

3

Representação do Sistema Principal com o Programa Sassi

3.1.

Análise no domínio da frequência

A análise dinâmica de um sistema estrutural é a obtenção das respostas do sistema (acelerações; esforços internos; etc.) sujeito a excitações variáveis com o tempo (movimentos da base; carregamentos dinâmicos; etc.). Usualmente consideram-se sistemas lineares cujas respostas são relacionadas à excitação por equações diferenciais lineares ordinárias de coeficientes constantes e, a partir da superposição dos efeitos de cada uma das excitações (ou das componentes das excitações), é obtida a resposta final do sistema.

Modelos físicos discretos idealizados com a utilização de massas, molas e amortecedores são utilizados para representar o comportamento dinâmico estrutural, considerando-se um número finito de graus de liberdade.

Tipicamente a equação que governa o deslocamento de um sistema de um grau de liberdade, S1GL, com taxa de amortecimento ξ e frequência natural ω_0 conhecidos, submetido a um carregamento dinâmico $f(t)$ é representada por:

$$\ddot{u} + 2\xi\omega_0\dot{u} + \omega_0^2u = f(t) \quad (3.1)$$

Para um sistema de massa m sujeito a deslocamento imposto de sua fundação u_b , o termo da direita da equação pode ser representado por

$$f(t) = -m\ddot{u}_b \quad (3.2)$$

E, considerando um movimento harmônico na base, $u_b = e^{i\alpha t}$, a resposta da estrutura permanece na mesma frequência da excitação e é representada por

$$u(t) = H(\omega) \cdot u_b(t) = H(\omega) \cdot e^{i\alpha t} \quad (3.3)$$

$$H(\omega) = \frac{1}{m(\omega_0^2 - \omega^2 + 2i\xi\omega_0\omega)} = \frac{1}{Z(\omega)} \quad (3.4)$$

A equação 3.3 expressa a resposta do S1GL ao carregamento harmônico unitário. A impedância do sistema, $Z(\omega)$, é definida pelo denominador da

equação 3.4 e geralmente é utilizada para correlacionar o movimento de resposta à excitação do sistema.

Uma excitação arbitrária pode ser representada por funções harmônicas infinitesimais com a utilização das Transformadas de Fourier, TF. Admitindo-se que a excitação se inicia em $t=0$ e que a TF exista, pode ser escrito:

$$f(t) = \int_{-\infty}^{+\infty} F(\omega) \cdot e^{i\omega t} d\omega \quad (3.5)$$

onde

$$F(\omega) = \frac{1}{2\pi} \cdot \int_{-\infty}^{+\infty} f(t) \cdot e^{-i\omega t} dt \quad (3.6)$$

e a solução da equação 3.1 passa a ser representada por:

$$u(t) = Be^{(-\xi+i\sqrt{1-\xi^2})\omega_0 t} + \int_{-\infty}^{+\infty} H(\omega) \cdot F(\omega) \cdot e^{i\omega t} d\omega \quad (3.7)$$

mostrando a influência da parcela transiente da resposta no primeiro termo do lado direito da equação 3.7. Após a excitação ter atuado por um tempo superior ao período natural de vibração do sistema, a influência das condições iniciais se torna desprezível, e a resposta é dita estacionária ou permanente.

A análise no domínio da frequência obtém a resposta permanente de um sistema vibratório utilizando o segundo termo da equação 3.7, e tanto pode ser empregada em métodos determinísticos, onde a excitação no tempo é considerada uma função conhecida no tempo, como em análises probabilísticas, a partir da consideração da excitação como um processo aleatório de características conhecidas.

Para a análise de SVGL as equações acima podem ser reescritas na forma matricial. Considerando-se \vec{u} o vetor de deslocamentos relativos à base \tilde{M} , \tilde{C} e \tilde{K} as matrizes de massa, de amortecimento e de rigidez do sistema respectivamente, as equações ficam escritas como:

$$\tilde{M} \cdot \ddot{\vec{u}} + \tilde{C} \cdot \dot{\vec{u}} + \tilde{K} \cdot \vec{u} = -\tilde{M} \cdot \ddot{\vec{u}}_b \quad (3.8)$$

$$\tilde{H}(\omega) = \frac{1}{(-\omega^2 \cdot \tilde{M} + i\omega \cdot \tilde{C} + \tilde{K})} \quad (3.9)$$

3.2. O programa SASSI

3.2.1. Idealização da solução

O programa *SASSI* [Manual Teórico, 1999], “A System for Analysis of Soil-Structure Interaction”, é o escolhido para o presente estudo. Nos estudos anteriores da linha de pesquisa no DEC, já referenciados, fica demonstrada a vantagem da utilização desse sistema de programas tanto em termos da modelagem das características dinâmicas do sistema como de eficiência computacional.

O *SASSI* considera a influência da interação solo-estrutura, que, segundo Kramer, apud SAMPAIO (1999), é causada pela incapacidade da interface estrutura-solo acompanhar o movimento de campo livre e pelo efeito da resposta dinâmica do sistema estrutura-fundação, que modifica o movimento da excitação na base da estrutura.

A metodologia de solução do problema dinâmico emprega o método de análise de subestruturação de volume flexível, formulado no domínio da frequência, usando técnicas de elementos finitos. Esse método subdivide o problema em dois subsistemas: o primeiro é o terreno original, onde são obtidos os movimentos de campo livre, e o segundo subsistema é formado pela estrutura (incluindo a parte embutida no terreno da fundação) menos o terreno escavado. A Figura 3.1 apresenta esquematicamente a consideração do sistema global, onde os sub-índices s , f e i indicam os nós da estrutura, os nós correspondentes ao volume de solo escavado e os nós de interação, respectivamente.

Assim, a equação do movimento sísmico do sistema global é representada por:

$$\begin{bmatrix} C_{ss} & C_{si} \\ C_{is} & C_{ii} - C_{ff} + X_{ff} \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} U_s \\ U_f \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ X_{ff} \cdot U'_f \end{Bmatrix} \quad (3.10)$$

com

$$C(\omega) = K - \omega^2 \cdot M \quad (3.11)$$

onde M e K são as matrizes de massa e de rigidez complexa da estrutura; U é o vetor de deslocamentos nodais complexo; U'_f é o vetor de deslocamentos

de campo livre e X_{ff} é a matriz de impedância do sistema. A estrutura e o solo compartilham os nós de interação.

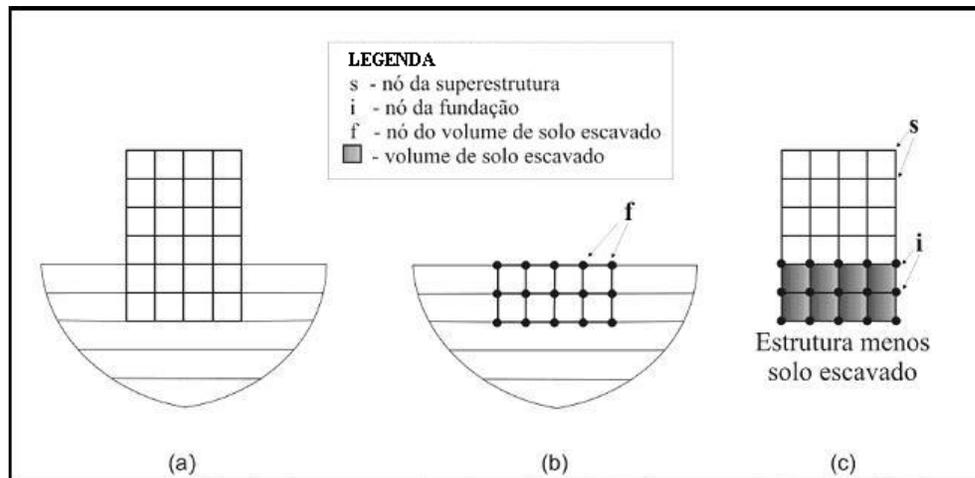


Figura 3.1 Modelo de subestruturação do volume flexível. (a)Sistemas Total (b)Sítio original, com indicação dos nós da fundação (c)Estrutura, com indicação dos nós da estrutura e de interação. (Fonte: manual teórico do SASSI2000)

Para um ponto arbitrário, chamado ponto de controle, é admitido um ambiente sísmico definido por um tipo e direção de onda sísmica, inicialmente considerada com amplitude unitária e frequência ω , e são obtidas as configurações modais nas posições dos nós de interação, U'_f . A partir do movimento de campo livre, assim obtido para todos os nós de interação, são obtidas as matrizes de impedância X_{ff} .

Uma linha de pesquisa paralela, no âmbito do DEC e do convênio com a ELETRONUCLEAR, vem estudando a influência do ambiente sísmico nas respostas de campo livre, variando-se tipos e inclinações de propagação de ondas, bem como diversos modelos para movimentos coerentes e incoerentes no terreno, apresentados por DALCANAL (2004 e 2008) e CORREIA (2004).

Substituindo os valores de U'_f e de X_{ff} na equação 3.10, a solução de todo o sistema é obtida para cada frequência de análise ω , fornecendo a amplitude de deslocamento total nos nós da estrutura. Estes deslocamentos são guardados na forma de Funções de Transferência, FT, do movimento no ponto de controle para os nós da estrutura, fornecidas para cada frequência de análise ω . Uma escolha

adequada das frequências de análise faz-se necessária para minimizar o número de repetições de toda a solução do problema.

Sabe-se que as respostas do sistema são maiores para as frequências próximas às de ressonância, e que entre dois picos sucessivos da FT o sistema tem comportamento semelhante a um sistema de dois graus de liberdade, S2GL. Consegue-se uma interpolação eficiente para os resultados intermediários se for utilizada a equação correspondente às repostas de um S2GL.

O movimento de cada um dos GL de um S2GL sujeito a excitação harmônica na base é representado por:

$$\ddot{\eta}_i + 2i\xi_i\dot{\eta}_i + \omega_{0_i}^2\eta_i = -A_i \cdot e^{i\omega t} \quad (3.12)$$

$$\eta_i = H_{2GL}(\omega)_i \cdot e^{i\omega t} \quad (3.13)$$

$$H_{2GL}(\omega)_i = \frac{-A_i}{\omega_{0_i} \cdot (1 + 2i\xi_i\beta_i - \beta_i^2)} \quad (3.14)$$

$$\text{onde } \beta_i = \frac{\omega}{\omega_{0_i}}$$

E a resposta, em termos de aceleração absoluta, pode ser fornecida pelo vetor \vec{v} , com a equação:

$$\vec{v} = \Phi \vec{\ddot{\eta}} + \vec{e} e^{i\omega t} = \left[-\sum_{i=1}^2 \omega^2 \Phi_i H_{2GL}(\omega)_i + \vec{e} \right] \cdot e^{i\omega t} \quad (3.15)$$

ou, pela equação desenvolvida abaixo, onde o termo entre colchetes representa a FT do movimento da base para cada grau de liberdade j:

$$\dot{v}_j = \left[1 + \frac{\omega^2 \cdot \Phi_{1j} \cdot A_1}{\omega_{0_1} (1 + 2i\xi_1\beta_1 - \beta_1^2)} + \frac{\omega^2 \cdot \Phi_{2j} \cdot A_2}{\omega_{0_2} (1 + 2i\xi_2\beta_2 - \beta_2^2)} \right] \cdot e^{i\omega t} \quad (3.16)$$

Considerando $\xi_1 = \xi_2 = 0$ e chamando

$$\zeta_i = \frac{A_i \cdot \Phi_{ij}}{\omega_{0_i}^2} \quad (3.17)$$

a equação 3.16 pode ser simplificada para o polinômio do 4º grau que representa a resposta permanente de um S2GL sujeito a um movimento harmônico em sua base:

$$\dot{v}_j = \left[1 + \frac{\zeta_1 \beta_1^2}{(1 - \beta_1^2)} + \frac{\zeta_2 \beta_2^2}{(1 - \beta_2^2)} \right] \cdot e^{i\omega t} \quad (3.18)$$

Como um polinômio do 4º grau é perfeitamente reconhecido se conhecermos 5 de seus valores, o sistema *SASSI* interpola os resultados correspondentes a cada 5 frequências de análise para obter os valores intermediários das FT.

