



# ESCOLA NAVAL

*ta sante bi faire*



**Moussaoui Elarbi**

***Determinação da Resistência Estrutural Remanescente de Painéis  
Reforçados Sujeitos à Encurvadura***

**Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Ciências Militares Navais,  
na especialidade de engenheiros navais ramo mecânica**



**Alfeite  
2015**





# ESCOLA NAVAL



*talant de bi-faire*

**Moussaoui Elarbi**

***Determinação da resistência estrutural remanescente de painéis reforçados sujeitos à encurvadura***

**Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Ciências Militares Navais,  
na especialidade de Engenharia Naval - Ramo Mecânica**

**Orientação de: Prof. Doutor Rui Fernando Martins**

**Co-orientação de: CFR EN-MEC (ACN) Pires da Silva**

O Aluno Mestrando

O Orientador

---

Moussaoui Elarbi

---

Prof. Doutor Rui Fernando Martins

**Alfeite  
2015**



## **Agradecimentos**

Eu gostava de deixar o meu profundo agradecimento às pessoas que me apoiaram durante a realização deste trabalho.

Em primeiro lugar gostaria de agradecer ao meu orientador, o Professor Doutor Rui Fernando Martins, do Departamento de Engenharia Mecânica e Industrial da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, pelo incansável apoio durante todo este trabalho, pelos inúmeros conhecimentos transmitidos e pela disponibilidade imensa sempre que era necessário.

Ao Co-orientador CFR EN-MEC (ACN) Pires da Silva do Departamento de Ciências e Tecnologia, pela sua disponibilidade e a ajuda na resolução de todas as questões e dificuldades encontrados no decorrer deste trabalho.

Aos meus camaradas e amigos do curso Jorge Mendes Cabeçadas Júnior, que me ajudaram e apoiaram sempre que eu precisei.

Por fim, mas não menos importante, queria agradecer aos meus pais e à minha família que sempre me apoiaram durante a minha estadia aqui em Portugal.



## Resumo

Esta dissertação tem como objetivo principal determinar a resistência remanescente da antepara mais avante das lanchas salva-vidas da classe “ Vigilante ”, quando submetidas a cargas de compressão segundo a direção longitudinal. O material de construção são ligas de alumínio, frequentemente utilizadas em aplicações navais, que têm comportamento e características mecânicas diferentes das de outros metais, como por exemplo o aço. A estrutura da lancha é sujeita aos esforços provenientes de vários tipos de solicitações impostas pelas condições de funcionamento, nomeadamente o “slamming”, que submete a antepara a tensões de compressão no plano e podem, em alguns casos, originar deformações, instabilidade estrutural ou até o seu colapso. Tendo em conta o referido, foram feitos vários modelos representativos da antepara perfeita (como projetada) e com deformações (como fabricada), tendo como objetivo simular numericamente e analisar o comportamento da antepara sob carregamento de compressão uniaxial na zona que esta está em contacto com água. As análises estruturais foram feitas através do método de elementos finitos (MEF), com o programa informático ANSYS.

Para a realização deste estudo foi apresentada, numa primeira fase, uma síntese das matérias teóricas relevantes, que consistem em várias fórmulas, equações e conceitos necessários para perceber o problema em estudo. Numa segunda fase, para simulação da antepara no *software* ANSYS, foram determinadas as dimensões da antepara, assim como as condições de fronteira e de carregamento. A modelação foi feita no *SolidWorks* e definiram-se os parâmetros adequados para determinar a tensão crítica e a resistência máxima da antepara. Através da comparação dos resultados, verificou-se que a antepara perde grande parte da sua resistência estrutural à compressão no plano devido à influência significativa das zonas afetadas pelo calor (ZAC) e às deformações geométricas iniciais introduzidas durante o processo de fabrico. Os tipos de encurvadura previstos através das simulações numéricas ocorrem na chapa das zonas entre reforços e a encurvadura flexo-torsional dos reforços. A perda de estabilidade pode corresponder ao colapso total no caso de carregamentos de elevado valor onde a estrutura perde a sua forma e a resistência mecânica.

**Palavras-chave:** lancha rápida salva-vidas, ligas de alumínio, “slamming”, resistência máxima, modos de colapso, elementos finitos, zona afetada pelo calor, análise não linear, deformações geométricas.



## Abstract

The principal purpose of this thesis is to determinate the remaining strength of forward bulkhead of lifesaving boats of class "vigilante", when subjected to compressive stresses in longitudinal direction. The main construction materials are two aluminum alloys, commonly used in marine applications, which show different mechanical behavior and characteristics when compared with other metals such as steel. The ship's structure is subject to different loads imposed by the operating conditions, including "slamming" that submits the bulkhead to in plane compressive stresses that can, in some cases, lead to distortions, structural instability or even structural collapse. After modeling the bulkhead understudy in a "perfect" mode, as called "as designed" model, and in a deformed model "as manufactured", it was numerically analyzed under uniaxial compression loading in the area that is in contact with water. Structural analyzes were performed by the finite element method (FEM) and the numerical simulation were carried out using *ANSYS* software.

A brief bibliographic research of relevant theoretical subjects was initially presented, consisting of several formulas, equations and important concepts to understand the problem under study. For simulation in *ANSYS*, the layout and dimensions of the structural model of the panel to be analyzed were determined, as well as their boundary conditions. The bulkhead's model was carried out in *SolidWorks* and results were calculated in order to determine the yield and the ultimate strength of the bulkhead.

After comparison of results it was found that the bulkhead loses much of its structural strength when submitted to in-plane compression stresses with significant influence of heat affected zones (HAZ) and the initial mechanical and geometrical deformations. The main types of buckling found in the panel were local buckling of plating between stiffeners and the lateral flexional-torsional buckling of the stiffener. This loss of stability may correspond to total collapse in the case of high loading where the structure completely loses its shape and mechanical strength.

**Keywords:** speedboat lifeguards, aluminum alloys, slamming, maximum strength, collapse modes, finite element, heat affected zone, nonlinear analysis, geometrical and mechanical deformations.



## Índice

1. Introdução.....	1
2. Princípios de estado limite de projeto de uma estrutura.....	3
2.1. Estado limite máximo de projeto (resistência máxima) -ELM.....	6
2.2. Modelo de comportamento dos metais estruturais.....	8
2.2.1. Tensão uniaxial. Curva tensão-extensão .....	8
2.2.2. Tipos de cargas .....	11
2.2.3. Tipos de reforços .....	12
2.3. Modos de falha de uma estrutura .....	13
2.3.1. Colapso por Instabilidade estrutural .....	14
2.4. Colapso compressivo da estrutura secundária e terciária .....	15
2.4.1. A encurvadura elástica e não elástica dos painéis reforçados .....	16
2.4.2. Pós-encurvadura e resistência máxima dos painéis reforçados .....	20
2.5. Método dos elementos finitos- Análise não-linear .....	24
2.5.1. Classificação dos problemas, Modelação e discretização .....	25
2.5.2. Procedimento da solução- Problemas não-lineares .....	27
2.5.3. Condições de fronteira.....	28
2.5.4. Simetria repetitiva.....	29
2.5.5. Erros no método de elementos finitos (MEF) .....	29
2.5.6. A rigidez e a encurvadura.....	30
2.6. Imperfeições geométricas e mecânicas .....	32
2.7. Comportamento da zona afetada pelo calor.....	34
2.8. Métodos de solução não linear.....	34
2.8.1. Lei de Tensão-Extensão.....	34
2.8.2. Determinação da zona afetada pelo calor ZAC .....	35
2.8.3. A encurvadura e a resistência máxima de painéis de alumínio: chapa.....	36
2.8.4. A encurvadura e a resistência máxima de painéis reforçados de alumínio: chapa com perfil de reforço.....	38
2.8.5. Encurvadura de alma e do banzo do reforço .....	39
3. Estudo de Caso .....	41
3.1. A lancha rápida salva-vidas da Marinha Portuguesa .....	41
3.2. As ligas de alumínio .....	42
3.2.1. Vantagens .....	42
3.2.2. Desvantagens .....	42
3.3. Geometria da lancha .....	42

3.4. Condições de Fronteira .....	42
4. Análises pelo MEF e discussão dos resultados .....	53
4.1. Modelação no ANSYS.....	53
4.2. Exemplos de modelação de algumas imperfeições iniciais .....	54
4.3. Exemplo de validação: Placa simples sujeita a compressão segundo a direção longitudinal .....	55
4.4. Exemplo de validação: Painel reforçado sujeito a compressão .....	58
4.5. Estudo da antepara .....	63
4.5.1. Análise dos modelos .....	64
4.5.2. Análise da antepara real.....	68
4.6. Discussão dos resultados .....	71
5. Conclusões .....	73
Listas Bibliográficas .....	75
Apêndices .....	77

## Índice de figuras

Figura 2.1- Consideração de projeto estrutural baseado no ELM (Paik & Thayamaballi, 2003).....	6
Figura 2.2-Esquema típico da curva tensão-extensão para aços estruturais (Paik & Thayamaballi, 2003).....	8
Figura 2.3- Pannel reforçado típico .....	12
Figura 2.4-Perfis típicos dos reforços (Paik & Thayamaballi, 2003).....	13
Figura 2.5-Os três níveis de resposta estrutural: primária, secundária e terciária (Paik & Thayamaballi, 2003).....	16
Figura 2.6- Esquema de vários tipos de encurvadura (Paik & Thayamaballi, 2003).....	17
Figura 2.7-Exemplo de secções de vários tipos de reforços (a) longitudinais (b) transversais (Paik & Thayamaballi, 2003) .....	18
Figura 2.8-Pannel reforçado sob cargas no plano e pressão lateral (Paik & Thayamaballi, 2003).....	19
Figura 2.9- (a) Modo I-1: modo I para painéis reforçados uni axialmente; (b) Modo I-2: modo I para painéis reforçados biaxialmente (Paik & Thayamaballi, 2003) .....	22
Figura 2.10- Modo II- Colapso por compressão biaxial (Paik & Thayamaballi, 2003) ..	23
Figura 2.11- Modo III- Colapso tipo uma viga-coluna (Paik & Thayamaballi, 2003) ..	23
Figura 2.12-Modo V- colapso flexo-torsional de reforços (Paik & Thayamaballi, 2003) .....	24
Figura 2.13- Modo IV- Colapso por encurvadura local na alma do reforço (Paik & Thayamaballi, 2003).....	24
Figura 2.14-Etapas de modelação e as análises de EF (Robert, David, Michael, & Robert, 2002).....	26
Figura 2.15-Modelos de uma viga apoiada e simplesmente apoiada (Robert, David, Michael, & Robert, 2002).....	28
Figura 2.16- Estrutura plana com simetria cíclica (a). P e Q são cargas. Porção repetitiva, arresto ao longo de AA' e BB (Robert, David, Michael, & Robert, 2002) ....	29
Figura 2.17-As forças de membrana de uma placa lisa.....	31
Figura 2.18- As formas de distorções introduzidos por soldadura (Paik & Thayamaballi, 2003).....	33
Figura 2.19-A extensão da ZAC e definição de z .....	36
Figura 2.20- Secção de pannel reforçado (Xiaozhi WANG, Akira, & Aiping, 2005) ....	40

Figura 3.1-A lancha rápida salva-vidas em estudo.....	41
Figura 3.2-Corte longitudinal na lancha .....	43
Figura 3.3- Curvas tensão-extensão para a liga de alumínio 5083-H111 (material base, material de adição e ZAC) utilizada nas chapas da lancha salva-vidas.....	43
Figura 3.4-Curvas tensão-extensão para a liga de alumínio 6082-T6 (material base, material de adição e ZAC) utilizada nos perfis estruturais da lancha salva-vidas. ....	44
Figura 3.5-Curvas tensão-extensão para a liga de alumínio 5083-H111 resultantes de teste de tração axial (Matos, 2009).....	44
Figura 3.6- Curvas tensão-extensão para a liga de alumínio 6082-T6 resultantes de teste de tração (Matos, 2009).....	45
Figura 3.7- As zonas da pressão de “slamming” considerados no MEF (Santos, Martins, Silva, & Mateus, 2012).....	46
Figura 3.8- Desenho técnico incompleto da antepara nº20 .....	47
Figura 3.9- Pormenor das secções dos reforços da antepara em estudo – Tipo L.....	48
Figura 3.10- Modelo da antepara em estudo feito em <i>SolidWorks</i> (dimensões em mm).....	48
Figura 3.11-Perspetiva do painel reforçado com a malha de elementos finitos (ANSYS) definida - (a) - perspetiva de ré e (b) - perspetiva de vante .....	49
Figura 3.12- Chapa suportada por uma antepara .....	50
Figura 3.13- Condições de fronteira da antepara nº 20 .....	51
Figura 3.14- Condições de fronteira com os constrangimentos nulos, exceto quando indicado ( $U_y=S$ ). A condição ( $U_y=S$ ) corresponde a deslocamento imposto pelo “slamming” .....	51
Figura 4.1- Fluxograma de etapas da análise numérica no ANSYS .....	53
Figura 4.2- Perfis das imperfeições iniciais introduzidas por soldadura na chapa de um painel reforçado (Paik & Thayamaballi, 2003) .....	54
Figura 4.3- Imperfeições iniciais de soldadura e as tensões residuais no painel reforçado (Paik, Celine, & H. Paul, 2007).....	55
Figura 4.4- Painel típico de alumínio entre reforços (Zona terciária) .....	55
Figura 4.5- A forma da deformada definida pela equação 4.2 que foi introduzida na placa (Fig. 4.4).....	56
Figura 4.6- Deformada introduzida ao meio-vão ( 9 mm) .....	57
Figura 4.7- Curvas de tensão-extensão para a placa simples de ligas de alumínio 5083-H116.Comparação entre placas “como projetada”, deformada de 9 mm a $\frac{1}{2}$ vão e deformada inicial de acordo com a eq. 4.2. ....	57

Figura 4.8- Condições de fronteira no painel reforçado.....	58
Figura 4.9- A geometria do painel reforçado com ZAC modelado no Solidworks e a especificação das condições de fronteira é : $ROT_X = ROT_Y = ROT_Z = 0; U_X = U_Y = U_Z = 0$ .....	59
Figura 4.10- A malha de elementos finitos do modelo analisado. ....	59
Figura 4.11- Curvas de tensão-extensão para painel reforçado com chapa de liga de alumínio 5083-H111 e reforço de 6082-T6 ( $E_h/E = 0.014$ , encruamento) .....	60
Figura 4.12- Modelos de estudo: (a) painel reforçado com um reforço central (b) painel com 3 reforços centrais.....	64
Figura 4.13- Curvas de tensão-extensão para o modelo 1: “Painel com um reforço central ”.....	65
Figura 4.14- Curvas de tensão-extensão para o modelo 2 “ Painel com três reforços ”. 65	
Figura 4.15- Modelo de estudo - Antepara simplificada.....	66
Figura 4.16- Curvas tensão-extensão para antepara modificada com deformação inicial (7 mm) e ZAC .....	67
Figura 4.17- Curvas tensão-extensão para antepara modificada com deformação inicial (7 mm) e ZAC .....	67
Figura 4.18- Deslocamentos nos nós -Deformações resultantes do carregamento aplicado ( $U_x = 2mm$ ) – (a) vista da frente (b) vista de baixo.....	68
Figura 4.19- Deslocamentos nos nós -Deformações resultantes do carregamento aplicado ( $U_x = 2mm$ ) – (b) vista de baixo.....	69
Figura 4.20- Tensões nos nós resultantes do carregamento aplicado ( $S = 2mm$ ) .....	70
Figura 4.21- Colapso flexo-torsional de reforço inclinado da antepara para o carregamento de 2mm .....	70
Figura F.1- Tensões nos nós -Deformações resultantes do carregamento aplicado que corresponde a carga crítica ( $U_x = 2.6mm$ ) .....	89
Figura F.2-Deslocamentos nos nós -Deformações resultantes do carregamento aplicado que corresponde a carga crítica ( $U_x = 2.6mm$ ) .....	89
Figura.F.3- Deslocamentos nos nós -Deformações resultantes do carregamento aplicado que corresponde a carga máxima ( $U_x = 6mm$ ) .....	90
Figura.F.4-Tensões nos nós -Deformações resultantes do carregamento aplicado que corresponde a carga máxima ( $U_x = 6mm$ ) .....	90
Figura I.1- Deslocamentos nos nós -Deformações resultantes do carregamento aplicado que corresponde a carga máxima ( $U_x = 6mm$ ) para painel perfeito .....	91

Figura I.2-Tensões nos nós -Deformações resultantes do carregamento aplicado que corresponde a carga máxima ( $U_x = 6 \text{ mm}$ ) para painel perfeito. ....	91
Figura I.3- Deslocamentos nos nós -Deformações resultantes do carregamento aplicado que corresponde a carga máxima ( $U_x = 5.6 \text{ mm}$ ) para painel com deformada inicial $0.15\%L$ .....	92
Figura I.4-Tensões nos nós -Deformações resultantes do carregamento aplicado que corresponde a carga máxima ( $U_x = 5.6 \text{ mm}$ ) para painel com deformada inicial $0.15\%L$ . .....	92
Figura G.1- Deslocamentos nos nós -Deformações resultantes do carregamento aplicado que corresponde a carga máxima ( $U_x = 3.8 \text{ mm}$ ) para painel reforçado Com deformada de $7 \text{ mm}$ a meio vão.....	93
Figura G.2-Tensões nos nós -Deformações resultantes do carregamento aplicado que corresponde a carga máxima ( $U_x = 3.8 \text{ mm}$ ) para painel com deformada de $7 \text{ mm}$ a meio vão. ....	93
Figura G.3- Deslocamentos nos nós -Deformações resultantes do carregamento aplicado que corresponde a carga máxima ( $U_x = 4.4 \text{ mm}$ ) para painel reforçado perfeito .....	94
Figura G.4-Tensões nos nós -Deformações resultantes do carregamento aplicado que corresponde a carga máxima ( $U_x = 4.4 \text{ mm}$ ) para painel reforçado perfeito.....	94
Figure H.1- Tensões nos nós -Deformações resultantes do carregamento aplicado que corresponde a carga máxima ( $U_x = 5.4 \text{ mm}$ ) para a antepara simplificada perfeita. ....	95
Figura H.2- Deslocamentos nos nós -Deformações resultantes do carregamento aplicado que corresponde a carga máxima ( $U_x = 5.4 \text{ mm}$ ) para a antepara simplificada perfeita.	95

## Lista de abreviaturas, siglas e acrónimos

$\sigma_T$	Tensão máxima de rotura
$\sigma_Y$	Tensão de cedência
$\sigma_{Yeq}$	Tensão de cedência equivalente
$\sigma_{YU}$	Tensão de cedência superior
$\sigma_{yw}$	Tensão de cedência do material na zona afetada pelo calor
$\sigma_{yb}$	Tensão de cedência do material base
$\sigma_{YL}$	Tensão de cedência inferior
$\sigma_P$	Tensão limite de proporcionalidade
$\sigma_E$	Tensão de encurvadura elástica
G	Módulo de elasticidade transversal
E	Módulo de Young
$\varepsilon_Y$	Extensão de cedência
$\varepsilon_h$	Extensão de encruamento
$\varepsilon_F$	Extensão de fratura
$\varepsilon_T$	Extensão limite de resistência
$E_h$	Módulo de tangência de encruamento
$E_n$	Módulo de tangência de estrição
$\nu$	Coefficiente de Poisson
$s_e$	Largura efetiva
$I_e$	Momento de Inércia
$\psi$	Fator de redução da zona afetada pelo calor
$P_{cr}$	Carga crítica
$K_\sigma$	Matriz de tensão da rigidez

ELS	Estado limite de serviço
ELM	Estado limite máximo
ELF	Estado limite de fadiga
ELA	Estado limite accidental
MEF	Método dos elementos finitos
ZAC	Zona Afetada pelo Calor

## 1. Introdução

A grande vantagem das ligas de alumínio deve-se à relação favorável entre resistência e peso, a qual tornou o alumínio no material escolhido para vários tipos de construções como aviões e outras estruturas. Para aplicações marítimas, as ligas de alumínio com a sua resistência estrutural e a alta resistência à corrosão tornaram-se o material de escolha para aplicações em estruturas pesadas como os *ferries*, navios de patrulha militar, iates luxuosos e estruturas de plataformas de alto mar.

Nas últimas duas décadas, os métodos relativos ao estado limite máximo - ELM (no inglês *Ultimate limit strenght* - ULS) foram aplicados na concepção de vários projetos aeroespaciais e de várias estruturas metálicas (Paik & Thayamaballi, 2003), tendo sido utilizados como base para o projeto de estruturas e para a avaliação de resistência nos navios e de plataformas de alto mar. Os métodos ELM (ULS) são válidos e utilizados na engenharia civil e aeroespacial, mas desenvolveram-se para serem usados na indústria marítima.

O projeto de várias partes dos navios é baseado, entre outros, no estudo da resistência à compressão, pois da estabilidade de estruturas de espessura fina sujeitas a cargas de compressão depende a resistência de estruturas à encurvadura. Na indústria marítima as placas são reforçadas com vários tipos de reforços, que podem ter modos de falha vários, para além da deformação elástica. Embora, a rigidez da placa diminui e depois da ocorrência de encurvadura, quando a placa entra na fase de pós-encurvadura; este processo complexo é do tipo inelástico e pode ser definido como falha de placa ou como colapso inelástico. A etapa final do colapso é chamada de estado limite máximo ELM (ULS), que se forma por uma combinação de encurvadura de placa e dos reforços ou por encurvamento total da placa reforçada. Nos projetos das estruturas marítimas, a prática mais comum consiste em avaliar o início da encurvadura no domínio plástico, a qual é baseada no cálculo dos valores teóricos sem medição real dos estados de pós-encurvadura e de resistência máxima.

Neste trabalho vão-se abordar os vários métodos analíticos e experimentais para o projeto à encurvadura de painéis de alumínio sujeitos a compressão originada por cargas de “slamming” e por último fazer o estudo prático de uma antepara de uma lancha rápida salva-vidas da Marinha Portuguesa.



## 2. Princípios de estado limite de projeto de uma estrutura

As estruturas dos navios, de uma forma ou outra, são sujeitas a vários tipos de cargas e deformações que podem variar entre o normal até ao extremo, ou podem passar por uma situação accidental. Por este motivo, os projetistas de estruturas têm de ter em consideração uma fiabilidade e fatores de segurança dentro das expectativas de tempo de vida requerido. Esses fatores de segurança têm de considerar várias incertezas de variabilidade natural, tais como a falta de exatidão em procedimentos de avaliação e controlo de cargas ou dos efeitos dessas cargas (tensões, deformações, etc.), incertezas semelhantes no comportamento mecânico dos materiais e sua determinação e também algumas variações que possam ocorrer nos procedimentos de fabrico (Paik & Thayamaballi, 2003).

Em termos de projeto, o “requisito”,  $D_d$  (Eq.2.1), refere-se à carga que vai ser aplicada e a “capacidade”,  $C_d$ , refere-se à resistência necessária para resistir a essa carga. O fator de segurança parcial, baseado no projeto de uma estrutura sujeita a múltiplos tipos de cargas ao mesmo tempo, é expressa da seguinte forma:

$$D_d < C_d, \text{ Ou considerando um fator de segurança} = C_d/D_d > 1 \quad (2.1)$$

onde

$$D_d = \gamma_0 \sum_i D_{ki}(F_{ki}, \gamma_{fi}), \text{ Corresponde ao “requisito” de projeto} \quad (2.2)$$

$$C_d = C_k/\gamma_M = \text{“Capacidade” de projeto} \quad (2.3)$$

O termo  $D_{ki}(F_{ki}, \gamma_{fi})$  é a medida de característica do “requisito” para a carga do tipo  $i$ , calculada a partir das medidas características das cargas,  $F_k$ , e ampliada pelo fator de segurança parcial,  $\gamma_f$ , que mede as incertezas relativas às cargas. O fator de segurança parcial,  $\gamma_0$ , leva em conta o grau de seriedade do estado limite particular em matéria de segurança e serviço, tendo em consideração a falha e as consequências económicas e sociais, que dependem de uma qualquer circunstancia especial. A variável  $C_k$  representa a medida característica da capacidade e  $\gamma_M = \gamma_m \gamma_c (>1)$  é um de fator de segurança relacionado com a capacidade, sendo que  $\gamma_m$  é o fator de segurança parcial que considera as incertezas das propriedades do material e  $\gamma_c$  representa o fator de segurança parcial que considera as incertezas das capacidades das estrutura, como por exemplo a qualidade de

construção, a corrosão e o método utilizado para determinar a capacidade (Paik & Thayamaballi, 2003).

O método do estado limite de projeto é diferente do tradicional método baseado na tensão admissível de projeto. O método de tensão admissível concentra-se em manter as tensões resultantes das cargas de projeto abaixo de um certo valor de tensão, que é geralmente baseado na experiência adquirida. No contexto marítimo, órgãos reguladores e sociedades classificadoras habitualmente especificam o valor de tensão admissível tendo por fundamento as propriedades mecânicas do material (Paik & Thayamaballi, 2003).

Em contraste com o método da tensão admissível de projeto, o método do estado limite de projeto é baseado na consideração de várias condições nas quais uma estrutura pode deixar de cumprir a sua função. Para essas condições, a capacidade de carga ou resistência é determinada e usada como um limite em projeto. A capacidade de carga de uma estrutura é normalmente avaliada usando formulações de projeto simplificados ou por métodos computacionais mais complexos, envolvendo análises numéricas de tipo não linear, com grandes deformações, pelo método dos elementos finitos, que deve apresentar uma modelação apropriada às propriedades geométricas e do material, às imperfeições iniciais, condições fronteira, cargas aplicadas e dimensão da malha dos elementos finitos (Paik & Thayamaballi, 2003).

Hoje em dia é reconhecido que o método do estado limite de projeto é uma base melhor para o projeto das estruturas porque é muito mais eficaz na determinação das medidas de segurança reais de uma estrutura. Neste sentido, o projeto de estruturas em terra e de estruturas navais tem sido empreendido com base no estado limite de projeto, enquanto o projeto estrutural dos navios mercantes ainda se baseia no método de tensão admissível de projeto. No entanto, é muito claro que a base de estudo nos projetos já passou a ser o método de estado limite de projeto (Mateus, 1998).

Convencionalmente, um estado limite é definido pela condição em que um membro estrutural específico, ou mesmo a estrutura inteira, deixa de cumprir a função para o qual foi concebido e dimensionado. No projeto de estruturas são considerados quatro tipos de estados limite para estruturas em materiais metálicos (Paik & Thayamaballi, 2003):

- Estado limite de serviço, ELS (“serviceability limit state”- SLS)
- Estado limite máximo, ELM (“Ultimate limit state”- ULS)
- Estado limite de fadiga, ELF (“fatigue limit state”- FLS)
- Estado limite acidental, ELA (“accidental limit state”- ALS)

O estado limite de serviço (ELS) representa as condições em que uma estrutura falha devido a utilização de tipo normal. As considerações a ter neste projeto são:

- Danos locais, que reduzem a durabilidade da estrutura ou afetam a eficiência dos elementos estruturais.
- Deformações e deflexões inaceitáveis, que afetam a eficiência de elementos estruturais estruturas, ou o funcionamento dos equipamentos ligados aos mesmos, e que podem estragar a estética da estrutura.
- Vibrações excessivas ou ruídos, que causam desconforto às pessoas ou afetam o funcionamento de equipamentos.

O estado limite máximo (ELM) (também denominado de resistência máxima), tipicamente representa o colapso de estrutura devido à perda de rigidez e de resistência. Essa incapacidade pode estar relacionada com os seguintes pontos:

- Atingiu-se a resistência máxima de uma região, membro ou ligação estrutural, por cedência, fratura ou rutura.
- A instabilidade de toda a estrutura ou de uma só parte, que resulta da encurvadura e colapso plástico.
- A perda de equilíbrio por toda a estrutura, que às vezes é considerada como um corpo rígido.

O estado limite de fadiga (ELF) representa a fadiga causada pela propagação de fendas nos detalhes estruturais, devido a concentração de tensão e acumulação de dano (crescimento de fendas), sob a ação de cargas variáveis no tempo.

O estado limite acidental (ELA) representa o dano estrutural excessivo, como consequência de acidentes como por exemplo colisões, encalhe, explosão ou fogo, que afetam a segurança da estrutura, ambiente e de indivíduos.

É importante salientar que os vários tipos de estado limite podem ser projetados com diferentes níveis de segurança.

Nota-se que os vários tipos de estado limite de projeto podem depender das condições ou das situações de carregamento ou de tipo de estruturas.

Tendo em conta o caso de estudo de uma antepara de uma lancha vai-se adotar o método de estado limite máximo de projeto para conhecer o comportamento de antepara sob forças de compressão.

## 2.1.Estado limite máximo de projeto (resistência máxima) -ELM

No projeto estrutural, o critério é prevenir o ELM, que está baseado na resistência máxima (Fig. 2.1). No passado existia a tendência para estimar a resistência à encurvadura dos componentes a partir da resistência à encurvadura elástica com uma correção plástica simples representado na Figura 2.1 pelo ponto A.



**Figura 2.1- Consideração de projeto estrutural baseado no ELM (Paik & Thayamaballi, 2003)**

Em alguns esquemas de projeto, que estão baseados na resistência no ponto A, o projetista não aborda a parte de pós-encurvadura dos membros dos componentes e as suas interações. O ponto B na Figura 2.1, que representa a resistência máxima real, pode assumir valores mais altos que o ponto A. Os métodos de tensão admissível de projeto ou de projeto no regime linear elástico não supõem o projeto da estrutura para além do ponto A, pois é muito difícil determinar a margem real de segurança. Mais recentemente, o projeto de estruturas, tais como navios militares, plataformas localizadas no alto mar e as

estruturas terrestres, como pontes de aço, têm sido feitas com base no método da resistência máxima.

A margem de segurança de estruturas pode ser avaliada por comparação da resistência máxima com as cargas máximas passíveis de serem aplicadas (efeitos de carga), como se mostra na Figura 2.1. Para obter uma estrutura segura e económica, as cargas de projeto têm de ser avaliadas corretamente e o projetista deve estimar a resistência máxima não só para a estrutura intacta, mas também para estruturas com alguns danos/imperfeições, de modo a que possa avaliar o fator de segurança da estrutura danificada.

