

## 7 Exemplos e validação da metodologia

Este capítulo tem como objetivo avaliar numericamente a metodologia apresentada neste trabalho para análise de tubulações enterradas submetidas a carregamentos dinâmicos.

O objeto desta verificação é ratificar que o modelo descrito está corretamente formulado, bem como sua implementação numérica.

As soluções foram obtidas por um procedimento incremental iterativo com convergência para o equilíbrio em cada passo.

Na discretização foram empregados elementos tipo viga de três nós para modelar o duto, elementos triangulares de três nós para modelar o solo, elementos de interface (Goodman, Taylor e Brekke) para idealizar o contato entre o duto e o solo e finalmente contornos absorventes para levar em conta um semi-espaço infinito, conforme o apresentado no capítulo 5.

Os valores das propriedades físicas do solo foram retirados do relatório dos ensaios efetuados nas areias do setor de Camisea, indicado no item 10 do presente trabalho.

### 7.1 Verificação do modelo elástico linear.

A seguir apresenta-se a resposta dinâmica de um estrato horizontal de solo submetido a uma aceleração senoidal na base.

Aplicou-se o modelo numérico considerando um modelo constitutivo linear elástico para o solo (modelo simples) com a finalidade de avaliar o correto funcionamento dos módulos do programa (leitura de dados, algoritmos de solução e saída de dados entre outros) desenvolvidos neste trabalho.

A seguinte figura mostra um estrato horizontal com espessura  $H = 30,00$  metros, apoiado sob base rochosa. Para efeitos da modelagem este estrato será considerado como uma coluna de 1,00 m de base e 30,00 m de altura.

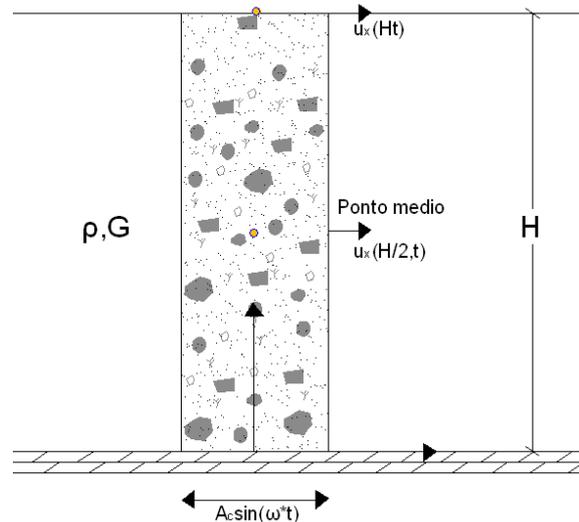


Figura 7.1 - Esquema do estrato horizontal.

Nesta verificação o solo foi modelado através do modelo elástico-linear. As características do solo adotadas na análise são as seguintes: peso específico  $\gamma = 19,20 \text{ kN/m}^3$ , módulo de rigidez ao cisalhamento transversal  $G = 21 \text{ MPa}$ , enquanto que a base do estrato está submetida a uma excitação do tipo aceleração senoidal horizontal, de amplitude  $A_c = 3 \text{ m/s}^2$  e velocidade angular  $\omega = 2\pi$ .

A solução analítica para este problema, é dada pela seguinte expressão (Cuéllar,1974):

$$u_x(y,t) = \sum_{n=1}^{\infty} \frac{4A\omega^2}{V_s^2(2n-1)^2\pi^2 - \omega^2} \sin\left(\frac{(2n-1)\pi y}{2H}\right) \left( \sin(\omega t) - \frac{2H\omega}{V_s(2n-1)\pi} \sin\left(\frac{V_s(2n-1)\pi t}{2H}\right) \right) \quad (7.1)$$

onde  $V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}}$  é a velocidade das ondas de corte e  $A$  é a amplitude da excitação

na base, que pode ser obtida por,  $A = \frac{A_c}{\omega^2}$ .

A equação 7.1 considera um caso totalmente unidimensional, onde o deslocamento vertical em todos os pontos do estrato de solo e deslocamentos horizontais na base são nulos e o volume do solo permanece constante.

As condições de contorno aplicadas restringem o deslocamento vertical em todos os pontos e o deslocamento horizontal nos nós da base.

A figura 7.2 apresenta as malhas de elementos finitos usadas nas análises. A malha da esquerda foi usada por Lopez (2005), enquanto que a malha da direita foi usada nas análises feitas com o programa QUAKE e na metodologia proposta neste trabalho. Foram usados elementos finitos triangulares lineares nas malhas nesta verificação.

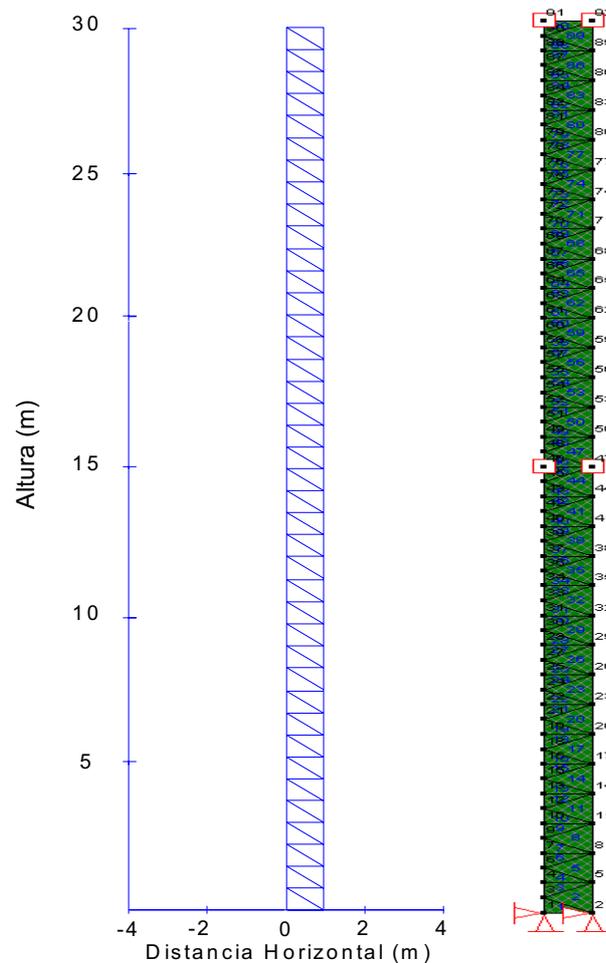


Figura 7.2 - Malhas de elementos finitos usados nas análises.

A figura 7.3 apresenta a solução elástica do problema, comparando as respostas obtidas por Lopez (2005), programa QUAKE e a formulação proposta neste trabalho, assim como a resposta analítica, para um nó da parte superior do estrato horizontal (nó 92 da figura 7.2).

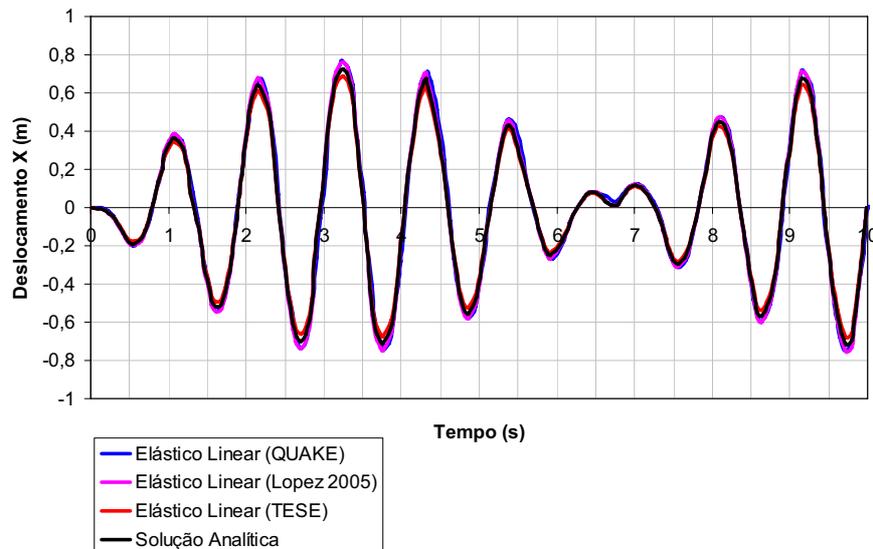


Figura 7.3 - Resposta elástica linear para o deslocamento no tempo para a parte superior do estrato (nó 92 da figura 7.2).

A figura 7.4 apresenta a resposta analítica do problema e a solução obtida pela formulação proposta neste trabalho para um nó da parte media do estrato horizontal (nó 47 da figura 7.2).

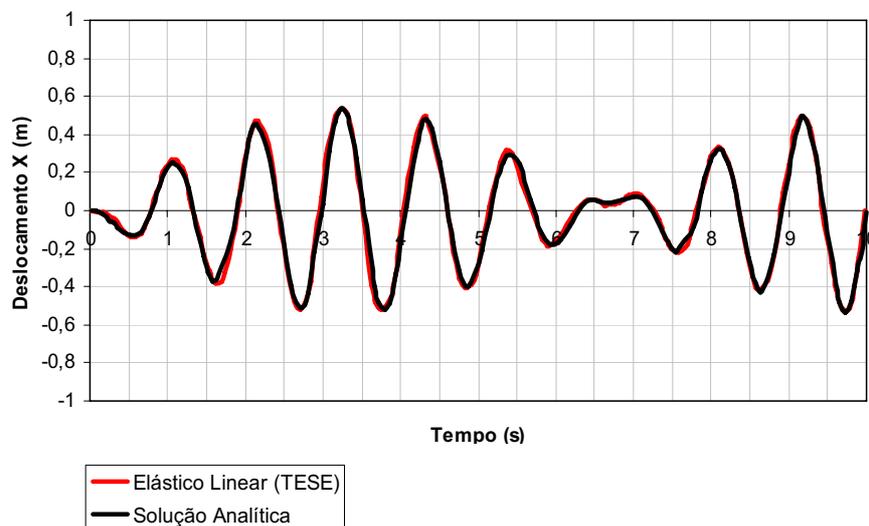


Figura 7.4 - Resposta elástica linear para o deslocamento no tempo para a parte media do estrato (nó 47 da figura 7.2).

Pode-se verificar que a resposta obtida com a formulação proposta usando um modelo elástico linear para o solo é muito próxima da solução teórica e que as

soluções das outras formulações acompanham o mesmo comportamento para o deslocamento no tempo.

