



Demolição Controlada por Derrubamento de Chaminé Industrial de Betão Armado de Grande Altura

João Mário Rodrigues Bento

Dissertação para a obtenção de Grau de Mestre em

Engenharia Civil

Orientador: Professor Doutor Rui Vaz Rodrigues

Júri

Presidente: Professor Doutor Mário Manuel Paisana dos Santos Lopes

Orientador: Professor Doutor Rui Vaz Rodrigues

Vogal: Professor Doutor António José da Silva Costa

Setembro de 2021

Declaração:

Declaro que o presente documento é um trabalho original da minha autoria e que cumpre todos os requisitos do Código de Conduta e Boas Práticas da Universidade de Lisboa.

José Maria Rodrigues Bastos

AGRADECIMENTOS

O agradecimento ao Engenheiro Rui Vaz Rodrigues, por demonstrar confiança na atribuição deste tema de dissertação e pelo acompanhamento e fundamental apoio de orientação metodológica e científica.

O reconhecimento ao Engenheiro José Loureiro Pinto pelo ensinamento da teoria das estruturas, com elevado rigor e tornando simples o complexo; e Engenheiro Joaquim Pereirinha Rodrigues, pela mestria de iniciação aos conceitos e práticas de projeto de estruturas.

E uma referência holística que não posso deixar de fazer citação:

Não é suficiente ter estudado as teorias resistentes e os processos de desenvolvimento dos cálculos; é necessário ter meditado e experimentado sobre tudo isso até conseguir sentir, como algo próprio, natural e congénito, os fenómenos de tensão e deformação, para entender de súbito como vai trabalhar a estrutura e qual seria a sua forma de rotura (Eduardo Torroja Miret, 1957).

RESUMO

O processo convencional de demolição mecânica de chaminés enfrenta dificuldades técnicas. Para não mencionar restrições ocasionais de limitação de espaço, tempo excessivo, requisitos de segurança e custos elevados que este processo envolve. Em vez disso, é recomendado empregar um método de demolição mais eficiente que consiste na demolição controlada por uso de explosivos.

A demolição por uso de explosivos é generalizada à tecnologia de demolição controlada para remover estruturas esbeltas abandonadas. O princípio de base consiste em pré-selecionar elementos críticos da estrutura e submetê-los ao processo de detonação para provocar a sua eliminação e o conseqüente colapso. Para facilitar o processo, deverá ser realizado um trabalho de pré-enfraquecimento estrutural, que antecede a detonação.

O conceito aqui proposto tem como fundamento um método de implosão que considera a definição de uma cunha de material a eliminar de modo a criar-se uma rótula plástica. De seguida, a estrutura irá tornar-se um mecanismo e iniciará um movimento de rotação e o conseqüente derrubamento. Para as estruturas de maior altura, esta técnica pode ser amplificada a um processo de multi-implosão, de modo a criar a cadeia cinemática, com a seqüência das partes em colapso a sobrepor-se umas sobre outras.

PALAVRAS-CHAVE: demolição controlada, detonação, implosão, chaminé industrial

ABSTRACT

There are technical difficulties in the conventional mechanical demolition process of tall chimneys. Not to mention the added restraints of occasional space limitations around the chimney and the long time, safety requirements and the high-costs that process can involve. The recommended efficient method to demolish tall chimneys is the controlled demolition using explosives.

To generalize, demolition blasting refers to the controlled blasting technology used for removing tall and abandoned structures. The basic principles of demolition blasting are to eliminate critical elements of the structure by blasting and consequent collapse. To facilitate this process, a structural pre-weakening work shall be done prior to blasting.

Accordingly to this concept, an implosion method is proposed considering a wedge-shaped notch that shall be blasted out to create a plastic hinge. Then the structure will turn to a kinematic mechanism and it will collapse. For high-rise structures, this technique can be extended to a multi-implosion process in order to create a kinematic chain, then the sequence of jointed segments will overlap each other.

KEYWORDS: controlled demolition, blasting, implosion, industrial chimney

ÍNDICE

1. INTRODUÇÃO	- 1 -
1.1. Principais Objetivos	- 1 -
1.2. Estrutura da Dissertação	- 2 -
1.3. Enquadramento Geral	- 2 -
1.4. Estado da Arte	- 3 -
2. GEOMETRIA E ARMADURAS	- 7 -
2.1. Geometria do Caso em Análise	- 7 -
2.2. Armadura Longitudinal	- 8 -
3. MATERIAIS ESTRUTURAIS, AÇÕES E COMBINAÇÕES DE AÇÕES.....	- 11 -
3.1 Materiais Estruturais.....	- 11 -
3.1.1. Betão	- 11 -
3.1.2. Armaduras Ordinárias	- 12 -
3.2. Ações.....	- 12 -
3.2.1. Peso Próprio.....	- 13 -
3.2.1.1. Betão	- 13 -
3.2.1.2. Restantes cargas permanentes	- 13 -
3.2.2. Vento	- 14 -
3.2.2.1. Modelação da ação do vento	- 14 -
3.2.2.2. Efeitos dinâmicos na direção do vento.....	- 15 -
3.2.2.3. Interferências aerodinâmicas	- 21 -
3.2.2.4. Efeitos aerodinâmicos na transversal ao vento	- 23 -
3.2.2.5. Efeitos conjugados da ação do vento	- 25 -
3.2. Sismo.....	- 26 -
3.3. Cenários de Dimensionamento e Verificação da Segurança.....	- 33 -
3.3.1. Cenários de Dimensionamento	- 33 -
3.3.2. Estados Limites Últimos	- 34 -
3.3.3. Estados Limites de Utilização	- 34 -
3.3.4. Coeficientes Parciais de Segurança	- 34 -
3.3.5. Combinações de Ações.....	- 35 -

4. CRITÉRIOS DE PRÉ-ENFRAQUECIMENTO DA ESTRUTURA	- 36 -
4.1. Modelação da Cunha de Implosão.....	- 36 -
4.1.1. Parametriação Geométrica.....	- 36 -
4.1.2. Abertura Angular da Secção Residual Pós-Implosão	- 37 -
4.1.3. Inclinação da Linha de Corte da Cunha de Implosão	- 38 -
4.1.4. Risco Associado a Modelação Incorreta	- 38 -
4.2. Modificação do Campo de Tensões por Efeito da Implosão.....	- 41 -
4.3. Energia Dissipada no Processo de Deformação	- 44 -
5. VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA NA SITUAÇÃO TRANSITÓRIA	- 46 -
5.1. Classes de Resistência	- 46 -
5.1.1. Material Betão	- 46 -
5.1.2. Material Aço.....	- 48 -
5.2. Propriedades Geométricas e Mecânicas	- 48 -
5.3. Envolvente das Combinações de Ações.....	- 50 -
5.4. Diagramas de Interação (Mx; My) da Superfície de Ruptura (ELU)	- 51 -
5.4.1. Hipóteses Admitidas na Modelação da Secção	- 51 -
5.4.2. Determinação da Resistência Última da Secção	- 52 -
5.5. Avaliação da Fiabilidade Estrutural	- 55 -
6. COMPORTAMENTO ESTRUTURAL PÓS-DETONAÇÃO.....	- 58 -
6.1. Influência da Condição de Confinamento (Implosão)	- 58 -
6.2. Influência da Taxa de Deformação nas Propriedades do Betão.....	- 59 -
6.3. Efeito Transitório de Impacto do Fuste na Secção Residual	- 60 -
6.4. Resistência da Armadura Principal Exposta na Cunha de Implosão.....	- 62 -
6.5. Verificação da Segurança aos Estados Limites Últimos.....	- 66 -
6.5.1. Estado Limite Último de Resistência	- 66 -
6.5.1.1. Resposta dinâmica	- 67 -
6.5.1.2. Resposta quase-estática	- 68 -
6.5.2. Estado Limite Último de Equilíbrio	- 69 -
6.6. Modelação Numérica em Elementos Finitos.....	- 70 -
7. CONSIDERAÇÕES FINAIS	- 78 -
8. BIBLIOGRAFIA.....	- 81 -

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1.1 - Trabalho associado à demolição de estruturas (adaptado de Sinitsyn, D. 2017).	- 3 -
Tabela 2.1 - Variação da secção transversal com a altura do fuste da chaminé	- 7 -
Tabela 2.2 - Quantidade de armadura principal (Φ 25 mm) por quadrante da secção	- 9 -
Tabela 3.1 - Valores de cálculo da resistência do betão (compressão)	- 11 -
Tabela 3.2 - Valores da resistência e módulo de elasticidade do betão relacionados no tempo	- 11 -
Tabela 3.3 - Valores de cálculo da tensão de cedência do aço.....	- 12 -
Tabela 3.4 - Procedimentos para a determinação da velocidade do vento	- 15 -
Tabela 3.5 - Valores dos coeficientes para a determinação da velocidade do vento	- 16 -
Tabela 3.6 - Procedimentos para a determinação da turbulência e pressão dinâmica de pico	- 16 -
Tabela 3.7 - Resumo dos dados admitidos na estimativa da frequência fundamental	- 17 -
Tabela 3.8 - Definição paramétrica da expressão do coeficiente estrutural	- 18 -
Tabela 3.9 - Definição paramétrica do coeficiente de força (efeito global).....	- 18 -
Tabela 3.10 - Componentes do decremento logarítmico total do amortecimento	- 19 -
Tabela 3.11 - Determinação do parâmetro de cálculo do coeficiente de resposta quase-estática ..	- 19 -
Tabela 3.12 - Determinação do parâmetro de cálculo do coeficiente de resposta em ressonância -	- 19 -
Tabela 3.13 - Determinação da amplitude máxima transversal à direção do vento	- 23 -
Tabela 3.14 - Estados limites associados à ação sísmica (EN 1998-3)	- 26 -
Tabela 3.15 - Valores dos parâmetros admitidos na definição do espectro de resposta elástica....	- 28 -
Tabela 3.16 - Definição da função aceleração espectral de cálculo (Eurocode 8-1)	- 29 -
Tabela 3.17 - Períodos modais de vibração da estrutura associados a cada direção	- 30 -
Tabela 3.18 – Reações na secção da base da estrutura por efeito da ação sísmica	- 32 -
Tabela 3.19 - Coeficientes parciais das ações para o estado limite último (STR).....	- 34 -
Tabela 3.20 - Coeficientes parciais das ações para o estado limite último (EQU)	- 35 -
Tabela 3.21 - Valores de cálculo dos efeitos máximos das ações (ELU) na secção da base	- 35 -
Tabela 4.1 - Propriedades da secção reduzida (Young, W. C. e Budybas, R. G., 2002).....	- 42 -
Tabela 4.2 - Propriedades da secção reduzida em função da abertura angular	- 42 -
Tabela 4.3 - Tensão máxima na secção reduzida de apoio do fuste após a detonação.....	- 42 -
Tabela 4.4 - Incremento da energia de deformação na secção reduzida após a detonação	- 45 -
Tabela 5.1 - Diferenciação das classes de betão por pré-enfraquecimento da cunha de implosão -	- 47 -
Tabela 5.2 - Fator de redução da área de aço por menor resistência efetiva	- 48 -

Tabela 5.3 - Propriedades geométricas e mecânicas do segmento S_{01}	- 49 -
Tabela 5.4 - Propriedades geométricas e mecânicas do segmento $S_{02,1}$	- 49 -
Tabela 5.5 - Propriedades geométricas e mecânicas do segmento $S_{02,2}$	- 49 -
Tabela 5.6 - Cenários de dimensionamento na situação transitória	- 52 -
Tabela 6.1 - Elegibilidade da armadura exposta (conservação de continuidade material)	- 64 -
Tabela 6.2 - Comprimento exposto e tensão crítica da armadura principal	- 65 -
Tabela 6.3 - Forças na armadura exposta e distribuição relativa na secção	- 65 -
Tabela 6.4 - Resumo de dados na verificação do estado limite de resistência	- 66 -
Tabela 6.5 - Resumo de dados na verificação do estado limite de equilíbrio (derrubamento).....	- 70 -
Tabela 6.6 - Cenários de dimensionamento na situação pós-detonação	- 71 -
Tabela 6.7 - Extrato de resultados de tensão máxima de compressão σ_{33} (Cenário B)	- 73 -
Tabela 6.8 - Extrato de resultados de tensão máxima de tração σ_{33} ; σ_{VM} (Cenário B)	- 77 -

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 - Imagem satélite 3D da Central Termoelétrica (EARTH.GOOGLE.COM, 2019)	1 -
Figura 1.2 - Fatores de risco associados à demolição controlada (Khalil, A. A., WDS, 2013)	3 -
Figura 1.3 - Esquema de modelação do Conceito C1 (Elfouly, A., 2020)	4 -
Figura 1.4 - Esquema de modelação do Conceito C2 (Zhang, Z. et al., 2016)	5 -
Figura 1.5 - Esquema de modelação do Conceito C3 (Rodrigues, R. V. et al., 2020)	6 -
Figura 2.1 - Propriedades geométricas do fuste da chaminé	7 -
Figura 2.2 - Secções condicionantes $z = 1,54$ m; $z = 8,30$ m; $z = 14,90$ m (TILEMAN & Co., 1977) .-	8 -
Figura 2.3 - Geometria e armadura principal das secções condicionantes (TILEMAN & Co., 1977) .-	8 -
Figura 2.4 - Geometria e distribuição da armadura principal na secção $z = 1,54$ m	9 -
Figura 2.5 - Geometria e distribuição da armadura principal na secção $z = 8,30$ m	9 -
Figura 2.6 - Extração de amostra de varão da armadura principal (Rodrigues, R. V. et al., 2018)...	10 -
Figura 3.1 - Diagramas de esforço normal (parcelar e total) por efeito das ações permanentes.....	13 -
Figura 3.2 - Rosas-de-ventos na zona das Praias do Sado - Mitrena (METEOBLUE, 2021)	14 -
Figura 3.3 - Período de registos locais vs precisão de estimativas (Silva, F. M. da et al., 1986)...	14 -
Figura 3.4 - Análise dos efeitos dinâmicos do vento (Hirsch, G. e Batchman, H., 1991)	15 -
Figura 3.5 - Perfil da velocidade média, pressão dinâmica de pico e força na área de referência ..	16 -
Figura 3.6 - Determinação da altura efetiva do fuste da chaminé (adaptado de Eurocode 1-4)	17 -
Figura 3.7 - Carregamento quase-estático na direção do vento e esforços internos na estrutura.....	20 -
Figura 3.8 - Classificação das zonas de interferência aerodinâmica (Zdravkovich, M. M., 1984).....	21 -
Figura 3.9 - Efeito da interferência aerodinâmica no coeficiente de força (Eurocode 1-4).....	21 -
Figura 3.10 - Efeito de interferência e direção crítica (Niemann, H. J. e Kasperski, M., 1999):.....	22 -
Figura 3.11 - Direção crítica do vento na Península da Mitrena (apoiado em WEBSIG, 2021)	22 -
Figura 3.12 - Correlação da força de excitação (Ruscheweyh, H., 1994; e Grala, P., 2016).....	24 -
Figura 3.13 - Amplitude de oscilação e função correlação (Wooton, I. R. e Scruton, C., 1970)	24 -
Figura 3.14 - Amplitude relativa e Número de Scruton (Dyrbye, C. e Hansen, O. S., 1970).....	25 -
Figura 3.15 - Carregamento quase-estático por efeito vórtice e esforços internos na estrutura.....	25 -
Figura 3.16 - Modelo simplificado de análise dinâmica (adaptado de Chopra, A., 1992)	27 -
Figura 3.17 - Efeito do terreno e aceleração sísmica (Carvalho, A. C. de, 2011)	28 -
Figura 3.18 - Espectro de cálculo de resposta elástica horizontal da aceleração	29 -
Figura 3.19 - Esquema do sistema dinâmico SDOF (Clough, R. W. e Penzin, J., 1975)	30 -

Figura 3.20 - Representação da deformada dos modos de vibração ($n = 1$; $n = 2$; $n = 3$)	- 31 -
Figura 3.21 - Deslocamento máximo modal na secção do topo do fuste (direção $y - y$)	- 31 -
Figura 3.22 - Resultados do espectro de resposta elástica modal (direção $x - x$)	- 32 -
Figura 3.23 - Resultados do espectro de resposta elástica modal (direção $y - y$)	- 32 -
Figura 4.1 - Definição do pré-enfraquecimento estrutural (Rodrigues, R. V. et al., 2020).....	- 36 -
Figura 4.2 - Região pré-enfraquecida, antes e após a detonação (Vordingborg, TV2 ØST, 2018) .-	- 39 -
Figura 4.3 - Série de efeitos de desequilíbrio, assentamento e derrubamento (TV2 ØST, 2018)....	- 39 -
Figura 4.4 - Direção projetada vs direção real do derrubamento (TV2 ØST, 2018)	- 39 -
Figura 4.5 - Deformada do modelo para pequenos deslocamentos (Simitse, G., 1976)	- 40 -
Figura 4.6 - Modelo da estrutura e secção reduzida do apoio do fuste após a detonação	- 41 -
Figura 4.7 - Rotura por esmagamento da resistência do betão (Montoya, J. et al., 2000).....	- 43 -
Figura 4.8 - Tensão-deformação no processo de carga (adaptado de Montoya, J. et al., 2000)	- 43 -
Figura 4.9 - Formulação do Princípio de Trabalhos Virtuais (Heyman, J., 1996)	- 44 -
Figura 4.10 - Modelo do comportamento na relação tensão-deformação (Marti, J., 2013).....	- 44 -
Figura 4.11 - Deformação inicial vs energia complementar de deformação (Marti, J., 2013)	- 45 -
Figura 5.1 - Execução do plano de furação na cunha de implosão (Ambigroup SA, 2020)	- 46 -
Figura 5.2 - Uso de equipamento de carotagem para a furação (Rodrigues, R. V. et al., 2019).....	- 47 -
Figura 5.3 - Diagrama radial da resultante do esforço transversal na secção $z = 1,54$ m.	- 50 -
Figura 5.4 - Diagrama da resultante do momento fletor na secção $z = 1,54$ m.....	- 51 -
Figura 5.5 - Propriedades dos materiais C35/45 e S400 (Cenários A e B)	- 52 -
Figura 5.6 - Propriedades dos materiais C30/37 e S400 (Cenários C e D)	- 52 -
Figura 5.7 - Envolvente da resistência vs efeito da ação (Cenário A)	- 53 -
Figura 5.8 - Fator de resistência última (ELU) na interação crítica (Cenário A)	- 53 -
Figura 5.9 - Envolvente da resistência vs efeito da ação (Cenário B vs C).....	- 54 -
Figura 5.10 - Fator de resistência última (ELU) na interação crítica (Cenário B vs C).....	- 54 -
Figura 5.11 - Variável resistência vs variável efeito da ação (Nowak, A. e Collins, K., 2000)	- 55 -
Figura 5.12 - Representação gráfica do índice de fiabilidade (Nowak, A. e Collins, K., 2000)	- 56 -
Figura 5.13 - Generalização da representação gráfica (Elishakoff, I. e Hasofer, A. N., 1986).....	- 56 -
Figura 5.14 - Relação entre coeficientes parciais individualizados (Eurocode 0)	- 57 -
Figura 6.1 - Casos de carga por explosão confinada (Williams, M. S. e Newell, J. P., 1991).....	- 58 -
Figura 6.2 - Indicação dos intervalos da taxa de deformação (Risgaard, B., 2007)	- 59 -

Figura 6.3 - Influência da taxa de tensão e deformação nas propriedades do betão (CEB, 1988)...	59 -
Figura 6.4 - Disposição dos pontos de medição de extensão na armadura (Chen, D. et al., 2014).	61 -
Figura 6.5 - Diagrama de deformação do aço nos instantes pós-detonação (Chen, D. et al., 2014)	61 -
Figura 6.6 - Resposta máxima da estrutura em regime elástico (Biggs, J. M., 1964)	61 -
Figura 6.7 - Armadura exposta após a implosão (Mckenzie, G. J. e Samali, B., 2017)	62 -
Figura 6.8 - Modelação da armadura exposta (Fujikakake, K. e Aemalor, P., 2013)	63 -
Figura 6.9 - Diagrama de cálculo do aço (adaptado de Eurocode 2).....	63 -
Figura 6.10 - Alçado desenvolvido da cunha de implosão (MAXAM-COBA, 2019)	64 -
Figura 6.11 - Transmissão de forças em emenda por sobreposição (Appleton, J., 2013)	64 -
Figura 6.12 - Efeito vs resistência (resposta dinâmica ($\theta = 120^\circ$; $DIF = 1,6 \div 1,8$)	67 -
Figura 6.13 - Efeito vs resistência (resposta dinâmica ($\theta = 140^\circ$; $DIF = 1,6 \div 1,8$)	67 -
Figura 6.14 - Efeito vs resistência (resposta quase-estática ($\theta = 120^\circ$; C45/55 \div C50/60)	68 -
Figura 6.15 - Efeito vs resistência (resposta quase-estática ($\theta = 140^\circ$; C45/55 \div C50/60)	68 -
Figura 6.16 - Análise cinemática da rotação de corpo rígido (pré-detonação vs pós-detonação) ...	69 -
Figura 6.17 - Derrubamento da chaminé por falha do estado de equilíbrio (Ambigroup SA, 2020)..	70 -
Figura 6.18 - Definição da geometria do modelo nos planos (x – y); (x – z); (y – z)	71 -
Figura 6.19 - Propriedades mecânicas do betão (Classes C45/55 e C50/60).....	71 -
Figura 6.20 - Configuração deformada e deslocamentos máximos no modelo (Cenário A)	72 -
Figura 6.21 - Representação gráfica dos estados de compressão σ_{33} (Cenário B)	73 -
Figura 6.22 - Diagrama tensão-deformação para o betão confinado (Eurocode 2)	74 -
Figura 6.23 - Extensão e propagação de fendas no betão em compressão (Kotsovos, M., 1995)..	74 -
Figura 6.24 - Representação esquemática do processo de fratura do betão (Kotsovos, M., 1995).	75 -
Figura 6.25 - Propriedades do comportamento do betão em compressão (Kotsovos, M. D., 1974) -	75 -
Figura 6.26 - Diagrama de trabalho interno realizado na deformação (Cenário B)	76 -
Figura 6.27 - Representação gráfica dos estados de tração σ_{33} ; σ_{VM} (Cenário B)	76 -
Figura 7.1 - Colapso por multi-implosão e risco associado à sequência (Sun, J. et al., 2020)	78 -
Figura 7.2 - Cinemática do colapso pelo método de multi-implosão (Sun, J. et al., 2020).....	78 -
Figura 7.3 - Demolição controlada em planta por bi-implosão (MS BING.COM, 2019)	79 -
Figura 7.4 - Demolição controlada em planta por multi-implosão (CDI INC., 2018)	79 -
Figura 7.5 - Demolição controlada - sequência de colapso pós-implosão (MS BING.COM, 2005) .	80 -
Figura 7.6 - Análise da sequência de colapso pós-implosão (Khalil, A. A., WDS, 2013)	80 -

ABREVIATÖES E SÍMBOLOS

LETRAS MAIÚSCULAS LATINAS

A	ação acidental
A_c	área da seção de betão; área envolvente
A_{ref}	área de referência; área total projetada
A_E	ação sísmica
A_s	área da seção de aço da armadura
B^2	coeficiente de resposta quase-estática
C	centro de gravidade; centro de massas
D	diâmetro exterior
D_{max}	diâmetro exterior máximo
D_{min}	diâmetro exterior mínimo
E_d	valor de cálculo do efeito de uma ação ou de ações combinadas
E	módulo de elasticidade; potência de base 10 de um número
$E_{cm,28}$	módulo de elasticidade do betão (valor médio, aos 28 dias)
$E_{cm}(t)$	módulo de elasticidade do betão (valor médio, à idade t)
E_{dst}	valor de cálculo das ações desestabilizantes
E_{stb}	valor de cálculo das ações estabilizantes
EI	rigidez de flexão
F	força impulsiva
$F_{w,t}(z)$	força de inércia por unidade de comprimento (na transversal à direção do vento)
FDP	função densidade de probabilidade
FS	fator de segurança
G	ação permanente, ação gravítica
I_v	intensidade de turbulência
J_0	momento polar de inércia
K	parâmetro de forma (depende da variação da distribuição de valores extremos)
K^*	coeficiente de configuração modal
K_w	coeficiente de comprimento de correlação efetivo
L_j	comprimento de correlação
$L_z(s)$	escala de turbulência
M_{sd}	momento fletor (valor de cálculo)
N_{sd}	esforço axial (valor de cálculo)
Q	ação variável; ação climática; efeito de uma ação
R_d	valor de cálculo da resistência
R_e	número de Reynolds
$R_h; R_b$	funções de admitância aerodinâmica
R^2	coeficiente de resposta em ressonância
S	fator do solo
S_{0i}	segmento componente da seção à cota $z = 1,54$ m ($i = 1, 2$)

S_C	número de Scrouton
S_L	função densidade espectral de potência adimensional
St	número de Strouhal
$S_e(T)$	espectro de resposta elástica para o período de retorno de referência
T	período de vibração da estrutura no modo fundamental
T_{NCR}, T_{RC}	período de retorno de referência (em anos)
U	energia de deformação
U^*	energia complementar de deformação
U_0	densidade de energia de deformação elástica
V	esforço transversal
W	peso de elementos estruturais ou não-estruturais

LETRAS MINÚSCULAS LATINAS

a	aceleração
a_{gr}	aceleração no terreno para o período de retorno $T_{NCR} = 475$ anos
a_{gc}	aceleração de referência para o período de retorno $T_{RC} = 95$ anos
b	largura do fuste
c	recobrimento dos varões de aço da armadura
$\tilde{c}_L(z)$	coeficiente de sustentação
C_{dir}	coeficiente de direção
C_f	coeficiente de força (efeito global)
$C_{f,0}$	coeficiente de força (sem livre escoamento em torno das extremidades)
C_{lat}	coeficiente de força lateral
C_{prob}	coeficiente de probabilidade
C_r	coeficiente de rugosidade
C_o	coeficiente de orografia
$C_s C_d$	coeficiente estrutural
C_{season}	coeficiente de sazão
C_e	coeficiente de exposição
d_{max}	diâmetro interior máximo
d_{min}	diâmetro interior mínimo
e	excentricidade de uma força
f_L	frequência adimensional
f_{cd}	tensão de rotura do betão à compressão (valor de cálculo)
$f_{cd,inf}$	tensão de cálculo do betão para a tensão característica $f_{ck,inf}$
$f_{cd,sup}$	tensão de cálculo do betão para a tensão característica $f_{ck,sup}$
f_{ck}	tensão característica de rotura do betão à compressão ($t = 28$ dias)
$f_{ck,inf}$	tensão de rotura do betão à compressão (valor característico inferior)
$f_{ck,sup}$	tensão de rotura do betão à compressão (valor característico superior)
f_{cm}	tensão de rotura do betão à compressão (valor médio, $t = 28$ dias)
f_y	tensão de cedência à tração do aço

f_{yd}	tensão de cedência à tração do aço (valor de cálculo)
f_{yk}	tensão de cedência à tração do aço (valor característico)
g	aceleração da gravidade (9,81 m/s ²)
h	altura do fuste; hora
k	rigidez; rugosidade superficial equivalente
k_t	coeficiente de turbulência
k_p	fator de pico
\ln	logaritmo natural
m	massa
$m_{i,e}$	massa equivalente por unidade de comprimento
$n_{1,y}$	frequência própria da estrutura no plano y - z (modo fundamental)
q	coeficiente de comportamento
q_b	pressão dinâmica de referência
q_p	pressão dinâmica de pico
r	raio de uma circunferência
t	espessura da secção; tempo (em dias)
t_d	intervalo de tempo de duração do efeito de detonação
t_L	probabilidade de excedência anual da velocidade média do vento
v	velocidade cinemática do ar (15,0E-6 m ² /s)
$v_{b,0}$	velocidade de referência do vento (valor básico)
$v_{crit,i}$	velocidade crítica do vento no modo i de vibração
v_m	velocidade média do vento
v_m^*	velocidade média do vento (duração transitória)
$v_{m,Lj}$	velocidade média do vento no centro do comprimento de correlação efetivo
v_p	velocidade de pico
$y_{F,max}$	deslocamento máximo da estrutura (na transversal à direção do vento)
z	altura acima do solo
z_0	comprimento de rugosidade
z_s	altura de referência para determinação do coeficiente estrutural

LETRAS MAIÚSCULAS GREGAS

Δ	diferença; incremento
$\Phi_{1,x}(t)$	configuração do modo fundamental de vibração na direção do vento (plano x - z)
Φ	função cumulante da distribuição normal reduzida
$\Phi_{1,y}(z)$	configuração modal da estrutura no plano y - z (normalizada ao deslocamento máximo)

LETRAS MINÚSCULAS GREGAS

α	ângulo de abertura da cunha de implosão no plano (x - y)
α_{cc}	fator que depende do estado de compressão elevada do betão, no tempo
α_X	coeficiente de sensibilidade da variável X
β	limite inferior do espectro de cálculo elástico horizontal; coeficiente de fiabilidade

β_{cc}	fator endurecimento do betão
γ	peso volúmico do material
$\gamma_{F,i}$	coeficiente parcial relativo à incerteza dos efeitos da ação i
γ_I	coeficiente de importância
$\gamma_{M,j}$	coeficiente parcial relativo à incerteza das propriedades do material j
δ	decremento logarítmico do amortecimento; ângulo
δ_s	amortecimento estrutural
δ_a	amortecimento aerodinâmico
ε	deformação; extensão
$\dot{\varepsilon}$	taxa de deformação no tempo
ε_{c1}	extensão do betão à compressão correspondente à tensão máxima f_c
ε_{cu}	extensão última do betão à compressão
ε_1	coeficiente material
ζ	expoente da configuração modal
θ	ângulo crítico da direção do vento; ângulo de abertura da secção residual
λ	esbelteza efetiva
μ	valor médio da função-distribuição
η	coeficiente
$\bar{\mu}; \bar{\eta}$	coeficientes de redução das propriedades mecânicas dos materiais
ν	coeficiente de Poisson; frequência de passagens ascendentes
ξ	coeficiente de amortecimento viscoso
ρ	massa volúmica do ar (1,25 kg/m ³)
σ	tensão; variância
σ_{33}	tensão longitudinal (segundo o eixo vertical $z - z$)
σ_{VM}	tensão equivalente Von Mises
\dot{t}	variação da carga no tempo
φ	índice de cheios; ângulo
ψ_i	coeficiente relativo à combinação de ações
ψ_λ	coeficiente de efeitos de extremidade

ABREVIACÕES

AEM	Applied Element Method
AFNOR	Association Française de Normalization
AMM	Applied Mechanics and Materials (TransTech Publications)
ASCE	The American Society of Civil Engineers
CEN	Comité Européen de Normalization
CEB	Comité Européen du Béton
CEB-FIP 2010	Model Code for Concrete Structures
CICIND	Comité International des Constructions Industrielles
DIF	Dynamic Impact Factor

DLF	Dynamic Load Factor
EERI	Earthquake Engineering Research Institute
ELU	Estado Limite Último
EN Eurocodes	Normas Europeias (CEN - Comité Técnico TC 250)
EQU	Estado Limite de Equilíbrio
Eurocode 0	Bases de cálculo das estruturas (NP EN 1990:2009)
Eurocode 1-4	Ações sobre as estruturas - ações do vento (NP EN 1991-1-4:2010)
Eurocode 2	Estruturas de betão (NP EN 1992-1-1:2010/A1:2019)
Eurocode 8-1	Projeto de estruturas para resistência aos sismos (NP EN 1998-1:2009)
EURODYN	International Conference on Structural Dynamics
FEA	Finite Element Analysis
FEM	Finite Element Method
FIP	Fédération Internationale de la Précontrainte
FORM	First-Order Reliability Method
IJIE	International Journal of Impact Engineering
IPME	Institute of Problems of Mechanical Engineering
IPQ	Instituto Português da Qualidade
IST	Instituto Superior Técnico
JWEIA	Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics
LNEC	Laboratório Nacional de Engenharia Civil
MBD	Multi-Body Dynamics
METEOBLUE	Meteorological Service (portal Web)
MS EXCELL	Microsoft Excel 2013 1.0
NBC	National Building Code of Canada
REBAP	Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado
SCED	Society for Earthquake and Civil Engineering Dynamics
SRSS	Square-Root-Square-Sum
STR	Estado Limite de Rotura
WDS	World Demolition Summit (Amsterdam, 2013)
WEBSIG	Système d'Information Géographique (portal Web)

ÍNDICES

c	betão
l	material refractário; material de isolamento
s	aço; solo
x, y, z	coordenadas cartesianas

SÍMBOLOS

ϕ	diâmetro de varão de aço da armadura
@	espaçamento entre varões de aço da armadura
" + "	combinar efeitos de uma ação ou de um conjunto de ações

1. INTRODUÇÃO

1.1. PRINCIPAIS OBJETIVOS

A Central Termoelétrica, localizada na Península da Mitrena (Figura 1.1), margem direita do Rio Sado, a 5 km da Cidade de Setúbal, foi encerrada em 2013, após 35 anos de produção, por razões técnicas e ambientais. Em 2016, iniciaram os trabalhos de desmantelamento e demolição. As chaminés de betão armado, de grande altura, foram derrubadas em 2020.



Figura 1.1 - Imagem satélite 3D da Central Termoelétrica (EARTH.GOOGLE.COM, 2019)

O projeto é aqui retomado, analisado e discutido como estudo de caso do derrubamento da chaminé C1, no uso de uma abordagem técnica e de engenharia de estruturas. Pretende-se fazer uma análise de comportamento de mecânica e segurança estrutural associada às seguintes situações de projeto:

1. Fase ex-ante detonação (pré-enfraquecimento da estrutura).
2. Fase ex-post detonação (criação do mecanismo de colapso).

A verificação da segurança estrutural em situação transitória é justificada pela diminuição de resistência (eliminação local parcial de betão e aço), em secção próxima da base do fuste, para facilitar a criação do mecanismo (após a detonação dos explosivos) e originar o derrubamento da estrutura.

Anota-se, no entanto, que o estudo de mecânica da estrutura associada à cinemática do movimento de rotação de corpo rígido, do momento de criação do mecanismo até à colisão da estrutura no solo, não é do âmbito da presente dissertação. Abrange breve intervalo de tempo (~20 s), e sendo componente do projeto de demolição controlada, apesar da sua importância, não tem sido dada atenção relevante, em parte pela escassez de dados a partir de casos similares reais, capazes de corroborar a teoria geral. Anota-se também que não é incluída a componente do estudo de detonação, no que se refere à seleção do tipo de explosivos, optimização da carga explosiva total e definição dos critérios a seguir para a respetiva distribuição e penetração na cunha de implosão.

1.2. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

A presente dissertação foi elaborada no âmbito da candidatura MEC-19960 (IST 2020-21) e está assim organizada:

- No capítulo 2, é apresentado o descritivo da estrutura, a geometria e definições relevantes do projeto de betão armado original. A distribuição da armadura principal nas secções transversais a diferentes níveis é feita com suficiente detalhe para uma melhor compreensão analítica.
- No capítulo 3, são interpretados os valores a adotar de resistência característica dos materiais, em associação com os critérios de segurança estrutural nas diferentes situações de projeto. Os efeitos das ações são determinados e, com especial ênfase, a modelação da ação climática do vento (análise quase-estática e efeitos aerodinâmicos). Os cenários de dimensionamento são definidos bem como as combinações das ações que lhes correspondem.
- No capítulo 4, são discutidos os critérios de definição da cunha de implosão e riscos associados a uma incorreta modelação. Inclui-se uma análise da modificação dos campos de tensões pós-detonação e um balanço de energia dissipativa envolvida no processo de deformação.
- No capítulo 5, uma verificação de segurança ao estado limite na situação de projeto transitória, é realizada para diferentes cenários de resistência, necessária para corresponder aos critérios de pré-enfraquecimento da estrutura e atendimento aos requisitos de demolição controlada.
- No capítulo 6, uma análise compreensiva da resposta da estrutura, nos momentos seguintes à detonação, é seguida de uma verificação aos estados limites de resistência e derrubamento.
- No capítulo 7, as considerações finais incluem uma breve síntese das potencialidades atuais da engenharia de demolição controlada e os desafios que se apresentam aos engenheiros de estruturas na abordagem aos projetos de demolição de estruturas de grande altura e massa.

1.3. ENQUADRAMENTO GERAL

Nas décadas mais recentes tem sido vulgarizada a demolição de chaminés industriais, pelo método de uso de explosivos (*blasting method*), nos países mais desenvolvidos dos diversos continentes. Não só o desenvolvimento da tecnologia das novas energias, menos poluentes e mais sustentáveis, com o conseqüente abandono da produção de energia elétrica por combustão fóssil, como também o fim da vida útil de grande número de chaminés industriais implicando nalguns casos a sua substituição, tem requerido a demolição destas estruturas. Os materiais fragmentados resultantes entram nos processos de recuperação e reutilização, contribuindo para a economia circular.

As chaminés industriais tem características comuns de grande esbelteza e em muitos casos, a altura é acima de 200 m, para permitir dispersar os gases residuais nocivos nos níveis superiores da atmosfera.

Os processos convencionais de demolição (*mechanical demolition*) requerem equipamento mecânico de grande robustez e construção de estruturas acessórias (plataformas de trabalho) para as actividades sequenciais em altura e não são competitivos (em tempo e custos) em comparação com os processos de demolição por uso de explosivos. São ainda vantagens da técnica de colapso controlado (*controlled collapse*): a minimização do risco de impacto de materiais projetados sobre estruturas envolventes na proximidade; o confinamento em planta dos materiais da demolição; e a facilidade de desmantelamento e transporte destes materiais e partes fragmentadas da estrutura (Tabela 1.1).

Tabela 1.1 - Trabalho associado à demolição de estruturas (adaptado de Sinitsyn, D., 2017)

Tipo de material	Processo de demolição	Trabalho (h/m ³)
Betão armado	Manual (depende da resistência)	58 - 84
	Uso de ferramenta pneumática	29 - 42
	Uso de explosivos	5,6
Betão simples	Manual (depende da composição)	3,7 - 5,7
	Uso de ferramenta pneumática	2,4 - 3,5
	Uso de explosivos	3,1
Monolito de tijolo	Manual (depende da composição)	3,1 - 5,5

No entanto, deve ter-se em consideração a presença de fatores de probabilidade de risco associados ao processo de demolição controlada (Figura 1.2) aos quais o projeto deverá atender de modo eficiente.

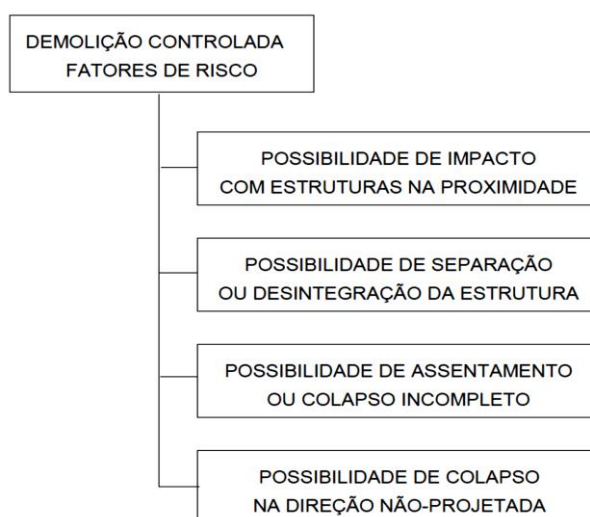


Figura 1.2 - Fatores de risco na demolição controlada (Khalil, A. A., WDS, 2013)

Em Portugal, até ao presente, é ainda escasso o número de casos de demolição explosiva (*explosive demolition*), demolição controlada (*controlled demolition*) ou implosão (*implosion*). Por outro lado, a contribuição de engenheiros portugueses, com a elaboração de documentação técnica especializada neste domínio, tem referências de Brito, J. de e Gomes, R. (2000 e 2002); Gomes, G. J. (2010 e 2013); e Rodrigues, D. J. B. (2014).

1.4. ESTADO DA ARTE

Os métodos de demolição controlada de chaminés industriais são associados a tipos característicos de colapso estrutural, cuja opção final é uma função da especificidade da estrutura e do espaço livre.

- Derrubamento por colapso local, sempre que existe confinamento pela presença de estruturas em todas as direções. É pouco utilizado e limitado a chaminés de baixa altura, de até 30 m.
- Derrubamento direcional, em terreno aberto na envolvente, sobretudo na direção do projetado derrubamento, com espaço livre em extensão superior à altura do fuste. É muito frequente em chaminés industriais de média e grande altura, em muitos casos acima de 200 m.¹
- Derrubamento por multi-colapso, nos casos em que o espaço aberto envolvente é menor do que a medida da altura do fuste mas suficientemente extensivo (ou seja, maior do que metade da altura do fuste, em todas as direções). É adequado a chaminés de muito grande altura, em que o derrubamento direcional apresenta maior complexidade, e.g. acima de 250 m, ou para alturas inferiores se a extensão do terreno aberto não é compatível com a altura do fuste.

Não existe um conceito único de projeto e as técnicas utilizadas para o derrubamento direcional variam conforme ao estado da arte. Faz-se um breve resumo dos conceitos principais de demolição controlada pelo método de derrubamento e dos parâmetros que lhes estão associados.

Conceito C1:

Tem aplicação vulgarizada nos EUA e usa uma ferramenta de análise avançada não-linear (geométrica e mecânica), fundamentada no método AEM (Applied Element Method). Em comparação ao FEM (Finite Element Method), é definida a matriz de rigidez com as conexões entre elementos constituídas por séries de molas elásticas ($k_N; k_V$) que representam o comportamento do material (Figura 1.3).

