



INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA

Área Departamental de Engenharia Civil

**Projecto de reforço de um edifício de habitação  
com planta em forma de "L", do tipo "placa" de  
médio porte**

JOANA SOFIA MATIAS RESINA DE ALMEIDA

(Licenciada em Engenharia Civil)

Trabalho Final de Mestrado para obtenção do grau de Mestre  
em Engenharia Civil

Orientador:

Doutora Paula Raquel Pires da Cunha Lamego

Júri:

Presidente: Mestre Cristina Ferreira Xavier Brito Machado

Vogais:

Mestre João Carlos dos Santos Barata

Doutora Paula Raquel Pires da Cunha Lamego

**Janeiro 2017**

Projecto de reforço de um edifício de habitação com planta em forma de "L",  
do tipo "placa" de médio porte

## **AGRADECIMENTOS**

Gostaria de agradecer à Doutora Paula Lamego por toda a atenção e dedicação dada durante a execução deste trabalho.

À S.T.A. DATA pelo fornecimento do programa de cálculo automático de estruturas 3Muri e respectiva licença de utilização para que fosse possível o desenvolvimento de todos os modelos de análise realizados ao longo do trabalho.

À equipa da ARA por todo o conhecimento, companheirismo e amizade que permitiu a minha evolução profissional e pessoal.

A todos os meus amigos e colegas de curso que me acompanharam em todo o meu percurso académico.

Ao Renato por toda a ajuda ao longo deste trabalho e pelo companheirismo, amizade e carinho ao longo de todos os anos.

Às minhas irmãs, Telma e Beatriz, e à minha Avó por me apoiarem em todas as minhas decisões e me aconselharem da melhor maneira.

À minha Mãe que me proporcionou toda a minha formação pessoal e académica. A ela tudo devo.

Projecto de reforço de um edifício de habitação com planta em forma de "L",  
do tipo "placa" de médio porte

## RESUMO

Nas últimas décadas, tem sido reforçado o estudo do comportamento estrutural de edifícios novos e de edifícios existentes quando sujeitos à acção sísmica, sendo este facto demonstrado com a evolução regulamentar ao nível da Engenharia Civil. Pela sua localização geográfica, Portugal é caracterizado pelo risco de ocorrência de sismos de intensidade considerável. Considerando que uma parte do edificado nacional foi projectado segundo regulamentos que não previam as acções sísmicas, torna-se indispensável em termos de prevenção a verificação de que as estruturas existentes garantem a segurança para as novas exigências regulamentares e normativas.

Neste trabalho é desenvolvido um projecto de reforço estrutural de um edifício existente, do tipo "placa", anterior à aplicação de exigências sísmicas.

O estudo é iniciado com a avaliação da segurança do edifício, que inclui a análise da vulnerabilidade sísmica do mesmo, comparando a sua capacidade resistente com o seu comportamento face à acção sísmica. Este estudo resulta de uma análise estática não linear ou *pushover* realizada pelo programa 3Muri (S.T.A. DATA, 2015b).

Verificada a necessidade de intervenção ao nível estrutural do edifício, são estudadas soluções correntes de reforço, com o objectivo de reduzir a vulnerabilidade sísmica e, conseqüentemente, melhorar o desempenho sísmico do edifício. Para as várias soluções de reforço, é verificada a sua viabilidade técnica, resultante das respectivas análises sísmicas efectuadas.

São determinados os custos envolvidos para a execução dos reforços, bem como a redução das previsões de perdas materiais e humanas face à ocorrência de um sismo, comparativamente aos valores obtidos para o edifício não reforçado. A solução de reforço verificada como a mais viável ao nível técnico e económico, é alvo de pormenorização ao nível das peças desenhadas, constituindo assim o projecto de reforço estrutural do edifício.

De uma forma geral, pretende-se com este projecto avaliar o benefício da introdução de reforços estruturais, através da aplicação de um processo de análise da segurança estrutural e da viabilidade técnica e económica, bem como elaborar o projecto de execução de reforço de um edifício de habitação construído antes de 1983.

**Palavras-chave:** Desempenho sísmico; Dano sísmico; Projecto reforço; Reforço estrutural; Vulnerabilidade sísmica; Viabilidade económica.

Projecto de reforço de um edifício de habitação com planta em forma de "L",  
do tipo "placa" de médio porte

## ABSTRACT

The study of new and existing buildings structural behaviour when exposed to seismic actions, has been improved during the last decades, according to the developments in civil engineering regulations.

Due to its location, Portugal is considered to have a significant earthquake risk. Some of the buildings in Portugal were built without any regulation that contemplate the seismic actions, so it became crucial in terms of a prevention that the existing buildings need to ensure safety according to the new regulation and normative requirements.

In this thesis, it was developed a structural reinforcement project for an existing building, which was designed before seismic requirements were regulated.

This study begins with the building safety evaluation that includes the seismic vulnerability analysis by comparing the bearing capacity with the seismic behaviour. The study comes as a result of a nonlinear static analysis, also known as pushover, performed by 3Muri software (S.T.A. DATA, 2015b).

After verifying the need for structural intervention, the common reinforcement solutions were studied in order to reduce vulnerability and improve the seismic performance. For those solutions it was verified the technical viability in accordance with the seismic analysis performed.

The execution costs of the reinforcement solutions were also studied as well as the decrease of material and human losses associated with the occurrence of an earthquake. So it is possible to compare this indicators with the ones from the existing building without any applied reinforcement. The solution with the best technical and economic viability is validated and detailed in technical drawings.

In general, this projects purpose is to assess some possible solutions of structural reinforcement (through a process that considers structural safety analysis and technical and economic viability) and to elaborate the project of reinforcement of a residential building built before 1983.

**Key-words:** Seismic behaviour; Seismic damage; Reinforcement project; Structural reinforcement; Seismic vulnerability; Economic viability.

Projecto de reforço de um edifício de habitação com planta em forma de "L",  
do tipo "placa" de médio porte

## ÍNDICE

1	INTRODUÇÃO .....	1
1.1	Enquadramento .....	1
1.1.1.	Acção sísmica em Portugal .....	1
1.1.2.	Tipologias construtivas em Portugal Continental .....	3
1.1.3.	Caracterização e comportamento do edifício em estudo .....	4
1.2	Objetivos do trabalho .....	6
1.3	Metodologia adoptada.....	7
2	MEMÓRIA DESCRITIVA E JUSTIFICATIVA.....	9
2.1	Descrição do edifício.....	9
2.2	Modelação do edifício .....	19
2.3	Verificação da segurança.....	23
2.3.1	Enquadramento e metodologia adoptada .....	23
2.3.2	Curvas de Capacidade .....	24
2.3.3	Espectros de Capacidade.....	26
2.3.4	Curvas de Fragilidade.....	27
2.3.5	Desempenho sísmico .....	30
2.3.6	Valor característico e custo de reparação do dano sísmico .....	34
2.3.7	Custo de reposição do recheio .....	35
2.3.8	Custo das perdas humanas .....	36
2.3.9	Análise da vulnerabilidade sísmica do edifício e tratamento de resultados	38
2.3.10	Análise do desempenho sísmico do edifício .....	45
2.3.11	Custo de reparação do dano sísmico do edifício não reforçado.....	49
2.3.12	Conclusões.....	50
2.4	Proposta de soluções para reforço estrutural.....	51
2.4.1	Enquadramento e metodologia adoptada .....	51
2.4.2	Análise dos danos da estrutura antes do reforço .....	52
2.4.3	Soluções de reforço adoptadas .....	57

Projecto de reforço de um edifício de habitação com planta em forma de "L",  
do tipo "placa" de médio porte

2.4.4	Reforço com reboco armado .....	59
2.4.5	Alteração do vão de entrada do edifício.....	78
2.4.6	Encamisamento de vigas de betão armado .....	85
2.4.7	Reforço com soluções conjuntas .....	89
2.4.8	Análise da viabilidade dos reforços.....	94
2.4.9	Conclusões.....	96
3	BREVE DESCRIÇÃO DAS PEÇAS DESENHADAS .....	100
4	CONCLUSÕES E PERSPECTIVAS FUTURAS.....	102
5	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	106
<u>ANEXOS:</u>		
ANEXO I	- Mapa de armaduras das vigas do edifício .....	112
ANEXO II	- Elementos característicos da vulnerabilidade e desempenho sísmico das soluções de reforço.....	114
II.1	Aplicação de reboco armado num alinhamento de paredes interiores .....	115
II.2	Aplicação de reboco armado em dois alinhamentos de paredes interiores ..	118
II.3	Aplicação de reboco armado em paredes exteriores de fachada .....	121
II.4	Aplicação de reboco armado na caixa dos elevadores.....	124
II.5	Aplicação de reboco armado nas paredes interiores e na caixa dos elevadores .....	127
II.6	Diminuição do vão de entrada do edifício.....	130
II.7	Encamisamento de vigas de betão armado .....	133
II.8	Aplicação de reboco armado em paredes interiores e diminuição do vão de entrada.....	136
II.9	Aplicação de reboco armado na caixa dos elevadores e paredes interiores e encamisamento de vigas com betão armado.....	139
ANEXO III	- Fichas de custos unitários .....	142
III.1	Ficha de custo unitário FC1 : Picagem manual de reboco de cal existente ..	143
III.2	Ficha de custo unitário FC2 : Limpeza da superfície com recurso a jacto de água .....	144

Projecto de reforço de um edifício de habitação com planta em forma de "L",  
do tipo "placa" de médio porte

III.3	Ficha de custo unitário FC3 : Execução de reboco armado com 0,05m de espessura.....	145
III.4	Ficha de custo unitário FC4 : Execução pregagens em varão $\phi$ 12mm em aço inoxidável, por meio mecânico.....	146
III.5	Ficha de custo unitário FC5 : Picagem manual de betão existente .....	147
III.6	Ficha de custo unitário FC6 : Limpeza da superfície de betão com jacto de areia .....	148
III.7	Ficha de custo unitário FC7 : Limpeza e preparação de superfície metálica	149
III.8	Ficha de custo unitário FC8 : Aplicação da chapa metálica $e=2\text{mm}$ , incluindo colagem com resina epoxy .....	150
III.9	Ficha de custo unitário FC9 : Escoramento.....	151
III.10	Fichas de custo unitário FC10.1 e FC10.2: Fornecimento e aplicação de armadura A500NR.....	152
III.11	Ficha de custo unitário FC11 : Cofragem tradicional melhorada em madeira de pinho, incluindo descofragem .....	154
III.12	Fichas de custo unitário FC12.1 e FC12.2 : Fornecimento e aplicação de betão C25/30.....	155
III.13	Ficha de custo unitário FC13 : Fornecimento e aplicação de chumbadouros em varão $\phi$ 16mm em aço inoxidável, incluindo furação e preenchimento com argamassa não retráctil .....	157
III.14	Ficha de custo unitário FC14 : Aplicação de cantoneiras, incluindo colagem com resina epoxy .....	158
III.15	Ficha de custo unitário FC15 : Fornecimento e aplicação de chumbadouros em varão $\phi$ 12mm em aço inoxidável, incluindo furação e preenchimento com argamassa não retráctil .....	159
ANEXO IV	- Peças Desenhadas .....	161

Projecto de reforço de um edifício de habitação com planta em forma de "L",  
do tipo "placa" de médio porte

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 - Divisão das zonas sísmicas nos regulamentos R.S.C.S. (1958) e R.S.E.P. (1961) (Appleton, 2008).....	2
Figura 1.2 - Divisão das zonas sísmicas no regulamento R.S.A (RSA, 1983).....	2
Figura 1.3 - Divisão das zonas sísmicas no EC8 - sismos tipo 1 e tipo 2 (IPQ, 2010)...	3
Figura 1.4 - Deformação lateral das paredes sem e com a consideração das lajes como diafragma rígido no plano horizontal (LNEC(a), 2016).....	5
Figura 2.1 - Plano de Urbanização da Zona Sul da Av. Alferes Malheiro - Localização das células (Arquivo da Câmara Municipal de Lisboa, 1945).....	10
Figura 2.2 - Localização das células no Bairro de Alvalade (Lamego, 2014); Localização do edifício na Célula 6.....	10
Figura 2.3 - Alçado principal - Avenida do Brasil.....	11
Figura 2.4 - Alçado lateral - Avenida Rio de Janeiro.....	11
Figura 2.5 - Alçado tardoz A.....	11
Figura 2.6 - Alçado tardoz B.....	12
Figura 2.7 - Planta de arquitectura da Cave (Piso Térreo).....	13
Figura 2.8 - Planta de arquitectura do R/C (Piso 1).....	13
Figura 2.9 - Planta de arquitectura dos restantes andares.....	14
Figura 2.10- Planta de arquitectura da cobertura.....	14
Figura 2.11- Planta de fundações.....	16
Figura 2.12 - Planta de estabilidade da Cave (Piso Térreo).....	17
Figura 2.13 - Planta de estabilidade do R/C (Piso 1).....	17
Figura 2.14 - Planta de estabilidade do 1º andar (Piso 2).....	18
Figura 2.15 - Planta de estabilidade dos restantes pisos.....	18
Figura 2.16 -Divisão do elemento "wall" em macro-elementos (S.T.A. DATA, 2015a) 19	
Figura 2.17 - Modelo do edifício: (a) Vista dos alçados principais e lateral; (b) Vista dos alçados tardoz; (c) Cave; (d) R/C; (e) Pisos 1 e 2; (f) Pisos 3 e 4.....	20
Figura 2.18 - Exemplo da secção do pilar do tipo P1, na Cave e R/C, 1º andar, 2º andar e 3º e 4º andar.....	22

Projecto de reforço de um edifício de habitação com planta em forma de "L",  
do tipo "placa" de médio porte

Figura 2.19 - Curva de capacidade: Comportamento elasto-fendilhado-plástico (Lamego, 2014) .....	25
Figura 2.20 - Curva de capacidade (linha preta) e respectiva curva bilinear (linha vermelha).....	26
Figura 2.21 - Exemplo de um espectro de capacidade .....	27
Figura 2.22 - Exemplo de curvas de fragilidade .....	29
Figura 2.23 - Exemplo de determinação das probabilidades de excedência de cada estado de dano .....	34
Figura 2.24 - Curvas de capacidade bilineares do edifício: X+, X-, Y+ e Y- .....	39
Figura 2.25 - Espectros de capacidade do edifício: X+, X-, Y+ e Y- .....	42
Figura 2.26 - Curvas de fragilidade do edifício: (a) Direcção X <sup>+</sup> ; (b) Direcção X <sup>-</sup> ; (c) Direcção Y <sup>+</sup> ; (d) Direcção Y <sup>-</sup> .....	45
Figura 2.27 - Danos totais para a direcção X <sup>-</sup> : (a) Vista do alçado principal e lateral; (b) Vista dos alçados tardoz; (c) Cave; (d) R/C; (e) Piso 1; (f) Piso 2; (g) Piso 3; (h) Piso 4 .....	54
Figura 2.28 - Estado de dano completo ou colapso para a direcção X <sup>-</sup> : (a) Vista do alçado principal e lateral; (b) Vista dos alçados tardoz.....	55
Figura 2.29 - Estado de dano plástico para a direcção X <sup>-</sup> : (a) Vista do alçado principal e lateral; (b) Vista dos alçados tardoz .....	56
Figura 2.30 - Aplicação de reforço num alinhamento de paredes interiores: (a) Modelo geral; (b) Paredes interiores de tijolo cerâmico maciço da Cave ao Piso 2 (roxo); (c) Paredes interiores de tijolo cerâmico furado dos Pisos 3 e 4 (azul) .....	60
Figura 2.31 - Espectro de capacidade do edifício não reforçado.....	61
Figura 2.32 - Espectro de capacidade do edifício com aplicação do reboco armado em ambas as faces das paredes de um alinhamento interior .....	61
Figura 2.33 - Curvas de fragilidade do edifício reforçado para a Direcção X <sup>-</sup> .....	64
Figura 2.34- Aplicação de reforço em dois alinhamentos de paredes interiores: (a) Modelo geral; (b) Paredes interiores de tijolo cerâmico maciço da Cave ao Piso 2 (roxo); (c) Paredes interiores de tijolo cerâmico furado dos Pisos 3 e 4 (azul) .....	67
Figura 2.35 - Espectro de capacidade do edifício não reforçado.....	68

Projecto de reforço de um edifício de habitação com planta em forma de "L",  
do tipo "placa" de médio porte

Figura 2.36 - Espectro de capacidade do edifício com aplicação do reboco armado em ambas as faces das paredes de dois alinhamentos interiores .....	68
Figura 2.37 - Aplicação de reforço nas paredes exteriores de fachada (a azul): (a) Vista do alçado principal e lateral; (b) Vista dos alçados tardoz.....	70
Figura 2.38 - Espectro de capacidade do edifício não reforçado.....	71
Figura 2.39 - Espectro de capacidade do edifício com aplicação do reboco armado na face exterior das paredes de fachada .....	71
Figura 2.40 - Aplicação de reforço na caixa dos elevadores: (a) Modelo geral; (b) Paredes interiores de tijolo cerâmico maciço da Cave ao Piso 2 (roxo); (c) Paredes interiores de tijolo cerâmico furado dos Pisos 3 e 4 (azul) .....	74
Figura 2.41 - Espectro de capacidade do edifício não reforçado.....	74
Figura 2.42 - Espectro de capacidade do edifício com introdução de reboco armado em ambas as faces das paredes das caixas dos elevadores e adjacentes.....	74
Figura 2.43 - Espectro de capacidade do edifício não reforçado.....	77
Figura 2.44 - Espectro de capacidade do edifício com introdução de reboco armado em ambas as faces das paredes em dois alinhamentos interiores e das caixas dos elevadores e adjacentes .....	77
Figura 2.45 - Identificação do vão diminuir no piso térreo (a azul) .....	79
Figura 2.46 - Espectro de capacidade do edifício não reforçado.....	79
Figura 2.47 - Espectro de capacidade do edifício com execução da diminuição do vão de entrada .....	79
Figura 2.48 - Localização das vigas V9, V4, V6 e V5 a reforçar no tecto da Cave .....	86
Figura 2.49 - Localização das vigas V9, V6 e V5 a reforçar no tecto dos restantes pisos .....	86
Figura 2.50 - Espectro de capacidade do edifício não reforçado.....	86
Figura 2.51 - Espectro de capacidade do edifício com encamisamento em betão das vigas V4, V5, V6 e V9 .....	86
Figura 2.52 - Espectro de capacidade do edifício não reforçado.....	90
Figura 2.53 - Espectro de capacidade do edifício com introdução de reboco armado em ambas as faces das paredes de dois alinhamentos interiores e diminuição do vão de entrada .....	90

Projecto de reforço de um edifício de habitação com planta em forma de "L",  
do tipo "placa" de médio porte

Figura 2.54 - Espectro de capacidade do edifício não reforçado.....	92
Figura 2.55 - Espectro de capacidade do edifício com introdução de reboco armado em ambas as faces das paredes em dois alinhamentos interiores e das caixas dos elevadores e encamisamento em betão das vigas V4, V5, V6 e V9.....	92

## ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1 - Propriedades mecânicas das paredes de alvenaria de tijolo cerâmico....	21
Tabela 2.2 - Propriedades mecânicas dos elementos em betão armado .....	21
Tabela 2.3 - Carregamento vertical sobre os pavimentos .....	23
Tabela 2.4- Estado de danos para um edifício de habitação do tipo "placa" (Lamego, 2014) .....	28
Tabela 2.5 - Níveis de severidade dos ferimentos (FEMA, 2003) .....	36
Tabela 2.6 - Custo de cada nível de ferimentos .....	37
Tabela 2.7 - Distribuição da população de um edifício habitacional para os três cenários, dentro do mesmo (FEMA, 2003).....	37
Tabela 2.8 - Probabilidade de cada nível de gravidade dos ferimentos para cada estado de dano (FEMA, 2003) .....	38
Tabela 2.9 - Valores obtidos para as curvas de capacidade do edifício .....	39
Tabela 2.10 - Valores resultantes da análise modal e análise estática para a direção X do edifício .....	39
Tabela 2.11 - Valores resultantes da análise modal e análise estática para a direção Y do edifício .....	40
Tabela 2.12- Valores obtidos para os espectros de capacidade do edifício .....	41
Tabela 2.13 - Parâmetros de caracterização das curvas de fragilidade do edifício .....	42
Tabela 2.14 - Parâmetros para a definição dos espectros de resposta elástico para as acções sísmicas Tipo 1 e Tipo 2.....	46
Tabela 2.15 - Valores resultantes da análise modal e análise estática para a direção X do edifício para o cálculo de $\Gamma$ .....	47
Tabela 2.16 - Valores do deslocamento-alvo e verificação da condição $d_{alvo} \leq S_{du}$ .....	49
Tabela 2.17- Desempenho sísmico do reforço com aplicação de reboco armado num alinhamento de paredes interiores .....	61
Tabela 2.18 - Custo composto: Execução de reboco armado com 0,05m de espessura, em ambas as faces da parede com 0,15m de espessura .....	62
Tabela 2.19 - Custo composto: Execução de reboco armado com 0,05m de espessura, em ambas as faces da parede com 0,20m de espessura .....	63

Projecto de reforço de um edifício de habitação com planta em forma de "L",  
do tipo "placa" de médio porte

Tabela 2.20 - Custo composto: Execução de reboco armado com 0,05m de espessura, em ambas as faces da parede com 0,25m de espessura .....	63
Tabela 2.21 - Probabilidade de excedência do limite de estado de dano do edifício reforçado (Direção X <sub>1</sub> , sismo do tipo 1) .....	64
Tabela 2.22 - Número de ocupantes no interior do edifício para os dois cenários: noite e dia.....	65
Tabela 2.23 - Custo das perdas humanas para o edifício não reforçado e para o edifício reforçado com aplicação de reboco num alinhamento de paredes interiores, para ambos os cenários de ocorrência do sismo (noite e dia).....	66
Tabela 2.24 - Perdas totais para o edifício não reforçado e para o edifício reforçado com aplicação de reboco num alinhamento de paredes interiores.....	66
Tabela 2.25 - Desempenho sísmico do reforço com aplicação de reboco armado em dois alinhamentos de paredes interiores.....	68
Tabela 2.26 - Probabilidade de excedência do limite de estado de dano do edifício reforçado (Direção X <sub>1</sub> , sismo do tipo 1) .....	69
Tabela 2.27 - Perdas totais para o edifício não reforçado e para o edifício reforçado com aplicação de reboco em dois alinhamentos de paredes interiores.....	70
Tabela 2.28 - Desempenho sísmico do reforço com reboco armado nas paredes exteriores.....	71
Tabela 2.29 - Custo composto: Execução de reboco armado com 0,05m de espessura, numa das faces da parede de 0,35m de espessura.....	72
Tabela 2.30 - Probabilidade de excedência do limite de estado de dano do edifício reforçado (Direção X <sub>1</sub> , sismo do tipo 1) .....	73
Tabela 2.31 - Perdas totais para o edifício não reforçado e para o edifício reforçado com aplicação de reboco numa das faces das paredes de fachada .....	73
Tabela 2.32 - Desempenho sísmico do reforço com aplicação de reboco armado nas caixas dos elevadores .....	75
Tabela 2.33 - Probabilidade de excedência do limite de estado de dano do edifício reforçado (Direção X <sub>1</sub> , sismo do tipo 1) .....	76
Tabela 2.34 - Perdas totais para o edifício não reforçado e para o edifício reforçado com aplicação de reboco em ambas as faces das paredes dos elevadores .....	76

Projecto de reforço de um edifício de habitação com planta em forma de "L",  
do tipo "placa" de médio porte

Tabela 2.35 - Desempenho sísmico do reforço com aplicação de reboco armado nas paredes interiores e na caixa dos elevadores .....	77
Tabela 2.36 - Probabilidade de excedência do limite de estado de dano do edifício reforçado (Direção X <sub>1</sub> , sismo do tipo 1) .....	78
Tabela 2.37 - Perdas totais para o edifício não reforçado e para o edifício reforçado com aplicação de reboco armado nas paredes interiores e na caixa dos elevadores .....	78
Tabela 2.38 - Desempenho sísmico com a diminuição do vão de entrada.....	80
Tabela 2.39 - Custo composto: Reforço da viga através do encamisamento com chapas de aço .....	81
Tabela 2.40 - Custo composto: Execução de pilares em betão armado (2/3) .....	82
Tabela 2.41 - Custo composto: Execução de pilares em betão armado (1/3) .....	82
Tabela 2.42 - Custo composto: Ligação dos pilares em betão armado aos elementos em betão armado existentes.....	83
Tabela 2.43 - Probabilidade de excedência do limite de estado de dano do edifício reforçado (Direção X <sub>1</sub> , sismo do tipo 1) .....	84
Tabela 2.44 - Perdas totais para o edifício não reforçado e para o edifício reforçado com diminuição do vão de entrada do edifício .....	85
Tabela 2.45 - Desempenho sísmico do reforço com encamisamento com betão de vigas dos cantos .....	87
Tabela 2.46 - Custo de reforço do encamisamento de vigas em betão armado.....	87
Tabela 2.47 - Custo composto: Encamisamento de vigas com betão armado .....	88
Tabela 2.48 - Probabilidade de excedência do limite de estado de dano do edifício reforçado (Direção X <sub>1</sub> , sismo do tipo 1) .....	88
Tabela 2.49 Perdas totais para o edifício não reforçado e para o edifício reforçado com Encamisamento de vigas com betão armado encamisamento de vigas com betão armado .....	89
Tabela 2.50 - Desempenho sísmico do reforço com aplicação de reboco armado e diminuição do vão de entrada .....	90
Tabela 2.51 - Probabilidade de excedência do limite de estado de dano do edifício reforçado (Direção X <sub>1</sub> , sismo do tipo 1) .....	91

Projecto de reforço de um edifício de habitação com planta em forma de "L",  
do tipo "placa" de médio porte

Tabela 2.52 - Perdas totais para o edifício não reforçado e para o edifício reforçado com aplicação de reboco em dois alinhamentos de paredes interiores e diminuição do vão de entrada do edifício.....	91
Tabela 2.53 - Desempenho sísmico do reforço com aplicação de reboco armado nas paredes interiores e na caixa dos elevadores e encamisamento com betão de vigas dos cantos .....	93
Tabela 2.54 - Probabilidade de excedência do limite de estado de dano do edifício reforçado (Direção X, sismo do tipo 1) .....	93
Tabela 2.55 - Perdas totais: edifício não reforçado e edifício reforçado com aplicação de reboco em ambas as faces das paredes dos elevadores.....	94
Tabela 2.56 - Verificação da viabilidade técnica das soluções de reforço .....	94
Tabela 2.57 - Comparação entre o custo de reforço e a redução dos custos materiais e humanos.....	96

## LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

- ADRS** - Acceleration displacement response spectrum;
- ATC** - Applied Technology Council;
- EC1** - Eurocódigo 1;
- EC8** - Eurocódigo 8;
- FEMA** - Federal Emergency Management Agency;
- INE** - Instituto Nacional de Estatísticas;
- IPQ** - Instituto Português da Qualidade;
- LNEC** - Laboratório Nacional de Engenharia Civil;
- MDOF** - Multi degree of freedom system;
- RBA** - Regulamento do Betão Armado;
- REBAP** - Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado;
- RSA** - Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes;
- RSCS** - Regulamento de Segurança das Construções contra os Sismos;
- RSEP** - Regulamento de Solicitações em Edifícios e Pontes;
- SDOF** - Single degree of freedom system;
- TFM** - Trabalho Final de Mestrado.

Projecto de reforço de um edifício de habitação com planta em forma de "L",  
do tipo "placa" de médio porte

# 1 INTRODUÇÃO

O presente Trabalho Final de Mestrado é referente ao projeto de reforço de um edifício de habitação de tipologia de "placa", de médio porte, construído nos anos 50. Dado que esta data é anterior à entrada em vigor dos regulamentos estruturais modernos, pretende-se verificar a segurança do edifício existente e analisar as melhorias introduzidas por diversas soluções de reforço.

## 1.1 Enquadramento

### 1.1.1. Acção sísmica em Portugal

Um sismo é definido pela libertação de energia na crosta terrestre que, através da propagação de ondas sísmicas, manifesta-se nos solos por movimentos oscilatórios. As acelerações provocadas pela acção sísmica sobre as estruturas dos edifícios devem ser absorvidas e dissipadas por estas, de forma a garantirem a segurança das pessoas e a minimização dos danos materiais (IPQ, 2010).

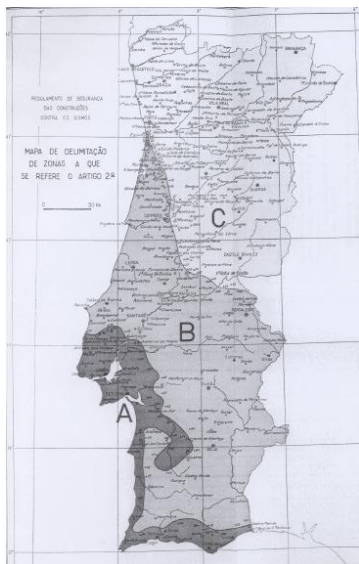
A engenharia sísmica tem grande relevância na redução da vulnerabilidade sísmica apresentada na ocorrência de sismos nas construções existentes, bem como na execução dos novos edifícios com adequada resistência sísmica. O desenvolvimento desta vertente da engenharia civil permite a obtenção de dados para o dimensionamento apropriado de estruturas fundadas em zonas de sismicidade elevada.

Em Portugal, verifica-se a ocorrência diária de sismos de pequena intensidade, que não provocam danos materiais, sendo muitas vezes apenas perceptíveis para os sistemas de medição da acção sísmica. Porém, para períodos de retorno elevados, como é o caso dos períodos de retorno de referência mencionados no EC8 (IPQ, 2010), os sismos no território português são de intensidade considerável que é reflectida nos danos causados nas estruturas (Jacinto, 2014).

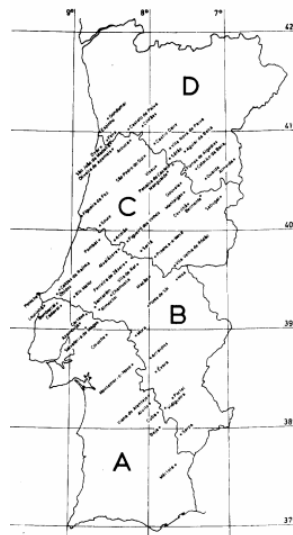
Em 1958 surgiu o primeiro regulamento a nível nacional que considerou estudo da acção sísmica em edifícios, o Regulamento da Segurança das Construções contra os Sismos - R.S.C.S.. Mais tarde, em 1961, são inseridas exigências sísmicas também a pontes, dando origem ao Regulamento de Solicitações em Edifícios e Pontes - R.S.E.P. (Appleton, 2008). Em ambos os regulamentos, o país é dividido em três zonas sísmicas tal como apresentado na Figura 1.1.

Projecto de reforço de um edifício de habitação com planta em forma de "L",  
do tipo "placa" de médio porte

Em 1983 é atualizado o R.S.E.P dando origem ao Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes (R.S.A.), ainda em vigor. Neste documento a avaliação da acção sísmica sobre as estruturas torna-se mais exigente face aos anteriores. O zonamento sísmico é dividido em quatro zonas (Figura 1.2) e a intensidade dos sismos é revista.



**Figura 1.1** - Divisão das zonas sísmicas nos regulamentos R.S.C.S. (1958) e R.S.E.P. (1961) (Appleton, 2008)

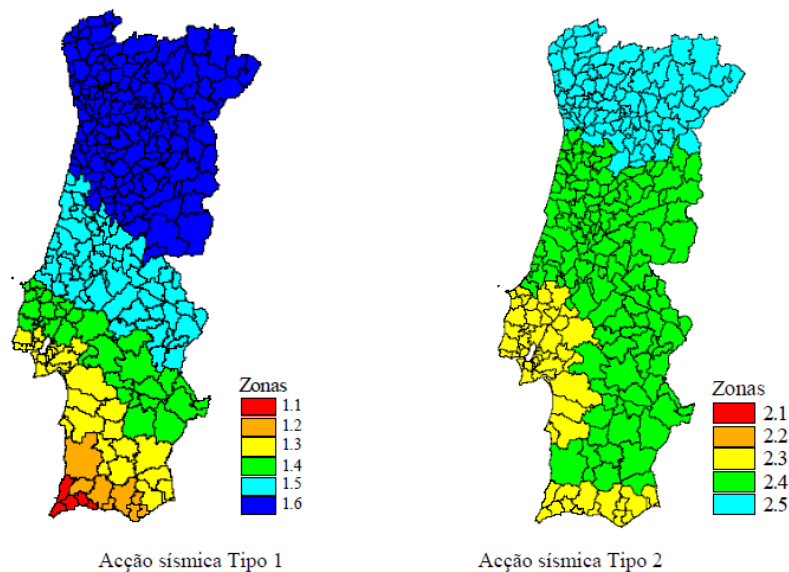


**Figura 1.2** - Divisão das zonas sísmicas no regulamento R.S.A (RSA, 1983)

Apesar do R.S.A. ainda ser o regulamento em vigor em Portugal, hoje em dia já são tidas em consideração as disposições dos Eurocódigos, que surgiram em 1990 e desenvolvidos desde então. Para a análise do comportamento das estruturas quando solicitadas à acção sísmica são adoptadas as exigências do EC8, que se verificam muito mais rígidas e rigorosas quanto à avaliação da segurança, face ao R.S.A (Appleton, 2008). O zonamento sísmico é feito com base nos dois tipos de sismo (Figura 1.3): seis zonas para o sismo tipo 1 e cinco zonas para o sismo tipo 2. No EC8, a acção sísmica do tipo 1 é referente a um cenário "afastado" em que o epicentro do sismo é localizado na região Atlântica, enquanto que o sismo do tipo 2 é referente a um cenário "próximo", com epicentro do sismo localizado no território Continental ou nos Açores.

Em todos os regulamentos e normas é verificado maior risco sísmico no Arquipélago dos Açores, no Algarve, na Área Metropolitana de Lisboa e na Península de Setúbal.

Projecto de reforço de um edifício de habitação com planta em forma de "L",  
do tipo "placa" de médio porte



**Figura 1.3** - Divisão das zonas sísmicas no EC8 - sismos tipo 1 e tipo 2 (IPQ, 2010)

Uma parte significativa dos edifícios de carácter habitacional foram projetados antes da entrada em vigor da regulamentação de 1983, torna-se pertinente avaliar a necessidade de intervenção. Em 2011, cerca de 37% do parque habitacional português era constituído por edifícios construídos antes de 1970 (INE, LNEC, 2013), sendo este um valor que pode ser interpretado como referência para edifícios anteriores à regulamentação de 1983. Face à vulnerabilidade sísmica elevada (LNEC(a), 2016) observada neste edificado, devem ser verificados o comportamento e a segurança estrutural para as acções verticais e para as solicitações horizontais, como é o caso da acção sísmica.

### 1.1.2. Tipologias construtivas em Portugal Continental

O parque habitacional em Portugal pode ser dividido em cinco grupos que reflectem a evolução da construção no país, nomeadamente os edifícios construídos antes de 1755 ou pré-pombalinos, os pombalinos, os gaioleiros, os do tipo "placa" e os de betão armado (Candeias, 2008). A transição temporal entre eles é feita de forma gradual, sendo que as datas apresentadas são baseadas em bibliografias consultadas que representam uma aproximação de datação de cada período construtivo.

O terramoto de 1 de Novembro 1755, que foi seguido de um maremoto e vários incêndios, deixou um grande rasto de destruição na cidade de Lisboa, tanto ao nível do edificado como na perda de vidas humanas. Desta catástrofe natural surgiu a preocupação de estudar o impacto dos sismos nos edifícios, traduzida na melhoria do seu comportamento, a fim de minimizar as perdas materiais e humanas.

Os edifícios pombalinos são a marca da reconstrução da cidade de Lisboa, tendo sido uma referência na construção de 1755 a 1880 (LNEC, 2015). A preocupação da minimização dos danos no edificado é reflectida na disposição em quarteirões dos edifícios pombalinos, para garantir o comportamento de conjunto para um melhor funcionamento sísmico, bem como o sistema estrutural adoptado, denominado como gaiola pombalina.

Com o aumento exponencial da construção de edifícios na cidade de Lisboa, é deixada um pouco de parte a preocupação referente da resistência do edificado à solicitação sísmica criada após o sismo de 1755. Consequentemente, verifica-se a diminuição da qualidade construtiva face à tradicional gaiola pombalina, dando início ao período dos edifícios gaioleiros, que se manteve entre 1880 a 1930 (LNEC, 2015).

Com o aparecimento do betão armado, surgem os edifícios de placa, entre 1930 e 1960 (LNEC, 2015). São assim designados devido à primeira utilização do betão armado como material estrutural na execução de lajes maciças para os pisos elevados, que vêm substituir os pavimentos em madeira. A utilização do betão depressa se estendeu aos elementos verticais, como pilares e paredes, e horizontais, nomeadamente as vigas, de carácter resistente. Desta forma, são considerados, a nível construtivo e estrutural, edifícios mistos de alvenaria e de betão armado.

Com o avanço dos estudos do comportamento a nível estrutural de elementos em betão, a partir de 1960, verifica-se a sua utilização em todos os elementos considerados resistentes. Nos edifícios de betão armado, as paredes de alvenaria de tijolo cerâmico apenas são considerados como paramentos de revestimento exterior e de compartimentação. Quanto ao seu comportamento estrutural, são considerados pórticos de betão que suportam as lajes de piso. Nesta altura, surge a maior diversificação na geometria do edificado em Portugal.

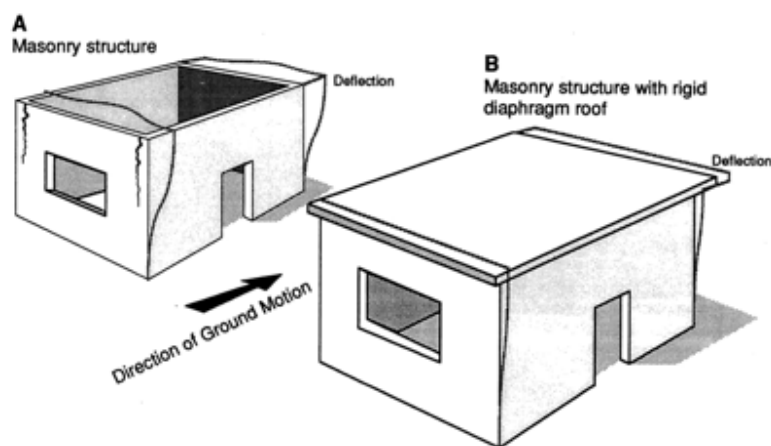
### **1.1.3. Caracterização e comportamento do edifício em estudo**

O edifício alvo de análise neste trabalho insere-se na tipologia construtiva do tipo "placa". A construção destes edifícios marcou o início da utilização do betão armado como material estrutural, pelo que são considerados mistos quanto aos materiais constituintes dos seus elementos estruturais, nomeadamente alvenaria e betão armado.

Inicialmente, deu-se apenas a substituição dos pavimentos de madeira por lajes em betão armado nas cozinhas, instalações sanitárias e varandas, sendo posteriormente

Projecto de reforço de um edifício de habitação com planta em forma de "L",  
do tipo "placa" de médio porte

substituídos de forma integral. Estas lajes maciças em betão armado são suportadas, de uma forma geral, por paredes de alvenaria, apresentando espessura muito reduzida, geralmente de 0,10m (Lamego, 2014), fracamente armadas, apenas com um nível de armadura para os momentos positivos. A introdução de lajes em betão armado ao nível dos pisos garante a rigidez no plano horizontal. Assim, há uma distribuição das cargas aos elementos verticais de apoio, de uma forma proporcional à sua rigidez. As lajes introduzem ainda o travamento dos paramentos verticais para as solicitações horizontais (Monteiro, 2013), como é demonstrado na Figura 1.4.



**Figura 1.4** - Deformação lateral das paredes sem e com a consideração das lajes como diafragma rígido no plano horizontal (LNEC(a), 2016)

Com a utilização de paredes exteriores em alvenaria de tijolo cerâmico ou blocos de betão, foram inseridos pórticos de vigas e pilares em betão armado, na periferia do edifício. Os elementos em betão armado desta tipologia construtiva são constituídos por betão com características equivalentes entre C16/20 e C20/25, e por aço em varão liso equivalente de classe A235 (Lamego, 2014).

Os edifícios de placa apresentam algumas características que podem tornar esta tipologia vulnerável à solicitação sísmica, criando assim riscos a nível da segurança estrutural, mas também das vidas humanas. São apresentadas as fragilidades mais relevantes verificadas nestes edifícios:

- Insuficiente capacidade resistente de corte, de tração e de deformação no plano e fora do plano das paredes de alvenaria (Monteiro, 2013);
- Número reduzido de pilares e a sua fraca armação (Proença e Gago, 2011);
- Falta de elementos interiores em betão armado;
- Apesar de apresentarem um comportamento de diafragma rígido ao nível dos pisos, este pode ser comprometido com a deficiente ligação entre o pavimento

Projecto de reforço de um edifício de habitação com planta em forma de "L", do tipo "placa" de médio porte

e os elementos de suporte, bem como a reduzida espessura das lajes (Monteiro, 2013);

- Irregularidade em altura verificada neste tipo de edificado, com a variação de materiais ao longo dos pisos e a respectiva massa (Monteiro, 2013);
- A interrupção de elementos em betão armado e zonas amplas ao nível do piso térreo, sem continuidade estrutural até às fundações (Monteiro, 2013);
- Já ter sido ultrapassado o tempo de vida útil da estrutura, sem que houvesse intervenções de manutenção ou de melhoria.

## **1.2 Objetivos do trabalho**

Após ultrapassada a vida útil prevista em fase de projecto de um edifício, bem como a sua concepção não prever a segurança para acções sísmicas, torna-se pertinente a verificação da necessidade que este apresenta de ser alvo de intervenção. Assim, deve ser iniciada uma análise da segurança do edificado existente de forma a serem identificadas as suas fragilidades. A análise estrutural a realizar deve ter em conta a solução construtiva, o tipo de utilização, possíveis intervenções realizadas ao longo da vida da obra e o estado de conservação dos elementos estruturais e não estruturais.

Com a análise estrutural, caso o edifício não cumpra as condições de segurança segundo as normas em vigor, deverão ser identificados os tipos de intervenção que melhor se adequam ao edifício existente.

Desta forma, o presente trabalho tem como objetivo a aplicação prática de uma metodologia a fim de realizar um projecto de reforço estrutural de um edifício existente, do tipo placa. Trata-se de um edifício habitacional de médio porte, que tem a particularidade de ter uma geometria em planta em "L", construído na década de 50.

Assim, o projecto de reforço estrutural do edifício é constituído por um conjunto de etapas, nomeadamente a análise estrutural, quanto à sua vulnerabilidade e desempenho sísmico, a necessidade de aplicação de reforços, a verificação da viabilidade técnica e económica das soluções de reforço, para que no final seja determinada a solução de reforço mais adequada. A solução de reforço estrutural determinada como a mais viável de entre as soluções estudadas é pormenorizada.

Através desta metodologia, é possível avaliar a importância do reforço sísmico para a minimização dos danos materiais e humanos face à viabilidade técnica e económica da sua execução.

### **1.3 Metodologia adoptada**

O presente trabalho apresenta-se dividido em quatro capítulos, sendo o primeiro referente à introdução ao tema, o segundo o desenvolvimento das peças escritas, o terceiro o desenvolvimento das peças desenhadas e o quarto as conclusões finais.

#### Capítulo 1 - Introdução

O presente e primeiro capítulo deste trabalho refere-se à Introdução e foi dividido em três partes que se entenderam como fundamentais, nomeadamente o enquadramento do tema, os principais objetivos e a apresentação da metodologia adoptada para o trabalho.

No enquadramento é feita uma breve abordagem à acção sísmica em Portugal, em especial na cidade de Lisboa, às tipologias construtivas do edificado em Portugal Continental e a caracterização e os riscos associados aos edifícios pertencentes à tipologia do edificado em estudo: os edifícios de "placa".

Nos objectivos são descritos os principais pontos que se pretende atingir com o presente TFM.

Por fim, é descrita a estrutura do TFM, bem como a composição e organização dos capítulos a desenvolver.

#### Capítulo 2 - Peças Escritas

O Capítulo 2, referente à Memória Descritiva e Justificativa, foi desenvolvido em quatro partes:

- 2.1 Descrição do edifício - descrição do edifício em estudo, a sua solução estrutural e materiais constituintes.
- 2.2 Modelação do edifício - é realizada a modelação numérica da estrutura no programa de cálculo automático 3Muri (S.T.A. DATA, 2015b), que efectua uma análise estática não linear ou análise *pushover* para a avaliação do comportamento estrutural.
- 2.3 Verificação da segurança - com o modelo do edifício em estudo finalizado e validado, inicia-se uma metodologia de análise aplicada ao caso de estudo, para a verificação da segurança do edificado existente.
- 2.4 Proposta de soluções para reforço estrutural - é feita a identificação das áreas mais frágeis do edifício e são propostas soluções para reforço estrutural, para

Projecto de reforço de um edifício de habitação com planta em forma de "L",  
do tipo "placa" de médio porte

as quais é feita a respectiva modelação, a análise estrutural e o estudo dos custos envolvidos. Posteriormente é realizada uma análise da viabilidade da execução dos reforços estruturais propostos, ao nível económico e ao nível técnico, com o objectivo de determinar qual a solução mais benéfica para o caso de estudo.

### Capítulo 3 - Peças Desenhadas

Com base no desenvolvimento do Capítulo 2, nesta secção são apresentados todos os elementos desenhados, nomeadamente plantas, cortes e pormenores da solução que se mostrou ser mais vantajosa, bem como todas as peças desenhadas dos projectos de Arquitectura e de Estabilidade do edifício original.

### Capítulo 4 - Conclusões e perspectivas futuras

Neste capítulo é feita uma reflexão sobre o trabalho desenvolvido, sendo apresentadas as respectivas conclusões com os resultados obtidos nas várias fases do Capítulo 2. São também apresentadas as perspectivas futuras, com base na informação retida sobre o tema e a área de especialização onde se insere o mesmo, o reforço estrutural.

## **2 MEMÓRIA DESCRITIVA E JUSTIFICATIVA**

### **2.1 Descrição do edifício**

O edifício em estudo está inserido na célula 6 do bairro de Alvalade, de um total de oito células resultantes do "Plano de Urbanização da Zona Sul da Avenida Alferes Malheiro" (Costa, 2010). Este plano foi desenvolvido para o Bairro de Alvalade devido à falta de habitação com rendas económicas em Lisboa. O plano de urbanização do actual Bairro de Alvalade foi aprovado em outubro de 1945 e iniciado com a execução das infraestruturas da área de intervenção (Costa, 2010).

O plano previa a execução de oito células (Figura 2.1). Nas primeiras, nas células 1 e 2, procedeu-se à construção de habitações de rendas económicas por parte da Câmara Municipal de Lisboa, a fim de ser visto como um incentivo à construção por particulares nas restantes células do Plano.

Sendo grande parte da área do Bairro de Alvalade património municipal, uma fracção dos terrenos e os respectivos projectos tipo foram cedidos pela Câmara de forma a o sector privado dar continuidade à construção do bairro (Costa, 2010).

Na segunda fase da construção de edifícios de rendas económicas estavam as células 5 e 6, sendo o plano de urbanização apenas cumprido para a célula 5. Na célula 6, parte do edificado construído não se enquadra na tipologia definida no programa inicial de desenvolvimento do Bairro de Alvalade, devido essencialmente à construção lote a lote e ao aparecimento da exigência de construções com renda limitada (Costa, 2010).

A fim de dinamizar e valorizar as áreas construídas até então, a célula 3, apesar de ter também um carácter habitacional, é caracterizada pela forte aposta em espaços comerciais.

A célula 7 foi criada com base em casas de renda limitada, mas apresentava habitações com áreas superiores às das habitações das células anteriormente executadas, nomeadamente nas entradas e zonas de circulação dos prédios, bem como nos fogos dos mesmos (Costa, 2010).

Na célula 4 são executadas moradias unifamiliares, previstas no plano de urbanização como construções económicas. Já a célula 8 possui edifícios de grande altura, com capacidade para um número de fogos elevado (Costa, 2010).

Projecto de reforço de um edifício de habitação com planta em forma de "L",  
do tipo "placa" de médio porte



**Figura 2.1** - Plano de Urbanização da Zona Sul da Av. Alferes Malheiro - Localização das células (Arquivo da Câmara Municipal de Lisboa, 1945)

O edifício em estudo trata-se de um edifício de canto localizado na célula 6 como é indicado na Figura 2.2. A fachada principal é localizada na Avenida do Brasil (Figura 2.3) e a fachada lateral virada para a Avenida Rio de Janeiro (Figura 2.4). Possui ainda duas fachadas de tardoz, designadas por A (Figura 2.5) e B (Figura 2.6) sendo a primeira a fachada posterior à Avenida do Brasil e a segunda a fachada posterior à Avenida Rio de Janeiro.



**Figura 2.2** - Localização das células no Bairro de Alvalade (Lamego, 2014); Localização do edifício na Célula 6

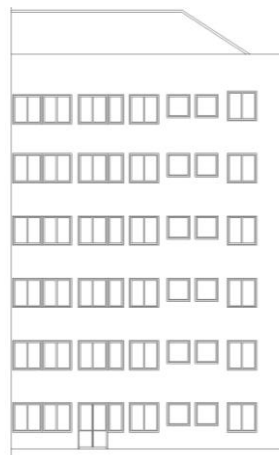
Projecto de reforço de um edifício de habitação com planta em forma de "L",  
do tipo "placa" de médio porte



**Figura 2.3** - Alçado principal - Avenida do Brasil



**Figura 2.4** - Alçado lateral - Avenida Rio de Janeiro



**Figura 2.5** - Alçado tardoz A

Projecto de reforço de um edifício de habitação com planta em forma de "L",  
do tipo "placa" de médio porte

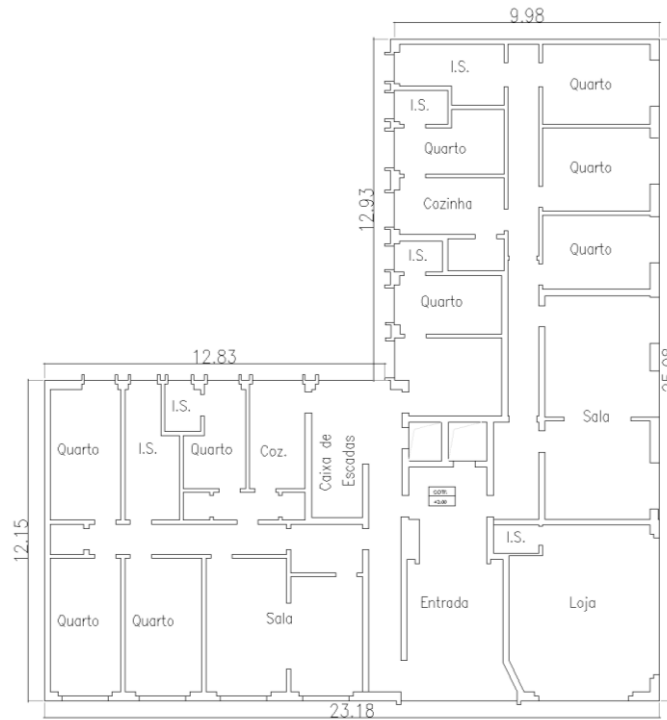


**Figura 2.6** - Alçado tardo B

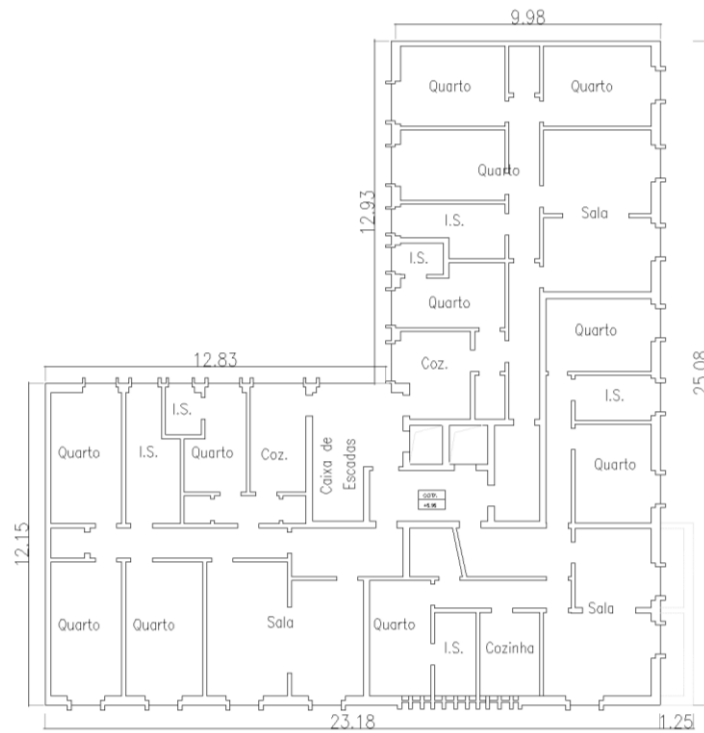
Trata-se de um edifício habitacional de médio porte, com projecto datado de 1954, segundo o R.B.A. (RBA-35/43/60). Sendo um edifício de canto, apresenta um formato em planta em "L" , com um desenvolvimento segundo a Av. do Brasil de cerca de 23m e segundo a Av. Rio de Janeiro de 25m (Figura 2.7) e a tipologia construtiva é do tipo "placa". O edifício é constituído por um piso térreo denominado por Cave por possuir uma parcela semi-enterrada, cinco pisos elevados nomeadamente o R/C e do 1º ao 4º andar, e uma cobertura, separados entre si por pavimentos em betão armado.

Na Cave (Figura 2.7) encontra-se a entrada principal do edifício, os corredores de acesso aos dois elevadores e à escada que garantem a comunicação entre os pisos, dois fogos de habitação e um espaço destinado a comércio, com entrada pela Av. Rio de Janeiro. Os restantes pisos (Figura 2.8 e Figura 2.9) são de uso exclusivo para habitação e possuem cada um deles três fogos por piso: dois fogos com 4 quartos, 2 instalações sanitárias e 1 cozinha e o terceiro fogo mais pequeno com 3 quartos, 2 instalações sanitárias e 1 cozinha. A cobertura apresenta seis águas com revestimento de telha Marselha que apoia em varas, ripado e uma estrutura de asnas e madres em madeira de pinho (Figura 2.10).

Projecto de reforço de um edifício de habitação com planta em forma de "L",  
do tipo "placa" de médio porte

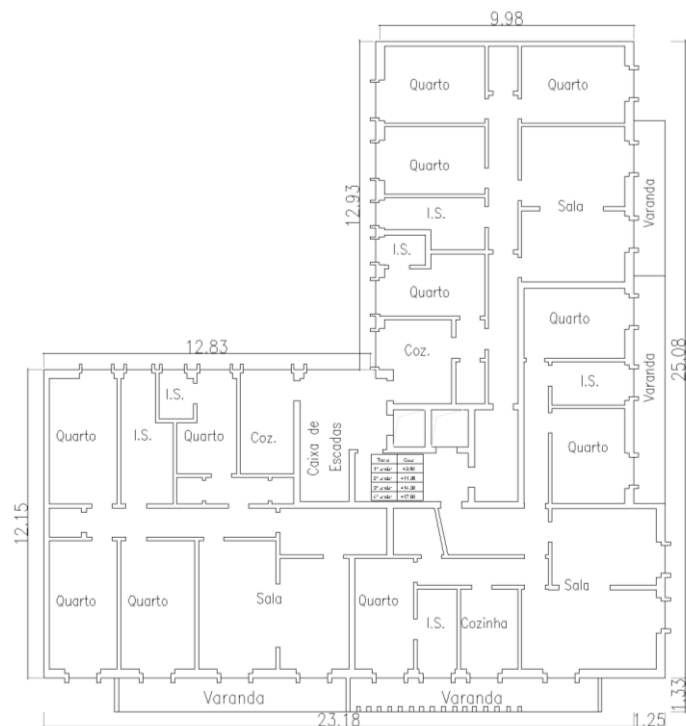


**Figura 2.7 - Planta de arquitectura da Cave (Piso Térreo)**

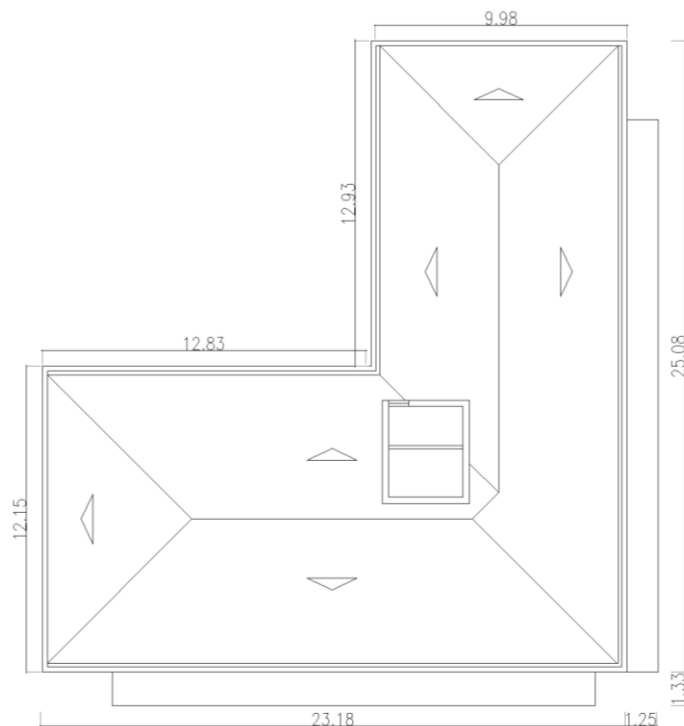


**Figura 2.8 - Planta de arquitectura do R/C (Piso 1)**

Projecto de reforço de um edifício de habitação com planta em forma de "L",  
do tipo "placa" de médio porte



**Figura 2.9** - Planta de arquitectura dos restantes andares



**Figura 2.10**- Planta de arquitectura da cobertura

A solução construtiva dos pavimentos do edifício são lajes maciças em betão armado com uma espessura de 0,10m no geral. No perímetro do edifício as lajes são suportadas por pórticos de vigas e pilares em betão armado em conjunto com paredes de alvenaria de tijolo cerâmico maciço. Interiormente os pavimentos são apoiados em

Projecto de reforço de um edifício de habitação com planta em forma de "L",  
do tipo "placa" de médio porte

paredes de tijolo cerâmico maciço entre a Cave e o 2º andar e tijolo cerâmico furado entre o 3º e 4º andar. São apresentadas da Figura 2.12 à Figura 2.15 as plantas de estabilidade da Cave, do R/C, do 1º andar e dos restantes pisos.

Os pilares em betão armado do tipo P3, P4, P6, P8 e P9 apresentam uma variação da secção transversal entre os pisos. Os restantes pilares, embora a sua secção não varie, verifica-se a mudança de armadura em todos os pisos, sendo a mesma reduzida no sentido de baixo para cima, face à natural redução de esforços actuantes. De uma forma geral, a redução das armaduras longitudinais é feita ou com a redução do número de varões ou com a diminuição do diâmetro dos varões. As cintas são também reduzidas com a diminuição do diâmetro do varão ou com o aumento do espaçamento entre elas.

As vigas em betão armado na periferia do edifício têm uma secção transversal de  $0,35 \times 0,42 \text{ m}^2$  nas fachadas e  $0,20 \times 0,42 \text{ m}^2$  nas empenas. Todas as vigas apresentam armadura longitudinal contínua na face superior e inferior, com reforço junto aos apoios para os momentos flectores negativos e a meio do vão para os momentos flectores positivos obtido essencialmente pelos varões que são inclinados a  $45^\circ$  nas proximidades dos pilares. Os estribos apresentam sempre o mesmo diâmetro, com uma diminuição do espaçamento na zona dos pilares de apoio.

Ao nível do tecto da Cave, para além das vigas periféricas em betão armado, existem ainda vigas de betão armado interiores, na zona do espaço destinado a comércio, a fim de garantir áreas amplas e grandes vãos para as montras.

A partir do 1º andar, em ambas as fachadas, existem varandas em betão armado, com uma espessura de pavimento igual à do interior de 0,10m.

