

ARTIGO REF: 6496

DESENVOLVIMENTO DE UM SISTEMA DE MONITORIZAÇÃO DE DESLOCAMENTOS EM ESTRUTURAS

Rafael Mabunda^(*), Américo Dimande

Laboratório de Engenharia de Moçambique, Depart. de Materiais de Construção e Estruturas,
Maputo, Moçambique

^(*)*Email: rafmabunda@outlook.com*

RESUMO

No presente artigo é apresentada a concepção de um sistema de monitorização de deslocamentos lineares, desenvolvido pelo Laboratório de Engenharia de Moçambique (LEM), com vista à obtenção de parâmetros relevantes para a avaliação da segurança de estruturas como sejam: pontes, edifícios ou elementos estruturais singulares. O sistema desenvolvido foi aplicado, a um caso concreto de obra, onde levantaram-se dúvidas quanto à estabilidade de uma viga metálica ancorada sob a laje de cobertura da unidade de radioterapia do Hospital Central de Maputo com recurso a buchas químicas.

INTRODUÇÃO

Os sistemas de monitorização estrutural tornam-se cada vez mais relevantes nas situações em que são adoptados novos materiais, técnicas de construção inovadoras ou quando existem dificuldades na definição de critérios de segurança e das condições de ligação e de interação entre diferentes materiais constituintes da estrutura [Félix, 2004].

A monitorização estrutural seja, em fase de construção, de exploração ou em caso de acidente de uma determinada estrutura, consiste na aplicação de um conjunto de sensores de medição e na avaliação do comportamento estrutural global e local com vista a realizar o diagnóstico ou avaliar a segurança estrutural das obras. Do conjunto de grandezas caracterizadoras do comportamento global da estrutura destaca-se a medição dos deslocamentos lineares, como é o caso de flechas, conseguida por aplicação de transdutores mecânicos, capacitivos, indutivos ou resistivos. Recentemente, sensores de fibra óptica têm sido aplicados no desenvolvimento de sensores de deslocamentos.

O Laboratório de Engenharia de Moçambique tem realizado um vasto leque de programas de investigação com vista ao desenvolvimento de soluções inovadoras para responder às questões colocadas pela comunidade científica nacional e internacional e, pela indústria da construção. No presente artigo é apresentado um sistema de monitorização de deslocamento projectado e construído pelo LEM para a monitorização automática de deslocamentos em estruturas. O sistema desenvolvido foi aplicado a um caso real de obra, Hospital Central de Maputo, na avaliação da estabilidade e segurança de uma viga metálica ancorada sob uma laje de cobertura com recurso à buchas químicas. Para o efeito, foi conduzido um ensaio de carga estático onde foram registados os diversos níveis de carga materializados por meio de blocos de chumbo e, as flechas correspondentes, medidas ao nível da laje e da viga

DESCRIÇÃO DO SISTEMA DE MONITORIZAÇÃO DE DESLOCAMENTOS

O Sistema de medição de deslocamento desenvolvido comporta um transdutor de deslocamentos analógico linear da série JX-P420 [UniMeasure] com proteção ambiental IP-65, uma base e um braço que confere ao sistema um campo de medida de 65 mm, ajustável até o máximo de 2000mm, com uma resolução infinita. A este sistema é acoplado uma massa cilíndrica de aço presa na extremidade de um cabo, igualmente, em aço fixado na estrutura, no ponto onde se pretende medir o deslocamento. O transdutor funciona com referência de medição ao solo.

A aquisição e o envio dos registos para o computador são feitos por meio de um *datalogger* NI-cDAQ-9178 da *National Instruments*. O processamento, a visualização gráfica e o armazenamento dos registos são realizados numa aplicação desenvolvida em LabView. O software LabView, para além de tornar fácil a implementação da interface gráfica, possibilita de uma forma intuitiva a monitorização e visualização dos dados em tempo real. Por outro lado, o *dataLogger* é constituído por um chassis que permite a inserção e leitura automática e simultânea do sinal proveniente dos diversos módulos. Esta particularidade confere ao sistema de monitorização a leitura de diversas grandezas de interesse para a monitorização estrutural, como sejam deslocamentos, rotações, temperaturas, acelerações, extensões e forças. A Figura 1 apresenta a descrição do sistema de medição de deslocamentos desenvolvido e na Tabela 1 são ilustrados os principais componentes do sistema. Nas Figuras 2 e 3 apresentam-se, respectivamente, o código desenvolvido em linguagem LabView e a interface gráfica que permite efectuar o tratamento, o armazenamento e a visualização dos registos em tempo real.