## 7.2 Verificação do modelo linear equivalente.

Uma vez verificada a eficácia dos algoritmos do programa, foi implementado para o caso do exemplo anterior o modelo linear equivalente, modelo que através de suas características permite modificar as propriedades do solo segundo as deformações do mesmo para cada incremento de tempo na análise e fornece uma resposta dinâmica muito mais confiável do que a resposta obtida com o modelo elástico linear (modelo com propriedades constantes no tempo).

Para efetuar uma análise que envolve o modelo linear equivalente é necessário definir, através de duas curvas, o módulo de rigidez ao cisalhamento transversal  $G$  e amortecimento que será adotado para o solo. Estas curvas são definidas atendendo aos critérios apresentados no item 4.4.

Neste exemplo foram usadas as curvas apresentadas nas figuras 7.5 e 7.6, para o módulo de rigidez ao cisalhamento transversal e para o amortecimento respectivamente.

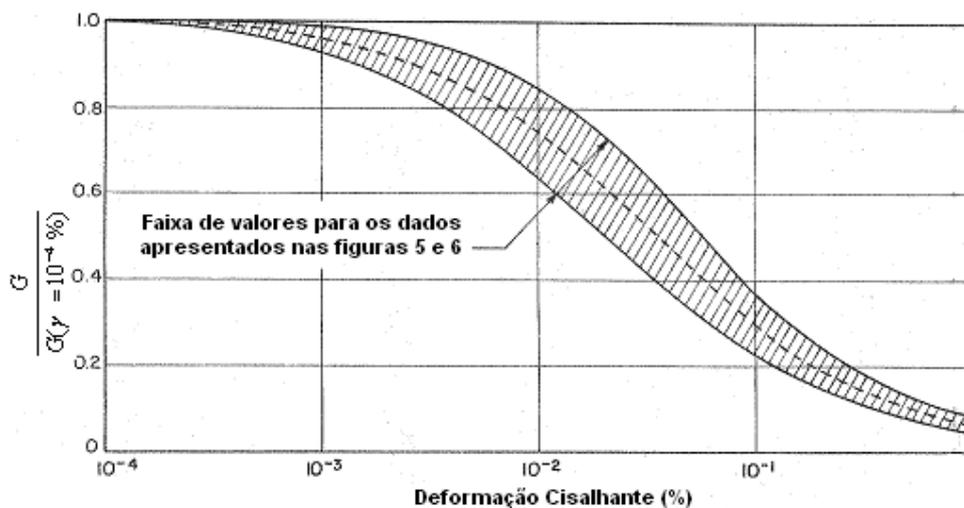


Figura 7.5 - Valores da variação do módulo de rigidez ao cisalhamento  $G$  com a deformação cisalhante (EERC 70-10 DECEMBER 1970 – SOIL MODULI AND DAMPING FACTORS FOR DYNAMIC RESPONSE ANALYSES)

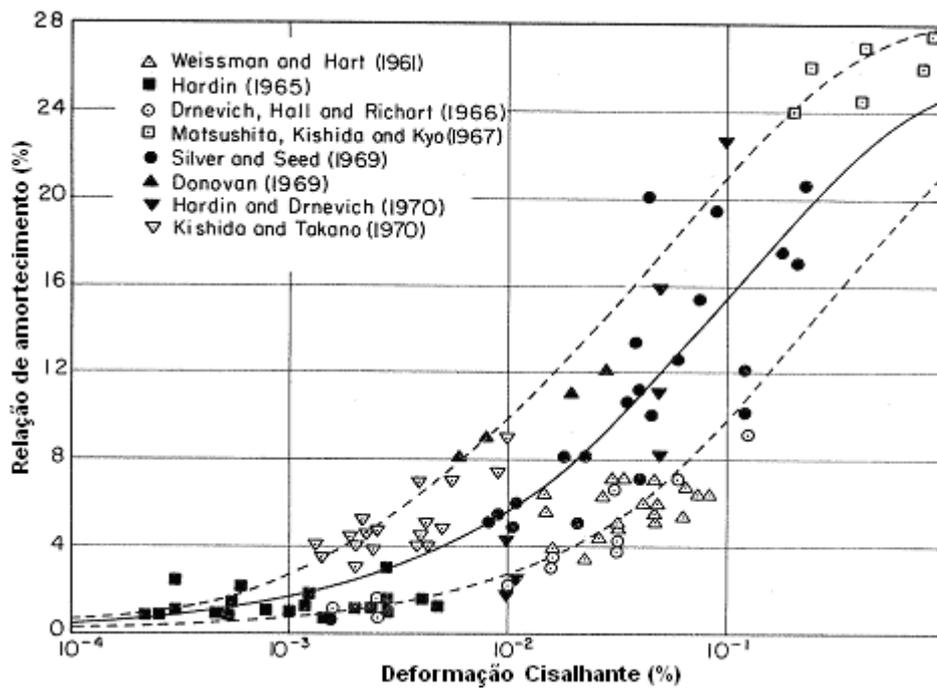


Figura 7.6 - Valores da razão de amortecimento (Report EERC 70-10 DECEMBER 1970 – SOIL MODULI AND DAMPING FACTORS FOR DYNAMIC RESPONSE ANALYSES)

As figuras 7.7 e 7.8, apresentam a comparação da resposta em termos de deslocamentos horizontais segundo o programa QUAKE e a formulação apresentada neste trabalho, para a parte superior do estrato horizontal (nó 92 figura 7.2) e para a parte central do estrato horizontal (nó 47 figura 7.2).

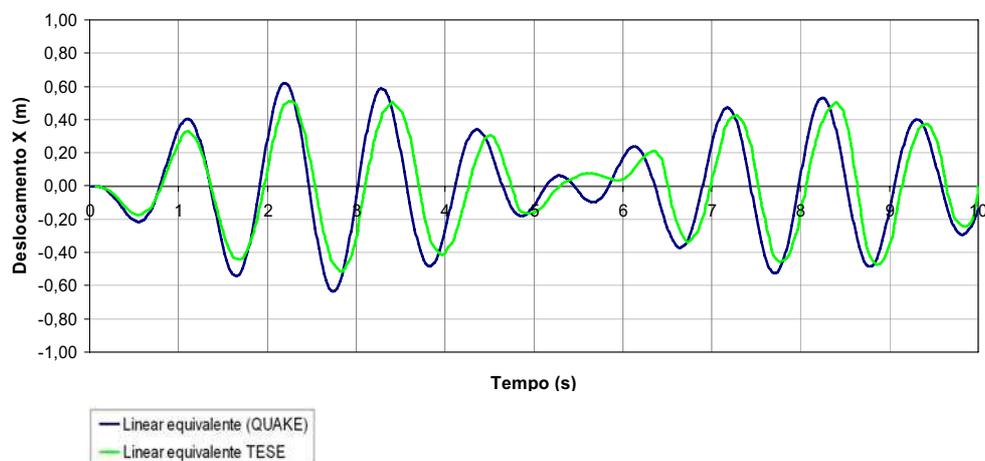


Figura 7.7 - Resposta Linear Equivalente para o deslocamento horizontal para a parte superior do estrato (nó 92 figura 7.2).

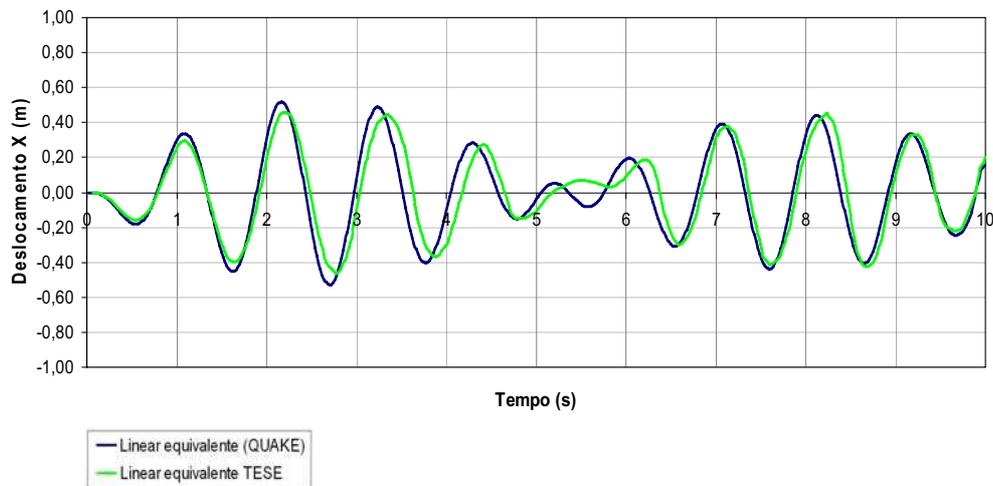


Figura 7.8 - Resposta Linear Equivalente para o deslocamento horizontal para a parte media do estrato (nó 47 figura 7.2).

Como se pode verificar a resposta ao problema proposto usando a formulação proposta nesta tese é menor do que a resposta obtida com o programa QUAKE. Essa diferença pode ser originada do fato do programa QUAKE modificar o valor do módulo de rigidez ao cisalhamento transversal  $G$  para todos os elementos da malha ao mesmo tempo enquanto a formulação proposta nesta tese faz essa redução para cada elemento da malha individualmente.

Comparando as respostas para a hipótese de comportamento elástico linear (item 7.1) e linear equivalente (item 7.2) pode-se observar que os deslocamentos obtidos para o caso elástico linear são maiores, o que indica que a solução elástica linear é mais conservadora.

### 7.3 Verificação do Modelo Linear Equivalente para um histórico de acelerações.

O passo seguinte foi introduzir o carregamento do tipo histórico de acelerações ao exemplo, o que se diferencia dos exemplos anteriores nos quais a aceleração num instante dado obedecia a uma função senoidal.

A figura 7.9 apresenta as acelerações que foram usadas na análise dinâmica.

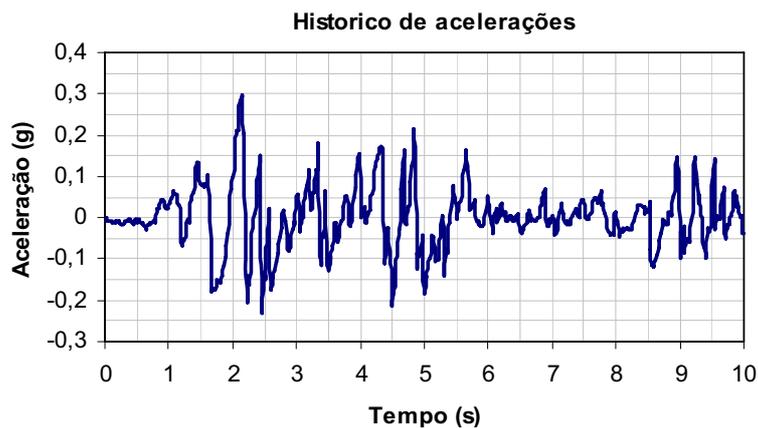


Figura 7.9 - Acelerograma usado na análise.