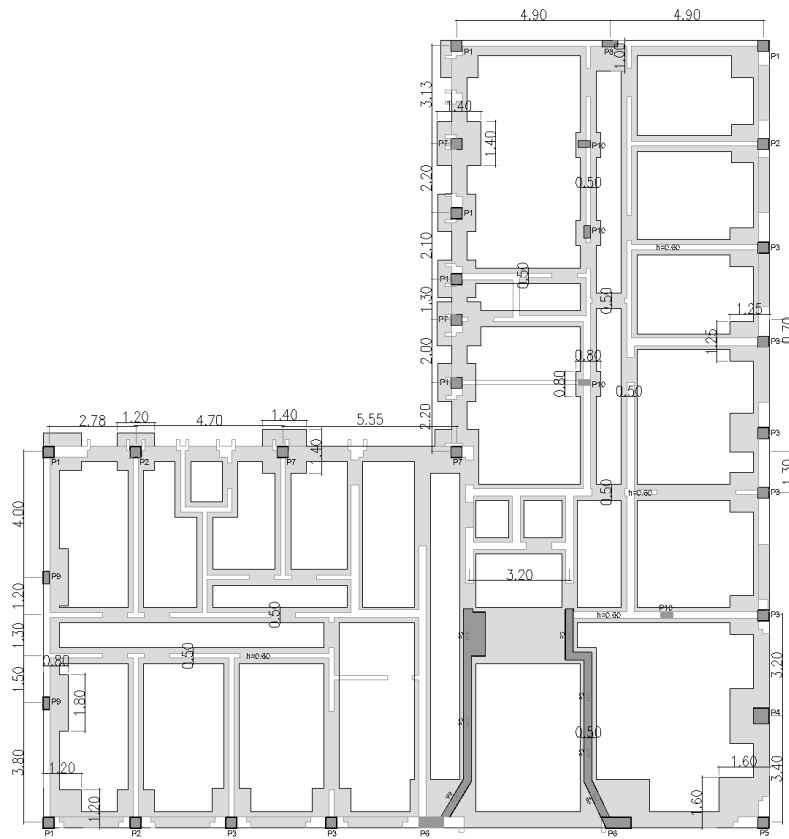
As paredes de fachada de tijolo cerâmico maciço apresentam uma espessura de 0,35m e são constituídas por dois panos de alvenaria de tijolo maciço, com caixa-de-ar no seu interior. As paredes de empena de tijolo cerâmico maciço apresentam uma espessura de 0,20m e são constituídas por um único pano de alvenaria. As paredes interiores apresentam espessuras de 0,15m, 0,20m e 0,25m.

No piso térreo, na entrada principal, existem duas paredes em betão armado com uma espessura de 0,25m, que apoiam a laje maciça designada no projecto como L.E., com uma espessura de 0,35m (trama a verde na Figura 2.12).

As fundações dos pilares e das paredes previstas no projecto original são fundações directas em betão simples, sendo a planta de fundações apresentada na Figura 2.11. As sapatas dos pilares apresentam secções relativas a cada tipo de pilar, P1 a P10, nomeadamente de dimensões de  $1,20 \times 1,20 \text{ m}^2$ ,  $1,25 \times 1,25 \text{ m}^2$ ,  $1,25 \times 1,75 \text{ m}^2$ ,

Projecto de reforço de um edifício de habitação com planta em forma de "L",  
do tipo "placa" de médio porte

1,60x1,60m<sup>2</sup>, 1,20x1,20m<sup>2</sup>, 1,40x1,40m<sup>2</sup>, 2,00x1,00m<sup>2</sup>, 0,80x1,80m<sup>2</sup> e 1,20x1,20m<sup>2</sup>,  
com uma profundidade de 0,60m. As vigas de fundação sob as paredes têm uma  
profundidade de 0,60m e largura de 0,50m.



**Figura 2.11-** Planta de fundações

Projecto de reforço de um edifício de habitação com planta em forma de "L",  
do tipo "placa" de médio porte

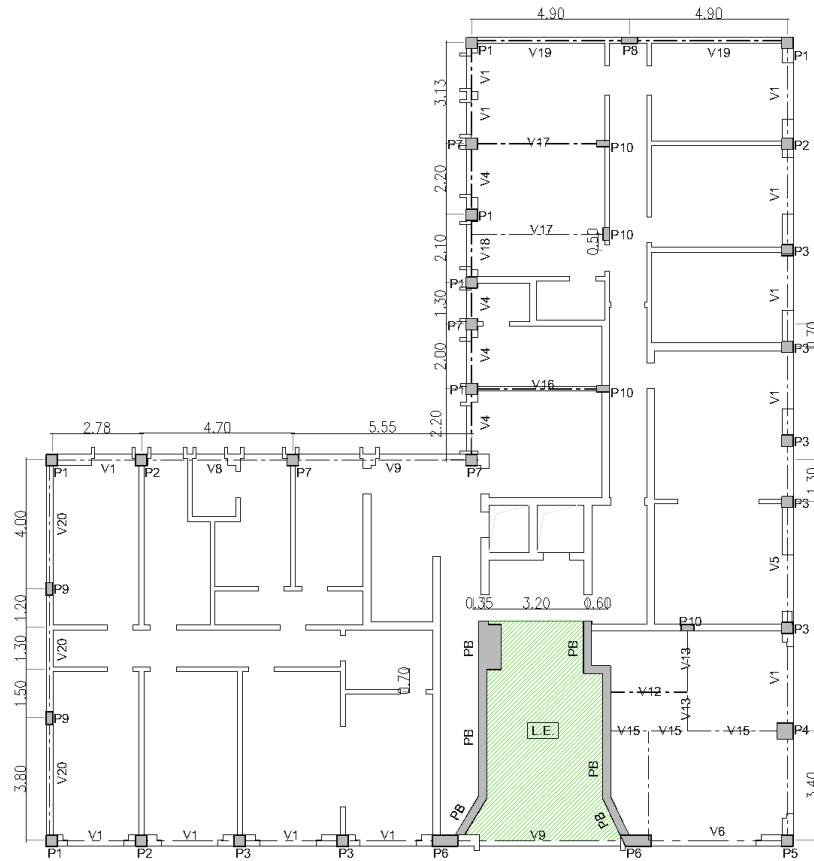


Figura 2.12 - Planta de estabilidade da Cave (Piso Térreo)

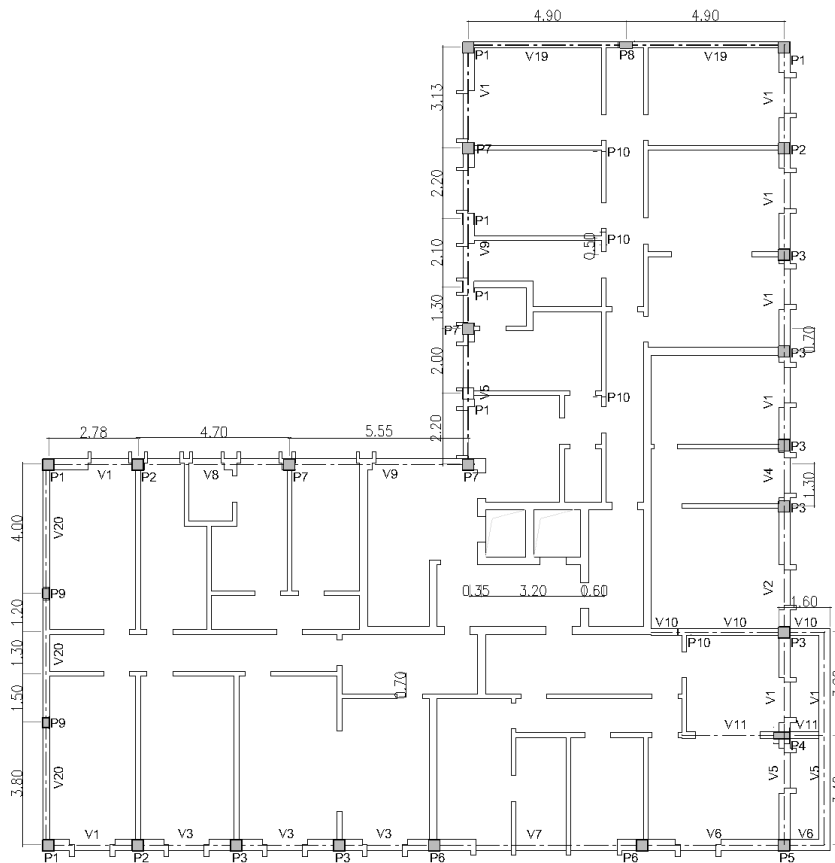


Figura 2.13 - Planta de estabilidade do R/C (Piso 1)

Projecto de reforço de um edifício de habitação com planta em forma de "L",  
do tipo "placa" de médio porte

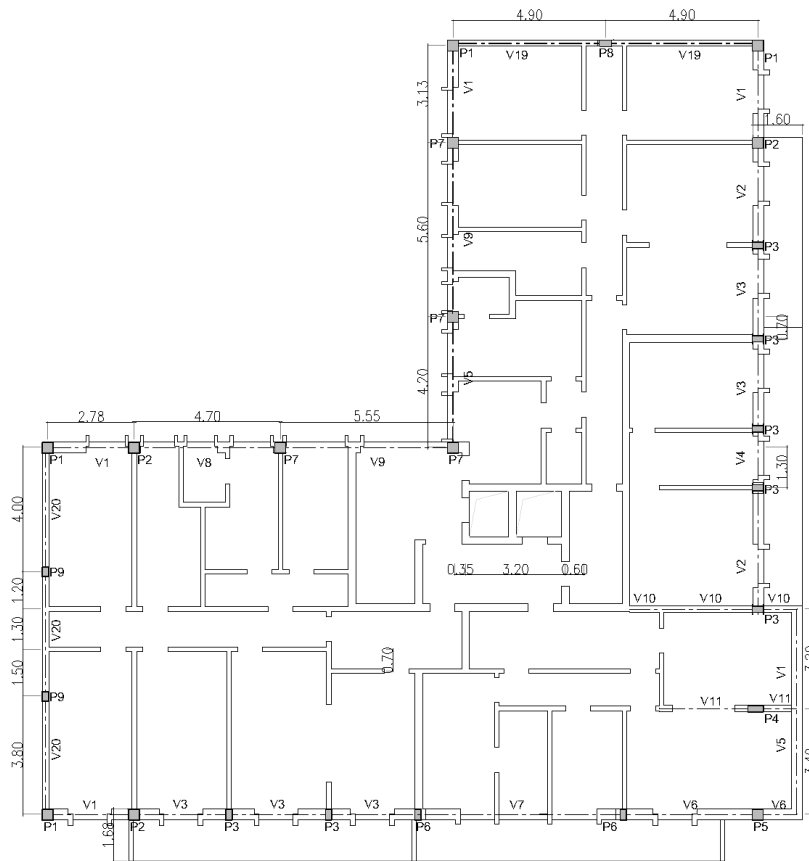


Figura 2.14 - Planta de estabilidade do 1º andar (Piso 2)

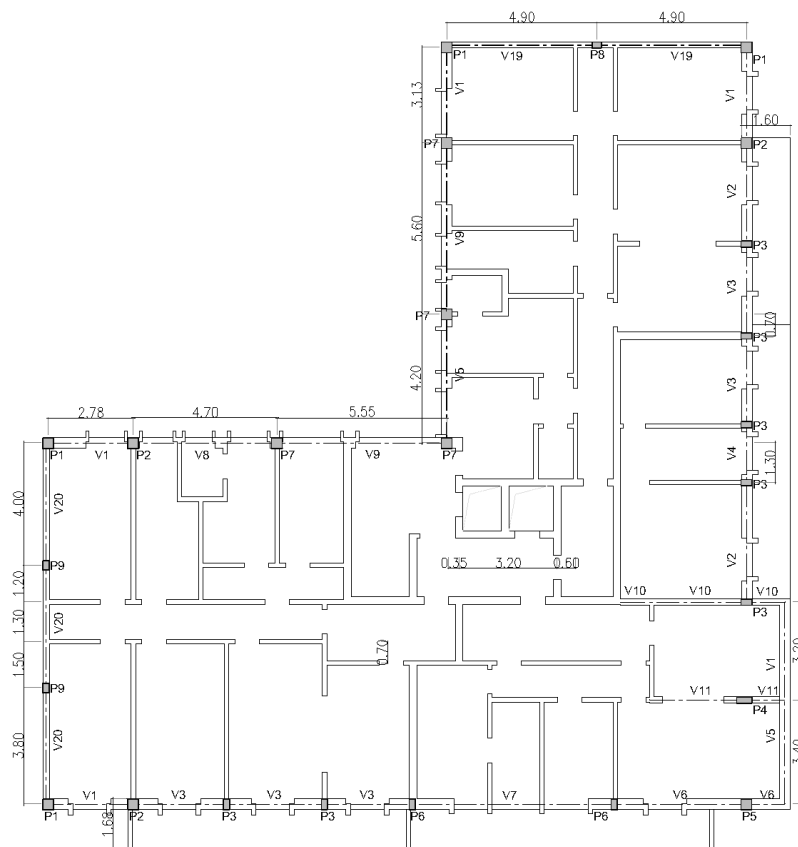
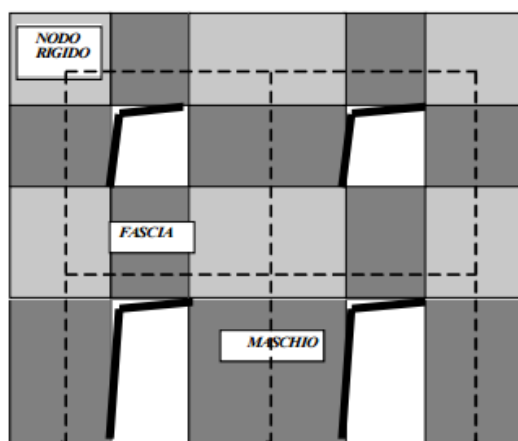


Figura 2.15 - Planta de estabilidade dos restantes pisos

## 2.2 Modelação do edifício

A modelação do edifício em estudo foi feita no programa de cálculo automático de estruturas 3Muri (S.T.A. DATA, 2015b). A utilização deste programa é justificada por este permitir a análise de edifícios com estruturas em alvenaria com base nos requisitos na EN1998, ou seja o Eurocódigo 8, e ser direccionado para a análise de edificado existente.

A análise estrutural realizada pelo programa 3Muri (S.T.A. DATA, 2015b) tem por base a discretização dos elementos verticais da estrutura modelada em macro-elementos, com o objectivo de facilitar o processo de cálculo ao minimizar o número de graus de liberdade considerados. A divisão em macro-elementos de um elemento vertical do tipo parede, designado no programa como "wall", depende da localização das aberturas no mesmo. Os macro-elementos são de três tipos, nomeadamente o elemento "maschio", o elemento "fascia" e o elemento rígido, sendo estes identificados na Figura 2.16. Os elementos "maschio" são localizados lateralmente, entre aberturas, os elementos "fascia" estão por cima e por baixo das aberturas e os elementos rígidos são os elementos de ligação entre os "machio" e "fascia". O conjunto dos três macro-elementos é comparado a um pórtico plano, designado por pórtico equivalente, representado na Figura 2.16 com a linha a tracejado, sendo este o modelo base utilizado pelo programa para a análise do comportamento estrutural [(S.T.A. DATA, 2015a); (Lamego, 2014)].

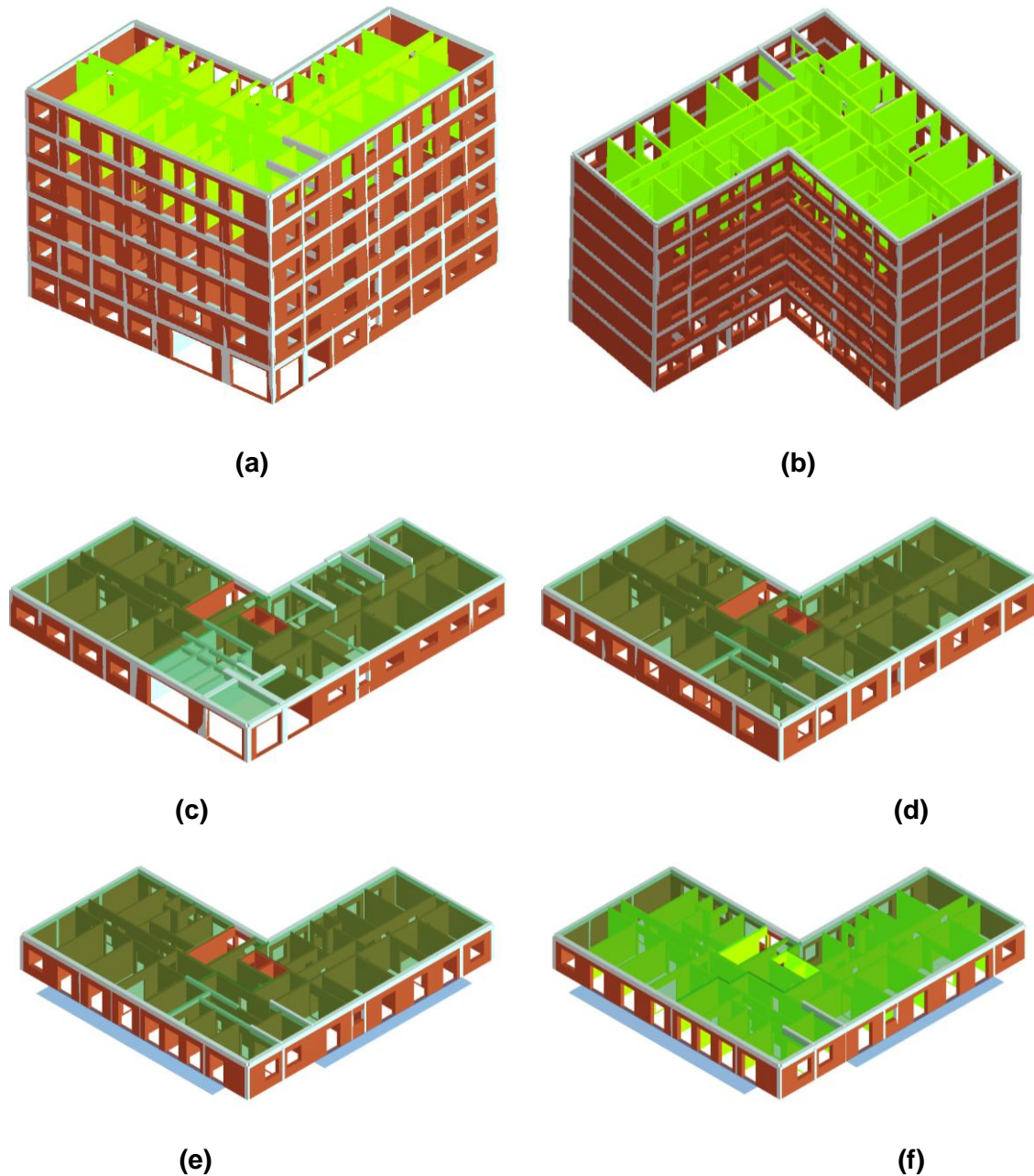


**Figura 2.16** -Divisão do elemento "wall" em macro-elementos (S.T.A. DATA, 2015a)

Foram modelados todos os elementos previstos no projecto original de estabilidade e de arquitectura, apresentados na Figura 2.17. Na modelação foram contempladas as paredes exteriores de fachada e de empena, as paredes interiores de compartimentação, bem como todas as aberturas referentes a portas e janelas, os

Projecto de reforço de um edifício de habitação com planta em forma de "L",  
do tipo "placa" de médio porte

pilares, as vigas, os pavimentos de piso e as varandas existentes nas fachadas principal e lateral.



**Figura 2.17** - Modelo do edifício: **(a)** Vista dos alçados principais e lateral; **(b)** Vista dos alçados tardoz; **(c)** Cave; **(d)** R/C; **(e)** Pisos 1 e 2; **(f)** Pisos 3 e 4

As propriedades mecânicas das paredes de alvenaria de tijolo cerâmico, nomeadamente o módulo de elasticidade  $E$ , o módulo de distorção  $G$ , o peso próprio  $\gamma$ , o valor característico da capacidade resistente de compressão  $f_m$  e o valor característico da capacidade resistente ao corte  $\tau$ , são apresentadas na Tabela 2.1. Os valores considerados para estes parâmetros tiveram como referência Lamego

Projecto de reforço de um edifício de habitação com planta em forma de "L",  
do tipo "placa" de médio porte

(2014) que se verificaram estar dentro dos intervalos referidos na norma italiana (OPCM3431, 2005).

**Tabela 2.1** - Propriedades mecânicas das paredes de alvenaria de tijolo cerâmico

<b>Tipo de alvenaria</b>	<b>E (N/mm<sup>2</sup>)</b>	<b>G (N/mm<sup>2</sup>)</b>	<b><math>\gamma</math> (kN/m<sup>3</sup>)</b>	<b>f<sub>m</sub> (N/cm<sup>2</sup>)</b>	<b><math>\tau</math> (N/cm<sup>2</sup>)</b>
Tijolo cerâmico furado	1800	300	12	180	6
Tijolo cerâmico maciço	2400	400	18	280	9

Uma vez que existem paredes interiores a "nascer" sobre o pavimento do R/C, foi necessário definir vigas fictícias em betão armado ao nível dos pavimentos devido a algumas limitações verificadas no programa de cálculo. As secções transversais destes elementos são rectangulares, apresentam uma altura igual à das lajes, 0,10m no geral e 0,35m na zona da laje sobre a entrada principal, e uma largura igual às paredes sobre estes elementos.

Para os elementos em betão armado, tendo em conta o período de execução da obra, os materiais constituintes considerados foram o betão de classe equivalente a C20/25 e o aço estrutural das armaduras em varão liso de classe equivalente a A235 (Lamego, 2014). A definição das propriedades mecânicas consideradas, nomeadamente o módulo de elasticidade  $E$ , o módulo de distorção  $G$ , o peso próprio  $\gamma$ , o valor característico da capacidade resistente de compressão do betão  $f_{ck}$  e o valor característico da capacidade resistente de tracção do aço  $f_{yk}$  são apresentadas Tabela 2.2.

**Tabela 2.2** - Propriedades mecânicas dos elementos em betão armado

<b>Material</b>	<b>E (N/mm<sup>2</sup>)</b>	<b>G (N/mm<sup>2</sup>)</b>	<b><math>\gamma</math> (kN/m<sup>3</sup>)</b>	<b>f<sub>ck</sub>(N/mm<sup>2</sup>)</b>	<b>f<sub>yk</sub>(N/mm<sup>2</sup>)</b>
C20/25	30000	12500	25	20	-
A235	200000	76923	78.5	-	235

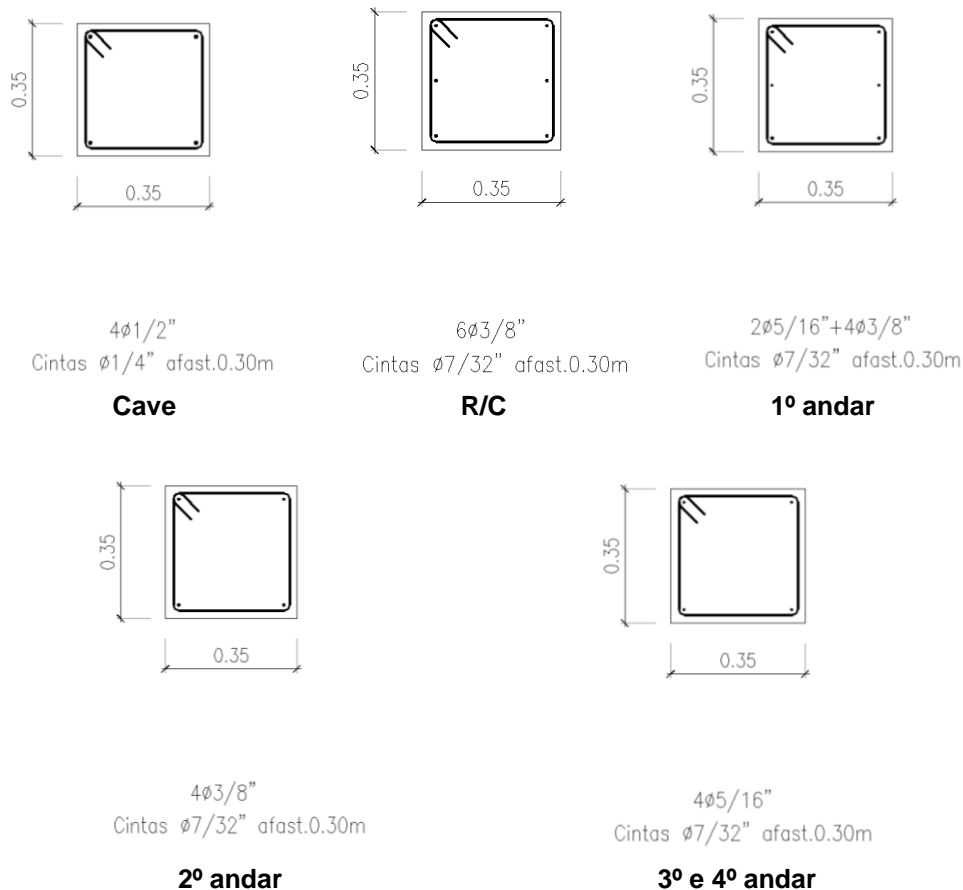
Na definição da geometria dos pilares e vigas em betão armado, foram consideradas as secções transversais, as armaduras longitudinais e as armaduras transversais definidas no projeto de estabilidade.

O mapa de armaduras das vigas contempladas no projecto do edifício original são apresentadas no Anexo I. Para as vigas em betão armado, para além dos estribos

Projecto de reforço de um edifício de habitação com planta em forma de "L",  
do tipo "placa" de médio porte

verticais, ou seja a 90°, foram também contabilizados os varões longitudinais inclinados para a armadura de esforço transversal, através do cálculo de uma armadura transversal equivalente.

O quadro de pilares é apresentado no Anexo IV, referente às Peças Desenhadas do projecto de estabilidade original. Na Figura 2.18 pode observar-se um exemplo de uma secção tipo e armaduras para um dos pilares, nomeadamente o pilar do tipo P1, ao nível dos diferentes pisos.



**Figura 2.18** - Exemplo da secção do pilar do tipo P1, na Cave e R/C, 1º andar, 2º andar e 3º e 4º andar

Os pavimentos foram definidos como diafragmas rígidos, com uma distribuição bidirecional de cargas, nos quais foram aplicados os carregamentos definidos na Tabela 2.3, sendo PP o peso próprio dos pavimentos em betão armado e o peso próprio da estrutura da cobertura, RCP as cargas permanentes referentes aos revestimentos dos pisos e ao revestimento da cobertura que inclui telha Marselha, ripas e varas de madeira e SC a sobrecarga de utilização em pavimentos destinados a habitação, segundo o Eurocódigo 1 - EC1 (IPQ, 2009). Nas varandas é aplicada uma SC de 4,00kN/m<sup>2</sup> numa faixa de 1,00m do limite exterior para o interior. As varandas

foram definidas como "balcony" (S.T.A. DATA, 2015a) e não como elementos de área, onde foram aplicados os carregamentos (Tabela 2.3) com uma distribuição unidirecional de cargas no sentido das vigas de apoio às consolas.

**Tabela 2.3** - Carregamento vertical sobre os pavimentos

PP <sub>Pavimento</sub>	25,00 kN/m <sup>3</sup>
PP <sub>Cobertura</sub>	1,00 kN/m <sup>2</sup>
RCP <sub>Pavimento</sub>	2,50 kN/m <sup>2</sup>
RCP <sub>Cobertura</sub>	0,65 kN/m <sup>2</sup>
SC <sub>Piso</sub>	2,00 kN/m <sup>2</sup>
SC <sub>Varanda (na faixa de 1,00m)</sub>	4,00 kN/m <sup>2</sup>

## 2.3 Verificação da segurança

### 2.3.1 Enquadramento e metodologia adoptada

A vulnerabilidade sísmica de um edifício é definida pela possibilidade deste sofrer danos materiais e perdas humanas quando sujeito a uma acção sísmica com uma dada intensidade (Lamego, 2014). Desta forma, a vulnerabilidade sísmica compreende o estudo da capacidade resistente lateral do edifício para a acção sísmica. Neste trabalho, a análise do comportamento da estrutura face a acções horizontais foi feita através do "Método do espectro de capacidade" definido no ATC40 (ATC, 1996).

De entre outros métodos em que é possível aferir a vulnerabilidade sísmica, como é o caso do "Método do Coeficiente de Deslocamento" descrito em FEMA-273/FEMA-356, e o "Método N2" desenvolvido por (Fajfar, 2000) e apresentado no EC8 (IPQ, 2010), o "Método do espectro de capacidade" (ATC, 1996) baseia-se numa análise estática não linear ou análise *pushover* (Bento, 2003). A aplicação deste método inicia-se com a obtenção das curvas de capacidade do edifício em estudo e posterior transformação nos respectivos espectros de capacidade. As curvas de capacidade, ou curvas *pushover*, são obtidas através da análise *pushover*, que se trata da aplicação sucessiva e incremental de forças horizontais sobre a estrutura.

Após a definição dos espectros de capacidade são construídas as curvas de fragilidade, de acordo com o procedimento descrito em HAZUS (FEMA, 2003), que

definem a probabilidade de igualar ou exceder um dado estado de dano provocado pela acção sísmica.

Seguidamente, é iniciada a análise de desempenho do edifício onde é estimado o nível de dano provocado pelas acções sísmicas de referência do EC8. O procedimento de análise do desempenho sísmico adotado foi o "Método N2", presente no mesmo regulamento.

Por fim, são ainda estimados os custos de reparação do dano sísmico do edifício, de reposição do recheio e das perdas humanas, em função do estado de dano verificado para a acção sísmica na direcção que se verificar mais gravosa quanto aos danos, de acordo com o documento HAZUS (FEMA, 2003).

### **2.3.2 Curvas de Capacidade**

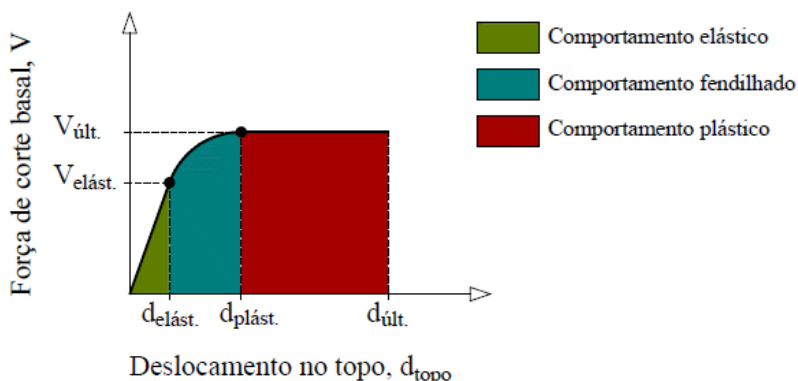
A curva de capacidade resulta de uma análise estática não linear, ou análise *pushover*. Esta é definida pela aplicação de cargas estáticas laterais, de forma incremental, à estrutura do edifício e registo dos consequentes deslocamentos, até ao ponto de colapso local ou global da estrutura (Serra, 2008). Uma curva de capacidade é então um gráfico que relaciona a força de corte basal, resultante da força lateral imposta ao edifício, e o consequente deslocamento lateral num nó de controlo, que corresponde ao nó coincidente com o centro de massa no topo do edifício. Este gráfico descreve a resistência do edifício a solicitações horizontais, sendo obtido para um sistema de vários graus de liberdade (MDOF). Tanto os valores de corte basal como os valores de deslocamento no topo, resultam de uma distribuição de forças proporcionais ao modo fundamental de vibração, analisado para cada uma das direcções principais (Lamego, 2014).

Uma curva de capacidade é característica de cada edifício, dependendo apenas da sua resistência estrutural, da sua geometria em planta e em altura e dos materiais utilizados nos seus elementos considerados como resistentes.

Na Figura 2.19 é apresentado um exemplo de uma curva de capacidade. O primeiro ponto da curva, correspondente à origem do referencial do gráfico, representa a situação em que a estrutura apenas é solicitada pelas cargas verticais. Com a aplicação do carregamento lateral, verifica-se um primeiro troço recto correspondente a um comportamento elástico linear, até ao aparecimento da primeira fenda na estrutura, iniciando a fase fendilhada. Seguidamente, a análise *pushover* continua a aplicação da solicitação horizontal até a perda de resistência global do edifício em

Projecto de reforço de um edifício de habitação com planta em forma de "L",  
do tipo "placa" de médio porte

20% (IPQ, 2010). Este ponto corresponde à força de corte basal última ( $V_{últ}$  - Figura 2.19), visto que na análise *pushover* é considerado a redistribuição de esforços após a fendilhação dos elementos, que implica a perda de rigidez dos mesmos.



**Figura 2.19** - Curva de capacidade: Comportamento elasto-fendilhado-plástico (Lamego, 2014)

Porém, a fim de simplificar o tratamento dos resultados obtidos para a curva de capacidade, é utilizada uma curva bilinear constituída por dois troços, sendo o primeiro correspondente a um comportamento elástico linear e o segundo um comportamento perfeitamente plástico, tal como pode ser observado na Figura 2.20. Para a sua construção deve ser identificado o ponto da curva de capacidade em que a força de corte basal é igual a  $0,70V_{máx}$ , em que o  $V_{máx}$  é o maior valor verificado para a força de corte basal. É traçada uma recta com início na origem do gráfico que intersecta este ponto. Posteriormente, o troço horizontal da curva bilinear é determinado através do equilíbrio entre as áreas acima e abaixo da curva de capacidade.

São verificados dois deslocamentos essenciais para a definição da curva bilinear, estando o primeiro entre o limite dos dois troços da curva, designado por deslocamento de cedência  $dy$ , e o outro no fim do troço horizontal, correspondendo ao ponto de rotura da estrutura, designado por deslocamento último  $du$ .

Projecto de reforço de um edifício de habitação com planta em forma de "L",  
do tipo "placa" de médio porte

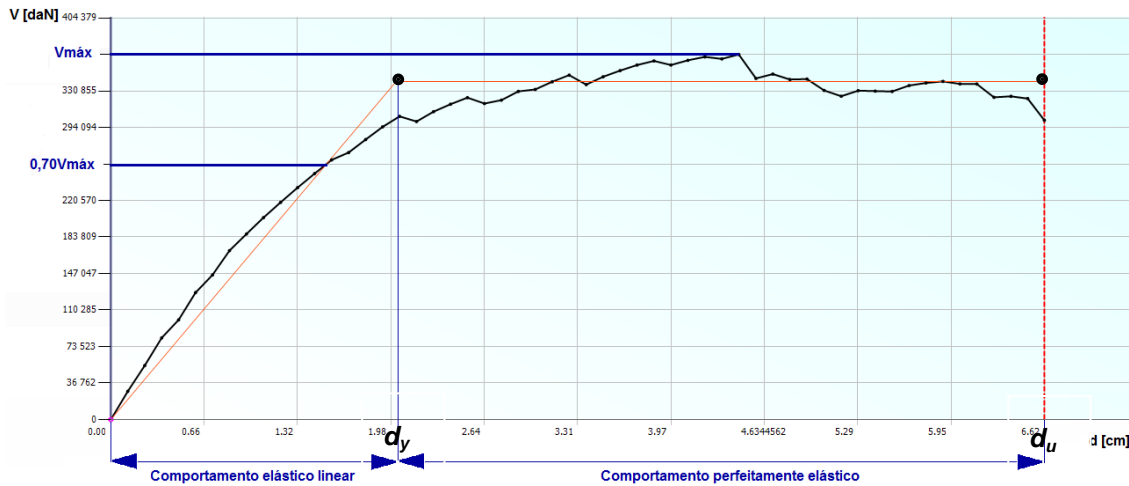


Figura 2.20 - Curva de capacidade (linha preta) e respectiva curva bilinear (linha vermelha)

### 2.3.3 Espectros de Capacidade

Sendo que a curva de capacidade é obtida para um sistema MDOF, é necessário a sua conversão num espectro de resposta aceleração espectral/deslocamento espectral, referente a um sistema equivalente com um grau de liberdade (SDOF). Assim, é possível a comparação com os espectros de resposta da acção sísmica regulamentares, definidos no mesmo formato.

Segundo o "Método do Espectro de Capacidade" descrito no ATC 40 (ATC, 1996), os valores das forças de corte basal  $V$ , da curva de capacidade são convertidas em acelerações espectrais,  $S_a$ , e os deslocamentos horizontais no topo  $d_{topo}$ , em deslocamentos espectrais,  $S_d$ , através das expressões 2.1 e 2.2, respectivamente.

$$S_a = \frac{V/W}{\alpha_1} \quad (2.1)$$

$$S_d = \frac{d_{topo}}{PF_1 \phi_{topo,1}} \quad (2.2)$$

Das expressões 2.1 e 2.2,  $\alpha_1$  é o coeficiente da massa modal referente ao primeiro modo natural de vibração,  $PF_1$  o factor de participação modal referente ao primeiro modo natural de vibração,  $W$  o peso próprio do edifício e  $\phi_{topo,1}$  o deslocamento do primeiro modo natural de vibração no topo. Os parâmetros  $\alpha_1$  e  $PF_1$  são determinados respectivamente pelas expressões 2.3 e 2.4 (ATC, 1996), em que  $w_i$  e  $\phi_i$  são o peso próprio e o deslocamento no piso  $i$ .

$$\alpha_I = \frac{\left[ \sum_{i=1}^N (w_i \phi_i) / g \right]^2}{\left[ \sum_{i=1}^N w_i / g \right] \left[ \sum_{i=1}^N (w_i \phi_i^2) / g \right]} \quad (2.3)$$

$$PF_I = \frac{\left[ \sum_{i=1}^N (w_i \phi_i) / g \right]}{\left[ \sum_{i=1}^N (w_i \phi_i^2) / g \right]} \quad (2.4)$$

Desta forma, é obtido o gráfico dos espectros de capacidade, estabelecendo a relação entre acelerações espectrais e os deslocamentos espectrais, como apresentado no exemplo da Figura 2.21.

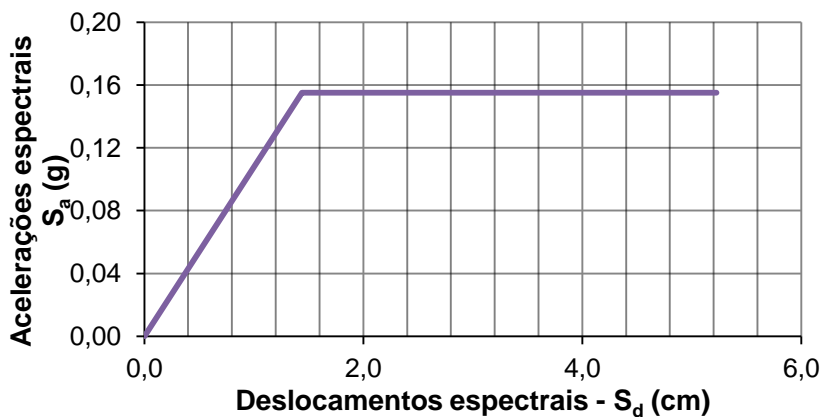


Figura 2.21 - Exemplo de um espectro de capacidade

### 2.3.4 Curvas de Fragilidade

As curvas de fragilidade de um edifício estabelecem a relação entre a probabilidade deste atingir ou exceder um estado de dano e o deslocamento ou aceleração espectral, devido a uma dada acção sísmica (Lamego, 2014).

No documento HAZUS (FEMA, 2003) são definidos níveis de danos provocados pela acção sísmica para cada tipo de edifício, dependendo da sua tipologia construtiva e de utilização. Para os edifícios do tipo "placa" de carácter habitacional, os cinco níveis ou estados de dano, nomeadamente a ausência de dano, dano ligeiro, dano moderado, dano extenso ou grave e dano completo ou colapso, são descritos na Tabela 2.4 [(Lamego, 2014); (FEMA, 2003)]. Os estados de dano são diferenciados pelo grau

Projecto de reforço de um edifício de habitação com planta em forma de "L",  
do tipo "placa" de médio porte

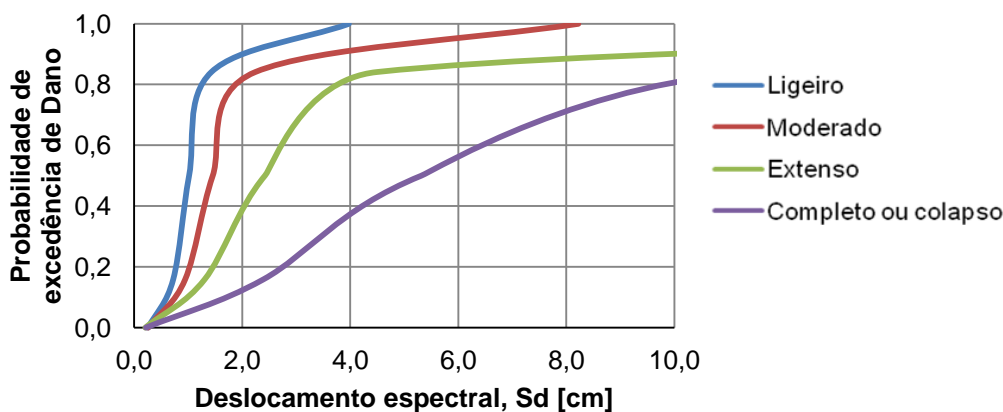
crecente de danos na estrutura do edifício. É de notar que no manual HAZUS entende-se por fissura uma abertura com largura inferior a 1/8" (cerca de 3mm) e por fenda uma abertura com largura superior a 1/8" (FEMA, 2003).

**Tabela 2.4-** Estado de danos para um edifício de habitação do tipo "placa" (Lamego, 2014)

<b>Estado de dano</b>	<b>Danos observados</b>
Ligeiro	Fissuras diagonais ou horizontais em paredes de enchimento; Fendas na interface estrutura/parede.
Moderado	Fendas extensas (diagonais ou horizontais) em muitas das paredes; Esmagamento de alguns cantos próximos da ligação viga-pilar; Fissuras diagonais de corte em pilares ou vigas.
Extenso ou grave	Grandes fendas na maioria das paredes; Alguns tijolos ou pedras podem-se deslocar e cair; Algumas paredes de enchimento podem entrar em rotura para fora do plano; Algumas paredes podem cair parcial ou totalmente; Algumas vigas ou pilares podem entrar em rotura por corte, resultando em colapso parcial; Estrutura pode apresentar deformação lateral permanente.
Completo ou colapso	A estrutura entra em colapso ou em perigo iminente de colapso devido a uma combinação de rotura das paredes de enchimento e rotura não-dúctil dos pilares e vigas; Cerca de 15% (edifícios de pequeno porte), 13% (edifícios de médio porte) ou 5% (edifícios de grande porte) da área total do edifício apresenta danos completos.

É apresentado na Figura 2.22 um exemplo das curvas de fragilidade para um edifício numa dada direcção, sendo que entre cada nível de dano existe uma curva limite de excedência do mesmo, como por exemplo, a primeira curva do gráfico (a azul), representa o limite de transição entre a ausência de dano e o estado de dano ligeiro.

Projecto de reforço de um edifício de habitação com planta em forma de "L",  
do tipo "placa" de médio porte



**Figura 2.22** - Exemplo de curvas de fragilidade

Segundo a metodologia apresentada em HAZUS (FEMA, 2003), estas curvas são definidas através da função normal de distribuição acumulada, definida pela expressão 2.5, que  $ds$  é o estado de dano,  $S_d$  é o deslocamento espectral,  $\beta_{ds}$  é o desvio-padrão do logaritmo normal do deslocamento espectral para o estado de dano e  $\bar{S}_{d,ds}$  o valor mediano do deslocamento espectral para o qual o edifício atinge o estado de dano.

$$P[ds|S_d] = \phi \left[ \frac{1}{\beta_{ds}} \ln \left( \frac{S_d}{\bar{S}_{d,ds}} \right) \right] \quad (2.5)$$

Em HAZUS (FEMA, 2003) o desvio-padrão de cada estado de dano é determinado tendo em consideração a combinação de três factores, nomeadamente a incerteza do valor limite do estado de dano, ou seja, do valor mediano do estado de dano, a incerteza associada à definição da acção sísmica e a variabilidade referente à determinação das curvas de capacidade. Desta forma, a contribuição destes três factores para o cálculo do desvio-padrão de um estado de dano é reflectida pela utilização de uma função lognormal.

A determinação dos desvios-padrão para os quatro estados de dano considerados, são determinados neste trabalho conforme a metodologia adoptada em Risk Project [(Risk-UE Project, 2003), (Lamego, 2014)] pelas expressões 2.6, 2.7, 2.8 e 2.9. Nestas expressões  $\beta_{ds1}$ ,  $\beta_{ds2}$ ,  $\beta_{ds3}$  e  $\beta_{ds4}$  representam, respectivamente, os desvios-padrão para o estado de dano ligeiro, estado de dano moderado, estado de dano extenso ou grave e estado de dano completo ou colapso e  $\mu_u$  é o coeficiente que relaciona o deslocamento espectral último ( $S_{d_u}$ ) com o deslocamento espectral de cedência ( $S_{d_y}$ ), designado por ductilidade última.

Projecto de reforço de um edifício de habitação com planta em forma de "L",  
do tipo "placa" de médio porte

$$\beta_{ds1} = 0,25 + 0,07 \ln (\mu_u) \quad (2.6)$$

$$\beta_{ds2} = 0,20 + 0,18 \ln (\mu_u) \quad (2.7)$$

$$\beta_{ds3} = 0,10 + 0,40 \ln (\mu_u) \quad (2.8)$$

$$\beta_{ds4} = 0,15 + 0,50 \ln (\mu_u) \quad (2.9)$$

O cálculo dos valores medianos de cada um dos estados de dano, segue também a metodologia de Risk Project (Risk-UE Project, 2003), segundo as expressões 2.10 a 2.13, sendo  $\bar{S}_{d1}$ ,  $\bar{S}_{d2}$ ,  $\bar{S}_{d3}$  e  $\bar{S}_{d4}$ , respectivamente, os valores medianos de deslocamento espectral associados aos limites de estado de dano ligeiro, dano moderado, dano extenso ou grave e dano completo ou colapso.

$$\bar{S}_{d1} = 0,70 Sd_y \quad (2.10)$$

$$\bar{S}_{d2} = Sd_y \quad (2.11)$$

$$\bar{S}_{d3} = Sd_y + 0,25(Sd_u - Sd_y) \quad (2.12)$$

$$\bar{S}_{d4} = Sd_u \quad (2.13)$$

### 2.3.5 Desempenho sísmico

O desempenho sísmico de um edifício pode ser definido como o comportamento global deste quando é solicitado por uma acção sísmica. O desempenho depende das características resistentes do edifício, nomeadamente a curva ou o espectro de capacidade, do tipo de acção sísmica e do terreno de fundação.

Com o objectivo de verificar se o edifício necessita de ser reforçado para garantir a segurança estrutural face à ocorrência de um sismo, é comparado o deslocamento imposto à estrutura pelo sismo com a sua capacidade resistente lateral.

Segundo o EC8 (IPQ, 2010), o deslocamento induzido por uma acção sísmica a uma estrutura é designado por deslocamento-alvo e pode ser determinado segundo o "Método N2" apresentado no mesmo regulamento. Este deslocamento é definido na norma para o sistema equivalente de um grau de liberdade.

Na metodologia adoptada pelo EC8 (IPQ, 2010) para a determinação do deslocamento-alvo, o espectro de resposta da acção sísmica utilizado é o espectro de resposta elástica de deslocamentos. A conversão do tradicional espectro de resposta

Projecto de reforço de um edifício de habitação com planta em forma de "L",  
do tipo "placa" de médio porte

elástico de aceleração ( $S_e(T)$ ) em espectro de resposta elástica de deslocamentos ( $d_{et}$ ), é feita através da aplicação da expressão 2.14, prevista no EC8 (IPQ, 2010)

$$d_{et} = S_e(T) \frac{T^2}{4\pi^2} \quad (2.14)$$

Segundo o EC8 (IPQ, 2010), a determinação da aceleração espectral  $S_e(T)$  depende do valor do período de vibração do edifício face aos períodos limites entre os patamares do espectro de resposta elástico de aceleração  $T_B$ ,  $T_C$  e  $T_D$ , como se pode verificar nas expressões 2.15 a 2.18.

$$\text{Se } 0 < T \leq T_B: S_e(T) = a_g \cdot S \left( 1 + \frac{T}{T_B} (2,5\eta - 1) \right) \quad (2.15)$$

$$\text{Se } T_B < T \leq T_C: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot 2,5\eta \quad (2.16)$$

$$\text{Se } T_C < T \leq T_D: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot 2,5\eta \cdot \frac{T_C}{T} \quad (2.17)$$

$$\text{Se } T_D < T \leq 4s: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot 2,5\eta \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \quad (2.18)$$

Nas expressões anteriores,  $a_g$  é aceleração de cálculo que depende da aceleração de referência máxima para cada zona de fundação ( $a_{gR}$ ) e do coeficiente de importância ( $\gamma_R$ ) que traduz o tipo de utilização do edifício, como se verifica na expressão 2.19.

$$a_g = \gamma_R \cdot a_{gR} \quad (2.19)$$

O coeficiente de solo  $S$  é determinado pelas expressões 2.20 a 2.22, com base no valor da aceleração de cálculo, em que  $S_{m\acute{a}x}$  é o coeficiente do solo que depende exclusivamente do tipo de terreno.

$$\text{Se } a_g \leq 1m/s^2: S = S_{m\acute{a}x} \quad (2.20)$$

$$\text{Se } 1m/s^2 < a_g < 4m/s^2: S = S_{m\acute{a}x} - \frac{S_{m\acute{a}x}-1}{3} (a_g - 1) \quad (2.21)$$

$$\text{Se } a_g \geq 4m/s^2: S = 1,0 \quad (2.22)$$

Paralelamente, a curva de capacidade do edifício (sistema MDOF) é convertida também em espectro de capacidade (sistema SDOF) de forma a que ambos os espectros, da acção sísmica e do edifício, se encontrem no mesmo formato, denominado de *ADRS (Acceleration Displacement Response Spectrum)*, mais especificamente aceleração espectral vs deslocamento espectral.

A conversão da curva de capacidade do edifício em espectro de capacidade é feita através da aplicação de um coeficiente de transformação,  $\Gamma$ . Este coeficiente é

Projecto de reforço de um edifício de habitação com planta em forma de "L",  
do tipo "placa" de médio porte

determinado pela expressão 2.23, em que  $m_i$  é a massa do piso  $i$  e  $\phi_i$  o deslocamento normalizado, de forma a que  $\phi_n=1$ , ou seja, o deslocamento no nó de controlo no topo seja igual a 1.

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \phi_i^2} = \frac{\sum m_i \phi_i}{\sum m_i \phi_i^2} \quad (2.23)$$

É de notar que os procedimentos do "Método N2" (IPQ, 2010) e do "Método do Espectro de Capacidade" (ATC, 1996) são equivalentes aquando da transformação da curva de capacidade do edifício (MDOF) num sistema SDOF, visto que para o segundo também é aplicado um factor de transformação, o factor de participação modal  $PF_1$  [(Serra, 2008), (Amorim, 2012)].

São determinados as forças  $F^*$  e os deslocamentos equivalentes  $d^*$ , pelas expressões 2.24 e 2.25, respectivamente, onde  $V$  é a força de corte basal e  $d_{topo}$  o deslocamento no topo para o sistema MDOF.

$$F^* = \frac{V}{\Gamma} \quad (2.24)$$

$$d^* = \frac{d_{topo}}{\Gamma} \quad (2.25)$$

Após a conversão do sistema MDOF em SDOF, é calculado o período elástico do sistema equivalente  $T^*$ , segundo a expressão 2.26, em que  $d_y^*$  é o deslocamento de cedência e  $F_y^*$  a força do limite de cedência para o sistema equivalente de um grau de liberdade.

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* d_y^*}{F_y^*}} \quad (2.26)$$

Seguidamente, é determinado o deslocamento-alvo segundo o EC8 (IPQ, 2010). Este valor depende se o período do sistema SDOF é curto, ou seja, o período  $T^*$  é menor que o valor do período  $T_c$  do espectro de resposta elástica da acção sísmica, ou se o período é médio ou longo, ou seja, o período  $T^*$  é superior ao valor do período  $T_c$ . Para períodos curtos, o deslocamento-alvo depende ainda da aceleração espectral para o sistema equivalente de um grau de liberdade,  $S_a$ , definida pela expressão 2.27.

$$S_a = \frac{F^*}{m^*} \quad (2.27)$$

Projecto de reforço de um edifício de habitação com planta em forma de "L",  
do tipo "placa" de médio porte

Para períodos curtos em que a aceleração espectral é igual ou superior à de resposta elástica da acção sísmica o deslocamento-alvo é dado pela expressão 2.28. No caso de se tratar de um período curto mas em que a aceleração espectral é inferior à aceleração espectral da resposta elástica da acção sísmica, o deslocamento-alvo é dado pela expressão 2.29. Nas expressões mencionadas  $q_u$  é um coeficiente de redução que permite tirar partido da ductilidade do edifício (Lamego, 2014), determinado através de 2.30.

Se  $T^* < T_C$ :

$$\text{Se } S_a \geq S_e(T^*): d_{alvo} = d_{et}^*(T^*) \quad (2.28)$$

Se  $S_a < S_e(T^*):$

$$d_{alvo} = \frac{d_{et}^*(T^*)}{q_u} \left( 1 + (q_u - 1) \frac{T_C}{T^*} \right) \quad (2.29)$$

$$q_u = \frac{S_e(T^*) m^*}{F_y^*} \quad (2.30)$$

Para períodos médios ou longos, o deslocamento-alvo é calculado através da expressão 2.31.

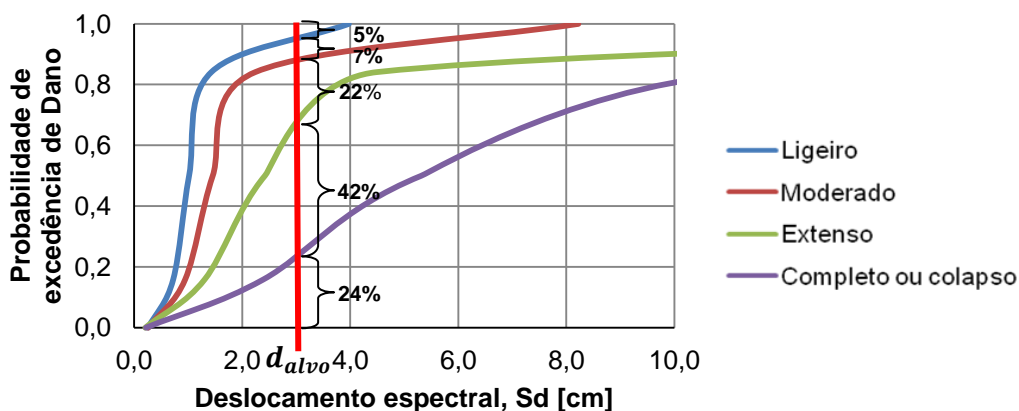
Se  $T^* \geq T_C$ :

$$d_{alvo} = d_{et}^*(T^*) = S_e(T^*) \frac{(T^*)^2}{4\pi^2} \quad (2.31)$$

Determinado o deslocamento-alvo,  $d_{alvo}$ , este é comparado com o deslocamento espectral último do edifício,  $Sd_u$ , através da condição de segurança  $d_{alvo} \leq Sd_u$ . Caso esta condição não seja verificada, significa que o edifício não possui capacidade resistente suficiente para a acção sísmica considerada. Caso contrário, se a condição referida for verificada, torna-se necessário estimar as probabilidades de excedência de cada um dos estados de dano. Essa estimativa pode ser efectuada através das curvas de fragilidade do edifício, igualando o valor de deslocamento espectral ao deslocamento-alvo previsto para a acção sísmica em estudo, ou seja, quando  $S_d = d_{alvo}$  (Lamego, 2014).

Na Figura 2.23 é apresentado um exemplo da determinação das probabilidades de excedência de cada estado de dano com recurso às curvas de fragilidade para uma dada acção sísmica segundo uma dada direcção, em que a linha vermelha corresponde a  $S_d = d_{alvo}$ . Tomando o deslocamento-alvo o valor de 3,0 cm a probabilidade de excedência de ausência de dano é 5%, a probabilidade de excedência de estado de dano ligeiro é 7%, a probabilidade de excedência de estado

de dano moderado é 22%, a probabilidade de excedência de estado de dano extenso é 42% e a probabilidade de excedência de estado de dano completo ou colapso é 24%.



**Figura 2.23** - Exemplo de determinação das probabilidades de excedência de cada estado de dano

### 2.3.6 Valor característico e custo de reparação do dano sísmico

Com a realização do estudo da vulnerabilidade e do desempenho sísmico de um edifício para uma dada acção sísmica, é possível identificar a direcção mais desfavorável, ou seja, aquela que apresenta danos estruturais superiores aos obtidos para as restantes direcções, que possam ou não comprometer a estabilidade estrutural.

A fim de quantificar os custos de reparação da estrutura é considerado que os parâmetros característicos resistentes do edifício são os obtidos na situação verificada como a mais desfavorável resultante da análise sísmica. Da mesma forma, é considerado que o custo de reparação do edifício é igual a custo de reparação para a direcção mais desfavorável (Lamego, 2014), obtendo-se uma estimativa referente às perdas económicas face aos danos provocados pela acção sísmica.

Segundo HAZUS (FEMA, 2003), o custo de reparação do dano sísmico de um edifício depende das perdas associadas a cada estado de dano, nomeadamente:

- Ausência de dano representa 0% do custo total de reparação;
- Dano ligeiro representa 2% do custo total de reparação;
- Dano moderado representa 10% do custo total de reparação;
- Dano extenso representa 50% do custo total de reparação;
- Dano completo ou colapso representa 100% do custo total de reparação;

Projecto de reforço de um edifício de habitação com planta em forma de "L",  
do tipo "placa" de médio porte

O custo de reparação do dano sísmico,  $C_{Ra}$ , é então calculado pela expressão 2.32, que tem em conta a probabilidade de excedência de cada estado de dano ( $P_{D0}$  a  $P_{D4}$ ) mencionadas nas secções 2.3.4. e 2.3.5, a respectiva percentagem da perda total associada a cada estado de dano, bem como o custo da construção do edifício novo ( $C_T$ ).

$$C_{Ra} = (0 \times P_{D0} + 0,02 \times P_{D1} + 0,10 \times P_{D2} + 0,50 \times P_{D3} + 1,00 \times P_{D4})C_T \quad (2.32)$$

Na expressão anterior,  $P_{D0}$  é a probabilidade de excedência de ausência de dano,  $P_{D1}$  é a probabilidade de excedência de estado de dano ligeiro,  $P_{D2}$  é a probabilidade de excedência de estado de dano moderado,  $P_{D3}$  é a probabilidade de excedência de estado de dano extenso e  $P_{D4}$  a probabilidade de excedência de estado de dano completo ou colapso, para uma dada acção sísmica e direcção.

### 2.3.7 Custo de reposição do recheio

Associado ainda ao custo de reparação do dano sísmico de um edifício, temos o custo de reposição do recheio. Entende-se por recheio de um edifício todos os elementos não-estruturais integrantes deste aquando a ocorrência de um sismo, como por exemplo móveis e equipamentos.

Segundo HAZUS (FEMA, 2003), o valor do recheio de um dado edifício pode ser estimado considerando que este é igual a 50% do valor do edifício. Pela metodologia adoptada no manual técnico, o custo de reposição do recheio depende também do estado de dano do edifício e pressupõe que, para o estado de dano completo, 50% do recheio pode ser recuperado. Desta forma, foram adoptados os rácios de HAZUS (FEMA, 2003) para um edifício habitacional multifamiliar, para cada estado de dano em que se encontra o edifício. O custo de reposição do recheio pode tomar os seguintes valores:

- Para o estado de dano ligeiro, o custo de reposição do recheio é igual a 1% do valor do recheio;
- Para o estado de dano moderado, o custo de reposição do recheio é igual a 5% do valor do recheio;
- Para o estado de dano extenso, o custo de reposição do recheio é igual a 25% do valor do recheio;
- Para o estado de dano completo ou colapso, o custo de reposição do recheio é igual a 50% do valor do recheio.

### 2.3.8 Custo das perdas humanas

Para a determinação das perdas humanas dentro de um edifício associadas à ocorrência de um sismo, é utilizado o processo definido em HAZUS (FEMA, 2003). Entende-se por custos de perdas humanas os custos associados aos ferimentos verificados nas vítimas de um sismo. Apesar de ser um assunto de grande controvérsia, nomeadamente a definição do custo de uma vida humana, são determinados estes valores com o objectivo de realizar uma análise comparativa.

Em HAZUS (FEMA, 2003) são estabelecidos quatro níveis de severidade dos ferimentos verificados nas vítimas resultantes da ocorrência de um sismo, sendo apresentado na Tabela 2.5 a descrição dos ferimentos relativos a cada nível.

