

# Avaliação de segurança sísmica de estruturas de alvenaria

Paulo B. Lourenço

pbl@civil.uminho.pt  
www.civil.uminho.pt/masonry

isise



Universidade do Minho

## Introdução

- Sobre a Engenharia da Reabilitação (de Estruturas)
  - Complexidade superior ao projecto de estruturas novas (variabilidade das propriedades, ausência de projecto / não-conformidade, ligações deficientes, ...)
  - Conhecimento distinto (materiais, tecnologias, ...)
  - Verificação de segurança mais complexa
  - Regulamentos não aplicáveis
  - Ferramentas de análise estrutural avançada têm justificação
  
- Diferença também no contexto dos honorários, habitualmente em função do valor da obra. Mas otimizar e reduzir a intervenção requer normalmente mais investigação e custo mais elevado.
  
- É necessária mais formação e mais qualificação

## Conteúdo

- Caracterização da alvenaria
- Conceitos sobre a avaliação de segurança de edifícios existentes
- Bases do projecto de estruturas de alvenaria
- Caracterização da acção sísmica
- Exigência de comportamento
- Métodos de análise estrutural
- Estruturas de alvenaria com diafragma rígido
- Estruturas de alvenaria sem diafragma rígido
- Indicadores simples de desempenho sísmico
- Conclusões

# Caracterização da alvenaria

isise



## Unidades de Alvenaria

### Propriedades muito irregulares

### Pedras correntes em alvenaria antiga

- Ígneas – Granito (40 a 150 MPa)
- Sedimentares – Calcário (10 a 100 MPa)
- Metamórficas – Mármore (30 a 150 MPa)
- Metamórficas – Xisto (5 a 60 MPa)
- Durabilidade muito variável (Em geral da parte superior da pedra = materiais alterados)

### Tijolos correntes em alvenaria antiga

- Espessuras de 4 a 7 cm
- Outras dimensões muito variáveis (22 x 11 cm<sup>2</sup>???)
- Porosidade muita alta (20-35 %)
- Resistência baixas (5 a 15 MPa)
- Durabilidade reduzida (materiais amassados e enformados à mão, cozidos em forno a lenha)

### Adobe e taipa, com possível estabilização com cal (0.5 a 3 MPa)



## Argamassas

### Liga as unidades e reduz o efeito da suas irregularidade permitindo um assentamento mais fácil. Usualmente menos resistente que estas

### Modernas

- Corrente (espessura típica 5 a 20 mm): Cimento, Cal Hidráulica, Areia
- Traço 1:3 (ligante:areia) em volume
- Resistências à compressão típicas de 4 a 10 Mpa
- Junta-delgada (espessura de 3 mm): Argamassa polimérica

### Tradicionais

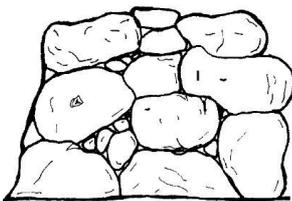
- Argamassas de cal hidratada (branca, aérea, apagada ou gorda), com baixa percentagem de argila e que só faz presa ao ar (carbonatação)
- Adição de pozolanas permite formar produtos hidráulicos (i.e. fazem presa debaixo da água)
- É corrente conterem saibro (de 50 a 100% do agregado)
- Existem argamassas só de barro e alvenarias de junta seca (Norte do País)
- Em alguns países usou-se o betume e o gesso como argamassa
- É necessário “apertar” da argamassa de saibro e cal na execução (retracção muito elevada)
- Em aplicações de substituição, a coloração do saibro e pó de pedra permite afinar a coloração final da argamassa (essencialmente branca)
- As composições correntes incluem às vezes um pouco de cal hidráulica ou cimento branco



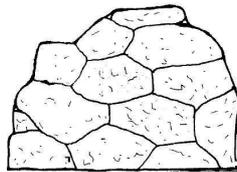
## Argamassas

- ❑ Liga as unidades e reduz o efeito da suas irregularidade permitindo um assentamento mais fácil. Usualmente menos resistente que estas
- ❑ Modernas
  - Corrente (espessura típica 5 a 20 mm): Cimento, Cal Hidráulica, Areia
  - Traço 1:3 (ligante:areia) em volume
  - Resistências à compressão típicas de 4 a 10 Mpa
  - Junta-delgada (espessura de 3 mm): Argamassa polimérica
- ❑ Tradicionais
  - Argamassas de cal hidratada (branca, aérea, apagada ou gorda), com baixa percentagem de argila e que só faz presa ao ar (carbonatação)
  - Adição de pozolanas permite formar produtos hidráulicos (i.e. fazem presa debaixo da água)
  - É corrente conterem saibro (de 50 a 100% do agregado)
  - Existem argamassas só de barro e alvenarias de junta seca (Norte do País)
  - Em alguns países usou-se o betume e o gesso como argamassa
  - É necessário “apertar” da argamassa de saibro e cal na execução (retracção muito elevada)
  - Em aplicações de substituição, a coloração do saibro e pó de pedra permite afinar a coloração final da argamassa (essencialmente branca)
  - As composições correntes incluem às vezes um pouco de cal hidráulica ou cimento branco

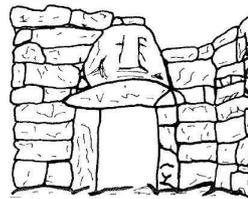
## Tipos de paredes



*Rubble megalithic masonry with large irregular stones.*



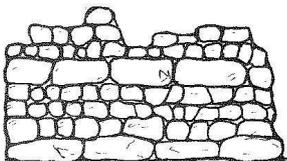
*Polygonal stone masonry.*



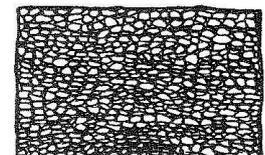
*Square blocs placed w/o pattern.*



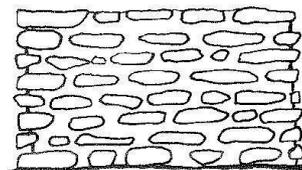
*Square blocs placed with a defined pattern.*



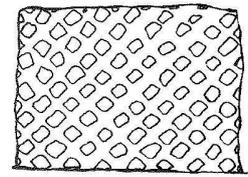
*Opus squadratum*



*Opus cementitium.*

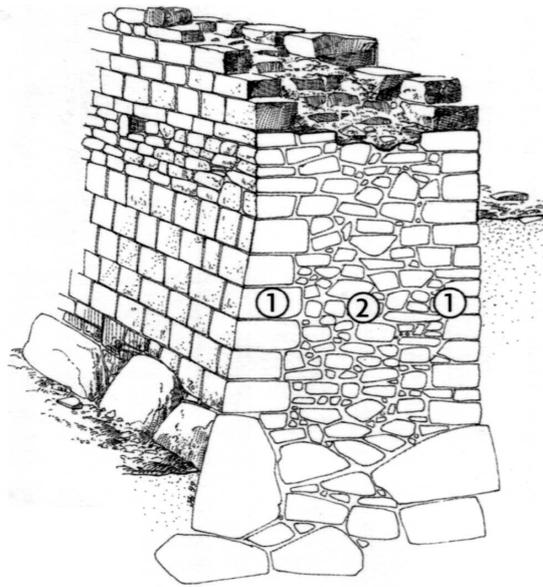


*Opus lateritium.*

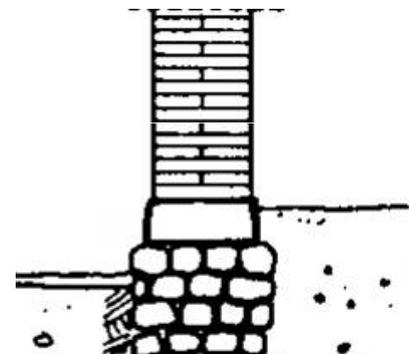
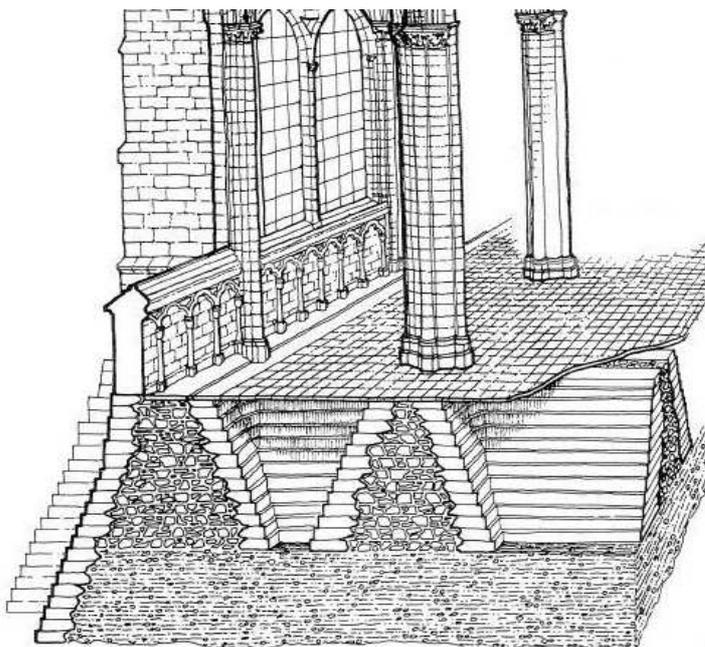


*Opus reticulatum.*

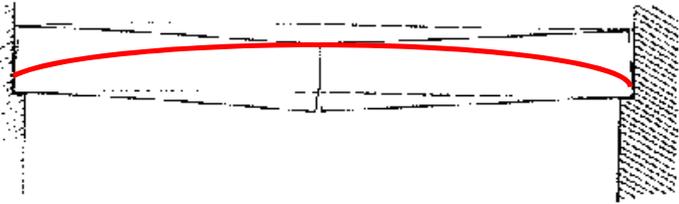
## Heterogeneidade



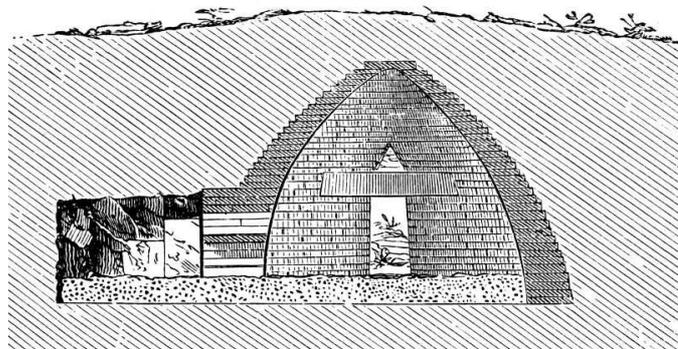
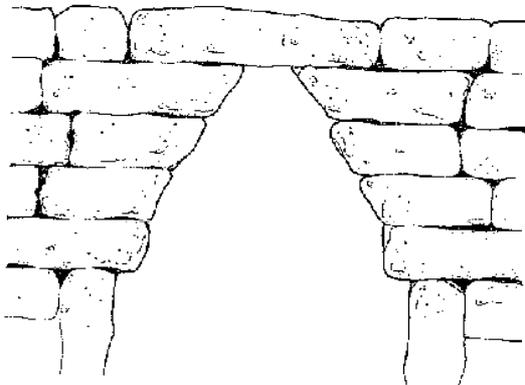
## Fundações



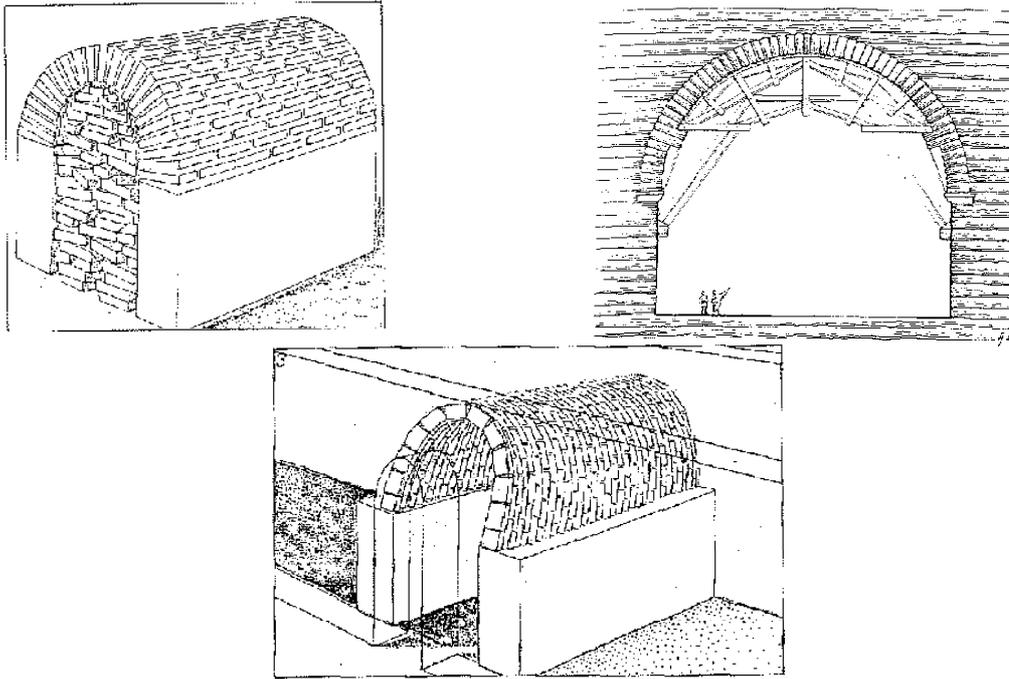
## Arcos (Lintéis)



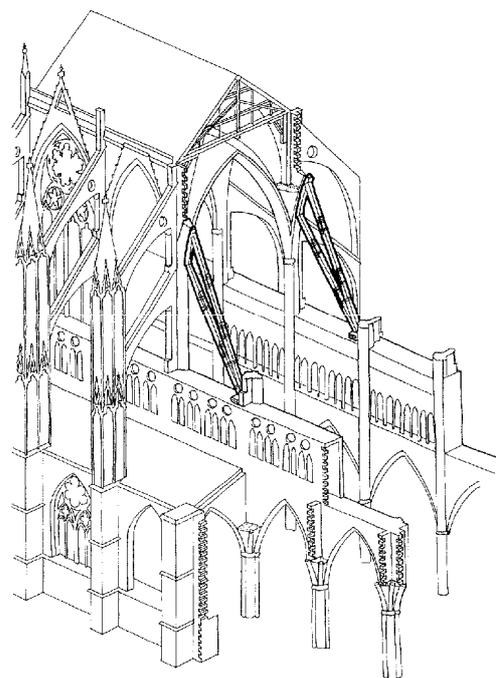
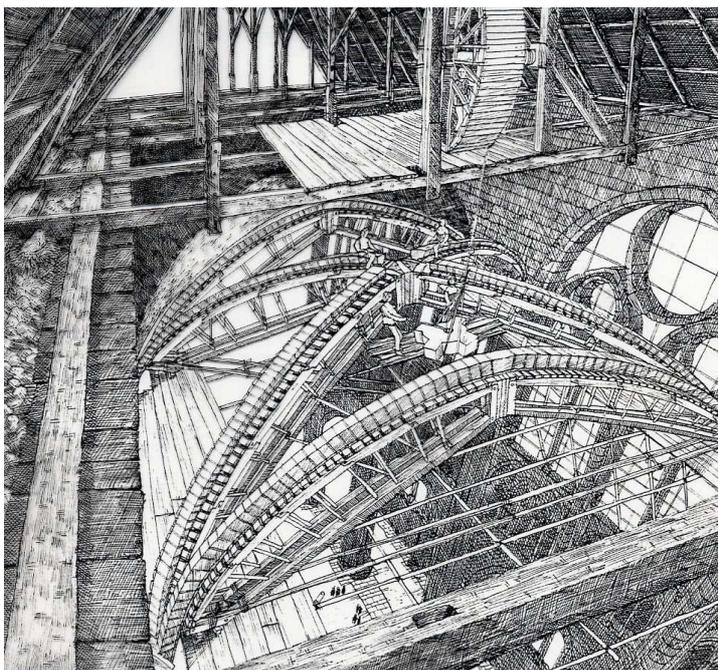
## Arcos falsos (em balanço)



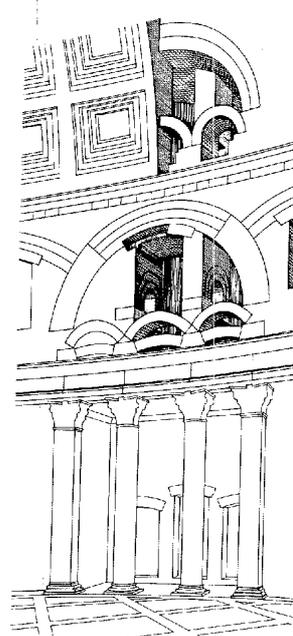
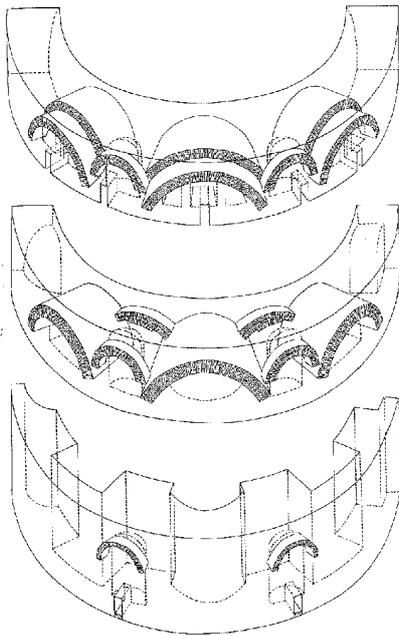
## Arcos e complexidade de execução



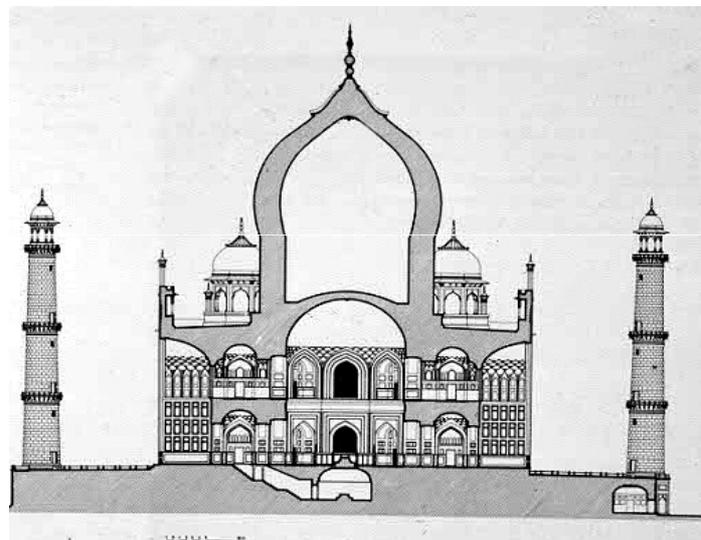
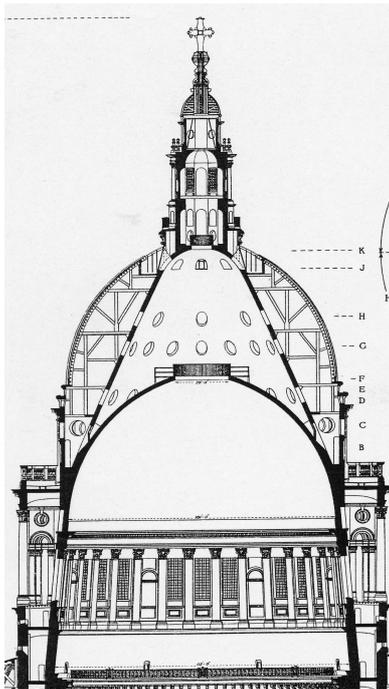
## Complexidade de execução



## Complexidade do património construído



## Complexidade do património construído



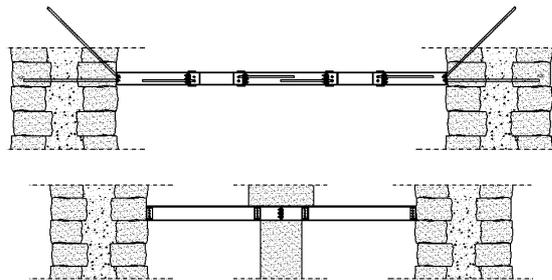
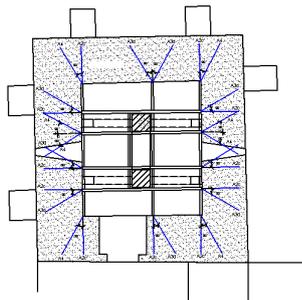
# Sobre a avaliação de segurança de edifícios existentes

# isise

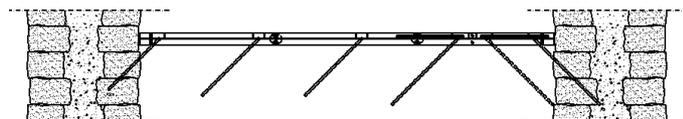
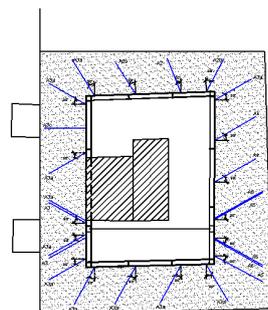


Universidade do Minho

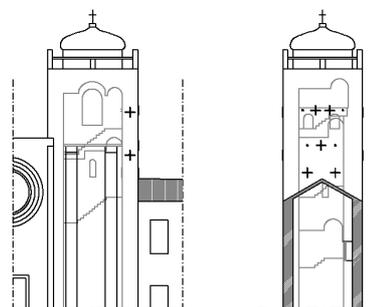
## Sé do Porto (I)



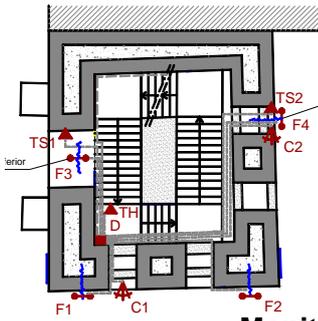
## Torre Norte



## Torre Sul

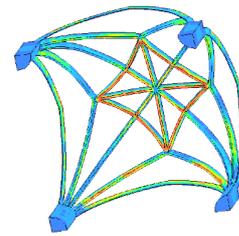
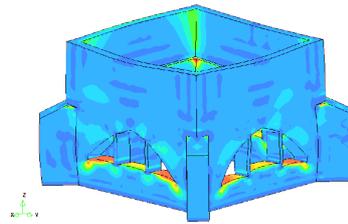
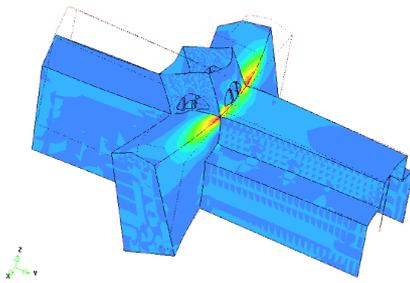


## Sé do Porto (II)



**Monitorização**

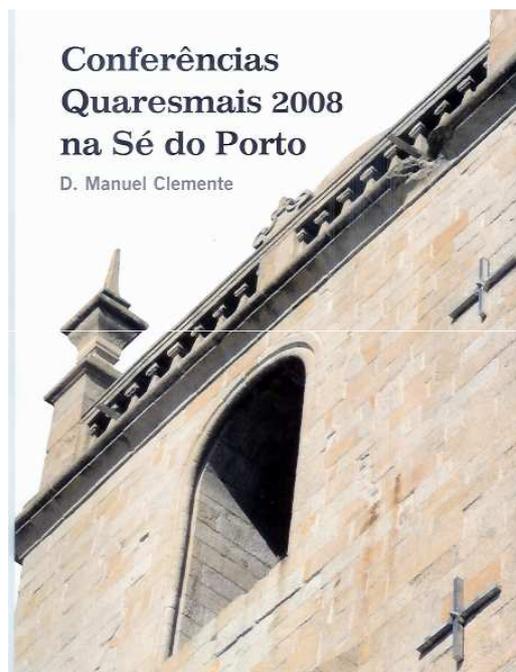
**Ensaios Não-Destrutivos**



**Análise Estrutural Avançada**



## Sé do Porto (III)



## Iglesia de San Cristóbal, Cusco (I)



Origem 1560 (Século XVIII)



## Iglesia de San Cristóbal, Cusco (II)



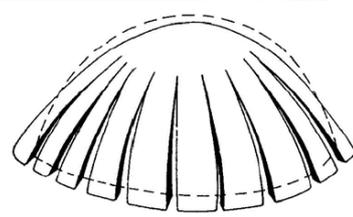
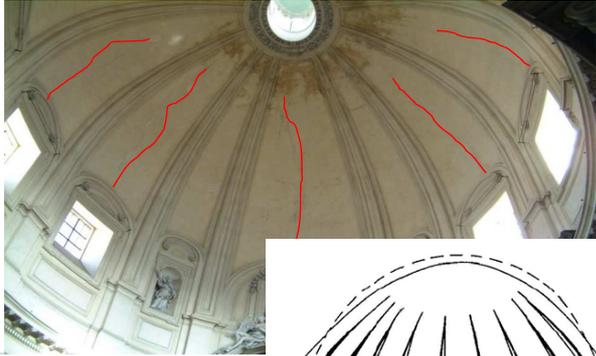
## Iglesia de San Cristóbal, Cusco (III)



## Iglesia de San Cristóbal, Cusco (IV)



## O que não fazer (I)?



**É necessário perceber materiais, esquemas estruturais e técnicas de construções antigas**

## O que não fazer (II)?



**É necessário adoptar processos de avaliação de segurança adequados (história, análise qualitativa, análise quantitativa, análise experimental)**

**E o sismo?**

## Método Científico



## Avaliação de segurança

- ❑ ISO 13822:2001. Structures designed and constructed based on earlier codes, or designed and constructed in accordance with good construction practice when no codes applied, may be considered safe to resist actions other than accidental actions (including earthquakes):
  - careful inspection does not reveal any evidence of significant damage, distress or deterioration,
  - the structural system is reviewed, including investigation of critical details and checking them for stress transfer,
  - the structure has demonstrated satisfactory performance for a sufficiently long period of time for extreme actions due to use and environmental effects to have occurred,
  - predicted deterioration taking into account the present condition and planned maintenance ensures sufficient durability, and
  - there have been no changes for a sufficiently long period of time that could significantly increase the actions on the structure or affect its durability, and no such changes are anticipated.