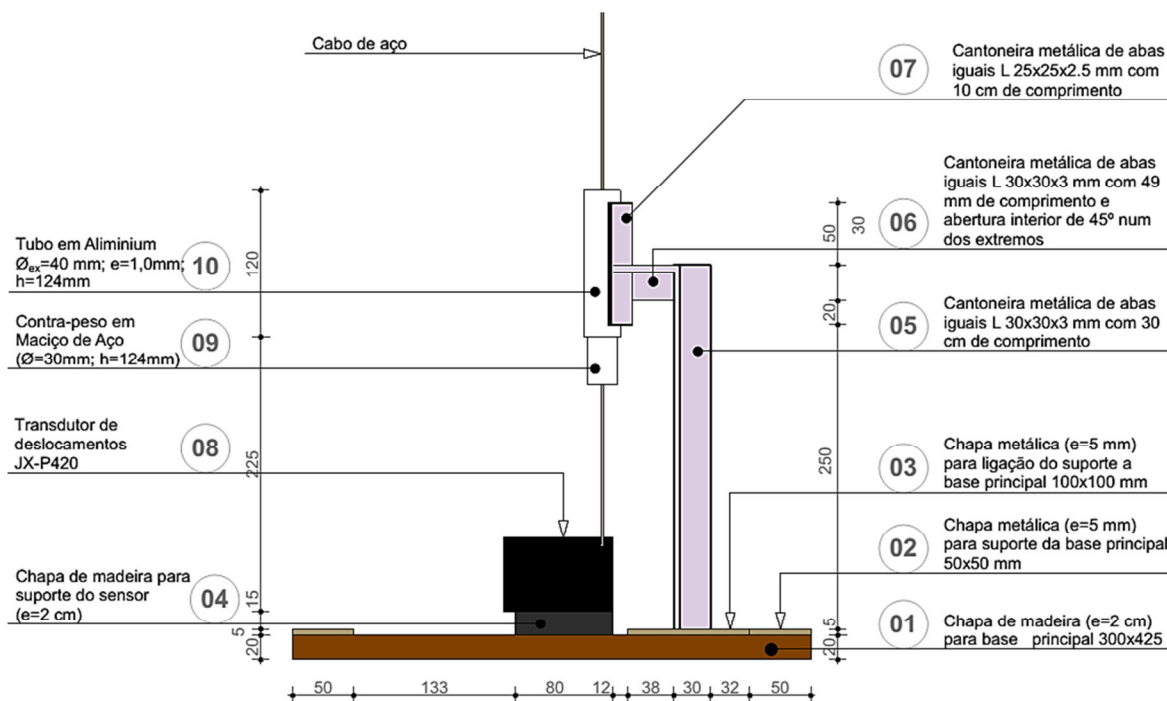
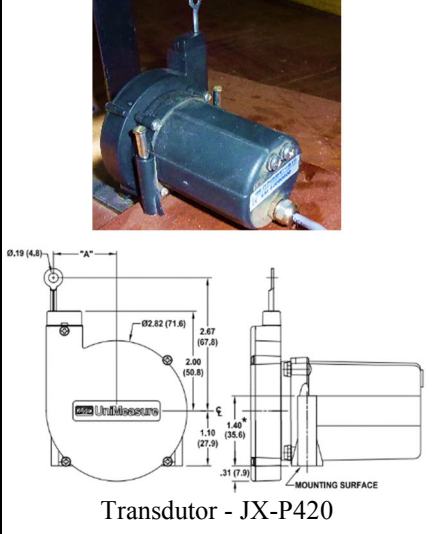
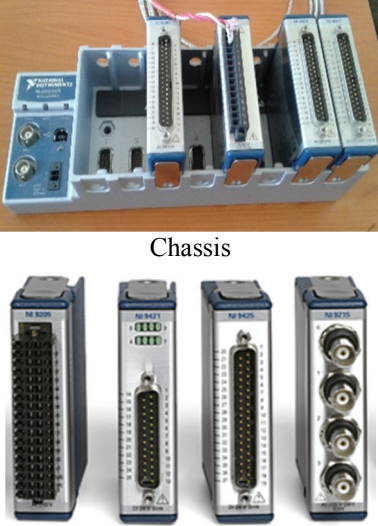
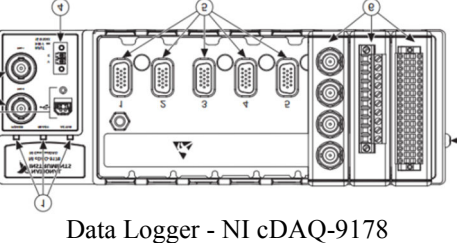
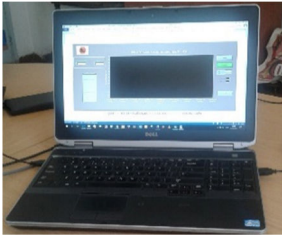


Fig. 1 - Descrição do transdutor para medição dos deslocamentos lineares

Tabela 1 - Principais componentes do sistema de medição de deslocamentos

Transdutor de deslocamentos	Aquisição do sinal	Processamento, armazenamento e visualização
 <p>Transdutor - JX-P420</p>	 <p>Chassis</p> <p>Módulos</p>  <p>Data Logger - NI cDAQ-9178</p>	 <p>Computador</p>

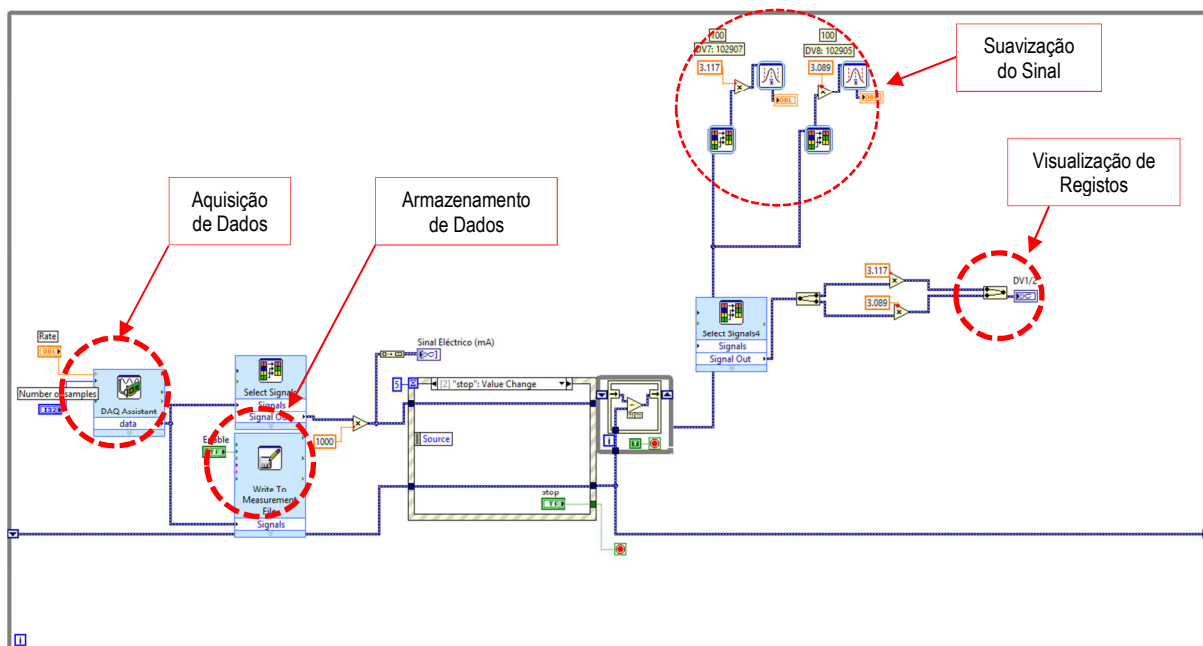


Fig. 2 - Linhas de programação em LabView.