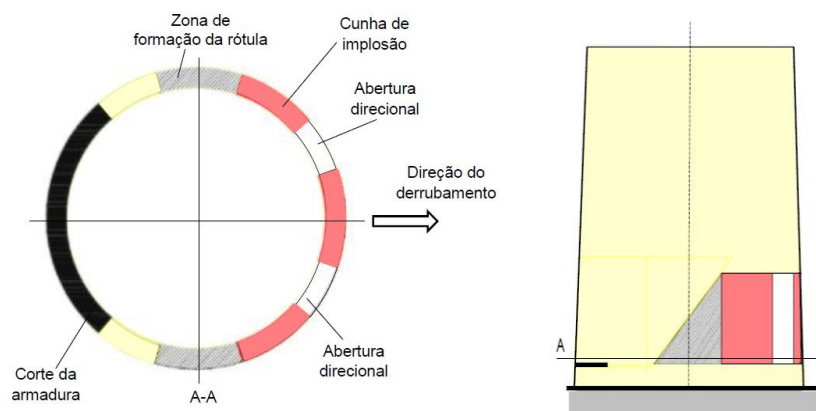


Figura 1.3 - Esquema de modelação do Conceito C1 (Elfouly, A., 2020)

¹ O caso recente mais notável ocorreu em Milledgeville, Georgia, USA, em 15.10.2016: a demolição controlada por derrubamento direcionado de chaminé industrial de betão armado, de 1.000' de altura (Controlled Demolition, Inc.).

Mantém-se o objetivo de formação de rótula na base do fuste de modo a criar o mecanismo de colapso e para isto é proposto o pré-enfraquecimento da estrutura com a eliminação local do betão na região anterior do fuste e o corte da armadura na região posterior. O processo de formação da rótula é, em grande parte, influenciado pela resistência à compressão dos segmentos de betão da secção reduzida. Logo após a detonação, se resultar ruína brusca (por resistência insuficiente) sem o fuste ter iniciado o movimento de rotação, o processo de colapso fica perturbado e perde-se o controlo do derrubamento. Os parâmetros de dimensionamento da rótula são fator-chave:

- Parâmetro extensão: se for selecionado um comprimento de rótula muito reduzido, isso pode impedir a rotação do fuste; ao contrário, se o comprimento da rótula for demasiado extenso, pode originar o assentamento do fuste e derrubamento segundo uma direção não-desejada.
- Parâmetro altura: se a opção for um valor muito reduzido, a abertura da cunha de implosão pode fechar-se em tempo demasiado curto, sem permitir a efetiva condição de desequilíbrio.

Conceito C2:

Este conceito tem sido estudado por engenheiros de estruturas, de projeto e de investigação, na China, e apresenta parâmetros-chave de demolição controlada: altura e comprimento da cunha de implosão, criação de aberturas direcionais e disposição geométrica da cunha de implosão (Figura 1.4).

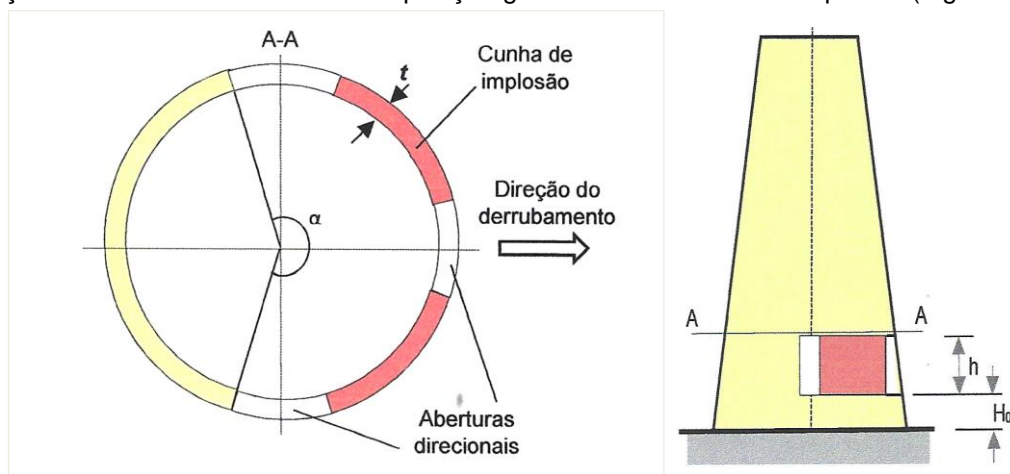


Figura 1.4 - Esquema de modelação do Conceito C2 (Zhang, Z., 2016)

Segundo esta técnica, as regras para determinação dos parâmetros geométricos da cunha de implosão recomendam altura $h > (1,5 \div 3,0) \cdot t$, em que t representa a espessura da casca na base do fuste; e base de apoio do fuste com o comprimento maior do que o semi-perímetro da circunferência da diretriz ($\alpha > 180^\circ$). É dada uma especial atenção às aberturas direcionais de controlo da direção projetada de derrubamento para minimizar danos na área envolvente à demolição. Estas aberturas (em número de três) podem ser criadas por pré-detonação anterior à detonação principal da cunha de implosão ou, em alternativa, por processos de corte mecânico. A altura destas aberturas é geralmente coincidente com a altura da cunha de implosão mas o comprimento é variável, sendo a prática usual considerar valores no intervalo [1,8 ÷ 2,3 m].

Conceito C3:

É o conceito utilizado na presente dissertação (Figura 1.5), em que é proposto o pré-enfraquecimento da estrutura com a eliminação do betão na região anterior do fuste e o corte da armadura principal do extradorso na região posterior. A cunha de implosão progride na continuidade das aberturas direcionais. Definem-se os parâmetros geométricos da cunha de implosão:

- Parâmetro abertura angular no plano da base: cada caso específico de demolição requer uma análise apropriada no entanto pode considerar-se como valor inicial $\theta = (360^\circ - \alpha) \sim 120^\circ$.
- Parâmetro abertura angular no plano de corte: um ângulo fechado excessivo pode resultar em assentamento do fuste enquanto um valor amplo da abertura da cunha de implosão não traz qualquer vantagem ao processo de derrubamento, o que significa optar-se por um valor inicial $\delta \sim 30^\circ$.

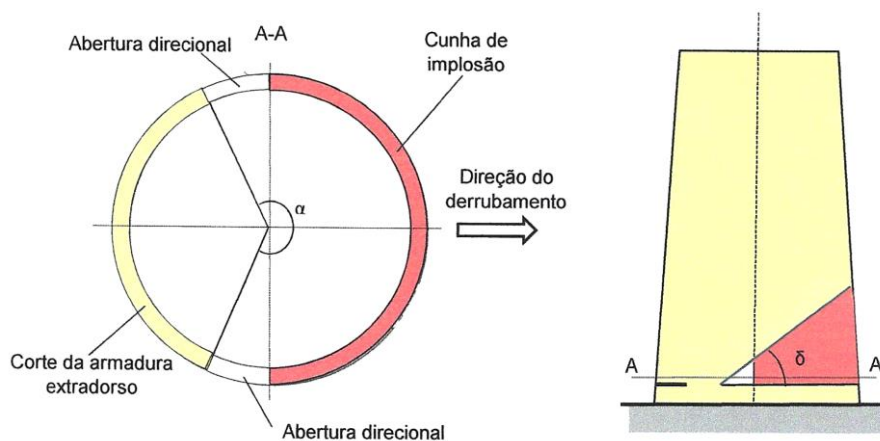


Figura 1.5 - Esquema de modelação do Conceito C3 (Rodrigues, R. V. et al., 2020)

Na execução das aberturas direcionais é vantajoso utilizar um processo que conserve a integridade da armadura pré-existente. A orientação e geometria destas aberturas (comprimento vs altura) deve ser conforme à direção preferencial do derrubamento e parâmetros da cunha de implosão. Apesar das características aproximativas entre conceitos C1 e C2, por um lado; e, por outro, entre conceitos C2 e C3, as singularidades são evidentes e requer uma modelação apropriada a cada conceito. Um estudo comparado de vantagens e inconvenientes, de análise de mecânica estrutural pós-implosão, necessita de dispor dos resultados de um conjunto representativo de casos. Seguindo esta metodologia, poderia ser sintetizada a discussão sobre os parâmetros geométricos e mecânicos de pré-enfraquecimento e a determinação da sua influência nos resultados em consequência da detonação.

Uma abrangência de afinidade de processos deve ser feita para tipologias estruturais de grande massa e altura, prevendo a crescente necessidade de demolição controlada no futuro. Para estas estruturas, o uso da tecnologia de explosivos é o único processo aceitável de demolição. Em grandes centros urbanos ou na proximidade de infra-estruturas, a limitação de espaço implicará um maior controlo dos fatores de demolição controlada, em especial, no que se refere à planta mínima de afetação (superfície de deposição dos materiais de demolição, na chegada ao solo) e direção preferencial de derrubamento.

2. GEOMETRIA E ARMADURAS

2.1. GEOMETRIA DO CASO EM ANÁLISE

São admitidas aos procedimentos de análise, as definições apresentadas nos desenhos de geometria e betão armado da estrutura do fuste elaborados por TILEMAN & Co. (London, 1977), que serviram à construção do fuste da Chaminé C1:

- Desenho de definição da geometria do fuste.
- Desenho de arranjo geral e de pormenor das armaduras.

A chaminé é uma estrutura de betão armado, de secção circular, definindo uma superfície de revolução (casca) com uma lei de variação do diâmetro, em função da altura, da base para o topo (Tabela 2.1).

Tabela 2.1 - Variação da secção transversal com a altura da chaminé

Altura z (m)	Diâmetro exterior D (mm)	Diâmetro interior d (mm)	Espessura t (mm)
$0 \leq z \leq 16$	$14810 - 38z$	$13410 - 38z$	700
$16 < z \leq 20$	$14202 - 38 \cdot (z - 16)$	12802	$700 > t \geq 624$
$20 < z \leq 163$	$14050 - 38 \cdot (z - 20)$	$12802 - 31,2 \cdot (z - 16)$	$624 > t \geq 200$
$163 < z \leq 201$	$8616 - 38 \cdot (z - 163)$	$8215 - 38 \cdot (z - 163)$	200

A secção transversal apresenta diâmetro exterior máximo na base ($b = 14,810$ m) e mínimo no topo ($b = 7,172$ m); espessura constante ($t = 700$ mm) no troço inicial de 16 m; e ($t = 200$ mm) no troço final de 38 m (Figura 2.1). No troço $16,0 \div 163,0$ m, a espessura é o resultado da taxa de variação do diâmetro exterior $\Delta_{b,e} = -38,0$ mm/m e diâmetro interior $\Delta_{b,i} = -31,2$ mm/m, com a exceção do intradorso $16,0 \div 20,0$ m, com o diâmetro constante.

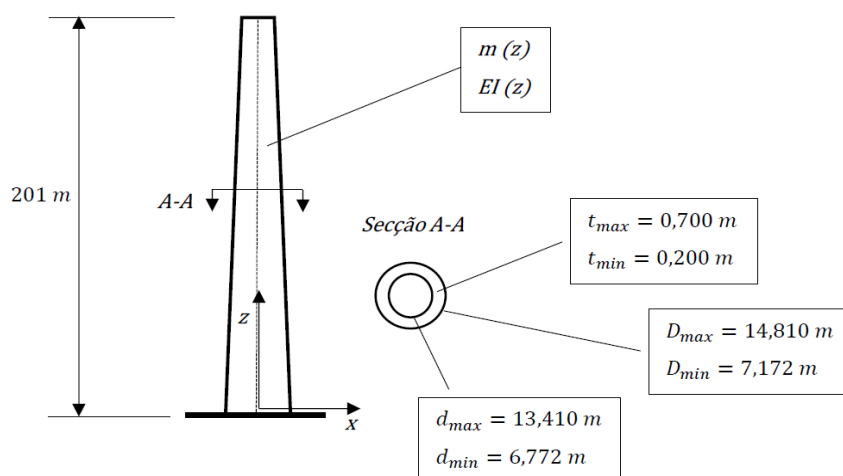


Figura 2.1 - Propriedades geométricas do fuste da chaminé

Na base do fuste (à cota +1,100 m, acima do topo da fundação) insere-se uma abertura de passagem-de-homem (acesso ao interior), com dimensões envolventes do quadro de reforço estrutural: 2,50 m (largura); e 4,00 m (altura). À cota +11,600 inserem-se duas aberturas, centradas neste eixo, formato rectangular, dispostas topo-a-topo (angular de 180°): 4,00 m (largura); e 6,60 m (altura), da entrada das condutas de transporte dos fumos resultantes do processo de queima (Figura 2.2).

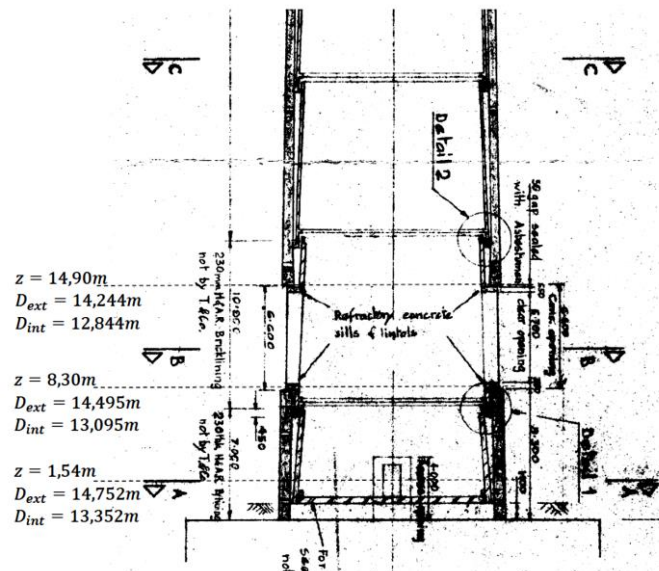


Figura 2.2 - Secções condicionantes $z = 1,54$; $z = 8,30$; $z = 14,90$ m (TILEMAN & CO., 1977)

2.2. ARMADURA LONGITUDINAL

A armadura principal (longitudinal), disposta em duas linhas circunferenciais, no extradorso (EXT) e intradorso (INT) da espessura do fuste, é constituída por varões de aço com diâmetro 25 mm.

A quantidade e critério de distribuição destas armaduras não é uniforme, antes segue uma repartição por quadrantes, ou seja, por setores de 90° (Figura 2.3).

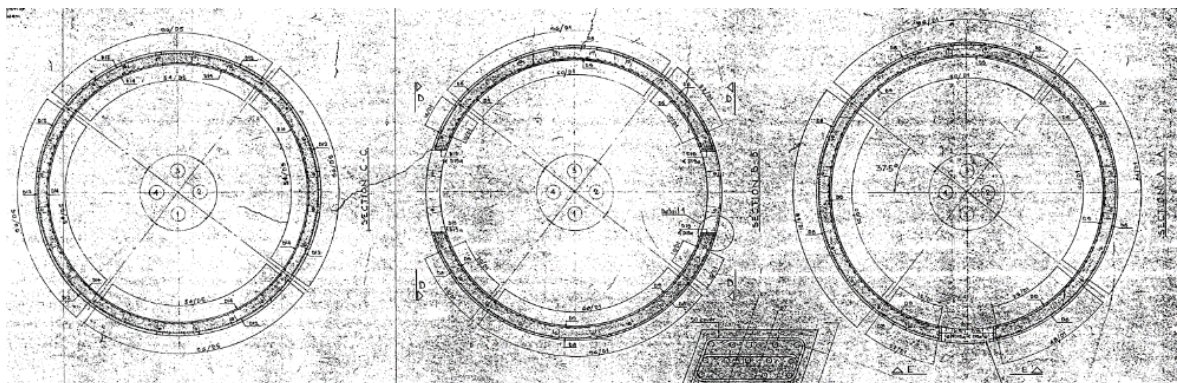


Figura 2.3 - Geometria e armadura principal das secções condicionantes (TILEMAN & CO., 1977)

O projeto de betão armado apresenta a quantidade de armadura para as secções condicionantes A-A; B-B; e C-C (Tabela 2.2).

Tabela 2.2 - Quantidade de armadura principal (Φ 25mm) por quadrante da secção

Quadrante	$z = 1,54m$		$z = 8,30m$		$z = 14,90m$	
	EXT	INT	EXT	INT	EXT	INT
Q-1	70	42	96	60	96	54
Q-2	84	60	48	30	96	54
Q-3	96	60	96	60	96	54
Q-4	84	60	48	30	96	54

Para facilitar a interpretação, transpõe-se as quantidades de varões dispostas em cada quadrante em modo de espaçamento circunferencial e sobrepõe-se este arranjo ao plano da geometria da secção. A secção $z = 1,54 m$, após sujeita a pré-enfraquecimento estrutural, resulta subdividida em 3 segmentos (Figura 2.4).

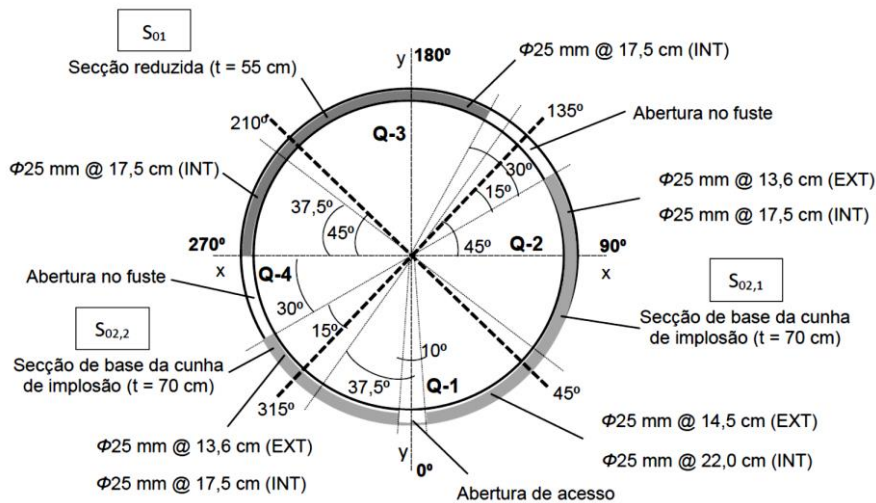


Figura 2.4 - Geometria e distribuição da armadura principal na secção $z = 1,54 m$

A secção $z = 8,30 m$ corresponde ao bordo inferior da abertura de entrada das 2 condutas de fumos. Apresenta dois setores vazios (angular de 32° cada), ou seja, sem continuidade material, coincidentes com as aberturas. A parte restante da secção (formando uma angular de 296° , subdividida em dois segmentos) mantém a integridade da geometria e armaduras do projeto original (Figura 2.5).

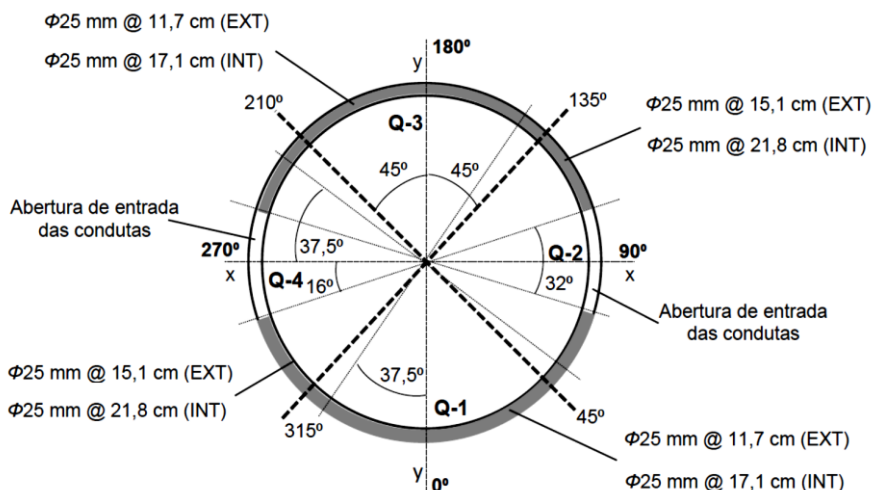


Figura 2.5 - Geometria e distribuição da armadura principal na secção $z = 8,30 m$

A secção $z = 14,90\text{ m}$, apresenta uma geometria idêntica comparada à secção $z = 8,30\text{ m}$ (espessura igual e 0,982 da área de betão, por menor diâmetro exterior). A quantidade total de armadura é superior e os esforços internos são de menor intensidade.

Ainda que os dados do projeto indiquem a armadura principal em varões de diâmetro 25 mm, a extração do provete para ensaio de tração em laboratório revelou a presença de diâmetro 20 mm, no extradorso (Figura 2.6). Este facto introduz um relativo grau de incerteza porque foi submetida a ensaio uma única extração. O desenho de construção não tem a classificação de tela final pelo que a não-compatibilidade é possível entre o projeto de betão armado do fuste e as armaduras em espera no topo do maciço de encabeçamento das estacas de fundação (a autoria da TILEMAN & Co. limitou-se ao projeto estrutural do fuste). A ser assim, seria justificada uma revisão do projeto original (a hipótese de ter ocorrido uma improvisação de solução em obra não é admitida realista pela importância da estrutura).

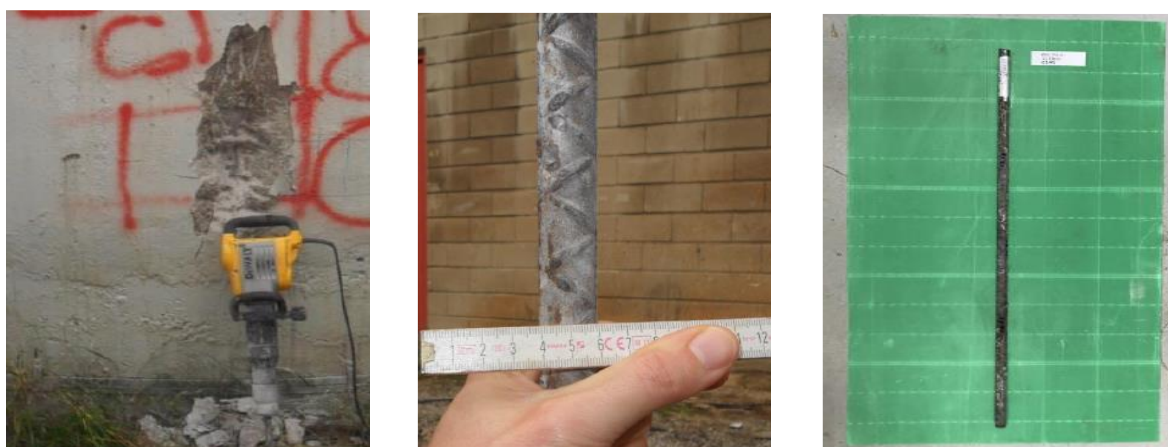


Figura 2.6 - Extração de amostra de varão da armadura principal (Rodrigues, R. V. et al., 2018)

Em resumo, considera-se em primeiro nível a informação do projeto de betão armado (diâmetro 25 mm, em igual quantidade e critério de distribuição). Contudo, entende-se ser prudente admitir a hipótese de ter sido uso do diâmetro 20 mm (parcial, ou mais logicamente por substituição total do diâmetro 25 mm) e, nesta condição, adequar em conformidade um cenário de dimensionamento.

Constituem dados iniciais as informações complementares da monografia *Demolição por derrubamento das chaminés da Central Termoelétrica de Setúbal* (Rodrigues, R. V. et al., 2020). Os resultados do cálculo do peso próprio da estrutura e materiais não-estruturais são também dados iniciais, em formato de tabela de cálculo MS EXCEL.

Deve referir-se a relevância da ação do peso próprio do material de revestimento e isolamento interior do fuste, no conjunto das cargas permanentes (e em consequência na verificação aos estados limites últimos), o que justificou a realização de ensaios em amostras para a determinação do peso volúmico. Um outro dado, o tipo do solo de fundação, descreve o terreno com características que se enquadram em Tipo C e Tipo D, solos médios e brandos (Tabela 3.1, 3.1.2, NP EN 1998-1:2010). Esta informação qualitativa, sem parâmetros geotécnicos, admite-se ser suficiente no âmbito da presente dissertação, considerando que não é incluído o estudo da interação solo-estrutura na análise dinâmica (anota-se que para a determinação do efeito da ação sísmica, a opção consistiu em terreno Tipo C).

3. MATERIAIS ESTRUTURAIS, AÇÕES E COMBINAÇÕES DE AÇÕES

3.1 MATERIAIS ESTRUTURAIS

3.1.1 Betão

A identificação das características mecânicas do betão foi realizada com base em ensaios uniaxiais à compressão em provetes cilíndricos, a partir da extração de carotes de 150 mm de diâmetro. Os valores dos resultados dos ensaios são dados do projeto e apresentam relativa dispersão, amostragem mínima e sem distribuição estatística conhecida (49,60; 52,07; 66,33 MPa). O valor mais elevado de resistência poderá estar associado a eventual betonagem excepcional, pelo que considera-se prudente dispensar este valor. Os restantes dois valores nominais são próximos e representam a resistência do betão pelo que são aqui considerados valores característicos: $f_{ck,i} = 49,6 \text{ MPa}$, o valor inferior; e $f_{ck,s} = 52,07 \text{ MPa}$, o valor superior (4.2, (2) e (5), NP EN 1990:2009).

Para os estados limites últimos (ELU), a resistência do betão à compressão (valor de cálculo) obtém-se do valor característico (2.4.2.4 (1) e 3.1.6), EN 1992-1-1:2004), em que $\alpha_{cc} = 1,0$ (Tabela 3.1).

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c \quad (3.1)$$

Os limites parciais do material betão seguem a EN1992-1-1:2004 (2.4.2.4 (1) e Tabela 2.1N).

Tabela 3.1 - Valores de cálculo da resistência do betão (compressão)

Situação de Projeto	Classe de Resistência $f_{ck} \text{ (MPa)}$	Coefficiente Parcial	Tensão de Cálculo $f_{cd} \text{ (MPa)}$
Persistente e Transitória	$f_{ck,inf} = 49,60 \rightarrow C45/55$	$\gamma_c = 1,5$	30,00
Acidental	$f_{ck,sup} = 52,07 \rightarrow C50/60$	$\gamma_c = 1,2$	41,67

Na determinação do módulo de elasticidade do betão, referido ao tempo em que os ensaios das carotes foram realizados, seguiu-se um caminho retroativo para estimar a resistência e módulo de elasticidade ao tempo inicial ($t = 28$ dias) e, a seguir, E_{cm} na idade de demolição, $t \sim 1,4E+04$ dias (Tabela 3.2).

Tabela 3.2 - Valores de resistência e módulo de elasticidade do betão relacionados no tempo

Resistência à Compressão	Módulo de Elasticidade
$C45/55 \rightarrow f_{ck}(t) = 45 \text{ MPa}$	$E_{cm,28} = 9,5 \cdot 10^3 \cdot (f_{cm})^{1/3} = 33,5 \text{ GPa}$
$f_{cm}(t) = f_{ck}(t) + 8 = 53 \text{ MPa}$	$E_{cm}(t) = \left[\left(\frac{f_{cm}(t)}{f_{cm,28}} \right)^{1/3} \cdot E_{cm,28} \right] = 35,6 \text{ GPa}$
$\beta_{cc}(t) = \exp \left[s \cdot \left[1 - \sqrt{\left(\frac{28}{t/t_1} \right)} \right] \right] \sim 1,2$	
$f_{cm,28} = f_{cm}(t) / \beta_{cc} \rightarrow f_{cm,28} = 44 \text{ MPa}$	$E_{cm}(t) / E_{cm,28} = 1,06$

O resultado obtido do módulo de elasticidade secante do betão E_{cm} é 6% mais elevado, comparado ao valor na idade de 28 dias, o que pode ser associado ao aumento da resistência do betão com a idade.

Uma breve referência ao módulo de elasticidade dinâmico, relacionado ao comportamento sísmico da estrutura na situação transitória (resposta elástica muito rápida à deformação): na transição do código CEB-FIB para as normas europeias EN Eurocodes, não é feita indicação desta diferenciação, admitida na regulamentação nacional anterior (17.2, REBAP, 1983) e estimada em 25% de incremento no módulo de elasticidade secante. Por outro lado, na situação de projeto acidental, a carga é quase-instantânea e de impulso único pelo que admite-se uma resposta da estrutura com incremento do módulo de elasticidade e resistência mecânica do betão, associados ao efeito dinâmico.

3.1.2 Armaduras ordinárias

A tensão de cedência da armadura principal (longitudinal) foi determinada por ensaio de tração, com $f_{yk} = 383 \text{ N/mm}^2$ como valor representativo. A aplicação da expressão $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$ determina o valor de cálculo da tensão de cedência do aço para as diferentes situações de projeto (Tabela 3.3). Os coeficientes limites parciais do material aço seguem a EN 1992-1-1:2004 (2.4.2.4 (1) e Tabela 2.1N).

Tabela 3.3 - Valores de cálculo da tensão de cedência do aço

Situação de Projeto	Coeficiente Parcial	Tensão de Cálculo
		$f_{yd} \text{ (N/mm}^2\text{)}$
Persistente e Transitória	$\gamma_s = 1,15$	333
Acidental	$\gamma_s = 1,0$	383

As regras sobre as armaduras ordinárias (EN 1992-1-1, 3.2.2) são aplicáveis a aços com a tensão característica de cedência no intervalo $f_y = [400 \div 600] \text{ MPa}$. Entende-se, ainda assim, ser justificada a sua utilização anotando-se que o desvio fica no intervalo de até 5% em relação ao valor limite inferior. Considera-se para o módulo de elasticidade do aço $E_s = 200 \text{ GPa}$.

3.2. AÇÕES

No dimensionamento em relação aos estados limites últimos, utiliza-se a modelação das ações a cada situação de projeto específica e aplica-se o método dos coeficientes parciais, conforme à NP EN 1990:2009 (secção 3.5; e secção 6).

A classificação das ações segue a NP EN 1990:2009 (4.1.1).

- Ações Permanentes (G) do peso próprio estrutural e não-estrutural (ações gravíticas).
- Ação Variável (Q) do vento (ação climática).
- Ação Sísmica (A_E).
- Ação Acidental (A).

Considera-se o efeito da ação sísmica para o período de referência ($t_R = 1 \text{ ano}$), contrariando a prática convencional na análise das estruturas existentes que é de considerar o período de vida residual, dado que, para este caso, a situação transitória prepara e antecede a imediata demolição da estrutura.

3.2.1 Peso próprio

3.2.1.1 Betão

O valor característico do peso volúmico do material betão armado do fuste e anéis interiores de suporte da manga isolamento térmico, $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$ (secção 5.2.1 e Anexo A, Tabela A.1, EN 1991-1-1:2002).

3.2.1.2 Restantes cargas permanentes

As restantes cargas permanentes incluem o peso volúmico do material tijolo refratário $\gamma_t = 22 \text{ kN/m}^3$. Este valor é aplicado na manga interior de revestimento do fuste (EN 1991-1-1:2002, 5.2.1 e Anexo A). Não se inclui o peso da construção metálica (escadas e galerias) por resultar em erro desprezável de 0,4% do peso total das cargas permanentes, além de não ser conhecida a informação sobre as ligações à estrutura principal.

É importante mencionar a importância de não existir uma simplificação no cálculo do peso próprio dos materiais não estruturais (isolamento térmico), no sentido de não chegar a um valor sobrestimado, que é uma fração importante do conjunto do peso total da estrutura (Figura 3.1).

Apesar de solidário com o fuste, a rigidez deste núcleo não-estrutural não é admitida ao processo de verificação ao ELU de resistência, a participação (25%) no peso total é considerável na verificação ao ELU de equilíbrio.

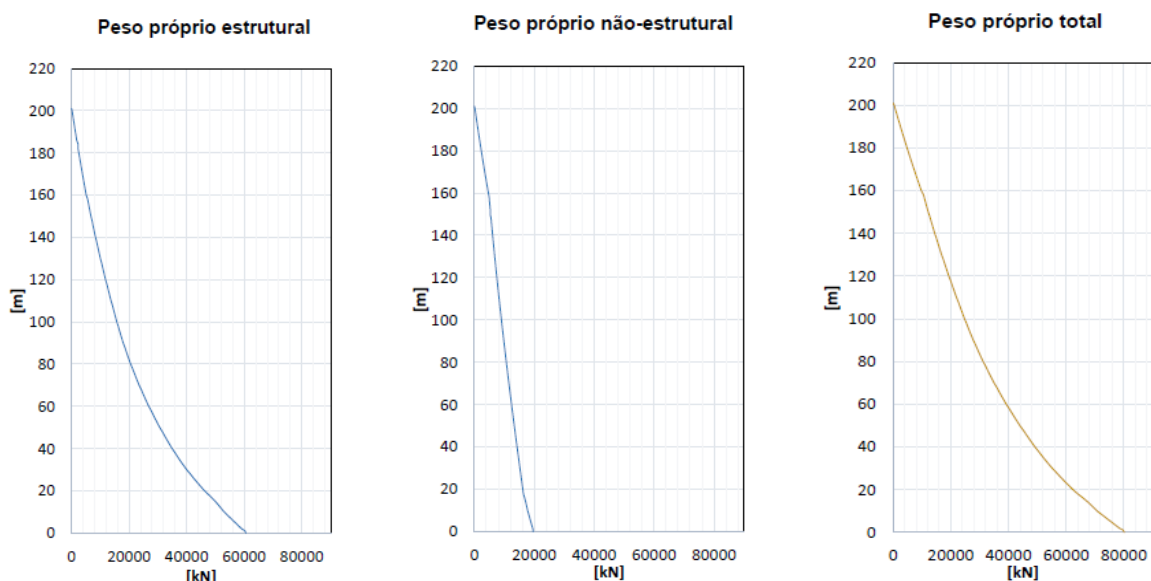


Figura 3.1 - Diagramas de esforço normal (parcelar e total) por efeito das ações permanentes

O peso próprio total da chaminé (fuste e revestimento interior): 8,018E+04 kN. No cálculo numérico do peso próprio da estrutura e material não-estrutural, e representação gráfica, foi utilizado o MS EXCEL.

3.2.2 Vento

3.2.2.1 Modelação da ação do vento

A determinação do efeito da ação do vento segue a NP EN 1991-1-4: 2010 e o Anexo Nacional. Anota-se que esta norma aplica-se a estruturas de altura até 200 metros, mas a extrapolação $z_{max} = 201 m$ não implicará que as expressões deixem de ter validade. A estrutura está localizada na faixa litoral de 5 km (zona B), em terreno plano junto da costa, exposta a ventos de mar (classificação do terreno '0'). Na zona geográfica do Sado, os ventos mais fortes (com maior velocidade) coincidem com as direções dominantes N-NO (e O-SO) e que apresentam maiores frequências de ocorrência no ano (Figura 3.2).



Figura 3.2 - Rosas-de-ventos na zona de Praias do Sado - Mitrena (METEOBLUE, 2021)

Importa ainda referir que no Sado-Mitrena não existe estação meteorológica pelo que os dados deste local resultam de uma simulação climática (com base em previsibilidade elevada), o que permite estimar as direções predominantes e frequências de intensidade do vento a partir dos meteorogramas históricos. Isto significa que para uma correta caracterização do escoamento neste local, de modo a ter validade na verificação da segurança estrutural, seriam necessários dados de medição de velocidade e direção do vento tomados no local, de 12 a 24 meses, no período que antecede a intervenção (Figura 3.3).

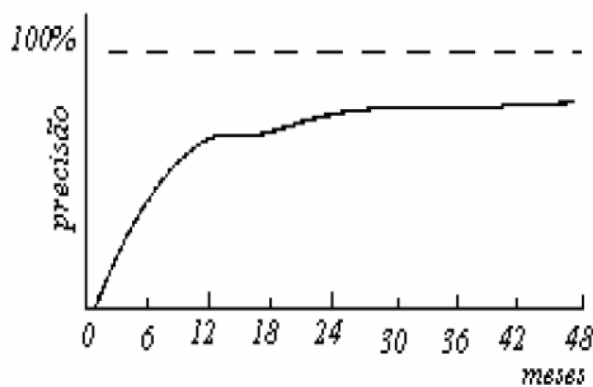


Figura 3.3 - Período de registos locais vs precisão de estimativas (Silva, F. M. da et al., 1986)

Na engenharia de estruturas, a modelação da ação do vento fundamenta-se na classificação dos efeitos dinâmicos da ação do vento associados, neste caso, à metodologia de análise da estrutura (Figura 3.4).



Figura 3.4 - Análise dos efeitos dinâmicos do vento (adaptado de Hirsch, G. e Bachman, H.,1991)

Na modelação da ação do vento, considera-se que o efeito é representado por um sistema equivalente de forças quase-estáticas, com uma distribuição não-uniforme em altura. Na determinação dos esforços internos de flexão, é assumido o comportamento de viga vs comportamento de casca, o que representa a não-deformabilidade da secção transversal, o que significa não considerar o efeito de ovalização.

3.2.2.2 Efeitos dinâmicos na direção do vento

Os valores característicos da velocidade do vento obtém-se a partir das expressões que relacionam valor básico, valor de referência e valor médio (Tabela 3.4).

Tabela 3.4 - Procedimentos para a determinação da velocidade do vento

Parâmetros	Expressões
Valor básico ($v_{b,o}$); Valor de referência (v_b)	$v_{b,o} = 30 \text{ m/s}; v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,o}$
Velocidade média em duração transitória (v_{med}^*)	$v_{med}^* = c_{prob} \cdot v_b = 26,2 \text{ m/s}$
Velocidade média em função da altura $v_m(z)$	$v_m(z) = c_r \cdot c_0(z) \cdot v_b$
Coefficiente de rugosidade $c_r(z)$	$c_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \text{ para } z_{min} \leq z \leq z_{max}$ $c_r(z) = c_r(z_{min}) \text{ para } z \leq z_{min} = 1,00 \text{ m}$ $k_r = 0,19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0,07}$

Os valores característicos da velocidade do vento referem-se à probabilidade anual de 0,02 de serem excedidos, em período de retorno de $T_{RC} = 50$ anos (duração persistente). Neste caso, a ação é referida a um período de retorno adequado à duração da situação de projeto transitória (não superior a 1 ano). A EN 1991-1-6:2005 (3.1) recomenda $T_{RC} = 10$ anos no cálculo dos valores característicos das ações climáticas. Na NP EN 1991-1-4:2010 (4.2), a redução é igual ao produto da velocidade de referência pela probabilidade de excedência anual ($t_L = 1$ ano), com os fatores fixados na expressão do cálculo do coeficiente de probabilidade (4.2, (2)P, Nota 4, (4.2); e Anexo Nacional NA.2.3, Nota 5), sendo a probabilidade p de o valor característico ser excedido no período em referência.

$$p = 1 - \left(1 - \left(\frac{1}{T_{RC}}\right)^{tL}\right) = 0,10 \rightarrow c_{prob} = \left[\frac{1-K \cdot \ln(-\ln(1-p))}{1-K \cdot \ln(-\ln(0,98))}\right]^n = 0,873 \quad (3.2)$$

Anota-se que o Anexo Nacional (Nota 3) permite reduzir o valor da velocidade do vento em processos de duração transiente, no limite de 10%, para o cenário de sazão $c_{season} = 0,9$ referido a igual período anual. Entende-se regra prática (logo, conservativa), pelo que segue-se o cálculo exato (Tabela 3.5).

Tabela 3.5 - Valores dos coeficientes para a determinação da velocidade do vento

Direção	Sazão	Rugosidade	Terreno	Orografia
$c_{dir} = 1,0$	$c_{season} = 1,0$	$z_0 = 0,003 \text{ m}$ $z_{0,II} = 0,05 \text{ m}$ $z_{min} = 1,0 \text{ m}$	$k_r = 0,156$	$c_0(z) = 1,0$

Além da velocidade média, a ação do vento é representada pela componente flutuações de turbulência de curta duração (Tabela 3.6), vento de rajada, cuja determinação segue a NP EN1991-1-4:2010 (4.4).

Tabela 3.6 - Procedimentos para a determinação da turbulência e pressão dinâmica de pico

Parâmetros	Expressões
Intensidade de turbulência I_v	$I_v = \frac{k_I}{c_0(z) \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)}$ para $z_{min} \leq z \leq z_{max}$; $k_I = 1,0$ $I_v = I_v(z_{min})$ para $z \leq z_{min}$
Pressão dinâmica de pico $q_p(z)$	$q_p(z) = (1 + 7 \cdot I_v(z)) \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z)$
Pressão dinâmica de referência q_b	$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 = 429 \text{ N/m}^2$
Peso volúmico do ar ρ	$\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$
Coefficiente de exposição $c_e(z)$	$c_e(z) = q_p(z) / q_b$

A pressão dinâmica de pico é função da altura acima do solo $q_p(z)$ e resulta da amplificação da pressão dinâmica média por flutuações de curta duração da velocidade, por efeito de turbulência (Figura 3.5).