Assim, se entre 2 picos de resposta do sistema estrutural forem escolhidas mais 3 frequências de análise, cujos resultados também sejam calculados pelo *SASSI*, os resultados correspondentes às frequências intermediárias são interpolados com a utilização da equação abaixo, ancorada nos valores e resultados das 5 frequências, pela equação:

$$r(\omega) = \frac{a_1 \cdot \omega^4 + a_2 \cdot \omega^2 + a_3 \cdot \omega^0}{\omega^4 + a_4 \cdot \omega^2 + a_5 \cdot \omega^0} \quad (3.19)$$

onde os coeficientes são fornecidos da solução do sistema linear

$$\begin{bmatrix} \omega_1^4 & \omega_1^2 & 1 & -\omega_1^2 \cdot r_1 & -r_1 \\ \omega_2^4 & \omega_2^2 & 1 & -\omega_2^2 \cdot r_2 & -r_2 \\ \omega_3^4 & \omega_3^2 & 1 & -\omega_3^2 \cdot r_3 & -r_3 \\ \omega_4^4 & \omega_4^2 & 1 & -\omega_4^2 \cdot r_4 & -r_4 \\ \omega_5^4 & \omega_5^2 & 1 & -\omega_5^2 \cdot r_5 & -r_5 \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} a_1 \\ a_2 \\ a_3 \\ a_4 \\ a_5 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \omega_1^4 \cdot r_1 \\ \omega_2^4 \cdot r_2 \\ \omega_3^4 \cdot r_3 \\ \omega_4^4 \cdot r_4 \\ \omega_5^4 \cdot r_5 \end{Bmatrix} \quad (3.20)$$

Uma vez obtidas as FT, que correlacionam o movimento dos nós da estrutura com o movimento no ponto de controle, as respostas finais $U(\omega)$ podem ser obtidas, no domínio da frequência, multiplicando-as pelas componentes de Fourier da excitação $V(\omega)$.

$$U(\omega) = H(\omega) \cdot F(\omega) \quad (3.21)$$

3.2.2.

Caracterização da fundação – região de interface entre solo e superestrutura (SITE e POINT)

Usualmente, com o sistema *SASSI*, o campo-livre é representado por camadas sobrepostas a um semi-espço visco-elástico. Para a análise sísmica, o movimento de campo-livre correlacionado a um ponto de controle, U'_f , é calculado para cada frequência de análise, ω , considerando-se um campo de ondas especificado.

Com o *SASSI* podem ser simuladas ondas de corpo (P, SH e SV) e/ou de superfície (R e L), com seus respectivos ângulos de incidência. Cada camada do terreno é considerada com suas propriedades de espessura, peso específico, velocidades de propagação de ondas (v_p e v_s) e taxas de amortecimento.

Como as propriedades do terreno são dependentes da deformação e o sistema *SASSI* é linear, torna-se recomendável uma pré-análise do campo livre com programas iterativos, como o *SHAKE* [Manual Teórico e do Usuário -1999], para serem obtidos o nível de deformação do terreno compatível com a excitação e as suas propriedades geomecânicas e amortecimentos correspondentes.

Para uma boa representação dinâmica pelo sistema *SASSI* é recomendada uma distância máxima entre os nós de interação, tal que seja menor do que 1/5 do menor comprimento de onda envolvido na análise. Assim, partindo-se da menor velocidade de propagação de onda S, $v_{s\min}$, e da maior frequência de interesse na análise, f_{\max} , a maior distância entre nós de interação é fornecida por:

$$d_{\max} = \frac{v_{s\min}}{5 \cdot f_{\max}} \quad (3.21)$$

Considerações mais detalhadas de como proceder para representar o movimento de campo-livre e o ambiente sísmico são encontradas nos manuais teórico e do usuário do programa *SASSI*, e nas referências supracitadas da linha de pesquisa paralela.

Uma vez obtidas as configurações de campo-livre, a matriz de impedância, X_{ff} , é calculada a partir de coeficientes de transmissibilidade, obtendo-se uma correlação entre as equações do movimento sísmico no terreno e a matriz de rigidez, de forma discreta, nos nós de interação.

3.2.3. Caracterização da superestrutura (HOUSE)

A estrutura civil é representada no módulo *HOUSE* do sistema *SASSI*, que calcula e fornece a matriz de rigidez, complexa, do sistema principal para a análise dinâmica estrutural. Além de que a região de solo escavado é representada por elementos com rigidez negativa, não há diferenças conceituais em relação aos programas convencionais para cálculo estrutural por elementos finitos.

Deve-se estar atento para que exista um grau de refinamento no modelo, tal que possa representar os principais modos de vibração dentro da faixa de frequências de interesse. Nos casos em que a estrutura é composta por várias partes, com comportamentos dinâmicos independentes, os primeiros modos de vibração de cada uma das partes devem estar representados e a região do modelo que representa o local onde estão os sistemas secundários em análise, para os quais se buscam os espectros de resposta, deve poder representar os modos de vibração mais altos, até a frequência de interesse.

A solução no domínio da frequência com o *SASSI* fica armazenada nas FT, e, portanto, é fundamental que elas representem bem as características dinâmicas do sistema. As FT para os pontos onde os resultados são solicitados devem se mostrar sem descontinuidades e com frequências de análise em número suficiente para permitir a interpolação entre os picos sucessivos de resposta. Quando houver acoplamento de respostas, o modelo deve poder representá-lo e o seu comportamento deve ficar espelhado nas FT.

Todas as respostas estruturais podem ser transformadas de volta para o domínio do tempo a partir de históricos de aceleração que representem a excitação sísmica, ou, nos casos de análise com base probabilística, as FT podem ser utilizadas em conjunto com a função densidade de espectro de potência de projeto e uma probabilidade escolhida, para se obter as respostas uniformemente prováveis.

3.3. Sistemas Principais em estudo

Para este estudo de obtenção das respostas de SS acoplados ao SP, considerando análises probabilísticas, foram escolhidos modelos que representam usinas nucleares como as existentes no Brasil. Estes modelos representam a estrutura civil apoiada em rocha sã, onde a influência da interação solo-estrutura é minimizada, porém isto em nada modifica o processo de análise em relação a um caso mais geral.

O primeiro modelo de SP considerado é o que já vinha sendo utilizado na linha de pesquisa e seus resultados servem como comparação e continuidade dos trabalhos anteriores. É um modelo de vigas, bi-dimensional, que representa um prédio de reator como o de Angra 3 e neste trabalho fica denominado A3Reator.

O segundo modelo representa a estrutura interna de um prédio de reator como em Angra 1, permitindo a verificação da extensão da metodologia para modelos tridimensionais e a comparação com resultados de análises acopladas formais já executadas no âmbito da ETN. Neste trabalho este modelo fica referenciado por A1ERE.

Para ambos os modelos, a excitação sísmica considerada é a mesma já utilizada nos trabalhos anteriores.

O modelo matemático de um SP pode ser subdividido em dois subconjuntos: o modelo das superestruturas civis e o modelo do conjunto solo-fundação. Para os casos A3Reator e A1ERE, serão apresentados nos sub-itens a seguir as descrições dos modelos, com mais detalhes para o A1ERE, que ainda não foi descrito nos trabalhos anteriores.

Para o estudo do acoplamento são feitas variações no modelo do SS, acoplado ao SP, o que será apresentado em detalhe no capítulo 4.

3.3.1. Reator de Angra 3 – modelo de vigas – A3Reator

O SP representa uma situação de campo como a de Angra 3, por um modelo bi-dimensional, de barras, conforme já descrito e utilizado nos trabalhos anteriores, já citados. O modelo é constituído de 3 conjuntos de elementos de viga

Para simular a interface com a rocha de fundação, a laje de fundo é representada por elementos prismáticos em toda a extensão da fundação, e enrijecida em seu contorno por barras rígidas. A Figura 3.3 apresenta os elementos da laje de fundo e o sistema de coordenadas global utilizado.

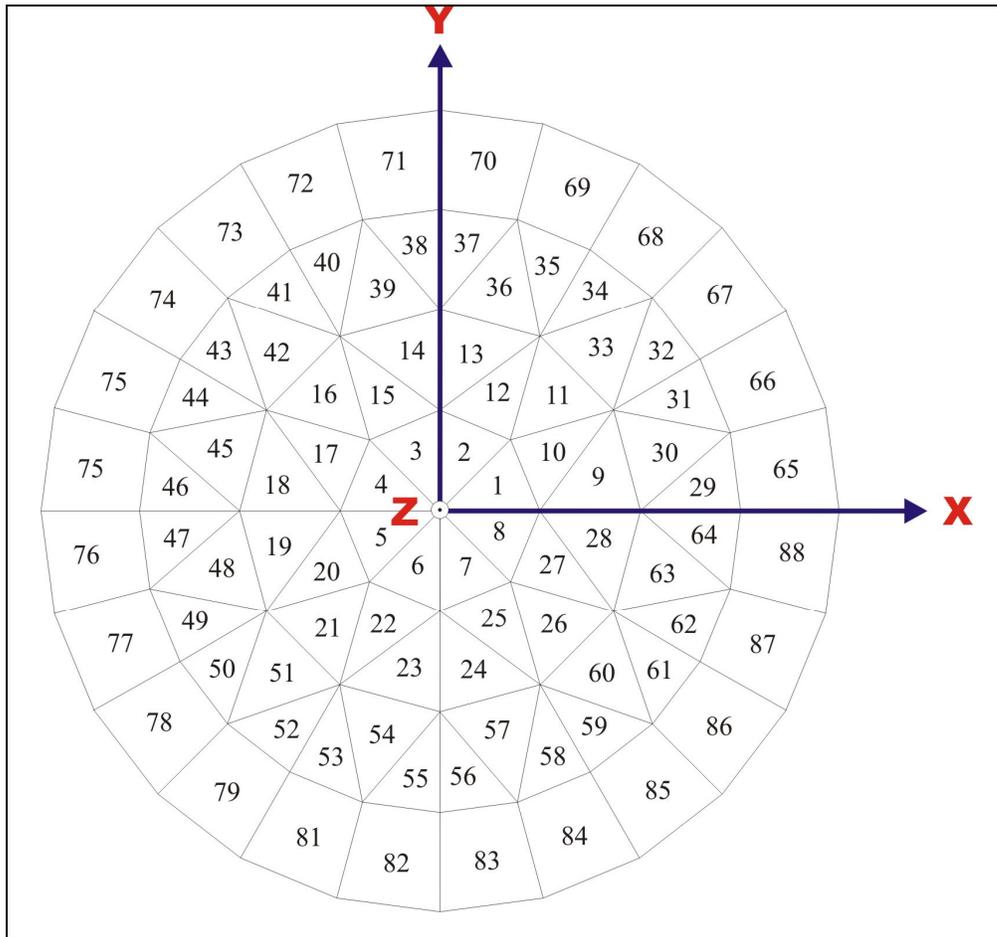


Figura 3.3 - Vista esquemática dos elementos da laje de fundo – modelo A3Reator (fonte: SAMPAIO 1999)

As análises com o *SASSI* consideram o ponto de controle no centro da fundação. As Figuras 3.4 e 3.5 apresentam as funções de transferência, FT, para o nó 178, que apresenta um elevado grau de acoplamento de respostas nas direções horizontal e vertical para uma excitação na base na direção horizontal. Nessas figuras estão assinaladas as frequências de análise, para as quais o valor das FT são calculadas, e que são utilizadas como ancoragem para a interpolação dos demais valores das FT.