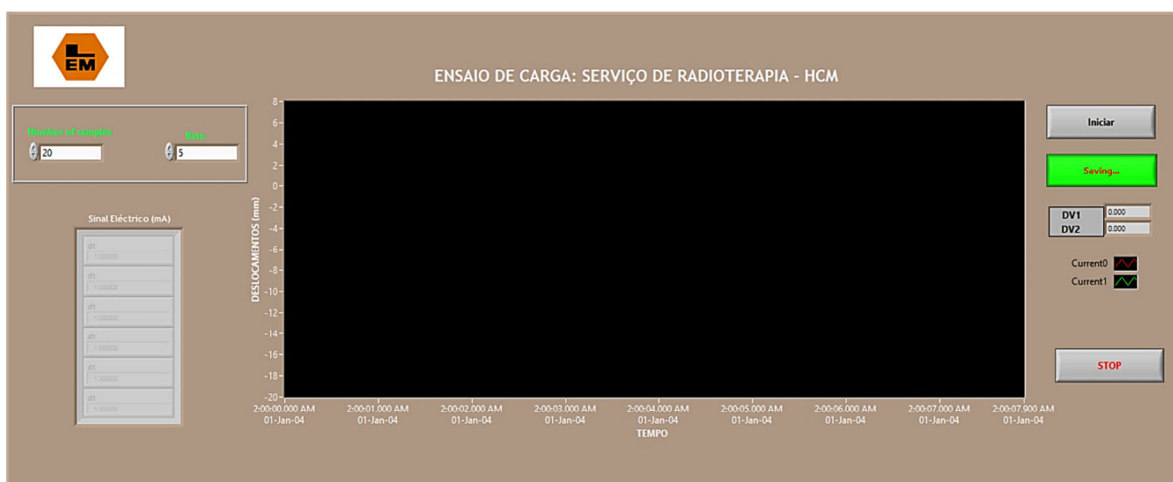
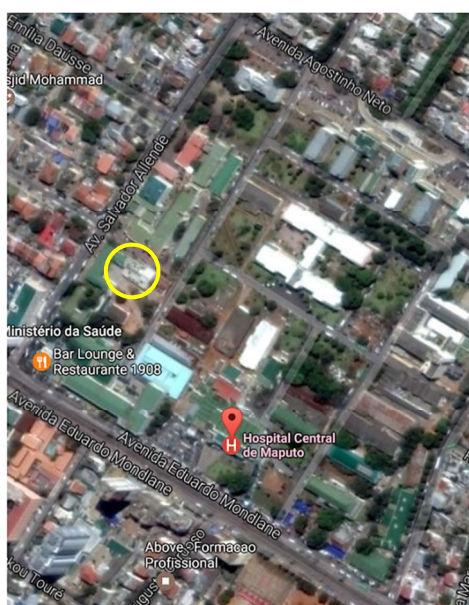


Fig. 3 - Interface gráfica para visualização de registos em tempo real

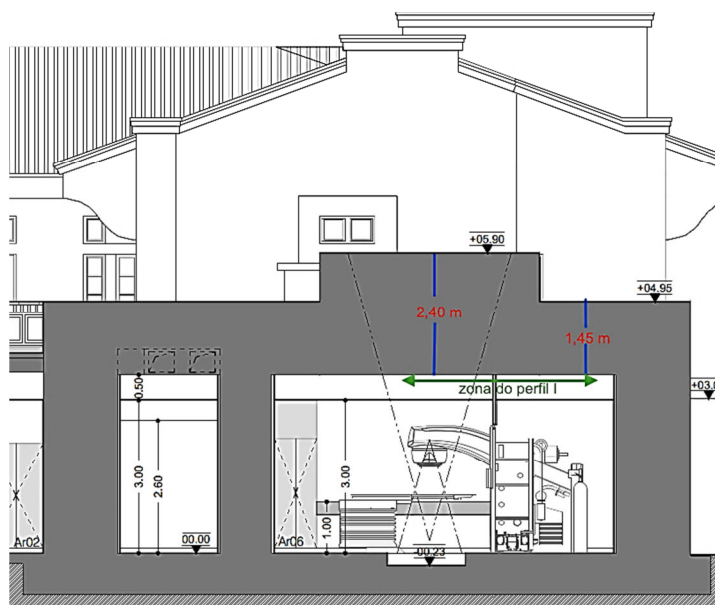
APLICAÇÃO A UM CASO CONCRETO DE OBRA

Ensaio de carga no edifício de radioterapia do Hospital Central de Maputo

As instalações de serviço de radioterapia encontram-se no recinto do Hospital Central de Maputo (HCM) no serviço de Oncologia (Vide Figura 4a). Estruturalmente, o edifício é essencialmente composto por paredes e lajes de betão armado com espessuras significativas, conforme ilustrado na Figura 4b. A laje de cobertura, no compartimento onde será instalado o aparelho de radioterapia, apresenta espessuras variáveis de 1.45m e 2.40m, sendo que a zona mais espessa corresponde à área de influência dos raios emitidos pela máquina de radioterapia.



a) Localização em planta da obra no recinto do HCM



b) Secção transversal do edifício de radioterapia; indicação da zona de instalação da viga em perfil "I".

Fig. 4 - Localização da unidade oncológica do HCM e ilustração da zona de instalação do equipamento de radioterapia

O ensaio de carga foi conduzido sobre uma viga metálica em perfil “I”, referência UB203x133x25, instalada sob a laje de cobertura para servir de auxílio ao processo de montagem da máquina de radioterapia. A viga foi fixada na laje por meio de ancoragens em buchas químicas tipo *Fisher RM 16*. A viga metálica tem a finalidade de funcionar como base de suporte dum sistema de carris (carga móvel) para auxiliar a elevação e posicionamento dos componentes do equipamento de radioterapia, durante a fase da sua instalação. O ensaio de carga teve como objectivo avaliar a eficácia e segurança estrutural das ancoragens e a deformabilidade do conjunto laje-viga.

Longitudinalmente, as buchas encontram-se distribuídas em pares, espaçados de 50 cm. A Tabela 2 apresenta as características da viga metálica e dos elementos de fixação à laje

Tabela 2 - Características da viga metálica e do sistema de buchas químicas.

Elemento da estrutura	Característica
Viga metálica	Perfil I UB 203x133x25
Pernos de fixação	Parafusos RG M16
Buchas químicas	Fisher RM 16
Espaçamento entre pernos	50 cm
Espessura da laje	1.45 m a 2.4 m
Vão da laje	10 x 10 m
Classe de resistência do Betão	B25

VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE DA VIGA METÁLICA

Foram realizados estudos teóricos para avaliar a estabilidade e a segurança do funcionamento da viga metálica de suporte do equipamento de radioterapia. Estes estudos consistiram na verificação da segurança para as situações seguintes:

- (i) Estado limite de deformação da laje de cobertura de betão onde foi fixada a viga metálica;
- (ii) Limites de tensões e deformação da viga metálica;
- (iii) Estados limites últimos de resistência à tracção da ancoragem.

