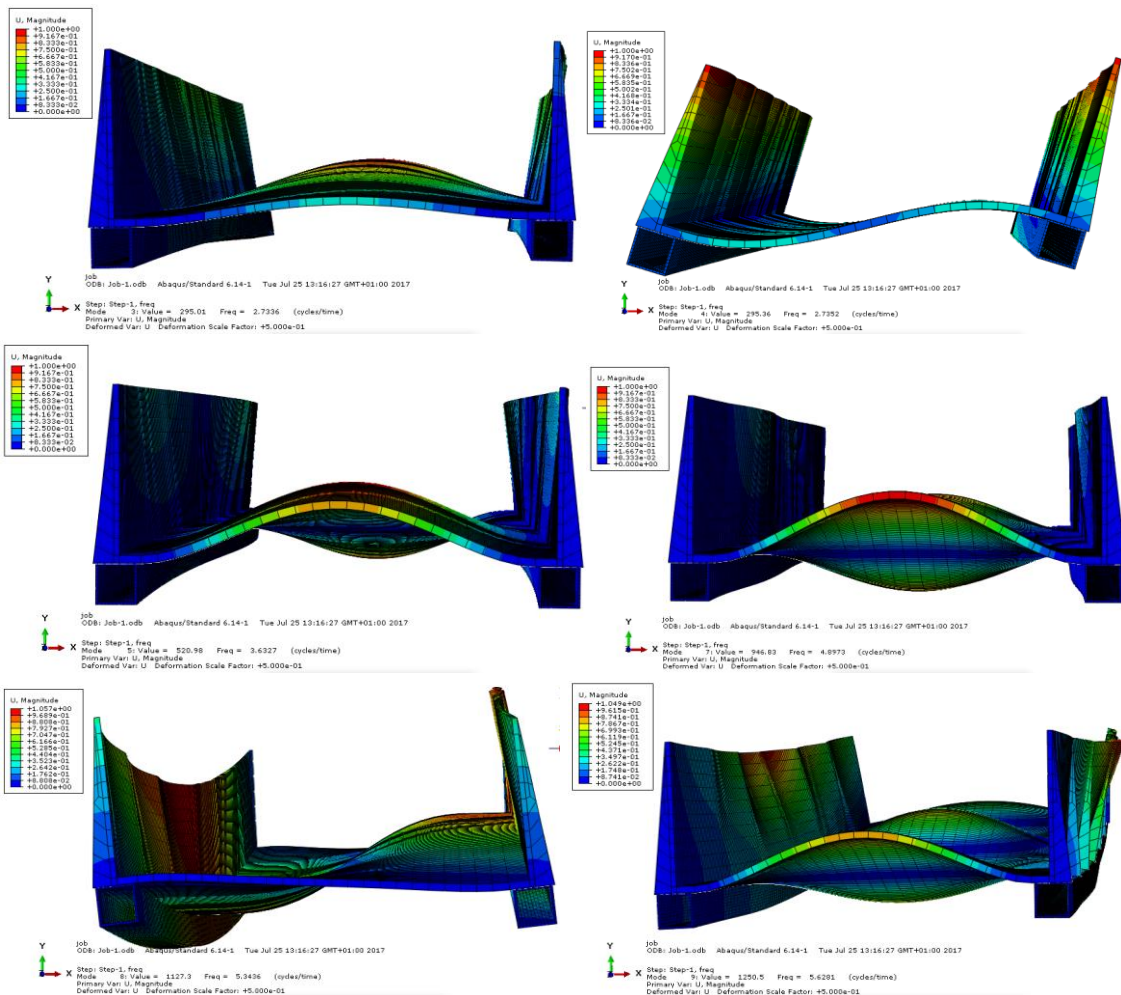


Figura 57 – Os 6 primeiros modos de vibração da estrutura otimizada

Solução otimizada		
Modo	Frequência [Hz]	Descrição
3	2,7336	Global Vertical
4	2,7352	Global Lateral
5	3,6327	Global Vertical
6	4,1769	Global Vertical
7	5,3426	Global Torção
8	5,6281	Global Vertical

Tabela 40- Modos, frequências e descrição das vibrações da estrutura

Como se pode verificar pelas Figura 56 e Figura 57 e a Tabela 40, esta distribuição de rigidez na estrutura melhorou em todos os aspetos o funcionamento da estrutura de tal maneira que se conseguiu aproximar os modos globais de vibração nos primeiros modos, eliminando os modos locais de vibração, conseguindo colmatar o deslocamento máximo vertical com 12,14 centímetros (cm), inferior aos 12,50 cm admitidos. Quaisquer das vibrações não se encontram na gama crítica de frequências das recomendações técnicas.