O critério de ELM de projeto também pode ser expresso pela equação 2.1. A medida característica de capacidade de projeto,  $C_d$ , na equação 2.1, é, neste caso, a resistência máxima, enquanto,  $D_d$ , é a carga de projeto ou o requisito. Para o ELM, o fator resultante de capacidade,  $\gamma_M$ , relacionado com a variável de capacidade de projeto,  $C_d$ , é geralmente dado como  $\gamma_M = 1.15$  para estruturas marítimas (Paik & Thayamaballi, 2003)

É importante referir que qualquer falha na estrutura deve ocorrer de um modo dúctil, porque ao evitar-se a fratura frágil, obtém-se uma estrutura que não colapsa de forma súbita, desde que a ductilidade permita a estrutura distribuir as tensões internas e assim absorver a energia antes de colapso total. A ductilidade adequada de um projeto pode ser realizada e facilitada pelo cumprimento dos seguintes pontos (Paik & Thayamaballi, 2003):

- Cumprir os requisitos da rigidez do material.
- Evitar as situações onde se inicia a falha devido a combinação entre a introdução de tensões muito altas e a presença dos defeitos de soldadura nos detalhes do material.
- O projeto de detalhes e ligações das estruturas, de forma a permitir ter um certo valor da deformação plástica.
- O arranjo de membros da estrutura de forma a não permitir um súbito colapso por causa de uma transição brusca ou uma falha de algum membro.

## 2.2. Modelo de comportamento dos metais estruturais.

A escolha de materiais adequados no projeto estrutural é muito importante. Para além da rigidez, deve-se prestar atenção à ductilidade, resistência, soldabilidade e resistência á corrosão, requisitos importantes para ter em consideração para a escolha do material adequado. Deve-se perceber melhor as propriedades mecânicas do material das estruturas que depende de vários fatores como: a sua composição química, os efeitos dos tratamentos térmicos e das forças aplicadas nas propriedades mecânicas do material (Paik & Thayamaballi, 2003).

### 2.2.1. Tensão uniaxial. Curva tensão-extensão

A Figura 2.2 mostra uma curva típica tensão-extensão para materiais metálicos, obtida em ensaios uniaxiais de tração a provete de teste. Esta curva mostra ainda os domínios da elasticidade e da plasticidade do material ensaiado e também as tensões críticas para encruamento e para a fratura do provete.

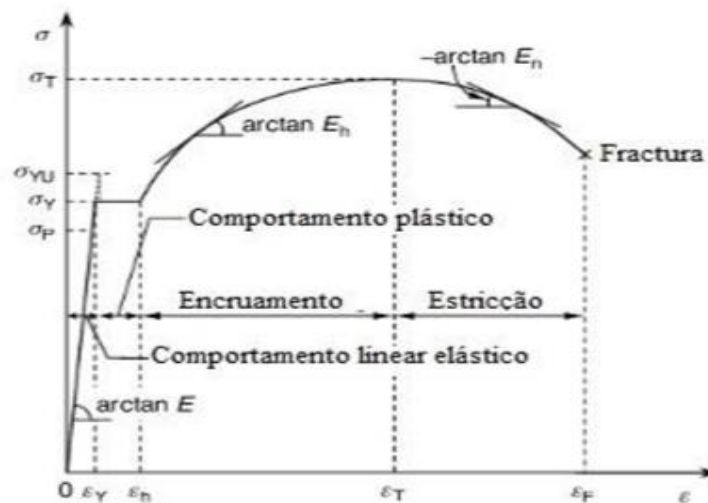


Figura 2.2-Esquema típico da curva tensão-extensão para aços estruturais (Paik & Thayamaballi, 2003)

### 2.2.2 - Características de propriedades mecânicas

Para o ELM de projeto, as propriedades mecânicas dos aços estruturais são fundamentais e podem ser caracterizadas pelos seguintes parâmetros:

- Módulo de Young (ou Módulo de elasticidade longitudinal), E
- Módulo de elasticidade transversal, G
- Tensão limite de proporcionalidade,  $\sigma_p$
- Tensão de cedência superior,  $\sigma_{YU}$
- Tensão de cedência inferior,  $\sigma_{YL}$  ( $\approx \sigma_Y$ )
- Tensão de cedência,  $\sigma_Y$
- Extensão de cedência,  $\varepsilon_Y$
- Extensão de encruamento,  $\varepsilon_h$
- Módulo de tangência de encruamento,  $E_h$
- Tensão máxima de rotura,  $\sigma_T$
- Extensão limite de resistência (corresponde à tensão máxima),  $\varepsilon_T$
- Módulo de tangência de estrição,  $E_n$
- Extensão de fratura,  $\varepsilon_F$
- Coeficiente de Poisson,  $\nu$

Módulo de Young, E: A relação entre a tensão e a extensão é linear e elástica na fase inicial do carregamento, sendo que o declive da zona linear da relação tensão-extensão é definido pelo Módulo de Elasticidade longitudinal (ou Módulo de Young). Para o caso de alumínio e das ligas de alumínio apresenta valores de 69 GPa (Xiaozhi WANG, Akira, & Aiping, 2005).

Módulo de elasticidade transversal, G : O módulo de elasticidade transversal é expresso em função do módulo de Young, E, e do coeficiente de Poisson,  $\nu$ , através da seguinte equação:

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (2.4)$$

Tensão limite de proporcionalidade,  $\sigma_p$ : A tensão máxima do regime elástico, i.e., imediatamente antes de começar a deformação permanente, denomina-se por tensão limite de proporcionalidade,  $\sigma_p$ .

Coeficiente de Poisson,  $\nu$ : O coeficiente de Poisson,  $\nu$  é a razão entre a extensão transversal e a extensão longitudinal do material sujeito a um carregamento axial no

regime elástico. Para o alumínio e as ligas de alumínio o valor de  $\nu$  é 0,33 para a análise de ELM de alumínio (Matos, 2009).

Tensão de cedência,  $\sigma_Y$  e Extensão de cedência,  $\varepsilon_Y$ : Alguns aços apresentam uma zona horizontal na curva tensão-extensão, a que corresponde o valor de  $\sigma_Y$ , e a sua extensão correspondente,

$$\varepsilon_Y = \frac{\sigma_Y}{E} \quad (2.5)$$

As propriedades mecânicas de um material variam, em geral, com a quantidade de trabalho mecânico/deformação plástica e com os tratamentos térmicos a que está sujeito durante o fabrico. Tipicamente, as placas que são submetidas a maior deformação plástica por trabalho mecânico (laminagem, por exemplo) apresentam maior resistência à cedência do que as placas que não receberam trabalho mecânico. Para fins de projeto, os organismos reguladores ou as sociedades classificadores identificam os valores mínimos da tensão de cedência dos diferentes tipos de materiais, nomeadamente dos aços e ligas de alumínio. A tensão de cedência mínima da liga Al-Mg-Si 6082-T6 encontra-se no intervalo de 125 a 310 MPa (Eurocode, 1999) e no intervalo de 145 a 165,7 MPa para a liga Al-Mg 5083-O/H111 (Xiaozhi WANG, Akira, & Aiping, 2005).

Módulo de tangência de encruamento,  $E_h$ : Para além dos valores de tensão e extensão de cedência, um metal continua a deformar plasticamente e a encruar até atingir a extensão de rotura.

Os valores de tensão acima da tensão de cedência de um material elástico-plástico com encruamento,  $\sigma_Y^h$ , podem ser expressos para um valor de extensão plástica por (Paik & Thayamaballi, 2003):

$$\sigma_Y^h = \sigma_Y + \frac{EE_h}{E-E_h} \varepsilon_p \quad (2.6)$$

Onde  $\varepsilon_p$  = extensão plástica efetiva.

Tensão limite de resistência (tensão de rotura),  $\sigma_T$ : Quando o valor da tensão atinge a tensão limite de resistência (Tensão de Rotura ou máxima),  $\sigma_T$ . O valor de  $\sigma_T$  é obtido pela divisão da força axial máxima aplicada pela área da secção inicial de provete.

Módulo de tangência de estricção,  $E_n$ : Com o aumento da força de tensão ocorre uma redução local da área da secção nominal, que se denomina de estricção. As tensões

internas diminuem no regime de estrição. O declive da curva tensão-extensão na zona de estrição é definido pelo módulo de tangência de estrição,  $E_n$ .

### 2.2.2. Tipos de cargas

A classificação de cargas aplicadas nas estruturas marítimas é similar às cargas aplicadas nas outras estruturas. Os tipos de cargas a que uma estrutura pode ser sujeita estão categorizados nos quatro grupos seguintes (Paik & Thayamaballi, 2003):

- Peso próprio;
- Cargas atuantes;
- Cargas induzidas pelas condições ambientais;
- Cargas acidentais.

As cargas “mortas” (cargas permanentes/peso próprio) são independentes do tempo e atuam por efeito da gravidade, como por exemplo o peso de estruturas, peso de equipamento imóvel, etc.

As cargas atuantes são cargas que variam na intensidade e na localização durante uma operação normal de estrutura, como por exemplo, o peso das pessoas, dos equipamentos móveis, etc.

As cargas ambientais são relacionadas com o vento, corrente, ondas, temperatura,...etc. A maioria das cargas ambientais são dependentes do tempo e podem ser cíclicas. A força de impacto provocada pelas ondas do mar no embate com o casco denominam-se por “*slamming*”, que acontece devido a reentrada do navio no mar.

As cargas acidentais são cargas resultantes de acidentes, tais como colisão, imobilização, fogo, ou explosão. Tipicamente estas cargas têm efeitos ou impactos dinâmicos no comportamento das estruturas.

As cargas mencionadas anteriormente nem sempre atuam em simultâneo, mas podem coexistir mais do que um tipo de cargas. Portanto, os projetistas de estruturas têm de considerar a combinação de vários tipos de cargas, com cada carga com seu valor máximo (Paik & Thayamaballi, 2003).

### 2.2.3. Tipos de reforços

Nos painéis de chapa, a rigidez e a resistência mecânica são garantidas pelo aumento das dimensões dos reforços estruturais (perfis extrudidos), que é um método muito eficiente para se obter painéis resistentes e leves. Em estruturas marítimas, encontram-se quatro tipos de arranjo estrutural (Mateus, 1998):

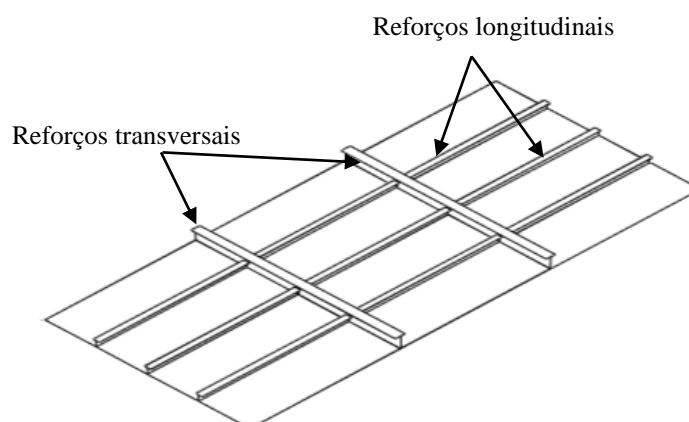
- Reforço bidirecional longitudinal: Tratam-se de estruturas reforçadas predominantemente na direção longitudinal.

- Reforço bidirecional transversal: Tratam-se de estruturas reforçadas predominantemente na direção transversal.

- Reforço unidirecional transversal ou longitudinal: Os reforços estruturais são alinhados com apenas uma das direções principais, sendo a resistência na direção ortogonal a esta fornecida pelas chapas. Este tipo de arranjo é aplicado em navios produzidos em materiais compósitos, onde a flexibilidade de disposição das fibras de reforço da parede de casco proporciona a capacidade de orientá-las predominantemente na direção em que se pretende compensar a falta dos reforços estruturais.

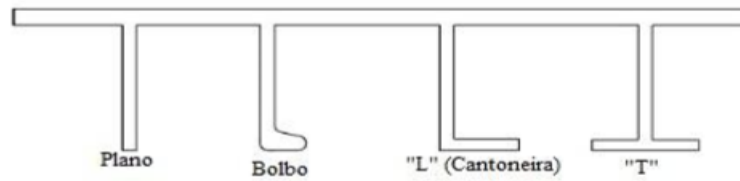
- Não reforçado: Toda a resistência estrutural é assegurada pela parede de casco, dispensando todo e qualquer reforço estrutural interno.

A configuração geométrica de um painel reforçado de alumínio é determinada pela sua função. A figura 2.3 mostra um painel reforçado típico.



**Figura 2.3- Painel reforçado típico**

Os perfis mais usados para reforço estrutural de painéis de chapa, para o aumento da rigidez e da resistência mecânica, encontram-se representados na figura 2.4.



**Figura 2.4-Perfis típicos dos reforços (Paik & Thayamaballi, 2003)**

### **2.3. Modos de falha de uma estrutura**

No caso de uma estrutura não ser suficientemente resistente para o caso de carga aplicada, por alguma combinação anormal de diversos fatores, ser excessiva, esta poderá falhar. As formas mais comuns de falha estrutural são (Mateus, 1998):

- Fissuração por fadiga devido a carregamento cíclico;
- Cedência e/ou deformação excessiva em tração ou compressão;
- Colapso estrutural devido a instabilidade, por esforço compressivo ou esforço de corte;
- Plasticidade local;
- Fratura frágil.

As formas básicas de falha mencionadas anteriormente nem sempre ocorrem em simultâneo e até chegar ao ELM da estrutura podem-se registar mais do que um tipo de falha no processo. Com o aumento do valor de uma carga aplicada a uma estrutura, a região afetada pelas maiores tensões vai deformar-se plasticamente quando as tensões locais forem de valor superior à tensão de cedência do material; esta falha vai diminuir a rigidez dos membros da estrutura se o valor de carga for aumentando e a deformação plástica local vai crescer e propagar-se para regiões adjacentes à localização onde foi verificada a cedência do material.

A instabilidade ou colapso pode, por sua vez, ocorrer em qualquer membro estrutural que está sujeito a um conjunto de cargas que resulta dos efeitos de compressão

na estrutura. Nos projetos relacionados com a encurvadura são considerados dois tipos de encurvadura: bifurcada e não bifurcada. O primeiro tipo é relacionado a um membro estrutural ideal, sem imperfeições iniciais, enquanto o segundo tipo pode ocorrer num membro com imperfeições iniciais.

A fratura é um tipo de falha estrutural causado por um crescimento rápido de fendas. Normalmente são considerados dois tipos principais de fratura, nomeadamente: fratura instável ou súbita e fratura dúctil (Paik & Thayamaballi, 2003).

### **2.3.1. Colapso por instabilidade estrutural**

A instabilidade estrutural de estruturas marítimas pode causar a encurvadura na forma de colapso compressivo, que se manifesta sob diversas formas e mecanismos, e está dependente do tipo e do arranjo da estrutura, com a mesma característica da presença de grandes deslocamentos ou deformações relativamente à geometria inicial. Também, está associada uma perda de carga desses elementos após colapso estrutural.

Relativamente à instabilidade, o fenómeno de encurvadura pode ser classificado em três categorias, dependendo da plasticidade estrutural do material, nomeadamente: a encurvadura elástica, a encurvadura “elástica-plástica” e a encurvadura plástica, em que as duas últimas se denominam como encurvaduras inelásticas. A primeira ocorre no regime elástico, a segunda ocorre depois da entrada em deformação plástica de uma zona localizada do painel e a terceira ocorre no regime de cedência generalizada do painel reforçado. Normalmente, os painéis de chapa com espessura fina mostram encurvadura elástica enquanto os painéis de chapa com a espessura grossa exibem encurvadura inelástica (Paik & Thayamaballi, 2003).

O mecanismo de colapso por instabilidade de um elemento estrutural pode acontecer de forma progressiva, em três fases, à medida que a carga compressiva aumenta, e ocorrem sequencialmente as seguintes alterações na estrutura (Mateus, 1998):

- Deformação compressiva elástica até atingir o ponto de instabilidade;
- Atingida a instabilidade estrutural, o elemento sofre o colapso compressivo inicial, ainda na fase de regime elástico;

- Com o aumento progressivo da carga, a estrutura continua a deformar, atingindo o regime plástico em vários pontos da estrutura.

## **2.4. Colapso compressivo da estrutura secundária e terciária**

A compreensão do mecanismo de falha compressiva das chapas é de extrema importância para o bom entendimento do funcionamento das estruturas marítimas. A resistência compressiva de um elemento esbelto está diretamente ligada ao modo de falha resultante do carregamento compressivo, ou seja ao colapso compressivo. Em termos gerais, um elemento estrutural possuirá uma resistência compressiva igual à carga não admissível que provoca o seu colapso compressivo. Esta afirmação será certamente correta para os perfis, os quais perdem grande parte da sua rigidez após o colapso.

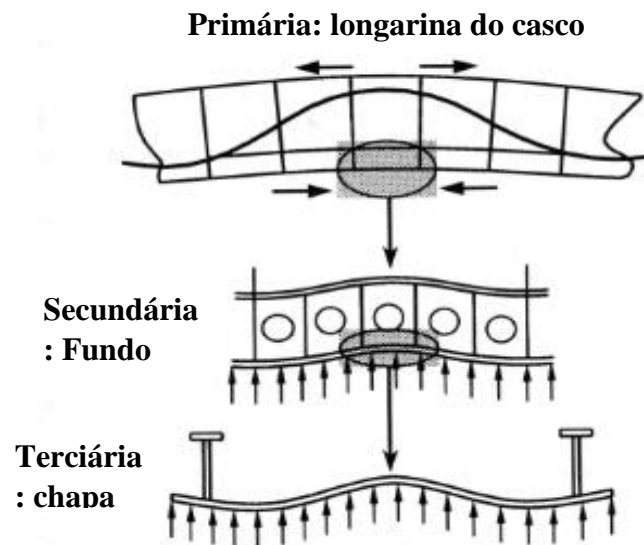
O colapso compressivo surge quando a carga externa aplicada atinge o valor elástico crítico. Se a carga aplicada for aumentada continuamente, os lados da chapa atingirão a cedência definindo assim a carga limite que provoca a falha.

Contudo, as chapas são capazes de suportar cargas significativas, mesmo após o colapso compressivo. Esta resistência remanescente designa-se por resistência de pós-colapso da chapa. O estudo de critério da falha de chapas não pode ser expresso meramente pelo ponto de colapso, mas é dependente de estado limite admissível. Isto significa que as chapas podem desempenhar a sua função para lá da sua resistência compressiva máxima, desde que a sua resistência remanescente possa ser quantificada e assegurado que é superior à carga aplicada.

A razão entre as cargas limite e a carga crítica varia inversamente com o aumento da esbelteza da chapa. Tal significa que chapas mais esbeltas são mais adequadas para funcionar em regime pós-colapso do que chapas de maior espessura, cujo comportamento mecânico é mais afetado por mecanismo de plasticidade após cedência (Mateus, 1998).

No estudo dos efeitos das cargas, a estrutura e os efeitos estruturais são divididos em três níveis como mostra a figura 2.5, que mostra o exemplo típico de três níveis nas estruturas navais. Neste caso, o primeiro nível é relacionado com a resposta do casco inteiro, quando flete e torce como uma viga. O segundo nível da resposta estrutural é associado aos efeitos de cargas aplicadas sobre um painel reforçado, como por exemplo os efeitos de carga na parte exterior (*outer bottom*) do duplo fundo (*double bottom*) da

estrutura, na zona intermédia entre duas anteparas transversais adjacentes. Entretanto, as fronteiras da estrutura secundária (por exemplo, painel reforçado) é formada por uma outra estrutura secundária (por exemplo, uma parte de casco ou uma antepara). A resposta estrutural terciária representa os efeitos de carga na chapa entre os reforços. As fronteiras da estrutura terciária (por exemplo: chapa) são formadas pelos reforços das estruturas secundárias como os painéis reforçados dos quais fazem parte. Portanto, é importante contar com os três níveis de resposta na análise de efeitos de carga (Paik & Thayamaballi, 2003).

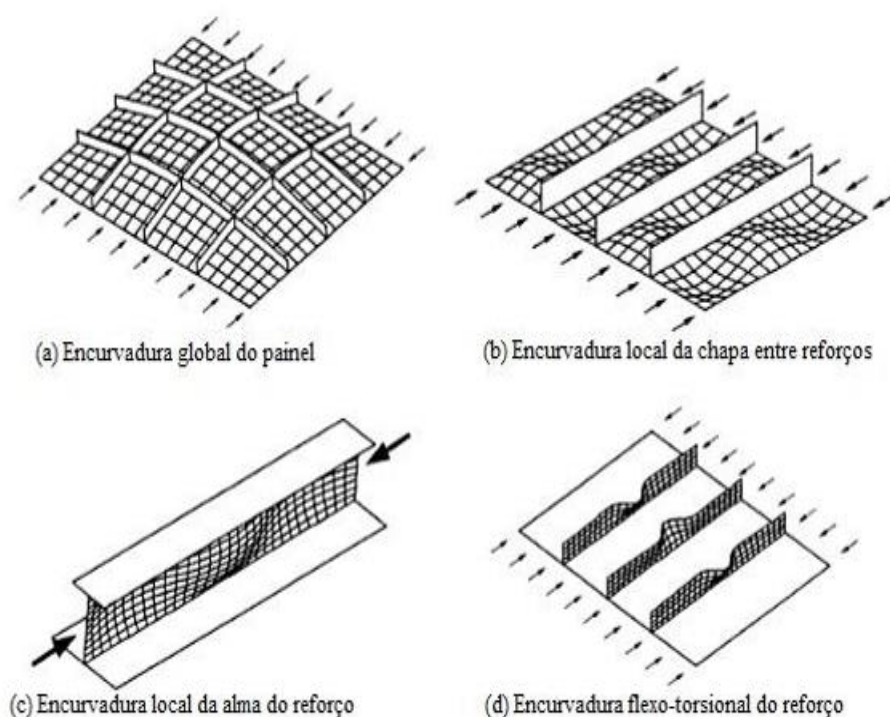


**Figura 2.5-Os três níveis de resposta estrutural: primária, secundária e terciária (Paik & Thayamaballi, 2003)**

### **2.4.1. A encurvadura elástica e não elástica dos painéis reforçados**

Com o aumento progressivo das cargas de compressão sobre um painel reforçado pode ocorrer a encurvadura do painel se a carga atingir um valor crítico. Entretanto, os padrões de encurvadura de painéis reforçados podem ser divididos em dois grandes grupos: os de encurvadura global ou os de encurvadura local, sendo que este último pode estar associado a encurvadura da chapa ou dos reforços. A figura 2.6 mostra os padrões de encurvadura mais comuns. Quando os reforços são demasiado pequenos, o painel reforçado encurva de forma integral, de um modo que se denomina encurvadura global, como mostra a figura 2.6 (a). Por outro lado, quando os reforços são resistentes, eles

permanecem sem instabilizarem até que a chapa entre eles encurve localmente, como mostra a figura 2.6 (b). Se a alma do reforço for muito alta ou muito fina, esta encurva localmente como se se tratasse de uma chapa, como mostra a figura 2.6 (c). Quando a rigidez torsional do reforço não é suficientemente elevada, o reforço pode torcer lateralmente, de um modo que se designa de encurvadura flexo-torsional, como se vê na figura 2.6 (d). Apesar de a figura 2.6 exibir cada forma de encurvadura separadamente, elas podem interagir e acontecer simultaneamente (Paik & Thayamaballi, 2003).



**Figura 2.6- Esquema de vários tipos de encurvadura (Paik & Thayamaballi, 2003)**

Os painéis reforçados podem suportar as cargas aplicadas mesmo para além da ocorrência de encurvadura local e a resistência máxima é alcançada para uma deformação plástica excessiva e/ou para uma falha no reforço. Contudo, deve-se evidenciar que qualquer ocorrência de uma encurvadura elástica global é considerada uma instabilidade significativa de toda a estrutura. No projeto, a ordem de ocorrência dos modos de encurvadura dos painéis reforçados é normalmente controlada, de maneira a prevenir a ocorrência da encurvadura global antes da ocorrência de encurvadura local da chapa entre

os reforços. A encurvadura elástica de painéis reforçados é assim uma boa indicação da resistência requerida do painel considerando o método ELM (Paik & Thayamaballi, 2003).

A figura 2.8 mostra um painel reforçado retirado de uma estrutura contínua de painéis reforçados, sujeita a uma combinação de cargas segundo duas direções perpendiculares  $x$  e  $y$ , e também as fórmulas de resistência são consideradas para um painel que possui reforços longitudinais e transversais (eq 2.7). Neste caso, é proposto uma tensão de cedência equivalente,  $\sigma_{Yeq}$ , que se aplica a todo painel (Paik & Thayamaballi, 2003):

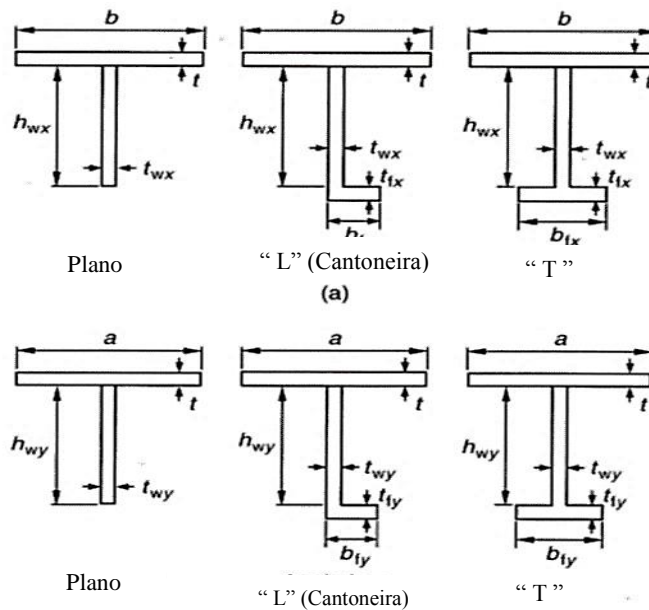
$$\sigma_{Yeq} = \begin{cases} \sigma_{Yx} \\ \sigma_{Yy} \\ (\sigma_{Yx} + \sigma_{Yy})/2 \end{cases} \quad (2.7)$$

Onde

$$\sigma_{Yx} = \frac{Bt\sigma_{Yp} + n_{sx}A_{sx}\sigma_{Ys}}{Bt + n_{sx}A_{sx}}, \quad \sigma_{Yy} = \frac{Lt\sigma_{Yp} + n_{sy}A_{sy}\sigma_{Ys}}{Lt + n_{sx}A_{sy}}$$

$$A_{sx} = h_{wx}t_{wx} + b_{fx}t_{fx}, \quad A_{sy} = h_{wy}t_{wy} + b_{fy}t_{fy}$$

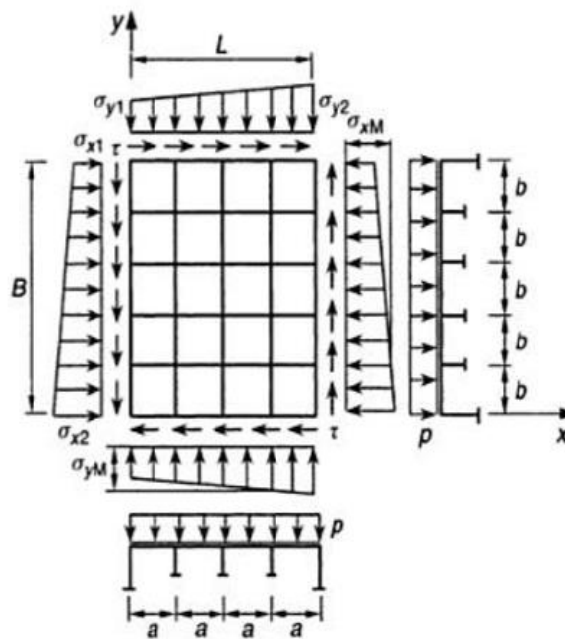
A tensão de cedência da chapa é  $\sigma_{Yp}$  e a do reforço é  $\sigma_{Ys}$ . A figura 2.7 mostra a geometria típica de reforços segundo a direção  $x$  e  $y$  (Paik & Thayamaballi, 2003).



**Figura 2.7-Exemplo de seções de vários tipos de reforços (a) longitudinais (b) transversais (Paik & Thayamaballi, 2003)**

Quando o painel reforçado instabiliza na forma de encurvadura total e atinge a resistência máxima devido à plasticidade excessiva do painel, os efeitos de carga (e.g., tensões, deformações) podem ser analisados pelo método de elementos finitos ou pelo método da teoria mecânica das estruturas. A resposta associada ao nível primário, secundário e terciário da estrutura deve ser contabilizada para a determinação de medidas características dos efeitos das cargas aplicada no painel reforçado.

As cargas aplicadas nas estruturas podem ser idealizadas como mostra a figura 2.8 (Paik & Thayamaballi, 2003).



**Figura 2.8-Painel reforçado sob cargas no plano e pressão lateral (Paik & Thayamaballi, 2003)**

Como mostra a figura 2.8, as tensões principais que se podem desenvolver num painel reforçado são (Paik & Thayamaballi, 2003):

- Tensão axial longitudinal;
- Tensão axial transversal;
- Tensão de corte;
- Tensão de flexão complanar longitudinal;
- Tensão de flexão complanar transversal;
- Pressão lateral.

Na encurvadura global, a chapa e os reforços fletem juntos. Neste caso, os valores médios das tensões muitas vezes podem ser usados como uma medida característica dos efeitos das cargas, ao desprezar a influência de flexão no plano.

$$\sigma_{xav} = \frac{\sigma_{x1} + \sigma_{x2}}{2}, \quad \sigma_{yav} = \frac{\sigma_{y1} + \sigma_{y2}}{2} \quad (2.8)$$

Onde  $\sigma_{x1}$ ,  $\sigma_{x2}$ ,  $\sigma_{y1}$ ,  $\sigma_{y2}$  são definidos na Figura 2.8.

No entanto, na encurvadura local, as tensões de compressão aplicadas nos locais mais instabilizados pelas tensões máximas deve ser o parâmetro utilizado para o estudo de encurvadura local dos reforços ou da chapa. Os valores máximos das tensões aplicadas nos reforços longitudinais e transversais são indicados como  $\sigma_{xM}$  e  $\sigma_{yM}$ , respectivamente. Também, a tensão de corte e a pressão lateral são assinalados por  $\tau_{av}$ ,  $p$  respectivamente (Paik & Thayamaballi, 2003).

#### **2.4.2. Pós-encurvadura e resistência máxima dos painéis reforçados**

Um painel reforçado é constituído pelo conjunto da chapa e dos reforços (perfis). O painel reforçado depois de encurvar-se no regime elástico, ou mesmo no regime inelástico, pode oferecer ainda alguma resistência às cargas aplicadas. Eventualmente, a resistência máxima do painel reforçado é dada pela plasticidade generalizada do painel e/ou pela falha do reforço.

A previsão da resistência máxima dum painel reforçado tem associado um determinado nível de precisão. Para além da incerteza das propriedades do material, existem outras razões para as diferenças nos resultados e nos métodos, que têm que ver com os seguintes aspetos:

- O número finito dos modos de colapso considerados e o modo como são idealizados;
- As diferenças nos tratamentos da largura da chapa entre os reforços;
- A consideração das imperfeições introduzidas depois da soldadura;
- A consideração das restrições rotacionais da chapa em relação aos reforços e/ou entre a alma e banzo dos reforços.