Verificação do estado limite de deformação da laje

A verificação do estado limite de deformação consistiu na comparação entre os valores obtidos por meio de cálculos teóricos e os limites de deformação preconizados no REBAP.

A determinação numérica da deformação vertical na laje devido às cargas sobre a viga metálica foi feita com recurso ao Software de cálculo *Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2016*. A análise pelo modelo numérico foi levada a cabo, considerando duas situações de carregamento distintas, nomeadamente: i) actuação do peso próprio (laje e da viga); e, ii) actuação simultânea do peso próprio e de uma carga móvel de 3 toneladas ao longo da viga metálica. Na Figura 5 apresenta-se o mapa de cores da deformada da laje para a situação de carregamento que conduziu à flecha máxima na laje.

Refira-se que para o desenvolvimento do modelo da laje foram consideradas conservativamente as seguintes características: i) espessura igual a 145 cm; ii) classe de resistência do betão: B25; iii) condições de fronteira da laje apoiada ao longo dos bordos. A laje foi discretizada por uma malha de elementos finitos quadrada de 0.25m de aresta e a viga metálica com elementos de barra. Para a avaliação da flecha a longo prazo foi considerado um coeficiente de fluência, $\psi_c = 2.5$.

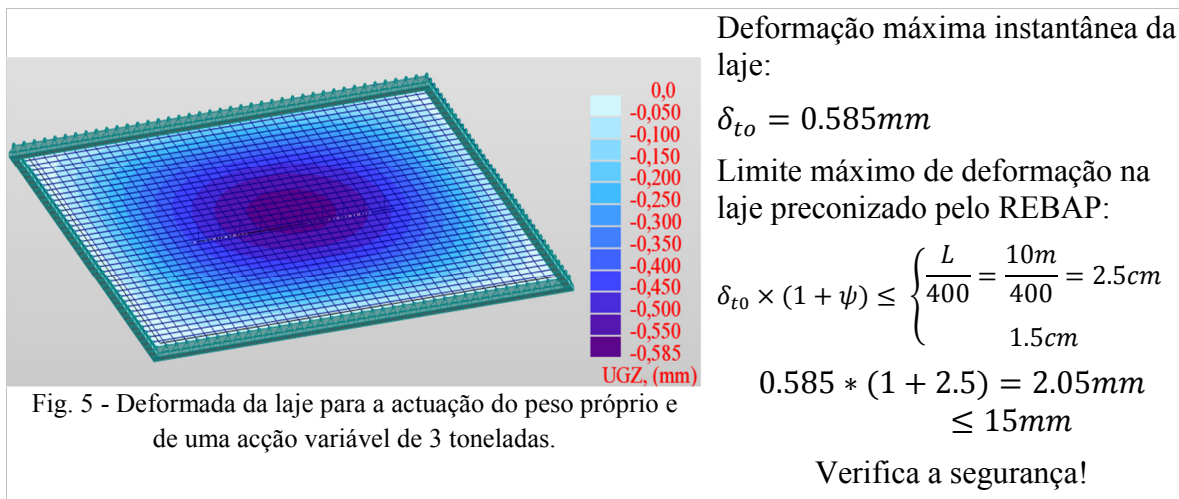


Fig. 5 - Deformada da laje para a actuação do peso próprio e de uma acção variável de 3 toneladas.

Verificação das tensões e deformações na viga metálica

A verificação das tensões instaladas e do estado limite de deformação na viga foi feita, determinando o efeito de carga de 3 toneladas quando esta é movimentada de uma extremidade da viga metálica para a outra. A acção desta carga é reflectida sobre o banzo inferior da viga metálica. Para as condições de carregamento estabelecidas foi, igualmente verificada a segurança dos banzos ao esforço de flexão, e das almas ao esforço de tracção.

a) Verificação da flecha ao longo da viga

Com base no modelo numérico desenvolvido foi possível avaliar a envolvente dos deslocamentos verticais na viga metálica. No modelo, considerou-se que a viga está apoiada nos pontos de fixação à laje e que estes distam de 50 cm, tendo as extremidades em consola um comprimento de 25 cm. Nesta análise, considerou-se a laje indeformável, pelo que os pontos de fixação da viga metálica não experimentam deslocamentos.

Atendendo somente a parte inferior da envolvente, pela indeformabilidade da laje, o valor máximo da flecha obtida foi de 0.008 mm (ver Figura 5). Este valor ocorre no segundo tramo da viga metálica.

A partir da comparação entre o valor máximo do deslocamento e o preconizado no REAE que a seguir apresenta-se, é verificada a segurança.