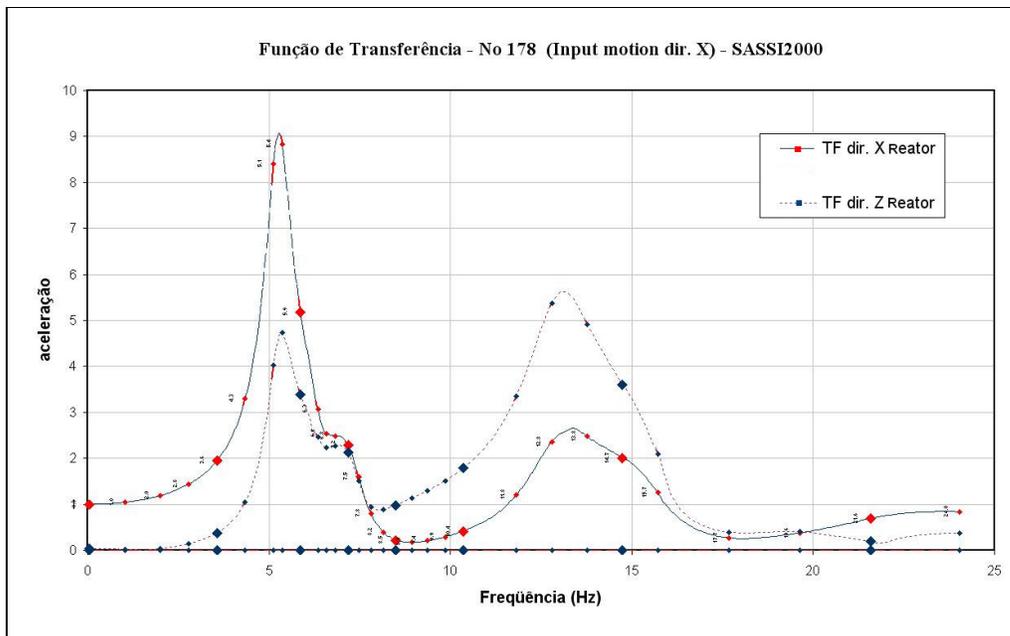


Figura 3.4 - FT para os nós 177/178 – excitação horizontal – modelo A3Reator

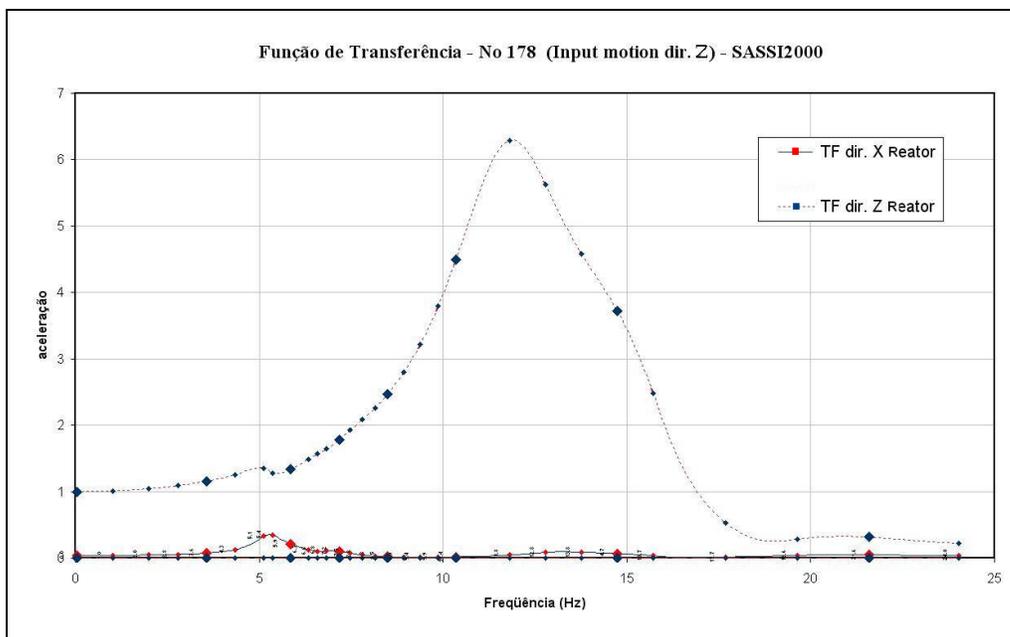


Figura 3.5 - FT para os nós 177/178 – excitação vertical – modelo A3Reator

3.3.2. Reator de Angra 1 – A1ERE – modelo de vigas

Para representar a superestrutura civil é utilizado um modelo de barras e massas concentradas representativo do conjunto de prédios do reator e de segurança de uma usina nuclear como a de Angra 1. O modelo representa ambos os edifícios, que partilham uma única fundação apoiada diretamente sobre rocha sã.

O terreno da fundação é modelado por subcamadas horizontais semi-infinitas de material visco-elástico linear. A rigidez do terreno da fundação é discretizada em alguns nós de interação, partilhados com o modelo da superestrutura. Assim, a rigidez da fundação, adicionada aos nós de interação do modelo da superestrutura civil, completa o sistema global a ser solucionado.

O modelo matemático do solo e da estrutura está preparado segundo os padrões de entrada de dados do sistema *SASSI*, para análises no domínio da frequência.

3.3.2.1. Descrição do Sistema Estrutural

Nesse exemplo os edifícios do reator (ERE) e de segurança (ESG) de uma usina nuclear como Angra 1 são estruturas de concreto armado que partilham uma mesma laje de fundação. São unidos por paredes e lajes em sua parte inferior. A partir de uma certa altura as estruturas se tornam independentes e ficam justapostas, porém separadas com uma junta que permite deslocamentos relativos com folga de 10cm entre os edifícios.

Para a construção, o terreno original é escavado até se encontrar a rocha sã. Com isso, no caso em estudo, a fundação fica assente em rocha, na cota $-10,80\text{m}$, têm espessura de $1,50\text{m}$ na parte abaixo do edifício de segurança, e pode ser considerada uma placa circular de espessura $7,57\text{m}$ na região abaixo do edifício do reator. A região em volta dos edifícios é reaterada e a superfície do terreno fica na cota $+5,15\text{m}$. Porém, a influência desse reaterro é desprezada neste estudo, onde as estruturas são simuladas como diretamente assentes na rocha da fundação.

Pode-se ter uma visão esquemática do prédio do reator na figura 3.6.

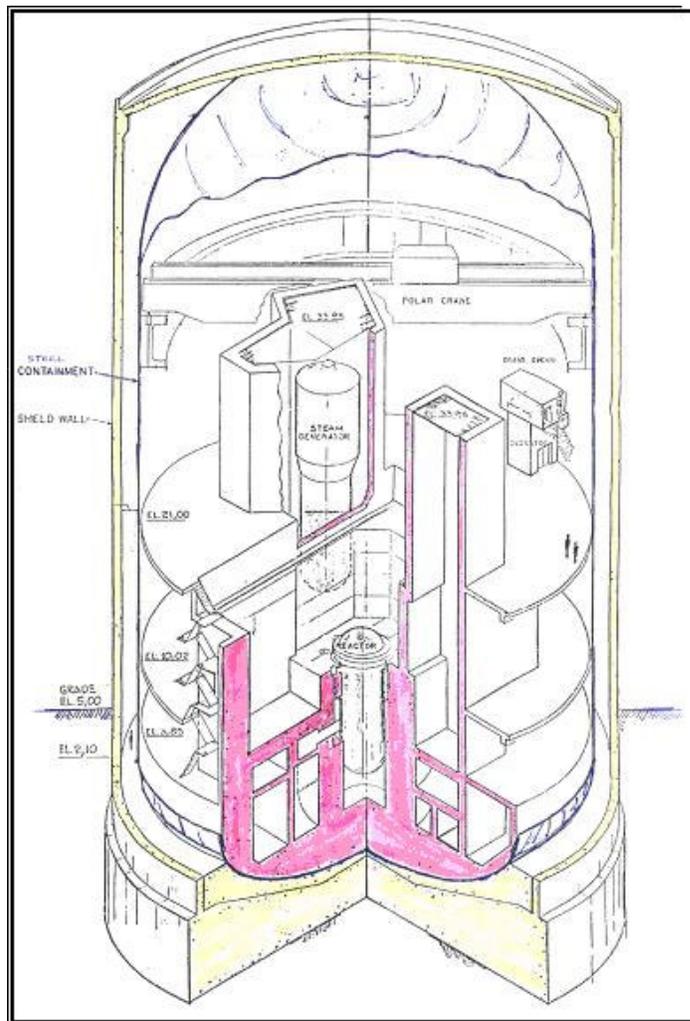


Figura 3.6 - Vista esquemática do prédio do reator - ERE

O prédio do reator ERE é envolto externamente pela estrutura de proteção (SB). O SB é uma parede de concreto armado, com corpo cilíndrico de raio externo 18,60m, altura 68m e espessura de 0,75m, com uma cobertura de calota esférica de raio 25m. Internamente situa-se a estrutura de contenção de aço (SC), que é uma casca cilíndrica até a elevação 44,5m, com raio 16m e espessura de 38mm, fechada superiormente com uma calota hemisférica. O fechamento inferior do SC passa pelo interior da base circular. A estrutura de aço fica independente do concreto a partir da elevação +2,10m. Mais internamente, sobre a base circular da fundação, situa-se a estrutura interna do prédio do reator (RIS), em concreto armado, que é responsável pelo suporte dos sistemas vitais à usina, como o sistema nuclear e o de geração de vapor. A parte interna é constituída de paredes

radiais e circunferenciais em concreto armado, interconectadas pelas lajes dos pisos, formando um sistema significativamente rígido até a elevação +21,0m. A partir desta elevação distinguem-se os dois compartimentos onde se alojam os geradores de vapor, que estendem a estrutura interna até a elevação +33,95m.

O edifício de segurança – ESG – é basicamente retangular (19,50m x 48,30m), sendo que um dos “lados” acompanha a parede externa do prédio do reator. A estrutura é independente do prédio do reator a partir da elevação –4,35m, elevando-se até a cobertura na cota +27,70m.

A Figura 3.7 apresenta uma seção transversal cortando os edifícios do reator e de segurança. Também é mostrado nessa figura um esquema do modelo de barras representativo dessas estruturas.