É importante indicar que as ondas sísmicas (sejam as compressivas, sejam as de corte) têm, na origem, vasta gama de frequências. Todavia, devido à atenuação durante a propagação, as mais significativas como no caso dos sismos têm frequências entre 2 e 10 Hertz. Levando em conta estes valores e atendendo os critérios de controle do tamanho do elemento (Kuhlemeyer e Lysmer 1973) foram geradas as malhas de elementos finitos apresentadas a seguir.

Neste exemplo foi modelado o talude apresentado na figura 7.10 onde foram usadas as curvas das figuras 7.5 e 7.6 para representar a degradação do módulo cisalhamento transversal e amortecimento. Foi considerado um peso específico  $\gamma=18$  kN/m<sup>3</sup>; módulo de rigidez ao cisalhamento transversal  $G_{\max} = 37,5$  MPa ; coeficiente de Poisson  $\nu=0,334$  e um período fundamental do solo  $T_s = 3,5$  s.

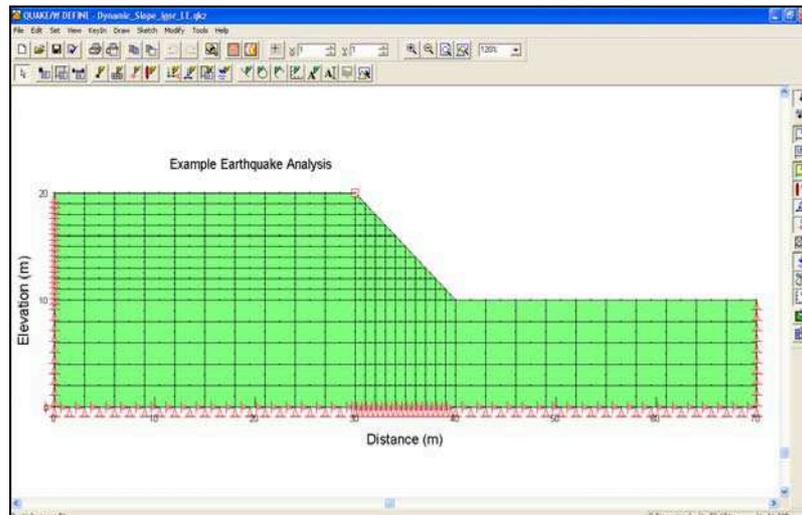


Figura 7.10 - Malha de elementos finitos usada na análise com o programa QUAKE.

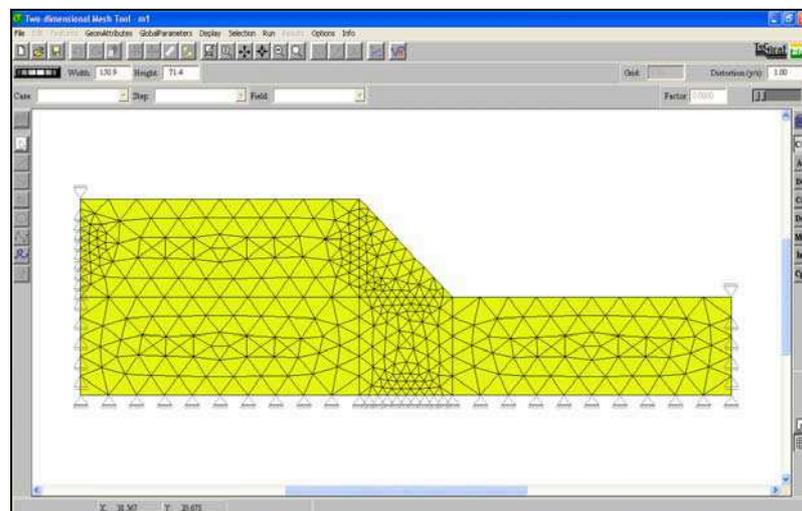


Figura 7.11 - Malha de elementos finitos gerada pelo programa MTool

A verificação da resposta foi feita com ajuda do programa de elementos finitos QUAKE levando em conta o modelo linear equivalente e elementos bidimensionais tipo Q4, para modelar o comportamento do solo com os parâmetros indicados anteriormente.

As figuras 7.10 e 7.11 apresentam respectivamente, a malha gerada pelo programa QUAKE e a malha de gerada pelo programa MTool. A malha gerada pelo programa Mtool foi usada na análise com a formulação proposta no presente trabalho considerando elementos triangulares de deformação constante.

A figura 7.12 apresenta o deslocamento horizontal (metros) no tempo do ponto indicado na malha de elementos finitos da figura 7.10 (coordenadas 30; 20),

para a formulação proposta neste trabalho e para a solução pelo programa QUAKE.

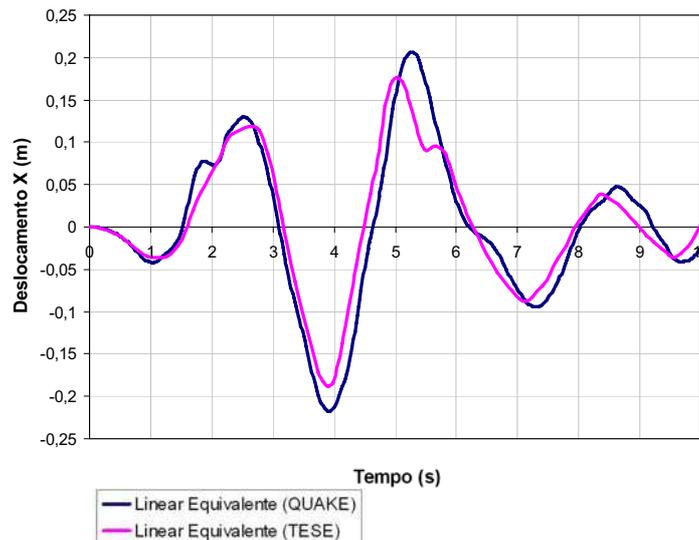


Figura 7.12 - Deslocamento horizontal no tempo - malha sem contornos absorventes.

Pode-se verificar novamente que a resposta ao problema proposto usando a formulação proposta é menor do que a resposta obtida com o programa QUAKE.

#### 7.4 Verificação do Modelo Linear Equivalente para um histórico de acelerações e consideração de contornos absorventes

Agora o problema consiste em modificar a modelagem do item 7.3 incluindo os contornos absorventes.

Foi comentado neste trabalho que para maior eficiência computacional, é desejável que o número de elementos finitos seja o menor possível. Como o tamanho máximo do elemento é controlado pelo critério definido por Kuhlemeyer e Lysmer (1973), a minimização do número de elementos se converte em um problema de minimização do tamanho da malha de elementos finitos.

Análises efetuadas pelo método dos elementos finitos sempre encontram dificuldades na representação de domínios onde o substrato rochoso situa-se muito além da região de interesse do problema. Uma técnica bastante utilizada em análises estáticas é truncar a malha a alguma grande distância e empregar contornos elementares (rígidos) como “aproximação” da real geometria do

problema o que produz resultados desastrosos em análises dinâmicas devido às reflexões de onda ocorridas nos contornos rígidos artificialmente introduzidos.

A técnica de contornos especiais para problemas dinâmicos utilizada neste trabalho foi à proposta por Lysmer e Kuhlemeyer (1969)

Segundo a formulação proposta neste trabalho é necessário avaliar as velocidades de propagação de ondas P e S que são usadas na formulação dos contornos especiais. Sendo assim, de acordo com as propriedades mecânicas do solo temos os seguintes valores: velocidade de onda P,  $V_p = 275$  m/s, e velocidade de onda S,  $V_s = 150$  m/s.

A figura 7.13 apresenta a variação do deslocamento horizontal em relação ao tempo (para o ponto mostrado na figura 7.10). Nesta figura pode-se observar que os deslocamentos para os primeiros instantes da análise são muito próximos para as respostas da formulação desta tese e a resposta do QUAKE, mas depois aparecem algumas discrepâncias. Mesmo assim a formulação proposta nesta tese consegue reproduzir o comportamento dinâmico da estrutura.

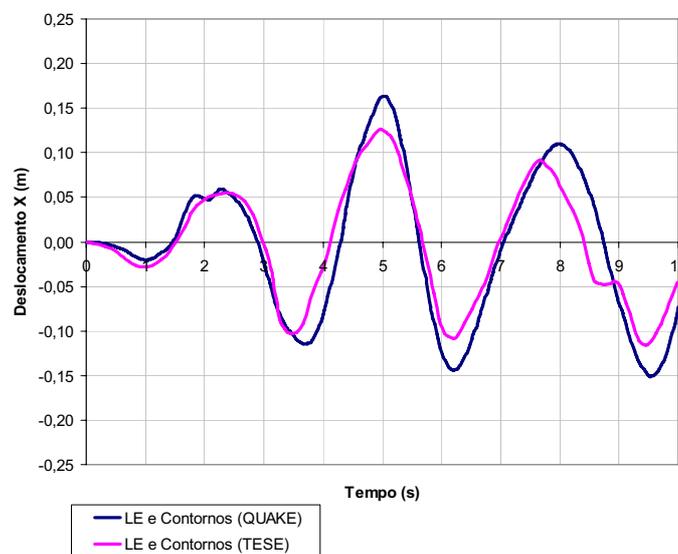


Figura 7.13 - Deslocamento horizontal no tempo considerando a malha com contornos absorventes.

Comparando as respostas apresentadas nas figuras 7.12 e 7.13 podemos verificar que a influência dos contornos absorventes nos deslocamentos e as tensões no solo são atenuadas, ou seja, pode-se dizer que o modelo com contornos absorventes apresenta deslocamentos menores.

## 7.5 Verificação do modelo duto-solo submetido a cargas dinâmicas.

Nesta etapa, foi modificada a modelagem apresentada no item 7.4 de forma a incluir o duto e verificar o comportamento da interação duto-solo com os elementos de interface localizados entre os elementos tipo viga e o solo assim como os contornos absorventes para finalmente submeter o modelo a carregamento dinâmico.