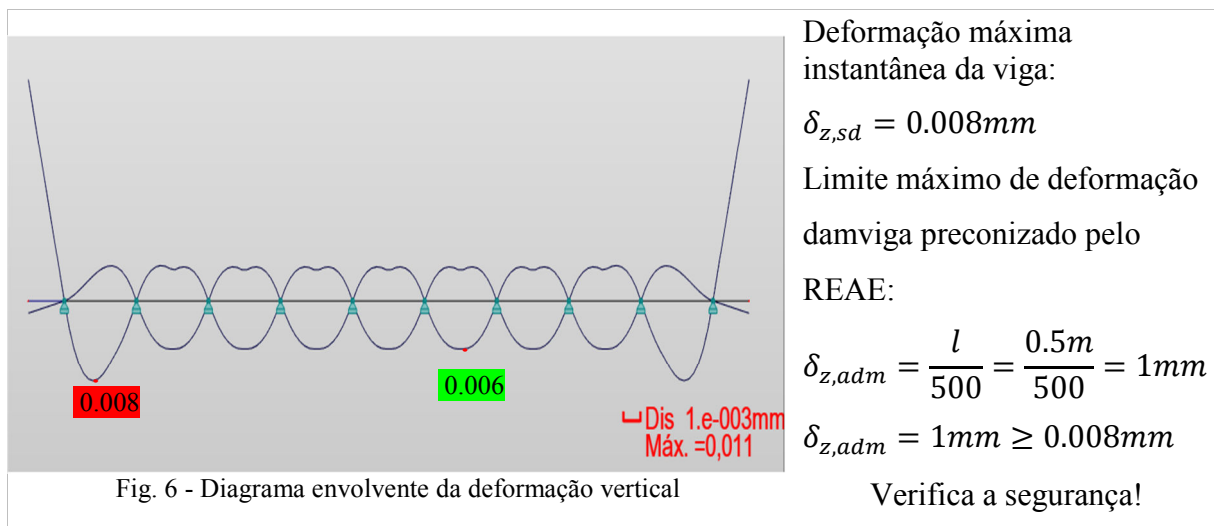


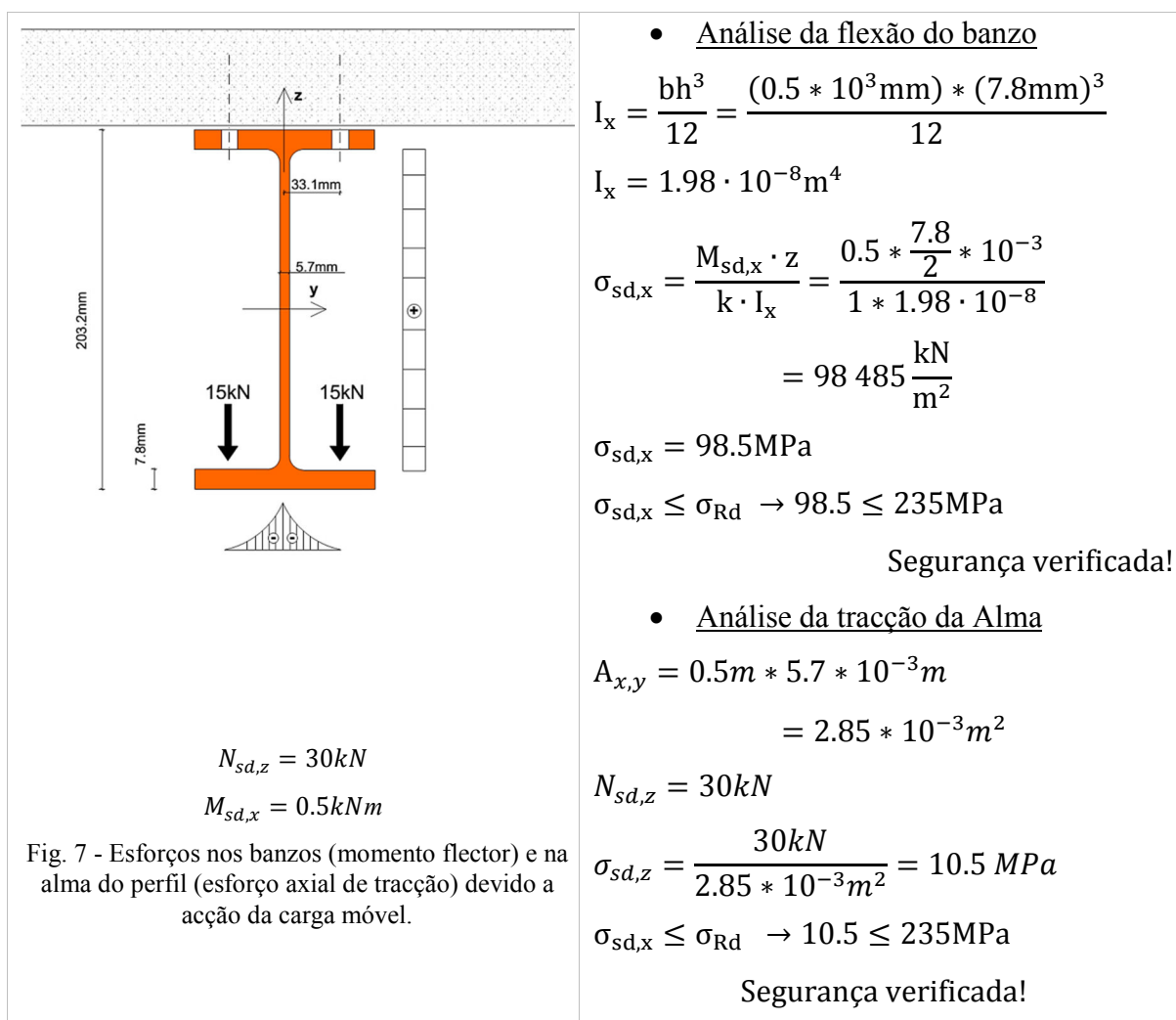
Fig. 6 - Diagrama envolvente da deformação vertical

b) Verificação de tensões instaladas nos banzos e na alma da viga

A verificação em termos de tensões admissíveis no aço da viga foi feita tendo em conta as condições de carga estabelecidas para a viga e as condições de fonteira.

Foi considerada uma largura de influência para cada ponto de fixação da viga à laje de 0.5 m, correspondente à distância entre as buchas ao longo do comprimento da viga.

Atendendo às condições de aplicação de carga (ver Figura 7) foi feita a verificação da segurança dos banzos e da alma da viga. Nos banzos verificaram-se as tensões induzidas devido à flexão das suas abas. Na alma verificaram-se as tensões induzidas devido ao efeito de tracção quando a linha de acção da resultante de carga rolante se encontra sobre os pontos de fixação da viga na laje.



A verificação da segurança à flexão do banzo e à tracção da alma da viga é satisfeita.

Verificação da Segurança da ancoragem da viga metálica à laje de betão

A verificação da resistência da ancoragem aos estados limites últimos foi feita de acordo com a metodologia preconizada pelo *European Technical Report TR 029*.

Para a análise foi considerada que a ancoragem encontra-se sujeita unicamente a um esforço de tracção total de 30kN (≈ 3 toneladas) e que cada chumbador deve resistir à metade dessa acção. Para o efeito, foram considerados três cenários possíveis de falha da ligação da viga à

laje, nomeadamente: i) rotura por tracção do perno de fixação; ii) rotura cónica do betão combinada com o arranque do perno; iii) rotura cónica do betão e fendilhação do betão.

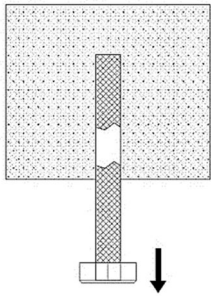
De acordo com a ficha técnica aprovada pela ETA-08/0010 os valores característicos da resistência de ancoragens tipo Fisher RM são dados em função do diâmetro e tipo de aço do perno de ancoragem. Para um perno de 16mm de diâmetro, em aço galvanizado os valores característicos de resistência da ancoragem constam na Tabela 3.