**Tabela 2.5** - Níveis de severidade dos ferimentos (FEMA, 2003)

<b>Nível do ferimento</b>	<b>Descrição dos ferimentos</b>
S1	<p>Ferimentos que necessitem tratamento médico básico que possam ser tratados por paramédicos. Neste tipo de lesões poderá ser necessário a aplicação de pensos ou observação.</p> <p>Alguns exemplos são: entorses, um corte profundo que necessite de pontos, queimadura de primeiro ou segundo grau numa pequena parte do corpo, ou uma pancada na cabeça sem perda de consciência.</p> <p>Ferimentos com menos gravidade que podem ser auto-tratáveis não são previstos em HAZUS.</p>
S2	<p>Ferimentos que requerem um nível superior de cuidados médicos e utilização de equipamentos médico, com raios-x ou cirurgia, mas que não impliquem uma situação de perigo de vida.</p> <p>Alguns exemplos são: queimaduras de segundo e terceiro grau sobre grandes áreas do corpo, uma pancada na cabeça que implique perda de consciência, fraturas de ossos, desidratação.</p>
S3	<p>Ferimentos que coloquem de imediato uma situação de perigo de vida caso não seja tratado no momento e de forma adequada.</p> <p>Alguns exemplos são: Hemorragias severas, perfuração de órgãos, lesões internas, danos na coluna, esmagamentos.</p>
S4	Morte instantânea ou ferido mortalmente.

Projecto de reforço de um edifício de habitação com planta em forma de "L",  
do tipo "placa" de médio porte

Foram considerados os valores do custo de cada nível de ferimentos referentes a 2008 (Lamego, 2014). Estes valores foram actualizados através da aplicação de taxas de inflação entre o período de 2008 a 2015 (PORDATA, 2016), para posteriormente serem quantificadas as perdas humanas. Os custos obtidos são apresentados na Tabela 2.6.

**Tabela 2.6** - Custo de cada nível de ferimentos

Nível do ferimento	Custo para o ano de 2015 <sup>(*)</sup>
S1	1 293,20 €
S2	10 992,18 €
S3	513 884,41 €
S4	673 540,43 €

(\*) Valores actualizados a partir do ano de 2008.

No manual HAZUS, são ainda apresentados três cenários para os quais podem ser previstos a ocupação do edifício, nomeadamente à noite (2:00h), de dia (14:00h) e na hora de maior fluxo nas ruas (17:00h). Associados a estes cenários estão rácios que estimam a distribuição populacional referente ao edifício. Estes rácios dependem do tipo de utilização do edifício, que para a situação em estudo neste trabalho são habitações familiares e um espaço comercial. É apenas estudado o número de vítimas no interior do edifício provocadas pelos danos verificados no mesmo. São apresentados na Tabela 2.7 os valores da distribuição da população dentro do edifício para os três cenários.

**Tabela 2.7** - Distribuição da população de um edifício habitacional para os três cenários, dentro do mesmo (FEMA, 2003)

Tipo de ocupação	2:00h	14:00h	17:00h
Habitação	(0,999)0,99(NRes <sup>(*)</sup> )	(0,70)0,75(DRes <sup>(*)</sup> )	(0,999)0,99(NRes <sup>(*)</sup> )
Comércio	(0,999)0,02(Colab <sup>(*)</sup> )	(0,99)0,98(NColab <sup>(*)</sup> ) + 0,80(Visit <sup>(*)</sup> )	(0,98)0,50(NColab <sup>(*)</sup> )

(\*) NRes é o número de residentes estimados nos Censur durante a noite.

(\*) DRes é o número de residentes estimados nos Censur durante o dia.

(\*) Colab é o número de colaboradores estimados nos Censur no espaço comercial.

(\*) Visit é o número de visitantes estimados nos Censur no espaço comercial.

Projecto de reforço de um edifício de habitação com planta em forma de "L",  
do tipo "placa" de médio porte

Para estimar as perdas humanas é necessário estimar o número de pessoas residentes num edifício que sofrem ferimentos e o respectivo nível. Através de HAZUS é possível determinar o número de feridos com cada nível de severidade, que depende do tipo de estrutura e do porte do edifício, bem como do estado de dano em que se apresenta.

Com o objectivo de estimar o custo das perdas humanas no interior do edifício, no caso de estudo, nomeadamente uma habitação de médio porte, do tipo placa, é caracterizada pelo manual HAZUS como C3M. Na Tabela 2.8 são apresentadas as probabilidades de cada nível de ferimentos para os diferentes estados de dano.

**Tabela 2.8** - Probabilidade de cada nível de gravidade dos ferimentos para cada estado de dano (FEMA, 2003)

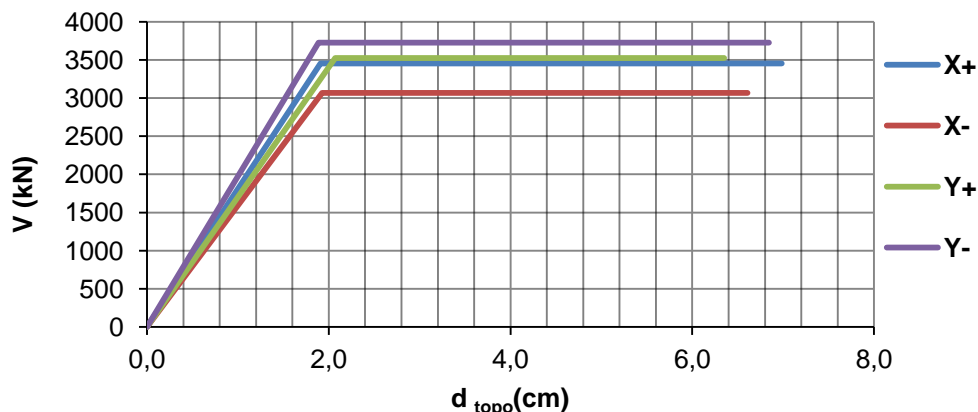
Tipo de Estado de Dano	Probabilidade de cada nível de gravidade dos ferimentos			
	S1	S2	S3	S4
Ligeiro	0,050%	0,000%	0,000%	0,000%
Moderado	0,200%	0,025%	0,000%	0,000%
Extenso	1,000%	0,100%	0,001%	0,001%
Completo (sem colapso)	5,000%	1,000%	0,010%	0,010%
Completo (com colapso)	40,000%	20,000%	5,000%	10,000%

### 2.3.9 Análise da vulnerabilidade sísmica do edifício e tratamento de resultados

Tal como descrito na secção 2.3.2, a análise sísmica do edifício em estudo é feita através de uma análise estática não linear realizada com recurso ao programa de cálculo automático de estruturas 3Muri (S.T.A. DATA, 2015b). Deste foram obtidas as curvas de capacidade do edifício para as duas direcções e para os dois sentidos, nomeadamente para  $X^+$ ,  $X^-$ ,  $Y^+$  e  $Y^-$  (Figura 2.24). A direcção X é paralela à fachada principal e o seu sentido positivo é da esquerda para a direita, e a direcção Y paralela à fachada lateral, com sentido positivo de cima para baixo.

É de salientar que foi verificada a segurança para as cargas estáticas verticais, nomeadamente a verificação da resistência ao estado limite último dos elementos resistentes às cargas verticais, sendo este o primeiro passo antes da aplicação das cargas laterais (aferição do modelo numérico do edifício).

Projecto de reforço de um edifício de habitação com planta em forma de "L",  
do tipo "placa" de médio porte



**Figura 2.24** - Curvas de capacidade bilineares do edifício: X+, X-, Y+ e Y-

Na Tabela 2.9 são apresentados os valores das forças de corte basal ( $V$ ), dos deslocamentos de cedência ( $d_y$ ), e dos deslocamentos últimos ( $d_u$ ), para as direções X+, X-, Y+ e Y-.

**Tabela 2.9** - Valores obtidos para as curvas de capacidade do edifício

Direção	V (kN)	$d_y$ (cm)	$d_u$ (cm)
X+	3455	1,91	6,98
X-	3067	1,93	6,61
Y+	3526	2,07	6,35
Y-	3726	1,89	6,84

Observa-se na tabela que a resistência em ambas as direções e sentidos são bastante semelhantes, o que se deve ao facto de a sua rigidez em planta ser idêntica em ambas as direcções da sua forma em "L".

Posteriormente procedeu-se à conversão das curvas de capacidade em espectros de capacidade, conforme a metodologia descrita na secção 2.3.3. Seguidamente, é apresentado o processo de cálculo para as direções X+ e Y+ como forma de exemplo. Desta forma, são determinados os fatores  $\alpha_1$  e  $PF_1$ , através das expressões 2.3 e 2.4, com base nos valores do peso próprio de cada piso, do peso total do edifício e dos deslocamentos para o 1º modo de vibração para as direções X e Y apresentados na Tabela 2.10 e

Tabela 2.11, respectivamente.

**Tabela 2.10** - Valores resultantes da análise modal e análise estática para a direção X do edifício

Piso	$w_i$ (kN)	$\phi_i(\text{cm}) \times 10^{-2}$	$\phi_i^2$	$w_i \cdot \phi_i$	$w_i \cdot \phi_i^2$
------	------------	------------------------------------	------------	--------------------	----------------------

Projecto de reforço de um edifício de habitação com planta em forma de "L",  
do tipo "placa" de médio porte

1	5500	1,12	1,26	6177	6937
2	5417	2,74	7,52	14853	40730
3	5492	4,51	20,30	24745	111483
4	5670	6,03	36,38	34197	206261
5	4879	7,29	53,16	35574	259380
6	5221	8,02	64,37	41884	336038
$\Sigma$	32178	-	-	157430	960828

**Tabela 2.11** - Valores resultantes da análise modal e análise estática para a direção Y do edifício

Piso	$w_i$ (kN)	$\phi_i(\text{cm}) \times 10^{-2}$	$\phi_i^2$	$w_i \cdot \phi_i$	$w_i \cdot \phi_i^2$
1	5500	0,37	0,14	2045	760
2	5417	1,97	3,87	10655	20961
3	5492	3,60	12,94	19761	71095
4	5670	5,04	25,37	28559	143850
5	4879	6,24	38,97	30459	190149
6	5221	6,97	48,59	36390	253661
$\Sigma$	32178	-	-	127868	680476

Para a direção X<sup>+</sup>:

$$\alpha_1 = \frac{\left[ \sum_{i=1}^N (w_i \phi_i) / g \right]^2}{\left[ \sum_{i=1}^N w_i / g \right] \left[ \sum_{i=1}^N (w_i \phi_i^2) / g \right]} = \frac{(157430/9,81)^2}{(32178/9,81)(960828/9,81)} = 0,8016$$

$$PF_1 = \frac{\left[ \sum_{i=1}^N (w_i \phi_i) / g \right]}{\left[ \sum_{i=1}^N (w_i \phi_i^2) / g \right]} = \frac{(157430/9,81)}{(960828/9,81)} = 0,1638$$

**Para a direção Y<sup>+</sup>:**

$$\alpha_1 = \frac{(127868/9,81)^2}{(32178/9,81)(680476/9,81)} = 0,7467$$

$$PF_1 = \frac{(127868/9,81)}{(680476/9,81)} = 0,1879$$

Com base nos valores apresentados na Tabela 2.9, são determinadas as acelerações espectrais ( $S_a$ ) pela expressão 2.1, os deslocamentos espectrais de cedência ( $S_{d_y}$ ) e os deslocamentos espectrais últimos ( $S_{d_u}$ ) ambos através da expressão 2.2, para as direções X<sup>+</sup> e Y<sup>+</sup>.

**Para a direção X<sup>+</sup>:**

$$S_a = \frac{V/W}{\alpha_1} = \frac{3455/32178}{0,8016} = 0,13(g)$$

$$S_{d_y} = \frac{d_y}{PF_1 \phi_{topo,1}} = \frac{1,91}{0,1638 \times 8,02} = 1,45cm$$

$$S_{d_u} = \frac{d_u}{PF_1 \phi_{topo,1}} = \frac{6,98}{0,1638 \times 8,02} = 5,31cm$$

**Para a direção Y<sup>+</sup>:**

$$S_a = \frac{3526/32178}{0,7467} = 0,15(g)$$

$$S_{d_y} = \frac{2,07}{0,1879 \times 6,97} = 1,58cm$$

$$S_{d_u} = \frac{6,35}{0,1879 \times 6,97} = 4,85cm$$

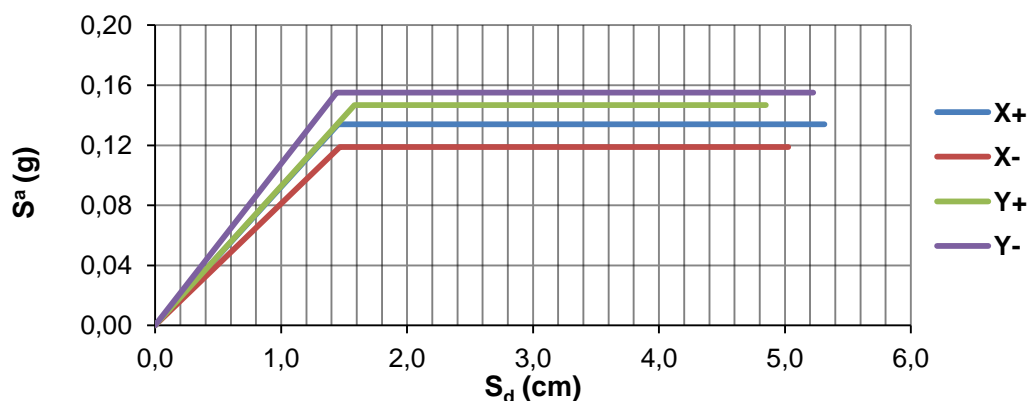
De forma análoga, foram obtidos os valores das acelerações espectrais, dos deslocamentos espectrais de cedência e dos deslocamentos espectrais últimos para as restantes direções, que são apresentados na Tabela 2.12.

**Tabela 2.12-** Valores obtidos para os espectros de capacidade do edifício

Direção	$S_a$ (g)	$S_{d_y}$ (cm)	$S_{d_u}$ (cm)
X <sup>+</sup>	0,13	1,45	5,31
X <sup>-</sup>	0,12	1,46	5,03
Y <sup>+</sup>	0,15	1,58	4,85
Y <sup>-</sup>	0,16	1,44	5,22

Assim, são obtidos os espectros de capacidade para as quatro direções, X<sup>+</sup>, X<sup>-</sup>, Y<sup>+</sup> e Y<sup>-</sup> apresentados Figura 2.25.

Projecto de reforço de um edifício de habitação com planta em forma de "L",  
do tipo "placa" de médio porte



**Figura 2.25** - Espectros de capacidade do edifício: X+, X-, Y+ e Y-

Após a obtenção dos valores das acelerações espectrais e dos deslocamentos espectrais para as direções principais, procedeu-se à determinação das curvas de fragilidade do edifício, pelo procedimento indicado na secção 2.3.4.

Foram calculados os desvios-padrão,  $\beta_{ds(i)}$ , e os valores medianos referentes aos deslocamentos espectrais,  $\bar{S}_{d,ds(i)}$ , para cada limite de estado de dano  $i$ , que são apresentados na Tabela 2.13.

**Tabela 2.13** - Parâmetros de caracterização das curvas de fragilidade do edifício

Direção	Limite de estado de dano							
	Ligeiro		Moderado		Extenso		Completo ou colapso	
	$\beta_{ds1}$	$\bar{S}_{d1}$ (cm)	$\beta_{ds2}$	$\bar{S}_{d2}$ (cm)	$\beta_{ds3}$	$\bar{S}_{d3}$ (cm)	$\beta_{ds4}$	$\bar{S}_{d4}$ (cm)
X <sup>+</sup>	0,34	1,02	0,43	1,45	0,62	2,42	0,80	5,31
X <sup>-</sup>	0,34	1,03	0,42	1,46	0,59	2,35	0,77	5,03
Y <sup>+</sup>	0,33	1,11	0,40	1,58	0,55	2,40	0,71	4,85
Y <sup>-</sup>	0,34	1,01	0,43	1,44	0,62	2,39	0,79	5,22

É demonstrado seguidamente o processo de cálculo dos parâmetros característicos dos limites de estado de dano ligeiro ( $\beta_{ds1}$  e  $\bar{S}_{d1}$ ), dano moderado ( $\beta_{ds2}$  e  $\bar{S}_{d2}$ ), dano extenso ( $\beta_{ds3}$  e  $\bar{S}_{d3}$ ) e dano completo ou colapso ( $\beta_{ds4}$  e  $\bar{S}_{d4}$ ) para a definição das curvas de fragilidade para a direção X<sup>+</sup>, a título de exemplo.

Projecto de reforço de um edifício de habitação com planta em forma de "L",  
do tipo "placa" de médio porte

Os desvios-padrão para os quatro limites de estado de dano, determinados pelas expressões 2.6 e 2.9, são dados por:

$$\beta_{ds1} = 0,25 + 0,07 \ln(\mu_u) = 0,25 + 0,07 \ln\left(\frac{5,31}{1,45}\right) = 0,34$$

$$\beta_{ds2} = 0,20 + 0,18 \ln(\mu_u) = 0,20 + 0,18 \ln\left(\frac{5,31}{1,45}\right) = 0,43$$

$$\beta_{ds3} = 0,10 + 0,40 \ln(\mu_u) = 0,10 + 0,40 \ln\left(\frac{5,31}{1,45}\right) = 0,62$$

$$\beta_{ds4} = 0,15 + 0,50 \ln(\mu_u) = 0,15 + 0,50 \ln\left(\frac{5,31}{1,45}\right) = 0,80$$

Os valores medianos dos deslocamentos espectrais para os quatro limites de estado de dano, determinados pelas expressões 2.10 a 2.13, para a direção  $X^+$ , são dados por:

$$\bar{S}_{d1} = 0,70 Sd_y = 0,70 \times 1,45 = 1,02 \text{ cm}$$

$$\bar{S}_{d2} = Sd_y = 1,45 \text{ cm}$$

$$\bar{S}_{d3} = Sd_y + 0,25(Sd_u - Sd_y) = 1,45 + 0,25(5,31 - 1,45) = 2,42 \text{ cm}$$

$$\bar{S}_{d4} = Sd_u = 5,31 \text{ cm}$$

Como referido na secção 2.3.4, a construção das curvas de fragilidade do edifício é feita através da função normal de distribuição acumulada, definida pela expressão 2.5, sendo necessários a definição de cinco pontos para definir uma curva. Três destes pontos são referentes às probabilidades de excedência de dano igualada a 0%, a 50% e 100%. Os restantes pontos são referentes ao desvio-padrão do limite de estado de dano.

Os dois valores dos deslocamentos espectrais referentes ao desvio-padrão ( $\bar{S}_{di} - \beta_{dsi}$  e  $\bar{S}_{di} + \beta_{dsi}$ ) são referidos por  $Sd_{1-}$  e por  $Sd_{1+}$ , para a direção  $X^+$ , são determinados por:

$$Sd_{1-} = \frac{\bar{S}_{d1}}{e^{\beta_{ds1}}} = \frac{1,02}{e^{0,34}} = 0,72 \text{ cm}$$

$$Sd_{1+} = \bar{S}_{d1} \times e^{\beta_{ds1}} = 1,02 \times e^{0,34} = 1,43 \text{ cm}$$

É demonstrado o cálculo das probabilidades de excedência para estado de dano ligeiro para os deslocamentos  $Sd_{1-}$  e  $Sd_{1+}$ , bem como para o valor do deslocamento espectral médio:

$$P[ds|Sd_{1-}] = \phi \left[ \frac{1}{\beta_{ds1}} \ln \left( \frac{Sd_{1-}}{\bar{S}_{d1}} \right) \right] = \phi \left[ \frac{1}{0,34} \ln \left( \frac{0,72}{1,02} \right) \right] = 0,16$$

Projecto de reforço de um edifício de habitação com planta em forma de "L",  
do tipo "placa" de médio porte

$$P[ds|\bar{S}_{d1}] = \phi \left[ \frac{1}{\beta_{ds1}} \ln \left( \frac{\bar{S}_{d1}}{\bar{S}_{d1}} \right) \right] = \phi \left[ \frac{1}{0,34} \ln(1) \right] = 0,50$$

$$P[ds|S_{d1+}] = \phi \left[ \frac{1}{\beta_{ds1}} \ln \left( \frac{S_{d1+}}{\bar{S}_{d1}} \right) \right] = \phi \left[ \frac{1}{0,34} \ln \left( \frac{1,43}{1,02} \right) \right] = 0,84$$

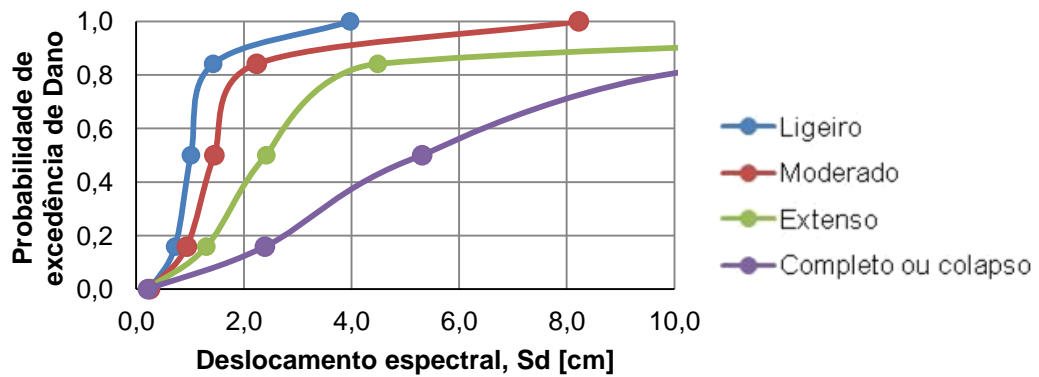
Através da função normal de distribuição acumulada e de tabelas de distribuição normal padrão (Lamego, 2014), é determinado o deslocamento espectral para a probabilidade de excedência do estado de dano igual a 1. O valor correspondente ao deslocamento espectral com probabilidade nula de excedência é, naturalmente, igual a 0.

$$P[ds|S_d] = 1 \Leftrightarrow \phi(z) = 0 \Rightarrow z = 4 \Leftrightarrow \frac{1}{\beta_{ds}} \ln \left( \frac{S_d}{\bar{S}_{d,ds}} \right) = 4 \Leftrightarrow S_d = e^{4\beta_{ds}} \times \bar{S}_{d,ds}$$

É então determinado como forma de exemplo o deslocamento espectral para a probabilidade de excedência igual a 1, segundo  $X^+$  e para o limite de estado de dano ligeiro:

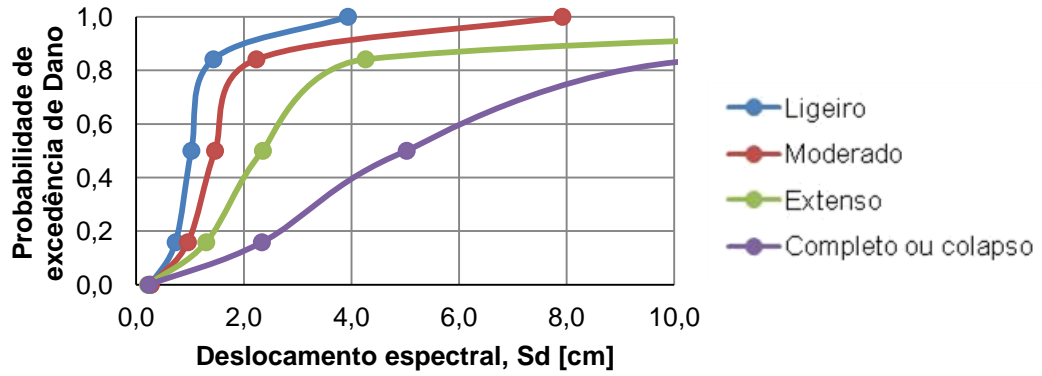
$$S_d(P = 1) = e^{4 \times 0,34} \times 1,02 = 3,97 \text{ cm}$$

Esta metodologia é aplicada para a obtenção dos quatro limites de dano, para as direções  $X^+$ ,  $X^-$ ,  $Y^+$  e  $Y^-$ , de forma a serem construídas as curvas de fragilidade do edifício (Figura 2.26).

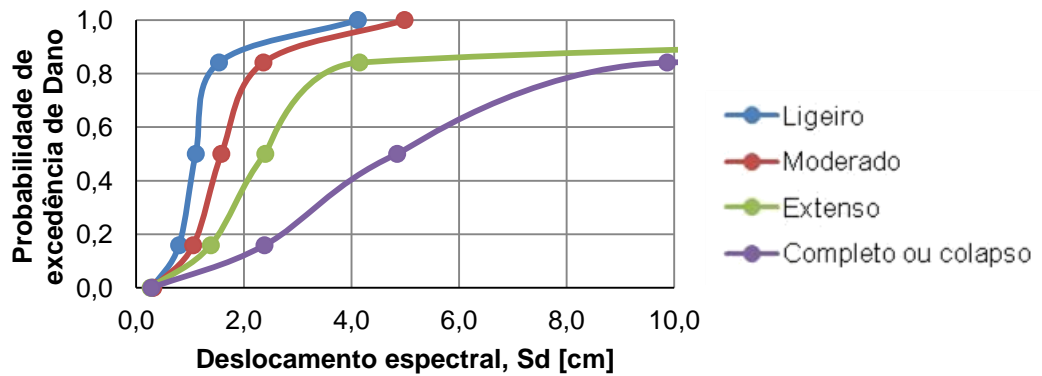


(a)

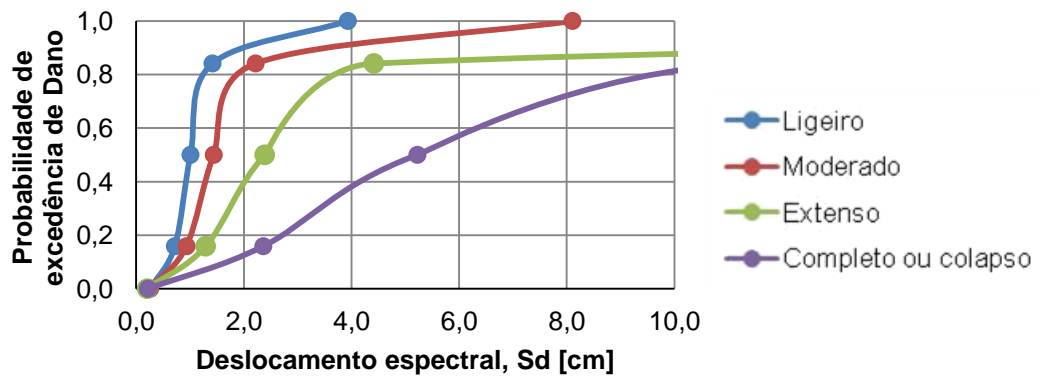
Projecto de reforço de um edifício de habitação com planta em forma de "L",  
do tipo "placa" de médio porte



(b)



(c)



(d)

Figura 2.26 - Curvas de fragilidade do edifício: (a) Direção X<sup>+</sup>; (b) Direção X<sup>-</sup>; (c) Direção Y<sup>+</sup>; (d) Direção Y<sup>-</sup>

### 2.3.10 Análise do desempenho sísmico do edifício

A análise do desempenho sísmico do edifício tem como objectivo a verificação da existência de resistência lateral suficiente do edifício para garantir o cumprimento dos estados limite últimos, quando solicitado por uma dada acção sísmica. Desta forma, o

Projecto de reforço de um edifício de habitação com planta em forma de "L",  
do tipo "placa" de médio porte

desempenho sísmico do edifício depende da sua capacidade resistente, que é traduzida nas curvas de capacidade ou nos espectros de capacidade, da acção sísmica a que é sujeito e do tipo de terreno em que está fundado.

A análise do desempenho sísmico do edifício em estudo foi feito segundo o "Método N2" (IPQ, 2010), como é descrito na secção 2.3.5. Este método relaciona o deslocamento último do edifício com o deslocamento previsto quando este é sujeito a uma aceleração sísmica, ou seja, o deslocamento-alvo.

As acções sísmicas consideradas foram as acções regulamentares do EC8 (IPQ, 2010), nomeadamente sismo do Tipo 1 (sismo afastado) e sismo Tipo 2 (sismo próximo), para um período de retorno de referência de 475 anos e uma classe de importância do tipo II, ou seja,  $\gamma_R$  toma o valor 1,00 por se tratar de um edifício habitacional.

Segundo o Anexo Nacional-NA, do EC8 (IPQ, 2010), para a acção sísmica Tipo 1, o edifício está situado numa zona sísmica 1.3, sendo a respectiva aceleração máxima de referência de  $1,50\text{m}\cdot\text{s}^{-2}$ . Para a acção sísmica Tipo 2, numa zona sísmica 2.3, tem-se uma aceleração máxima de referência de  $1,70\text{m}\cdot\text{s}^{-2}$ . Conforme a carta geológica da zona do Bairro de Alvalade apresentada na tese de doutoramento da Doutora Paula Lamego (Lamego, 2014), o terreno de implantação do edifício em estudo pode ser considerado do tipo B do EC8.

Assim, na Tabela 2.14 são apresentados os parâmetros necessários para definir os espectros de resposta elástico para ambas as acções sísmicas e tipo de terreno considerado, em que  $S_{\text{máx}}$  é o coeficiente do solo que depende exclusivamente do tipo de terreno, e  $T_B$ ,  $T_C$  e  $T_D$  os períodos limites entre os patamares do espectro de resposta elástico de aceleração.

**Tabela 2.14** - Parâmetros para a definição dos espectros de resposta elástico para as acções sísmicas Tipo 1 e Tipo 2

	<b>Acção sísmica Tipo 1</b>	<b>Acção sísmica Tipo 2</b>
$T_B$ (s)	0,10	0,10
$T_C$ (s)	0,60	0,25
$T_D$ (s)	2,00	2,00
$S_{\text{máx}}$	1,35	1,35

Projecto de reforço de um edifício de habitação com planta em forma de "L",  
do tipo "placa" de médio porte

Foram definidos os espectros de resposta elástico de aceleração para ambas as acções sísmicas e depois convertidos em espectros de resposta elástica de deslocamentos através da expressão 2.14.

Desta forma, inicia-se a determinação do deslocamento-alvo com a aplicação do método descrito no Anexo B do EC8 (IPQ, 2010), apresentando-se de seguida o processo de cálculo para a direção X<sup>+</sup> a título de exemplo.

Com base nos resultados obtidos da análise modal e a análise estática realizadas pelo programa de cálculo automático 3Muri, são apresentados na Tabela 2.15 o valor do peso próprio de cada piso e do total do edifício, bem como os deslocamentos para o 1º modo vibração e respectivos deslocamentos normalizados para X.

**Tabela 2.15** - Valores resultantes da análise modal e análise estática para a direção X do edifício para o cálculo de  $\Gamma$

Piso	$m_i$ (ton)	$\phi_i$ (cm) $\times 10^{-2}$	$\phi_{i,normalizado}$	$\phi_i^2$	$m^*=m_i \cdot \phi_i$	$m_i \cdot \phi_i^2$
1	560,62	1,12	0,14	0,02	78,48	10,99
2	552,15	2,74	0,34	0,12	188,72	64,50
3	559,88	4,51	0,56	0,32	314,40	176,55
4	577,96	6,03	0,75	0,57	434,50	326,64
5	497,34	7,29	0,91	0,83	451,99	410,76
6	532,16	8,02	1,00	1,00	532,16	532,16
$\Sigma$	3280,12	-	-	-	2000,24	1521,60

Através da expressão 2.23 e dos dados apresentados na Tabela 2.15, é determinado o coeficiente de transformação  $\Gamma$  para a direção X:

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \phi_{i,norm.}^2} = \frac{\sum m_i \phi_{i,norm.}}{\sum m_i \phi_{i,norm.}^2} = \frac{2000,24}{1521,60} = 1,3146$$

Pelos resultados obtidos presentes na Tabela 2.9 (secção 2.3.9.), através da análise *pushover*, para a força de corte basal  $V$  e para o deslocamento de cedência no topo para o sistema MDOF, são determinados a força e o deslocamento equivalente para um sistema SDOF, pelas expressões 2.24 e 2.25, para X<sup>+</sup>:

$$V(X^+) = 3455 \text{ kN} \text{ e } d_y(X^+) = 1,91 \text{ cm}$$

Projecto de reforço de um edifício de habitação com planta em forma de "L",  
do tipo "placa" de médio porte

$$F^* = \frac{V}{\Gamma} = \frac{3455}{1,3146} = 2628 \text{ kN}$$

$$d_y^* = \frac{d_{y,topo}}{\Gamma} = \frac{1,91}{1,3146} = 1,45 \text{ cm}$$

O período elástico do sistema  $T^*$ , segundo a expressão 2.26, é determinado para o sistema SDOF:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* d_y^*}{F_y^*}} = 2\pi \sqrt{\frac{2000,24 \times 1,45 \times 10^{-2}}{2628}} = 0,66s$$

As acelerações espectrais são determinadas pela expressão 2.17, visto que para ambos os sismos de referência  $T_C < T^* \leq T_D$ . O coeficiente de solo  $S$  é dado pela expressão 2.21, pois é verificado que  $1m/s^2 < a_g < 4m/s^2$ . Desta forma, são determinados os valores referidos:

**Para o sismo tipo 1:**

$$S = S_{m\acute{a}x} - \frac{S_{m\acute{a}x} - 1}{3} (a_g - 1) = 1,35 - \frac{1,35 - 1}{3} (1,50 - 1) = 1,29$$

$$S_e(T = 0,66s) = a_g \cdot S \cdot 2,5\eta \cdot \frac{T_C}{T} = 1,50 \times 1,29 \times 2,50 \times 1,00 \times \frac{0,60}{0,66} = 4,40cm$$

**Para o sismo tipo 2:**

$$S = 1,35 - \frac{1,35 - 1}{3} (1,70 - 1) = 1,27$$

$$S_e(T = 0,66s) = 1,70 \times 1,27 \times 2,50 \times 1,00 \times \frac{0,25}{0,66} = 2,04cm$$

Pela Tabela 2.14 verifica-se que na direção  $X^+$ , para os dois sismos considerados, o período elástico é caracterizado com sendo um período médio ou longo, ou seja,  $T^* \geq T_C$ , visto o valor de  $T_C$  para a acção sísmica tipo 1 e para a acção sísmica do tipo 2 serem iguais a 0,60s e a 0,25s, respectivamente. Desta forma, é aplicada a expressão 2.31 para as duas situações:

**Para o sismo tipo 1:**

$$d_{alvo} = d_{et}^*(T^*) = S_e(T^*) \frac{(T^*)^2}{4\pi^2} = 4,40 \times \frac{0,66^2}{4\pi^2} \times 10^2 = 4,86cm$$

**Para o sismo tipo 2:**

$$d_{alvo} = 2,04 \times \frac{0,66^2}{4\pi^2} = 2,25cm$$

Projecto de reforço de um edifício de habitação com planta em forma de "L",  
do tipo "placa" de médio porte

Na Tabela 2.16 são apresentados os deslocamentos-alvo para as quatro direcções,  $X^+$ ,  $X^-$ ,  $Y^+$  e  $Y^-$ , para os dois sismos regulamentares no EC8 (IPQ, 2010), sismo tipo 1 e sismo tipo 2, bem como os respectivos deslocamentos últimos, a fim de ser verificada para cada situação a condição  $d_{alvo} \leq Sd_u$ . Verifica-se que o edifício apresenta um desempenho sísmico insuficiente entrando em rotura segundo a direcção  $X^-$ , quando solicitado pela acção sísmica do tipo 1.

É de notar que para a acção sísmica do tipo 1, nas direcções  $X^+$  e  $Y^+$  verifica-se a segurança aos estados limites últimos, mas os valores do deslocamento espectral último e do deslocamento-alvo são bastante próximos, o que indica que o edifício sofrerá também danos elevados em ambas as situações.

Desta forma, é aferida a necessidade de reforço estrutural do edifício por este entrar em rotura, sendo apresentadas na secção 2.4 algumas das soluções de reforço possíveis de aplicar no edifício em estudo, com base nos danos verificados para a situação mais desfavorável.

**Tabela 2.16** - Valores do deslocamento-alvo e verificação da condição  $d_{alvo} \leq Sd_u$

Direcção	$Sd_u$ (cm)	Sismo Tipo 1			Sismo Tipo 2		
		$d_{alvo}$	$Sd_u/d_{alvo}$	Condição:	$d_{alvo}$	$Sd_u/d_{alvo}$	Condição:
$X^+$	5,31	4,86	1,09	Verifica	2,25	2,36	Verifica
$X^-$	<b>5,03</b>	<b>5,18</b>	<b>0,97</b>	<b>Não verifica</b>	2,40	2,09	Verifica
$Y^+$	4,85	4,85	1,00	Verifica	2,25	2,16	Verifica
$Y^-$	5,22	4,50	1,16	Verifica	2,09	2,50	Verifica

### 2.3.11 Custo de reparação do dano sísmico do edifício não reforçado

Verificada a rotura do edifício segundo a direcção  $X^-$ , através da expressão 2.32, obtém-se que o valor do custo de reparação de dano é igual ao custo de execução do edifício novo.

O custo da construção do edifício novo depende do preço da habitação por metro quadrado de área útil, que segundo a Portaria n.º 156/2014, para a Zona I é de 679,35€. Sendo a área útil total do edifício em estudo 2194,71m<sup>2</sup> e, para a situação de rotura, a probabilidade de excedência de dano completo igual a 100%, o custo da

Projecto de reforço de um edifício de habitação com planta em forma de "L",  
do tipo "placa" de médio porte

reparação do dano sísmico do edifício é igual ao custo de construção de um edifício novo:

$$C_T = 679,35 \text{ €/m}^2 \times 2194,71 \text{ m}^2 = 1\,490\,976,37 \text{ €}$$

$$C_{Rd} = (0 \times 0 + 0,02 \times 0 + 0,10 \times 0 + 0,50 \times 0 + 1,00 \times 1,00) C_T$$

$$C_{Rd} = 1,00 \times C_T = 1\,490\,976,37 \text{ €}$$

### 2.3.12 Conclusões

O caso de estudo do presente trabalho é relativo a um edifício projectado numa década em que eram analisadas apenas as cargas estáticas verticais, sem ter em conta a acção sísmica. Visto que o edifício está situado numa zona de moderada a elevada sismicidade, é pertinente a avaliação da segurança estrutural para as novas exigências regulamentares, relativamente aos estados limites últimos considerando como acção variável base a acção sísmica, para que seja aferida a vulnerabilidade sísmica do mesmo.

Foi feita a recolha da informação do edifício quanto à sua geometria, materiais constituintes dos elementos estruturais e respectivas características resistentes consideradas em algumas das referências bibliográficas. Desta forma foi possível a construção de um modelo numérico 3D para análise estrutural, recorrendo ao programa de cálculo automático de estruturas 3Muri (S.T.A. DATA, 2015b). A utilização deste programa é justificada pelo facto de este ser vocacionado para o estudo de edifícios existentes, com a aplicação de uma análise estática não linear ou *pushover* e verificação dos requisitos do EC8 (IPQ, 2010). Os resultados obtidos foram a base para o desenvolvimento deste capítulo.

Ao longo da secção 2.3, foi apresentada uma metodologia de cálculo e, posteriormente, aplicada ao caso de estudo, para que fosse verificada a segurança estrutural do mesmo. Esta metodologia divide-se em duas fases, sendo a primeira a caracterização do edifício quanto à sua capacidade resistente quando solicitado por forças horizontais e a segunda a verificação da resistência do edifício às acções sísmicas regulamentares definidas na norma EC8 (IPQ, 2010).

A capacidade resistente do edifício foi definida pela determinação dos espectros de capacidade, e foram construídas as respectivas curvas de fragilidade, sendo ambos os elementos característicos do edifício. As curvas de fragilidade evidenciam e dividem os danos que podem ocorrer, com base na classificação de HAZUS (FEMA, 2003).

O desempenho sísmico foi determinado pelo "Método N2", referido no EC8 (IPQ, 2010), para o qual dependem as características do edifício, o terreno de fundação e a acção sísmica considerada. Assim, é definido pela condição de segurança que relaciona a capacidade resistente última do edifício - o deslocamento último - com a solicitação sísmica - o deslocamento-alvo. Estes valores são obtidos para as direcções e sentidos  $X^+$ ,  $X^-$ ,  $Y^+$  e  $Y^-$  e para os sismos de referência do EC8 (IPQ, 2010).

Foi verificado que para a direcção  $X^-$ , para o sismo tipo 1, não era verificada a condição de segurança, pelo que foi ainda determinado o custo de reparação que, neste caso, toma o valor do custo de construção de um edifício novo.

Não tendo sido verificada a segurança aos estados limites últimos para a solicitação sísmica, é pertinente, e tal como é o objectivo deste trabalho, a análise de soluções que melhorem o comportamento sísmico do edifício e que são desenvolvidas na secção seguinte.

## **2.4 Proposta de soluções para reforço estrutural**

### **2.4.1 Enquadramento e metodologia adoptada**

Com base nos resultados obtidos da análise de desempenho do edifício em estudo (2.3.10) e nos danos verificados através do programa 3Muri, nesta secção são apresentadas soluções de reforço que permitam a melhoria do comportamento sísmico do edifício.

Numa primeira fase, foram identificados os danos sofridos pelo edifício para a situação mais desfavorável, ou seja, para quando a condição de segurança  $d_{alvo} \leq Sd_u$  não é cumprida. Desta forma, verificou-se o incumprimento da condição referida na direcção  $X^-$  para a acção sísmica do tipo 1.

Consoante os tipos de danos verificados foram escolhidas soluções de reforço estrutural correntemente utilizadas, de forma a eliminar algumas das principais fragilidades e a melhorar globalmente a capacidade resistente do edifício.

A aplicação de alguns dos reforços estruturais adoptados teve como objectivo a obtenção de uma melhoria da capacidade resistente global do edifício, como a aplicação de reboco armado nas paredes exteriores, em paredes interiores e na caixa dos elevadores.

Foram simulados também reforços localizados, a fim de melhorar a capacidade resistente de alguns elementos, nomeadamente as vigas de betão armado.

## Projecto de reforço de um edifício de habitação com planta em forma de "L", do tipo "placa" de médio porte

Posteriormente, foram também modeladas soluções constituídas por reforços conjuntos.

Para cada solução de reforço, é feita a análise de desempenho do edifício reforçado, avaliando se inserem um acréscimo de capacidade resistente e uma melhoria do desempenho sísmico.

Seguidamente, é ainda realizada uma análise dos custos das soluções propostas que se verificaram ser tecnicamente eficientes. Esta análise económica tem em conta o custo de reparação de dano para o edifício reforçado, o custo da introdução do reforço estrutural, o custo das perdas do recheio e o custo associado a perdas humanas.

Por fim, é feito um estudo comparativo das soluções de reforço estrutural quanto à sua viabilidade técnica e económica, para que posteriormente seja identificada a mais benéfica e para a qual se desenvolvem as peças desenhadas descritas no capítulo 3 e apresentadas no Anexo IV que compõem o projecto de reforço.

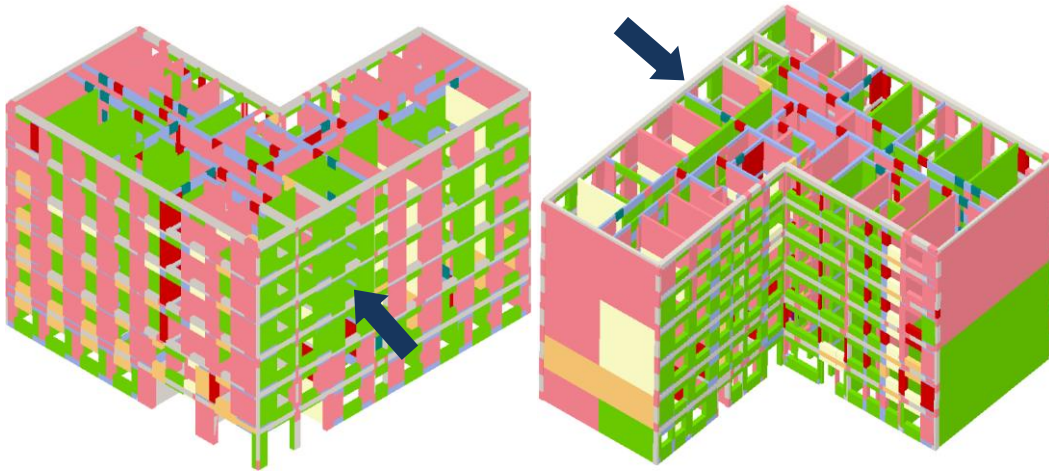
### **2.4.2 Análise dos danos da estrutura antes do reforço**

Através da análise dos danos provocados numa estrutura quando solicitada por uma dada acção sísmica, é possível verificar a necessidade da introdução de elementos ou sistemas estruturais que possam melhorar o seu comportamento sísmico. A aplicação de reforços estruturais é justificada quando é comprometida a estabilidade do edifício para uma dada solicitação.

Inicialmente, seria espectável um agravamento dos danos estruturais ao nível dos elementos localizados junto ao centro de massa, nomeadamente junto ao canto interior do edifício, devido à sua geometria em planta em forma de "L". Porém, tal não foi verificado. Isto pode ser justificado com a distribuição praticamente uniforme da rigidez nas duas direcções do edifício e por ambas as "abas" terem um desenvolvimento proporcional ao desenvolvimento do centro de intersecção das mesmas em planta.

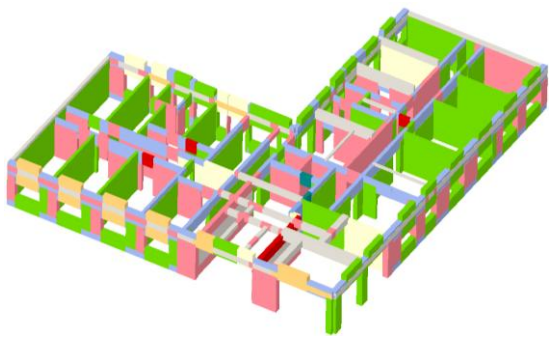
Como verificado anteriormente, para o edifício em estudo a rotura dá-se segundo a direcção X, no sentido negativo (da direita para a esquerda), para a acção sísmica do tipo 1, sendo esta a situação mais desfavorável. Isto implica que os danos alvo de análise são os apresentados para o instante em que o deslocamento espectral toma o valor do deslocamento último do edifício, ou seja,  $d_{alvo} = Sd_u$ . Desta forma, na Figura 2.27 são apresentados os danos observados para direcção X.

Projecto de reforço de um edifício de habitação com planta em forma de "L",  
do tipo "placa" de médio porte

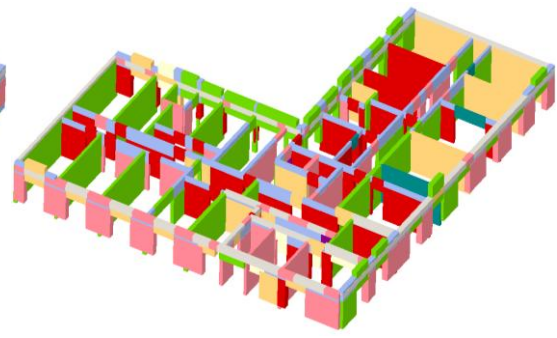


(a)

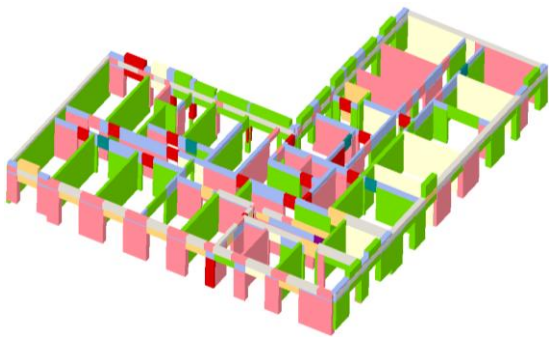
(b)



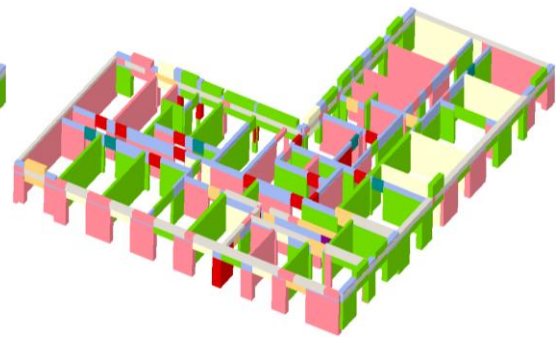
(c)



(d)

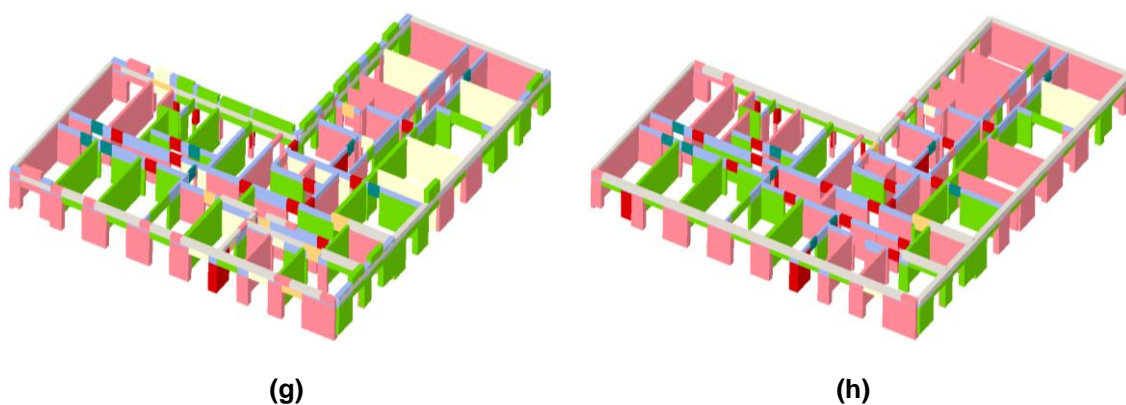


(e)



(f)

Projecto de reforço de um edifício de habitação com planta em forma de "L",  
do tipo "placa" de médio porte



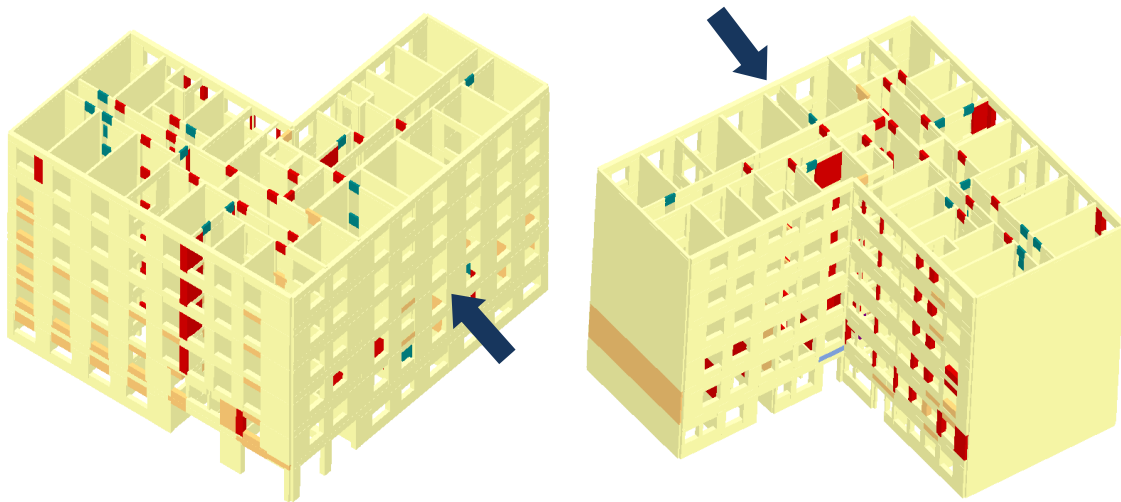
**Legenda:**

- Ausência de dano em elementos de alvenaria
- Ausência de dano em elementos de betão armado
- Dano plástico por corte
- Dano completo ou colapso por corte
- Dano plástico por flexão
- Dano completo ou colapso por flexão
- Dano completo ou colapso por compressão
- Dano completo ou colapso por tracção
- Dano completo ou colapso por excessiva deformação elástica

**Figura 2.27** - Danos totais para a direcção X-: **(a)** Vista do alçado principal e lateral; **(b)** Vista dos alçados tardoz; **(c)** Cave; **(d)** R/C; **(e)** Piso 1; **(f)** Piso 2; **(g)** Piso 3; **(h)** Piso 4

Na Figura 2.28, são identificados no modelo tridimensional do edifício os elementos que apresentam colapso por flexão, por corte e por excessiva deformação em fase elástica. Os elementos que apresentam colapso por corte são as paredes interiores na direcção considerada.

Projecto de reforço de um edifício de habitação com planta em forma de "L",  
do tipo "placa" de médio porte



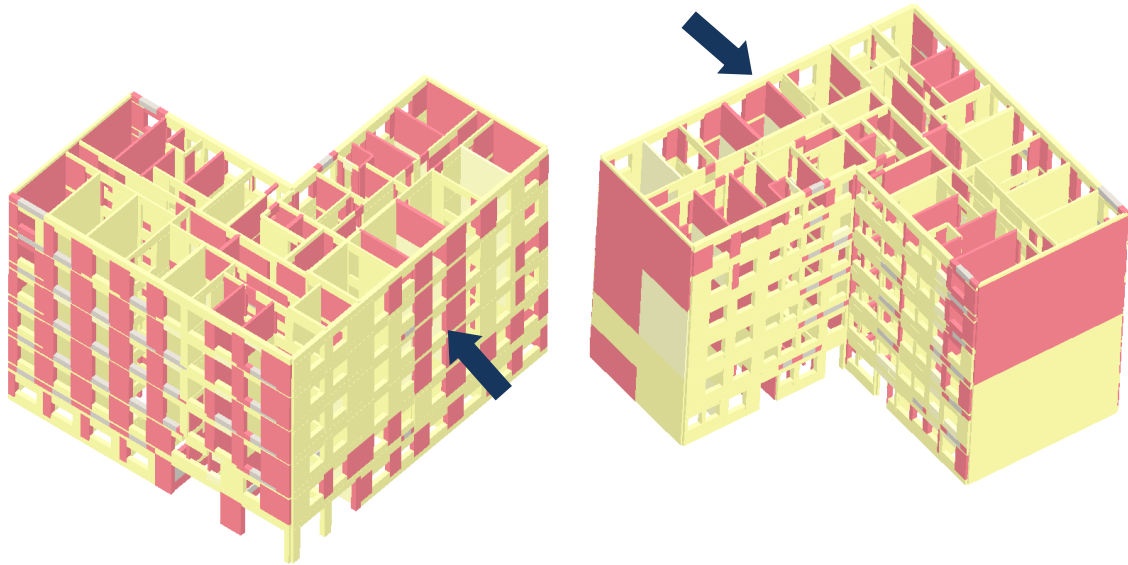
**Legenda:**

- Ausência de dano completo ou colapso
- Dano completo ou colapso por corte
- Dano completo ou colapso por flexão
- Dano completo ou colapso por compressão
- Dano completo ou colapso por tracção
- Dano completo ou colapso por excessiva deformação elástica

**Figura 2.28** - Estado de dano completo ou colapso para a direcção X-: **(a)** Vista do alçado principal e lateral; **(b)** Vista dos alçados tardoz

Na Figura 2.29, são identificados no modelo tridimensional do edifício os elementos que apresentam danos plásticos.

Projecto de reforço de um edifício de habitação com planta em forma de "L",  
do tipo "placa" de médio porte



**Legenda:**

- Ausência de dano plástico
- Dano plástico por corte
- Dano plástico por flexão

**Figura 2.29** - Estado de dano plástico para a direcção X-: **(a)** Vista do alçado principal e lateral;  
**(b)** Vista dos alçados tardoz

Pela análise do modelo tridimensional dos danos apresentados, através da qual surgiram as soluções de reforço apresentadas na secção seguinte, são verificados os seguintes aspectos para o edifício não reforçado:

- Os danos mais elevados dão-se ao nível do R/C (piso 2 do modelo tridimensional), nomeadamente nas paredes interiores e parede de empena dispostas na direcção da solicitação segundo X<sup>-</sup>;
- A caixa dos elevadores apresenta em grande parte danos plásticos por flexão, com alguns elementos em rotura, nomeadamente na zona das aberturas ao nível dos pisos e ao nível do R/C;
- As paredes da fachada principal e da fachada de tardoz paralela a esta apresentam um nível de danos que evidencia a vulnerabilidade destas face à acção sísmica, nomeadamente danos elevados por corte e danos plásticos por flexão;
- Grande parte dos elementos em betão armado apresenta danos moderados a extensos, com excepção dos pilares;

Projecto de reforço de um edifício de habitação com planta em forma de "L", do tipo "placa" de médio porte

- As vigas de troços curtos nas fachadas e as vigas sobre o vão de entrada principal do edifício, bem como da entrada do espaço comercial apresentam colapso por corte;
- Uma das duas paredes em betão armado existentes no piso térreo, nomeadamente na entrada do edifício, apresenta dano completo por flexão.

### **2.4.3 Soluções de reforço adoptadas**

Foram simuladas soluções de reforço estrutural de corrente utilização em Portugal, com base nos danos verificados no edifício e nas fragilidades apresentadas nesta tipologia construtiva, nomeadamente a descontinuidade vertical e a existência de grandes vãos ao nível do piso térreo.

Destas soluções foram consideradas a aplicação de reboco armado nas paredes de alvenaria de tijolo cerâmico, o encamisamento de secções de elementos existentes com recurso a betão armado e a chapas metálicas, bem como a inserção de novos elementos em betão armado.

Seguidamente são apresentadas as características, processo construtivo e benefícios estruturais introduzidos pelos reforços mencionados.

#### Reboco armado

O reboco armado trata-se de um reforço estrutural muito usual em obras de reabilitação, aplicado para melhorar o comportamento sísmico dos edifícios, aumentando as capacidades de corte, de tracção e de deformação, bem como o controlo da fendilhação dos paramentos onde é aplicado (Rodrigues, 2010). A aplicação do reboco armado pode ser na totalidade da parede ou localmente, sendo exemplo disso a reparação de fissuras existentes.

Este sistema de reforço é constituído por uma camada de argamassa de revestimento, com uma armadura, que na solução tradicional é uma rede de aço electrossoldada ou de aço distendido, ou uma rede sintética, como é exemplo os FRP's (fiber reinforcement polimeric). A argamassa de revestimento pode ser a tradicional (cal hidráulica, cal aérea), de cimento, de base sintética ou mista. A armadura de reforço é fixa ao paramento alvo de intervenção por meio de pregagens ou conectores, geralmente em aço galvanizado. As fixações, quando aplicadas em toda a espessura do elemento, permitem ainda o confinamento dos paramentos.

## Projecto de reforço de um edifício de habitação com planta em forma de "L", do tipo "placa" de médio porte

Para que o reboco armado funcione como reforço de um elemento estrutural existente é essencial garantir a devida aderência entre ambos. Desta forma, é necessário a remoção total das camadas superficiais das paredes de suporte e limpeza da superfície de contacto entre o material existente e o novo reboco.

### Encamisamento de secções com betão armado

O encamisamento com betão armado de elementos existentes é uma solução de reforço local. Consiste no aumento da secção transversal dos elementos com a aplicação de uma camada de betão armado. Desta forma, sendo verificado que a capacidade resistente dos elementos estruturais é ultrapassada face às solicitações verticais e/ou horizontais, o aumento da secção e a introdução de armaduras resistentes aumenta a capacidade resistente de flexão e de corte. Para pilares em betão armado, um aumento da secção melhora a resistência à compressão, garante também o confinamento do elemento com a aplicação de cintas de reforço e consequentemente, o aumento da ductilidade do mesmo (Sousa, 2008).

Este tipo de reforço é bastante aplicado em obras de reabilitação face ao uso de materiais (betão e aço) e técnicas construtivas correntes. Porém, apresenta um aspecto negativo referente à grande intervenção arquitectónica, com a amplificação da robustez dos elementos.

A nova camada de reforço pode ser em betão projectado ou betão normal com recurso a cofragem, tendo que ser garantidas espessuras de 5 cm e de 7 cm a 10 cm, respectivamente (Appleton e Costa, 2011/2012).

É essencial a picagem do elemento existente, até à armadura transversal no caso de pilares (cintas) e vigas (estribos) de betão armado, com limpeza e tratamento da superfície de contacto entre o material existente e o betão novo, de forma a garantir a boa ligação entre os dois materiais de idades diferentes.

### Encamisamento de secções com chapas metálicas

O encamisamento de elementos existentes em betão armado com chapas metálicas é uma solução de reforço local e que tem como objectivo o aumento da capacidade resistente de flexão e de corte. Os elementos metálicos podem ser aplicados de forma integral na peça ou localmente, nomeadamente nas secções de maiores esforços.

## Projecto de reforço de um edifício de habitação com planta em forma de "L", do tipo "placa" de médio porte

Face ao encamisamento através de betão armado, a aplicação de chapas metálicas permite manter quase inalterada a secção original. Porém, tem a desvantagem de necessitar de sistemas complementares de protecção contra o fogo.

A ligação entre o reforço metálico e o elemento a reforçar é feita por meio de colagem à base de resinas epoxy, que pode e deve ser complementada com aplicação de conectores metálicos, para absorver as forças de arranque nas extremidades das chapas (Appleton e Costa, 2011/2012).