## 5.7 Conclusões

De acordo com o exposto neste capítulo, nota-se que todas as tipologias apresentaram problemas de vibração locais que foram resolvidos através das iterações das tipologias que se foram seguindo. Em contrapartida com o capítulo 4 em que não foram tidas em conta as guardas como elementos resistentes, no capítulo 5 foram consideradas e concluiu-se que através da sua esbelteza foram encontradas diversas instabilidades locais nas guardas, como também no tabuleiro, já que estes não se apoiavam em vigas secundárias, que poderiam também conferir uma maior resistência ao tabuleiro e acabar também com as instabilidades locais no tabuleiro.

Das várias análises realizadas conclui-se que para as diferentes tipologias os modos locais de vibração nas guardas são sempre preponderantes. Isto deve-se ao facto de a estrutura da ponte ser muito rígida, quer devido à configuração da secção transversal, quer devido à rigidez das longarinas tubulares, quer também devido à rigidez atribuída a todas as ligações estruturais. Conclui-se que a distribuição global de rigidez da ponte, está desproporcionada, com uma estrutura base muito rígida e as guardas muito flexíveis. Esta situação conduz a modos locais ativados muito precocemente em relação aos globais. A solução otimizada conseguiu colmatar todas as necessidades da estrutura, combatendo os modos locais de vibração que predominavam nos primeiros modos, dando lugar aos modos globais de vibração nos primeiros modos.



## 6 Conclusões e trabalhos futuros

### 6.1 Introdução

A elevada esbelteza e leveza associadas às pontes pedonais construídas nos últimos anos faz com que as vibrações excessivas sejam uma problemática inerente a este tipo de estruturas. Embora não comprometam a segurança estrutural, podem causar desconforto às pessoas que as atravessam. Torna-se então essencial prevenir este tipo de fenómeno com as devidas recomendações técnicas, nomeadamente o Sétra e o Hivoss Project. Estas recomendações têm vindo a ganhar relevância pela sua simplicidade e facilidade de aplicação, sendo que permite, ao mesmo tempo, ter em conta os fenómenos de sincronização entre peões e o peão com a estrutura.

### 6.2 Comparação das estruturas e conclusões

Em relação à estrutura do capítulo 4 e às tipologias das estruturas do capítulo 5, pode afirmar-se que, apesar de ambas se caracterizarem por tubos que conferem grande resistência à flexão e à torção, diferem em termos de resultados. Enquanto a estrutura do capítulo 4 apresenta reduzidas frequências na direção vertical, necessitando de uma análise dinâmica, as tipologias do capítulo 5, a configuração da estrutura é definida de tal modo que os valores das frequências obtidas, não se encontram na gama de frequências críticas de vibração.

De acordo com o exposto no capítulo 4, nota-se que através dos modos globais de vibração obtidos, as pontes acopladas diferiam dos resultados obtidos pela ponte superior considerada como isolada, devido ao facto da estrutura acoplada possuir um elemento vertical que atenua os problemas de vibração sentidos pelos peões. Na modelação numérica da ponte pedonal superior aquando a determinação das frequências próprias, foi atingido o valor de frequência vertical de 1,67 Hz, valor crítico de acordo com os critérios de conforto. Devido a esta frequência crítica foi efetuado a análise dinâmica desta estrutura para a determinação da aceleração máxima vertical. Foi determinada uma aceleração de  $0,5 \text{ m/s}^2$ , valor que se enquadra dentro do indicado para a classe de conforto máxima.



Por outro lado, nas tipologias do capítulo 5 surgem vibrações locais, devido à elevada esbelteza do tabuleiro e principalmente das guardas. Concluiu-se que a distribuição global de rigidez da ponte, está desproporcionada, com uma estrutura base muito rígida e as guardas muito flexíveis. Esta situação conduz a modos locais ativados muito precocemente em relação aos globais. Para combater este comportamento melhorou-se através de diversas iterações, a distribuição de rigidez global da estrutura que faz com que os modos globais verticais, de torção e horizontais se aproximem dos modos locais.

### **6.3 Trabalhos Futuros**

Com o desenvolvimento do respetivo trabalho após os resultados obtidos seria futuramente de interesse explorar o desenvolvimento de uma ponte pedonal com vigas em vidro estruturadas em grelha, muito semelhante à estrutura do capítulo 4, e verificar, recorrendo às recomendações técnicas e normas regulamentares, o dimensionamento aos estados limites de serviço e a exequibilidade em relação às vibrações sendo cumpridos os critérios de conforto tanto em frequências como em acelerações. Seria também conveniente estudar uma solução com aplicação de pré-esforço nas guardas, que daria uma maior rigidez, e as instabilidades devido à esbelteza das guardas poderiam ser eliminadas definitivamente. Seria também de interesse o estudo e a adoção de amortecedores de massa sintonizada em estruturas de vidro caso a estrutura apresente problemas de vibração.