Tabela 3 - Valores característico de resistência à tracção do chumbador RM 16

Esforço resistente do perno M 16 $N_{Rk,s}$ [kN]	Factor de segurança $\gamma_{Ms}; \gamma_{Mc}$ $\gamma_{Mp}; \gamma_{Msp}$	Diâmetro de cálculo d [mm]	Profundidade efectiva de ancoragem h_{ef} [mm]	Tensão tangencial resistente da cápsula RM 16 $\tau_{Rk,ucr}$ [N/mm ²]
82	1.5	16	125	7.5

a) Verificação da rotura do perno de ancoragem

A verificação da rotura do perno por tracção foi feita para a situação mais desfavorável ou seja para o perno a suportar individualmente um esforço de tracção de 15 kN. Para ter em conta eventuais desvios no alinhamento vertical do perno foi considerado um factor multiplicador de 1.15.



$N_{Sd} = 15\text{kN} * 1.15$

$$N_{Sd} \leq N_{Rd,s}$$

$$N_{Rd,s} = \frac{N_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}} = \frac{82}{1.5} = 54.67\text{kN}$$

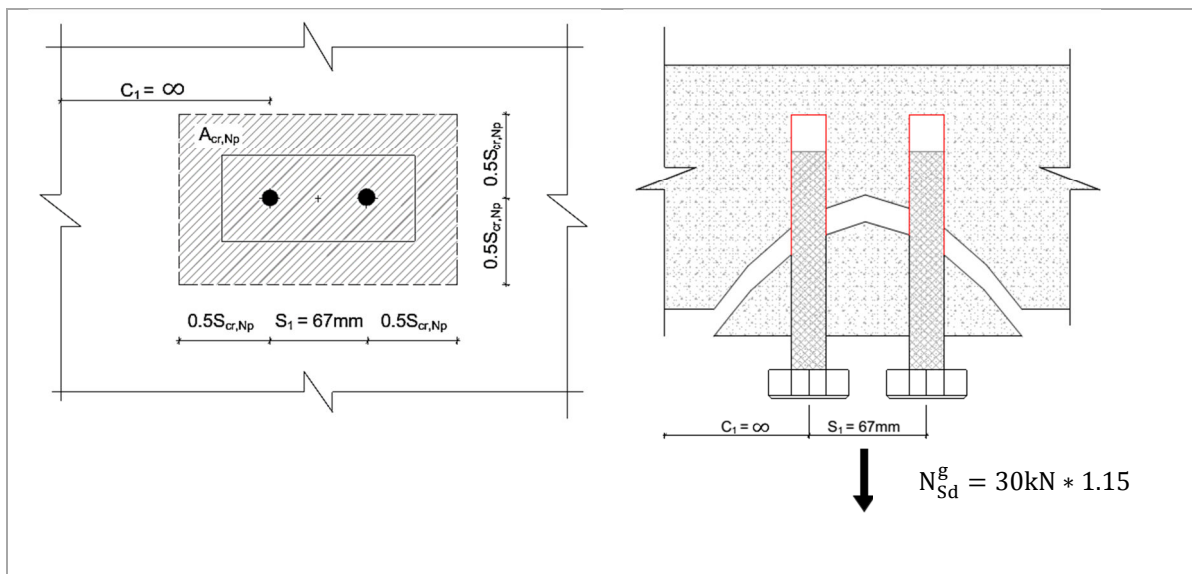
$$N_{Sd} = 17.25\text{kN} \rightarrow 17.25\text{kN} \leq 54.67$$

$$\beta_{N,s} = \frac{N_{Sd,s}}{N_{Rd,s}} = \frac{17.25}{54.8} = 0.315$$

Segurança verificada com capacidade resistente explorada em apenas $\beta_{N,s} = 31.5\%$

b) Verificação da rotura cónica do betão combinada com o arranque do perno

Esta verificação foi levada a cabo, considerando o efeito do grupo dos pernos na resistência da ancoragem e que a rotura dá-se pelo betão combinada com o escorregamento da ancoragem. Neste caso, o esforço máximo absorvido pela ancoragem é de 30kN.



$$N_{Sd}^g \leq N_{Rd,p}; \quad N_{Rd,p} = \frac{N_{Rk,p}}{\gamma_{Mp}}$$

$$N_{Rk,p} = N_{Rk,p}^0 \cdot \frac{A_{p,N}}{A_{p,N}^0} \cdot \psi_{S,Np} \cdot \psi_{g,Np} \cdot \psi_{ec,Np} \cdot \psi_{re,Np}$$

$$N_{Rk,p}^0 = \pi \cdot d \cdot h_{ef} \cdot \tau_{Rk,ucr} = \pi \cdot 16\text{mm} \cdot 125\text{mm} \cdot 7.5\text{kN/mm}^2 = 47.12\text{kN}$$

$$A_{p,N}^0 = (S_{cr,Np})^2 = (320\text{mm})^2 = 102400\text{mm}^2$$

$$A_{p,N} = (S_1 + S_{cr,Np}) \cdot S_{cr,Np} = (67\text{mm} + 320\text{mm}) \cdot 320\text{mm} = 123840\text{mm}^2$$

$$S_{cr,Np} = 20 \cdot d \cdot \left(\frac{\tau_{Rk,ucr}}{7.5}\right)^{0.5} \leq 3 \cdot h_{ef} \rightarrow S_{cr,Np} = 320\text{mm}$$

$$C_{cr,Np} = \frac{S_{cr,Np}}{2} = 160\text{mm}$$

$$N_{Rk,p} = 47.12 \cdot \frac{123840}{102400} \cdot 1.00 \cdot 1.10 \cdot 1.00 \cdot 1.00 \rightarrow N_{Rk,p} = 62.68\text{kN}$$

$$N_{Rd,p} = \frac{62.68}{1.5} = 41.79\text{kN} \rightarrow N_{Sd}^g \leq N_{Rd,p} \rightarrow 34.5 \leq 41.79$$