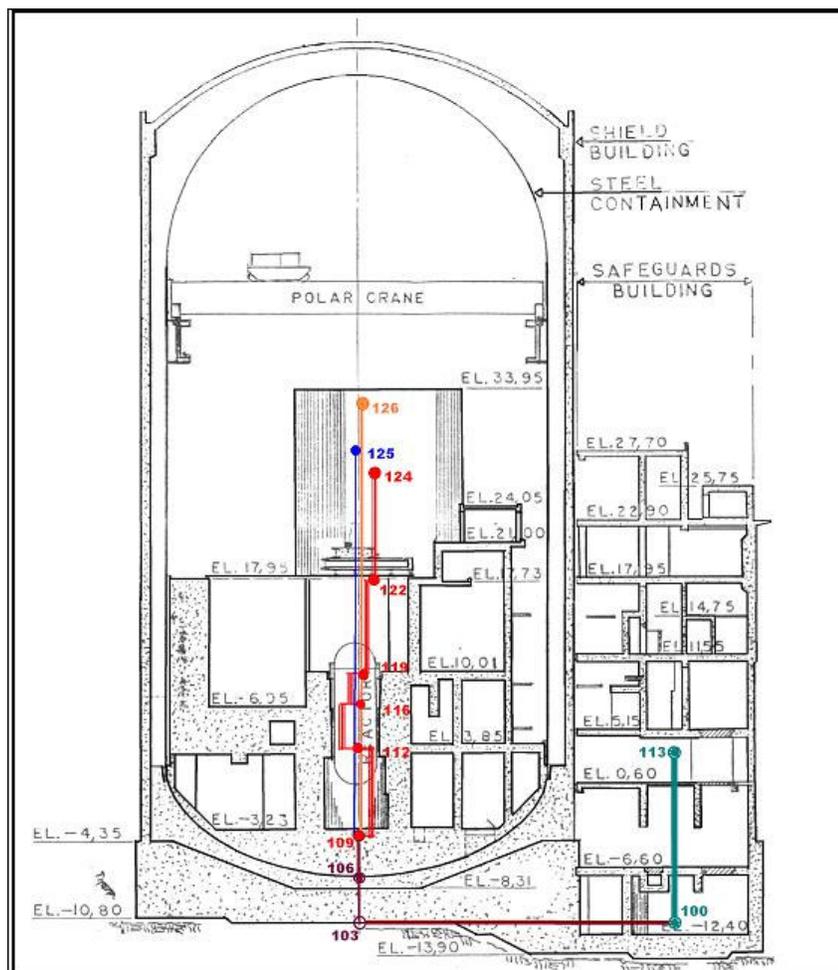


Figura 3.7 - Esquema em corte das estruturas dos prédios do reator e de segurança

3.3.2.2. Modelo Matemático

O modelo matemático que representa a superestrutura é um modelo linear elástico de elementos de vigas e massas concentradas, com 6 graus de liberdade por ponto nodal. Este modelo foi desenvolvido para representar as características dinâmicas dos prédios do reator e de segurança em uma análise sísmica da estrutura interna do edifício do reator - RIS. A orientação dos eixos de coordenadas globais tem origem na projeção do centro do ERE e é fornecida por:

- X3 = Z = vertical, orientada para cima, a partir da cota 0,00m;
- X2 = Y = horizontal, do centro do ERE para o centro do ESG.

Os valores das massas incluem a estrutura, equipamentos e 50% das cargas acidentais, somando aproximadamente 69.000 t. As propriedades dos materiais apresentadas na Tabela 3.1 são utilizadas para o desenvolvimento do modelo matemático.

Tabela 3.1 - Propriedades dos materiais usados nas análises

<i>Material</i>	<i>Concreto</i>	<i>Aço</i>	<i>Rocha</i>
E (GN/m ²)	30,0	210,0	12,83 (1)
Coef. de Poisson (ν)	0,2	0,3	0,30
γ (kN/m ³)	25,0	76,5	26,5
ξ (%)	7	4	2

(1) - Para a Rocha = Módulo de Cisalhamento. (G)

Como pode ser visto nas Figuras 3.7 e 3.8, o modelo possui partes distintas, interligadas nos níveis inferiores da estrutura. Essas partes representam, respectivamente, a estrutura externa, representando a contenção externa em concreto armado (SB); a estrutura intermediária, casca de contenção em aço (SC); a estrutura interna (RIS) e o edifício de segurança (ESG).

O ESG tem 12.000 t (17,4% do total) e é representado apenas com uma barra vertical; a sua massa é concentrada em dois pontos: no nó representativo da fundação e na altura do centro de gravidade da superestrutura do prédio. Como nesta análise a fundação do modelo é representada em um único nível (-10,80m),

os nós que representam o edifício de segurança estão com a cota X3 (vertical) aumentadas do valor correspondente a diferença de cotas dos níveis inferiores das duas regiões distintas da fundação.

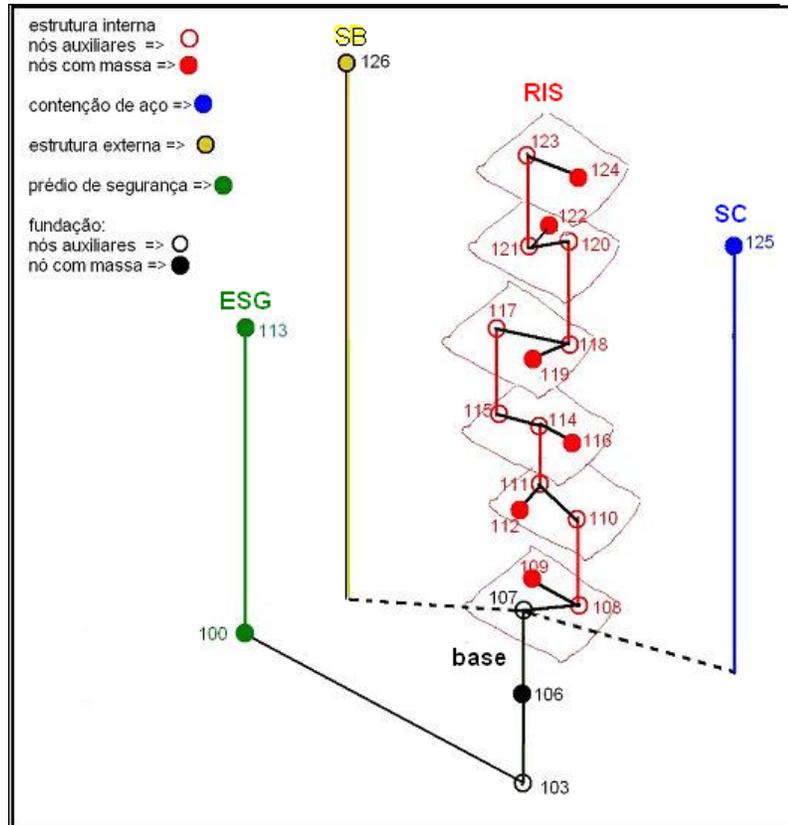


Figura 3.8 - Esquema do modelo dos prédios do reator e de segurança

O SB, com 13600 t (19,7%), e o SC, com 1910 t (2,8 %), são representadas por uma massa concentrada e uma barra vertical cada, que se unem à placa circular da base na elevação $-3,85\text{m}$.

A estrutura interna - RIS, com seus 41430 t (60% do total), é onde ficam localizados os principais sistemas e equipamentos. Está representada com 5 barras verticais e 6 massas concentradas, posicionadas ao longo da altura, representativas dos diversos andares da estrutura interna. As barras são posicionadas nos centros de cisalhamento de cada andar e as massas concentradas nos respectivos centros de massa.

Barras rígidas horizontais interligam os diversos elementos de barras verticais, transferindo a influência da rigidez e da massa de cada parcela da estrutura para os níveis inferiores.

A Tabela 3.2 apresenta a correlação dos nós com as massas concentradas do modelo.

Tabela 3.2 - Correlação dos nós com as massas concentradas do modelo

<i>Estrutura</i>	<i>Posição</i>	<i>nó</i>	<i>Elev. [m]</i>	<i>% massa</i>	<i>Peso [kN]</i>
Edifício de Segurança ESG	Base	100	-13.15	1.6	11200
	Superestr.	113	5.01	15.8	109000
	total	CG	3.32	17.4	120200
Contenção externa SB	total	126	32.6	19.7	136000
Contenção de aço SC	total	125	29.10	2.8	19100
Edifício do reator ERE	base	106	-6.95	33.2	229000
		109	-3.25	3.1	21526
		112	3.7	5.7	39313
	RIS	116	6.95	3.3	22698
		119	9.57	5.2	35795
		122	17.5	4.4	30096
		124	23.2	5.2	35954
	total	CG	0.83	60.1	414382

(cg) – centro de gravidade

A Tabela 3.3 apresenta as frequências naturais de vibração de cada parte da estrutura, considerando-se a estrutura como engastada na base, isto é, com os nós 100 e 103 restritos em todas as direções.

Tabela 3.3 - Freqüências naturais com a estrutura fixa na base [Hz]

<i>Estrutura</i>	<i>Freqüências naturais [Hz]</i>			
	X = X1	Y = X2	Z = X3	RZ = X6
Edif. de segurança - ESG	5.01	5.69	16.36	8.5
Contenção externa - SB	4.42	4.42	12.23	8.5
Contenção de aço - SC	6.35	6.35	17.97	12.28
Estrutura interna - RIS	7.21	8.67	22.8	-

3.3.2.3. Descrição e Modelagem da Fundação

Conforme dito anteriormente, a estrutura civil é apoiada diretamente sobre rocha sã. Para ser coerente com o modelo de barras descrito acima, a laje da fundação deve ser considerada rígida. Assim, para representar a interação com a rocha e a transmissão dos efeitos das ondas sísmicas para a estrutura, a laje da fundação é representada com 91 nós, posicionados na fronteira rocha x fundação (elevação -10,80m) e 108 elementos de placa, sendo 88 na região abaixo do edifício do reator e 20 abaixo do edifício de segurança. Para simular fundação rígida é considerado módulo de elasticidade 1×10^{13} para o material e em todo o contorno são adicionadas barras rígidas. Também são utilizadas barras rígidas unindo as posições centrais de cada uma das partes da fundação (nós 1 e 79) aos bordos enrijecidos. A Figura 3.9 apresenta uma vista superior do modelo de placas e vigas da fundação.

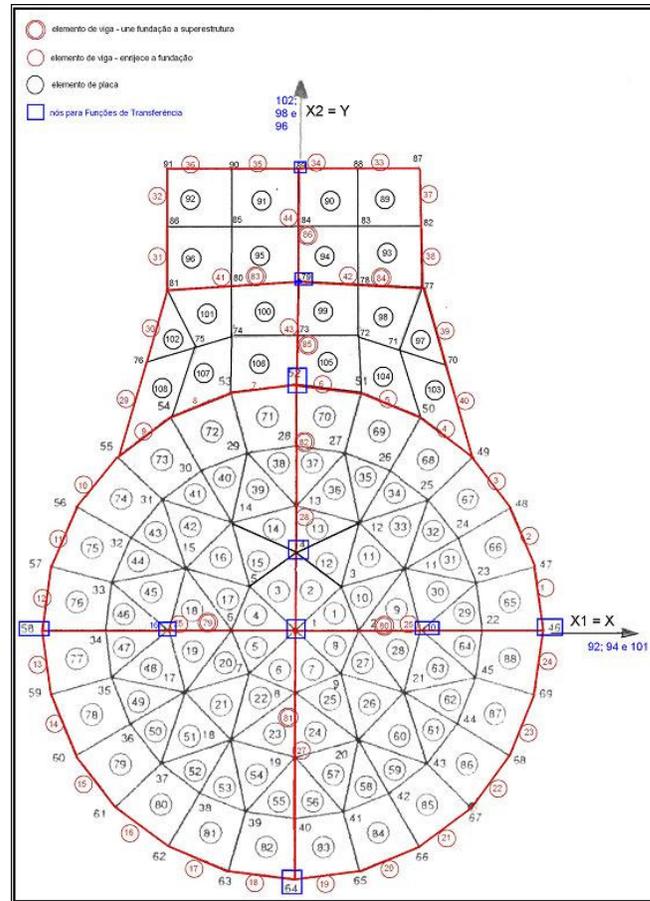


Figura 3.9 - Esquema do modelo da fundação

3.3.2.4. Características dinâmicas

Neste item é levada em consideração a interação entre o terreno e as estruturas civis. O ponto de controle é considerado no topo do terreno (rocha sã), na posição do centro geométrico da fundação do ERE, nó 1. A excitação sísmica é considerada com propagação de ondas na direção vertical. Para movimentos de partícula nas direções X1 e X2, são consideradas as ondas do tipo SV e SH respectivamente. Para movimentos na direção vertical a onda P é escolhida, e, nesse caso, é utilizado um ângulo de 1 grau com a vertical para a propagação da frente de ondas. Em todas as três simulações são utilizadas 35 frequências de análise. O modelo de barras das estruturas dos edifícios de segurança e do reator é acoplado ao modelo da fundação rígida. Os mesmos nós livres para a obtenção de FT compatíveis com o movimento de campo livre na superfície do terreno são mantidos no modelo desta análise.