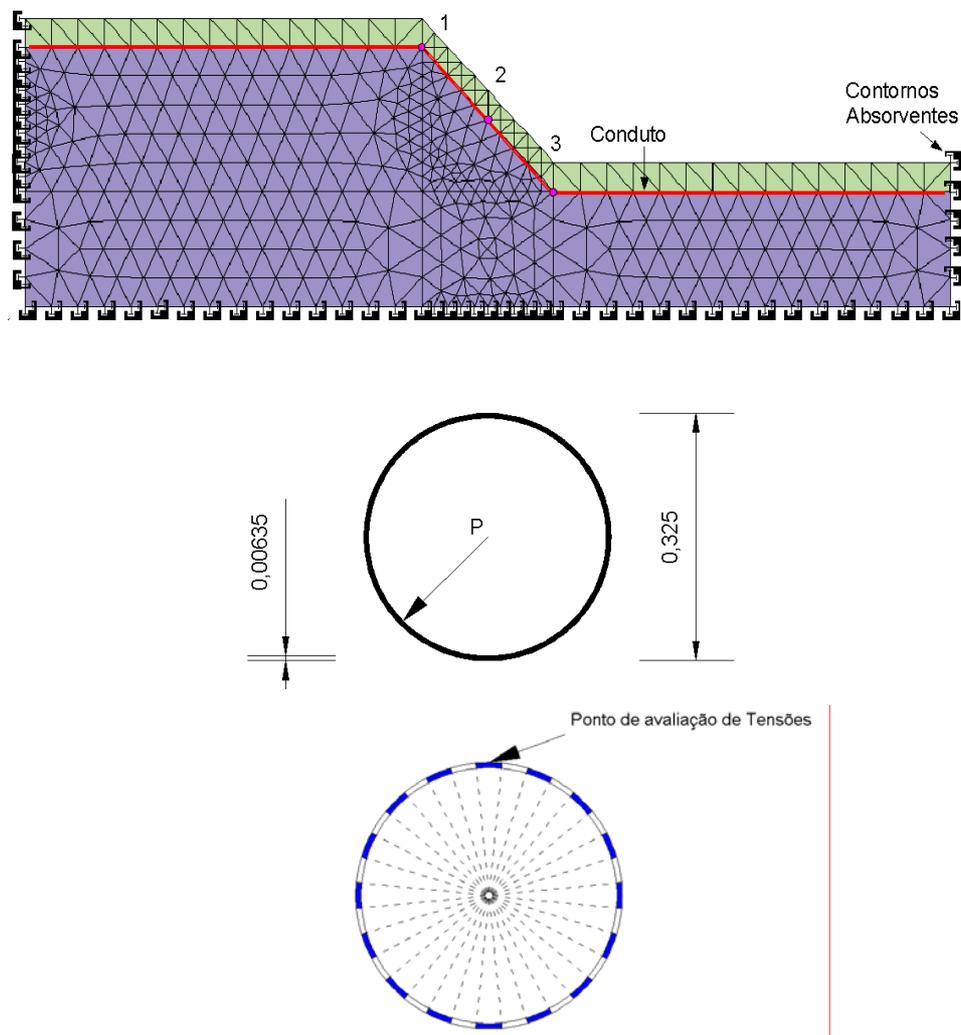


Figura 7.14 - Malha com contornos absorventes, duto e elementos de interface.

A seção do duto foi dividida em 32 partes iguais.

O histórico de acelerações usado nesta análise foi o apresentado na figura 7.9. A seguir apresentam-se as características do duto e os parâmetros de solo e contornos absorventes que integram o modelo.

Foi usado um aço de baixa resistência, com início de escoamento de  $f_y=250$  MPa com uma relação tensão deformação bi-linear, considerando os seguintes valores para o módulo de rigidez  $E_T=75000$  MPa e  $E=2050000$  MPa, a pressão interna do duto foi de 9MPa, espessura do duto = 6,35 mm e diâmetro = 0,325m.

Para o solo foram usadas as curvas das figuras 7.5 e 7.6 para representar a degradação do modulo cisalhamento transversal e amortecimento; um módulo de rigidez ao cisalhamento transversal  $G_{max} = 37,5$ MPa, um coeficiente de Poisson  $\nu_{solo} = 0,334$ , peso específico  $\gamma=18,00$  KN/m<sup>3</sup> e velocidades de onda P,  $V_p=275$  m/s e S,  $V_s=150$  m/s.

As figuras 7.15 e 7.16 apresentam o deslocamento horizontal em metros do ponto 1 e 3 da malha definidos na figura 7.14. Pode-se observar que para as condições de pressão interna nula e pressão interna igual a 9MPa, o deslocamento no tempo para estes pontos é menor no caso da ausência de pressão interna e também que os deslocamentos do ponto 3 são menores do que os ocorridos no ponto 1.

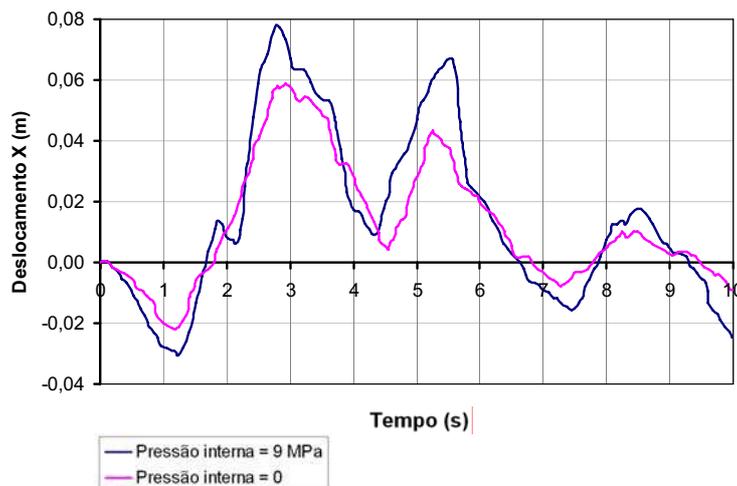


Figura 7.15 - Deslocamento horizontal no tempo, Para o ponto 1.

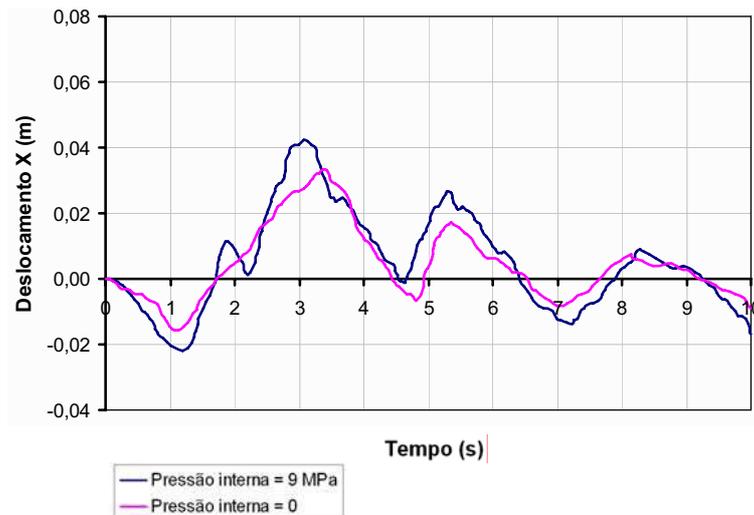


Figura 7.16 - Deslocamento horizontal no tempo, Para o ponto 3.

Observando as respostas dos itens 7.4 e 7.5 verifica-se que os deslocamentos no caso em que o modelo considera o duto, são menores que os apresentados na figura 7.13, o que se explica pela presença do duto, elemento que fornece rigidez ao sistema.

## 7.6 Verificação do modelo duto - solo usando aço API- 5L $\phi$ 500mm. e um sismo de 8,0 graus de magnitude (Pisco – Perú 2007).

Os tubos empregados na construção dos novos dutos apresentam diâmetros maiores de 300 mm, com espessuras pequenas e operam sob alta pressão, o que permite um ganho de produtividade tanto pelo aumento do volume de fluido transportado quanto pela redução do peso da estrutura. Isto só se tornou possível com o desenvolvimento contínuo de graus mais elevados de aços microligados classe API (American Petroleum Institute), com características de soldabilidade, resistência mecânica e tenacidade cada vez melhores. Na construção da linha principal do gasoduto Bolívia-Brasil, por exemplo, foram empregados tubos de aço API- 5L-X70 de fabricação nacional.

Ensaio de laboratório apresentam o seguinte comportamento para a relação tensão-deformação para este tipo de aço.

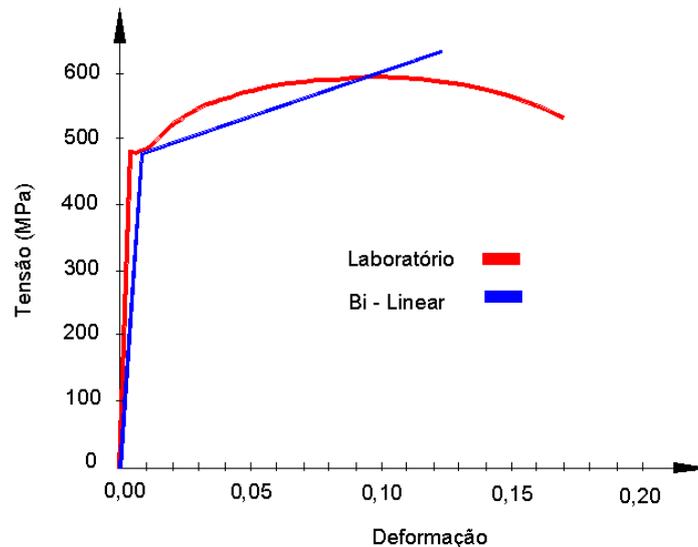


Figura 7.17 - Tensão – Deformação para aço API- 5L-X70

No exemplo a seguir foi usada a modelagem e os parâmetros adotados no item 7.5 apenas modificando as propriedades do duto, o tipo de excitação e a pressão interna máxima, para então verificar o deslocamento horizontal e tensões com relação ao tempo no duto para o ponto 1 do talude apresentado na figura 7.19. Do mesmo modo que no item anterior, foram usados dois casos de pressão interna, um sem pressão interna e outro com 10 MPa.

O sismo utilizado nesta análise foi o sismo de Pisco – Perú, terremoto com epicentro na porção oceânica do Perú, próximo às cidades de Pisco, Ica e Imperial, teve profundidade focal de 30,2 Km, magnitude 8,0 na escala Richter e Intensidade VIII na escala Mercalli Modificada (MM), sendo sentido com intensidade VI na capital Lima e intensidade IV nas cidades de Chosica e Ayacucho. O terremoto principal ocorreu as 18:40:57 horas (hora local) da quarta-feira 15 de Agosto do 2007 e foi sentido inclusive nos edifícios altos da cidade de Manaus-Brasil, a 2.100 km de distância. O evento principal foi seguido por 140 sismos menores com magnitudes inferiores a 6,3. Parte da rede de fornecimento de energia elétrica, telecomunicações e estradas foram danificadas. O terremoto matou pelos menos 510 pessoas e feriu outras 1600, vítimas do desabamento de vários edifícios.