## 7 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Bachmann, H. and W. Ammann, (1987), Vibrations in Structures Induced by Man and Machines. IABSE Structural Engineering Documents, 1987. No. 3e.

Butz, C. et al., (2007) Advanced load models for synchronous pedestrian excitation and optimised design guidelines for steel footbridges (SYNPEX), Project RFS-CR-03019, Final Report. RFCS.

Centre for European Policy Studies (2014), For a study on composition and drivers of energy prices and costs in energy intensive industries: the case of the flat glass industry, final report. Brussels

Charles, P. and V. Bui, (2005), Transversal dynamic actions of pedestrians. Synchronization, in Footbridge 2005 – 2<sup>nd</sup> international conference. 2005: Venice

Design of lightweight footbridges for human induced vibrations (2009) – JRC Scientific and Technical Reports, European Communities.

EN 10210-2: (2006). Hot finished structural hollow sections of non-alloy and fine grain steels - Part 2: Technical delivery conditions. European Committee for Standardization (CEN).

EN 1991-2, (2002) Eurocode 1– Actions on structures, Part 2: Traffic loads on bridges. European Committee for Standardization.

European Union (2014), Guidance for European Structural Design of Glass Components: Support to the implementation, harmonization and further development of the Eurocodes, JRC Scientific and Policy Reports

Firno, F., Jordão, S., Neves, L.C., Ferreira, C. and Gonçalves, A.: Structural behaviour of simple and pre-stressed hybrid steel-glass beams. RehabStructures 2015, International Conference on Recent Advances in Rehabilitation and Sustainability of Structures, Azores, 2015.

GLS-BREF, (2013), European Commission, Joint Research Centre, Best Available Techniques (BAT) Reference Document for the Manufacture of Glass, Industrial Emissions Directive 2010/75/EU.

Griffin, M.J., (1996), Handbook of human vibration. London: Academic Press  
Hivoss, Design of footbridges – Guideline (2008); Available from: <http://www.stb.rwth-aachen.de/projekte/2007/HIVOSS/download.php>.

Kennedy R. (1997), The history and future of the flat glass industry. Tennessee, USA, pp.13-15

Lawn, B. (1993). Fracture of Brittle Solids. ISBN 0 521 40972 1, Cambridge

Louter, P. C. (2011). Fragile yet Ductile Structural Aspects of Reinforced Glass Beams. Tese de Doutorado, Technische Universiteit Delft, Delft.

Haldimann, A. L. (2008). Structural Use of Glass. IABSE-AIPCIVBH, Zuriq, Switzerland. ISBN: 978-3-85748-119-2.

Nijse, (2003) Nijse R, Glass in structures: elements, concepts, designs, Basel: Birkhäuser, 2003, ISBN: 3-7643-6439-4.

NP EN 1990. (2009). “Eurocódigo 0 – Bases para o projeto de estruturas”. Instituto Português da Qualidade.

NP EN 1991-1-1. (2009). “Eurocódigo 1 – Ações em estruturas – Parte 1-1: Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios”. Instituto Português da Qualidade.

O'Regan, C. (2014). "Structural use of glass in buildings (Second edition). London ISBN 978-1-906335-25-0.

Overend, M. (2010). "Recent developments in design methods for glass structures". Vol 88

Pilkington, (2009), Pilkington and the Flat Glass Industry 2009. NSG Group.

Ronchetti C., M. L. (2013). "Stress-corrosion failure mechanisms in soda-lime silica glass". *Engineering Failure Analysis Journal*; Vol 35; pp 427-438; DOI 10.1016/j.engfailanal.2013.03.0.28.

Ruchert, C. (2014) "Introdução aos Ensaios Mecânicos dos Materiais". Departamento de Engenharia dos Materiais. Escola de Engenharia de Materiais, Universidade de São Paulo, edição 2014.

SETRA/AFGC, (2006) Passerelles piétonnes – Evaluation du comportement vibratoire sous l’action des piétons (Footbridges – Assessment of dynamic behaviour under the action of pedestrians), Guidelines. Sétra, March 2006.

Silva, V. (2004). “Mecânica e Resistência dos Materiais”. ZUARI, 3ª Edição, Coimbra.

Stankiewicz B., Tatar M., (2015) Applications of Glass and Glass Fiber Retrofit Polymer in Modern Footbridges. *Journal of Civil Engineering and Architecture* 9, pp.791-797

The Design of Road Bridge Parapets, (2007), (NRA BD 52/07). National Roads Authority. Dublin

Tiago Abecassis, (1999) Autocad. Pontes Pedonais Centro Comercial Vasco da Gama

Wood, R.H., (1948) Some notes on vibration in structures. *The Journal of Royal Institute of British Architects*. pp.553-555

Zivanovic, S., A. Pavic e P. Reynolds (2005), Vibration serviceability of footbridges under human-induced excitation: a literature review. *Journal of Sound and Vibration*, 279:1-74.