

ZONAS EM CONSOLA DE ESTRUTURAS DE EDIFÍCIOS. ESTUDO COMPARATIVO DE SOLUÇÕES

ORLANDO ANSELMO MÁXIMO DE SOUSA

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM CONSTRUÇÕES CIVIS

Orientador: Professor Jorge Manuel Chaves Gomes Fernandes

JUNHO DE 2013

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2012/2013

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2012/2013 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2013.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

Ao meu afilhado Leonardo e à Marina

“Matar o sonho é matarmo-nos. É mutilar a nossa alma. O sonho é o que temos de realmente nosso, de impenetravelmente e inexpulgavelmente nosso.”

Fernando Pessoa

AGRADECIMENTOS

Ao Professor Jorge Chaves Fernandes, por todo o apoio, entusiasmo, disponibilidade demonstrada e conhecimentos transmitidos.

Aos meus pais, Maria José e Carlos, por tudo que fizeram por mim, por toda a força e coragem que me transmitiram, pelo sacrifício e esforço que fizeram, não só para a realização deste trabalho, mas durante toda a minha vida académica.

Aos meus padrinhos, Miguel, Margarida, Manuel e Sandra por tudo o que têm feito por mim, e pelas palavras amigas que sempre me dirigiram.

Ao meu avô Orlando por toda a experiência de vida transmitida.

Aos meus sobrinhos Xavier, Vicente e Leonardo pelos momentos de lazer partilhados.

À Marina, por tudo o que fez por mim e também por ter sido a minha companheira de aventura.

Ao Sr. António, à Dona Margarida e à Eliana pelo apoio e compreensão.

A todos os meus amigos e colegas por todos os incentivos, momentos de estudo partilhados.

Obrigado a todos aqueles que disponibilizaram os seus trabalhos já desenvolvidos dando a oportunidade de aprender e a possibilidade de se evoluir no conhecimento em Engenharia Civil.

RESUMO

A construção de um edifício envolve diversos intervenientes e materiais, tendo sempre presente uma evolução constante de materiais e dos processos construtivos.

De entre os vários projetos de especialidade, o projeto de estruturas assume um papel vital durante o processo construtivo bem como na fase inicial aquando do pré-dimensionamento. As estruturas devem então ser projetadas e construídas com o objetivo de satisfazer um conjunto de requisitos funcionais durante um certo período de tempo, sem originar custo inesperados de manutenção e reparação durante a vida útil do edifício para o qual este é projetado.

O presente trabalho tem como objetivo o estudo da influência da deformabilidade de lajes maciças em consola na fissuração de alvenarias de fachada, sem função estrutural. Para que este estudo fosse elaborado de uma forma precisa, foram dimensionadas 9 estruturas diferentes recorrendo ao Eurocódigo 0,1,2 e ao REBAP, para os elementos pretendidos das mesmas, ou seja, lajes, vigas e pilares.

Para este efeito, as estruturas a estudar foram criadas no programa de cálculo automático, Robot Structural Analysis Professional 2010, onde posteriormente se realizou uma análise cuidadosa dos elementos em estudo.

Na fase inicial deste trabalho foi feita uma abordagem sobre a evolução das paredes de alvenaria não estrutural, o enquadramento regulamentar exigencial e as patologias comuns em zona de consola e foram discutidos os valores admissíveis para o limite de deformação destas. Posteriormente é realizado todo o processo de dimensionamento das diferentes estruturas de acordo com as disposições regulamentares. Na fase final procedeu-se à análise da deformação da laje maciça em consola para as 9 estruturas em estudo, através do cálculo das flechas elásticas e a longo prazo. Por último, foram propostos dois métodos corretivos para os casos em estudo e é verificada a validade dos mesmos.

Terminada a análise da deformação da laje maciça em consola, foi efetuada uma comparação entre os limites regulamentares admitidos para a deformação de lajes em betão e os resultados obtidos através do cálculo das flechas a longo prazo, tanto para as estruturas iniciais como para as estruturas onde foram colocados os métodos corretivos, verificando-se assim se as deformações obtidas estão dentro dos limites de deformação admissíveis para as paredes de alvenaria.

No final foi então possível avaliar se as disposições regulamentares são suficientes para que não ocorra fissuração nas paredes de fachada de alvenaria não estrutural, suportadas por lajes em consola, e se estes dois sistemas construtivos constituem uma correta compatibilização em termos de deformações.

PALAVRAS-CHAVE: Alvenarias exteriores, fissuração, deformação de lajes maciças em consola, projeto, edifício.

ABSTRACT

The construction of a building involves several stakeholders and materials and has in consideration the constant evolution of building materials and constructive processes.

Among the many specialty projects, the structures project plays an important role during the construction process as well as in the initial phase during pre-sizing. The structures should be then projected and built in order to satisfy a group of functional requirements for a certain period of time, without originate unexpected maintenance and repair costs during the useful life of the building to which it is projected.

The present work aims to study the influence of cantilevered solid slabs deformabilities in masonry front cracking, without structural function. In order to do this study in an accurate way, nine different structures were dimensioned using the “Eurocódigo 0, 1, 2” and “REBAP”, intended for the same elements, namely slabs, beams and pillars. For this purpose, the structures in study were created in the computer program, Robot Structural Analysis Professional 2010, where subsequently was held a careful analysis of the elements under study.

In the initial phase of this work it was made an approach to the evolution of non-structural masonry walls, the regulatory framework and common pathologies in console areas and were discussed the permissible values for the strain limit. Subsequently it was carried the whole sizing process of different structures in accordance to the regulations. In the final phase it was done the analysis of the deformation of the cantilevered solid slabs for the nine structures in study, by calculating the elastic arrows and long term. Finally, there were proposed two corrective methods for the cases in study and were checked for validity. After the analysis of the deformation of cantilevered solid slab, it was made a comparison between the regulation limits accepted for deformation of concrete slabs and the results obtained by calculating the long-term arrows, for both initial structures and structures which have been used the corrective methods. Posteriorly, it was checked if the obtained deformations are within the allowable deformation limits for masonry walls.

At the end it was possible evaluate if the regulations are enough so that walls of non-structural masonry front, supported by cantilevered slabs, don't crack, and if the two construction systems constitute a correct compatibility in terms of deformations.

KEYWORDS: Exterior masonry, cracking, deformation of cantilevered solid slabs, project, building.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. ENQUADRAMENTO DO TRABALHO	1
1.2. OBJETIVOS	2
1.3. ESTRUTURA DO TRABALHO	2
2. PAREDES DE ALVENARIA	3
2.1. MATERIAIS PARA ALVENARIA	3
2.2. PAREDES DE ALVENARIA EM PORTUGAL	4
2.2.1. EVOLUÇÃO	4
2.2.2. VANTAGENS E DESVANTAGENS DAS ALVENARIAS	5
2.3. EXIGÊNCIAS FUNCIONAIS PAREDES ALVENARIA	6
2.4. EXIGÊNCIAS REGULAMENTARES DAS PAREDES ALVENARIA	8
2.4.1. EXIGÊNCIAS TÉRMICAS	8
2.4.2. EXIGÊNCIAS ACÚSTICAS	8
2.4.3. EXIGÊNCIAS DE SEGURANÇA CONTRA INCÊNDIO	8
2.5. PATOLOGIAS NAS PAREDES DE ALVENARIA	9
2.6. FISSURAÇÃO NAS PAREDES DE ALVENARIA	12
3. ENQUADRAMENTO REGULAMENTAR	13
3.1. GENERALIDADES	13
3.2. ENQUADRAMENTO NORMATIVO APLICÁVEL ÀS ESTRUTURAS DE BETÃO ARMADO	14
3.3. ENQUADRAMENTO NORMATIVO APLICÁVEL ÀS ALVENARIAS	15
3.4. SÍNTESE EXIGÊNCIAL DAS PAREDES ALVENARIA	16
3.4.1. ESTABILIDADE	16
3.4.2. SEGURANÇA AO FOGO	17
3.4.3. CONFORTO ACÚSTICO	18
3.4.4. ESTANQUIDADE À ÁGUA	19

3.4.5. CONFORTO TERMO-HIGROTÉRMICO.....	19
3.4.6. DURABILIDADE	20

4. PATOLOGIAS COMUNS EM ZONA DE CONSOLA..... 21

4.1. GENERALIDADES..... 21

4.2. DESCRIÇÃO GLOBAL DAS PATOLOGIAS EM EDIFÍCIOS 21

4.3. MECANISMOS ELEMENTARES DA FISSURAÇÃO..... 23

4.4. PRINCIPAIS CAUSAS PARA FISSURAÇÃO PAREDES DE ALVENARIA EM ZONAS CONSOLA..... 26

4.4.1. VALORES MÁXIMOS DE DEFORMAÇÃO DAS LAJES E DAS PAREDES DE ALVENARIA..... 28

4.4.2. VARIAÇÃO TEMPERATURA..... 28

5. DIMENSIONAMENTO..... 31

5.1. CLASSIFICAÇÃO E QUANTIFICAÇÃO DE AÇÕES..... 31

5.1.1. QUANTIFICAÇÃO DAS AÇÕES..... 32

5.1.2. DEFINIÇÃO DAS AÇÕES..... 32

5.1.2.1. Ações permanentes..... 32

5.1.2.2. Ações variáveis-sobrecarga..... 32

5.2. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA..... 33

5.2.1. ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS..... 33

5.2.2. ESTADOS LIMITES UTILIZAÇÃO..... 35

5.3. CASOS EM ESTUDO..... 37

5.4. PRÉ-DIMENSIONAMENTO..... 39

5.4.1. LAJE MACIÇA UNIDIRECIONAL..... 41

5.4.1.1. Pré-dimensionamento da laje maciça para os casos em estudo A,B e C..... 42

5.4.1.2. Pré-dimensionamento da laje maciça para os casos em estudo A,B e C em zona consola... 43

5.4.2. PILARES..... 48

5.4.2.1. Pré-dimensionamento dos pilares para o caso em estudo A_1 50

5.4.2.2. Pré-dimensionamento dos pilares para o caso em estudo A_2 51

5.4.2.3. Pré-dimensionamento dos pilares para o caso em estudo A_3 52

5.4.2.4. Pré-dimensionamento dos pilares para o caso em estudo B_1 53

5.4.2.5. Pré-dimensionamento dos pilares para o caso em estudo B_2 54

5.4.2.6. Pré-dimensionamento dos pilares para o caso em estudo B_3 55

5.4.2.7. Pré-dimensionamento dos pilares para o caso em estudo C_1 56

5.4.2.8. Pré-dimensionamento dos pilares para o caso em estudo C ₂	57
5.4.2.9. Pré-dimensionamento dos pilares para o caso em estudo C ₃	58
5.4.3. VIGAS	48
5.4.3.1. Pré-dimensionamento da viga V ₁ e V ₂ para o caso A.....	59
5.4.3.2. Pré-dimensionamento da viga V ₁ e V ₂ para o caso A.....	60
5.4.3.3. Pré-dimensionamento da viga V ₁ e V ₂ para o caso A.....	61
5.5. MODELOS DE CÁLCULO	62
5.5.1. MODELAÇÃO ESTRUTURAL.....	62
5.5.2. AÇÕES	64
5.6. VERIFICAÇÃO DO MOMENTO REDUZIDO NAS LAJES MACIÇAS EM ESTUDO	64
5.6.1. CASO EM ESTUDO A ₁	65
5.6.2. CASO EM ESTUDO A ₂	65
5.6.3. CASO EM ESTUDO A ₃	66
5.6.4. CASO EM ESTUDO B ₁	66
5.6.5. CASO EM ESTUDO B ₂	67
5.6.6. CASO EM ESTUDO B ₃	67
5.6.7. CASO EM ESTUDO C ₁	68
5.6.8. CASO EM ESTUDO C ₂	68
5.6.9. CASO EM ESTUDO C ₃	69
5.7. DEFORMAÇÃO	70
5.7.1. FLECHA ELÁSTICA	70
5.8. ANÁLISE DOS RESULTADOS	74
5.8.1. LIMITE DA DEFORMAÇÃO PARA O ELEMENTO DE SUPORTE.....	74
5.8.2. LIMITE DA DEFORMAÇÃO DAS PAREDES EXTERIORES DE ALVENARIA NÃO ESTRUTURAS	75
5.8.3. DESLOCAMENTO DAS ESTRUTURAS INICIAIS.....	75
5.8.4. FLECHA A LONGO PRAZO	77
5.8.5. CRÍTICA DOS RESULTADOS	79
6. MÉTODOS DE CORREÇÃO	81
6.1. SUBSTITUIÇÃO DAS PAREDES LATERAIS DE ALVENARIA POR PAREDES DE BETÃO ARMADO ..	81
6.1.1. CRÍTICA DOS RESULTADOS PARA A COLOCAÇÃO DE PAREDES LATERAIS EM BETÃO ARMADO.....	86