Com a finalidade de distribuir uniformemente a rigidez dos prédios pela fundação, os nós da base do edifício de segurança (100) e do reator (103) são unidos aos nós dos bordos rígidos da fundação com barras rígidas (elementos de viga 79 a 86).

São obtidas as funções de transferência de acelerações (FT) em diversos pontos das estruturas civis, da fundação e nós livres na superfície do terreno. As Figuras 3.10 a 3.15 apresentam as FT com as respostas sísmicas das estruturas civis para uma excitação na direção X1, transversal ao eixo ERE-ESG. Comparando-se os valores das frequências de pico de amplificação de respostas com os apresentados na Tabela 3.3, percebe-se que a consideração conjunta do prédio e terreno de fundação causa uma diminuição em torno de 10% nas frequências de resposta das estruturas em relação às correspondentes a base fixa. A exceção é o SC, que praticamente se comporta como fixo à sua base e mantendo as suas frequências naturais.

A interação entre as estruturas está representada, com pico de resposta na frequência do SB (3,95Hz) se apresentando em todos os gráficos. Além da frequência fundamental, a estrutura interna apresenta um segundo pico de respostas em 18-20 Hz, que pode ser associado a um modo de vibração predominante da fundação na direção X1.

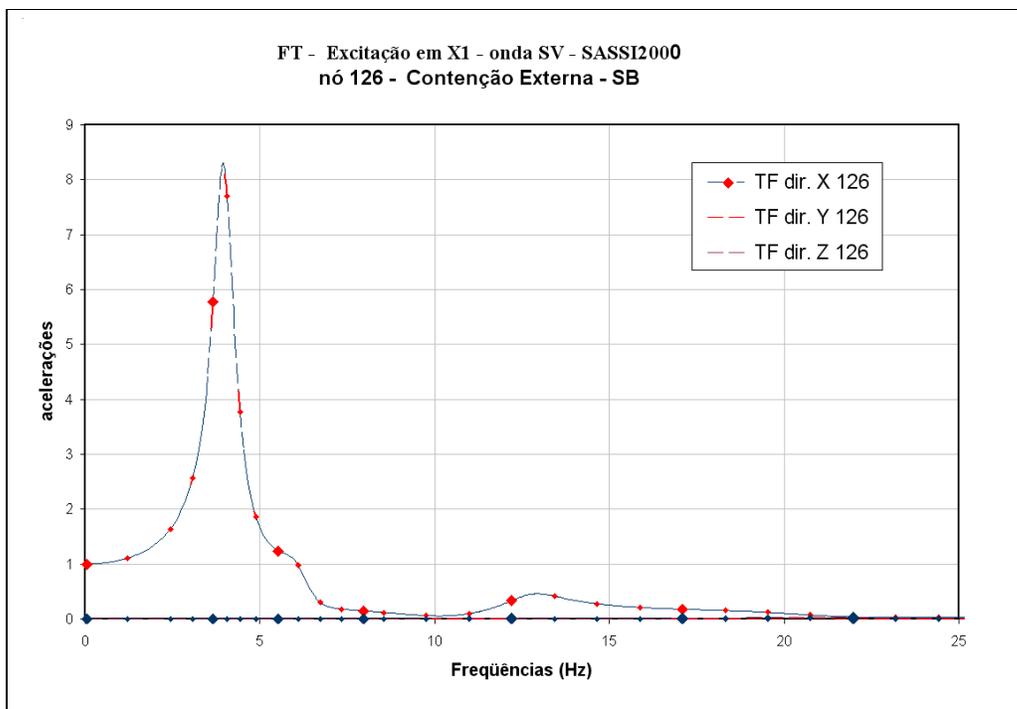


Figura 3.10 - FT de acelerações – ERE – SB – excitação em X1 – onda SV

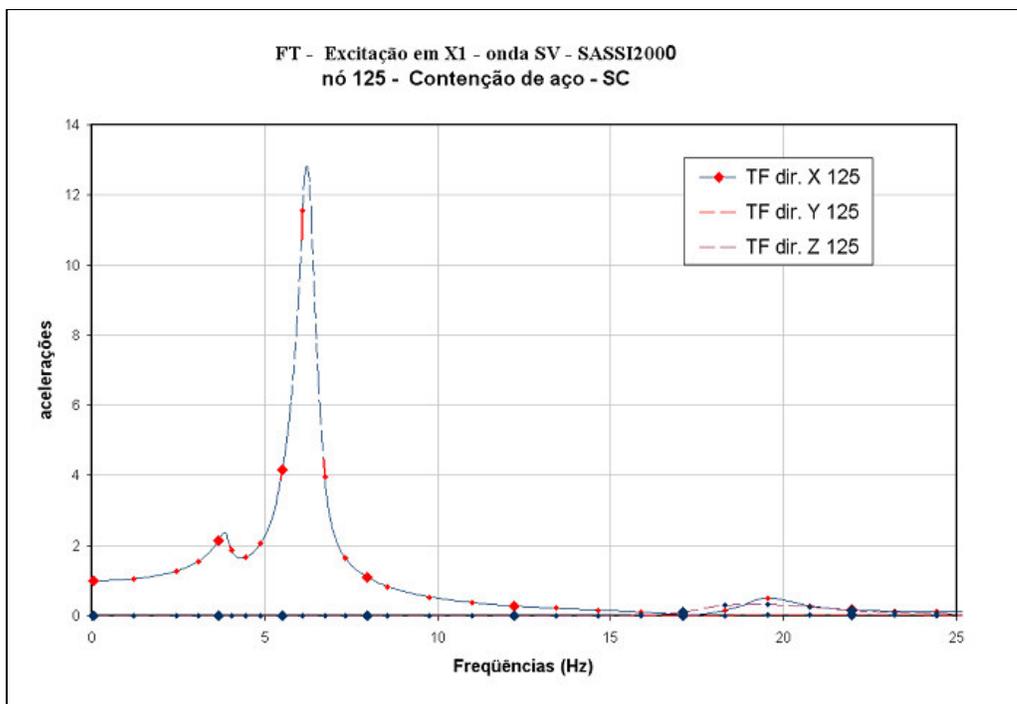


Figura 3.11 - FT de acelerações – ERE – SC – excitação em X1 – onda SV

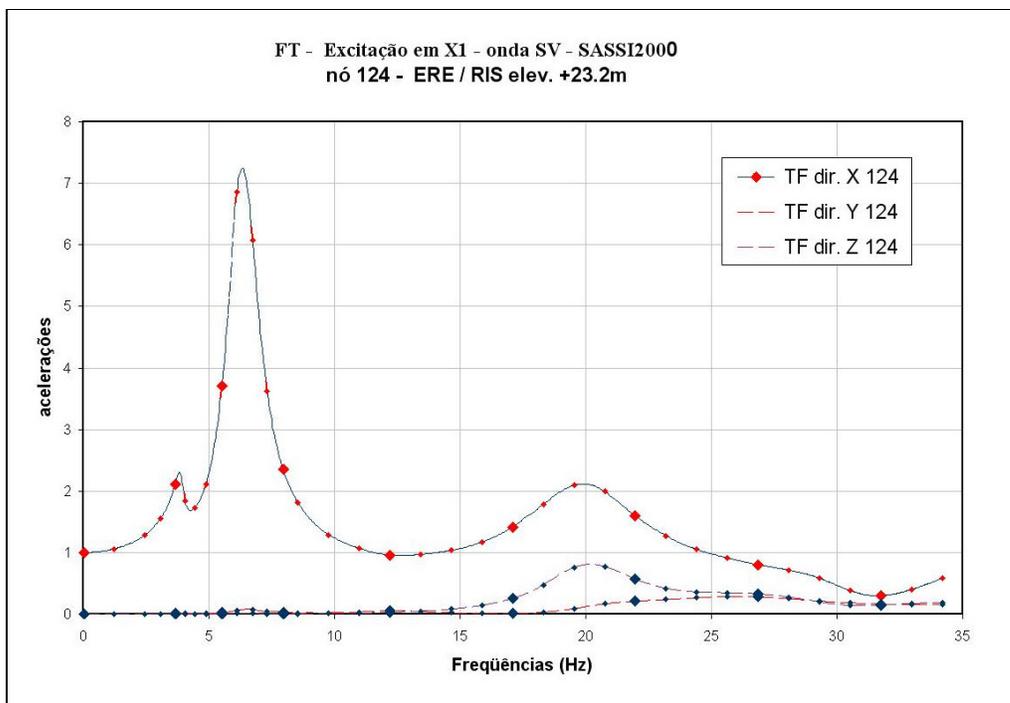