## Avaliação de segurança (II)

### ❑ Aplicação limitada dos regulamentos

- Regulamentos preparados para construção nova
- A utilização dos regulamentos sísmico e geotécnico pode conduzir a medidas drásticas e, muitas vezes, desnecessárias
- Só agora aparece o EC8: Parte 3. Ausência de consenso europeu no EC6, pelo que o uso do EC8: Parte 3 para estruturas de alvenaria é discutível

### ❑ Subjectividade e incerteza

- Dados a adoptar, tais como, acções, geometria, deformação, dano, propriedades dos materiais, ...
- Dificuldades de representar os fenómenos reais no modelo estrutural

### ❑ É preciso uma abordagem mais flexível e abrangente para a avaliação da segurança, utilizando contributos diferentes para obter a decisão final. O modelo e análise estrutural são insuficientes

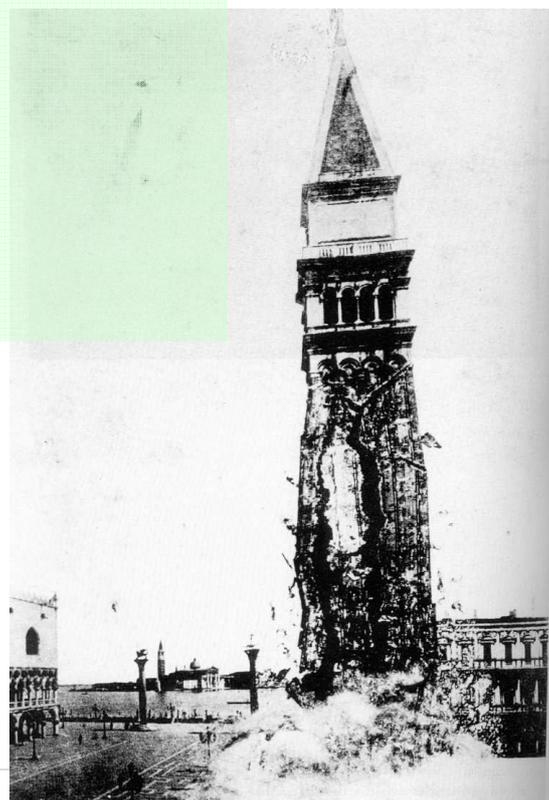


## Abordagem histórica

O conhecimento que resulta da história

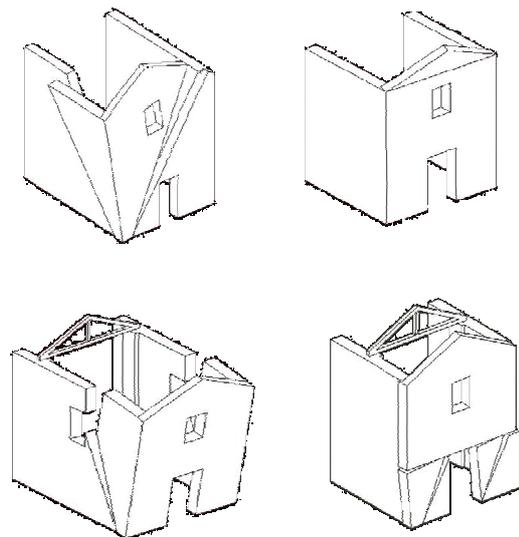
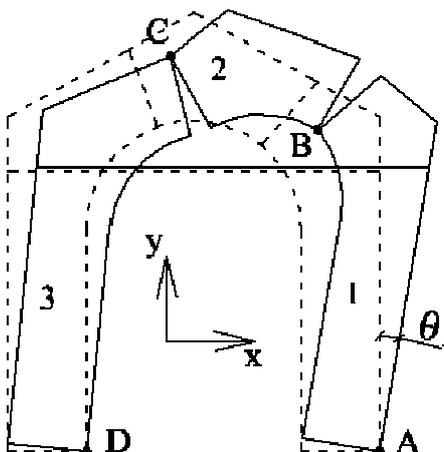
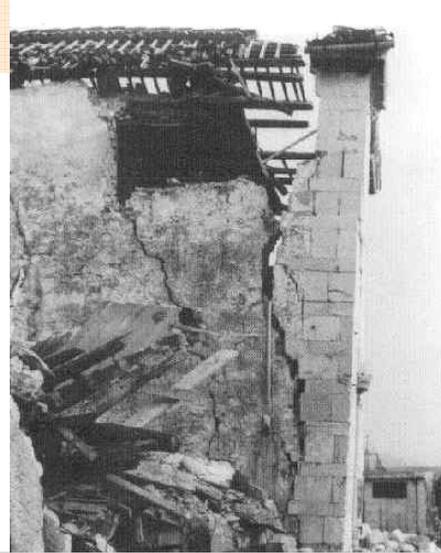
O edifício como uma experiência à escala real e no templo real

O conhecimento sobre o comportamento da estrutura, ou de outras similares, para acções do passado



## Abordagem qualitativa

Processo indutivo (Comparar com outros edifícios e extrapolar)



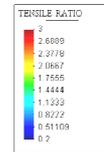
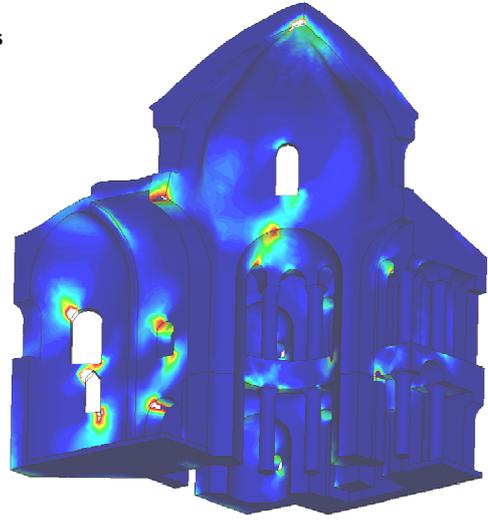
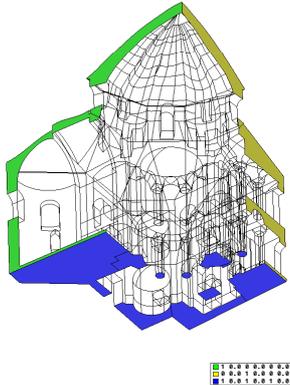
Characterização e validação de modos de rotura típicos para edifícios correntes  
(análise limite com macroelementos)



## Abordagem analítica

### Processo dedutivo (Análise estrutural)

Modelação e análise da estrutura para obter previsões quantitativas da resposta para diferentes acções



Step 19.99  
Contour Fill of TENSILE RATIO

## Abordagem experimental (I)

Ensaios na estrutura completa ou em componentes experimentais

Exemplo: Ensaios de carga em pavimentos ou abóbadas

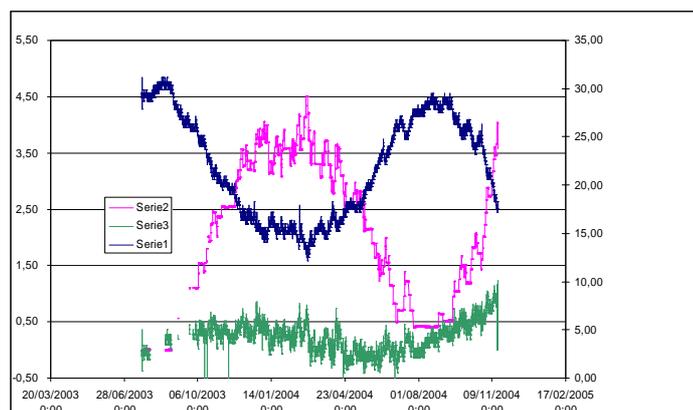




## Abordagem experimental (II)

### Abordagem faseada baseada na monitorização

Obtenção de informação utilizando um procedimento incremental de análise. A informação obtida fornece a bases para acções subsequentes e permite avaliar a segurança a longo prazo



## Conclusões sobre a avaliação de segurança

- ❑ O desafio é muitas vezes manter a intervenção em custos razoáveis, impedindo o colapso total da estrutura e sem risco excessivo de perdas humanas (conceito de **melhoramento sísmico**)
- ❑ A **informação de base** deve ser obtida a partir de registos disponíveis, de informação relevante existente, de inspecções locais, de ensaios *in-situ* e testes laboratoriais
- ❑ O processo é científico, combinando diferentes fontes de informação e abordagens
- ❑ A subjectividade é possível. O julgamento pessoal é importante. Reconhece-se a necessidade de peritos e o valor da sua opinião
- ❑ Na Parte 3 do Eurocódigo 8 são definidos três níveis de conhecimento:
  - **KL1**: Conhecimento Limitado
  - **KL2**: Conhecimento Normal
  - **KL3**: Conhecimento Completo



## Bases do projecto de estruturas de alvenaria

isise



## Factor de segurança do material

- Os factores de segurança para minoração da resistência dos materiais dependem da categoria de execução e da categoria de controlo dos materiais. O  $\gamma_m$  para alvenaria nova é habitualmente 2.5. Para alvenaria existente um valor de 2.0 seria talvez mais razoável.



## EN1998-3:2005

Nível de Conhecimento	Geometria	Detalhe	Materiais	Análises	CF
KL1	Desenhos originais de projecto e inspecção visual ou Inspeção completa	Dimensionamento de acordo com prática relevante e inspecções in-situ limitadas	Valores de defeito (normas da época) e ensaios in-situ limitados	Análise estática linear - Análise Modal	1.35
KL2		Desenhos originais incompletos associados a inspecções in-situ limitadas ou Inspeções in-situ mais extensas	Especificações originais e ensaios in-situ limitados ou Ensaaios in-situ mais extensos	Todas	1.2
KL3		Desenhos originais associados a inspecções in-situ limitadas	Testes originais e ensaios in-situ limitados ou Ensaaios in-situ mais extensos	Todas	1.0

- Os valores das propriedades dos materiais a considerar nas verificações são obtidos dividindo os valores médios de ensaios dos materiais pelos factores de confiança (CF)



## Materiais

### ☐ Resistência à compressão das unidades de alvenaria

Necessidade de uma resistência normalizada em cubos de 100 mm em condições de seco ao ar

$$f_b = m_c \times (\text{resistência declarada ou medida}) \times \delta$$

com factor de ajuste em função da humidade  $m_c$  e factor de forma  $\delta$

### ☐ Classe de resistência da argamassa

A argamassa pode ser especificada através da resistência ou das proporções dos constituintes. No 1º caso, a resistência à compressão em MPa deve seguir a letra M. Exemplo: M4.

As argamassas tradicionais possuem resistências na ordem dos 1 a 5 MPa.



## Resistência à compressão (I)

### ☐ Resistência à compressão (argamassa corrente)

$$f_k = K \cdot f_b^{0,7} \cdot f_m^{0,3}$$

em que  $f_b$  é a resistência normalizada à compressão das unidades,  $f_m$  é a resistência da argamassa e  $K$  vale 0.45 para unidades sólidas.



## Resistência à compressão (II)

### □ Resistência à compressão de cálculo – Recomendações PIET-70

Tipo de pedra	Resistência da pedra [MPa]	Cantaria			Alvenaria corrente		
		Seca, com bom ajuste das faces	Silhares $h > 0.30m$ Argamassa $> M8$	Silhares $h < 0.30m$ Argamassa $> M4$	Com fiadas definidas Argamassa $> M4$	Irregular Argamassa $> M0.5$	Seca
-Granito -Basalto	>100	8.0	6.0	4.0	2.5	1.0	0.7
-Arenito quartzoso -Calcário duro -Mármore	>30	4.0	3.0	2.0	1.2	0.8	0.6
-Arenito calcário -Calcário brando	>10	2.0	1.5	1.0	0.8	0.6	0.5



## Resistência à compressão (IIIa)

### “Italian guidelines for the assessment and the reduction of seismic risk of cultural heritage”

Table 11.D.1 Reference values of the mechanical parameters (maximum and minimum) and average specific weight for different masonry typologies

Tipologia di muratura	$f_m$ (N/cm <sup>2</sup> )	$\tau_0$ (N/cm <sup>2</sup> )	E (N/mm <sup>2</sup> )	G (N/mm <sup>2</sup> )	w (kN/m <sup>3</sup> )
	min-max	min-max	min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	60 90	2,0 3,2	690 1050	115 175	19
Muratura a conci sboczzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	110 155	3,5 5,1	1020 1440	170 240	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	150 200	5,6 7,4	1500 1980	250 330	21
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	80 120	2,8 4,2	900 1260	150 210	16
Muratura a blocchi lapidei squadrati	300 400	7,8 9,8	2340 2820	390 470	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	180 280	6,0 9,2	1800 2400	300 400	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI)	380 500	24 32	2800 3600	560 720	15
Muratura in blocchi laterizi forati (perc. foratura < 45%)	460 600	30,0 40,0	3400 4400	680 880	12
Muratura in blocchi laterizi forati, con giunti verticali a secco (perc. foratura < 45%)	300 400	10,0 13,0	2580 3300	430 550	11
Muratura in blocchi di calcestruzzo (perc. foratura tra 45% e 65%)	150 200	9,5 12,5	2200 2800	440 560	12
Muratura in blocchi di calcestruzzo semipieni	300 440	18,0 24,0	2700 3500	540 700	14

$f_m$  = average compression resistance of the masonry

$\tau_0$  = average shear resistance of the masonry

E = average value of the normal elasticity modulus

G = average value of the tangential elasticity modulus

w = average specific weight of the masonry

## Resistência à compressão (IIIb)

Table 11.D.2 Corrective coefficients of the mechanical parameters

Tipologia di muratura	Malta buona	Ricorsi o listature	Connessione trasversale	Iniezioni di malta	Intonaco armato
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,5	1,3	1,5	2	2,5
Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	1,4	1,2	1,5	1,7	2
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	1,3	1,1	1,3	1,5	1,5
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	1,5	-	1,5	1,7	2
Muratura a blocchi lapidei squadrati	1,2	-	1,2	1,2	1,2
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	1,5	-	1,3	1,5	1,5
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI)	1,3	-	-	-	1,3
Muratura in blocchi laterizi forati (perc. foratura < 45%)	1,3	-	-	-	1,3
Muratura in blocchi laterizi forati, con giunti verticali a secco (perc. foratura < 45%)	1,3	-	-	-	1,3
Muratura in blocchi di calcestruzzo (perc. foratura tra 45% e 65%)	1,3	-	-	-	1,3
Muratura in blocchi di calcestruzzo semipieni	1,3	-	-	-	1,3



## Resistência ao corte

$$f_{vk} = f_{vko} + 0,4 \sigma_d$$

but not greater than  $0,065 f_b$  or  $f_{vlt}$

em que  $f_{vko}$  é a resistência ao corte sob compressão nula e  $\sigma_d$  é o valor de cálculo da tensão normal ao plano de corte

Tipicamente  $f_{vko}$  toma um valor de 0.15 a 0.3 MPa e o valor máximo tabelado da resistência ao corte vale 1.0 a 1.5 MPa

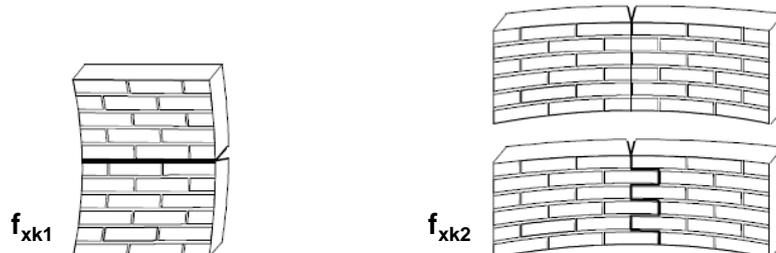
Para alvenarias antigas de pedra e argamassa fraca recomenda-se adoptar um valor de 0.02 a 0.05 MPa para  $f_{vko}$  (ver normativa italiana) e reduzir a tangente do ângulo de atrito para 0.3 (pedra irregular aparelhada) e 0.2 (pedra irregular não-aparelhada), Vasconcelos (2005)

## Outras propriedades mecânicas

### □ Resistência à flexão

A resistência à flexão (EC6), varia entre  $f_{xk1} = 0.05-0.20 \text{ N/mm}^2$ , para flexão que conduza a uma fenda paralela às juntas de assentamento, e  $f_{xk2} = 0.10-0.40 \text{ N/mm}^2$ , para flexão que conduza a uma fenda em escada perpendicular às juntas de assentamento.

Para alvenarias irregulares, com juntas deterioradas, estes valores são excessivos, podendo-se usar como regra um comportamento isotrópico e metade do valor da resistência ao corte..



### □ Módulo de elasticidade E

O EC6 recomenda  $1000f_k$  para o valor do módulo de elasticidade (este valor é excessivo para alvenaria antiga. Recomenda-se usar  $700f_k$  ou o valor da norma italiana) e um módulo de distorção  $G$  igual a  $0.5E$ .



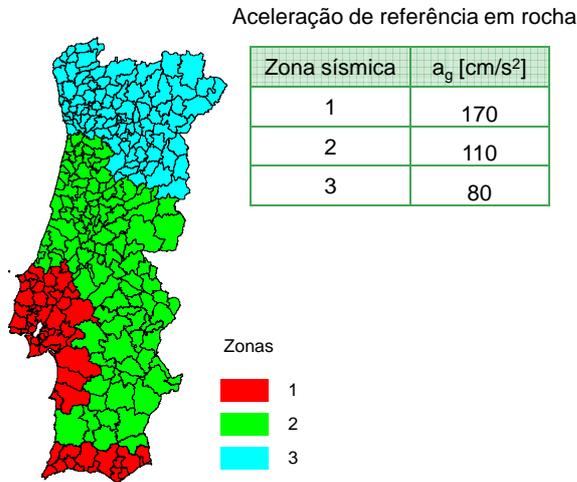
# Acção sísmica

# isise

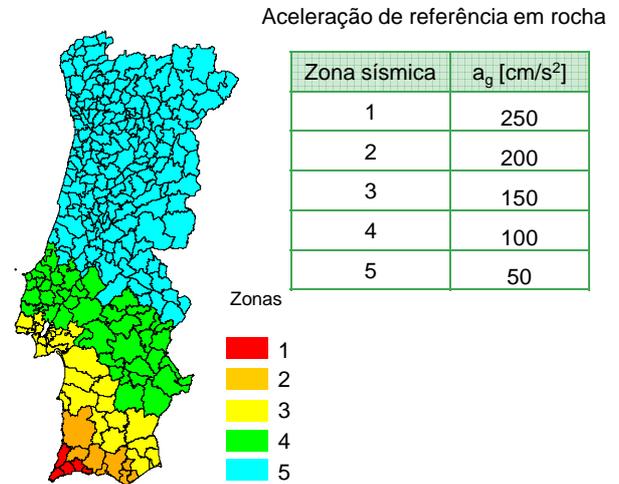


## 1.1 Zonamento sísmico (I)

Sismo próximo (intraplaca)



Sismo afastado (interplaca)



## 1.2 Representação da acção sísmica (I)

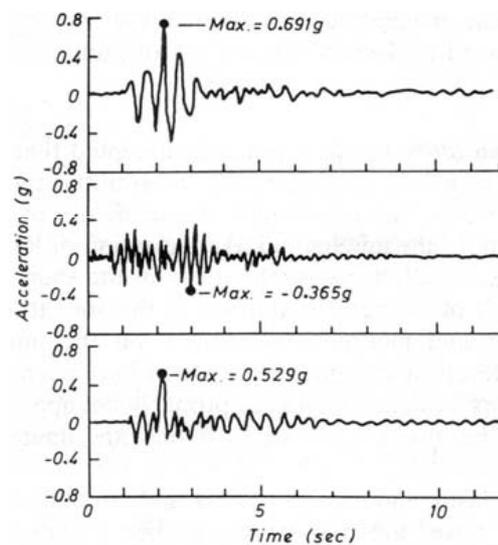
**ACELEROGRAMAS:** história temporal das acelerações na fundação

❑ Características mais relevantes:

- Amplitude
- Conteúdo em frequências
- Duração

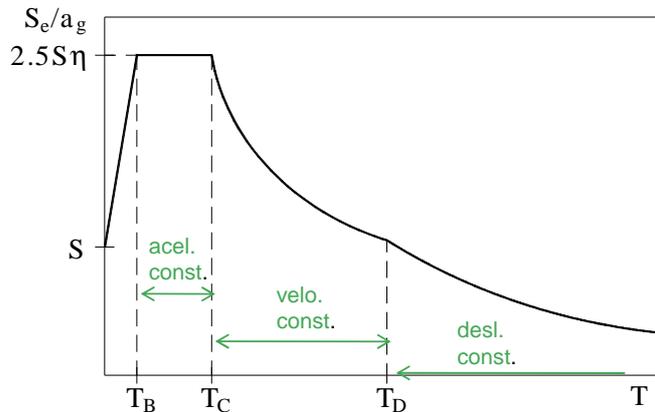
❑ A intensidade de Arias é um dos parâmetros que reflecte as três principais características dos acelerogramas:

$$I_a = \frac{\pi}{2g} \int_0^{\infty} |a(t)|^2 dt$$



## 1.2 Representação da acção sísmica (II)

### ESPECTRO DE RESPOSTA ELÁSTICA:



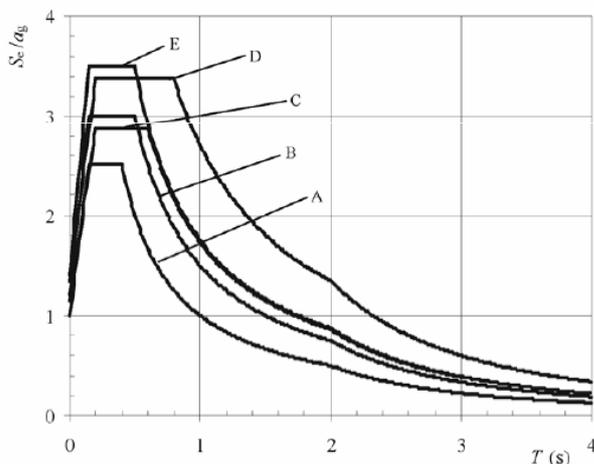
□ Representação gráfica do valor máximo da resposta de um sistema de 1 GL em função do período (T)

em que:  $T$  é o período de vibração de um sistema linear de 1 GL  
 $S_e$  é a aceleração espectral  
 $a_g$  é a aceleração do solo corresponde ao solo do tipo A  
 $T_B, T_C$  e  $T_D$  são os limites dos tramos (Anexo Nacional)  
 $\eta$  é o factor de correcção do amortecimento  
 $S$  é o factor do solo

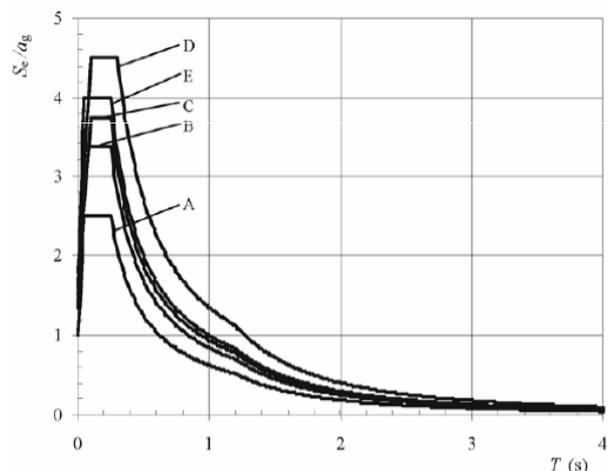


## 1.2 Representação da acção sísmica (III)

**Espectro do tipo 1:** sismo afastado de magnitude moderada ou elevada ( $M_s > 5.5$ )



**Espectro do tipo 2:** sismo próximo de baixa magnitude ( $M_s < 5.5$ )



# Exigências de comportamento sísmico

isise



Universidade do Minho

## 2.1 Exigências de comportamento e critérios de verificação

- ❑ Nos edifícios existentes as exigências referem-se ao estado de dano da estrutura, nomeadamente através de três Estados de Dano (EC8 – Parte 3):

- Estado de Colapso Eminente:

- A estrutura apresenta-se severamente danificada, com resistência e rigidez residuais, ainda que os elementos verticais mantenham a capacidade de suportar as cargas verticais.
- A maior parte dos elementos não-estruturais colapsaram
- Deslocamentos relativos permanentes elevados
- A estrutura está próxima do colapso e provavelmente não resistirá à acção de outro sismo, mesmo que de intensidade moderada
- Exploração completa da capacidade de deformação dos elementos estruturais. Está mais próximo do colapso que o Estado Limite de Não-Colapso definido na Parte 1 do EC8