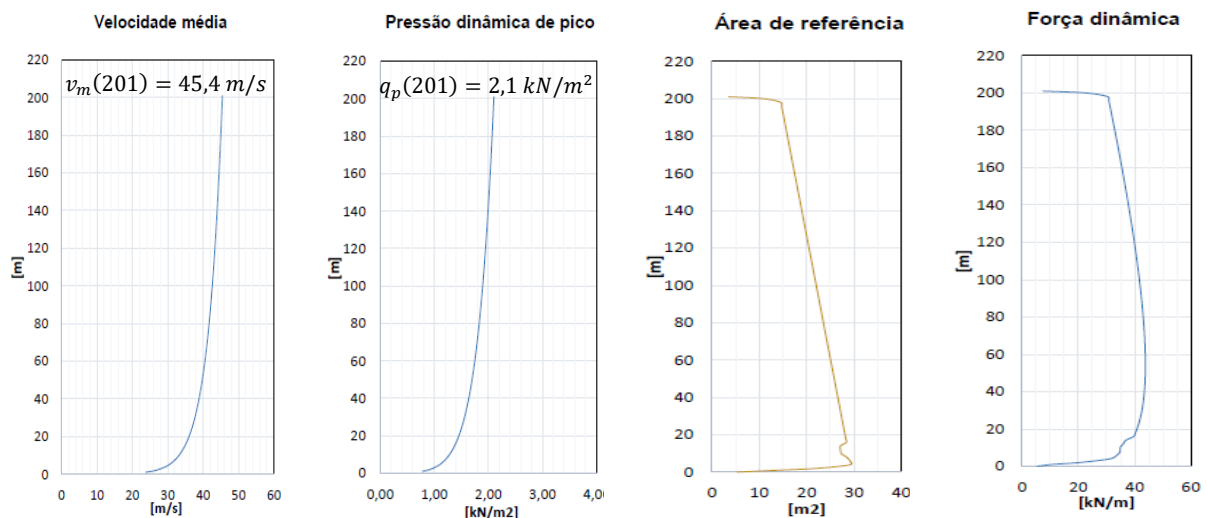


Figura 3.5 - Perfil da velocidade média, pressão dinâmica de pico e força na área de referência

Para a determinação e representação gráfica dos perfis da velocidade média do vento, intensidade de turbulência longitudinal e pressão dinâmica de pico, foi utilizado o programa de cálculo MS EXCEL.

No estudo de caso, as propriedades dinâmicas da estrutura influenciam em muito a resposta à ação do vento (ou o efeito da ação do vento sobre a estrutura) devido à elevada altura e esbelteza da estrutura. Para obter-se um valor estimado da frequência fundamental de flexão, recorre-se a uma expressão semi-empírica (NP EN 1991-1-4:2010, Anexo F), que admite a massa e a rigidez com uma distribuição uniforme em altura e não considera a influência dos parâmetros do solo de fundação.

$$n_1 = \frac{\varepsilon_1 \cdot b}{h_{eff}^2} \cdot \sqrt{\frac{W_s}{W_t}} \quad (3.3)$$

Anota-se que a expressão aplica-se primariamente a um fuste de secção circular (Tabela 3.7), para os casos tipificados na referida norma (Figura F1, F.2, Anexo F).

Tabela 3.7 - Resumo dos dados admitidos na estimativa da frequência fundamental

Coeficiente Material	Altura Efetiva	Diâmetro Exterior	Peso da Estrutura	Peso Total
$\varepsilon_1 = 700$	$h_{eff} \sim 0,6h = 120,6 \text{ m}$	$b = 7,172 \text{ m}$	$W_s = 60 \cdot 10^3 \text{ kN}$	$W_t = 80 \cdot 10^3 \text{ kN}$

O resultado obtido para a frequência fundamental: $n_1 = 0,308 \text{ Hz}$ ($\rightarrow T = 3,25 \text{ s}$).

Importa fazer um comentário sobre o resultado obtido, admitido como valor indicativo e portanto a rever no processo de análise dinâmica da estrutura. O formato da expressão considera a conformação dos parâmetros geométricos (Figura 3.6), adaptado ao estudo de caso como uma modelação intermédia dos casos 1 e 2 (Figura F1, F.2, Anexo F), a partir do parâmetro h_{eff} (altura efetiva).

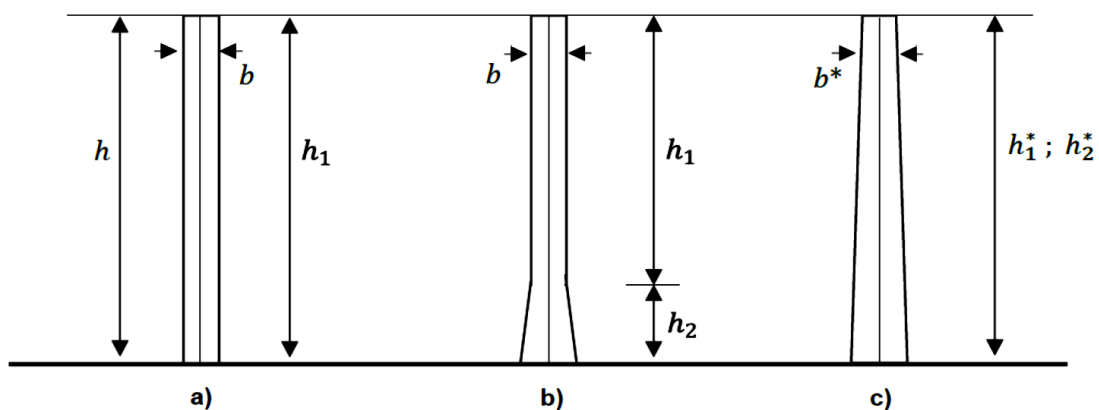


Figura 3.6 - Determinação da altura efetiva do fuste (adaptado de Eurocode 1-4)

Considera-se aqui: a) $h_{eff} = h$; b) $h_2 = 1/6 h \rightarrow h_{eff} = (h_1 + 1/3 h_2) \sim 0,90h$; c) $h_2^* = 2/3 h \rightarrow h_{eff} \sim 0,55h$.

A frequência fundamental de flexão é necessária de estimar para o cálculo do coeficiente estrutural c_s, c_d , um parâmetro fundamental para a determinação do efeito da ação do vento (Tabela 3.8) que

representa a não-simultaneidade de ocorrência de pressões de pico do vento sobre a estrutura c_s em conjunto com as vibrações da estrutura devidas à turbulência [c_d].

Tabela 3.8 - Definição paramétrica da expressão do coeficiente estrutural

Parâmetros	Expressões
Coeficiente estrutural $c_s c_d$	$c_s c_d = \frac{1 + 2 \cdot k_p \cdot I_v(z_s) \cdot \sqrt{B^2 + R^2}}{1 + 7 \cdot I_v(z_s)}$
Fator de pico k_p	$k_p = \sqrt{2 \ln(v \cdot T)} + \frac{0,6}{\sqrt{2 \ln(v \cdot T)}} \geq 3 \quad (\rightarrow k_p = 3,079)$
Frequência de passagens ascendentes v	$v = \frac{R^2}{B^2 + R^2} \geq 0,08 \text{ Hz} \quad (\rightarrow v = 0,156 \text{ Hz})$
Duração de integração da velocidade média T	$T = 600 \text{ s}$

O cálculo do coeficiente estrutural segue as disposições do Anexo B (normativo) da NP EN 1991-1-4:2010 (6.3.1). Para a determinação do coeficiente $c_s c_d$, requer-se a quantificação dos parâmetros aerodinâmicos, envolvendo um caminho de cálculos intermédios, por ordem de sequência:

- Coeficiente de força por efeito global (Tabela 3.9).
- Decremento logarítmico total do amortecimento (Tabela 3.10).
- Coeficiente de resposta quase-estática (Tabela 3.11).
- Coeficiente de resposta em ressonância (Tabela 3.12).

Passo a passo, descreve-se o caminho do cálculo numérico.

Tabela 3.9 - Definição paramétrica do coeficiente de força (efeito global)

Parâmetros	Expressões
Coeficiente de força c_f	$c_f = c_{f,0} \cdot \psi_\lambda$
Número de Reynolds Re	$Re = b \cdot \frac{v_p(z_e)}{v} = 39,2 \cdot 10^6; \quad v_p(z_e) = \sqrt{\frac{2 \cdot q_p(z_e)}{\rho}} = 82,0 \text{ m/s}$ $v_p(z_e) = \sqrt{\frac{2 \cdot q_p(z_e)}{\rho}}; \quad q_p(z_e) = q_p(201) = 2101,5 \text{ N/m}^2$
Viscosidade cinemática do ar v	$v = 15,0 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$
Rugosidade superficial equivalente k	$k = 1,0 \text{ mm}$
Coeficiente de força $c_{f,0}$	$c_{f,0} = 1,2 + \frac{0,18 \cdot \log(10 \cdot k/b)}{1 + 0,4 \cdot \log(Re/10^6)} = 0,89 \quad (7.9.2, \text{ Figura 7.28})$
Índice de cheios φ	$\varphi = (A_{ref}/A_c) \sim 1,0$
Esbelteza efetiva λ	$\lambda = 2 \cdot \frac{h}{b} = 56 \quad (7.13, \text{ Quadro NA-7, Anexo Nacional NA})$
Coeficiente de efeito extremidade ψ_λ	$\psi_\lambda = 0,885 \quad (7.13, \text{ Figura 7.36})$

O resultado obtido para o coeficiente de força (efeito global): $c_f = 0,79$.

No cálculo do amortecimento aerodinâmico, foi empregue o conceito de massa equivalente a partir da discretização da estrutura em elementos incrementais de comprimento reduzido, para poder adequar o cálculo numérico (somatório) em vez da integração, para a configuração do modo fundamental de flexão $\Phi_1(z)$, com uma margem de erro não-significativa (Anexo (F.3), (F.13), EN 1991-1-4:2010). Para a determinação da massa equivalente foi aplicado o programa de cálculo MS EXCEL.

Tabela 3.10 - Componentes do decremento logarítmico total do amortecimento

Parâmetros	Expressões
Decremento logarítmico do amortecimento δ	$\delta = \delta_s + \delta_a + \delta_d$
Amortecimento estrutural δ_s	$\delta_s = 0,03$
Amortecimento aerodinâmico δ_a	$\delta_a = \frac{c_f \cdot \rho \cdot v(z)}{2 \cdot (n_1 \cdot \mu_e)} = \frac{c_f \cdot \rho \cdot b \cdot v_m(z_s)}{2 \cdot n_1 \cdot m_e} = 0,012$
Massa equivalente m_e	$m_e = \Sigma(m_{ei} \cdot \Phi_{1,i}^2) / \Sigma(\Phi_{1,i}^2)$
Configuração deformada principal $\Phi_1(z)$	$\Phi_1(z) = \left(\frac{z}{h}\right)^\zeta ; \zeta = 2,0$
Amortecimento por dispositivo especial δ_d	N/E

O resultado obtido para o decremento logarítmico total do amortecimento: $\delta = 0,042$.

O coeficiente de resposta quase-estática atende à falta de total correlação da pressão do vento sobre a superfície da estrutura e está associado à escala de turbulência que representa a dimensão média dos turbilhões formados pela deslocação do vento natural.

Tabela 3.11 - Determinação dos parâmetros de cálculo do coeficiente de resposta quase-estática

Parâmetros	Expressões
Coeficiente de resposta quase-estática B^2	$B^2 = \frac{1}{1+0,9 \cdot \left(\frac{b+h}{L(z_s)}\right)^{0,63}}$
Escala de turbulência $L(z_s)$	$L(z_s) = L_t \cdot \left(\frac{z_s}{z_t}\right)^\alpha$, se $z \geq z_{min}$; $L(z) = L_{min}$, se $z < z_{min}$
Dados geométricos ($z_s ; b ; h$)	$\alpha = 0,67 + 0,05 \cdot \ln(z_0) = 0,3795$; $L_t = 300 \text{ m}$ $z_s = 0,6 \cdot h = 120,6 \text{ m}$; $h = 201,0 \text{ m}$; $b = 7,172 \text{ m}$

O coeficiente de resposta quase-estática: $B^2 = 0,546$.

O coeficiente de resposta em ressonância atende ao efeito da turbulência em ressonância com o modo fundamental de vibração da estrutura e associa um conjunto de parâmetros que relaciona funções de admitância aerodinâmica e densidade espectral, e decremento logarítmico total do amortecimento.

Tabela 3.12 - Determinação dos parâmetros de cálculo do coeficiente de resposta em ressonância

Parâmetros	Expressões
Coeficiente de resposta em ressonância	$R^2 = \frac{\pi^2}{2 \cdot \delta} \cdot S_L(z_s, n_{1,x}) \cdot R_h(\eta_h) \cdot R_b(\eta_b)$

Funções de admitância aerodinâmica $R_h ; R_b$	$R_h = \frac{1}{\eta_h} - \frac{1}{\eta_h^2} \cdot (1 - e^{-2\eta_h}) = 0,144$ $R_b = \frac{1}{\eta_b} - \frac{1}{\eta_b^2} \cdot (1 - e^{-2\eta_b}) = 1,446$
Frequência adimensional f_L	$f_L \cdot (z, \eta_{1x}) = \frac{n \cdot L(z)}{v_m(z)} = 1,711$ $\eta_h = \frac{4,6 \cdot h}{L(z_s)} \cdot f_L \cdot (z, \eta_{1x}) = 6,401$ $\eta_b = \frac{4,6 \cdot b}{L(z_s)} \cdot f_L \cdot (z, \eta_{1x}) = 0,228$
Densidade espectral de potência S_L	$S_L = \frac{6,8 \cdot f_L(z, n)}{(1 + 10,2 \cdot f_L(z, n))^{5/3}} = 0,090$

O coeficiente de resposta quase-estática: $R^2 = 0,202$.

Substituindo os valores conhecidos na expressão do coeficiente de comportamento estrutural, obtém-se $c_s c_d = 0,905$; e em sequência o carregamento da ação do vento (efeito global) sobre a estrutura.

$$F_{WS} = c_s c_d \cdot c_f \cdot q_p(z_e) \cdot A_{ref} \quad (3.4)$$

Este método permite considerar os efeitos da ação dinâmica do vento a partir da análise quase-estática (Figura 3.7), com base na frequência fundamental e amortecimento da estrutura, e características do vento, principalmente os parâmetros aerodinâmicos associados à turbulência relativos à amplificação do valor da pressão de pico, por meio do fator de resposta de rajada (flutuações de curta duração).

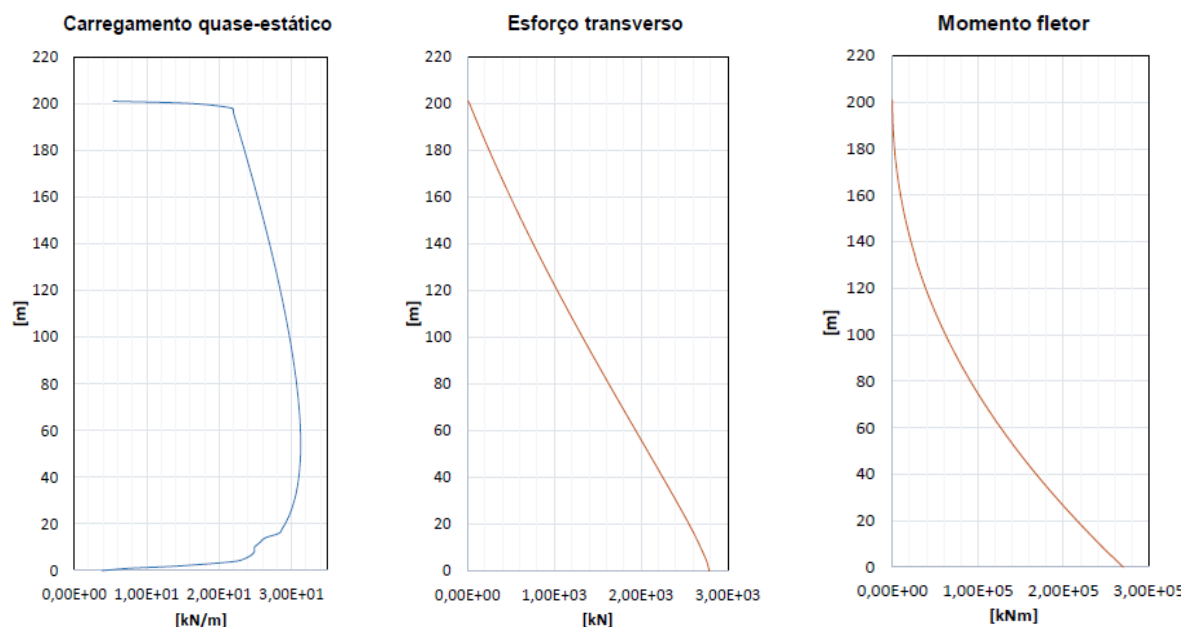


Fig. 3.7 - Carregamento quase-estático na direção do vento e esforços internos na estrutura

Resultados na secção da base: esforço transverso: 2,784E+03 kN; momento fletor: 2,700E+05 kNm.

Na determinação dos valores e representação gráfica foi utilizado o programa de cálculo MS EXCEL.

3.2.2.3 Interferências aerodinâmicas

Para uma dada direção do vento, no caso em que dois corpos esbeltos estão a distância considerável e o corpo de sotavento está fora da zona de influência da turbulência de esteira, não há interferência aerodinâmica e cada corpo tem comportamento aerodinâmico isolado. O efeito da interferência existe para corpos suficientemente próximos ou se o corpo de sotavento fica na zona de turbulência de esteira (Figura 3.8). Em resumo, a interferência aerodinâmica é muito influenciada por dois parâmetros: o espaçamento relativo dos corpos e a respetiva orientação em relação à direção do vento.

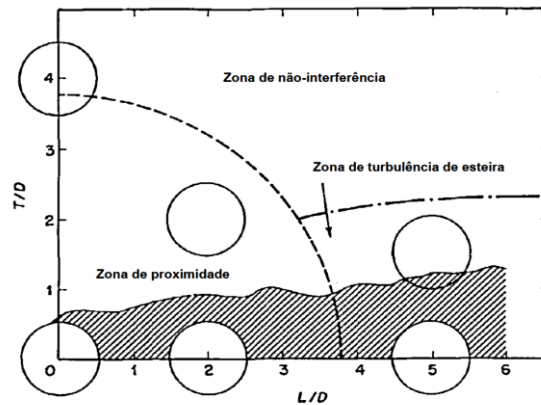


Figura 3.8 - Classificação das zonas de interferência aerodinâmica (Zdravkovich, M. M., 1984)

Neste caso, o agrupamento de dois corpos esbeltos ($h/b > 6,5$), deverá tomar em consideração o efeito do aumento de turbulência criado na esteira da estrutura de barlavento sobre a estrutura de sotavento (6.3.3 (1), NP EN 1991-1-4:2010). Este efeito modifica a resposta da estrutura em consequência da alteração das características do escoamento associadas à direção crítica do vento (admite-se reduzida e portanto sem influência, a interferência aerodinâmica da infra-estrutura próxima). Esta interferência (7.9, Quadro 7.14, NP EN 1991-1-4:2010) influencia o coeficiente de força (Figura 3.9).

a/b	κ	
$2,5 < a/b < 3,5$	1,15	
$3,5 < a/b < 30$	$\kappa = \frac{210 - a}{180 \cdot b}$	
$a/b > 30$	1,00	

Figura 3.9 - Efeito da interferência aerodinâmica no coeficiente de força (Eurocode 1-4)

As duas chaminés definem um alinhamento que faz um ângulo de $\pm 50^\circ$ com a orientação O-E; distância de afastamento relativo $a = 100m$; e diâmetro exterior no topo $b = 7,172m$. Pelo que resulta $k = 1,095$. Para a direção mais desfavorável do vento, segundo o ângulo de ataque crítico, o coeficiente de força é amplificado $c_f = 0,863$ (efeito da interferência aerodinâmica).

$$c_f = c_{f,0} \cdot \psi_\lambda \cdot k \tag{3.5}$$

No âmbito da dissertação, em que a análise tem sido aplicada a um modelo mono-modal de excitação, o caso de carregamento mais severo está diretamente associado à turbulência causada pela ação do vento longitudinal. As forças induzidas pelo vento, em consequência desta interferência, originam esforços condicionantes na base da estrutura (momentos fletores na direção do vento e na transversal; e correspondentes esforços transversos). Sem dispor de resultados de ensaios em túnel de vento específicos (6.3.3 (2), NP EN 1991-1-4:2010), a dissertação apoia-se em dados e resultados de ensaios de casos similares de duas estruturas esbeltas alinhadas. Os ensaios realizados em túnel de vento em modelos aeroelásticos e com resultados de representatividade estatística indicam um ângulo de ataque de 15°, a base do ângulo definida pela linha de eixo que une os dois cilindros e o vértice coincidente com o centro geométrico do cilindro mais afastado, do lado sotavento (Figura 3.10).

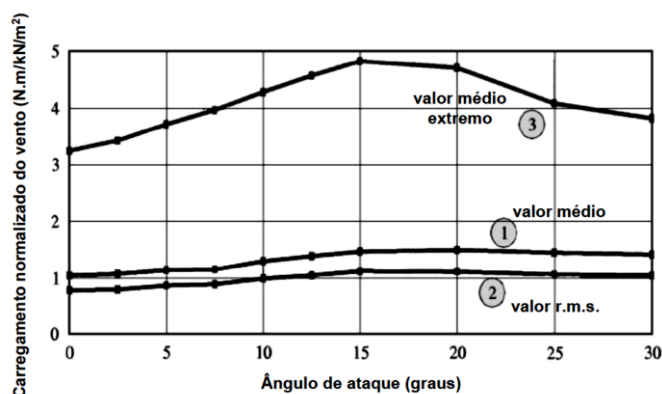


Figura 3.10 - Efeito de interferência e direção crítica (Niemann, H.-J. e Kasperski, M., 1999)

Para reduzir a incerteza associada à determinação do ângulo crítico, uma estimativa conservadora substitui o ângulo por um intervalo angular em que é admitida uma resposta máxima da estrutura, originando o maior valor (ou valores muito próximos do maior valor) das forças induzidas pelo vento.

$$\theta_{crit} = [0^\circ \div 30^\circ] \quad (3.6)$$

O alinhamento das duas chaminés define um ângulo $\theta \approx 50^\circ$ em relação à direção O – E (Figura 3.11), pelo que este intervalo angular crítico corresponde aproximativamente ao setor OSO – SO.

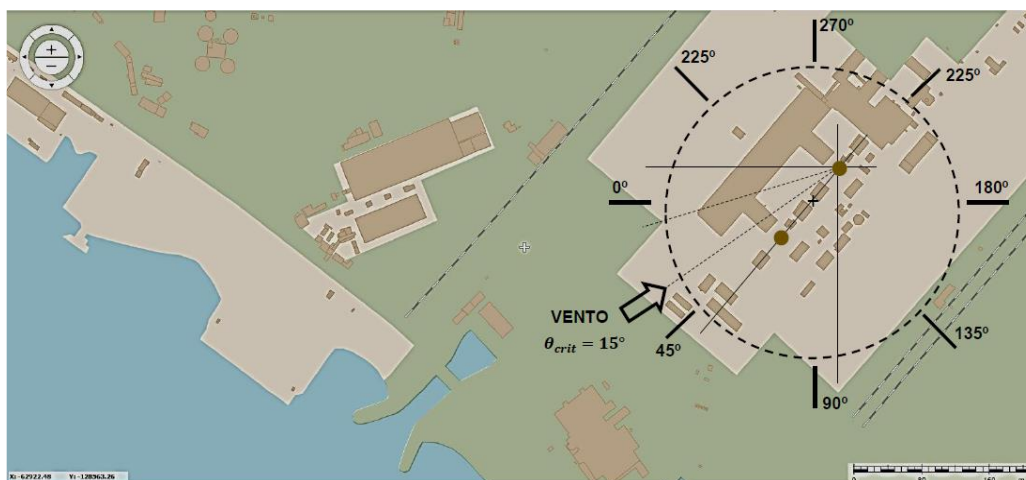


Figura 3.11 - Direção crítica do vento na Península da Mitrena (suporte WEBSIG, 2021)

Na excitação mono-modal característica da turbulência do vento longitudinal, o efeito mais severo de carregamento ocorre para a frequência natural mais baixa (frequência fundamental). A componente de excitação por ressonância ocorre para as frequências mais altas mas o seu estudo não é aqui tratado.

3.2.2.4 Efeitos aerodinâmicos na direção transversal ao vento

Interessa agora incluir na análise dos efeitos da ação do vento na direção transversal e a consequente resposta aeroelástica da estrutura (NP EN 1991-1-4:2010, 3.5 (2) e Anexo E). O desprendimento de vórtices na direção do vento, de modo alternado e em ambos os lados opostos da estrutura, origina vibrações no plano perpendicular ao plano de incidência do vento, em função das características do escoamento do fluxo e propriedades mecânicas e dinâmicas da estrutura. Em resultado, a estrutura pode ser excitada de modo a causar efeitos de flexão significativos, no plano perpendicular à direção do vento, e que é necessário determinar. Na determinação dos esforços internos originados desta vibração, admite-se o estado de equilíbrio das forças de inércia com as forças de deformação elástica.

$$F_{w,t}(z) = m(z) \cdot (2 \cdot \pi \cdot n_{i,y})^2 \cdot \Phi_{i,y}(z) \cdot y_{F,max} \quad (3.7)$$

A amplitude máxima do deslocamento da estrutura, $y_{F,max}$, na transversal à direção do fluxo de ar, é um parâmetro associado à dimensão da secção transversal (no caso, o diâmetro do topo do fuste), tomando a forma de rácio $y_{F,max}/b$. Este valor deverá ser determinado para permitir definir o caso de carga das forças equivalentes quase-estáticas originadas pelo efeito vórtice (Tabela 3.13).

Tabela 3.13 - Determinação da amplitude máxima transversal à direção do vento

Parâmetros	Expressões	
Deslocamento máximo transversal $y_{F,max}$	$\frac{y_{F,max}}{b} = \frac{1}{St^2} \cdot \frac{1}{Sc} \cdot K^* \cdot K_w \cdot c_{lat}$	
Comprimento de correlação efetivo L_j	$L_j = 6 \cdot b$	(E.1.5.2.3, Quadro E.4, Figura E.3)
Configuração modal $\Phi_{1,y}$	$\Phi_{1,y} = \left(\frac{z}{h}\right)^{2,0}$	(F.3 (1), Figura F.3)
Coefficiente comprimento de correlação K_w	$K_w = 3 \cdot \frac{L_j/b}{h/b} \cdot \left[1 - \frac{L_j/b}{h/b} + \frac{1}{3} \cdot \left(\frac{L_j/b}{h/b}\right)^2\right]$	(E.1.5.2.4, Quadro E.5)
Coefficiente de configuração modal K^*	$K^* = 0,13$	
Número de Reynolds Re	$Re = b \cdot \frac{v_{crit,i}}{v}$; $v = 15 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ ($\rightarrow Re = 7,9 \cdot 10^6$)	
	$v_{crit,i} = b \cdot n_{i,y}/St$	($\rightarrow v_{crit,i} = 14,0 \text{ m/s}$)
Número de Scruton Sc	$Sc = \frac{2 \cdot \delta_s \cdot m_{i,e}}{\rho \cdot b^2}$	($\rightarrow Sc = 3,5$)
Número de Strouhal St	$St = 0,18$	(E.1.3.2, Quadro E.1)
Coefficiente de força lateral $c_{lat,0}$	$c_{lat,0} = 0,2$	(E.1.5.2.2, Quadro E.2, Figura E.2)
Coefficiente de força lateral c_{lat}	$v_{crit,i}/v_{m,Lj} = 0,31 \rightarrow c_{lat} = c_{lat,0}$	(E.1.5.2.2, Quadro E.3)

O resultado do deslocamento máximo transversal: $y_{F,max}/b = 0,093 < 0,1 \rightarrow y_{F,max} = 0,666 \text{ m}$.

É aqui usado o Método 1 (E.1.5.2, NP EN 1991-1-4:2005), fundamentado no Modelo de Ruscheweyh (1994), em relação ao qual algumas considerações devem ser enunciadas sobre a sua aplicação.

- As perturbações no regime de escoamento na vizinhança da secção do topo do fuste (efeito de extremidade) impedem a regular formação de vórtices no comprimento aproximado de 1,5 vezes o diâmetro, efeito que deve ser considerado no comprimento de correlação L_j .
- O desprendimento de vórtices não é uniformemente distribuído ao longo do eixo longitudinal, em que o máximo da força de excitação corresponde à coordenada de maior deslocamento (Figura 3.12).

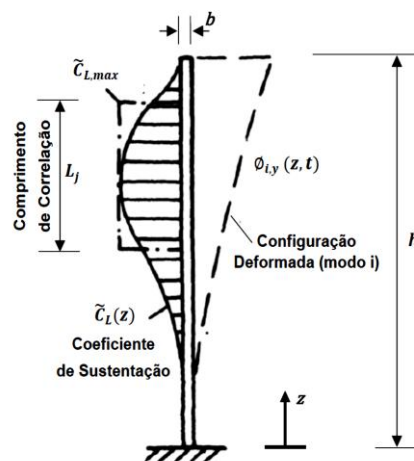


Figura 3.12 - Correlação da força de excitação (Ruscheweyh, H., 1994; e Grala, P., 2016)

- O movimento da estrutura influencia a correlação das forças transversais equivalentes, ou seja, o comprimento de correlação L_j aumenta com a amplitude do movimento de vibração (Figura 3.13). Valores elevados de comprimento de correlação são associados a regimes de escoamento caracterizados por vórtices de elevada intensidade (Von Kármán, T., 1957).

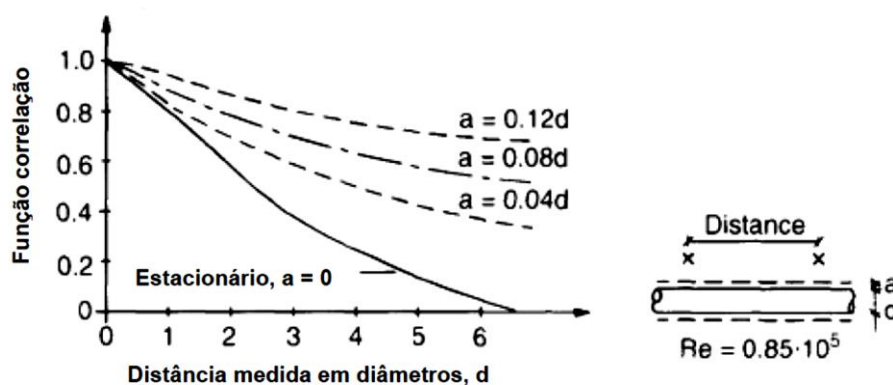


Figura 3.13 - Amplitude de oscilação e função correlação (Wooton, L.R. e Scruton, C., 1970)

- O Número de Scruton é um parâmetro que regula a amplitude de resposta aeroelástica mas pode conduzir a resultados não-realísticos no intervalo ($Sc < 5$), no regime de vibrações em que ocorre o efeito de travamento e níveis elevados de amplitude (Figura 3.14).

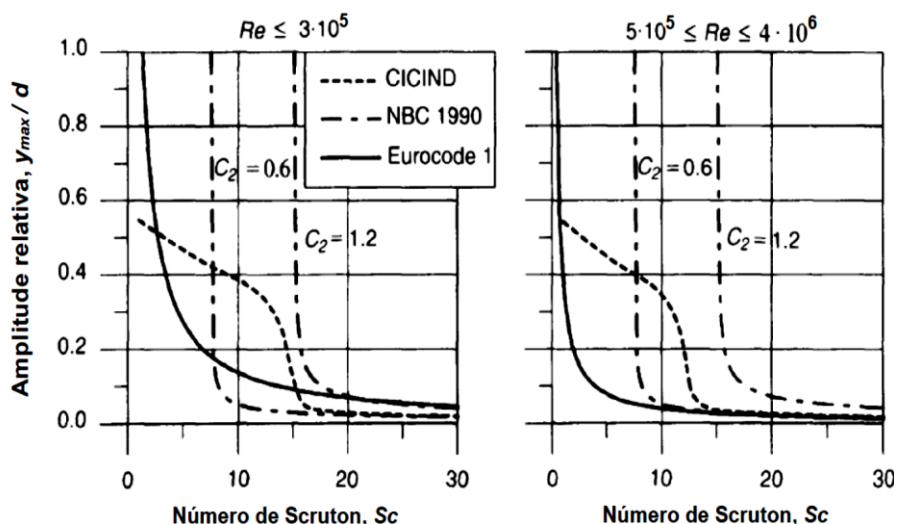


Figura 3.14 - Amplitude relativa e Número de Scruton (Dyrbye, C. e Hansen, O. S., 1970)

O carregamento de forças quase-estáticas equivalentes $F_{w,t}(z)$ tem a distribuição em altura em função da amplitude máxima, frequência própria e massa equivalente, e cuja integração da configuração modal determina os esforços internos na estrutura, esforço transverso e momento fletor (Figura 3.15).

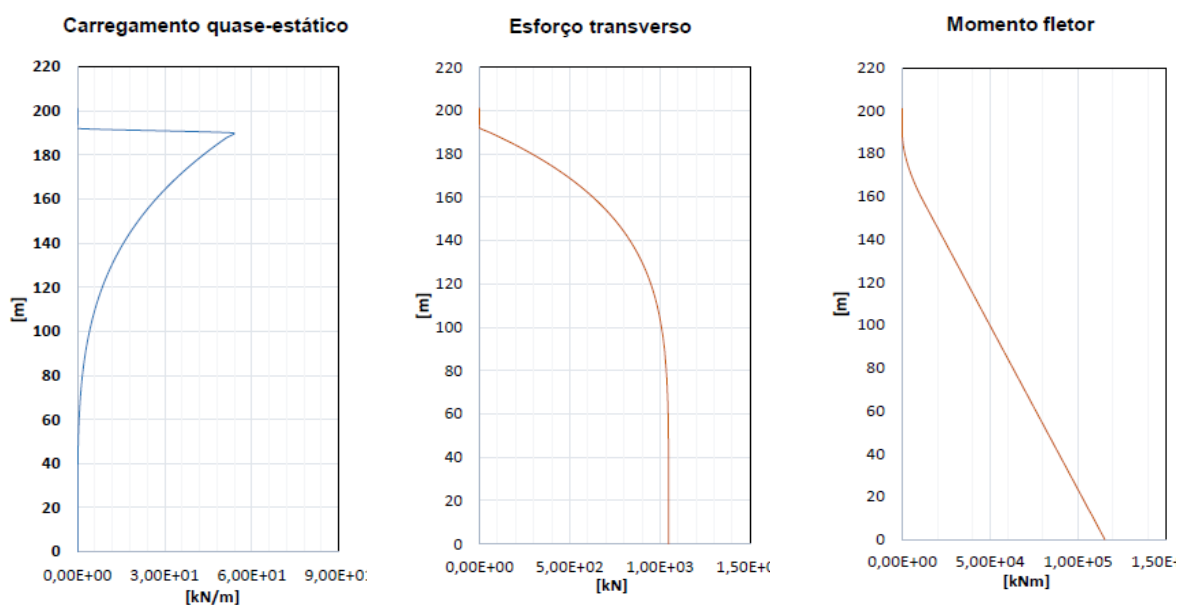


Figura 3.15 - Carregamento quase-estático (por efeito vórtice) e esforços internos na estrutura

Resultados na secção da base: esforço transverso: 0,994E+03 kN; momento fletor: 1,051E+05 kNm.

Na determinação dos valores e representação gráfica foi utilizado o programa de cálculo MS EXCEL.

3.2.2.5 Efeitos conjugados da ação do vento

Os efeitos conjugados da ação do vento são considerados na combinação de ações em estados limites. Na determinação dos esforços de cálculo, em cada secção, utiliza-se o critério SRSS (i.e. raiz quadrada da soma dos quadrados) às duas componentes ortogonais de carregamento.

$$S = \sqrt{S_1^2 + S_2^2} \quad (3.8)$$

O cálculo numérico detalhado dos efeitos conjugados da ação do vento sobre a estrutura (direção do vento e direção transversal por efeito vórtice) foi desenvolvido com recurso ao programa MS EXCEL.

3.2.3 Sismo

Na modelação da ação do sismo aplica-se as normas EN 1998-1:2004 e EN 1998-6:2005. A estrutura está localizada na zona geográfica de sismicidade 1.3 (ação sísmica do tipo 1; maior magnitude e maior distância focal); e 2.3 (ação sísmica do tipo 2; magnitude moderada e pequena distância focal). A esta classificação de intensidade sísmica corresponde, respetivamente, valores de referência de aceleração máxima no solo: $a_{gr} = 1,5 \text{ m/s}^2$, zona 1.3; e $a_{gr} = 1,7 \text{ m/s}^2$, zona 2.3 (EN 1998-1:2004, Anexo NA.I). O valor de cálculo do efeito do sismo corresponde à probabilidade $p = 0,10$ em 50 anos e ao período de retorno $T_{NCR} = 475$ anos. Para diferentes períodos de retorno, a aceleração de referência a_{gc} resulta da relação proporcional com a aceleração máxima de referência a_{gr} (em que $k = 1/1,5$, sismo tipo 1; e $k = 1/2,5$, sismo tipo 2).

$$a_{gc} = a_{gr} \left[\frac{T_{RC}}{T_{NCR}} \right]^k \quad (3.9)$$

Um aspeto importante a mencionar em relação aos requisitos de desempenho da estrutura refere-se à limitação de danos com base na maior probabilidade de ocorrência da ação sísmica, em desfavor da probabilidade de não-ocorrência de colapso, porque o intervalo de tempo em que decorrem os trabalhos de pré-enfraquecimento da estrutura é limitado, ou seja, não superior a 1 ano, o que implica reavaliar o conceito usual de período de vida útil da estrutura (período de referência). No caso de ocorrência de sismo, os danos causados no corpo do revestimento, deixariam de ser relevantes por razão da central termoelétrica ter cessado a operação (ou seja, o critério das condições de utilização ou de serviço perde significado). A estrutura continuaria a manter a integridade na situação transitória (ou seja, não ocorreria colapso), o que, relembra-se, é requisito fundamental do objetivo de demolição controlada. Admite-se assim a intensidade sísmica ($p = 0,10$; $t_{L=10} = 10 \text{ anos}$) referida ao período de retorno $T_{RC} = 95 \text{ anos}$, designada por ação sísmica de serviço e usada em projeto, nos casos correntes de fase de construção.

A norma EN1998-3:2017 indica um critério para estados limites associados à verificação da segurança à ação sísmica, mas cuja aplicação não se adequa ao estudo de caso em que o estado de dano limitado refere-se a uma situação transitória e reduzido ao período de referência (Tabela 3.14).

Tabela 3.14 - Estados limites últimos associados à ação sísmica (EN 1998-3)

$E(A_E)$ Estados Limites	T_{RC}	p	t_L
Quase Colapso	2475	0,02	50
Dano Significativo	475	0,10	50
Dano Limitado	225	0,20	50

As classes de consequências tem uma quase correspondência com as classes de importância, neste caso a classe CC2 de consequências médias (humanas, económicas e ambientais) relaciona-se com a classe de importância II, que determina o coeficiente de importância $\gamma_I = 1,0$ da estrutura (4.1 (1P) e (2), EN 1998-6:2005), com igual valor para o sismo tipo 1 e sismo tipo 2.

Antes de prosseguir a análise, é necessário determinar o período fundamental de vibração da estrutura. Antes, foi usada uma expressão simplificada mas deverá agora seguir-se um modelo teórico, a partir da configuração deformada $\psi(z)$, em que a estrutura é um sistema em consola com massa distribuída $m(z)$ por unidade de comprimento e rigidez de flexão $EI(z)$. Uma solução aproximativa da solução analítica permite obter resultados aceitáveis com os deslocamentos relacionados à função deformada $\psi(z)$ e resumidos ao modo fundamental (Figura 3.16).

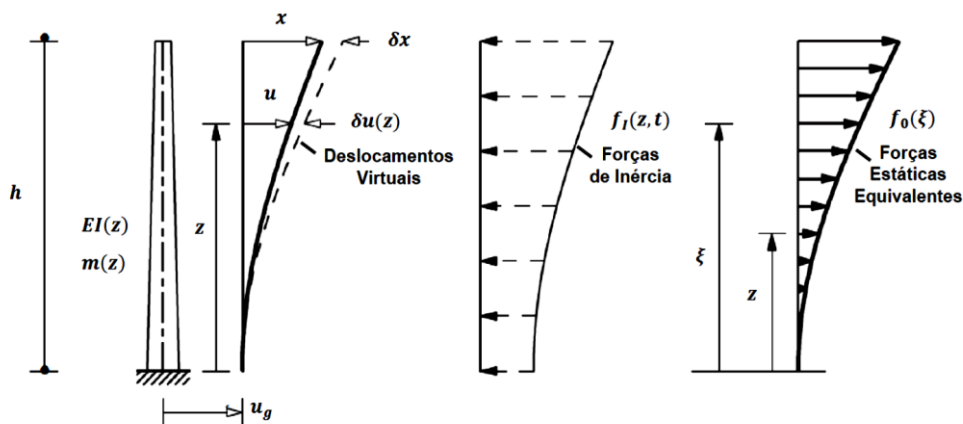


Figura 3.16 - Modelo simplificado de análise dinâmica (adaptado de Chopra, A., 1992)

Em cada instante t , na coordenada z do eixo longitudinal da estrutura, o deslocamento generalizado $x(t)$ em relação à base $z = 0$ representa a deformada da estrutura na mesma secção.

$$u(z, t) = \psi(z) \cdot x(t) \quad (3.10)$$

A ação sísmica origina aceleração à superfície do terreno e o conseqüente deslocamento relativo das secções da estrutura, pelo que a componente $u_g(t)$ deve ser adicionada.

$$u_t(z, t) = \psi(z) \cdot x(t) + u_g(t) \quad (3.11)$$

É assumido o sistema em equilíbrio estático, dos esforços internos resistentes e forças de inércia.

$$f_I(z, t) = -m(z) \cdot \ddot{u}_t(z, t) = -m(z) \cdot [\ddot{\psi}(z, t) \cdot \dot{x}(t) + \ddot{u}_g(t)] \quad (3.12)$$

Esta equação representa o equilíbrio dinâmico do sistema generalizado, para cuja resolução pode usar-se indiferentemente princípios de trabalho virtual ou energia, para formular a equação do movimento.

$$\tilde{m} \cdot \dot{x} + \tilde{k} \cdot x = -\tilde{L} \cdot \ddot{u}_g(t) \quad (3.13)$$

Anota-se que a equação do movimento considera que a configuração dos deslocamentos da estrutura é conforme à função deformada $[\psi(z, t)]$, com as propriedades generalizadas \tilde{m} ; \tilde{k} ; \tilde{L} .

$$\tilde{m} = \int_0^L m(z) \cdot [\psi(z)]^2 dz ; \tilde{k} = \int_0^L mEI(z) \cdot [\psi''(z)]^2 dz ; \tilde{L} = \int_0^L m(z) \cdot [\psi(z)] dz \quad (3.14)$$

No caso em estudo, a opção de definição da função deformada é assumida como segue.

$$u(z) = \psi(z) \cdot x ; \quad \psi(z) = \frac{3 \cdot z^2}{2 \cdot L^2} - \frac{z^3}{2 \cdot L^3} ; \quad \psi''(z) = 3 \left(\frac{1}{L^2} - \frac{z}{L^3} \right) \quad (3.15)$$

A velocidade angular é obtida pelo quociente da rigidez generalizada pela massa generalizada.

$$\omega_n^2 = \frac{\check{k}}{\check{m}} = \frac{\int_0^L mEI(z) \cdot [\psi''(z)]^2 dz}{\int_0^L m(z) \cdot [\psi(z)]^2 dz} \quad (3.16)$$

O resultado obtido para o período fundamental da estrutura: $\omega_n^2 = 3,075 \rightarrow T = 3,58 \text{ s} ; f = \frac{1}{T} = 0,28 \text{ s}$.