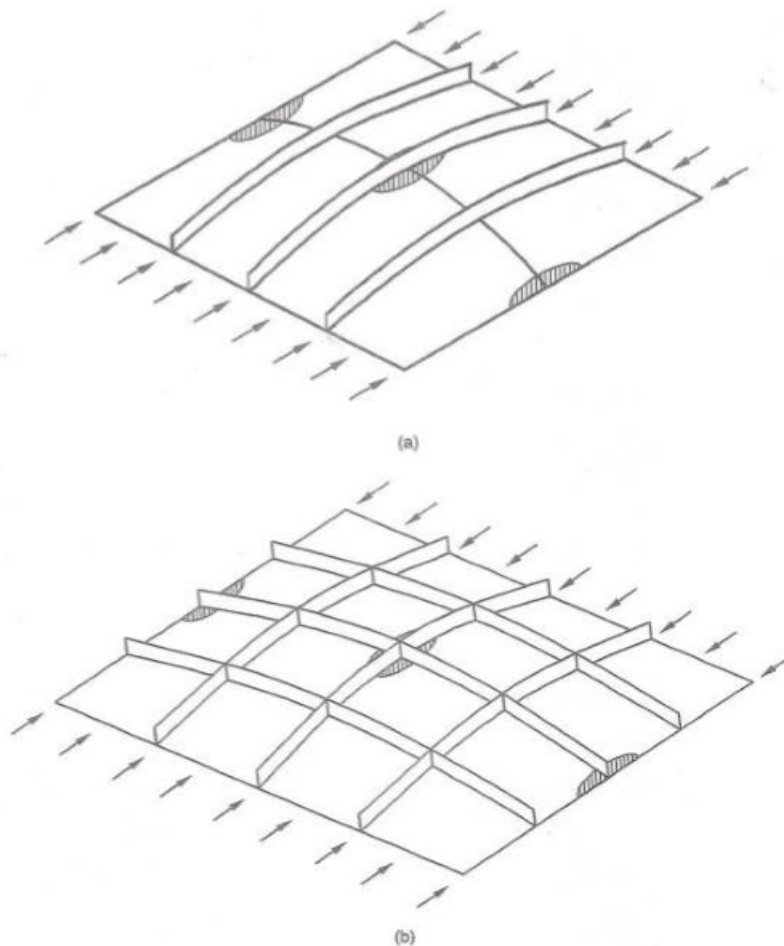
Em primeiro lugar, é importante prever a espessura efetiva da chapa entre os reforços no cálculo da área de secção do painel reforçado. Em segundo lugar, as deformações iniciais e as tensões residuais introduzidas pela soldadura, não são tratados, normalmente, como parâmetros que influenciam o método e os resultados de análise de uma estrutura sujeita à compressão. A maioria dos métodos leva em conta a influência das imperfeições iniciais da chapa entre os reforços, mas poucos métodos incluem as imperfeições iniciais dos reforços. Finalmente, o reforço tem uma certa restrição rotacional na zona de interligação com a chapa e/ou ao longo da intersecção alma-banzo do reforço. Estas restrições afetam a instabilidade do reforço, mas a maioria dos métodos despreza estas restrições (Paik & Thayamaballi, 2003).

Quando um painel reforçado é sujeito predominantemente a uma carga de tração axial pode colapsar devido à cedência. Por outro lado, um painel reforçado, sujeito predominantemente a uma carga compressiva, pode mostrar vários modos de falha até atingir a resistência máxima, como mostra a Figura 2.6. Os primeiros modos de uma falha global de um painel reforçado sujeito às cargas de compressão são (Paik & Thayamaballi, 2003):

- Modo I: colapso global da chapa e dos reforços.
  - Modo I-1: modo I para painéis reforçados uni-axialmente, Figura 2.9 (a)
  - Modo I-2: modo I para painéis reforçados biaxialmente, Figura 2.9 (b)
- Modo II: colapso por compressão biaxial, Figura 2.10
- Modo III: colapso do tipo viga-coluna, Figura 2.11
- Modo IV: encurvadura local na alma do reforço, Figura 2.12
- Modo V: colapso flexo-torsional de reforços, Figura 2.13
- Modo VI: colapso total.

O modo I tipicamente representa o colapso de placas reforçadas quando os reforços são relativamente fracos. Neste caso, os reforços encurvam juntamente com a chapa, onde o comportamento inicial da encurvadura global é elástico. Normalmente, o painel reforçado pode suportar cargas ainda superiores mesmo depois da encurvadura global ocorrer no regime elástico, sendo que a resistência máxima é atingida com a formação de uma zona de cedência no centro do painel e/ou ao longo das suas arestas. No modo I, o comportamento do painel reforçado uniaxialmente de modo I-1, é ligeiramente diferente

do comportamento do painel reforçado biaxialmente de modo I-2. O primeiro é iniciado por uma falha do tipo de uma viga-coluna, enquanto o último assemelha-se a uma falha de um “painel ortotrópico”.

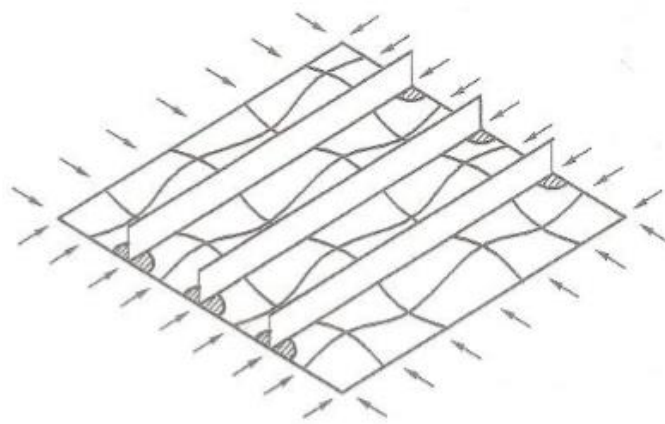


**Figura 2.9- (a) Modo I-1: modo I para painéis reforçados uni axialmente; (b) Modo I-2: modo I para painéis reforçados biaxialmente (Paik & Thayamaballi, 2003)**

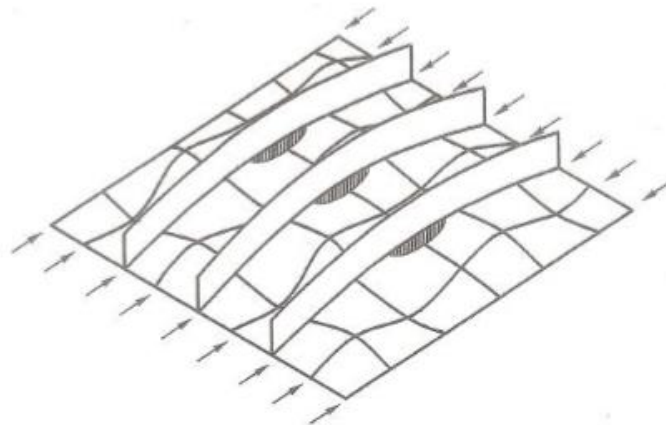
No Modo II o colapso ocorre, por cedência, ao longo da intersecção entre a chapa e os reforços, nas arestas do painel, sem falha ao nível dos reforços.

O Modo III indica a falha padrão na qual a resistência máxima é atingida por cedência na combinação chapa-reforço, a meio vão. Tipicamente, a falha em modo III ocorre quando as dimensões dos reforços são intermédias, isto é, nem muito fracos nem muito fortes.

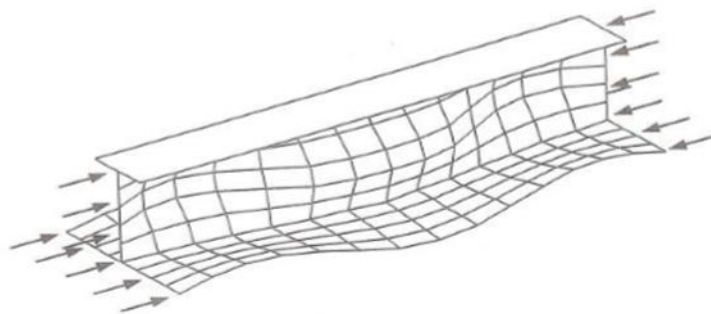
Os modos IV e V são induzidos tipicamente a partir da falha induzida nos reforços, quando a razão da altura de alma do reforço para a espessura da alma é muito alta e/ou quando a alma do reforço não é forte o suficiente para se manter direita; então, a alma do reforço sofre uma encurvadura ou torção. O modo V pode ocorrer quando a resistência máxima é atingida devido ao colapso flexo-torsional do reforço, enquanto o modo IV representa uma falha padrão onde o painel instabiliza devido a uma encurvadura localizada devido a compressão (Paik & Thayamaballi, 2003).



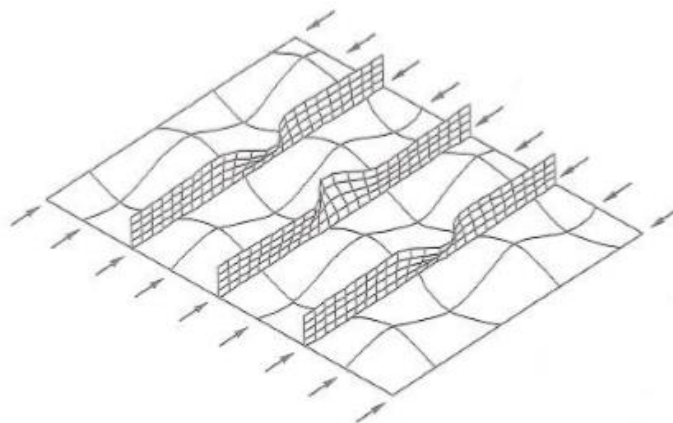
**Figura 2.10- Modo II- Colapso por compressão biaxial (Paik & Thayamaballi, 2003)**



**Figura 2.11- Modo III- Colapso tipo uma viga-coluna (Paik & Thayamaballi, 2003)**



**Figura 2.12- Modo IV- Colapso por encurvadura local na alma do reforço (Paik & Thayamaballi, 2003)**



**Figura 2.13-Modo V- colapso flexo-torsional de reforços (Paik & Thayamaballi, 2003)**

De qualquer forma, alguns tipos de colapso podem interagir e ocorrer em simultâneo. Também é importante perceber que a divisão do comportamento dos painéis não descreve necessariamente todo o comportamento antecipado, apesar de se basear nas experiências e percepções derivadas do projeto de estruturas metálicas. Para fins práticos de projeto é geralmente considerado que o colapso dos painéis ocorre para o valor mínimo das cargas, calculado em separado, para cada um dos modos-padrão discutidos acima (Paik & Thayamaballi, 2003).

## **2.5.Método dos elementos finitos- Análise não-linear**

O método dos elementos finitos (MEF) é um dos métodos mais eficazes para fazer a análise numérica de comportamento das estruturas. Em modelos complexos o MEF

requer um grande esforço computacional, devido à grande quantidade de incógnitas no procedimento de determinação das soluções (Robert, David, Michael, & Robert, 2002).

O MEF tem várias vantagens, tais como (A. C. Ugural, 1981):

- Pode ser aplicado em problemas que envolvam transferência de calor, análises de tensões, cálculo de frequências e modos de vibração, etc.
- Não há restrições na geometria pois o corpo/peça em análise pode ter qualquer geometria. Uma estrutura discretizada com elementos finitos é muito parecida com a real.
- As condições de fronteira e os carregamentos impostos permitem simular os carregamentos e os constrangimentos reais.
- Podem utilizar-se vários materiais com propriedades mecânicas díspares.

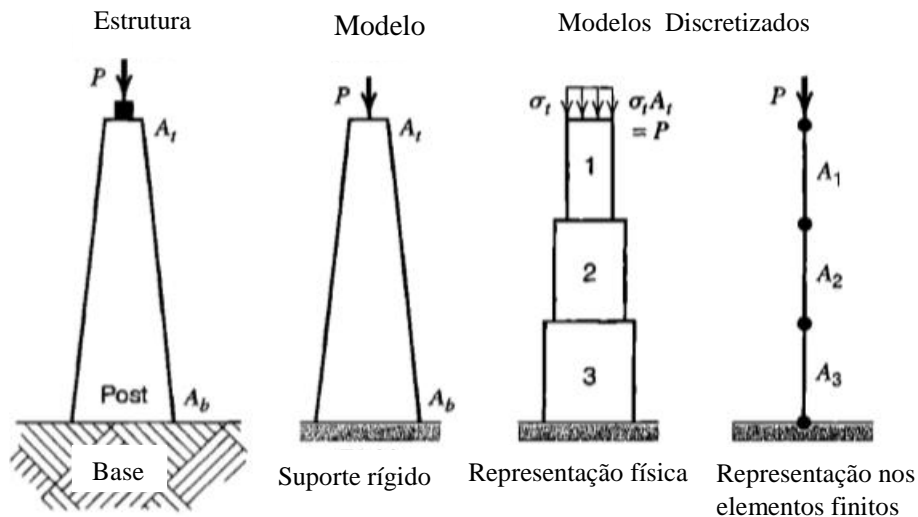
### **2.5.1. Classificação dos problemas, Modelação e discretização**

**Classificação:** O primeiro passo é identificar o problema. Quais são os fenómenos físicos envolvidos? É dependente do tempo ou não? É estático ou dinâmico? É linear ou não-linear? Tipo de resultados obtidos das análises do problema? O grau de exatidão requisitado? A resposta para estas perguntas influencia a quantidade de informação necessária para executar uma análise e também como um problema é modelado e qual é o método adotado. Um problema complicado pode ter mais do que um tipo de análise, por exemplo, um tanque que possui fluido em movimento faz com que a parede fina do tanque se deforme e a deflexão do tanque modifica o movimento do líquido. Devido ao referido, não se pode considerar a deslocação estrutural e o movimento do fluido separadamente, sendo que os cálculos têm de ter em consideração a interação dos dois (Robert, David, Michael, & Robert, 2002).

**Modelação:** Um método analítico pode ser aplicado a um problema que tenha solução analítica. Contudo, a utilização do método dos elementos finitos deve aplicar-se em problemas sem solução analítica. Na modelação, procura-se excluir os detalhes supérfluos e incluir todas as características essenciais, de modo a que a análise do modelo não seja desnecessariamente complicada e permita obter resultados que descrevam o problema real com exatidão.

A aplicação do MEF pode discordar com a realidade se o modelo matemático utilizado não for adequado para a situação. O modelo matemático é uma idealização, na qual a geometria, as propriedades do material, as cargas e/ou as condições de fronteira são baseados na compreensão das características importantes para os resultados que se pretende obter (Robert, David, Michael, & Robert, 2002).

**Discretização:** O modelo real é discretizado através de um modelo matemático formado por uma malha de elementos finitos (*mesh*). Portanto, um corpo/peça/modelo contínuo passa a ser representado por um número finito de nós e de elementos com funções de forma que podem ter, por exemplo, uma interpolação simples dentro de cada elemento. Claramente, a discretização de um meio contínuo introduz outra aproximação. Mesmo se o erro de discretização tendesse para o zero, a realidade não é representada perfeitamente devido aos erros de modelação existentes. Por sua vez, os algoritmos numéricos utilizados para resolver sistemas de equações complexos, podem introduzir erros numéricos pela utilização de números de precisão finita para representar dados e resultados de manipulação. Normalmente os erros numéricos são pequenos, mas podem ser maiores em algumas situações físicas e quando uma discretização é fraca (Robert, David, Michael, & Robert, 2002).



**Figura 2.12-Etapas de modelação e as análises de EF (Robert, David, Michael, & Robert, 2002)**

A Figura 2.14 mostra um exemplo simples de modelação e discretização. Considera-se um suporte com formato tronco-cónico, apoiado, cuja sua área de secção varia entre  $A_b$  na base e  $A_t$  no topo. Pode-se presumir que a tensão induzida pelo carregamento indicado na figura é uniaxial nas várias áreas das secções que formam o cone. O modo de distribuição da carga no topo do tronco de cone é importante e pode ser simulada de diversas formas, tal como está evidenciado na figura 2.14, sendo que a intensidade da carga  $P$  pode, por exemplo, ser substituída por uma pressão aplicada numa área. Pode-se assumir também que o material é homogéneo e linear elástico (Robert, David, Michael, & Robert, 2002). Um outro modelo válido obtém-se pela discretização do tronco de cone na forma de vários cilindros com diferentes áreas para as secções da base, com o mesmo módulo de Young  $E$  e áreas de secção diferentes (Fig. 2.14). Para reduzir o erro pode-se aumentar o número dos cilindros. Finalmente, depois de completar as análises, a verificação e a discussão crítica dos resultados é muito importante (Robert, David, Michael, & Robert, 2002).

### **2.5.2. Procedimento da solução- Problemas não-lineares**

Na mecânica estrutural, o problema é linear quando a matriz da rigidez é determinada apenas pela geometria e as propriedades do material da estrutura, que não tem grandes deformações (independente do deslocamento). Portanto, o problema é considerado não-linear se a matriz de rigidez varia com o aumento de cargas onde o vetor de carga depende do deslocamento. Para a análise de elementos finitos, um problema independente do tempo é expresso por  $\{R\} = [K]\{U\}$ , onde  $\{R\}$ = vetor de carga,  $\{U\}$ = vetor de deslocamento e  $[K]$ = matriz de rigidez.

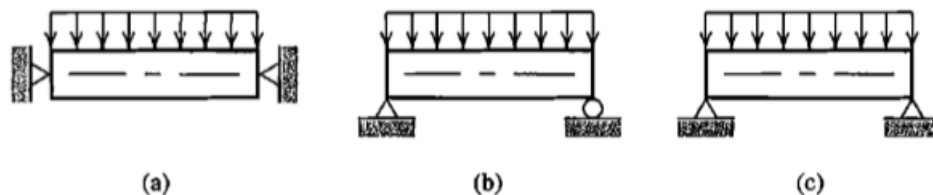
A matriz  $[K]$  e o vetor  $\{R\}$  são dados como dependentes do vetor  $\{U\}$  na análise linear, enquanto na análise não-linear  $[K]$  e/ou  $\{R\}$  são funções não-lineares do vetor  $\{U\}$ .

Na mecânica estrutural podemos dividir a não-linearidade em duas classes, nomeadamente a não-linearidade geométrica e a não-linearidade do modelo do material, que interagem com a deformação da estrutura. A não-linearidade geométrica é associada às mudanças na geometria tais como a deflexão ou a encurvadura e a não-linearidade do material é associado às mudanças nas propriedades do material (plasticidade).

### 2.5.3. Condições de fronteira

Na mecânica estrutural, as condições de fronteira também se denominam por condições de suporte ou como constrangimentos, sendo que a definição das condições de fronteira, que parece ter pequena importância, pode ter muito efeito nos resultados calculados. Muitas vezes as condições de fronteira não são óbvias nos problemas reais e mesmo os problemas simples apresentam muitas possibilidades de escolhas e incertezas, como mostra a figura 2.15 (Robert, David, Michael, & Robert, 2002).

Se um problema físico não apresenta uma escolha clara de condições de fronteira, torna-se necessário redobrar a atenção na análise e definição das mesmas, sendo que a resposta da estrutura para os diferentes constrangimentos poderá indicar qual a definição mais acertada de constrangimentos. Por exemplo, no caso de uma viga que está simplesmente suportada ou apoiada e sujeita a uma certa carga uniforme. As duas análises são realizadas com apoio simples ou com apoios fixos, que respectivamente vão superestimar e subestimar o momento de flexão atual (Robert, David, Michael, & Robert, 2002).



**Figura 2.13-Modelos de uma viga apoiada e simplesmente apoiada (Robert, David, Michael, & Robert, 2002)**

### 2.5.4. Simetria repetitiva

A simetria repetitiva existe quando um conjunto de regiões se repete várias vezes. Neste caso, as condições de fronteira e as cargas aplicadas devem ser idênticas em cada região para se poder considerar um padrão repetitivo. Quando se podem repetir as regiões através de simetria rotativa, por exemplo, a simetria repetitiva pode ser definida pela simetria cíclica ou pela periodicidade rotacional. A existência da simetria rotativa permite obter a resposta para o todo o conjunto a partir da análise de uma região repetitiva só. A figura 2.16 mostra um exemplo de simetria cíclica, onde se pode obter a solução completa com a análise de uma porção que se repete. Portanto, só é preciso analisar uma porção, escolhendo-se por exemplo o conjunto de pontos ao longo das direções definidas por  $AA'$  e  $BB'$  (Robert, David, Michael, & Robert, 2002).



**Figura 2.14- Estrutura plana com simetria cíclica (a). P e Q são cargas. Porção repetitiva, arresto ao longo de  $AA'$  e  $BB'$  (Robert, David, Michael, & Robert, 2002)**

### 2.5.5. Erros no método de elementos finitos (MEF)

Os resultados da análise de elementos finitos incluem sempre erros de natureza numérica (pelo menos), que serão muito pequenos quando o modelo é um modelo matemático muito simples, ou erros de maior valor quando a análise é mais complexa. O erro é representado pela diferença existente entre os resultados obtidos pelo MEF e os resultados exatos do modelo matemático, quando exista, ou os resultados obtidos por via experimental. Importa ter sempre presente se o programa informático é adequado para o tipo de problema em estudo, se não há incorreções na informação que descreve a geometria, as condições de fronteira, as cargas e as propriedades de material, e com a

escolha do tipo de elementos finitos para o problema que está sob análise. Tendo em consideração o referido, pode-se discutir os tipos de erros mais prováveis de ocorrer numa análise de um problema pelo MEF (Robert, David, Michael, & Robert, 2002).

O erro de *modelação* refere-se às diferenças inerentes entre o sistema físico/real e o modelo matemático. Na realidade o que se analisa não é exatamente o problema real, mas o modelo matemático aproximado que simplifica o problema atual, assumindo-se que se utilizam as fórmulas matemáticas mais adequadas. O erro de modelação está resumido nas aproximações e incertezas devidas à natureza das cargas e condições de fronteira.

O erro do *utilizador* refere-se aos erros introduzidos pelo utilizador depois de passar o problema físico a um modelo matemático que não é adequado para o caso.

O erro da *descritização* é introduzido pela representação do modelo físico num modelo de elementos finitos.

O erro de *manipulação* é introduzido no processamento das equações. Sobre este tipo de erros verifica-se que em alguns problemas dinâmicos e não lineares o incremento de carregamento depende do resultado do passo interior, os erros de manipulação podem acumular-se e propagar-se. O erro *numérico* resulta pois da combinação dos resultados de erro da manipulação. Portanto, estes erros nos elementos finitos são inevitáveis, mas podem-se reduzi por introdução de maior número de dígitos para números especiais como por exemplo  $\pi$  e a regra quadratura Gaussiana de  $n$  pontos (Paik & Thayamaballi, 2003).

### **2.5.6. A rigidez e a encurvadura**

O termo “rigidez” refere-se também à influência das forças de membrana na deflexão lateral das vigas, placas e cascas. As forças de membrana e as tensões associadas atuam ao longo do eixo de uma viga e atuam de forma tangente nas placas e cascas. A rigidez é reduzida quando uma coluna é sujeita a uma carga axial de compressão. Em MEF, os efeitos da membrana nas tensões são dados pela matriz  $K_\sigma$ , que é chamada a matriz de tensão da rigidez, que aumenta a matriz de rigidez  $[K]$ . A matriz  $[K_\sigma]$ , é dada em função da geometria, deslocamentos, estado da tensão de membrana. A matriz  $K_\sigma$  é dependente das propriedades do material (Robert, David, Michael, & Robert, 2002).

Para uma placa lisa, a expressão da matriz  $[K_\sigma]$ , é obtida através da análise dos efeitos das forças de membrana nos deslocamentos associados à deflexão lateral. As forças de membrana por unidade de comprimento são:  $N_x$ ,  $N_y$ , e  $N_{xy}$ , como se mostra na figura 2.17. Em termos de membrana, as tensões  $\sigma_x$ ,  $\sigma_y$  e  $\tau_{xy}$  são representadas pelas seguintes equações (Robert, David, Michael, & Robert, 2002), correspondentes a uma força distribuída por unidade de comprimento (onde “t” representa a espessura da placa):

$$N_y = \int_{-t/2}^{t/2} \sigma_y dz \quad N_{xy} = \int_{-t/2}^{t/2} \tau_{xy} dz \quad (2.8)$$

As extensões de membrana estão associadas à deformada lateral,  $w = w(x, y)$ , sendo dadas pelas seguintes equações (Robert, David, Michael, & Robert, 2002):

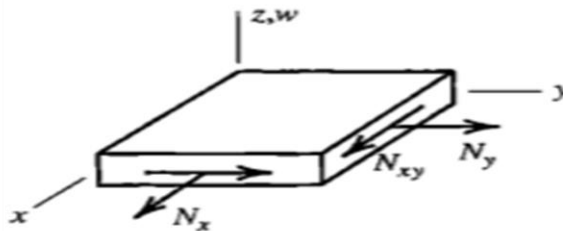
$$\varepsilon_x = \frac{1}{2} w_x^2 \quad \varepsilon_y = \frac{1}{2} w_y^2 \quad \gamma_{xy} = w_x w_y \quad (2.9)$$

Onde a energia associada às forças constantes de membrana é representada pela equação seguinte (Robert, David, Michael, & Robert, 2002):

$$U_m = \int \left( \frac{1}{2} N_x w_x^2 + \frac{1}{2} N_y w_y^2 + N_{xy} w_x w_y \right) dA \quad (2.10)$$

E a matriz  $[K_\sigma]$  tem o seguinte aspeto (Robert, David, Michael, & Robert, 2002):

$$[K_\sigma] = \iint [G]^T \begin{bmatrix} N_x & N_{xy} \\ N_{xy} & N_y \end{bmatrix} [G] dx dy \quad (2.11)$$



**Figura 2.15-As forças de membrana de uma placa lisa**

A encurvadura de uma estrutura é traduzida pela perda de estabilidade e da sua configuração de equilíbrio quando sujeita a uma carga crítica de compressão  $P_{cr}$ . Um problema de encurvadura torna-se não linear no caso de existir uma rotação no estado de

pré-encurvadura, e pode-se resolver o problema não linear com vários métodos e teorias que se diferenciam na precisão e condições iniciais de cada problema (Robert, David, Michael, & Robert, 2002).

## **2.6. Imperfeições geométricas e mecânicas**

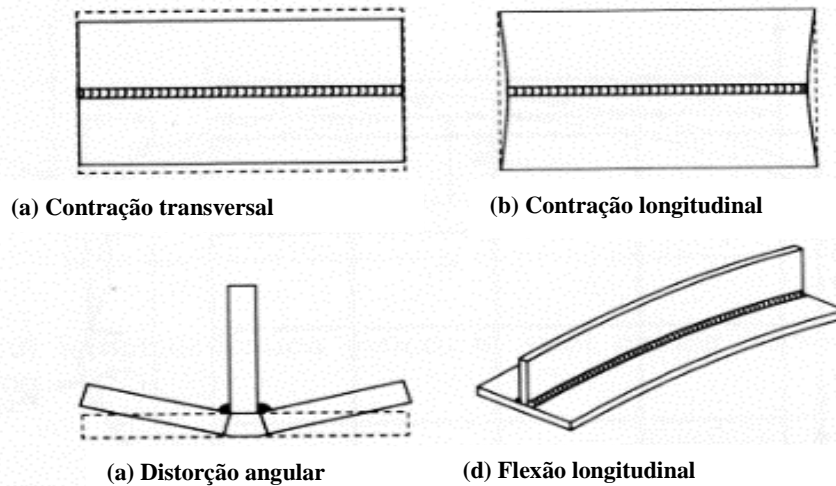
As imperfeições iniciais, resultantes de métodos de fabrico típicos, surgem na forma de distorções iniciais e de tensões residuais que podem desenvolver-se e reduzir a capacidade de resistência da estrutura. Portanto, as imperfeições iniciais têm que ser incluídas nos parâmetros do projeto estrutural. Por exemplo, na produção de placas de alumínio detetou-se a variação na espessura da placa, que deveria ser constante, sendo que testes de laboratório efetuados na Noruega (Aalberg *et al.*, 2000), mostraram diferenças de espessura variáveis entre 1,7% e 6,8% em relação à espessura de projeto e uma variação média de 5,17% em relação ao valor nominal (Odd, 2001).

Outro aspeto responsável pela introdução de imperfeições de fabrico nas chapas prende-se com o aquecimento e o arrefecimento das mesmas. Quando uma estrutura metálica é aquecida localmente a uma temperatura alta, a parte aquecida vai tender a expandir, sendo que a região circunvizinha, que se mantém a temperatura mais baixa, vai sujeitar esta zona a tensões de compressão e distorção. Quando a parte aquecida arrefece, vai encolher e, em vez de voltar ao estado inicial, fica sujeita a tensões residuais de tração. Portanto, quer as tensões residuais quer as distorções resultantes de soldadura devem ser minimizadas com a aplicação de procedimentos adequados de fabrico.

No processo de soldadura, o controle de procedimentos pode ajudar na diminuição de tensões residuais, devendo incluir o seguinte:

- Selecionar a sequência de processo da soldadura, baseada na experiência e conhecimento, que minimizem a distorção;
- Depositar o volume mínimo de metal da adição;
- Utilizar o processo de pré-aquecimento.

A figura 2.18 mostra os tipos de distorção introduzidos pelo processo de soldadura, onde se considera a contração transversal/longitudinal, a distorção angular ou a flexão de distorção longitudinal dos tipos mais importantes nas estruturas.



**Figura 2.16- As formas de distorções introduzidos por soldadura (Paik & Thayamaballi, 2003)**

Os estudos teóricos e numéricos de imperfeições iniciais são baseados no critério de dimensionamento adotado e dependentes da finalidade de projeto por causa da complexidade deste fenómeno.

Foram desenvolvidas várias equações por vários autores (Odd, 2001) para representar as deflexões geométricas de forma aproximada:

$$w_{max} = 0,016b - 0,36t \quad (2.12)$$

$$w_{max} = 0,019b - 0,32t. \quad (2.13)$$

Onde:

b: Largura da placa;

t: Espessura da placa.

O estado da placa pós-soldada de alumínio não é igual em todas as estruturas, mas pode-se dar uma indicação da intensidade sobre as medidas das imperfeições iniciais Clarek (1987), sendo que a deformação,  $w_{max}$ , pode variar entre  $0,0066b$  até  $0,02b$ .

Num outro estudo de Aalberg et al. (1999) sobre as imperfeições nos painéis reforçados de alumínio, as placas com reforços de tipo L tinham a deflexão inicial máxima de  $0,012b$  (espessura de 5 mm) (Odd, 2001).

Durante a elaboração da presente dissertação foram utilizadas outras fórmulas empíricas para fazer o cálculo das deformadas de painéis reforçados. Estas fórmulas serão apresentadas no capítulo 3.