## 2.1 Exigências de comportamento e critério de verificação

### - Estado de Danos Severos:

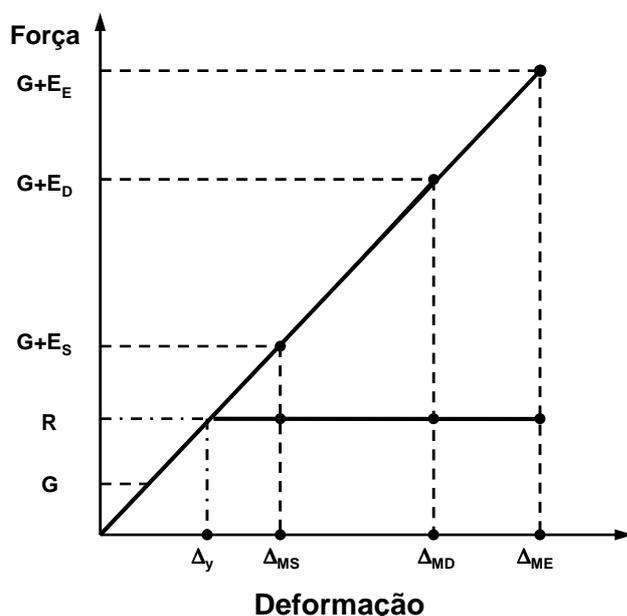
- A estrutura apresenta danos significativos com alguma resistência e rigidez residuais, e os elementos verticais são capazes de resistir a cargas verticais
- Os elementos não-estruturais apresentam danos, não se verificando roturas para fora do plano de paredes divisórias e de enchimento
- Deslocamentos relativos permanentes moderados
- A estrutura ainda pode suportar acções sísmicas de intensidade moderada
- A reparação da estrutura será provavelmente antieconómica

### - Estado de Limitação de Dano

- A estrutura apresenta danos ligeiros, sem cedência significativa dos elementos estruturais, que mantêm as suas características de resistência e rigidez.
- Os elementos não-estruturais apresentam fendilhação difusa, sendo de reparação fácil e económica
- Não se observam deslocamentos relativos permanentes
- A estrutura não necessita de reparação



## 2.1 Exigências de comportamento e critério de verificação



• **Extremo:**  $\mu_E = \Delta_{ME}/\Delta_y$   
(Ausência de colapso)

• **Projecto:**  $\mu_D = \Delta_{MD}/\Delta_y$   
(Dano reparável)

• **Serviço:**  $\mu_S = \Delta_{MS}/\Delta_y$   
(Ausência de dano)

Estado de Colapso Eminente: 2475 anos

Estado de Danos Severos: 475 anos

Estado de Limitação de Dano: 225 anos

Os deslocamentos são diferentes para cada estado pelo que parecem mais importantes que a força



## 2.1 Exigências de comportamento e critério de verificação

### SISMO KOBE, 1995

A intensidade do sismo ultrapassou os valores de projecto em mais de 50%:  
Evento Extremo

O nível de dano neste pilar de ponte é aceitável (ainda que indesejado)



## 2.1 Exigências de comportamento e critério de verificação



O nível de dano neste pilar de ponte é inaceitável



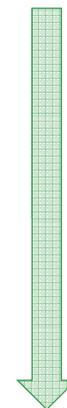
# Sobre os métodos de análise



Universidade do Minho

## 3.1 Métodos de análise estrutural

- Análise dinâmica não-linear com integração no tempo
- Análise estática não-linear
  
- Análise dinâmica linear com integração no tempo
- Análise modal por espectros de resposta
- Análise estática linear



Simplificação

## 3.2 Verificação de segurança baseada nos deslocamentos

- Nos últimos anos começaram a surgir novos métodos de avaliação e dimensionamento sísmico de estruturas, em particular as análises estáticas não lineares, na forma de carregamento imposto e com controlo de deslocamentos
  
- Distinguem-se dois métodos de análise:
  - **Método tradicional das forças** (resposta da estrutura) combinado com verificações das exigências de desempenho baseadas no controlo das deformações
  
  - **Método baseado directamente nos deslocamentos**, no qual se inicia a análise pela determinação do deslocamento objectivo (a resposta da estrutura é função deste deslocamento). Posteriormente, as verificações das exigências de desempenho são realizadas com base no controlo das deformações



## 3.3 Verificação de segurança baseada nos deslocamentos

### Verificação corrente (forças)

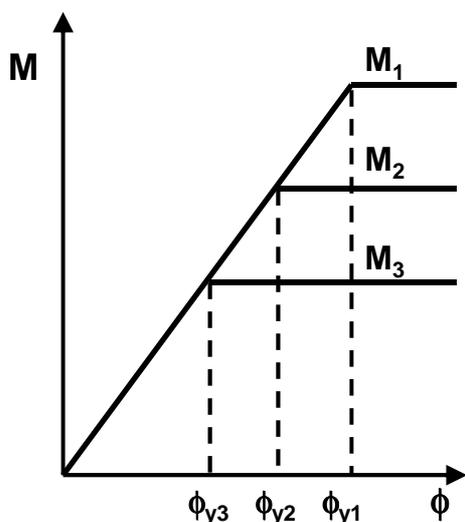
- Consideram-se as dimensões dos elementos estruturais
  
- Considera-se a rigidez dos membros (REBAP, não-fendilhado; EC8, cerca de 50%)
  
- Os períodos são baseados na rigidez (Nota: As forças de dimensionamento podem-se reduzir cerca de 30 a 50% com uma redução da rigidez para metade)
  
- As forças são distribuídas pelos elementos proporcionalmente à rigidez



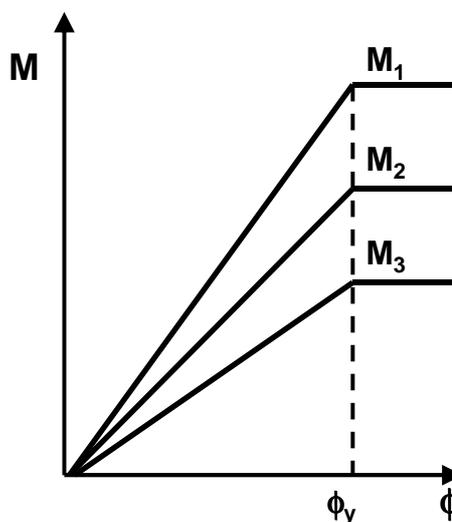
### 3.3 Verificação de segurança baseada nos deslocamentos

#### Verificação corrente (forças)

☐ Mas...verifica-se que a rigidez e resistência estão correlacionadas ( $EI = M/\phi$ )

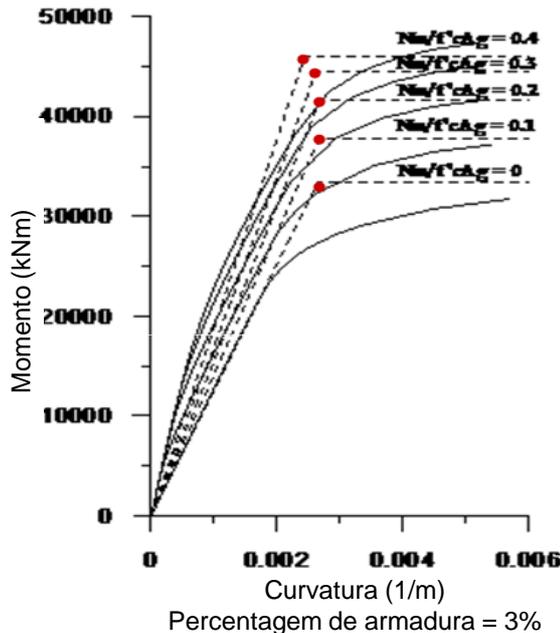
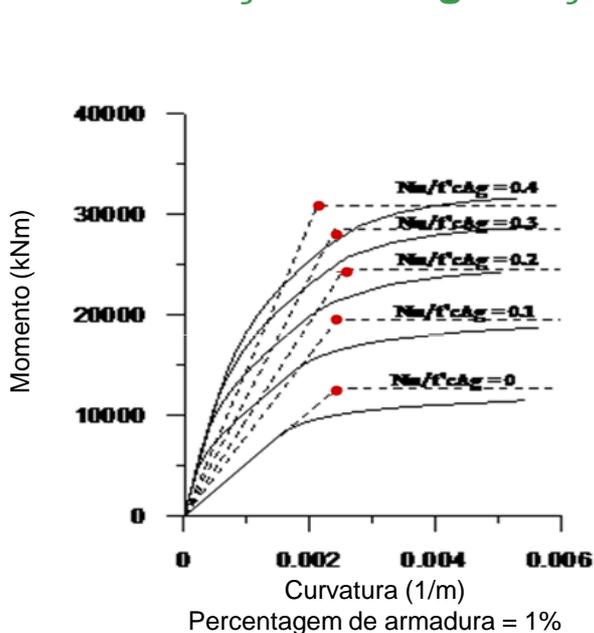


Hipótese de projecto  
(rigidez constante)



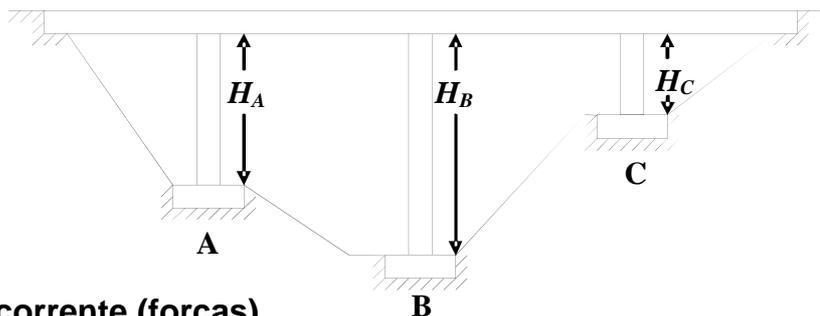
Hipótese realista em b.a.  
(curvatura de cedência constante)

### 3.3 Verificação de segurança baseada nos deslocamentos



Curvas momento-curvatura para pilares circulares ( $D=2m$ ,  $f_c=35MPa$ ,  $f_y=450MPa$ )

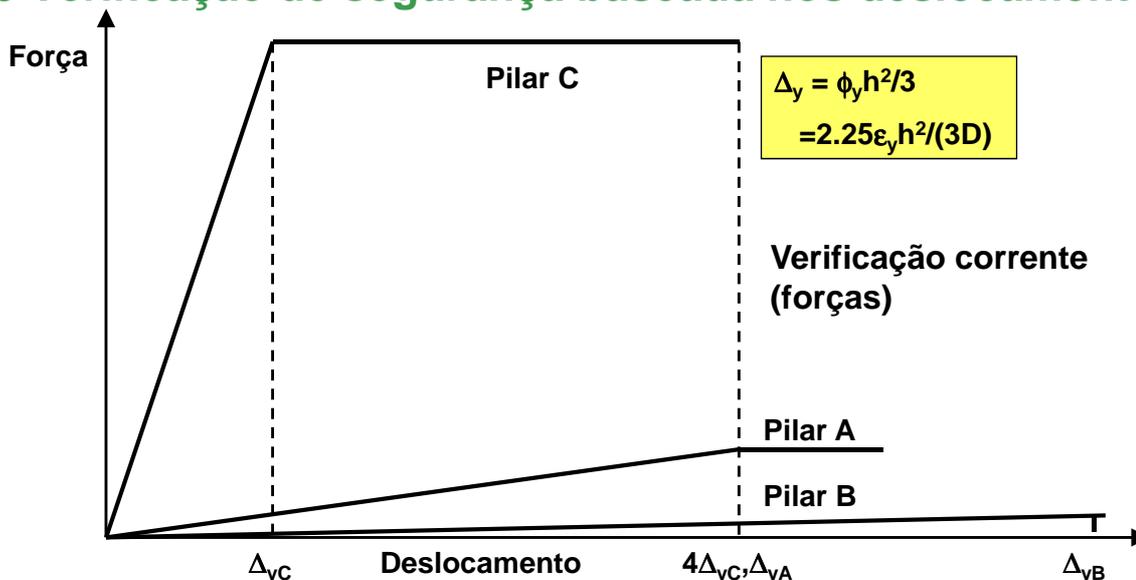
### 3.3 Verificação de segurança baseada nos deslocamentos



#### Verificação corrente (forças)

- O pilar mais curto é o mais rígido. O corte é distribuído (elasticamente) numa relação de  $1/H^3$  e o momento flector (logo a armadura) numa relação de  $1/H^2$ .
- Com o aumento de armadura, aumenta também a rigidez (fendilhada) pelo que aumenta a atracção de corte com a resposta elástica
- Com o aumento do corte do pilar curto aumenta-se também a sua susceptibilidade para uma rotura por corte
- A capacidade de deslocamento diminui com o aumento da percentagem de armadura

### 3.3 Verificação de segurança baseada nos deslocamentos



Relação entre altura dos pilares:

$$h_A:h_B:h_C = 2.0:2.75:1.0$$

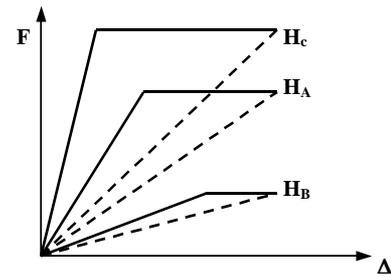
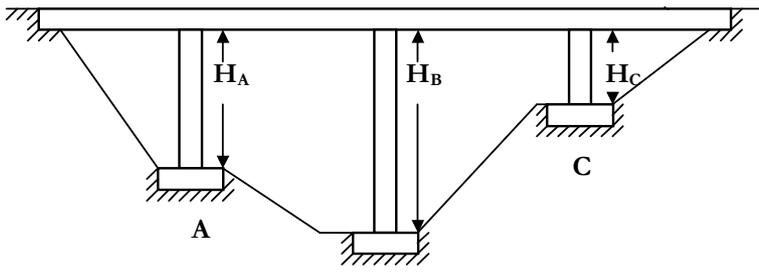
Relação entre deslocamentos de cedência:

$$\Delta_{yA}:\Delta_{yB}:\Delta_{yC} = 4.0:7.56:1.0$$

Relação entre corte basal:

$$V_A:V_B:V_C = 0.125:0.048:1.0$$

### 3.3 Verificação de segurança baseada nos deslocamentos



**Dim. Bas. em Força**

**Dim. Bas. em Desloc.**

<b>Rigidez:</b>	depende de $1/H^3$	↓ ↓ ↓ ↓ ↓	depende de $1/H$	↑ ↑ ↑ ↑ ↑
<b>Corte:</b>	depende de $1/H^3$		depende de $1/H$	
<b>Momento:</b>	depende de $1/H^2$		iguais	
<b>Armadura:</b>	depende de $1/H^2$		iguais	
<b>Ductilidade:</b>	iguais (!)		depende de $1/H^2$	



Institute for Sustainability and Innovation in Structural Engineering



Universidade do Minho

# Estruturas de alvenaria com diafragma rígido

# isise



Universidade do Minho

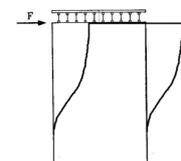
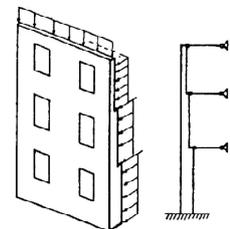
## Ensaio Recentes: Diafragma rígido

- Pior cenário possível: Viga embebida + Juntas verticais não preenchidas
- Dano ligeiro até 100% do sismo condicionante em Lisboa
- Rotura dúctil com 250% do registo sísmico de Lisboa

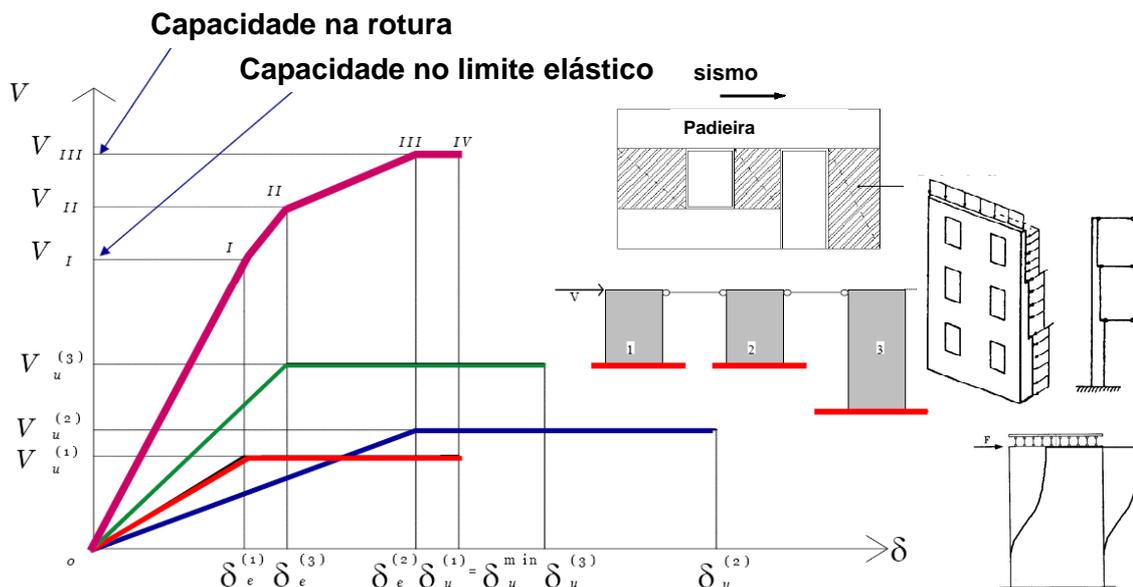


### 4.1 Método “mecanismo de piso” POR

- Originário da antiga Jugoslávia e de Itália, fruto da experiência adquirida no terramoto de Skopje em 1963 e implementado na região de Friuli-Venezia Giulia na sequência do terramoto de Friuli em 1976 (DT2 1977)
- Formulado segundo as seguintes hipóteses:
  - a espessura das paredes é constante em cada piso
  - as lajes comportam-se como diafragmas rígidos no plano
  - as extremidades dos painéis pilar não podem rodar, mas apenas sofrer translação
  - o comportamento de cada painel pilar solicitado horizontalmente é do tipo elástico-perfeitamente plástico, com ductilidade predefinida
  - para cada painel pilar assume-se a rigidez elástica constante

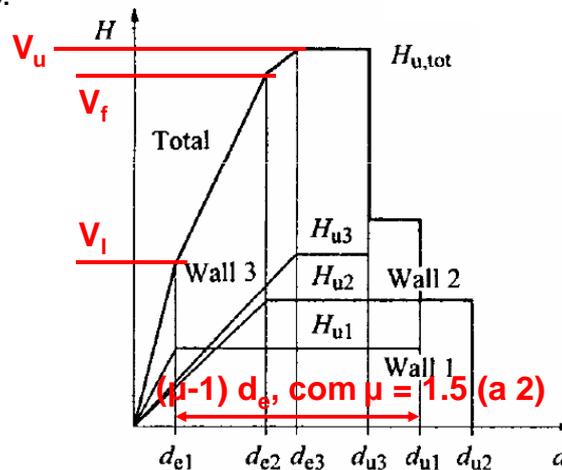
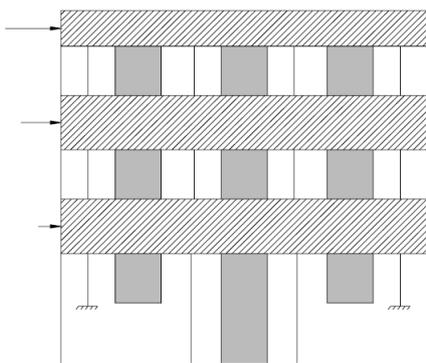


### 4.1 Método “mecanismo de piso” POR



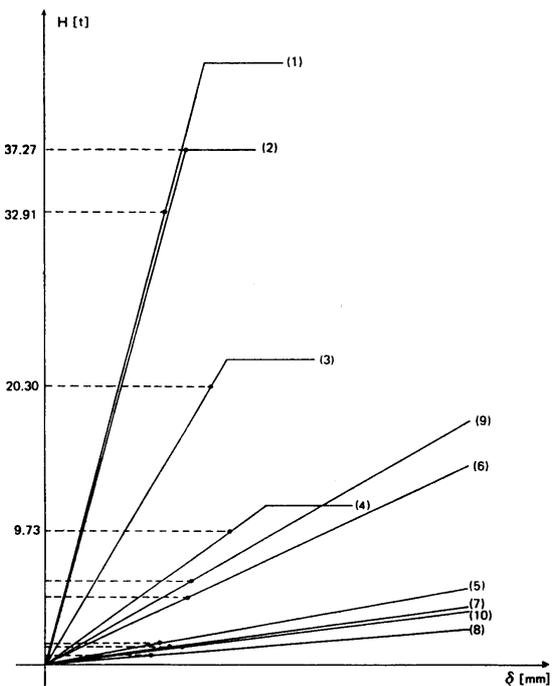
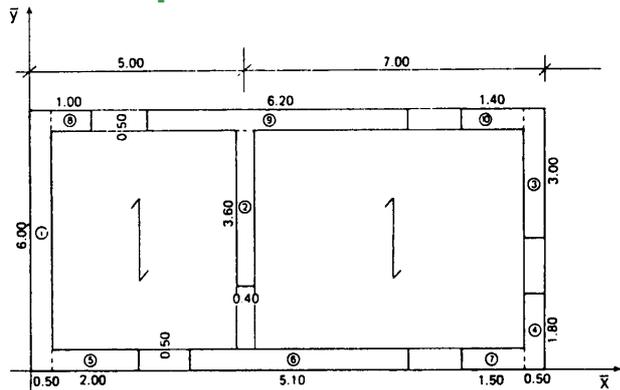
- ❑ A resposta (curva característica) do piso de um edifício numa direcção é obtida pela soma das respostas das paredes paralelas a essa direcção, sendo possível adicionar os efeitos de torção
- ❑ Admite-se a rotura dos painéis por corte diagonal para uma força calculada pela expressão de Turnsek-Cacovic:

$$V_t = B \cdot s \cdot \tau_k \cdot \sqrt{1 + \frac{\sigma_n}{p \cdot \tau_k}}$$



Tomažević, Braga e Dolce

## Exemplo de cálculo

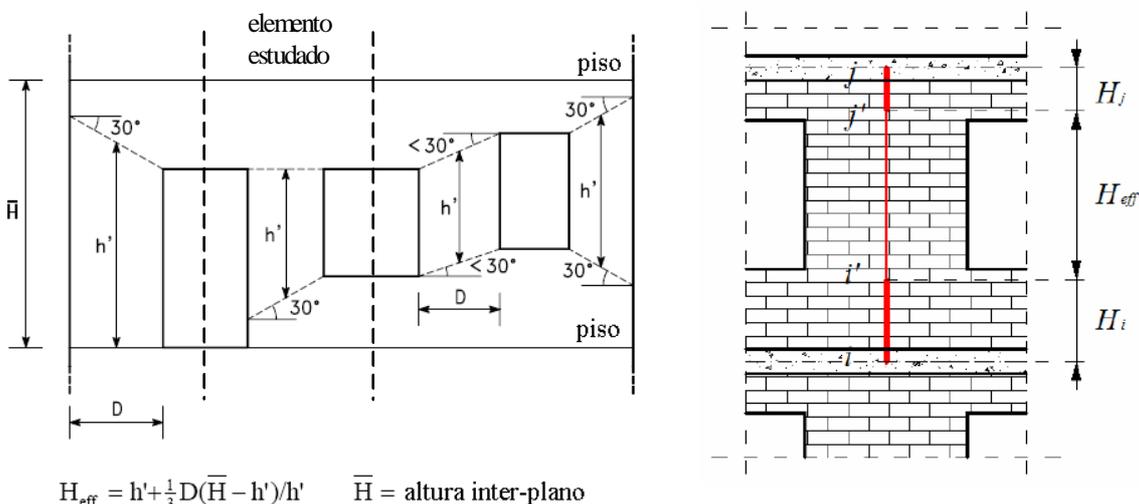


## Versões derivadas do POR

- PORFLEX (Braga e Dolce 1982)**
  - consideração da resistência à tracção do material, ainda que apenas nas extremidades, e a adopção de uma lei constitutiva elasto-frágil
  - condições de vínculo dos painéis dependentes da integridade dos painéis adjacentes
  - distribuição da força horizontal realizada tendo em conta a parcialização por fissuração da secção
  - consideração de três mecanismos de colapso possíveis para os painéis pilar: o corte diagonal, a flexão composta e a flexão associada a tracção
  - adopção de uma estratégia de análise incrementando progressivamente a carga horizontal e considerando condições de vínculo variáveis
  
- POR 90 (Dolce 1990)**
  - introdução de um aspecto verdadeiramente inovador e importante: a definição da altura a considerar para os painéis pilar

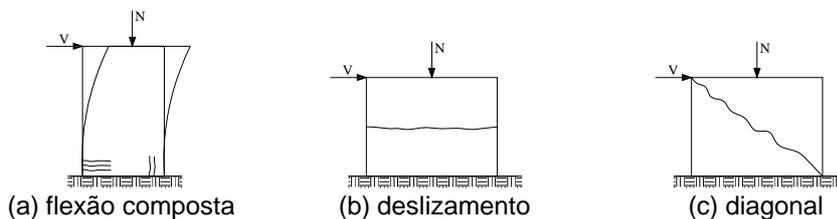
## Altura efectiva dos painéis pilar

- ❑ Considerando “elementos” de alvenaria com diferentes combinações de aberturas, M. Dolce (1991) validou a sua deformabilidade e rigidez mediante uma análise por elementos finitos, chegando a uma expressão empírica para definição da altura equivalente dos painéis pilar

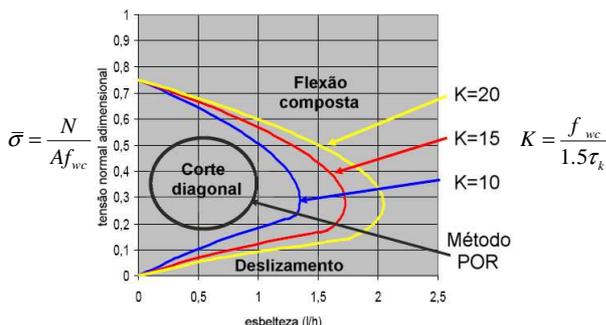


## Mecanismos de colapso (I)

- ❑ Fruto da observação dos efeitos dos terremotos e do acumulado de conhecimento, apercebeu-se que um painel de alvenaria pode sucumbir perante três tipos de mecanismos de colapso distintos:



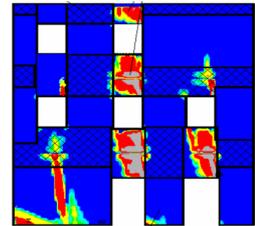
O método POR original, é no entanto incapaz de simular outros tipos de colapso que não o corte diagonal



## 4.2 Métodos recentes

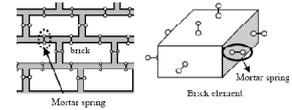
### □ Elementos Finitos Contínuos (FEM)

Existem inúmeros softwares que utilizam o FEM, sendo no entanto a maior parte deles orientada para a modelação de estruturas com materiais homogéneos e isotrópicos. Por outro lado, estes requerem um elevado esforço computacional e uma formação avançada



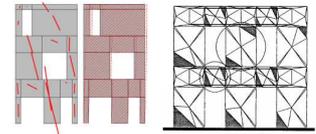
### □ Modelos Descontínuos (FEM, DEM, Análise Limite)

A complexidade, o esforço computacional e o desconhecimento da geometria / propriedades tornam estes métodos essencialmente úteis para investigação detalhada de ensaios experimentais e definição de regras de projecto



### □ Modelos de Componentes Estruturais: Macro-elementos

Tem sido desenvolvidos sobretudo em Itália, e serão provavelmente os métodos mais apropriados para a análise sísmica de edifícios em alvenaria resistente



IDI

Projecto



Institute for Sustainability and Innovation in Structural Engineering



Universidade do Minho

## 4.3 Softwares

- Existem no mercado diversos programas de cálculo para alvenaria resistente, particularmente italianos. Resultados de benchmarking em Construção Magazine, 21 (2007) e Azores 1998, Eds. C. Sousa Oliveira et al., (2008).