Na modelação da ação sísmica admite-se um espectro de resposta elástico de aceleração à superfície $S_e(T)$ cujos parâmetros de definição, para cada tipo de sismo, dependem das geo-características do solo, aceleração de referência à superfície e período fundamental da estrutura (Tabela 3.15). O valor da aceleração à superfície resulta do produto do coeficiente de importância γ_I pela aceleração de referência $[a_{gc}]$, para terreno tipo C e zona sísmica 3 (NA-3.2.1. (2) e Quadro NA.I, EN 1998-1:2004).

Tabela 3.15 - Valores dos parâmetros admitidos na definição do espectro de resposta elástica

Sismo - Zona	$a_{g,475} = a_{g,R}$	$a_{g,95}$	$a_g = \gamma_I \cdot a_{gc}$	S_{max}	$T_B(s)$	$T_C(s)$	$T_D(s)$
Tipo 1 - 1.3	1,5 m/s ²	0,5 m/s ²	0,5 m/s ²	1,6	0,1	0,6	2,0
Tipo 2 - 2.3	1,7 m/s ²	0,9 m/s ²	0,9 m/s ²	1,6	0,1	0,25	2,0

Cada componente da ação sísmica atua em simultâneo e é definida em termos do espectro de resposta elástica, em função das condições do terreno e aceleração a_g à superfície. As componentes ortogonais horizontais são admitidas à análise e a componente vertical é dispensada (3.2.2. 1 (P), Fig. 3.1. e 5.4. (3), EN 1998-6:2005). Neste caso, $a_g \leq 1 \text{ m/s}^2$ e $S = S_{max}$ (efeito do terreno), para o sismo tipo 1 e sismo tipo 2 (Fig. 3.17).

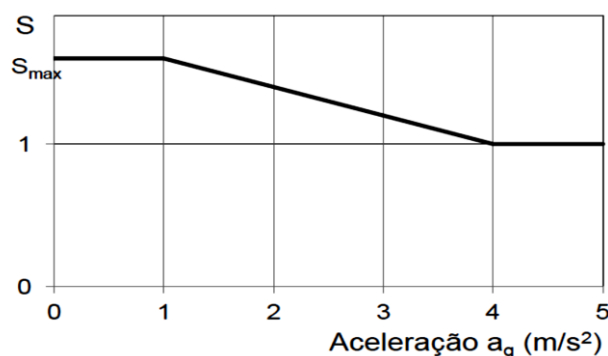


Figura 3.17 - Efeito do terreno e aceleração sísmica (Carvalho, A. C. de, 2011)

A configuração espectral associada ao tipo de terreno tem carácter de Parâmetro de Determinação Nacional.

Admitindo a análise em regime elástico e comportamento de ductilidade estrutural, utiliza-se o espectro de cálculo $S_d(T)$ reduzido do coeficiente de comportamento q em relação à aceleração espectral $S_e(T)$. No limite inferior do espectro deve verificar-se a condição $S_d(T) \geq \beta \cdot a_g$ em que $\beta = 0,2$ (Tabela 3.16).

Tabela 3.16 - Definição da função aceleração espectral de cálculo (Eurocode 8-1)

T	$S_d(T)$	Sismo Tipo 1	Sismo Tipo 2
$0 \leq T \leq T_B$	$a_g \cdot S \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right]$	$0,5335 + 8 \cdot T$	$0,9600 + 14,4 \cdot T$
$T_B \leq T \leq T_C$	$a_g \cdot S \frac{2,5}{q}$	1,3335	2,4003
$T_C \leq T \leq T_D$	$a_g \cdot S \frac{2,5}{q} \left[\frac{T_C}{T} \right]$	$0,8/T$	$0,6/T$
$T_D \leq T$	$a_g \cdot S \frac{2,5}{q} \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right]$	$1,6/T^2$	$1,2/T^2$

Para a determinação do valor do coeficiente de comportamento, nas componentes horizontais da ação sísmica, os dados de projeto não são suficientes para concluir se a estrutura foi dimensionada para um desempenho de comportamento estrutural dissipativo. Admite-se assim a ductilidade estrutural de classe baixa DCL, em que o corte da armadura de extradorso da secção transversal sujeita a pré-enfraquecimento contribui para uma perda de ductilidade (4.7.6; 4.10; e 5.2, EN 1998-6:2005).

$$q = q_0 k_r = (2,5 \cdot 0,8) \geq 1,5 \quad (3.17)$$

Admite-se o valor limite inferior $q = 1,5$ para o coeficiente de comportamento. Anota-se que no caso de critério ultra-conservativo, ou seja, optar-se por $1,0 \leq q < 1,5$ e continuar a aplicar-se o espectro de resposta elástica, seria necessário novo cálculo da rigidez de flexão em secção transversal fendilhada, para o estado de tensão por efeito da ação sísmica. Substituindo os parâmetros do espectro de resposta elástica horizontal (Figura 3.18), resulta $S_d(3,6) = 0,12$, para o sismo tipo 1; e $S_d(3,6) = 0,09$, para o sismo tipo 2. A condição $\beta \cdot a_g$ determina o valor de cálculo $S_d = 0,18$ (sismo tipo 2).

A análise do efeito da ação sísmica (e dos efeitos das ações que com ela combinam) aplica-se ao modelo de comportamento linear-elástico da estrutura.

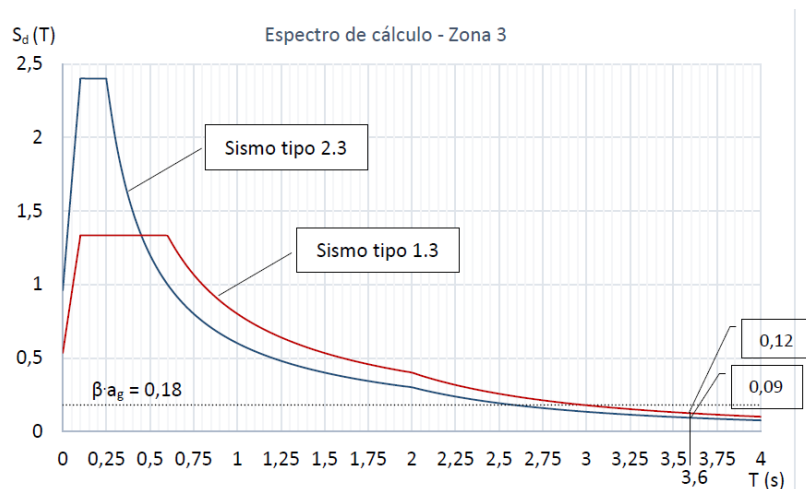


Figura 3.18 - Espectro de cálculo de resposta elástica horizontal da aceleração

Análise dinâmica linear:

As propriedades físicas de um sistema estrutural elástico sujeito a excitação externa ou caso de carga dinâmica, são: massa, rigidez e amortecimento. No modelo mecânico mais simples e admitindo que a superfície de apoio do corpo é livre de atrito, a massa tem apenas um único grau de liberdade (SDOF - Single Degree of Freedom). A resposta do sistema (ou seja, a resistência ao movimento) à força dinâmica aplicada é representada pelas propriedades da rigidez da mola e do mecanismo de dissipação do amortecimento (Figura 3.19).

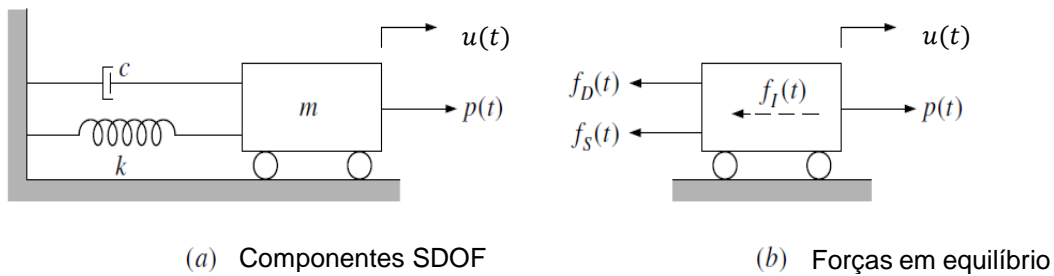


Figura 3.19 - Esquema do sistema dinâmico SDOF (Clough, R. W. e Penzin, J., 1975)

A equação do movimento é o resultado da equação de equilíbrio de forças:

$$f_I(t) + f_D(t) + f_S(t) = p(t) \rightarrow m \cdot \ddot{u}(t) + c \cdot \dot{u}(t) + k \cdot u(t) = p(t) \quad (3.18)$$

No caso em estudo, a estrutura tem flexibilidade distribuída no eixo longitudinal e a deformada assume uma função contínua. Considerando que a resposta da estrutura em cada modo de vibração pode ser modelada por SDOF, um limite superior da resposta total da estrutura é obtido por combinação modal e nesta condição, o sistema pode ser analisado como SDOF generalizado. Na determinação do efeito da ação sísmica é utilizada a análise modal do espectro de resposta (RSA - Response Spectrum Analysis), um método vulgarizado de análise sísmica (Newmark, N. M. e Hall, W. J., 1982), prescrito no Eurocode 8 (4.3.3.3.1, EN 1998-1:2004; e 4.3.3.2, (1)P e (2), EN 1998-6:2005) e fundamentado na resposta dinâmica linear (relaciona um padrão de deformada para cada modo de vibração natural). Admite-se à análise os 3 primeiros modos de vibração (Tabela 3.17), dos resultados da aplicação do programa de cálculo numérico SAP2000 v.23.2.0, CSI 2020, em que a numeração (StepNum 1; 3; e 5) e (StepNum 2; 4; e 6), corresponde respetivamente à resposta modal na direção y - y e direção x - x.

Tabela 3.17 - Períodos modais de vibração da estrutura na direção xx e direção y-y

Modal Periods And Frequencies							
File View Edit Format-Filter-Sort Select Options							
Units: As Noted							
Filter:							
	OutputCase	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	Frequency Cyc/sec	CircFreq rad/sec	Eigenvalue rad2/sec2
▶	MODAL	Mode	1	3,68635	0,27127102...	1,70444609...	2,90513647...
	MODAL	Mode	2	3,603332	0,27752090...	1,74371530...	3,04054304...
	MODAL	Mode	3	0,940146	1,06366488...	6,68320358...	44,6652100...
	MODAL	Mode	4	0,919643	1,08737840...	6,83220003...	46,6789573...
	MODAL	Mode	5	0,415419	2,40720611...	15,1249220...	228,763268...
	MODAL	Mode	6	0,412722	2,42293846...	15,2237713...	231,763214...

E, analogamente, a configuração deformada associada a cada modo e direção de vibração da estrutura, para os primeiros 3 modos (Figura 3.20).

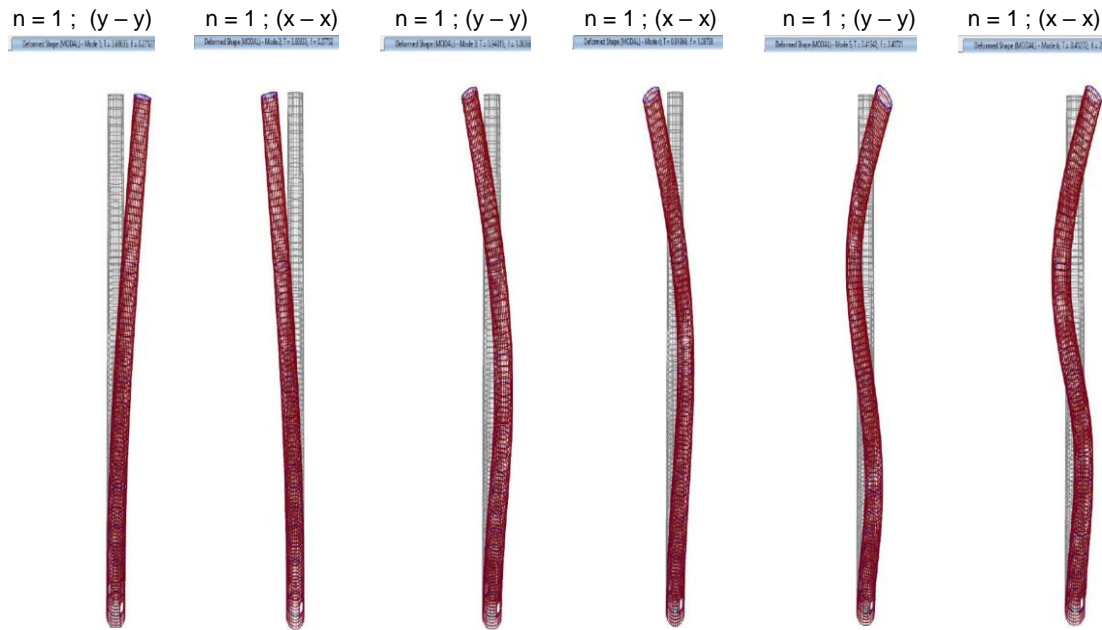


Figura 3.20 - Representação da deformada dos modos de vibração (n = 1; n = 2; n = 3)

Verifica-se que as respostas modais são independentes entre si porque os períodos modais de vibração satisfazem à condição $T_j \leq 0,9 T_i$ (4.3.3.3.2, (1), (4.15), 4.3.3.3.1, EN 1998-1:2004). A resposta global da estrutura é representada em termos de combinação linear da deformada de cada modo de vibração.

$$\max (u_n(t)) \leq u_0 = \left| \sum_{i=1}^n \phi_n \cdot y_{n,max} \right| \quad (3.19)$$

O valor máximo r_0 do efeito da ação do sismo (deslocamento; força; tensão) da resposta total $r(t)$ é o resultado da combinação modal de valores máximos modais $r_{n,0}$ do efeito de cada modo, por aplicação da regra SRSS (4.3.3.3.2, (2), (4.16), 4.3.3.3.1, EN 1998-1:2004), sendo r_n a resposta de pico modal.

$$r_0 \cong \left(\sum_{n=1}^{\infty} r_{n,0}^2 \right)^{1/2} = \sqrt{r_{1,0}^2 + r_{2,0}^2 + \dots + r_{n,0}^2} \quad (3.20)$$

Um cálculo simples para a determinação do deslocamento máximo modal na secção do topo do fuste, direção y - y (Figura 3.21), resulta: $u_0 = \sqrt{|-0,0316|^2 + |0,0295|^2 + |-0,0234|^2} = 0,0492m$.

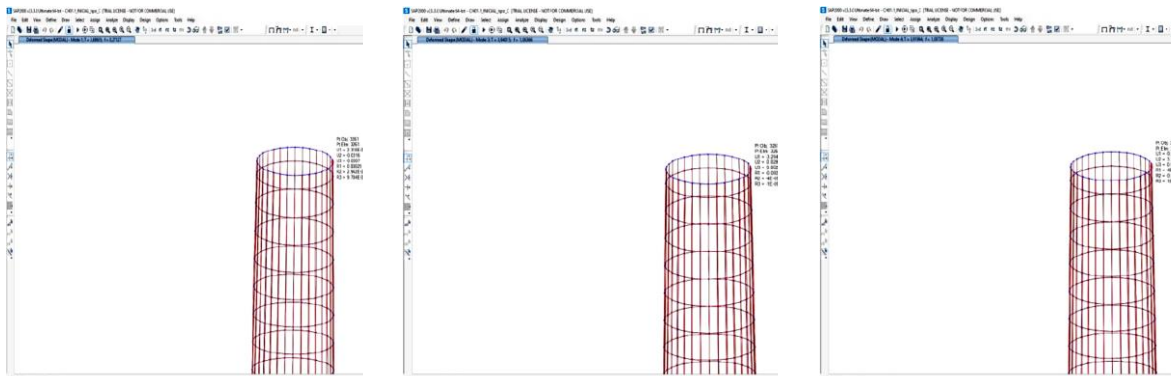


Figura 3.21 – Deslocamento máximo modal na secção do topo do fuste (direção y - y)

No espectro de resposta, as ordenadas $S_d(T)$ de cada período modal, para a ação do sismo tipo 1 e sismo tipo 2, Terreno C, respetivamente, na direção x – x (Figura 3.22) e direção y – y (Figura 3.23).

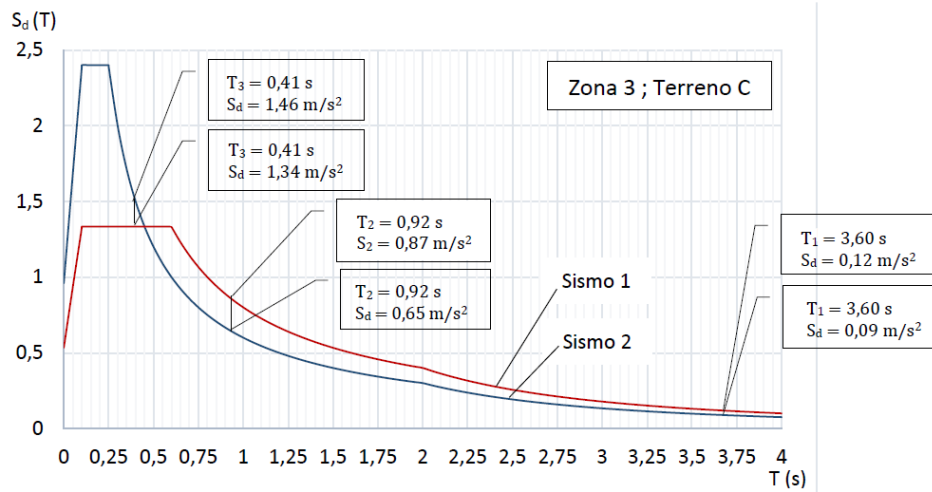


Figura 3.22 - Resultados do espectro de resposta elástica modal (direção x - x)

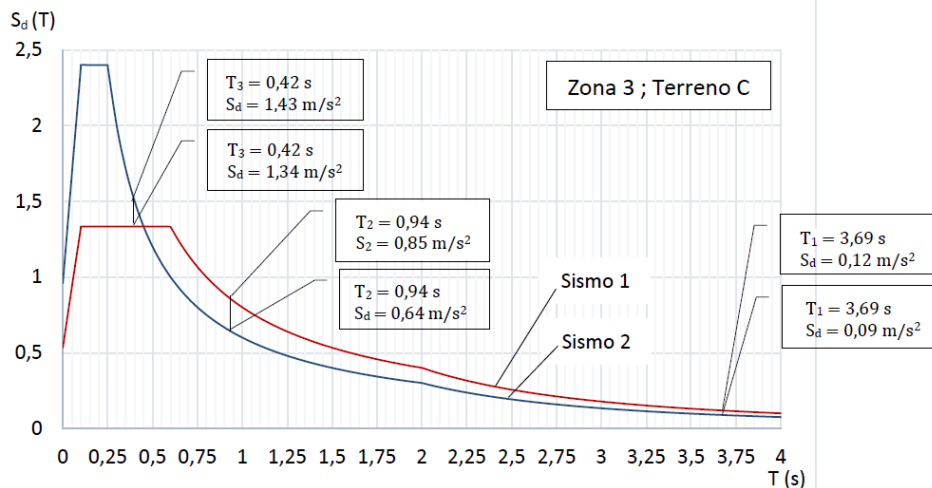


Figura 3.23 - Resultados do espectro de resposta elástica modal (direção y - y)

Os valores de reação (força; momento) na secção da base da estrutura (Tabela 3.18), por efeito da ação do sismo tipo 1 e do sismo tipo 2, são resumidos como segue.

Tabela 3.18 - Reações na secção da base da estrutura por efeito da ação sísmica

OutputCase	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX KN	GlobalFY KN	GlobalFZ KN	GlobalMX KN-m	GlobalMY KN-m	GlobalMZ KN-m	GlobalX m	GlobalY m
SISMO_TIPO 1	LinRespSpec	Max	1509,889	1408,498	13,213	86929,0298	91172,4979	239,3308	0	0
SISMO_TIPO 2	LinRespSpec	Max	1026,263	947,18	10,219	70198,9918	71774,3311	268,2541	0	0

É considerado um efeito global conjugado das componentes de reação segundo x – x e segundo y – y por efeito da ação sísmica, de acordo com a regra de combinação SRSS (4.3.3.5.1 (1)P (2) a), b), EN 1998-1:2004; e 5.4 (1), EN 1998-6:2004).

3.3 CENÁRIOS DE DIMENSIONAMENTO E VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA

Embora tratar-se de um projeto de engenharia cujo resultado final não é a construção de uma estrutura, como é usual, mas o oposto, ou seja, a demolição controlada de uma estrutura, é necessário que na situação transitória, durante a qual são introduzidas modificações importantes na capacidade resistente (pré-enfraquecimento estrutural), seja satisfeita a condição da segurança.

3.3.1 Cenários de Dimensionamento

A verificação da segurança estrutural aos estados limites últimos é realizada para os diferentes cenários de dimensionamento e situações de projeto, classificação das ações, propriedades dos materiais e dados geométricos (3.2; 3.3; 3.5; e 6.4, NP EN 1990:2009).

- Situação de projeto transitória:

Refere-se ao período para a adequação da estrutura à implosão, envolvendo as atividades de pré-enfraquecimento que antecedem a detonação. Considera-se a verificação ao estado limite último de resistência (STR) em relação a uma rotura local, para o caso de resistência mínima.

$$E_d \leq R_d \quad (3.21)$$

Sendo E_d o valor de cálculo resultante da combinação fundamental de ações e R_d o valor das forças internas da capacidade resistente. O objetivo é garantir um processo de demolição controlada, pelo que não deverá ocorrer ruína da estrutura na situação transitória (neste caso, a duração em obra de 6 meses, ou seja, no intervalo de mais de 3 meses mas inferior a 1 ano).

- Situação de projeto sísmica:

Refere-se ao intervalo de tempo coincidente com a situação de projeto transitória e considera-se a verificação ao estado limite último de resistência (STR) na ocorrência de sismo durante a fase de pré-enfraquecimento da estrutura e preparação para a detonação.

- Situação de projeto accidental:

Refere-se ao momento conseqüente à detonação e conseqüente formação do mecanismo de colapso, no caso decorreu em 870 mili-segundos, ou seja, no intervalo $[0 \div 1 \text{ s}]$. A verificação ao estado limite de resistência (STR) é ainda necessária porque há que garantir que ocorre rotura e conseqüente formação da rótula plástica, ou seja, está-se perante um caso incomum em projeto, contrariando a NP EN 1990:2009, 6.4.2, 3(P), (6.8), ao impor-se:

$$E_d > R_d \quad (3.22)$$

Após a eliminação do material na cunha de implosão, atinge-se o limite mínimo da capacidade de resistência, para criar uma rótula na região enfraquecida e perda de estabilidade global. Em coerência com o processo de demolição controlada, deverá ocorrer o colapso da estrutura. Ou seja, os resultados esperados estão associados ao estado de ruína, o qual resulta da decisão intencional de aumentar, em termos significativos, a probabilidade de ocorrência do colapso.

O estado limite último de equilíbrio (EQU) refere-se à perda do equilíbrio estático da estrutura (fuste) e entrada em movimento de corpo rígido em torno da rótula originada após a detonação.

$$E_{d,dst} > E_{d,stab} \quad (3.23)$$

Igualmente, nesta situação, contraria-se a NP EN 1990:2009, 6.4.2, 1(P), (6.7).

3.3.2 Estados Limites Últimos

Na verificação aos estados limites últimos (STR) e (EQU), admite-se os valores de cálculo resultantes da combinação das ações que podem ocorrer em simultâneo. Para cada situação de projeto e caso de carga, a norma NP EN 1990:2009 indica o formato geral para a determinação dos efeitos das ações nos estados limites últimos.

3.3.3 Estados Limites de Utilização

Ao tempo da demolição, a chaminé estava fora-de-utilização e a central termo-elétrica desativada, pelo que pode considerar-se sem-propósito definir um critério de serviço para o estado limite de deformação. Deste modo, a probabilidade de ocorrer um não-desejado deslocamento relativo entre o revestimento interior e a casca de betão de modo a originar danos e perda de eficiência do revestimento, deixa de ter relevância em termos de requisitos de operação da chaminé.

O pré-enfraquecimento da estrutura faz-se em período reduzido, pelo que uma provável propagação e amplificação de fendilhação no betão (particular sensibilidade na zona da cunha de implosão, devido à alta densidade de furações para inserção dos explosivos) não deverá adicionar risco para a integridade e durabilidade da armadura nesta região vulnerável do fuste, de modo a que justifique a verificação ao estado limite de fendilhação.

3.3.4 Coeficientes Parciais de Segurança

De acordo com as ações definidas, os coeficientes parciais de segurança a utilizar (Tabela 3.19), são como indicado em (4.5, EN 1998-6:2005), (6.4.3.4, EN 1990:2002) e (3.2.4 (1) P e (4), EN 1998-1:2004).

Tabela 3.19 - Coeficientes parciais das ações para o estado limite último (STR)

Situações de Projeto	Ações Permanentes		Ação Variável de Base	
	Desfavoráveis	Favoráveis	Desfavorável	Favorável
Persistentes e Transitórias	$\gamma_{Gj,sup} = 1,35$	$\gamma_{Gj,inf} = 1,00$	$\gamma_{Q,1} = 1,50$	$\gamma_{Q,1} = 0$
Sísmicas e Acidentais	$\gamma_{Gj,sup} = 1,00$	$\gamma_{Gj,inf} = 1,00$	$\gamma_E = 1,00$	

Na situação de projeto transitória (combinação fundamental), a ação variável de base (vento) não tem ação variável de acompanhamento (Tabela 3.20). Importa mencionar que na situação sísmica, a ação variável de acompanhamento (vento) da ação variável de base (sismo) não participa pelo valor nulo do coeficiente de redução $\psi_2 = 0,0$.

Tabela 3.20 - Coeficientes parciais das ações para o estado limite último (EQU)

Situação de Projeto	Ações Permanentes		Ação Variável de Base	
	Desfavoráveis	Favoráveis	Desfavorável	Favorável
Acidental	$\gamma_{Gj,sup} = 1,10$	$\gamma_{Gj,inf} = 0,90$	$\gamma_E = 1,00$	

Na situação de projeto acidental, apenas tem significado considerar a ação variável de base (implosão).

3.3.5 Combinações de Ações

No caso de estudo, as combinações de ações (ELU) atendem às diferentes situações de projeto.

- A combinação fundamental de ações para a situação de projeto transitória resulta da expressão (6.10), 6.4.3.2.

$$E_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} \quad (3.24)$$

- A combinação de ações para a situação de projeto sísmica resulta da expressão (6.12.b), 6.4.3.4.

$$E_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + A_{Ed} \quad (3.25)$$

- A combinação de ações para a situação de projeto acidental resulta da expressão (6.11.b), 6.4.3.3.

$$E_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + A_d \quad (3.26)$$

Na combinação fundamental considera-se o limite inferior de carregamento das ações permanentes, estrutural e não-estrutural, ($N_{sd,inf}$), a que corresponde os valores de interação ($M_{sd,x}; M_{sd,y}$) do estado de flexão composta desviada, considerando que o momento fletor é condicionante ($e = |M/N| \gg 1$).

O uso dos critérios de combinação aos valores das ações e coeficientes de majoração envolvidos, resulta os valores de cálculo para cada situação de projeto e estado limite, na secção da base (Tabela 3.21).

Tabela 3.21 - Valores de cálculo dos efeitos máximos das ações (ELU) na secção da base

Situação de Projeto	Estado Limite	Ações			
		Peso G	Vento W	Sismo E	Implosão A
Transitória	STR	N = 80185 kN	$V_L=4176$ kN; $M_L=404985$ kNm $V_T=1.491$ kN; $M_T=157657$ kNm	-----	-----
Sísmica	STR	N = 80185 kN	-----	V = 2065 kN M = 111734 kNm	-----
Acidental	STR	N = 80185 kN	-----	-----	M = 454864,1 kNm
	EQU	N = 88204 kN	-----	-----	M = 500350,5 kNm

4. CRITÉRIOS DE PRÉ-ENFRAQUECIMENTO DA ESTRUTURA

Ainda que a demolição implosiva seja uma prática conhecida para derrubamento de chaminés e outras estruturas esbeltas e praticada em todo o mundo, subsiste ainda forte dependência dos engenheiros de estruturas com a responsabilidade em projetos de demolição controlada, para fundamentar o seu trabalho aplicando procedimentos adquiridos na base da experiência partilhada com casos similares.

Ao considerar-se o conceito de demolição controlada, deve ser verificada total eficiência do processo, no que se refere aos requisitos da estrutura derrubar segundo uma direção prédeterminada (em função das condicionantes de infra-estruturas pré-existent de envolvente) e, ao mesmo tempo, conservar a integridade de forma, durante o movimento, até atingir o solo. Pretende-se sobretudo contribuir para um maior domínio de análise que, por sua vez, possa vir a permitir usar uma abordagem de metodologia racional de projeto de demolição implosiva.

4.1 MODELAÇÃO DA CUNHA DE IMPLOSIÃO

4.1.1 Parametrização Geométrica

No caso em estudo, o critério de pré-enfraquecimento estrutural (Figura 4.1), compreende a criação de duas aberturas opostas, com formato geométrico triangular ascendente, e uma grelha de furação local, numa região da superfície exterior da casca (para a inserção dos explosivos), com o formato de cunha e seguindo a igual orientação daquelas aberturas.

Complementarmente, na região oposta do fuste, a continuidade da armadura principal (vertical) na linha de circunferência do extradorso, é afetada pelo corte de 15 cm adentro da casca, resultando diminuição significativa de resistência da secção.

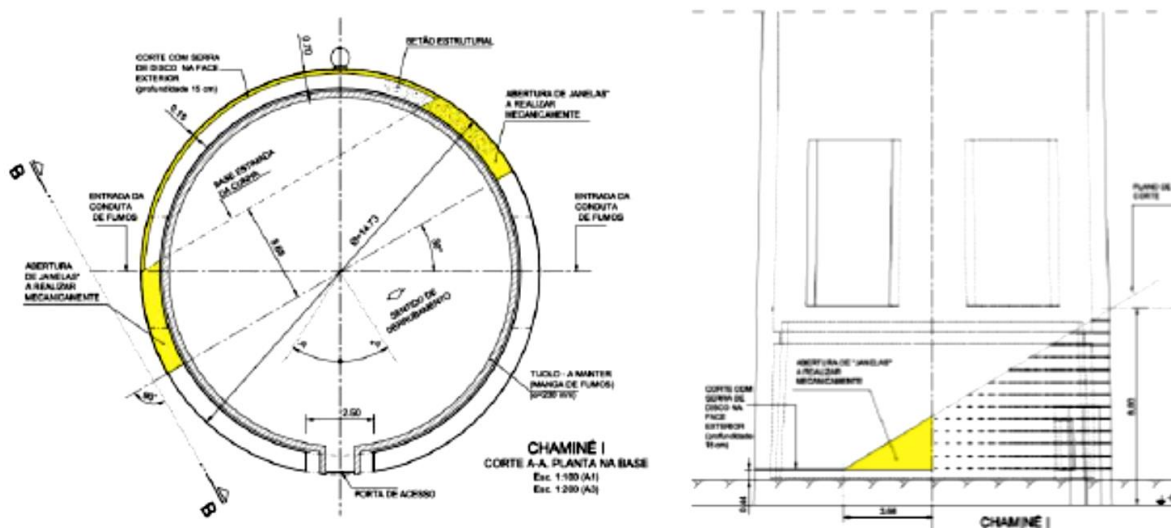


Figura 4.1 - Definição do pré-enfraquecimento estrutural (Rodrigues, R.V. et al., 2020)

Na modelação da geometria da região do fuste a detonar, deve atender-se a dois parâmetros:

- Abertura angular do plano de rotura (θ), que corresponde à resultante secção reduzida de apoio do fuste, após a detonação.
- Abertura angular da linha de corte (δ), que configura a cunha de implosão e que corresponde à parte de casca detonada.

A variação individual destes parâmetros, dentro de determinados limites e com interação recíproca, influencia o comportamento da estrutura após a detonação.

4.1.2 Abertura Angular da Secção Reduzida Pós-Implosão

O segmento de secção remanescente após a detonação (aqui designado por secção reduzida) deverá ser dimensionado de modo a criar a suficiente excentricidade instantânea (em termos de otimizar a resultante de cargas permanentes) e disto resultar a capacidade de mobilizar o efeito da gravidade e originar o derrubamento do fuste.

No caso em estudo, a secção reduzida após a detonação é de cerca de $1/3$ da secção original, o que equivale à abertura angular $\theta = 120^\circ$. Na fase transitória de projeto, a mesma secção sofreu danos em contexto de perda intencional de capacidade estrutural por redução significativa da secção de betão (~20%) e consequente seccionamento da armadura vertical de extradorso.

O critério de seleção da abertura angular admitida inicialmente, no intervalo [$200^\circ \leq \alpha \leq 240^\circ$], está diretamente associada à capacidade de criar uma rótula, formar um mecanismo, originar o desequilíbrio do fuste e iniciar o movimento circular de derrubamento. Para isto, é fundamental que, após a implosão do material da cunha, o eixo da força resultante gravítica (estrutural e não-estrutural) passe fora da secção reduzida de apoio momentâneo do fuste.

É importante dizer que a abertura angular do plano de rotura determina o dimensionamento da secção reduzida após a detonação ($\theta = 360^\circ - \alpha$) tem influência no resultado final e deverá atender a critérios técnicos e de análise de estruturas. Ou seja, ao reduzir excessivamente a secção de apoio ($\theta < 120^\circ$), aumenta fortemente a tendência ao assentamento direto do fuste (sobretudo se está associada a um baixo ângulo da linha de corte da cunha de implosão) e pode comprometer definitivamente o processo de criação do mecanismo; e, opostamente, o mesmo pode ocorrer ao aumentar demasiado a secção de apoio ($\theta \approx 160^\circ$). Em resumo, a opção do valor adequado do ângulo θ é uma função dos parâmetros geométricos gerais h (altura) e b (base), bem como do rácio h/b , mas principalmente deve satisfazer à especificidade de cada caso em estudo.

Anota-se ainda que nos casos específicos de demolição em instalação industrial não-desativada ou em que existe infra-estrutura envolvente, ou também no caso de estruturas de elevada esbelteza em zonas de média-alta densidade de construção, é importante garantir que as construções próximas não sofram danos, pelo que existe um critério adicional de tolerância angular de desvio de trajetória e que introduz maior complexidade no processo de análise.

Se não existir um requisito pré-determinado de direcionamento ou é substituído por uma recomendação generalista (no caso em estudo, foi seguida a indicação de derrubamento na direção Este), a orientação da cunha de implosão é geralmente suficiente para que seja verificado um direcionamento sem risco.

Ainda a respeito da orientação do derrubamento, as aberturas triangulares criadas na fase transitória, em lados opostos do fuste, nas zonas que correspondem aos vértices da cunha de implosão, tem a função de facilitar o direcionamento do fuste, após a implosão; e, ao mesmo tempo, acelerar o processo de mecânica de fratura, pela elevada concentração local de tensões originada por efeito de entalhe, favorecendo a plastificação do material e a criação de rótula.

4.1.3 Inclinação da Linha de Corte da Cunha de Implosão

O segundo parâmetro geométrico a tomar em consideração é o ângulo da linha de corte da casca com o plano da secção reduzida de apoio do fuste. A cunha de material para implodir fica portanto definida pela variável α (ângulo do plano de rotura) e δ (ângulo da linha de corte). Para a seleção da inclinação da linha de corte pode considerar-se o intervalo $[25^\circ \leq \delta \leq 35^\circ]$. Esta variação, aparentemente estreita, corresponde no entanto a diferentes modos de derrubamento do fuste (i.e., mais suave ou mais brusco) pois está associada a um menor ou maior impulso de aproximação do fuste ao solo, após a detonação.

A linha de corte, que se cria após a detonação e transformada em bordo livre, interrompe subitamente uma fração importante do esforço normal, ao longo desta linha, provocando forte perturbação de uma parte considerável do fluxo das tensões. Interessa que o redirecionamento do fluxo destes esforços internos seja facilitado e otimizado de modo a chegar à secção reduzida sem criar pelo caminho zonas de excesso de concentração de tensões. Se tal acontecer, estas zonas podem chegar à plastificação e até originar risco de colapso secundário que, a ocorrer, poderia provocar efeito de assentamento ou permitir o derrubamento com desintegração do fuste durante o movimento, uma situação não desejável porque não cumpriria ao objetivo de demolição controlada.

A escolha por um ângulo de linha de corte baixo ($\delta < 25^\circ$) favoreceria a tendência ao fecho mais rápido da abertura enquanto um ângulo maior da linha de corte ($\delta > 35^\circ$) não atribui vantagem mecânica ao processo e tem a desvantagem de anti-economia porque aumenta o volume de material a implodir e sobretudo implica realizar o trabalho de pré-enfraquecimento em elevação considerável, acima do solo.

4.1.4 Risco Associado a Modelação Incorreta

A estrutura de um silo localizado na cidade de Vordingborg (Dinamarca) é um caso recente de fracasso de demolição controlada. A esbelteza (h/b) é menor do que nos casos comuns de chaminés industriais e empregou-se aqui uma técnica diferente: a cunha de implosão foi aberta por um processo mecânico, neste caso, substituída por um entalhe com geometria idêntica, e parte da armadura do extradorso da secção de apoio do fuste foi cortada (Figura 4.2). Contudo, uma regra principal não foi atendida no que se refere ao ângulo da secção reduzida de apoio do fuste, originando uma resultante gravítica com iexcentricidade insuficiente e forte perturbação do movimento nos momentos após a detonação (Figura 4.3) e consequente perda de controlo da direção do derrubamento (Figura 4.4).



Figura 4.2 - Região pré-enfraquecida, antes e após a detonação (Vordingborg, TV2 Φ ST, 2018)

O desequilíbrio inicial resultou da detonação dos elementos-escora que serviam de apoio temporário na fase transitória e nos instantes seguintes após a detonação criou-se uma linha de fratura do material da secção transversal, contudo logo a seguir os erros de projeto foram evidenciados.



Figura 4.3 – Série de efeitos de desequilíbrio, assentamento e derrubamento (TV2 Φ ST, 2018)

Após a detonação, a estrutura experimenta perda de estabilidade e inicia o movimento de rotação, com o derrubamento a fazer-se na direção projetada, no entanto é contrariado pelo efeito do assentamento da estrutura, por rápido esmagamento do material da secção transversal e anulação da excentricidade inicial da resultante gravítica. Com este efeito, as forças de inércia criam um movimento impulsionador da estrutura, iniciando uma rotação com sentido contrário e o derrubamento a dar-se na direção oposta.



Figura 4.4 - Direção projetada vs direção real do derrubamento (TV2 Φ ST, 2018)

Uma explicação do comportamento da estrutura pode ser obtida por recurso ao modelo simplificado de estabilidade mecânica com um grau de liberdade (Figura 4.5). Este modelo é constituído por uma barra rígida, de comprimento l_1 , sendo um extremo livre e o outro com a capacidade de rotação (rótula); um apoio à distância l_2 desta rótula é representado por um anel com atrito nulo ligado a uma mola que permite apenas o movimento na horizontal e considera-se aplicada uma força no extremo livre da barra e que a direção desta força mantém-se invariável (Simiteses, G. J., 1976).

É evidente a analogia deste modelo com a estrutura do caso em estudo, representando a barra rígida o fuste de altura h e a carga aplicada, a resultante das acções gravíticas, no centro de massas, à altura h_G , e k a restrição elástica que representa a divergência da barra em relação ao estado de equilíbrio. Para análise das condições de equilíbrio da barra é necessário considerar os deslocamentos possíveis e avaliar as condições de estabilidade do sistema. Na análise dos pequenos deslocamentos (a rotação θ em torno da rótula) aceita-se um ângulo tão pequeno que verifica a relação $\theta \approx \text{sen } \theta \approx \text{tg } \theta$; e a configuração de equilíbrio corresponde a $\theta = 0$.