6.2. EXECUÇÃO DE UMA VIGA RÍGIDA NA PARTE SUPERIOR DO EDIFÍCIO, COM UM TIRANTE NOS EXTREMOS DAS LAJES EM CONSOLA	87
6.2.1. CRÍTICA DOS RESULTADOS PARA A COLOCAÇÃO DE VIGA RÍGIDA NA COBERTURA	92
6.3. EXECUÇÃO DE PILARES PARA DIMINUIÇÃO DO VÃO DOS CASOS EM ESTUDO.....	94
6.3.1. CRÍTICAS DOS RESULTADOS PARA A COLOCAÇÃO DE PILARES NO MAIOR VÃO DOS CASOS EM ESTUDO	98
6.4. EXECUÇÃO DE PILARES PARA DIMINUIÇÃO DO VÃO DOS CASOS EM ESTUDO E COLOCAÇÃO PAREDES LATERAIS NAS ZONAS EM CONSOLA	100
6.4.1. CRÍTICAS DOS RESULTADOS PARA A COLOCAÇÃO DE PILARES NO MAIOR VÃO DOS CASOS EM ESTUDO E COLOCAÇÃO PAREDES LATERAIS NAS ZONAS EM CONSOLA	104
6.5. EXECUÇÃO DE PILARES PARA DIMINUIÇÃO DO VÃO DOS CASOS EM ESTUDO E COLOCAÇÃO VIGA RÍGIDA NA COBERTURA	106
6.4.1. CRÍTICAS DOS RESULTADOS PARA A COLOCAÇÃO DE PILARES NO MAIOR VÃO DOS CASOS EM ESTUDO E COLOCAÇÃO VIGA RÍGIDA NA COBERTURA	110
6.6. COMPARAÇÃO ENTRE TODOS OS CASOS EM ESTUDO	113
 7. CONCLUSÃO	 119

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig.2.1 – Evolução das fachadas em Portugal [7].....	4
Fig.2.2 – Representação esquemática do tipo de fachada utilizada em Portugal [12].....	5
Fig.2.3 – Exigências aplicáveis às paredes de alvenaria ao longo do tempo [15]	6
Fig.2.4 – Distribuição das anomalias em edifícios [15].....	9
Fig.2.5 – Anomalias em paredes exteriores [15].....	10
Fig.3.1 – Resistência ao fogo padrão de produtos de construção [20].....	16
Fig.4.1 – Localização das principais patologias em edifícios [24]	22
Fig.4.2 – Tipos de problemas mais frequentes [24]	22
Fig.4.3 – Origem das manifestações [24]	23
Fig.4.4 – Exemplos de mecanismos de fissuração [25].....	25
Fig.4.5 – Fissuração de parede de alvenaria devida à deformação em consola [28]	27
Fig.4.6 – Tipos de anomalias em edifícios com corpos avançados [26].....	27
Fig.4.7 – Movimentos das unidades de alvenaria cerâmica e da estrutura [26].....	29
Fig.4.8 – Caso real fissuração de paredes de alvenaria devido à deformação da laje em consola.....	30
Fig.4.9 – Caso real fissuração de paredes de alvenaria devido à deformação da laje em consola.....	30
Fig.4.10 – Caso real fissuração de paredes de alvenaria devido à deformação da laje em consola....	31
Fig.4.11 – Caso real fissuração de paredes de alvenaria devido à deformação da laje em consola....	31
Fig.5.1 – Planta dos casos em estudo	39
Fig.5.2 – Corte e exemplo a 3D das estruturas em estudo	39
Fig.5.3 – Exemplo a 3D do caso A ₁ , A ₂ , A ₃ em estudo	40
Fig.5.4 – Exemplo a 3D do caso B ₁ , B ₂ , B ₃ em estudo	40
Fig.5.5 – Exemplo a 3D do caso C ₁ , C ₂ , C ₃ em estudo	40
Fig.5.6 – Laje maciça unidirecional, esquema de funcionamento das lajes em estudo	42
Fig.5.7 – Laje maciça unidirecional, esquema de funcionamento das lajes em estudo	45
Fig.5.8 – Laje maciça unidirecional, esquema de funcionamento das lajes em estudo	46
Fig.5.9 – Laje maciça unidirecional, esquema de funcionamento das lajes em estudo	47
Fig.5.10 – Planta com a área de influência dos pilares P ₁ e P ₃ no caso A ₁	50
Fig.5.11 – Planta com a área de influência dos pilares P ₁ e P ₃ no caso A ₂	51
Fig.5.12 – Planta com a área de influência dos pilares P ₁ e P ₃ no caso A ₃	52
Fig.5.13 – Planta com a área de influência dos pilares P ₁ e P ₃ no caso B ₁	53
Fig.5.14 – Planta com a área de influência dos pilares P ₁ e P ₃ no caso B ₂	54

Fig.5.15 – Planta com a área de influência dos pilares P_1 e P_3 no caso B_3	55
Fig.5.16 – Planta com a área de influência dos pilares P_1 e P_3 no caso C_1	56
Fig.5.17 – Planta com a área de influência dos pilares P_1 e P_3 no caso C_2	57
Fig.5.18 – Planta com a área de influência dos pilares P_1 e P_3 no caso C_3	58
Fig.5.19 – Corte da seção de uma viga [29].....	59
Fig.5.20 – Planta com as vigas V_1 e V_2 para os casos de estudo em A	59
Fig.5.21 – Carga a que estão sujeitas as vigas V_1 e V_2 para os casos de estudo em A	60
Fig.5.22 – Planta com as vigas V_1 e V_2 para os casos de estudo em B	60
Fig.5.23 – Carga a que estão sujeitas as vigas V_1 e V_2 para os casos de estudo em B	60
Fig.5.24 – Planta com as vigas V_1 e V_2 para os casos de estudo em C	61
Fig.5.25 – Carga a que estão sujeitas as vigas V_1 e V_2 para os casos de estudo em C	61
Fig.5.25 – Carga a que estão sujeitas as vigas V_1 e V_2 para os casos de estudo em C	61
Fig.5.26 – Modelo estrutural dos casos de estudo em A com a malha de elementos finitos	63
Fig.5.27 – Modelo estrutural dos casos de estudo em B com a malha de elementos finitos	63
Fig.5.28 – Modelo estrutural dos casos de estudo em C com a malha de elementos finitos	63
Fig.5.29 – Mapa dos momentos fletores, direção “x”, da laje de 1º piso no caso em estudo A_1	65
Fig.5.30 – Mapa dos momentos fletores, direção “x”, da laje de 1º piso no caso em estudo A_2	65
Fig.5.31 – Mapa dos momentos fletores, direção “x”, da laje de 1º piso no caso em estudo A_3	66
Fig.5.32 – Mapa dos momentos fletores, direção “x”, da laje de 1º piso no caso em estudo B_1	66
Fig.5.33 – Mapa dos momentos fletores, direção “x”, da laje de 1º piso no caso em estudo B_2	67
Fig.5.34 – Mapa dos momentos fletores, direção “x”, da laje de 1º piso no caso em estudo B_3	67
Fig.5.35 – Mapa dos momentos fletores, direção “x”, da laje de 1º piso no caso em estudo C_1	68
Fig.5.36 – Mapa dos momentos fletores, direção “x”, da laje de 1º piso no caso em estudo C_2	68
Fig.5.37 – Mapa dos momentos fletores, direção “x”, da laje de 1º piso no caso em estudo C_3	69
Fig.5.38 – Exemplo da deformação a 3D do caso B_2 em estudo.....	70
Fig.5.39 – Plano do 1º piso com as deformações, do caso em estudo A_1	71
Fig.5.40 – Plano do 1º piso com as deformações, do caso em estudo A_2	71
Fig.5.41 – Plano do 1º piso com as deformações, do caso em estudo A_3	71
Fig.5.42 – Plano do 1º piso com as deformações, do caso em estudo B_1	72
Fig.5.43 – Plano do 1º piso com as deformações, do caso em estudo B_2	72
Fig.5.44 – Plano do 1º piso com as deformações, do caso em estudo B_3	72
Fig.5.45 – Plano do 1º piso com as deformações, do caso em estudo C_1	73
Fig.5.46 – Plano do 1º piso com as deformações, do caso em estudo C_2	73

Fig.5.47 – Planto do 1º piso com as deformações, do caso em estudo C ₃	73
Fig.5.48 – Comportamento da laje em consola e laje adjacente, face à deformação [28]	74
Fig.5.49 – Pontos dos deslocamentos em estudo	75
Fig.5.50 – Deformação esperada para o bordo da laje em consola	76
Fig.5.51 – Vista 3D das paredes 1 e 2	76
Fig.5.52 – Deformação esperada para o bordo da laje em consola	79
Fig.6.1 – Colocação de paredes de betão armado no bordo das zonas de laje em consola [28]	81
Fig.6.2 – Colocação de paredes de betão armado no bordo das zonas de laje em consola para o caso A	82
Fig.6.3 – Colocação de paredes de betão armado no bordo das zonas de laje em consola para o caso B	82
Fig.6.4 – Colocação de paredes de betão armado no bordo das zonas de laje em consola para o caso C	82
Fig.6.5 – Planta do 1º piso com as deformações, do caso em estudo A ₁ com correção das paredes laterais	83
Fig.6.6 – Planta do 1º piso com as deformações, do caso em estudo A ₂ com correção das paredes laterais	83
Fig.6.7 – Planta do 1º piso com as deformações, do caso em estudo A ₃ com correção das paredes laterais	83
Fig.6.8 – Planta do 1º piso com as deformações, do caso em estudo B ₁ com correção das paredes laterais	84
Fig.6.9 – Planta do 1º piso com as deformações, do caso em estudo B ₂ com correção das paredes laterais	84
Fig.6.10 – Planta do 1º piso com as deformações, do caso em estudo B ₃ com correção das paredes laterais	84
Fig.6.11 – Planta do 1º piso com as deformações, do caso em estudo C ₁ com correção das paredes laterais	85
Fig.6.12 – Planta do 1º piso com as deformações, do caso em estudo C ₂ com correção das paredes laterais	85
Fig.6.13 – Planta do 1º piso com as deformações, do caso em estudo C ₃ com correção das paredes laterais	85
Fig.6.14 – Colocação de viga rígida na parte superior do edifício associado à colocação de um tirante nos extremos da laje em consola [28]	87
Fig.6.15 – Colocação de viga rígida na parte superior do edifício com tirantes para o caso A	88
Fig.6.16 – Colocação de viga rígida na parte superior do edifício com tirantes para o caso B	88
Fig.6.17 – Colocação de viga rígida na parte superior do edifício com tirantes para o caso C	88