Figura 3.12 - FT de acelerações – ERE – RIS topo – excitação em X1 – onda SV

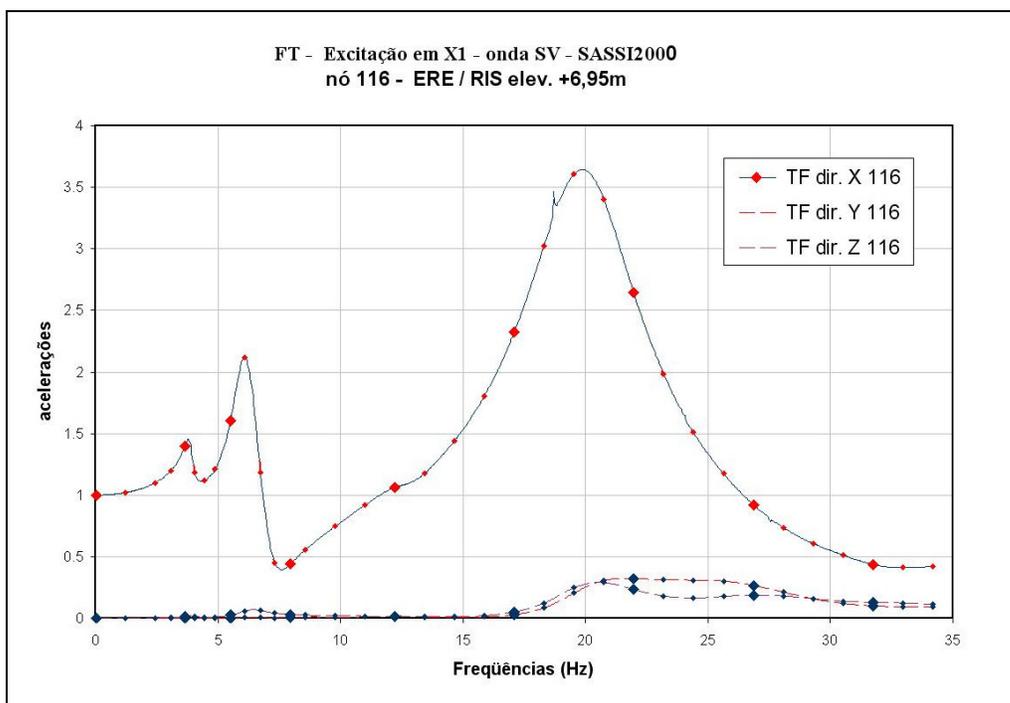


Figura 3.13 - FT de acelerações – ERE – RIS +6.95m – excitação em X1 – onda SV

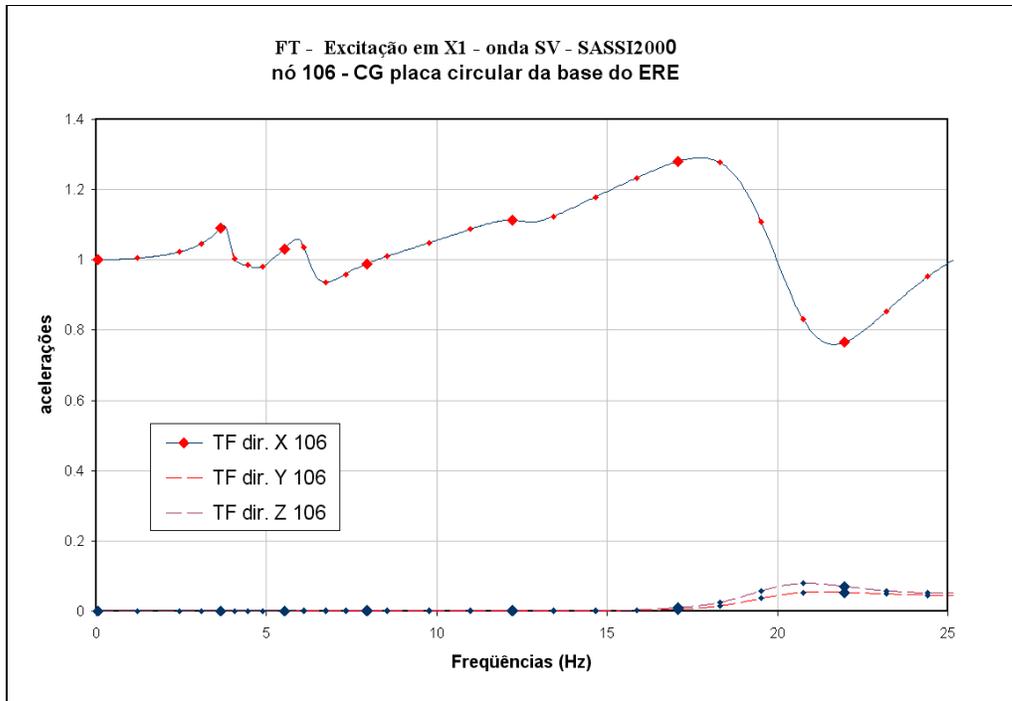


Figura 3.14 - FT de acelerações – ERE – base – excitação em X1 – onda SV

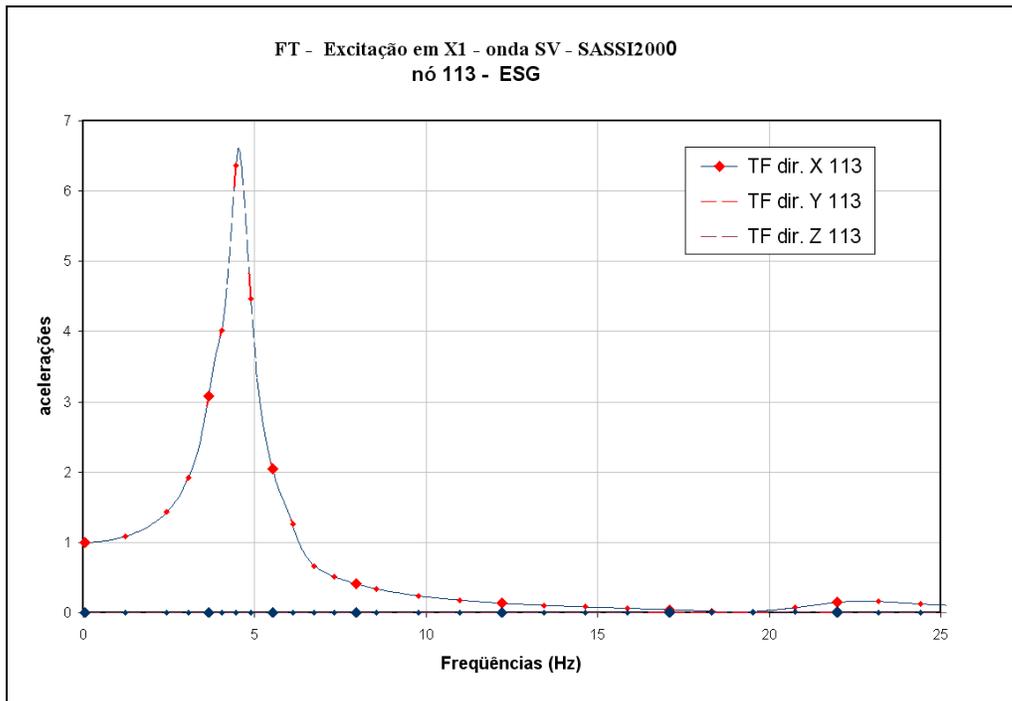


Figura 3.15 - FT de acelerações – ESG – excitação em X1 – onda SV

As figuras 3.16 a 3.21 apresentam as FT correspondentes a uma excitação na direção X2. O comportamento na direção X2 é semelhante ao da outra direção horizontal, mostrando a interação entre as estruturas e uma menor redução nas

freqüências de pico em relação às correspondentes a base fixa. Isto se dá porque a estrutura é mais rígida nessa direção. Além da freqüência fundamental, a estrutura interna apresenta mais dois picos de respostas em X2, que são os correspondentes ao modo da fundação (aprox. 18Hz) e ao segundo modo da RIS (20-22 Hz).

Para a direção horizontal X1, só há acoplamento com a direção vertical em freqüências maiores que as correspondentes aos modos da fundação (>20Hz).

Já para as respostas em X2, devido a que o centro da fundação está deslocado do centro do reator, causando desbalanceamento de rigidez e de massas, o acoplamento às respostas nas direções horizontal e vertical se manifesta desde as freqüências correspondentes ao SB. Para o topo da estrutura interna, o acoplamento pode causar maiores respostas na vertical do que na própria direção horizontal, para excitações na faixa de 17-25 Hz.