## **2.7. Comportamento da zona afetada pelo calor**

No processo de soldadura, as placas são expostas a um processo de aquecimento súbito que, na maioria dos casos, cessa os efeitos de tratamento térmico e leva as ligas de alumínio de volta ao seu estado recozido. A redução das propriedades mecânicas do material após soldadura é verificada em ligas de alumínio tratáveis termicamente. Com efeito, as ligas com grande aumento na resistência mecânica devido ao tratamento térmico têm uma grande redução nas propriedades do material, enquanto as ligas com propriedades próximas do estado recozido ou tratáveis mecanicamente não vão ser afetadas.

A análise dos resultados da tensão de cedência mostram que a redução nas propriedades do material é forte nas regiões perto das zonas soldadas e decresce gradualmente até alcançar a resistência máxima nas partes que estão longe das soldaduras (Odd, 2001).

## **2.8. Métodos de solução não linear**

Pode-se antecipar que as fórmulas existentes e aplicáveis a aços podem não ser fiáveis quando aplicadas aos painéis de alumínio; por isso foram desenvolvidas fórmulas adaptáveis às ligas de alumínio.

### **2.8.1. Lei de Tensão-Extensão**

A lei de Ramberg e Osgood, tem o seguinte aspeto (Xiaozhi WANG, Akira, & Aiping, 2005):

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E} + 0.002 \left( \frac{\sigma}{\sigma_y} \right)^n \quad (2.14)$$

Onde:

$n$ : fator de alumínio, que pode determinado pela fórmula de Mazzolani (1995),

$$n = \frac{\ln 2}{\ln(1+k\chi)} \quad (2.15)$$

$$k\chi = \frac{\sigma_t - \sigma_y}{10\varepsilon_t} \frac{\sigma_t}{\sigma_y} \quad (2.16)$$

Onde:

$\sigma_t$  = Tensão de rotura

$\sigma_y$  = Tensão de cedência

$\varepsilon_t$  = Extensão de rotura

### 2.8.2. Determinação da zona afetada pelo calor ZAC

No processo de soldadura dos perfis estruturais à chapa, o calor fornecido tira os efeitos de tratamento térmico e de endurecimento mecânico. Geralmente, a extensão da ZAC,  $z$ , é determinada usando a regra de uma polegada em todas as direções a partir das soldaduras (Xiaozhi WANG, Akira, & Aiping, 2005).

Em alternativa, a relação entre a ZAC e a espessura de placa,  $t_A$ , para soldadura de topo a topo e para o cordão de soldadura de ângulo no BS 8118 pode ser dada por (Xiaozhi WANG, Akira, & Aiping, 2005):

$z = \min\{3t_A, 20 + t_A/3\}$ , mm para a soldadura topo a topo, exceto as ligas da série 7xxx.

$z = \min\{3t_B^2/t_A, 20 + t_A/3\}$ , mm para o cordão de ângulo, exceto as ligas da série 7xxx.

Onde  $t_A$  representa a espessura de placa mais fina entre  $0.5(t_B+t_C)$  e  $1.5t_B$ .  $t_B$  e  $t_C$  referem-se à espessura da placa mais fina e a placa mais grossa que são ligadas pela soldadura, respetivamente.

Se os elementos soldados têm a mesma espessura, a fórmula anterior pode ser reescrita:

$$z = \begin{cases} 3t & \text{se } t \leq 7.5\text{mm} \\ 20 + \frac{t}{3} & \text{se } t \geq 7.5\text{mm} \end{cases}$$

No Eurocode 9 (1999), a extensão da ZAC é específica para a soldadura MIG, no material não aquecido e com temperatura entre passes que arrefece até 60°C, ou menos:

$$0 < t \leq 6 \text{ mm} \quad z = 20\text{mm}$$

$$6 < t \leq 12 \text{ mm} \quad z = 30\text{mm}$$

$$12 < t \leq 25 \text{ mm} \quad z = 35\text{mm}$$

$$t > 25\text{mm} \quad z = 40\text{mm}$$

A extensão da ZAC para soldadura de TIG tem o seguinte valor (Eurocode, 1999):

$$0 < t \leq 6 \text{ mm} \quad z = 30 \text{ mm}$$

Na norma BS 8118 (1991) e Eurocode 9 (1999), a influência da temperatura é considerada nos cálculos. A figura 2.19 mostra a extensão da zona afetada pelo calor e como se determina o valor de z.



**Figura 2.17-A extensão da ZAC e definição de z**

### **2.8.3. A encurvadura e a resistência máxima de painéis de alumínio: chapa**

A resistência crítica de encurvadura pode ser expressa pela seguinte forma (Xiaozhi WANG, Akira, & Aiping, 2005):

$$\sigma_c = \begin{cases} \sigma_E & \sigma_E \leq 0.5\sigma_{yb} \\ \sigma_{yb} \left(1 - \frac{\sigma_{yb}}{4\sigma_E}\right) & \sigma_E > 0.5\sigma_{yb} \end{cases} \quad (2.17)$$

Onde

$\sigma_E$  = Tensão elástica de encurvadura

$$= 0.91m_1E\psi^2 \left(\frac{t}{s}\right)^2 \text{ N/mm}^2$$

$\psi$  = Fator de redução considerando a ZAC da soldadura.

$m_1$  = Coeficiente de encurvadura, (ABS, 2003)

$$E = 6.9 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$$

$t$  = Espessura da chapa (mm)

$s$  = Largura (mm)

$l$  = comprimento (mm)

$\sigma_{yb}$  = Tensão de cedência mínimo do material base  $\text{N/mm}^2$

A resistência máxima de painéis sujeitos a compressão axial,  $\sigma_u$ , pode ser calculada pela fórmula de Faulkner (Xiaozhi WANG, Akira, & Aiping, 2005):

$$\frac{\sigma_u}{\sigma_{yb}} = \begin{cases} 1 & \beta' \leq 1 \\ \frac{2}{\beta'} - \frac{1}{\beta'^2} & \beta' > 1 \end{cases} \quad (2.18)$$

Onde

$$\beta' = \frac{1}{\psi} \frac{s}{t} \sqrt{\frac{\sigma_{yb}}{E}} \quad (2.19)$$

$$\beta = \frac{s}{t} \sqrt{\frac{\sigma_{yb}}{E}} \quad (2.20)$$

Pode-se definir o fator de redução como:

$$\psi = \begin{cases} 1 & \eta \geq 1 - 0.1\beta^{0.5} \\ 1.142 - \frac{1.42}{\beta^{0.5}} (1 - \eta) & \eta \leq 1 - 0.1\beta^{0.5} \end{cases} \quad (2.21)$$

Onde

$$\eta = \frac{\sigma_{yw}}{\sigma_{yb}} \quad (2.22)$$

$\sigma_{yw}$  = Tensão de cedência de material da adição, (N/mm<sup>2</sup>)

A fórmula indicada acima (eq 2.18) é válida para  $\beta \geq 1$ . Esta condição é satisfeita para a projetos de alumínio onde os valores de  $\beta$  estão entre 1,5 e 3.

#### **2.8.4. A encurvadura e a resistência máxima de painéis reforçados de alumínio: chapa com perfil de reforço**

A *tensão crítica* de encurvadura para compressão de longitudinais pode ser obtida a partir da equação (Xiaozhi WANG, Akira, & Aiping, 2005):

$$\sigma_c = \begin{cases} \sigma_E & \sigma_E \leq 0.5\sigma_y \\ \sigma_y \left(1 - \frac{\sigma_y}{4\sigma_E}\right) & \sigma_E > 0.5\sigma_y \end{cases} \quad (2.23)$$

Onde

$\sigma_y$  = Tensão de cedência mínima do reforço considerado, (N/mm<sup>2</sup>). Caso haja uma grande diferença no valor de tensão de cedência entre o reforço e a chapa, a tensão de cedência equivalente é calculada pela equação seguinte:

$$\sigma_{yeq} = \frac{\sigma_{cr} \cdot A_{er} + \sigma_{cp} \cdot A_{ep}}{A_{er} + A_{ep}} \quad (2.24)$$

Onde

$\sigma_{cr}$  : tensão de cedência de reforço;

$\sigma_{cp}$  : tensão de cedência da chapa;

$A_{er}$  : área de secção do reforço;

$A_{ep}$  : área de secção da chapa.

$\sigma_E$  = Tensão de encurvadura elástica, (N/mm<sup>2</sup>).

A *tensão elástica de encurvadura* de um reforço associado à chapa efetiva, com a respetiva compressão axial pode ser obtida da equação seguinte (Xiaozhi WANG, Akira, & Aiping, 2005):

$$\sigma_E = \frac{EI_e}{C_1 A_e l^2} \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad (2.25)$$

Onde

$I_e$  = Momento de inércia efetivo de reforço,  $cm^4$ , incluindo a largura efetiva da chapa,  $s_e$ .

$$C_1 = 1000 \text{ (1000.144)}$$

$A_e$  = Área efetiva de secção,  $cm^2$ . Incluindo o reforço mais a largura efetiva de chapa,  $s_e$ .

$l$  = Comprimento do reforço, m

$s_e$  = Largura efetiva da chapa =  $C s$  que “ atua com o reforço ”

$$C = \begin{cases} 1 & \beta \leq 1 \\ \frac{2}{\beta} - \frac{1}{\beta^2} & \beta > 1 \end{cases} \quad (2.26)$$

### 2.8.5. Encurvadura de alma e do banzo do reforço

A *resistência à encurvadura local* é considerada satisfatória se respeitar as seguintes proporções (Xiaozhi WANG, Akira, & Aiping, 2005):

- Parte exterior da face da barra e banzos:

$$d_w/t_w \leq 0.5 \left( \frac{E}{\sigma_{yb}} \right)^{1/2} \quad (2.27)$$

- Cantoneiras e perfis em T:

$$d_w/t_w \leq 1.5 \left( \frac{E}{\sigma_{yb}} \right)^{1/2} \quad (2.28)$$

Quando  $\sigma_a < 0.80\sigma_{yb}$ , os valores de  $d_w/t_w$  podem ser aumentados pelo fator  $(0.80\sigma_{yb}/\sigma_a)$ , onde  $\sigma_a$  é a tensão de trabalho e para ter valores abaixo  $0,55\sigma_{yb}$ .

$d_w$  e  $t_w$  são a espessura e a altura da alma do reforço como mostra a figura 2.20.



### 3. Estudo de Caso

Pretende-se determinar a resistência máxima à compressão de uma antepara de vante, de uma lancha rápida salva-vidas da Marinha Portuguesa, que está sujeita a várias forças externas ao navegar no mar, como por exemplo as forças hidrostáticas e a força induzida pelo “slamming”, as quais têm um efeito muito importante na resposta da estrutura da lancha. O contacto entre o casco do navio e as ondas introduz cargas de compressão, de natureza impulsiva e dinâmica, que afeta as estruturas do navio de modo local e global. A maioria dos danos reportados nos navios, na zona sob análise, são devidos às forças de “slamming” resultantes das ondas a bater na parte de vante dos navios que se deslocam com alta velocidade. Outra causa de dano possível na zona de vante será a colisão.

As cargas de “slamming” são de grande importância no projeto dos navios do ponto de vista da resistência estrutural. Foram pois efetuados estudos para avaliar a resposta da estrutura da lancha às forças de “slamming”.

#### 3.1. A lancha rápida salva-vidas da Marinha Portuguesa

As lanchas salva-vidas são embarcações movidas a motor e jato de água, que têm como objetivo dar apoio na salvação marítima de vidas. Foram projetadas para operar, no limite, em condições de estado 8 de mar, com uma altura de ondas variável entre os 9 e os 14 metros, com vento de força 10. A lancha foi construída no Arsenal do Alfeite e está a desempenhar as funções na esquadra de salvação marítima (Figura 3.1)



Figura 3.1-A lancha rápida salva-vidas em estudo

As características principais da lancha são:

- Comprimento total – 14,50 m
- Boca máxima – 4,30 m
- Pontal – 2,10 m
- Deslocamento carregado – 18 t
- Velocidade máxima – superior a 28 nós
- Materiais de construção – ligas de alumínio 5083- H111 e de 6082-T6

### **3.2.As ligas de alumínio**

O alumínio e as suas ligas apresentam uma excelente combinação de leveza com resistência mecânica e as suas propriedades podem, por vários motivos, ser muito vantajosas nos navios militares, como é por exemplo o facto de ser não ferromagnético, que não afeta o material eletrónico nem tem assinatura magnética (importante em guerra de minas). Para além de vantagens o alumínio como material de construção tem também desvantagens, de uma forma geral ele apresenta as seguintes vantagens e desvantagens:

#### **3.2.1. Vantagens**

- Boa resistência à corrosão em água doce e salgada;
- Baixa densidade,  $\approx 3$  vezes menor do que a do aço e um pouco superior à da fibra de vidro.
- Não magnético.

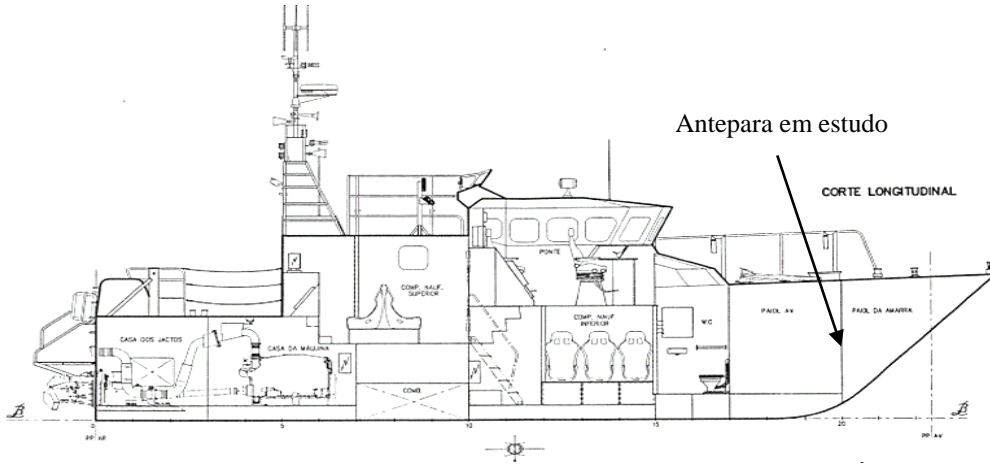
#### **3.2.2. Desvantagens**

- Baixa resistência à fadiga- sem tensão limite de fadiga;
- Maior custo;
- Menor resistência mecânica e menor rigidez que do que o aço;
- Baixo ponto de fusão (645°C) (Natacha, 2008).

### **3.3.Geometria da lancha**

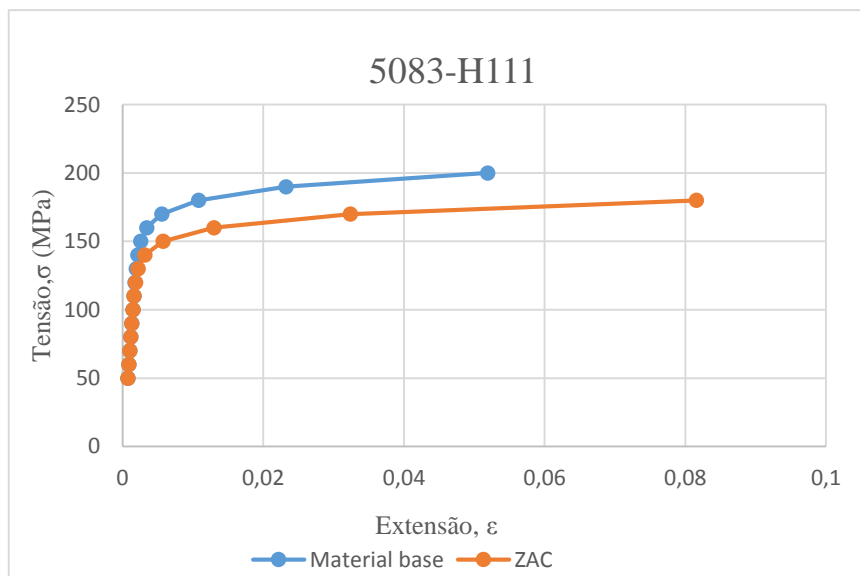
Torna-se importante conhecer a geometria da lancha e os materiais utilizados na sua construção, de modo a avaliar o comportamento da estrutura. Como já foi mencionado, o objetivo principal desta dissertação é estudar o comportamento da

antepara mais avante da lancha rápida quando sujeita as forças de “slamming”, como mostra a figura 3.2. A antepara foi escolhida por se situar numa zona crítica, isto é, numa zona muito afetada pelo efeito de “slamming”.

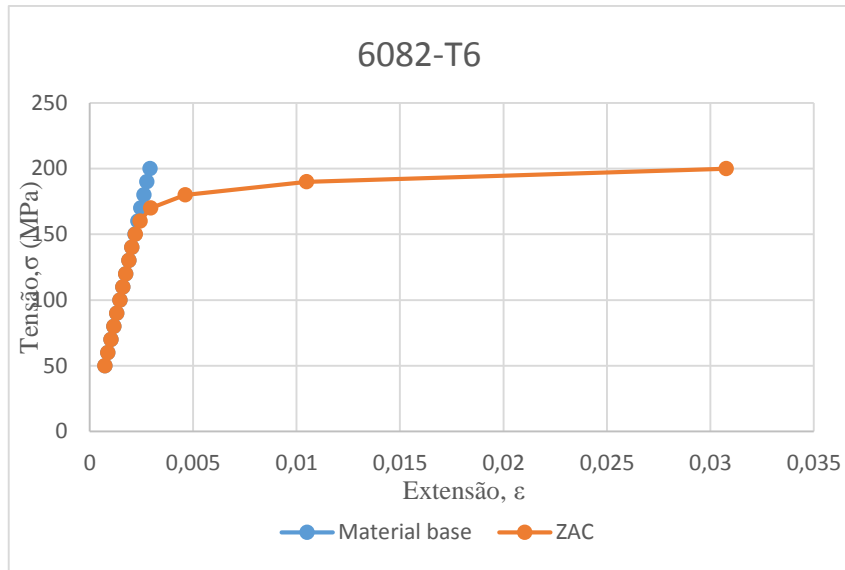


**Figura 3.2-Corte longitudinal na lancha**

A figura 3.3 e a figura 3.4 mostram as curvas típicas de tensão-extensão, para as ligas de alumínio utilizadas, segundo a lei geral  $\epsilon = \epsilon(\sigma)$  de Ramberg-Osgood, definido pela equação 2.14 e baseadas nos parâmetros da tabela 3.1.

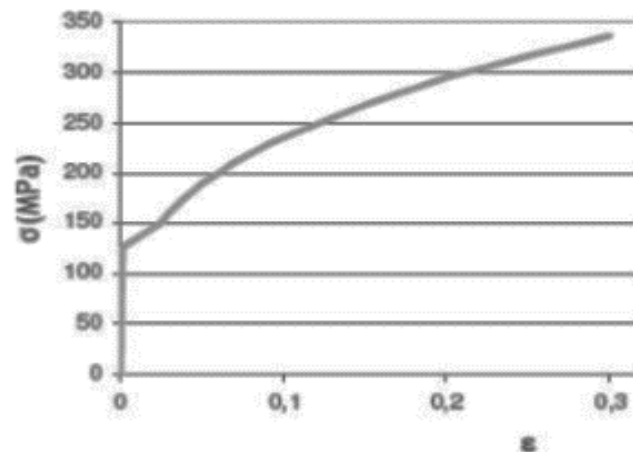


**Figura 3.3- Curvas tensão-extensão para a liga de alumínio 5083-H111 (material base e ZAC) utilizada nas chapas da lancha salva-vidas**

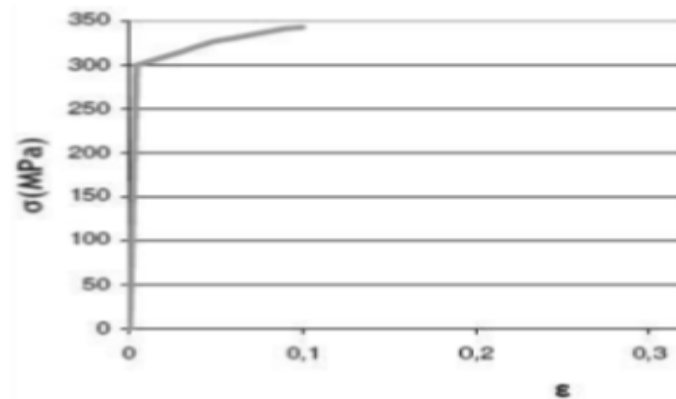


**Figura 3.4-Curvas tensão-extensão para a liga de alumínio 6082-T6 (material base e ZAC) utilizada nos perfis estruturais da lancha salva-vidas.**

As figuras 3.5 e 3.6 mostram as curvas Tensão-extensão de ligas de 5083-H111 e 6082-T6 resultantes de testes de tração axial ( (Matos, 2009).



**Figura 3.5-Curvas tensão-extensão para a liga de alumínio 5083-H111 resultantes de teste de tração axial (Matos, 2009)**

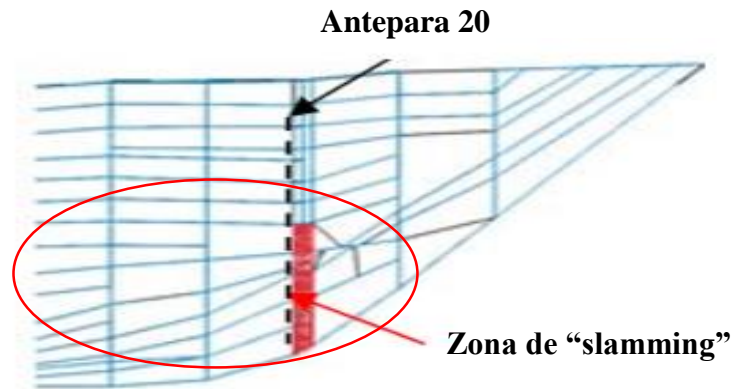


**Figura 3.6- Curvas tensão-extensão para a liga de alumínio 6082-T6 resultantes de teste de tração (Matos, 2009)**

Liga de alumínio e tratamento	Tensão convencional de cedência (0.2%)		Modelo de Ramberg-Osgood
	Metal base	Metal de adição e ZAC	Fator de Mazzolani
	$\sigma_{yb}$	$\sigma_{yw}$	N
5083-H111	165.7	145	17
5083-H116	213.8	165	24
6082-T6 (Eurocode, 1999)	260	185	25

**Tabela 3.1- Propriedades mecânicas das ligas de alumínio (Xiaozhi WANG, Akira, & Aiping, 2005)**

Durante o serviço, a lancha pode estar sujeita às pressões de “slamming” devidas ao batimento do casco na entrada e reentrada na água. Este fenômeno introduz forças de compressão no casco e nos elementos da estrutura da embarcação (Hermundstad & Moan 2007), que podem provocar a ocorrência de vibrações e de ressonância da estrutura. A intensidade do carregamento do “slamming” depende do projeto do casco, das condições de serviço, da área de operação, do tipo de embarcação, etc. Para o caso em estudo, o valor máximo calculado para a pressão de “slamming” foi de 196,3 kN/m<sup>2</sup>. Este foi o valor de pressão aplicada nas placas do casco, perto da antepara 20, como mostra a Figura 3.7 (Santos, Martins, Silva, & Mateus, 2012).



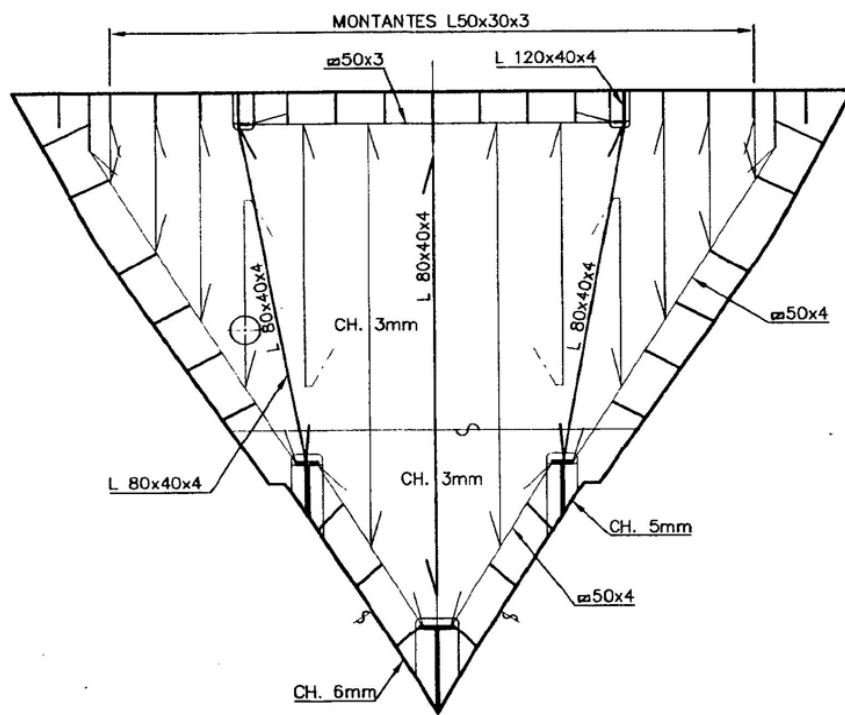
**Figura 3.7- As zonas da pressão de “slamming” considerados no MEF (Santos, Martins, Silva, & Mateus, 2012)**

As anteparas são elementos estruturais de fronteira, pertencentes à estrutura primária da lancha, que delimitam as extremidades de compartimentos estanques do navio. São constituídas por chapas/painéis reforçados com reforços para aumentar a resistência mecânica e a rigidez e garantir a estanquidade e a navegabilidade do navio no caso de alagamento. Como se mostra na figura 3.2, as anteparas têm mais atributos importantes para a estrutura da lancha, de entre os quais se destacam:

- Definição da forma do casco;
- Subdivisão do casco, contribuindo para a sobrevivência do navio em caso de alagamento progressivo, dividindo o navio em diversas secções estanques;
- Criação de espaço e compartimentos internos e independentes;
- Continuidade estrutural.

A figura que se segue apresenta parte do desenho técnico da antepara nº 20 em estudo (figura 3.8).

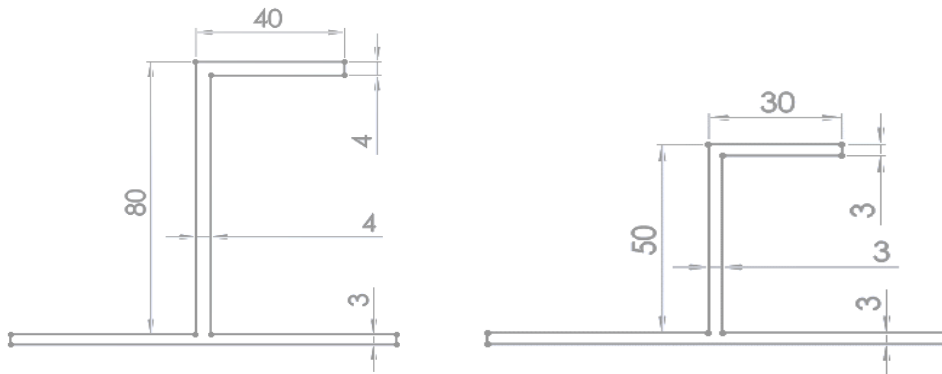
A antepara nº 20 tem a forma de um triângulo invertido e possui vários reforços estruturais, sendo três perfis principais de tipo L 80X40X4 e os restantes reforços de tipo L 50X30X3, como mostra a figura 3.8.



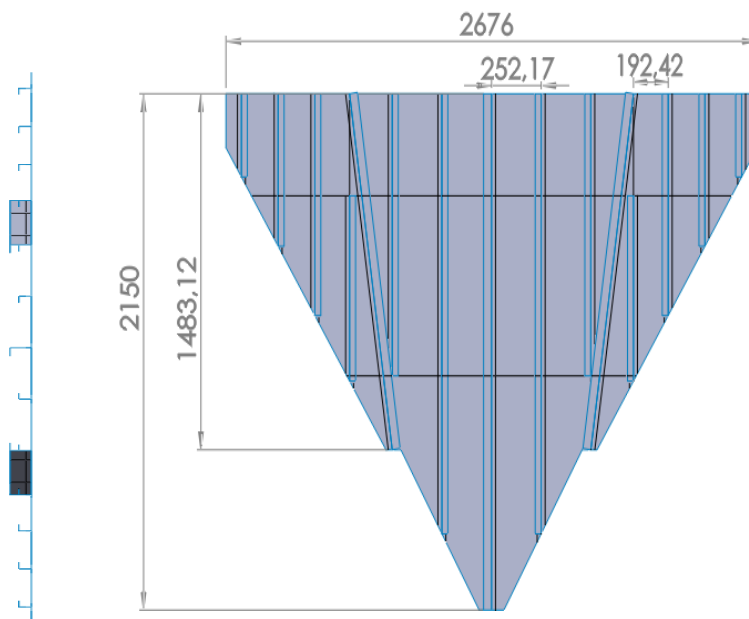
**Figura 3.8- Desenho técnico incompleto da antepara n°20**

A disposição dos reforços define a estrutura da antepara, pois tem a função de aumentar a rigidez nos pontos mais críticos, como por exemplo a parte central da antepara e nos diagonais (figura 3.8).

Para estudar a antepara foi feita a sua modelação no programa informático CAD 3D *SolidWorks* com as cotas principais como se mostra nas figuras 3.9 e 3.10.