Fig.6.18 – Planta do 1º piso com as deformações, do caso em estudo A ₁ com correção da viga rígida na cobertura	89
Fig.6.19 – Planta do 1º piso com as deformações, do caso em estudo A ₂ com correção da viga rígida na cobertura	89
Fig.6.20 – Planta do 1º piso com as deformações, do caso em estudo A ₃ com correção da viga rígida na cobertura	89
Fig.6.21 – Planta do 1º piso com as deformações, do caso em estudo B ₁ com correção da viga rígida na cobertura	90
Fig.6.22 – Planta do 1º piso com as deformações, do caso em estudo B ₂ com correção da viga rígida na cobertura	90
Fig.6.23 – Planta do 1º piso com as deformações, do caso em estudo B ₃ com correção da viga rígida na cobertura	90
Fig.6.24 – Planta do 1º piso com as deformações, do caso em estudo C ₁ com correção da viga rígida na cobertura	91
Fig.6.25 – Planta do 1º piso com as deformações, do caso em estudo C ₂ com correção da viga rígida na cobertura	91
Fig.6.26 – Planta do 1º piso com as deformações, do caso em estudo C ₃ com correção da viga rígida na cobertura	91
Fig.6.27 – Colocação de pilares para diminuição dos vãos nos casos em A (assinalados com X)	94
Fig.6.28 – Colocação de pilares para diminuição dos vãos nos casos em B (assinalados com X)	94
Fig.6.29 – Colocação de pilares para diminuição dos vãos nos casos em C (assinalados com X)	94
Fig.6.30 – Planta do 1º piso com as deformações, do caso em estudo A ₁ com colocação de pilares.	95
Fig.6.31 – Planta do 1º piso com as deformações, do caso em estudo A ₂ com colocação de pilares.	95
Fig.6.32 – Planta do 1º piso com as deformações, do caso em estudo A ₃ com colocação de pilares.	95
Fig.6.33 – Planta do 1º piso com as deformações, do caso em estudo B ₁ com colocação de pilares.	96
Fig.6.34 – Planta do 1º piso com as deformações, do caso em estudo B ₂ com colocação de pilares.	96
Fig.6.35 – Planta do 1º piso com as deformações, do caso em estudo B ₃ com colocação de pilares.	96
Fig.6.36 – Planta do 1º piso com as deformações, do caso em estudo C ₁ com colocação de pilares	97
Fig.6.37 – Planta do 1º piso com as deformações, do caso em estudo C ₂ com colocação de pilares	97
Fig.6.38 – Planta do 1º piso com as deformações, do caso em estudo C ₃ com colocação de pilares	97
Fig.6.39– Valores das deformações da parede 1 para t=t (mm)	99
Fig.6.40– Valores das deformações da parede 2 para t=t (mm)	100
Fig.6.41 – Colocação de pilares para diminuição dos vãos e paredes laterais nos casos em A	101
Fig.6.42 – Colocação de pilares para diminuição dos vãos e paredes laterais nos casos em B	101
Fig.6.43 – Colocação de pilares para diminuição dos vãos e paredes laterais nos casos em C	101
Fig.6.44 – Planta do 1º piso com as deformações, do caso em estudo A ₁	102

Fig.6.45 – Planta do 1º piso com as deformações, do caso em estudo A ₂	102
Fig.6.46 – Planta do 1º piso com as deformações, do caso em estudo A ₃	102
Fig.6.47 – Planta do 1º piso com as deformações, do caso em estudo B ₁	103
Fig.6.48 – Planta do 1º piso com as deformações, do caso em estudo B ₂	103
Fig.6.49 – Planta do 1º piso com as deformações, do caso em estudo B ₃	103
Fig.6.50 – Planta do 1º piso com as deformações, do caso em estudo C ₁	104
Fig.6.51 – Planta do 1º piso com as deformações, do caso em estudo C ₂	104
Fig.6.52 – Planta do 1º piso com as deformações, do caso em estudo C ₃	104
Fig.6.53 – Colocação de pilares para diminuição dos vãos e de viga rígida cobertura para caso A ..	107
Fig.6.54 – Colocação de pilares para diminuição dos vãos e de viga rígida cobertura para caso B ..	107
Fig.6.55 – Colocação de pilares para diminuição dos vãos e de viga rígida cobertura para caso C ..	107
Fig.6.56 – Planta do 1º piso com as deformações, do caso em estudo A ₁	108
Fig.6.57 – Planta do 1º piso com as deformações, do caso em estudo A ₂	108
Fig.6.58 – Planta do 1º piso com as deformações, do caso em estudo A ₃	108
Fig.6.59 – Planta do 1º piso com as deformações, do caso em estudo B ₁	109
Fig.6.60 – Planta do 1º piso com as deformações, do caso em estudo B ₂	109
Fig.6.61 – Planta do 1º piso com as deformações, do caso em estudo B ₃	109
Fig.6.62 – Planta do 1º piso com as deformações, do caso em estudo C ₁	110
Fig.6.63 – Planta do 1º piso com as deformações, do caso em estudo C ₂	110
Fig.6.64 – Planta do 1º piso com as deformações, do caso em estudo C ₃	110
Fig.6.65 – Valores das deformações da parede 1 para t=t (mm)	115
Fig.6.66 – Valores das deformações da parede 2 para t=t (mm)	117
Fig.6.67 – Deformação esperada para o bordo da laje em consola	117
Fig.6.68 – Colocação de pilares para diminuição dos vãos (assinalados com X)	117

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1 – Exigências funcionais de revestimentos de paredes [10]	7
Quadro 2.2 – Principais aspetos do projeto e da construção responsáveis por anomalias nas alvenarias [16]	11
Quadro 2.3 – Principais causas da fissuração em alvenarias [9]	12
Quadro 3.1 – Regulamentos nacionais na área da construção [21]	15
Quadro 3.2 – Resistência ao fogo padrão de produtos de construção	17
Quadro 3.3 – Condições de proteção de vãos de fachada em confronto	18
Quadro 3.4 – Resistência ao fogo padrão mínima d elementos estruturais de edifícios	18
Quadro 3.5 – Valores máximos do coeficiente de transmissão térmica das paredes de acordo com RCCTE [12]	20
Quadro 4.1 – Limites de deformação da estrutura [29,30]	28
Quadro 5.1 – Pesos específicos dos materiais de construção	34
Quadro 5.2 – Ações permanentes	34
Quadro 5.3 – Ações Variáveis	34
Quadro 5.4 – Quadro A1.1 do EC0 com os valores recomendados para o coeficiente ψ em edifícios [18]	36
Quadro 5.5 – Quadro A1.2 do EC0 com os valores de cálculo das ações (STR/GEO) (conjunto B) [18]	37
Quadro 5.6 – Quadro A1.2 do EC0 com os valores de cálculo das ações (STR/GEO) (conjunto C) [18]	37
Quadro 5.7 – Identificação dos casos em estudo	39
Quadro 5.8 – Valores básicos de relação vão/altura útil para os elementos de betão armado sem esforço normal de compressão [19]	42
Quadro 5.9 – Valores do coeficiente α [17]	43
Quadro 5.10 – Valores para a espessura da laje retirados da expressão 5.10	44
Quadro 5.11 – Valores adoptados para as espessuras das lajes nos casos em estudo	44
Quadro 5.12 – Valores adoptados para dimensões de lajes, pilares e vigas nos casos em estudo	62
Quadro 5.13 – Valores da flecha máxima	75
Quadro 5.14 – Valores da flecha máxima para que não ocorram fissuras nas paredes de alvenaria ..	75
Quadro 5.15 – Valores dos deslocamentos u_i , δ_1 e δ_2 para os casos iniciais em estudo	77
Quadro 5.16 – Valores dos deslocamentos δ_1 e δ_2 dos casos iniciais em estudo para $t=0$ e $t=t$	78
Quadro 5.17 – Valores do $\delta_{MÁXIMO}$ e dos δ_1 e δ_2 nos casos iniciais em estudo para $t=0$ e $t=t$	79
Quadro 6.1 – Valores dos deslocamentos u_i , δ_1 e δ_2 para colocação paredes laterais em betão	86

Quadro 6.2 – Valores dos deslocamentos δ_1 e δ_2 com colocação paredes laterais em betão para $t=0$ e $t=t$	86
Quadro 6.3 – Valores do $\delta_{MÁXIMO}$ e dos δ_1 e δ_2 com colocação paredes laterais em betão para $t=0$ e $t=t$	87
Quadro 6.4 – Valores dos deslocamentos u_i , δ_1 e δ_2 para colocação viga rígida na cobertura.....	92
Quadro 6.5 – Valores dos deslocamentos δ_1 e δ_2 com colocação viga rígida na cobertura para $t=0$ e $t=t$	92
Quadro 6.6 – Valores do $\delta_{MÁXIMO}$ e dos δ_1 e δ_2 com colocação viga rígida na cobertura para $t=0$ e $t=t$	93
Quadro 6.7 – Valores dos deslocamentos u_i , δ_1 e δ_2 para colocação de pilares.....	98
Quadro 6.8 – Valores dos deslocamentos δ_1 e δ_2 com colocação de pilares para $t=0$ e $t=t$	98
Quadro 6.9 – Valores do $\delta_{MÁXIMO}$ e dos δ_1 e δ_2 com colocação de pilares para $t=0$ e $t=t$	99
Quadro 6.10 – Valores dos deslocamentos u_i , δ_1 e δ_2 para colocação de pilares.....	105
Quadro 6.11 – Valores dos deslocamentos δ_1 e δ_2 com colocação de pilares para $t=0$ e $t=t$	105
Quadro 6.12 – Valores do $\delta_{MÁXIMO}$ e dos δ_1 e δ_2 com colocação de pilares para $t=0$ e $t=t$	106
Quadro 6.13 – Valores dos deslocamentos u_i , δ_1 e δ_2 para colocação de pilares.....	111
Quadro 6.14 – Valores dos deslocamentos δ_1 e δ_2 com colocação de pilares para $t=0$ e $t=t$	111
Quadro 6.15 – Valores do $\delta_{MÁXIMO}$ e dos δ_1 e δ_2 com colocação de pilares para $t=0$ e $t=t$	112
Quadro 6.16 – Valores do $\delta_1 (t=0)$ para todos os casos em estudo.....	113
Quadro 6.17 – Valores do $\delta_1 (t=t)$ para todos os casos em estudo.....	113
Quadro 6.18 – Valores do $\delta_2 (t=0)$ para todos os casos em estudo.....	114
Quadro 6.19 – Valores do $\delta_2 (t=t)$ para todos os casos em estudo.....	114

SÍMBOLOS, ACRÓNIMOS E ABREVIATURAS

A_c - Área da secção transversal do betão

A_{inf} - Área de influência do pilar

M_D - Momento fletor atuante na secção determinante

R_d - Valor de cálculo do esforço resistente

E_d - Valor de cálculo do esforço atuante

b - Largura da secção

b_w - Largura da alma da secção

d - Altura útil da secção

f_{cd} - Valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão

f_{bd} - Valor de cálculo da tensão de rotura à aderência

f_{ctm} - Valor médio da tensão de rotura do betão à tração simples aos 28 dias de idade

f_{yk} - Valor característico da tensão de cedência à tração do aço e das armaduras ordinárias

h - Altura total de uma secção transversal

μ - Momento reduzido do valor de cálculo do momento fletor resistente

E-Efeito de uma ação

$\gamma_{G,j}$ - Coeficiente parcial relativo à ação permanente j

$G_{K,j}$ - Valor característico da ação permanente j

γ_p - Coeficiente relativo a ações de pré-esforço;

P- Valor representativo de uma ação de pré-esforço

$\gamma_{Q,1}$ - Coeficiente parcial relativo às ações variáveis

$\gamma_{Q,i}$ - Coeficiente parcial relativo às ações variáveis i

$\psi_{0,i}$ - Coeficiente para a determinação do valor de combinação de uma ação variável;

$\psi_{1,1}$ ou $\psi_{1,2}$ -Coeficiente para a determinação do valor de frequente de uma ação variável

$\psi_{2,i}$ - Coeficiente para a determinação do valor quase-permanente de uma ação variável

$Q_{K,j}$ - Valor característico de ação variável acompanhante i

A_d - Valor de cálculo da ação acidente

1

INTRODUÇÃO

1.1. ENQUADRAMENTO DO TRABALHO

Com a realização deste trabalho pretende-se verificar a influência dos elementos estruturais de suporte, no presente caso as deformações das zonas em consola, na fissuração das paredes de alvenaria de fachada, não estruturais exteriores, apoiados sobre a mesma.

As paredes de alvenaria mantêm em Portugal uma grande utilização no domínio da construção de fachada em edifícios de estrutura reticulada de betão armado, no entanto, é prática corrente na nossa sociedade negligenciar a sua importância, principalmente em fase de projeto, onde apenas é referida a sua geometria e o material a utilizar. Tudo isto leva, na grande maioria das vezes, a um mau desempenho das paredes de alvenaria face às exigências para que são projetadas, sendo que no futuro irão originar ocorrências de diversas patologias.

Uma grande parte das patologias anteriormente referidas, nas paredes de alvenaria exterior sem função estrutural, estão relacionadas com a fissuração, sendo a deformação dos elementos de suporte uma das principais causas. Este fenómeno nos últimos anos tem sido agravado devido às tendências arquitectónicas, proporcionadas pelo avanço da tecnologia das estruturas de betão armado, que permitem uma maior rapidez da execução dos edifícios, o aumento dos vãos entre pilares e a execução de edifícios cada vez mais altos e esbeltos, tornando-se as estruturas de betão mais deformáveis. Por outro lado, a utilização frequente e generalizada dos blocos vazados, tanto de cerâmica como de betão, diminui a capacidade das alvenarias absorverem deformações. Esta conjugação de fatores contribui para o surgimento e agravamento de patologias, nomeadamente, a fissuração de alvenarias.