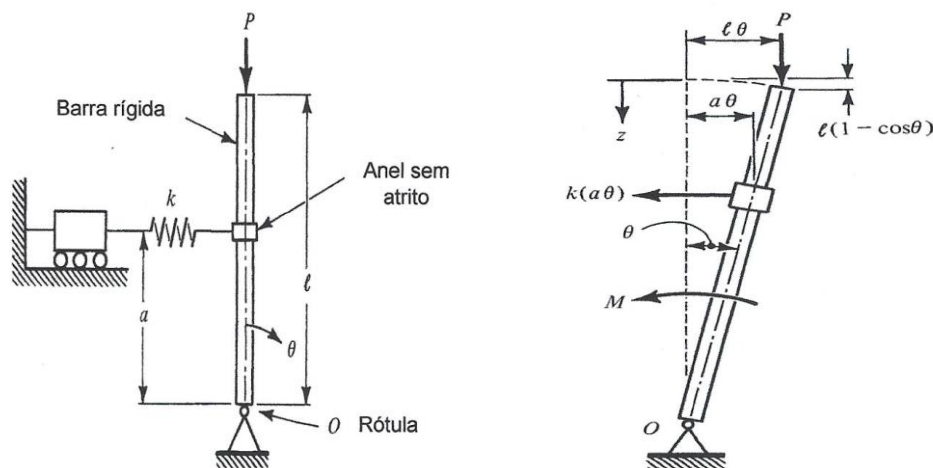


Figura 4.5 - Deformada do modelo para pequenos deslocamentos (Simiteses, G., 1976)

Aplicando o método cinemático, interessa conhecer as características do movimento para as pequenas perturbações em torno da posição de equilíbrio $\theta = 0$, mantendo a força constante, a partir da equação do movimento.

$$J_0 \cdot \ddot{\theta} + m = 0 \rightarrow J \cdot \ddot{\theta} - (P\ell - ka^2) \cdot \theta = 0 \quad (4.1)$$

Sendo $\ddot{\theta}$ a segunda derivada em relação ao tempo e J_0 o momento polar de inércia da barra em relação ao ponto de rotação. A condição de instabilidade do sistema está associada ao fator $(P\ell - ka^2) \cdot \theta \geq 0$.

- $(P\ell - ka^2) \cdot \theta < 0 \Rightarrow$ movimento oscilatório e equilíbrio estável.
- $(P\ell - ka^2) \cdot \theta > 0 \Rightarrow$ movimento divergente e equilíbrio instável.
- $(P\ell - ka^2) \cdot \theta = 0 \Rightarrow$ movimento que pode ser divergente (constante ou linear, em relação ao tempo) e equilíbrio neutro-instável.

O estudo da restrição elástica que influencia a estabilidade do fuste sai do âmbito da dissertação.

4.2 MODIFICAÇÃO DO CAMPO DE TENSÕES POR EFEITO DA IMPLOSÃO

Antes da detonação, a secção do plano de rotura, pré-enfraquecida, conserva o estado de compressão uniforme pelo efeito das ações permanentes, mas este estado modifica-se logo após a detonação, que se designa por instante (t_0).

A secção de rotura é bruscamente diminuída para o segmento reduzido não implodido e que irá servir, por instantes, de secção de apoio do fuste. O centro de gravidade da secção remanescente afasta-se da linha de eixo longitudinal e cria-se uma excentricidade apreciável para a resultante do carregamento das ações permanentes. Neste muito curto intervalo de tempo ($t_1 < 1 s$), a distribuição de tensões é subitamente modificada e favorece a rápida progressão do estado de plastificação (Figura 4.6).

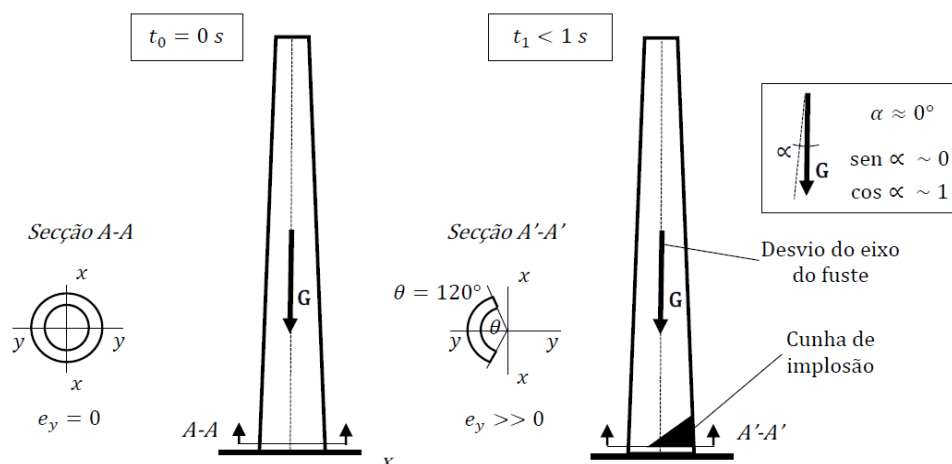


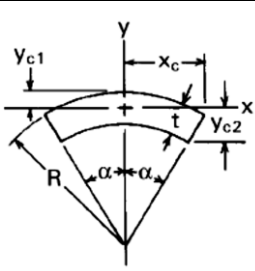
Figura 4.6 - Modelo da estrutura e secção reduzida de apoio do fuste após a detonação

O resultado do processo de demolição implosiva de chaminés utilizando a técnica de derrubamento depende em larga medida da distribuição de esforços internos na secção reduzida de apoio do fuste, após a detonação. O estudo do modelo de danificação do material e de variação do campo de tensões na secção reduzida de apoio do fuste é essencial para garantir o derrubamento do fuste.

É importante ter uma primeira percepção sobre a intensidade do campo de tensões na secção reduzida e sobretudo como a adaptação dos esforços internos gerados pode influenciar o comportamento global da estrutura nos instantes seguintes à detonação, ou seja, na condição do fuste começar a afastar-se progressivamente do eixo vertical, por efeito da gravidade.

A fim de ter uma primeira aproximação da intensidade das tensões na secção reduzida, pode optar-se, primeiro, por um cálculo expedito e fazer uma análise interpretativa (qualitativa) dos resultados obtidos, servindo a uma discussão inicial do problema (Tabela 4.1). Para isso, admitem-se duas hipóteses de simplificação: (i) a secção reduzida é constituída unicamente por betão (ou seja, na análise realizada é dispensada a participação da armadura vertical da linha de intradorso); e (ii) não é considerado o efeito conjugado de flexão com esforço transversal.

Tabela 4.1 - Propriedades da secção reduzida (Young, W. C. e Budybas, R. G., 2002)

Segmento da Casca	Área e coordenadas do C.G.	Momentos de Inércia e Raios de Giração
	$A = \alpha t(2R - t)$ $y_{c1} = R \left[1 - \frac{2 \sin \alpha}{3\alpha} \left(1 - \frac{t}{R} + \frac{1}{2-t/R} \right) \right]$ $y_{c2} = R \left[\frac{2 \sin \alpha}{3\alpha(2-t/R)} + \left(1 - \frac{t}{R} \right) \frac{2 \sin \alpha - 3\alpha \cos \alpha}{3\alpha} \right]$ $x_c = R \sin \alpha$	$I_x = R^3 t \left[\left(1 - \frac{3t}{2R} + \frac{t^2}{R^2} - \frac{t^3}{4R^3} \right) \times \left(\alpha + \sin \alpha \cos \alpha - \frac{2 \sin^2 \alpha}{\alpha} \right) + \frac{t^2 \sin^2 \alpha}{3R^2 \alpha (2-t/R)} \left(1 - \frac{t}{R} + \frac{t^2}{6R^2} \right) \right]$ $I_y = R^3 t \left(1 - \frac{3t}{2R} + \frac{t^2}{R^2} - \frac{t^3}{4R^3} \right) (\alpha - \sin \alpha \cos \alpha)$ $r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}}, \quad r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}}$

Para cada abertura angular do segmento, determina-se as propriedades geométricas e mecânicas da secção (Tabela 4.2).

Tabela 4.2 - Propriedades da secção reduzida em função da abertura angular

Abertura θ	Área $A_c(m^2)$	Coordenadas			Momento de Inércia	
		$y_{c1}(m)$	$y_{c2}(m)$	$x_c(m)$	$I_x(m^4)$	$I_y(m^4)$
120°	8,0670	1,475	2,413	6,2579	8,525147	113,627351
130°	8,6742	1,670	2,735	6,5490	12,973913	139,020590
140°	9,3415	1,877	3,066	6,7902	18,070557	166,566908
150°	10,0087	2,094	3,404	6,9798	24,798776	195,919872
160°	10,6760	2,321	3,834	7,1162	32,962560	226,678158

A expressão geral da Resistência dos Materiais para a determinação das tensões normais por flexão composta é usada para determinar o valor da tensão máxima e a posição da linha neutra (Tabela 4.3).

$$\sigma_{c,max} = \frac{N_z}{A_c} + \frac{M_x \cdot y}{I_x} = N_z \cdot \left(\frac{1}{A_c} + \frac{e_y \cdot y_{c2}}{I_x} \right) \quad (4.2)$$

$$e_y = R - y_{c1}; y_c = y_{c1} + y_{c2}; \eta = (y_{c0}/y_c) \quad (4.3)$$

Tabela 4.3 - Tensão máxima na secção reduzida de apoio do fuste

θ	N_z (kN)	e_y (m)	$y_{c1} + y_{c2}$ (m)	σ_N (kN/m ²)	$\sigma_{M,max}$ (kN/m ²)	$\sigma_{c,max}$ (MPa)	$\eta \cdot y_c$ (m)
120°	79106,8	5,751	3,888	9806,2	128769,4	138,6	2,09
130°	79106,8	5,556	4,405	9119,8	92653,6	101,8	2,42
140°	79106,8	5,349	4,943	8468,3	71793,8	80,3	2,76
150°	79106,8	5,132	5,498	7903,8	55726,2	63,6	3,14
160°	79106,8	4,905	6,155	7409,8	45131,9	52,5	3,58

Esta é uma análise aproximativa, o betão não é um material com igual comportamento à compressão e à tração e a presença da armadura é ignorada, no entanto serve para desenvolver um sentido físico da magnitude dos estados de tensão associados à geometria da secção reduzida de apoio do fuste.

Nos casos analisados do intervalo $\theta = [120^\circ \div 140^\circ]$ a tensão máxima é superior à tensão de rotura do betão, pelo que produz-se plastificação e esmagamento do material, com perda total da sua resistência. Pela teoria da plastificação, após ter alcançado o momento de plastificação, a secção é livre de ter rotação relativa, as tensões permanecem constantes e as deformações aumentam (Figura 4.7).

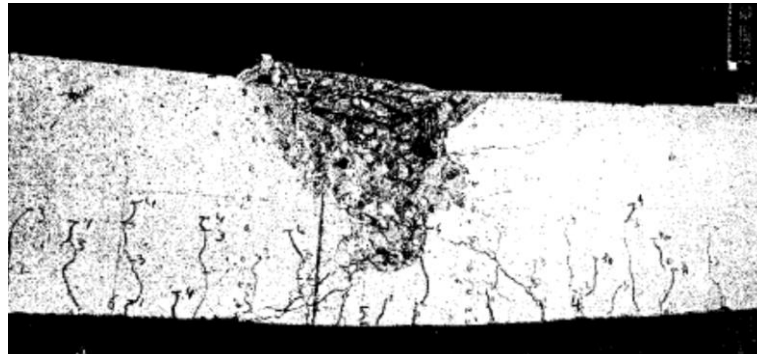


Figura 4.7 - Rotura por esgotamento da resistência do betão (Montoya, J., et al., 2000)

No entanto, verificam-se diferenças significativas na lei de variação do estado de tensão ao compararem-se os valores extremos deste intervalo de abertura angular da secção de apoio. Na abertura de 120° , observa-se que o rácio da tensão máxima é de 1,7 comparado com a tensão máxima na abertura de 140° , enquanto a linha neutra sobe na proporção de 0,75 da distância para a fibra mais comprimida. No primeiro caso, é muito elevado o nível de tensão de compressão em área reduzida (inicia nos bordos extremos angulosos do segmento circular) enquanto a zona descomprimida representa a maior parte da área da secção e a imediata fendilhação que se forma nesta zona da secção torna-a mecânicamente não participativa no processo de equilíbrio dos esforços internos (Figura 4.8).

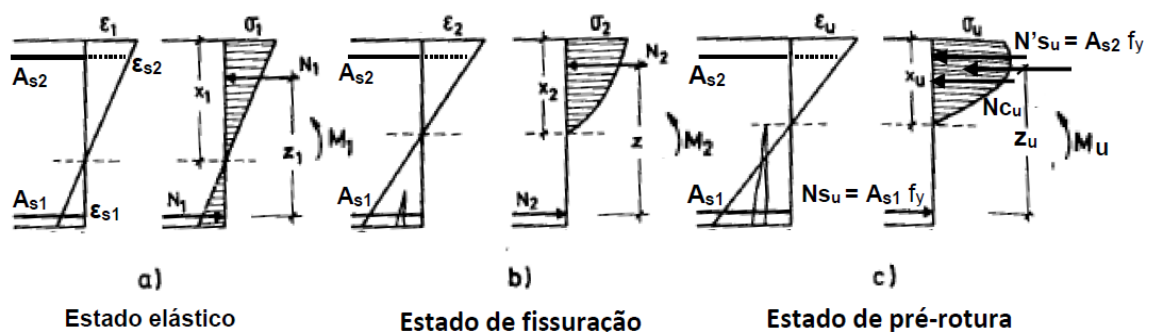


Figura 4.8 - Tensão-deformação no processo de carga (adaptado de Montoya, J. et al., 2000)

No caminho de progressão do estado de pré-rotura até à rotura, a extensão nas fibras comprimidas da secção passa de $\epsilon_{c1} = 2\text{‰}$ e aproxima-se de $\epsilon_{cu} = 3,5\text{‰}$ com ocorrência de plastificação que se propaga para as fibras que ainda não alcançaram a tensão máxima (a secção não é apenas solicitada por flexão mas a pequena intensidade do esforço axial pode retardar mas não influencia o comportamento global).

A largura das fissuras aumenta o que faz subir a linha neutra e obriga a zona comprimida a readaptação permanente para compensar o binário resistente com o aumento do braço mecânico. No momento em que o equilíbrio de forças e momentos internos não é mais possível, dá-se a rotura da secção. Isto leva à discussão da evolução do estado de tensão à medida em que se propaga a plastificação na secção reduzida, após a implosão. Para uma menor secção de apoio, o processo é mais intenso (pela reduzida secção efetiva em compressão) e mais violento (maior intensidade de compressão implica maiores danos mecânicos), a plastificação é mais rápida a atingir e generalizar-se. O contrário para uma maior secção de apoio, o processo de destruição de material é gradativo e mais lento e envolve menor energia de deformação. Aprofundar esta análise requer um modelo de simulação com recurso ao programa de análise estrutural avançada Extreme Loading for Structures (Varieshi, G. e Kamiya, K., 2003), que utiliza o AEM (Applied Element Method) na análise numérica do efeito pós-detonação no colapso da estrutura.

4.3 ENERGIA DISSIPADA NO PROCESSO DE DEFORMAÇÃO

Um corpo elástico deforma-se sob ação de forças externas que produzem trabalho nesta deformação (Figura 4.9). O trabalho externo realizado por F_A sobre o deslocamento δ_A e o trabalho interno realizado pelo esforço interno P_i sobre a deformação e_i devem estar em equilíbrio: $F_A \cdot \delta_A = P_i \cdot e_i$.

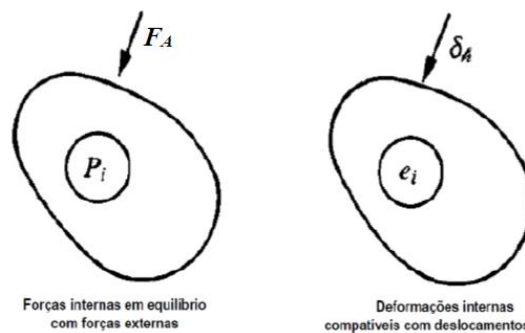


Figura 4.9 - Formulação do Princípio de Trabalhos Virtuais (Heyman, J., 1996)

Se o material tem comportamento elástico perfeito, existe capacidade de recuperar e voltar ao estado inicial antes da deformação restituindo o trabalho realizado pelas forças externas. Mas se o material não tem esta capacidade de recuperação ou possuir apenas capacidade de recuperação parcial, então ocorre deformação residual que pode progredir em função das forças externas aplicadas (Figura 4.10).

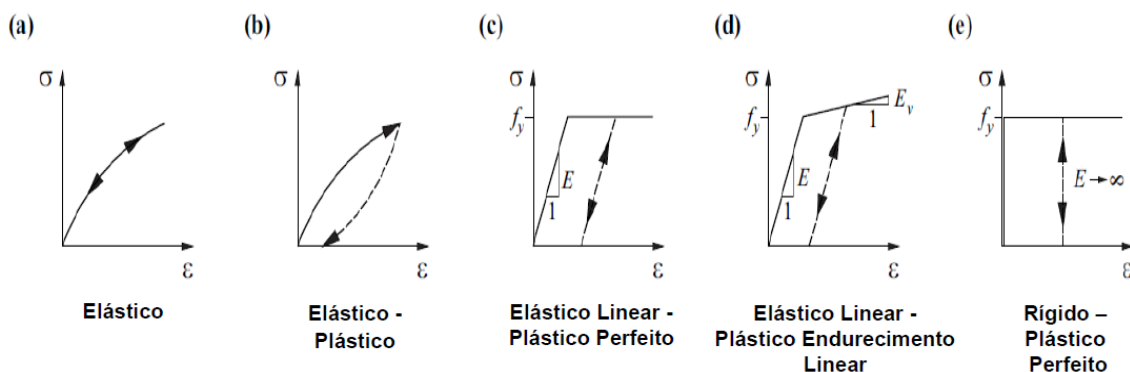


Figura 4.10 - Modelação do comportamento na relação tensão-deformação (Marti, J., 2013)

A variação de energia associada à quantidade de trabalho interno realizado no processo de deformação é relacionada à densidade de energia de deformação elástica (Clapeyron, E., 1858).

$$U_0 = \frac{1}{2} \sigma_{ij} \varepsilon_{ij} \rightarrow U = \frac{1}{2} \int_V \sigma_{ij} \varepsilon_{ij} dV \quad (4.4)$$

A integração é aplicada em volume na área da secção por comprimento unitário. Importa mencionar que esta formulação toma como hipótese o comportamento elástico do material segundo o qual é possível a reversibilidade da deformação ao retirar-se a força generalizada exterior. No caso em estudo, a ação não é mais removida e tende a amplificar-se, pelo que a resposta elástica, alcançada a tensão de cedência, passa a resposta plástica (o sistema conservativo adquire então a propriedade de sistema dissipativo). Para a determinação da variação de energia de deformação inicial (Figura 4.11), observa-se que a configuração inicial não equivale ao estado de repouso do sistema, considerando o efeito das cargas permanentes (ação da gravidade).

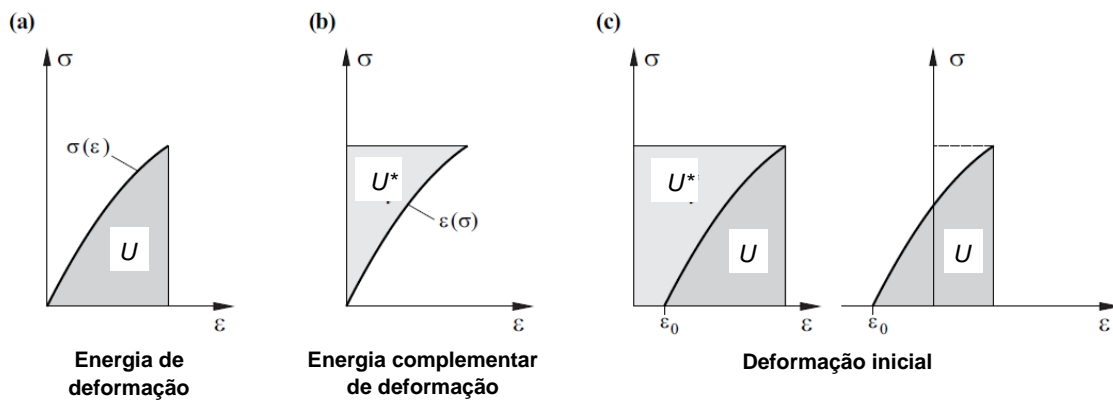


Figura 4.11 - Deformação inicial vs energia complementar de deformação (Marti, J., 2013)

Na aplicação da expressão da energia total de deformação em peças lineares (Castigliano, C. A., 1873), admite-se nulos os fatores de deformação por esforço transversal $[V^2/(GA')]$ e momento torsor $[T^2/GJ]$.

$$U = \frac{1}{2} \int_V \left[\frac{N^2}{EA} + \frac{M^2}{EI} \right] dV \quad (4.5)$$

Em que o fator contributivo de deformação por esforço normal é diminuto comparado ao do momento fletor (Tabela 4.4).

Tabela 4.4 - Incremento da energia de deformação na secção reduzida

Ex-ante		Ex-post					
EA (N)	U (J)	θ	EA (N)	EI (Nm ²)	U _N (J)	U _M (J)	U ₂ (J)
1032,0 E+09	6,1 E-03	120°	290,4 E+09	306,9 E+09	21,6 E-03	674,3 E-03	695,9 E-03
		140°	336,3 E+09	650,5 E+09	18,6 E-03	275,2 E-03	293,8 E-03

O efeito da detonação representa um diferencial da energia de deformação ($\Delta U/U_1 = 113,1$) de mais de 100 vezes o nível de energia do estado inicial, para $\theta = 120^\circ$; e de quase 50 vezes ($\Delta U/U_1 = 47,2$), para $\theta = 140^\circ$, portanto, no domínio das grandes deformações e a energia é dissipada na plastificação.

5. VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA NA SITUAÇÃO TRANSITÓRIA

Na situação de projeto transitória, a secção $z = 1,54 \text{ m}$ tem resistência diminuída por corte da armadura de extradorso e redução da espessura em 15 cm, na região do fuste oposta à cunha de implosão. Um fator adicional de enfraquecimento está associado à descontinuidade material pela criação de aberturas em dois setores de 30° (no total equivalente a $1/6$ do perímetro).

As secções do bordo inferior e superior das aberturas retangulares para acoplamento das condutas de fumos, $z = 8,30 \text{ m}$ e $z = 14,90 \text{ m}$, não sofrem o pré-enfraquecimento e portanto conservam intactas as propriedades mecânicas e estruturais. A secção $z = 14,90 \text{ m}$ apresenta geometria quase-igual à secção $z = 8,30 \text{ m}$, ou seja, igual espessura e menor diâmetro exterior (0,982 da área de secção) e uma maior quantidade total de armadura para menor estado de solicitação.

Em resumo, a secção $z = 1,54 \text{ m}$ é considerada determinante para o estado limite último de resistência e solicitada em flexão composta desviada. Na verificação de segurança atende-se à envolvente dos esforços (N_z ; M_x ; M_y), por combinação fundamental de ações (a ação do vento como ação variável de base) considerando que o efeito da ação sísmica tem, neste caso, menor intensidade relativa.

5.1 CLASSES DE RESISTÊNCIA

5.1.1 Material Betão

A secção do plano de rotura é constituída por um betão que pode ser considerado equivalente à classe de resistência C45/55 por o valor mínimo representativo dos provetes extraídos e submetidos ao ensaio de compressão, $49,60 \text{ MPa} > f_{ck,cyl} = 45 \text{ MPa}$. Este critério é aplicável ao segmento de secção (S_{01}) que sofre a redução de 15 cm na espessura por corte da armadura de extradorso mas conserva a integridade do betão original. No mesmo plano resistente, a secção apresenta um segmento (S_{02}), decomposto em dois segmentos $S_{02;1}$; e $S_{02;2}$ que definem a base da cunha de implosão (Figura 2.4). Acima deste plano, o betão está sujeito a um denso plano de perfuração (que serve à introdução dos explosivos), o qual origina um estado de diminuição local de resistência (Figura 5.1).



Figura 5.1 - Execução do plano de furação na cunha de implosão (AMBIGROUP, 2020)

Importa referir que pela especificidade desta operação é frequente enfrentar dificuldades em obra, por razão de critério de escolha do equipamento e também da perícia de técnica de execução (Figura 5.2).



Figura 5.2 - Uso de equipamento de carotagem para a furação (Rodrigues, R. V. et al., 2019)

O resultado, em função do número excedentário de furações, é o maior ou menor enfraquecimento do betão ($f_{ck,red} = (1 - \bar{\mu}) \cdot f_{ck}$) e deve ser estimado na verificação do estado limite último de resistência. Estabelecendo uma diferenciação de propriedades mecânicas dos segmentos em que está repartida a secção e admitida uma perda de resistência de 20%, resultaria $39,70 \text{ MPa} > f_{ck,cyl} = 35 \text{ MPa}$, o betão equivaleria à classe C35/45. Para uma estimativa mais severa (e.g., 30%), o betão equivaleria à classe C30/37 (Tabela 5.1).

Tabela 5.1 - Diferenciação de classes de betão por pré-enfraquecimento da cunha de implosão

Situação de Projeto	Coeficiente Parcial	Segmento S ₀₁	Segmento S ₀₂	
			$\bar{\mu} = 0,20$	$\bar{\mu} = 0,30$
		C45/55	C45/55 → C35/45	C45/55 → C30/37
Transitória	$\gamma_s = 1,5$	$f_{cd} = 30,00 \text{ MPa}$	$f_{cd2,s} = 23,33 \text{ MPa}$	$f_{cd2,i} = 20,00 \text{ MPa}$

Antes da detonação, as cargas gravíticas têm distribuição circunferencial uniforme. No caso da secção $z = 1,54\text{m}$, suporta um carregamento vertical total $W_G = 79106,8 \text{ kN}$, resultante da soma do peso próprio estrutural e não-estrutural.

O perímetro referido à linha de eixo circunferencial é igual a $35,562\text{m}$ ($\bar{r} = 7,026\text{m}$); subtraído o vazio de secção das duas aberturas criadas e da abertura de passagem ao interior da chaminé, resulta uma tensão média linear $\bar{\sigma}_{G,eff}$.

$$\bar{\sigma}_G = W_G / (2\pi\bar{r})_{eff} = 2761,4 \text{ kN/m} \quad (5.1)$$

A secção não apresenta espessura uniforme ($t_1 = 55,0 \text{ cm}$, no segmento S₁; $t_2 = 70,0 \text{ cm}$, no segmento S₂), pelo que a tensão de compressão assume valores diferenciados.

$$\sigma_{c,01} = \frac{\gamma_G \cdot \bar{\sigma}_G}{t_1} = 6,75 \text{ MPa} = 0,225 f_{cd,1}; \quad \sigma_{c,02} = \frac{\gamma_G \cdot \bar{\sigma}_G}{t_2} = 5,40 \text{ MPa} = 0,270 f_{cd,2} \quad (5.2)$$

Verifica-se que em ambos os casos, o estado de compressão uniforme por efeito das ações gravíticas, na situação transitória de projeto, as tensões situam-se entre 0,2 e 0,3 da resistência última do betão.

5.1.2 Material Aço

O valor da tensão característica de cedência do aço da armadura, $f_{yk,eff} = 383 \text{ MPa}$, em resultado do ensaio de tração, interessa para a padronização do cálculo de verificação da segurança estrutural, ser referido à classe de resistência A400, a que corresponde $f_{yk} = 400 \text{ MPa}$. A diferença da resistência efetiva para a resistência nominal pode fazer-se equivaler à redução proporcional da secção de aço (Tabela 5.2), ou seja, $A_{s,red} = A_{s,eff} \cdot \left(\frac{f_{yk,eff}}{f_{yk}}\right)$. O critério é aplicável aos segmentos de secção S01 e S02.

Tabela 5.2 - Fator de redução da área de aço por menor resistência efetiva

Situação de Projeto	Coeficiente Parcial	Tensão Ensaio	Tensão A400	Armadura Reduzida
		$f_{yd,eff}(\text{MPa})$	$f_{yd}(\text{MPa})$	$A_{s,red}/A_{s,eff}$
Persistente e Transitória	$\gamma_s = 1,15$	333	348	$\mu_s = 0,956$

O projeto de detonação estabelece uma malha de perfuração no padrão de 500 mm por 500 mm, os furos de 40 mm de diâmetro e a penetração de 500 mm no interior da casca. Importa aqui mencionar que mesmo seguindo a prescrição do apoio de instrumentação de radar para a deteção dos varões da armadura principal do extradorso, é razoável admitir-se que, por vários fatores concorrentes em obra, alguns destes varões fiquem danificados e portanto inaptos para participar na resistência da secção. Para isto, admite-se uma perda de aço na razão de 2:7 (≈ 2 varões por cada metro circunferencial, com a afetação nos valores médios de espaçamento @14,5 cm e @13,6 cm da armadura do extradorso).

Conjugando a possibilidade de um número de varões ser danificado no trabalho de perfuração do betão, ($\bar{\eta}_1 = 0,286 \rightarrow A_{s,net} = (1 - \bar{\eta}_1) \cdot A_s$) com a resistência do aço ($\bar{\eta}_2 = 0,044 \rightarrow A_{s,eff} = (1 - \bar{\eta}_2) \cdot A_{s,nom}$), a secção efetiva de aço a considerar obtém-se por redução de 33,0% na armadura de extradorso, na cunha de implosão; e redução de 4,4% na armadura de intradorso, na secção diminuída. Na verificação da segurança ao estado limite último (STR), a modelação padroniza a Classe A400 do aço da armadura principal.

5.2 Propriedades Geométricas e Mecânicas

As características geométricas dos segmentos da secção e o arranjo da armadura principal em cada um deles sugere uma abordagem simplicadora da sistematização dos dados geométricos e estruturais, contudo sem perder-se a validade dos resultados da verificação da segurança. O princípio da discretização atende a esta necessidade pelo que considera-se a sequência orientada (sentido direto) de partes iguais elementares da secção equivalentes a setores de igual amplitude $\varphi = 15^\circ$. A secção original está referenciada a um sistema de coordenadas ortogonais, com a origem no centro geométrico da secção.

Neste sistema, o eixo y - y associa as posições angulares 0° e 180° e coincide com a linha central da abertura de acesso ao interior da chaminé. O eixo x-x passa pelo centro geométrico da secção e associa as posições angulares 90° e 270°. Regista-se uma variação angular (7,5°) no critério da definição dos quadrantes do projeto original, mas esta diferença não influencia a discretização da armadura.

No agrupamento dos varões da armadura principal, em cada setor, considera-se a soma da quantidade discretizada extra- e intradorso, no comprimento de influência, afetada da redução de área de aço. A secção equivalente de aço assim obtida é inserida no elemento de betão que lhe corresponde (Tabela 5.3; Tabela 5.4; e Tabela 5.5). Cada parte elementar da secção transversal tem o centro geométrico determinado pelas coordenadas (x ; y).

Tabela 5.3 - Propriedades geométricas e mecânicas do segmento S₀₁

$\varphi(^{\circ})$	$\ell (m)$	$t (m)$	$A_c (m^2)$	$A_{s,ext} (mm^2)$	$A_{s,int} (mm^2)$	$A_{s,red} (mm^2)$	$x (m)$	$y (m)$
150-165	1,839	0,550	1,0115	0	4908	4692	+2,689	+6,491
165-180	1,839	0,550	1,0115	0	4908	4692	+0,917	+6,966
180-195	1,839	0,550	1,0115	0	4908	4692	- 0,917	+6,966
195-210	1,839	0,550	1,0115	0	4908	4692	- 2,689	+6,491
210-225	1,839	0,550	1,0115	0	4908	4692	- 4,277	+5,574
225-240	1,839	0,550	1,0115	0	4908	4692	- 5,574	+4,277
240-255	1,839	0,550	1,0115	0	4908	4692	- 6,491	+2,689
255-270	1,839	0,550	1,0115	0	4908	4692	- 6,966	+ 0,917

Tabela 5.4 - Propriedades geométricas e mecânicas do segmento S_{02;1}

$\varphi(^{\circ})$	$\ell (m)$	$t (m)$	$A_c (m^2)$	$A_{s,ext} (mm^2)$	$A_{s,int} (mm^2)$	$A_{s,red} (mm^2)$	$x (m)$	$y (m)$
5-15	1,226	0,700	0,8582	4294	2578	5341	+1,220	- 6,919
15-30	1,839	0,700	1,2873	6442	3865	8011	+2,689	- 6,491
30-45	1,839	0,700	1,2873	6442	3865	8011	+4,277	- 5,574
45-60	1,839	0,700	1,2873	6872	4909	9297	+5,574	- 4,277
60-75	1,839	0,700	1,2873	6872	4909	9297	+6,491	- 2,689
75-90	1,839	0,700	1,2873	6872	4909	9297	+6,966	- 0,917
90-105	1,839	0,700	1,2873	6872	4909	9297	+6,966	+0,917
105-120	1,839	0,700	1,2873	6872	4909	9297	+6,491	+2,689

Tabela 5.5 - Propriedades geométricas e mecânicas do segmento S_{02;2}

$\varphi(^{\circ})$	$\ell (m)$	$t (m)$	$A_c (m^2)$	$A_{s,ext} (mm^2)$	$A_{s,int} (mm^2)$	$A_{s,red} (mm^2)$	$x (m)$	$y (m)$
300-315	1,839	0,700	1,2873	6872	4909	9297	- 5,574	- 4,277
315-330	1,839	0,700	1,2873	6442	3865	8011	- 4,277	- 5,574
330-345	1,839	0,700	1,2873	6442	3865	8011	- 2,689	- 6,491
345-355	1,226	0,700	0,8582	4296	2578	5341	- 1,220	- 6,919

5.3 ENVOLVENTE DAS COMBINAÇÕES DE AÇÕES

A capacidade mecânica da secção transversal condicionante não tem uma característica uniforme nos segmentos separados no mesmo plano da secção. A resistência estrutural é, neste caso, materializada por uma secção descontínua, em que os esforços internos são repartidos por segmentos da mesma secção, assumindo a não-existência de deformabilidade transversal, ou seja, as secções permanecem planas e normais ao eixo de flexão (Bernoulli, J., 1705). Estes segmentos da secção transversal não apresentam igual espessura, a distribuição da armadura principal (longitudinal) não segue um critério uniforme e a própria resistência do betão sofre variação.

Os efeitos da variável climática (vento) não são generalizados qualquer que seja a direção considerada devido à variabilidade das características meteorológicas da velocidade e direção predominante, e dos efeitos aerodinâmicos de proximidade das chaminés. No Sado-Mitrena, as direções predominantes (mais frequentes) na maioria dos meses do ano, ocorrem no setor N-NO e coincidem com os ventos mais fortes (os ventos sazonais fracos da direção NE são pouco frequentes no Inverno e concorrem, no mesmo período, com os ventos fortes da direção N). É admissível uma amplitude alargada NE-N-NO-O-SO, representativa da probabilidade acumulada de ocorrência anual, em resultado de informações cruzadas com os dados dos locais próximos de Troia e Setúbal. Nas direções com baixa frequência e velocidade (ventos fracos), o efeito da ação do vento tem menor intensidade mas esta diferenciação, para ser validada, necessitaria apoiar-se em histogramas de frequência de velocidade e respetivas rosas de ventos, a partir de uma base de dados local.

Em resumo, o efeito da ação do vento é menos intenso nas direções E-SE-S, sem que o valor desta redução possa ser determinado com rigor pelo que não é considerado prudente substituir dados reais por dados de simulação.

Para a secção determinante ($z = 1,54$ m), resulta a representação gráfica radial do diagrama de esforço transverso (Figura 5.3); e do momento fletor (Figura 5.4).

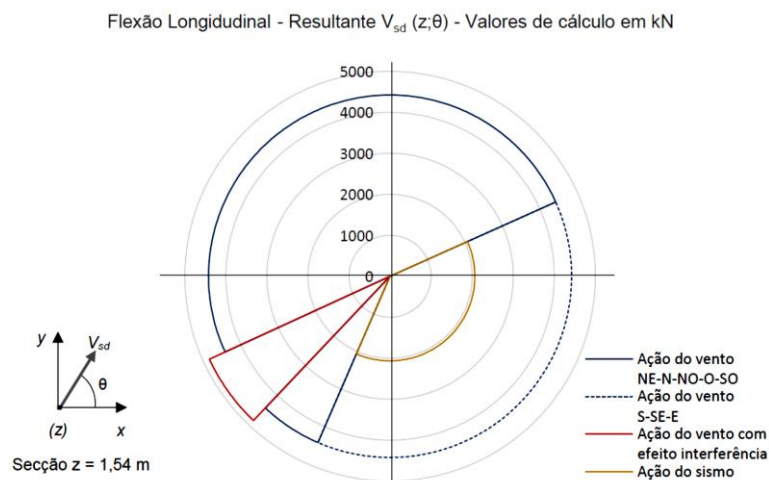


Figura 5.3 - Diagrama radial da resultante do esforço transverso na secção $z = 1,54$ m

Anota-se que o efeito vórtice ocorre na transversal à direção do vento e ambos sentidos opostos, o que origina arrastamento da resultante V_{sd} em 20° , ângulo da relação escalar das duas componentes.

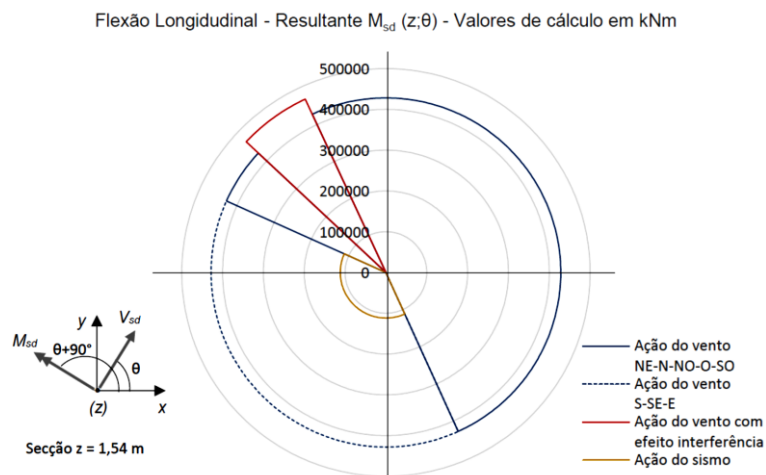


Figura 5.4 - Diagrama radial da resultante do momento fletor na secção $z = 1,54$ m

O cálculo detalhado da resultante dos valores de cálculo dos esforços internos e decomposição nas componentes cartesianas ($x ; y$), é desenvolvido em MS EXCEL.

5.4 DIAGRAMAS DE INTERAÇÃO (M_x ; M_y) DA SUPERFÍCIE DE ROTURA (ELU)

Na verificação da segurança ao estado limite último de resistência (STR), utiliza-se aqui o programa de cálculo analítico GaLa Reinforcement (Alashki, I., 2002). Os resultados obtidos permitem comparar a envolvente dos esforços de cálculo, em flexão composta desviada, com o nível de resistência da secção de betão armado, para uma dada geometria e quantidade de aço. Considerando um esforço axial ($N_{z,sd}$), o diagrama de interação ($M_{x,sd}; M_{y,sd}$) define a superfície de rotura da secção.

5.4.1 Hipóteses Admitidas na Modelação da Secção

Na definição da topologia dos nós conformou-se as linhas circulares dos segmentos a poligonais de sistemas discretizados espaçados em intervalos de amplitude igual a 5° . Para as armaduras, a referência ao extra- e intradorso da secção é função do recobrimento, que depende da classe de exposição ambiental e classe estrutural (4.4.1.1 (1) e (2), 4.4.1.2; e Quadro 4.4N, EN1992-1-1:2004; e NP EN13670:2011). Admite-se que a estrutura tenha sido projetada para um período de vida útil de 50 anos (classe estrutural S4) e classe de exposição ambiental XC4/XS1, para a superfície exterior do fuste. Em coerência, considera-se o recobrimento nominal de 50 mm das cintas de extradorso (diâmetro 20 mm) e intradorso (diâmetro 16 mm), coincidente com a definição do projeto original.

Anota-se que na entrada de dados do programa de cálculo utilizado, a classe de resistência do betão deve ser generalizada na secção transversal, ou seja, neste caso, ao conjunto de segmentos em que a secção transversal está repartida. Esta condição produz um resultado conservador do cálculo numérico, uma vez que a uniformização é feita em relação ao betão de menor classe de resistência.

5.4.2 Determinação da Resistência Última da Secção

A incerteza associada ao diâmetro dos varões da armadura principal e a diminuição da resistência do betão na cunha de implosão recomenda fazer a análise para as diferentes possibilidades, cada uma associada a um cenário de resistência da secção transversal em consideração (Tabela 5.6).

Tabela 5.6 - Cenários de dimensionamento na situação transitória

Diâmetro S400	Classe C30/37	Classe C35/45
$\varnothing 25$ mm	D	A
$\varnothing 20$ mm	C	B

O cenário A corresponde ao estado de maior resistência da secção contudo deve ser interpretado com muita prudência (cenário não-realista) porque as definições do projeto de estruturas podem não coincidir com a solução executada em obra. O cenário C corresponde ao estado de menor resistência da secção e provavelmente o cenário mais realista dentre todos: utiliza diâmetro $\varnothing 20$ mm na armadura principal (conforme à prova de extração) e atende ao desempenho das furações executadas no betão da cunha de implosão e que justifica maior redução da resistência do betão (Figura 5.5; e Figura 5.6).