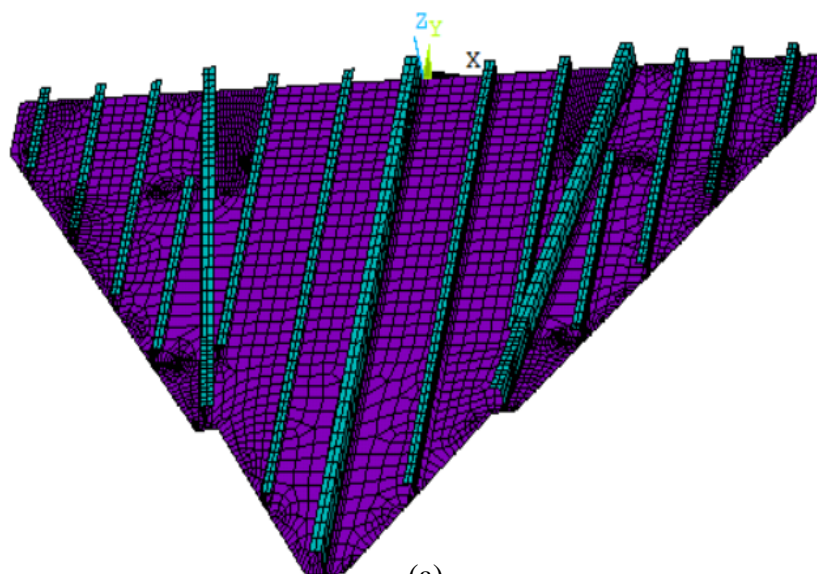


**Figura 3.9- Pormenor das secções dos reforços da antepara em estudo – Tipo L**

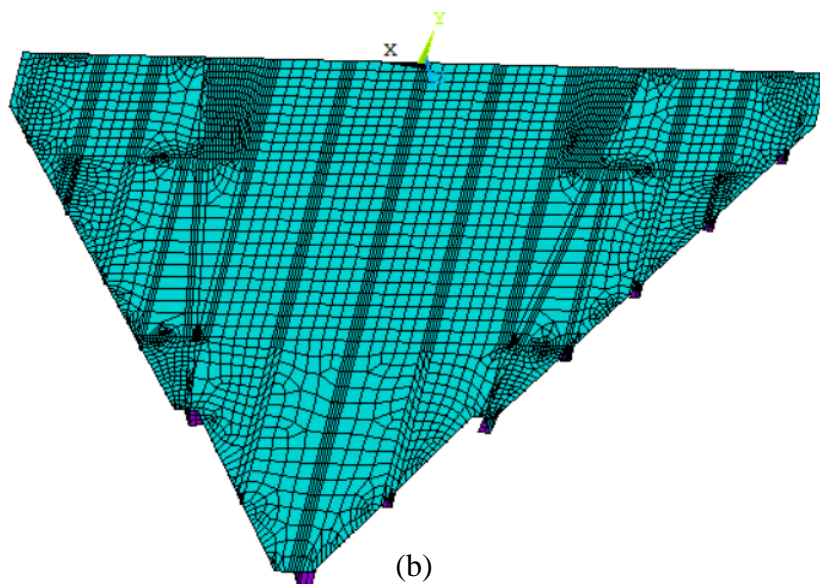


**Figura 3.10- Modelo da antepara em estudo feito em *SolidWorks* (dimensões em mm)**

Depois de feita a modelação da antepara, utilizou-se o *ANSYS* para gerar a malha de elementos finitos. A figura 3.11 mostra a perspetiva da antepara com a malha de elementos finitos de tipo casca utilizada.



(a)



(b)

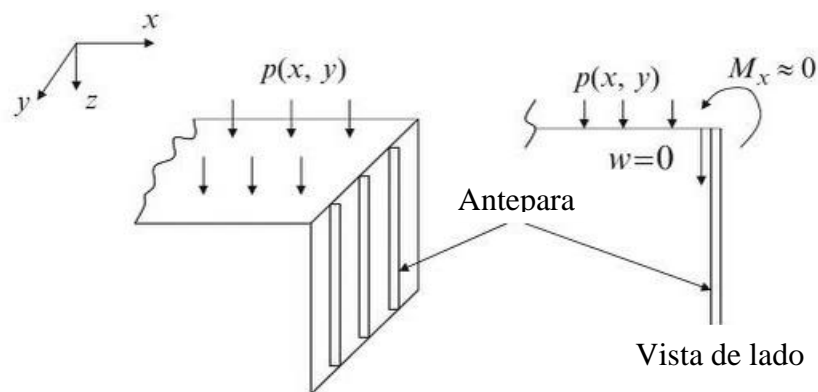
**Figura 3.11-Perspetiva do painel reforçado com a malha de elementos finitos (ANSYS) definida - (a) - perspetiva de ré e (b) - perspetiva de vante**

### **3.4. Condições de Fronteira**

Outro aspeto importante para o estudo à encurvadura da antepara foram as condições de fronteira, tendo-se submetido um painel reforçado a várias análises, através do método dos elementos finitos, com diferentes condições de fronteira, de modo a escolher o modelo que se comportasse de acordo com a realidade e majorasse as deformações induzidas.

A definição das condições de fronteira pressupõe a especificação dos graus de liberdade da estrutura a serem restringidos, nomeadamente seis graus de liberdade: três de translação (UX, UY, UZ) e três de rotação (ROTX, ROTY, ROTZ). Como na lancha a maior parte da estrutura é soldada, a maioria das condições de fronteira tenderia a ser fixa, que corresponde a uma situação de encastramento, na qual todos os graus da liberdade seriam nulos. Na realidade, tal condição não se verifica extensivamente em toda a estrutura da lancha, existindo regiões apoiadas, ou simplesmente apoiadas, que inibem a translação segundo uma ou várias direções, mas não as rotações. Nestes casos (apoiado ou simplesmente apoiado), verificou-se quer o aumento das deflexões quer o aumento das tensões induzidas.

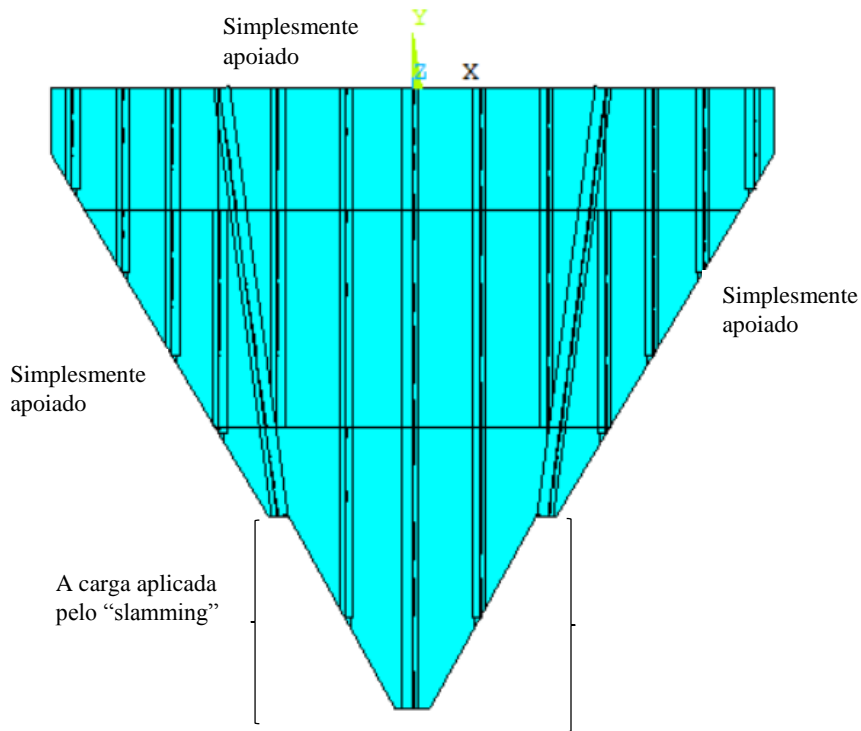
A condição de fronteira designada por apoiada corresponde à situação onde a aresta é impedida de translação, enquanto a sua rotação não é restringida. Por exemplo, na antepara mostrada na figura 3.12 a antepara impede a deflexão da aresta da placa que sobre ela está apoiada na direção z (também poderá restringir o deslocamento da aresta da placa segundo a direção y e x), mas não a rotação. A antepara é representada com longarinas (reforços longitudinais), uma vez que antepara sem reforços seria muito vulnerável a pressões laterais e à compressão no plano. Pode-se assumir que as condições de fronteira da aresta são  $w = 0$  e  $M_x = 0$ , que corresponde a situação de aresta simplesmente apoiada.



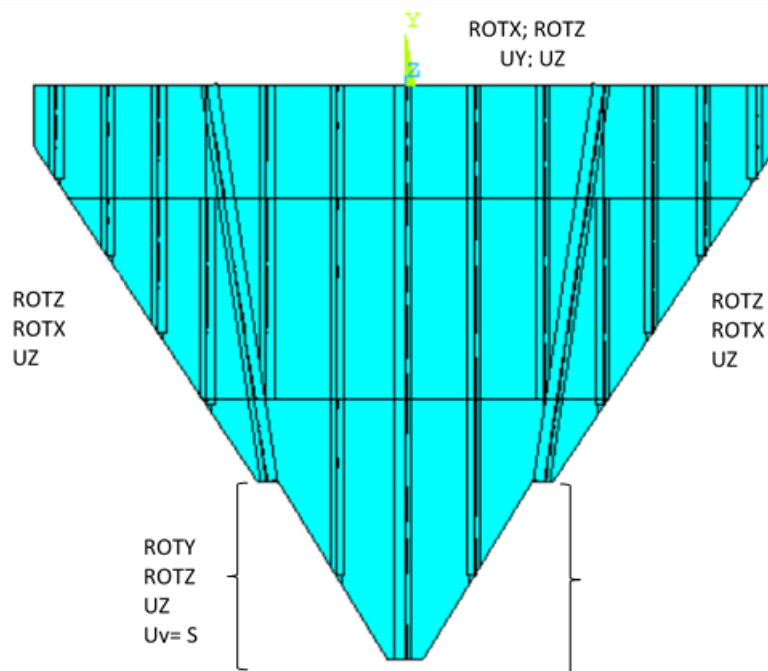
**Figura 3.12- Chapa suportada por uma antepara**

Para efeito de escolha das condições de fronteira da antepara nº 20 (Fig. 3.13), foi feita a validação de método, para um painel reforçado retirado da antepara, onde se considerou a condição de fronteira de tipo simplesmente apoiado em várias arestas. Tendo

em consideração o que foi mencionado, as condições de fronteira definidas para a antepara estão representadas nas figuras 3.13 e 3.14.



**Figura 3.13- Condições de fronteira da antepara nº 20**



**Figura 3.14- Condições de fronteira com os constrangimentos nulos, exceto quando indicado ( $U_y=S$ ). A condição ( $U_y=S$ ) corresponde a deslocamento imposto pelo "slamming"**

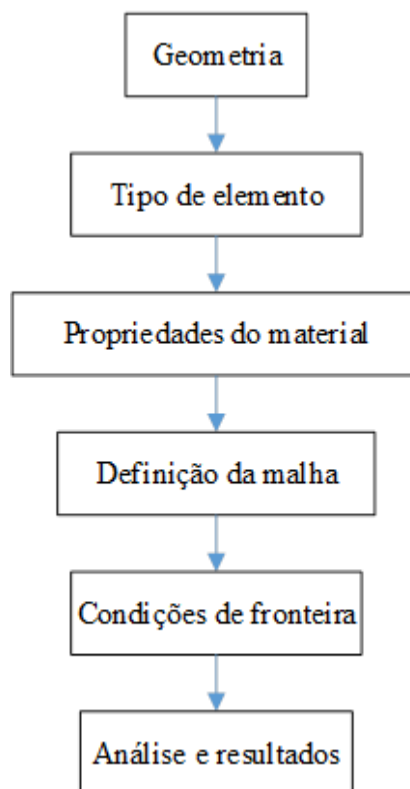


## 4. Análises pelo MEF e discussão dos resultados

Como se referiu anteriormente, antes de se proceder à análise da antepara nº 20 optou-se por fazer uma validação do método, tendo o mesmo sido aplicado a um painel de chapa e a um painel de chapa reforçada, sem e com imperfeições iniciais. Os resultados obtidos foram comparados com resultados teóricos e com resultados numéricos obtidos por outros autores.

### 4.1. Modelação no ANSYS

Neste trabalho utilizou-se o ANSYS, que é um *software* de modelação e análise por meio de elementos finitos. O *software* ANSYS não é automático, o que significa que a preparação e a modelação do problema tem que ser criteriosamente efetuada pelo utilizador. Para a modelação e análise das estruturas no ANSYS, utilizaram-se vários comandos, de acordo com a seguinte ordem (Fig. 4.1):



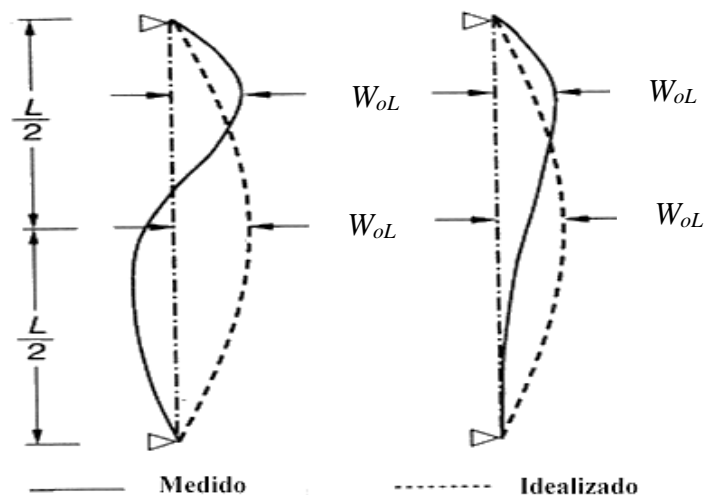
**Figura 4.1-** Fluxograma de etapas da análise numérica no ANSYS

O tipo de elemento finito utilizado na discretização da chapa e dos reforços foi o SHELL181 e os modelos do material definido representaram as ligas e as propriedades mecânicas descritas na Tabela 3.1.

#### 4.2.Exemplos de modelação de algumas imperfeições iniciais

Para fazer a especificação das imperfeições iniciais, utilizaram-se várias fórmulas desenvolvidas em estudos experimentais realizados anteriormente por vários autores, existindo sempre uma margem de simplificação entre o valor teórico da deflexão inicial e o valor real da estrutura (Fig. 4.2).

Para fins práticos de projeto, as deflexões iniciais podem ser idealizadas, por exemplo, como mostra a figura 4.2.



**Figura 4.2- Perfis das imperfeições iniciais introduzidas por soldadura na chapa de um painel reforçado (Paik & Thayamaballi, 2003)**

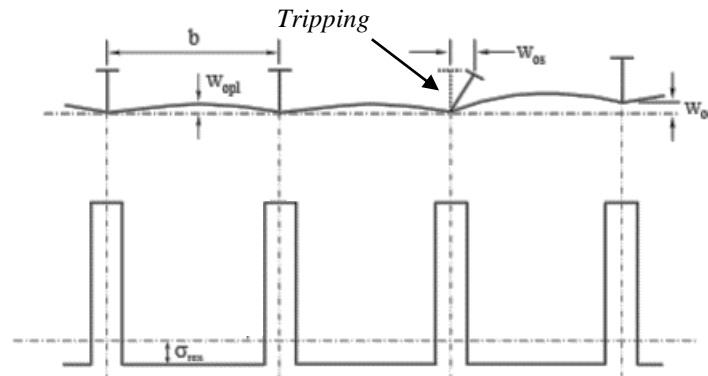
Neste caso, a deflexão inicial máxima da chapa entre reforços ( $0,15\%L$ ), a meio vão, é dada pela equação 4.1 (Paik & Thayamaballi, 2003):

$$W_oL = 0,0015L \quad (4.1)$$

onde

L, representa o comprimento entre os reforços.

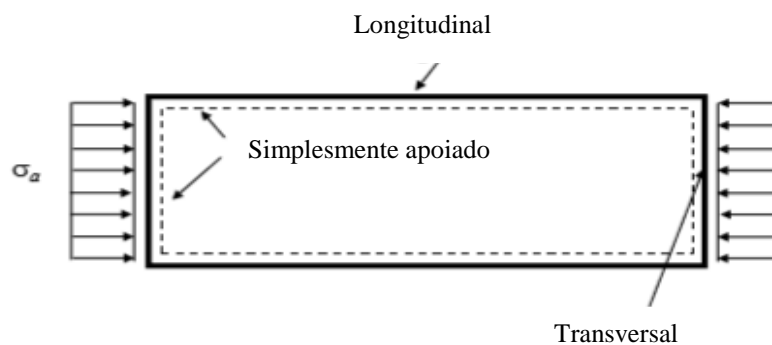
A figura 4.3 representa outro exemplo de um perfil de imperfeições iniciais introduzidas por soldadura num painel reforçado, onde os reforços distorcem com um determinado ângulo, que se designa por “*Tripping*”, e a chapa é sujeita a uma flecha máxima entre reforços igual a  $W_{oL}$  segundo a direção lateral. Devido à soldadura, tensões de tração são aplicadas na ZAC, e as tensões de compressão desenvolvem-se na chapa entre reforços, de forma que as forças internas sejam equilibradas.



**Figura 4.3- Imperfeições iniciais de soldadura e as tensões residuais no painel reforçado (Paik, Celine, & H. Paul, 2007)**

### **4.3.Exemplo de validação: Placa simples sujeita a compressão segundo a direção longitudinal**

Como se mostra na figura 4.4, simulou-se uma placa de uma liga de alumínio 5083-H116 (900x300x6.68 mm), da zona entre os reforços, sujeita a compressão axial. Assumiu-se que a placa se encontrava simplesmente apoiada nas quatro arestas (Xiaozhi WANG, Akira, & Aiping, 2005)



**Figura 4.4- Painel típico de alumínio entre reforços (Zona terciária)**

A placa foi inicialmente modelada no programa *Solidworks*, sem a incorporação da ZAC e sem deformação inicial (como projetada). A análise pelo método dos elementos finitos (MEF) foi feita através do programa de simulação *ANSYS*.

Posteriormente foram feitas outras análises, introduzindo-se dois tipos de deformações iniciais; a primeira deformação definida pela fórmula seguinte (Xiaozhi WANG, Akira, & Aiping, 2005):

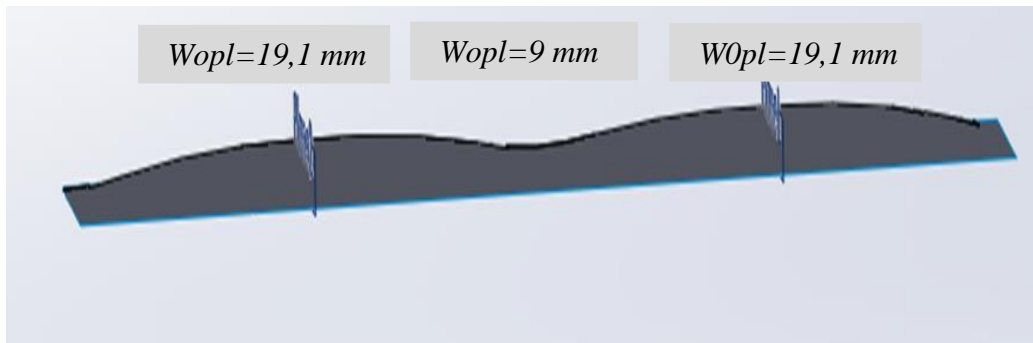
$$\frac{W_{opl}}{t} = \left[ \delta_{01} \sin\left(\frac{\pi x}{l}\right) + \delta_{03} \sin\left(\frac{\alpha \pi x}{l}\right) \right] \sin\left(\frac{\pi y}{s}\right) \quad (4.2)$$

onde:

$$\alpha = \frac{l}{s}$$

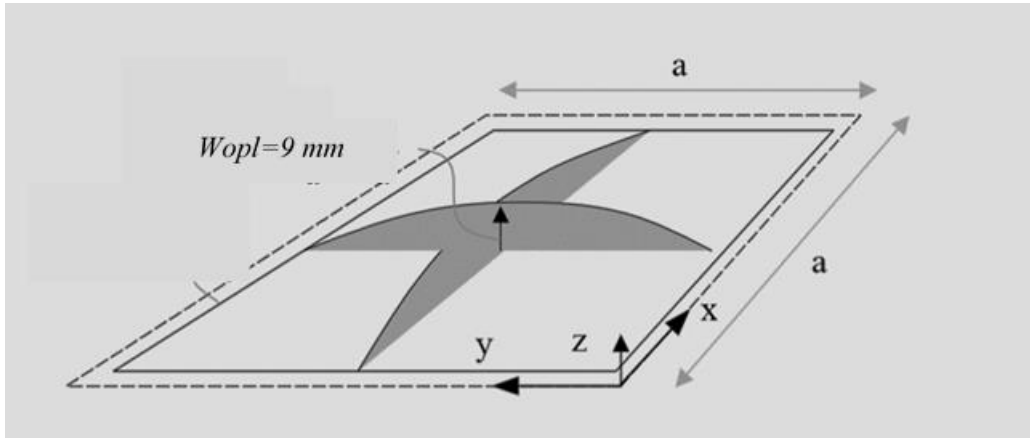
$$\delta_{01} = \frac{W_{p0}}{3t}, \quad \delta_{03} = \frac{W_{p0}}{3t}, \quad W_{p0} = 0.09s$$

A deformada representada pela equação 4.2 tem a forma de uma senoide cuja amplitude máxima é de 19.1 mm, como mostra a figura 4.5.



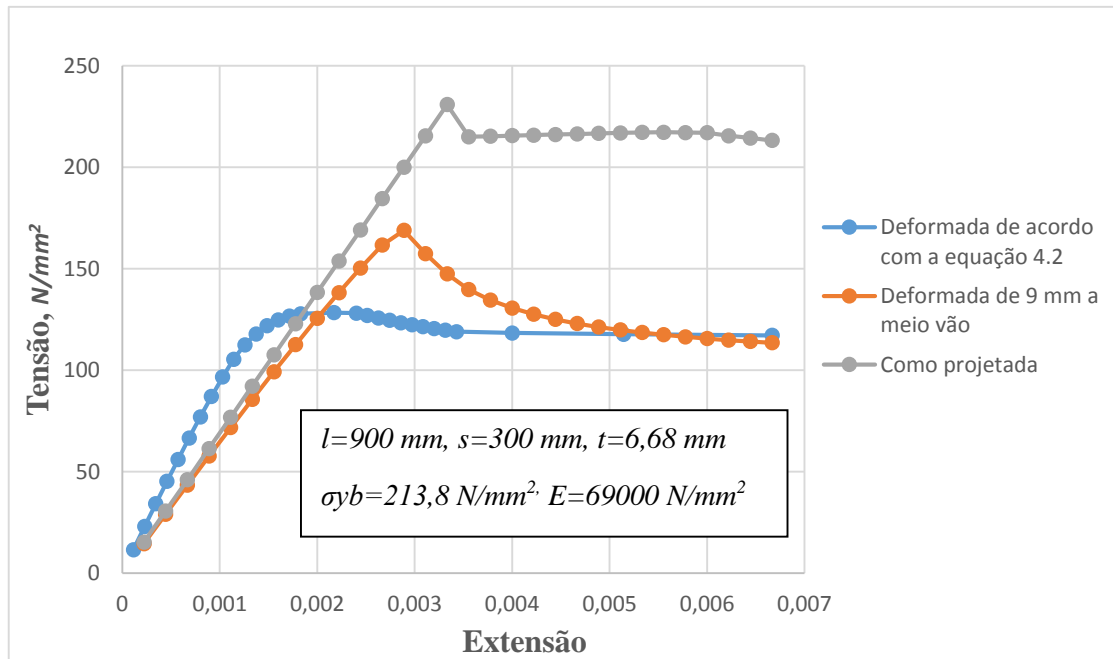
**Figura 4.5-** A forma da deformada definida pela equação 4.2 que foi introduzida na placa (Fig. 4.4)

Para efeitos de comparação, foi feita outra análise com deformada inicial de 9 mm a meio vão, como mostra a figura 4.6:



**Figura 4.6- Deformada introduzida ao meio-vão ( 9 mm)**

Os resultados obtidos estão representados nas curvas tensão-extensão representadas na figura 4.7

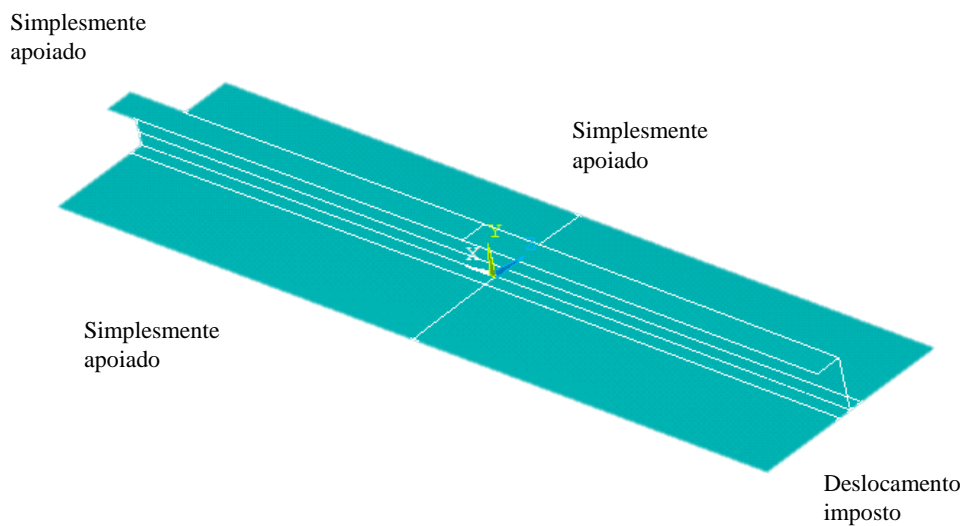


**Figura 4.7- Curvas de tensão-extensão para a placa simples de ligas de alumínio 5083-H116. Comparação entre placas “como projetada”, deformada de 9 mm a ½ vão e deformada inicial de acordo com a eq. 4.2.**

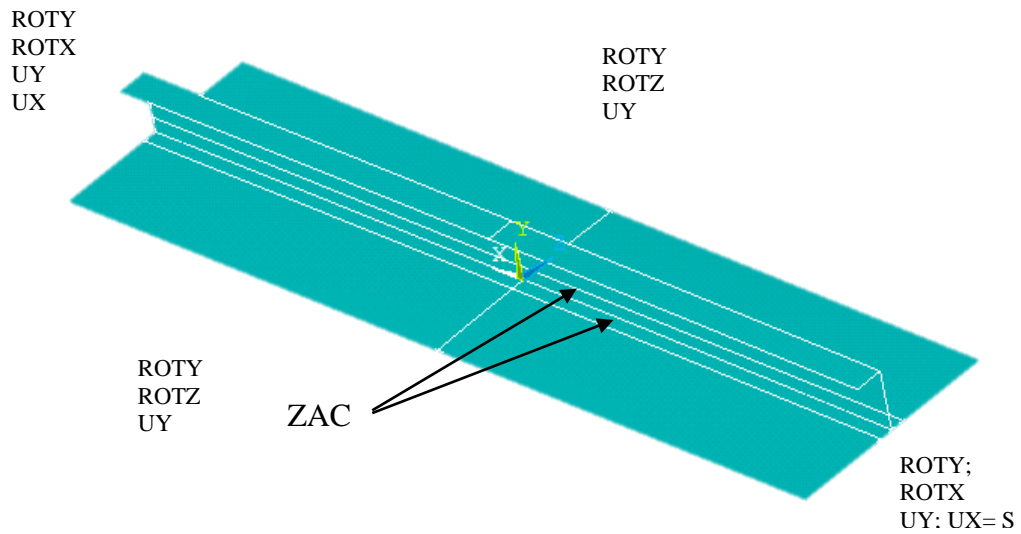
Os valores numéricos obtidos através do ANSYS, para os vários carregamentos impostos e as placas indicadas na figura 4.7, encontram-se listados no Apêndice (A).

#### 4.4.Exemplo de validação: Painel reforçado sujeito a compressão

Para o estudo da resistência dos painéis reforçados foram realizadas análises de tipo não-linear, no programa ANSYS, para um painel reforçado semelhante aos projetados e existentes na antepara nº 20 da lancha rápida de salvamento. A figura 4.8 mostra a geometria do modelo e as condições de fronteira consideradas na análise de elementos finitos, onde S corresponde deslocamento aplicado e ROT corresponde a rotação (Fig. 4.9). O painel é considerado simplesmente apoiado nas três arestas e uma aresta é sujeita a deslocamento imposto como mostra a figura 4.8.

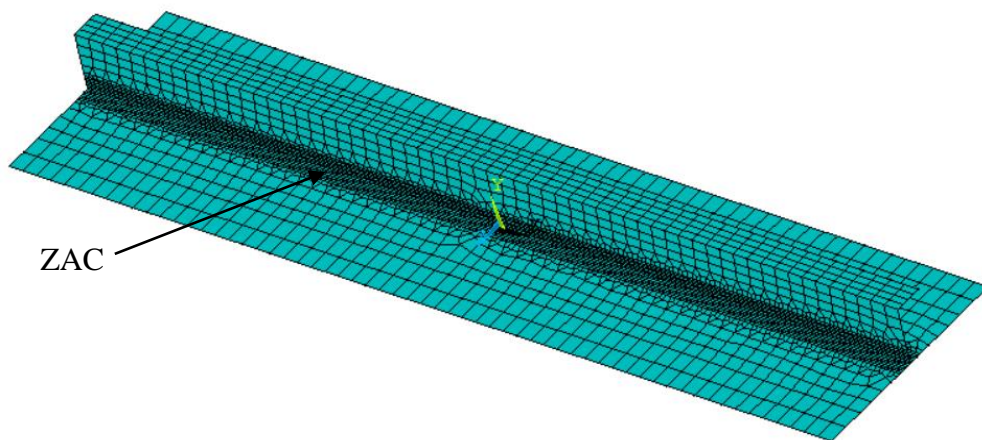


**Figura 4.8- Condições de fronteira no painel reforçado**



**Figura 4.9-** A geometria do painel reforçado com ZAC modelado no Solidworks e a especificação das condições de fronteira é : $ROTX = ROTY = ROTZ = 0$ ;  $UX = UY = UZ = 0$

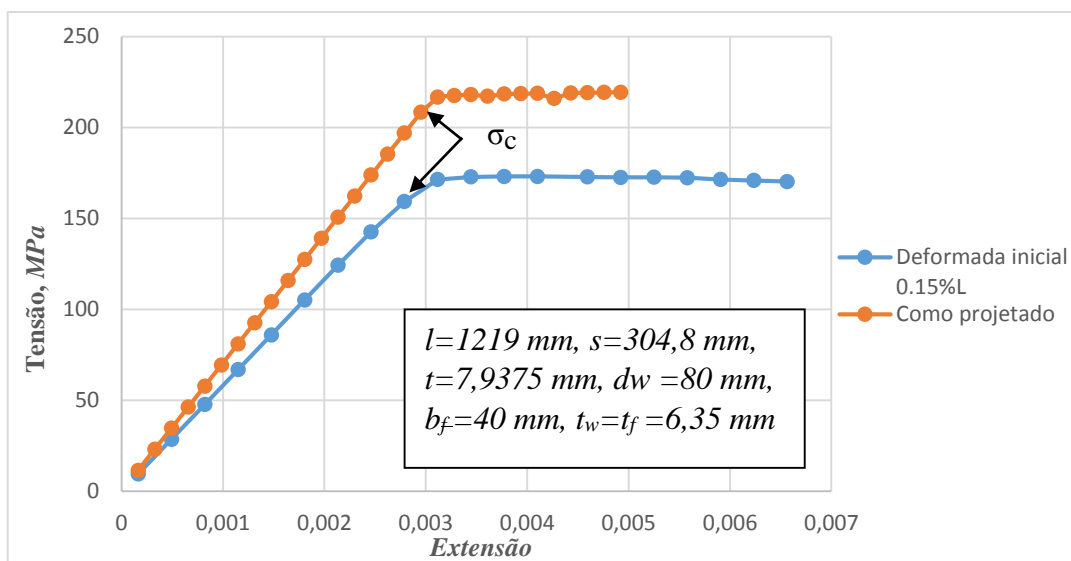
Na região de junção entre o reforço e o painel de chapa definiu-se uma zona afetada pelo calor (ZAC) (Fig. 4.8 e Fig. 4.9), tendo-se optado pela aplicação do enunciado na norma Eurocode 9 (1999) para fazer a definição da dimensão da ZAC; esta foi determinada a partir da espessura da chapa, e que, para o caso específico, conduziu a uma dimensão de 20 mm, correspondentes a uma chapa com 3 mm de espessura (secção 2.8.2).