Nos últimos anos as paredes de alvenaria sem função estrutural têm sido objeto de preocupação a vários níveis, nomeadamente sob o ponto de vista do conforto térmico, acústico e de segurança contra incêndio, existindo já um enquadramento legal com a imposição de satisfação de exigências regulamentares.

No entanto sob o ponto de vista de estabilidade estas não dispõem de enquadramento legal, não se verificando por isso a execução de um projeto de especialidade, o que resulta na falta de pormenorização em projeto deste elemento construtivo e na ausência de um responsável pelo comportamento do mesmo. Embora os projetistas de estruturas limitem às deformações dos elementos de suporte aos impostos pela regulamentação em vigor, esta geralmente não tem em consideração as patologias que a deformação dos elementos de suporte podem causar nas alvenarias.

1.2. OBJETIVOS

A presente dissertação tem como finalidade aprofundar o estudo da deformação das zonas em consolas de edifícios, e nas patologias delas inerentes nas paredes de alvenarias de fachada sem função estrutural, percebendo se o estado de tensão provocado por essa deformação pode ou não ser responsável pela ocorrência de fissuração nas alvenarias de fachada.

Assim, para se cumprir este objetivo será necessário verificar se os limites de deformação impostos pela regulamentação, Eurocódigo 2, Eurocódigo 0 e REBAP, relativamente às lajes em consola, se estes apresentam valores compatíveis com a deformação máxima que os elementos não estruturais (paredes alvenaria) podem sofrer.

Será então necessário:

- Avaliar a utilização das regras simplificadas, nomeadamente a limitação da relação vão/altura útil, propostas pelo Eurocódigo 2, como processo de garantia de limitação de deformações;
- Modelação de estruturas com vista ao cálculo automático, com caracterização e definição das principais ações;
- Cálculo de estruturas com elaboração sumária de peças desenhadas;
- Analisar a influência da concepção estrutural no comportamento em serviço da estrutura, nomeadamente no que diz respeito à deformação do elemento estrutural das alvenarias de fachada em zonas de consolas, e suas consequências no referido elemento construtivo;
- Verificação de soluções e metodologias de concepção a adotar de forma a evitar a fissuração nos correntes casos em estudo;
- Validação das soluções encontradas por modelos de cálculo.

Desta forma será estudado o 1º piso das 9 estruturas definidas inicialmente, procedendo-se ao seu dimensionamento e modelação com recurso ao programa de cálculo automático Robot 2010, incluindo a caracterização e quantificação das ações aplicáveis as estruturas em análise.

1.3. ESTRUTURA DO TRABALHO

O presente trabalho está dividido em duas partes distintas: uma primeira representa o estado da arte, ou seja, apresenta em carácter informativo e procura expor as principais exigências que devem ser respeitadas aquando a execução de uma parede de alvenaria, bem como o enquadramento normativo a que estas têm de respeitar, a segunda componente é mais experimental, onde será efetuada uma análise numérica de várias geometrias e configurações de um pórtico de um edifício de três andares. Nesta análise, pretende-se conhecer qual é a influência das deformações das zonas em consolas de edifícios têm na fissuração das paredes de alvenaria de fachada sem função estrutural, propondo soluções a nível de projeto e a nível de obra.

O trabalho é assim desenvolvido ao longo de sete capítulos.

Após esta apresentação do trabalho, o capítulo 2 refere-se as paredes de alvenaria não estruturais, cujo tem uma grande importância no trabalho em questão. No capítulo 3 aborda-se o enquadramento normativo e exigencial das mesmas. Enquanto no capítulo 4 trata-se das patologias comuns em zona de consola.

No capítulo 5 fez-se apresentação dos modelos a estudar, efetuou-se o seu dimensionamento e retiraram-se as deformações das estruturas iniciais. No penúltimo capítulo propôs-se soluções para os problemas anteriormente referidos verificando-se a veracidade das mesmas. Por fim no capítulo 7 temos a conclusão deste trabalho.

PAREDES DE ALVENARIA

2.1. MATERIAIS PARA ALVENARIA

A noção de alvenaria-segundo Hipólito de Sousa [1] - traduz a “associação de elementos naturais ou artificiais, constituindo uma construção”. O mesmo autor completa ainda a definição dizendo que a ligação é assegurada por uma argamassa e que os elementos aglutinados naturais são pedras irregulares ou regulares, podendo os artificiais ser cerâmicos, de betão ou outros materiais.

Relativamente ao conceito descrito anteriormente “alvenaria” os dicionários apresentam definições vagas e genéricas que não acompanham a evolução dos materiais e das técnicas que ao longo dos anos, têm vindo alargar o âmbito do referido conceito, como podemos observar nas seguintes citações:

ALVENARIA, s.f. (de alvanel ou alvener): Dá-se o nome de alvenaria ao conjunto dos materiais pedregosos em fragmentos de grandeza apreciável, dispostos convenientemente de forma a constituírem maciços; ligam-se entre si por meio de argamassa, formando a alvenaria ordinária, a alvenaria hidráulica, a alvenaria de tijolo, etc, ou apenas se travam entre si, pela maneira como se dispõem por sobreposição (é o caso da alvenaria ensossa ou de pedra seca). Para a sua confecção da alvenaria usa-se pedra, normalmente aparelhada, ou tijolo.

in “Vocabulário Técnico e Crítico de Arquitetura” [2]

Para a realização das alvenarias os materiais são blocos, que resultam, cada vez mais, de um processo de industrialização crescente, o que lhes vai conferindo, além da origem artificial, uma maior uniformidade e controlo, quer da sua geometria, quer de diversas outras características pré-definidas. Esta tendência para a industrialização não tem inviabilizado a utilização de materiais com origem mais natural e características eventualmente menos controladas, sobretudo em construções de carácter tradicional, em reabilitações e em empreendimentos com características muito próprias.

Entre os materiais para as paredes de alvenaria destacam-se a pedra, os blocos de argamassa corrente de cimento, blocos de argamassa leve, os blocos de betão celular, os blocos silico-calcáreos, os blocos de gesso, os tijolos de barro cru/adobe, e por fim, com maior quota de mercado em Portugal, os blocos de tijolo de barro vermelho cozido. Existem ainda blocos mistos, de produção recente e limitada, que agrupam tijolo e gesso, betão e espumas de isolamento térmico, betão e ligações complementares em material resiliente, etc. [3,4]

Os materiais de ligação ou assentamento são tradicionalmente argamassas hidráulicas (apenas com cimento e areia), mas com um leque de opções vasto, desde a diversidade de traços e características destas argamassas, desde sintéticas, aos cimentos-cola e às colas propriamente ditas.

A execução de alvenarias sem materiais de ligação (cuja origem se confunde no tempo com a da própria alvenaria- tem sido experimentada diversas vezes ao longo dos últimos anos) com o objetivo de reduzir custos, aumentar a produtividade e facilitar a introdução da automação da robótica no processo construtivo, mas os resultados são, ainda, modestos do ponto de vista do desempenho.

2.2. PAREDES DE ALVENARIA EM PORTUGAL

2.2.1. EVOLUÇÃO

As paredes de alvenaria sem função estrutural constituem, em Portugal, o sistema construtivo mais usado para a execução de fachadas e divisórias de edifícios correntes, de tal forma que os trabalhos de alvenaria, incluindo revestimentos, correspondem a cerca de 13% a 17% do valor total da construção [5]. A relevância deste sistema construtivo iniciou-se com o aparecimento das estruturas porticadas de betão armado, em meados do século XX, mais concretamente nos anos 40, altura em que as paredes de alvenaria foram perdendo a sua função resistente.

Com a generalização do uso de estruturas porticadas de betão armado, dá-se a substituição progressiva do uso da pedra pelo uso de tijolos cerâmicos, verificando-se assim um crescimento da indústria dos tijolos cerâmicos, originando uma variedade de tijolos cerâmicos, desde o tijolo maciço, aos tijolos cerâmicos de furação horizontal, que representam na atualidade cerca de 90% dos elementos empregues na realização de paredes de alvenaria em Portugal, [6].

A utilização do tijolo cerâmico com furação horizontal ganhou expressão a partir da década de 60, as paredes de alvenaria exteriores passaram a paredes duplas de tijolo furado, cujo pano exterior era mais espesso, e com isto as alvenarias de pedra começam a cair em desuso. Com o passar dos anos, e por volta da década de 70, verificou-se uma redução da espessura do pano exterior.

Na década de 80, verificou-se a utilização de isolamento térmico nas paredes de alvenaria exterior, preenchendo totalmente ou parcialmente a caixa-de-ar. Com a introdução de novas exigências regulamentares, nomeadamente do conforto térmico, a solução de paredes simples ressurgue na década de 90, associada a soluções de isolamento térmico pelo exterior, sistema ETICS, quer com revestimento delgado armado, quer sob “placagens” de proteção, [7].

Na figura seguinte temos representado a evolução das paredes de alvenaria exteriores em Portugal.

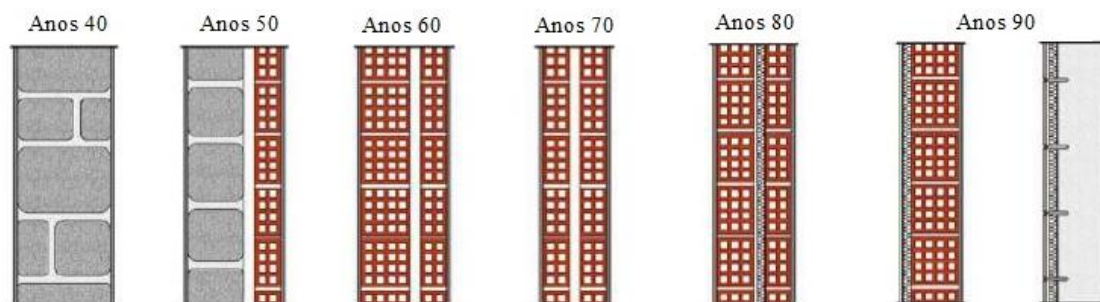


Fig.2.1 – Evolução das fachadas em Portugal [7]

Hipólito de Sousa [8] descreve a evolução das paredes de alvenaria em Portugal, no último século, com a seguinte sequência cronológica: paredes simples de pedra espessas, paredes simples de tijolo maciço ou perfurado espessas, paredes de pedra com pano interior de tijolo furado e eventual caixa-de-ar, paredes duplas de tijolo com um pano espesso, paredes duplas de tijolo furado com panos de espessura média ou reduzida, e por fim, paredes duplas de tijolo furado com isolamento térmico, preenchendo totalmente ou parcialmente a caixa-de-ar.

Atualmente nos edifícios, como paredes exteriores, existem três formas preferenciais de construir e designam-se por:

- Parede dupla com caixa-de-ar (A)
- Fachada ventilada (B)
- Sistema ETICS (C)

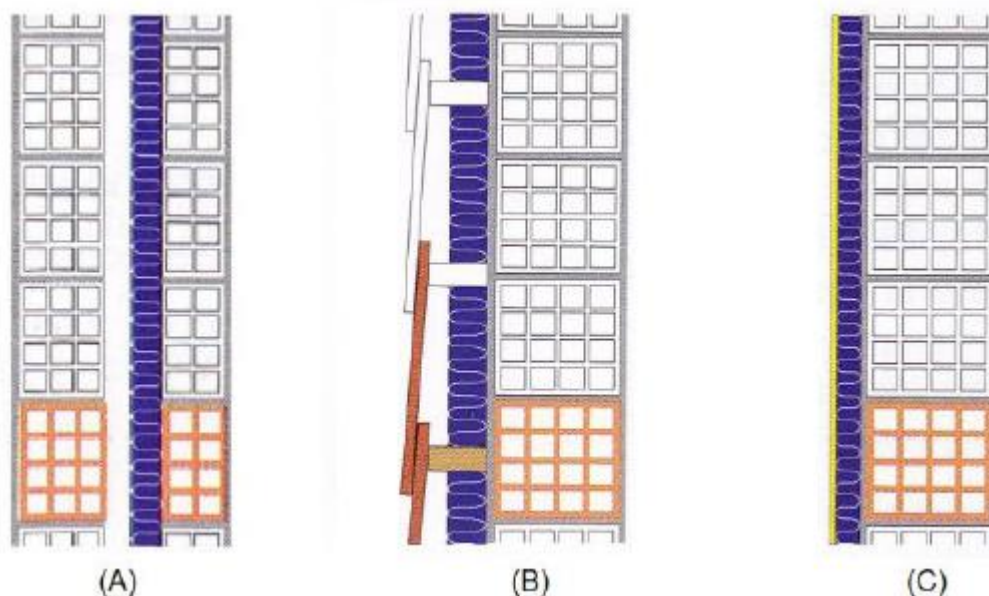


Fig.2.2 – Representação esquemática do tipo de fachada utilizada atualmente em Portugal [12]

2.2.2. VANTAGENS E DESVANTAGENS DAS ALVENARIAS

Com a evolução procura-se uma melhoria de desempenho das paredes, no entanto esta pode resultar por vezes, de forma quase inevitável, algumas desvantagens ou disfunções originando desta forma novas anomalias e novos desafios de melhoria nas suas exigências funcionais, [5].