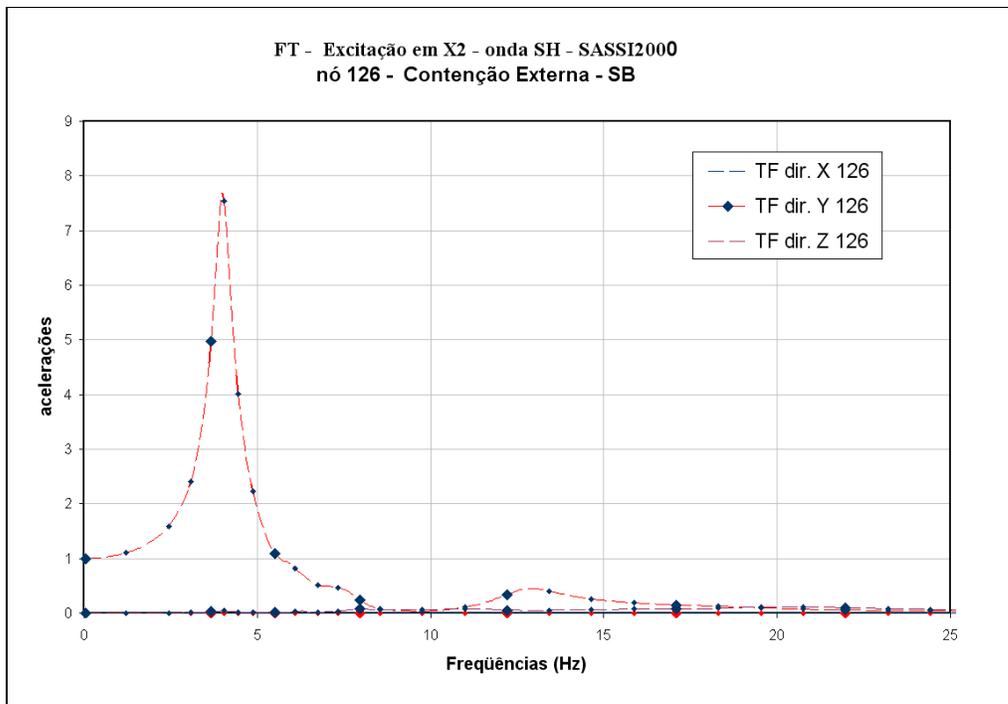


Figura 3.16 - FT de acelerações – ERE – SB – excitação em X2 – onda SH

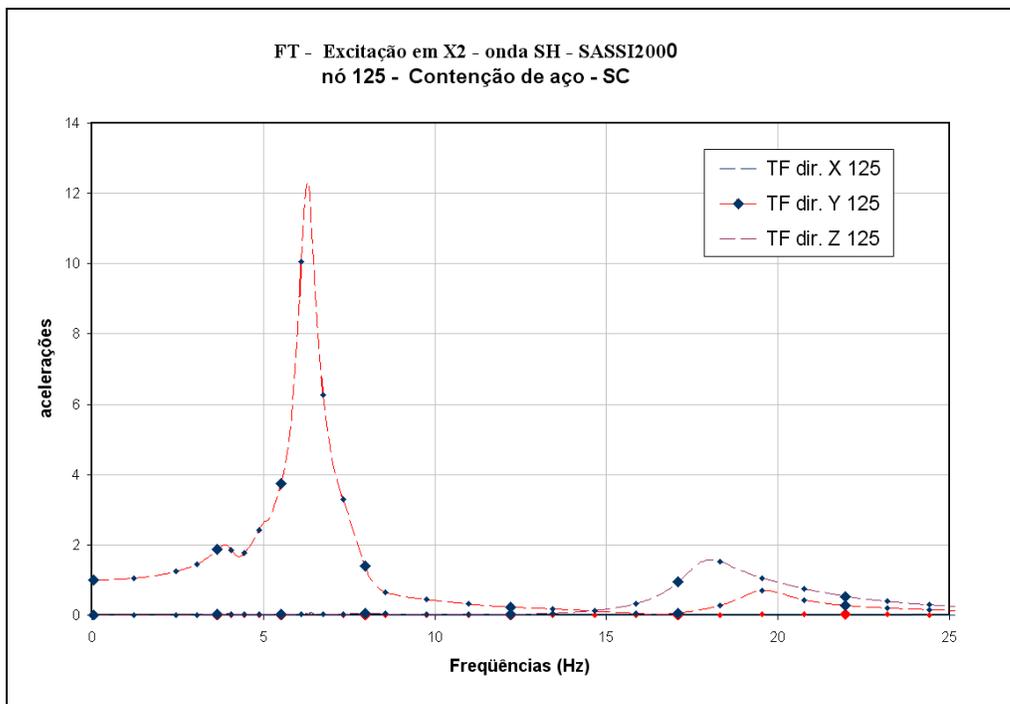


Figura 3.17 - FT de acelerações – ERE – SC – excitação em X2 – onda SH

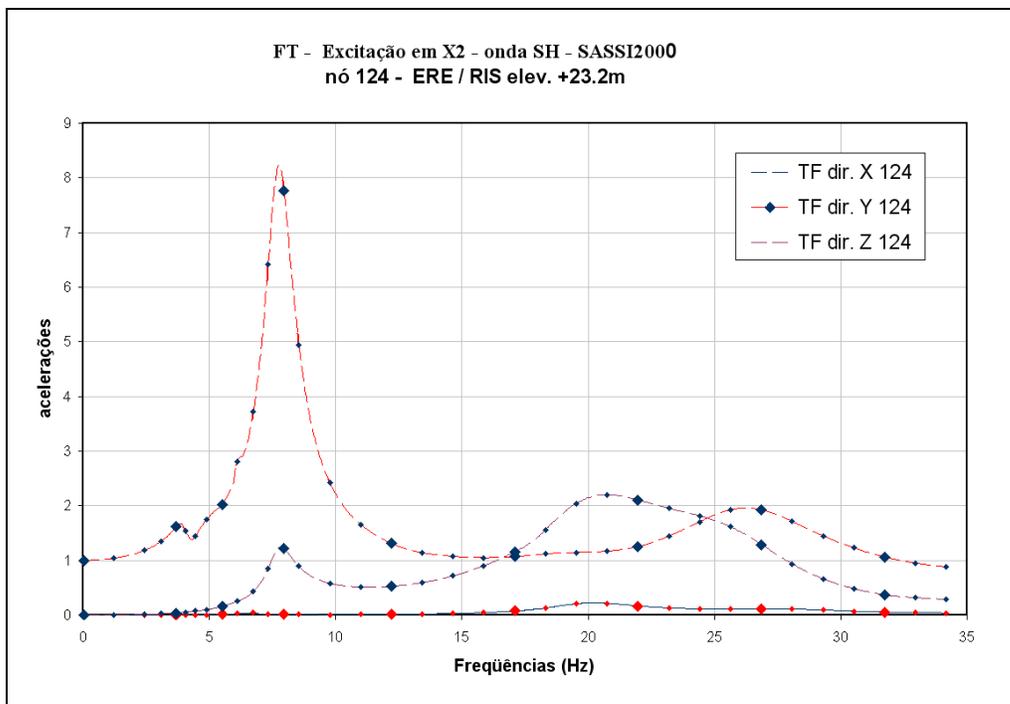


Figura 3.18 - FT de acelerações – ERE – RIS topo – excitação em X2 – onda SH

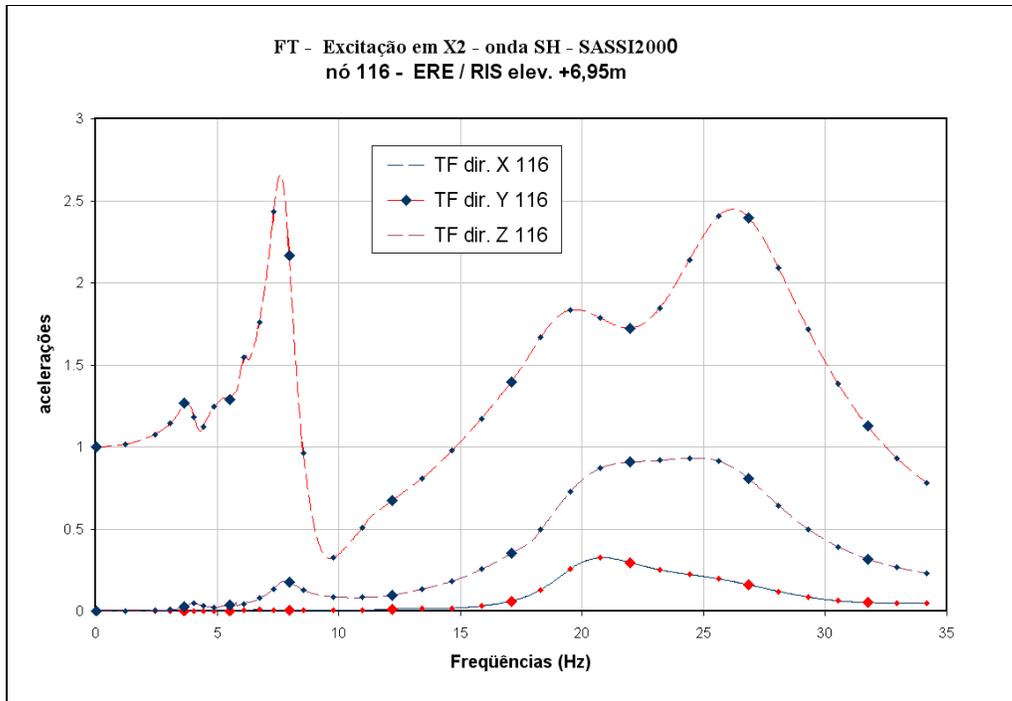


Figura 3.19 - FT de acelerações – ERE – RIS +6.95m – excitação em X2 – onda SH

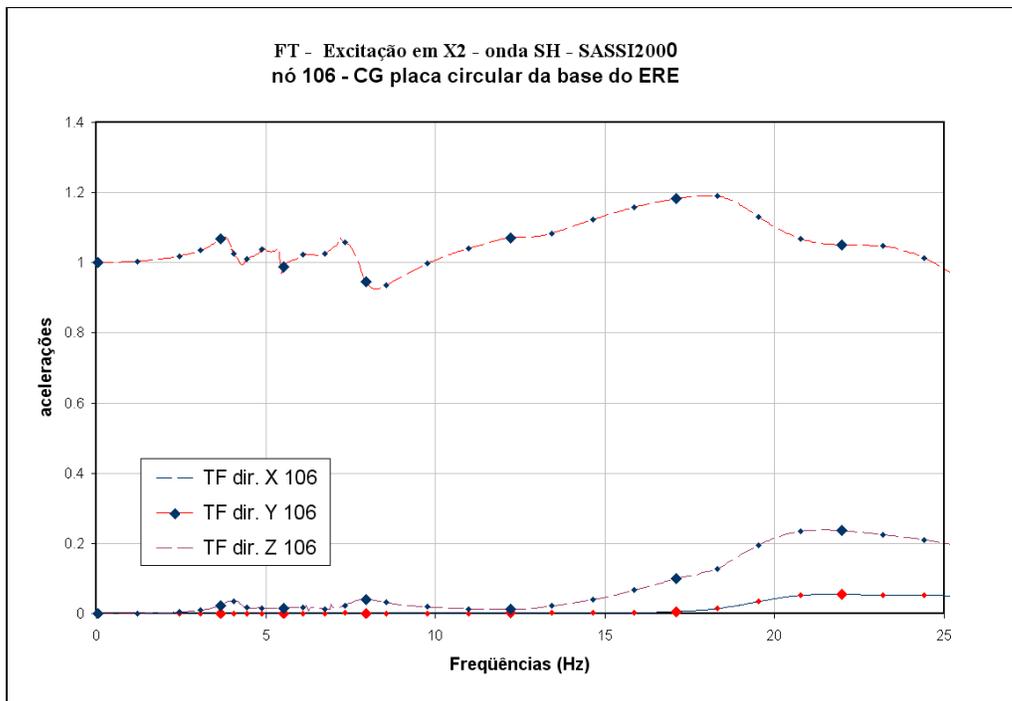


Figura 3.20 - FT de acelerações – ERE – base – excitação em X2 – onda SH

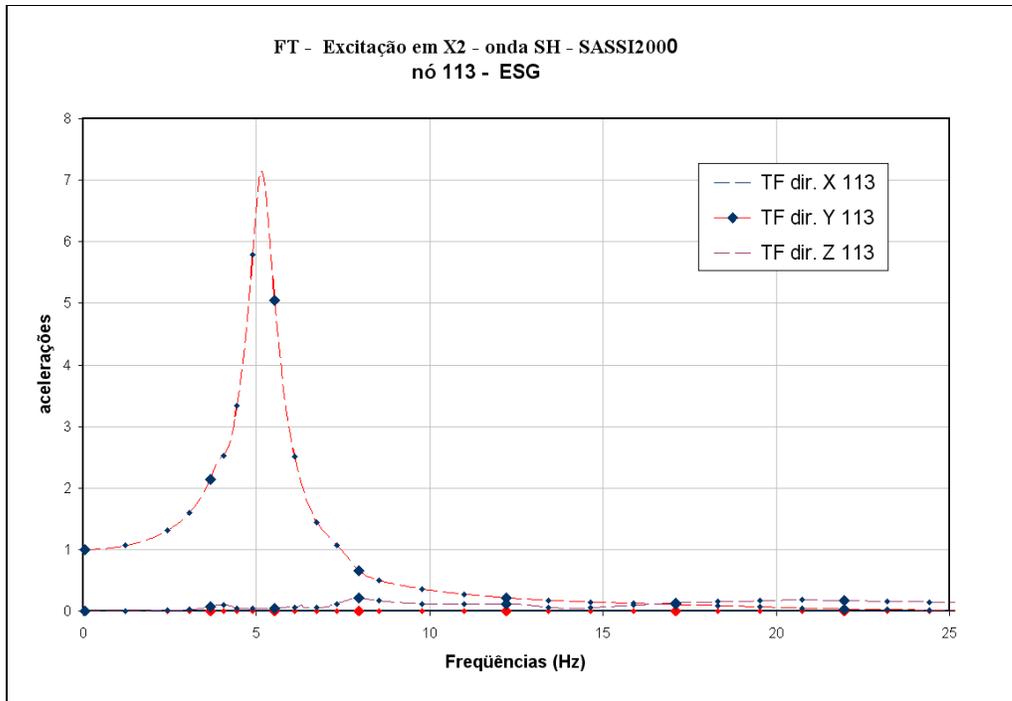


Figura 3.21 - FT de acelerações – ESG – base – excitação em X2 – onda SH

As figuras 3.22 a 3.27 apresentam as FT correspondentes a uma excitação na direção vertical X3. O comportamento na vertical também mostra a interação entre as estruturas. A estrutura interna apresenta picos de resposta nas frequências correspondentes a todas as outras estruturas. A resposta global, correspondente a vibração vertical da fundação fica em torno de 25-26 Hz.

Pelo mesmo motivo que ocorre para excitação em X2, também há um forte acoplamento entre as respostas X3 e X2 para as excitações verticais. Para a estrutura interna o acoplamento pode causar maiores respostas na horizontal do que na direção vertical na faixa acima de 21 Hz.

Para verificar a rigidez da fundação e a consistência do modelo, as FT em vários pontos da fundação e em pontos livres, na superfície do terreno são apresentadas e comparadas no Anexo A1.