**Figura 4.10-** A malha de elementos finitos do modelo analisado

A geração da malha, tal como foi dito anteriormente, depende do critério do utilizador, sendo que uma malha mais grosseira (número de elementos finitos reduzido) dará origem, em princípio, a resultados com erros maiores do que uma malha mais refinada (com um maior número de elementos finitos). Mas a malha fina resulta num grande esforço computacional para o processador em alguns casos. Tendo em conta isso, o utilizador deve encontrar um meio-termo, que garanta a convergência das soluções, e ter em conta as zonas mais críticas da estrutura, que possuem elevados gradientes de deformações ou tensões, por forma a refinar a malha em volta dessa área, como por exemplo a zona afetada pelo calor (ZAC) e a zona da soldadura entre a chapa e o reforço. A Figura 4.10 mostra a malha utilizada durante a análise do painel reforçado.

Para efeitos de comparação foram feitas duas análises para o mesmo painel reforçado: como projetado e com deformada inicial de 1,83 mm a meio vão, representada pela equação 4.1. Os resultados das análises foram os seguintes:



**Figura 4.11- Curvas de tensão-extensão para painel reforçado com chapa de liga de alumínio 5083-H111 e reforço de 6082-T6 ( $E_h/E=0.014$ , encruamento)**

Os valores numéricos obtidos através do ANSYS, para os vários carregamentos impostos e as placas indicadas na figura 4.11, encontram-se listados no Apêndice (A).

Os resultados finais foram comparados com as equações que determinam a carga crítica, na qual as estruturas começam entrar na fase de instabilidade. Os valores teóricos

da tensão crítica de encurvadura foram calculados através das equações [2.17, 2.18, 2.23, 2.25].

Para um painel reforçado e com dois tipos de ligas de alumínio, neste caso as ligas 5083-H111 e 6082-T6, que apresentam valores substancialmente díspares de tensão de cedência, utilizou-se a equação 2.24 para determinar a tensão equivalente a ser considerada nos cálculos.

As tensões críticas de encurvadura teóricas foram calculadas segundo o método não linear apresentado no Capítulo 2 e, para esse efeito, criou-se uma página de Excel onde os valores iniciais característicos da geometria do painel reforçado eram introduzidos e os valores pretendidos calculados, tal como se mostra, um exemplo, na tabela 4.1 e na tabela 4.2.

Foram comparados os resultados obtidos através do MEF (Fig. 4.11) e os resultados analíticos para o caso de painel reforçado os valores são mostrados na tabela 4.3.

$m1$	4				
$\psi$	1				
$E(N/mm^2)$	69000				
$t(mm)$	6,35				
$l(m)$	1,219				
$s(mm)$	304,8				
$\sigma_{yb}(N/mm^2)$	165,7				
$\sigma_{yw}(N/mm^2)$	145				
$I_e(cm^4)$	235,6831656				
$A_e(cm^2)$	23,736				
$C1$	1000				
$S_e(mm)$	204,0711657				
$\sigma_{y-eq}$	191,68				
$\gamma_c(cm)$	2,267950371				
		Painel reforçado		Chapa	
		$\sigma_E$	461,0656	$\sigma_{yu}$	130,2354
		$\sigma_c$	171,7581	$\sigma_E$	109,3319
		$\sigma''$	171,7581	$\sigma_c$	109,2778
		$\beta$	2,35222	$\sigma'$	109,2778
		$\eta$	0,875075	$t(mm)$	6,68
		$\eta_0$	0,846631	$l(m)$	0,9
		$\psi_0$	1,026336	$s(mm)$	300
		$\beta'$	2,35222	$\sigma_{yb}(N/mm)$	213,8
		$C$	0,669525	$\sigma_{yw}(N/mm)$	165

**Tabela 4.1- Cálculo analítico da tensão crítica de encurvadura do painel reforçado e resistência última e a tensão crítica para a placa simples**

Nº	a(cm)	b(cm)	A(cm <sup>2</sup> )	Y(cm)	AY	d(cm)	Ix(cm <sup>4</sup> )
1	0,635	4	2,54	9,1075	23,13305	6,83955	118,9051
2	8	0,635	5,08	4,79	24,3332	2,52205	59,40586
3	0,79	20,4	16,116	0,395	6,36582	-1,87295	57,37218
Σ			23,736		53,83207		235,6832

**Tabela 4.2- Cálculo do Momento de Inércia da secção do reforço, incluindo a área efetiva, necessário para o cálculo da tensão crítica de encurvadura (Tabela 4.1).**

Tensão crítica ( $\sigma_c$ , MPa)	Valor Teórico (MPa)	MEF/ANSYS (MPa)	Erro (%)
Tensão crítica da chapa. Deformada (eq 4.2)	109,27	105,42	3,5
Tensão crítica do painel reforçado, Com deformação de 0.15%L.	171,76	159,22	7,3

**Tabela 4.3- Comparação de resultados: teóricos vs. MEF**

As comparações entre resultados obtidos analiticamente são comparados com os resultados obtidos MEF para modelos com deformadas introduzidas, conforme os painéis estudados formam tirados de estruturas já com defeitos geométricos e com ZAC (Xiaozhi WANG, Akira, & Aiping, 2005).

A comparação dos resultados obtidos mostram erros de aproximadamente de 7% para a tensão crítica para o painel reforçado e de 3,5 % para a placa simples. O MEF apresenta valores próximos da realidade devido a modelação da estrutura de forma próxima a realidade, incluindo as imperfeições iniciais. Entretanto, os valores obtidos no cálculo teórico foram mais elevados pelo facto de não se considerarem quaisquer tipos de imperfeições. Na realidade, o painel reforçado, depois do processo da soldadura, apresenta sempre deformações iniciais introduzidas pelo processo de fabrico (empenos) e dá-se a criação da zona ZAC com a introdução de tensões residuais e do amaciamento das ligas tratáveis termicamente. Por isso, considera-se que o erro de 7,3 % para o caso estudado é uma boa aproximação para o tipo de material sob estudo (alumínio).

## 4.5. Estudo da antepara

Este estudo teve como objetivo principal determinar a resistência máxima da antepara quando sujeita a carregamento de compressão e a resistência remanescente de encurvadura enquanto sujeita às forças de compressão de tipo uniaxial.

Para o estudo de antepara foram realizadas várias análises a diferentes modelos estruturais sujeitos a cargas de compressão uniaxial (Tabela 4.4).

Antepara	Real	Perfeita, “como projetada”, com ZAC	
	Modificada com ZAC	Modelo 1: painel com reforço central L80X40X4	Perfeita
Imperfeita (deformada: 0.15% L)			
Perfeita			Imperfeita (deformada 7 mm)
Modelo 2: painel com reforço central (L80X40X4) e dois reforços laterais L50		Perfeita	Imperfeita (deformada 7mm)
		Imperfeita (deformada 7mm)	
Modelo 3: antepara simplificada		Perfeita	Imperfeita (deformada 7mm)
	Imperfeita (deformada 7mm)		

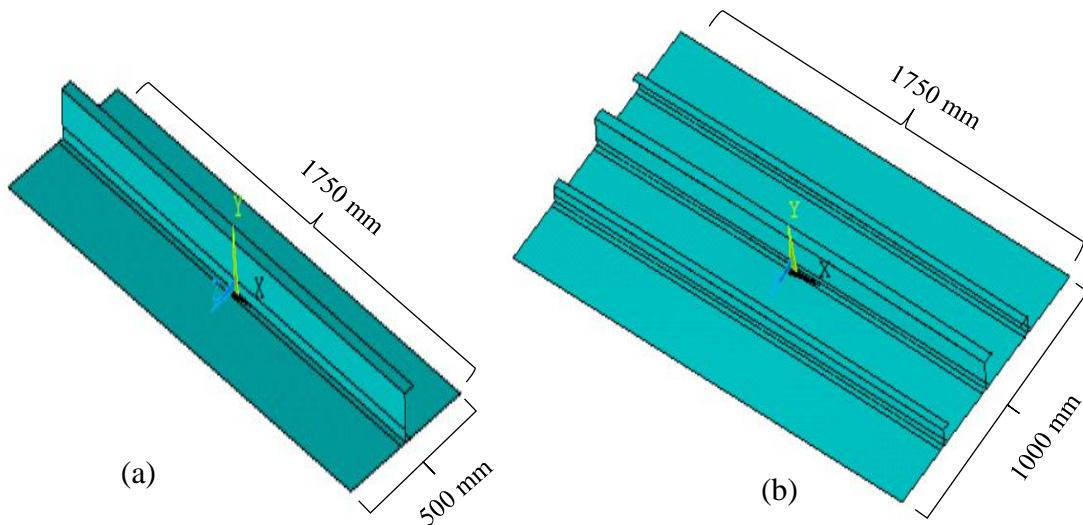
**Tabela 4.4- Os modelos de antepara estudados**

Para verificar a influência das deformadas iniciais e da ZAC na resistência estrutural de estruturas de alumínio foram efetuados dois tipos de análise, o primeiro caso, correspondente a uma estrutura “como projetada”, ou perfeita, e o segundo caso, “com imperfeições iniciais”, calculadas através a equação 4.1 e aplicadas conforme mostra a Figura 4.6.

Para efeitos de comparação, foram introduzidas deformadas baseadas na medição real, como por exemplo a deformada de 7 mm, introduzida a meio vão (Figura 4.6 e Figura 4.2) que representa o valor médio das deformações reais medidas nas anteparas da lancha (Apêndice E).

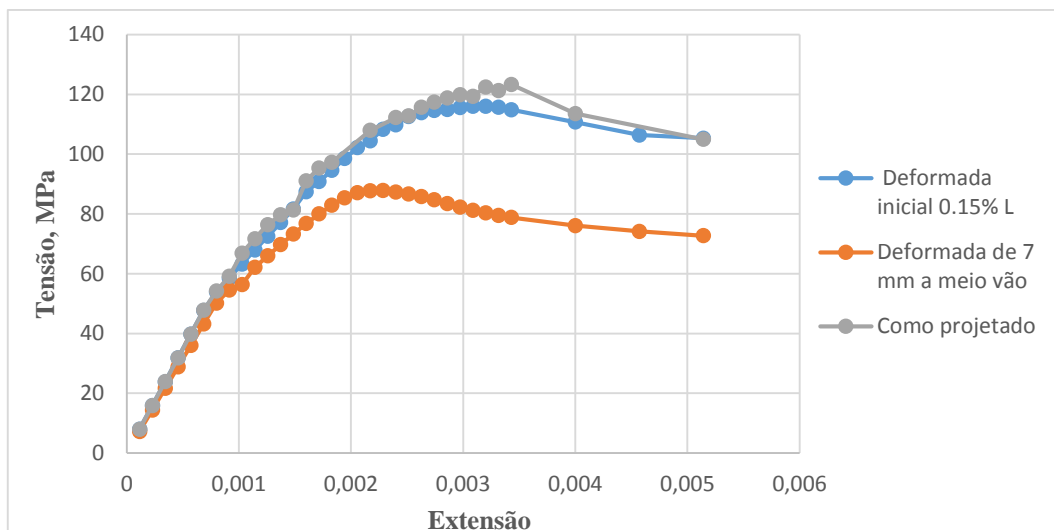
### 4.5.1. Análise dos modelos

A primeira etapa do estudo consistiu na análise do painel com reforço central L80X40X4 mostrado na figura 4.12 (a). As cotas indicadas na figura 4.12a correspondem às dimensões aproximadas da antepara real; posteriormente, fez-se a análise do mesmo painel, mas com dois reforços laterais de tipo L50X30X3, como mostra a figura 4.12.(b), simulando os três reforços centrais da antepara real.



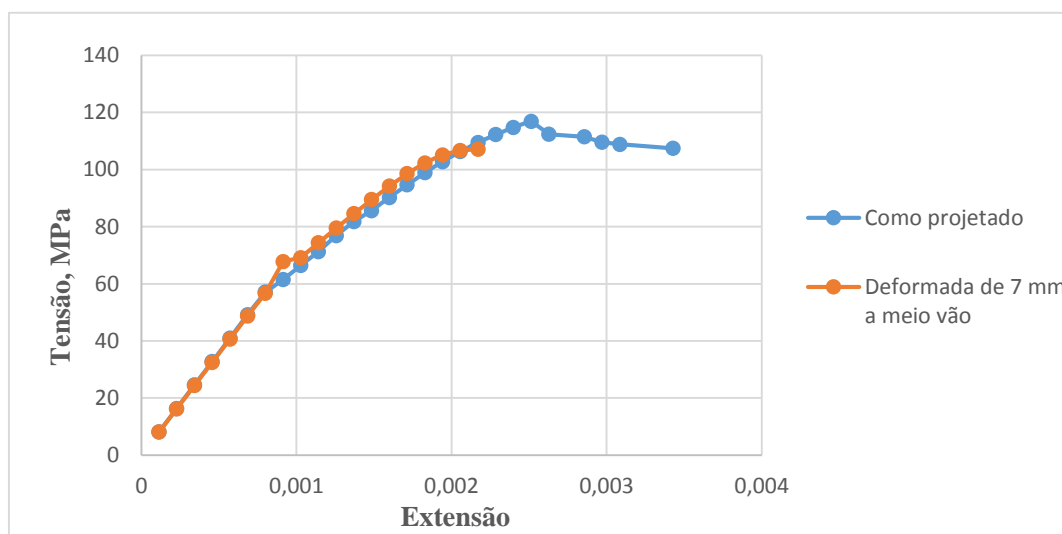
**Figura 4.12- Modelos de estudo: (a) painel reforçado com um reforço central (b) painel com 3 reforços centrais**

As curvas tensão-extensão (com encruamento  $E_h/E=0,014$  e definição da ZAC), resultantes das análises pelo MEF, estão representados nas figuras 4.13 e 4.14



**Figura 4.13- Curvas de tensão- extensão para o modelo 1: “Painel com um reforço central ”**

Os valores numéricos obtidos através do ANSYS, para os valores apresentados na figura 4.13 encontram-se no apêndice (B).

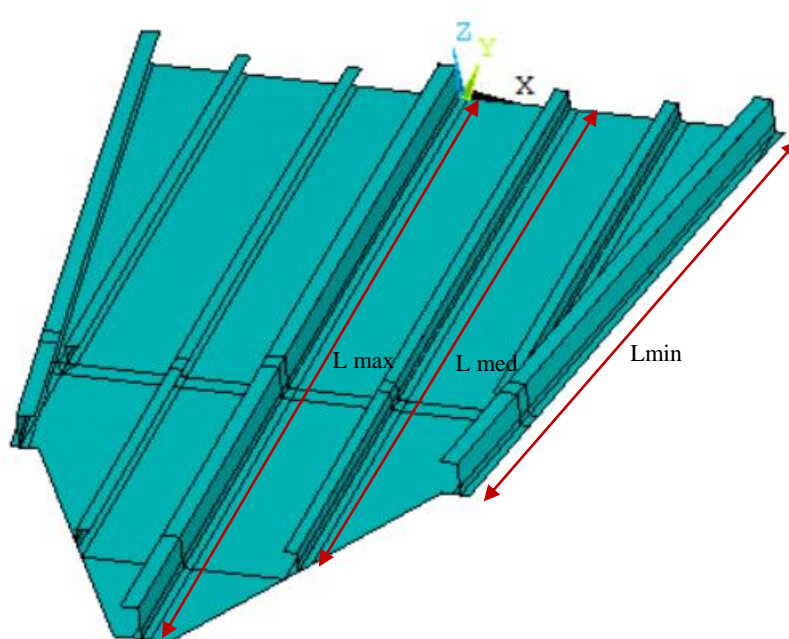


**Figura 4.14- Curvas de tensão- extensão para o modelo 2 “ Painel com três reforços ”**

Os valores numéricos obtidos através do ANSYS, para os valores apresentados na figura 4.14 encontram-se no apêndice (C).

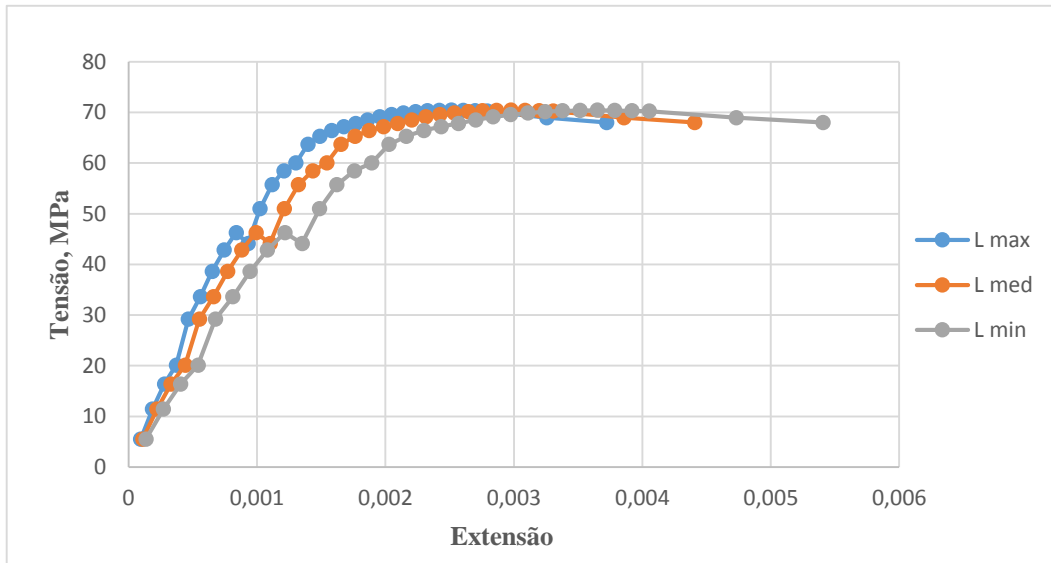
Nas curvas tensão-extensão representadas nas figuras 4.13 e 4.14 é possível observar que existem diferenças ao nível da resistência estrutural entre os modelos “como projetados” e “com deformação”. A resistência diminui, mais ou menos acentuadamente, com a introdução dos diferentes tipos de deformada. Nota-se que, no primeiro modelo (Fig.4.13), a deformada de 7 mm diminui a resistência do painel reforçado de forma significativa em relação à deformada inicial definida de 0,15% L. Da observação da figura 4.14 conclui-se que a resistência estrutural do painel como projetado, com três reforços, é semelhante à do painel com um reforço central, embora o painel com três reforços e deformada inicial igual a 7 mm a meio vão sofra o colapso total com a tensão máxima de 107 MPa. Simultaneamente, a introdução da deformada inicial de 7 mm a meio vão, não parece influenciar significativamente a resistência estrutural do painel reforçado (Fig. 4.14).

O terceiro modelo de estudo foi uma antepara simplificada com todos os reforços principais, como mostra a figura 4.15.



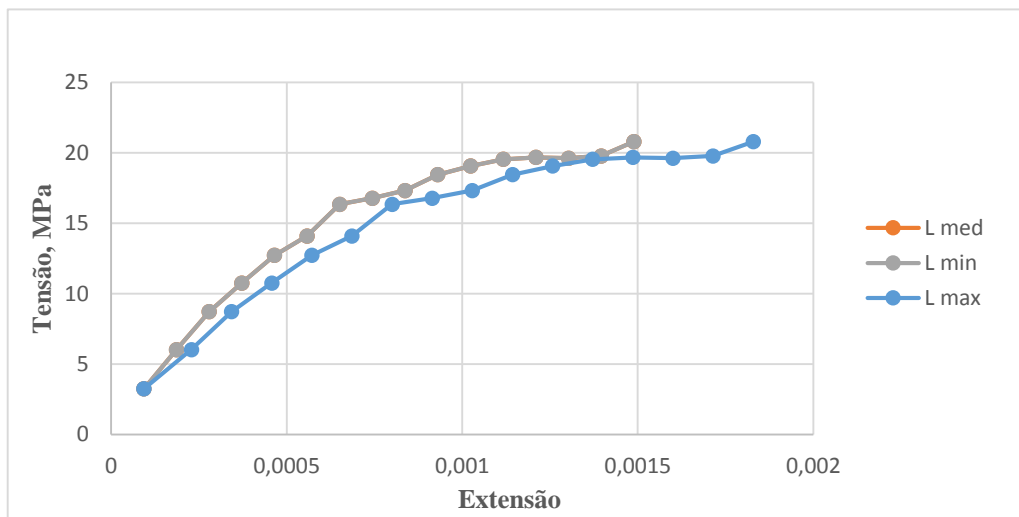
**Figura 4.15- Modelo de estudo - Antepara simplificada**

Nas figuras 4.16 e 4.17 são apresentadas as curvas tensão-extensão quando se considera para o cálculo da extensão os três comprimentos longitudinais iniciais definidos na figura 4.15 (L máx, L méd ou L min).



**Figura 4.16- Curvas tensão-extensão para antepara modificada com deformação inicial (7 mm) e ZAC**

Da observação das curvas tensão-extensão, verificou-se uma diminuição significativa de resistência máxima à encurvadura da estrutura, passando de aproximadamente 120 MPa (Figs. 4.13 e 4.14) para 70 MPa (Fig. 4.16); esta diminuição foi ainda mais significativa com a introdução da deformada inicial de 7 mm, passando de 90 MPa (Fig. 4.13) para 20 MPa (Fig. 4.17).



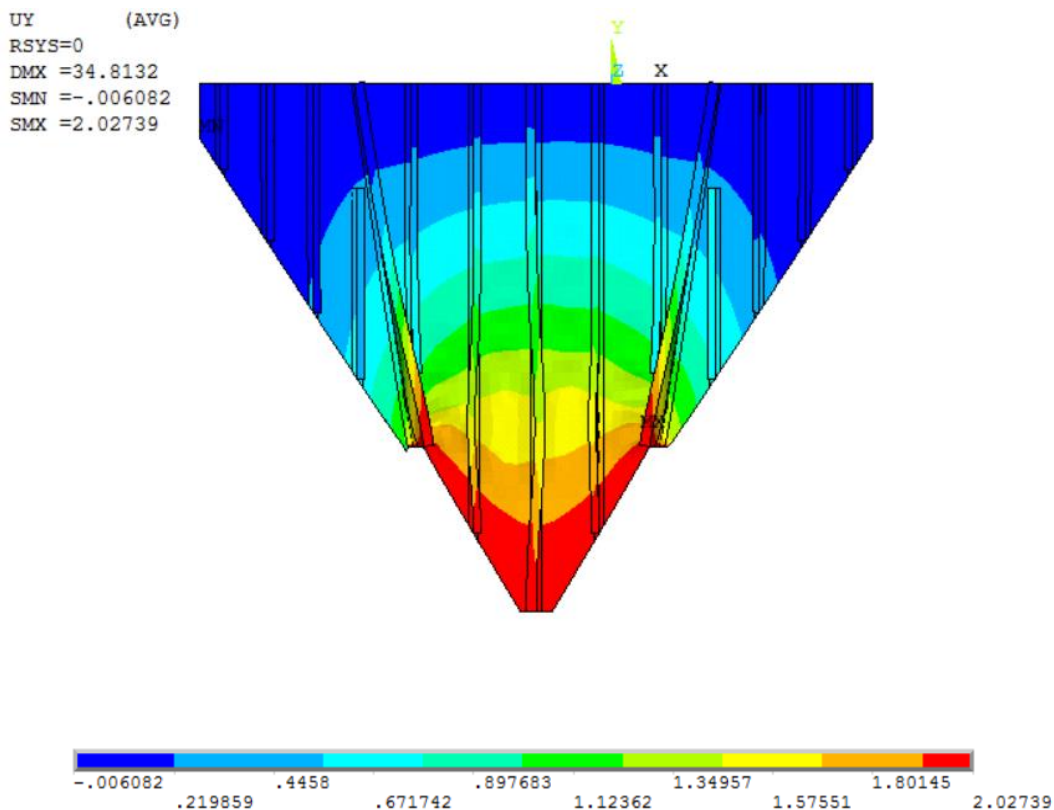
**Figura 4.17- Curvas tensão-extensão para antepara modificada com deformação inicial (7 mm) e ZAC**

Os valores numéricos obtidos através do ANSYS, para os valores apresentados na figura 4.16 e 4.17 encontram-se no apêndice (D).

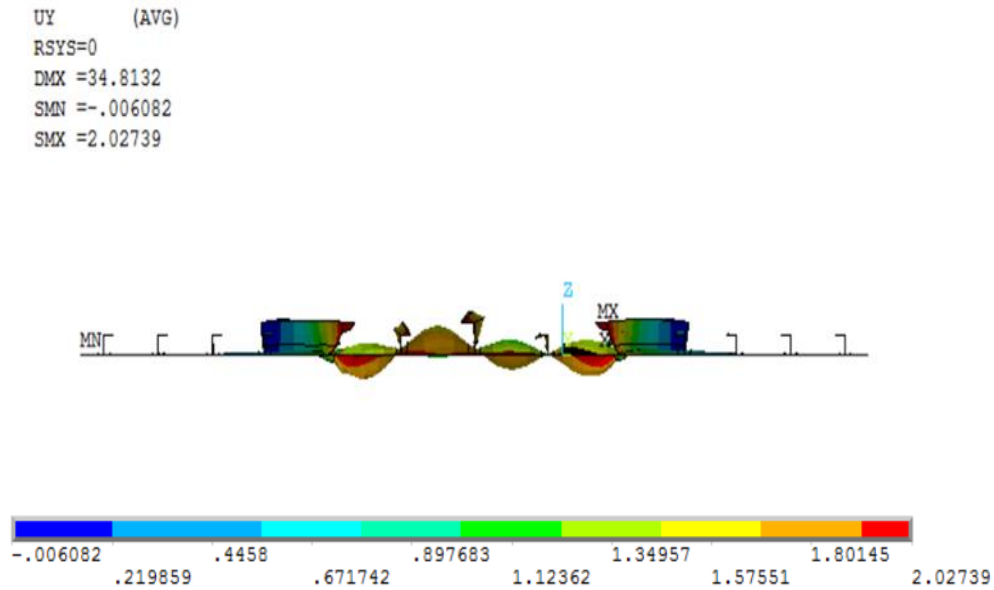
#### 4.5.2. Análise da antepara real

Tendo em conta as análises descritas anteriormente, passou-se para o estudo da estrutura da antepara real. A antepara sem imperfeições iniciais designou-se “como projetada”.

As análises efetuadas ao modelo consistiram na definição de um deslocamento imposto na secção de antepara, no sentido de sujeitar o painel à compressão existente na condição de “slamming” (Fig. 4.18 e 4.19). O deslocamento imposto foi aumentado progressivamente no programa ANSYS. Para aproximar o modelo para realidade foram introduzidas as zonas afetadas pelo calor (ZAC), conforme indicado na norma Eurocode 9 (1999), sendo a ZAC dada por  $z = 20\text{mm}$ , para os 3 mm da espessura da chapa da antepara.



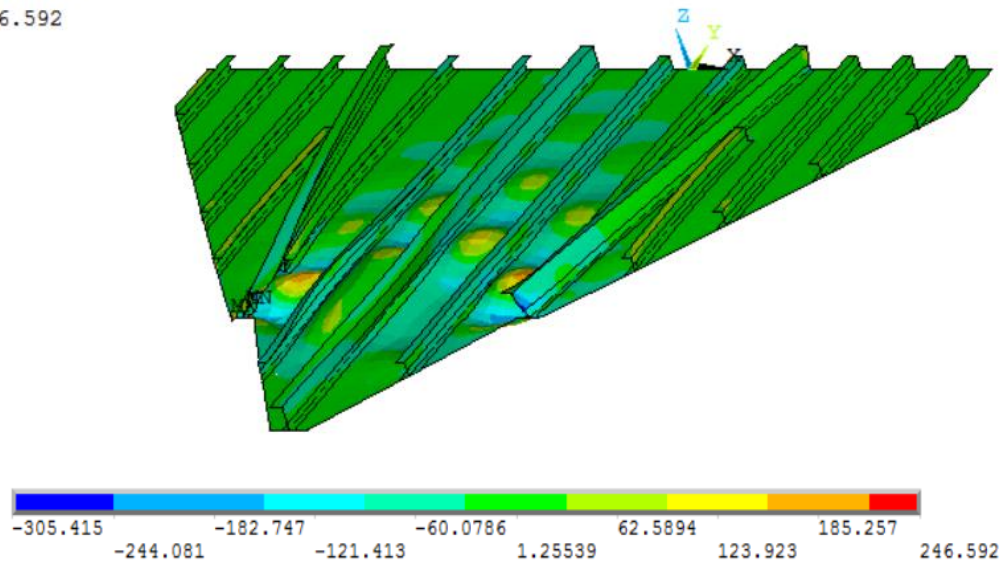
**Figura 4.18- Deslocamentos nos nós -Deformações resultantes do carregamento aplicado (  $U_x = 2\text{mm}$ ) – (a) vista da frente (b) vista de baixo**



**Figura 4.19- Deslocamentos nos nós -Deformações resultantes do carregamento aplicado ( $U_x = 2\text{mm}$ ) – (b) vista de baixo**

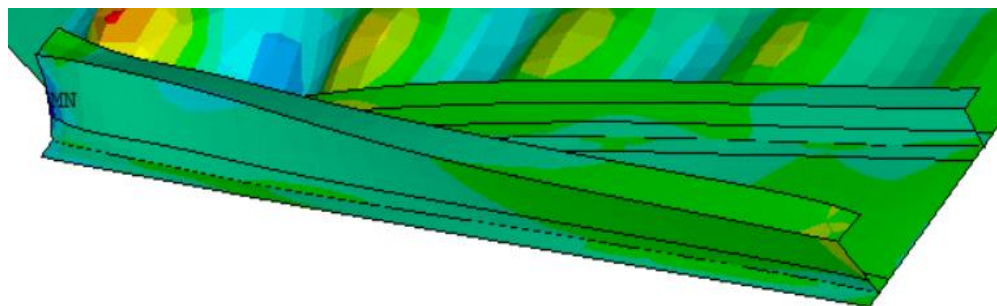
Após a análise, o modelo de antepara apresenta uma série de deformações devidas ao carregamento imposto na zona de “slamming”. As deformações críticas encontram-se na parte central de antepara como mostra a figura 4.18 – nas zonas simuladas com a antepara modificada (Fig. 4.15) - e têm uma forma sinusoidal como mostra a figura 4.19. Pelo que foi dito, os resultados obtidos com o modelo simplificado de antepara mostrado na figura 4.15 são de grande importância, uma vez que o modelo simplificado abrange as zonas críticas e importantes onde ocorrem as deformadas e as tensões máximas resultantes dos carregamentos exteriores.