segurança verifica com capacidade resistente explorada em $\beta_{N,p} = 82.6\%$

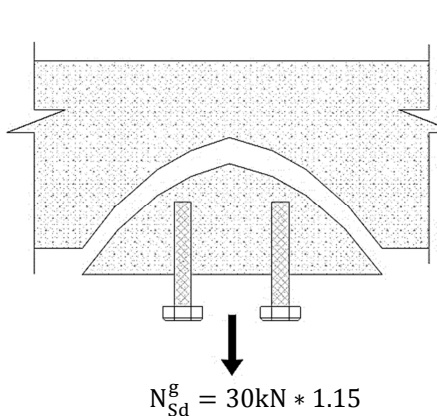
Factores de cálculos

<p>Factor que tem em conta a perturbação na distribuição da tensão no betão devido a distância da ancoragem ao bordo do elemento em betão</p> $\psi_{S,Np} = 0.7 + 0.3 \cdot \frac{C_1}{C_{cr,Np}} \leq 1;$ $\psi_{S,Np} = 0.7 + 0.3 \cdot \frac{\infty}{160} \leq 1; \quad \psi_{S,Np} = 1$	<p>Factor que tem em conta a densidade do reforço, isto é, a profundidade de ancoragem</p> $\psi_{re,Np} = 0.5 + \frac{h_{ef}}{200} \leq 1$ $\psi_{re,Np} = 0.5 + \frac{125}{200} \leq 1; \quad \psi_{re,Np} = 1$
<p>Factor que tem em conta o efeito do grupo quando actuam valores diferentes de esforço de tracção nas diferentes ancoragens.</p> $\psi_{ec,Np} = \frac{1}{1 + \frac{2e_N}{S_{cr,Np}}} \leq 1$ <p>e_N – excentricidade da força</p> $\psi_{ec,Np} = \frac{1}{1 + 0/320} = 1$	<p>Factor que tem em conta o efeito de grupo</p> $\psi_{g,Np} = \psi_{g,Np}^0 - \left(\frac{S}{S_{cr,Np}}\right)^{0.5} \cdot (\psi_{g,Np}^0 - 1) \geq 1$ $\psi_{g,Np}^0 = \sqrt{n} - (\sqrt{n} - 1) \cdot \left(\frac{d \cdot \tau_{Rk,ucr}}{k \cdot \sqrt{h_{ef} \cdot f_{ck,cube}}}\right)^{1.5} \geq 1$ $\psi_{g,Np}^0 = \sqrt{2} - (\sqrt{2} - 1) \cdot \left(\frac{16 \cdot 7.5}{3.2 \cdot \sqrt{125 \cdot 25}}\right)^{1.5} \geq 1$

$\Psi_{ec,Np} = 1$	$\Psi_{g,Np}^0 = 1.19$ $\Psi_{g,Np} = 1.19 - \left(\frac{65}{320}\right)^{0.5} \cdot (1.19 - 1) \geq 1$ $\Psi_{g,Np} = 1.10$
--------------------	--

c) Rotura cónica do betão

Do modo semelhante foi considerado nesta verificação o efeito de grupo das ancoragens.

 <p style="text-align: center;">$N_{Sd}^g = 30\text{kN} \cdot 1.15$</p>	$N_{Sd}^g \leq N_{Rd,p}; \quad N_{Rd,p} = \frac{N_{Rk,p}}{\gamma_{Mp}}$ $N_{Rk,p} = N_{Rk,p}^0 \cdot \frac{A_{p,N}}{A_{p,N}^0} \cdot \Psi_{S,N} \cdot \Psi_{ec,N} \cdot \Psi_{re,N}$ $N_{Rk,p}^0 = k_1 \cdot \sqrt{f_{ck,cube}} \cdot h_{ef}^{1.5}$ $k_1 = 7.2$ se o betão for fendilhado e $k_1 = 10.1$ se não for $N_{Rk,p}^0 = 10.1 \cdot \sqrt{25} \cdot 125^{1.5} = 70.57\text{kN}$ $S_{cr,Np} = 320\text{mm}; \quad A_{p,N}^0 = 102400\text{mm}^2; \quad A_{p,N} = 123840\text{mm}^2$ $N_{Rk,p} = 70.57\text{kN} \cdot \frac{123840}{102400} \cdot 1.00 \cdot 1.00 \cdot 1.00 = 85.35\text{kN}$ $N_{Rd,p} = \frac{85.35}{1.5} = 56.9\text{kN}$ $N_{Sd}^g \leq N_{Rd,p} \rightarrow 34.5 \leq 56.9\text{kN}$ Segurança verificada com resistência explorada em $\beta_{N,p} = 60.6\%$
--	--

Factores de cálculos

Factor que tem em conta o efeito do grupo quando actuam valores diferentes de esforço de tracção nas diferentes ancoragens. $\Psi_{ec,Np} = \frac{1}{1 + \frac{2e_N}{S_{cr,Np}}} \leq 1;$ $\Psi_{ec,Np} = \frac{1}{1 + 0/320} = 1$	Factor que tem em conta a densidade do reforço, isto é, a profundidade de ancoragem $\Psi_{re,N} = 0.5 + \frac{h_{ef}}{200} \leq 1; \quad \Psi_{re,N} = 1$ Factor que tem em conta a perturbação da distribuição da tensão no betão devido a distância da ancoragem ao bordo do elemento em betão $\Psi_{S,N} = 0.7 + 0.3 \cdot \frac{C_1}{C_{cr,N}} \leq 1; \quad \Psi_{S,N} = 1$
--	---

A segurança nas zonas de ancoragens é completamente satisfeita tanto para a situação de possível falha pelo betão ou pelo perno de ancoragem bem como pelo escorregamento da interface betão perno.

ENSAIO DE INTEGRIDADE DAS BUNCHAS QUÍMICAS - FISHER RM 16

De modo a investigar a eficiência da ligação viga-laje por meio de adesivo químico foi conduzido em laboratório um ensaio de arrancamento por tracção directa de duas amostras do chumbador químico RM16.. As amostras foram preparadas e ensaiadas pelo LEM.

Prepararam-se dois (2) provetes prismáticos de betão com dimensões de 15x15x25cm com uma resistência da classe B30.

O perno de ancoragem RG M16 foi instalado no centro da aresta de 15x15cm do provete, precedido de:

1. Abertura do furo de 18mm de diâmetro e 125mm de profundidade com recurso a um berbequim;
2. Limpeza do pó no interior do furo por meio de jato de água e posterior secagem com pistola de ar quente;
3. Colocação do adesivo químico e fixação do perno por meio de rotação manual.

O tempo de cura estabelecido foi de 2h e 30min.

O ensaio de tracção directa foi levado a cabo numa prensa universal e obteve-se como resultados de rotura os valores apresentados na Tabela 4.

Tabela 1 - Resultados do ensaio de arranque por tracção directa de pernos de ancoragem

Provete	Carga de rotura [kN]	Modo de rotura
1	74.0	Fendilhação do betão
2	71.5	

Na Fig. 8 são ilustrados os modos de rotura observados, caracterizados pela rotura pelo betão. Da Tabela 1 é possível verificar que a força máxima de arrancamento do perno é superior a 70kN, sendo também superior à carga máxima estabelecida para a viga de 30kN (3 toneladas). Neste sentido, é aprovada a utilização deste sistema de ancoragem, devendo a instalação seguir rigorosamente as especificações do fabricante.