Programa	País	Regulamento	Modelação	Endereço web
AEDES	Itália	Italiano	FEM e MEM	<a href="http://www.aedes.it">www.aedes.it</a>
CMT+L	Espanha	Eurocódigos	FEM	<a href="http://www.arktec.com/cmtl.htm">www.arktec.com/cmtl.htm</a>
FEDRA	Noruega	Eurocódigos	FEM	<a href="http://www.runet-software.com/FEDRA.htm">www.runet-software.com/FEDRA.htm</a>
WIN-Statik MurDim+	Suécia	Desconhecido	Desconhecido	<a href="http://www.strusoft.com">www.strusoft.com</a>
Por 2000	Itália	Italiano	MEM	<a href="http://www.newsoft-eng.it/Por2000.htm">www.newsoft-eng.it/Por2000.htm</a>
TQS CAD/Alvest	Brasil	Brasileiro	Desconhecido	<a href="http://www.tqs.com.br/v13/alvest.htm">www.tqs.com.br/v13/alvest.htm</a>
Tricalc.13	Espanha	Eurocódigos	FEM	<a href="http://www.arktec.com/new_t13.htm">www.arktec.com/new_t13.htm</a>
Tricalc.17	Espanha	Espanhol	FEM	<a href="http://www.arktec.com/new_t17.htm">www.arktec.com/new_t17.htm</a>
WinMason	USA	Americano	Elementar	<a href="http://www.archonengineering.com/winmason.html">www.archonengineering.com/winmason.html</a>
3Muri	Itália	Italiano	MEM	<a href="http://www.stadata.com">www.stadata.com</a>
ANDILWall	Itália	Italiano	MEM	<a href="http://www.crsoft.it/andilwall">www.crsoft.it/andilwall</a>
MURATS	Itália	Italiano	Elementar	<a href="http://www.softwareparadiso.it/murats.htm">www.softwareparadiso.it/murats.htm</a>
Sismur	Itália	Italiano	Elementar	<a href="http://www.franiac.it/sismur.html">www.franiac.it/sismur.html</a>
TRAVILOG	Itália	Italiano	Elementar	<a href="http://www.logical.it/software_travilog.aspx">www.logical.it/software_travilog.aspx</a>
Tecnobit	Itália	Italiano	Elementar	<a href="http://www.tecnobit.info/products/murature.php">www.tecnobit.info/products/murature.php</a>
CDMaWin	Itália	Italiano	FEM e MEM	<a href="http://www.stsweb.net/STSWeb/ITA/homepage.htm">www.stsweb.net/STSWeb/ITA/homepage.htm</a>



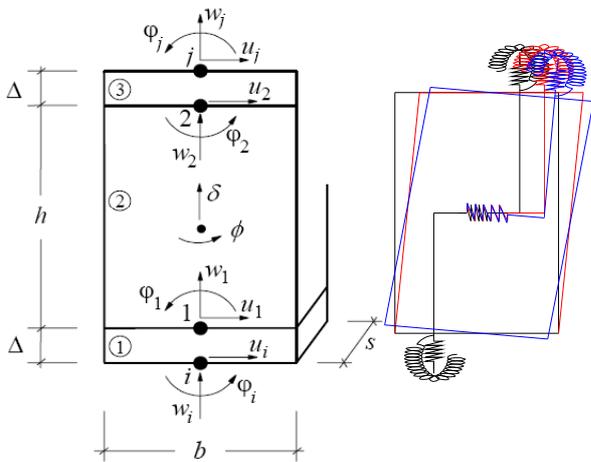
Institute for Sustainability and Innovation in Structural Engineering



Universidade do Minho

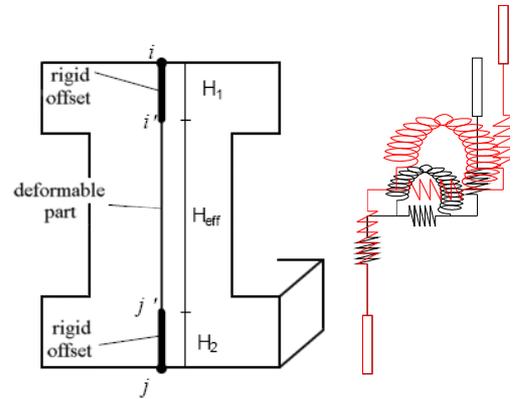
## Softwares baseados em macro-elementos

- No processo de avaliação realizado destacaram os programas baseados numa modelação por macro-elementos



### 3Muri

(Gambarotta e Lagomarsino 1996)

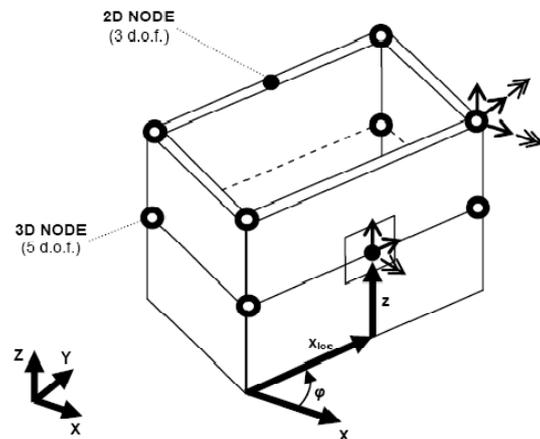
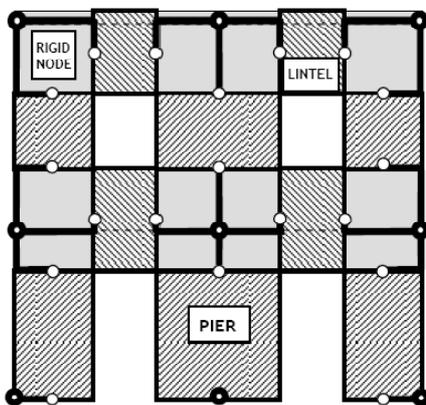


### SAM

(Magenes e Calvi 1996)

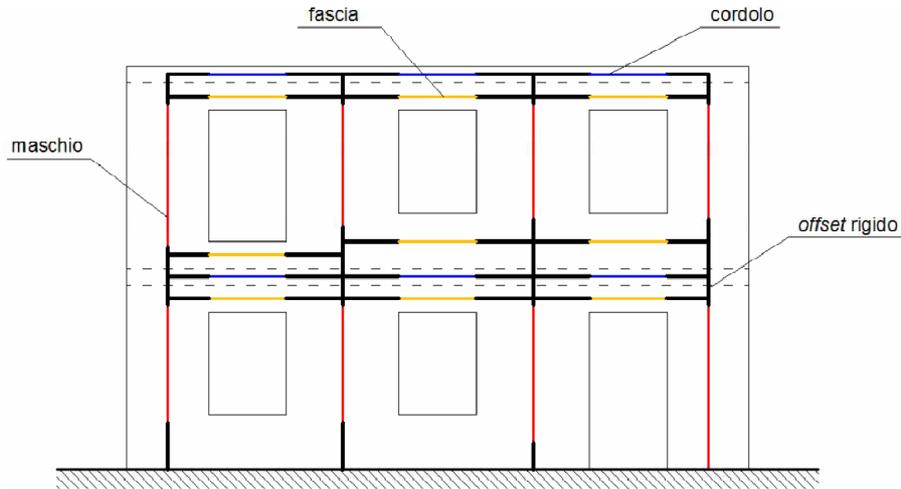
## 3Muri

- O 3Muri promove o equilíbrio cinemático do conjunto de macro-blocos em que é discretizado o edifício, face aos graus de liberdade definidos



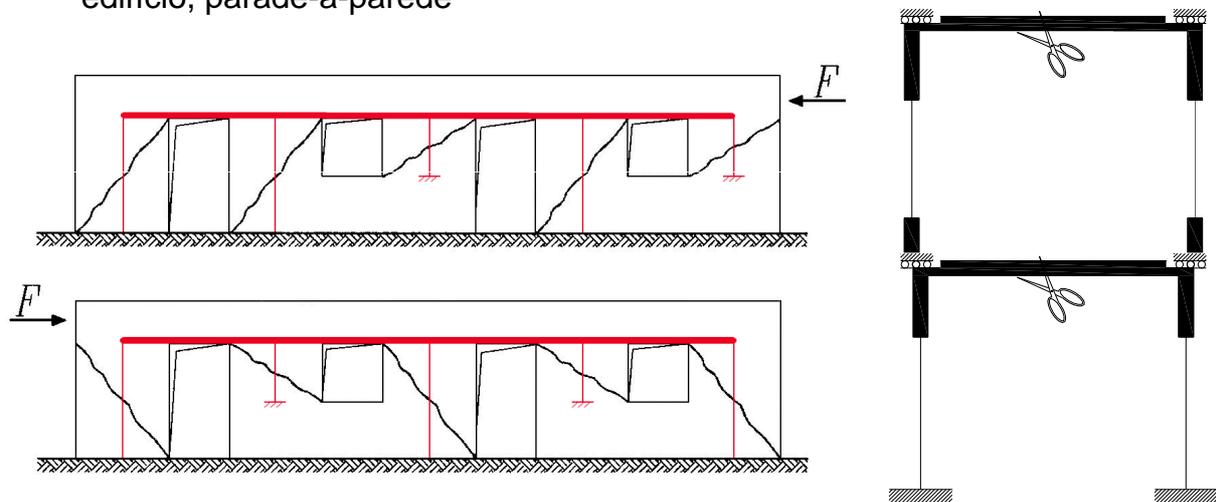
## ANDILWall/SAM

- ❑ O SAM simula a resposta em deformação de um pórtico equivalente ao conjunto de paredes resistentes do edifício



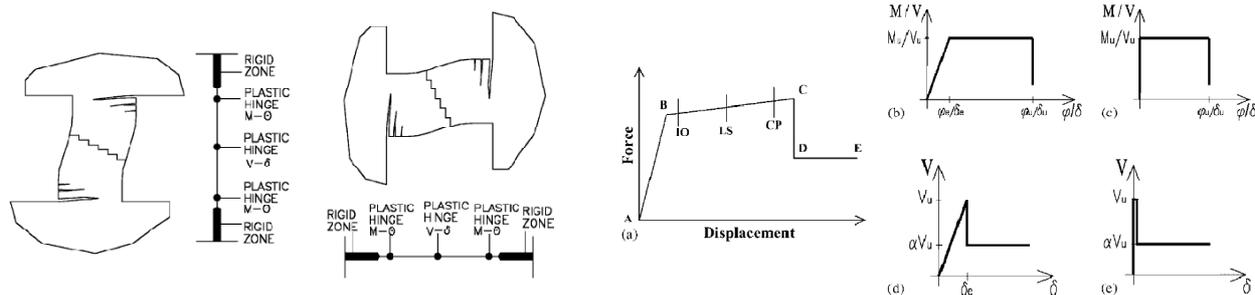
## RAN

- ❑ O RAN (Augenti 2004) é um método inspirado no método POR, que promove um equilíbrio pseudo-global baseado na resposta aditiva dos vários pisos do edifício, parade-a-parede



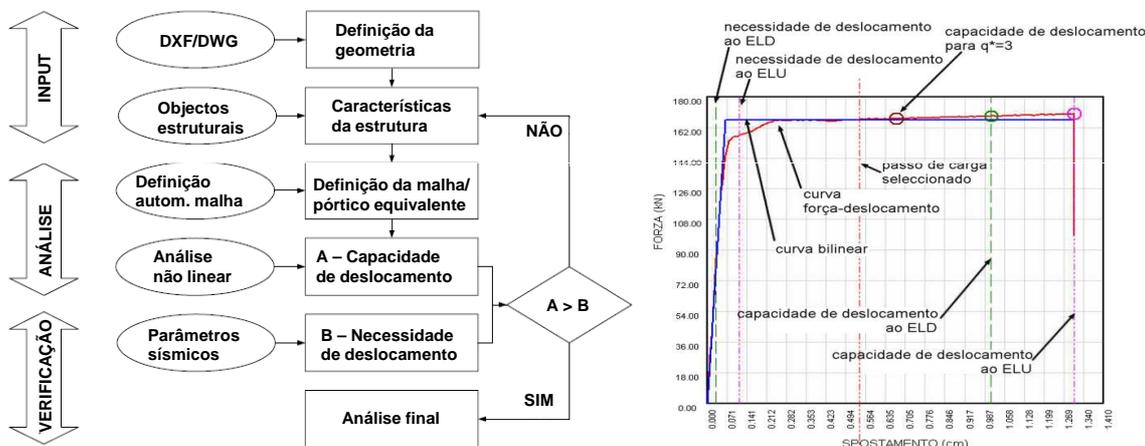
## SAP2000

- ❑ Fruto da sua popularidade, tem vindo também a ser utilizado na análise de estruturas de alvenaria, ainda que seja um software genérico
- ❑ De facto, para além de uma análise elástica, é também possível simular neste software uma análise “pushover”
- ❑ Modelar um pórtico com barras equivalentes aos painéis pilar e lintéis e em cada barra simular rótulas plásticas de corte e flexão (metodologia FEMA)

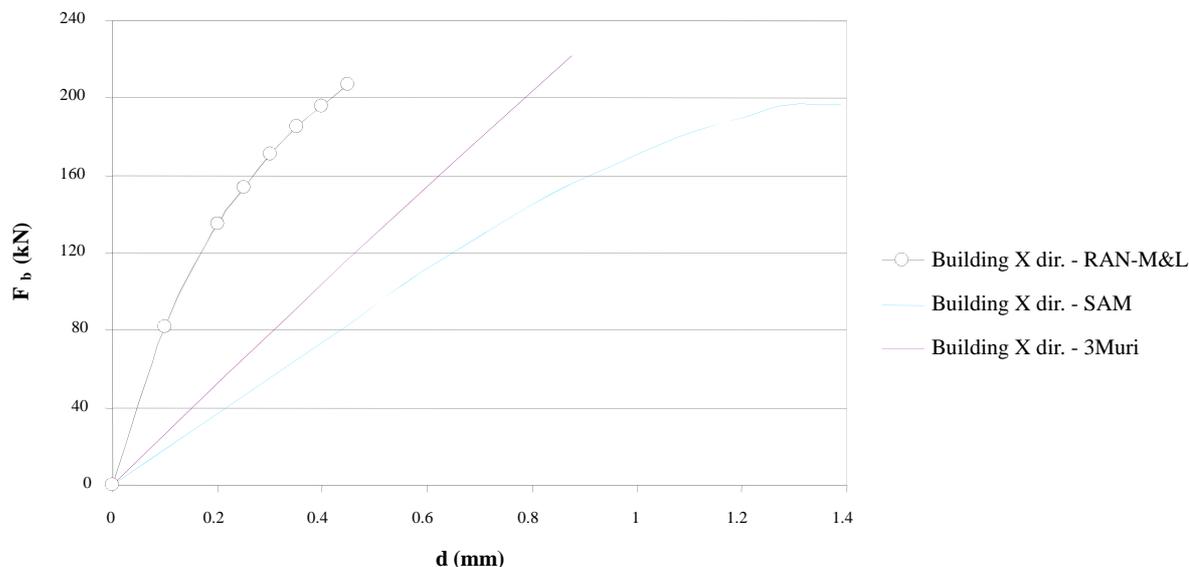


## 4.4 Análise pushover

- ❑ O 3Muri e o SAM realizam uma verificação de segurança com base no desempenho em deformação do edifício, confrontando a capacidade de deformação com aquela necessária face à actuação do sismo regulamentar



## 4.4 Análise pushover



- O método RAN promove a análise pushover apenas até ao limite elástico

## 4.5 Software DEC/UMinho

- “Reanimar” a alvenaria resistente em Portugal e permitir uma avaliação de segurança mais adequada
- A metodologia de cálculo de edifícios resistentes em alvenaria, troço-a-troço de parede, é demasiado conservadora
- Baseado no método RAN, promove um cálculo sísmico parede-a-parede, e admite que a resposta da estrutura (curva característica) resulta da soma da resposta das paredes paralelas à direcção de actuação do sismo
- Como o método implementa uma análise “push-over” apenas até ao limite elástico, a verificação da segurança é baseada num critério de força:

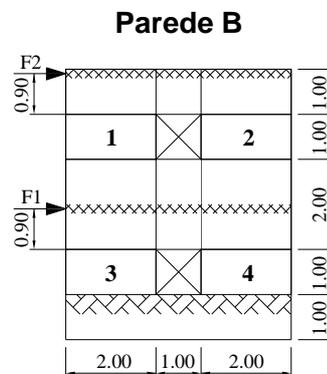
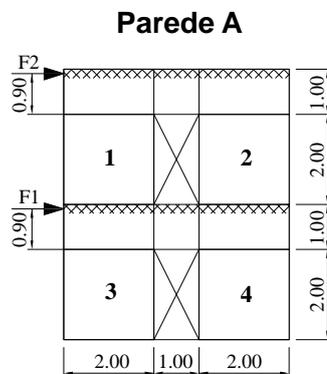
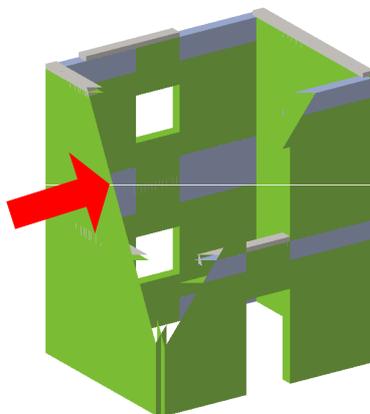
$$F_b = S_d(T) \times m \times \lambda \leq V_{\text{máx}}$$



MÉTODO HÍBRIDO DE DIMENSIONAMENTO DE EDIFÍCIOS EM ALVENARIA													
Painel	s (m)	B (m)	H (m)	kl (kN/mm)	N (kN)	VI (kN)	Ve (kN)	Vp (kN)	Vt (kN)	Va (kN)	Mecanismo	Vup (kN)	
1	0.20	1.50	1.00	435.48	12.96	6.48	19.21	19.27	51.59	54.74	Flexão	19.27	
2	0.20	1.50	1.00	435.48	34.13	17.06	49.63	50.02	60.83	63.98	Flexão	50.02	
3	0.20	1.50	1.00	435.48	42.84	21.42	61.82	62.43	64.25	67.79	Flexão	62.43	
4	0.20	1.50	1.00	435.48	0.44	0.22	0.65625	0.66	45.24	49.28	Flexão	0.66	
5	0.20	1.50	2.00	156.98	93.13	23.28	64.07	65.51	76.77	75.93	Flexão	65.51	
6	0.20	1.50	2.00	156.98	123.39	30.85	82.39	84.93	84.56	87.10	Tracção	84.56	
Ve: Limite elástico absoluto por presso-flexão				2055.89	Vp: Limite plástico por presso-flexão				90.36	Vt: Limite elástico de corte por tracção			
Va: Limite elástico de corte por deslizamento												282.45	
dl (mm)	$\eta$	$\gamma_V$	$\gamma_M$	dt (mm)	de (mm)	V Efect. (kN)	Estado do painel	d Efect. (mm)	função objectivo:				
0.0149	0.716279	1.260494	1.516134	NA	0.0571	13.9206	OK	0.041347					
0.0392	0.351542	1.000721	1.000112	NA	0.1140	17.9946	OK	0.041347					
0.0492	0.278487	1.007683	0.995356	NA	0.1428	17.8971	OK	0.041347	0.000260				
0.0005	0.999691	5.452487	1434.897513	NA	0.2862	0.65631	KO	0.286189					
0.1483	0.576323	1.102760	1.138372	NA	0.4555	40.2551	OK	0.286189					
0.1965	0.469917	1.034589	1.030392	0.5565	NA	43.4887	OK	0.286189					
						134.2123							
d parede (mm): 0.327536													
84.40	F3 = 49.81	kN	d =	#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!		
	H3 = 1.0	m	gc =	#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!		
	f3 = 0.9	m	ro =	#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!		
s3 = 0.25		m	x =	0	0	0	0	0	0	0	0		
	H4 = 2	m		0	0	0	0	0	0	0	0		
				Panel 1	Panel 2	Panel 3							
	F5 = 34.59	kN	d =	#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!		
	H5 = 1.0	m	gc =	#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!		
	f5 = 0.9	m	ro =	#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!		
s5 = 0.25		m	x =	0	0	0	0	0	0	0	0		
	H6 = 2	m		0	0	0	0	0	0	0	0		
				Panel 4	Panel 5	Panel 6							
	Piso sup.	S1 =		#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!		
	Piso méd.	S3 =		-14.94	0.00	14.94	#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!		
	Piso inf.	S5 =		-67.01	11.07	55.94	#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!		