RSYS=0  
DMX =34.8132  
SMN =-305.415  
SMX =246.592



**Figura 4.20- Tensões nos nós resultantes do carregamento aplicado (S = 2mm)**

As tensões máximas induzidas pelo carregamento imposto estão concentradas na zona central da antepara, que é considerada a zona que perde a estabilidade, e nota-se facilmente que os reforços naquela zona sofreram colapso de tipo flexo-torsional como mostra a figura 4.21.



**Figura 4.21- Colapso flexo-torsional de reforço inclinado da antepara para o carregamento de 2mm**

#### 4.6. Discussão dos resultados

Foram tirados os valores importantes para estudo de estabilidade de antepara que está sujeita a esforço compressivo resultante das forças de “slamming”.

Modelo		Tensão crítica $\sigma_{cr}(\sigma_Y)$ (MPa)	Deslocamento (mm)	Tensão máxima $\sigma_{m\acute{a}x}(\sigma_T)$ (MPa)	Deslocamento (mm)
Painel com reforço central L80X40X4	Perfeito, “como projetado”	81,3	2,6	123,3	6
	Imperfeito	54,2	1,6	87,8	4
Painel com reforço central e dois reforços laterais L50X30X3	Perfeito	109,5	3,8	116,9	4,4
	Imperfeito	67	1,6	107,2	3,8
Antepara simplificada	Perfeita	46,3	1,8	70	5,4
	Imperfeita	16,3	1,4	20,8	3,2

**Tabela 4.5- Resultados de tensões e deslocamentos dos modelos de estudos**

Da observação dos resultados dos análise apresentados na tabela 4.5, verifica-se que:

Os valores de tensão máxima, assim como os de tensão crítica, para todas as estruturas analisadas, é muito superior (numa ordem de grandeza de  $1 \times 10^3$ ) ao carregamento estimado de “slamming” (aproximadamente 200 kPa). Os deslocamentos impostos que provocam a instabilidade da estrutura, no que se designa como resistência crítica, são menores do que os deslocamentos que levam a estrutura ao extremo da resistência (resistência máxima) na qual a estrutura sofre o colapso total.

O painel com três reforços (imperfeito) apresenta mais resistência a compressão do que o painel com um só reforço (imperfeito), nas mesmas condições de compressão no plano.

As estruturas das anteparas podem resistir às cargas adicionais para além da tensão crítica, uma vez que a estrutura entra em instabilidade só depois de a resistência ter atingido a tensão crítica.

Os dois reforços diagonais, de tipo L 80X40X4, são os primeiros a perder a estabilidade na forma de colapso flexo – torsional como mostra a figura 4.20 e 4.21.

As tensões mais elevadas encontram-se na chapa entre reforços e estão presentes também nos reforços e na zona de ligação chapa reforço (figura 4.20).

Os maiores deslocamentos ocorrem na chapa entre reforços e originam o aparecimento de concavidades na parte central da chapa entre reforços.

A antepara simplificada sem defeitos suporta tensões mais elevadas - cerca de 3,5 vezes - do que a antepara simplificada com defeitos.

Ao longo de estudo de modelos apresentados anteriormente foram analisados as tensões e os deslocamentos que cada modelo apresentada na solução nodal, nos apêndices G, H, I onde se pode visualizar as zonas de concentração de tensões os deslocamentos nos nós.

De uma forma geral, as zonas que sofrem maiores deformações são as zonas entre reforços, nomeadamente na chapa, nas zonas próximas de cargas de compressão. Os reforços são esbeltos e podem acusar o esforço de compressão apresentando torção da sua alma. Em particular, verifica-se que, no caso de antepara simplificada (Apêndice H), a maior deformação ocorrida na zona afetada pelo “slamming” vai-se propagando das zonas entre reforços para os reforços.

## 5. Conclusões

Uma das cargas dominantes no projeto do casco, que afeta quer os painéis como as anteparas, é o “slamming”, o qual introduz cargas de impacto hidrodinâmico que são tratadas como forças uniformemente distribuídas.

Neste trabalho apresentou-se a análise de uma antepara, de uma lancha rápida da Marinha Portuguesa, que se situa numa zona de vante muito afetada pelo fenómeno de “slamming”, o qual introduz forças compressivas no plano. O estudo tinha como principal objetivo determinar a resistência remanescente na antepara tal como projetada e com defeitos iniciais introduzidos no fabrico e construção.

Da comparação entre os resultados, verificou-se que as deformações iniciais introduzidas pelo fabrico causam uma perda de resistência da antepara e que a zona entre os reforços apresenta concavidades como sinal de perda de resistência. A estrutura perde a estabilidade de forma parcial e a resistência remanescente da estrutura determina-se através do cálculo da tensão máxima passível de ser suportada pelo painel reforçado. Só depois a estrutura colapsa totalmente, verificando-se uma diminuição da tensão nominal suportada pelo painel.

Verificou-se que o encruamento ( $Eh/E$ ) tem uma influência significativa no comportamento das estruturas de alumínio e que, além do referido, o amaciamento verificado na zona afetada pelo calor (ZAC) afeta de maneira significativa o comportamento das estruturas de alumínio. Simultaneamente, as cargas de compressão têm efeitos significativos nos painéis do alumínio, sendo preciso investigar os diferentes efeitos dessas cargas, especialmente na zona entre reforços. Foram caracterizados e modelados os principais defeitos geométricos e os efeitos térmicos da soldadura (ZAC).

As fórmulas usadas neste trabalho são baseadas nas fórmulas de Faulkner, normalmente aplicadas para estruturas fabricadas em aço; as fórmulas utilizadas permitiram obter resultados analíticos semelhantes aos obtidos através do MEF com erros inferiores a 10%.

Das dificuldades e limitações surgidas durante a investigação na área de estruturas sujeitas às forças de compressão listam-se as seguintes:

- Falta de informação relativa a casos de compressão/encurvadura de placas de alumínio;

- As fórmulas teóricas usadas eram aplicadas a estruturas em aço mas demonstrou-se possível a sua aplicação a estruturas de ligas de alumínio, tendo sido obtidos resultados com menor precisão.

- O trabalho desenvolvido durante a elaboração desta tese baseou-se em estudos e investigações de estruturas com geometria ortogonal, enquanto a antepara sob estudo apresenta uma geometria mais complexa para análise de forças de compressão.

Para trabalhos futuros recomenda-se o estudo dos seguintes temas:

- Validação dos resultados de modelação numérica e analítico-empírica, pelo desenvolvimento de um conjunto de ensaios destrutivos/não-destrutivos.

- Realização de testes de compressão a painéis reforçados feitos em alumínio;

- Realização de mais estudos de modelos de geometria não ortogonal (comuns nas zonas de vante de plataformas e rápidas).

- Diminuir os erros resultantes nos estudos.

## Listas Bibliográficas

- A. C. Ugural. (1981). *Stresses In Plates And Shells*. New Jersey: McGraw-Hill.
- ABS. (2003). *High Speed Naval Craft, Part 3: Hull Construction and Equipment*. Houston: ABS Plaza.
- Birman, V. (2011). *Plate Structures. Solid Mechanics and its Applications, Volume 178*. Missouri: Springer.
- BS, 8. (1991). *Structural Use of Aluminum, Parte 1: Code of Practice for design*.
- Eurocode, 9. (1999). *Design of Aluminum Structures- Parte 1-1: General Rules*. CEN.
- João, A. d. (2008). *Estudo de Comportamento mecânico/estrutural de painéis reforçados em ligas de alumínio de construção naval*. Lisboa: Universidade Nova de Lisboa.
- Mateus, A. F. (1998). Caracterização e Identificação das Formas de Colapso em Estruturas Marítimas. *Anais do Clube Militar Naval*, 549-581.
- Matos, J. S. (2009). Influence of Production Defects in The Structural Strength of Reinforced Panels in Aluminum Crafts.
- Natacha, M. (2008). *Soldadura de ligas de alumínio de construção naval (Tese de Mestrado)*. Lisboa: Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa .
- Odd, K. (2001). *Ultimate capacity of Aluminum Plates under Multiple Loads Considering HAZ Properties (Dr.Ing. Thesis)*. Trondheim: Norwegian University of Science and Technology.
- Paik, J., & Thayamaballi, A. (2003). *Ultimate Limit State Design of Steel-Plated Structures*. West Sussex: Wiley.
- Paik, J., Celine, A., & H. Paul, C. (2007). Mechanical Collapse Testing on Aluminum Stiffened Plate Structures for Marine Applications. *10th International Symposium on Practical Design of Ships and Other Floating Structures*. houston: American Bureau of Shipping.

Robert, D., David, S., Michael, E., & Robert, J. (2002). *Concepts and Applications of Finite Element Analysis*. Madison: J.Wiley.

Santos, M., Martins, R., Silva, P., & Mateus, A. (2012). *Structural Behavior of a Lightweight Craft*. London: Taylor e Francis Group.

Xiaozhi WANG, H. S., Akira, A., & Aiping, D. (11-13 de October de 2005). Buckling and Ultimate Strength of Aluminum Plates and Stiffened. *ABS TECHNICAL PAPERS*.

## A) Apêndice - Caso de validação

As tabelas que vão ser apresentadas em seguida mostram os resultados obtidos da simulação dos esforços de compressão através de deslocamentos impostos na aresta afetada pelo “slamming” e foram calculados a partir do *software* ANSYS.

### 1. Placa simples sujeita a compressão

Painel perfeito "como projetado"			
Ux (mm)	$\Sigma F_x$ (KN)	$\sigma_x$ (MPa)	$\epsilon_x$
0,2	30735,18	15,33692	0,000222
0,4	61487,57	30,68242	0,000444
0,6	92255,34	46,0356	0,000667
0,8	123038,9	61,39666	0,000889
1	153838,9	76,76592	0,001111
1,2	184653,6	92,14251	0,001333
1,4	215484,8	107,5273	0,001556
1,6	246331,9	122,9201	0,001778
1,8	277194,9	138,3208	0,002
2	308073	153,729	0,002222
2,2	338968,9	169,1462	0,002444
2,4	369879,9	184,5708	0,002667
2,6	400806,7	200,0033	0,002889
2,8	431749,6	215,4439	0,003111
3	462708,4	230,8924	0,003333
3,2	430856,7	214,9984	0,003556
3,4	431400,5	215,2697	0,003778
3,6	431944,6	215,5412	0,004
3,8	432489,2	215,813	0,004222
4	433034	216,0848	0,004444
4,2	433579,3	216,3569	0,004667
4,4	434128,6	216,631	0,004889
4,6	434669,1	216,9007	0,005111
4,8	435150,6	217,141	0,005333
5	435240,3	217,1858	0,005556
5,2	434923,1	217,0275	0,005778
5,4	434829,8	216,9809	0,006
5,6	431768,3	215,4532	0,006222
5,8	429555,3	214,349	0,006444
6	427283,2	213,2152	0,006667

Deformada de 9 mm a meio vão			
Ux (mm)	$\Sigma F_x$ (KN)	$\sigma_x$ (MPa)	$\epsilon_x$
0,2	29194,89	14,56831	0,000222
0,4	58207,1	29,04546	0,000444
0,6	87001,77	43,41406	0,000667
0,8	115534,6	57,652	0,000889
1	143748,9	71,73099	0,001111
1,2	171571,5	85,61452	0,001333
1,4	198910,2	99,25659	0,001556
1,6	225657,1	112,6033	0,001778
1,8	251704,8	125,6012	0,002
2	276974,3	138,2107	0,002222
2,2	301352,4	150,3754	0,002444
2,4	323921,4	161,6374	0,002667
2,6	338411,7	168,8681	0,002889
2,8	315369	157,3698	0,003111
3	295424,6	147,4175	0,003333
3,2	279953,2	139,6972	0,003556
3,4	269522,8	134,4924	0,003778
3,6	261735,3	130,6064	0,004
3,8	255606,4	127,5481	0,004222
4	250638	125,0689	0,004444
4,2	246521,1	123,0145	0,004667
4,4	243057	121,2859	0,004889
4,6	240102,1	119,8114	0,005111
4,8	237555,4	118,5406	0,005333
5	235334,2	117,4322	0,005556
5,2	233351,4	116,4428	0,005778
5,4	231607,9	115,5728	0,006
5,6	230074,2	114,8075	0,006222
5,8	228732,6	114,138	0,006444
6	227537,9	113,5419	0,006667

Deformada de acordo com a eq (4.2)			
Ux (mm)	$\sum F_x$ (KN)	$\sigma_x$ (MPa)	$\epsilon_x$
0,2	23210,35	11,58201	0,000222
0,4	46057,65	22,98286	0,000444
0,6	68518,81	34,19102	0,000667
0,8	90587,31	45,20325	0,000889
1	112250,4	56,01317	0,001111
1,2	133501,7	66,61761	0,001333
1,4	154327,6	77,00978	0,001556
1,6	174425,6	87,03872	0,001778
1,8	193622,8	96,61816	0,002
2	211268	105,4232	0,002222
2,2	225440,1	112,4951	0,002444
2,4	236259,4	117,8939	0,002667
2,6	244311,9	121,9121	0,002889
2,8	249959,8	124,7304	0,003111
3	253926,7	126,7099	0,003333
3,2	256119,9	127,8043	0,003556
3,4	257277,5	128,382	0,003778
3,6	256684,1	128,0859	0,004
3,8	254485,2	126,9886	0,004222
4	251958,3	125,7277	0,004444
4,2	249544,6	124,5233	0,004667
4,4	247291,7	123,3991	0,004889
4,6	245211,1	122,3608	0,005111
4,8	243273,7	121,3941	0,005333
5	241498,3	120,5081	0,005556
5,2	239893,2	119,7072	0,005778
5,4	238437,6	118,9808	0,006
5,6	237082,6	118,3047	0,006222
5,8	235852,6	117,6909	0,006444
6	234732,9	117,1322	0,006667

Onde

Ux: Deslocamento imposto na direção x;

$\sum F_x$ : Soma das forças resultantes nos nós;

$\sigma_x$ : Tensão resultante

$\epsilon_x$ : Extensão na direção x.

## 2. Painel reforçado

Painel perfeito "como projetado"			
Ux (mm)	$\Sigma Fx$ (KN)	$\sigma_x$ (MPa)	$\epsilon_x$
0,2	39164,48	11,56287	0,000164
0,4	78343,67	23,13008	0,000328
0,6	117537,6	34,70165	0,000492
0,8	156746,2	46,27754	0,000656
1	195969,5	57,85778	0,00082
1,2	235207,2	69,44226	0,000984
1,4	274460,4	81,03133	0,001148
1,6	313728	92,62464	0,001313
1,8	353010,3	104,2223	0,001477
2	392307	115,8242	0,001641
2,2	431619,1	127,4307	0,001805
2,4	470945,6	139,0414	0,001969
2,6	510286,9	150,6564	0,002133
2,8	549617,2	162,2683	0,002297
3	588771	173,828	0,002461
3,2	627931,6	185,3897	0,002625
3,4	666998,2	196,9237	0,002789
3,6	705665,4	208,3397	0,002953
3,8	734073,2	216,7268	0,003117
4	737000,7	217,5911	0,003281
4,2	738383,7	217,9994	0,003445
4,4	735492,1	217,1457	0,00361
4,6	739706,5	218,39	0,003774
4,8	740268,2	218,5558	0,003938
5	740794,5	218,7112	0,004102
5,2	731475,2	215,9598	0,004266
5,4	741773,1	219,0001	0,00443
5,6	742026,3	219,0749	0,004594
5,8	742644,3	219,2573	0,004758
6	743013,2	219,3662	0,004922

Deformada inicial 0,15% L			
Ux (mm)	$\Sigma Fx$ (KN)	$\sigma_x$ (MPa)	$\epsilon_x$
0,2	32311,2	9,539516	0,000164
0,6	96969,45	28,62913	0,000492
1	161675,5	47,73286	0,00082
1,4	226429,3	66,85069	0,001148
1,8	291230,8	85,9826	0,001477
2,2	356079,9	105,1286	0,001805
2,6	420976,3	124,2885	0,002133
3	483270,6	142,6802	0,002461
3,4	539306,5	159,2241	0,002789
3,8	580645,3	171,429	0,003117
4,2	585353,2	172,8189	0,003445
4,6	586284,6	173,0939	0,003774
5	586203,4	173,0699	0,004102
5,6	585259	172,7911	0,004594
6	584327,3	172,516	0,004922
6,4	584815,2	172,6601	0,00525
6,8	583791	172,3577	0,005578
7,2	580446,7	171,3703	0,005906
7,6	578776,2	170,8771	0,006235
8	576671	170,2556	0,006563



## B) Apêndice – modelo 1 “ Painel com um reforço ”

Painel perfeito "Como projetado"			
Ux (mm)	$\Sigma Fx$ (KN)	$\sigma_x$ (MPa)	$\epsilon_x$
0,2	15619,73	7,953019	0,000114
0,4	31243,59	15,90814	0,000229
0,6	46871,59	23,86537	0,000343
0,8	62503,71	31,8247	0,000457
1	78139,94	39,78612	0,000571
1,2	93780,23	47,74961	0,000686
1,4	106438,2	54,1946	0,0008
1,6	116093	59,11049	0,000914
1,8	131339,5	66,87347	0,001029
2	140836	71,70876	0,001143
2,2	150006,7	76,37816	0,001257
2,4	156450,4	79,65906	0,001371
2,6	159580	81,25255	0,001486
2,8	178866,8	91,07271	0,0016
3	187238,3	95,33518	0,001714
3,2	191083,8	97,29318	0,001829
3,8	212037	107,9618	0,002171
4,2	220352,9	112,196	0,0024
4,4	221403,2	112,7308	0,002514
4,6	227262,1	115,7139	0,002629
4,8	230568,2	117,3973	0,002743
5	233312,6	118,7946	0,002857
5,2	235419	119,8671	0,002971
5,4	234387	119,3416	0,003086
5,6	240387,5	122,3969	0,0032
5,8	238188,2	121,2771	0,003314
6	242130,6	123,2844	0,003429
7	222989,9	113,5386	0,004
9	206120,9	104,9495	0,005143

Deformada inicial de 0,15% L			
Ux (mm)	$\Sigma Fx$ (KN)	$\sigma_x$ (Mpa)	$\epsilon_x$
0,2	15607,97	7,947032	0,000114
0,4	31219,46	15,89586	0,000229
0,6	46834,38	23,84643	0,000343
0,8	62452,54	31,79865	0,000457
1	78073,52	39,7523	0,000571
1,2	93695,53	47,70648	0,000686
1,4	105785,1	53,86207	0,0008
1,6	114965,6	58,53646	0,000914
1,8	124143,3	63,20942	0,001029
2	133294,4	67,86884	0,001143
2,2	142401,2	72,5057	0,001257
2,4	151433,8	77,10479	0,001371
2,6	160337,1	81,63803	0,001486
2,8	171722,9	87,43529	0,0016
3	178306,5	90,78742	0,001714
3,2	185807,7	94,60677	0,001829
3,4	193500,2	98,52352	0,001943
3,6	200669,2	102,1737	0,002057
3,8	205117,9	104,4388	0,002171
4	212678,2	108,2883	0,002286
4,2	215624,7	109,7885	0,0024
4,4	221121,3	112,5872	0,002514
4,6	223528,8	113,813	0,002629
4,8	225090,5	114,6082	0,002743
5	225646,7	114,8914	0,002857
5,2	226948,1	115,554	0,002971
5,4	227788,4	115,9819	0,003086
5,6	227735,5	115,9549	0,0032
5,8	227087,1	115,6248	0,003314
6	225512,7	114,8232	0,003429
7	217403,2	110,6941	0,004
8	208970,2	106,4003	0,004571
9	206791,1	105,2908	0,005143

Deformada de 7mm a meio vão			
Ux	$\Sigma Fx$	$\sigma x$	$\epsilon x$
0,2	14167,27	7,213478	0,000114
0,4	28319,23	14,41916	0,000229
0,6	42453,07	21,61562	0,000343
0,8	56565,15	28,80099	0,000457
1	70650,19	35,9726	0,000571
1,2	84696,32	43,1244	0,000686
1,4	98548,78	50,17759	0,0008
1,6	107018,7	54,49017	0,000914
1,8	110593,3	56,31023	0,001029
2	121965	62,10031	0,001143
2,2	129505,6	65,93971	0,001257
2,4	136866,8	69,68778	0,001371
2,6	143965,5	73,30219	0,001486
2,8	150775,3	76,7695	0,0016
3	157066,2	79,97261	0,001714
3,2	162776,1	82,87989	0,001829
3,4	167623,1	85,34781	0,001943
3,6	171128,9	87,13284	0,002057
3,8	172245,9	87,70158	0,002171
4	172517,7	87,83997	0,002286
4,2	171552	87,34827	0,0024
4,4	170256,7	86,68875	0,002514
4,6	168560,6	85,82515	0,002629
4,8	166322,6	84,68564	0,002743
5	163822,8	83,41283	0,002857
5,2	161498,7	82,22948	0,002971
5,4	159458,4	81,19063	0,003086
5,6	157694	80,29226	0,0032
5,8	156149,4	79,5058	0,003314
6	154761,6	78,79919	0,003429
7	149410	76,07434	0,004
8	145662,9	74,16645	0,004571
9	142768	72,69246	0,005143

**C) Apêndice – modelo 2 “ painel com três reforços”**

Perfeito " Como projetado"			
Ux (mm)	$\Sigma F_x$ (KN)	$\sigma_x$ (MPa)	$\epsilon_x$
0,2	32310,89	8,196573	0,000114
0,4	64630,33	16,39531	0,000229
0,6	96958,32	24,59623	0,000343
0,8	129294,9	32,79932	0,000457
1	161639,9	41,00454	0,000571
1,2	193993,4	49,21192	0,000686
1,4	225212,1	57,13143	0,0008
1,6	242491,1	61,51474	0,000914
1,8	261809,4	66,41537	0,001029
2	281028,4	71,29082	0,001143
2,2	303143,3	76,90089	0,001257
2,4	322659,8	81,8518	0,001371
2,6	337647,7	85,65391	0,001486
2,8	355689	90,23059	0,0016
3	373163	94,66337	0,001714
3,2	389916,9	98,91347	0,001829
3,4	405207,2	102,7923	0,001943
3,6	419119,4	106,3215	0,002057
3,8	431590	109,485	0,002171
4	442593,3	112,2763	0,002286
4,2	452459	114,779	0,0024
4,4	460757,3	116,8841	0,002514
4,6	442883,1	112,3498	0,002629
5	439328,7	111,4482	0,002857
5,2	431859,9	109,5535	0,002971
5,4	429090,7	108,851	0,003086
6	423594,1	107,4566	0,003429

Deformada de 7 mm a meio vão			
Ux (mm)	$\Sigma F_x$ (KN)	$\sigma_x$ (Mpa)	$\epsilon_x$
0,2	32051,4	8,130746	0,000114
0,4	64092,47	16,25887	0,000229
0,6	96120,89	24,38379	0,000343
0,8	128133,8	32,50477	0,000457
1	160127,3	40,62083	0,000571
1,2	192094	48,73009	0,000686
1,4	223696,5	56,74696	0,0008
1,6	267210,3	67,78547	0,000914
1,8	272734,6	69,18686	0,001029
2	293276,8	74,39797	0,001143
2,2	313565,9	79,54488	0,001257
2,4	333507,2	84,60355	0,001371
2,6	352870,4	89,51558	0,001486
2,8	371411,5	94,21905	0,0016
3	388653,6	98,593	0,001714
3,2	403443	102,3447	0,001829
3,4	414455,6	105,1384	0,001943
3,6	420533,1	106,6801	0,002057
3,8	422514	107,1826	0,002171



### D) Apêndice – Modelo 3 “Antepara simplificada”

Perfeita "Como projetada"					
Uy (mm)	$\Sigma Fy$ (KN)	$\sigma_y$ (Mpa)	$\epsilon_y$ (l max)	$\epsilon_y$ (l med)	$\epsilon_y$ (l min)
0,2	40071,89	5,483291	9,3E-05	0,00011	0,000135
0,4	83351,45	11,40551	0,000186	0,00022	0,00027
0,6	119572,5	16,36186	0,000279	0,000331	0,000405
0,8	146768,7	20,08329	0,000372	0,000441	0,000541
1	213251,2	29,18051	0,000465	0,000551	0,000676
1,2	245567,2	33,60252	0,000558	0,000661	0,000811
1,4	282213,6	38,61708	0,000651	0,000771	0,000946
1,6	312839,5	42,80781	0,000744	0,000882	0,001081
1,8	338105,2	46,26508	0,000837	0,000992	0,001216
2	322314,3	44,10431	0,00093	0,001102	0,001351
2,2	372456,6	50,9656	0,001023	0,001212	0,001486
2,4	407009,9	55,69375	0,001116	0,001322	0,001622
2,6	427180,2	58,45378	0,001209	0,001433	0,001757
2,8	438607,9	60,0175	0,001302	0,001543	0,001892
3	465309	63,67118	0,001395	0,001653	0,002027
3,2	477078,7	65,2817	0,001488	0,001763	0,002162
3,4	485389,4	66,41891	0,001581	0,001873	0,002297
3,6	491000,2	67,18667	0,001674	0,001983	0,002432
3,8	495477,9	67,79938	0,001767	0,002094	0,002568
4	500658,2	68,50824	0,00186	0,002204	0,002703
4,2	505068	69,11166	0,001953	0,002314	0,002838
4,4	508346,2	69,56024	0,002047	0,002424	0,002973
4,6	510634	69,87329	0,00214	0,002534	0,003108
4,8	512573,1	70,13863	0,002233	0,002645	0,003243
5	513732	70,29721	0,002326	0,002755	0,003378
5,2	514245,1	70,36742	0,002419	0,002865	0,003514
5,4	514614,9	70,41802	0,002512	0,002975	0,003649
5,6	514186,9	70,35946	0,002605	0,003085	0,003784
5,8	513852,8	70,31374	0,002698	0,003196	0,003919
6	513391,6	70,25063	0,002791	0,003306	0,004054
7	503883	68,94951	0,003256	0,003857	0,00473
8	497043,7	68,01364	0,003721	0,004408	0,005405

Deformada de 7 mm a meio vão					
Uy (mm)	$\Sigma Fy$ (KN)	$\sigma_y$ (Mpa)	$\epsilon_y$ (l max)	$\epsilon_y$ (l med)	$\epsilon_y$ (l min)
0,2	23659,44	3,237471	9,3E-05	9,3E-05	9,3E-05
0,4	44003,61	6,021293	0,000229	0,000186	0,000186
0,6	63736	8,721401	0,000343	0,000279	0,000279
0,8	78582,71	10,75297	0,000457	0,000372	0,000372
1	92935,71	12,71698	0,000571	0,000465	0,000465
1,2	102995,4	14,09351	0,000686	0,000558	0,000558
1,4	119410,3	16,33967	0,0008	0,000651	0,000651
1,6	122633,1	16,78067	0,000914	0,000744	0,000744
1,8	126629,4	17,3275	0,001029	0,000837	0,000837
2	134778	18,44253	0,001143	0,00093	0,00093
2,2	139317,1	19,06364	0,001257	0,001023	0,001023
2,4	142816,3	19,54246	0,001371	0,001116	0,001116
2,6	143773,9	19,67349	0,001486	0,001209	0,001209
2,8	143354,4	19,61609	0,0016	0,001302	0,001302
3	144548,7	19,77952	0,001714	0,001395	0,001395
3,2	151945,1	20,79161	0,001829	0,001488	0,001488

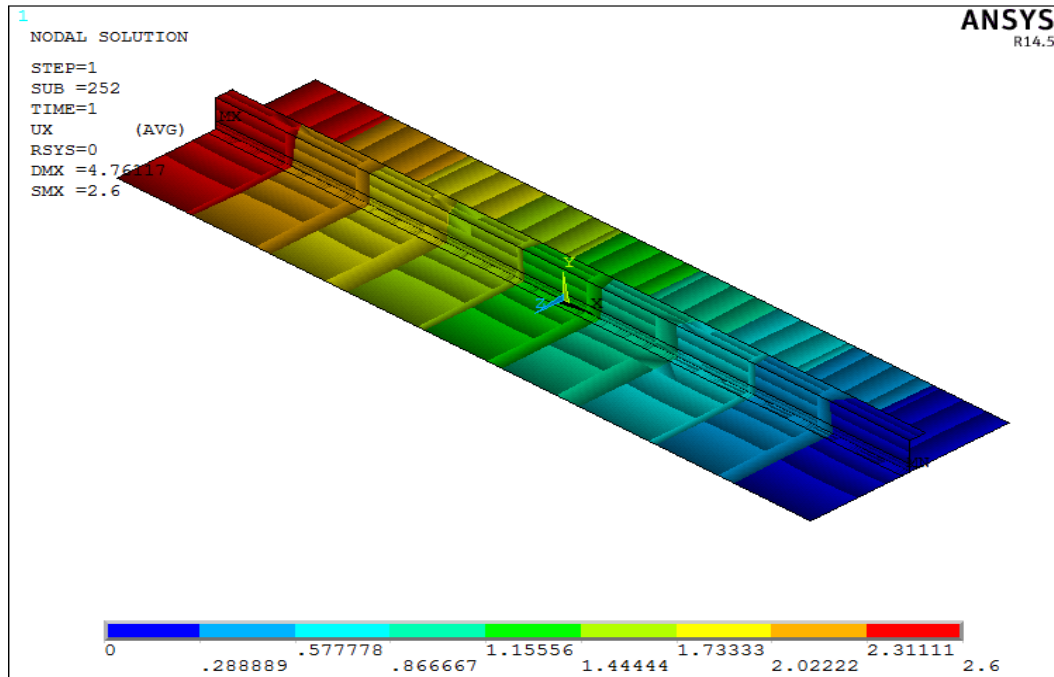
### E) Apêndice - Valores de deformações medidas nas anteparas reais

Foram medidas as deformações em alguns pontos das anteparas 3 e 17 da lancha rápida como mostra a tabela seguinte (João, 2008):