Para garantir o bom funcionamento do reforço é essencial a picagem superficial do elemento em betão armado a reforçar a fim de criar aderência entre materiais, a limpeza da superfície de betão armado que irá receber a resina epoxy, bem como a preparação da chapa metálica que deve incluir limpeza da mesma.

### Inserção de novos elementos em betão armado

Pretende-se com a introdução de novos elementos em betão armado uma distribuição da carga a fim de reduzir vãos ou eliminar descontinuidades verticais. Ao serem inseridos novos elementos, estes devem ser devidamente ligados à estrutura existente, para que seja garantida a continuidade dos esforços previstos no modelo de cálculo. Esta ligação é geralmente feita por meio de chumbadouros, em varão roscado, colocados em furos previamente feitos e limpos nos elementos existentes, com posterior preenchimento com argamassas de baixa retraction ou resinas epoxy.

#### **2.4.4 Reforço com reboco armado**

##### **Aplicação de reboco armado em paredes interiores**

Sendo verificado que algumas paredes interiores apresentam danos por esforço transversal e por momento flector, foi aplicado reboco armado em ambas as faces com 0,05m de espessura.

Foram estudadas duas soluções de reforço nas paredes interiores com recurso à aplicação do reboco armado, sendo no primeiro caso apenas introduzido num alinhamento de paredes interiores e no segundo caso em dois alinhamentos perpendiculares entre si.

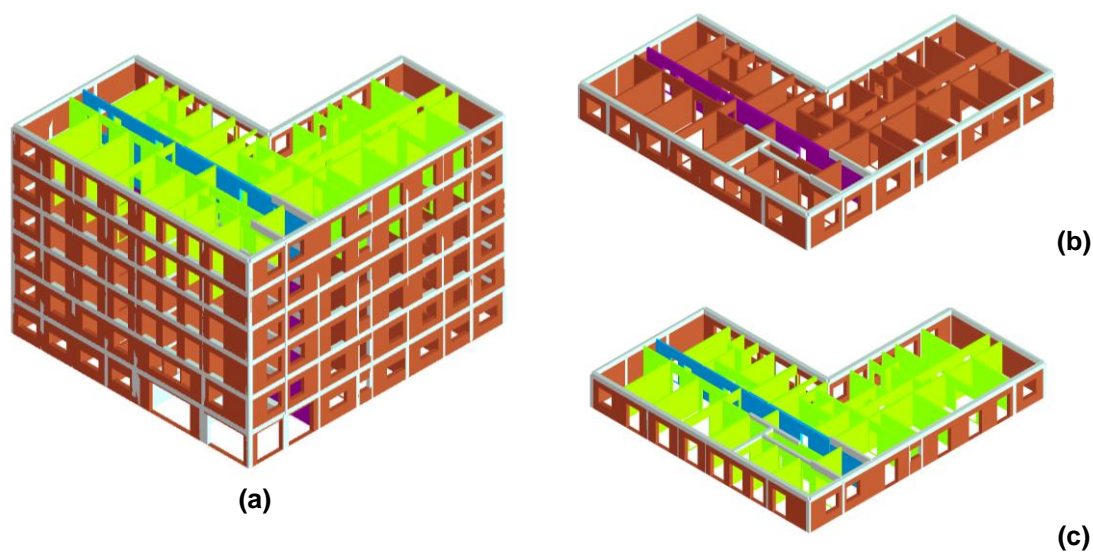
Segundo a norma OPCM34-31 (2005) a execução de reboco armado em ambas as faces, para paredes de alvenaria de tijolo cerâmico, permite um aumento dos valores das propriedades mecânicas das paredes. Assim, através do programa 3Muri (S.T.A.

Projecto de reforço de um edifício de habitação com planta em forma de "L",  
do tipo "placa" de médio porte

DATA, 2015b) foi aplicado um fator majorativo de 1,5 para as paredes de tijolo cerâmico maciço e 1,3 para as paredes de tijolo cerâmico furado, considerando a introdução de conectores transversais.

Aplicação de reboco armado num alinhamento de paredes interiores

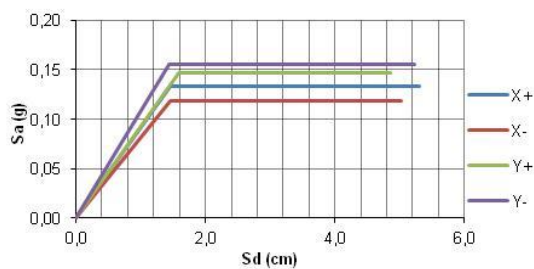
O reboco armado foi aplicado inicialmente apenas num alinhamento de paredes interiores paralelo à fachada principal, identificado na Figura 2.30, sendo a roxo e a azul as paredes reforçadas de tijolo cerâmico maciço e furado, respectivamente.



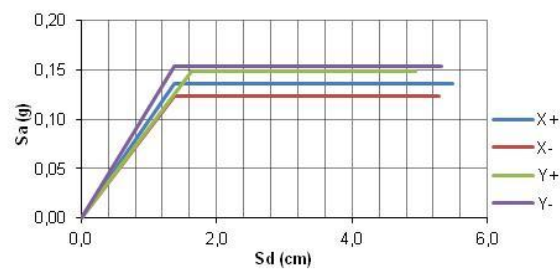
**Figura 2.30** - Aplicação de reforço num alinhamento de paredes interiores: **(a)** Modelo geral; **(b)** Paredes interiores de tijolo cerâmico maciço da Cave ao Piso 2 (roxo); **(c)** Paredes interiores de tijolo cerâmico furado dos Pisos 3 e 4 (azul)

Através da realização da análise *pushover*, foi possível a determinação da capacidade resistente do edifício reforçado. Na Figura 2.31 e na Figura 2.32 são apresentados os espectros de capacidade para o edifício não reforçado e para o reforço apenas numa parede interior, respectivamente.

Projecto de reforço de um edifício de habitação com planta em forma de "L",  
do tipo "placa" de médio porte



**Figura 2.31** - Espectro de capacidade do edifício não reforçado



**Figura 2.32** - Espectro de capacidade do edifício com aplicação do reboco armado em ambas as faces das paredes de um alinhamento interior

Na Tabela 2.17 são apresentados os valores dos deslocamentos espectrais últimos e dos deslocamentos-alvo relativos ao reforço do alinhamento de paredes, para as direcções e sismos de referência. Nesta tabela é verificado a segurança para ambas as acções sísmicas. Constata-se para a situação mais desfavorável (X<sup>-</sup>) que o deslocamento último está cerca de 7% acima do valor mínimo de segurança. A melhoria do comportamento global na direcção do alinhamento reforçado é traduzida pelo acréscimo de 10% do desempenho do edifício. Porém na direcção perpendicular, Y, a melhoria não é significativa.

Numa análise mais detalhada, verifica-se uma diminuição significativa do número de paredes que apresentam dano completo, nomeadamente nas paredes interiores dispostas na direcção de rotura para o edifício não reforçado, o que evidencia um aumento do desempenho sísmico na direcção mais desfavorável.

**Tabela 2.17-** Desempenho sísmico do reforço com aplicação de reboco armado num alinhamento de paredes interiores

Direcção	$Sd_u$ (cm)	Sismo Tipo 1			Sismo Tipo 2		
		$d_{alvo}$ (cm)	$Sd_u/d_{alvo}$	Condição: $d_{alvo} \leq Sd_u$	$d_{alvo}$ (cm)	$Sd_u/d_{alvo}$	Condição: $d_{alvo} \leq Sd_u$
X <sup>+</sup>	5,48	4,71	1,16	Verifica	2,18	2,51	Verifica
X <sup>-</sup>	5,28	4,93	1,07	Verifica	2,28	2,31	Verifica
Y <sup>+</sup>	4,94	4,89	1,01	Verifica	2,27	2,18	Verifica
Y <sup>-</sup>	5,32	4,43	1,20	Verifica	2,05	2,59	Verifica

Projecto de reforço de um edifício de habitação com planta em forma de "L",  
do tipo "placa" de médio porte

Visto ter sido verificada a viabilidade técnica da solução apresentada, é pertinente a avaliação dos custos associados à introdução do reforço, nomeadamente o custo do reforço ( $C_{Reforço}$ ), o custo de reparação de dano sísmico ( $C_{Rd}$ ), o custo da reposição do recheio ( $C_{Recheio}$ ) e o custo associado às perdas humanas.

**Desta forma, são apresentadas as estimativas dos custos compostos relativos às actividades consideradas necessárias à boa execução do reforço na Tabela 2.18,**

Tabela 2.19 e na Tabela 2.20.

É de notar que todos os preços estimados para as actividades apresentadas neste trabalho resultam da consulta de fichas de custo unitário apresentadas em (Lamego, 2014). Os preços unitários foram corrigidos com a actualização dos mesmos para o ano de 2015, com recurso às taxas de inflação desde 2008 (PORDATA, 2016).

**Tabela 2.18** - Custo composto: Execução de reboco armado com 0,05m de espessura, em ambas as faces da parede com 0,15m de espessura

Ficha	Actividade	Unidade	Quant.	Custo (€/m <sup>2</sup> )	
				Unitário	Total
FC1	Picagem manual de reboco de cal existente	m <sup>2</sup>	2,00	4,84 €	9,67 €
FC2	Limpeza da superfície com recurso a jacto de água	m <sup>2</sup>	2,00	6,24 €	12,48 €
FC3	Execução de reboco armado com 0,05m de espessura	m <sup>2</sup>	2,00	26,34 €	52,67 €
FC4	Execução pregagens em varão $\phi$ 12mm em aço inoxidável, por meio mecânico, em parede de 0,15m de espessura	ml	1,80	7,94 €	14,29 €
				<b>TOTAL</b>	<b>89,12 €</b>

Projecto de reforço de um edifício de habitação com planta em forma de "L",  
do tipo "placa" de médio porte

**Tabela 2.19** - Custo composto: Execução de reboco armado com 0,05m de espessura, em ambas as faces da parede com 0,20m de espessura

Ficha	Actividade	Unidade	Quant.	Custo (€/m <sup>2</sup> )	
				Unitário	Total
FC1	Picagem manual de reboco de cal existente	m <sup>2</sup>	2,00	4,84 €	9,67 €
FC2	Limpeza da superfície com recurso a jacto de água	m <sup>2</sup>	2,00	6,24 €	12,48 €
FC3	Execução de reboco armado com 0,05m de espessura	m <sup>2</sup>	2,00	26,34 €	52,67 €
FC4	Execução pregagens em varão $\phi$ 12mm em aço inoxidável, por meio mecânico, em parede de 0,20m de espessura	ml	2,40	7,94 €	19,05 €
				<b>TOTAL</b>	<b>93,88 €</b>

**Tabela 2.20** - Custo composto: Execução de reboco armado com 0,05m de espessura, em ambas as faces da parede com 0,25m de espessura

Ficha	Actividade	Unidade	Quant.	Custo (€/m <sup>2</sup> )	
				Unitário	Total
FC1	Picagem manual de reboco de cal existente	m <sup>2</sup>	2,00	4,84 €	9,67 €
FC2	Limpeza da superfície com recurso a jacto de água	m <sup>2</sup>	2,00	6,24 €	12,48 €
FC3	Execução de reboco armado com 0,05m de espessura	m <sup>2</sup>	2,00	26,34 €	52,67 €
FC4	Execução pregagens em varão $\phi$ 12mm em aço inoxidável, por meio mecânico, em parede de 0,25m de espessura	ml	3,00	7,94 €	23,81 €
				<b>TOTAL</b>	<b>98,65 €</b>

Projecto de reforço de um edifício de habitação com planta em forma de "L",  
do tipo "placa" de médio porte

Visto que a área de aplicação de reboco armado para as paredes de espessura de 0,15m, 0,20m e 0,25m são, respectivamente, 139,16 m<sup>2</sup>, 75,37 m<sup>2</sup> e 121,789 m<sup>2</sup>, o custo de reforçar o alinhamento de paredes interior em toda a altura do edifício é dado por:

$$C_{Reforço} = 89,12 \text{ €/m}^2 \times 139,16\text{m}^2 + 93,88 \text{ €/m}^2 \times 75,37\text{m}^2 + 98,65 \text{ €/m}^2 \times 121,789\text{m}^2$$

$$C_{Reforço} = 31\,492,13\text{€}$$

Tal como mencionado em 2.3.6, o custo de reparação do dano sísmico de um edifício pode ser estimado tendo em consideração as probabilidades de excedência dos estados de dano para  $S_d = d_{alvo}$  e o custo da construção do edifício novo. Para a situação em estudo (direcção X e sismo de referência do tipo 1), são apresentadas na Figura 2.33 as curvas de fragilidade para o edifício reforçado e a linha de intersecção do deslocamento-alvo (linha vertical azul) com as mesmas. Desta forma, são retirados os valores de probabilidade de excedência dos estados limite de dano do gráfico, sendo estes apresentados na Tabela 2.21.

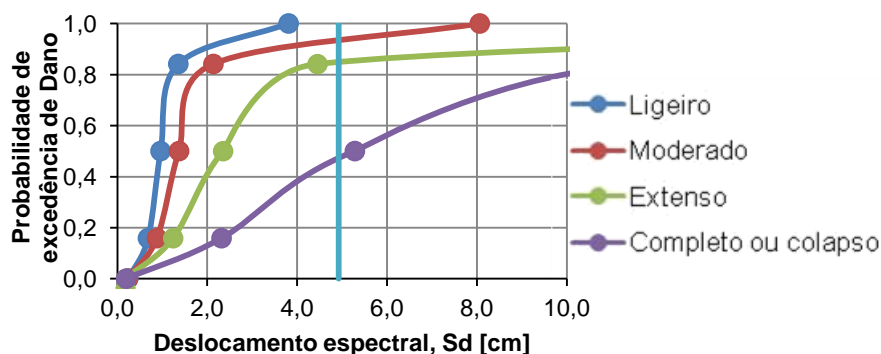


Figura 2.33 - Curvas de fragilidade do edifício reforçado para a Direcção X

Tabela 2.21 - Probabilidade de excedência do limite de estado de dano do edifício reforçado (Direcção X, sismo do tipo 1)

Probabilidade de excedência do limite de estado de dano (%)				
$P_{D0}$	$P_{D1}$	$P_{D2}$	$P_{D3}$	$P_{D4}$
0	8	9	39	44

Projecto de reforço de um edifício de habitação com planta em forma de "L",  
do tipo "placa" de médio porte

O custo de reparação de dano para a situação em que o edifício é reforçado com a solução apresentada é determinado através da expressão 2.32, de forma análoga ao realizado para o edifício original. Sendo que o custo da construção do edifício novo é 1.490.976,37€, anteriormente calculado na secção 2.3.11, então o custo de reposição do edifício intervencionado é dado por:

$$C_{Rd} = (0 \times 0 + 0,02 \times P_{D1} + 0,10 \times P_{D2} + 0,50 \times P_{D3} + 1,00 \times P_{D4})C_T$$

$$C_{Rd} = (0 \times 0 + 0,02 \times 0,08 + 0,10 \times 0,09 + 0,50 \times 0,39 + 1,00 \times 0,44)C_T = 0,65 C_T$$

$$C_{Rd} = 0,65 \times 1\,490\,976,37\text{€} = 962\,574,35\text{€}$$

É de notar que a diferença entre o custo de reparação do dano sísmico do edifício original e do edifício reforçado é de 528.402€ (1.490.976,37€ - 962.574,35€), sendo um valor superior ao custo do reforço. Isto indica que a solução de reforço estrutural é viável. Assim, é possível determinar o custo das perdas referentes ao recheio do edifício original e do edifício reforçado, tal como indicado em 2.3.7:

$$C_{Recheio} = 0,50(\text{Valor do recheio}) = 0,50(0,50C_{Rd})$$

**Para o edifício original:**

$$C_{Recheio} = 0,50 \times (0,50 \times 1\,490\,976,37\text{€}) = 372\,744,09\text{€}$$

**Para o edifício reforçado:**

$$C_{Recheio} = 0,50 \times (0,50 \times 962\,574,35\text{€}) = 240\,643,60\text{€}$$

Com o objectivo de estimar o custo das perdas humanas no interior do edifício, é pertinente o estudo para os cenários noturno e diurno, visto que apresentam rácios mais desfavoráveis. Foi então considerado uma ocupação de 3 pessoas por cada fogo, existindo 2 fogos na Cave e 3 nos restantes andares. É também considerado que no espaço comercial existem 4 colaboradores permanentes e uma média de clientes igual a 6. Assim, tendo sido utilizados os rácios de distribuição populacional referenciados na secção 2.3.8 (Tabela 2.7), são apresentados o número de ocupantes do edifício para os dois cenários em estudo na Tabela 2.22.

**Tabela 2.22** - Número de ocupantes no interior do edifício para os dois cenários: noite e dia

Utilização	Número de ocupantes para cada cenário	
	Noite (2:00h)	Dia (14:00h)
Habitação	50	27
Comércio	0	9

Projecto de reforço de um edifício de habitação com planta em forma de "L",  
do tipo "placa" de médio porte

Com base nas probabilidades de cada nível de gravidade dos ferimentos para os diferentes estados de dano (Tabela 2.8) e nos custos de cada nível de ferimentos (Tabela 2.6) apresentados em 2.3.8, foram estimadas as perdas humanas para os dois cenários, tanto para o edifício original como para o edifício reforçado. Estes valores são apresentados na Tabela 2.23. Para o edifício não reforçado, são ainda analisadas as situações de estado dano completo sem colapso e com colapso.

**Tabela 2.23** - Custo das perdas humanas para o edifício não reforçado e para o edifício reforçado com aplicação de reboco num alinhamento de paredes interiores, para ambos os cenários de ocorrência do sismo (noite e dia)

	Cenário de ocorrência do sismo			
	Noite (2:00h)		Dia (14:00h)	
Edifício não reforçado	Sem colapso	Com colapso	Sem colapso	Com colapso
	14 818,36 €	4 837 872,64 €	10 400,04 €	3 395 388,45 €
Edifício reforçado	7 252,26 €		5 089,89 €	

Tal como era esperado, verifica-se que o valor das perdas humanas dentro do edifício é superior no cenário noturno em comparação ao cenário diurno, por predominar a utilização de habitação. Assim por ser o mais gravoso, serão apenas analisadas as perdas humanas para a ocorrência durante o período nocturno.

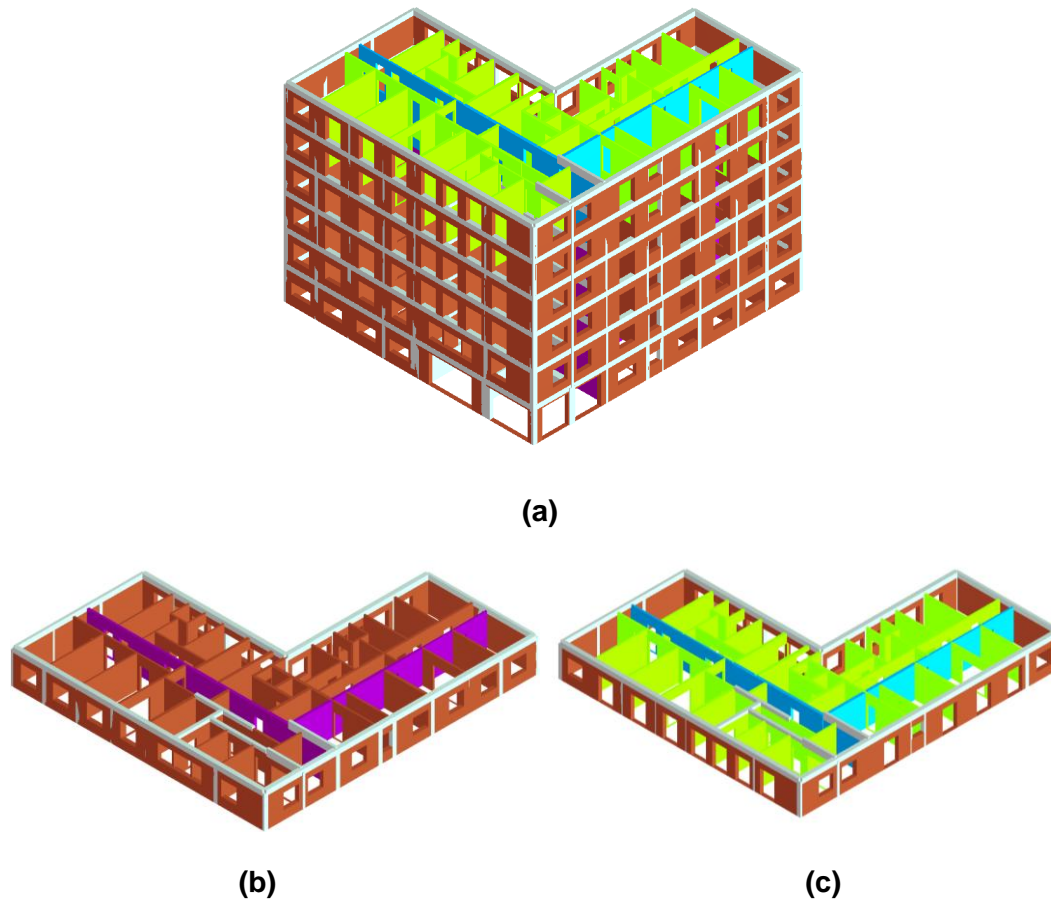
Na Tabela 2.24 são apresentados todos os custos espectáveis consequentes da acção sísmica do tipo 1, para a direcção  $X^+$ , para o edifício original e para o reforçado. Verifica-se que há um benefício na inserção do reforço traduzido pela redução das perdas totais em 34% quando considerado que não existe colapso do edifício original, e em 81% quando é considerado o colapso do edifício original.

**Tabela 2.24** - Perdas totais para o edifício não reforçado e para o edifício reforçado com aplicação de reboco num alinhamento de paredes interiores

	$C_{\text{Reforço}}$	$C_{\text{Rd}}$	$C_{\text{recheio}}$	Perdas humanas		Perdas totais	
				S/colapso	C/colapso	S/colapso	C/colapso
Ed.não reforçado	-	1 490 976€	372 744€	S/colapso	C/colapso	S/colapso	C/colapso
				14 818€	4 837 873€	1 878 539€	6 701 593€
Edifício reforçado	31 492€	962 574€	240 644€	7 252€		1 241 962€	

Aplicação de reboco armado em dois alinhamentos de paredes interiores

Posteriormente, foi analisada a aplicação do reforço no mesmo alinhamento apresentado e num alinhamento perpendicular à fachada principal, devidamente identificados na Figura 2.34.



**Figura 2.34-** Aplicação de reforço em dois alinhamentos de paredes interiores: **(a)** Modelo geral; **(b)** Paredes interiores de tijolo cerâmico maciço da Cave ao Piso 2 (roxo); **(c)** Paredes interiores de tijolo cerâmico furado dos Pisos 3 e 4 (azul)

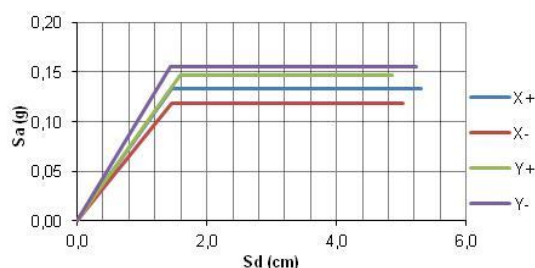
Na Tabela 2.25 são apresentados os valores dos deslocamentos espectrais últimos e dos deslocamentos-alvo, determinados para o reforço dos dois alinhamentos de paredes perpendiculares. Verifica-se que o valor do deslocamento último é cerca de 13% superior ao deslocamento-alvo, bem como a melhoria do comportamento global na direcção do alinhamento reforçado traduzido no acréscimo de cerca de 16% do desempenho sísmico do edifício. Já na direcção perpendicular, Y, a melhoria não é significativa.

Projecto de reforço de um edifício de habitação com planta em forma de "L",  
do tipo "placa" de médio porte

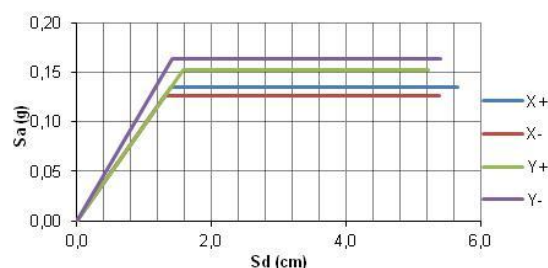
**Tabela 2.25** - Desempenho sísmico do reforço com aplicação de reboco armado em dois alinhamentos de paredes interiores

Direcção	$Sd_u$ (cm)	Sismo Tipo 1			Sismo Tipo 2		
		$d_{alvo}$ (cm)	$Sd_u/d_{alvo}$	Condição: $d_{alvo} \leq Sd_u$	$d_{alvo}$ (cm)	$Sd_u/d_{alvo}$	Condição: $d_{alvo} \leq Sd_u$
X <sup>+</sup>	5,66	4,77	1,19	Verifica	2,21	2,56	Verifica
X <sup>-</sup>	5,38	4,76	1,13	Verifica	2,21	2,44	Verifica
Y <sup>+</sup>	5,21	4,77	1,09	Verifica	2,21	2,36	Verifica
Y <sup>-</sup>	5,41	4,33	1,25	Verifica	2,02	2,68	Verifica

Através da realização da análise *pushover* foi possível a determinação da capacidade resistente do edifício reforçado. São apresentados na Figura 2.35 e na Figura 2.36 os espectros de capacidade para o edifício não reforçado e para o reforçado nas duas paredes interiores, respectivamente.



**Figura 2.35** - Espectro de capacidade do edifício não reforçado



**Figura 2.36** - Espectro de capacidade do edifício com aplicação do reboco armado em ambas as faces das paredes de dois alinhamentos interiores

Tal como para a solução anteriormente analisada, é observada uma melhoria quanto ao número de paredes interiores que apresentavam dano completo segundo a direcção de rotura para o edifício não reforçado, bem como a parede de empena ao nível do R/C e a caixa dos elevadores. Novamente observa-se uma melhoria do desempenho sísmico na direcção mais desfavorável.

Constatando-se a viabilidade técnica da solução apresentada, são analisados os custos envolvidos, de forma análoga ao realizado anteriormente.

Projecto de reforço de um edifício de habitação com planta em forma de "L",  
do tipo "placa" de médio porte

**Para a solução de reforço apresentado nesta secção, o custo do reforço é obtido pelas estimativas dos custos das actividades definidos anteriormente na Tabela 2.18,**

Tabela 2.19 e Tabela 2.20 e pelas respectivas áreas de intervenção. Visto que a área de aplicação de reboco armado para as paredes de espessura de 0,15m, 0,20m e 0,25m são, respectivamente, 273,84 m<sup>2</sup>, 75,37 m<sup>2</sup> e 273,67 m<sup>2</sup>, o custo de aplicação de reboco armado em ambas as faces dos alinhamentos de paredes interiores em toda a altura do edifício é dado por:

$$C_{Reforço} = 89,12 \text{ €/m}^2 \times 273,84\text{m}^2 + 93,88 \text{ €/m}^2 \times 75,37\text{m}^2 + 98,65 \text{ €/m}^2 \times 273,67\text{m}^2$$

$$C_{Reforço} = 58\,477,35\text{€}$$

Com base nas probabilidades de excedência de dano apresentadas na Tabela 2.26, o valor o custo de reposição do edifício com aplicação do reboco armado em ambos os alinhamentos é dado por:

$$C_{Rd} = (0 \times 0 + 0,02 \times 0,10 + 0,10 \times 0,07 + 0,50 \times 0,41 + 1,00 \times 0,42)C_T = 0,63 C_T$$

$$C_{Rd} = 0,63 \times 1\,490\,976,37\text{€} = 945\,279,02\text{€}$$

**Tabela 2.26** - Probabilidade de excedência do limite de estado de dano do edifício reforçado (Direção X, sismo do tipo 1)

<b>Probabilidade de excedência do limite de estado de dano (%)</b>				
<i>P<sub>D0</sub></i>	<i>P<sub>D1</sub></i>	<i>P<sub>D2</sub></i>	<i>P<sub>D3</sub></i>	<i>P<sub>D4</sub></i>
0	10	7	41	42

Os valores referentes aos custos de reposição do recheio e das perdas humanas foram calculados de forma análoga para a primeira solução de reforço. Para as perdas humanas foi apenas considerado o cenário noturno. Desta forma, são apresentados na Tabela 2.27 os custos referentes à intervenção, comparando-os com os resultados para o edifício não reforçado. É observada uma redução dos danos materiais de cerca de 37% e dos danos humanos em cerca de 53% e 99%, sem ocorrência de colapso e com colapso do edifício original, respectivamente. Desta forma, pode ser afirmado o benefício da introdução do reforço estrutural. É ainda de notar que a consideração das perdas humanas representa um peso considerável nas perdas totais.

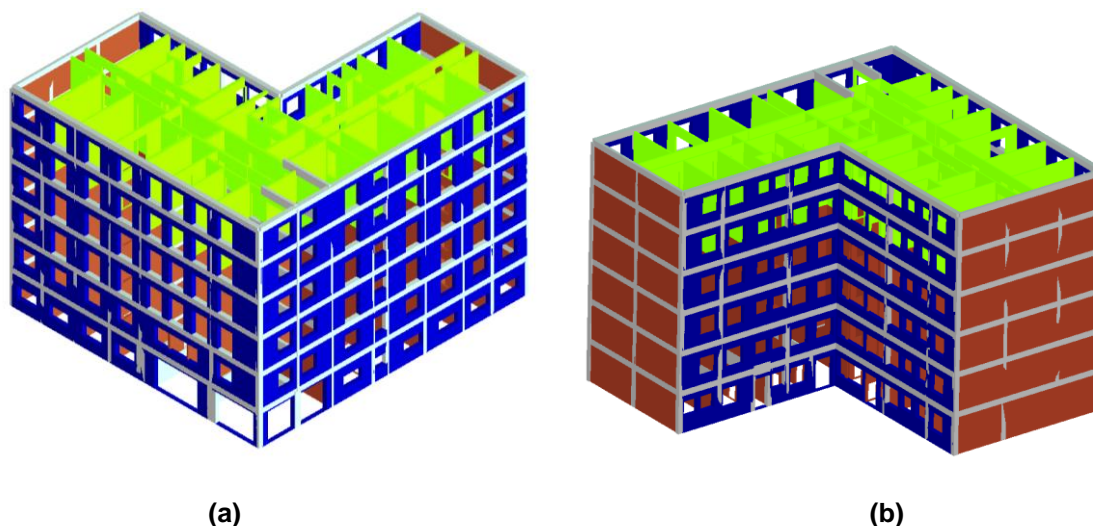
Projecto de reforço de um edifício de habitação com planta em forma de "L",  
do tipo "placa" de médio porte

**Tabela 2.27** - Perdas totais para o edifício não reforçado e para o edifício reforçado com aplicação de reboco em dois alinhamentos de paredes interiores

	$C_{\text{Reforço}}$	$C_{\text{Rd}}$	$C_{\text{recheio}}$	Perdas humanas		Perdas totais	
				S/colapso	C/colapso	S/colapso	C/colapso
Ed.não reforçado	-	1 490 976€	372 744€	S/colapso	C/colapso	S/colapso	C/colapso
				14 818€	4 837 873€	1 878 539€	6 701 593€
Edifício reforçado	58 477€	945 279€	236 320 €	6 987€		1 247 063€	

### Aplicação de reboco armado em paredes exteriores de fachada

Tendo sido verificados danos por esforço transversal e por momento flector nas paredes exteriores, foi aplicado reboco armado com 0,05m de espessura na face exterior das fachadas principais e de tardoz, tal como é apresentado na Figura 2.37. Como já referido anteriormente, segundo a norma OPCM34-31 (OPCM3431, 2005), a execução de reboco armado numa face, para paredes de alvenaria de tijolo cerâmico maciço, permite um aumento dos valores das propriedades resistentes das paredes com aplicação de um fator majorativo de 1,3, considerando a introdução de conectores transversais. Assim, foi aplicado o fator majorativo referido às propriedades resistentes das paredes exteriores modeladas no programa 3Muri (S.T.A. DATA, 2015b).

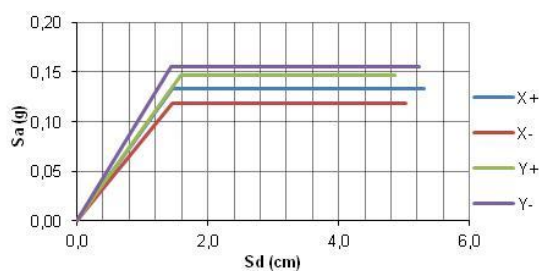


**Figura 2.37** - Aplicação de reforço nas paredes exteriores de fachada (a azul): **(a)** Vista do alçado principal e lateral; **(b)** Vista dos alçados tardoz

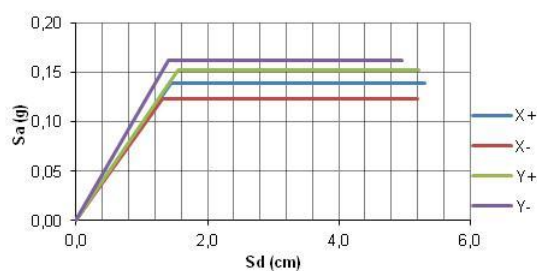
Foi determinada a capacidade resistente do edifício para esta solução, sendo apresentados na Figura 2.38 e na Figura 2.39 os espectros de capacidade para o edifício não reforçado e reforçado. É possível notar que os valores dos deslocamentos

Projecto de reforço de um edifício de habitação com planta em forma de "L",  
do tipo "placa" de médio porte

espectrais últimos aumentam ligeiramente em relação aos mesmos para o edifício não reforçado, principalmente para as direcções X<sup>-</sup> e Y<sup>+</sup>.



**Figura 2.38** - Espectro de capacidade do edifício não reforçado



**Figura 2.39** - Espectro de capacidade do edifício com aplicação do reboco armado na face exterior das paredes de fachada

Na Tabela 2.28, os valores dos deslocamentos espectrais últimos e os deslocamentos-alvo previstos após a introdução do reboco armado nas paredes de fachada, indicam a melhoria do desempenho do edifício em 11% para a situação condicionante, com um valor de deslocamento último 8% superior ao deslocamento-alvo, garantindo assim as condições mínimas de segurança.

**Tabela 2.28** - Desempenho sísmico do reforço com reboco armado nas paredes exteriores

Direcção	$Sd_u$ (cm)	Sismo Tipo 1			Sismo Tipo 2		
		$d_{alvo}$ (cm)	$Sd_u/d_{alvo}$	Condição: $d_{alvo} \leq Sd_u$	$d_{alvo}$ (cm)	$Sd_u/d_{alvo}$	Condição: $d_{alvo} \leq Sd_u$
X <sup>+</sup>	5,31	4,76	1,12	Verifica	2,21	2,40	Verifica
X <sup>-</sup>	5,21	4,83	1,08	Verifica	2,24	2,32	Verifica
Y <sup>+</sup>	5,22	4,72	1,11	Verifica	2,19	2,39	Verifica
Y <sup>-</sup>	4,96	4,33	1,14	Verifica	2,02	2,46	Verifica

Com o aumento da rigidez das paredes de fachada que se pretendeu simular, é verificado um aumento da capacidade resistente nas direcções perpendiculares às fachadas, tanto para X<sup>-</sup> como para Y<sup>+</sup>, que se traduz na relação entre o deslocamento espectral último e o deslocamento-alvo para o sismo tipo 1. Através da análise do modelo com reforço estrutural das paredes de fachada, observa-se que não são introduzidas melhorias nos danos verificados para as vigas de periferia. Contudo é

Projecto de reforço de um edifício de habitação com planta em forma de "L",  
do tipo "placa" de médio porte

apresentada uma diminuição de danos nas paredes interiores, na caixa dos elevadores e na empena.

Para a determinação do custo do reforço foi definido o preço composto, que inclui os preços unitários para as actividades referentes à aplicação de reboco armado na face exterior das paredes de fachada, sendo estes apresentados na Tabela 2.29. Tendo a área intervencionada cerca de 1025,83 m<sup>2</sup>, o custo do reforço é dado por:

$$C_{Reforço} = 70,76 \text{ €/m}^2 \times 1025,83 \text{ m}^2 = 72\,583,38 \text{ €}$$

**Tabela 2.29** - Custo composto: Execução de reboco armado com 0,05m de espessura, numa das faces da parede de 0,35m de espessura

Ficha	Actividade	Unidade	Quant.	Custo (€/m <sup>2</sup> )	
				Unitário	Total
FC1	Picagem manual de reboco de cal existente	m <sup>2</sup>	1,00	4,84 €	4,84 €
FC2	Limpeza da superfície com recurso a jacto de água	m <sup>2</sup>	1,00	6,24 €	6,24 €
FC3	Execução de reboco armado com 0,05m de espessura	m <sup>2</sup>	1,00	26,34 €	26,34 €
FC4	Execução pregagens em varão $\phi$ 12mm em aço inoxidável, por meio mecânico, em parede de 0,35m de espessura	ml	4,20	7,94 €	33,34 €
				<b>TOTAL</b>	<b>70,76 €</b>

Sendo as probabilidades de excedência de dano apresentadas na

Tabela 2.30, o valor do custo de reparação do dano sísmico do edifício com aplicação do reforço é dado por:

$$C_{Rd} = (0 \times 0 + 0,02 \times 0,09 + 0,10 \times 0,08 + 0,50 \times 0,38 + 1,00 \times 0,45)C_T = 0,65 C_T$$

$$C_{Rd} = 0,65 \times 1\,490\,976,37\text{€} = 968\,836,45\text{€}$$

Projecto de reforço de um edifício de habitação com planta em forma de "L",  
do tipo "placa" de médio porte

**Tabela 2.30** - Probabilidade de excedência do limite de estado de dano do edifício reforçado  
(Direção X, sismo do tipo 1)

<b>Probabilidade de excedência do limite de estado de dano (%)</b>				
$P_{D0}$	$P_{D1}$	$P_{D2}$	$P_{D3}$	$P_{D4}$
0	9	8	38	45

Pode ser observado na Tabela 2.31 uma redução dos danos materiais de cerca de 35% e dos danos humanos de 50% e 99%, sem ocorrência de colapso e com colapso do edifício original, respectivamente, para o cenário noturno.

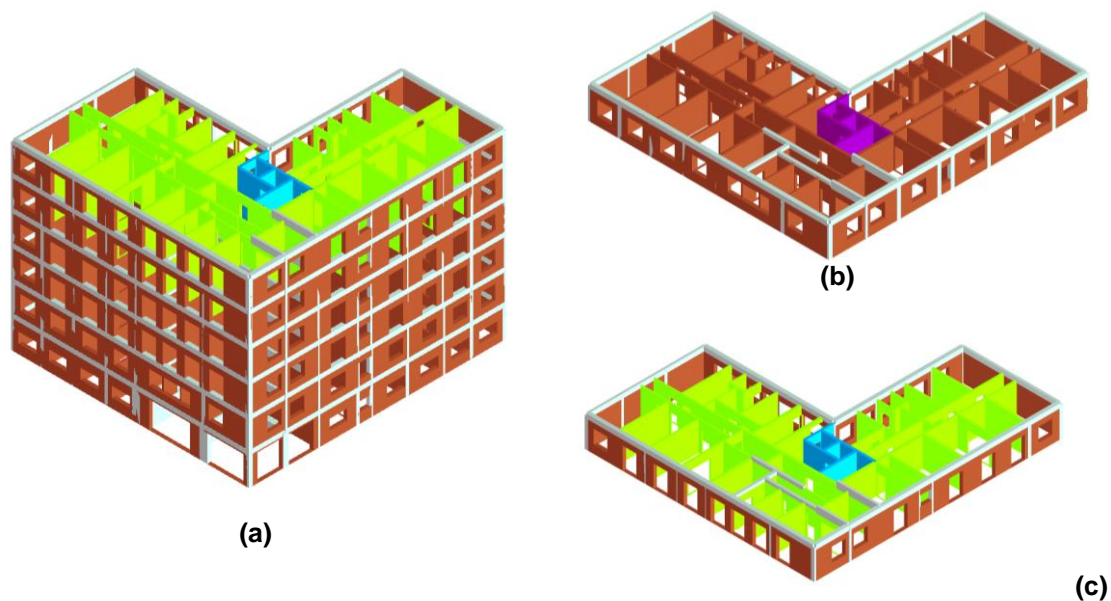
**Tabela 2.31** - Perdas totais para o edifício não reforçado e para o edifício reforçado com aplicação de reboco numa das faces das paredes de fachada

	$C_{\text{Reforço}}$	$C_{\text{Rd}}$	$C_{\text{recheio}}$	Perdas humanas		Perdas totais	
				S/colapso	C/colapso	S/colapso	C/colapso
Ed.não reforçado	-	1 490 976€	372 744€	S/colapso	C/colapso	S/colapso	C/colapso
				14 818€	4 837 873€	1 878 539€	6 701 593€
Edifício reforçado	72 583€	968 836€	242 209€	7 380 €		1 291 009 €	

### **Aplicação de reboco armado na caixa dos elevadores**

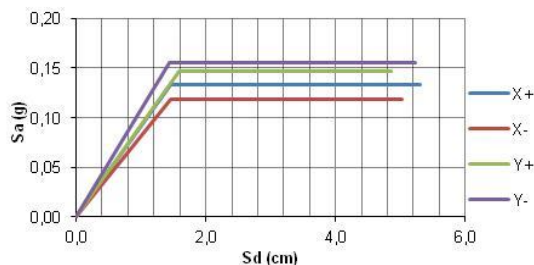
Tendo sido verificados danos completos ao nível do R/C (segundo piso elevado do edifício no modelo) e danos plásticos por flexão nas paredes que constituem as caixas dos dois elevadores existentes, foi simulada a aplicação de reboco armado com 0,05m de espessura nas duas faces das paredes das caixas dos elevadores e das paredes adjacentes, identificadas na Figura 2.40. Tal como em soluções idênticas, constituídas por aplicação de reboco armado em paredes de alvenaria de tijolo cerâmico, foi inserido um aumento nos valores das propriedades mecânicas das paredes de 1,5 e 1,3, para tijolo maciço e para tijolo furado, respectivamente.

Projecto de reforço de um edifício de habitação com planta em forma de "L",  
do tipo "placa" de médio porte

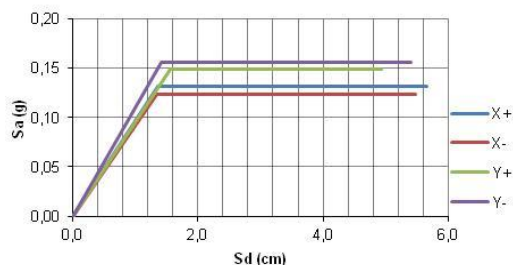


**Figura 2.40** - Aplicação de reforço na caixa dos elevadores: **(a)** Modelo geral; **(b)** Paredes interiores de tijolo cerâmico maciço da Cave ao Piso 2 (roxo); **(c)** Paredes interiores de tijolo cerâmico furado dos Pisos 3 e 4 (azul)

O reforço do núcleo de elevador, nomeadamente o aumento da rigidez do mesmo, permite a aproximação do centro de rigidez ao centro de massa, diminuindo a excentricidade  $e$ , conseqüentemente, a torsão do edifício. Assim, verifica-se um aumento da capacidade resistente do edifício com a introdução do reforço estrutural, nomeadamente o aumento dos deslocamentos espectrais últimos. São apresentados na Figura 2.41 e na Figura 2.42 os espectros de capacidade para o edifício original e para o reforço. Tal como era espectável, verifica-se a melhoria do comportamento estrutural do edifício para as quatro direcções, visto que a caixa de elevadores é uma zona de grande solicitação sísmica, devido tanto à sua rigidez como à sua localização no edifício.



**Figura 2.41** - Espectro de capacidade do edifício não reforçado



**Figura 2.42** - Espectro de capacidade do edifício com introdução de reboco armado em ambas as faces das paredes das caixas dos elevadores e adjacentes

Projecto de reforço de um edifício de habitação com planta em forma de "L",  
do tipo "placa" de médio porte

Na Tabela 2.32, os valores dos deslocamentos espectrais últimos e os deslocamentos-alvo previstos após a introdução do reboco armado na caixa dos elevadores, indicam a melhoria do desempenho do edifício em 16,5% para a situação condicionante, com um valor de deslocamento último 13% superior ao valor de segurança.

**Tabela 2.32** - Desempenho sísmico do reforço com aplicação de reboco armado nas caixas dos elevadores

Direcção	$Sd_u$ (cm)	Sismo Tipo 1			Sismo Tipo 2		
		$d_{alvo}$ (cm)	$Sd_u/d_{alvo}$	Condição: $d_{alvo} \leq Sd_u$	$d_{alvo}$ (cm)	$Sd_u/d_{alvo}$	Condição: $d_{alvo} \leq Sd_u$
X <sup>+</sup>	5,67	4,75	1,19	Verifica	2,20	2,58	Verifica
X <sup>-</sup>	5,48	4,86	1,13	Verifica	2,26	2,43	Verifica
Y <sup>+</sup>	4,94	4,78	1,03	Verifica	2,22	2,23	Verifica
Y <sup>-</sup>	5,41	4,46	1,21	Verifica	2,07	2,61	Verifica

Verifica-se através do modelo numérico em que foi simulado o reforço, uma elevada redução do número de elementos de alvenaria interiores em rotura. Porém, verifica-se a rotura por flexão do pilar central que se insere na parede de empena disposta na direcção X.

Para a determinação do custo do reforço foi utilizado o preço composto apresentado na Tabela 2.20, que inclui os preços unitários para as actividades referentes à aplicação de reboco armado em ambas as faces das paredes com espessura de 0,25m. Assim, tendo a área intervencionada cerca de 236,04 m<sup>2</sup>, o custo do reforço é dado por:

$$C_{Reforço} = 98,65 \text{ €/m}^2 \times 236,04 \text{ m}^2 = 23\,284,52 \text{ €}$$

Sendo as probabilidades de excedência de dano do edifício reforçado apresentadas na Tabela 2.33, o valor do custo de reposição do edifício com aplicação do reforço é dado por:

$$C_{Rd} = (0 \times 0 + 0,02 \times 0,11 + 0,10 \times 0,06 + 0,50 \times 0,39 + 1,00 \times 0,44)C_T = 0,64 C_T$$

$$C_{Rd} = 0,64 \times 1\,490\,976,37 \text{ €} = 958\,996 \text{ €}$$

Projecto de reforço de um edifício de habitação com planta em forma de "L",  
do tipo "placa" de médio porte

**Tabela 2.33** - Probabilidade de excedência do limite de estado de dano do edifício reforçado (Direção X<sup>-</sup>, sismo do tipo 1)

<b>Probabilidade de excedência do limite de estado de dano (%)</b>				
$P_{D0}$	$P_{D1}$	$P_{D2}$	$P_{D3}$	$P_{D4}$
0	11	6	39	44

Pode ser observado na Tabela 2.34 uma redução dos danos materiais de cerca de 36% e dos danos humanos de 51% e 99%, sem ocorrência de colapso e com colapso do edifício original, respectivamente, para o cenário noturno.

**Tabela 2.34** - Perdas totais para o edifício não reforçado e para o edifício reforçado com aplicação de reboco em ambas as faces das paredes dos elevadores

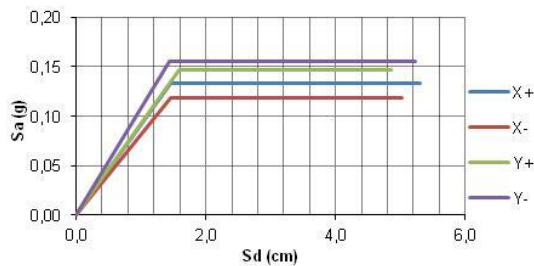
	$C_{\text{Reforço}}$	$C_{\text{Rd}}$	$C_{\text{recheio}}$	<b>Perdas humanas</b>		<b>Perdas totais</b>	
				S/colapso	C/colapso	S/colapso	C/colapso
Ed.não reforçado	-	1 490 976€	372 744€	S/colapso	C/colapso	S/colapso	C/colapso
				14 818€	4 837 873€	1 878 539€	6 701 593€
Edifício reforçado	23 285€	958 996€	239 749€	7 245€		1 229 275€	

### **Aplicação de reboco armado nas paredes interiores e na caixa dos elevadores**

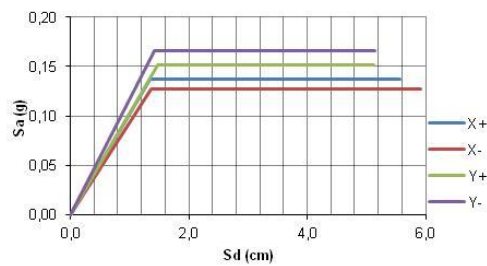
Tendo sido obtidos melhorias consideráveis do desempenho sísmico das soluções de reforço apresentadas anteriormente, nomeadamente a aplicação de reboco armado em ambas as faces das paredes interiores de dois alinhamentos (Figura 2.34) e na caixa dos elevadores (Figura 2.40), foi analisada uma solução de reforço de carácter global com ambas as soluções. Foram introduzidos os factores majorativos nas propriedades mecânicas dos materiais que constituem as paredes de tijolo cerâmico como apresentado anteriormente.

São apresentados os espectros de capacidade para o edifício não reforçado e para o edifício com introdução do reforço descrito na Figura 2.43 e na Figura 2.44, respectivamente. É de notar um aumento dos valores determinados para os deslocamentos últimos para X<sup>+</sup> e X<sup>-</sup>, para além do aumento da aceleração espectral.

Projecto de reforço de um edifício de habitação com planta em forma de "L",  
do tipo "placa" de médio porte



**Figura 2.43** - Espectro de capacidade do edifício não reforçado



**Figura 2.44** - Espectro de capacidade do edifício com introdução de reboco armado em ambas as faces das paredes em dois alinhamentos interiores e das caixas dos elevadores e adjacentes

Na Tabela 2.35, os valores dos deslocamentos espectrais últimos e os deslocamentos-alvo previstos após a introdução do reforço, indicam a melhoria do desempenho do edifício em cerca de 27% para a situação condicionante, com um valor de deslocamento último 23% superior ao valor de segurança. Esta melhoria é traduzida pelo aumento do deslocamento último do edifício ( $Sd_u$ ) e pela diminuição dos deslocamentos determinados devido à acção sísmica ( $d_{alvo}$ ).

**Tabela 2.35** - Desempenho sísmico do reforço com aplicação de reboco armado nas paredes interiores e na caixa dos elevadores

Direcção	$Sd_u$ (cm)	Sismo Tipo 1			Sismo Tipo 2		
		$d_{alvo}$ (cm)	$Sd_u/d_{alvo}$	Condição: $d_{alvo} \leq Sd_u$	$d_{alvo}$ (cm)	$Sd_u/d_{alvo}$	Condição: $d_{alvo} \leq Sd_u$
X <sup>+</sup>	5,56	4,64	1,20	Verifica	2,15	2,58	Verifica
X <sup>-</sup>	5,92	4,82	1,23	Verifica	2,24	2,65	Verifica
Y <sup>+</sup>	5,12	4,61	1,11	Verifica	2,14	2,40	Verifica
Y <sup>-</sup>	5,13	4,28	1,20	Verifica	2,00	2,56	Verifica

É observado no modelo de cálculo onde é feita a simulação do reforço estrutural a redução do número de elementos de alvenaria em rotura, nomeadamente nas paredes interiores e de empena, sem introdução de danos em elementos verticais de betão armado. Verifica-se ainda a melhoria do comportamento da parede em betão anteriormente em rotura.

Projecto de reforço de um edifício de habitação com planta em forma de "L",  
do tipo "placa" de médio porte

Visto que a solução apresentada é constituída por duas soluções de reforço anteriormente apresentadas, o seu custo de reforço é igual à soma dos custos dos dois reforços determinados, ou seja, 81.762€ (58.477€+23.285€).

Sendo as probabilidades de excedência de dano apresentadas na Tabela 2.36, o valor do custo de reposição do edifício com aplicação do reforço é dado por:

$$C_{Rd} = (0 \times 0 + 0,02 \times 0,10 + 0,10 \times 0,09 + 0,50 \times 0,41 + 1,00 \times 0,40)C_T = 0,62 C_T$$

$$C_{Rd} = 0,62 \times 1\,490\,976,37\text{€} = 918\,441,45\text{€}$$

**Tabela 2.36** - Probabilidade de excedência do limite de estado de dano do edifício reforçado (Direção X, sismo do tipo 1)

Probabilidade de excedência do limite de estado de dano (%)				
$P_{D0}$	$P_{D1}$	$P_{D2}$	$P_{D3}$	$P_{D4}$
0	10	9	41	40

Pode ser observado na Tabela 2.37 uma redução dos danos materiais em cerca de 38% e dos danos humanos em 55% e 99%, sem ocorrência de colapso e com colapso do edifício original, respectivamente, para o cenário noturno.

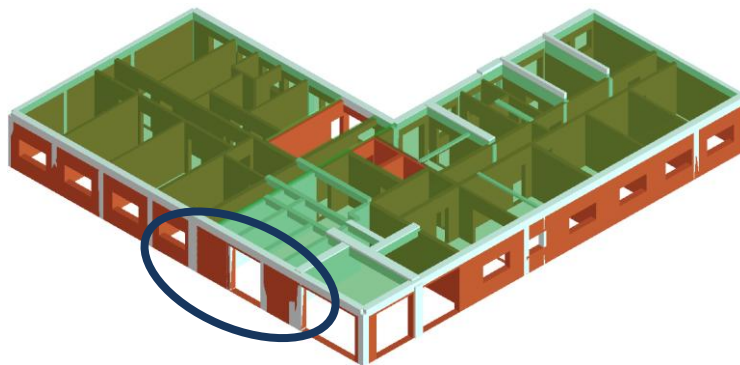
**Tabela 2.37** - Perdas totais para o edifício não reforçado e para o edifício reforçado com aplicação de nas paredes interiores e na caixa dos elevadores

	$C_{\text{Reforço}}$	$C_{Rd}$	$C_{\text{recheio}}$	Perdas humanas		Perdas totais	
				S/colapso	C/colapso	S/colapso	C/colapso
Ed.não reforçado	-	1 490 976€	372 744€	S/colapso	C/colapso	S/colapso	C/colapso
				14 818€	4 837 873€	1 878 539€	6 701 593€
Edifício reforçado	81 762 €	918 441€	229 610€	6 696€		1 236 510€	

#### 2.4.5 Alteração do vão de entrada do edifício

De forma a reduzir a descontinuidade vertical verificada nos elementos estruturais ao nível da entrada do edifício, que apresenta um vão de grande dimensão, e tendo sido verificados danos por corte na viga de betão armado que se encontra sobre o mesmo, foi considerada como solução de reforço a redução do vão da entrada principal (Figura 2.45).

Projecto de reforço de um edifício de habitação com planta em forma de "L",  
do tipo "placa" de médio porte



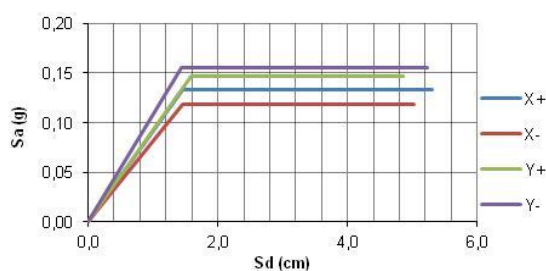
**Figura 2.45** - Identificação do vão diminuir no piso térreo (a azul)

A solução prevê a inserção de dois pilares em betão armado e o reforço da viga sobre o vão através do encamisamento com chapas de aço.

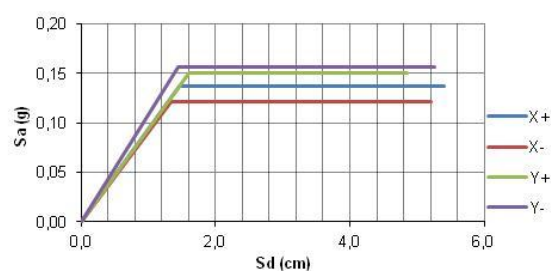
Os novos pilares apresentam uma secção transversal rectangular de  $0,40 \times 0,35 \text{ m}^2$ , em que a armadura longitudinal e de cintagem correspondem aos valores mínimos prescritos no EC8 (IPQ, 2010).

Para a viga existente pretende-se reforçar com chapas metálicas de 2 mm de espessura. Assim, foram determinadas as armaduras equivalentes, nomeadamente a armadura inferior de flexão e a armadura de esforço transversal. Estas são obtidas pela contribuição das armaduras existentes e das chapas de aço em ambas as faces laterais e na base da viga.

Foi determinada a capacidade resistente do edifício para a solução indicada. São apresentados na Figura 2.46 e na Figura 2.47 os espectros de capacidade para o edifício original e para o edifício em que foi feita a diminuição do vão de entrada como reforço local. Verifica-se que o valor da aceleração espectral se mantém, enquanto que o deslocamento espectral aumenta de 5,03cm para 5,20cm.



**Figura 2.46** - Espectro de capacidade do edifício não reforçado



**Figura 2.47** - Espectro de capacidade do edifício com execução da diminuição do vão de entrada

Projecto de reforço de um edifício de habitação com planta em forma de "L",  
do tipo "placa" de médio porte

Na Tabela 2.38 são apresentados os valores dos deslocamentos espectrais últimos e os deslocamentos-alvo para os sismos de referência, na qual é feita a verificação da condição de segurança  $S_d \geq d_{alvo}$  para ambas as acções sísmicas.

Para a situação em estudo, em que se pretende melhorar a direcção na qual se verifica a rotura para o edifício não reforçado, observa-se o aumento do deslocamento último 7% acima do valor de segurança, e a diminuição do deslocamento-alvo que se traduz num acréscimo de 10% do desempenho do edifício com a introdução do reforço.

**Tabela 2.38** - Desempenho sísmico com a diminuição do vão de entrada

Direcção	$Sd_u$ (cm)	Sismo Tipo 1			Sismo Tipo 2		
		$d_{alvo}$ (cm)	$Sd_u/d_{alvo}$	Condição: $d_{alvo} \leq Sd_u$	$d_{alvo}$ (cm)	$Sd_u/d_{alvo}$	Condição: $d_{alvo} \leq Sd_u$
X <sup>+</sup>	5,40	4,83	1,12	Verifica	2,24	2,41	Verifica
X <sup>-</sup>	5,20	4,88	1,07	Verifica	2,26	2,30	Verifica
Y <sup>+</sup>	4,85	4,82	1,01	Verifica	2,24	2,17	Verifica
Y <sup>-</sup>	5,26	4,49	1,17	Verifica	2,08	2,52	Verifica

Através de uma análise visual dos danos na estrutura verificados no 3Muri, a solução apresentada diminui os danos elevados verificados anteriormente, eliminando-se a rotura da viga existente sobre o vão e da viga contínua adjacente na fachada principal. Porém, a solução de reforço de diminuição do vão de entrada apenas produz um aumento significativo na melhoria do desempenho sísmico para direcção X<sup>-</sup>.

O custo do reforço é dado pela composição de várias actividades, sendo estas as seguintes:

- Reforço por encamisamento da viga com chapas metálicas, intervencionada num comprimento total de 6,80m, sendo apresentado na Tabela 2.39 o custo composto da actividade;

Execução de dois pilares em betão armado, apresentados na

Projecto de reforço de um edifício de habitação com planta em forma de "L",  
do tipo "placa" de médio porte

- Tabela 2.40 e na Tabela 2.41 os custos compostos para a execução de 2/3 e 1/3 do volume total dos pilares, com um comprimento de 6,16m. O volume referente a 1/3 dos pilares é referente aos troços a executar no topo dos mesmos, ou seja, na ligação à viga existente sobre o vão de entrada. Esta divisão foi feita devido ao facto da betonagem para esta situação implicar um custo adicional, consequente da dificuldade acrescida da sua execução;

Ligação entre os novos pilares a executar e os elementos existentes, nomeadamente a viga de fundação em betão simples e a viga de betão armado a intervencionar, sendo apresentado o custo composto da actividade na

- Tabela 2.42.