Assim pode-se apresentar como vantagens o bom desempenho funcional, nomeadamente no que diz respeito a isolamento térmico e acústico, estanquidade à água, resistência ao fogo e mecânica, a durabilidade superior à de qualquer material, o fabrico dos elementos ser fácil e de baixo custo, a sua produção não é poluente e possui um custo energético relativamente baixo e quando demolidas são 100% reutilizáveis, e por último são socialmente as que têm maior aceitação pelo utente e pela sociedade, sendo a primeira opção de compra do mercado, [9].

Relativamente as desvantagens estas têm a necessidade de mão de obra especializada para a sua execução, a baixa produtividade na sua execução, o domínio técnico centrado na mão de obra executora, a elevada massa por unidade de superfície, e a necessidade de revestimentos adicionais para execução de uma textura final, [9].

2.3. EXIGÊNCIAS FUNCIONAIS DAS PAREDES DE ALVENARIA

O desempenho global das paredes depende de contribuições parcelares de cada um dos materiais e elementos que as constituem e da respetiva harmonização destes. Assim, o desempenho de uma parede no seu todo, em relação a uma dada exigência funcional, tanto pode depender em exclusivo, de um dos seus constituintes, como do somatório de contribuições parcelares que, de forma isolada, não atingiram os seus objetivos propostos (por exemplo a estanquidade à água da chuva, quando é obtida pela ação simultânea do reboco tradicional e do pano exterior da parede dupla).

A lista de exigências funcionais a definir para uma parede é variável em função do contexto e tem sido alvo das mais diversas propostas e interpretações. Carvalho Lucas [10] ao identificar exaustivamente as exigências funcionais para revestimentos de paredes, com base no “Guide des performances du bâtiment” [11], está também indiretamente a enumerar as exigências gerais relativas à própria parede, que apenas têm formas de concretização distintas.

Como se trata de uma lista de carácter geral, verifica-se que algumas das exigências devem ser satisfeitas exclusivamente pela parede, enquanto, outras exigem a contribuição dos panos de alvenaria, dos revestimentos.

Estas exigências funcionais das paredes de alvenaria evoluíram ao longo dos tempos, procuram acompanhar a evolução dos tempos e as exigências funcionais dos utentes, como se pode verificar no gráfico abaixo.

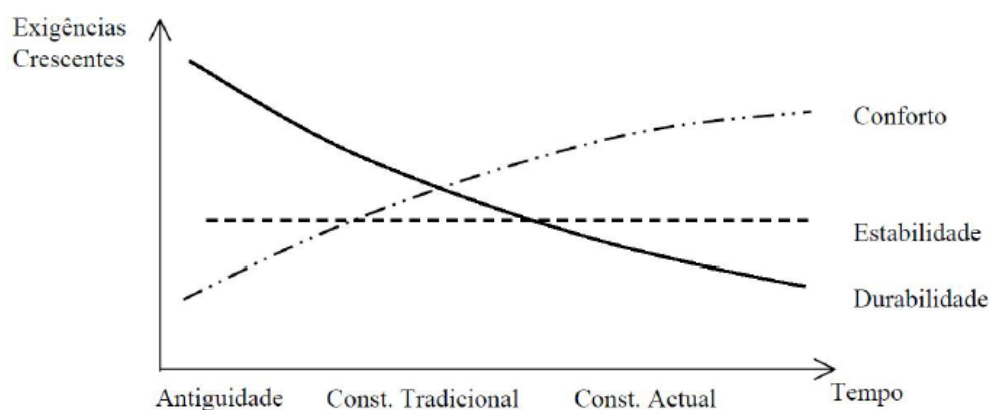


Fig.2.3 – Exigências aplicáveis às paredes de alvenaria ao longo do tempo [15]

Quadro 2.1 – Exigências funcionais de revestimentos de paredes [10]

Exigências Funcionais Gerais	Concretização das exigências gerais
Exigências de segurança	Exigências de estabilidade Exigências contra o risco de incêndio Exigências de segurança no uso
Exigências de compatibilidade com o suporte ou apoio	Exigências de compatibilidade geométrica Exigências de compatibilidade mecânica Exigências de compatibilidade química
Exigências de estanquidade	Exigências de estanquidade à água
Exigências higrotérmicas	Exigências de isolamento térmico Exigências de secura dos paramentos interiores
Exigências de pureza do ar	
Exigências de conforto acústico	
Exigências de conforto visual	Exigências de planeza Exigências de verticalidade Exigências de retidão das arestas Exigências de regularidade e perfeição da superfície Exigências de homogeneidade de enodoamento pala poeira Exigências de homogeneidade de cor e de brilho
Exigências de conforto táctil	Exigências contra a aspereza dos paramentos Exigências contra a pegajosidade dos paramentos Exigências de secura dos paramentos
Exigências de higiene	Exigências contra a fixação de poeiras ou de micro-organismos Exigências de resistência à limpeza
Exigências de adaptação à utilização normal	Exigências de resistência a ações de choque e atrito Exigências de resistência à ação da água Exigências de aderência ao suporte Exigências de resistência à formação de nódoas de produtos químicos ou domésticos Exigências de resistência ao enodoamento pela poeira Exigências de resistência à suspensão de cargas
Exigências de durabilidade	Exigências de resistência aos agentes climáticos Exigências de resistência aos produtos químicos do ar Exigências de resistência à erosão provocada pelas partículas sólidas em suspensão no ar Exigências de resistência à fixação e ao desenvolvimento de bolores
Exigências de facilidade limpeza	
Exigências de aptidão para o armazenamento	
Exigências de economia	

2.4. EXIGÊNCIAS REGULAMENTARES DAS PAREDES DE ALVENARIA

2.4.1. EXIGÊNCIAS TÉRMICAS

O parâmetro relevante, no que respeita às paredes de alvenaria, é o coeficiente de transmissão térmica superficial (U), regulamentado pelo *Regulamento das Características de comportamento Térmico dos Edifícios* (RCCTE), aprovado pelo Decreto-Lei n.º 80/2006 de 4 de Abril [12], onde são impostos valores máximos admissíveis para os coeficientes de transmissão térmica superficiais de elementos opacos da envolvente, onde se incluem as paredes de alvenaria, em função da zona climática em que se situa o edifício. Com a imposição destes limites, pretende-se minimizar o risco de ocorrência de condensações superficiais nos elementos da envolvente e a perda de calor para o exterior na estação de aquecimento.

2.4.2. EXIGÊNCIAS ACÚSTICAS

Os requisitos acústicos aplicáveis aos edifícios encontram-se definidos no *Regulamento dos Requisitos Acústicos dos Edifícios* (RRAE) [13], aprovado pelo Decreto-Lei n.º 96/2008, de 9 de Junho de 2008, o qual procede à primeira alteração ao Decreto-Lei n.º 129/2002, de 11 de maio de 2002. O RRAE contempla um número variado de tipo de edifícios, em função dos usos a que os mesmos se destinam:

- Edifícios habitacionais e mistos, e unidades hoteleiras;
- Edifícios comerciais e de serviços, e partes similares em edifícios industriais;
- Edifícios escolares e similares, e de investigação;
- Edifícios hospitalares e similares;
- Recintos desportivos;
- Estações de transporte de passageiros;
- Auditórios e salas.

Os parâmetros relevantes, no que diz respeito às paredes de alvenaria são:

- Índice de isolamento sonoro a sons de condução aérea padronizado, $D_{2m,nt}$, definido com a diferença entre o nível médio de pressão sonora exterior, medido a 2 metros da fachada do edifício, $L_{1,2m}$, e o nível médio de pressão sonora medido no local de receção, L_2 , corrigido da influência das condições de reverberação do compartimento recetor;
- Índice de isolamento sonoro a sons de condução aérea, padronizado, D_{nT} , definido como a diferença entre o nível médio de pressão sonora medido no compartimento emissor, L_1 , produzido por uma ou mais fontes sonoras, e o nível médio de pressão sonora medido no compartimento receptor, L_2 , corrigido da influência das condições de reverberação do compartimento recetor.

2.4.3. EXIGÊNCIAS DE SEGURANÇA CONTRA INCÊNDIO

O Decreto-Lei n.º 220/2008 de 12 de Novembro de 2008 [14], estabelece o regime jurídico da *Segurança contra Incêndios em Edifícios* (SCIE). Este decreto-lei engloba as disposições regulamentares de segurança contra incêndio aplicáveis a todos os edifícios e recintos, distribuídos por 12 utilizações-tipo, sendo cada uma delas estratificada por quatro categorias de risco de incêndio. São considerados não apenas os edifícios de utilização exclusiva, mas também os edifícios de ocupação mista.

As exigências de desempenho ao fogo, no que diz respeito às paredes de alvenaria são a classificação da reação ao fogo de produtos de construção e sistema de classificação da resistência ao fogo.

2.5. PATOLOGIAS NAS PAREDES DE ALVENARIA

As paredes de alvenaria contribuem significativamente para o aparecimento de patologias nos edifícios em Portugal, pois são o principal foco das anomalias existentes, apesar da sua importância significativa, particularmente as paredes de fachada, que separam o interior do exterior visto que sobre estas recaem as maiores exigências, como já vimos anteriormente. No entanto, apesar de possuírem uma enorme importância, geralmente são objeto de poucos cuidados, menosprezando-se o contributo das suas singularidades como elemento construtivo.

Segundo Hipólito de Sousa [15], as paredes de alvenaria são objeto de poucos cuidados, para o qual contribuem algumas peculiaridades das alvenarias como elemento construtivo:

- Constituem a tecnologia construtiva mais antiga, sendo o resultado, ao nível dos materiais e das tecnologias, da herança construtiva das regiões, o que justifica a grande diversidade de materiais e soluções;
- Asseguram várias exigências funcionais, sendo o seu desempenho fortemente condicionado pela qualidade construtiva;
- O estudo das alvenarias através de métodos modernos ocorreu mais tarde do que verificado noutros domínios da engenharia e da construção
- A caracterização experimental nas alvenarias é muito mais complexa e envolve em geral custos mais avultados do que noutros materiais de construção.

Estas questões levantadas anteriormente estão associadas a tradição de não investigar, ensaiar e detalhar cuidadosamente as alvenarias, predeterminando este elemento construtivo a ser um dos elementos onde se verificam os maiores desajustes de desempenho, com as patologias subsequentes. Os problemas em alvenarias exteriores são muito frequentes em edifícios, como podemos observar na figura 2.4.

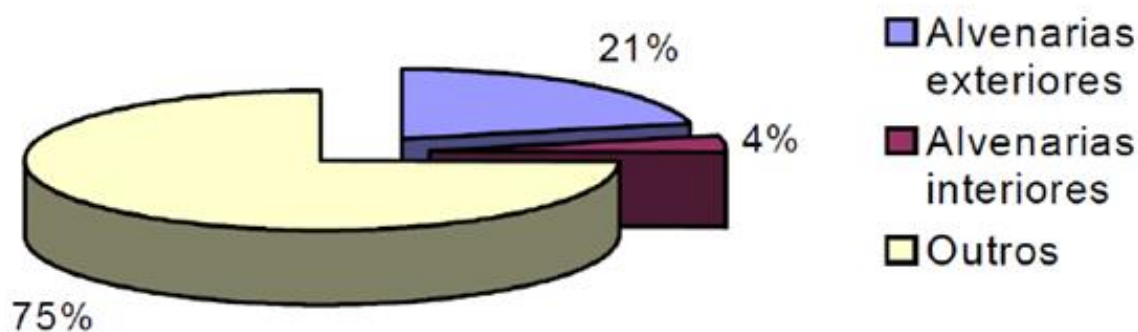


Fig.2.4 – Distribuição das anomalias em edifícios [15]

Constata-se que as alvenarias são responsáveis por 25% das anomalias em edifícios. Das anomalias nas paredes exteriores, cerca de 90% estão associadas à fendilhação e infiltrações de humidade [15].