### Acelerograma Sismo Pisco- Perú 2007

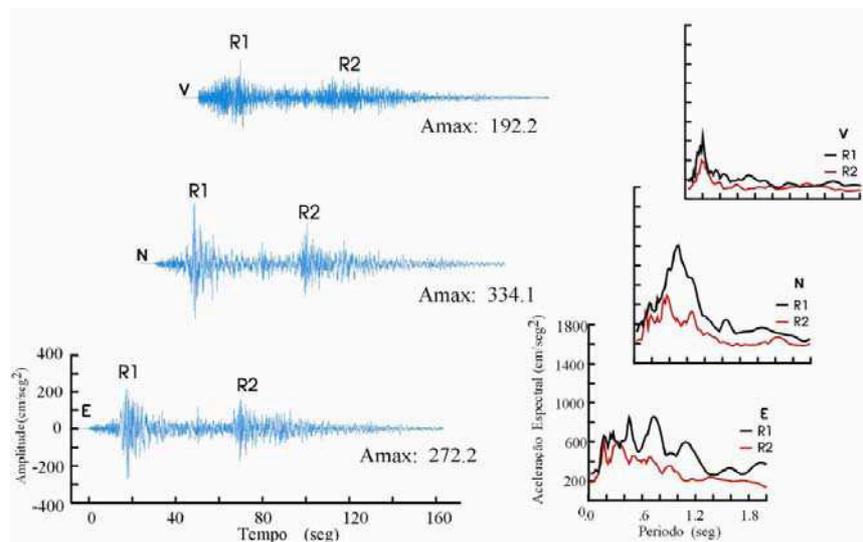
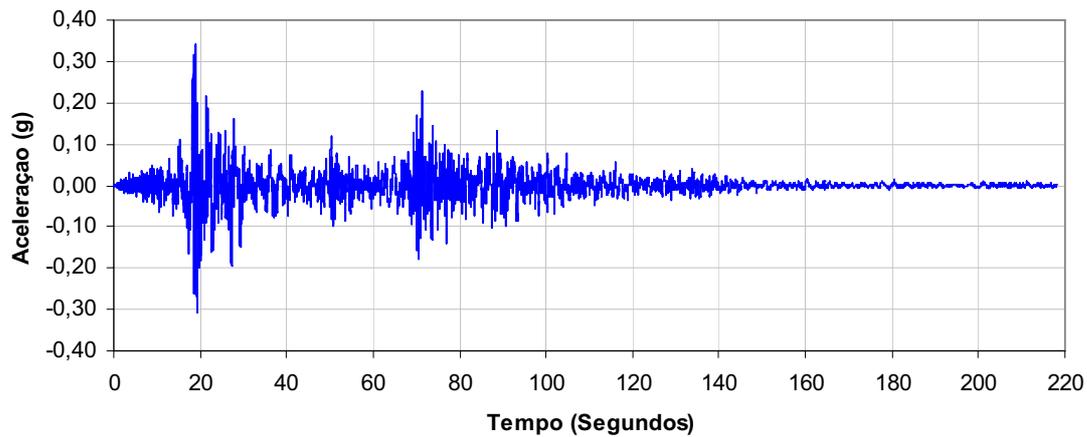


Figura 7.18 - Acelerograma usado na análises e Período espectral do Sismo.

A figura 7.18 apresenta o histórico de acelerações do sismo de Pisco 2007, registro retirado do site do “**Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres (CISMID)**”. O registro refere-se à estação acelerográfica Ica-2, localizada no Laboratório de Mecânica de Solos da Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Nacional San Luis Gonzaga de Ica (Acelerógrafo Analógico modelo RION). A aplicação da técnica do quociente espectral (H/V) tem permitido identificar frequências predominantes de 1,8 – 2,5 Hz (0,40- 0,56 seg.) para o sismo em questão.

A figura 7.19 apresenta o sistema integrado pelo duto enterrado, elementos de interface, solo e contornos absorventes, submetido ao sismo em questão.

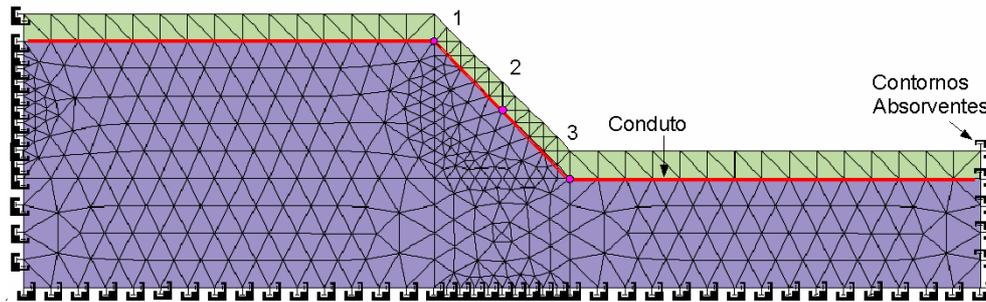


Figura 7.19 - Malha incluindo contornos absorventes.

A seguir são apresentadas as características dos elementos que integram o modelo. Deve se indicar que a seção do duto foi dividida em 32 partes iguais como mostra a figura 7.20.

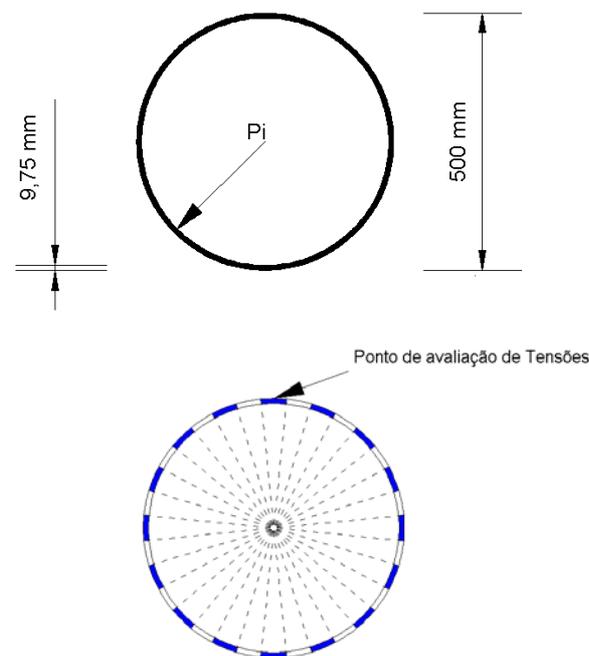


Figura 7.20 - Seção do duto, subdivisão do duto e ponto de avaliação de tensões.

Na classificação API-5L, os algarismos que identificam o material informam sua tensão limite de escoamento mínima, em ksi (lb/in<sup>2</sup>). Assim, API-X70 representa um aço com limite de escoamento mínimo de 70.000 psi (equivalente a 480 MPa), nesta forma foi considerado o início do escoamento do aço  $f_y=480$  MPa e um limite de resistência de 595 MPa (especificação API 5L PSLI[40]), com uma relação tensão deformação bi-linear, considerando para o

módulo de rigidez  $E_T=75000$  MPa e  $E=2050000$  MPa, a pressão interna do duto foi de 10MPa. espessura do duto = 9,75 mm e diâmetro = 0,500 m.

Para o solo foram usadas curvas das figuras 7.5 e 7.6 para representar a degradação do modulo cisalhamento transversal e amortecimento; módulo de rigidez ao cisalhamento transversal  $G_{max} = 37,5$  MPa, coeficiente de Poisson  $\nu_{solo} = 0,334$ , peso específico  $\gamma=18,00$  KN/m<sup>3</sup> e velocidades de onda P,  $V_p=275$  m/s e S,  $V_s=150$  m/s.

Na figura 7.21 é apresentado o deslocamento horizontal calculado em metros do ponto 1 da malha apresentado na figura 7.19, para as condições de pressão interna igual a zero e pressão interna igual a 10 MPa. Pode-se verificar que o deslocamento no tempo para este ponto é menor no caso da ausência de pressão interna.

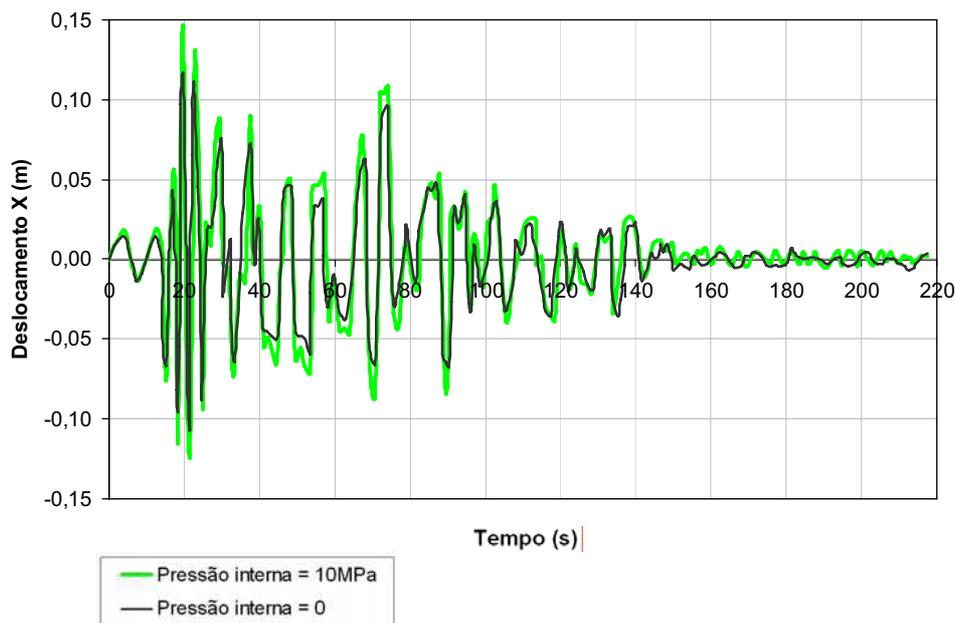


Figura 7.21 - Deslocamento horizontal no tempo, Para o ponto 1.

A seguir são apresentadas as tensões totais efetivas avaliadas no ponto 1 na parte superior do duto com ajuda da equação 3.13, para as condições de pressão interna nula e pressão interna igual a 10 MPa.