**Tabela 2.39** - Custo composto: Reforço da viga através do encamisamento com chapas de aço

Ficha	Actividade	Unidade	Quant.	Custo (€/ml)	
				Unitário	Total
FC5	Picagem manual de betão existente	m <sup>2</sup>	1,09	4,30 €	4,69 €
FC6	Limpeza da superfície de betão com jacto de areia	m <sup>2</sup>	1,09	6,41 €	6,99 €
FC7	Limpeza e preparação de superfície metálica	m <sup>2</sup>	1,09	37,00 €	40,33 €
FC8	Aplicação da chapa metálica e=2mm, incluindo colagem com resina epoxy	m <sup>2</sup>	1,09	96,57 €	105,26 €

Projecto de reforço de um edifício de habitação com planta em forma de "L",  
do tipo "placa" de médio porte

FC9	Escoramento	ml	1,00	10,03 €	10,03 €
				<b>TOTAL</b>	<b>167,29 €</b>

**Tabela 2.40** - Custo composto: Execução de pilares em betão armado (2/3)

Ficha	Actividade	Unidade	Quant.	Custo (€/ml)	
				Unitário	Total
FC10.1	Fornecimento e aplicação de armadura A500NR	kg	17,17	1,42 €	24,36 €
FC11	Cofragem tradicional melhorada em madeira de pinho, incluindo descofragem	m <sup>2</sup>	1,50	17,86 €	26,79 €
FC9	Escoramento	ml	1,00	10,03 €	10,03 €
FC12.1	Fornecimento e aplicação de betão C25/30	m <sup>3</sup>	0,14	105,99 €	14,84 €
				<b>TOTAL</b>	<b>76,03 €</b>

**Tabela 2.41** - Custo composto: Execução de pilares em betão armado (1/3)

Ficha	Actividade	Unidade	Quant.	Custo (€/ml)	
				Unitário	Total

Projecto de reforço de um edifício de habitação com planta em forma de "L",  
do tipo "placa" de médio porte

Ficha	Actividade	Unidade	Quant.	Custo (€/ml)	
				Unitário	Total
FC10.2	Fornecimento e aplicação de armadura A500NR	kg	17,17	1,66 €	28,55 €
FC11	Cofragem tradicional melhorada em madeira de pinho, incluindo descofragem	m <sup>2</sup>	1,50	17,86 €	26,79 €
FC9	Escoramento	ml	1,00	10,03 €	10,03 €
FC12.2	Fornecimento e aplicação de betão C25/30	m <sup>3</sup>	0,14	117,32 €	16,42 €
				<b>TOTAL</b>	<b>81,80 €</b>

**Tabela 2.42** - Custo composto: Ligação dos pilares em betão armado aos elementos em betão armado existentes

Ficha	Actividade	Unidade	Quant.	Custo (€/Un)	
				Unitário	Total
FC13	Fornecimento e aplicação de chumbadouros em varão $\phi$ 16mm em aço inoxidável, com comprimento de 1,30m e 1,10m, incluindo furação e preenchimento com argamassa não retráctil	ml	28,80	15,06 €	433,84 €
FC5	Picagem manual de betão existente	m <sup>2</sup>	0,28	4,30 €	1,20 €
FC6	Limpeza da superfície de betão com jacto de areia	m <sup>2</sup>	0,28	6,41 €	1,79 €
FC7	Limpeza e preparação de superfície metálica	m <sup>2</sup>	0,30	37,00 €	11,10 €

Projecto de reforço de um edifício de habitação com planta em forma de "L",  
do tipo "placa" de médio porte

Ficha	Actividade	Unidade	Quant.	Custo (€/Un)	
				Unitário	Total
FC14	Aplicação de cantoneiras, incluindo colagem com resina epoxy	ml	1,50	48,78 €	73,17 €
FC15	Fornecimento e aplicação de chumbadouros em varão $\phi 12\text{mm}$ em aço inoxidável, com comprimento de 100mm, incluindo furação e preenchimento com argamassa não retráctil	ml	1,60	14,38 €	23,00 €
FC10.1	Fornecimento e aplicação de varões deixados à betonagem, em aço A500NR	kg	1,33	1,42 €	1,89 €
				<b>TOTAL</b>	<b>546,00 €</b>

Definidos os valores compostos e as respectivas quantidades de cada actividade prevista para o solução de reforço em estudo, o custo do reforço é dado por:

$$C_{Reforço} = 167,29 \text{ €/m} \times 6,80\text{m} + (76,03 \text{ €/m} \times 2/3 + 81,80 \text{ €/m} \times 1/3) \times 2 \times 3,08\text{m} + 546,00\text{€} \times 2 = 2\,710 \text{ €}$$

Sendo as probabilidades de excedência de dano apresentadas na Tabela 2.43, o valor do custo de reposição do edifício com aplicação do reforço é dado por:

$$C_{Rd} = (0 \times 0 + 0,02 \times 0,10 + 0,10 \times 0,07 + 0,50 \times 0,38 + 1,00 \times 0,45)C_T = 0,65 C_T$$

$$C_{Rd} = 0,65 \times 1\,490\,976,37\text{€} = 967\,644\text{€}$$

**Tabela 2.43** - Probabilidade de excedência do limite de estado de dano do edifício reforçado (Direção X, sismo do tipo 1)

Probabilidade de excedência do limite de estado de dano (%)				
$P_{D0}$	$P_{D1}$	$P_{D2}$	$P_{D3}$	$P_{D4}$
0	10	7	38	45

Projecto de reforço de um edifício de habitação com planta em forma de "L",  
do tipo "placa" de médio porte

Os valores referentes aos custos de reposição do recheio e das perdas humanas foram estimados, em que para as perdas humanas foi apenas considerado o cenário noturno. São apresentados na Tabela 2.44 os valores obtidos para os custos referentes à intervenção, de forma a comparar com os mesmos resultados para o edifício não reforçado. É observado uma redução dos danos materiais de cerca de 35% e dos danos humanos em cerca de 50% e 99%, sem ocorrência de colapso e com colapso do edifício original, respectivamente. Desta forma, pode ser afirmado o benefício da introdução do reforço estrutural.

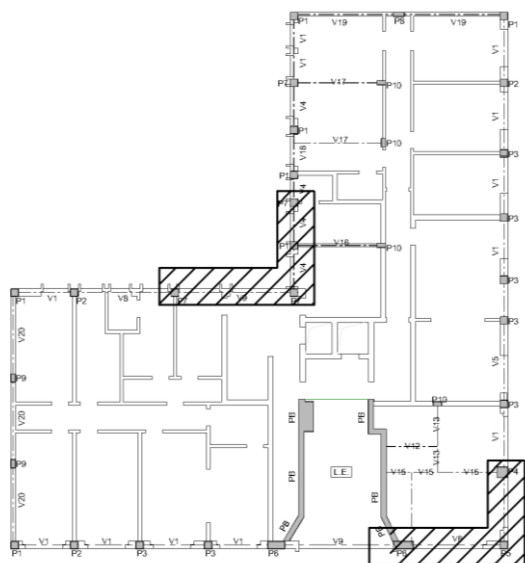
**Tabela 2.44** - Perdas totais para o edifício não reforçado e para o edifício reforçado com diminuição do vão de entrada do edifício

	$C_{\text{Reforço}}$	$C_{\text{Rd}}$	$C_{\text{recheio}}$	Perdas humanas		Perdas totais	
				S/colapso	C/colapso	S/colapso	C/colapso
Ed.não reforçado	-	1 490 976€	372 744€	S/colapso	C/colapso	S/colapso	C/colapso
				14 818€	4 837 873€	1 878 539€	6 701 593€
Edifício reforçado	2 710€	967 644€	241 911€	7 378€		1 219 642€	

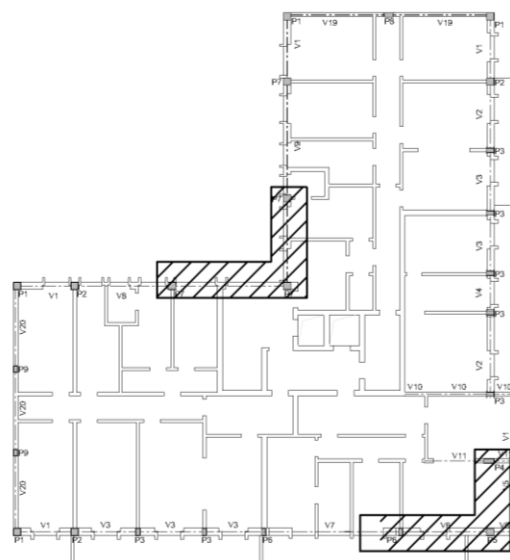
#### 2.4.6 Encamisamento de vigas de betão armado

Com a verificação dos danos plásticos por flexão em grande parte das vigas de betão armado localizadas na periferia do edifício, foi simulado o reforço das vigas do cantos interior e exterior, nomeadamente as vigas V4, V5, V6 e V9 em todos os pisos. Estas são identificadas (trama a tracejado preto) na Figura 2.48 ao nível do tecto da Cave, e na Figura 2.49 para os restantes pisos. O reforço dos elementos mencionados é previsto com encamisamento em betão armado, com aumento da secção transversal de 6cm em cada lado e na base. Foram determinadas as armaduras equivalentes de esforço transversal, resultante da armadura de esforço transversal existente, constituída por estribos a 90° e varões inclinados, e da introdução de estribos  $\phi 8\text{mm}$  afastados de 0,15m. Para a armadura inferior de flexão foi também determinada a armadura equivalente, tendo sido inserida a armadura mínima de flexão segundo o EC8 (IPQ, 2010).

Projecto de reforço de um edifício de habitação com planta em forma de "L",  
do tipo "placa" de médio porte

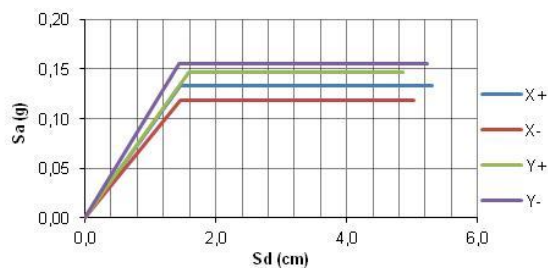


**Figura 2.48** - Localização das vigas V9, V4, V6 e V5 a reforçar no tecto da Cave

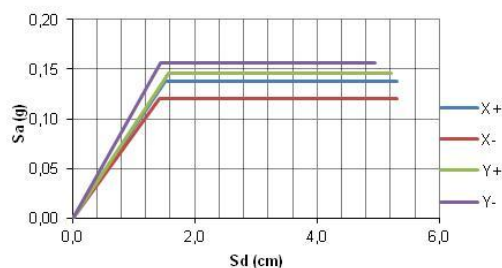


**Figura 2.49** - Localização das vigas V9, V6 e V5 a reforçar no tecto dos restantes pisos

É apresentado o espectro de capacidade desta solução de reforço (Figura 2.51) e, a fim de comparação, o espectro de capacidade do edifício não reforçado (Figura 2.50). Verifica-se um aumento dos deslocamentos espectrais últimos segundo X<sup>-</sup>, Y<sup>+</sup> e Y<sup>-</sup>, enquanto as acelerações espectrais mantêm-se praticamente inalteradas face aos valores estimados para o edifício original.



**Figura 2.50** - Espectro de capacidade do edifício não reforçado



**Figura 2.51** - Espectro de capacidade do edifício com encamisamento em betão das vigas V4, V5, V6 e V9

Na Tabela 2.45 são apresentados os valores dos deslocamentos espectrais últimos e os deslocamentos-alvo. São verificadas as condições de segurança  $S_d \geq d_{alvo}$  para ambas as acções sísmicas, bem como a melhoria do valor estimado para o deslocamento-alvo para o sismo tipo 1 segundo a direcção X<sup>-</sup>, sendo este 5% superior ao patamar de segurança. Desta forma, o encamisamento das vigas de piso nos cantos exterior e interior do edifício garantem um aumento do desempenho sísmico de 8% em relação ao edifício não reforçado.

Projecto de reforço de um edifício de habitação com planta em forma de "L",  
do tipo "placa" de médio porte

**Tabela 2.45** - Desempenho sísmico do reforço com encamisamento com betão de vigas dos cantos

Direcção	$Sd_u$ (cm)	Sismo Tipo 1			Sismo Tipo 2		
		$d_{alvo}$ (cm)	$Sd_u/d_{alvo}$	Condição: $d_{alvo} \leq Sd_u$	$d_{alvo}$ (cm)	$Sd_u/d_{alvo}$	Condição: $d_{alvo} \leq Sd_u$
X <sup>+</sup>	5,31	4,89	1,09	Verifica	2,27	2,34	Verifica
X <sup>-</sup>	5,30	5,07	1,05	Verifica	2,35	2,26	Verifica
Y <sup>+</sup>	5,22	4,85	1,08	Verifica	2,25	2,32	Verifica
Y <sup>-</sup>	4,95	4,49	1,10	Verifica	2,08	2,38	Verifica

A análise do modelo do reforço estrutural indica que não são introduzidas melhorias significativas nos danos plásticos dos elementos adjacentes às vigas intervencionadas. No entanto, existe uma melhoria nos danos em algumas das paredes interiores e da caixa dos elevadores que se encontravam anteriormente em rotura.

Com base no custo composto (Tabela 2.47) para a execução do reforço estrutural em estudo, o custo do reforço foi determinado e é apresentado na Tabela 2.46, bem como os comprimentos das vigas previstas na intervenção estrutural em estudo.

**Tabela 2.46** - Custo de reforço do encamisamento de vigas em betão armado

Elem. reforçado	Quant.	$L_{\text{reforço}}$ (ml)	$C_{\text{elemento Reforço}}$	$C_{\text{Reforço}}$
Viga V4	1,00	4,20	273,24 €	6 223€
Viga V5	6,00	3,83	1 493,04 €	
Viga V6	1,00	5,20	338,29 €	
	5,00	6,00	1 951,69 €	
Viga V9	6,00	5,55	2 166,38 €	

Projecto de reforço de um edifício de habitação com planta em forma de "L",  
do tipo "placa" de médio porte

**Tabela 2.47** - Custo composto: Encamisamento de vigas com betão armado

Ficha	Actividade	Unidade	Quant.	Custo (€/ml)	
				Unitário	Total
FC5	Picagem manual de betão existente	m <sup>2</sup>	1,09	4,30 €	4,69 €
FC6	Limpeza superfície de betão com jacto de areia	m <sup>2</sup>	1,09	6,41 €	6,99 €
FC10.1	Fornecimento e aplicação de armadura A500NR	kg	8,39	1,42 €	11,90 €
FC11	Cofragem tradicional melhorada em madeira de pinho, incluindo descofragem	m <sup>2</sup>	1,33	17,86 €	23,76 €
FC9	Escoramento	ml	1,00	10,03 €	10,03 €
FC12.1	Fornecimento e aplicação de betão C25/30	m <sup>3</sup>	0,07	105,99 €	7,70 €
				<b>TOTAL</b>	<b>65,06 €</b>

Sendo as probabilidades de excedência de dano apresentadas na Tabela 2.48, o valor do custo de reposição do edifício com aplicação do reforço nas vigas de betão armado existentes é dado por:

$$C_{Rd} = (0 \times 0 + 0,02 \times 0,08 + 0,10 \times 0,09 + 0,50 \times 0,37 + 1,00 \times 0,46)C_T = 0,66 C_T$$

$$C_{Rd} = 0,66 \times 1\,490\,976,37\text{€} = 977\,484\text{€}$$

**Tabela 2.48** - Probabilidade de excedência do limite de estado de dano do edifício reforçado (Direção X, sismo do tipo 1)

Probabilidade de excedência do limite de estado de dano (%)				
$P_{D0}$	$P_{D1}$	$P_{D2}$	$P_{D3}$	$P_{D4}$
0	8	9	37	46

Pode ser observado na Tabela 2.49 uma redução dos danos materiais de cerca de 34% e dos danos humanos de 49% e 99%, sem ocorrência de colapso e com colapso do edifício original, respectivamente, para o cenário noturno.

Projecto de reforço de um edifício de habitação com planta em forma de "L",  
do tipo "placa" de médio porte

**Tabela 2.49** Perdas totais para o edifício não reforçado e para o edifício reforçado com Encamisamento de vigas com betão armado encamisamento de vigas com betão armado

	$C_{\text{Reforço}}$	$C_{\text{Rd}}$	$C_{\text{recheio}}$	Perdas humanas		Perdas totais	
				S/colapso	C/colapso	S/colapso	C/colapso
Ed.não reforçado	-	1 490 976€	372 744€	S/colapso	C/colapso	S/colapso	C/colapso
				14 818€	4 837 873€	1 878 539€	6 701 593€
Edifício reforçado	6 223€	977 484€	244 371€	7 512€		1 235 590€	

#### 2.4.7 Reforço com soluções conjuntas

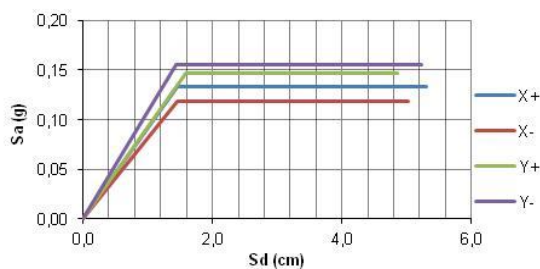
##### Aplicação de reboco armado em paredes interiores e diminuição do vão de entrada

Com base nos resultados obtidos para a análise de desempenho sísmico das soluções de reforço apresentadas anteriormente, para a direcção em que o edifício apresenta uma maior vulnerabilidade sísmica, foi estudada uma solução de reforço onde são inseridos dois dos reforços estruturais anteriormente mencionados. Foi assim contemplado a aplicação de reboco armado em ambas as faces das paredes interiores dos dois alinhamentos (Figura 2.34), em conjunto com a diminuição do vão da entrada principal do edifício. Foram introduzidos os factores majorativos nas propriedades resistentes das paredes de tijolo cerâmico como apresentado na secção 2.4.4. Os novos pilares a introduzir e as vigas apresentam as mesmas características mencionadas na secção 2.4.5.

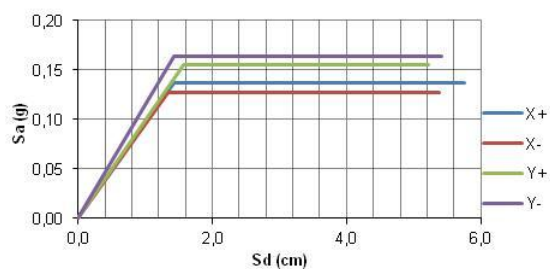
São apresentados os espectros de capacidade para o edifício não reforçado e para o edifício com introdução do reforço descrito na Figura 2.52 e na Figura 2.53, a fim de comparar as alterações dos deslocamentos e acelerações espectrais introduzidas pelo reforço estrutural. É observado um aumento pouco significativo das acelerações

Projecto de reforço de um edifício de habitação com planta em forma de "L",  
do tipo "placa" de médio porte

espectrais e um ligeiro aumento dos deslocamentos espectrais nas quatro direcções face ao edifício original.



**Figura 2.52** - Espectro de capacidade do edifício não reforçado



**Figura 2.53** - Espectro de capacidade do edifício com introdução de reboco armado em ambas as faces das paredes de dois alinhamentos interiores e diminuição do vão de entrada

Pode ser verificada a segurança para as quatro direcções na Tabela 2.50, bem como o aumento de 15% do desempenho sísmico do edifício com o reforço estrutural e que o valor do deslocamento último apresenta uma margem de segurança de 12%.

**Tabela 2.50** - Desempenho sísmico do reforço com aplicação de reboco armado e diminuição do vão de entrada

Direcção	$Sd_u$ (cm)	Sismo Tipo 1			Sismo Tipo 2		
		$d_{alvo}$ (cm)	$Sd_u/d_{alvo}$	Condição: $d_{alvo} \leq Sd_u$	$d_{alvo}$ (cm)	$Sd_u/d_{alvo}$	Condição: $d_{alvo} \leq Sd_u$
X <sup>+</sup>	5,75	4,76	1,21	Verifica	2,21	2,60	Verifica
X <sup>-</sup>	5,38	4,78	1,12	Verifica	2,22	2,43	Verifica
Y <sup>+</sup>	5,22	4,71	1,11	Verifica	2,18	2,39	Verifica
Y <sup>-</sup>	5,41	4,32	1,25	Verifica	2,01	2,69	Verifica

Novamente, verifica-se a redução dos danos na envolvente do vão alterado, com eliminação da rotura da viga sobre o mesmo e da viga contínua adjacente na fachada principal e em paredes interiores na direcção da solicitação. É de notar a ausência de rotura na parede de empena ao nível do R/C, que era observada antes da aplicação deste reforço estrutural.

A solução apresentada nesta secção não aumenta de forma significativa o desempenho sísmico face ao obtido para a solução de reforço em que se aplica

Projecto de reforço de um edifício de habitação com planta em forma de "L",  
do tipo "placa" de médio porte

apenas o reboco armado nos dois alinhamentos de paredes interiores. Assim, pode-se afirmar que a diminuição do vão de entrada, com inserção de dois novos pilares em betão armado e o reforço da viga sobre o mesmo não insere uma melhoria significativa no desempenho global do edifício, apesar de contribuir para a melhoria local dos elementos na envolvente da zona reforçada.

Visto que esta solução é constituída por duas soluções de reforço anteriormente apresentadas, o seu custo de reforço é igualado à sua soma dos custos dos dois reforços determinados, nomeadamente 61.187,14€ (58.477€+2.710€).

Sendo as probabilidades de excedência de dano apresentadas na Tabela 2.51, o valor do custo de reposição do edifício com aplicação do reforço é dado por:

$$C_{Rd} = (0 \times 0 + 0,02 \times 0,10 + 0,10 \times 0,07 + 0,50 \times 0,41 + 1,00 \times 0,42)C_T = 0,63 C_T$$

$$C_{Rd} = 0,63 \times 1\,490\,976,37\text{€} = 945\,279\text{€}$$

**Tabela 2.51** - Probabilidade de excedência do limite de estado de dano do edifício reforçado (Direção X, sismo do tipo 1)

Probabilidade de excedência do limite de estado de dano (%)				
$P_{D0}$	$P_{D1}$	$P_{D2}$	$P_{D3}$	$P_{D4}$
0	10	7	41	42

Os valores referentes aos custos de reposição do recheio e das perdas humanas foram estimados, em que para o cálculo das perdas humanas foi apenas realizado para o cenário noturno. Desta forma, são apresentados na Tabela 2.52 os valores obtidos para os custos referentes à intervenção, de forma a comparar com os mesmos resultados para o edifício não reforçado. É observada uma redução dos danos materiais de cerca de 37% e dos danos humanos de cerca de 53% e 99%, sem ocorrência de colapso e com colapso do edifício original, respectivamente.

**Tabela 2.52** - Perdas totais para o edifício não reforçado e para o edifício reforçado com aplicação de reboco em dois alinhamentos de paredes interiores e diminuição do vão de entrada do edifício

	$C_{\text{Reforço}}$	$C_{Rd}$	$C_{\text{recheio}}$	Perdas humanas		Perdas totais	
				S/colapso	C/colapso	S/colapso	C/colapso
Ed.não reforçado	-	1 490 976€	372 744€	S/colapso	C/colapso	S/colapso	C/colapso
				14 818€	4 837 873€	1 878 539€	6 701 593€

Projecto de reforço de um edifício de habitação com planta em forma de "L",  
do tipo "placa" de médio porte

Edifício reforçado	61 187€	945 279€	236 320 €	6 987€	1 249 773€
--------------------	---------	----------	-----------	--------	------------

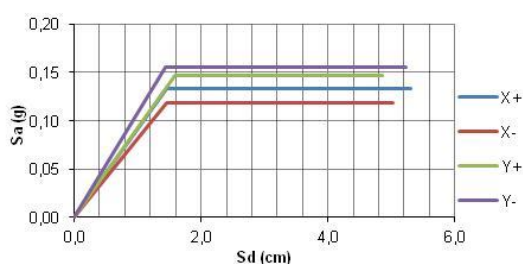
**Aplicação de reboco armado na caixa dos elevadores e paredes interiores e encamisamento de vigas com betão armado**

A presente solução de reforço é constituída por três dos reforços apresentados anteriormente. Esta consiste na aplicação de reboco armado em dois alinhamentos de paredes interiores e nas paredes da caixa dos elevadores em ambas as faces, bem como o encamisamento das vigas dos cantos ao nível dos pisos.

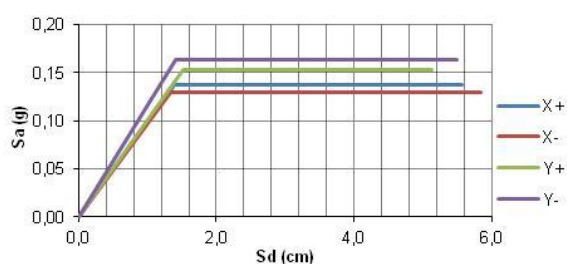
Para a simulação da aplicação do reboco armado, com uma espessura de 0,05m, nas paredes de alvenaria cerâmica foram adoptados os mesmos pressupostos anteriores, nomeadamente os factores majorativos das propriedades resistentes dos materiais das paredes a reforçar.

Quanto ao encamisamento com betão armado das vigas dos cantos, interior e exterior do edifício (Figura 2.48 e Figura 2.49), com uma espessura de 6 cm no perímetro das vigas, foram tomadas como armaduras longitudinais e transversais as armaduras equivalentes adoptadas na secção 2.4.6.

São apresentados os espectros de capacidade para o edifício não reforçado e para o edifício com introdução do reforço na Figura 2.54 e na Figura 2.55, respectivamente. É verificado o aumento dos deslocamentos espectrais do edifício reforçado.



**Figura 2.54** - Espectro de capacidade do edifício não reforçado



**Figura 2.55** - Espectro de capacidade do edifício com introdução de reboco armado em ambas as faces das paredes em dois alinhamentos interiores e das caixas dos elevadores e encamisamento em betão das vigas V4, V5, V6 e V9

Na Tabela 2.53 são apresentados os valores dos deslocamentos espectrais últimos e os deslocamentos-alvo determinados para a introdução do reforço. Verifica-se um aumento do valor do deslocamento último de 23% superior ao valor de segurança, e

Projecto de reforço de um edifício de habitação com planta em forma de "L",  
do tipo "placa" de médio porte

um aumento do desempenho do edifício reforçado de cerca de 27% em relação ao desempenho do edifício não reforçado.

**Tabela 2.53** - Desempenho sísmico do reforço com aplicação de reboco armado nas paredes interiores e na caixa dos elevadores e encamisamento com betão de vigas dos cantos

Direcção	$Sd_u$ (cm)	Sismo Tipo 1			Sismo Tipo 2		
		$d_{alvo}$ (cm)	$Sd_u/d_{alvo}$	Condição: $d_{alvo} \leq Sd_u$	$d_{alvo}$ (cm)	$Sd_u/d_{alvo}$	Condição: $d_{alvo} \leq Sd_u$
X <sup>+</sup>	5,56	4,69	1,19	Verifica	2,17	2,56	Verifica
X <sup>-</sup>	5,84	4,75	1,23	Verifica	2,20	2,65	Verifica
Y <sup>+</sup>	5,12	4,64	1,10	Verifica	2,15	2,38	Verifica
Y <sup>-</sup>	5,50	4,30	1,28	Verifica	2,01	2,74	Verifica

É observado no modelo numérico uma redução do número de elementos de alvenaria em rotura, nomeadamente paredes interiores e de empena, sem introdução de danos em elementos verticais de betão armado.

A solução de reforço apresentada é constituída por soluções de reforço anteriormente estudadas, pelo que o custo de reforço toma o valor da soma dos custos de reforço das soluções. Assim, o valor estimado para esta solução é 87.985€.

Sendo as probabilidades de excedência de dano apresentadas na Tabela 2.54, o valor do custo de reposição do edifício com aplicação do reforço é dado por:

$$C_{Rd} = (0 \times 0 + 0,02 \times 0,10 + 0,10 \times 0,09 + 0,50 \times 0,42 + 1,00 \times 0,39)C_T = 0,61 C_T$$

$$C_{Rd} = 0,61 \times 1\,490\,976,37\text{€} = 910\,987\text{€}$$

**Tabela 2.54** - Probabilidade de excedência do limite de estado de dano do edifício reforçado (Direcção X<sup>-</sup>, sismo do tipo 1)

Probabilidade de excedência do limite de estado de dano (%)				
$P_{D0}$	$P_{D1}$	$P_{D2}$	$P_{D3}$	$P_{D4}$
0	10	9	42	39

Projecto de reforço de um edifício de habitação com planta em forma de "L",  
do tipo "placa" de médio porte

Pode ser observado na Tabela 2.55 uma redução dos danos materiais de cerca de 39% e dos danos humanos de 56% e 99%, sem ocorrência de colapso e com colapso do edifício original, respectivamente, para o cenário noturno.

**Tabela 2.55** - Perdas totais: edifício não reforçado e edifício reforçado com aplicação de reboco em ambas as faces das paredes dos elevadores

	$C_{\text{Reforço}}$	$C_{\text{Rd}}$	$C_{\text{recheio}}$	Perdas humanas		Perdas totais	
				S/colapso	C/colapso	S/colapso	C/colapso
Ed.não reforçado	-	1 490 976€	372 744€	S/colapso	C/colapso	S/colapso	C/colapso
				14 818€	4 837 873€	1 878 539€	6 701 593€
Edifício reforçado	87 985€	910 987€	227 747€	6 566 €		1 233 284€	

#### 2.4.8 Análise da viabilidade dos reforços

Com base no estudo desenvolvido e apresentado nas secções anteriores, é realizada uma análise comparativa para as soluções de reforço descritas neste trabalho. Esta análise baseia-se nos resultados obtidos para a viabilidade técnica, ou seja, o aumento ou redução do desempenho sísmico face ao edifício não reforçado, e para a viabilidade económica, ou seja, os custos envolvidos na ocorrência da acção sísmica.

Foi verificado em todas as soluções uma melhoria do comportamento estrutural do edifício, que é reflectida nas margens de segurança entre os valores dos deslocamentos últimos e dos deslocamentos-alvo, bem como o aumento do desempenho sísmico (aumento da relação entre o deslocamento último e o deslocamento-alvo) em relação ao edifício original, como se pode observar na Tabela 2.56.

**Tabela 2.56** - Verificação da viabilidade técnica das soluções de reforço

Solução de reforço		Eficiência face ao edif. original	Margem de segurança
<b>A</b>	Reboco armado num alinhamento de paredes interiores	+10%	+7%
<b>B</b>	Reboco armado em dois alinham. de paredes interiores	+16%	13%
<b>C</b>	Reboco armado em paredes exteriores de fachada	+11%	+8%

Projecto de reforço de um edifício de habitação com planta em forma de "L",  
do tipo "placa" de médio porte

<b>Solução de reforço</b>		<b>Eficiência face ao edif. original</b>	<b>Margem de segurança</b>
<b>D</b>	Reboco armado na caixa dos elevadores	+17%	+13%
<b>E</b>	Reboco armado em paredes interiores e caixa dos elevadores	+27%	+23%
<b>F</b>	Diminuição do vão de entrada do edifício	+10%	+7%
<b>G</b>	Encamisamento de vigas de betão armado	+8%	+5%
<b>H</b>	Reboco armado em paredes interiores e diminuição do vão de entrada	+15%	+12%
<b>I</b>	Reboco armado em paredes interiores e caixa dos elevadores e encamisamento de vigas com B.A.	+27%	+23%

Do estudo dos custos materiais e humanos referentes aos danos provocados pela acção sísmica, verifica-se uma redução significativa em todas as soluções de reforço relativamente ao edifício não reforçado. Os valores obtidos são apresentados na Tabela 2.57.

Nos valores inerentes às perdas humanas para o caso do edifício não reforçado com dano completo com e sem colapso, existe sempre uma redução desses valores comparativamente ao caso do edifício intervencionado. Porém, esta diferença é mais significativa quando considerado o dano completo com colapso. A grande diferença dos valores obtidos para ambos os casos, para todas as soluções de reforço, é justificada pelo facto de o dano completo sem colapso se traduzir em danos que provocam a rotura de elementos estruturais resistentes mas que podem não comprometer a segurança global do edifício. Em caso contrário, a situação de colapso compromete a segurança global do edifício e de quem nele se encontra.

O benefício da aplicação dos reforços estruturais pode ser traduzido pela relação entre o custo da execução do reforços e da redução dos custos materiais (custo de reposição do edifício e custo de reposição do recheio) e humanos. Quanto menor for o valor desta relação, mais viável é a solução ao nível económico. Na Tabela 2.57 verifica-se que das soluções de reforço estudadas a que se apresenta como a mais viável é a diminuição do vão de entrada do edifício, com introdução de dois pilares em betão armado, com reforço da viga sobre vão (solução de reforço F).

Projecto de reforço de um edifício de habitação com planta em forma de "L",  
do tipo "placa" de médio porte

**Tabela 2.57** - Comparação entre o custo de reforço e a redução dos custos materiais e humanos

Sol. de reforço	$C_{\text{Reforço}}$	Redução dos custos (Ed.Original vs Ed.Reforçado)			Relação $C_{\text{Reforço}}/$ Redução dos custos	
		$C_{\text{Rd}} + C_{\text{Recheio}}$	Perdas humanas		S/colapso	C/colapso
			S/colapso	C/colapso		
<b>A</b>	31 492€	660 503 €	7 566€	4 830 620€	0,0471	0,0057
<b>B</b>	58 477€	682 122 €	7 831€	4 830 885€	0,0848	0,0106
<b>C</b>	72 583€	652 675€	7 438€	4 830 493€	0,1100	0,0132
<b>D</b>	23 285€	664 975€	7 573€	4 830 627€	0,0346	0,0042
<b>E</b>	81 762€	715 669€	8 122€	4 831 176€	0,1130	0,0147
<b>F</b>	<b>2 710€</b>	<b>654 166€</b>	<b>7 441€</b>	<b>4 830 495€</b>	<b>0,0041</b>	<b>0,0005</b>
<b>G</b>	6 223€	641 865€	7 306€	4 830 360€	0,0096	0,0011
<b>H</b>	61 187€	682 122€	7 831€	4 830 885€	0,0887	0,0111
<b>I</b>	87 985€	724 987€	8 252€	4 831 306€	0,1200	0,0158

É de notar que as soluções de reforço que apresentam o maior aumento da capacidade resistente sísmica são as que apresentam um custo de execução mais elevado. Constata-se a importância da viabilidade nas duas vertentes estudadas, técnica e económica, visto que o aumento significativo do desempenho sísmico introduzido por uma dada intervenção estrutural não implicou um benefício significativo quanto à redução dos custos materiais e humanos para a direcção X, para o sismo tipo 1.

#### 2.4.9 Conclusões

Após a verificação da necessidade de reforço estrutural do edifício em estudo, foram analisados os danos globais e locais do mesmo de forma a seleccionar reforços estruturais para a melhoria do seu comportamento sísmico. A escolha destes reforços

Projecto de reforço de um edifício de habitação com planta em forma de "L",  
do tipo "placa" de médio porte

implicou uma pesquisa de soluções correntes ao nível nacional. Ao mesmo tempo, foi necessário avaliar o tipo de danos verificados no edifício não reforçado, nomeadamente os danos completos ou colapso.

Das muitas soluções simuladas, foram estudadas algumas de carácter global, como é o caso da aplicação de reboco armado, e outras de reforço local, como é o caso da diminuição do vão de entrada do edifício. Em ambas as situações o objectivo era a melhoria do comportamento global do edifício, ou seja, o aumento do desempenho sísmico e redução da vulnerabilidade.

Nesta secção foi avaliada a importância do aumento do desempenho sísmico, bem como da realização de análises da viabilidade técnica e económica, visto que de ambas dependem a escolha final do reforço estrutural ou a verificação do benefício da intervenção.

Para todas as soluções de reforço apresentadas foi realizada a verificação da segurança através da metodologia adoptada anteriormente para o edifício não reforçado, descrita na secção 2.3. Com a verificação da viabilidade técnica, foram determinados todos os custos referentes à introdução dos reforços. Foi ainda comparado a redução dos valores das perdas materiais e humanas para os diferentes reforços com os mesmos valores obtidos para o edifício original.

Do estudo dos custos envolvidos, tanto para o edifício não reforçado, como com a introdução de reforços, verifica-se que as perdas humanas têm um grande peso para a contabilização das perdas totais, tal é evidenciado nos resultados obtidos para o edifício não reforçado, para o qual é considerado o dano completo sem rotura e o dano completo com rotura previstos em HAZUS (FEMA, 2003), em que se verifica uma grande discrepância de valores entre ambos.

Verificou-se que as soluções de reforço que aumentam a margem de segurança e o desempenho sísmico, nomeadamente intervenções de carácter global, como a aplicação de reboco armado em alinhamentos interiores de paredes e no núcleo de elevadores, também são aquelas que se apresentam como as mais dispendiosas. Desta forma, o benefício de introduzir um determinado reforço tem de ser traduzido no equilíbrio entre o custo de execução e a redução das perdas materiais e humanas. A redução das perdas estão directamente relacionadas com a diminuição da vulnerabilidade sísmica do edifício.

A solução de reforço que apresenta maior viabilidade é a diminuição do vão de entrada do edifício, com introdução de dois novos pilares e reforço da viga sobre o vão com chapas metálicas. Isto deve-se ao facto de a intervenção localizada apresentar

Projecto de reforço de um edifício de habitação com planta em forma de "L",  
do tipo "placa" de médio porte

um custo de execução relativamente baixo quando comparada com as restantes. Esta solução apresenta um valor de perdas materiais e humanas da mesma ordem de grandeza das restantes soluções, e contribui para a melhoria do comportamento do edifício face à solicitação sísmica. Desta forma, foi esta a solução de reforço pormenorizada ao nível das peças desenhadas.

Projecto de reforço de um edifício de habitação com planta em forma de "L",  
do tipo "placa" de médio porte

### 3 BREVE DESCRIÇÃO DAS PEÇAS DESENHADAS

São apresentadas no Anexo IV as peças desenhadas referentes aos projectos de Arquitectura e de Estabilidade originais e ao projecto de Reforço estrutural da solução em estudo.

As peças desenhadas apresentadas referentes ao projecto original foram realizadas com base na consulta dos elementos físicos existentes no Arquivo Intermédio da Câmara Municipal de Lisboa, tanto nas peças escritas como nas peças desenhadas.

Para o projecto de Arquitectura do edifício original, são apresentados os seguintes elementos desenhados:

- **ARQ-EXIST-DES01** - Planta do tecto da Cave - Existente;
- **ARQ-EXIST-DES02** - Planta do tecto do R/C - Existente;
- **ARQ-EXIST-DES03** - Planta do tecto do 1º ao 4º andar - Existente;
- **ARQ-EXIST-DES04** - Planta do tecto da Cobertura - Existente;
- **ARQ-EXIST-DES05** - Alçado Principal - Av. do Brasil - Existente;
- **ARQ-EXIST-DES06** - Alçado Lateral - Av. Rio de Janeiro - Existente;
- **ARQ-EXIST-DES07** - Alçado Tardoz A - Existente;
- **ARQ-EXIST-DES08** - Alçado Tardoz/Corte B- Existente.

Quanto ao projecto de Estabilidade do edifício original são apresentados os seguintes elementos desenhados:

- **EST-EXIST-DES01** - Planta de fundações, quadro de sapatas de pilares e quadro de sapatas de paredes - Existente;
- **EST-EXIST-DES02** - Planta do tecto da Cave - Existente;
- **EST-EXIST-DES03** - Planta do tecto do R/C - Existente;
- **EST-EXIST-DES04** - Planta do tecto do 1º andar - Existente;
- **EST-EXIST-DES05** - Planta do tecto do 2º ao 4º andar - Existente;
- **EST-EXIST-DES06** - Quadro de pilares - Existente;
- **EST-EXIST-DES07** - Quadro de pilares (continuação) - Existente;

Relativamente às vigas de betão armado existentes, é apresentado no ANEXO I o mapa de armaduras para as secções transversais das mesmas.

No projecto de Reforço estrutural é elaborada a concepção da solução de reforço que apresenta maior viabilidade na secção 2.4. Desta forma são identificadas nas zonas a intervir a implantação dos novos elementos, os respectivos materiais

Projecto de reforço de um edifício de habitação com planta em forma de "L",  
do tipo "placa" de médio porte

constituintes, bem como a pormenorização e disposições construtivas resultantes da intervenção prevista. São então apresentados os seguintes elementos desenhados:

- **EST- DES01** - Planta de fundações, Secção transversal tipo dos pilares PN1 e PN2;
- **EST- DES02** - Planta do tecto da Cave, Secção transversal tipo do reforço da viga V9;
- **EST- DES03** - Pormenores de ligação dos pilares PN1 e PN2 às fundações existentes e à viga existente V1.

## 4 CONCLUSÕES E PERSPECTIVAS FUTURAS

Este trabalho vem demonstrar a importância do estudo da vulnerabilidade sísmica dos edifícios existentes em território nacional e construídos antes da entrada em vigor da regulamentação moderna, ou seja, antes de 1983, uma vez que uma parte significativa destes foi projectada sem terem em consideração a adequada acção sísmica. Em 2011, 37% do parque habitacional português era constituído por edifícios construídos antes da entrada em vigor do R.S.A. e do R.E.B.A.P., tendo sido projectados essencialmente para suportar cargas verticais, como o peso próprio e outras cargas permanentes, como os revestimentos, e as sobrecargas de utilização previstas na regulamentação em vigor à data do projecto. Assim, é essencial o estudo da segurança estrutural face às novas exigências regulamentares e normativas, tanto para as solicitações verticais, como para as solicitações horizontais, como é o caso da acção sísmica.

O edifício em estudo foi dimensionado segundo o R.B.A., enquadrando-se assim numa tipologia construtiva que apresenta alguns aspectos que contribuem para a maior vulnerabilidade das estruturas em Portugal.

Com a modelação numérica, o estudo da vulnerabilidade e a análise do desempenho sísmico, constatou-se a necessidade de melhorar a capacidade resistente do edifício visto que esta se mostrou insuficiente face à imposição das acções sísmicas de referência propostas no EC8 (IPQ, 2010).

Com recurso ao programa de cálculo automático de estruturas 3Muri, foi feita a modelação numérica de todos os elementos estruturais e dos seus materiais constituintes, bem como a introdução dos coeficientes de segurança e das acções impostas ao edifício. Com a validação do modelo, foram observadas as análises modal, estática e *pushover*. Foi com base nos resultados observados nestas análises que foi iniciado o estudo da capacidade resistente do edifício.

A primeira informação obtida foram as curvas de capacidade bilineares retiradas do 3Muri. Estas curvas foram devidamente tratadas para que fossem determinados os espectros de capacidade e as curvas de fragilidade do edifício.

Os espectros de capacidade foram obtidos através da aplicação do "Método do espectro de capacidade" definido no ATC40 (ATC, 1996), que permite a transformação de sistemas MDOF (*Multi Degree of Freedom*) em sistemas de um grau de liberdade equivalente (SDOF - *Single Degree Of Freedom*). Esta transformação é justificada por se pretender posteriormente a comparação do espectro de capacidade do edifício com os espectros de resposta elásticos da acção sísmica, também definidos em SDOF.

Projecto de reforço de um edifício de habitação com planta em forma de "L",  
do tipo "placa" de médio porte

As curvas de fragilidade foram obtidas através da aplicação dos métodos definidos no manual técnico HAZUS (FEMA, 2003). Estes elementos tornam-se bastante importantes ao estabelecerem uma relação entre os deslocamentos obtidos para um dado sismo e a estimativa dos níveis de danos.

Para analisar o desempenho sísmico foi adoptado o "Método N2" (IPQ, 2010). Visto que os espectros de resposta elástica da acção sísmica são dados em acelerações, foi realizada a sua transformação para deslocamentos. Com base nos espectros de resposta elástica de deslocamentos, na análise modal nas direcções X e Y, nas curvas de fragilidade e nos parâmetros sísmicos onde está fundado o edifício, foram determinados os deslocamentos-alvo. Estes deslocamentos foram comparados com os valores obtidos nos espectros de capacidade do edifício. Foi verificado para a direcção X que o deslocamento resistente ou último do edifício é inferior ao deslocamento-alvo referente ao sismo tipo 1. Assim, tornou-se evidente o estudo da introdução de soluções de reforço estrutural com o objectivo de reduzir a vulnerabilidade sísmica para a direcção X.

Antes da aplicação dos reforços foi feita uma observação dos danos verificados na estrutura, através do 3Muri. Na direcção X para o sismo tipo 1 foram principalmente identificados danos completos ou colapso nas paredes interiores dispostas segundo X, o que é coerente visto que são estas paredes que são solicitadas quando o sismo se dá nessa direcção.

Foram aplicados vários reforços de corrente utilização, nomeadamente a aplicação de reboco armado em paredes, o encamisamento de elementos existentes com betão armado ou chapas metálicas e a inserção de novos elementos em betão armado. Algumas das soluções de reforço são compostas por várias soluções estudadas individualmente, nomeadamente as que aumentam substancialmente o desempenho sísmico do edifício. Verificou-se o aumento do desempenho sísmico para todas as soluções de reforço estrutural apresentadas, sendo cumprida a condição de segurança. Desta forma, fica demonstrada a viabilidade técnica das soluções estudadas.

Para os reforços locais, observou-se um maior benefício no que respeita ao comportamento estrutural face à solicitação horizontal na solução em que é aplicado o reboco armado na caixa dos elevadores. Isto deve-se à aproximação do centro de rigidez ao centro de massa do edifício.

Para os reforços globais, o que apresentou uma margem maior de segurança e aumento da eficiência face ao edifício original foi a solução composta pela aplicação

Projecto de reforço de um edifício de habitação com planta em forma de "L",  
do tipo "placa" de médio porte

de reboco armado em dois alinhamentos interiores de paredes e na caixa dos elevadores. O reforço dos alinhamentos aumentou a resistência das paredes interiores mais solicitadas.

Posteriormente, foram determinados os custos referentes à introdução de cada reforço, dos danos materiais e das perdas humanas. Estes foram comparados entre si e face ao edifício não reforçado. A determinação do custo de execução de cada reforço foi feita através de custos compostos referentes a todas as actividades essenciais à sua execução. Foi verificado uma grande diferença de valores entre os reforços locais e globais, sendo os últimos muitos superiores, que é justificado por uma área de intervenção também superior.

Para os custos materiais, em que foram analisados os valores referentes à reposição do edifício e à reposição do recheio do mesmo, foi adoptada a metodologia apresentada em HAZUS (FEMA, 2003). Estes custos dependem das probabilidades de excedência de cada estado de dano para a situação mais desfavorável, bem como o custo da construção do edifício novo. Observou-se que os valores obtidos para os reforços são na mesma ordem de grandeza. Porém, a redução destes custos face ao edifício não reforçado é superior nas soluções que foram verificados um maior aumento no desempenho sísmico, nomeadamente as soluções compostas pela introdução de reboco armado em paredes interiores e nas caixa dos elevadores e pelo encamisamento com betão armado das vigas dos cantos interior e exterior (soluções de reforço E e I).

A determinação das perdas humanas foi feita também com recurso ao manual HAZUS. Com este trabalho verificou-se a importância da consideração do custo associado às perdas humanas para que seja verificada a viabilidade de uma dada solução. Este valor é bastante significativo para o cenário em que é considerado o colapso do edifício não reforçado.

Assim, através da relação entre o custo do reforço e a redução dos custos materiais e humanos foi possível aferir qual a solução mais viável em termos técnicos e económicos, que se verificou ser a diminuição do vão de entrada (solução de reforço F). Apesar deste reforço não apresentar o maior aumento da capacidade resistente do edifício face às restantes soluções, apresenta um rácio entre o custo de execução *versus* a redução dos custos materiais e humanos menor. Isto deve-se ao facto desta solução apresentar um custo de execução muito reduzido face às restantes soluções.

A solução de reforço de diminuição do vão de entrada do edifício foi pormenorizada e apresentada nas Peças Desenhadas. É identificada a intervenção a realizar em planta.

Projecto de reforço de um edifício de habitação com planta em forma de "L",  
do tipo "placa" de médio porte

Também são definidos os pormenores de ligação dos dois novos pilares aos elementos de extremidade, as secções transversais dos mesmos e das vigas reforçadas com chapas metálicas.

Em termos de desenvolvimentos futuros, é considerado pertinente a realização de uma análise mais aprofundada ao programa de cálculo 3Muri. A ser utilizado profissionalmente como uma ferramenta de análise estrutural de edifícios existentes, sendo o programa direccionado para estes, é de salientar a importância de uma análise das suas mais-valias e limitações, que devem ser tidas em conta na sua utilização.

Neste trabalho foi utilizado um estudo relativo ao custo das perdas humanas consequentes dos danos provocados numa estrutura, na ocorrência de um sismo. Trata-se de um assunto controverso, mas que se apresenta como um factor importante na decisão da intervenção estrutural, sendo este um tema que poderá vir a ser mais aprofundado futuramente.

## 5 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Amorim (2012) Amorim, Epiphannie, *Desempenho sísmico em edifícios de betão armado*. Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de Mestre em Engenharia Civil - Especialização em Estruturas, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.

Appleton (2008) Appleton, Júlio, *Reforço Sísmico de Estruturas de Betão*. BE2008 – Encontro Nacional de Betão Estrutural 2008.

Appleton e Costa. (2011/2012). Appleton, Júlio, e Costa, António, *Apontamentos da unidade curricular de Reabilitação e Reforço de Estruturas*. Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa.

ATC (1996) ATC40, *"Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings."* Relatory nº SSC 96-01, Applied Technology Council Redwood City, California. Relatory nº SSC 96-01, Applied Technology Council Redwood City, California.

Bento (2003) Bento, Rita, *Análises Estáticas Não Lineares – Eurocódigo 8*. Mestrado de Engenharia de Estruturas Dinâmica e Engenharia Sísmica, IST, DEC. Disponível em: [http://www.civil.ist.utl.pt/~rbento/css/AENL\\_6\\_03.PDF](http://www.civil.ist.utl.pt/~rbento/css/AENL_6_03.PDF).

Candeias (2008) Candeias, Paulo, *Avaliação da vulnerabilidade sísmica de edifícios de alvenaria*. Dissertação elaborada no Laboratório Nacional de Engenharia Civil para obtenção do Grau de Doutor em Engenharia Civil pela Universidade do Minho no âmbito do protocolo de cooperação com o LNEC , Universidade do Minho, Guimarães.

CEN (2005) EN1996- 1-1, *Eurocode 6: Design of Masonry Structures- Part 1-1:Common rules for reinforced and unreinforced masonry structures*. CEN/TC250, European Standard.

CEN (2005) EN1998- 3, *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 3: Assessment and retrofitting of buildings*.

Codice (2015) Codice, Maria João da Rosa, *Viabilidade do Reforço Sísmico de um Edifício de Pequeno Porte em Alvenaria de Pedra Ordinária*. Trabalho Final de Mestrado para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil na Área de Especialização de Estruturas, Área Departamental de Engenharia Civil, Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, Lisboa.

Costa (2010) Costa, João Pedro, *"Bairro de Alvalade de edifícios antigos – Um Paradigma no Urbanismo Português."*. Livros Horizonte.

Projecto de reforço de um edifício de habitação com planta em forma de "L",  
do tipo "placa" de médio porte

Fajfar (2000) Fajfar, Peter, *A nonlinear analysis method for performance based seismic design*. Earthquake Spectra, Vol. 16, No 3, 573-592.

FEMA (2003) *Multi-hazard Loss Estimation Methodology. Earthquake Model. HAZUS M4. Technical Manual*. FEMA and NIBS, Washington, D.C.

INE, LNEC (2013) Instituto Nacional de Estatísticas e Laboratório de Engenharia Civil, *O Parque Habitacional e a sua reabilitação - análise e evolução 2001-2011*. Instituto Nacional de Estatísticas, I.P., e Laboratório de Engenharia Civil, I.P.

IPQ (2009) NP EN1991- 1-1: 2009, *Eurocódigo 1 - Acções em estruturas - Parte 1-1: Acções gerais, Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios*. Instituto Português da Qualidade, Portugal.

IPQ (2010) NP EN1998- 1: 2010, *Eurocódigo 8 - Projecto de estruturas para resistência aos sismos - Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios*. Instituto Português da Qualidade, Portugal.

Jacinto (2014) Jacinto, Luciano, *Dimensionamento sísmico de edifícios de betão segundo o EC8-1*. Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, Área Departamental de Engenharia Civil.

Lamego (2014) Lamego, P., *Reforço sísmico de edifícios de habitação. Viabilidade da mitigação do risco*. Tese de Doutoramento em Engenharia Civil (Estruturas), Universidade do Minho, Guimarães.

Maurício (2012) Maurício, Tiago, *Rebocos Armados Aplicados em Paredes de Edifícios Antigos e Novos. Levantamento de Soluções, Técnicas de Aplicação e Características*. Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil - Perfil de Construção, Universidade Nova de Lisboa, Faculdade de Ciências e Tecnologia .

Mayer (2008) Mayer, Francisco, *Estrutura Geral de Custos em Obras de Reabilitação de Edifícios*. Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa.

Monteiro (2013) Monteiro, Beatriz Henriques, *Avaliação Sísmica de Edifícios "de Placa". Um caso de estudo em Lisboa*. Dissertação para a obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa.

OPCM3431. (2005). Testo integrato dell'Allegato 2 – Edifici – all'Ordinanza 3274 come modificato dall'OPCM 3431 del 3/5/05, *"Norme Tecniche per il progetto, la valutazione*

Projecto de reforço de um edifício de habitação com planta em forma de "L",  
do tipo "placa" de médio porte

e *l'adeguamento sismico degli edifici*". Preseidenza del Consiglio dei Ministri, Roma, Itália.

Pipa (2006) Pipa, Manuel, Encontro Técnico-Científico - "*O Papel dos Laboratórios de Estado na Investigação e Desenvolvimento em Engenharia Civil no Âmbito da CPLP*": Evolução da Regulamentação de Estruturas em Portugal. LNEC, Lisboa.

Portaria n.º 156/2014 de 12 de Agosto, Diário da República, 1ª série - N.º 154 - 12 de agosto de 2014. Ministérios do Ambiente, Ordenamento do Território e Energia e da Solidariedade, Emprego e Segurança Social.

Proença e Gago (2011) Proença, Jorge Miguel, e Gago, António Sousa Gago, *Parque Escolar - Reforço sísmico de edifícios escolares*. Parque Escolar, EPE, Lisboa.

Risk-UE Project (2003) Risk-UE Project: *An advanced approach to earthquake risk scenarios with applications to different European towns. WP4: Vulnerability of current buildings*. European Commission.

Rodrigues (2010) Rodrigues, Jorge, *Principais técnicas de consolidação e reforço de paredes de edifícios antigos*. Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil na especialidade de Reabilitação de Edifícios, Universidade Nova de Lisboa, Faculdade de Ciências e Tecnologia.

RSA (1983) Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes. Decreto-Lei nº 235/83, de 31 de Maio, Lisboa.

S.T.A. DATA (2015a) *Manual do utilizador do programa 3Muri, Versão 10*. S.T.A. Data, Turim, Itália.

S.T.A. DATA (2015b) *Programa de cálculo automático de estruturas 3Muri, Versão 10*. S.T.A. Data, Turim, Itália.

Serra (2008) Serra, Carlos, *Metodologias de Avaliação do Desempenho Sísmico de Obras de Arte Correntes*. Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa.

Silva (2007) Silva, Pedro, *Reforço sísmico de edifícios de betão armado*. Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa.

Sousa (2008) Sousa, Álvaro, *Reparação, reabilitação e reforço de estruturas de betão armado*. Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de Mestre em Engenharia Civil - Especialização em Estruturas, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.

## WEBGRAFIA

LNEC (2015) Laboratório Nacional de Engenharia Civil - *Evolução das tipologias construtivas em Portugal*. Disponível em: [http://www-ext.lnec.pt/LNEC/DE/NESDE/divulgacao/evol\\_tipol.html](http://www-ext.lnec.pt/LNEC/DE/NESDE/divulgacao/evol_tipol.html), [Consulta:2015].

LNEC(a) (2016) Laboratório Nacional de Engenharia Civil - *Resistência e vulnerabilidade sísmica dos edifícios*, Disponível em: <http://www-ext.lnec.pt/LNEC/DE/NESDE/divulgacao/vulnerabilidade.html>, [Consulta:2016].

LNEC(b) (2016) *Laboratório Nacional de Engenharia Civil - Risco sísmico em Portugal*, Disponível em: [http://www-ext.lnec.pt/LNEC/DE/NESDE/divulgacao/risco\\_sismico.html](http://www-ext.lnec.pt/LNEC/DE/NESDE/divulgacao/risco_sismico.html), [Consulta:2016].

PORDATA (2016) Taxa de inflação (*Taxa de variação do índice de preços no consumo*), Disponível em: [http://www.pordata.pt/Portugal/Taxa+de+Infla%C3%A7%C3%A3o+\(Taxa+de+Varia%C3%A7%C3%A3o+do+%C3%8Dndice+de+Pre%C3%A7os+no+Consumidor\)+total+e+por+consumo+individual+por+objectivo-2315](http://www.pordata.pt/Portugal/Taxa+de+Infla%C3%A7%C3%A3o+(Taxa+de+Varia%C3%A7%C3%A3o+do+%C3%8Dndice+de+Pre%C3%A7os+no+Consumidor)+total+e+por+consumo+individual+por+objectivo-2315). [Consulta:janeiro de 2016].

S.T.A. DATA (2015) *S.T.A. DATA Teoria in Prática*, Disponível em: [http://www.stadata.com/3muri/documenti/3Muri\\_brochure.pdf](http://www.stadata.com/3muri/documenti/3Muri_brochure.pdf). S.T.A. Data.

Projecto de reforço de um edifício de habitação com planta em forma de "L",  
do tipo "placa" de médio porte

## **ANEXOS**

Projecto de reforço de um edifício de habitação com planta em forma de "L",  
do tipo "placa" de médio porte

## ANEXO I- MAPA DE ARMADURAS DAS VIGAS DO EDIFÍCIO

Elemento	Secção (m <sup>2</sup> )	Armadura longitudinal		Armadura esforço transverso	
		A <sup>s</sup> (apoio)	A <sup>i</sup> (1/2 vão)	Estribos a 90°	Equivalente (*)
V1	0,35x0,42	3φ5/16"	3φ5/16"	φ7/32"//0,30m	φ8mm//0,30m
V2	0,35x0,42	5φ5/16"	5φ5/16"	φ7/32"//0,30m	φ9mm//0,30m
V3	0,35x0,42	4φ5/16"	4φ5/16"	φ7/32"//0,30m	φ9mm//0,30m
V4	0,35x0,42	2φ5/16"	2φ5/16"	φ7/32"//0,30m	φ10mm//0,20m
V5	0,35x0,42	4φ5/16"	4φ5/16"	φ7/32"//0,30m	φ9mm//0,30m
V6	0,35x0,42	4φ5/8"	2φ5/8"	φ1/4"//0,30m	φ15mm//0,30m
V7	0,35x0,42	5φ5/8"	5φ5/8"	φ1/4"//0,30m	φ15mm//0,30m
V8	0,35x0,42	3φ1/2"	3φ1/2"	φ7/32"//0,30m	φ9mm//0,30m
V9	0,35x0,42	4φ1/2"	4φ1/2"	φ7/32"//0,30m	φ12mm//0,30m
V10	0,20x0,62	3φ3/4"	2φ5/16"+1φ1"	φ1/4"//0,20m	φ6mm//0,20m
V11	0,20x0,62	3φ3/4"	2φ5/16"+1φ1"	φ1/4"//0,20m	φ6mm//0,20m
V12	0,30x0,42	3φ5/16"+ 2φ5/8"	3φ5/8"	φ5/16"//0,20m	φ8mm//0,20m
V13	0,40x0,52	6φ1"	6φ1"	φ5/16"//0,20m	φ22mm//0,20m
V14	0,40x0,52	2φ5/16"+ 2φ5/8"	4φ5/8"	φ1/4"//0,30m	φ13mm//0,30m
V15	0,50x0,62	2φ3/8"+7φ1"	9φ1"	φ5/16"//0,25m	φ27mm//0,25m
V16	0,40x0,52	2φ3/8"+ 3φ5/8"+1φ1"	3φ5/8"+3φ1"	φ5/16"//0,30m	φ27mm//0,30m
V17	0,15x1,00	2φ5/16"+ 1φ1"	2φ3/4"+1φ1"	φ1/4"//0,15m	φ10mm//0,15m
V18	0,35x0,72	2φ5/16"+ 2φ5/8"	4φ5/8"	φ1/4"//0,30m	φ15mm//0,30m
V19	0,20x0,42	3φ1/2"	3φ1/2"	φ1/4"//0,20m	φ6mm//0,20m
V20	0,20x0,42	4φ3/8"	4φ3/8"	φ1/4"//0,20m	φ6mm//0,20m

(\*) Armadura equivalente de esforço transverso composta pelos estribos e pelos varões longitudinais inclinados junto aos pilares de apoio.