Quanto as anomalias mais recorrentes nas paredes de alvenaria as infiltrações e as fissuras é que assumem um maior destaque, representando 49% e 40% respetivamente, como se pode observar na figura 2.5.

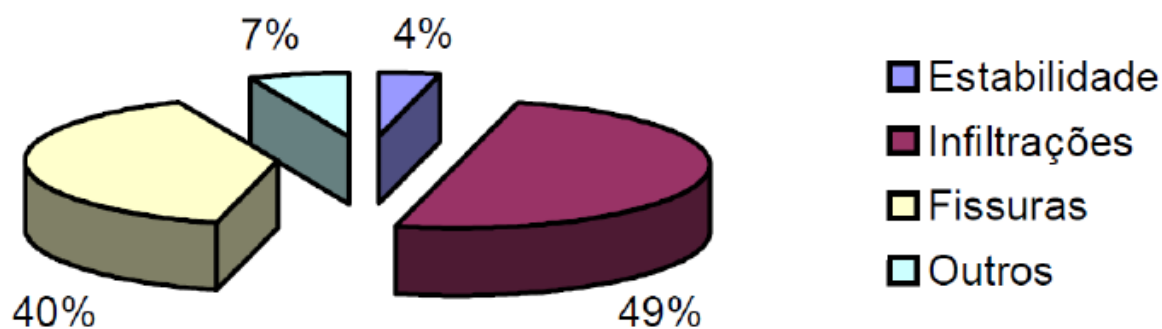


Fig.2.5 – Anomalias em paredes exteriores [15]

Aspetos de carácter económico, qualidade da mão-de-obra, práticas construtivas correntes e deficiente pormenorização em projeto estão diretamente relacionados com este tipo de anomalias.

Como origem das anomalias mais correntes nas paredes de alvenaria em Portugal temos [15]:

- Deformabilidade excessiva do suporte, que se traduz numa incompatibilidade de deformação a longo prazo dos dois elementos construtivos ligados rigidamente. A enorme diversidade de configurações geométricas das lajes e dos seus apoios, bem como da disposição das paredes, conduz a um número bastante considerável de combinações possíveis de deformação;
- Paredes exteriores e de compartimentação pouco resistente, com dificuldade em suportar as ações a que estão sujeitas;
- Juntas de dilatação inadequadas ou inexistentes, que conduzem a fenómenos de fissuração, esmagamento localizado e destacamento do revestimento;
- Pontos singulares de paredes, por exemplo em torno de aberturas, resolvidos com excessiva improvisação;
- Apoio deficiente das paredes para correção das pontes térmicas, que pode levar a fissuras horizontais ou nos casos mais graves à criação de condições de instabilidade que podem levar ao colapso parcial ou total da parede;
- Soluções arquitectónicas para as fachadas definidas sem ter em consideração a incidência da água da chuva e a necessidade de durabilidade.

Quadro 2.2 – Principais aspetos do projeto e da construção responsáveis por anomalias nas alvenarias [16]

Projeto	Execução
Deficiente avaliação do desempenho da parede, quer na globalidade, quer na ligação a outras partes do edifício, no que respeita à penetração da água, durabilidade e comportamento estrutural	Deficiente compreensão do projeto, no que respeita aos pormenores construtivos e às características a exigir aos materiais e negligência na comunicação ao projetista de pormenores não executáveis ou de alterações adotadas em obra
Insuficiente avaliação e determinação das propriedades a exigir ao tijolo e à argamassa	Desconhecimento do funcionamento de impermeabilizações, rufos e barreiras para-vapor e insuficiente compreensão técnica das respetivas exigências em termos de execução
Especificações de materiais, testes e técnicas de execução omissas ou vagas, remetendo para “procedimentos habituais de qualidade reconhecida” e para a “experiência da mão-de-obra”	Instalação incorreta (ou omissão) de barreiras de impermeabilização e rufos previstos em projeto
Pormenorização incompleta, com utilização excessiva de desenhos tipo, eventualmente não adaptados à obra em causa, deixando a verdadeira pormenorização para a fase de execução	Execução incorreta (ou omissão) de juntas de expansão-contração prevista em projeto e deficiente preenchimento de juntas verticais e horizontais
Negligência na determinação das exigências estruturais das paredes exteriores face à ação do vento e na adopção das soluções construtivas delas decorrentes (grampeamento, apoios suplementares, etc.)	Acabamento desapropriado para as juntas de assentamento e criação de juntas de assentamento com espessuras excessivas
Negligência na determinação dos movimentos previsíveis, na definição das exigências de suporte (em particular em paredes de fachada) e imposição das necessárias juntas de expansão-contração, quer verticais, quer horizontais	Acumulação de restos de argamassa no fundo da caixa-de-ar, caídos durante a execução, e formação de ressaltos de argamassa na caixa-de-ar, permitindo o contacto entre os panos e a transferência de humidade entre eles
Negligência na previsão das deformações estruturais e da sua influência sobre as alvenarias, em particular os fenómenos de fissuração	Não instalação de furos de ventilação e drenagem nas paredes e instalação incorreta de grampos ou outros elementos de ligação
Desconhecimento ou má interpretação e aplicação dos códigos, regulamentos e bibliografia técnica e científica da especialidade	Negligência na limpeza das saliências das juntas de argamassa, quando a parede se destina a receber isolamento térmico, que ficará, assim, afastado da parede interior
	Utilização de argamassas com composição química inadequada, incluindo, por exemplo, substâncias expansivas
	Negligência na avaliação das condições atmosféricas durante a execução da obra (temperatura e humidade)

2.6. FISSURAÇÃO NAS PAREDES DE ALVENARIA

Uma fissura pode definir-se como uma descontinuidade física, provocada localmente num elemento construtivo ou material de construção por um processo de rotura, resultante do estado de tensão nele instalado. Esta descontinuidade, ou fenda, tem em geral, uma direção preferencial de desenvolvimento e duas direções secundárias. Esta pode afetar qualquer uma das exigências funcionais das paredes através dos efeitos indesejados que pode desenvolver sobre a estabilidade, a salubridade, o aspeto, a textura e a estanquidade das paredes.

A fissuração de paredes tem sido referida, conjuntamente com a humidade e o envelhecimento dos materiais como um dos fenómenos patológicos mais frequentes nos edifícios. A maior parte dos casos detetados de fissuração de paredes está relacionada com deformações excessivas dos elementos de construção, nomeadamente as flechas dos elementos estruturais que suportam as paredes (lajes e vigas).

Além da deformação excessiva dos pavimentos, os assentamentos diferenciais das fundações e as alterações devidas as variações de temperatura e humidade podem também causar deformação nos elementos estruturais e o aparecimento de fissuração.

No quadro seguinte encontram-se indicadas as principais causas de fissuração paredes de alvenaria, [9].

Quadro 2.3 – Principais causas da fissuração em alvenarias [9]

Principais causas da fissuração nas paredes de alvenaria	
Fissuração devida a movimentos da fundação	Assentamentos diferenciais de fundações diretas Assentamentos diferenciais devido à variação do teor de humidade no solo Assentamento diferencial da estrutura reticulada de suporte
Fissuração devida à concentração de cargas	Fissuração devida à ação de vigas transversais e outras cargas localizadas Fissuração devida a concentração de tensões nas zonas de apoio de lintéis Fissuração devida à concentração de esforços em zonas enfraquecidas da parede
Fissuração devida à deformação excessiva dos elementos de suporte	Fissuração devida à divergência de deformações de pavimentos Fissuração devido à colocação em cargas no pavimento Alteração da orientação das fendas devido às aberturas nas paredes Fissuração entre painéis pré-fabricados Fissuração devido à rotação do apoio por deformação excessiva da laje Fissuração devido à deformação das consolas
Fissuração devida a variações de temperatura dos materiais ou elementos de construção	Fissurações de paredes com grande vão por ausência de juntas de dilatação Fissuração em paredes de pequena dimensão devido à expansão dos materiais Fissuração em cunhais não travados Encurvadura e expansão por fissuração em parede esbelta e rigidamente confinada Fissuração por expansão ou contração em função da resistência relativa dos materiais e das suas ligações
Fissuração devida a variações de teor em água dos materiais ou elementos de construção	Fissuração de paredes de enchimento de estruturas reticuladas devido à variação do teor de humidade Fissuração devida à expansão por humidade
Fissuração devida à expansão das argamassas por ação dos sulfatos	Fissuração horizontal dos revestimentos por expansão das juntas de argamassa

3

ENQUADRAMENTO REGULAMENTAR

3.1. GENERALIDADES

As estruturas devem durante o seu tempo de vida útil garantir a segurança e durabilidade, adequadas à sua utilização. Desta forma, devem ser projetadas mediante as funções que irão desempenhar.

As alvenarias em zonas de consola de edifícios acarretam uma grande dificuldade de compatibilização de dois sistemas de construção, a nível estrutural e a nível das alvenarias. Estas dificuldades de compatibilização surgem ao nível das deformações, pois os valores considerados estruturalmente aceitáveis comprometem o bom funcionamento das paredes de alvenaria. Por outras palavras, os elementos estruturais admitem flechas que não comprometem a sua estabilidade e resistência, mas estas poderão ser incompatíveis com a capacidade de deformação de paredes ou de outros componentes que integram os edifícios.

Para tal, é indispensável conhecer qual o enquadramento aplicável a cada um dos elementos da construção e, posteriormente, perceber se estes são compatíveis, ou seja, se as imposições expressas nuns não irão condicionar os outros.

Relativamente às exigências das paredes de alvenaria, estas são essenciais e as que maior relevo têm são:

- Estabilidade;
- Segurança ao fogo;
- Conforto acústico;
- Conforto termo-higrométrico;
- Estanquidade à água;
- Durabilidade.

De salientar que a partir do momento que surge uma fissura na parede de alvenaria, esta deixa de cumprir a maioria das exigências para que foi projetada, essencialmente se a fissura atravessar todo o pano de parede.

3.2. ENQUADRAMENTO NORMATIVO APLICÁVEL ÀS ESTRUTURAS DE BETÃO ARMADO

As primeiras patentes e regulamentações na área do betão armado surgiram na Alemanha em 1904, em França em 1906 e na Grã-Bretanha em 1907. Todas se baseavam nas primeiras teorias de cálculo desenvolvidas a partir da obra de Tedesco e Coinet publicada em 1894, completada depois por diversos autores como Christophe, Von Thulie, Ostenfeld, Sanders, Ritter, Considère, Bach, Malphettes e Morsch.

Portugal não constituiu exceção e o seu primeiro regulamento na área do betão armado é datado de 1918 e aprovado pelo decreto nº4036. Anteriormente a esta data já tinham sido reportados em Portugal outros dois regulamentos na área da construção, o primeiro datado de 1897 e orientado para a construção metálica (Regulamento para projetos, provas e vigilância das pontes metálicas) e o segundo datado de 1903 e orientado para as edificações urbanas correntes (Regulamento de Salubridade das Edificações Urbanas - RSEU).

O segundo regulamento na área do betão armado surge no ano de 1935, baseado no regulamento alemão de 1932 que ditou normas oficiais para o cálculo e construção de obras em betão armado, representando então o estado da teoria e da prática do betão armado. Este regulamento só em 1967 teve um substituto, o REBA, que não cortou radicalmente com o de 1935, pois para a flexão, a par do cálculo à rotura, permitiu o cálculo por tensões de segurança. A verificação de segurança passou a efetuar-se pelo novo cálculo, em relação a três estados: rotura, fendilhação e deformação.

Em 1983 surgiu um novo regulamento em Portugal, o REBAP [17], em articulação com o Regulamento Português de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes, RSA [17]. Este novo regulamento, REBAP, considera quer o betão armado, quer o betão pré-esforçado e a verificação de segurança é feita em relação aos estados limites últimos e em relação aos estados limites de utilização.