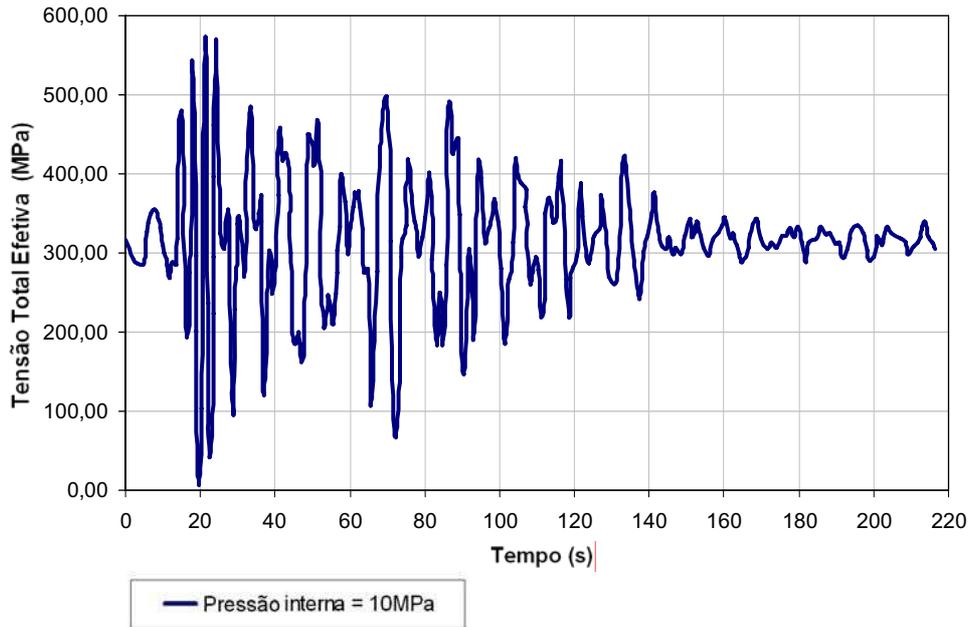


Figura 7.22 - Tensão - Tempo, para o ponto 1 (parte superior do duto)

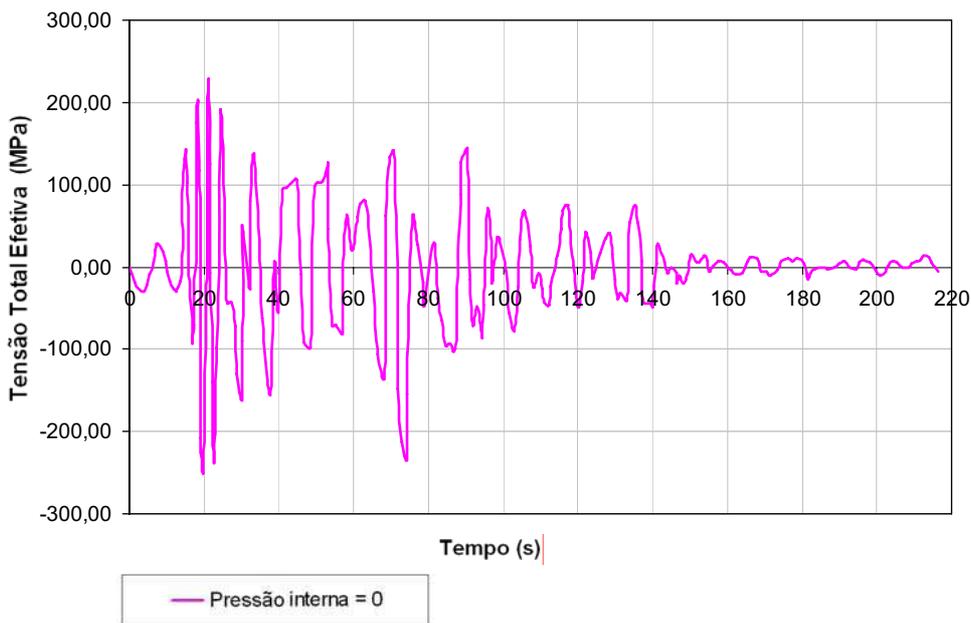


Figura 7.23 - Tensão - Tempo, para o ponto 1 (parte superior do duto)

Segundo as tensões que ocorrem no duto, apresentadas nas figuras 7.22 e 7.23 é possível verificar que no caso da análise do sistema com pressão interna (10MPa) as tensões totais efetivas ultrapassam o valor de  $f_y$ , portanto o comportamento não linear do aço do duto é solicitado.

## 7.7 Verificação do modelo duto-solo usando aço API- 5L $\phi$ 600mm e um sismo de 8,0 graus de magnitude (Pisco – Perú 2007).

No exemplo seguinte modifica-se com respeito ao exemplo anterior a seção do duto. Neste exemplo foi considerada uma espessura de 9,75 mm e um diâmetro de 60 cm como indica a figura a seguir.

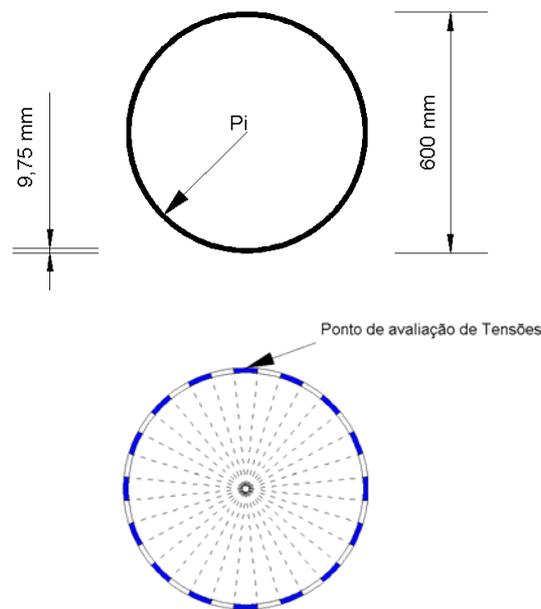


Figura 7.24 - Seção do duto, subdivisão do duto e ponto de avaliação de tensões.

A figura 7.25 apresenta o deslocamento horizontal calculado em metros em relação ao tempo, do ponto 1 da malha apresentada na figura 7.19 para as condições de pressão interna igual a zero e pressão interna igual a 10 MPa. Pode-se verificar que o deslocamento no tempo para este ponto é menor no caso da ausência de pressão interna.

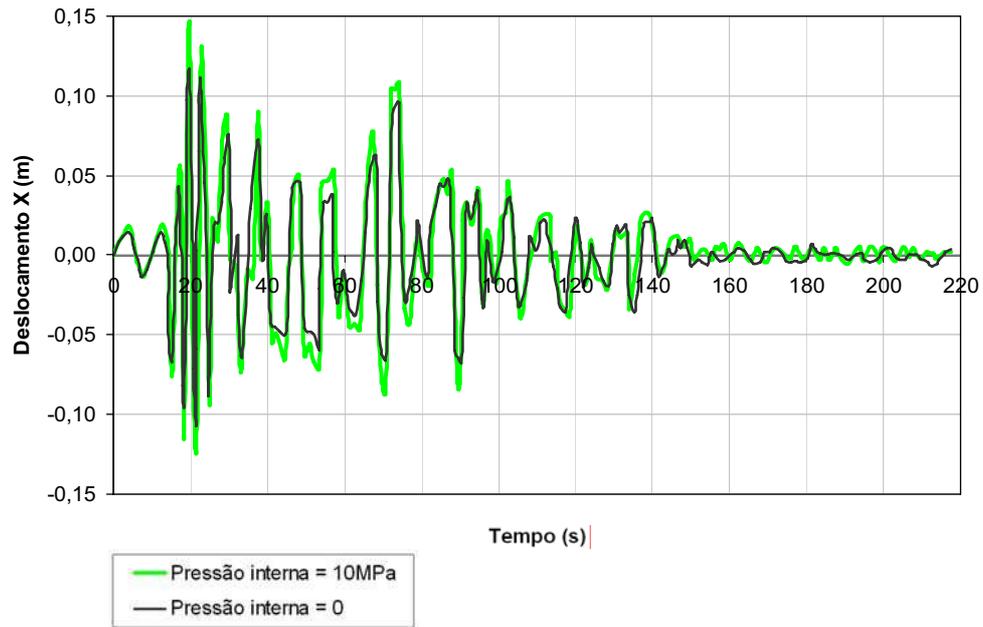


Figura 7.25 - Deslocamento horizontal no tempo, para o ponto 1.

A seguir são apresentadas a tensões avaliadas na parte superior do duto para as condições de pressão interna nula e pressão interna igual a 10 MPa.

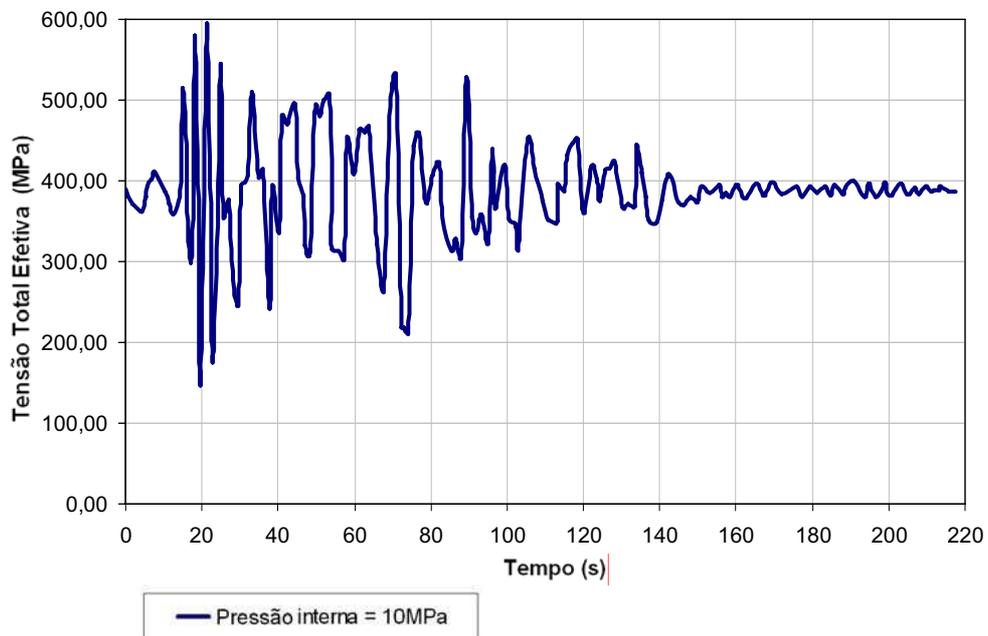


Figura 7.26 - Tensão - Tempo, para o ponto 1 (parte superior do duto)