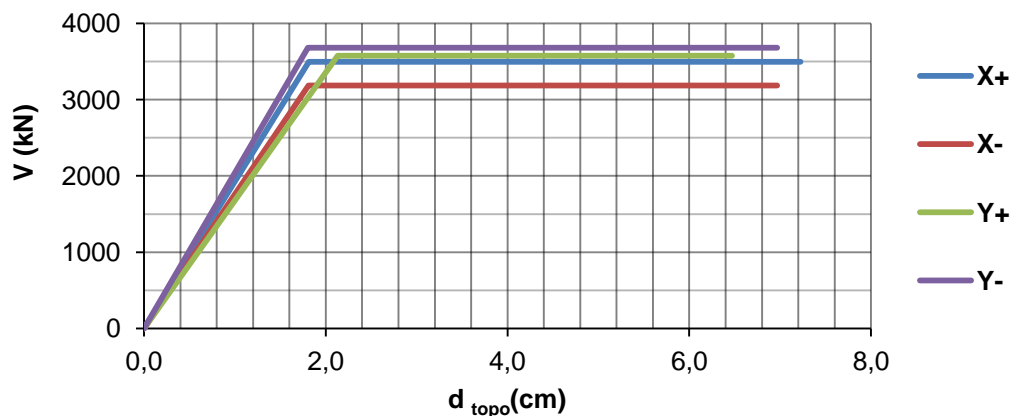
Projecto de reforço de um edifício de habitação com planta em forma de "L",  
do tipo "placa" de médio porte

Projecto de reforço de um edifício de habitação com planta em forma de "L",  
do tipo "placa" de médio porte

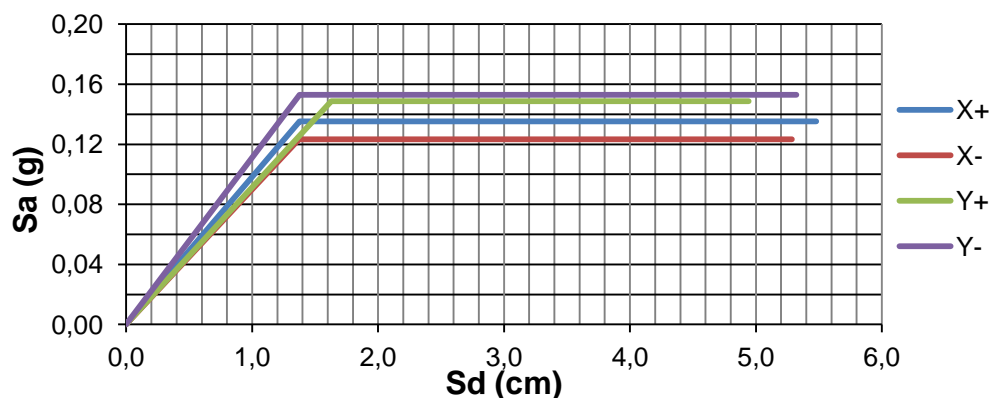
**ANEXO II - ELEMENTOS CARACTERÍSTICOS DA  
VULNERABILIDADE E DESEMPENHO SÍSMICO DAS  
SOLUÇÕES DE REFORÇO**

## II.1 Aplicação de reboco armado num alinhamento de paredes interiores

### Curvas de capacidade bilineares do edifício reforçado: X<sup>+</sup>, X<sup>-</sup>, Y<sup>+</sup> e Y<sup>-</sup>



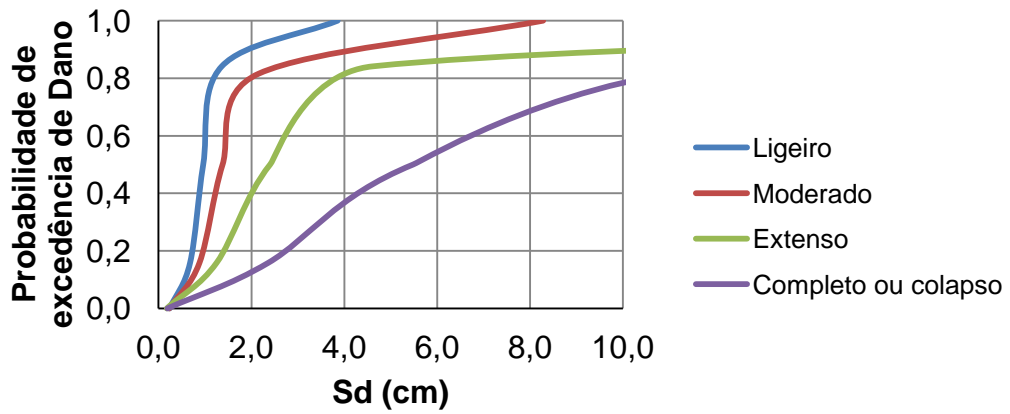
### Espectro de capacidade do edifício reforçado: X<sup>+</sup>, X<sup>-</sup>, Y<sup>+</sup> e Y<sup>-</sup>



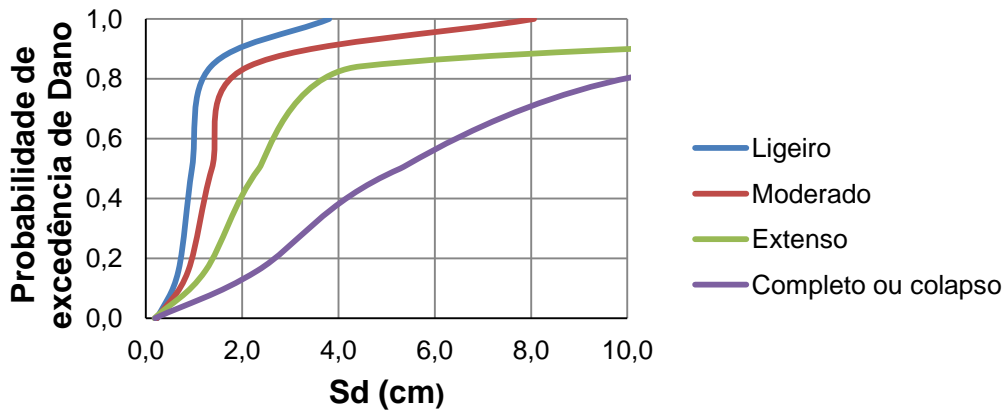
### Parâmetros de caracterização das curvas de fragilidade do edifício reforçado

Direcção	Limite de estado de dano							
	Ligeiro		Moderado		Extenso		Completo ou colapso	
	Sd1 (cm)	$\beta_{sd1}$	Sd2 (cm)	$\beta_{sd2}$	Sd3 (cm)	$\beta_{sd3}$	Sd4 (cm)	$\beta_{sd4}$
X <sup>+</sup>	0,96	0,35	1,38	0,45	2,40	0,65	5,48	0,84
X <sup>-</sup>	0,96	0,34	1,37	0,44	2,35	0,64	5,28	0,82
Y <sup>+</sup>	1,14	0,33	1,63	0,40	2,46	0,54	4,94	0,70
Y <sup>-</sup>	0,96	0,34	1,38	0,44	2,36	0,64	5,32	0,83

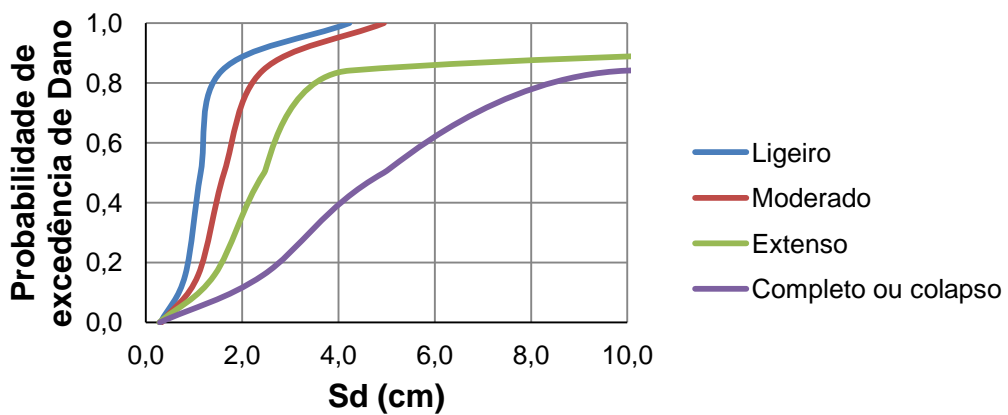
**Curvas de fragilidade do edifício reforçado: X<sup>+</sup>**



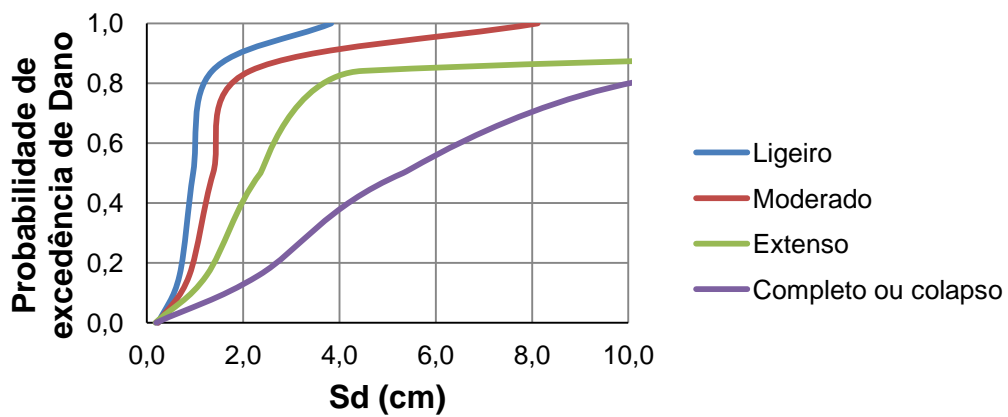
**Curvas de fragilidade do edifício reforçado: X<sup>-</sup>**



**Curvas de fragilidade do edifício reforçado: Y<sup>+</sup>**

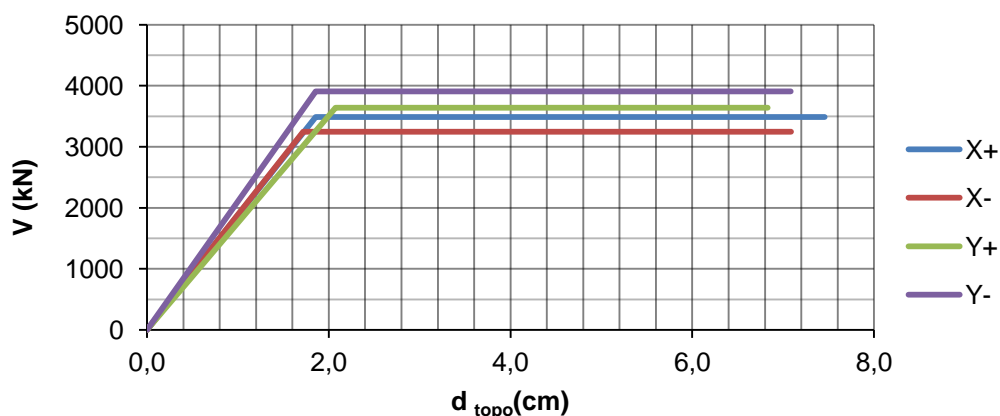


**Curvas de fragilidade do edifício reforçado: Y**

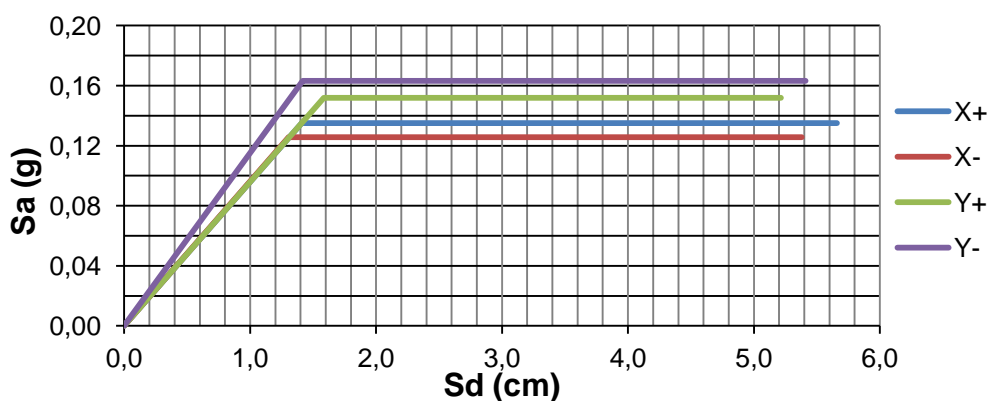


## II.2 Aplicação de reboco armado em dois alinhamentos de paredes interiores

### Curvas de capacidade bilineares do edifício reforçado: X<sup>+</sup>, X<sup>-</sup>, Y<sup>+</sup> e Y<sup>-</sup>



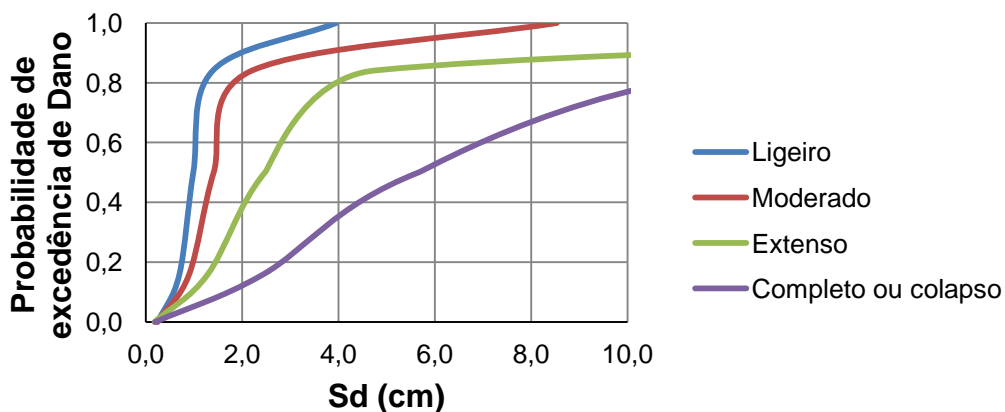
### Espectro de capacidade do edifício reforçado: X<sup>+</sup>, X<sup>-</sup>, Y<sup>+</sup> e Y<sup>-</sup>



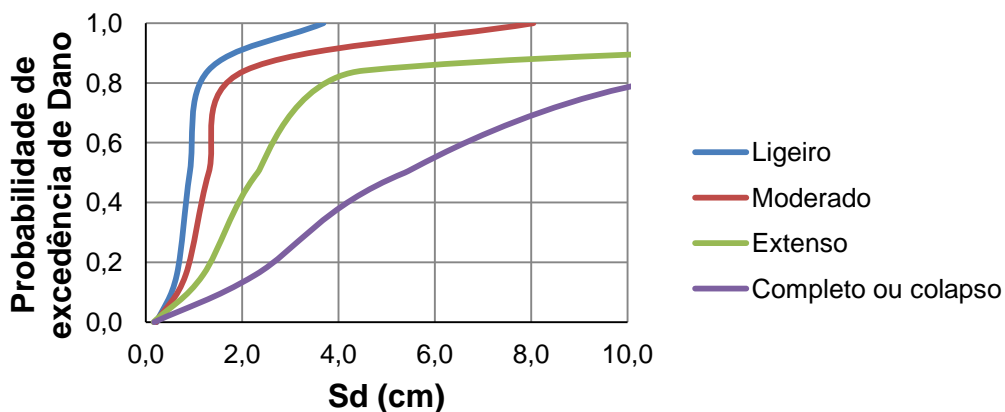
### Parâmetros de caracterização das curvas de fragilidade do edifício reforçado

Direcção	Limite de estado de dano							
	Ligeiro		Moderado		Extenso		Completo ou colapso	
	Sd1 (cm)	$\beta_{sd1}$	Sd2 (cm)	$\beta_{sd2}$	Sd3 (cm)	$\beta_{sd3}$	Sd4 (cm)	$\beta_{sd4}$
X <sup>+</sup>	0,99	0,35	1,41	0,45	2,47	0,66	5,66	0,85
X <sup>-</sup>	0,91	0,35	1,31	0,45	2,32	0,67	5,38	0,86
Y <sup>+</sup>	1,11	0,33	1,58	0,41	2,49	0,58	5,21	0,75
Y <sup>-</sup>	0,99	0,34	1,42	0,44	2,42	0,64	5,41	0,82

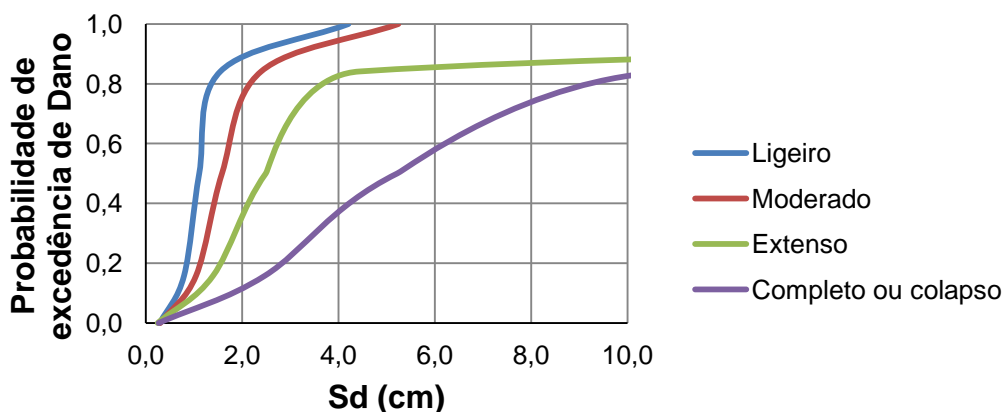
**Curvas de fragilidade do edifício reforçado: X<sup>+</sup>**



**Curvas de fragilidade do edifício reforçado: X-**



**Curvas de fragilidade do edifício reforçado: Y<sup>+</sup>**

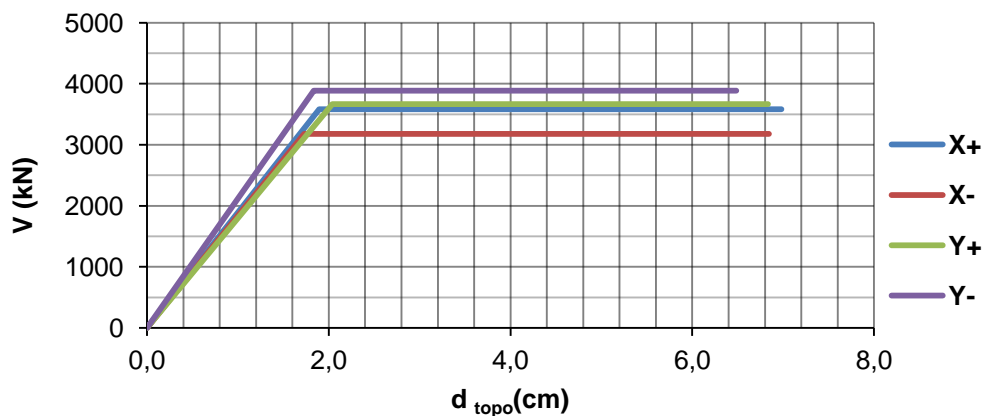


**Curvas de fragilidade do edifício reforçado: Y**

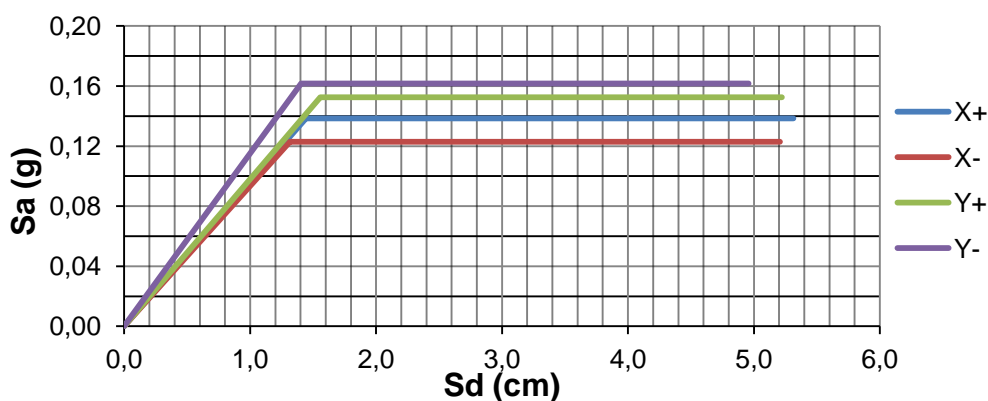


### II.3 Aplicação de reboco armado em paredes exteriores de fachada

#### Curvas de capacidade bilineares do edifício reforçado: X<sup>+</sup>, X<sup>-</sup>, Y<sup>+</sup> e Y<sup>-</sup>



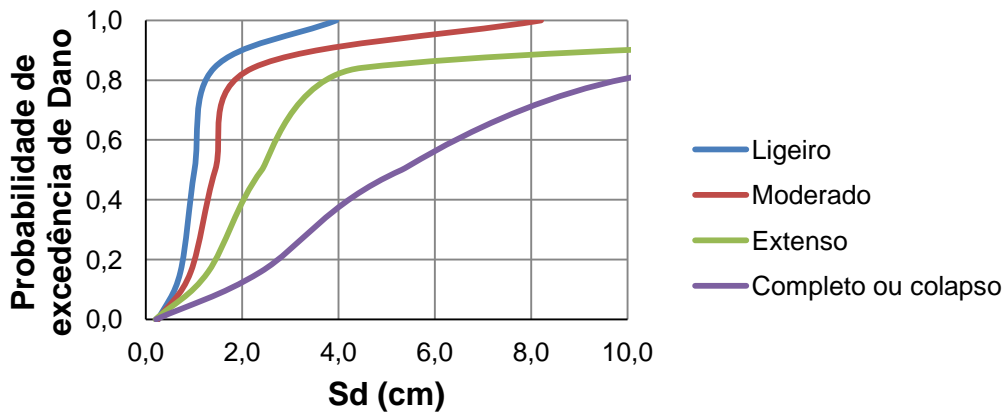
#### Espectro de capacidade do edifício reforçado: X<sup>+</sup>, X<sup>-</sup>, Y<sup>+</sup> e Y<sup>-</sup>



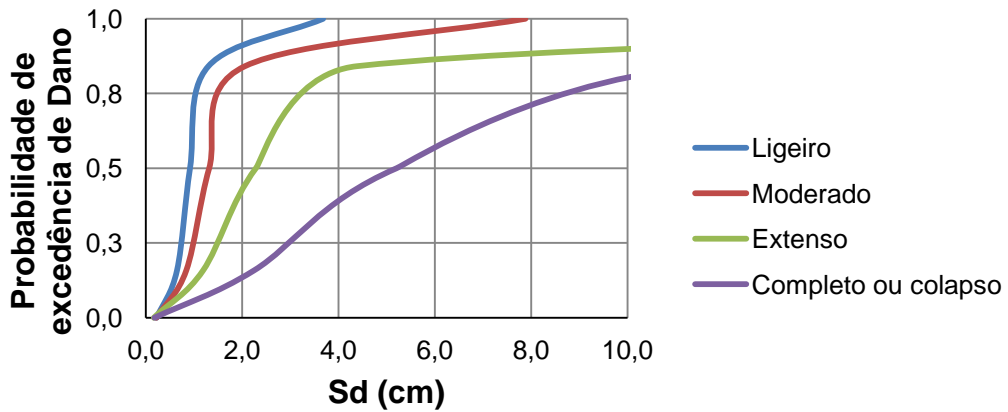
#### Parâmetros de caracterização das curvas de fragilidade do edifício reforçado

Direcção	Limite de estado de dano							
	Ligeiro		Moderado		Extenso		Completo ou colapso	
	Sd1 (cm)	$\beta_{sd1}$	Sd2 (cm)	$\beta_{sd2}$	Sd3 (cm)	$\beta_{sd3}$	Sd4 (cm)	$\beta_{sd4}$
X <sup>+</sup>	1,01	0,34	1,44	0,43	2,41	0,62	5,31	0,80
X <sup>-</sup>	0,92	0,35	1,32	0,45	2,29	0,65	5,21	0,84
Y <sup>+</sup>	1,09	0,33	1,56	0,42	2,47	0,58	5,22	0,75
Y <sup>-</sup>	0,98	0,34	1,40	0,43	2,29	0,60	4,96	0,78

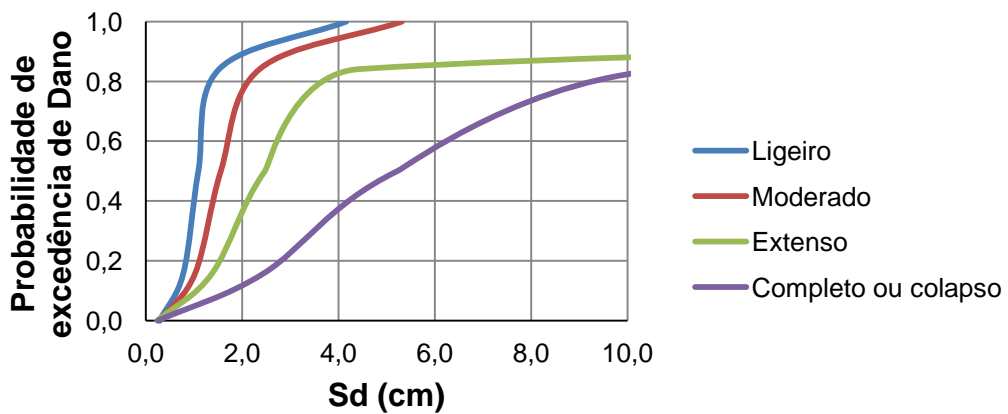
**Curvas de fragilidade do edifício reforçado: X<sup>+</sup>**



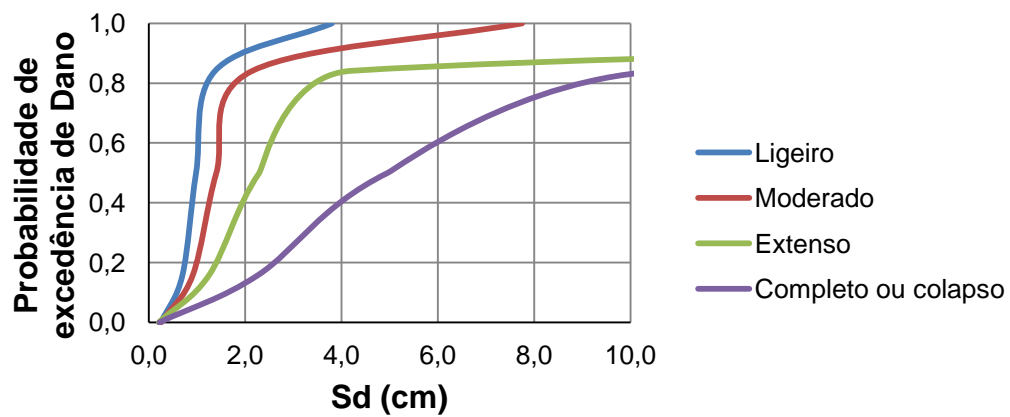
**Curvas de fragilidade do edifício reforçado: X<sup>-</sup>**



**Curvas de fragilidade do edifício reforçado: Y<sup>+</sup>**

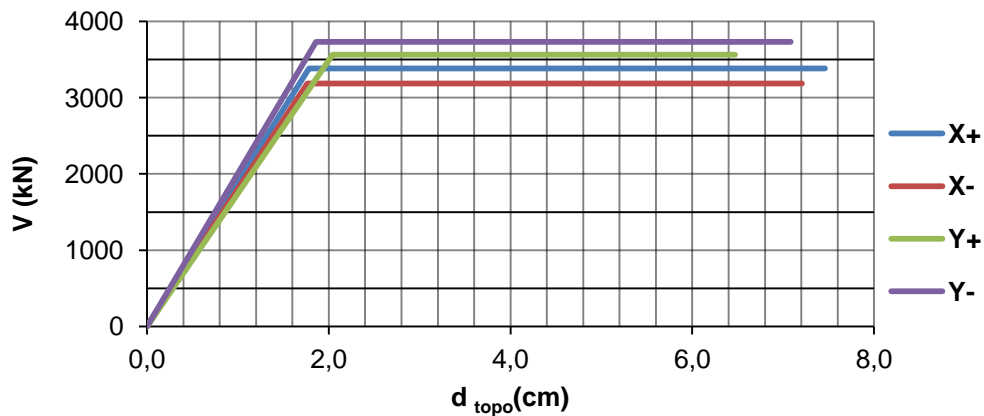


**Curvas de fragilidade do edifício reforçado: Y**

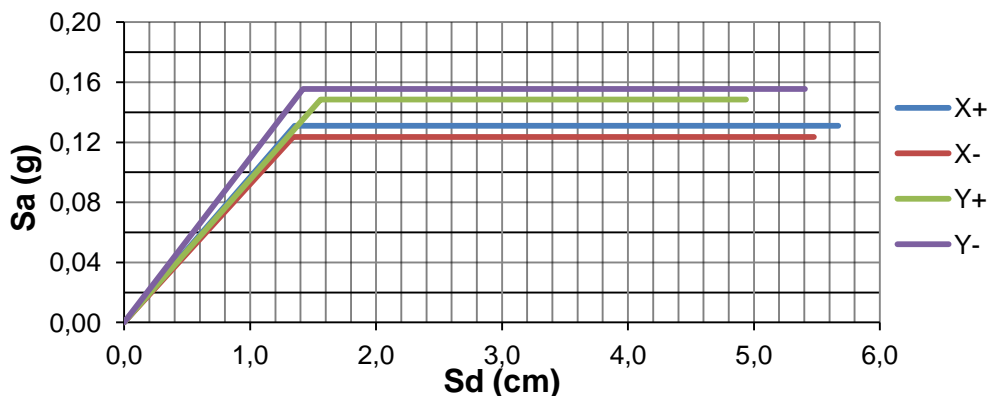


## II.4 Aplicação de reboco armado na caixa dos elevadores

### Curvas de capacidade bilineares do edifício reforçado: X<sup>+</sup>, X<sup>-</sup>, Y<sup>+</sup> e Y<sup>-</sup>



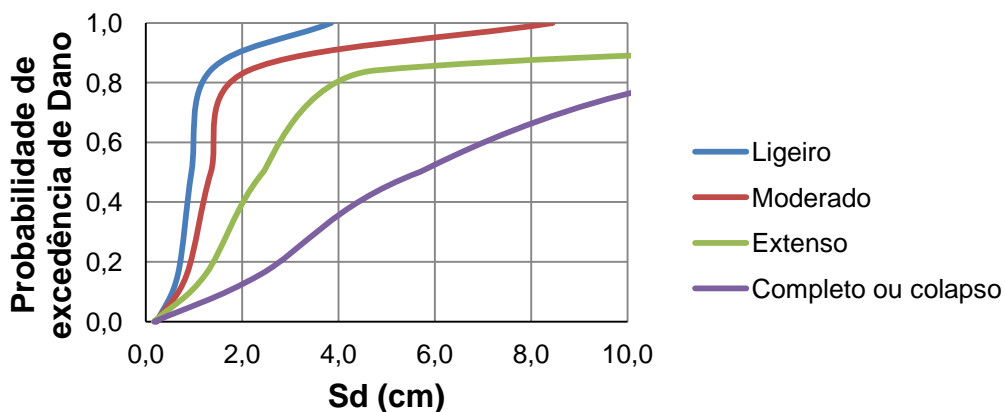
### Espectro de capacidade do edifício reforçado: X<sup>+</sup>, X<sup>-</sup>, Y<sup>+</sup> e Y<sup>-</sup>



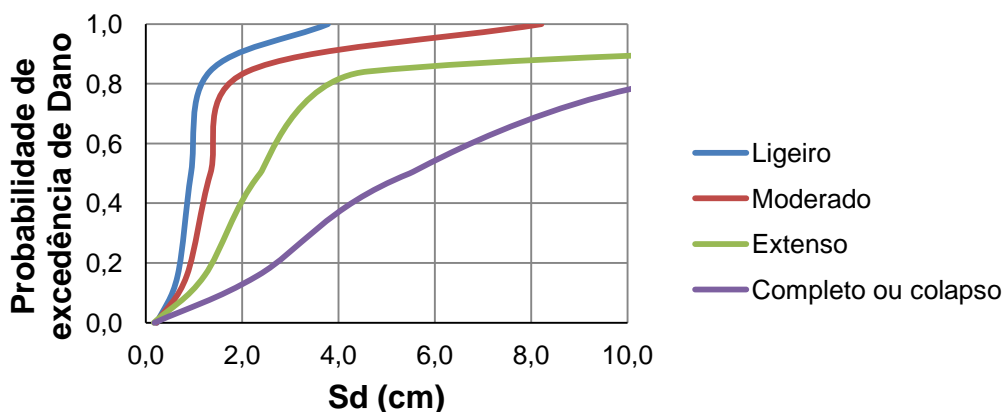
### Parâmetros de caracterização das curvas de fragilidade do edifício reforçado

Direcção	Limite de estado de dano							
	Ligeiro		Moderado		Extenso		Completo ou colapso	
	Sd1 (cm)	$\beta_{sd1}$	Sd2 (cm)	$\beta_{sd2}$	Sd3 (cm)	$\beta_{sd3}$	Sd4 (cm)	$\beta_{sd4}$
X <sup>+</sup>	0,95	0,35	1,35	0,46	2,43	0,67	5,67	0,87
X <sup>-</sup>	0,94	0,35	1,34	0,45	2,37	0,66	5,48	0,85
Y <sup>+</sup>	1,09	0,33	1,56	0,41	2,40	0,56	4,94	0,73
Y <sup>-</sup>	0,99	0,34	1,42	0,44	2,42	0,63	5,41	0,82

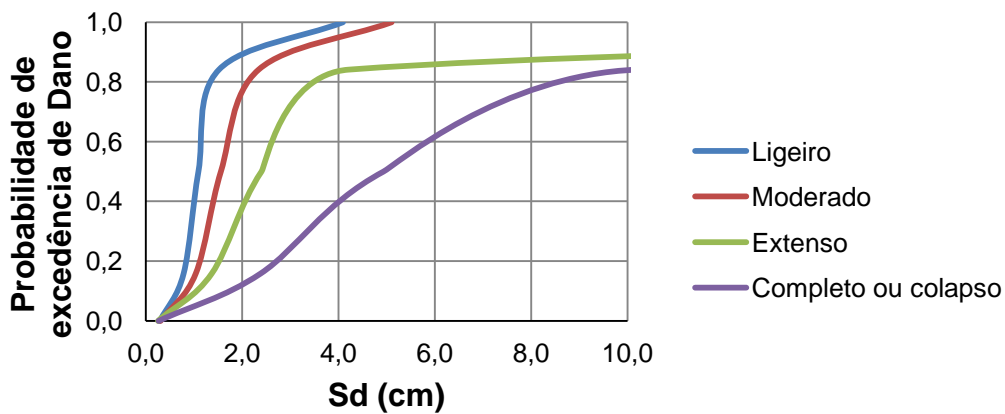
**Curvas de fragilidade do edifício reforçado: X<sup>+</sup>**



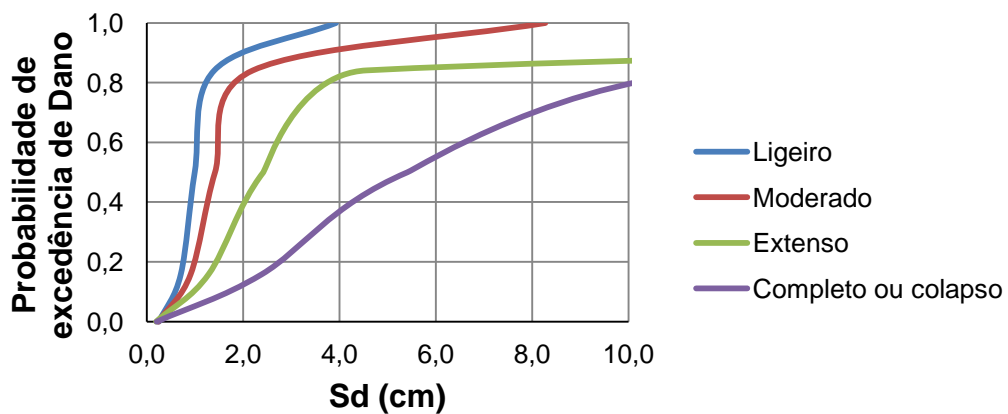
**Curvas de fragilidade do edifício reforçado: X<sup>-</sup>**



**Curvas de fragilidade do edifício reforçado: Y<sup>+</sup>**

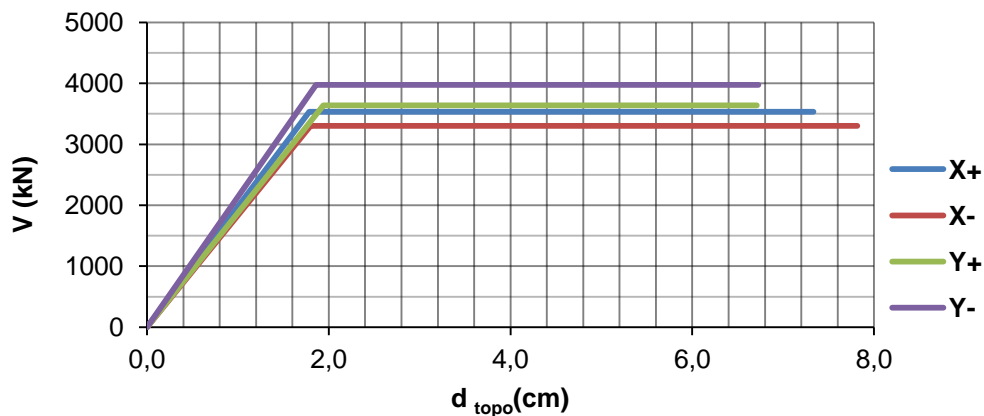


**Curvas de fragilidade do edifício reforçado: Y**

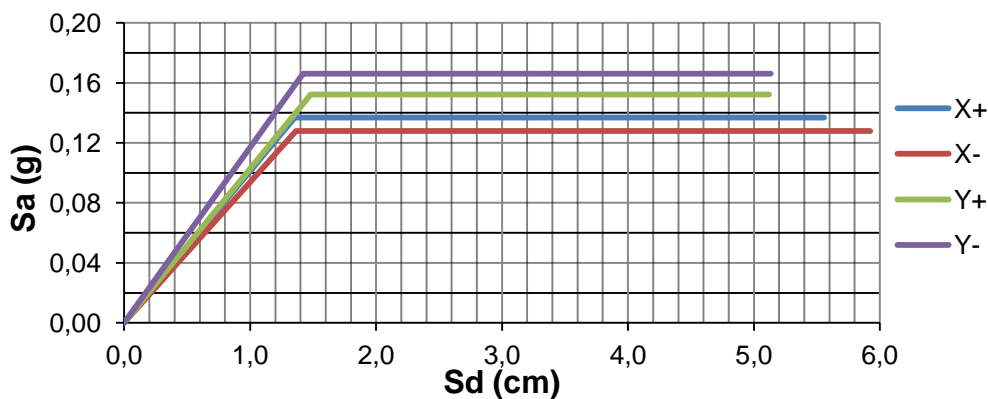


II.5 Aplicação de reboco armado nas paredes interiores e na caixa dos elevadores

**Curvas de capacidade bilineares do edifício reforçado: X<sup>+</sup>, X<sup>-</sup>, Y<sup>+</sup> e Y<sup>-</sup>**



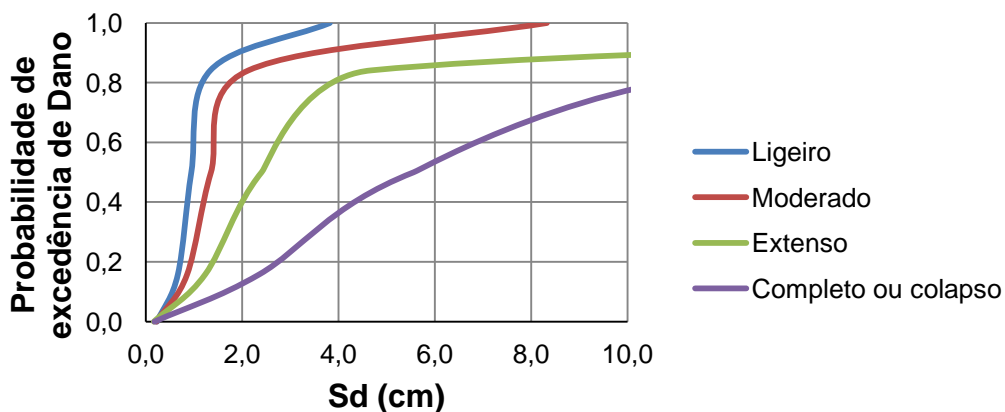
**Espectro de capacidade do edifício reforçado: X<sup>+</sup>, X<sup>-</sup>, Y<sup>+</sup> e Y<sup>-</sup>**



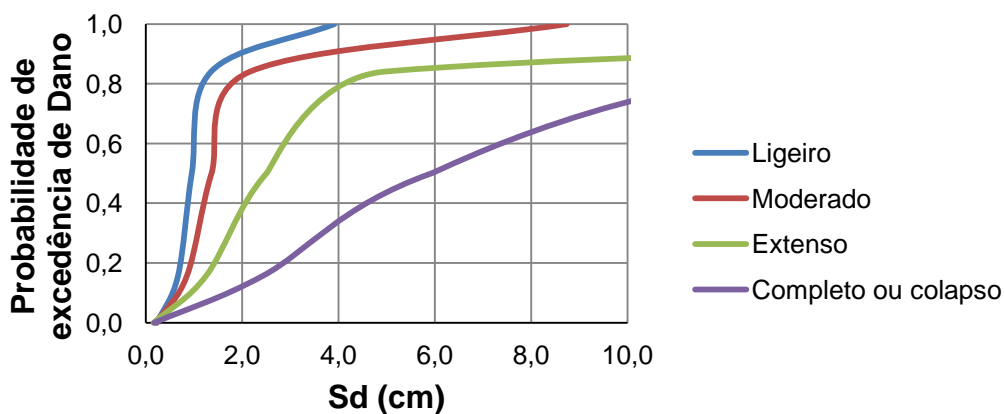
**Parâmetros de caracterização das curvas de fragilidade do edifício reforçado**

Direcção	Limite de estado de dano							
	Ligeiro		Moderado		Extenso		Completo ou colapso	
	Sd1 (cm)	$\beta_{sd1}$	Sd2 (cm)	$\beta_{sd2}$	Sd3 (cm)	$\beta_{sd3}$	Sd4 (cm)	$\beta_{sd4}$
X <sup>+</sup>	0,95	0,35	1,35	0,45	2,40	0,67	5,56	0,86
X <sup>-</sup>	0,95	0,35	1,36	0,46	2,50	0,69	5,92	0,88
Y <sup>+</sup>	1,04	0,34	1,48	0,42	2,39	0,60	5,12	0,77
Y <sup>-</sup>	0,99	0,34	1,42	0,43	2,35	0,61	5,13	0,79

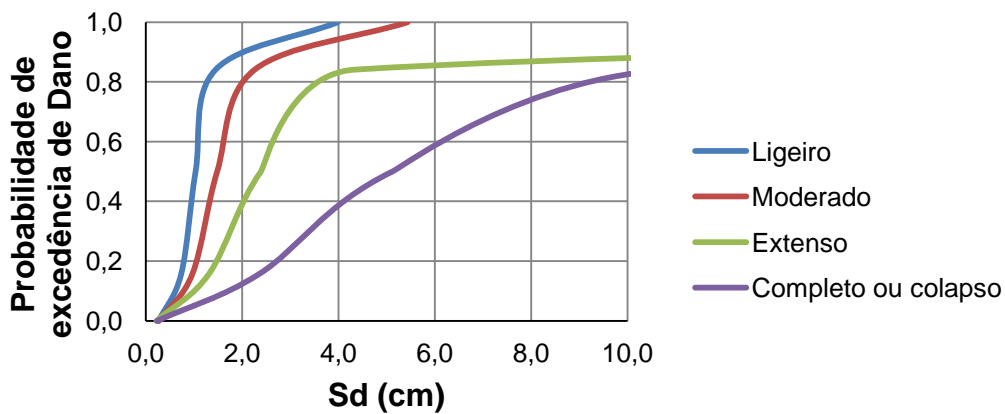
**Curvas de fragilidade do edifício reforçado: X<sup>+</sup>**



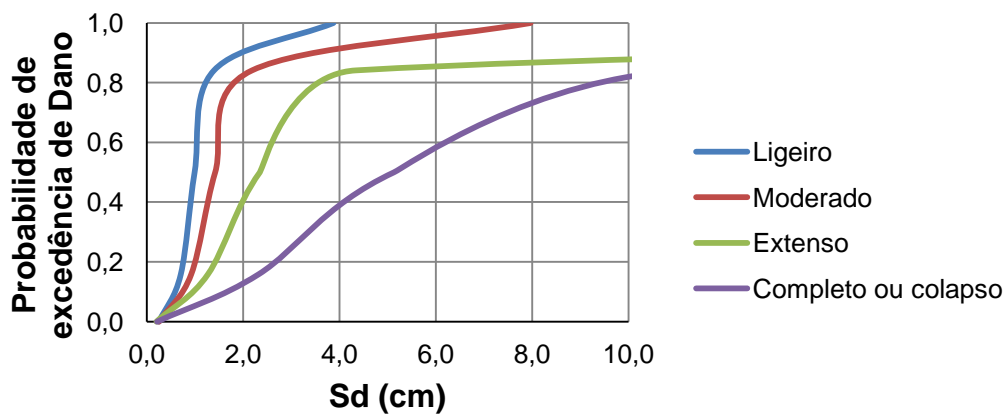
**Curvas de fragilidade do edifício reforçado: X<sup>-</sup>**



**Curvas de fragilidade do edifício reforçado: Y<sup>+</sup>**

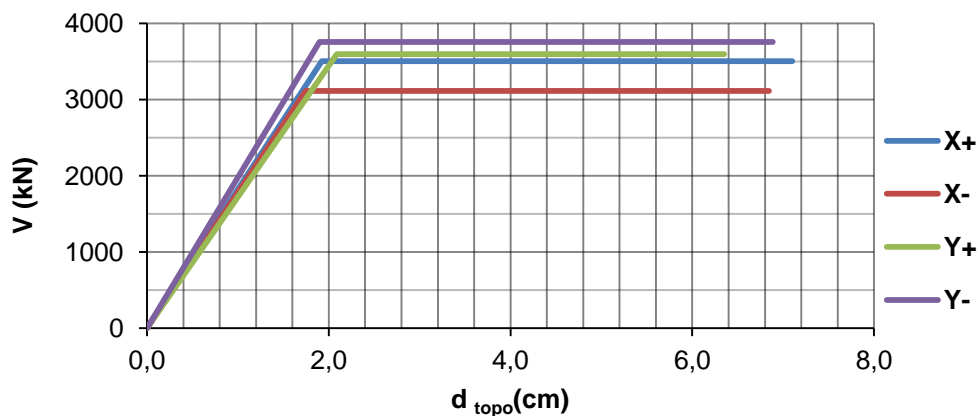


**Curvas de fragilidade do edifício reforçado: Y**

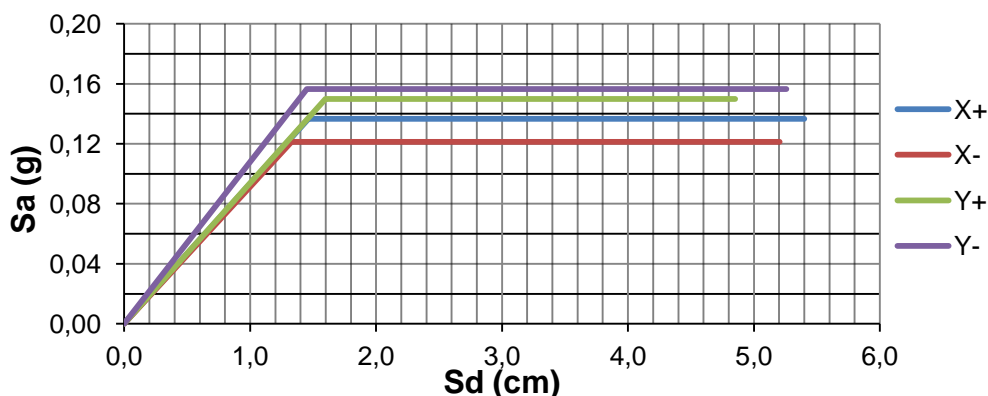


## II.6 Diminuição do vão de entrada do edifício

### Curvas de capacidade bilineares do edifício reforçado: X<sup>+</sup>, X<sup>-</sup>, Y<sup>+</sup> e Y<sup>-</sup>



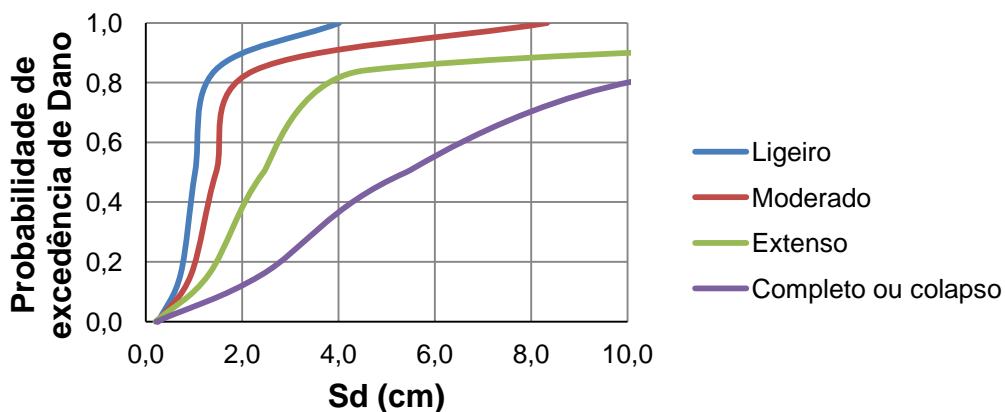
### Espectro de capacidade do edifício reforçado: X<sup>+</sup>, X<sup>-</sup>, Y<sup>+</sup> e Y<sup>-</sup>



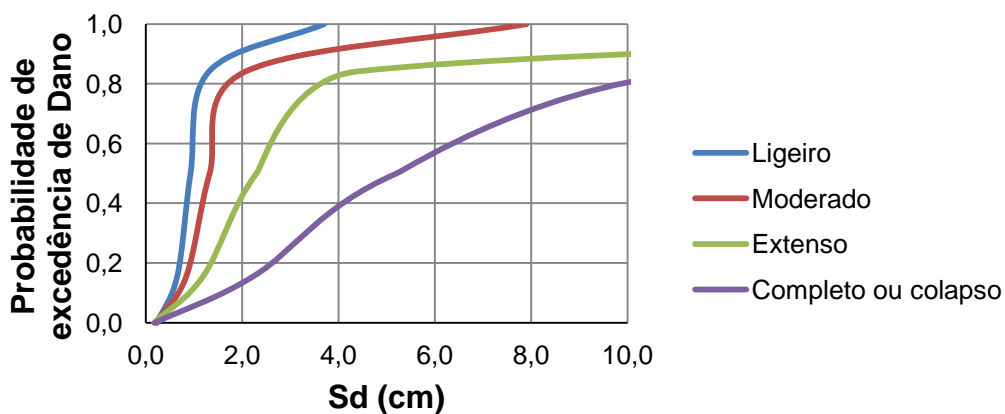
### Parâmetros de caracterização das curvas de fragilidade do edifício reforçado

Direcção	Limite de estado de dano							
	Ligeiro		Moderado		Extenso		Completo ou colapso	
	Sd1 (cm)	$\beta_{sd1}$	Sd2 (cm)	$\beta_{sd2}$	Sd3 (cm)	$\beta_{sd3}$	Sd4 (cm)	$\beta_{sd4}$
X <sup>+</sup>	1,02	0,34	1,46	0,44	2,45	0,62	5,40	0,80
X <sup>-</sup>	0,93	0,35	1,33	0,45	2,30	0,65	5,20	0,83
Y <sup>+</sup>	1,12	0,33	1,60	0,40	2,41	0,54	4,85	0,71
Y <sup>-</sup>	1,02	0,34	1,45	0,43	2,40	0,62	5,26	0,79

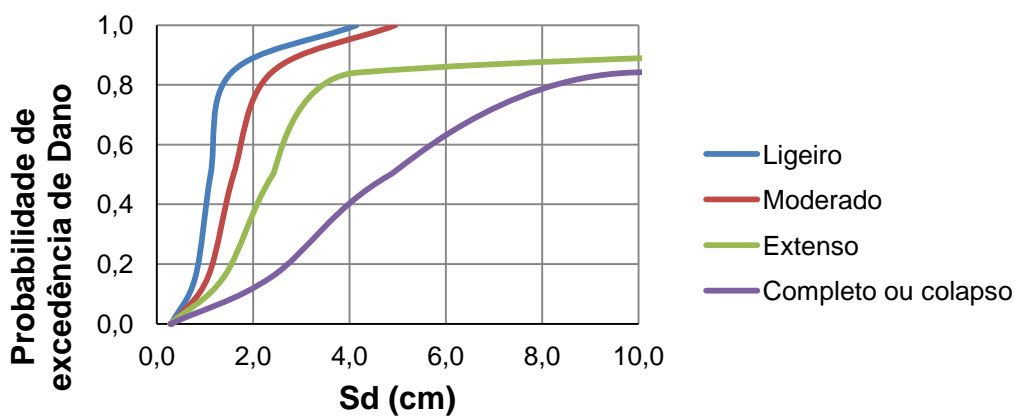
**Curvas de fragilidade do edifício reforçado: X<sup>+</sup>**



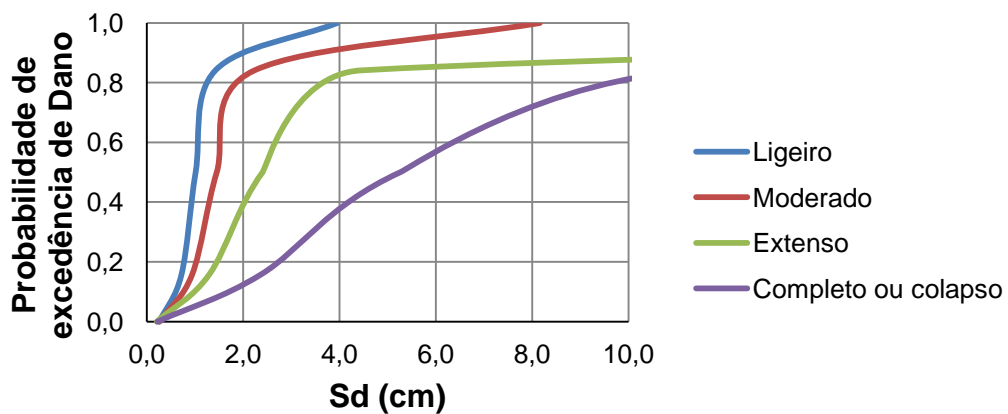
**Curvas de fragilidade do edifício reforçado: X-**



**Curvas de fragilidade do edifício reforçado: Y+**

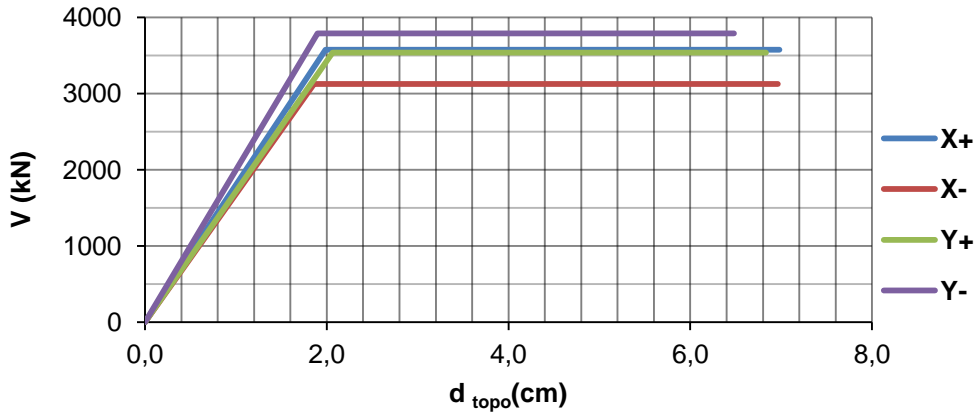


**Curvas de fragilidade do edifício reforçado: Y-**

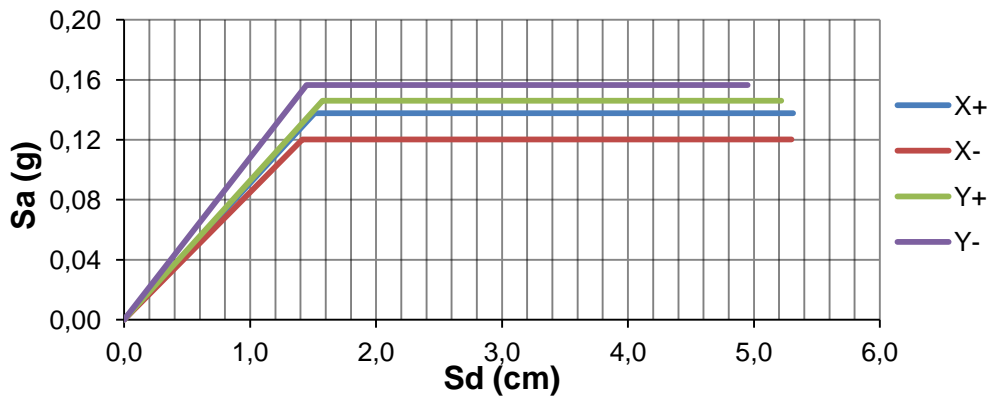


## II.7 Encamisamento de vigas de betão armado

### Curvas de capacidade bilineares do edifício reforçado: X<sup>+</sup>, X<sup>-</sup>, Y<sup>+</sup> e Y<sup>-</sup>



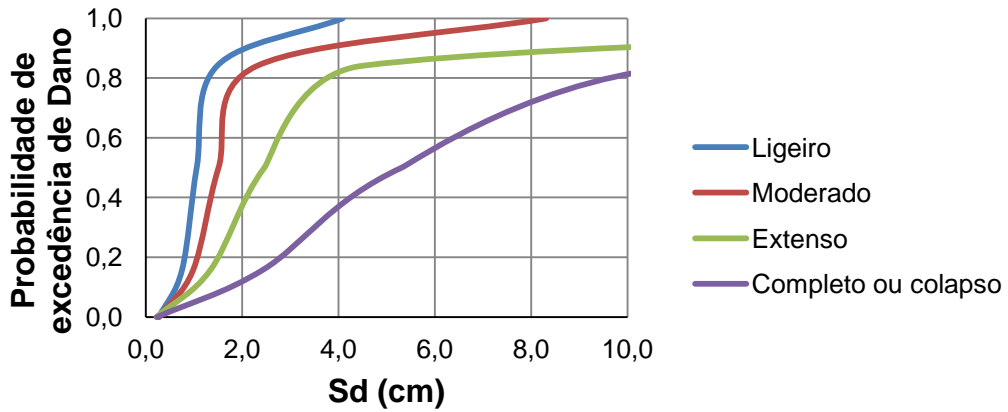
### Espectro de capacidade do edifício reforçado: X<sup>+</sup>, X<sup>-</sup>, Y<sup>+</sup> e Y<sup>-</sup>



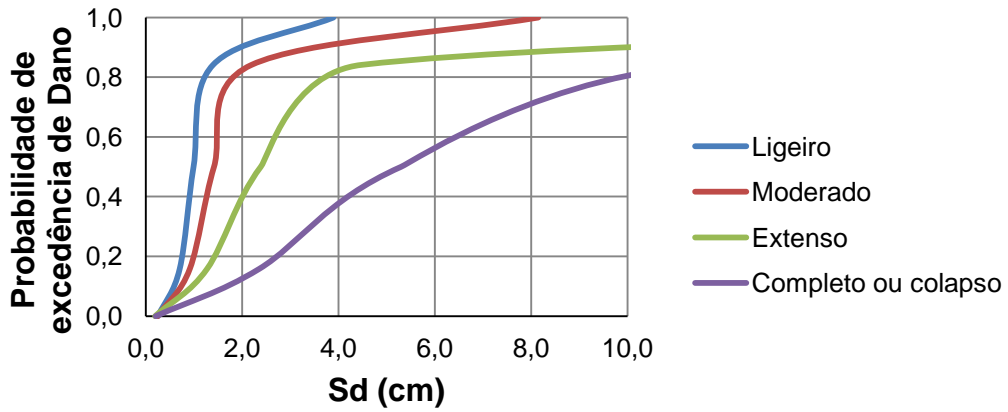
### Parâmetros de caracterização das curvas de fragilidade do edifício reforçado

Direcção	Limite de estado de dano							
	Ligeiro		Moderado		Extenso		Completo ou colapso	
	Sd1 (cm)	$\beta_{sd1}$	Sd2 (cm)	$\beta_{sd2}$	Sd3 (cm)	$\beta_{sd3}$	Sd4 (cm)	$\beta_{sd4}$
X <sup>+</sup>	1,06	0,34	1,51	0,43	2,46	0,60	5,31	0,78
X <sup>-</sup>	0,99	0,34	1,42	0,44	2,39	0,63	5,30	0,81
Y <sup>+</sup>	1,10	0,33	1,58	0,42	2,49	0,58	5,22	0,75
Y <sup>-</sup>	1,01	0,34	1,45	0,42	2,32	0,59	4,95	0,76