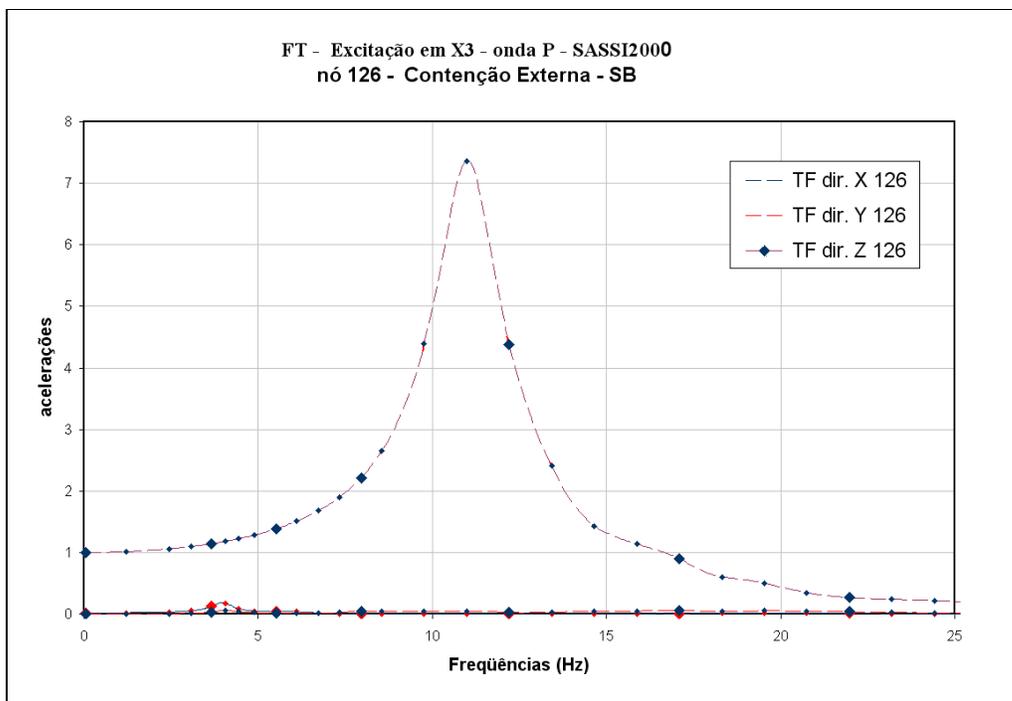


Figura 3.22 - FT de acelerações – ERE – SB – excitação em X3 – onda P

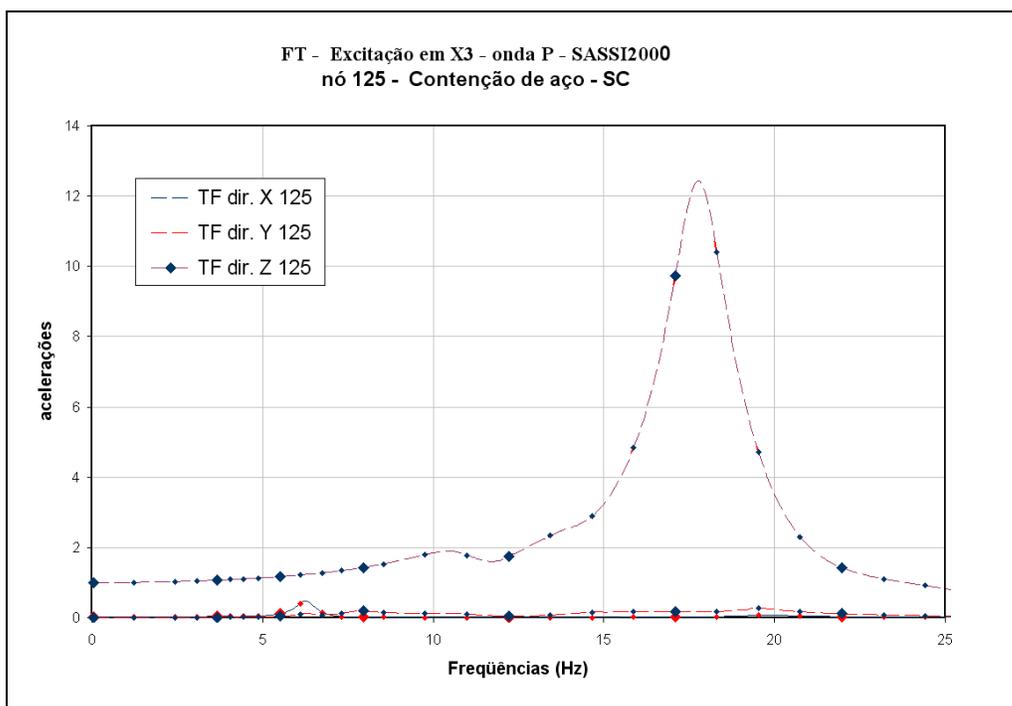


Figura 3.23 - FT de acelerações – ERE – SC – excitação em X3 – onda P

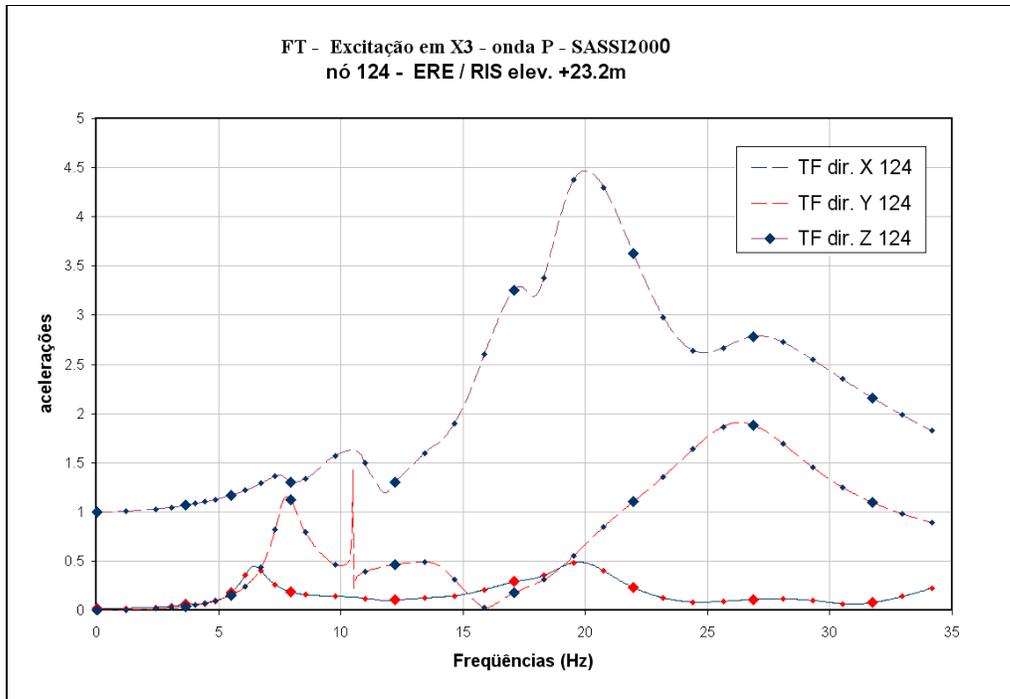


Figura 3.24 - FT de acelerações – ERE – RIS topo – excitação em X3 – onda P

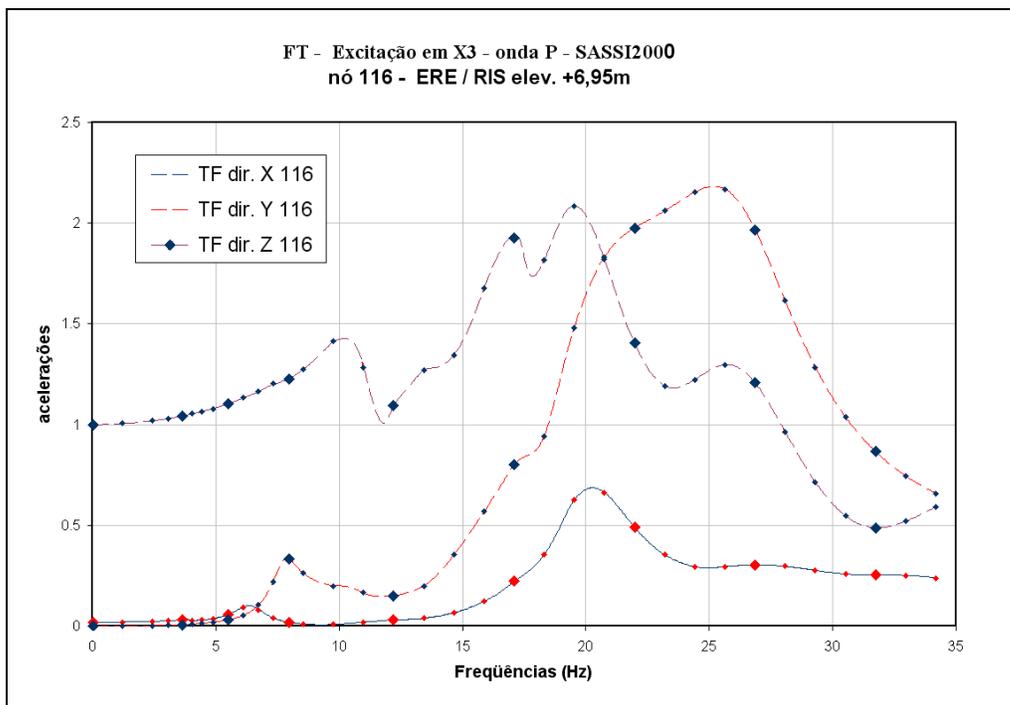


Figura 3.25 - FT de acelerações – ERE – RIS +6.95m – excitação em X3 – onda P

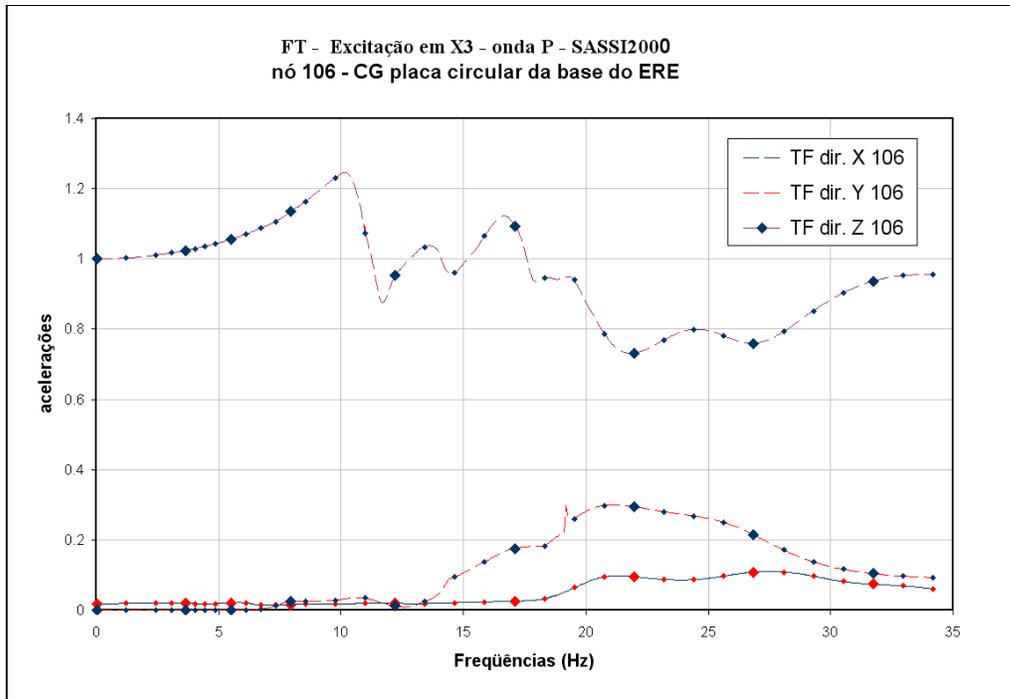


Figura 3.26 - FT de acelerações – ERE – base – excitação em X3 – onda P

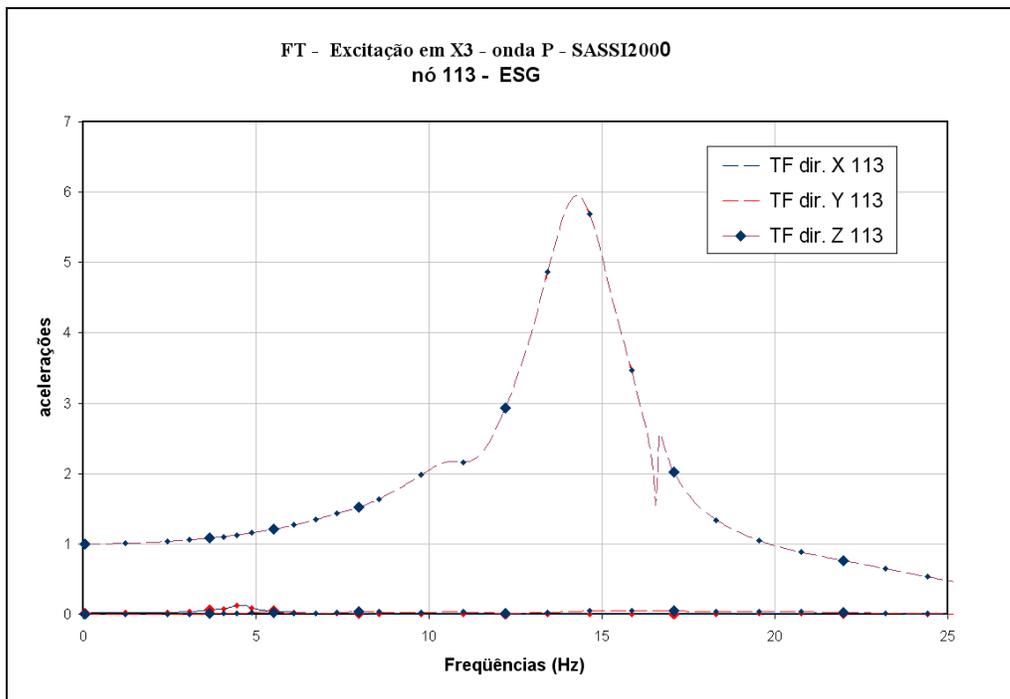


Figura 3.27 - FT de acelerações – ESG – base – excitação em X3 – onda P