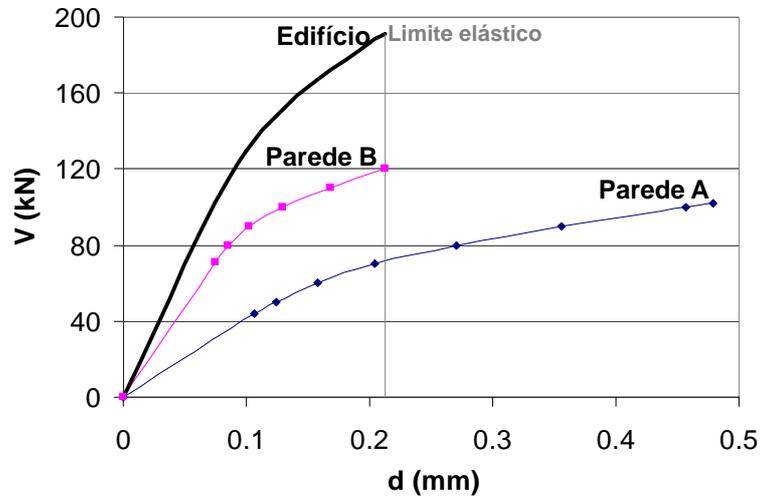
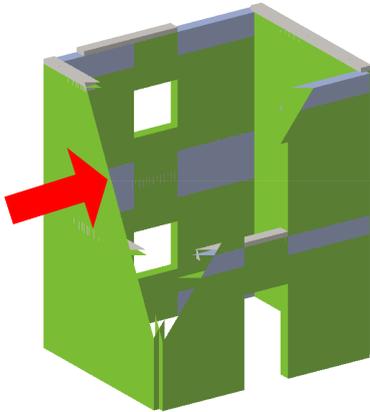
## Caso de estudo

- Edifício com dois pisos

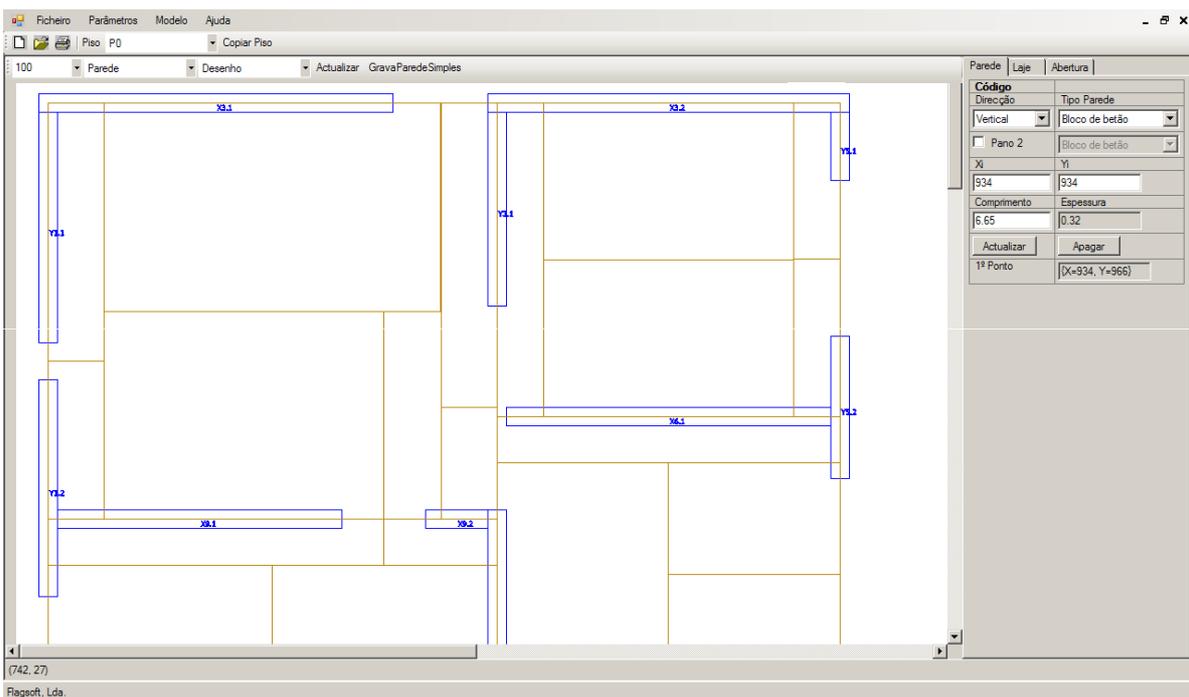


## Caso de estudo

- Edifício com dois pisos



## Programa “Alvenaria” – Interface



# O “Alvenaria” – Introdução de dados

The screenshot shows the 'Alvenaria' software interface with several data entry windows:

- Edifício:** Código: ARCEIRA, Designação: Casa da Arceira, Estado: Activo, Coef. Comportamento: Alvenaria Simples.
- Tipos Parede:**

Código	Designação	Espessura	Peso	Altura Livre	Material	Argamassa
P1	Bloco de betão	0.32	1.6	2.7	Betão 2	Serpo Block
P2	Bloco de betão1	0.25	1.6	2.7	Betão 2	Argamassa ...
P3	Tijolo	0.15	2.85	2.7	Betão 2	Argamassa ...
P4	Int. Distribuída p...	0.2	1.6	2.7	Betão 2	Serpo Block
P5	Parede não res...	0.2	0.16	2.7	Betão 5	Argamassa ...
P6	P	0.23	1	3	Betão 2	Argamassa ...
- Argamassa:**

Código	Designaç.	Fabricante	Resistênci Compressi (MPa)	Densidade	EC6	Coef. Seguranç	Espessura H	Espessura V	Material
A1	Serpo Bl...	OptiRoc	10	2090	M10	2.5	0.01	0.012	Cm...
A2	Argama...	XI'Z S.A.	10	2090	M10	2.5	0.01	0.012	Cm...
- Laje - Tipo:**

Código	Designação	Material	Espessura	Peso Próprio	A. R.
L1	Pavimento Loja	Material Laje tipo 1	0.15	3	0
L2	Pavimento Habitacional	Material Laje tipo 2	0.2	3.75	0
L3	Lajes de Corredor	Material Laje tipo 2	0.1	3	0
L4	Laços de Escada	Material Laje tipo 2	0.15	3.75	0
L5	Varanda	Material Laje tipo 1	0.1	3	0
L6	Cobertura	Material Laje tipo 1	0.15	3.75	1
L7	Lajes não acessíveis	Material Laje tipo 2	0.1	1.2	0
L8	Aberturas ou Oficinas	Material Laje tipo 1	0.1	1.2	0
- Unidade de Alvenaria:**

ID	Código	Designaç	tipmaterial	Comprime	Altura	Espessura	Resistênc compressi (MPa)	Inércia	EC6	Coef. Segura
2	P1	Betão 1	3	0.175	0.19	0.32	10	0	0	2.5
3	P2	Betão 2	3	0.175	0.19	0.25	10	0	0	2.5
4	P3	Tijolo	2	0.175	0.19	0.2	10	0	0	2.5
5	P4	Tijolo	2	0	0	0.2	0	0	0	2.5
6	P5	Betão 5	3	0.175	0.19	0.2	10	0	0	2.5
- Zona Sísmica:**

Código	Designação
BRA	Braga
COI	Coimbra
LIS	Lisboa
FOR	Porto



# O “Alvenaria” – Análise sísmica

The screenshot shows the seismic analysis results in the 'Alvenaria' software:

- Int. Distribuída pelo Piso:**

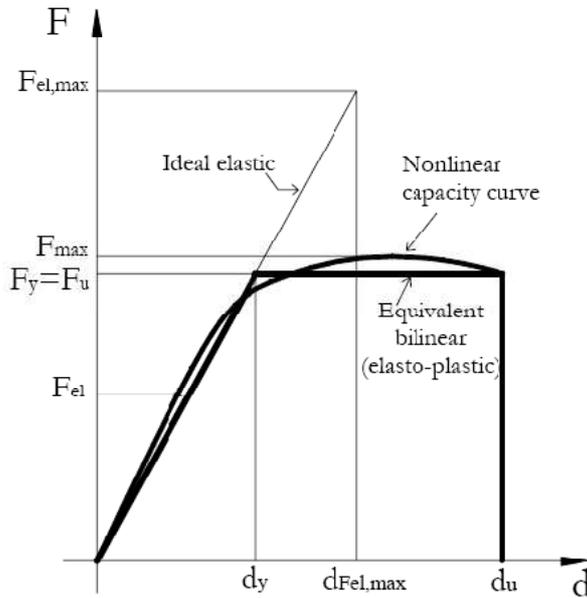
Parede	Código	Piso	H (m)	L (m)	Peso (kN)	Peso Lajes	Rigidez	T	R	S	N	Vt	Va	Vp	Mecanismo espectral	Vi	Ve	V	V<=Ve	Desloca/
X2	X3.1	0	2.7	3.81	16.459	23.544	1,411.111	79.974	74.795	-0.19145	74.604	11.47...	12.36...	104.077	Flexão	35.091	102.526	12.055	OK	-61.788
X3	X3.2	0	2.7	3.89	16.805	16.267	1,440.741	79.974	52.123	0.19145	52.315	11.69...	12.65...	74.759	Tração	25.124	74.021	34.989	OK	-61.788
X6	X2.1	1	2.7	3.81	16.459	23.544	1,411.111	47.044	33.283	-0.01548	33.267	11.44...	12.34...	46.706	Tração	15.648	46.397	47.044	KO	-99.729
	X2.2	1	2.7	3.89	16.805	16.267	1,440.741	47.044	26.062	0.01548	26.077	11.68...	12.64...	37.418	Tração	12.524	37.235	23.697	OK	-24.369
- Curva característica:**

The graph shows a characteristic curve with force on the vertical axis (0.00 to 80.00) and displacement on the horizontal axis (-100.00 to 0.00). The curve starts at approximately (0, 80) and curves downwards to the right, ending at (0, 0).



## Capacidade de dissipação de energia

- É necessário ter em conta a reserva de capacidade não linear das estruturas



**Para edifícios em alvenaria simples com 2 ou mais pisos:**

**EC8:**

$$q_{(0)} = 1.5$$

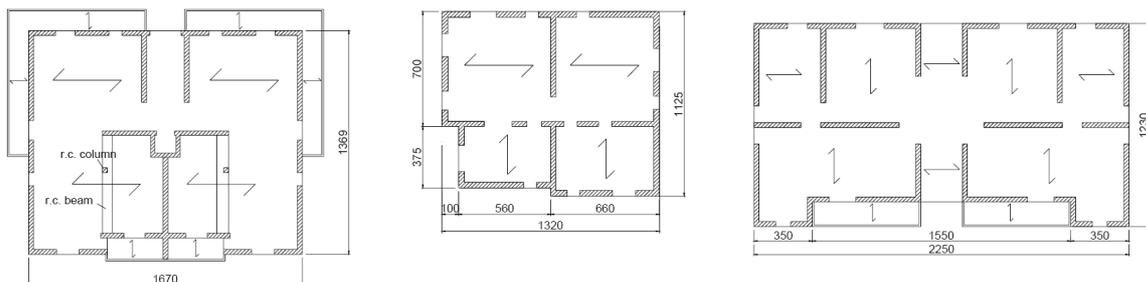
**OPCM 3431:**

$$\alpha_u / \alpha_1 \text{ (OSR)} = 1.8$$

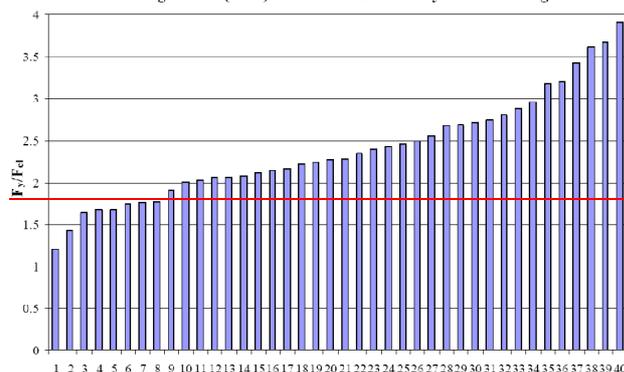
$$q = q_0 \times \text{OSR} = 2.7$$

$$q = \frac{F_{el,max}}{F_{el}} = \frac{F_{el,max}}{F_y} \cdot \frac{F_y}{F_{el}} = q_0 \cdot \frac{F_y}{F_{el}} = q_0 \cdot \text{OSR}$$

## Capacidade de dissipação de energia



Overstrength ratio (OSR) - Two- and three-storey URM buildings



$$q_{(0)} = 1.5$$

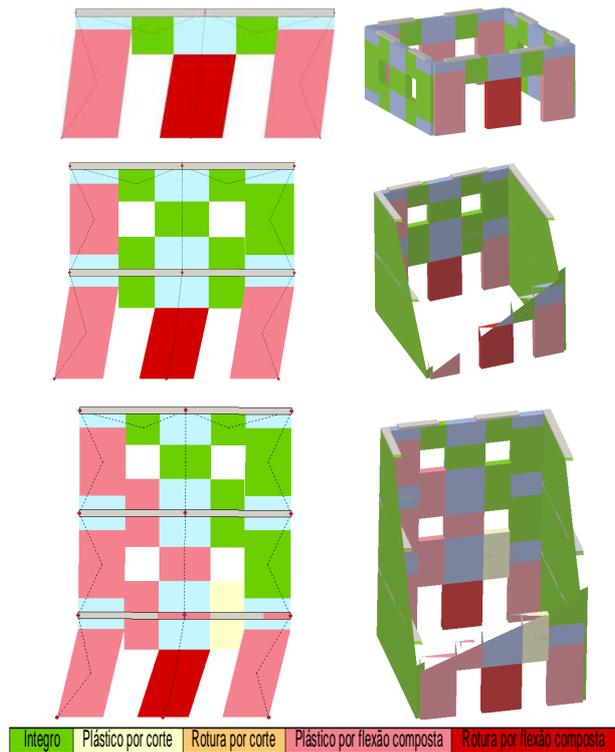
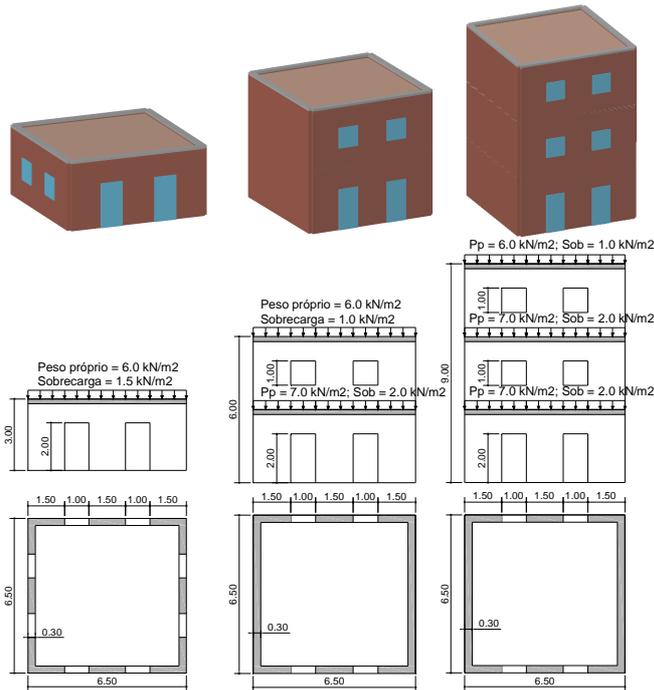
**OPCM 3431:**

$$\alpha_u / \alpha_1 \text{ (OSR)} = 1.8$$

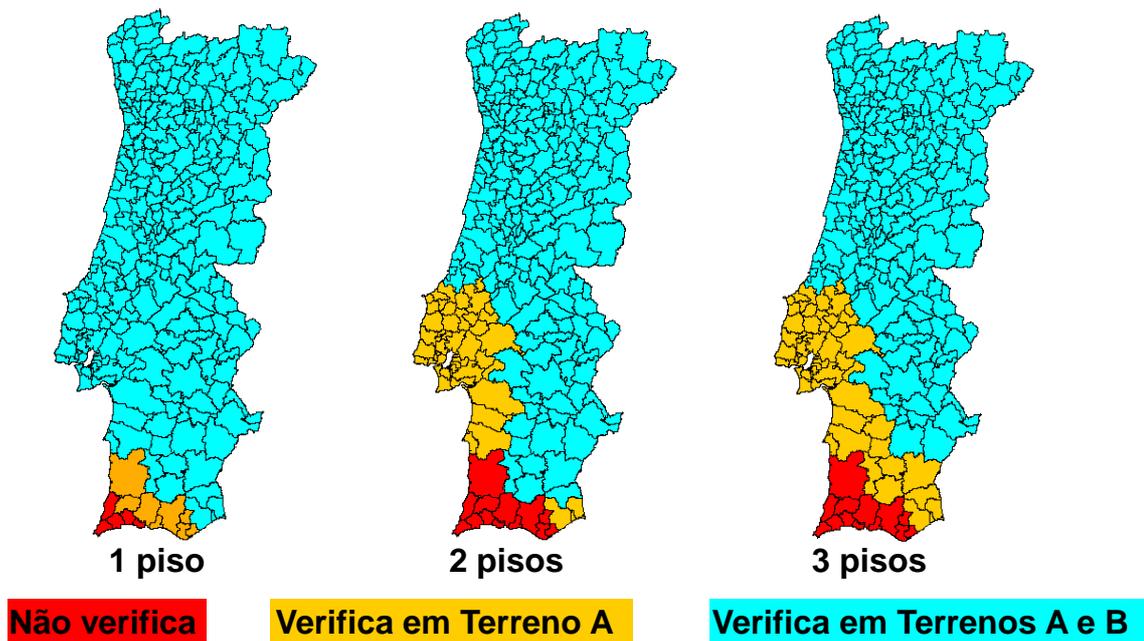
$$q = q_0 \times \text{OSR} = 2.7$$

$$q = \frac{F_{el,max}}{F_{el}} = \frac{F_{el,max}}{F_y} \cdot \frac{F_y}{F_{el}} = q_0 \cdot \frac{F_y}{F_{el}} = q_0 \cdot \text{OSR}$$

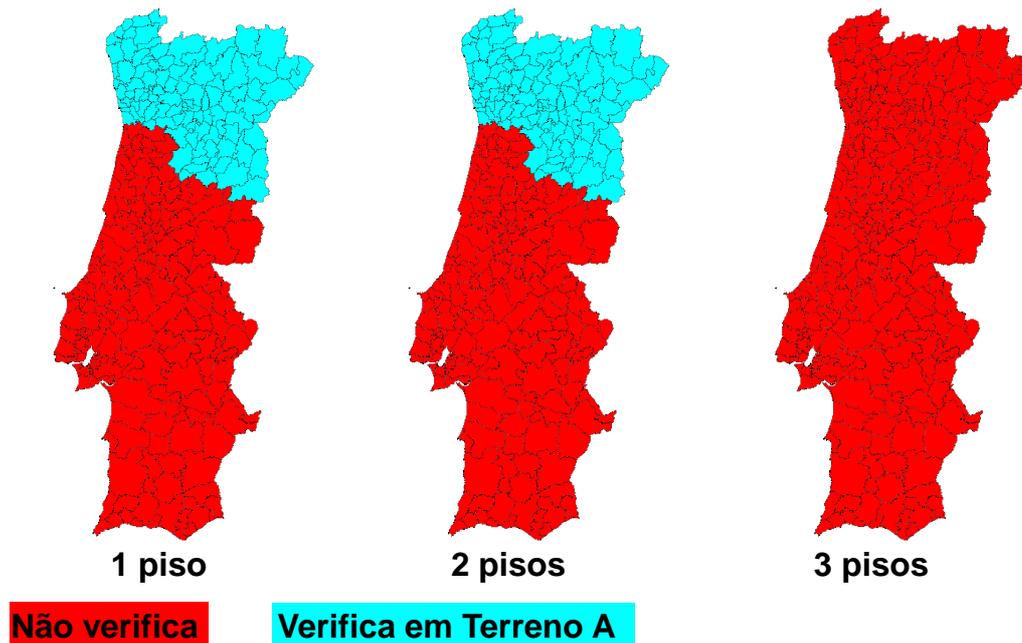
### 4.6 Edifício com 1, 2 e 3 pisos



### Sismo – Zonamento: Análise Push-over



## Sismo – Zonamento: Análise Elástica



## Referências

- ❑ **Augenti 2004.** Il calcolo sismico degli edifici in muratura. UTET Libreria (em italiano), Torino.
- ❑ **Augenti et al. 2004.** Performance of School Buildings during the 2002 Molise, Italy, Earthquake. Earthquake Spectra, Volume 20, No. S1, pages S257–S270.
- ❑ **Braga e Dolce 1982.** A method for the analysis of seismic-safe multi-storey buildings, Proc. 6th I.B.Ma.C., Rome: 1088-1099.
- ❑ **Dolce 1991.** Schematizzazione e modellazione degli edifici in muratura soggetti ad azioni sismiche. L'Industria delle Costruzioni (em italiano), Roma.
- ❑ **DT2 1977.** Raccomandazioni per la riparazione strutturale degli edifici in muratura. Regione Autonoma Friuli Venezia-Giulia, Giugno 1977 (em italiano).
- ❑ **EC8.** EN 1998-1, Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance, Part 1: General rules, seismic action and rules for buildings, December 2004, Brussels
- ❑ **Fusier e Vignoli 1991.** Static analysis of masonry buildings subjected to lateral loads. Proc. 9th I.B.Ma.C., Berlin.
- ❑ **Fusier e Vignoli 1993.** Proposta di un metodo di calcolo per edifici in muratura sottoposti ad azioni orizzontali. Ingegneria Sismica, Anno X, N.1 (em italiano).
- ❑ **Gambarotta e Lagomarsino 1996.** Sulla risposta dinamica di pareti in muratura. Atti del Convegno Nazionale "La Meccanica delle Murature tra Teoria e Progetto", Messina (em italiano).
- ❑ **Magenes e Calvi 1996.** Prospettive per la calibrazione di metodi semplificati per l'analisi sismica di pareti murarie. Atti del Convegno Nazionale "La Meccanica delle Murature tra Teoria e Progetto", Messina (em italiano).
- ❑ **Magenes 2006.** Masonry building design in seismic areas: Recent experiences and prospects from a European standpoint. In First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology. Ed. por M. Koller e D. Giardini, Geneva, keynote K9.
- ❑ **OPCM 3431.** Presidenza del Consiglio dei Ministri. O.P.C.M. n. 3431 del 3 Maggio 2005, Ulteriori modifiche ed integrazioni all'Ordinanza n. 3274 del 20 Marzo 2003, recante "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica" (em italiano), Roma
- ❑ **Pasticier et al. 2007.** Non-linear seismic analysis and vulnerability evaluation of a masonry building by means of the SAP2000 V.10 code



# Estruturas de alvenaria sem diafragma rígido

isise



Universidade do Minho

## Ensaios Recentes: Diafragma Flexível

- Estrutura do tipo Gaioleiro (meados séc. XIX / inícios séc. XX)
- Dano moderado até 100% do sismo condicionante em Lisboa
- Reforço ligeiro e colapso a 150% do sismo condicionante em Lisboa



Shaking table tests  
of ancient  
masonry buildings

Strengthened Specimen  
PGA = 1.5 Code

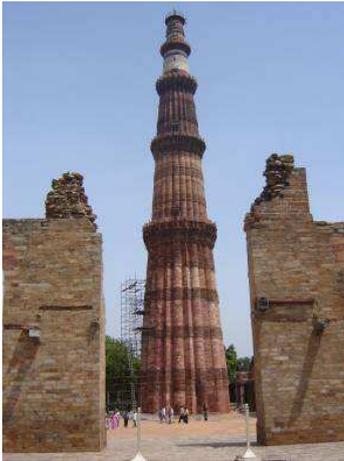


FCT  
Fundação para a Ciência e a Tecnologia

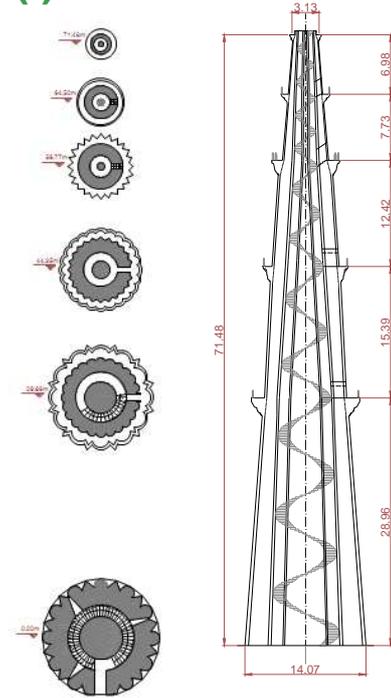


BEL  
Engenharia e Reabilitação de Estruturas, S.A.

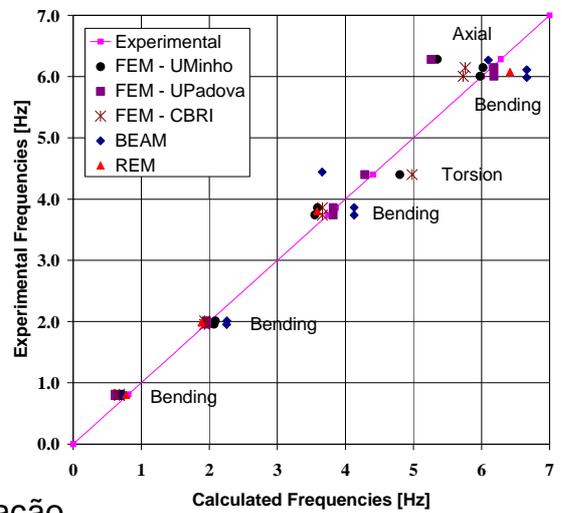
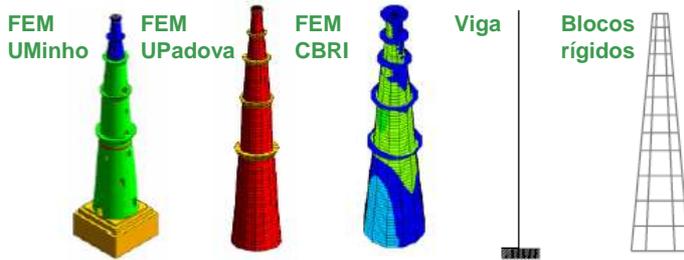
### 5.1 Exemplo 1 – Qutb Minar, séc. XII (I)



Localização: Nova Deli (Índia)  
 Material: alvenaria  
 Altura total: 72.5 m  
 Secção transversal:  
 casca (3 panos) + núcleo (2 panos)

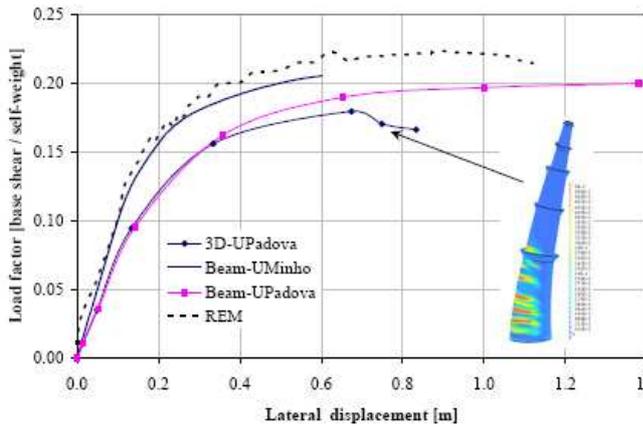


### Modelos Numéricos

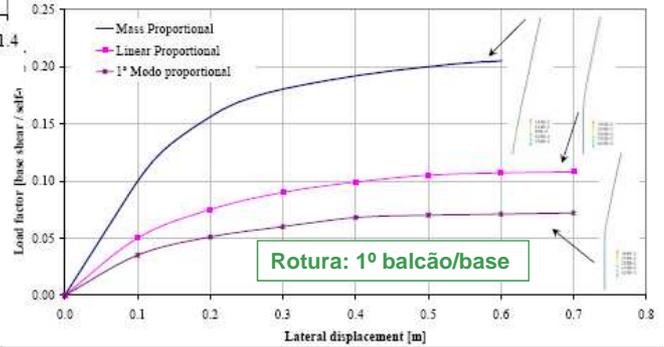


Calibração

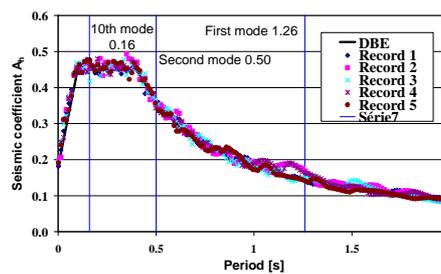
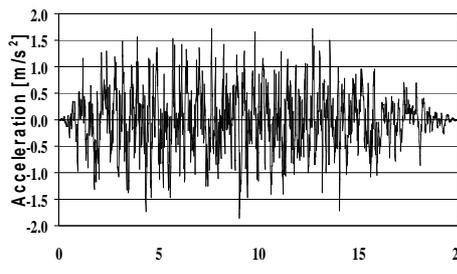
## Análises “Push-over”