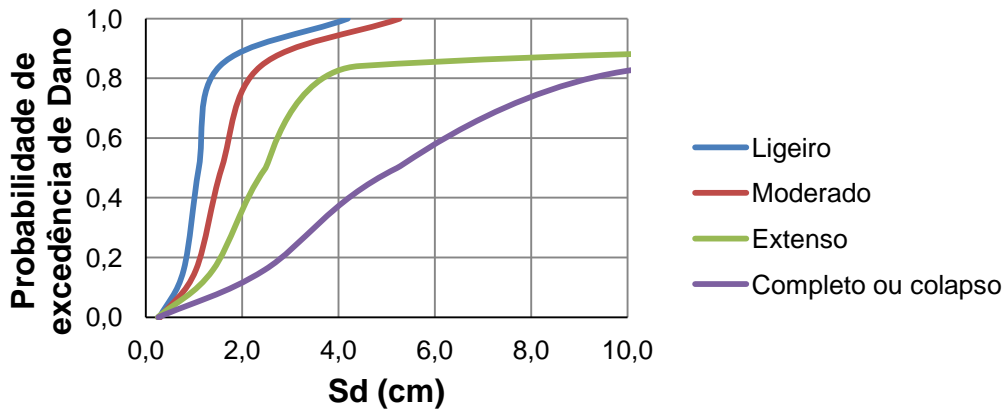
**Curvas de fragilidade do edifício reforçado: X<sup>+</sup>**



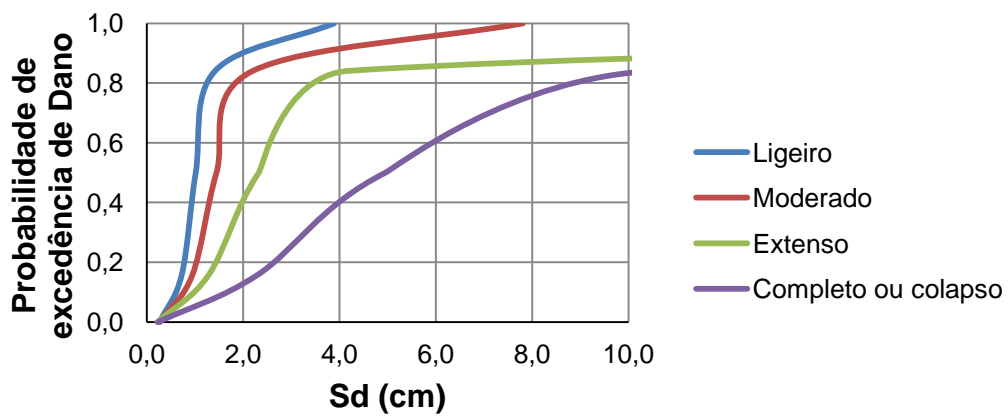
**Curvas de fragilidade do edifício reforçado: X<sup>-</sup>**



**Curvas de fragilidade do edifício reforçado: Y<sup>+</sup>**

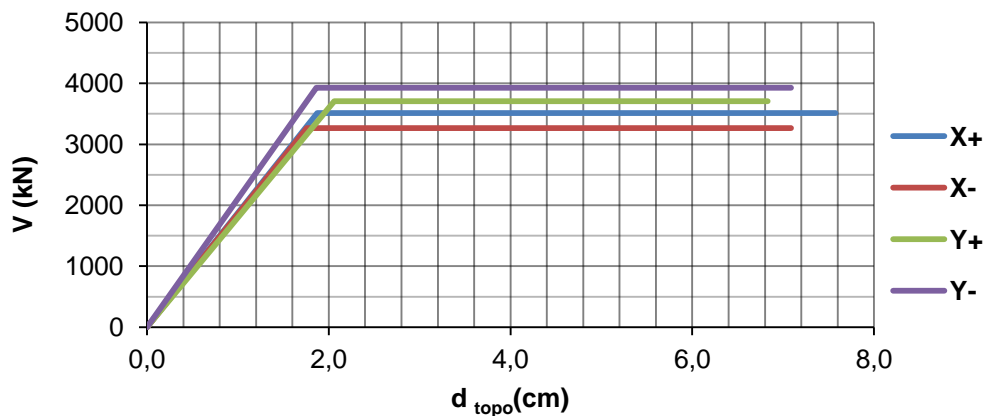


**Curvas de fragilidade do edifício reforçado: Y-**

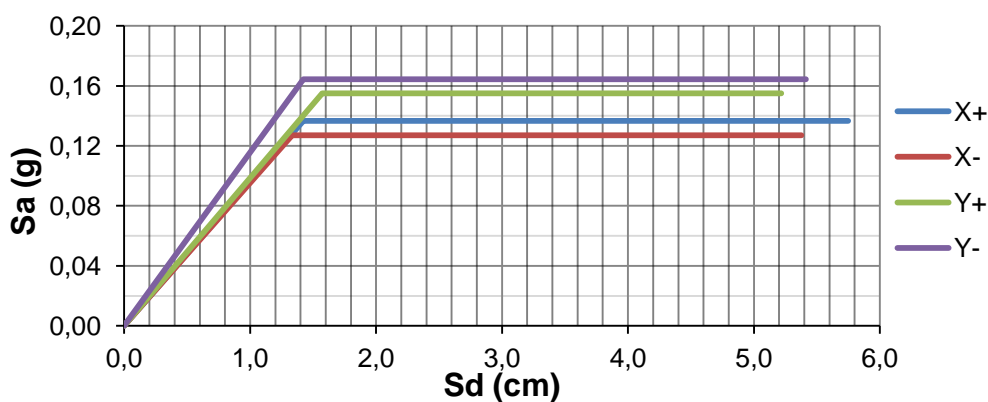


II.8 Aplicação de reboco armado em paredes interiores e diminuição do vão de entrada

**Curvas de capacidade bilineares do edifício reforçado: X<sup>+</sup>, X<sup>-</sup>, Y<sup>+</sup> e Y<sup>-</sup>**



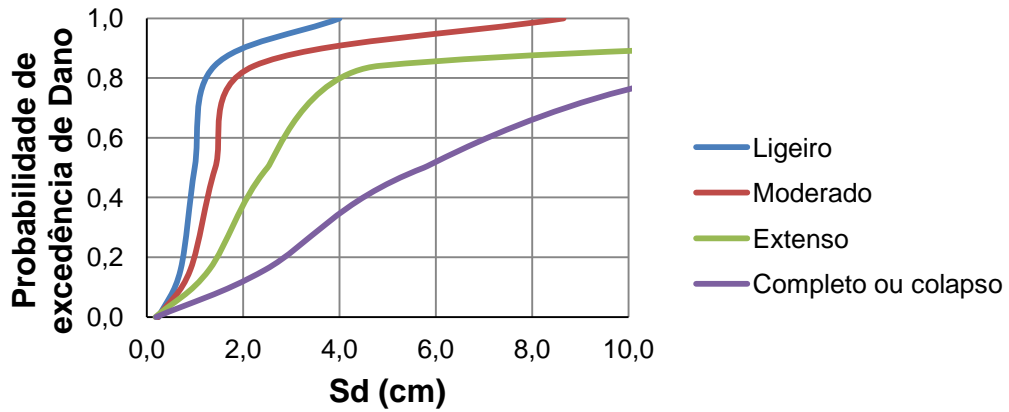
**Espectro de capacidade do edifício reforçado: X<sup>+</sup>, X<sup>-</sup>, Y<sup>+</sup> e Y<sup>-</sup>**



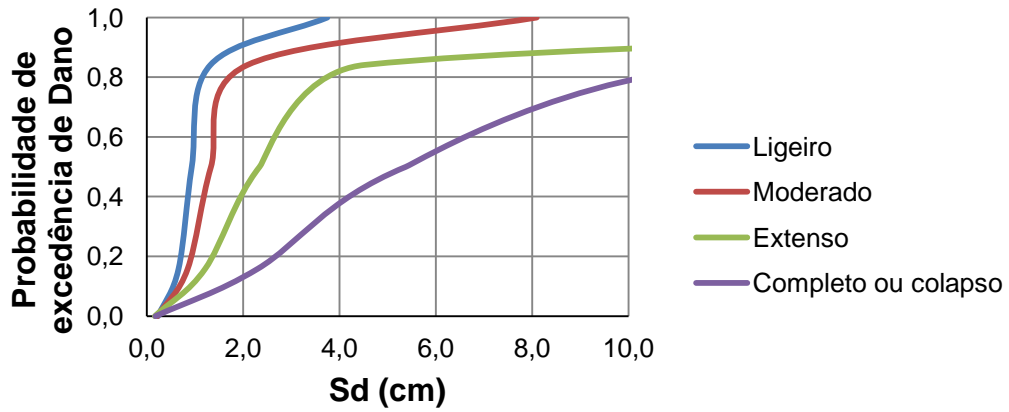
**Parâmetros de caracterização das curvas de fragilidade do edifício reforçado**

Direcção	Limite de estado de dano							
	Ligeiro		Moderado		Extenso		Completo ou colapso	
	Sd1 (cm)	$\beta_{sd1}$	Sd2 (cm)	$\beta_{sd2}$	Sd3 (cm)	$\beta_{sd3}$	Sd4 (cm)	$\beta_{sd4}$
X <sup>+</sup>	1,00	0,35	1,42	0,45	2,50	0,66	5,75	0,85
X <sup>-</sup>	0,93	0,35	1,33	0,45	2,34	0,66	5,38	0,85
Y <sup>+</sup>	1,10	0,33	1,57	0,42	2,48	0,58	5,22	0,75
Y <sup>-</sup>	1,00	0,34	1,42	0,44	2,42	0,63	5,41	0,82

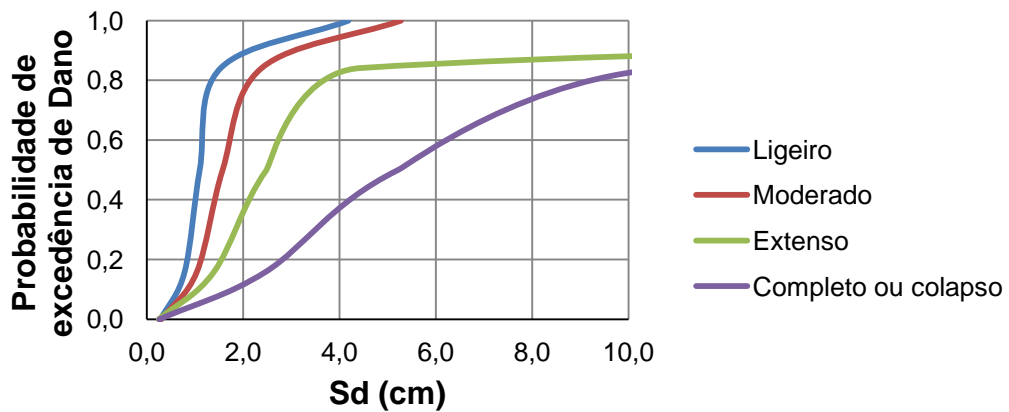
**Curvas de fragilidade do edifício reforçado: X<sup>+</sup>**



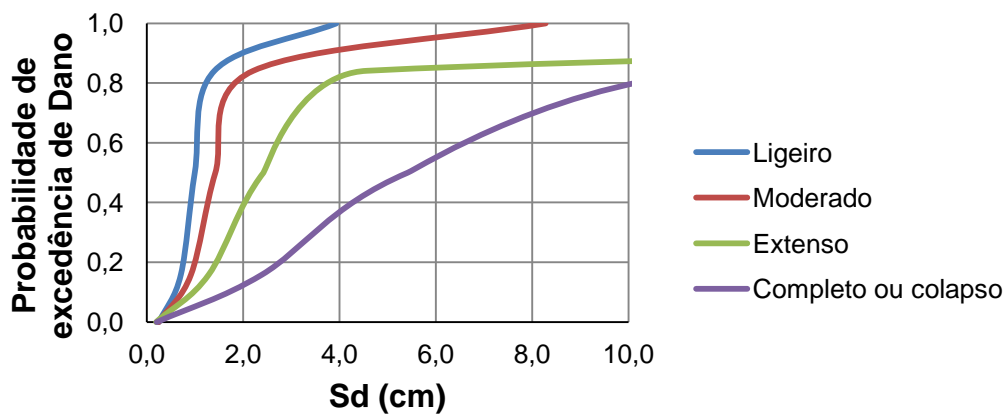
**Curvas de fragilidade do edifício reforçado: X<sup>-</sup>**



**Curvas de fragilidade do edifício reforçado: Y<sup>+</sup>**

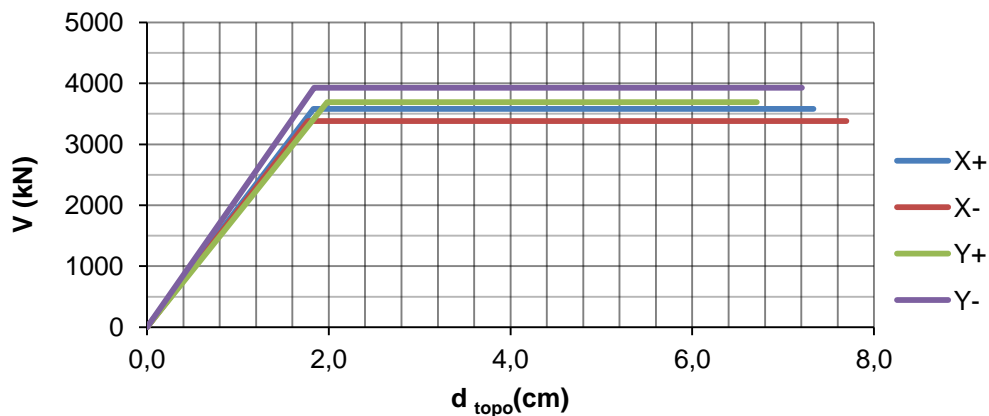


**Curvas de fragilidade do edifício reforçado: Y**

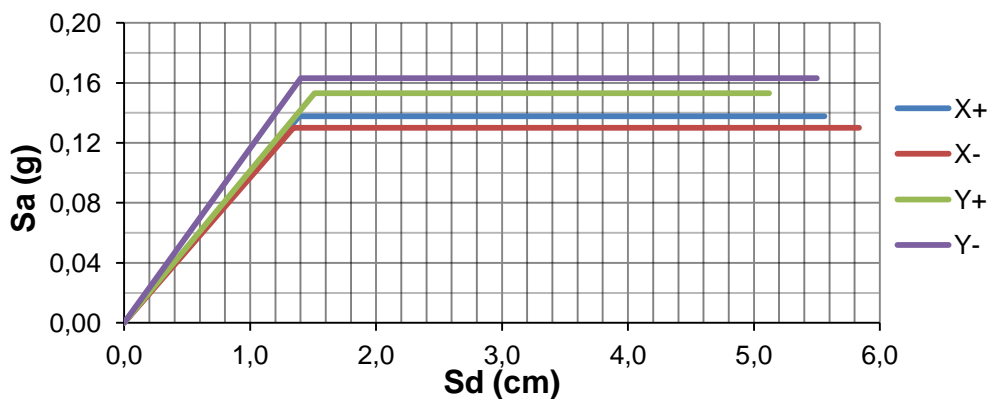


II.9 Aplicação de reboco armado na caixa dos elevadores e paredes interiores e encamisamento de vigas com betão armado

**Curvas de capacidade bilineares do edifício reforçado: X+, X-, Y+ e Y-**



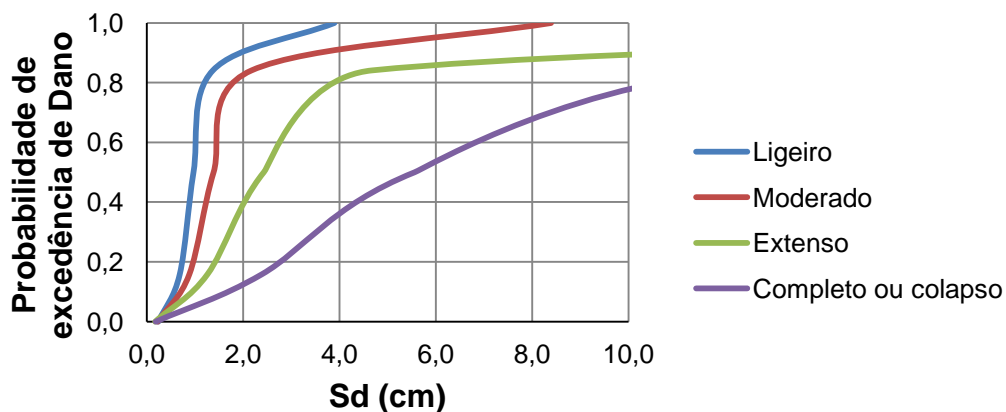
**Espectro de capacidade do edifício reforçado: X+, X-, Y+ e Y-**



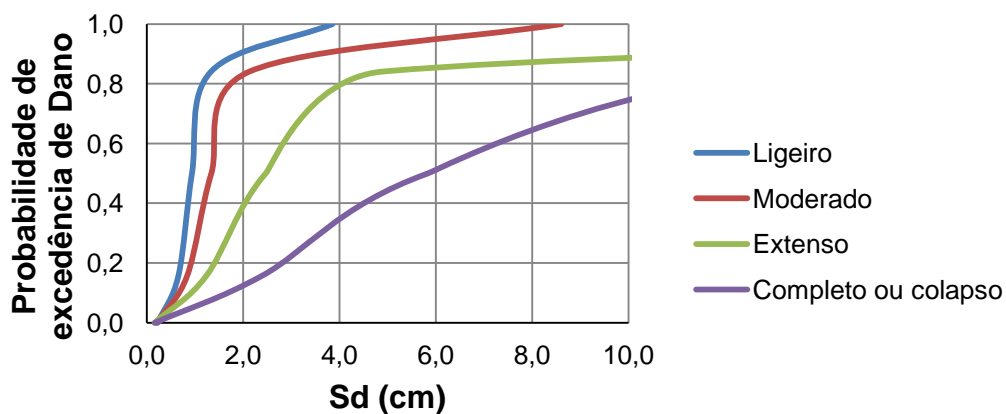
**Parâmetros de caracterização das curvas de fragilidade do edifício reforçado**

Direcção	Limite de estado de dano							
	Ligeiro		Moderado		Extenso		Completo ou colapso	
	Sd1 (cm)	$\beta_{sd1}$	Sd2 (cm)	$\beta_{sd2}$	Sd3 (cm)	$\beta_{sd3}$	Sd4 (cm)	$\beta_{sd4}$
X+	0,97	0,35	1,39	0,45	2,43	0,65	5,56	0,84
X-	0,94	0,35	1,34	0,46	2,47	0,69	5,84	0,88
Y+	1,06	0,34	1,51	0,42	2,41	0,59	5,12	0,76
Y-	0,98	0,35	1,40	0,45	2,43	0,65	5,50	0,83

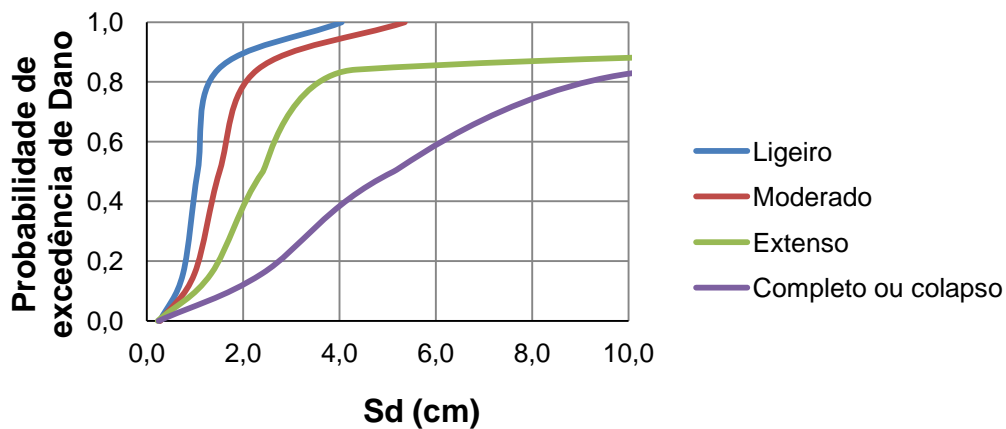
**Curvas de fragilidade do edifício reforçado: X<sup>+</sup>**



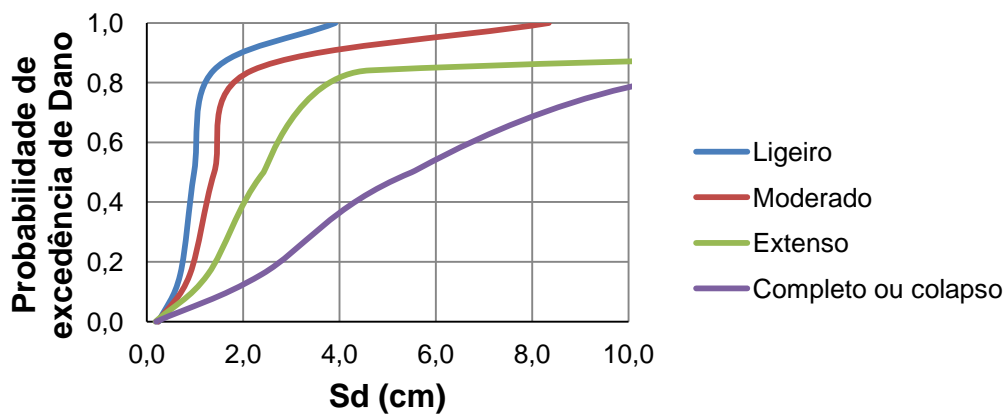
**Curvas de fragilidade do edifício reforçado: X<sup>-</sup>**



**Curvas de fragilidade do edifício reforçado: Y<sup>+</sup>**



**Curvas de fragilidade do edifício reforçado: Y**



Projecto de reforço de um edifício de habitação com planta em forma de "L",  
do tipo "placa" de médio porte

## **ANEXO III- FICHAS DE CUSTOS UNITÁRIOS**

Projecto de reforço de um edifício de habitação com planta em forma de "L",  
do tipo "placa" de médio porte

III.1 Ficha de custo unitário FC1 : Picagem manual de reboco de cal existente

<b>FC1: Picagem manual de reboco de cal existente</b>				
Unidade: m <sup>2</sup>	jan/16			
Descrição	Unidade	Quantidade	Custos	
			Unitários (*)	Totais
<b>Materiais:</b>				- €
<b>Equipamentos:</b>				- €
<b>Mão-de-obra:</b>				
Ajudante	h	0,450	8,08 €	3,64 €
<b>Custo directo/fabrico</b>				<b>3,64 €</b>
Materiais:				- €
Equipamentos:				- €
Mão-de-obra:				3,64 €
<b>Custos indirectos</b>				<b>0,25 €</b>
Encargos de estrutura - 6%				0,22 €
Assistência pós-venda - 1%				0,04 €
<b>Estaleiro</b>				<b>0,62 €</b>
Encargos de estaleiro -17%				0,62 €
<b>Lucros e imprevistos</b>				<b>0,33 €</b>
Riscos e imprevisto - 1%				0,04 €
Lucros - 8%				0,29 €
<b>Custo da actividade</b>				<b>4,84 €</b>

(\*) Preços unitários corrigidos através da actualização dos mesmos para o ano de 2015, com a aplicação das taxas de inflação (PORDATA, 2016) a preços de 2008 adquiridos em Lamego (Lamego, 2014).

III.2 Ficha de custo unitário FC2 : Limpeza da superfície com recurso a jacto de água

<b>FC2: Limpeza da superfície com recurso a jacto de água</b>				
Unidade: m <sup>2</sup>	jan/16			
Descrição	Unidade	Quantidade	Custos	
			Unitários (*)	Totais
<b>Materiais:</b>				- €
<b>Equipamentos:</b>				
Compressor	h	0,100	23,12 €	2,31 €
Máquina jacto de água	h	0,100	5,50 €	0,55 €
<b>Mão-de-obra:</b>				
Ajudante	h	0,100	8,08 €	0,81 €
Oficial	h	0,100	10,24 €	1,02 €
<b>Custo directo/fabrico</b>				<b>4,69 €</b>
Materiais:				- €
Equipamentos:				2,86 €
Mão-de-obra:				1,83 €
<b>Custos indirectos</b>				<b>0,33 €</b>
Encargos de estrutura - 6%				0,28 €
Assistência pós-venda - 1%				0,05 €
<b>Estaleiro</b>				<b>0,80 €</b>
Encargos de estaleiro -17%				0,80 €
<b>Lucros e imprevistos</b>				<b>0,42 €</b>
Riscos e imprevisto - 1%				0,05 €
Lucros - 8%				0,38 €
<b>Custo da actividade</b>				<b>6,24 €</b>

(\*) Preços unitários corrigidos através da actualização dos mesmos para o ano de 2015, com a aplicação das taxas de inflação (PORDATA, 2016) a preços de 2008 adquiridos em Lamego (Lamego, 2014).

Projecto de reforço de um edifício de habitação com planta em forma de "L",  
do tipo "placa" de médio porte

III.3 Ficha de custo unitário FC3 : Execução de reboco armado com 0,05m de espessura

<b>FC3: Execução de reboco armado com 0,05 m de espessura</b>				
Unidade: m <sup>2</sup>	jan/16			
Descrição	Unidade	Quantidade	Custos	
			Unitários (*)	Totais
<b>Materiais:</b>				
Malha quadrada electrossoldada AQ38	m <sup>2</sup>	1,00	3,02 €	3,02 €
Argamassa	m <sup>3</sup>	0,05	101,30 €	5,07 €
<b>Equipamentos:</b>				
- €				
<b>Mão-de-obra:</b>				
Ajudante	h	0,50	8,08 €	4,04 €
Oficial	h	0,75	10,24 €	7,68 €
<b>Custo directo/fabrico</b>				<b>19,80 €</b>
Materiais:				8,08 €
Equipamentos:				- €
Mão-de-obra:				11,72 €
<b>Custos indirectos</b>				<b>1,39 €</b>
Encargos de estrutura - 6%				1,19 €
Assistência pós-venda - 1%				0,20 €
<b>Estaleiro</b>				<b>3,37 €</b>
Encargos de estaleiro -17%				3,37 €
<b>Lucros e imprevistos</b>				<b>1,78 €</b>
Riscos e imprevisto - 1%				0,20 €
Lucros - 8%				1,58 €
<b>Custo da actividade</b>				<b>26,34 €</b>

(\*) Preços unitários corrigidos através da actualização dos mesmos para o ano de 2015, com a aplicação das taxas de inflação (PORDATA, 2016) a preços de 2008 adquiridos em Lamego (Lamego, 2014).

III.4 Ficha de custo unitário FC4 : Execução pregagens em varão  $\phi$ 12mm em aço inoxidável, por meio mecânico

<b>FC4: Execução pregagens em varão <math>\phi</math>12mm em aço inoxidável, por meio mecânico</b>				
Unidade: ml	jan/16			
Descrição	Unidade	Quantidade	Custos	
			Unitários (*)	Totais
<b>Materiais:</b>				
Varão $\phi$ 12mm em aço inoxidável, incluindo chapa e anilha de rosca	kg	1,10	1,08 €	1,19 €
<b>Equipamentos:</b>				
Máquina de furação	h	0,25	4,31 €	1,08 €
<b>Mão-de-obra:</b>				
Ajudante	h	0,25	8,08 €	2,02 €
Oficial	h	0,25	10,24 €	2,56 €
<b>Custo directo/fabrico</b>				<b>6,84 €</b>
Materiais:				1,19 €
Equipamentos:				1,08 €
Mão-de-obra:				4,58 €
<b>Custos indirectos</b>				<b>0,48 €</b>
Encargos de estrutura - 6%				0,41 €
Assistência pós-venda - 1%				0,07 €
<b>Estaleiro</b>				<b>1,16 €</b>
Encargos de estaleiro -17%				1,16 €
<b>Lucros e imprevistos</b>				<b>0,62 €</b>
Riscos e imprevisto - 1%				0,07 €
Lucros - 8%				0,55 €
<b>Custo da actividade</b>				<b>7,94 €</b>

(\*) Preços unitários corrigidos através da actualização dos mesmos para o ano de 2015, com a aplicação das taxas de inflação (PORDATA, 2016) a preços de 2008 adquiridos em Lamego (Lamego, 2014).

Projecto de reforço de um edifício de habitação com planta em forma de "L",  
do tipo "placa" de médio porte

III.5 Ficha de custo unitário FC5 : Picagem manual de betão existente

<b>FC5: Picagem manual de betão existente</b>				
Unidade: m <sup>2</sup>	jan/16			
Descrição	Unidade	Quantidade	Custos	
			Unitários (*)	Totais
<b>Materiais:</b>				
<b>Equipamentos:</b>				
<b>Mão-de-obra:</b>				
Ajudante	h	0,40	8,08 €	3,23 €
<b>Custo directo/fabrico</b>				<b>3,23 €</b>
Materiais:				- €
Equipamentos:				- €
Mão-de-obra:				3,23 €
<b>Custos indirectos</b>				<b>0,23 €</b>
Encargos de estrutura - 6%				0,19 €
Assistência pós-venda - 1%				0,03 €
<b>Estaleiro</b>				<b>0,55 €</b>
Encargos de estaleiro -17%				0,55 €
<b>Lucros e imprevistos</b>				<b>0,29 €</b>
Riscos e imprevisto - 1%				0,03 €
Lucros - 8%				0,26 €
<b>Custo da actividade</b>				<b>4,30 €</b>

(\*) Preços unitários corrigidos através da actualização dos mesmos para o ano de 2015, com a aplicação das taxas de inflação (PORDATA, 2016) a preços de 2008 adquiridos em Lamego (Lamego, 2014).

III.6 Ficha de custo unitário FC6 : Limpeza da superfície de betão com jacto de areia

<b>FC6: Limpeza da superfície de betão com jacto de areia</b>				
Unidade: m <sup>2</sup>	jan/16			
Descrição	Unidade	Quantidade	Custos	
			Unitários (*)	Totais
<b>Materiais:</b>				
Areia sílicio	m <sup>3</sup>	0,002	41,44 €	0,08 €
<b>Equipamentos:</b>				
Compressor	h	0,100	23,12 €	2,31 €
Máquina de jacto de areia	h	0,100	5,93 €	0,59 €
<b>Mão-de-obra:</b>				
Ajudante	h	0,100	8,08 €	0,81 €
Oficial	h	0,100	10,24 €	1,02 €
<b>Custo directo/fabrico</b>				<b>4,82 €</b>
Materiais:				0,08 €
Equipamentos:				2,90 €
Mão-de-obra:				1,83 €
<b>Custos indirectos</b>				<b>0,34 €</b>
Encargos de estrutura - 6%				0,29 €
Assistência pós-venda - 1%				0,05 €
<b>Estaleiro</b>				<b>0,82 €</b>
Encargos de estaleiro -17%				0,82 €
<b>Lucros e imprevistos</b>				<b>0,43 €</b>
Riscos e imprevisto - 1%				0,05 €
Lucros - 8%				0,39 €
<b>Custo da actividade</b>				<b>6,41 €</b>

(\*) Preços unitários corrigidos através da actualização dos mesmos para o ano de 2015, com a aplicação das taxas de inflação (PORDATA, 2016) a preços de 2008 adquiridos em Lamego (Lamego, 2014).

III.7 Ficha de custo unitário FC7 : Limpeza e preparação de superfície metálica

<b>FC7: Limpeza e preparação de superfície metálica</b>				
Unidade: m <sup>2</sup>	jan/16			
Descrição	Unidade	Quantidade	Custos	
			Unitários (*)	Totais
<b>Materiais:</b>				
Areia sílicio	m <sup>3</sup>	0,175	41,44 €	7,25 €
Detergente de pH ácido	kg	1,000	1,62 €	1,62 €
Desengordurante	l	0,250	10,78 €	2,69 €
<b>Equipamentos:</b>				
Compressor	h	0,300	23,12 €	6,93 €
Máquina de jacto de areia	h	0,300	5,93 €	1,78 €
<b>Mão-de-obra:</b>				
Ajudante	h	0,300	8,08 €	2,42 €
Oficial	h	0,500	10,24 €	5,12 €
<b>Custo directo/fabrico</b>				<b>27,82 €</b>
Materiais:				11,56 €
Equipamentos:				8,71 €
Mão-de-obra:				7,54 €
<b>Custos indirectos</b>				<b>1,95 €</b>
Encargos de estrutura - 6%				1,67 €
Assistência pós-venda - 1%				0,28 €
<b>Estaleiro</b>				<b>4,73 €</b>
Encargos de estaleiro -17%				4,73 €
<b>Lucros e imprevistos</b>				<b>2,50 €</b>
Riscos e imprevisto - 1%				0,28 €
Lucros - 8%				2,23 €
<b>Custo da actividade</b>				<b>37,00 €</b>

(\*) Preços unitários corrigidos através da actualização dos mesmos para o ano de 2015, com a aplicação das taxas de inflação (PORDATA, 2016) a preços de 2008 adquiridos em Lamego (Lamego, 2014).

III.8 Ficha de custo unitário FC8 : Aplicação da chapa metálica e=2mm,  
incluindo colagem com resina epoxy

<b>FC8: Aplicação da chapa metálica e=2mm, incluindo colagem com resina epoxy</b>				
Unidade: m <sup>2</sup>	jan/16			
Descrição	Unidade	Quantidade	Custos	
			Unitários (*)	Totais
<b>Materiais:</b>				
Chapa de aço	kg	15,70	1,08 €	16,92 €
Resina epoxy	kg	2,55	17,24 €	43,97 €
<b>Equipamentos:</b>				
				- €
<b>Mão-de-obra:</b>				
Ajudante	h	0,50	8,08 €	4,04 €
Pedreiro	h	0,50	10,24 €	5,12 €
Serralheiro	h	0,25	10,24 €	2,56 €
<b>Custo directo/fabrico</b>				<b>72,61 €</b>
Materiais:				60,89 €
Equipamentos:				- €
Mão-de-obra:				11,72 €
<b>Custos indirectos</b>				<b>5,08 €</b>
Encargos de estrutura - 6%				4,36 €
Assistência pós-venda - 1%				0,73 €
<b>Estaleiro</b>				<b>12,34 €</b>
Encargos de estaleiro -17%				12,34 €
<b>Lucros e imprevistos</b>				<b>6,53 €</b>
Riscos e imprevisto - 1%				0,73 €
Lucros - 8%				5,81 €
<b>Custo da actividade</b>				<b>96,57 €</b>

(\*) Preços unitários corrigidos através da actualização dos mesmos para o ano de 2015, com a aplicação das taxas de inflação (PORDATA, 2016) a preços de 2008 adquiridos em Lamego (Lamego, 2014).

Projecto de reforço de um edifício de habitação com planta em forma de "L",  
do tipo "placa" de médio porte

III.9 Ficha de custo unitário FC9 : Escoramento

<b>FC9: Escoramento</b>				
Unidade: ml	jan/16			
Descrição	Unidade	Quantidade	Custos	
			Unitários (*)	Totais
<b>Materiais:</b>				
Madeira de pinho	ml	1,00	0,43 €	0,43 €
Prumo metálico	un	1,00	0,70 €	0,70 €
<b>Equipamentos:</b>				
<b>Mão-de-obra:</b>				
Ajudante	h	0,35	8,08 €	2,83 €
Oficial	h	0,35	10,24 €	3,58 €
<b>Custo directo/fabrico</b>				<b>7,54 €</b>
Materiais:				1,13 €
Equipamentos:				- €
Mão-de-obra:				6,41 €
<b>Custos indirectos</b>				<b>0,53 €</b>
Encargos de estrutura - 6%				0,45 €
Assistência pós-venda - 1%				0,08 €
<b>Estaleiro</b>				<b>1,28 €</b>
Encargos de estaleiro -17%				1,28 €
<b>Lucros e imprevistos</b>				<b>0,68 €</b>
Riscos e imprevisto - 1%				0,08 €
Lucros - 8%				0,60 €
<b>Custo da actividade</b>				<b>10,03 €</b>

(\*) Preços unitários corrigidos através da actualização dos mesmos para o ano de 2015, com a aplicação das taxas de inflação (PORDATA, 2016) a preços de 2008 adquiridos em Lamego (Lamego, 2014).

III.10 Fichas de custo unitário FC10.1 e FC10.2: Fornecimento e aplicação de armadura A500NR

<b>FC10.1: Fornecimento e aplicação de armadura A500NR (2/3)</b>				
Unidade: kg	jan/16			
Descrição	Unidade	Quantidade	Custos	
			Unitários (*)	Totais
<b>Materiais:</b>				
Aço A500NR	kg	1,08	0,81 €	0,87 €
Arame	kg	0,009	1,19 €	0,01 €
<b>Equipamentos:</b>				
				- €
<b>Mão-de-obra:</b>				
Ajudante	h	0,01	8,08 €	0,08 €
Oficial	h	0,01	10,24 €	0,10 €
<b>Custo directo/fabrico</b>				<b>1,07 €</b>
Materiais:				0,88 €
Equipamentos:				- €
Mão-de-obra:				0,18 €
<b>Custos indirectos</b>				<b>0,07 €</b>
Encargos de estrutura - 6%				0,06 €
Assistência pós-venda - 1%				0,01 €
<b>Estaleiro</b>				<b>0,18 €</b>
Encargos de estaleiro -17%				0,18 €
<b>Lucros e imprevistos</b>				<b>0,10 €</b>
Riscos e imprevisto - 1%				0,01 €
Lucros - 8%				0,09 €
<b>Custo da actividade</b>				<b>1,42 €</b>

(\*) Preços unitários corrigidos através da actualização dos mesmos para o ano de 2015, com a aplicação das taxas de inflação (PORDATA, 2016) a preços de 2008 adquiridos em Lamego (Lamego, 2014).

Projecto de reforço de um edifício de habitação com planta em forma de "L",  
do tipo "placa" de médio porte

<b>FC10.2: Fornecimento e aplicação de armadura A500NR (1/3)</b>				
Unidade: kg	jan/16			
Descrição	Unidade	Quantidade	Custos	
			Unitários (*)	Totais
<b>Materiais:</b>				
Aço A500NR	kg	1,08	0,81 €	0,87 €
Arame	kg	0,009	1,19 €	0,01 €
<b>Equipamentos:</b>				
				- €
<b>Mão-de-obra:</b>				
Ajudante	h	0,02	8,08 €	0,16 €
Oficial	h	0,02	10,24 €	0,20 €
<b>Custo directo/fabrico</b>				<b>1,25 €</b>
Materiais:				0,88 €
Equipamentos:				- €
Mão-de-obra:				0,37 €
<b>Custos indirectos</b>				<b>0,09 €</b>
Encargos de estrutura - 6%				0,07 €
Assistência pós-venda - 1%				0,01 €
<b>Estaleiro</b>				<b>0,21 €</b>
Encargos de estaleiro -17%				0,21 €
<b>Lucros e imprevistos</b>				<b>0,11 €</b>
Riscos e imprevisto - 1%				0,01 €
Lucros - 8%				0,10 €
<b>Custo da actividade</b>				<b>1,66 €</b>

(\*) Preços unitários corrigidos através da actualização dos mesmos para o ano de 2015, com a aplicação das taxas de inflação (PORDATA, 2016) a preços de 2008 adquiridos em Lamego (Lamego, 2014).

Projecto de reforço de um edifício de habitação com planta em forma de "L",  
do tipo "placa" de médio porte

III.11 Ficha de custo unitário FC11 : Cofragem tradicional melhorada em  
madeira de pinho, incluindo descofragem

<b>FC11: Cofragem tradicional melhorada em madeira de pinho, incluindo descofragem</b>				
Unidade: m <sup>2</sup>	jan/16			
Descrição	Unidade	Quantidade	Custos	
			Unitários (*)	Totais
<b>Materiais:</b>				
Tábua de madeira pinho até 10 utilizações	m	1,2	0,48 €	0,58 €
Painel em madeira de pinho até 5 utilizações	m <sup>2</sup>	1,15	2,64 €	3,04 €
Óleo descofrante	l	0,08	2,86 €	0,23 €
Pregos	kg	0,15	1,24 €	0,19 €
Arame	kg	0,2	1,19 €	0,24 €
<b>Equipamentos:</b>				
				- €
<b>Mão-de-obra:</b>				
Ajudante	h	0,50	8,08 €	4,04 €
Oficial	h	0,50	10,24 €	5,12 €
<b>Custo directo/fabrico</b>				<b>13,43 €</b>
Materiais:				4,27 €
Equipamentos:				- €
Mão-de-obra:				9,16 €
<b>Custos indirectos</b>				<b>0,94 €</b>
Encargos de estrutura - 6%				0,81 €
Assistência pós-venda - 1%				0,13 €
<b>Estaleiro</b>				<b>2,28 €</b>
Encargos de estaleiro -17%				2,28 €
<b>Lucros e imprevistos</b>				<b>1,21 €</b>
Riscos e imprevisto - 1%				0,13 €
Lucros - 8%				1,07 €
<b>Custo da actividade</b>				<b>17,86 €</b>

(\*) Preços unitários corrigidos através da actualização dos mesmos para o ano de 2015, com a aplicação das taxas de inflação (PORDATA, 2016) a preços de 2008 adquiridos em Lamego (Lamego, 2014).

III.12 Fichas de custo unitário FC12.1 e FC12.2 : Fornecimento e aplicação de betão C25/30

<b>FC12.1: Fornecimento e aplicação de betão C25/30 (2/3)</b>				
Unidade: m <sup>3</sup>	jan/16			
Descrição	Unidade	Quantidade	Custos	
			Unitários (*)	Totais
<b>Materiais:</b>				
Betão	m <sup>3</sup>	1,00	75,44 €	75,44 €
<b>Equipamentos:</b>				
<b>Mão-de-obra:</b>				
Ajudante	h	0,40	8,08 €	3,23 €
Oficial	h	0,10	10,24 €	1,02 €
<b>Custo directo/fabrico</b>				<b>79,69 €</b>
Materiais:				75,44 €
Equipamentos:				- €
Mão-de-obra:				4,26 €
<b>Custos indirectos</b>				<b>5,58 €</b>
Encargos de estrutura - 6%				4,78 €
Assistência pós-venda - 1%				0,80 €
<b>Estaleiro</b>				<b>13,55 €</b>
Encargos de estaleiro -17%				13,55 €
<b>Lucros e imprevistos</b>				<b>7,17 €</b>
Riscos e imprevisto - 1%				0,80 €
Lucros - 8%				6,38 €
<b>Custo da actividade</b>				<b>105,99 €</b>

(\*) Preços unitários corrigidos através da actualização dos mesmos para o ano de 2015, com a aplicação das taxas de inflação (PORDATA, 2016) a preços de 2008 adquiridos em Lamego (Lamego, 2014).

Projecto de reforço de um edifício de habitação com planta em forma de "L",  
do tipo "placa" de médio porte

<b>FC12.2: Fornecimento e aplicação de betão C25/30 (1/3)</b>				
Unidade: m <sup>3</sup>	jan/16			
Descrição	Unidade	Quantidade	Custos	
			Unitários (*)	Totais
<b>Materiais:</b>				
Betão	m <sup>3</sup>	1,00	75,44 €	75,44 €
<b>Equipamentos:</b>				
				- €
<b>Mão-de-obra:</b>				
Ajudante	h	1,20	8,08 €	9,70 €
Oficial	h	0,30	10,24 €	3,07 €
<b>Custo directo/fabrico</b>				<b>88,21 €</b>
Materiais:				75,44 €
Equipamentos:				- €
Mão-de-obra:				12,77 €
<b>Custos indirectos</b>				<b>6,17 €</b>
Encargos de estrutura - 6%				5,29 €
Assistência pós-venda - 1%				0,88 €
<b>Estaleiro</b>				<b>15,00 €</b>
Encargos de estaleiro -17%				15,00 €
<b>Lucros e imprevistos</b>				<b>7,94 €</b>
Riscos e imprevisto - 1%				0,88 €
Lucros - 8%				7,06 €
<b>Custo da actividade</b>				<b>117,32 €</b>

(\*) Preços unitários corrigidos através da actualização dos mesmos para o ano de 2015, com a aplicação das taxas de inflação (PORDATA, 2016) a preços de 2008 adquiridos em Lamego (Lamego, 2014).

III.13 Ficha de custo unitário FC13 : Fornecimento e aplicação de chumbadouros em varão  $\phi$ 16mm em aço inoxidável, incluindo furação e preenchimento com argamassa não retráctil

<b>F13: Fornecimento e aplicação de chumbadouros em varão <math>\phi</math>16mm, aço inoxidável, incluindo furação e preenchimento com argamassa não retráctil</b>				
ml	jan/16			
Descrição	Unidade	Quantidade	Custos	
			Unitários (*)	Totais
<b>Materiais:</b>				
Fixação $\phi$ 16mm em aço inoxidável, em furo $\phi$ 32mm	kg	1,58	1,08 €	1,70 €
Argamassa fluida de presa rápida, à base de resina epóxi, com endurecedor, sem retracção	kg	0,23	17,24 €	3,97 €
<b>Equipamentos:</b>				
Máquina de furação	h	0,25	4,31 €	1,08 €
<b>Mão-de-obra:</b>				
Ajudante	h	0,25	8,08 €	2,02 €
Oficial	h	0,25	10,24 €	2,56 €
<b>Custo directo/fabrico</b>				<b>11,33 €</b>
Materiais:				5,67 €
Equipamentos:				1,08 €
Mão-de-obra:				4,58 €
<b>Custos indirectos</b>				<b>0,79 €</b>
Encargos de estrutura - 6%				0,68 €
Assistência pós-venda - 1%				0,11 €
<b>Estaleiro</b>				<b>1,93 €</b>
Encargos de estaleiro -17%				1,93 €
<b>Lucros e imprevistos</b>				<b>1,02 €</b>
Riscos e imprevisto - 1%				0,11 €
Lucros - 8%				0,91 €
<b>Custo da actividade</b>				<b>15,06 €</b>

(\*) Preços unitários corrigidos através da actualização dos mesmos para o ano de 2015, com a aplicação das taxas de inflação (PORDATA, 2016) a preços de 2008 adquiridos em Lamego (Lamego, 2014).

Projecto de reforço de um edifício de habitação com planta em forma de "L",  
do tipo "placa" de médio porte

III.14 Ficha de custo unitário FC14 : Aplicação de cantoneiras, incluindo colagem com resina epoxy

<b>Actividade: Aplicação de cantoneiras, incluindo colagem com resina epoxy</b>				
Unidade: ml	jan/16			
Descrição	Unidade	Quantidade	Custos	
			Unitários (*)	Totais
<b>Materiais:</b>				
Cantoneiras de abas iguais 100x10mm	kg	15	1,08 €	16,16 €
Resina epoxy	kg	0,51	17,24 €	8,79 €
<b>Equipamentos:</b>				
				- €
<b>Mão-de-obra:</b>				
Ajudante	h	0,50	8,08 €	4,04 €
Pedreiro	h	0,50	10,24 €	5,12 €
Serralheiro	h	0,25	10,24 €	2,56 €
<b>Custo directo/fabrico</b>				<b>36,68 €</b>
Materiais:				24,96 €
Equipamentos:				- €
Mão-de-obra:				11,72 €
<b>Custos indirectos</b>				<b>2,57 €</b>
Encargos de estrutura - 6%				2,20 €
Assistência pós-venda - 1%				0,37 €
<b>Estaleiro</b>				<b>6,24 €</b>
Encargos de estaleiro -17%				6,24 €
<b>Lucros e imprevistos</b>				<b>3,30 €</b>
Riscos e imprevisto - 1%				0,37 €
Lucros - 8%				2,93 €
<b>Custo da actividade</b>				<b>48,78 €</b>

(\*) Preços unitários corrigidos através da actualização dos mesmos para o ano de 2015, com a aplicação das taxas de inflação (PORDATA, 2016) a preços de 2008 adquiridos em Lamego (Lamego, 2014).

III.15 Ficha de custo unitário FC15 : Fornecimento e aplicação de chumbadouros em varão  $\phi$ 12mm em aço inoxidável, incluindo furação e preenchimento com argamassa não retráctil

<b>FC15: Fornecimento e aplicação de chumbadouros em varão <math>\phi</math>12mm, aço inoxidável, incluindo furação e preenchimento com argamassa não retráctil</b>				
ml	jan/16			
Descrição	Unidade	Quantidade	Custos	
			Unitários (*)	Totais
<b>Materiais:</b>				
Fixação $\phi$ 12mm em aço inoxidável, em furo $\phi$ 20mm	kg	1,10	1,08 €	1,19 €
Argamassa fluida de presa rápida, à base de resina epóxi, com endurecedor, sem retracção	kg	0,23	17,24 €	3,97 €
<b>Equipamentos:</b>				
Máquina de furação	h	0,25	4,31 €	1,08 €
<b>Mão-de-obra:</b>				
Ajudante	h	0,25	8,08 €	2,02 €
Oficial	h	0,25	10,24 €	2,56 €
<b>Custo directo/fabrico</b>				<b>10,81 €</b>
Materiais:				5,15 €
Equipamentos:				1,08 €
Mão-de-obra:				4,58 €
<b>Custos indirectos</b>				<b>0,76 €</b>
Encargos de estrutura - 6%				0,65 €
Assistência pós-venda - 1%				0,11 €
<b>Estaleiro</b>				<b>1,84 €</b>
Encargos de estaleiro -17%				1,84 €
<b>Lucros e imprevistos</b>				<b>0,97 €</b>
Riscos e imprevisto - 1%				0,11 €
Lucros - 8%				0,86 €
<b>Custo da actividade</b>				<b>14,38 €</b>

(\*) Preços unitários corrigidos através da actualização dos mesmos para o ano de 2015, com a aplicação das taxas de inflação (PORDATA, 2016) a preços de 2008 adquiridos em Lamego (Lamego, 2014).

Projecto de reforço de um edifício de habitação com planta em forma de "L",  
do tipo "placa" de médio porte

Projecto de reforço de um edifício de habitação com planta em forma de "L",  
do tipo "placa" de médio porte

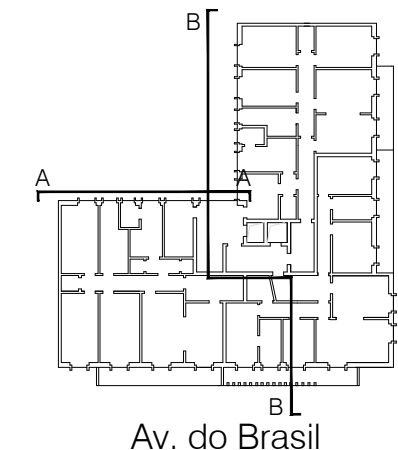
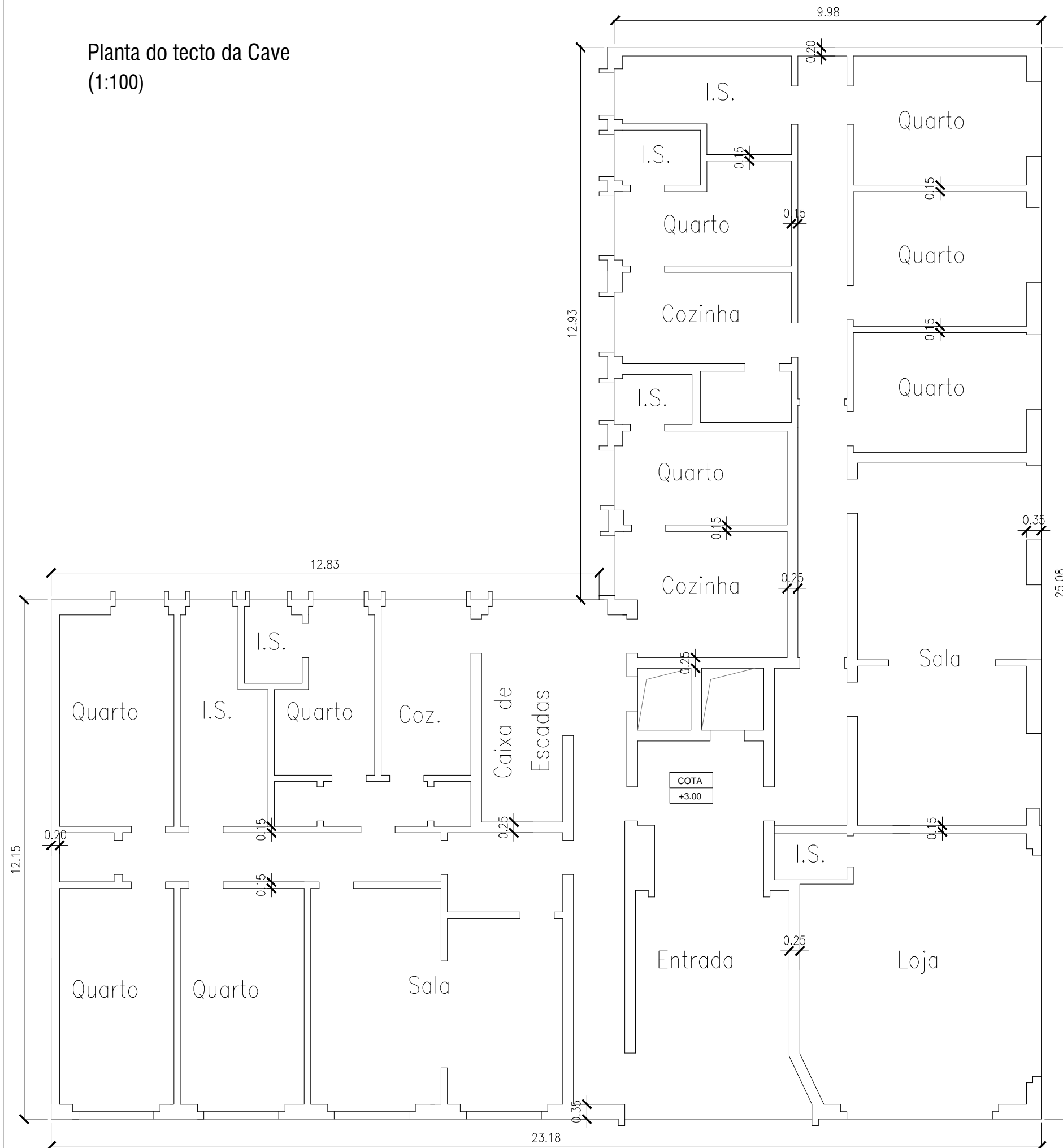
## **ANEXO IV- PEÇAS DESENHAS**

Projecto de reforço de um edifício de habitação com planta em forma de "L",  
do tipo "placa" de médio porte


Projecto de reforço de um edifício de habitação com planta em forma de "L",  
do tipo "placa" de médio porte

## **Peças Desenhadas - Projecto de Arquitectura do edifício original**

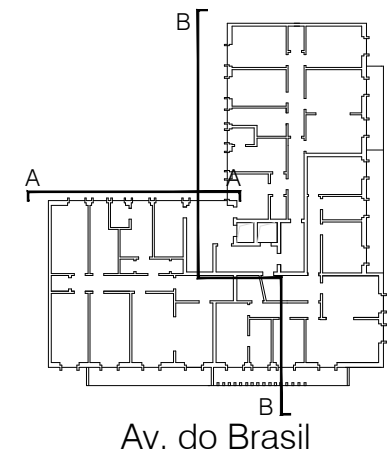
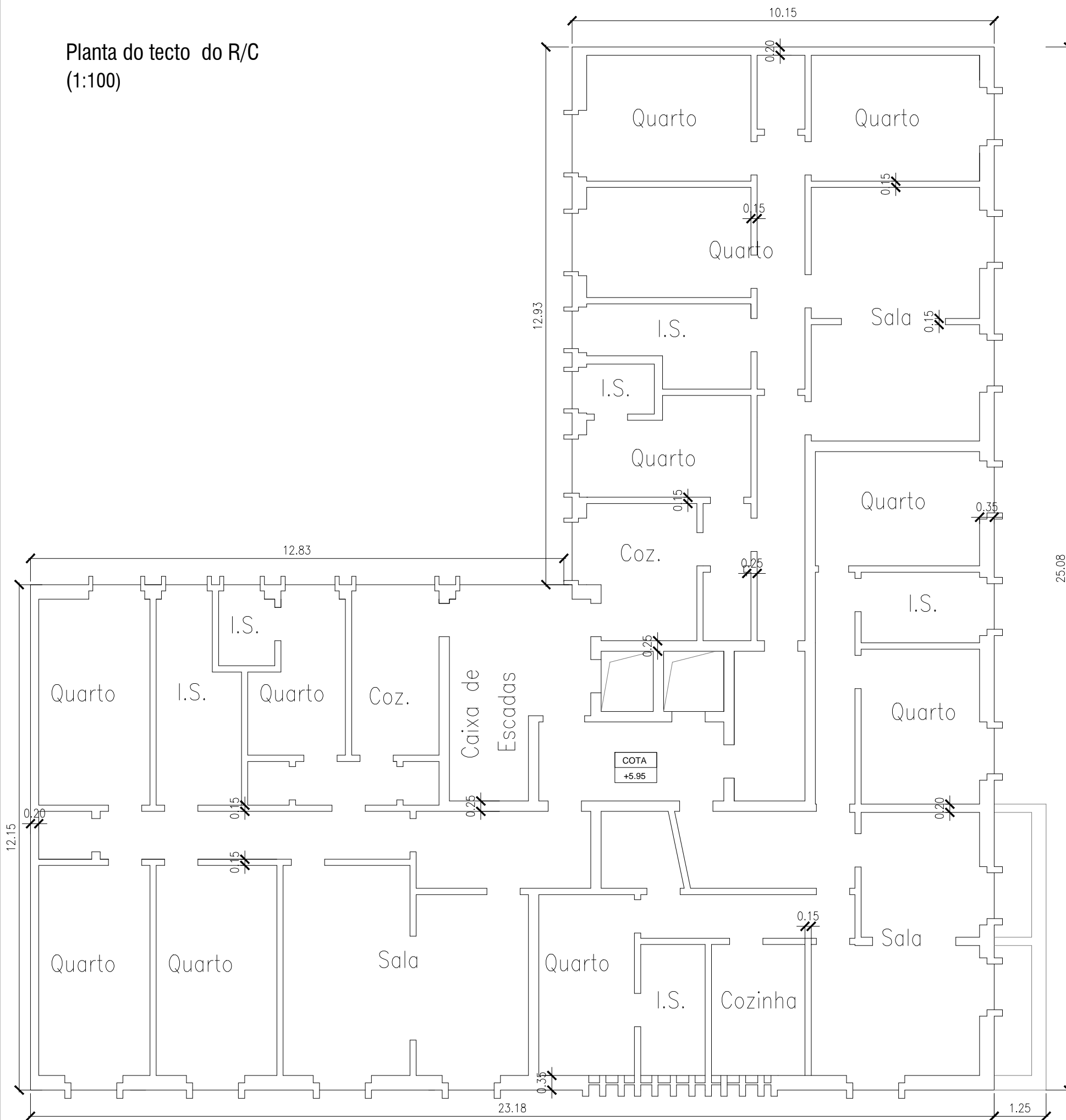
Planta do tecto da Cave  
(1:100)