Como sucessor do REBAP [17] surge o Eurocódigo 2 (Projeto de Estruturas de Betão), que descreve os princípios e os requisitos de segurança, de utilização e de durabilidade das estruturas de betão armado [19]. Este regulamento, Eurocódigo, surge no seguimento dos esforços da União Europeia para a unificação técnica dos regulamentos no espaço Europeu.

A regulamentação antiga contém instruções específicas sobre a quantificação das ações a considerar no dimensionamento das construções, sendo o RSCCS o primeiro regulamento que define expressamente a ação sísmica a considerar no dimensionamento de estruturas em Portugal, complementando o enunciado genérico do RGEU. Na realidade apesar do RGEU ter sido parcialmente revogado, ainda hoje em dia contém disposições válidas aplicáveis a estruturas de alvenaria de pequeno porte.

Apresenta-se em seguida uma listagem organizada por ordem cronológica, do mais antigo para o mais recente, dos regulamentos nacionais na área da construção.

Quadro 3.1 – Regulamentos nacionais na área da construção [21]

Ano	Regulamento	Decreto	Observações
1897	Regulamento para projetos, provas e vigilância das pontes metálicas	...	Revogado
1903	Regulamento de Salubridade das Edificações Urbanas (RSEU)	...	Revogado
1918	Regulamento para o emprego do betão armado	Decreto nº 4036 de 28 de Março	Revogado
1929	Regulamento de Pontes Metálicas (RPM)	Decreto nº 16781 de 10 de Abril	Revogado
1935	Regulamento do Betão Armado (RBA)	Decreto nº 25948 de 16 de Outubro	Revogado
1951	Regulamento Geral das Edificações Urbanas (RGEU)	Decreto nº 38382 de 7 de Agosto	Revogado
1958	Regulamento de Segurança das Construções contra Sismos (RSCCS)	Decreto nº 41658 de 31 de Maio	Parcialmente Revogado
1961	Regulamento de Solicitações em Edifícios e Pontes	Decreto nº 44041 de 18 de Novembro	Revogado
1965	Regulamento de Estruturas de Aço para Edifícios (REAE)	Decreto nº 46160 de 19 de Janeiro	Aplicado em conjunto com o RSEP
1967	Regulamento de Estruturas de Betão Armado (REBA)	Decreto nº 47723 de 20 de Maio	Aplicado em conjunto com o RSEP
1983	Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSAEP)	Decreto-Lei nº 235/83 de 31 de Maio	-
1983	Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado (REBAP)	Decreto-lei nº 349-C/83 de 30 de Julho	Aplicado em conjunto com o RSA
1986	Regulamento de Estruturas de Aço para Edifícios (REAE)	Decreto-Lei nº 21/86 de 31 de Julho	Aplicado em conjunto com o RSA

3.3. ENQUADRAMENTO NORMATIVO APLICÁVEL ÀS ALVENARIAS

No passado não existia em Portugal, nenhum regulamento nacional sobre a construção em alvenaria, com um conjunto de esforços a nível Europeu surge o Eurocódigo 6, um regulamento inteiramente dedicado à alvenaria, passando então a existir um regulamento que desempenha um papel similar aos regulamentos de estruturas de aço e ao de betão armado. Assim o Eurocódigo 6 [20] vem reconhecer a importância das estruturas de alvenaria, quer enquanto estrutura principal, quer eventualmente como estrutura secundária ou até de preenchimento. A filosofia nele descrita para o dimensionamento de estruturas de alvenaria e de acessórios de ligação consiste na garantia de condições de durabilidade e na verificação de condições de resistência aos estados limites durante a exceção e utilização pelo período de vida útil do edifício.

Em suma, concluímos que o Eurocódigo 2 apenas se destina às estruturas de betão armado e o Eurocódigo 6 destina-se às estruturas de alvenaria. A grande questão que se levanta está na compatibilização dos dois regulamentos ao nível das deformações, porque em Portugal a maioria dos edifícios são compostos por uma estrutura reticulada de betão armado e preenchidos com paredes de alvenaria não estrutural.

3.4. SÍNTESE EXIGÊNCIAL DAS PAREDES DE ALVENARIA

3.4.1. ESTABILIDADE

As paredes de alvenaria devem ser capazes de assegurar um perfeito comportamento durante a construção e todo o seu período de vida útil, quer sejam paredes sem função estrutural ou paredes com função resistente (vertical e horizontal). As ações a considerar serão naturalmente diferentes no caso de estas terem ou não função estrutural, devendo em todos os casos assegurar a verificação da estabilidade para o conjunto de ações aplicáveis.

Durante a construção as paredes devem ter capacidade para resistir a ações devidas aos equipamentos de construção e serem estáveis em situações transitórias de execução. De acordo com o *RGE-Regulamento Geral das Edificações* [22], as paredes das edificações devem ser projetadas e construídas de modo a obedecer às exigências de segurança estrutural, de segurança contra incêndio, de estanquidade à água, de isolamento térmico e de economia de energia, de isolamento sonoro, de conforto visual, de durabilidade, entre outras, e quando executadas em alvenaria exterior devem ter uma espessura mínima de 0,25 m.

O emprego de alvenarias com espessuras habituais não coloca problemas especiais de estabilidade. A estabilidade sob ação do vento ou ações de impacto para pés-direitos correntes pode ser verificada através de cálculos ou através de ensaios. O comportamento mecânico da parede sob ações horizontais do vento é melhorado com as juntas verticais de assentamento preenchidas.

O EC6: Part1-1 [20] define que numa parede de alvenaria simples, as unidades devem ser sobrepostas alternadamente, de modo a que a parede se comporte como um único elemento estrutural. Assim as unidades com uma altura menor ou igual a 250 mm devem sobrepor-se por um comprimento igual ao maior dos seguintes valores: 0,4 vezes a altura da unidade ou 40mm. No caso de unidades com altura superior a 250 mm, a sobreposição deve ser o maior de dois valores; 0,2 vezes a altura da unidade ou 100 mm, conforme o exposto na figura 3.1.

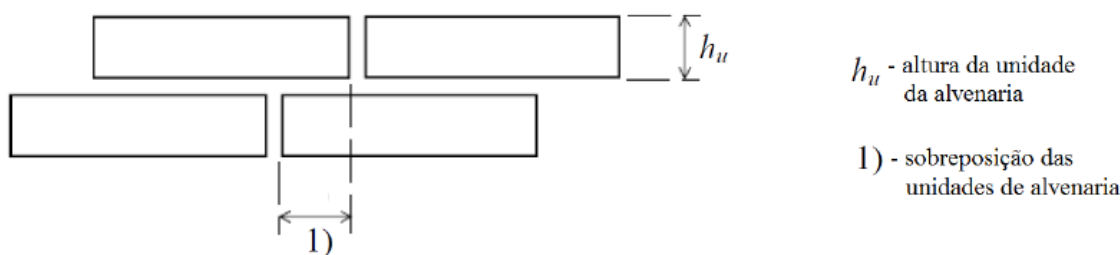


Fig. 3.1 - Resistência ao fogo padrão de produtos de construção [20]

3.4.2. SEGURANÇA AO FOGO

As paredes de alvenaria devem ser dimensionadas e construídas de forma a limitar o risco de incêndio e a propagação dos mesmos. Desta forma, os materiais e elementos de construção devem apresentar uma reação e uma resistência ao fogo de acordo com as disposições regulamentares em vigor.

Nas paredes estruturais é importante a sua estabilidade ao fogo, ou seja, o tempo entre o início do fogo e o momento em que se esgota a sua capacidade resistente. Nas paredes de compartimentação interessa o momento em que se atinge determinados valores de temperaturas na face não exposta ao fogo.

Segundo o Decreto-Lei n.º220/2008 de 12 de Novembro, que define o Regime Jurídico da Segurança Contra Incêndios em Edifícios (RJ-SCIE) [14], os elementos caracterizam-se de acordo com as exigências, que são descritas pelas especificações do LNEC, na qual este regulamento se baseia no Sistema Europeu, as quais se podem verificar no quadro 3.2. Este diploma veio contrariar a tendência de dispersão por um número excessivo de diplomas, dificilmente harmonizáveis entre si e geradores de dificuldades na sua concepção.

A classificação do desempenho de resistência ao fogo padrão para produtos de construção, depende do elemento de construção e atende aos seguintes parâmetros:

- R-capacidade de suporte de carga
- E-estanquidade a chamas e gases quentes
- I-isolamento térmico

Quadro 3.2 - Resistência ao fogo padrão de produtos de construção [14]

Função do elemento	Classificação de acordo com as especificações do LNEC	Classificação segundo o sistema Europeu
Suporte de cargas	EF (estável ao fogo)	R
Suporte de cargas e estanquidade a chamas e gases quentes	PC (pára-chamas)	RE
Suporte de cargas, estanquidade a chamas, gases quentes e isolamento térmico	CF (corta-fogo)	REI
Estanquidade a chamas e gases quentes	PC (pára-chamas)	E
Estanquidade a chamas, gases quentes e isolamento térmico	CF (corta-fogo)	EI

Assim é possível identificar as exigências das paredes exteriores em qualquer tipo de edifício, constantes do regulamento atualmente em vigor. Esta dita que as paredes exteriores dos edifícios em confronto com outros, devem garantir, no mínimo, a classe de resistência ao fogo padrão EI 60 ou REI 60, sempre que a distância entre os edifícios for inferior à indicada no quadro 3.3.

Quadro 3.3 – Condições de proteção de vãos de fachada em confronto [23]

Altura do edifício (H)	Distância mínima entre fachadas (L)
$H \leq 9$ m	$L < 4$ m
$H \geq 9$ m	$L < 8$ m

No que se refere à resistência ao fogo, os elementos estruturais devem possuir uma resistência que garanta as suas funções de suporte de cargas, de isolamento térmico e de estanquidade durante todas as fases de combate ao incêndio, incluindo o rescaldo, ou em alternativa, devem possuir resistência ao fogo padrão mínima no quadro 3.4.

Quadro 3.4 – Resistência ao fogo padrão mínima de elementos estruturais de edifícios [23]

Função elemento estrutural	Categorias de risco				Utilizações-tipo
	1ªCategoria	2ªCategoria	3ªCategoria	4ªCategoria	
Apenas suporte	R 30	R 60	R 90	R 120	I, II, IV, V, VI, VII, VIII, IX, X
Suporte e compartimentação	REI 30	REI 60	REI 90	REI 120	
Apenas suporte	R 60	R 90	R 120	R 180	II, XI, XII
Suporte e compartimentação	REI 60	REI 90	REI 120	REI 180	

3.4.3. CONFORTO ACÚSTICO

O abaixamento do nível dos ruídos aéreos exteriores, ou seja, o isolamento dos ruídos aéreos exteriores que atravessam a parede, é avaliado através do isolamento sonoro médio das paredes exteriores, incluindo zonas transparentes, é caracterizado pelo fator $D_{2m,n,w}$ (em dB).

A construção deve cumprir os requisitos de isolamento sonoro aplicado a paredes em contato com o exterior, de acordo com o RRAE (Regulamento dos Requisitos Acústicos dos Edifícios [13]), em que para zonas mistas $D_{2m,n,w} \geq 33$ dB, e para zonas sensíveis $D_{2m,n,w} \geq 28$ dB.

Para zonas opacas da parede exterior, face a espessura corrente ou recomendada é fácil obter os parâmetros exigidos pelo regulamento. O problema maior acontece nas zonas envidraçadas, que são as mais difíceis de atingir, devido ao comportamento menos eficiente do vidro.

3.4.4. ESTANQUIDADE À ÁGUA

O mecanismo de penetração da água nas paredes de alvenaria está associado à quantidade, tipo e dimensão dos poros constituintes da parede, à sua capacidade de absorverem água superficial, e sobretudo à ocorrência de fissuras em que a simples ação da gravidade ou ação conjugada da chuva e vento asseguram um caminho de penetração da água do exterior da parede para o interior.

Na análise do comportamento do comportamento da água da chuva das paredes existem vários fatores quem têm de ser levados em consideração, nos quais se destacam:

- Orientação da parede;
- Clima e exposição do local;
- Constituição dos revestimentos;
- Constituição da parede;
- Configuração arquitectónica do edifício;
- Qualidade execução.

O fator que mais contribui para um bom desempenho da estanquidade da parede de alvenaria é o revestimento exterior, pois podem utilizar-se revestimentos de estanquidade ou revestimentos de impermeabilização. Os revestimentos de estanquidade conseguem por si só garantir estanquidade água exigível para o conjunto tosco/revestimento.