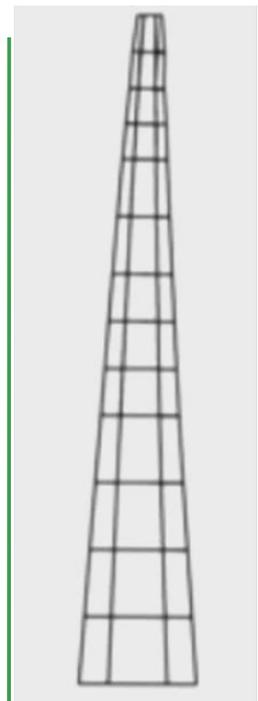
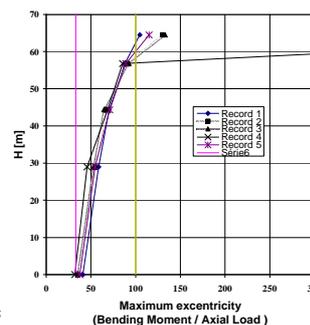
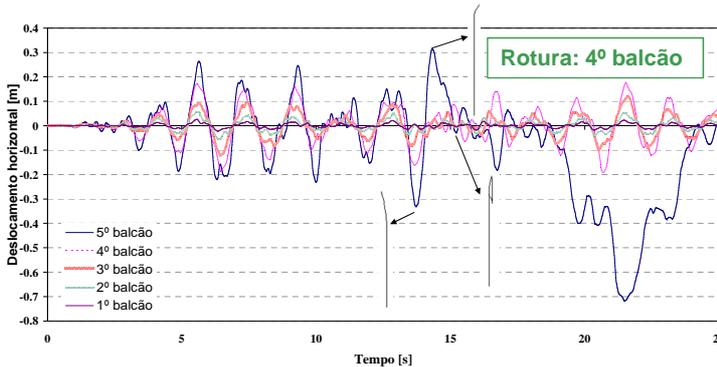
Distribuição de massa uniforme



## Análise Dinâmica Não-Linear



5 acelerogramas artificiais



REM

## FEM – Rotura para 0.20g



## 5.2 Exemplo 2 – Edifício “gaioleiro” (1870 - 1930)

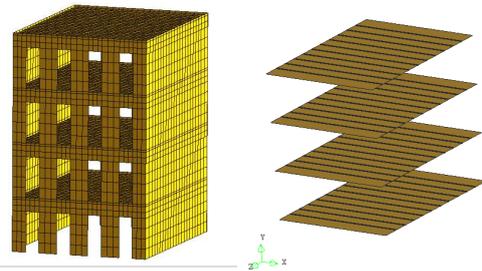


Localização: Lisboa

Material: paredes de alvenaria e pavimentos em madeira

Nº de pisos: 4 a 6

Modelo numérico

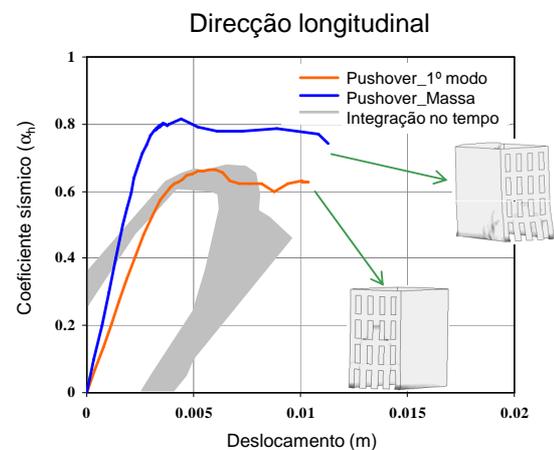
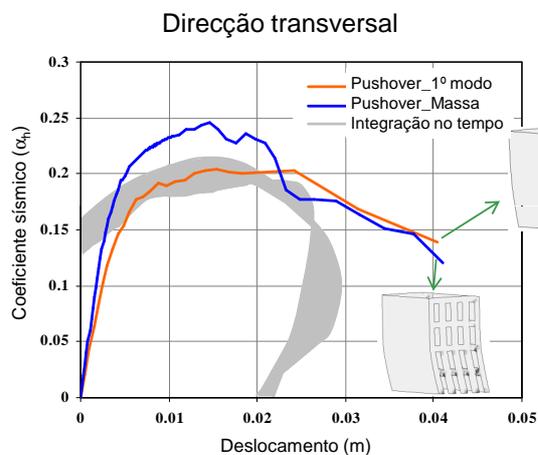


Institute for Sustainability and Innovation in Structural Engineering



Universidade do Minho

## Análises “Push-over”



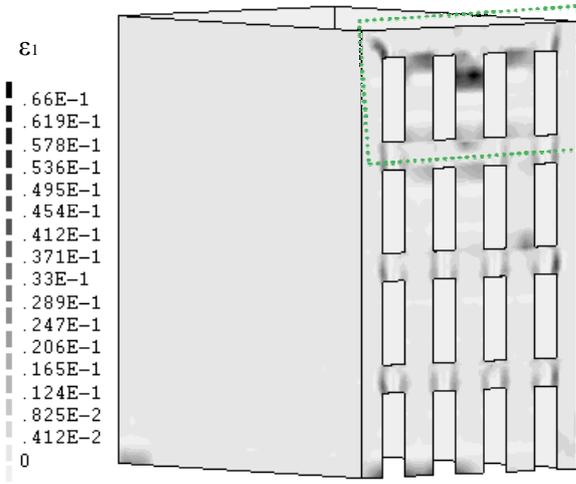
Institute for Sustainability and Innovation in Structural Engineering



Universidade do Minho

## Análises Dinâmicas Não-Lineares

Modelo numérico



Extensões principais máximas (superfície exterior)

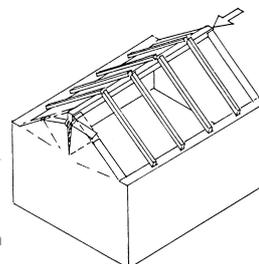
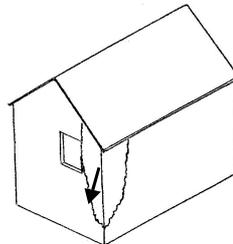
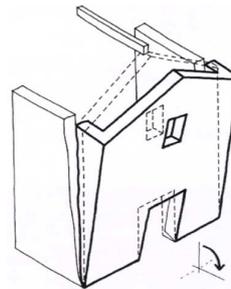
Modelo experimental



## Observação de colapsos



L'Áquila, Itália



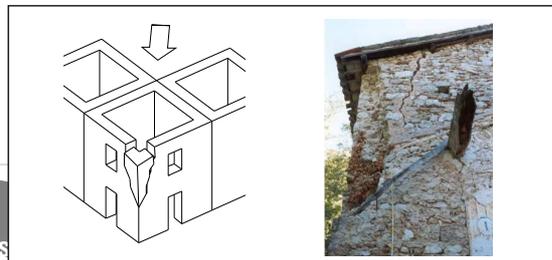
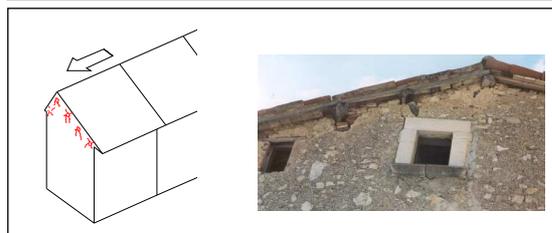
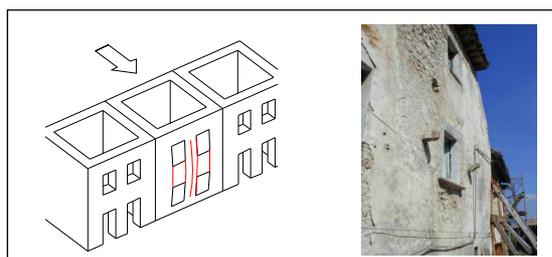
## Observação de intervenções (I)

- ❑ O levantamento realizado em Itália em diversas construções reforçadas é que as técnicas de reforço sísmico aplicadas antes do sismo de Umbria-Marche (1979) eram “tradicionais”:
  - ❑ Tirantes de madeira com ligações metálicas às paredes;
  - ❑ Tirantes de aço;
  - ❑ Contrafortes / paredes-contraforte.
  
- ❑ Após 1979 verificou-se uma transição para:
  - ❑ Rigidificação e substituição dos pavimentos em madeira;
  - ❑ Introdução de vigas-cinta de betão nas paredes;
  - ❑ Injecção com argamassas fluidas (grouts) à base de cimento;
  - ❑ Pregagens distribuídas;
  - ❑ Encamisamento;
  - ❑ Substituição de paredes e refechamento de juntas.

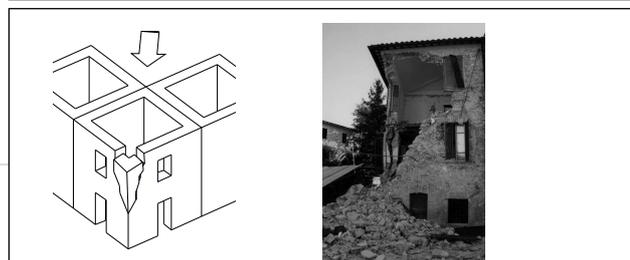
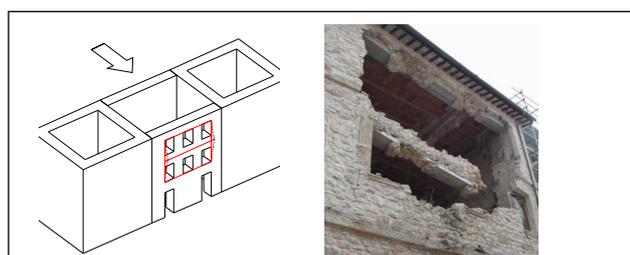


## Observação de intervenções (II)

### Técnicas tradicionais

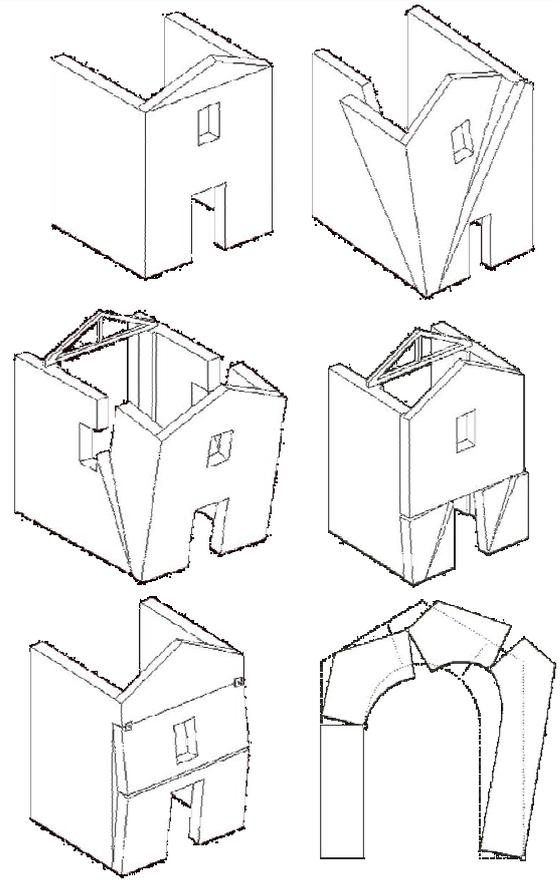


### Técnicas “modernas”



### 5.3 Avaliação de segurança sísmica

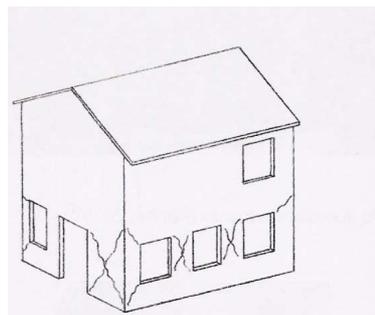
- ❑ Recurso a macro-elementos: Partes de edifícios com características construtivas e comportamento estrutural homogéneo
- ❑ Definição de mecanismos de colapso individualizados em ábacos, com os danos típicos que ocorrem em tipologias construtivas distintas (edifícios isolados ou agregados, igrejas...)
- ❑ Esquemática de mecanismos com recurso a modelos cinmáticos, baseados em condições de equilíbrio que permitem obter um coeficiente de colapso  $c = a / g$  para cada mecanismo, i.e. o multiplicador de massa sísmica que conduz o elemento à rotura



### Mecanismos de colapso (I)



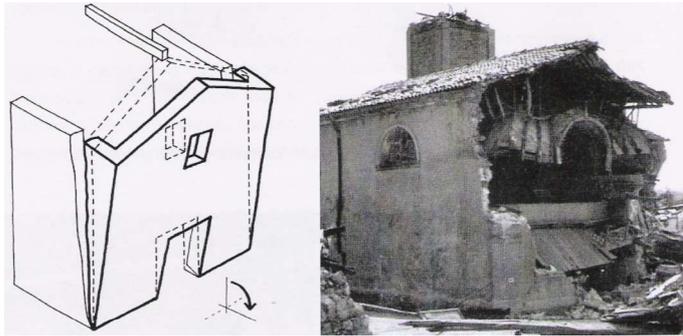
Deslizamento



Tracção diagonal

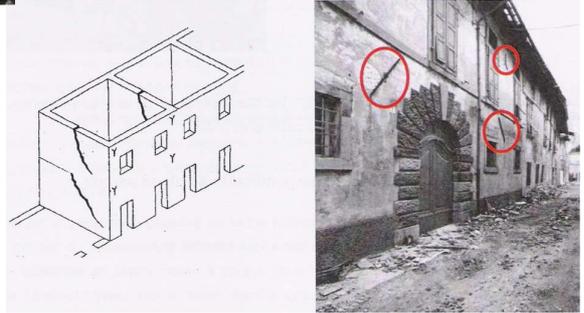


## Mecanismos de colapso (II)



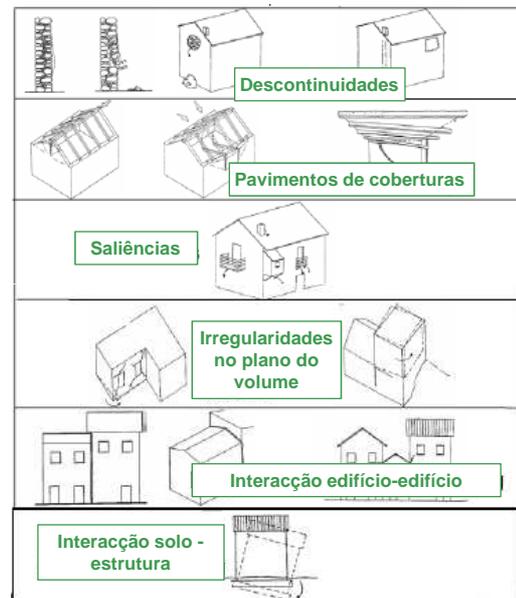
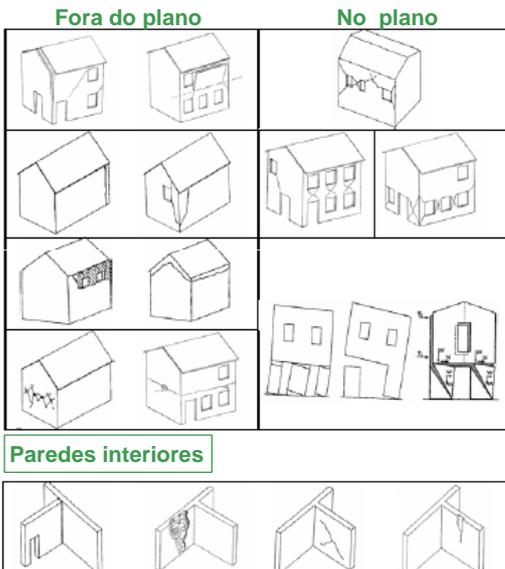
Derrubamento

Derrubamento, condicionado pelas ligações das paredes transversais

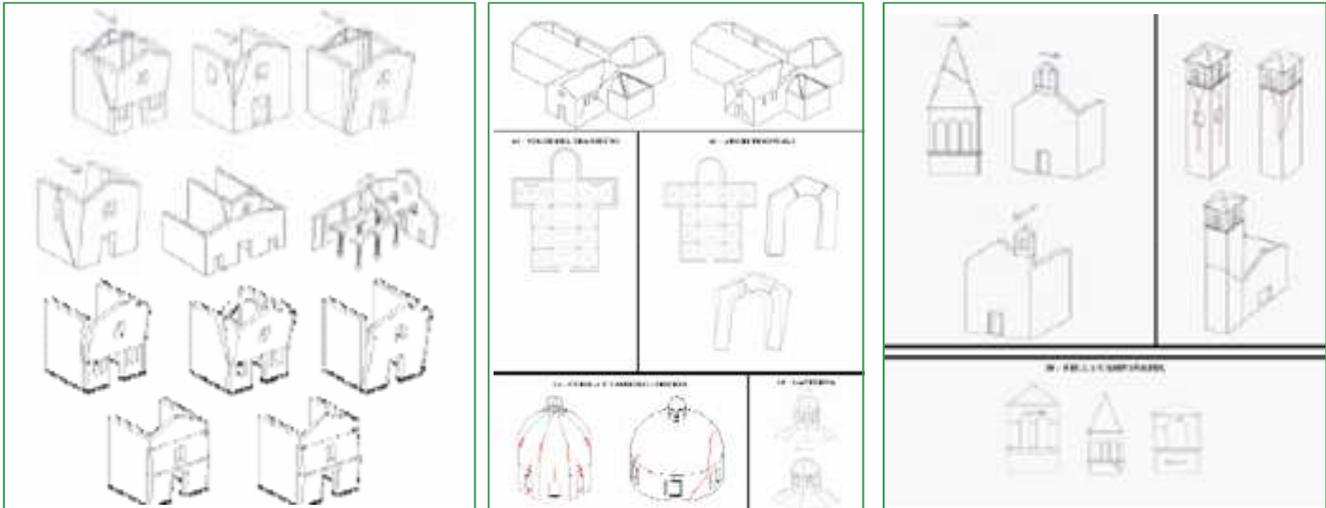


## Ábacos para edifícios

Paredes exteriores

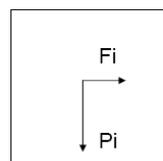


## Ábacos para igrejas



## Método cinemático (I)

- ❑ A abordagem com recurso a modelos cinemáticos permite:
  - Determinar a força horizontal que activa o mecanismo
  - Determinar as forças horizontais em função do desenvolvimento do mecanismo até ao limite da estabilidade da estrutura (i. e. situação em que a estrutura não é capaz de suportar mais carga horizontal)
- ❑ Introdução do coeficiente  $\alpha$  – razão entre a acção instabilizadora (devido a forças horizontais) e a acção estabilizadora (devido aos pesos das massas)



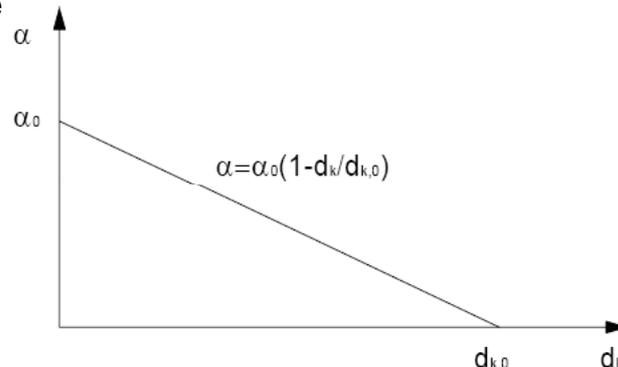
$$F_i = \alpha f(P_i)$$



## Método cinemático

### Curva de capacidade linear

- O método cinemático permite determinar a curva de capacidade do elemento em análise



em que:

$\alpha_0$  é coeficiente que activa o mecanismo

$d_k$  é o deslocamento no ponto de controlo  $k$  (por exemplo o centro de massa)

$d_{k0}$  é o deslocamento no ponto de controlo  $k$ , no qual o coeficiente multiplicativo as forças horizontais é igual a zero ( $\alpha=0$ )



## Método cinemático

### Curva de capacidade linear

- A curva de capacidade é convertida numa curva de capacidade de um sistema de 1 grau de liberdade equivalente com recurso às seguintes equações:

**Aceleração espectral de activação do mecanismo**

$$a_0^* = \frac{\alpha_0 \sum_{i=1}^{n+m} P_i}{M^*} = \frac{\alpha_0 g}{e^*}$$

em que:

**Massa participante**

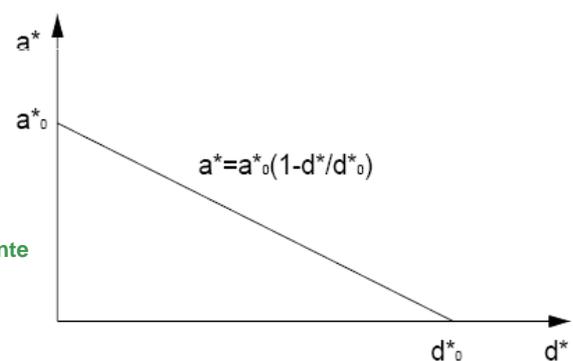
$$M^* = \frac{\left( \sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{x,i} \right)^2}{g \sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{x,i}^2}$$

**Deslocamento do sistema equivalente**

$$d^* = d_k \frac{\sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{x,i}}{\delta_{x,k} \sum_{i=1}^{n+m} P_i}$$

**Fracção de massa participante**

$$e^* = g M^* / \sum_{i=1}^{n+m} P_i$$



## Método cinemático

### Curva de capacidade linear

- ❑ A aplicação do método de análise é, em geral, baseada nas seguintes hipóteses:
  - A alvenaria não resiste a esforços de tracção
  - Ausência de deslizamento entre as unidades
  - A resistência à compressão da alvenaria é infinita
  
- ❑ No entanto, para simulações mais realistas, é possível considerar:
  - O escorregamento entre blocos, considerando a presença de atrito
  - As ligações, mesmo com resistência limitada, entre paredes de alvenaria
  - A presença de tirantes
  - O limite de resistência à compressão da alvenaria, considerando adequadamente a posição da rótula na espessura da parede
  - A presença de paredes com deficiente ligação entre panos



## Método cinemático

### Determinação de $\alpha_0$

- ❑ O coeficiente é determinado aplicando o Princípio do Trabalhos Virtuais (PTV) em termos de deslocamentos, igualando o trabalho realizado pelas forças externas e forças internas aplicadas ao sistema
  
- ❑ Aplicando uma rotação virtual, o sistema está em equilíbrio se e apenas se o trabalho realizado pelas forças externas é igual ao trabalho realizado pelas forças internas

$$W_{\text{ext}} = W_{\text{int}}$$

$$\alpha_0 \left( \sum_{i=1}^n P_i \delta_{x,i} + \sum_{j=n+1}^{n+m} P_j \delta_{x,j} \right) - \sum_{i=1}^n P_i \delta_{y,i} - \sum_{h=1}^o F_h \delta_h = L_{\text{fi}}$$



## Método cinemático

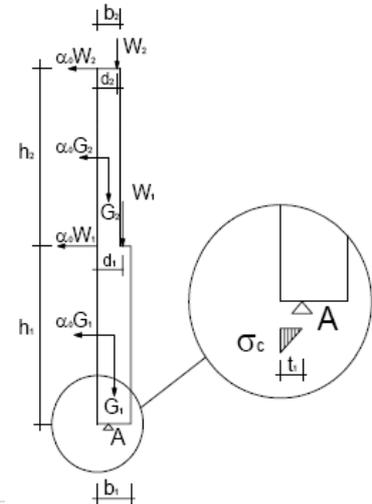
### Determinação de $\alpha_0$

- No caso do mecanismo corresponder a uma simples rotação o PTV reduz-se à aplicação de uma equação de equilíbrio de momentos das forças verticais e horizontais em torno da rótula

$$M_S = M_R$$

$$M_S = W_2(d_2 - t_1) + W_1(d_1 - t_1) + G_2\left(\frac{b_2}{2} - t_1\right) + G_1\left(\frac{b_1}{2} - t_1\right)$$

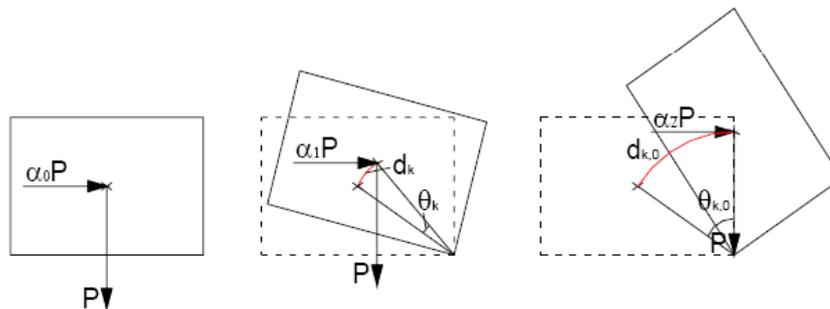
$$M_R = \alpha_0 W_2(h_1 + h_2) + \alpha_0 W_1 h_1 + \alpha_0 G_2\left(\frac{h_2}{2} + h_1\right) + \alpha_0 G_1 \frac{h_1}{2}$$