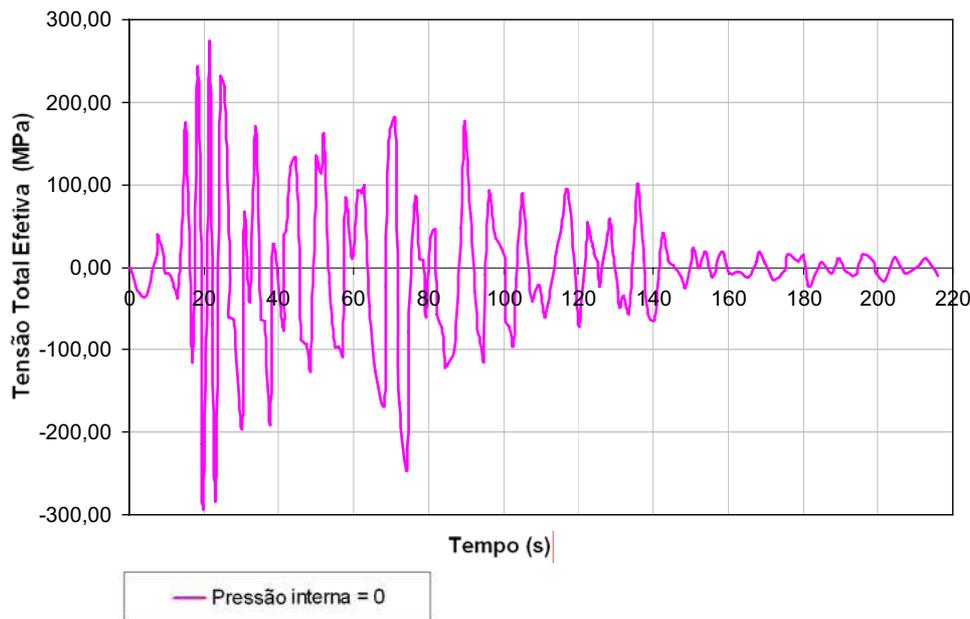


Figura 7.27- Tensão, para o ponto 1 (parte superior do duto)

Neste caso pode-se observar que os deslocamentos são incrementados de pequeno valor. Segundo as tensões que ocorrem no duto, apresentadas nas figuras 7.26 e 7.27 pode-se verificar que no caso da análise do sistema com pressão interna (10 MPa) as tensões totais efetivas ultrapassam o valor da tensão de escoamento inicial  $f_y$ , por tanto o comportamento não linear do aço do duto é solicitado. Pode-se verificar ainda que o incremento de pressão interna origina tensões totais efetivas maiores no duto. Finalmente o incremento de diâmetro do duto acarreta pequenos incrementos em termos de deslocamentos, enquanto que para as tensões os incrementos são consideráveis.

### **7.8 Verificação do modelo duto-solo usando aço API- 5L $\phi$ 600mm e um sismo de 8,0 graus de magnitude (Pisco – Perú 2007) e efeitos de subpressão.**

Neste exemplo foi incluída ao caso anterior a ação da subpressão como uma força vertical com sentido contrario a gravidade, variável no tempo aplicada no duto.

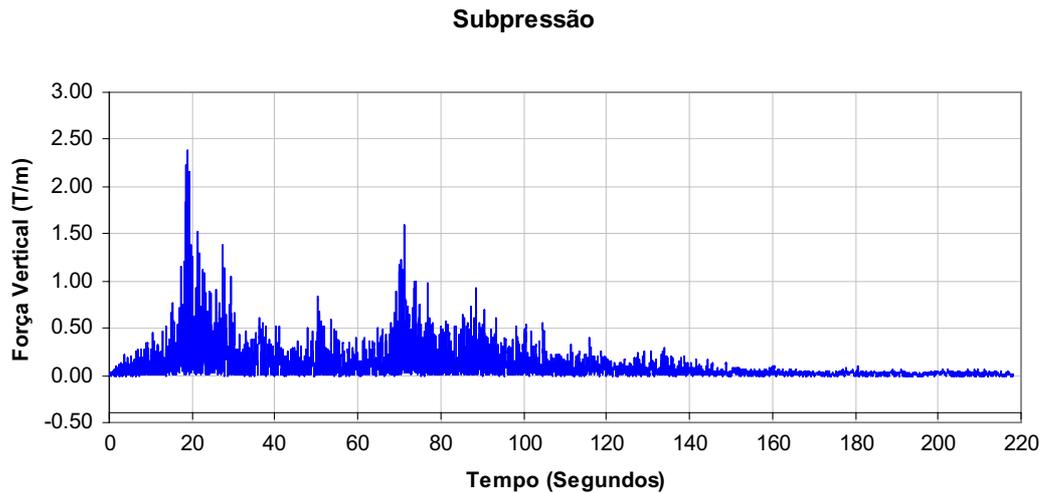


Figura 7.28 – Subpressão aplicada ao duto.

Esta carga foi gerada levando em conta o histórico de acelerações do sismo de Pisco 2007 mostrado na figura 7.18.

Como se pode verificar nas seguintes figuras os deslocamentos horizontais tiveram uma pequena diminuição, isto se deve a que foi evidenciado um deslocamento vertical que acompanhado ao deslocamento horizontal apresenta deslocamentos resultantes ligeiramente maiores que os apresentados no exemplo anterior.

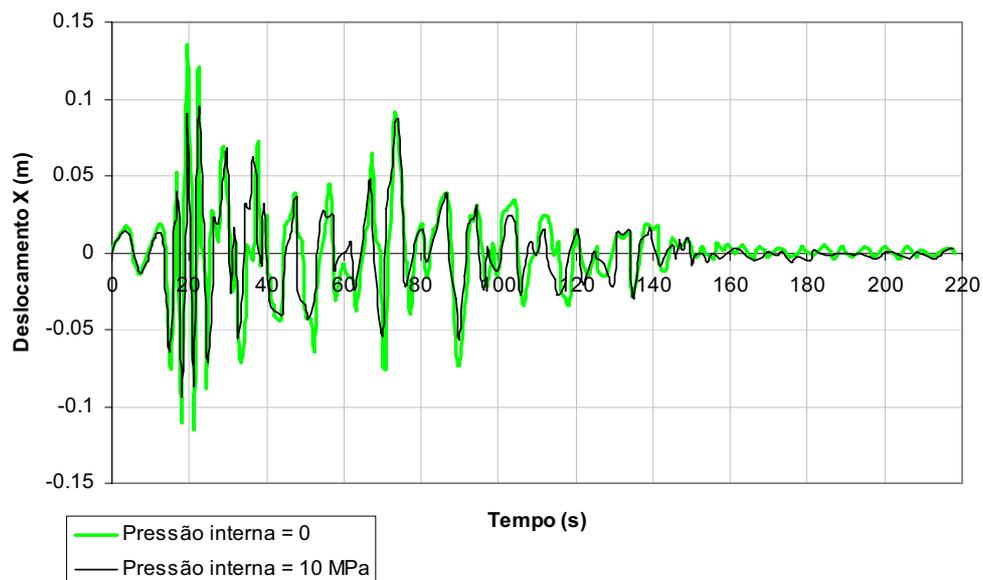


Figura 7.29 – Deslocamento horizontal no tempo, para o ponto 1.

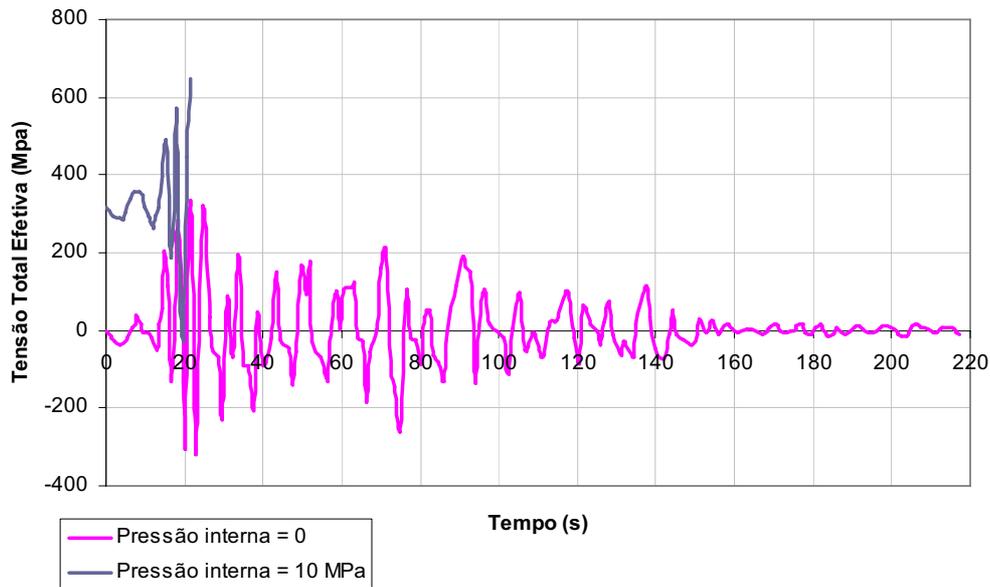


Figura 7.30 – Tensão, para o ponto 1 (parte superior do duto).

Ao ser avaliado o duto sob pressão interna foi verificada a ruína do mesmo logo após o duto atingir a tensão de escoamento limite.

### **7.9 Verificação do modelo duto - solo usando aço API- 5L $\phi$ 500mm e um sismo de 8.0 graus de magnitude considerando tensões residuais (caso ocorrido no projeto Camisea - Perú.)**

Camisea é na atualidade o maior projeto energético da história peruana. Este projeto envolve a extração do gás natural de uma área conhecida como os Lotes 88 e 56, localizados em ambas as margens do rio Urubamba na Amazônia peruana. O custo total do projeto é 1.600 milhões de dólares, incluído a construção de dois gasodutos que passam pela cordilheira dos Andes antes de chegar ao litoral para sua distribuição.

O sistema consiste num gasoduto de 732 km e um poliduto de 650 km de extensão atravessando os Andes a 4,800 metros de altitude sobre o nível do mar. O gasoduto termina na cidade de Lurin, localizada a 30 km ao sul de Lima.

Quatro falhas ocorreram até o ano de 2006 em seções localizadas nos km 9, km 51, km 200 e km 220 do poliduto por uma variedade de causas, entre elas a má execução da solda, inspeção de solda inadequada, corrosão e movimentação de terra. Acrescenta-se ainda que os dutos sofreram transporte inadequado apresentando biseis de fabricação deformados. Adicionalmente as obras de estabilização do solo foram inadequadas em certos trechos, o que tem resultado em movimentos de terra que incrementam as tensões nas soldas.

Cinco meses depois de iniciadas as operações, ocorreu uma ruptura no poliduto (diâmetro 20”) ocasionando um vazamento, atingindo o rio Urubamba-Malvinas. A quantidade de líquidos derramados foi estimada em 183 metros cúbicos. A falha no poliduto ocorrida no dia 22 de dezembro do 2004 pode ser apreciada na figura 7.31



Figura 7.31 - Falha no poliduto acontecida no dia 22 de dezembro do 2004.