É de salientar que eventuais desvios entre a verticalidade do perno em relação à superfície horizontal do provete terão introduzido forças de desvio que terão contribuído para a fendilhação do betão. Essas situações contribuíram negativamente para a resistência, contudo, os resultados obtidos foram satisfatórios.



Fig. 8 - Ensaio de arrancamento do perno: modo de rotura observado por fendilhação do betão.

ENSAIO DE CARGA E ANÁLISE DA SEGURANÇA GLOBAL DA VIGA DE MONTAGEM DO APARELHO DE RADIOTERAPIA

Após o estudo atrás descrito conduziu-se em obra o ensaio de carga com o objectivo de avaliar as flechas instaladas na viga metálica e na laje para diferentes patamares de carregamento.

Foram instalados dois transdutores eléctricos para medição de deslocamentos verticais num ponto da laje e da viga. Na viga o transdutor foi instalado no segundo tramo onde com o modelo numérico obteve-se a maior flecha (ver Fig. 6). Os transdutores foram instalados tendo como referência o pavimento (vide Fig. 9).

O sistema de carregamento adaptado foi constituído por uma grelha metálica que serviu de base para carregar blocos maciços de chumbo de 15.5kg de peso cada, um sistema de roletes inseridos sobre o banzo inferior da viga metálica e um conjunto de correntes de aço para suspender a carga da grelha metálica ao conjunto de roletes.



Fig. 9 - Sistema de medição das deformações na viga e na laje durante a condução do ensaio de carga

Metodologia do Ensaio

O ensaio foi conduzido em quatro fases. Em cada fase foram adicionados blocos de chumbado até atingir o nível de carga desejado e de seguida a carga foi movimentada de uma extremidade da viga para a outra por forma a avaliar o efeito desta sobre os deslocamentos para diferentes posições.

No total foram feitos 4 patamares de carga até atingir-se a carga máxima de 3022,5kg.

A Tabela 5 apresenta o procedimento de carga adoptado e os níveis de carregamento para cada fase.

Tabela 2 - Carga Suspensa em cada fase do ensaio de carga

Fase do ensaio	Número de blocos de chumbo com 15.5kg	Carga suspensa (kg)
1ª	50	775,0
2ª	50+50	1 550,0
3ª	50+50+50	2 325,0
4ª	50+50+50+45	3 022,5

Resultados do Ensaio

A Tabela 6 apresenta os resultados obtidos do ensaio de carga realizado. O valor máximo da flecha na viga foi de 0.0074 mm. Na Fig. 10 apresenta-se a relação entre a carga e os deslocamentos absolutos observados.

Tabela 6 - Resultados do ensaio de carga: valores máximos de flecha na viga

Fase do ensaio	Carga suspensa (kg)	Flecha máxima absoluta (mm)
1ª	775.0	0.0018
2ª	1550.0	0.0036
3ª	2325.0	0.0058
4ª	3022.5	0.0074

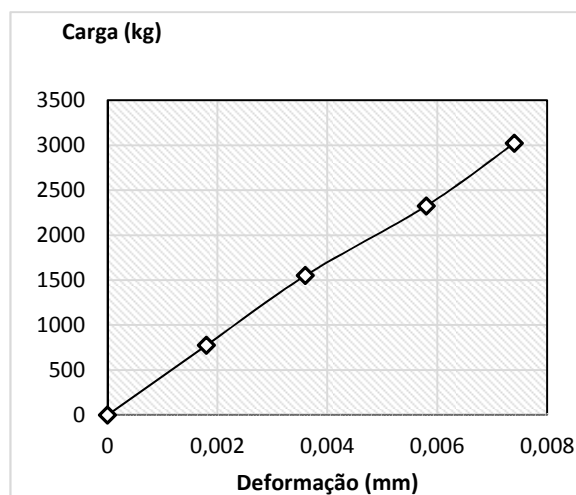


Fig.10 - Relação entre a carga e os deslocamentos absolutos

A relação entre carga e deformação apresenta um desenvolvimento aproximadamente linear.

CONSIDERAÇÕES FINAIS E CONCLUSÃO

Feita a análise da segurança estrutural da viga que irá servir de auxílio à montagem do equipamento de radioterapia. Foram tiradas as seguintes conclusões:

- A laje onde foi afixada a viga absorve de forma satisfatória os esforços induzidos;
- As buchas químicas aplicadas na obra, do tipo RM 16, apresentam boa aderência bem como resistência mecânica;
- A viga em perfil I metálico face à carga móvel de ordem de 3 toneladas apresenta deformações mínimas que não comprometem a segurança da estrutura.

De forma global, pelo observado do ensaio de carga, a estrutura apresenta-se estável e segura pelo que a instalação do equipamento de radioterapia pode ser feito com recurso ao sistema de elevação previsto.

Deste trabalho foi apresentado mais um contributo do Laboratório de Engenharia de Moçambique na área de Investigação e Desenvolvimento da Ciência e Tecnologia. Foi possível destacar a importância da aplicação de sistemas de monitorização dotados de procedimentos de recolha e visualização dos registos em tempo real na avaliação da segurança de infraestruturas e no esclarecimento de dúvidas sobre determinadas soluções empregues em obra. Foi, igualmente, possível avaliar a complexidade e o nível alto de responsabilidade que envolve a padronização dos ensaios de carga e a avaliação dos resultados obtidos.

REFERÊNCIAS

[1]-Félix, Carlos M. S. - Monitorização e análise do comportamento de obras de arte. Tese de Doutoramento em Engenharia Civil. Universidade do Porto, Faculdade de Engenharia, 2004.

[2]-ETA-08/0010 - European Technical Approval - *Fischer Resin anchor R* - valid from March 2013 to March 2018, European Organization for Technical Approval (EOTA).

[3]-TR 029 - Technical Report - *Design of Bonded Anchors*, June 2007, EOTA.

[4]-UniMeasure. Transdutor da Serie JX-P420. Disponível em: <http://www.unimeasure.com/obj--pdf/jx-p420.pdf>

[5]-REBAP - Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado. Decreto-Lei nº 349-C/83, de Julho.

[6]-REAE - Regulamento de Estruturas de Aço para Edifícios. Decreto n.º 46 160, de Janeiro de 1965.