## Método cinemático

### Determinação do deslocamento $d_{k,0}$

- O deslocamento  $d_{k,0}$  é determinado através do PTV para  $\alpha=0$
- Na evolução do mecanismo e devido à aplicação do PTV, a equação  $W_{ext}=W_{int}$  ( $W_{int}=0$ ) é não-linear relativamente à rotação



$$\alpha_0 > \alpha_1 > \alpha_2$$

$$\alpha_2 = 0$$

## Método cinemático

### Exigências de desempenho (OPCM 3274 / OPCM 3431)

**ESTADO DE LIMITAÇÃO DE DANO:** A verificação é satisfeita se aceleração espectral de activação do mecanismo é superior ou igual à aceleração espectral definida no espectro de resposta elástico, definida para  $T=0$ , devidamente amplificada por forma a considerar o peso da estrutura envolvida no mecanismo

$$a_0^* \geq \frac{a_g S}{2.5} \left( 1 + 1.5 \frac{Z}{H} \right)$$

em que:

Z é a altura compreendida entre o nível da fundação do edifício e o centro de massas que geram as forças horizontais sobre os elementos do modelo cinemático

H é a altura total do edifício



## Método cinemático

### Exigências de desempenho (OPCM 3274 / OPCM 3431)

- No caso de mecanismos locais, o estado de limitação de dano corresponde à formação de fendas de afectam apenas parte do edifício e não a totalidade da estrutura. No entanto, no caso dos edifícios existentes, apesar de recomendável, a verificação do estado de limitação de dano não é exigida

**ESTADO LIMITE ÚLTIMO:** É indispensável na garantia da exigência de não colapso. Pode ser avaliado com recurso aos seguintes critérios:

- Verificação simplificada com recurso ao factor  $q$  (análise cinemática linear)
- Verificação através do espectro de capacidade (análise cinemática não-linear)



## Método cinemático

### Exigências de desempenho (OPCM 3274 / OPCM 3431)

Verificação simplificada com recurso ao factor  $q$  (análise cinemática linear)

A verificação é satisfeita se:

$$a_0^* \geq \frac{a_g S}{q} \left( 1 + 1.5 \frac{Z}{H} \right)$$

onde  $q$  é o factor de comportamento (igual a 2)

Verificação através do espectro de capacidade (análise cinemática não-linear)

O primeiro passo corresponde à determinação de deslocamento espectral  $d_u^*$

$$d_u^* = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.4d_0^* \\ \text{deslocamento correspondente à instabilidade local dos elementos} \\ \text{estruturais} \end{array} \right.$$



## Método cinemático

### Exigências de desempenho (OPCM 3274 / OPCM 3431)

Verificação através do espectro de capacidade (análise cinemática não-linear)

A verificação é satisfeita se:

$$\Delta_d \leq d_u^*$$

em que:

$d_u^*$  é capacidade última da estrutura em deslocamento

$\Delta_d$  é capacidade exigida em deslocamento. É definida com recurso ao espectro de resposta similar ao adoptado na verificação dos elementos não estruturais para o período secante  $T_s$

$$T_s = 2\pi \sqrt{\frac{d_s^*}{a_s^*}}$$

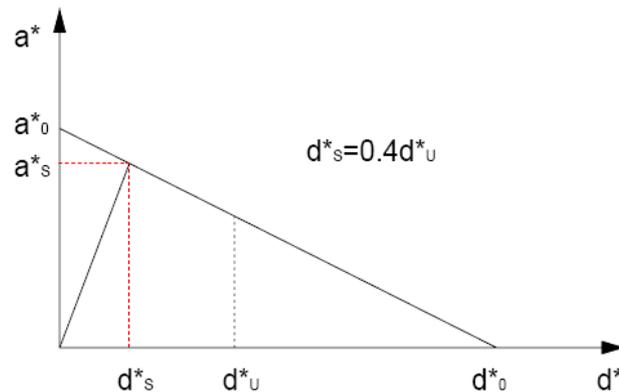


## Método cinemático

### Exigências de desempenho (OPCM 3274 / OPCM 3431)

Verificação através do espectro de capacidade (análise cinemática não-linear)

Os parâmetros  $a_s^*$  e  $d_s^*$  são definidos com recurso à curva de capacidade



## Método cinemático

### Exigências de desempenho (OPCM 3274 / OPCM 3431)

Verificação através do espectro de capacidade (análise cinemática não-linear)

O deslocamento  $\Delta_d(T_s)$  é determinado com recurso às seguintes equações:

$$T_s < 1.5T_1 \quad \Delta_d(T_s) = a_g S \frac{T_s^2}{4\pi^2} \left( \frac{3(1+Z/H)}{1+(1-T_s/T_1)^2} - 0.5 \right)$$

$$1.5T_1 \leq T_s < T_D \quad \Delta_d(T_s) = a_g S \frac{1.5T_1 T_s}{4\pi^2} \left( 1.9 + 2.4 \frac{Z}{H} \right)$$

$$T_D \leq T_s \quad \Delta_d(T_s) = a_g S \frac{1.5T_1 T_D}{4\pi^2} \left( 1.9 + 2.4 \frac{Z}{H} \right)$$

em que:

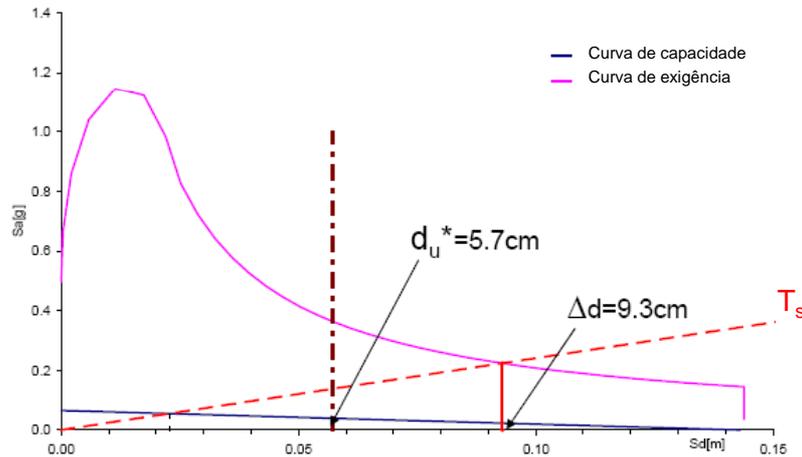
$T_1$  é o período fundamental da estrutura na direcção em análise

## Método cinemático

### Exigências de desempenho (OPCM 3274 / OPCM 3431)

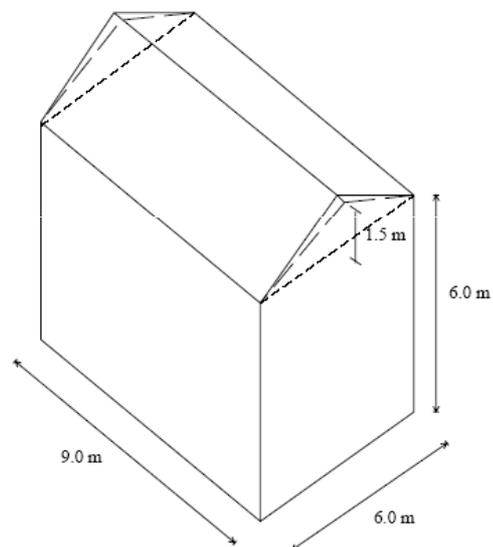
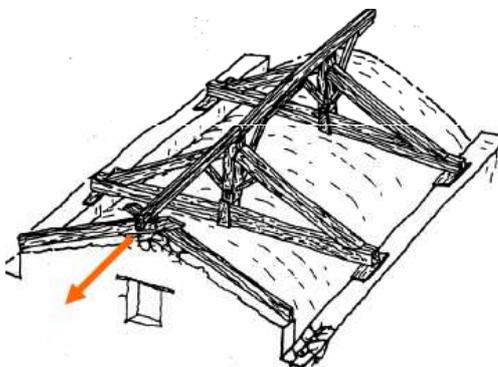
Verificação através do espectro de capacidade (análise cinemática não-linear)

Interpretação gráfica do diagrama ADSR (Aceleração - Deslocamento)



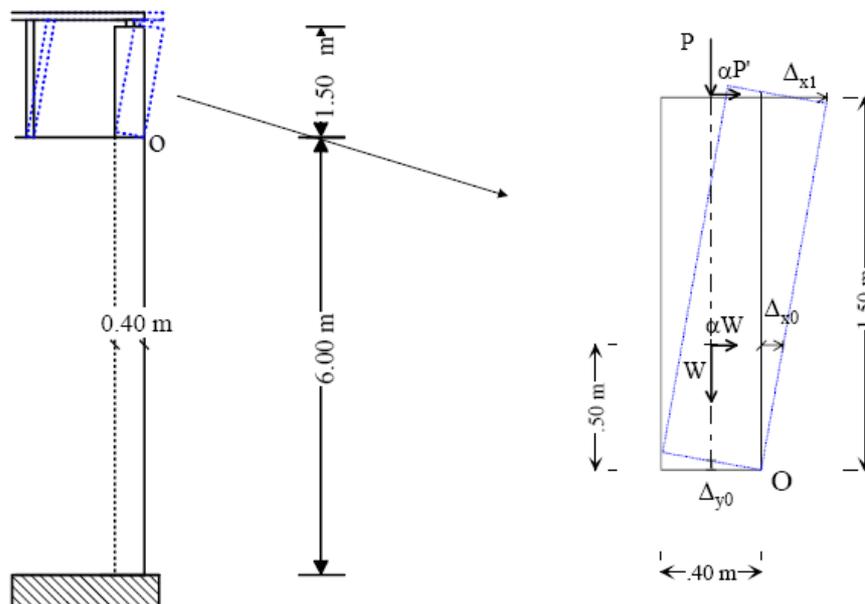
## Método cinemático

### Exemplo 1 – Mecanismo de derrubamento do frontão



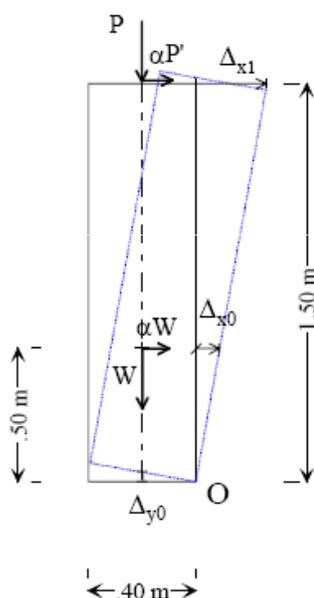
## Método cinemático

### Exemplo 1 – Mecanismo de derrubamento do frontão



## Método cinemático

### Exemplo 1 – Mecanismo de derrubamento do frontão



#### Acções

Peso próprio da cobertura: 1.4 KN/m<sup>2</sup>

Peso específico da alvenaria: 20 KN/m<sup>3</sup>

Cada frechal suporta 1/3 da carga vertical,  $P=26$  KN

$P'=1/2$  do peso existente sobre a cumeeira,  $P' = 1.5P$

$P' = 39$  KN

Posição do centro de massa do frechal: 1/3 da altura

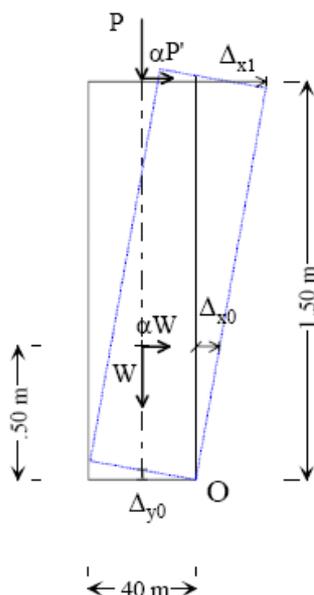
#### Determinação de $\alpha_0$ (equilíbrio)

$$\alpha_0(1.5 \cdot P' + 0.5 \cdot W) - 0.2 \cdot P - 0.2 \cdot W = 0$$

$$\alpha_0 = \frac{0.2 \cdot P + 0.2 \cdot W}{1.5 \cdot P' + 0.5 \cdot W} = 0.162$$

## Método cinemático

### Exemplo 1 – Mecanismo de derrubamento do frontão



#### Determinação de $\alpha_0$ através do PTV

$$\alpha_0 P \cdot \Delta_{x1} + \alpha_0 W \cdot \Delta_{x0} - P \cdot \Delta_{y0} - W \cdot \Delta_{y0} = 0$$

$$\Delta_{x0} = \theta \cdot 0.5; \quad \Delta_{x1} = \theta \cdot 1.5; \quad \Delta_{y0} = \theta \cdot 0.2$$

$$\alpha_0 P \cdot 1.5\theta + \alpha_0 W \cdot 0.5\theta - P \cdot 0.2\theta - W \cdot 0.2\theta = 0$$

$$\alpha_0 = \frac{0.2 \cdot P + 0.2 \cdot W}{1.5 \cdot P + 0.5 \cdot W} = 0.162$$

#### Determinação da massa participante $M^*$

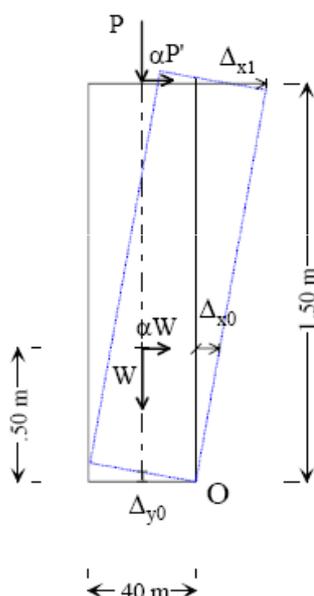
Utilizando  $D_{x1}$  como deslocamento de controlo,  $D_{x0} = D_{x1}/3$

$$M^* = \frac{\left( \sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{x,i} \right)^2}{g \sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{x,i}^2} = \frac{(P \cdot 1 + W \cdot 0.333)^2}{9.81 \cdot (P \cdot 1^2 + W \cdot 0.333^2)} = 6.162$$



## Método cinemático

### Exemplo 1 – Mecanismo de derrubamento do frontão



#### Determinação da fracção de massa participante $e^*$

$$e^* = gM^* / \sum_{i=1}^{n+m} P_i = \frac{9.81 \cdot 6.162}{W + P} = 0.806$$

#### Determinação da aceleração espectral de activação do mecanismo $a_0^*$

$$a_0^* = \frac{\alpha_0 \sum_{i=1}^{n+m} P_i}{M^*} = \frac{\alpha_0 g}{e^*} = \frac{0.162 \cdot 9.81}{0.806} = 1.972 \text{ m/s}^2$$

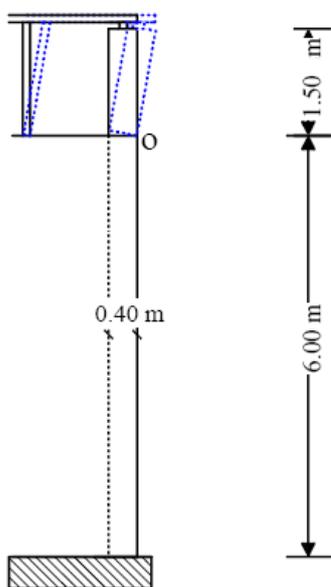
#### Verificação através da análise linear (ELU)

$$a_0^* \geq \frac{a_g S}{q} \left( 1 + 1.5 \frac{Z}{H} \right)$$



## Método cinemático

### Exemplo 1 – Mecanismo de derrubamento do frontão



Verificação através da análise linear (ELU)

$$a_0^* \geq \frac{a_g S}{q} \left( 1 + 1.5 \frac{Z}{H} \right) \quad \text{com } q = 2.0$$

$$\frac{Z}{H} = 0.936 \quad \text{onde: } Z = 7,02 = (W \cdot h_w + P' \cdot h_p) / (W + P')$$

$$H = 7.5 \text{ (altura total do edifício)}$$

$$a_0^* \geq \frac{a_g S}{2.0} (1 + 1.5 \cdot 0.936) = 1.202 a_g S$$

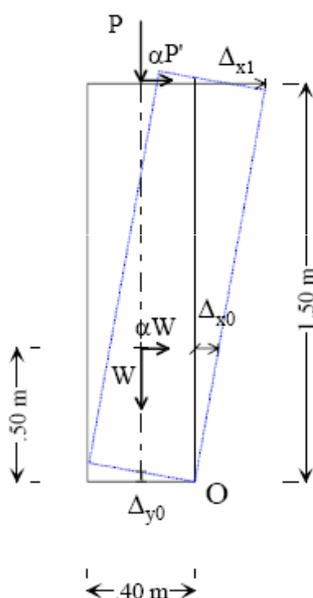
A verificação é satisfeita se:

$$a_g S \leq a_0^* / 1.202 = 1.641 \text{ m/s}^2 = 0.167g$$



## Método cinemático

### Exemplo 1 – Mecanismo de derrubamento do frontão



Verificação através do espectro de capacidade (ELU)

A relação estática  $a-D_{x1}$  ( $a-d_k$ ) é determinada para deslocamentos diferentes de zero. Todas as forças são proporcionais aos pesos, no entanto, a relação  $a-d_k$  pode ser assumida linear:

$$\alpha = \alpha_0 (1 - d_k / d_{k,0})$$

O deslocamento  $d_{k0}$  é determinado para  $\alpha=0$

$$W \cdot (0.2 - \Delta_{x0}) - P \cdot (0.2 - \Delta_{x1}) = 0$$

$$W \cdot (0.2 - \Delta_{x1} / 3) - P \cdot (0.2 - \Delta_{x1}) = 0$$

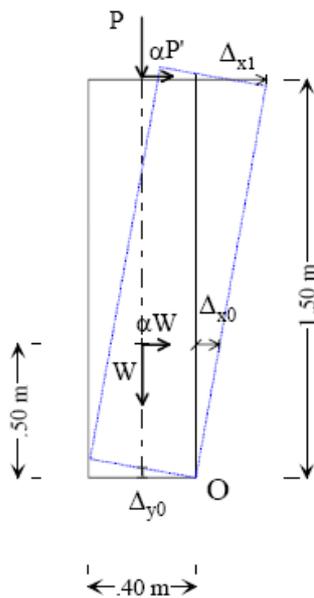
$$\Delta_{x1,0} = d_{k,0} = \frac{W \cdot 0.2 + P \cdot 0.2}{W / 3 + P} = 0.326 \text{ m}$$



## Método cinemático

### Exemplo 1 – Mecanismo de derrubamento do frontão

Determinação do deslocamento do sistema de 1GL equivalente



$$d^* = d_k \frac{\sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{x,i}}{\delta_{x,k} \sum_{i=1}^{n+m} P_i} = d_k \frac{P' \cdot 1 + W \cdot 0.333}{1 \cdot (P' + W)} = 0.68 \cdot d_k$$

$$d_0^* = 0.68 \cdot d_{k,0} = 0.222 \text{ m}$$

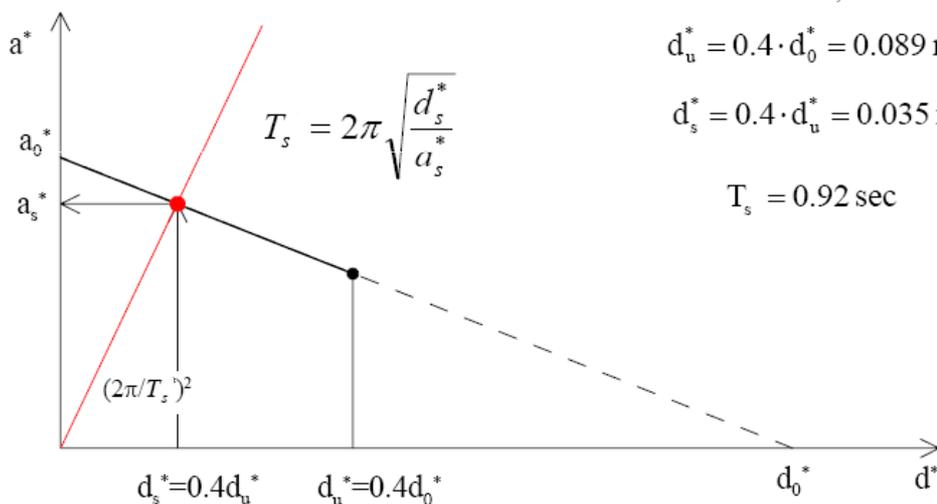
$$d_u^* = 0.4 \cdot d_0^* = 0.089 \text{ m}$$

$$d_s^* = 0.4 \cdot d_u^* = 0.035 \text{ m}$$



## Método cinemático

### Exemplo 1 – Mecanismo de derrubamento



$$d_0^* = 0.68 \cdot d_{k,0} = 0.222 \text{ m}$$

$$d_u^* = 0.4 \cdot d_0^* = 0.089 \text{ m}$$

$$d_s^* = 0.4 \cdot d_u^* = 0.035 \text{ m}$$

$$T_s = 0.92 \text{ sec}$$



## Método cinemático

### Exemplo 1 – Mecanismo de derrubamento do frontão

Assumindo que o período fundamental do edifício é igual a 0.2 s ( $T_1 = 0.2$  s):

$$T_s = 0.92 > 1.5 T_1 = 0.3s$$

Assim, assumindo por exemplo  $a_g S = 0.2g = 1.962 \text{ m/s}^2$ , a exigência em deslocamento é igual:

$$\Delta(T_s) = a_g S \cdot 1.5 \cdot \frac{T_1 T_s}{4\pi^2} \left( 1.9 + 2.4 \frac{Z}{H} \right) = 0.071 \text{ m} < 0.089 \text{ m} = d_u^*$$



## Método cinemático

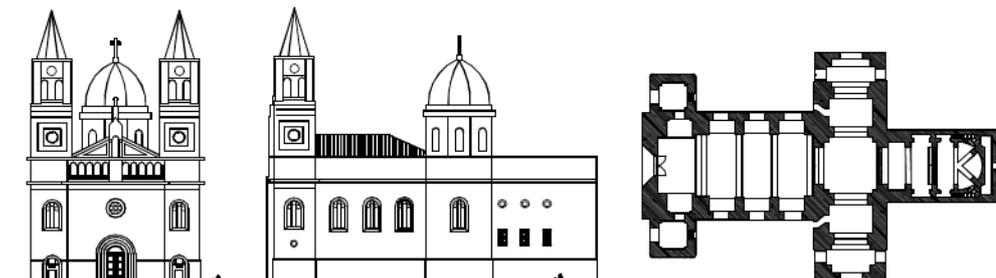
### Exemplo 2 – Santuário de São Torcato



Localização: Guimarães

Estilo: híbrido, com elementos clássicos, góticos, renascentistas e românticos

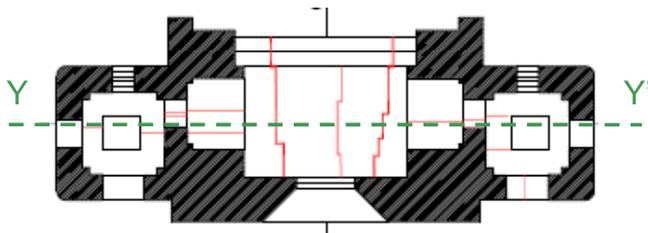
Material: cantaria de pedra de granito



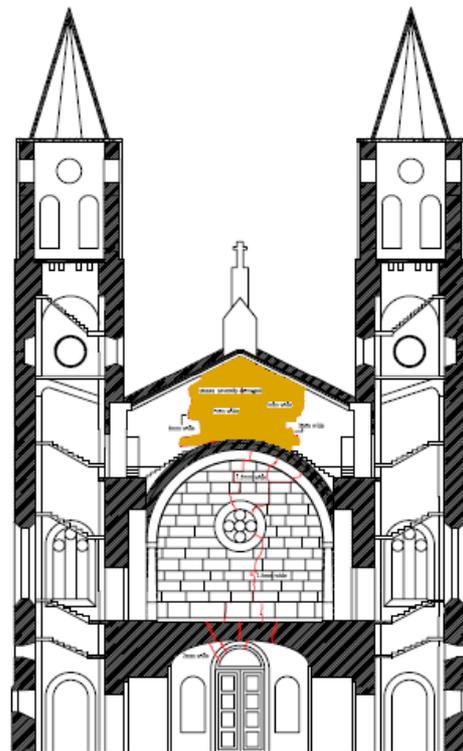
## Método cinemático

### Exemplo 2 – Santuário de São Torcato

- ❑ Padrão de fendilhação



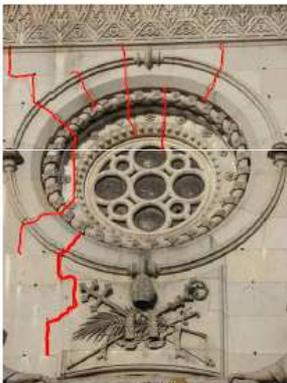
Corte YY'