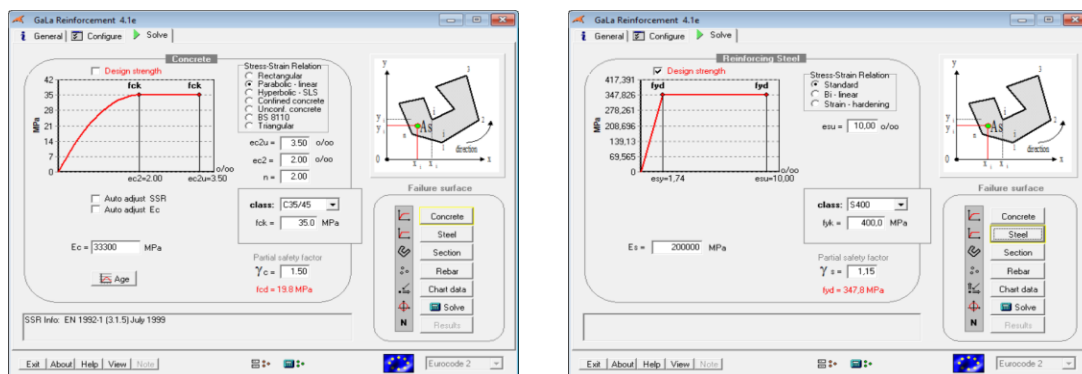


Figura 5.5 - Propriedades dos materiais C35/45 e S400 (Cenários A e B)

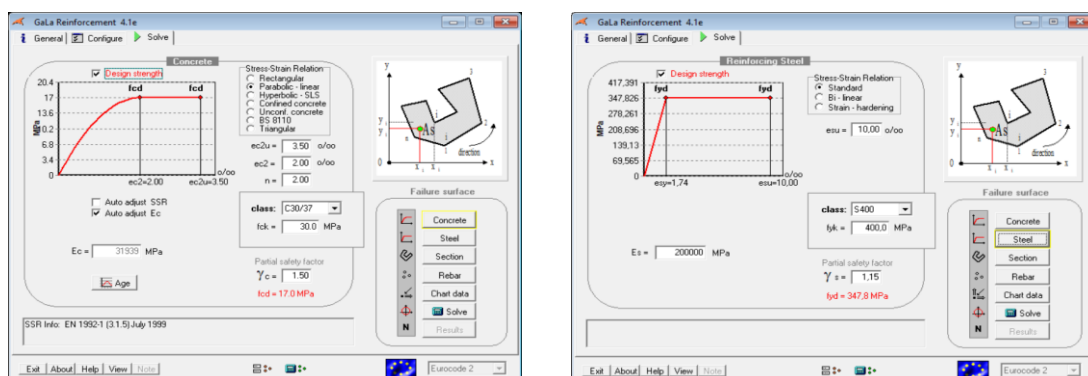


Figura 5.6 - Propriedades dos materiais C30/37 e S400 (Cenários C e D)

Os cenários B e D correspondem a estados intermédios de resistência da secção, no entanto, apenas se analisará o primeiro porque considera a utilização do diâmetro $\varnothing 20$ mm na armadura principal.

○ Cenário de Resistência A

A superfície de rotura que resulta da verificação ao estado limite último de resistência é determinada para a combinação de ações com os valores de mínimo e máximo do esforço axial. Como seria de esperar, a excentricidade influencia em muito a resistência da secção transversal (Figura 5.7).

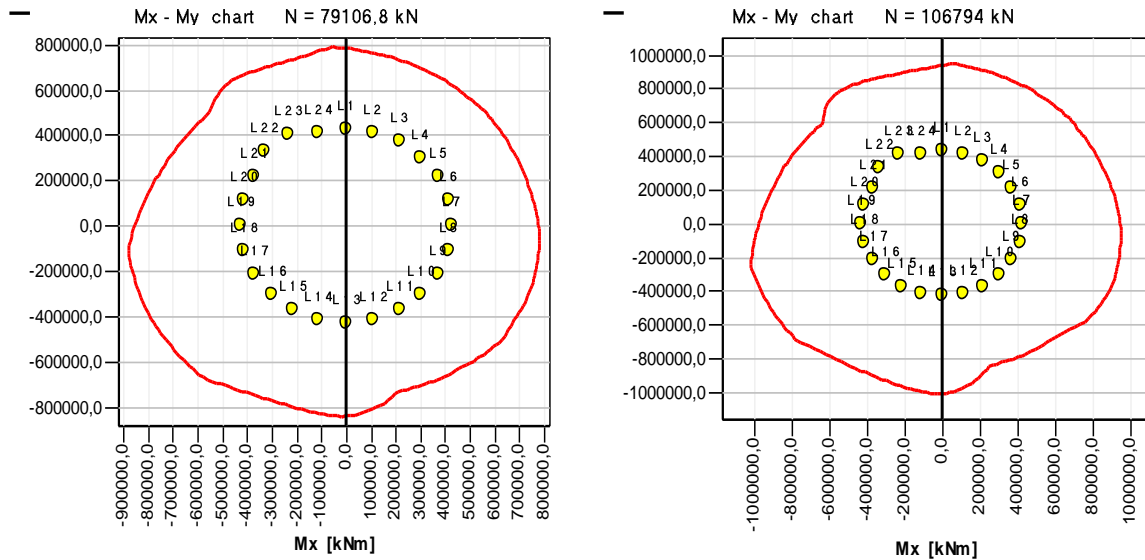


Figura 5.7 - Envoltória da Resistência vs Efeito da Ação (Cenário A)

O ponto de interação crítico $M_{x,Rd} = -550817,0 \text{ kNm}$ e $M_{y,Rd} = 498094,1 \text{ kNm}$, no quadrante $270^\circ - 360^\circ$ da superfície de rotura, representa o valor mínimo do momento fletor resistente (Figura 5.8).

$$N_{sd} = 79106,8 \text{ kN}; |M_{Rd}| = 742628,5 \text{ kNm}; |M_{sd}| = 468780,0 \text{ kNm} \rightarrow \frac{M_{Rd}}{M_{sd}} = 1,584 \quad (5.3)$$

$$N_{sd} = 106794,2 \text{ kN}; |M_{Rd}| = 874982,9 \text{ kNm}; |M_{sd}| = 468780,0 \text{ kNm} \rightarrow \frac{M_{Rd}}{M_{sd}} = 1,867 \quad (5.4)$$

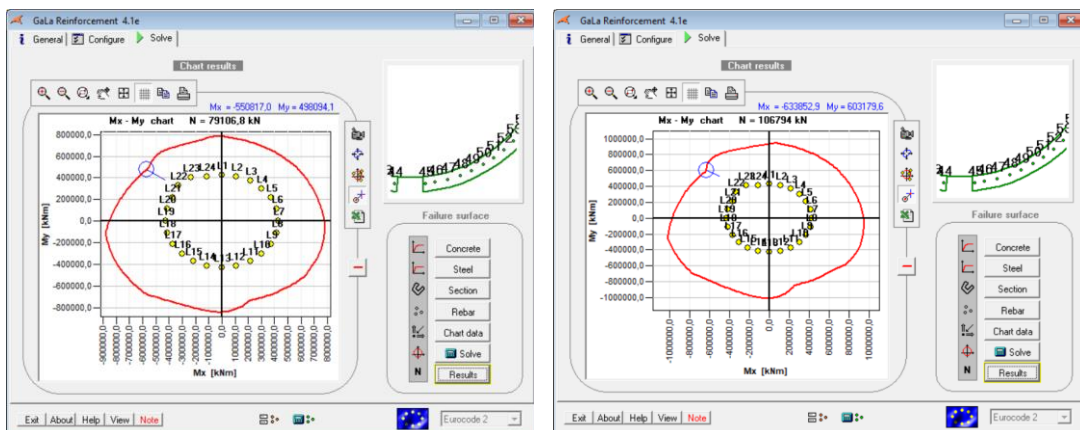


Figura 5.8 - Fator de resistência última (ELU) na interação crítica (Cenário A)

Conclui-se que, para o Cenário A (que representa o estado de maior robustez estrutural da secção), é verificada a segurança estrutural ao estado limite último (STR).

○ Cenários de Resistência B vs C

A superfície de rotura ao estado limite último de resistência é determinada para o caso da combinação de ações com o valor de mínimo do esforço axial, o caso de carga condicionante (Figura 5.9).

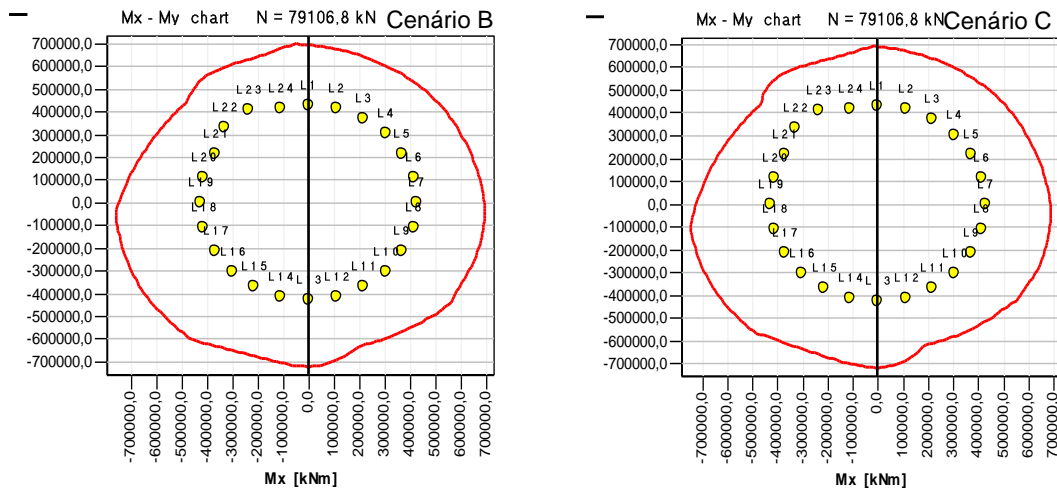


Figura 5.9 - Envoltória da resistência vs efeito da ação (Cenário B vs C)

No Cenário B, o ponto de interação crítico $M_{x,Rd} = -485273,4$ kNm e $M_{y,Rd} = 435487,6$ kNm (quadrante $270^\circ - 360^\circ$) representa o valor mínimo do momento fletor resistente (Figura 5.10).

$$N_{sd} = 79106,8 \text{ kN}; |M_{Rd}| = 652027,4 \text{ kNm}; |M_{sd}| = 468780,0 \text{ kNm} \rightarrow \frac{M_{Rd}}{M_{sd}} = 1,391 \quad (5.5)$$

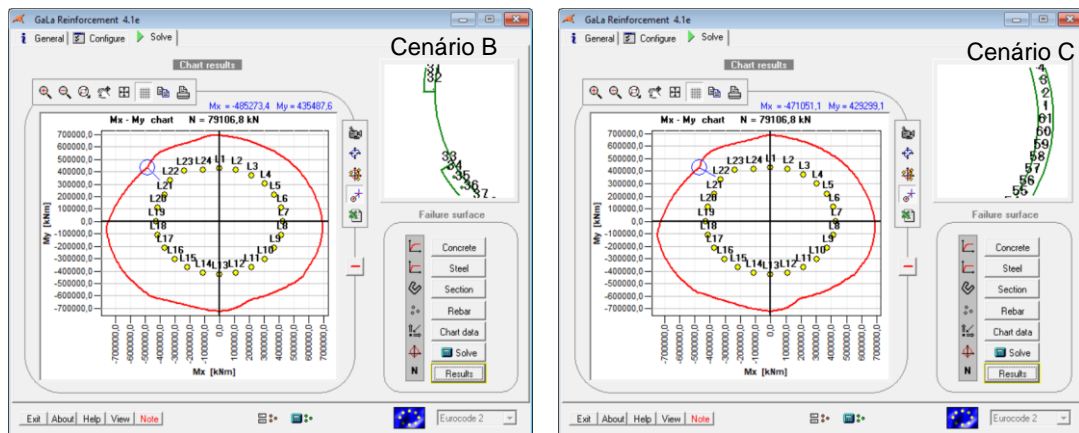


Figura 5.10 - Fator de resistência última (ELU) na interação crítica (Cenários B vs C)

Conclui-se que, para o Cenário B, é verificada a segurança estrutural ao estado limite último (STR). A modificação da armadura principal de $\Phi 25$ mm para $\Phi 20$ mm introduz redução apreciável no fator de resistência última da secção (para igual classe de resistência do betão e valor de esforço axial):

$$\Delta_{B-C} \left(\frac{M_{Rd}}{M_{sd}} \right) = 1,391/1,584 = 0,88 \quad (5.6)$$

No Cenário C, a superfície de rotura mostra o ponto de interação crítico $M_{x,Rd} = -471051,1$ kNm e $M_{y,Rd} = 429299,1$ kNm, no quadrante $270^\circ-360^\circ$ (valor mínimo do momento fletor resistente):

$$N_{sd} = 79106,8 \text{ kN}; |M_{Rd}| = 637327,9 \text{ kNm}; |M_{sd}| = 468780,0 \text{ kNm} \rightarrow \frac{M_{Rd}}{M_{sd}} = 1,360 \quad (5.7)$$

Conclui-se que, para o Cenário C (que representa o estado de menor robustez estrutural da secção), é verificada a segurança estrutural ao estado limite último (STR). Observa-se que a diminuição da classe de resistência do betão, de C35/45 para C30/37, reduz ligeiramente o fator de resistência última da secção (para igual valor de esforço axial).

5.5 AVALIAÇÃO DA FIABILIDADE ESTRUTURAL

No caso em estudo, a verificação da segurança estrutural na situação de projeto transitória pode ser associada a uma avaliação da fiabilidade porque se está explicitamente perante uma modelação diferente daquela para a qual a estrutura foi projetada e construída. Em regra, os códigos, normas e regulamentos são muito desenvolvidos para o projeto de estruturas novas e menos para a avaliação de estruturas existentes; e, por esta razão, o uso de uma abordagem em termos de dimensionamento de uma estrutura pode não ser a mais apropriada para uma situação de avaliação.

A função variável do estado-limite [$Z = R - Q$] expressa em termos de resistência R e do efeito da ação Q , é uma medida de segurança estrutural, ou seja, se $Z > 0$ a resistência é menor que o efeito da ação e a estrutura entra em ruína (Figura 5.11). A média desta função Z é dada por [$\mu_Z = \mu_R - \mu_Q$]; e a variância por [$\sigma_Z^2 = \sigma_R^2 + \sigma_Q^2$], dado que R e S não tem correlação (covariância nula). O quociente da média pela variância expressa o índice de fiabilidade estrutural (Cornell, A. C., 1969), a probabilidade de ruína, ou seja, a probabilidade da resistência da estrutura R ser inferior ao efeito da ação Q .

$$\beta = \frac{\mu_Z}{\sigma_Z} \quad (5.8)$$

Sendo a probabilidade de ruína definida pela expressão $p_f = p(R - S \leq 0) = p(Z \leq 0) = \Phi(-\beta)$ que se relaciona com o índice de fiabilidade (Φ é a função cumulante da distribuição normal reduzida).

$$\beta = -\Phi^{-1}(P_f) \Leftrightarrow P_f = \Phi(-\beta) \Rightarrow [p_f = 0,50 \rightarrow \beta = 0,0; p_f = 1,0 \cdot 10^{-9} \rightarrow \beta = 6,0]$$

Os valores dentro deste intervalo estão apresentados no Quadro C.1, Anexo C, NP EN 1990:2009.

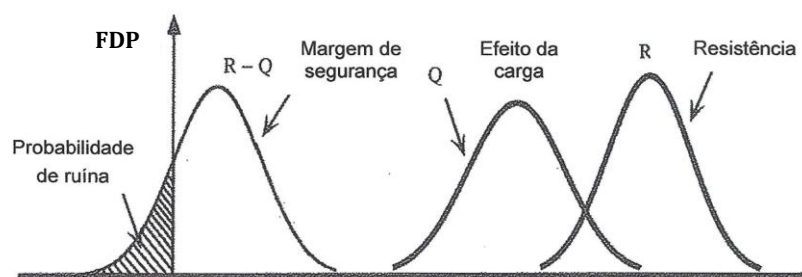


Figura 5.11 - Variável resistência vs variável efeito da ação (Nowak, A. e Collins, K., 2000)

As classes de fiabilidade relacionam-se com as classes de consequências (perda de vidas humanas e de impacto económico, social e ambiental). Para a classe de fiabilidade RC2, relacionada com a classe de consequências médias CC2, o valor mínimo do índice de fiabilidade alvo $\beta = 4,7$, recomendado para o estado limite último (ELU) e período de referência de 1 ano (B.3.2 (3), Quadro B.2, NP EN 1990:2009). Importa mencionar que, para o mesmo período de 1 ano, o CEB-FIP 2010 indica o intervalo de valores $[4,1 \leq \beta \leq 4,7]$ para as estruturas existentes (diferenciação que não está explícita no Eurocode 0).

Entende-se que o valor do índice [$\beta = 4,7$] é adequado ao dimensionamento das estruturas novas e que um valor menor poderia ser admitido nos casos de estruturas existentes. Usando a representação em geometria cartesiana, a fiabilidade é dada pela distância mais curta entre a origem do referencial ($X_R; X_Q$) e a superfície de rotura (maiores valores de β significam maior afastamento desta superfície).

$$X_R = \frac{R - \mu_R}{\sigma_R}; X_Q = \frac{Q - \mu_Q}{\sigma_Q}; \beta = \frac{\mu_R - \mu_Q}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_Q^2}} \quad (5.9)$$

A função estado-limite $f(X_R; X_Q) = X_R - X_Q = (\mu_R - \mu_Q) + X_R\sigma_R - X_Q\sigma_Q$ determina para $f(X_R; X_Q) = 0$ a linha reta que separa os domínios de segurança e de ruína (Figura 5.12), no espaço n=2 de variáveis reduzidas ($X_R; X_Q$).

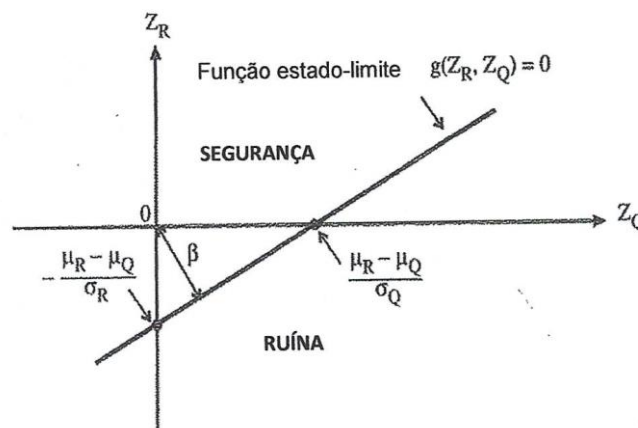


Figura 5.12 - Representação gráfica do índice de fiabilidade (Nowak, A. e Collins, K., 2000)

Anota-se que se a função variável do estado-limite não é linear ou se as variáveis aleatórias não tem distribuição normal, obtém-se para uma curvatura suave da superfície de rotura (Figura 5.13), uma boa aproximação da expressão $R = \Phi(\beta)$, ou seja, $R \approx \Phi(\beta)$.

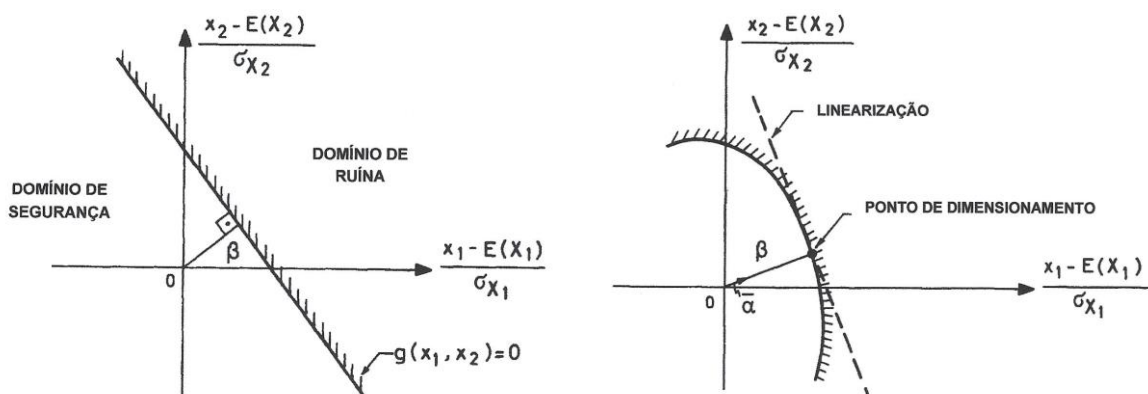


Figura 5.13 - Generalização da representação gráfica (Elishakoff, I. e Hasofer, A. N., 1986)

Interessaria portanto determinar o fator de majoração da ação variável determinante, neste caso, a variável climática vento, compatível com o índice de fiabilidade alvo $\beta = 4,7$, usando uma abordagem probabilística, método de fiabilidade de 1ª ordem FORM ou método de nível II (Anexo C.4 (2), Nota 2, NP EN 1990:2009) e comparar com o valor mínimo recomendado no Eurocode 0 (Figura 5.14).

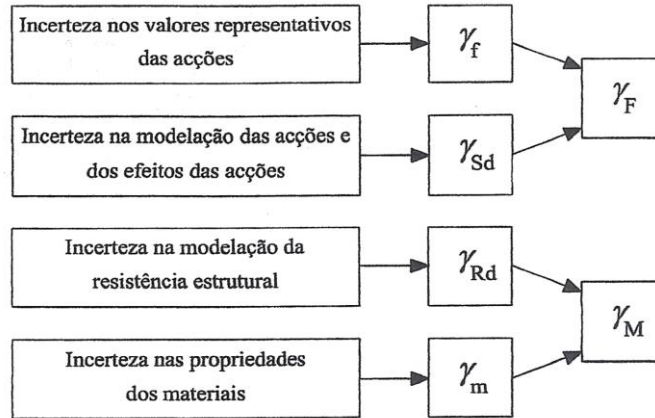


Figura 5.14 - Relação entre coeficientes parciais individualizados (Eurocode 0)

Considerando X_d o valor de dimensionamento (valor de cálculo) e X_k o respetivo valor característico (i.e. valor com a probabilidade de 0,05 de ser excedido no período de referência de 1 ano), o coeficiente γ_f é dado pelo quociente X_d/X_k .

$$\gamma_f = \frac{X_d}{X_k} = \frac{F_X^{-1}(\Phi(-\alpha_X\beta))}{F_X^{-1}(0,95)} \quad (5.10)$$

Sendo $F_X^{-1}(-)$ a inversa da distribuição acumulada de X e $\Phi(-)$ a distribuição acumulada da distribuição normal reduzida, admita-se $\alpha_X = -0,7$ (coeficiente de sensibilidade da variável X). Considerando que é mais apropriado utilizar distribuições de valores extremos para ações variáveis (Anexo C.6 (1), NP EN 1990:2009) aplica-se para a determinação do valor de cálculo da variável determinante (Anexo C, Quadro C.3, NP EN 1990:2009), a função distribuição de Gumbel, E. J. (1937), daí resulta a expressão do coeficiente parcial γ_f que representa a incerteza do valor representativo da ação.

$$\gamma_f = \frac{u-(a) \cdot \ln[-\ln(\Phi(-\alpha_X\beta))]}{u-(a) \cdot \ln(-\ln 0,98)} = \frac{u+7,599/a}{u+3,902/a} = \frac{\mu+5,475\sigma}{\mu+2,592\sigma} = 1,35 \quad (5.11)$$

Anota-se que o valor característico das ações climáticas (e.g. vento) baseia-se na probabilidade de 0,02 de ser excedida a parte variável no tempo, no período de referência de 1 ano (4.1.2 (7) P, Nota 2, NP EN 1990:2009).

A determinação do coeficiente γ_f faz-se substituindo na expressão os valores da velocidade média do vento ($v_{med} = 26,2$ m/s) e do desvio padrão ($\sigma = 4,68$ m/s). O coeficiente γ_{Sd} representa a incerteza do modelo do efeito da ação (Anexo A1.3.1(4) e Quadro A1.2(B), NP EN 1990:2009), com valores no intervalo $1,05 \leq \gamma_{Sd} \leq 1,15$. Admite-se, para este caso, $\gamma_{Sd} = 1,05$ (valor que corresponde à reduzida incerteza no modelo estrutural).

A determinação do coeficiente de majoração da ação (6.3.2 (2), (6.2b), NP EN 1990:2009) resulta do produto $\gamma_F = \gamma_f \cdot \gamma_{Sd} \approx 1,4$ substituindo na expressão os valores dos coeficientes parciais. A conclusão é que a re-avaliação da fiabilidade estrutural permite alterar o coeficiente de segurança de uma variável de base sem modificar a fiabilidade requerida da estrutura para a situação de projeto considerada (deve anotar-se que na presente dissertação, conservativamente, optou-se por $\gamma_F = 1,5$, Eurocode 2).

6. COMPORTAMENTO ESTRUTURAL PÓS-DETONAÇÃO

O resultado final do projeto está diretamente associado ao comportamento global da estrutura logo após a detonação da cunha de implosão. Aqui, dois estados limites são necessários a verificar: o estado limite de resistência (STR) e o estado limite de equilíbrio (EQU). Ou seja:

- Após a detonação, a secção reduzida resultante e que serve de apoio momentâneo ao fuste, deverá ter suficiente capacidade para suportar o peso total da estrutura.
- Após a detonação, o momento desequilibrador deverá ser superior ao momento estabilizador.

No entanto, existe o risco de um conjunto de fenómenos não-desejados de comportamento estrutural após a detonação que dificultam ou até impedem obter resultados satisfatórios.

- O assentamento direto do fuste, sem iniciar o movimento de derrubamento.
- A paragem do derrubamento já iniciado e súbita inversão do movimento.
- O desprendimento de partes da estrutura ou colapso secundário em secção intermédia.

Em resumo, pretende-se que após a detonação não ocorra assentamento do fuste por rotura da secção reduzida e, ao invés, se gere suficiente impulso desestabilizador (desequilíbrio) para o derrubamento ocorrer, de modo irreversível, até a estrutura chegar ao solo.

6.1 INFLUÊNCIA DA CONDIÇÃO DE CONFINAMENTO (IMPLOSÃO)

As características da detonação por implosão (explosão confinada) diferem das que são associadas à explosão, no referente à variação no tempo da pressão criada pelas ondas de detonação (Figura 6.1).

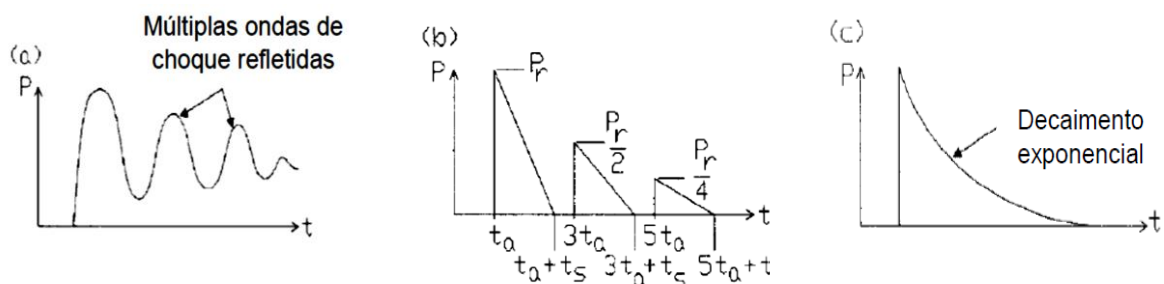


Figura 6.1 - Casos de carga por explosão confinada (Williams, M. S. e Newell, J. P., 1991)

É usual considerar-se a modelação do caso de carga por uma sucessão no tempo de forças impulsivas decrescentes, semelhante ao que ocorre após a detonação da cunha de implosão (neste caso, possível de reduzir-se a uma única força impulsiva). Ao contrário da explosão em superfície, em que a imediata reflexão da onda de detonação origina considerável efeito amplificador, os parâmetros de detonação característicos da implosão são atenuados pela menor possibilidade do efeito de reflexão.

O regime de resposta da estrutura ao efeito da detonação depende da frequência própria da estrutura e frequência da onda de detonação (se a duração t_d do efeito da detonação é próxima do período de vibração natural, ou seja $(t_d / T) \approx 1,0$, ocorre amplificação dinâmica da resposta estrutural).

6.2 INFLUÊNCIA DA TAXA DE DEFORMAÇÃO NAS PROPRIEDADES DO BETÃO

Nos casos de carga associados a efeitos dinâmicos, as tensões que se originam, em tempo muito curto, amplificam a resistência estática. As estruturas de betão armado sujeitas aos efeitos de detonação de explosivos (como o que ocorre na cunha de implosão) tem um comportamento de resposta a valores elevados de taxa de deformação. Os efeitos destas forças impulsivas ou de impacto são transitórios e de curta-duração. Retomando o conceito de taxa de deformação (LeCocq, J., 1867), aqui aplicado à mecânica dos materiais, a resistência aparente à compressão aumenta significativamente no intervalo $10^0 \leq \dot{\epsilon} \leq 10^3$ (Figura 6.2), corroborado por resultados experimentais (Petrov, Y. e Selyutina, N., 2013).

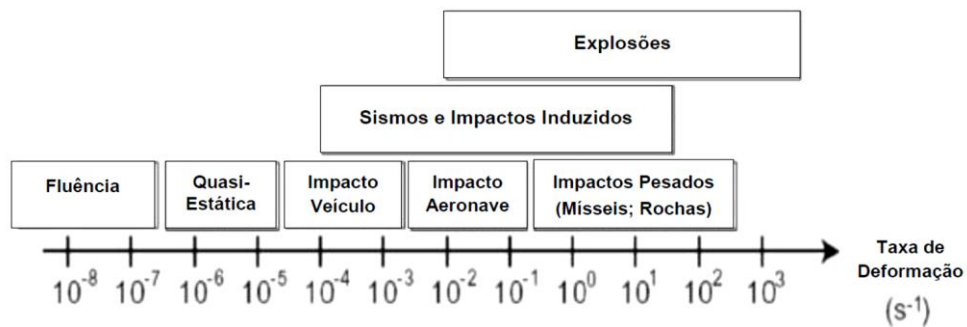


Figura 6.2 - Indicação dos intervalos de taxa de deformação (Riisgaard, B., 2007)

Na modelação dos efeitos da taxa de deformação nas propriedades do betão, o coeficiente de impacto dinâmico representa o rácio resistência dinâmica vs resistência estática (para o mesmo instante de tempo) e a sua determinação é importante na verificação do estado limite de resistência. O modelo de comportamento na mecânica de materiais é a generalização do modelo elástico de Hooke R. (1860).

$$\sigma = f(\epsilon, \dot{\epsilon}, \dot{\tau}) \quad (6.1)$$

em que $(\dot{\epsilon})$ representa a taxa de deformação e $(\dot{\tau})$ a variação de carga no tempo (Figura 6.3).

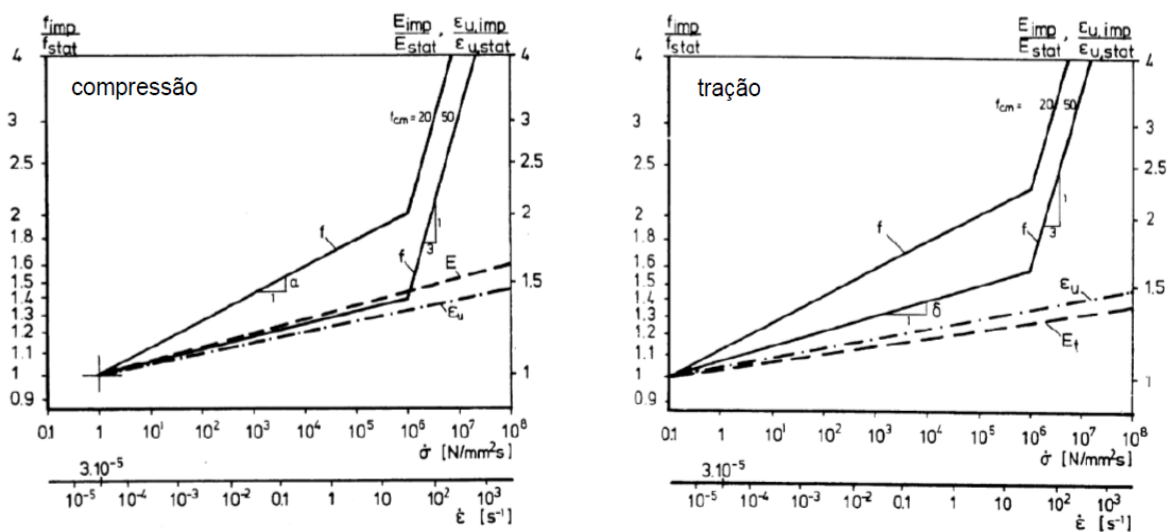


Figura 6.3 - Influência da taxa de tensão e deformação nas propriedades do betão (CEB, 1988)

O modelo constitutivo CEB-FIP resume a lei de variação da resistência dinâmica aparente do betão na determinação do coeficiente dinâmico (ψ_D), em função da taxa de deformação no tempo.

- Na representação logarítmica, $\log(\dot{\epsilon})$ vs $\log(\psi_D)$, a relação é bilinear com mudança de declive (ponto de descontinuidade) para $\dot{\epsilon} = 30s^{-1}$.
- A resistência dinâmica aparente aumenta para valores mais elevados da taxa de deformação.
- O coeficiente dinâmico é menos sensível para valores mais elevados de resistência.
- O coeficiente dinâmico está relacionado à resistência associada a uma taxa de deformação quase-estática.
- A variação da resistência aparente é diferente para os estados de compressão e tração.

A conversão entre taxa de deformação e taxa de tensão é feita assumindo o comportamento elástico, pelo módulo de elasticidade do betão. Para o caso do betão em estado de compressão, a expressão que determina a relação (E_{imp}/E_{stat}) é válida para todas as classes de betão.

$$\frac{E_{imp}}{E_{stat}} = \left(\frac{\dot{\sigma}}{\dot{\sigma}_0}\right)^{0,025} = \left(\frac{\dot{\epsilon}}{\dot{\epsilon}_0}\right)^{0,026} \quad (6.2)$$

Na impossibilidade de conhecer os estados de carga no tempo, aceita-se que a não-consideração nesta análise não influencia os resultados porque, em geral, o histórico de tensões de até 0,6 a 0,8 vezes a resistência estática não origina danos no betão, ou seja, não altera o estado do material (CEB, 1988).

Para a taxa de deformação no intervalo [$50 < \dot{\epsilon} < 100 s^{-1}$] resulta para a tensão última (resistência), o fator [1,6 ÷ 1,8] para o coeficiente de incremento dinâmico (DIF – Dynamic Increase Factor); e o fator 1,5 para o para o módulo de elasticidade dinâmico (módulo secante), $E_{c,imp} = 1,5 \cdot E_{c,stat}$.

6.3 EFEITO TRANSITÓRIO DE IMPACTO DO FUSTE NA SECÇÃO RESIDUAL

No curto intervalo de tempo que antecede a detonação da cunha de implosão e os instantes imediatos, a armadura da secção reduzida de apoio do fuste passa do estado inicial de compressão (por efeito da ação gravítica do peso estrutural e não-estrutural) a um estado de sobre-compressão e de imediato, a um estado de tração. O efeito de sobre-compressão está associado a um pseudo-assentamento que o fuste experimenta de imediato, logo após a detonação, e que se explica pela ação instantânea das forças gravíticas subitamente redirecionadas ao longo da superfície de corte da cunha de implosão, até alcançar o plano da secção reduzida (a perturbação originada pelo rearranjo do caminho das tensões é amplificada pela proximidade das duas aberturas de formato retangular). Na sequência deste efeito inicial de pseudo-assentamento, o efeito da ação gravítica é determinante para a desestabilização da estrutura e dá-se início ao processo de derrubamento.

O estado de tração da armadura da secção reduzida pode ser demonstrado a partir dos resultados do método experimental de análise de tensões, na aplicação da técnica de medição das extensões no aço por resistividade eléctrica aparente. O caso real refere-se à demolição controlada por derrubamento de chaminé industrial com altura de 210 m, cidade de Nanchang, ano de 2014 (Figura 6.4; e Figura 6.5).



Figura 6.4 - Disposição dos pontos de medição de extensão da armadura (Chen, D. et al., 2014)

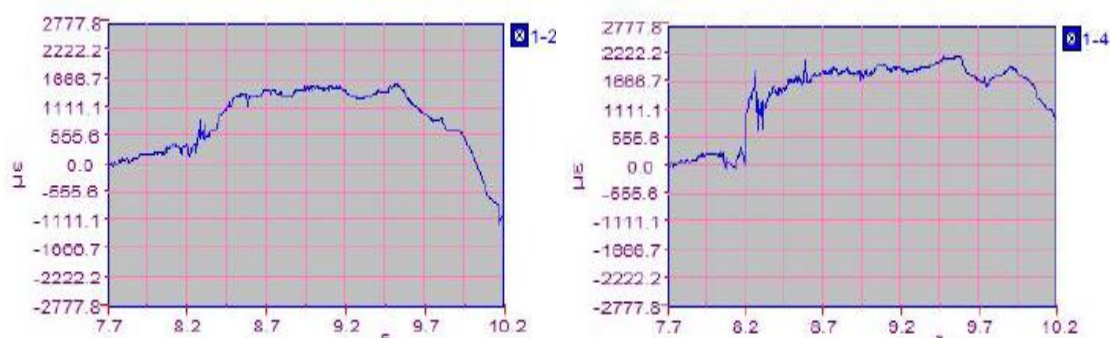


Figura 6.5 - Diagrama de deformação do aço nos instantes pós-detonação (Chen, D. et al., 2014)

Constatou-se que os máximos de deformação da armadura principal atinge o limite elástico e entra no domínio plástico no processo de colapso da estrutura (o aço entra em cedência à tensão 335 MPa, equivalente a $\varepsilon = 1,675\%$ ($E_s = 200$ GPa)). A média dos registos máximos $\varepsilon_{max} = 1,868\%$ e deformação na secção reduzida de apoio do fuste superior à deformação originada por carregamento estático, o que confirma um efeito dinâmico a considerar na verificação ao estado limite último de resistência. Existe uma relação de proporcionalidade entre deslocamentos, forças aplicadas e constantes elásticas, este rácio é designado por coeficiente dinâmico de carga (DLF – Dynamic Load Factor) e representa o valor comparado ao deslocamento máximo na aplicação estática da carga F_{stat} , em dado instante, por efeito amplificador associado ao carácter dinâmico de aplicação da carga (Figura 6.6).

$$f_D(t) = \frac{u_{dyn}}{u_{stat}} \cdot F^* = \bar{f}_D \cdot F_{stat} \quad (6.3)$$

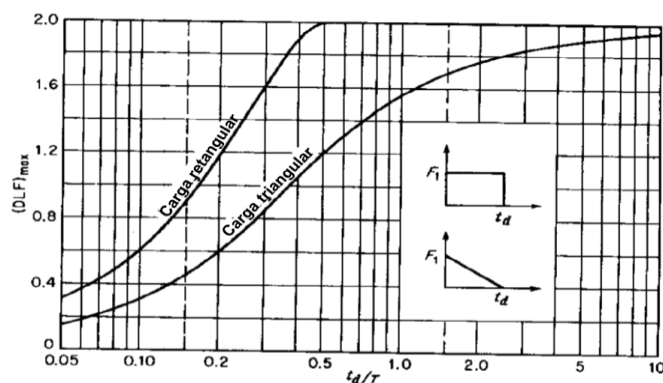


Figura 6.6 - Resposta máxima da estrutura em regime elástico (Biggs, J. M., 1964)

Não é conhecida suficiente informação do projeto de detonação, neste caso, a função $F = f\left(\frac{t_d}{T}\right)$ que define a variação da força impulsiva (F) no intervalo ($t_d - t_0$) de duração do efeito da detonação. Para uma estimativa do coeficiente de carga dinâmica, admite-se um caso de carga de força impulsiva com variação linear, aplicada subitamente à estrutura, e que ao fim do tempo (t_d) se anula.

Admite-se igualmente uma resposta elástica do material e a total conversão, sem perdas, de energia cinética para energia de deformação. Não se faz referência ao coeficiente de amortecimento estrutural ($\xi = 0,05$, admitido na análise sísmica) por ser de magnitude insuficiente para fazer diminuir o valor máximo do coeficiente de carga dinâmica (Biggs, J. M., 1964).

Em resumo, estima-se $\bar{f}_D = [1,15 \div 1,20]$ para a explosão confinada e características da estrutura.

6.4 RESISTÊNCIA DA ARMADURA PRINCIPAL EXPOSTA NA CUNHA DE IMPLOÇÃO

Na análise do comportamento estrutural pós-detonação interessa determinar qual a contribuição efetiva das armaduras intactas da cunha de implosão que ficam expostas em resultado da eliminação do betão. Ou seja, existe uma capacidade resistente disponível cuja determinação é necessária a fim de avaliar a influência destas armaduras no processo de derrubamento do fuste (Figura 6.7).

Como princípio geral, para que os resultados sejam satisfatórios, todos os fatores concorrentes capazes de poder perturbar a trajetória do movimento circular de corpo rígido em torno da rótula plástica, devem ser modelados em fase de projeto e determinados os seus efeitos.



Figura 6.7 - Armadura exposta após a implosão (Mackenzie, G. J. e Samali, B. (2017))

Na modelação estrutural para servir à análise de resistência dos varões de aço expostos ignora-se a presença de fragmentos de betão residuais no volume de material implodido. Os resultados obtidos em laboratório, em ensaios de provetes de betão armado sujeitos a detonação (Fujikake, K., e Aemalor, P., 2013), indicam que os varões expostos adquirem um comportamento de elementos bi-encastados sujeitos a esforço axial de compressão (Figura 6.8).