A fim de reproduzir a presença de tensões residuais na solda, um elemento de viga com tensões iniciais de tração é introduzido na análise. Os valores adotados com a finalidade de efetuar uma análises paramétrica foram tensões de tração de 100 MPa, 200 MPa e 300 MPa seguindo a recomendação (LAW, M., PRASK, H., LUZIN, V. e GNAUPEL-HEROLD, T., “Residual Stress Measurements in Coil, Line pipe and Girth Welded Pipe”) na qual estes valores dependem da espessura do aço e qualidade da execução da solda podendo chegar a 500 MPa.

Foi considerado o início do escoamento do aço  $f_y=480$  MPa e um limite de resistência de 595 MPa (especificação API 5L PSLI[40]), com uma relação tensão deformação bi-linear, considerando os seguintes valores para o módulo de rigidez  $E_T=75000$  MPa e  $E=2050000$  MPa. A pressão interna do duto foi de 10MPa espessura de 9.75mm e 50 cm de diâmetro.

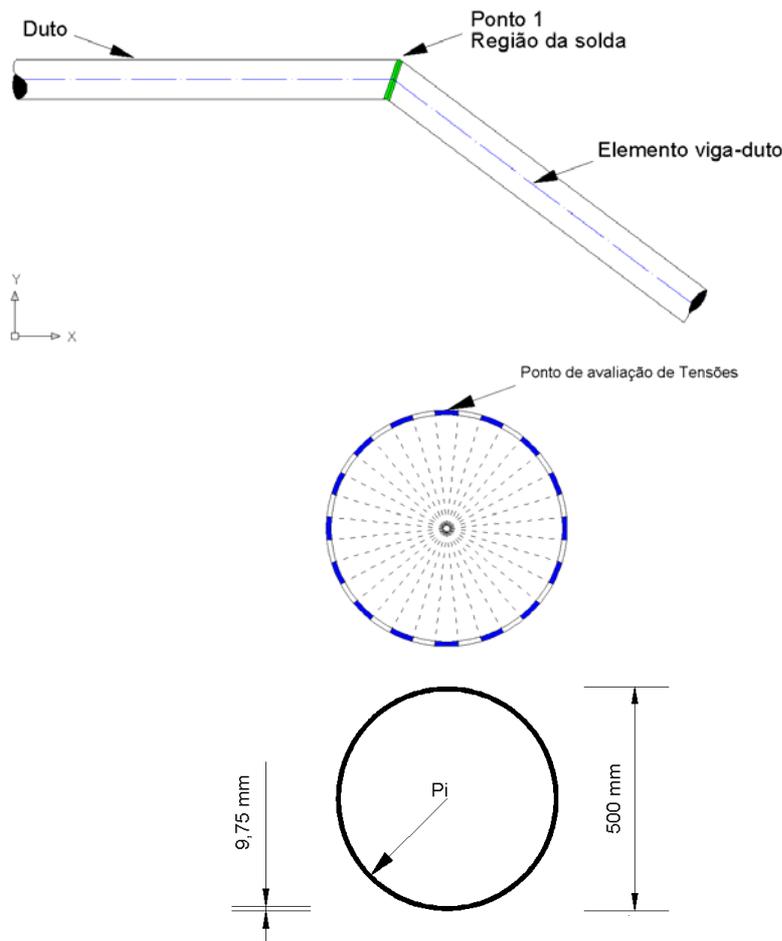


Figura 7.32 - Seção do duto, região da solda.

Por outro lado, o material da solda foi considerado com início de escoamento de 580 MPa e um limite de resistência de 645 MPa, valores retirados do trabalho apresentado por Cooper (2004) (Soldagem e Caracterização das Propriedades Mecânicas de Dutos de Aço API 5L, Robert Eduardo Cooper Ordóñez Campinas, 2004 S.P. Brasil).

Para o solo foram usadas as curvas das figuras 7.5 e 7.6 para representar a degradação do módulo cisalhamento transversal e amortecimento; módulo de

rigidez ao cisalhamento transversal  $G_{\max} = 37,5\text{MPa}$ , coeficiente de Poisson  $\nu_{\text{solo}} = 0,334$ , peso específico  $\gamma = 18,00\text{ KN/m}^3$  e velocidades de onda P,  $V_p = 275\text{ m/s}$  e S,  $V_s = 150\text{ m/s}$ .

As figuras 7.33 e 7.34 apresentam as tensões totais efetivas no duto para o caso de tensões residuais nulas e 100 MPa, respectivamente.

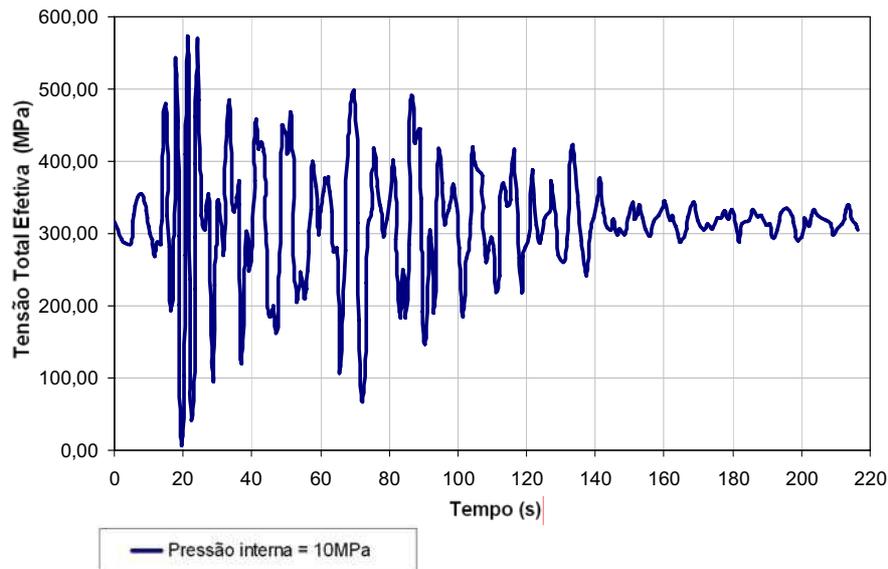


Figura 7.33 - Tensões para o ponto 1 parte superior do duto sem solda.

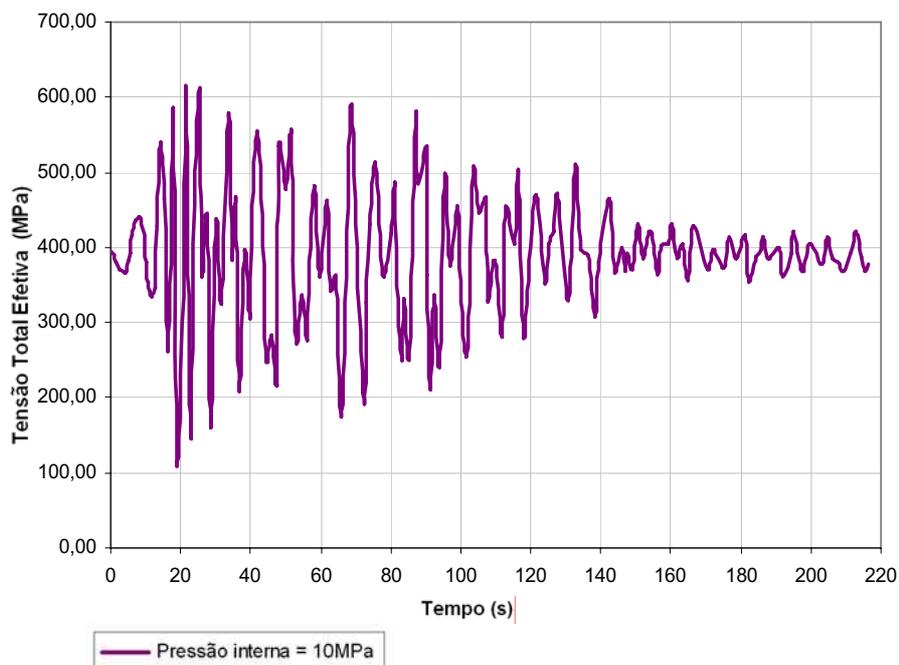


Figura 7.34 - Tensões para o ponto 1 parte superior do duto Tensão Residual = 100 MPa

A figura 7.35 apresenta a variação de tensões totais efetivas no tempo para o duto, devido aos carregamentos impostos ao sistema (sismo, pressão interna e tensão residual). Como se pode verificar, a inclusão dos efeitos da tensão residual é de grande importância nas análises de dutos com solda, pois no modelo analisado a inclusão de tensões residuais de 200 MPa e 300 MPa levaram o duto a ruína logo após atingir a tensão do limite de resistência do material da solda (645 MPa).

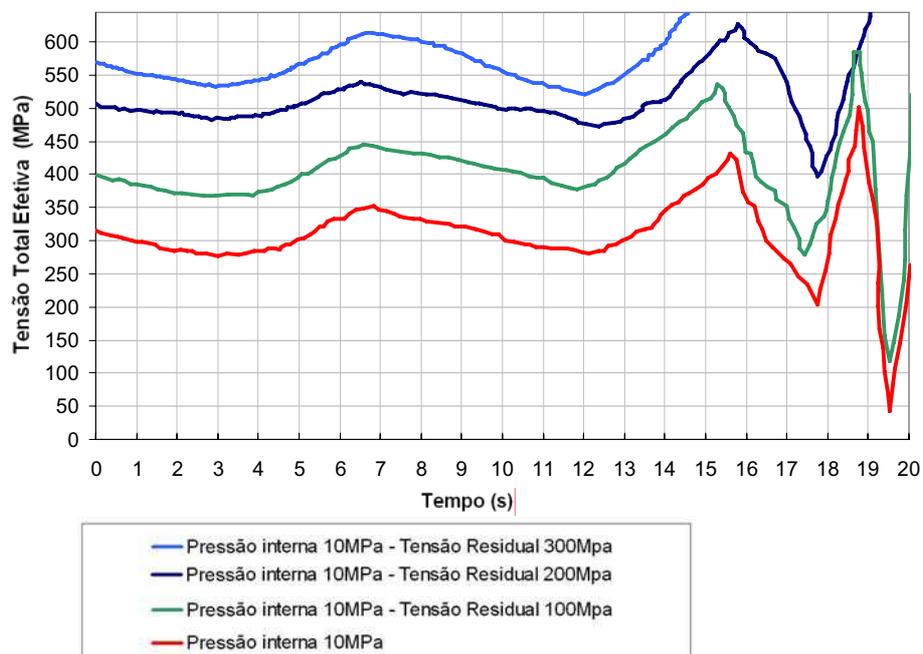


Figura 7.35 - Tensão para o ponto 1 - vários casos de carga para tensão residual.