Rev.	Data	Alterações

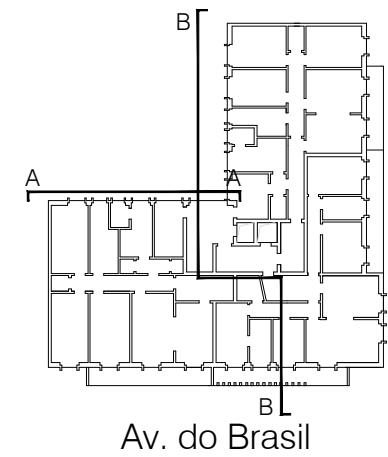
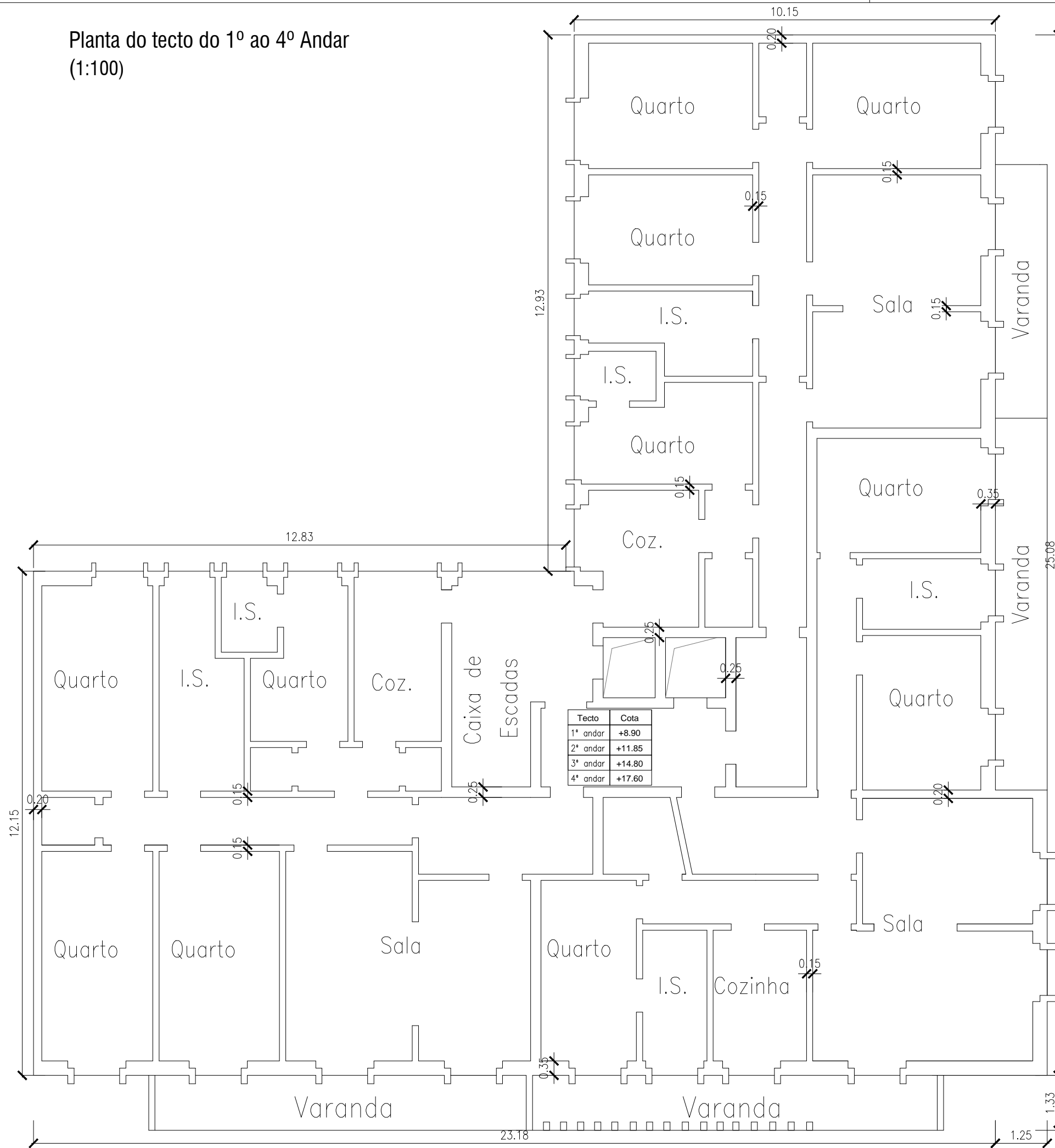
	Instituto Superior de Engenharia de Lisboa Área Departamental de Engenharia Civil	
	Trabalho Final de Mestrado para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil Projecto de reforço de um edifício de habitação com planta em forma de "L", do tipo "placa" de médio porte	
Descrição: Planta do tecto da Cave - Existente	Escala: 1:100 Revisão: 00	Especialidade: Arquitectura Nº Desenho: 01
Aluno: Joana Sofia Matias Resina de Almeida	Ref.: ARQ-EXIST-DES01-00	Data: 01/2017

Planta do tecto do R/C  
(1:100)



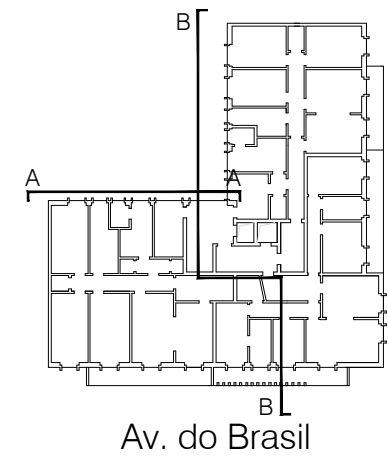
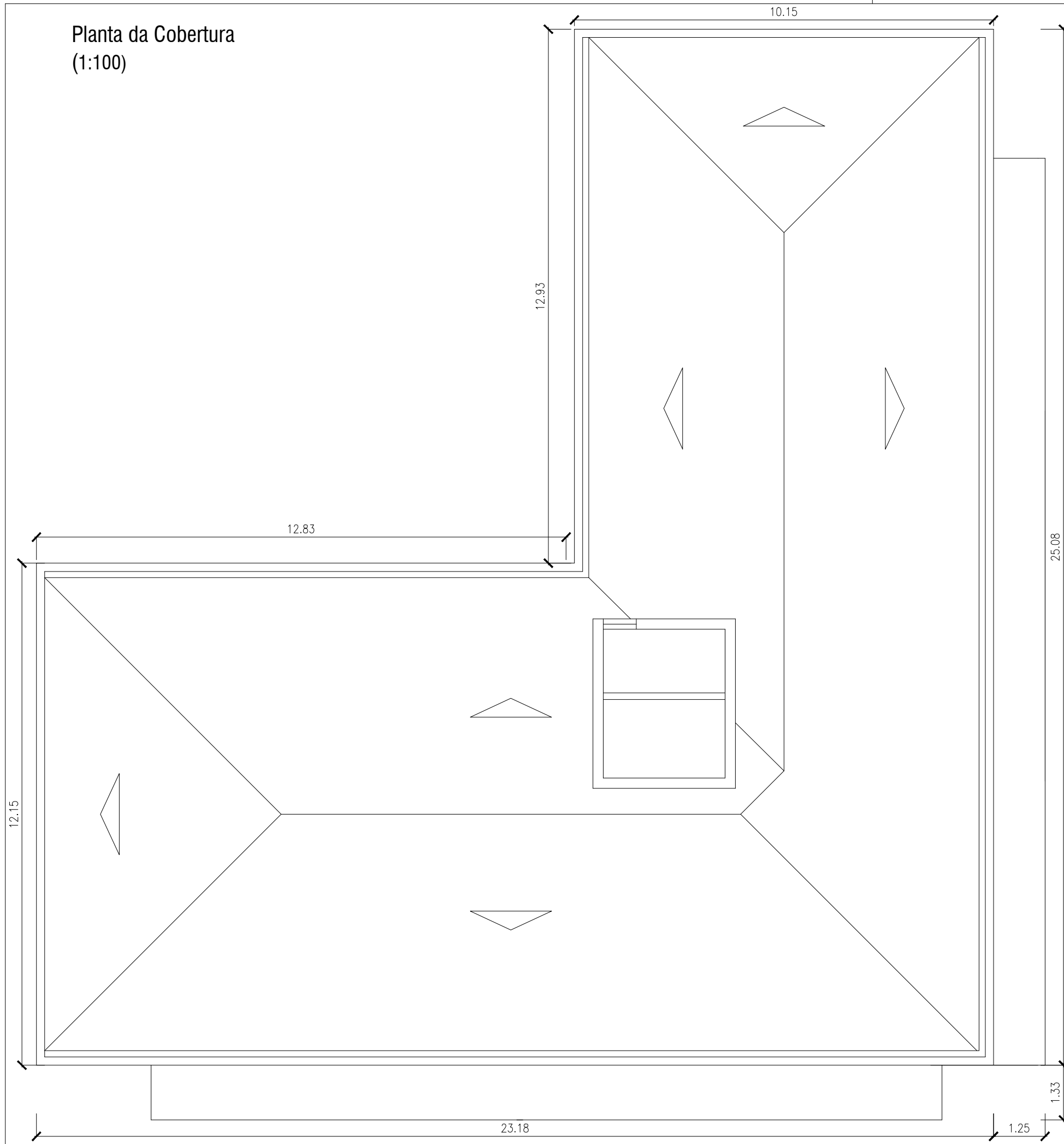
Rev.	Data	Alterações
Instituto Superior de Engenharia de Lisboa Área Departamental de Engenharia Civil		
Trabalho Final de Mestrado para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil Projecto de reforço de um edifício de habitação com planta em forma de "L", do tipo "placa" de médio porte		
Descrição: Planta do tecto do R/C - Existente		Escala: 1:100
		Especialidade: Arquitectura
		Nº Desenho: 02
Revisão: 00		
Aluno: Joana Sofia Matias Resina de Almeida		Data: 01/2017
Ref.: ARQ-EXIST-DES02-00		

Planta do tecto do 1º ao 4º Andar  
(1:100)



Rev.	Data	Alterações
Instituto Superior de Engenharia de Lisboa Área Departamental de Engenharia Civil		
Trabalho Final de Mestrado para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil Projecto de reforço de um edifício de habitação com planta em forma de "L", do tipo "placa" de médio porte		
Descrição: Planta do tecto do 1º ao 4º Andar - Existente		Escala: 1:100 Revisão: 00
Aluno: Joana Sofia Matias Resina de Almeida		Especialidade: Arquitectura Nº Desenho: 03 Data: 01/2017
Ref.: ARQ-EXIST-DES03-00		

Planta da Cobertura  
(1:100)



Rev.	Data	Alterações



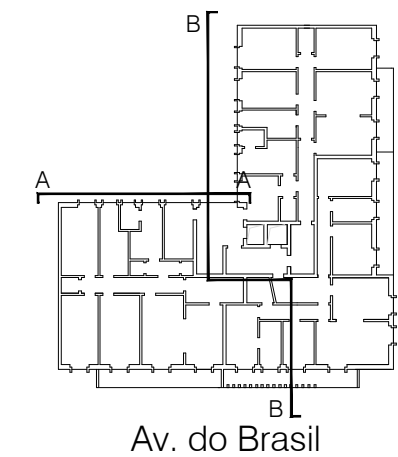
Instituto Superior de Engenharia de Lisboa  
Área Departamental de Engenharia Civil

Trabalho Final de Mestrado para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil

Projecto de reforço de um edifício de habitação com planta em forma de "L",  
do tipo "placa" de médio porte

Descrição: Planta da Cobertura - Existente	Escala: 1:100	Especialidade: Arquitectura
	Revisão: 00	Nº Desenho: 04
Aluno: Joana Sofia Matias Resina de Almeida	Ref.: ARQ-EXIST-DES04-00	Data: 01/2017

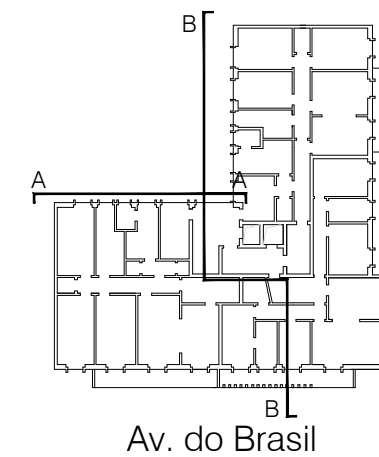
Alçado Principal - Av. do Brasil  
(1:100)



Rev.	Data	Alterações

Instituto Superior de Engenharia de Lisboa Área Departamental de Engenharia Civil		
Trabalho Final de Mestrado para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil Projecto de reforço de um edifício de habitação com planta em forma de "L", do tipo "placa" de médio porte		
Descrição: Alçado Principal - Av. do Brasil Existente	Escala: 1:100	Especialidade: Arquitectura
	Revisão: 00	Nº Desenho: 05
Aluno: Joana Sofia Matias Resina de Almeida	Ref.: ARQ-EXIST-DES05-00	Data: 01/2017

Alçado Lateral - Av. Rio de Janeiro  
(1:100)



Av. Rio de Janeiro

Av. do Brasil

Rev.	Data	Alterações

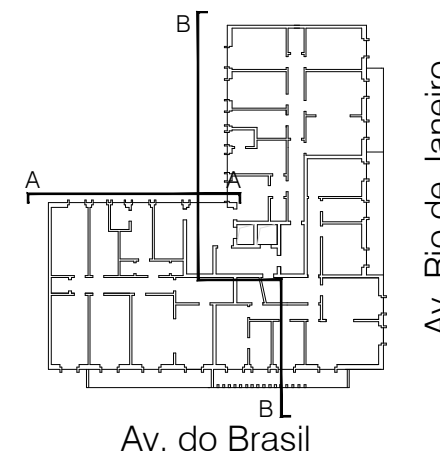


Instituto Superior de Engenharia de Lisboa  
Área Departamental de Engenharia Civil

Trabalho Final de Mestrado para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil  
Projecto de reforço de um edifício de habitação com planta em forma de "L",  
do tipo "placa" de médio porte

Descrição: Alçado Lateral - Av. Rio de Janeiro Existente	Escala: 1:100	Especialidade: Arquitectura
	Revisão: 00	Nº Desenho: 06
Aluno: Joana Sofia Matias Resina de Almeida	Ref.: ARQ-EXIST-DES06-00	Data: 01/2017

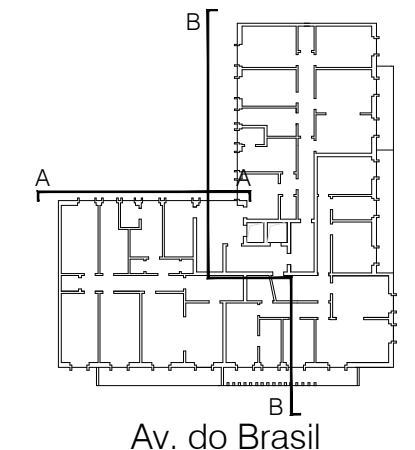
Alçado Tardoz A  
(1:100)



Rev.	Data	Alterações

Instituto Superior de Engenharia de Lisboa Área Departamental de Engenharia Civil		
Trabalho Final de Mestrado para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil Projecto de reforço de um edifício de habitação com planta em forma de "L", do tipo "placa" de médio porte		
Descrição: Alçado Tardoz A - Existente	Escala: 1:100	Especialidade: Arquitectura
	Revisão: 00	Nº Desenho: 07
Aluno: Joana Sofia Matias Resina de Almeida	Ref.: ARQ-EXIST-DES07-00	Data: 01/2017

Alçado Tardoiz/Corte B  
(1:100)



Rev.	Data	Alterações

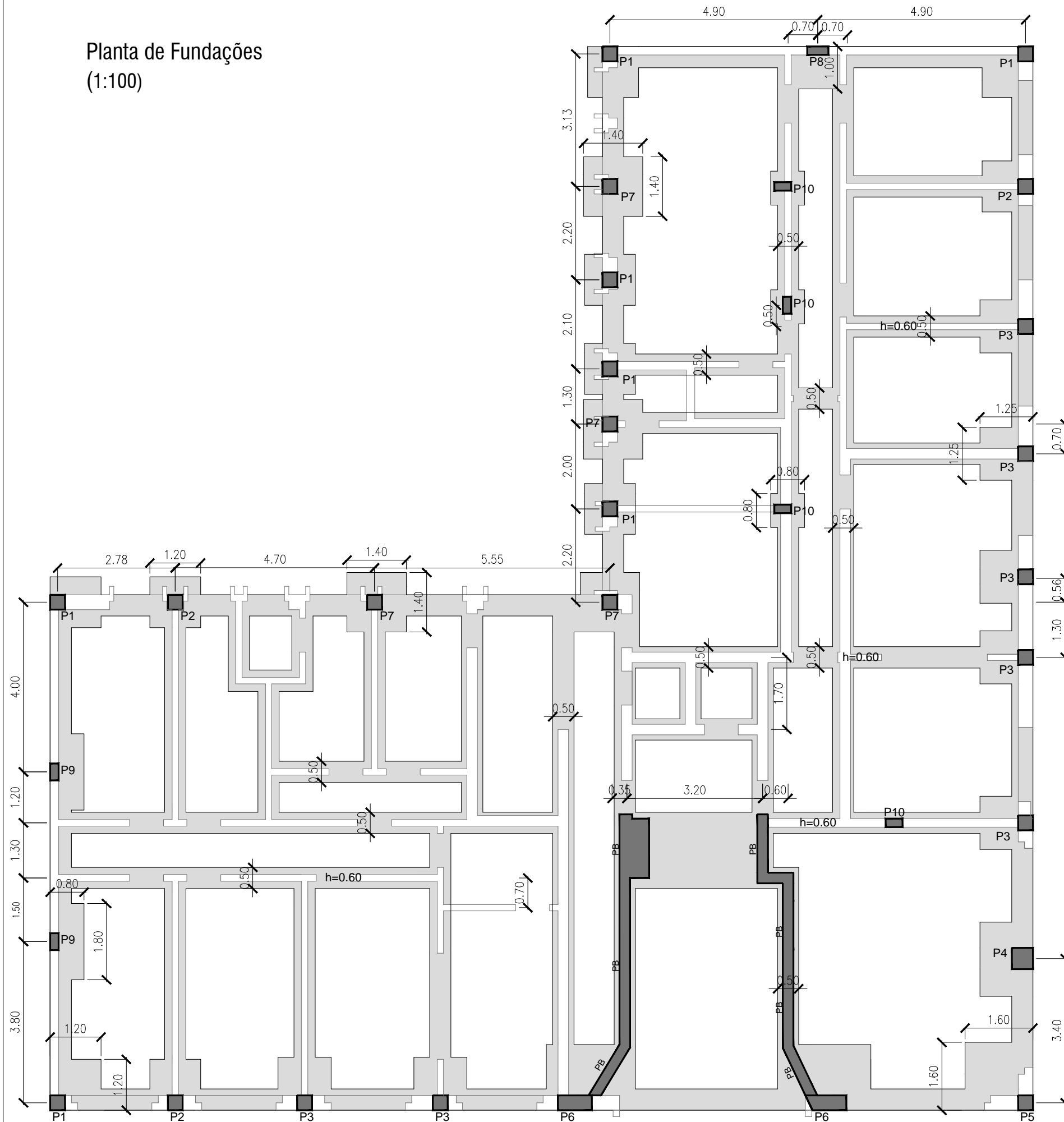
Instituto Superior de Engenharia de Lisboa Área Departamental de Engenharia Civil		
Trabalho Final de Mestrado para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil Projecto de reforço de um edifício de habitação com planta em forma de "L", do tipo "placa" de médio porte		
Descrição: Alçado Tardoiz/Corte B - Existente	Escala: 1:100	Especialidade: Arquitectura
	Revisão: 00	Nº Desenho: 08
Aluno: Joana Sofia Matias Resina de Almeida	Ref.: ARQ-EXIST-DES08-00	Data: 01/2017

Projecto de reforço de um edifício de habitação com planta em forma de "L",  
do tipo "placa" de médio porte

Projecto de reforço de um edifício de habitação com planta em forma de "L",  
do tipo "placa" de médio porte

## **Peças Desenhadas - Projecto de Estabilidade do projecto original**

# Planta de Fundações (1:100)



QUADRO DE SAPATAS DOS PILARES EXISTENTES

Sapata do pilar Px	Secção transversal		Altura h (m)
	A (m)	B (m)	
P1	1.20	1.20	0.60
P2	1.20	1.20	0.60
P3	1.25	1.25	0.60
P4	1.25	1.75	0.60
P5	1.60	1.60	0.60
P6	2.20	1.20	0.60
P7	1.40	1.40	0.60
P8	2.00	1.00	0.60
P9	0.80	1.80	0.60
P10	0.80	0.80	0.60

QUADRO DE FUNDAÇÕES DAS PAREDES EXISTENTES

Fundações das paredes	Largura A (m)	Altura h (m)
Exteriores	0.50	0.60
Interiores	0.50	0.60

LEGENDA:

- Elementos de fundação
- Pilares em betão armado a nascer ou continuar
- Pilares em betão armado a terminar
- Paredes de tijolo cerâmico
- Vigas em betão armado
- Laje maciça L.E.

MATERIAIS DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS EXISTENTES

Aço	Em geral (equivalente):	A235
Betão	Em geral (equivalente):	C20/25
Tijolo cerâmico	Maciço em paredes exteriores Maciço em paredes interiores entre a cave e o 2º andar Furado em paredes interiores no 3º e 4º andar:	

RECOBRIMENTOS EM ELEMENTOS DE BETÃO ARMADO EXISTENTES

Elementos em geral	2.00 cm
--------------------	---------

Rev.	Data	Alterações



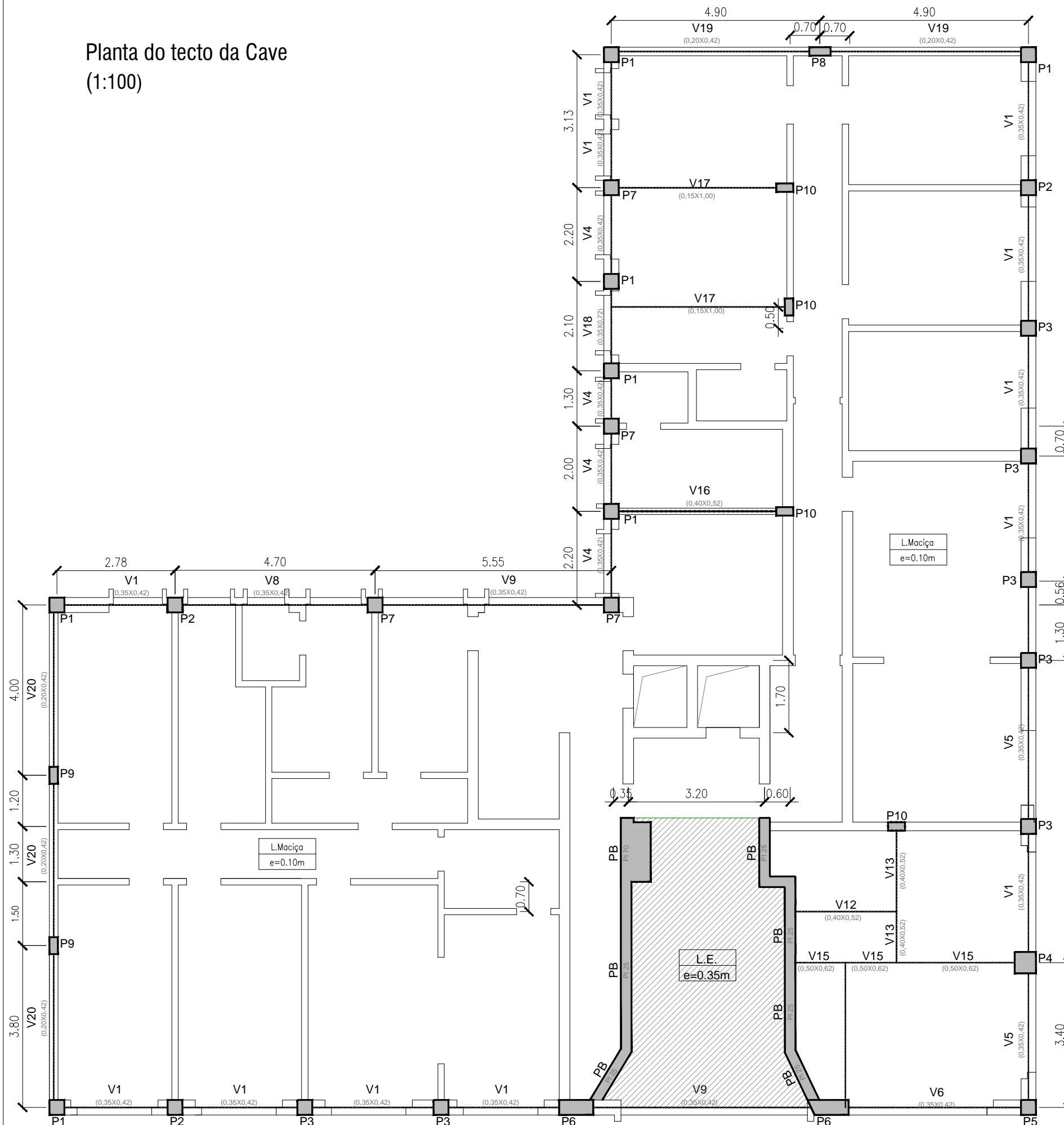
Instituto Superior de Engenharia de Lisboa  
Área Departamental de Engenharia Civil

Trabalho Final de Mestrado para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil

Projecto de reforço de um edifício de habitação com planta em forma de "L", do tipo "placa" de médio porte

Descrição: Planta de fundações - Existente Quadro de sapatas de pilares Quadro de fundações das paredes	Escala: 1:100	Especialidade: Estabilidade
	Revisão: 00	Nº Desenho: 01
Aluno: Joana Sofia Matias Resina de Almeida	Ref.: EST-EXIST-DES01-00	Data: 01/2017

Planta do tecto da Cave  
(1:100)



LEGENDA:

	Elementos de fundação
	Pilares em betão armado a nascer ou continuar
	Pilares em betão armado a terminar
	Paredes de tijolo cerâmico
	Vigas em betão armado
	Laje maciça L.E.

MATERIAIS DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS EXISTENTES

Aço	Em geral (equivalente):	A235
Betão	Em geral (equivalente):	C20/25
Tijolo cerâmico	Maciço em paredes exteriores Maciço em paredes interiores entre a cave e o 2º andar Furado em paredes interiores no 3º e 4º andar:	

RECOBRIMENTOS EM ELEMENTOS DE BETÃO ARMADO EXISTENTES

Elementos em geral	2.00 cm
--------------------	---------

Rev.	Data	Alterações



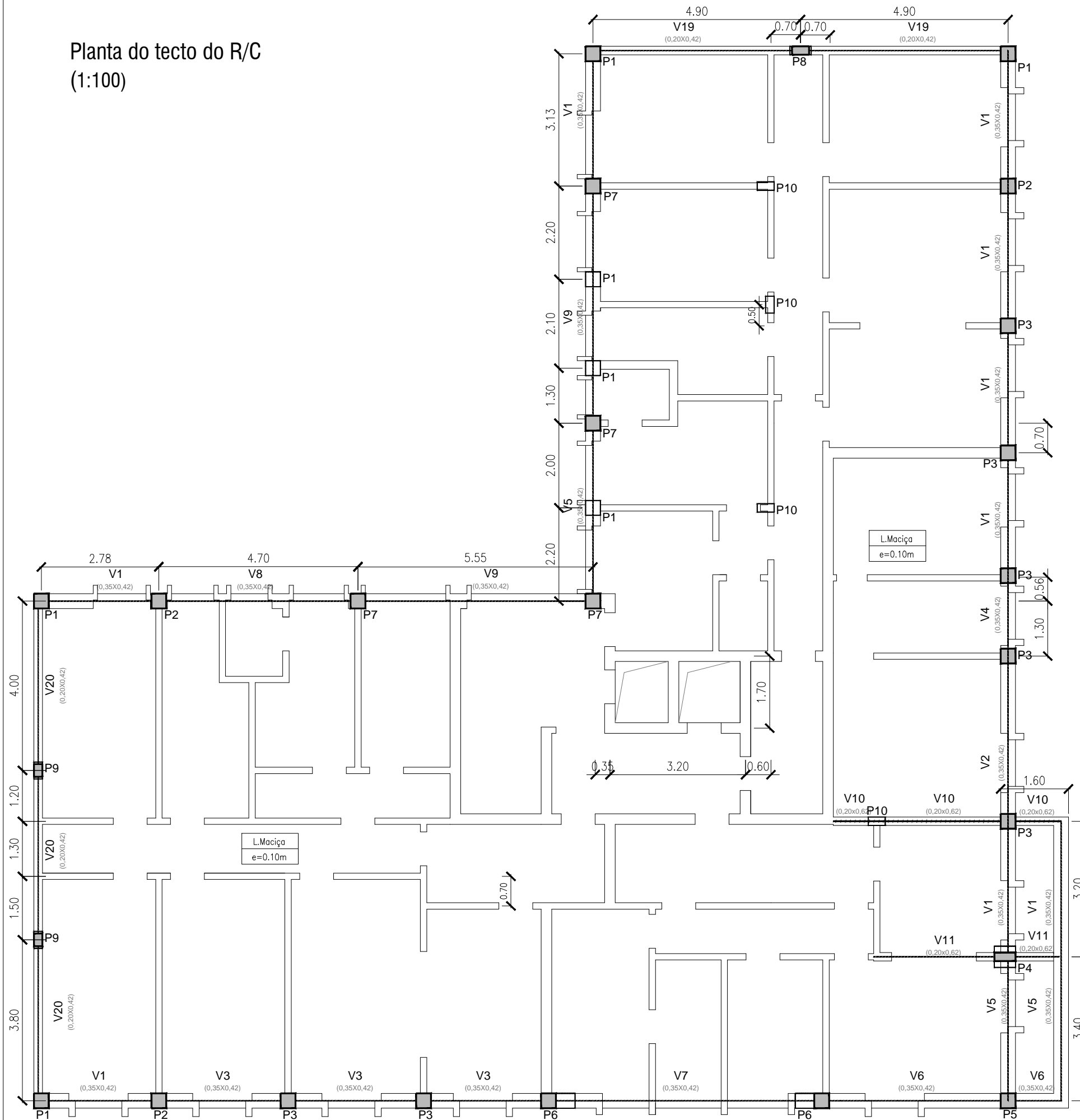
Instituto Superior de Engenharia de Lisboa  
Área Departamental de Engenharia Civil

Trabalho Final de Mestrado para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil

Projecto de reforço de um edifício de habitação com planta em forma de "L",  
do tipo "placa" de médio porte

Descrição: Planta do tecto da Cave - Existente	Escala:	1:100	Especialidade:	Estabilidade
	Revisão:	00	Nº Desenho:	02
Aluno: Joana Sofia Matias Resina de Almeida	Ref.:	EST-EXIST-DES02-00	Data:	01/2017

Planta do tecto do R/C  
(1:100)



LEGENDA:

	Elementos de fundação
	Pilares em betão armado a nascer ou continuar
	Pilares em betão armado a terminar
	Paredes de tijolo cerâmico
	Vigas em betão armado
	Laje maciça L.E.

MATERIAIS DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS EXISTENTES

Aço	Em geral (equivalente):	A235
Betão	Em geral (equivalente):	C20/25
Tijolo cerâmico	Maciço em paredes exteriores Maciço em paredes interiores entre a cave e o 2º andar Furado em paredes interiores no 3º e 4º andar:	

RECOBRIMENTOS EM ELEMENTOS DE BETÃO ARMADO EXISTENTES

Elementos em geral	2.00 cm
--------------------	---------

Rev.	Data	Alterações



Instituto Superior de Engenharia de Lisboa  
Área Departamental de Engenharia Civil

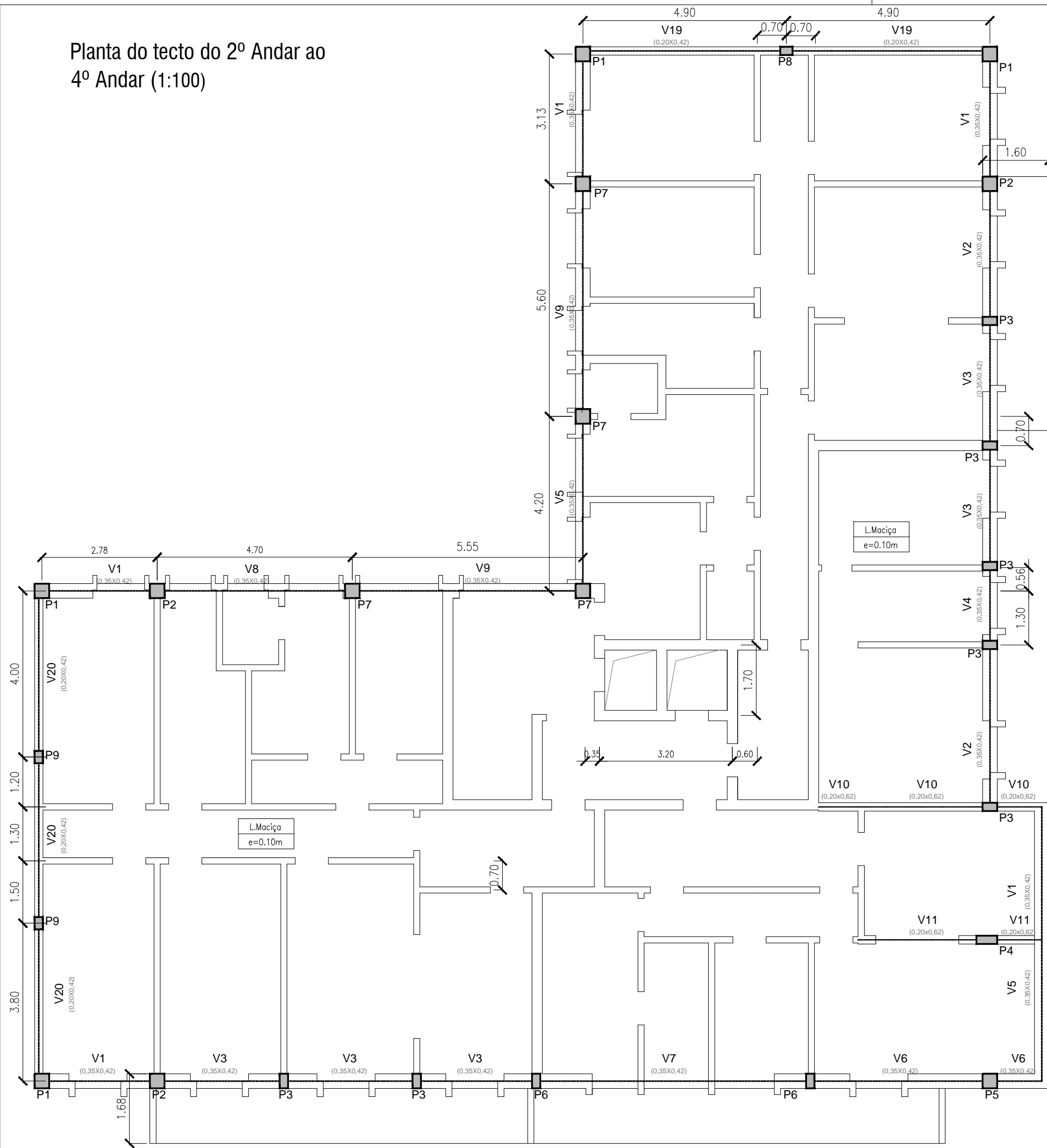
Trabalho Final de Mestrado para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil

Projecto de reforço de um edifício de habitação com planta em forma de "L", do tipo "placa" de médio porte

Descrição: Planta do tecto do R/C - Existente	Escala:	1:100	Especialidade:	Estabilidade
	Revisão:	00	Nº Desenho:	03
Aluno: Joana Sofia Matias Resina de Almeida	Ref.:	EST-EXIST-DES03-00	Data:	01/2017



Planta do tecto do 2º Andar ao 4º Andar (1:100)



LEGENDA:

	Elementos de fundação
	Pilares em betão armado a nascer ou continuar
	Pilares em betão armado a terminar
	Paredes de tijolo cerâmico
	Vigas em betão armado
	Laje maciça L.E.

MATERIAIS DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS EXISTENTES

Aço	Em geral (equivalente):	A235
Betão	Em geral (equivalente):	C20/25
Tijolo cerâmico	Maciço em paredes exteriores Maciço em paredes interiores entre a cave e o 2º andar Furado em paredes interiores no 3º e 4º andar:	

RECOBRIMENTOS EM ELEMENTOS DE BETÃO ARMADO EXISTENTES

Elementos em geral	2.00 cm
--------------------	---------

Rev.	Data	Alterações

Instituto Superior de Engenharia de Lisboa  
 Área Departamental de Engenharia Civil

Trabalho Final de Mestrado para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil  
 Projecto de reforço de um edifício de habitação com planta em forma de "L",  
 do tipo "placa" de médio porte

Descrição: Planta do tecto do 2º ao 4º andar - Existente	Escala:	1:100	Especialidade:	Estabilidade
	Revisão:	00	Nº Desenho:	05
Aluno: Joana Sofia Matias Resina de Almeida	Ref.:	EST-EXIST-DES05-00	Data:	01/2017

QUADRO DE PILARES EXISTENTES – parte 1/2  
(1:25)

	P1	P2	P3	P4	P5
3º e 4º Andares	 4ø5/16" Cintas ø7/32" afast.0.30m	 4ø5/16" Cintas ø7/32" afast.0.30m	 4ø5/16" Cintas ø7/32" afast.0.30m	 6ø5/16" Cintas ø7/32" afast.0.20m	 2ø3/8" 2ø5/16" 2ø3/8" Cintas ø7/32" afast.0.30m
2º Andar	 4ø3/8" Cintas ø7/32" afast.0.30m	 4ø3/8" Cintas ø7/32" afast.0.30m	 4ø3/8" Cintas ø7/32" afast.0.30m	 6ø3/8" Cintas ø7/32" afast.0.20m	 4ø1/2" Cintas ø7/32" afast.0.20m
1º Andar	 2ø3/8" 2ø5/16" 2ø3/8" Cintas ø7/32" afast.0.30m	 2ø3/8" 2ø5/16" 2ø3/8" Cintas ø7/32" afast.0.30m	 4ø1/2" Cintas ø7/32" afast.0.30m	 8ø3/8" Cintas ø7/32" afast.0.20m	 2ø1/2" 2ø3/8" 2ø1/2" Cintas ø7/32" afast.0.20m
R/C	 6ø3/8" Cintas ø7/32" afast.0.30m	 4ø1/4" Cintas ø1/4" afast.0.30m	 4ø1/2" Cintas ø1/4" afast.0.30m	 4ø3/8"+4ø1/2" Cintas ø1/4" afast.0.20m	 6ø1/2" Cintas ø1/4" afast.0.20m
Cave	 4ø1/2" Cintas ø1/4" afast.0.30m	 4ø1/2" Cintas ø1/4" afast.0.30m	 2ø5/16" 2ø1/2" 2ø5/16" Cintas ø1/4" afast.0.30m	 6ø5/8" Cintas ø1/4" afast.0.20m	 8ø1/2" Cintas ø1/4" afast.0.20m

LEGENDA:

	Elementos de fundação
	Pilares em betão armado a nascer ou continuar
	Pilares em betão armado a terminar
	Paredes de tijolo cerâmico
	Vigas em betão armado
	Laje maciça L.E.

MATERIAIS DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS EXISTENTES

Aço	Em geral (equivalente):	A235
Betão	Em geral (equivalente):	C20/25
Tijolo cerâmico	Maciço em paredes exteriores Maciço em paredes interiores entre a cave e o 2º andar Furado em paredes interiores no 3º e 4º andar:	

RECOBRIMENTOS EM ELEMENTOS DE BETÃO ARMADO EXISTENTES

Elementos em geral	2.00 cm
--------------------	---------

Rev.	Data	Alterações



Instituto Superior de Engenharia de Lisboa  
Área Departamental de Engenharia Civil

Trabalho Final de Mestrado para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil

Projecto de reforço de um edifício de habitação com planta em forma de "L",  
do tipo "placa" de médio porte

Descrição: Quadro de pilares - Existente	Escala:	1:25	Especialidade:	Estabilidade
	Revisão:	00	Nº Desenho:	06
Aluno: Joana Sofia Matias Resina de Almeida	Ref.: EST-EXIST-DES06-00	Data:	01/2017	

QUADRO DE PILARES EXISTENTES – parte 2/2  
(1:25)

	P6	P7	P8	P9	P10
3º e 4º Andares	 2ø5/16" + 4ø3/8" Cintas ø7/32" afast.0.20m	 4ø3/8" Cintas ø7/32" afast.0.30m	 4ø3/8" Cintas ø7/32" afast.0.20m	 4ø5/16" Cintas ø7/32" afast.0.20m	
2º Andar	 2ø5/16" + 4ø1/2" Cintas ø7/32" afast.0.20m	 2ø5/16" + 4ø3/8" Cintas ø7/32" afast.0.30m	 2ø5/16" + 4ø3/8" Cintas ø7/32" afast.0.20m	 4ø3/8" Cintas ø7/32" afast.0.20m	
1º Andar	 8ø1/2" Cintas ø1/4" afast.0.20m	 4ø1/2" Cintas ø7/32" afast.0.30m	 4ø3/8" + 2ø1/2" Cintas ø7/32" afast.0.20m	 2ø5/16" + 4ø3/8" Cintas ø7/32" afast.0.20m	
R/C	 8ø1/2" Cintas ø1/4" afast.0.30m	 2ø3/8" + 4ø1/2" Cintas ø1/4" afast.0.30m	 2ø3/8" + 4ø1/2" Cintas ø1/4" afast.0.20m	 6ø3/8" Cintas ø1/4" afast.0.20m	
Cave	 8ø1/2" Cintas ø1/4" afast.0.30m	 6ø1/2" Cintas ø1/4" afast.0.30m	 6ø1/2" Cintas ø1/4" afast.0.20m	 4ø3/8" + 2ø1/2" Cintas ø1/4" afast.0.20m	 6ø5/16" Cintas ø1/4" afast.0.20m

LEGENDA:

	Elementos de fundação
	Pilares em betão armado a nascer ou continuar
	Pilares em betão armado a terminar
	Paredes de tijolo cerâmico
	Vigas em betão armado
	Laje maciça L.E.

MATERIAIS DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS EXISTENTES

Aço	Em geral (equivalente):	A235
Betão	Em geral (equivalente):	C20/25
Tijolo cerâmico	Maciço em paredes exteriores Maciço em paredes interiores entre a cave e o 2º andar Furado em paredes interiores no 3º e 4º andar:	

RECOBRIMENTOS EM ELEMENTOS DE BETÃO ARMADO EXISTENTES

Elementos em geral	2.00 cm
--------------------	---------

Rev.	Data	Alterações



Instituto Superior de Engenharia de Lisboa  
Área Departamental de Engenharia Civil

Trabalho Final de Mestrado para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil

Projecto de reforço de um edifício de habitação com planta em forma de "L", do tipo "placa" de médio porte

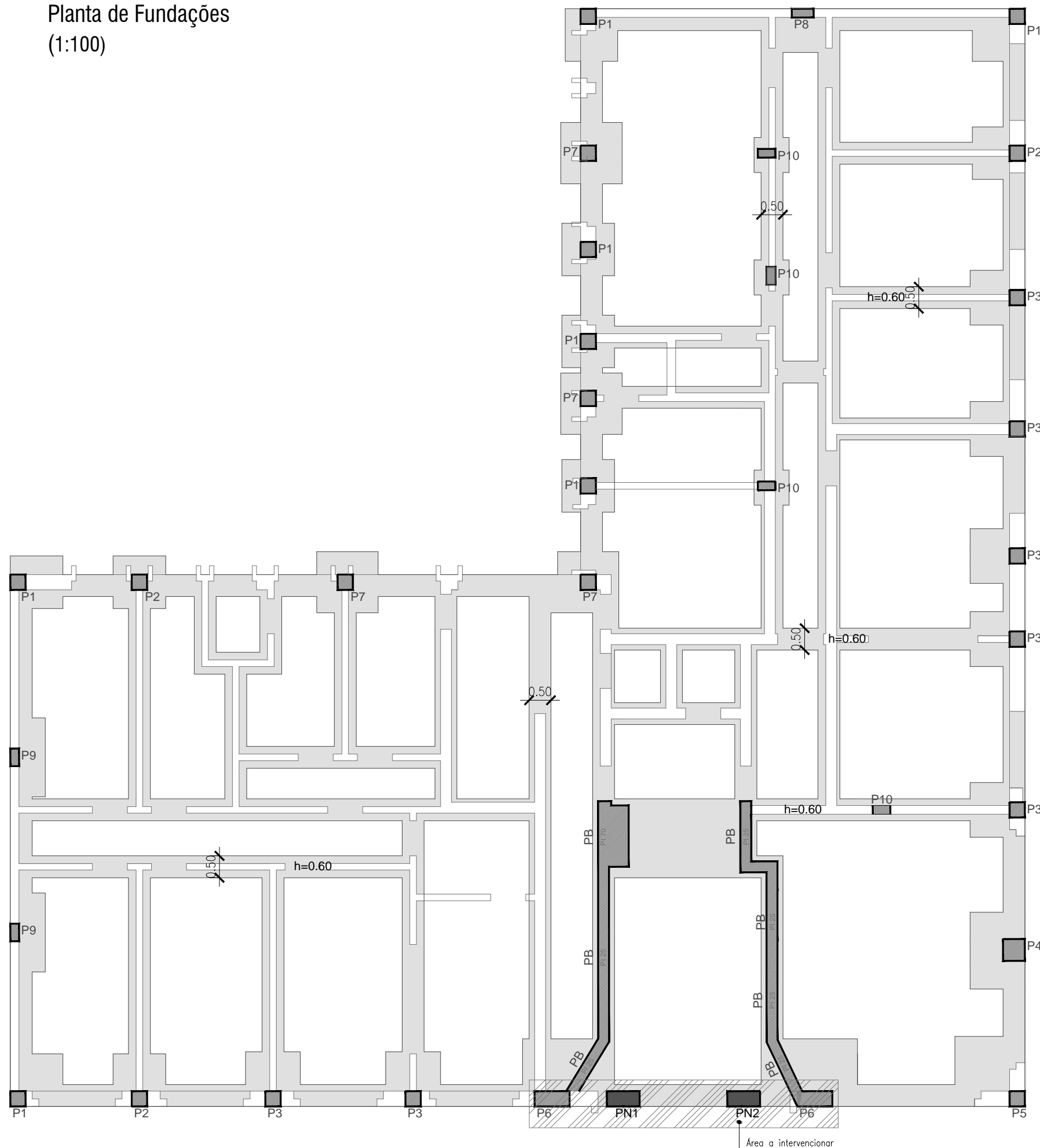
Descrição: Quadro de pilares - Existente (Continuação)	Escala: 1:25	Especialidade: Estabilidade
	Revisão: 00	Nº Desenho: 07
Aluno: Joana Sofia Matias Resina de Almeida	Ref.: EST-EXIST-DES07-00	Data: 01/2017

Projecto de reforço de um edifício de habitação com planta em forma de "L",  
do tipo "placa" de médio porte

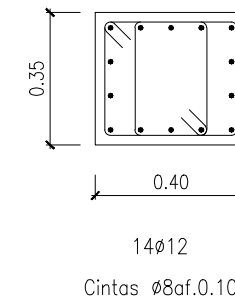
Projecto de reforço de um edifício de habitação com planta em forma de "L",  
do tipo "placa" de médio porte

## **Peças Desenhadas - Projecto de reforço estrutural**

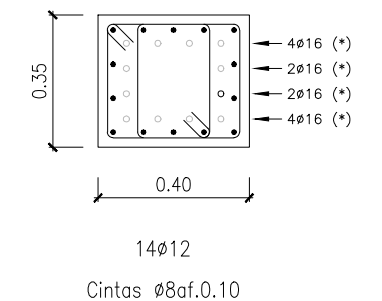
Planta de Fundações  
(1:100)



Pilares PN1 e PN2  
Secção transversal tipo  
(1:20)



Pilares PN1 e PN2  
Secção transversal na zona de  
ligação às fundação exist. e à viga V9  
(1:20)



(\*) Chumbadouros em varão φ16mm em aço inoxidável, em furo φ32mm preenchido com argamassa não retráctil. Ver pormenores de ligação às fundações existentes e viga V9.

LEGENDA:

	Elementos de fundação existentes
	Pilares existentes em betão armado a nascer ou continuar
	Pilares existentes em betão armado a terminar
	Paredes existentes de tijolo cerâmico
	Vigas existentes em betão armado
	Área a intervirer
	Pilares novos em betão armado a nascer ou continuar
	Pilares novos em betão armado a terminar
	Reforço com chapas contínuas de e=2mm

MATERIAIS DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS A EXECUTAR

Aço	Em geral:	A500 NR SD
	Em chapas metálicas:	S275 JR
Betão	Em geral:	C25/30 D <sub>máx.</sub> 25 Cl.0.40 XC1 S3

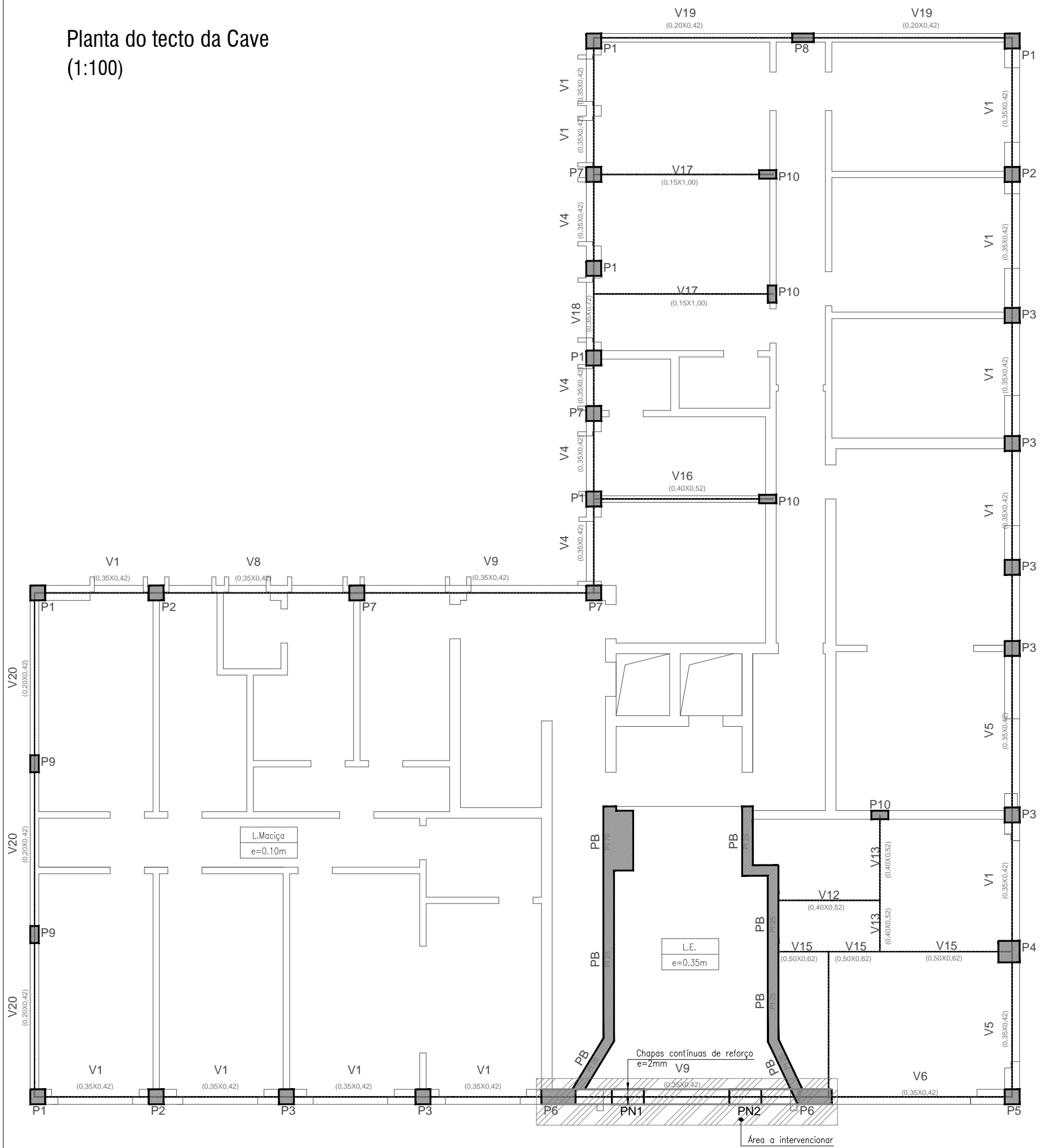
RECOBRIMENTOS EM ELEMENTOS DE BETÃO ARMADO

Elementos em geral	2.50cm
--------------------	--------

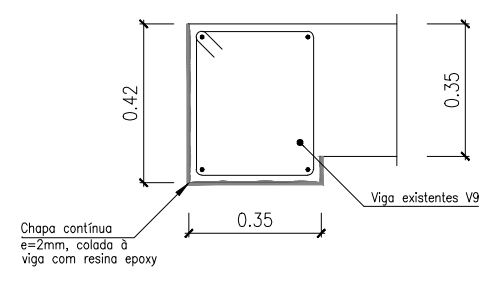
Rev.	Data	Alterações

Instituto Superior de Engenharia de Lisboa Área Departamental de Engenharia Civil		
Trabalho Final de Mestrado para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil Projecto de reforço de um edifício de habitação com planta em forma de "L", do tipo "placa" de médio porte		
Descrição: Reforço do vão de entrada Planta de Fundações Secção transversal tipo dos pilares PN1 e PN2	Escala: 1:100 Revisão: 00	Especialidade: Estabilidade Nº Desenho: 01
Aluno: Joana Sofia Matias Resina de Almeida	Ref.: EST-DES01-00	Data: 01/2017

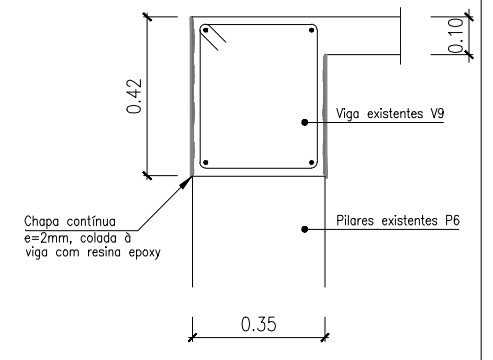
Planta do tecto da Cave  
(1:100)



Viga V9  
Secção transversal tipo  
(1:20)



Viga V9  
Secção transversal tipo na  
zona dos pilares  
(1:20)



LEGENDA:

	Elementos de fundação existentes
	Pilares existentes em betão armado a nascer ou continuar
	Pilares existentes em betão armado a terminar
	Paredes existentes de tijolo cerâmico
	Vigas existentes em betão armado
	Área a intervirer
	Pilares novos em betão armado a nascer ou continuar
	Pilares novos em betão armado a terminar
	Reforço com chapas contínuas de e=2mm

MATERIAIS DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS A EXECUTAR

Aço	Em geral:	A500 NR SD
	Em chapas metálicas:	S275 JR
Betão	Em geral:	C25/30 D <sub>máx.</sub> 25 Cl.0.40 XC1 S3

RECOBRIMENTOS EM ELEMENTOS DE BETÃO ARMADO

Elementos em geral	2.50cm
--------------------	--------

Rev.	Data	Alterações

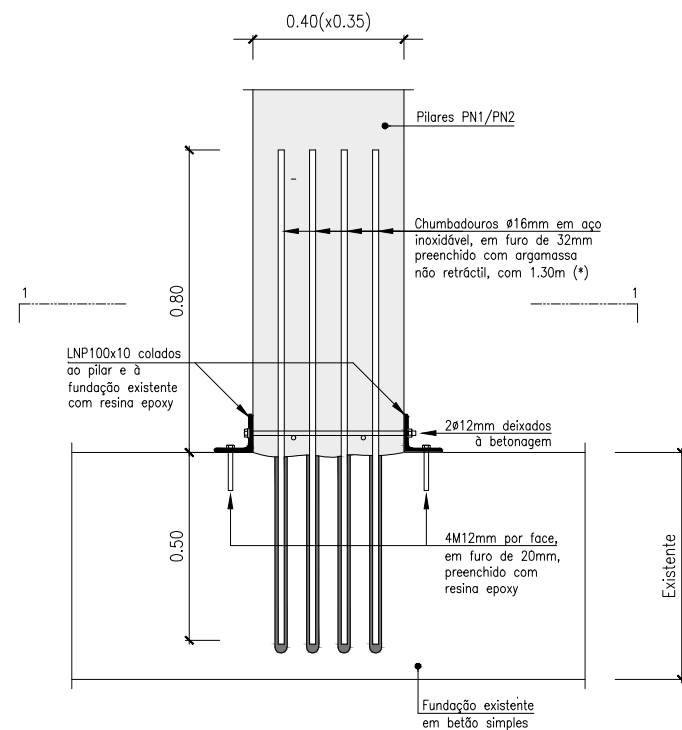


Instituto Superior de Engenharia de Lisboa  
Área Departamental de Engenharia Civil

Trabalho Final de Mestrado para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil  
Projecto de reforço de um edifício de habitação com planta em forma de "L", do tipo "placa" de médio porte

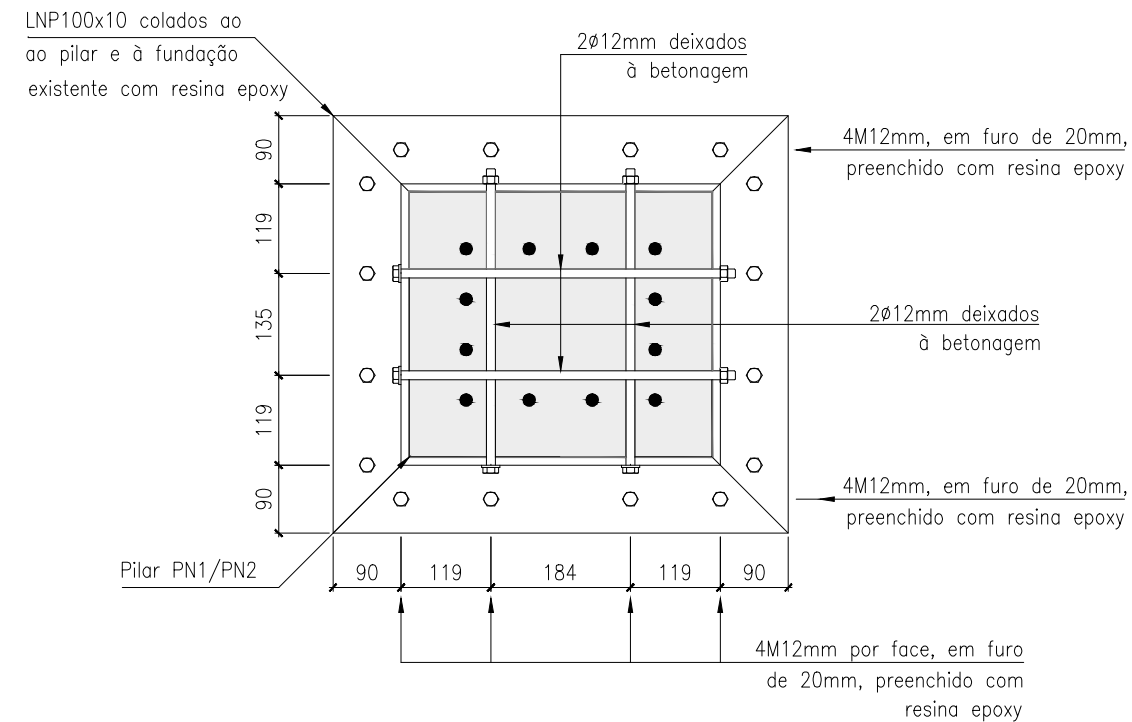
Descrição: Reforço do vão de entrada Planta do tecto da Cave Secção transversal tipo do reforço da viga V9	Escala: 1:100	Especialidade: Estabilidade
	Revisão: 00	Nº Desenho: 02
Aluno: Joana Sofia Matias Resina de Almeida	Ref.: EST-DES02-00	Data: 01/2017

**Pormenor de ligação dos pilares PN1 e PN2 às fundações existentes (1:20)**

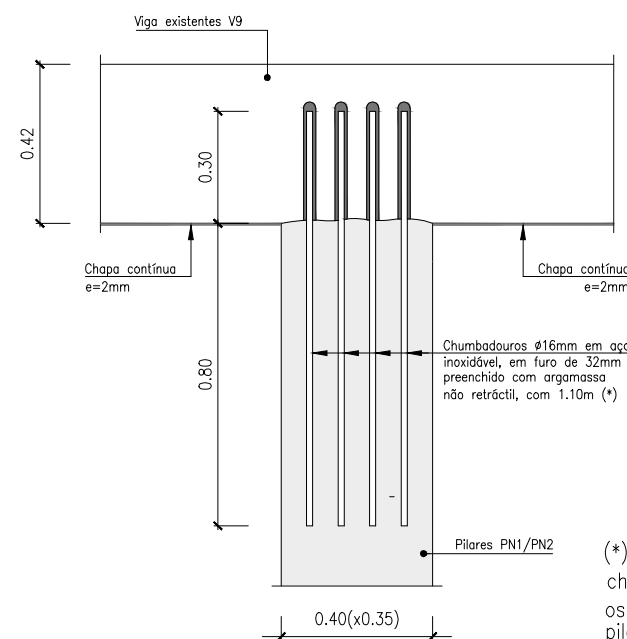


(\*) Deve-se proceder à furação, colocação dos chumbadouros e preenchimento dos furos, sendo os varões deixados à betonagem dos novos pilares PN1 e PN2.

**CORTE 1:1 em milímetros (1:10)**



**Pormenor de ligação dos pilares PN1 e PN2 à viga V9 (1:20)**



(\*) Deve-se proceder à furação, colocação dos chumbadouros e preenchimento dos furos, sendo os varões deixados à betonagem dos novos pilares PN1 e PN2.

MATERIAIS DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS A EXECUTAR		
Aço	Em geral:	A500 NR SD
	Em chapas metálicas:	S275 JR
Betão	Em geral:	C25/30 D <sub>máx.</sub> 25 Cl.0.40 XC1 S3

RECOBRIMENTOS EM ELEMENTOS DE BETÃO ARMADO	
Elementos em geral	2.50cm

Rev.	Data	Alterações

Instituto Superior de Engenharia de Lisboa Área Departamental de Engenharia Civil		
Trabalho Final de Mestrado para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil Projecto de reforço de um edifício de habitação com planta em forma de "L", do tipo "placa" de médio porte		
Descrição: Reforço do vão de entrada Pormenores de ligação dos pilares PN1 e PN2 às fundações existentes e à viga existente V1	Escala:	1:10, 1:20
	Revisão:	00
Aluno: Joana Sofia Matias Resina de Almeida	Ref.: EST-DES03-00	Especialidade: Estabilidade Nº Desenho: 03 Data: 01/2017