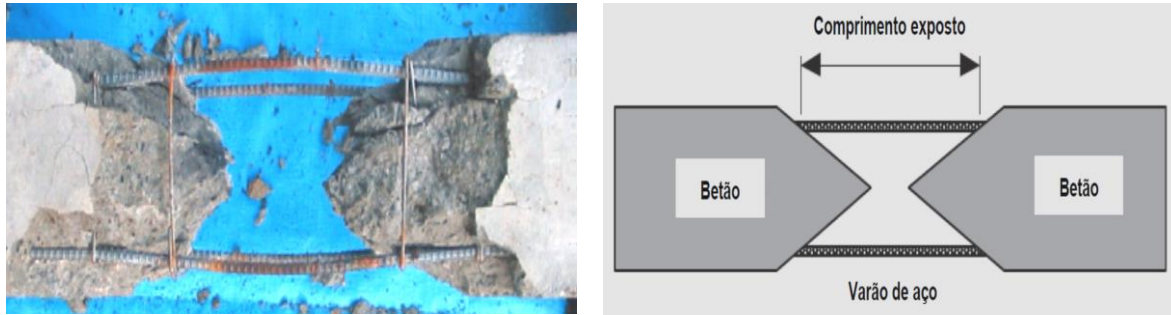


Figura 6.8 - Modelação da armadura exposta (Fujikake, K. e Aemalor, P., 2013)

Para o aço das armaduras considera-se o modelo elástico perfeitamente plástico, em compressão e tração (Figura 6.9), sem limite para a extensão (3.2.7, (2) (b), EN 1992-1-1:2004).

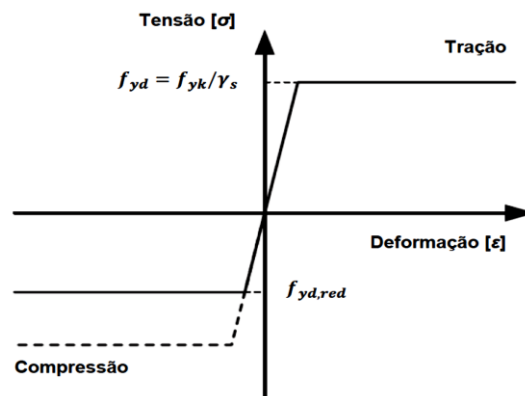


Figura 6.9 - Diagrama de cálculo do aço (adaptado de Eurocode 2)

A tensão de cedência (valor de cálculo) dos varões de aço é diminuída pelo efeito de encurvadura, em que o comprimento efetivo substitui o comprimento nominal ($L_{eff} = 0,5 \cdot L_{exp}$) e a determinação é feita a partir da expressão fundamentada no conceito de carga crítica de encurvadura (Euler, L., 1757).

$$f_{yd,red} = \frac{\pi^2 \cdot E_s \cdot \phi_L^2}{4 \cdot L_{exp}^2} \quad (6.4)$$

Anota-se que nesta expressão, o fator $[4 \cdot L_{exp}^2]$ incorpora o comprimento efetivo $L_{exp} = 0,5 \cdot L_{exp,0}$ (caso de barra bi-encastrada).

A cunha de implosão é definida na base por um ângulo de 180° , limitado pelas aberturas de 30° , criadas pelos trabalhos de pré-enfraquecimento estrutural; e, em altura, por um ângulo de $30,3^\circ$ do plano de corte com a horizontal (Figura 6.9). Após a detonação e consequente implosão do material, a armadura exposta está localizada sobre os quadrantes Q-4 ($-90^\circ \geq \varphi \geq -45^\circ$); Q1 ($-45^\circ \geq \varphi \geq 45^\circ$); Q-2 ($45^\circ \geq \varphi \geq 135^\circ$); e parte do quadrante Q-3 ($135^\circ \geq \varphi \geq 150^\circ$).

O comprimento exposto dos varões elegíveis na análise do comportamento estrutural, após detonação, varia em função da sua posição angular relativa (φ), no plano da secção transversal. De modo a facilitar o cálculo numérico, a posição angular é discretizada em setores de 15° ($1/6$ quadrante) e associada ao referencial que contém a linha de eixo da abertura de passagem ao interior da chaminé (Figura 6.10).

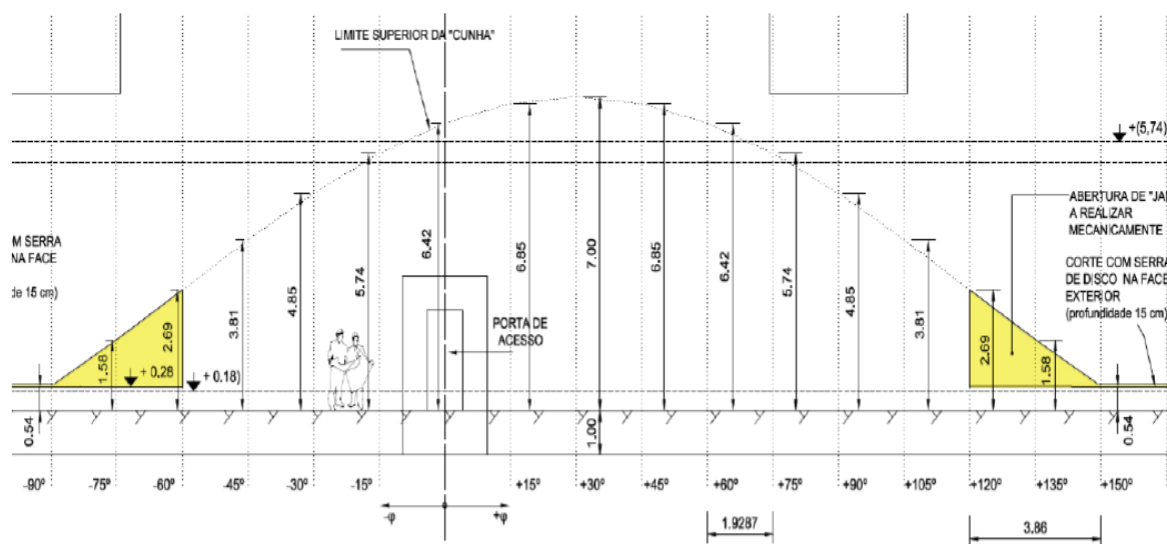


Figura 6.10 - Alçado desenvolvido da superfície da cunha de implosão (MAXAM-COBA, 2019)

Nesta análise, importa mencionar que um fator importante está associado à correta avaliação da efetiva capacidade resistente da armadura exposta pela existência de emendas por sobreposição de varões, como definida em projeto de betão armado. Em consequência, na região afetada da cunha de implosão, a eliminação do betão faz desativar a propriedade mecânica de transmissão de forças (Figura 6.11).

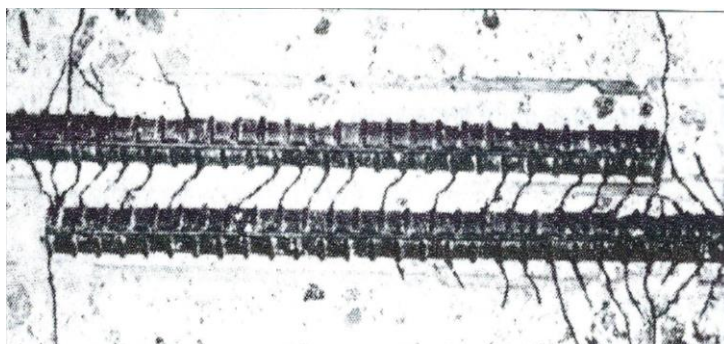


Figura 6.11 - Transmissão de forças em varões por emenda por sobreposição (Appleton, J., 2013)

Na faixa de altura de entre 7,00 m e 8,00 m foram projetadas emendas na armadura de extradorso; e na altura de entre 5,00 m e 6,00 m foram projetadas emendas na armadura de intradorso.

Ou seja, para a modelação adotada e usando um critério conservador, considera-se que a partir da cota $z = 5,00$ m, os varões da armadura principal não tem continuidade material e, após a implosão do betão, a transmissão de forças deixa de ser possível (Tabela 6.1; e Tabela 6.2).

Tabela 6.1 - Elegibilidade da armadura exposta (conservação de continuidade material)

Armadura	Comprimento (L_{exp})	Distribuição circunferencial (φ)	
$\varnothing 20mm$; S400	$0 < L < 3,27m$	$-45^\circ \leq \varphi \leq -90^\circ$	$105^\circ \leq \varphi \leq 150^\circ$

Tabela 6.2 - Comprimento exposto e tensão crítica da armadura principal

Setor ($\Delta\varphi$)	Q4 [-90°;-75°]	Q4 [-75°;-60°]	Q4 [-60°;-45°]	Q2 [105°;120°]	Q2 [120°;135°]	Q3 [135°;150°]
L_{exp} (mm)	790	2135	3250	3250	2135	790
$f_{yd,red}$ (N/mm ²)	316,3	43,3	18,7	18,7	43,3	316,3

Os resultados obtidos mostram que o efeito de encurvadura implica uma forte diminuição na capacidade de resistência ao esforço axial (compressão), tanto mais significativa quanto maior for o comprimento exposto das armaduras. Considerando o valor nominal da tensão de cedência $f_{sy} = 400\text{N/mm}^2$, o rácio $f_{yd,red}/f_{sy} = [0,05 \div 0,80]$ representa a amplitude de valores da resposta elástica da armadura exposta.

Esta quantificação é importante para determinar a resistência desta armadura nos instantes seguintes à detonação, após a eliminação do betão, e analisar o comportamento sob ação instantânea da carga. Seguindo o princípio da discretização, procede-se ao agrupamento da armadura principal de cada setor (extra- e intradorso da secção) e associa-se à linha circunferencial média, pelas coordenadas (x,y) do referencial ortogonal, no centro de gravidade da secção transversal.

A secção de aço equivalente resulta da soma das secções individuais dos varões de cada setor, sendo a força resistente igual ao produto desta área pela tensão de cedência reduzida.

$$F_{s,i} = f_{yd,red,i} \cdot n_i \cdot A_{s,\emptyset} \quad (6.5)$$

Anota-se que as armaduras correspondentes aos setores [-90°;-60°] e [120°;150°] correspondem às duas aberturas opostas de 30°, criadas na fase de pré-enfraquecimento estrutural. Apesar do betão ter sido eliminado, as armaduras (verticais e horizontais) conservam integridade pelo uso do processo de demolição controlada por corte do betão com fio diamantado (Tabela 6.3).

Tabela 6.3 - Forças na armadura exposta e distribuição relativa na secção

Secção $n_i \cdot A_{s,\emptyset}$ (mm ²)	Amplitude angular (φ)					
	[-90°;-75°]	[-75°;-60°]	[-60°;-45°]	[105°;120°]	[120°;135°]	[135°;150°]
$A_{s,ext}$	4398	4398	4398	4398	4398	5027
$A_{s,int}$	3142	3142	3142	3142	3142	3142
$A_{s,red}$	7208	7208	5950	5950	7208	7810
$F_{s,i}$ (kN)	2279,9	312,1	111,3	111,3	312,1	2470,3
x (m)	-6,966	-6,491	-5,574	+6,491	+5,574	+4,277
y (m)	-0,917	-2,689	-4,277	+2,689	+4,277	+5,574

Verifica-se uma não-simetria de variação da capacidade resistente da armadura exposta porque a regra de distribuição da armadura principal não é uniforme. A posição relativa é referida à linha circunferencial média $\bar{r} = 7,022\text{m}$, pelas coordenadas (x,y) do referencial ortogonal associado ao centro de gravidade da secção.

6.5 VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA AOS ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS

6.5.1 Estado Limite Último de Resistência

A verificação da segurança ao estado limite de resistência (STR) na secção reduzida de apoio, após a eliminação da cunha de implosão requer duas situações diferentes de análise:

- Os esforços internos originados na secção nos instantes muito breves em que prevalecem os efeitos dinâmicos da onda de detonação na resposta da estrutura, os quais deverão satisfazer à relação $R_d \geq E_d$.
- Os esforços internos na secção após ter-se desvanecido o efeito da onda de detonação e a resposta da estrutura procura recuperar as condições de equilíbrio estático impossibilitadas pela livre rotação na sequência da criação da rótula plástica, em que deverá ter-se $R_d < E_d$.

É necessário fazer a verificação da segurança em dois passos porque pelos requisitos da demolição controlada o fuste não deverá assentar por rotura instantânea da secção reduzida ou experimentar instabilidade lateral que origine rotação segundo um ângulo de viés, diferente de 90°, durante o efeito de detonação; e que após os instantes iniciais de forte perturbação da estrutura, o material entre em processo gradual de plastificação.

Em relação ao caso da secção antes da detonação, o referencial cartesiano resulta da transformação isométrica por rotação ($\theta=60^\circ$, no sentido direto), de modo a obter-se valores de resultados de saída para o estado de flexão composta no plano de flexão que contém o eixo de simetria da secção.

$$\begin{bmatrix} x^* \\ y^* \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \cos\theta & -\text{sen}\theta \\ \text{sen}\theta & \cos\theta \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} x \\ y \end{bmatrix} \quad (6.6)$$

O programa de cálculo automático GaLa Reinforcement (Alashki, I., 2002) compara a envolvente dos esforços (valores de cálculo) com a resistência da secção de betão armado (para uma dada geometria e repartição do aço) e desenha o diagrama de interação ($N_{z,sd}$; $M_{x,sd}$) da superfície de rotura da secção.

A sensibilidade ao coeficiente de força dinâmica é testada para os valores 1,15 e 1,20. Os casos de carga que lhes correspondem são designados respetivamente por (L1; L2) e (L3; L4). Para o segundo grupo (L3; L4), os valores de cálculo (esforço axial e momento fletor) obtém-se do primeiro pelo fator multiplicador $K= 1,0435$ (Tabela 6.4).

Tabela 6.4 - Resumo de dados na verificação do estado limite de resistência

Resposta da Estrutura	Betão	Aço	DIF	DLF	Caso de carga L1	Caso de carga L2
Dinâmica	C80/95	S400	1,8	1,15	Nsd = 100070 kN Msd = 590514 kNm	Nsd = 81875 kN Msd = 483148 kNm
Quase-estática	C45/55 C50/60	S400	N/A	N/A	Nsd= 87018 kN Msd = 513490 kNm	Nsd = 71196 kN Msd= 420128 kNm

6.5.1.1 Resposta dinâmica

O regime de resposta dinâmica da estrutura é determinado no tempo $t_0 < t < t_d$, em que perdura o efeito da força impulsiva $F(t)$. Os diagramas de interação correspondem a cenários de variação do parâmetro θ da secção residual com o fator de aumento de resistência aparente (Figura 6.12; e Figura 6.13).

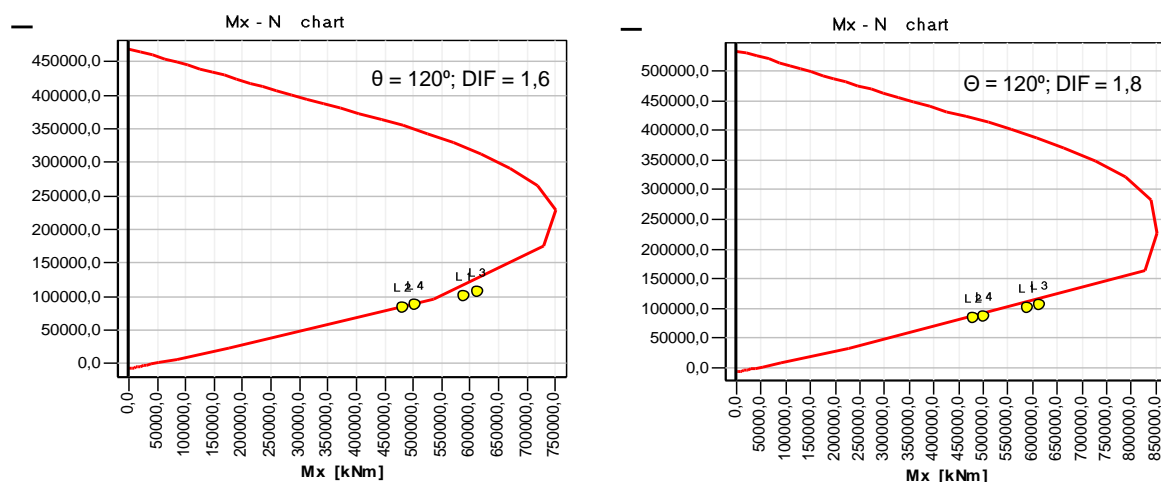


Figura 6.12 - Efeito vs resistência (resposta dinâmica; $\theta = 120^\circ$; DIF = 1,6 ÷ 1,8)

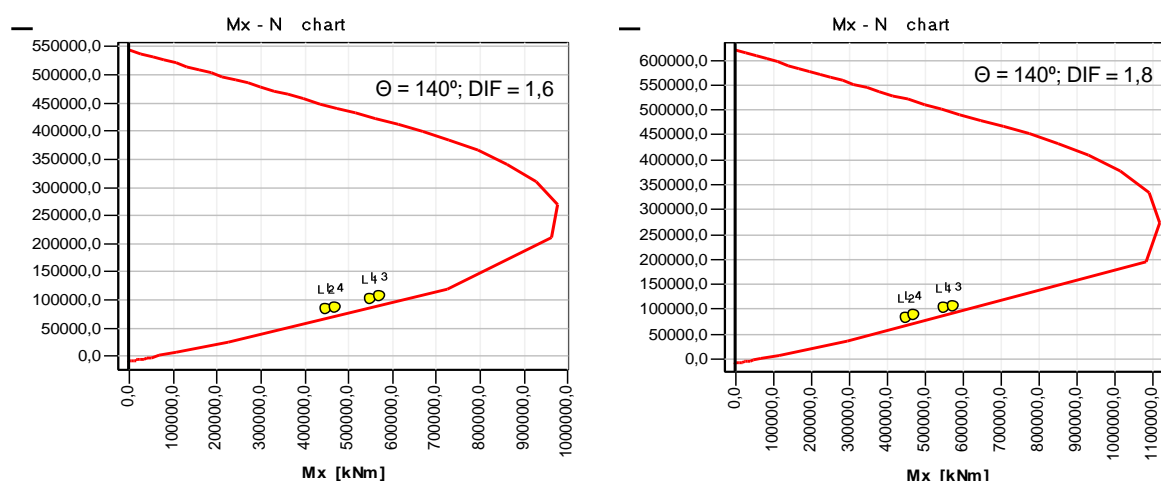


Figura 6.13 - Efeito vs resistência (resposta dinâmica; $\theta = 140^\circ$; DIF = 1,6 ÷ 1,8)

Verifica-se que o aumento da amplitude angular da secção remanescente de apoio de fuste, de 120° para 140° , faz entrar os pares de valores de cálculo para o interior da superfície de rotura do material. Ou seja, a secção residual de apoio do fuste alcança o estado de pré-rotura sem sofrer o esmagamento imediato do betão, logo após a eliminação do material na cunha de implosão. Este comportamento não é significativamente modificado para uma variação de valor do coeficiente de impacto dinâmico.

Conclui-se que o parâmetro geométrico da abertura angular é condicionante para a resposta dinâmica ($\Delta\theta = 20^\circ$ equivale ao rácio de 1,158 de área da superfície reduzida de apoio do fuste). A interpretação dos resultados sugere que evitar a rotura imediata para um estado de pré-rotura é vantajoso para poder atribuir a estabilidade de resposta global da estrutura na transição da dinâmica para a quase-estática.

6.5.1.2 Resposta quase-estática

Esgotada a resposta dinâmica à força impulsiva resultante da explosão confinada, a recomposição das propriedades dos materiais para um regime quase-estático e a elevada concentração de tensões iniciada nos bordos angulosos da secção mais próximos da cunha de implosão favorecem a progressão do estado de plastificação do material (Figura 6.14; e Figura 6.15).

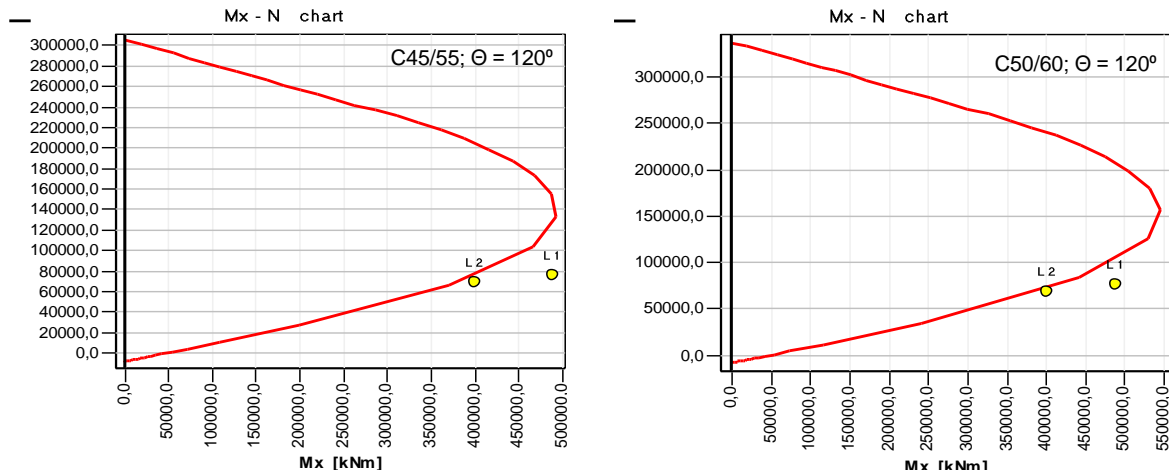


Figura 6.14 - Efeito vs resistência (resposta quase-estática; $\theta = 120^\circ$; C45/55 ÷ C50/60)

Anota-se que na análise inclui-se a classe C50/60 para atender ao valor característico superior ($f_{ck,s}$).

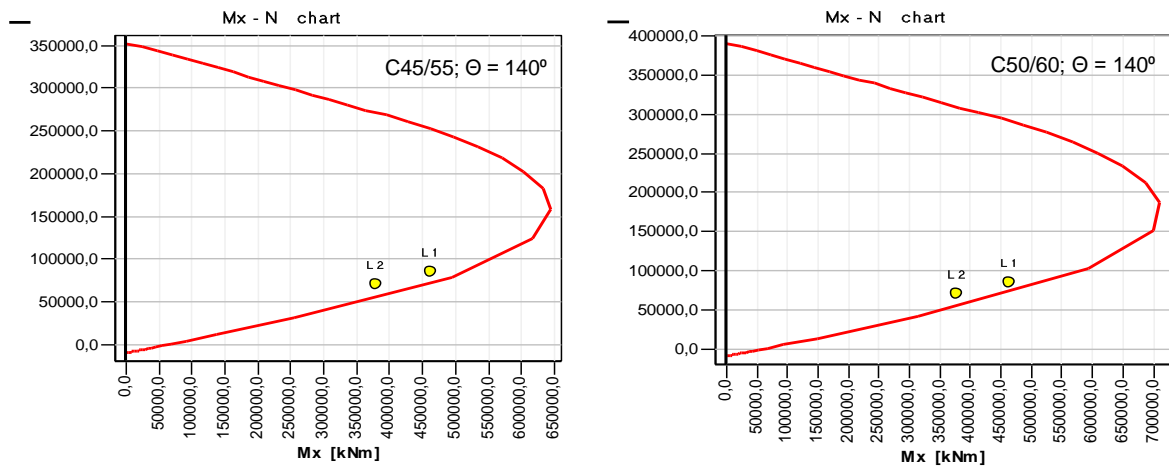


Figura 6.15 - Efeito vs resistência (resposta quase-estática, $\theta = 140^\circ$; C45/55 ÷ C50/60)

Uma conclusão imediata dos resultados é a importância do corte da armadura principal do extradorso do fuste, ou seja, a maior capacidade resistente da secção sem o corte desta armadura iria dificultar a plastificação e em consequência o processo de colapso, após a detonação.

A verificação da resistência última considera as duas classes de betão, para os valores característicos respetivos. A abertura angular da secção reduzida é determinante na comparação de comportamento. Para $\theta = 140^\circ$ a secção alcança o estado de pré-rotura contudo a rotura é irreversível porque o aumento de deformação até ao esgotamento da secção é facilitado pelo surgimento de forças de inércia.

6.5.2 Estado Limite Último de Equilíbrio

A estrutura é um sistema-base (isoestático), pelo que a plastificação da secção reduzida de apoio do fuste, após a detonação, significa a criação de uma rótula e a conseqüente formação de um mecanismo de colapso. A força de inércia (Newton, I., 1687) que está associada ao mecanismo bem como o efeito da aceleração do movimento de rotação, em torno de um ponto fixo, é determinada pelo estado de equilíbrio entre momentos estabilizantes e momentos desestabilizantes (Figura 6.16). Considera-se a análise cinemática de corpo rígido em rotação para as duas situações sequenciais, ou seja, o momento que precede a detonação (Caso I) e o momento imediato à detonação (Caso II).

Caso I:

Na secção pré-enfraquecida ($\theta = 120^\circ$) com redução de espessura e corte da armadura de extradorso, a força resistente de tração $F_1 = 14876,8 \text{ kN}$ é referida à armadura de intradorso ($\Phi 25 \text{ mm @ } 17,5 \text{ cm}$). A força de inércia que faz ativar o mecanismo $\alpha_I \cdot W$ determina o limite superior do estado de equilíbrio.

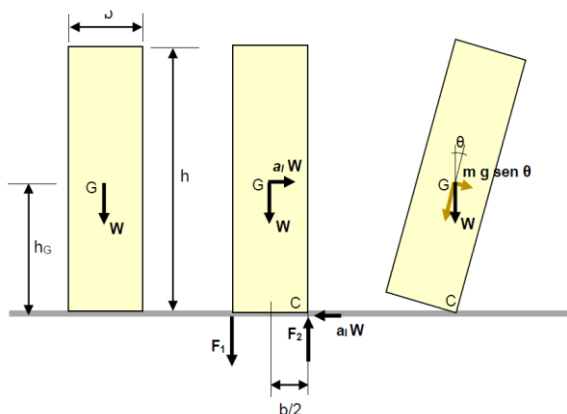
$$\alpha_I \cdot W \cdot h_g = W \cdot \frac{b}{2} + F_1 \cdot b \rightarrow \alpha_I = 0,122 \quad (6.7)$$

Caso II:

Em breve fração milésima de segundo, imediatamente após a detonação, a secção pré-enfraquecida com redução de espessura e corte da armadura de extradorso conserva ainda a força resistente de tração $F_{1,Rd} = 14876,8 \text{ kN}$. Contudo, a eliminação do material da cunha de implosão modifica a anterior modelação pré-detonação: neste caso, a força de inércia $\alpha_{II} \cdot W$ que faz ativar o mecanismo, determina o limite superior do estado de equilíbrio na situação pós-detonação, com a rotação de corpo rígido a fazer-se em torno de um novo ponto fixo (C').

$$\alpha_{II} \cdot W \cdot h_g + W \cdot \left(\frac{b}{2} - b_0\right) = F_1 \cdot b_0 \rightarrow \alpha_{II} = 0,053 \quad (6.8)$$

Caso I:



Caso II:

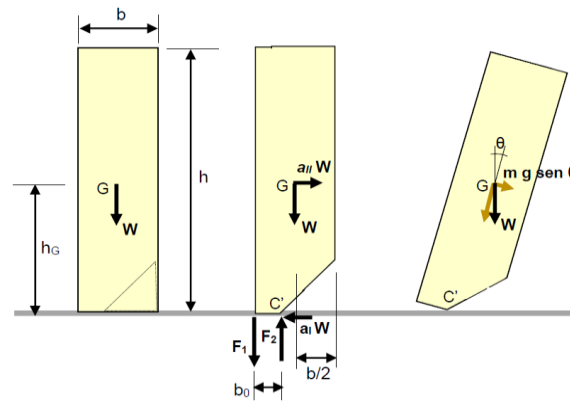


Figura 6.16 - Análise cinemática de rotação de corpo rígido (pré-detonação vs pós-detonação)

O rácio entre os fatores de aceleração que, em cada caso, ativam o mecanismo representa a condição de segurança ao estado limite de derrubamento.

$$FS = \max\left(\frac{\alpha_{II}}{\alpha_I}\right) = 0,311 \rightarrow \frac{R_d}{E_d} < 1 \quad (6.9)$$

A expressão satisfaz à condição de demolição controlada, em que a resposta estabilizante da estrutura é insuficiente e portanto sem capacidade para se opôr ao efeito resultante de falha do estado limite de equilíbrio e consequente derrubamento (Tabela 6.5).

Tabela 6.5 - Resumo de dados na verificação do estado limite de equilíbrio (derrubamento)

h_G (m)	b (m)	b_0 (m)	W (kN)	a_I	a_{II}	FS
(65,636 – 1,540)	10,991	3,888	$0,9 \cdot 79106,8$	0,122	0,038	0,311
			$1,1 \cdot 79106,8$	0,115	0,035	0,308

Os estados limites (STR) e (EQU), ainda que analisados em separado, concorrem um com o outro para o resultado final. No caso em estudo (fuste C1), demonstrou-se que o betão da secção reduzida não esmaga de súbito dando vantagem ao impulso (suficientemente forte) de derrubamento (Figura 6.17).



Figura 6.17 - Derrubamento da chaminé C1 por falha do estado de equilíbrio (AMBIGROUP, 2020)

6.6 MODELAÇÃO NUMÉRICA EM ELEMENTOS FINITOS

Nos capítulos anteriores, o método utilizado na análise e verificação dos estados limites apoia-se numa resposta elástica linear, hipóteses simplificativas e soluções aproximativas. Esta abordagem continua a ser um método de análise efetivo e conveniente em estruturas comuns e até em estruturas com algum grau de complexidade porque, em qualquer caso, o material experimenta uma fase inicial elástica e a interpretação de modelação do comportamento mecânico estrutural é necessária e de grande utilidade. Contudo, técnicas avançadas de análise numérica fundamentadas no método dos elementos finitos (Ngo, D. e Scordelis, A. C., 1967), apoiadas no cálculo automático digital com elevada capacidade de processamento, permitem os engenheiros de estruturas dispor de uma análise de comportamento em regime diferente (não-elástica estática; não-elástica incremental; plástica; dinâmica), com grande rigor.

Para determinar os estados de tensão e deformação e prever os consequentes danos resultantes da eliminação da cunha de implosão e sobretudo os seus efeitos no comportamento da estrutura após a detonação, foi elaborado um modelo com recurso ao programa de cálculo numérico (SAP2000 v.23.2.0, CSI 2020), fundamentado no Método dos Elementos Finitos (Zienkiewkz, O. C., 1967). Este modelo reproduz as propriedades geométricas e mecânicas da estrutura real, tendo-se admitido um sólido com

a altura reduzida a 30 m (Fig. 6.18), para limitar o volume de dados ainda que sem perda de exatidão dos resultados (no centro de gravidade da secção transversal de topo do sólido, é aplicada a resultante do diagrama de corpo livre da parte complementar superior do fuste).

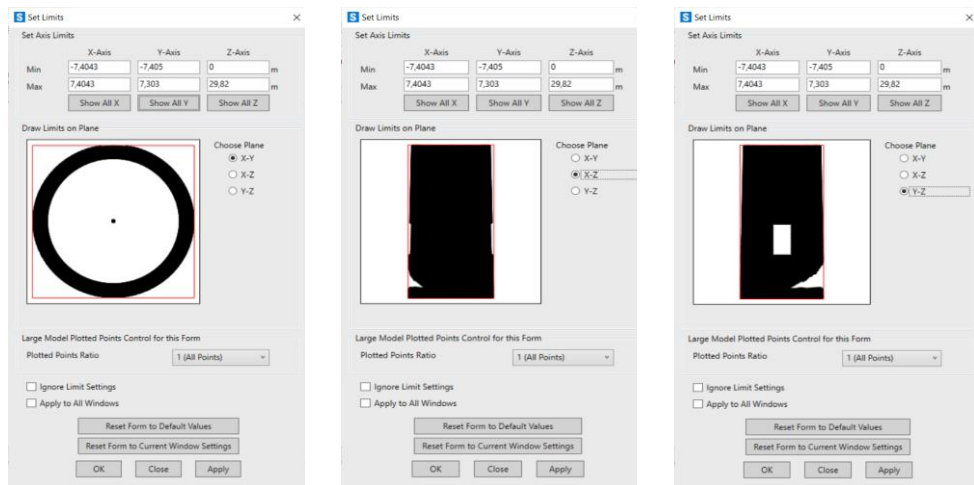


Figura 6.18 - Definição da geometria do modelo nos planos (x – y); (x – z); (y – z)

Na análise das tensões e deformações, considera-se as propriedades diferenciadas do material betão, para os valores característicos inferior e superior, ou seja, as classes de resistência C45/55 e C50/60 (Fig. 6.19). Esta formulação conduz a dois cenários em que se procura avaliar as condições extremas de plastificação do material dentro do intervalo estreito de efeito das ações gravíticas (Tabela 6.6).

Tabela 6.6 - Cenários de dimensionamento na situação pós-detonação

Betão	Ações Gravíticas	Cenário
C45/55	1,1 F_{sy}	A
C50/60	0,9 F_{sy}	B

Na região côncava do entalhe da cunha de implosão, ocorrem estados de muita elevada concentração de tensões (compressão). Interessa portanto analisar o processo de esmagamento da resistência do betão associado à formação da rótula, conjugado com o rompimento por tração dos varões da armadura principal do intradorso da secção pré-enfraquecida posterior do fuste. Para isto, considera-se cenário mais desfavorável o que origina o estado de compressão mais próximo da tensão de rotura do betão.

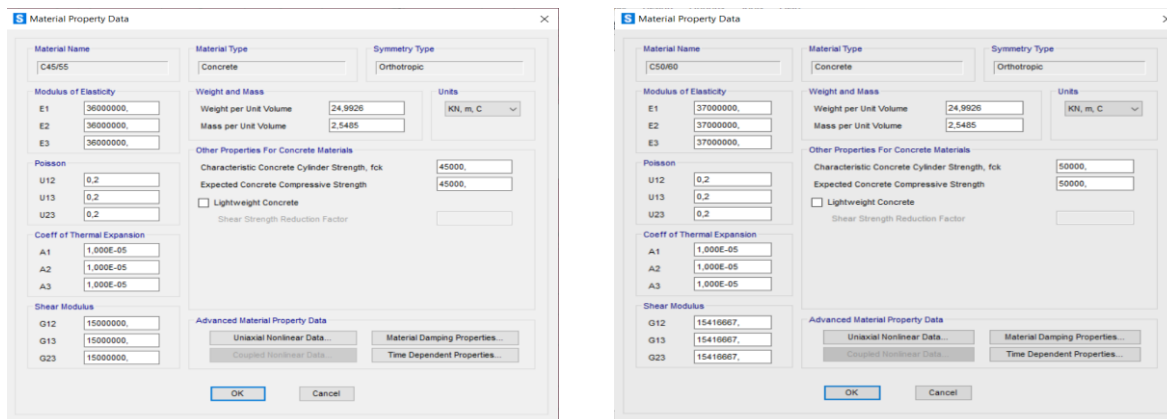


Figura 6.19 - Propriedades mecânicas do betão (Classes C45/55 e C50/60)

É apresentada, de seguida, uma análise comparada de deslocamentos máximos e estados de tensão e deformação nas regiões condicionantes do modelo, para cada cenário.

Deslocamentos máximos:

A excentricidade de aplicação da resultante das cargas gravíticas em relação ao centro de massas da secção residual de apoio do fuste provoca um efeito de rotação de corpo rígido do sólido, que origina uma configuração deformada. Admite-se o ponto referencial a que corresponde o vértice superior da geratriz do sólido (Figura 6.20). Os resultados mostram valores da deformada no domínio dos pequenos deslocamentos, em que o Cenário A corresponde, como seria de esperar, aos maiores deslocamentos, comparados ao Cenário B.

$$u_{xy} = \sqrt{u_x^2 + u_y^2} = 0,160 \text{ m} \rightarrow \alpha \sim \arctg\left(\frac{0,160}{28,245}\right) = 0,325^\circ \rightarrow \text{sen } \alpha \sim \tan \alpha = 0,006 \quad (6.10)$$

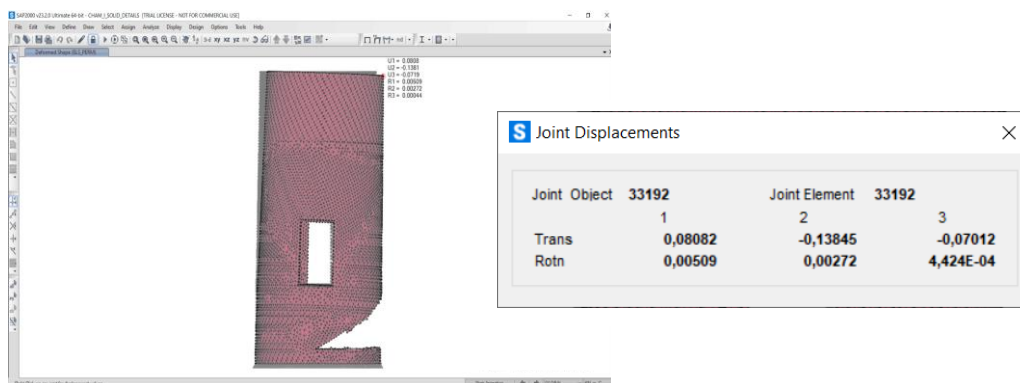


Figura 6.20 - Configuração deformada e deslocamentos máximos no modelo (Cenário A)

Estados de tensão:

A distribuição e zonas de concentração das tensões no modelo são semelhantes, com o Cenário A a apresentar os valores extremos de compressão e tração, pela menor resistência e maior carregamento.

Tensões de Compressão:

O campo das tensões longitudinais de compressão apresenta uma região de elevada concentração, a que corresponde o estado de plastificação (Figura 6.21).

No Cenário A, os valores máximos das tensões de compressão estão em torno de $\sigma_{33} = -110,3 \text{ MPa}$ e extensões $\varepsilon_{33} = -2,85\%$; resultando o rácio $(\sigma_{33,max} / f_{ck}) \sim 2,5$ de tensão máxima de compressão vs resistência característica do betão $f_{ck} = 45,0 \text{ MPa}$ e extensões no domínio $|\varepsilon_{33}| \gg \varepsilon_{c2} = 2,0\%$.

No Cenário B, os valores máximos das tensões de compressão estão em torno de $\sigma_{33} = -91,6 \text{ MPa}$ e extensões $\varepsilon_{33} = -2,20\%$ (Tabela 6.7) Neste caso, o rácio $(\sigma_{33,max} / f_{ck}) \sim 1,8$ de tensão máxima de compressão vs resistência característica do betão $f_{ck} = 50,0 \text{ MPa}$, e extensões $|\varepsilon_{33}| > \varepsilon_{c2} = 2,0\%$.

Verifica-se que o Cenário B é condicionante porque apresenta o menor rácio $\frac{\sigma_{33,max}}{f_{ck}} \sim 1,8$.

Importa referir que apesar do valor do rácio sugerir um fator de segurança robusto, ou seja, em termos de não existir risco de não-formação de rótula, será necessário determinar a influência da condição de confinamento nas propriedades mecânicas do betão.

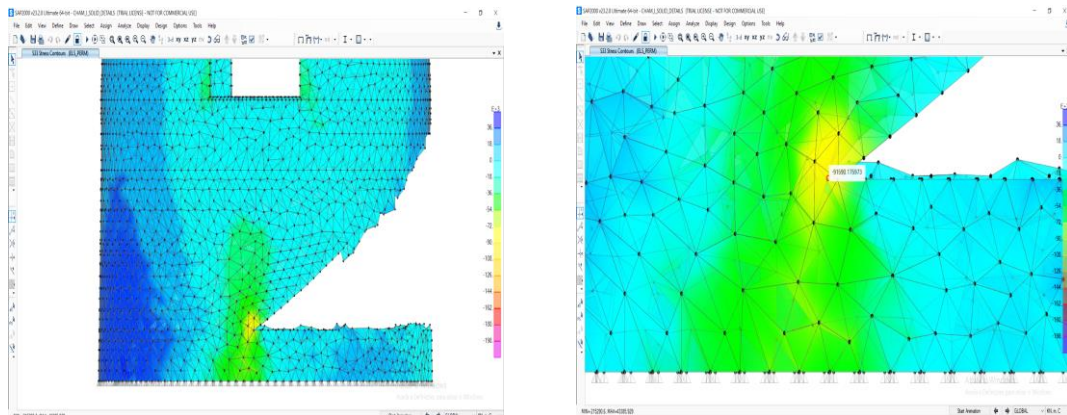


Figura 6.21 - Representação gráfica dos estados de compressão σ_{33} (Cenário B)

Tabela 6.7 - Extrato de resultados de tensão máxima de compressão $\sigma_{33,max}$ (Cenário B)

Element Stresses - Solids

File View Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted

Filter: S33 < -91000

Solid Text	SolidElem Text	Joint Text	OutputCase Text	CaseType Text	S11 KN/m2	S22 KN/m2	S33 KN/m2	S12 KN/m2	S13 KN/m2	S23 KN/m2	SMax KN/m2	SMid KN/m2	SMin KN/m2	SVM KN/m2
142606	142606	28438	ELS_PERM	Combination	-8812,97	-24454,14	-91549,29	-3430,95	6932,73	-7835,23	-5358,18	-24514,96	-92943,26	79751,37
142606	142606	28635	ELS_PERM	Combination	-8812,97	-24454,14	-91549,29	-3430,95	6932,73	-7835,23	-5358,18	-24514,96	-92943,26	79751,37
142606	142606	28439	ELS_PERM	Combination	-8812,97	-24454,14	-91549,29	-3430,95	6932,73	-7835,23	-5358,18	-24514,96	-92943,26	79751,37
142606	142606	28439	ELS_PERM	Combination	-8812,97	-24454,14	-91549,29	-3430,95	6932,73	-7835,23	-5358,18	-24514,96	-92943,26	79751,37
142606	142606	28440	ELS_PERM	Combination	-8812,97	-24454,14	-91549,29	-3430,95	6932,73	-7835,23	-5358,18	-24514,96	-92943,26	79751,37
142606	142606	28440	ELS_PERM	Combination	-8812,97	-24454,14	-91549,29	-3430,95	6932,73	-7835,23	-5358,18	-24514,96	-92943,26	79751,37
142606	142606	28440	ELS_PERM	Combination	-8812,97	-24454,14	-91549,29	-3430,95	6932,73	-7835,23	-5358,18	-24514,96	-92943,26	79751,37
142606	142606	28440	ELS_PERM	Combination	-8812,97	-24454,14	-91549,29	-3430,95	6932,73	-7835,23	-5358,18	-24514,96	-92943,26	79751,37

Na região da rótula plástica, o betão está sujeito a forte tensão de compressão (segundo o eixo z - z), ao mesmo tempo que compressão transversal no plano (x - y). Este estado de confinamento efetivo faz aumentar a resistência do betão à compressão. O elemento em análise corresponde a tensões locais mais elevadas, no entanto para os elementos na vizinhança com estados de menor intensidade de tensão de compressão σ_{33} o padrão é semelhante, ou seja, apresentam um estado de confinamento.

$$\sigma_{ij} = \begin{bmatrix} \sigma_{11} & \sigma_{12} & \sigma_{13} \\ \sigma_{21} & \sigma_{22} & \sigma_{23} \\ \sigma_{31} & \sigma_{32} & \sigma_{33} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -6,8 & -3,4 & +6,9 \\ -3,4 & -24,5 & -7,8 \\ +6,9 & -7,8 & -91,6 \end{bmatrix} (i, j = 1, 2, 3) \quad (6.11)$$

O determinante da matriz do tensor das tensões (Cauchy, A. L., 1827), $\det [\sigma_{ij} - \lambda \cdot I] = 0$; e valores próprios: $(-\lambda^3 - 122,9 \cdot \lambda^2 - 2913,67 \cdot \lambda - 12255,531 = 0) \rightarrow \lambda_1 = -5,369$; $\lambda_2 = -24,549$; $\lambda_3 = -92,981$.