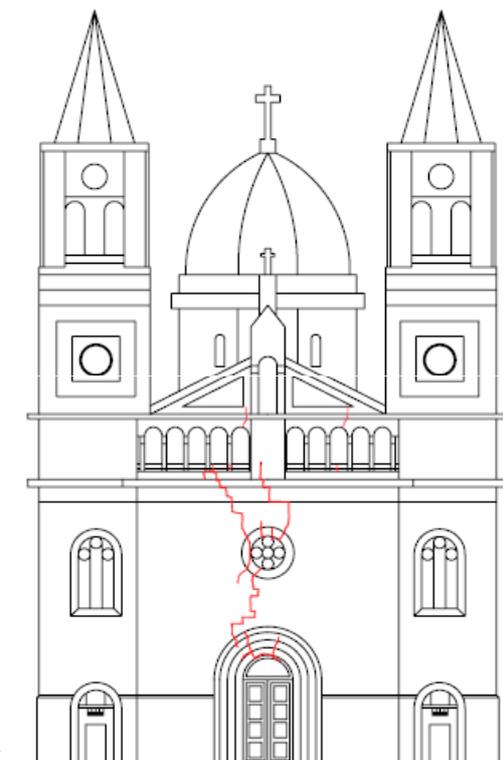
## Método cinemático

### Exemplo 2 – Santuário de São Torcato

- ❑ Padrão de fendilhação



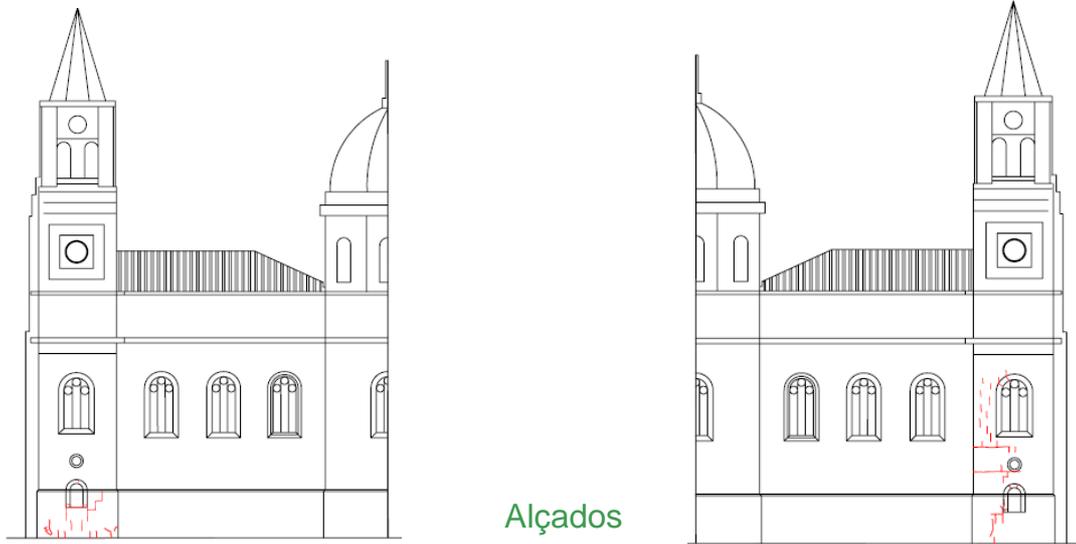
Fachada principal



## Método cinemático

### Exemplo 2 – Santuário de São Torcato

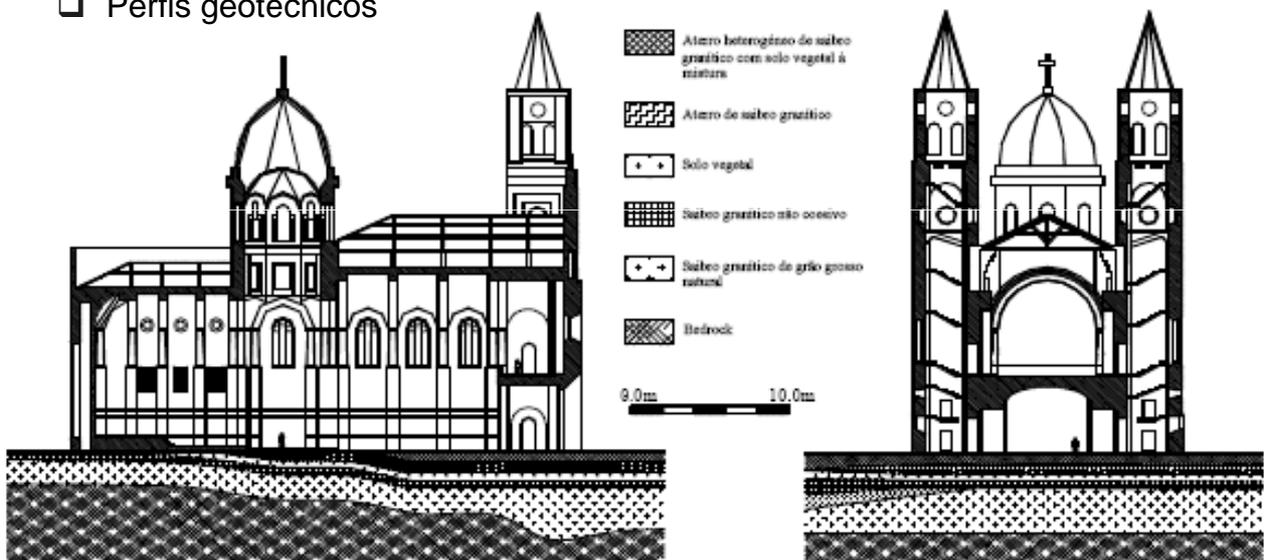
Padrão de fendilhação



## Método cinemático

### Exemplo 2 – Santuário de São Torcato

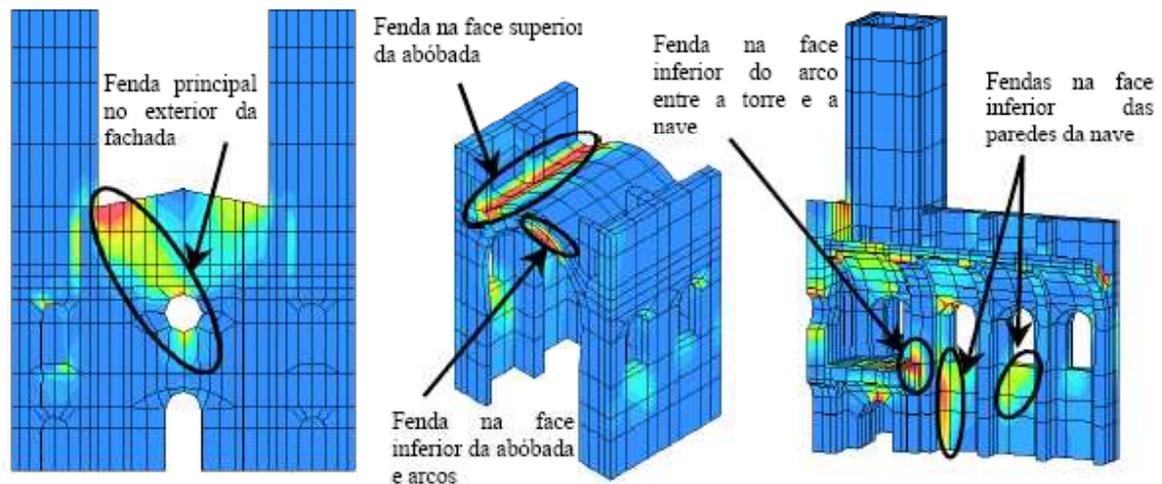
Perfis geotécnicos



## Método cinemático

### Exemplo 2 – Santuário de São Torcato

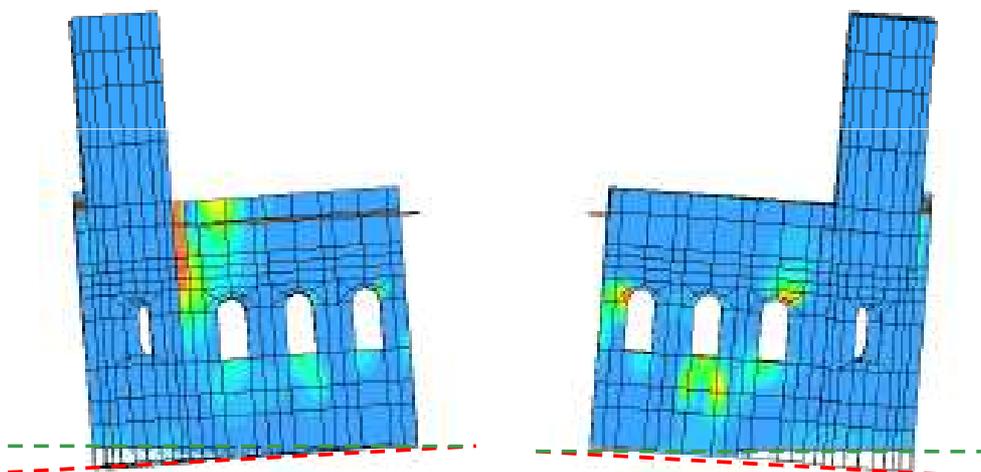
#### Modelo de Elementos Finitos



## Método cinemático

### Exemplo 2 – Santuário de São Torcato

#### Interação solo-estrutura

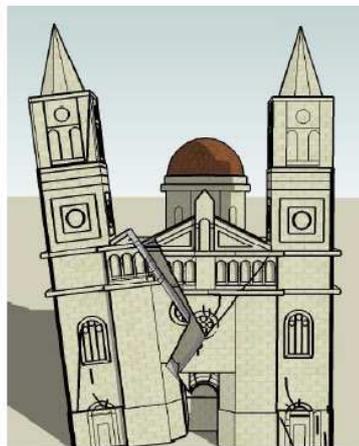
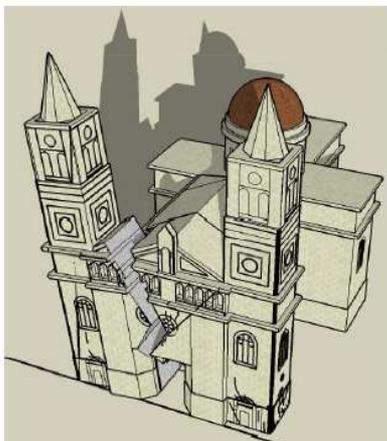


## Método cinemático

### Exemplo 2 – Santuário de São Torcato

- Com recurso na inspeção e diagnóstico da estrutura, quatro mecanismos de colapso foram estudados

#### Mecanismo 1 – Mecanismo de derrubamento da torre esquerda

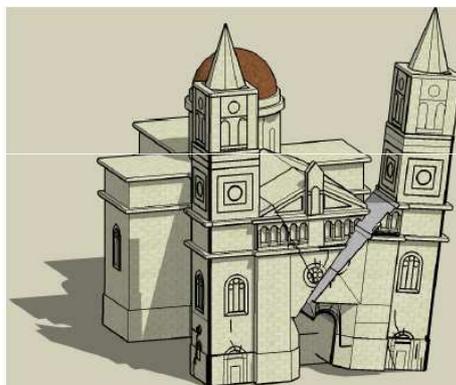
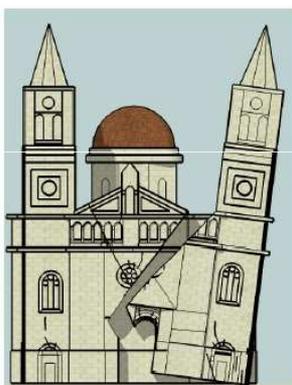


	$\alpha_0$	0.186
	$M^*$	4343.7 KN
	$e^*$	0.947 m/s <sup>2</sup>
Capacidade	$a_0^*$	0.197 g
Exigência	$a_0^*$	0.063 g
Factor de segurança		3.13

## Método cinemático

### Exemplo 2 – Santuário de São Torcato

#### Mecanismo 2 – Mecanismo de derrubamento da torre direita

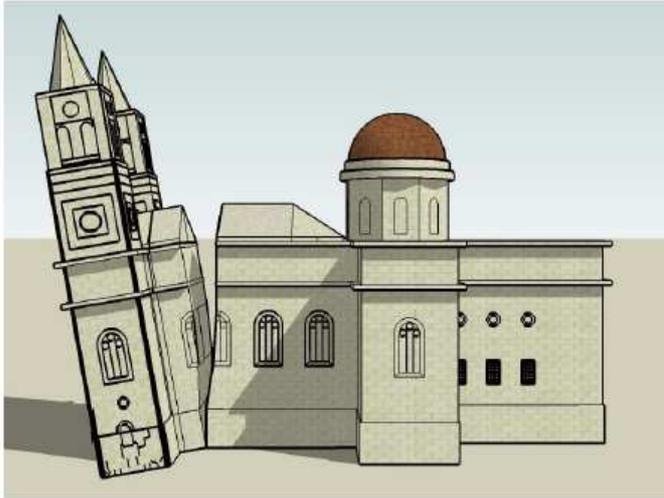


	$\alpha_0$	0.184
	$M^*$	4254.5 KN
	$e^*$	0.953 m/s <sup>2</sup>
Capacidade	$a_0^*$	0.193 g
Exigência	$a_0^*$	0.086 g
Factor de segurança		2.24

## Método cinemático

### Exemplo 2 – Santuário de São Torcato

#### Mecanismo 3 – Mecanismo de derrubamento total da fachada



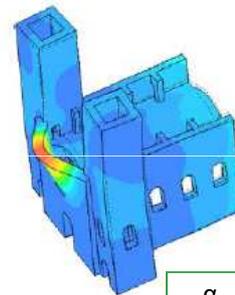
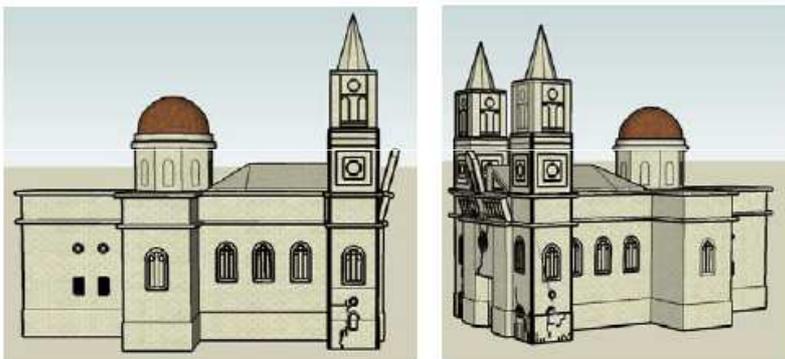
	$\alpha_0$	0.164
	$M^*$	8830.1 KN
	$e^*$	0.968 m/s <sup>2</sup>
Capacidade	$a_0^*$	0.169 g
Exigência	$a_0^*$	0.087 g
Factor de segurança		1.94



## Método cinemático

### Exemplo 2 – Santuário de São Torcato

#### Mecanismo 4 – Mecanismo local da fachada

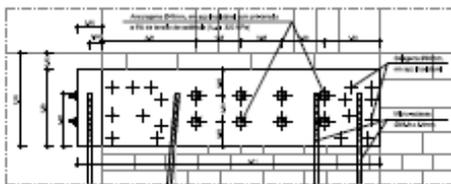
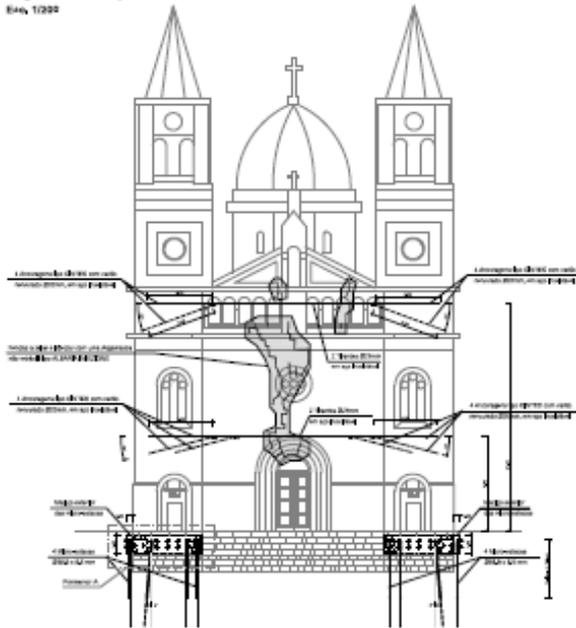


	$\alpha_0$	0.205
	$M^*$	339.1 KN
	$e^*$	0.982 m/s <sup>2</sup>
Capacidade	$a_0^*$	0.208 g
Exigência	$a_0^*$	0.123 g
Factor de segurança		1.69



**Alçado Principal**

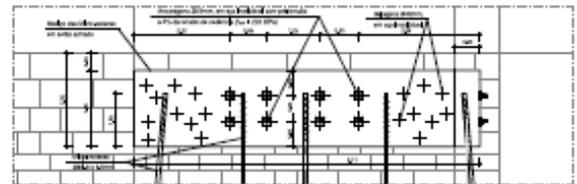
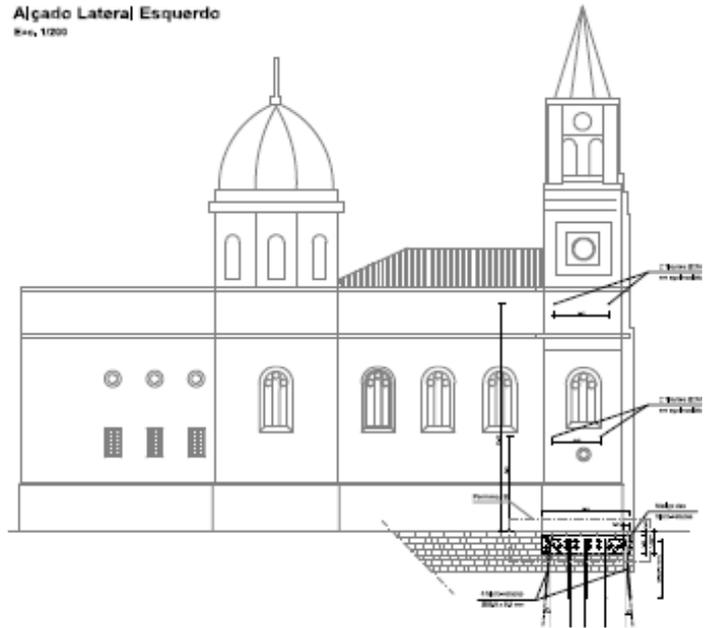
Elev. 1/200



**Pormenor A**  
Elev. 1/50

**Alçado Lateral Esquerdo**

Elev. 1/200



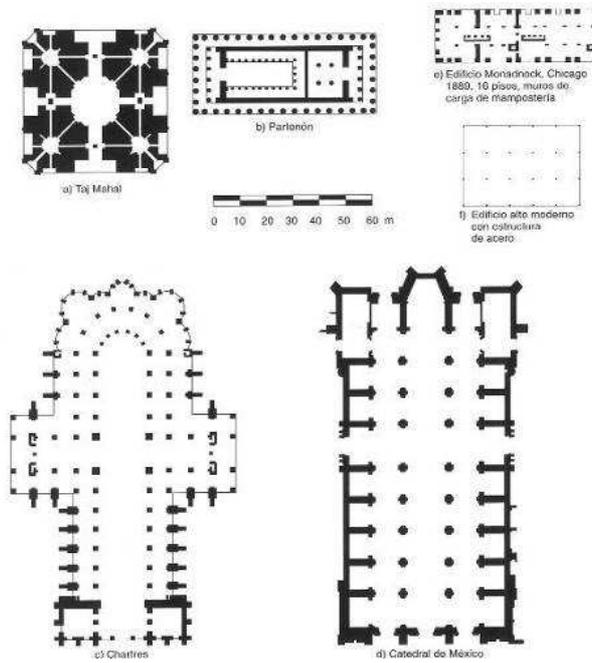
**Pormenor B**  
Elev. 1/50

Indicadores  
simples sobre  
desempenho  
sísmico

isise



## Base: Indicadores expeditos para uso à escala territorial



Diferentes arranjos estruturais

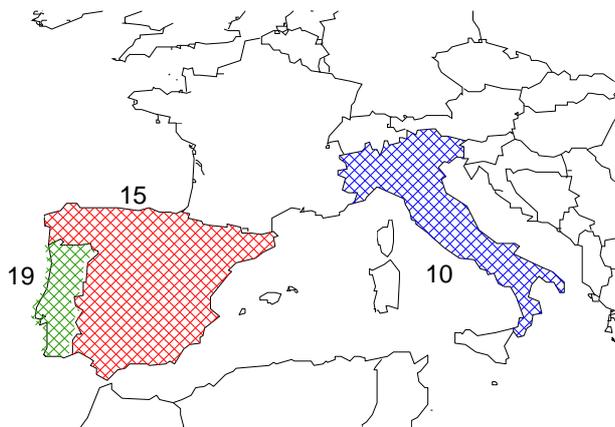


Institute for Sustainability and Innovation in Structural Engineering

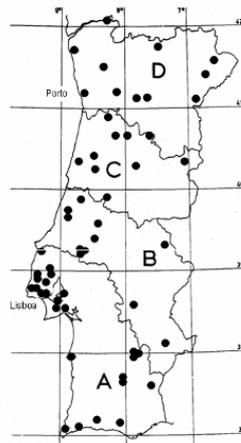


Universidade do Minho

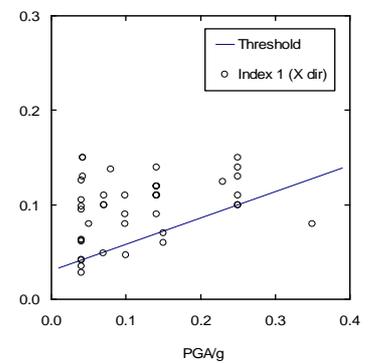
## Base: Indicadores expeditos para uso à escala territorial



Amostra europeia com 44 monumentos



Amostra portuguesa com 55 monumentos



Resultados



Institute for Sustainability and Innovation in Structural Engineering



Universidade do Minho

## Indicador 1: Área em Planta

- ❑ Este indicador fornece a relação entre as paredes resistentes em cada direcção e a área total das construções. Adoptam-se apenas as paredes com uma espessura superior a 0.35 m como resistentes e um rácio entre a altura e largura inferior a nove.

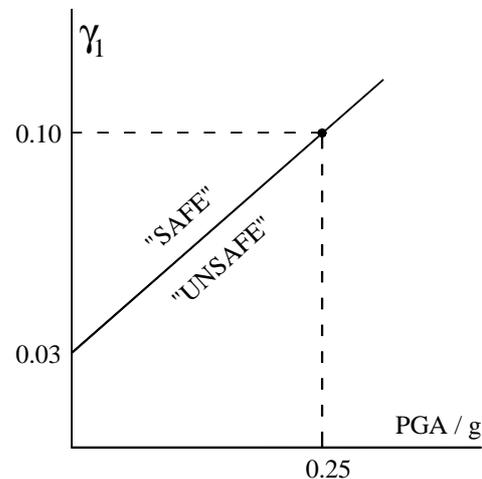
- ❑ O indicador é dado por

$$\gamma_{1,i} = A_{wi} / S$$

em que  $A_{wi}$  é a área no plano das paredes resistentes na direcção "i" e S é a área no plano da construção.

- ❑ O valor recomendado para definir a necessidade de estudos mais avançados:

$$\gamma_{1,i} < 0.03 + 0.28 \text{ PGA} / g$$



## Indicador 2: Rácio Entre o Peso e a Área em Planta

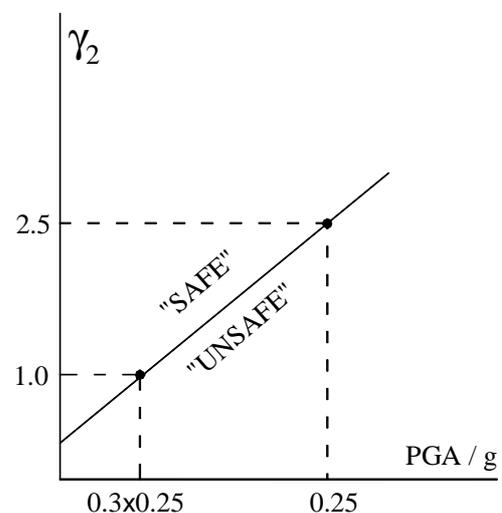
- ❑ O indicador é dado por

$$\gamma_{2,i} = A_{wi} / G$$

em que G é a acção vertical quase permanente

- ❑ Este indicador representa a área por unidade de peso, pelo que inclui a altura (ou massa). Uma desvantagem é que o indicador é dimensional
- ❑ O valor recomendado para definir a necessidade de estudos mais avançados:

$$\gamma_{2,i} < 0.35 + 8.5 \text{ PGA} / g \text{ [m}^2/\text{MN]}$$



### Indicador 3: Rácio do Corte Basal

- ❑ O corte basal  $V_{Sd}$  pode ser estimado através de uma análise estática equivalente ( $\beta \cdot G$ ), onde  $\beta$  é um coeficiente estático equivalente relacionado com aceleração de cálculo

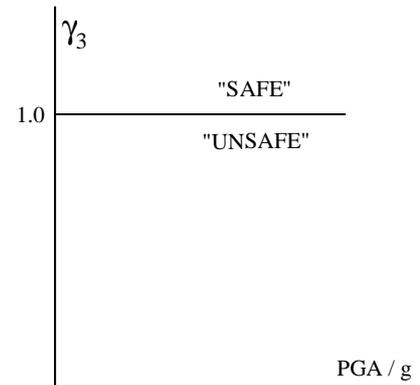
- ❑ O indicador é dado por

$$\gamma_{3,i} = V_{Rd,i} / V_{Sd} = A_{wi} / A_w \times [\tan\phi + f_{vk0} / (\gamma \times h)] / \beta$$

em que  $A_w$  é a área total no plano das paredes,  $h$  é a altura média da construção,  $\gamma$  é o peso específico,  $\phi$  é o ângulo de atrito (0.4) e  $f_{vk0}$  é a coesão (0.05N/mm<sup>2</sup>)

- ❑ O valor recomendado para definir a necessidade de estudos mais avançados:

$$\gamma_{3,i} < 1.0$$



## Conclusões

isise



## Conclusões

- ❑ Os métodos de avaliação de segurança com recurso à análise não-linear são provavelmente os mais adequados no caso de estruturas existentes
- ❑ No caso das estruturas de alvenaria, o comportamento não-linear é ainda mais relevante, uma vez que a sua resistência à tracção é muito baixa. Os métodos baseados no comportamento linear (método “estático” e a análise por sobreposição modal) são de uso discutível
- ❑ Apresentaram-se métodos que se entendem adequados para a análise, avaliação de segurança e reforço de estruturas de alvenaria, na presença e na ausência de diafragmas rígidos
- ❑ Apresentaram-se ainda indicadores simples para uma primeira análise de uma construção, ou para uma análise à escala territorial