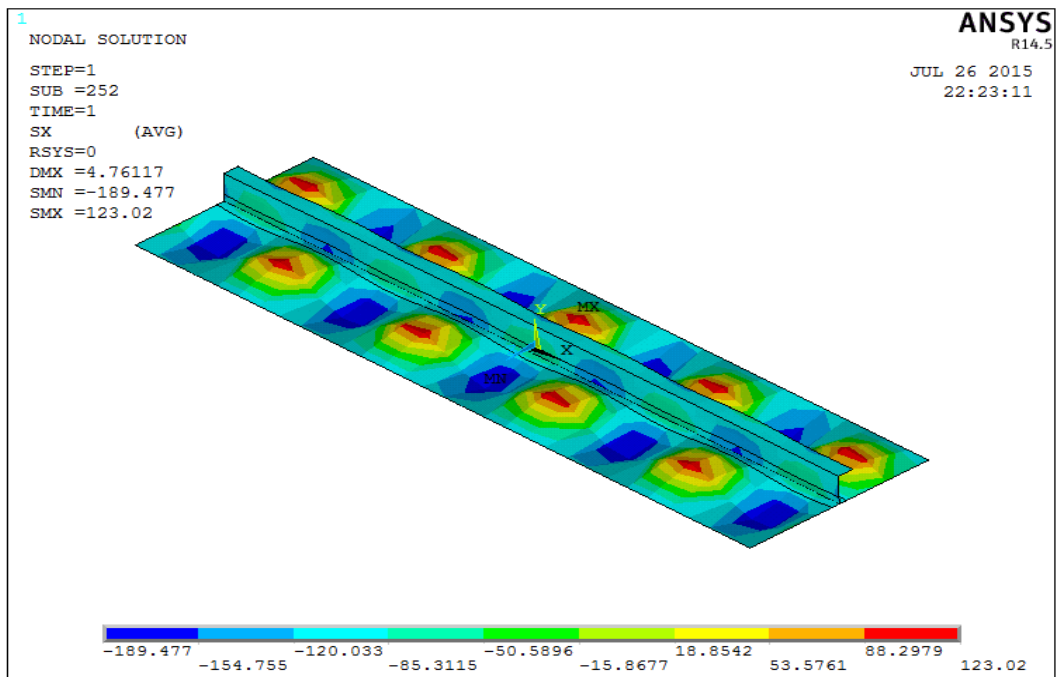
Deformadas reais (mm)			
Antepara 3		Antepara 17	
5	5	14	5
11	3	10	4
4,5	4	12,5	7
10,5	7	5	6
13	8	6,5	8
13,5	9	7	4
11	5	5,5	12
6	4,5	5	9,5
4,5	10	7	6
6,5	13	12	8
5	7,5	4,5	16
6	6,5	7	5
6	11,5	9	7
9	9,5	6	7,5
4	5	5	5
4,5	4	7	7
10	1	13	7,5
4	9	11,5	5
9	5	9	4
3	5,5	6	8
7	4	7	14,5
3	3	4,5	17
4	3	5	4
4,5	4,5	7	3
9,5	6,5	3	7
Média Total		7	



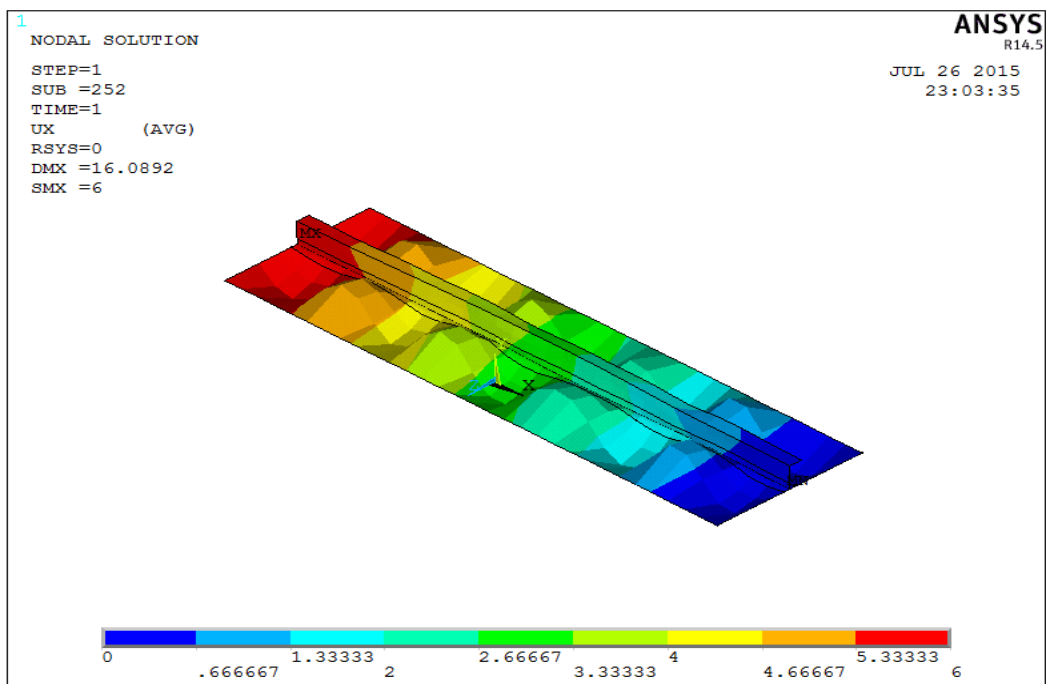
## F) Apêndice – Caso de validação “Painel reforçado Perfeito”



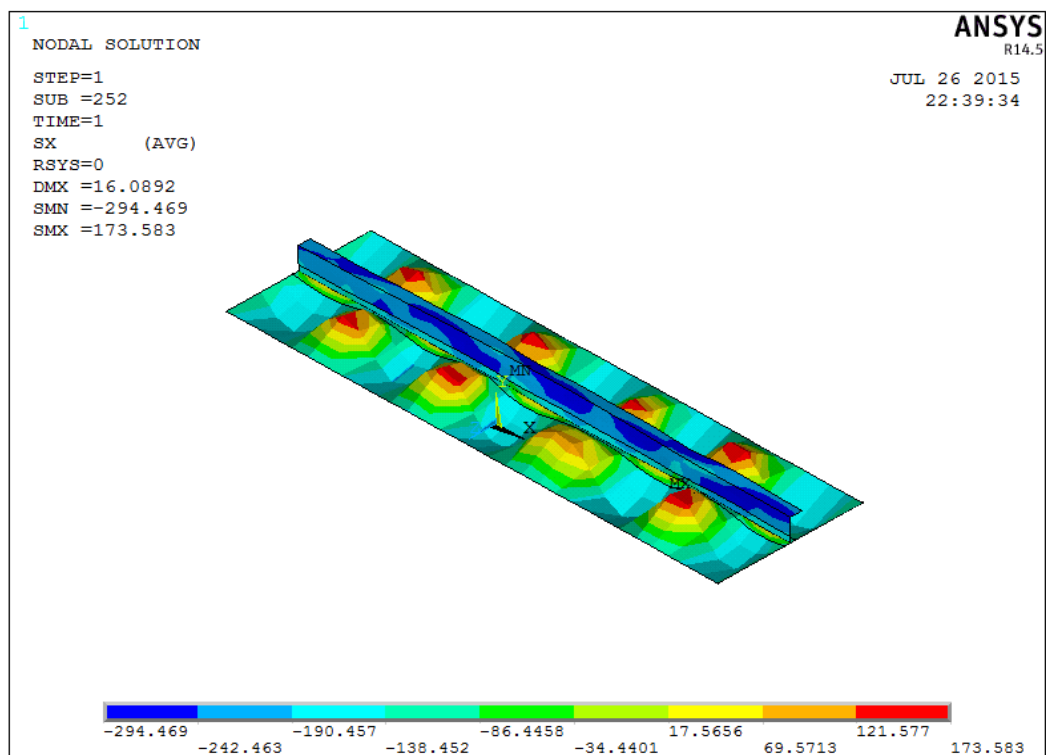
**Figura F.1- Deslocamentos nos nós -Deformações resultantes do carregamento aplicado que corresponde a carga crítica ( $U_x = 2.6\text{mm}$ )**



**Figura F.2-Deslocamentos nos nós -Deformações resultantes do carregamento aplicado que corresponde a carga crítica ( $U_x = 2.6\text{mm}$ )**



**Figura F.3-Deslocamentos nos nós -Deformações resultantes do carregamento aplicado que corresponde a carga máxima ( $U_x= 6\text{mm}$ )**



**Figura F.4-Tensões nos nós -Deformações resultantes do carregamento aplicado que corresponde a carga máxima ( $U_x = 6\text{mm}$ )**

## I) Apêndice – modelo 1 “ Painel com um reforço ”

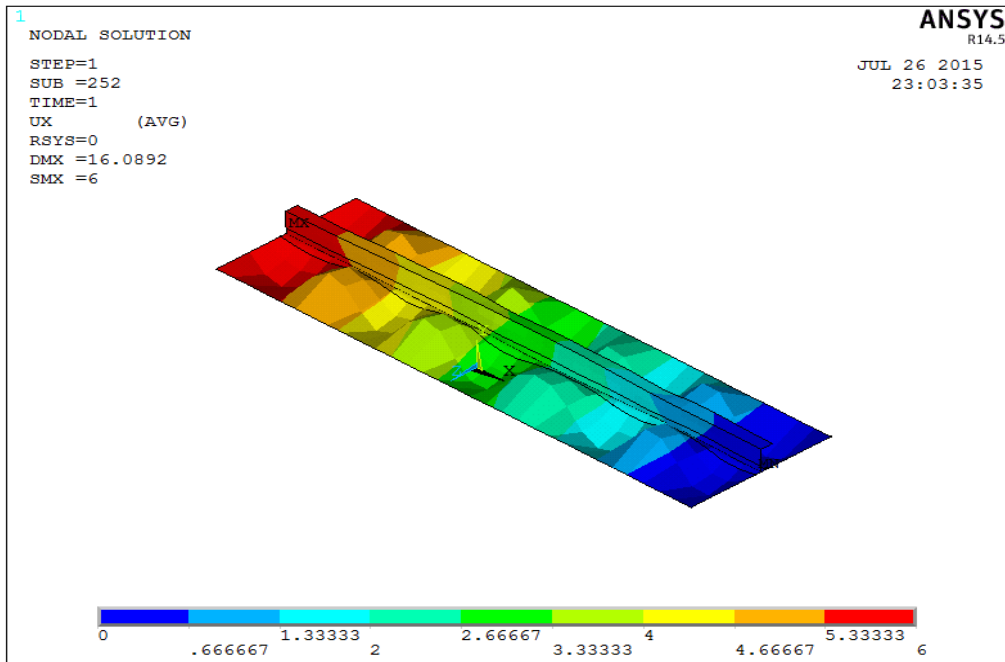


Figura I.1- Deslocamentos nos nós -Deformações resultantes do carregamento aplicado que corresponde a carga máxima ( $U_x = 6\text{mm}$ ) para painel perfeito

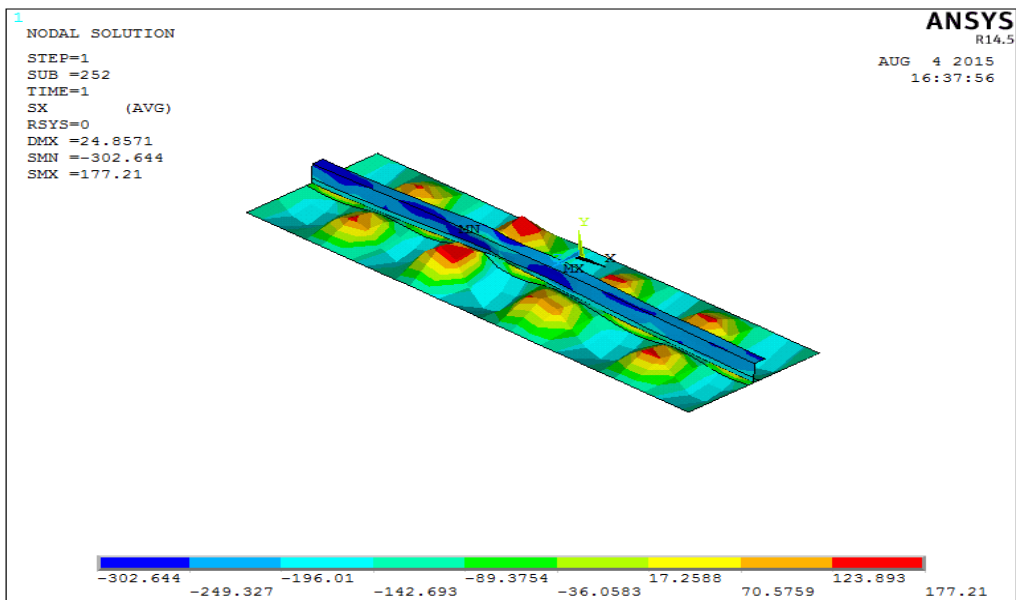
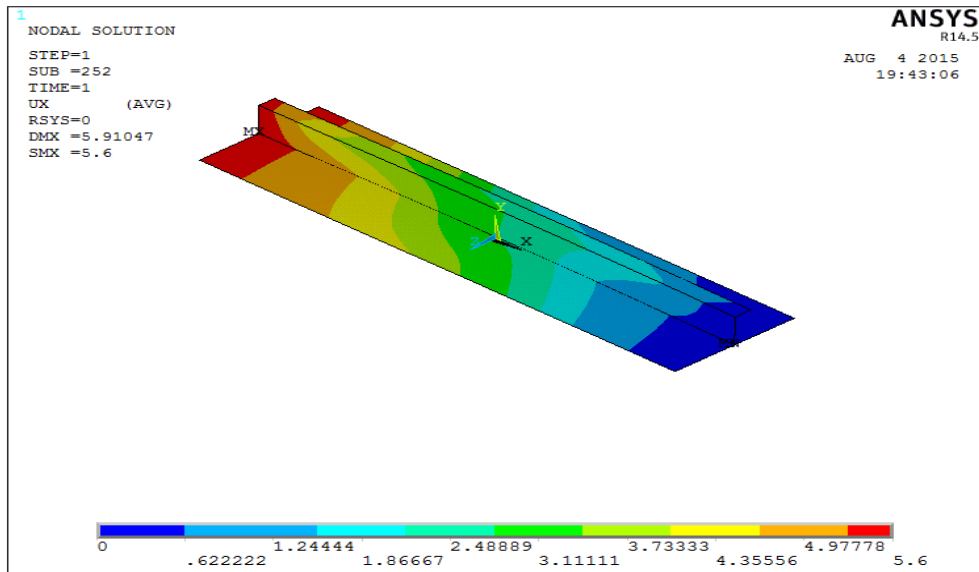
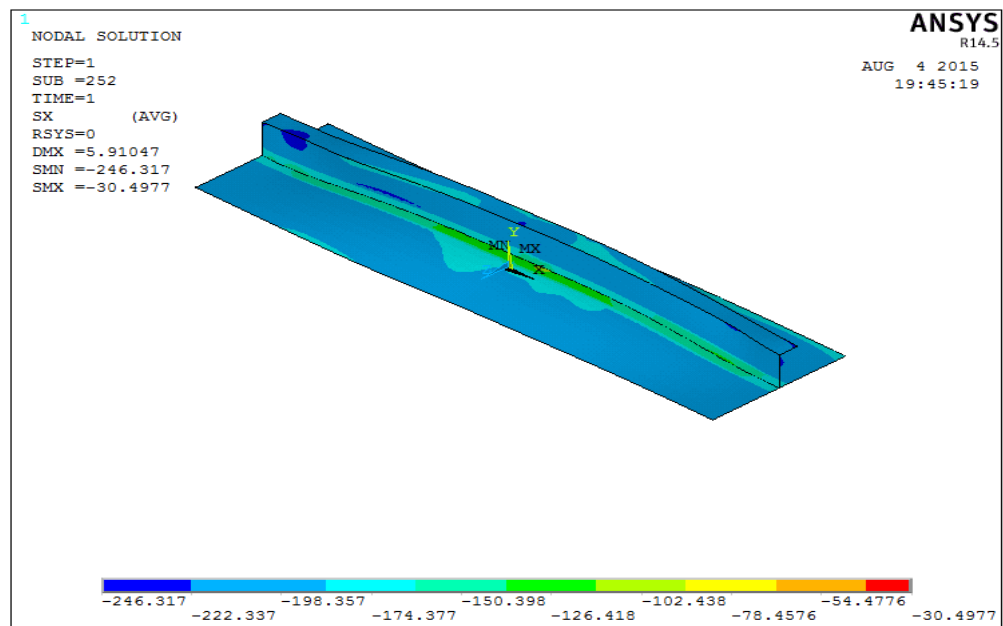


Figura I.2-Tensões nos nós -Deformações resultantes do carregamento aplicado que corresponde a carga máxima ( $U_x = 6\text{ mm}$ ) para painel perfeito.



**Figura I.3- Deslocamentos nos nós -Deformações resultantes do carregamento aplicado que corresponde a carga máxima ( $U_x = 5.6$  mm) para painel com deformada inicial  $0.15\%L$**



**Figura I.4-Tensões nos nós -Deformações resultantes do carregamento aplicado que corresponde a carga máxima ( $U_x = 5.6$  mm) para painel com deformada inicial  $0.15\%L$**

### G) Apêndice – modelo 2 “ Painel com 3 reforços centrais ”

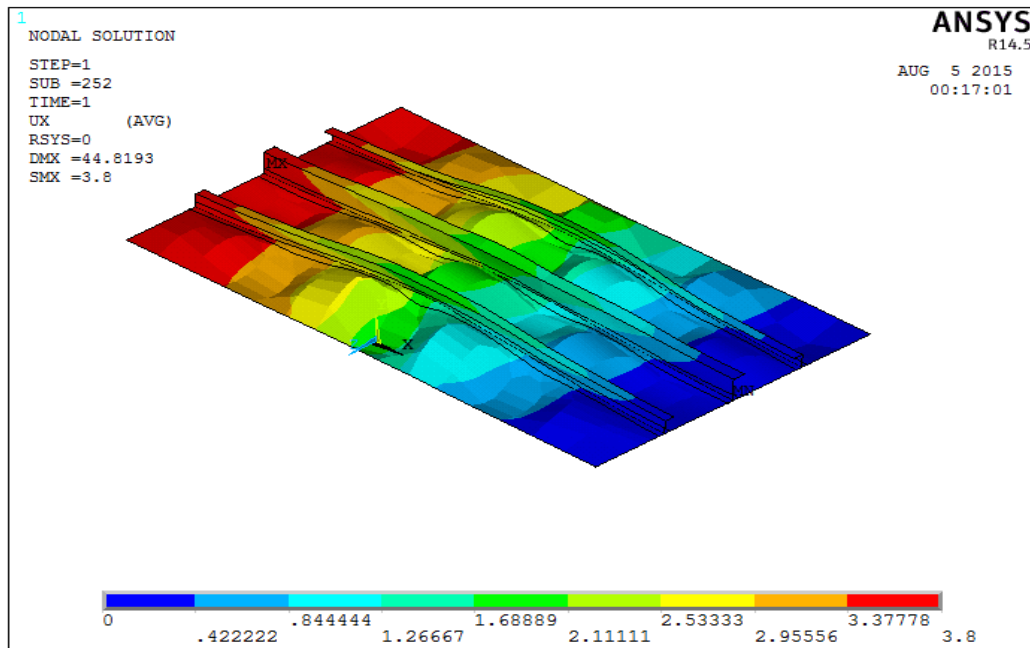


Figura G.1- Deslocamentos nos nós -Deformações resultantes do carregamento aplicado que corresponde a carga máxima ( $U_x = 3.8$  mm) para painel reforçado Com deformada de 7 mm a meio vão.

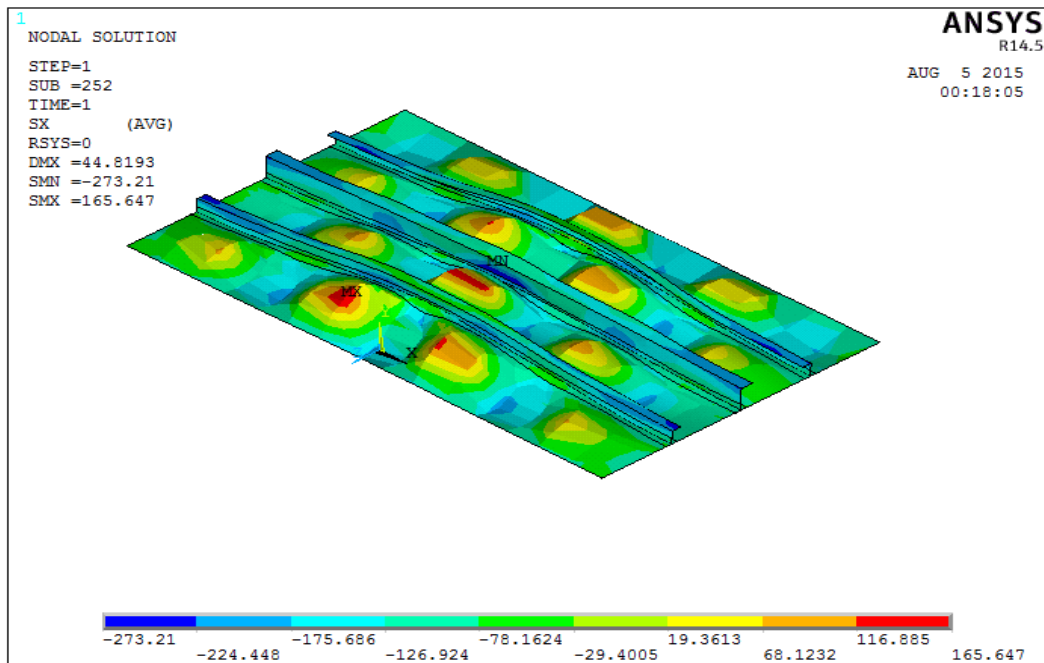
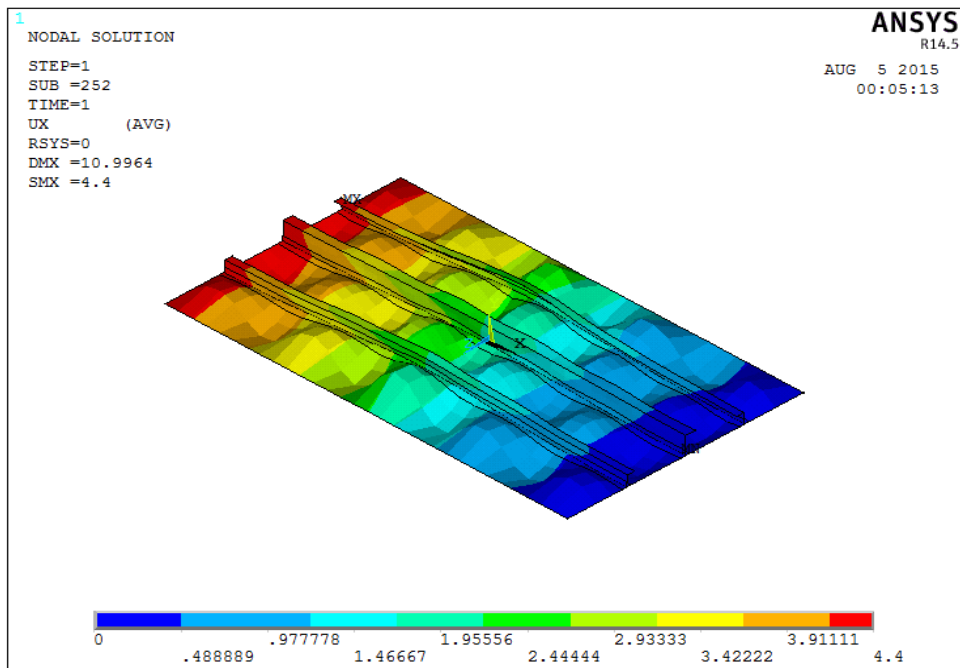
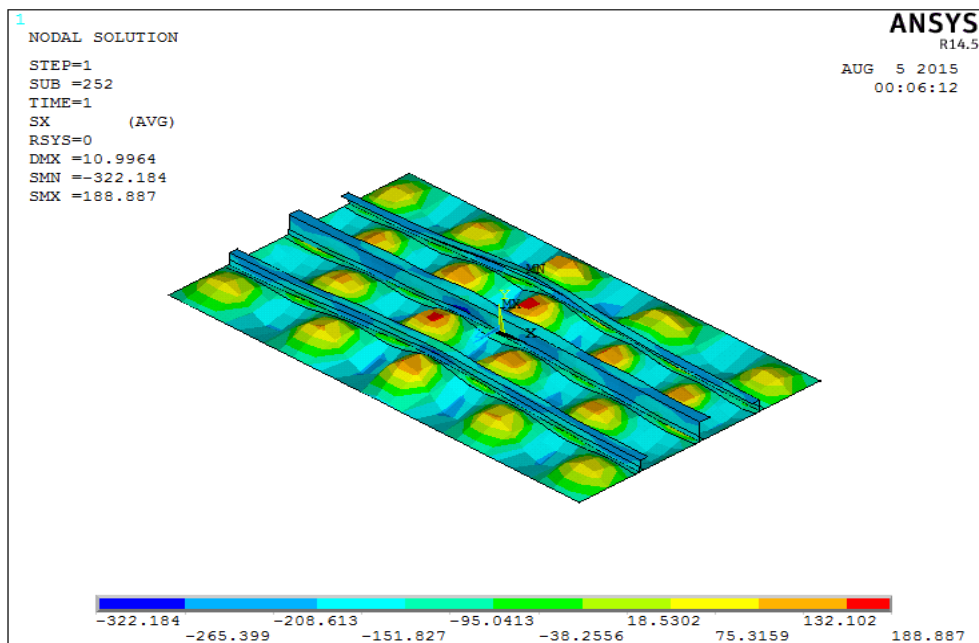


Figura G.2-Tensões nos nós -Deformações resultantes do carregamento aplicado que corresponde a carga máxima ( $U_x = 3.8$  mm) para painel com deformada de 7 mm a meio vão



**Figura G.3- Deslocamentos nos nós -Deformações resultantes do carregamento aplicado que corresponde a carga máxima ( $U_x = 4.4$  mm) para painel reforçado perfeito**



**Figura G.4-Tensões nos nós -Deformações resultantes do carregamento aplicado que corresponde a carga máxima ( $U_x = 4.4$  mm) para painel reforçado perfeito**

## H) Apêndice – Modelo 3 “Antepara simplificada”

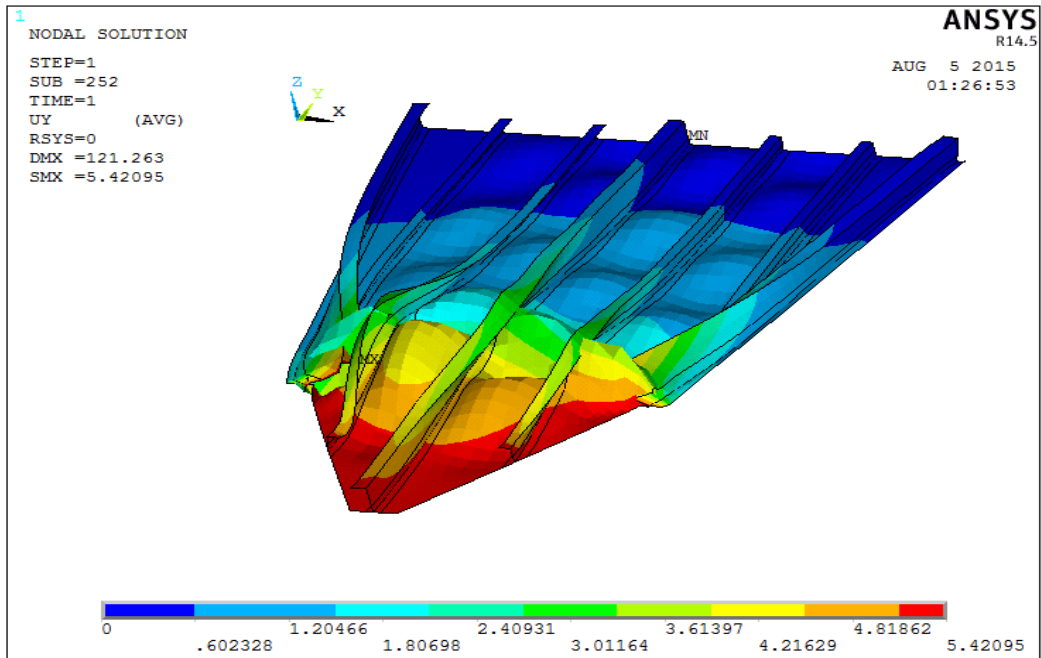


Figura H.1- Deslocamentos nos nós -Deformações resultantes do carregamento aplicado que corresponde a carga máxima ( $U_y = 5.4$  mm) para a antepara simplificada perfeita

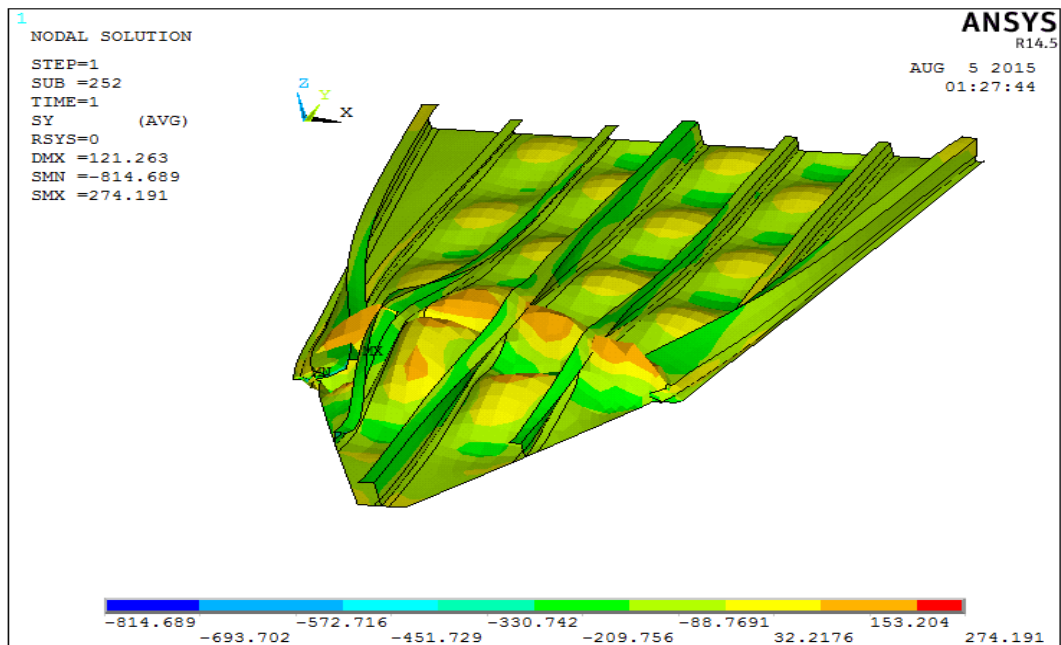


Figure H.2- Tensões nos nós -Deformações resultantes do carregamento aplicado que corresponde a carga máxima ( $U_y = 5.4$  mm) para a antepara simplificada perfeita