Importa mencionar que o estado de confinamento não corresponde a um estado de tensão bi-axial axi-simétrico, pelo que admite-se o valor condicionante $\sigma_{11} = -5,4 \text{ MPa}$ (3.1.9, (1) (2), EN 1992-1-1:2004).

$$f_{ck,c} = f_{ck} \left(1,125 + 2,5 \frac{\sigma_x}{f_{ck}} \right) = 1,4 f_{ck} = -70,0 \text{ MPa} \quad (6.12)$$

Verifica-se que uma tensão de confinamento na ordem de 10% da tensão característica (betão C50/60) equivale a um aumento de 40% na resistência (Figura 6.22).

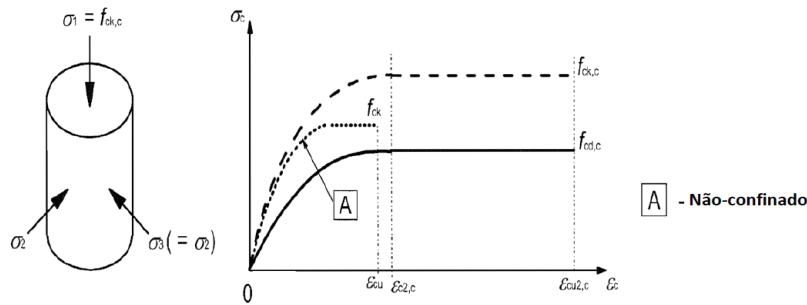


Figura 6.22 - Diagrama tensão-deformação para o betão confinado (Eurocode 2)

Para determinar a segurança ao estado limite último de resistência (STR) resulta:

$$\frac{[R_d]}{[E_d]} = \frac{(50,0) \cdot (1,4)}{93,0} = 0,75 < 1 \quad (6.13)$$

Fica comprovado o estado de plastificação do betão e a conseqüente criação da rótula.

Anota-se que admitir uma tensão média de confinamento ($\bar{\sigma} = (\sigma_{11} + \sigma_{22})/2 = -15,65 \text{ MPa}$) não seria correto porque o estado de tensão bi-axial (no plano $x - y$) afasta-se muito da condição de axi-simetria ($\sigma_x/\sigma_y = 1:4,5$), o que favorece o desenvolvimento de uma superfície de fratura no plano $(x - z)$, a qual anularia o efeito de confinamento e, em conseqüência, a diminuição da resistência do elemento.

O processo de fratura do betão classifica-se essencialmente em duas categorias: (i) orientação única, bem definida, coincidente com a direção da tensão principal de compressão máxima; e (ii) com direção indefinida do caminho de propagação da fratura. A seguir, resume-se as diferentes fases por que passa o processo de fratura do betão sujeito a compressão (Figura 6.23).

Estado 1: a micro-fissuração mantém-se estável ainda que possam surgir micro-fissuras adicionais às pré-existentes, por efeito do carregamento (tensões de compressão).

Estado 2: ao aumentar-se a compressão, as micro-fissuras inicialmente estáveis respondem com um comportamento de deformação iniciando o processo de ramificação (LFI - Local Fracture Initiation).

Estado 3: se a intensidade de carga subir, a ramificação tende para um efeito de propagação mas que estabiliza se entretanto esta carga cessar de aumentar (OSFP - Onset of Stable Fracture Propagation).

Estado 4: ao atingir-se um nível elevado de compressão, o estado de fendilhação é muito severo, então o sistema torna-se instável e ocorre a ruína (OUFP - Onset of Unstable Fracture Propagation).

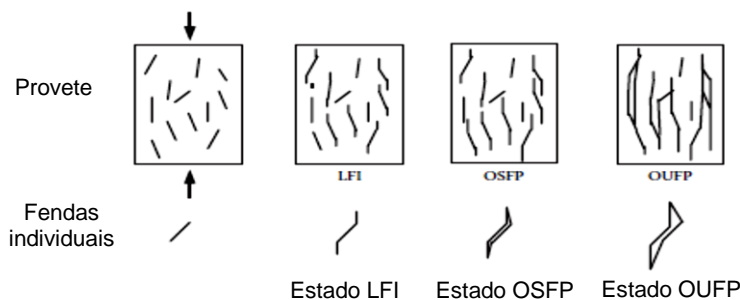


Figura 6.23 - Extensão e propagação de fendas no betão em compressão (Kotsovos, M. D., 1995)

Os resultados a partir de ensaios para a determinação da relação tensão-deformação (Figura 6.24), no interior da envolvente OUFP (limite de macro-fendilhação), sugerem representar-se a relação σ - ϵ por um modelo isotrópico (Kotsovos, M. D., 1974).

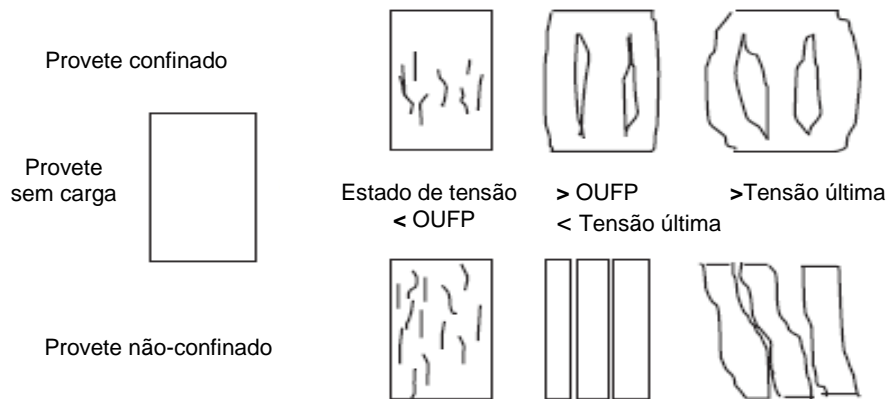


Figura 6.24 - Representação esquemática do processo de fratura do betão (Kotsovos, M. D., 1995)

Por outro lado, os resultados demonstram que as tensões desenvolvidas no estado OUFP configuram uma superfície última, semelhante, na forma e intensidade, à superfície envolvente do estado limite de resistência. Na prática, considera-se ambas as superfícies como quase-coincidentes.

No caso em estudo, existe uma região localizada de compressão elevada em que a envolvente OUFP é excedida antes de ser excedida nas regiões vizinhas, igualmente em compressão. A deformação por tração aumenta induzindo tensões de tração no betão adjacente. Na fronteira desta região, o betão inicia o colapso antes do betão em elevada compressão triaxial (ELU), admitindo-se que o estado de tensão criado apresenta, pelo menos, uma componente principal de tração, o que reduz a resistência. Este critério dá relevância à pré-definição da envolvente (comprimento; largura) da rótula plástica, na análise avançada AEM (Applied Element Method) aplicada ao método de derrubamento (Figura 6.25)

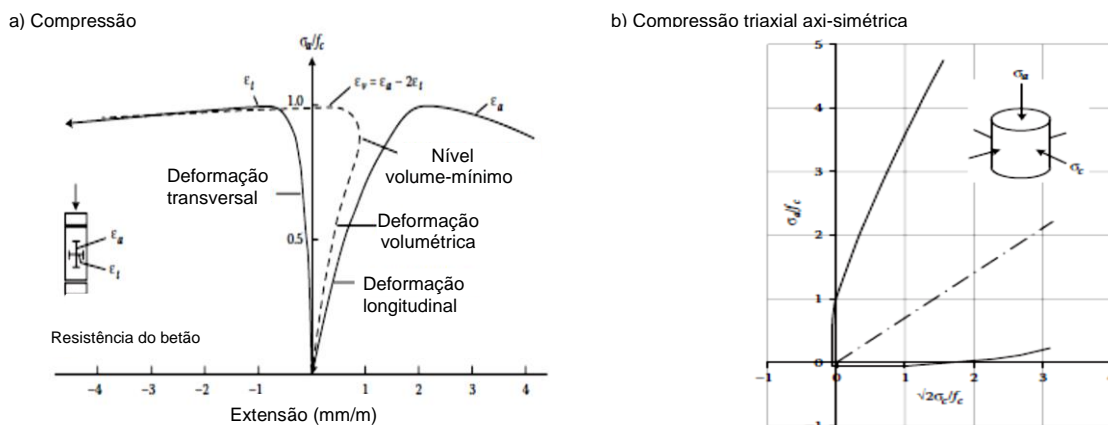


Figura 6.25 - Propriedades do comportamento do betão em compressão (Kotsovos, M. D., 1974)

Em resumo, as condições de estado de tensão triaxial em regiões localizadas de elevada intensidade de compressão associadas ao início do colapso por efeito das tensões de tração adjacentes a essas regiões devem ser consideradas na modelação de elementos finitos de estruturas de betão. A presença de tensões laterais (compressão; tração) determina em sentidos opostos a capacidade de resistência

do elemento estrutural. Este aspeto é muito importante para uma correta modelação em elementos finitos e interpretação do mecanismo básico que determina as condições de estado limite de resistência.

O diagrama de trabalho virtual das forças internas (Figura 6.26) apresenta idêntico padrão em ambos os cenários: o desenvolvimento da superfície de fratura do betão é semelhante e os valores da energia dissipada na deformação, como esperado, pouco menos elevados no Cenário B. O diagrama não tem carácter determinativo mas serve como apoio à interpretação do comportamento local do betão, pela evidência da região de fratura e esmagamento do material.

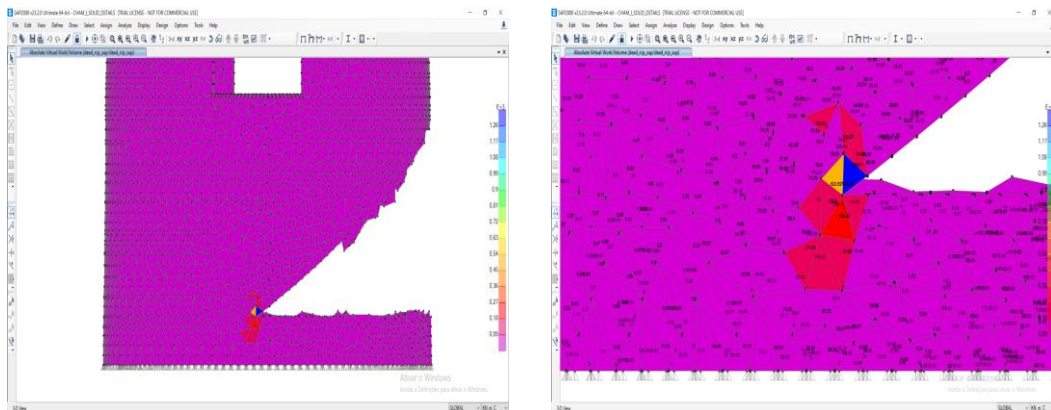


Figura 6.26 - Diagrama do trabalho interno realizado na deformação (Cenário B)

Tensões de Tração:

Na zona posterior do fuste, o campo de tensões longitudinais de tração apresenta-se concentrado em banda, a partir da secção do encastramento (Figura 6.27). No contorno da secção reduzida, a extensão desta região equivale aproximativamente ao comprimento circunferencial do ângulo 60° , centrado no eixo de simetria que divide a secção residual em duas partes.

Os valores máximos de tensão de tração apresentam-se em torno de $\sigma_{33} = 40,4 \text{ MPa}$ para o Cenário A; e $\sigma_{33} = 31,6 \text{ MPa}$ para o Cenário B (Tabela 6.8). Considerando o tensor das tensões tridimensional e o aço um material dúctil e segundo a teoria da energia de distorsão máxima (Von Mises, R., 1913), a armadura possui resistência equivalente superior à determinada em estado de tensão uniaxial. A tensão equivalente de Von Mises (valor teórico em estado de tensão tridimensional comparado com o valor da tensão de cedência em tração uniaxial), neste caso, $\sigma_{VM} = 29,2 \text{ MPa} = 0,92 \cdot \sigma_{33, \max}$.

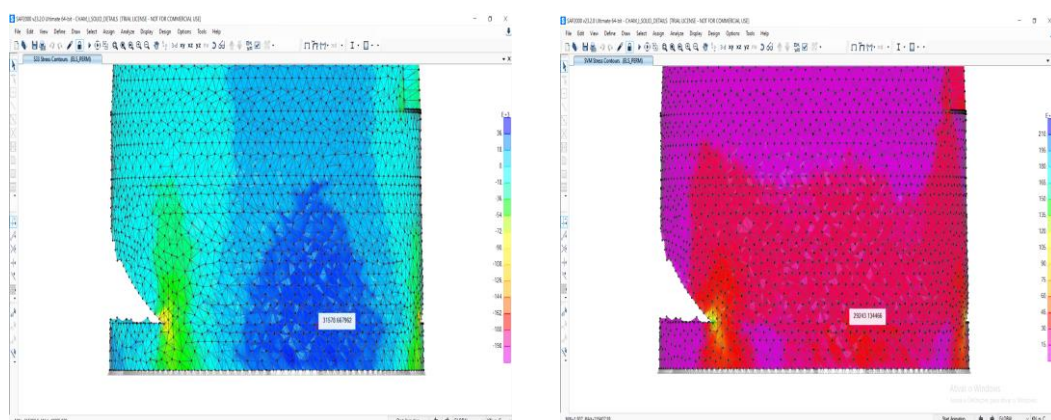


Figura 6.27 - Representação gráfica dos estados de tração σ_{33} ; σ_{VM} (Cenário B)

Tabela 6.8 - Extrato de resultados de tensão máxima de tração $\sigma_{33,max}$; σ_{VM} (Cenário B)

Solid Text	SolidElem Text	Joint Text	OutputCase	CaseType Text	S11 KN/m2	S22 KN/m2	S33 KN/m2	S12 KN/m2	S13 KN/m2	S23 KN/m2	SMax KN/m2	SMid KN/m2	SMin KN/m2	SVM KN/m2
147463	147463	33853	ELS_PERM	Combination	4133,49	1076,88	31576,38	1578,92	-498,43	49,21	31585,45	4795,4	405,91	29233,01
147463	147463	34127	ELS_PERM	Combination	4133,49	1076,88	31576,38	1578,92	-498,43	49,21	31585,45	4795,4	405,91	29233,01
147463	147463	34389	ELS_PERM	Combination	4133,49	1076,88	31576,38	1578,92	-498,43	49,21	31585,45	4795,4	405,91	29233,01
147463	147463	34389	ELS_PERM	Combination	4133,49	1076,88	31576,38	1578,92	-498,43	49,21	31585,45	4795,4	405,91	29233,01
147463	147463	34687	ELS_PERM	Combination	4133,49	1076,88	31576,38	1578,92	-498,43	49,21	31585,45	4795,4	405,91	29233,01
147463	147463	34687	ELS_PERM	Combination	4133,49	1076,88	31576,38	1578,92	-498,43	49,21	31585,45	4795,4	405,91	29233,01
147463	147463	34687	ELS_PERM	Combination	4133,49	1076,88	31576,38	1578,92	-498,43	49,21	31585,45	4795,4	405,91	29233,01
147463	147463	34687	ELS_PERM	Combination	4133,49	1076,88	31576,38	1578,92	-498,43	49,21	31585,45	4795,4	405,91	29233,01

Na secção reduzida (Cenário B), o contorno da zona de concentração de tensões longitudinais de tração apresenta valor médio de tensões de tração $\bar{\sigma}_{33} = 24,8 \text{ MPa}$ e valor médio de tensão equivalente $\bar{\sigma}_{VM} = 21,6 \text{ MPa}$.

Em qualquer caso, a intensidade das tensões de tração passa em muito a resistência média do betão à tração $f_{ctm} = 4,1 \text{ MPa}$, o que representa severo estado de fendilhação. As forças internas de tração seriam suportadas pela armadura no caso de esta ter suficiente capacidade resistente.

$$\bar{\sigma}_{VM} = 21,6 \cdot 10^3 \cdot (0,55) = 11880 \text{ kN/m} \quad (6.14)$$

$$f_{Rd} = n \cdot A_s \cdot f_{yd} = (1/0,175) \cdot 490,9 \cdot 10^{-6} \cdot 383 \cdot 10^3 = 1074 \text{ kN/m} \quad (6.15)$$

Comprova-se que o valor da força resistente de tração (por unidade de comprimento circunferencial), atribuída à armadura de intradorso da secção reduzida (pré-enfraquecida na fase transitória), é muito inferior ao valor do efeito da ação.

Em consequência, a secção reduzida de apoio momentâneo do fuste tem insuficiente capacidade de resistência à tração, condição que é necessária e está em conformidade com o objetivo de demolição controlada, em termos de não contrariar a formação da rótula e consequente criação do mecanismo.

No comportamento da estrutura pós-detonação, cada varão na zona tracionada desempenha a função de fusível estrutural. Isto explica-se por efeito conjugado do elevado rácio efeito vs resistência e pela aplicação quase-instantânea (portanto, não gradual) da força interna de tração. Importa mencionar que a utilização deste conceito está aplicada em sentido oposto ao convencional porque estes elementos críticos servem habitualmente de proteção a outras partes da estrutura, enquanto aqui contribuem para o colapso da estrutura.

Conclui-se que a rótula está formada, por esmagamento da resistência do betão na zona do entalhe da cunha de implosão e por rompimento da armadura do intradorso. Em estruturas com hiperestatia, daria origem a redistribuição dos esforços internos (re-equilibrando o efeito da ação) mas aqui não é possível.

A estrutura perde a restrição à rotação e deixa de verificar as condições de equilíbrio estático.

7. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Para dar resposta ao problema de demolição de estruturas de grande altura, a tecnologia de implosão tem sido desenvolvida por generalização do princípio de pré-enfraquecimento estrutural. Em vez de uma única cunha de implosão, duas ou mais são consideradas segmentando a estrutura em partes, de modo a obter uma sequência de rótulas e tornar a estrutura um mecanismo cinemático (Figura 7.1).

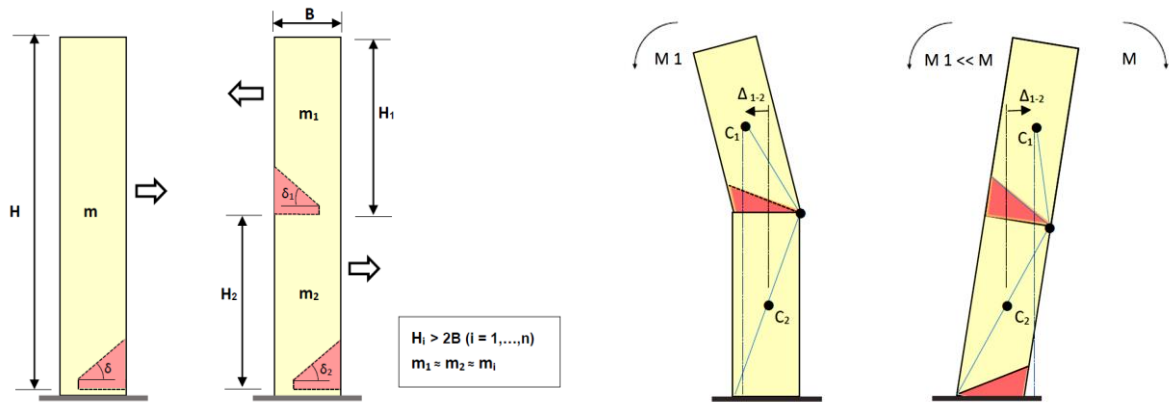


Figura 7.1 - Colapso por multi-implosão e risco associado à sequência (Sun, J. et al., 2020)

A sequência de colapso das partes da estrutura segue as etapas do processo de detonação a intervalos de tempo ($0,5 \div 2,0$ s) a considerar, para permitir que em cada segmento seja criada a rótula e formado o mecanismo, e reduzir o risco de perturbar o colapso do segmento seguinte descendente (Figura 7.2).

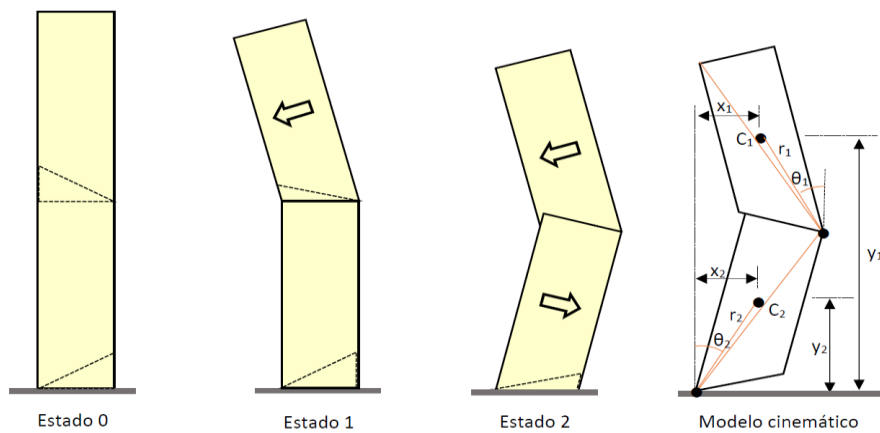


Figura 7.2 - Cinemática do colapso pelo método de bi-implosão (Sun, J. et al., 2020)

Em termos de engenharia conceptual, o mecanismo de colapso deve ser tal que cada segmento, por ordem descendente, inicia a sua rotação própria e em movimento de queda sobre o segmento que lhe está inferior, em forma de serpentina de elementos rígidos ligados entre si por articulações (Figura 7.2).

- No processo de multi-implosão, a cadeia cinemática inicia-se com a formação da rótula que está posicionada em maior altura ($i = 1$) e continua, uma após outra, no sentido de cima para baixo, até terminar com a formação da última rótula, a mais próxima do solo ($i = n$).
- No momento da formação da última rótula, os restantes segmentos ($i = 1, \dots, n-1$) devem estar em movimento de queda, antes do último segmento atingir o solo.

- Com a aproximação de cada segmento (i) ao que lhe está inferior (i+1), a abertura da cunha de implosão fecha-se e ocorre intensa colisão que pode originar uma forte perturbação no processo de demolição controlada (por conseguinte, é importante a sequência de detonação ter por limite o tempo de fecho).

Nesta técnica de demolição controlada, a altura total das estruturas determina o número de segmentos em que se divide a massa de construção (Figura 7.3).



Figura 7.3 - Demolição controlada em planta por bi-implosão (MS BING.COM, 2019)

Em estruturas esbeltas, de grande altura e grande massa (caso de edifícios em torre), em que o espaço envolvente é limitado, é frequente o uso da técnica de multi-implosão em que os explosivos (geralmente aplicados nos pilares), junto da base da construção e em pisos intercalados pré-selecionados, originam o mecanismo sequencial que é amplificado pelo peso próprio da estrutura a cair sobre si mesma, em planta (Figura 7.4).



Figura 7.4 - Demolição controlada em planta por multi-implosão (CDI INC., 2018)

Uma variante desta técnica é usada na demolição controlada de construções de grande volumetria, massa e rigidez (caso de edifícios em alinhamento ou edifícios isolados extensos) e consiste em ativar uma sequência de colapso progressivo em que o efeito do mecanismo é criado por multi-implosão e, a seguir, continuado (facilitado) pela ação das partes da estrutura já derrubadas que caem encostadas umas nas outras (por efeito de gravidade), em série, como peças de dominó (Figura 7.5; e Figura 7.6).



Figura 7.5 - Demolição controlada - sequência de colapso pós-implosão (MS BING.COM, 2005)



Figura 7.6 - Análise da sequência de colapso pós-implosão (Khalil, A. A., WDS, 2013)

Um fator importante e comum à demolição controlada é o efeito das vibrações à superfície do terreno, pelo impacto das partes demolidas da estrutura na chegada ao solo. Estas vibrações podem atingir intensidade elevada e originar danos em construções e infra-estruturas próximas. Interessa portanto pré-determinar os valores de aceleração máxima no solo que podem ocorrer no processo de demolição.

A multi-implosão adequa-se vantajosamente a estruturas com uma geometria regular e distribuição de massas sem grande variação, em que é fácil a identificação de rótulas e simples a modelação da cadeia cinemática. Para as estruturas de maior complexidade geométrica e mecânica, requer-se uma análise estrutural avançada, com uso de programas de cálculo numérico, com base na teoria MBD (Multi-Body Dynamics) e FEA (Finite Element Analysis), e modelos de simulação AEM (Applied Element Analysis).

Em conclusão, desde os primeiros passos no uso de explosivos na demolição controlada de estruturas (Loizeaux, J., 1947) que os métodos e técnicas tem merecido o estudo de engenheiros para melhorar o estado da arte. Cada vez mais, a engenharia de demolição controlada será solicitada para dar solução às crescentes exigências de desenvolvimento urbano, construção em altura e reutilização dos materiais demolidos. O seu desenvolvimento técnico e tecnológico apresenta-se por isso sem limites.

8. BIBLIOGRAFIA

- Appleton, J. (2013). Estruturas de betão (vol. 1), 1ª edição. Edições Orion (2013), Rio de Mouro.
- Bachmann, H. et al. (1995). Vibration problems in structures: practical guidelines. Birkhauser Verlag Basel (1997), Berlin.
- Biggs, J. M. (1964). Introduction to structural dynamics. McGraw-Hill, New York.
- Brito, J. de e Gomes, R. (2000). Demolição de estruturas pelo uso controlado de explosivos - O projeto de demolição. ResearchGate (2015), Lisboa.
- Brito, J. de e Gomes, R. (2002). O emprego de explosivos na demolição de estruturas. ResearchGate (2015), Lisboa.
- Carvalho, E. C. de (2011). Aplicação do Eurocódigo 8 à concepção e projecto de edifícios - Aspectos gerais e acção sísmica. Ordem dos Engenheiros, Lisboa.
- Cavacece, M. e Valentini, P. P. (2002). An experimental and numerical approach to investigate the dynamic response of a four-flue chimney of a thermo-electrical plant. The Structural Design of Tall and Special Buildings, 12, 283-291 (2003), John Wiley & Sons (2003), London.
- Chen D. et al. (2014). A study on stress-strain testing of controlled blasting demolition of 210m chimney. 7th International Conference on Intelligent Computation Technology and Automation (2014), Changsha.
- Chen, W. F. e Han, D. (1988). Plasticity for structural engineers. Springer-Verlag, New York.
- Chen, Z. et al. (2018). An accuracy analysis method for the first-order reliability method. Proceedings of IMechE, Part C: Journal of Mechanical Engineering Science 0(0), 1-9, London.
- Chopra, A. K. (1995). Dynamics of structures - Theory and applications of earthquake engineering, 4th edition (2012). Prentice Hall Publishers, Boston.
- Clough, R. W. e Penzien, J. (1975). Dynamic of structures 3rd ed. (2003). Computers & Structures Inc., Berkeley.
- Comité Euro-International du Béton (1988). Concrete structures under impact and impulsive loading. Bulletin d'Information N^o 187 (1988), Synthesis Report, Dubrovnik.
- Comité Internationale du Béton e Fédération Internationale de la précontrainte (2010). Model code for concrete structures (final draft, 2011), Lausanne.
- Cusatis, G. (2011). Strain-rate effects on concrete behavior. International Journal of Impact Engineering, 38(2011), 162-170, Elsevier, Ltd., Amsterdam.
- Dyrbye, C. e Hansen, S. O. (1997). Wind loads on structures. J. Wiley & Sons, London.
- Elfouly, A. (2020). How the hinge method for controlled demolition works. Construction Pros LLC (2020), National Demolition Association, Washington.
- Elishakoff, I. e Hasofer A.H. (1986). Exact versus approximate determination of structural reliability. Applied Scientific Research, 44:303-312 (1987), Dordrecht.
- Eurocode 1-1. NF EN 1991-1-1:2003, Actions sur les structures, Partie 1-1: Actions générales – Poids volumiques, poids propres, charges d'exploitation des bâtiments. AFNOR, Saint-Denis La Plaine.

Eurocode 1-6, EN 1991-1-6:2005. Actions on structures, Part 1-6: General actions – Actions during execution. CEN, Brussels.

Eurocode 2-1, EN 1992-1-1:2004. Design of concrete structures, Part 1-1: General rules and rules for buildings. CEN, Brussels.

Eurocode 8-6, EN 1998-6:2005. Design of structures for earthquake resistance: towers, masts and chimneys. CEN, Brussels.

Eurocódigo 0, NP EN 1990:2009. Bases para o projecto de estruturas. IPQ, Caparica.

Eurocódigo 1-4, NP EN 1991-1-4:2010. Ações em estruturas. Parte 1-4: Ações gerais - Ações do vento. IPQ, Caparica.

Eurocódigo 8-1, NP EN 1998-1:2010. Projecto de estruturas para resistência aos sismos, Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios. IPQ, Caparica.

Frajiadakis, M. (2013). Response spectrum analysis of structures subjected to seismic actions. Encyclopedia of Earthquake Engineering. Springer-Verlag, Heidelberg.

Frey, F. (2012). Mécaniques des solides (vol. 3), Analyse des structures et milieu continu. Presses Polytechniques et Universitaires Romandes, Lausanne.

Fujikake, K. e Aemlaor, P. (2011). Damage of reinforced concrete columns under demolition blasting. Engineering Structures 55 (2013), 116-125, Elsevier, Amsterdam.

Gere, J. M. e Timoshenko, S. (1972). Mechanics of Materials, 4th ed. (1984). PWS Publishig Company, Boston.

Grala, P. (2016). Estudo das metodologias para o cálculo da resposta de estruturas cilíndrico circulares frente ao fenómeno de desprendimento de vórtices. Universidade do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

Grote, D. L. et al. (1999). Dynamic behavior of concrete at high strain rates and pressures: I. experimental characterization. IJIE, 25 (2001) 869-886, Elsevier, Oxford.

Hao, Y. F. et al. (2011). Numerical analysis of concrete material properties at high strain rate under direct tension. Procedia Engineering 14 (2011) 336 - 343, ScienceDirect, Elsevier, Amsterdam.

Heyman, J. (1996). Elements of the theory of structures. Cambridge University Press, New York.

John, A. D. et al. (2011). Design wind loads on reinforced concrete chimney - an experimental case study. Procedia Engineering, 14 (2011), 1252-1257, Elsevier, Amsterdam.

Karaca, Z. e Turkeli, E. (2012). Determination and comparison of wind loads for industrial reinforced concrete chimneys. The Structural Design of Tall and Special Buildings Journal, 21 (2012), 133-153, J. Wiley & Sons Ltd., London.

Kotsovos, M. D. (2015). Finite-element modelling of structural concrete. CRC Press, London - New York.

Lee, S. et al. (2017). Investigation into pure rate effect on dynamic increase factor for concrete compressive strength. ScienceDirect, Procedia Engineering 210 (2017) 11-17, Elsevier, Amsterdam.

Li, S. et al. (2012). Failure law of supporting part of reinforced concrete chimney by blasting demolition. Applied Mechanics and Materials, vol. 170-173 (2012), 3250-3254, Trans Tech Publications, Bach.

- Mackenzie, G. J. e Samali, B. (2017). Implosive demolition of tall masonry and concrete chimney stacks within a designed footprint. Taylor & Francis Group, London.
- Malvar, L. J. e Crawford, J. (1998). Dynamic increase factors for concrete. 28th Department of Defense Explosives Safety Board Seminar, Orlando.
- Marti, J. (2013). Theory of structures. J. Wiley & Sons and Ernst & Sohn GmbH, Berlin.
- MAXAM-COBA. Chaminés da Central Térmica de Setúbal. Estudo estrutural de apoio à demolição (2019). Plano de perfuração (folha 01/01). Lisboa.
- Montoya et al. (2000). Hormigón armado, 14^a edição. Editorial Gustavo Gili, SA, Barcelona.
- Newmark, N. M. e W. J. Hall (1982). Earthquake spectra and design. EERI, Berkeley.
- Niemann, H. -J. & Kasperski, M. (1999). Interference effects for a group of two reinforced concrete chimneys. Journal of Fluids and Structures 13 (1999), 987-997, Elsevier, Amsterdam.
- Niemann, H. -J. et al. (2014). Vibrations of chimneys under the action of the wind. Proceedings of the 9th International Conference on Structural Dynamics, EUROLYN 2014, Porto.
- Nowak, A. S. e Collins, K. R. (2000). Reliability of structures. McGraw-Hill Higher Education, Boston.
- Jiang, W. e Lin, F. (2016). Numerical simulation on ground vibration caused by the demolition of a 200m high chimney. Tongji University, Shanghai.
- Petrov, Y. e Selyutina, N. (2013). Dynamic behaviour of concrete and mortar at high strain rates. Materials Physics and Mechanics 18 (2013), 101-107, IPME, St. Petersburg.
- Riisgaard, B. et al (2007). Dynamic increase factors for high performance concrete in compression using Split-Hopkinson-Pressure-Bar. Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures, DTU Library, Lyngby.
- Rodrigues, D. B. (2014). Demolição de edifícios de betão armado por métodos explosivos (Caso de Estudo). Academia Militar e Instituto Superior Técnico, Lisboa.
- Rodrigues, R. V. et al. (2020). Demolição por derrubamento das chaminés da Central Termoelétrica de Setúbal. Congresso Nacional Reabilitar & Betão Estrutural, LNEC, Lisboa.
- Ruscheweyh, H. (1990). Practical experiences with wind-induced vibrations. JWEIA, 33 (1990), 211-218. Aachen.
- Ruscheweyh, H. e Galemann, T. (1996). Full-scale measurements of wind-induced oscillations of chimneys. JWEIA, 65 (1996), 55-62, Elsevier, Amsterdam.
- Silva, F. M. et al. (1996). Caracterização do recurso eólico, Formação-Ação do Programa ALTENER. Instituto Nacional de Engenharia, Tecnologia e Inovação, Lisboa.
- Simitses, G. J. (1976). An introduction to the elastic stability of structures. Prentice-Hall Inc., New Jersey.
- Simiu, E. e Yeo D.H. (1978). Wind effects on structures, 4th edition (2019), J. Wiley & Sons, London.
- Sinitsyn, D. (2017). Drilling-and-blasting method of demolition. MATEC Web of Conferences Journal, 170, 03019 (2018), EDP Sciences, Paris.

Sun, J. et al. (2020). Design criteria for the folding implosion of high-rise reinforced concrete buildings. *Engineering Structures*, Elsevier, Amsterdam.

TILEMAN & CO., Ltd. Construções Técnicas SARL. Setúbal Power Station - Portugal. 201,0 m x 6,0 m Brick Lined R. C. Chimney. General Arrangement and Chimney Reinforcement (1977), London.

Val, D. V. e Stewart, M. G. (2002). Safety factors for assessment of existing structures. *Journal of Structural Engineer*, 128 (2), 258-265 (2002), ASCE, Reston.

Varieschi, G. e Kamiya, K. (2003). Toy models for the falling chimney. *American Association of Physics Teachers - American Journal of Physics* (2013), College Park.

Verboom, G. K. e Van Koten, H. (2010). Vortex excitation: Three design rules tested on 13 industrial chimneys. *JWEIA*, 98 (2010), 145-154, Elsevier, Amsterdam.

Walker, K. K. et al. (1995). Methods and procedural considerations in demolishing tall concrete chimneys. *Journal of Construction Engineering and Management*, 122, 3 (1996). ASCE, Reston.

Wang, S. et al. (2020). Analysis of vibration attenuation and energy consumption of blasting demolition chimney: a case study. *Technical Gazette*, 27, 3(2020), 826-834, Slavonski Brod.

Williams M. e Newell J. (1991). Earthquake, blast and impact. Measurement and effects of vibration. SECED, 1991, Elsevier Applied Science, London.

Wilson, J. L. (2001). Earthquake response of tall reinforced concrete chimneys. *Engineering Structures*, 25 (2003) 11-24, Elsevier, Amsterdam.

Wilson J. L. (2000). Code recommendations for the aseismic design of tall reinforced concrete chimneys. 12th World Conference on Earthquake Engineering (2000), Auckland.

Yanfang, Z. et al. (2011). Reliability sensitivity based on first-order reliability method. *Proceeding of the IMechE (vol 225), Part C: Journal of Mechanical Engineering Science*, 2189-2197, London.

Young, W. C. e Budynas, R. G. (1989). *Roark's formulas for stress and strain*. McGraw-Hill, New York.

Zdravkovich, M. M. (1985). Flow induced oscillations of two interfering circular cylinders. *Journal of Sound and Vibration*, 101(4), 511-521, London.

Zdravkovich, M. M. (1988). Review of interference-induced oscillations in flow past two parallel circular cylinders in various arrangements. *JWEIA*, 28 (1988), 183-200, Amsterdam.

Zhang, C. et al. (2014). The design of blasting demolition of the reinforced concrete chimney based on complicated conditions. *AMMJ*, vol. 477-478 (2014) 803-808, Trans Tech Publications, Bach.

Zhang, Z. (2016). Special blasting techniques. *Rock fracture and blasting: theory and applications*, ch. 25, 483-491, Elsevier, Amsterdam.

Zhou, C. et al. (2014). Seismic partitioned fragility analysis for high-rise RC chimney considering multi-dimensional ground motion. *J. Wiley & Sons* (2018), New Jersey.

Zienkiewicz, O. C. et al. (1967). *Finite element method and its basis and fundamentals* (6.^a edição, 2005). Elsevier, Amsterdam.

Zou, Z. S. et al. (2017). Synchronized blasting demolition of workshop and chimney under complicated conditions. *The Open Civil Engineering Journal*, 2017, 11, 726-736, Beijing.

Referências Web:

AMBIGROUP SA (2020). <https://www.youtube.com/watch?v=QpuziV-7-0>. Acesso em: 10.03.2021.

CESDb (2021). <http://www.cesdb.com/gala-reinforcement.html>. Acesso em: 25.03.2021.

CDI - CONTROLLED DEMOLITION, INC (2018). <https://www.youtube.com/watch?v=cRUGvGNKUdw&list=RDCMUCGG4oCSX1CB26OeYL6xN1uA&index=6>. Acesso em: 08.09.2021.

CSI - COMPUTERS & STRUCTURES, INC (2021). <https://www.csiamerica.com/products/sap2000>. Acesso em: 01.08.2021 e 12.10.2021.

EARTH.GOOGLE.COM (2020). <https://earth.google.com/web/@38.50920097,-8.84081837>. Mitrena, Portugal. Acesso em: 28.03.2021.

METEOBLUE.COM (2021). https://www.meteoblue.com/en/weather/archive/windrose/sado_portugal_801316. Sado, Portugal. Acesso em: 22.05.2021 e 31.08.2021.

MS BING.COM (2019). <https://www.bing.com/videos/search?q=controlled+demolition&qv=controlled+demolition&view=detail&mid=7D405925E5112AE38D947D405925E5112AE38D94&&FORM>. Acesso em: 08.10.2021.

MS BING.COM (2005). <https://www.bing.com/videos/search?q=controlled+demolition&qv=controlled+demolition&view=detail&mid=7D405925E5112AE38D947D405925E5112AE38D94&&FORM>. Acesso em: 08.10.2021.

TV2 ØST (2018). <https://www.youtube.com/watch?v=yJ1spWfaSgc>. Acesso em: 11.06.2021.

WEBSIG (2021). <https://sig.mun-setubal.pt/websigetubal/>. Setúbal, Portugal. Acesso em: 13.04.2021

WORLD DEMOLITION SUMMIT (2013). <https://www.youtube.com/watch?v=ILweD9Lnk7Q>. Acesso em: 10.03.2021.