Os revestimentos de impermeabilização conferem uma menor proteção, sendo a estanquidade assegurada pelo conjunto tosco/revestimento. A conservação deste revestimento depende do comportamento do suporte, não conseguindo manter a capacidade de impermeabilização quando ocorre degradação excessiva daquela, havendo fissuração das paredes de alvenaria por exemplo.

3.4.5. CONFORTO TERMO-HIGROTÉRMICO

As paredes de alvenaria exterior devem apresentar uma resistência satisfatória à passagem do calor, visando assegurar os níveis de conforto térmico considerados razoáveis e limitar os consumos de energia tanto para a estação de aquecimento como para a estação de arrefecimento. Partindo do pressuposto que Portugal é um país com temperaturas moderadas, esquece-se a existência de dias demasiados frios, acabando por se ser pouco exigente no que respeita à execução do isolamento térmico dos edifícios. Tal problema tem sido atenuado com a entrada em vigor do RCCTE, pois este impõe valores máximos admissíveis para o coeficiente de transmissão térmica

O RCCTE – Regulamento das Características de Comportamento Térmico dos Edifícios [12] estabelece valores máximos admissíveis para o coeficiente de transmissão térmica da parede (U), em função das zonas climáticas em que o país se divide, conforme o quadro 3.4, e de acordo com Diretiva 2002/91/CE.

Quadro 3.5 – Valores máximos do coeficiente de transmissão térmica das paredes de acordo com RCCTE [12]

Zonas opacas verticais	U (W/(m ² °C))	Zona climática			
		I ₁	I ₂	I ₃	RA
Evolvente exterior	Valor de referência	0,70	0,60	0,50	1,40
	Valor máximo admissível	1,80	1,60	1,45	-

3.4.6. DURABILIDADE

A durabilidade da envolvente está associada ao número de anos que a mesma conserva o desempenho para que foi projetada. Esta é muito condicionada pela quantidade de água que esta contém e que pode ser proveniente da chuva ou da ascensão capilar.

4

PATOLOGIAS COMUNS EM ZONA DE CONSOLA

4.1. GENERALIDADES

Em Portugal têm sido construídas paredes de alvenaria sem grandes precauções e cuidados, o que tem estado na origem do surgimento de diversas patologias. Mais recentemente, com a entrada em vigor de vários regulamentos, as paredes de alvenaria começam a ser alvo de maiores exigências e controlo. As causas das várias patologias podem ser diversas, mas as mais comuns são a variação de temperatura, a ação da humidade, a deformação excessiva dos elementos de suporte, o apoio insuficiente, a retração e expansão dos materiais.

Devido às diversas consequências que se manifestam nas paredes, das quais as mais graves são do domínio das humidades e dos fenómenos de instabilidade, a fissuração tem representado uma preocupação crescente no nosso país. Esta fissuração pode denunciar problemas de estabilidade ou apenas situações de rotura localizada sem outras implicações.

4.2. DESCRIÇÃO GLOBAL DAS PATOLOGIAS EM EDIFÍCIOS

As patologias têm grande importância no funcionamento de um edifício, e de modo a perceber e as caracterizar recorreu-se a um estudo Francês, visto que a realidade Portuguesa é muito semelhante. O mecanismo de recolha e análise dos sinistros declarados às companhias seguradoras é chamado de Sycodés (Système de Collecte des Désordres), ou seja, sistema de recolha de deficiência. Estes dados constituem um elemento fundamental na avaliação da importância na patologia na construção. Estes dados fazem parte de um estudo publicado em 2006, e referem-se a um período em estudo entre 2002 e 2004 [24].

Neste estudo Francês, são agrupadas as patologias em função da tipologia dos edifícios, em quatro grandes sectores: edifícios de serviços, habitações multifamiliares, unifamiliares e trabalhos de reabilitação. Para cada uma das tipologias enunciadas existem três estudos fundamentais: o primeiro trata da localização das anomalias nos edifícios, o segundo identifica os tipos de anomalias mais frequentes, e o terceiro indica a origem dessas manifestações.

Analisando o primeiro gráfico, no que diz respeito à localização das patologias nos edifícios, os locais foram subdivididos: em estrutura, fachada, divisórias e acabamentos; cobertura e estruturas de cobertura; equipamentos; e por último estruturas enterradas, muros e arranjos exteriores.

Pela análise da figura 4.1 é visível que, independentemente de se tratar de um edifício de serviços ou habitação, as anomalias localizam-se maioritariamente na estrutura ou em paredes, quer estas sejam de fachada ou divisórias.

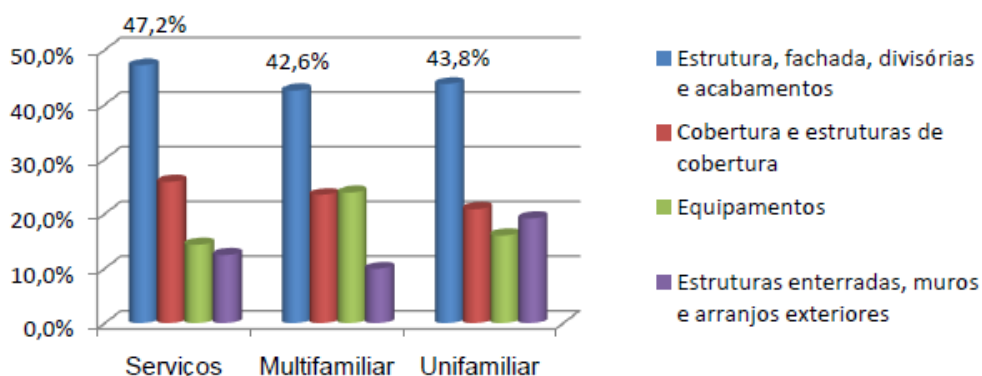


Fig. 4.1- Localização das principais patologias em edifícios [24]

Como era de esperar, as patologias nas estruturas enterradas, como muros e arranjos exteriores, ganham maior relevância em edifícios unifamiliares tipo moradia. De salientar ainda as patologias que ocorrem nas coberturas, pois são as segundas mais representativas em todos os tipos de edifícios, só comparáveis aos equipamentos nas habitações multifamiliares.

De seguida, definem-se os tipos de anomalias mais frequentes nas localizações citadas anteriormente. Visualizando a figura 4.2, os problemas mais comuns que afetam os elementos de construção estão associados às infiltrações, à segurança ao fogo e à estabilidade.

Nas “outras manifestações”, a principal patologia associada é a fissuração, daí a explicação para o valor elevado que estas apresentam no gráfico seguinte, independentemente da tipologia dos edifícios.

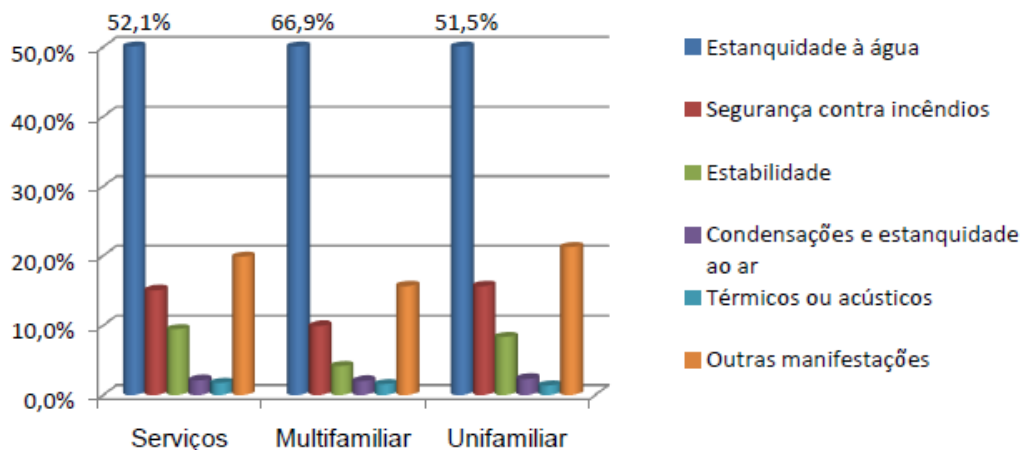


Fig. 4.2 - Tipos de problemas mais frequentes [24]

Depois de caracterizar as principais patologias e a sua localização nos elementos de construção para as diferentes tipologias de edifícios, torna-se importante perceber a origem destas manifestações. Analisando a figura 4.3 percebe-se que há um claro domínio dos defeitos da construção, seguidos pelos erros na fase de projeto. Os defeitos de materiais ou processos construtivos têm um peso relativamente pouco importante neste estudo.

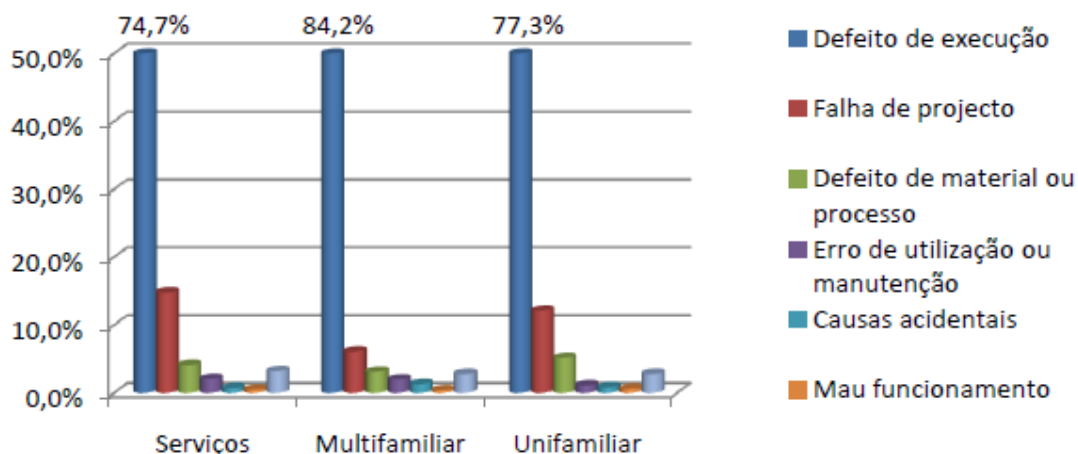


Fig. 4.3- Origem das manifestações [24]

4.3. MECANISMOS ELEMENTARES DA FISSURAÇÃO

As causas conjunturais da fissuração têm como resultado causas técnicas objetivas. Entre estas e o aparecimento da fissura propriamente dita, existe sempre um mecanismo que transforma a ação atuante (ou estado de tensão), que excede a capacidade resistente do elemento construtivo ou do material, provocando a rotura [25].

As ações mais elementares que dão origem à fissuração são as cargas aplicadas, os deslocamentos e as alterações de volume dos materiais. As cargas responsáveis pela criação de um estado de tensão num espaço tridimensional podem, em quase todos os casos, serem traduzidas para situações bidimensionais e unidimensionais, sendo assim muito mais fácil o estudo do caso.

As situações mais elementares do estado de tensão derivam do esforço axial simples (tração e compressão), do esforço de corte, aplicados a uma seção plana, que irão gerar tensões uniformes, que podem ser traduzidas por:

$$\sigma = \frac{P}{A} \quad (4.1)$$

$$\tau = \frac{F}{A} \quad (4.2)$$

Em que:

- σ - Tensão normal (kPa)
- τ - Tensão tangencial (kPa)
- P- Ação axial centrada (kN)
- A- Área da seção (m²)
- F- Ação de corte (kN)

Independentemente da complexidade do estado de tensão, as grandezas envolvidas resumem-se a tensões normais e tangenciais, em relação a uma direção pré-definida no ponto do material em análise.

O deslocamento relativo de duas secções paralelas de um elemento construtivo dá origem a deformações. Estas são proporcionais, quer à própria deformação, quer ao módulo de elasticidade ou ao módulo de distorção do material. A situação mais elementar corresponde à deformação axial uniforme, em que a tensão média resultante é traduzida por:

$$\sigma = E \times \varepsilon \quad (4.3)$$

Em que:

σ - Tensão normal (MPa)

E -Módulo de elasticidade longitudinal (MPa)

ε - Extensão (m/m)

A variação de volume dos materiais resulta, em geral, da sua livre expansão ou retração devida a fenómenos de carácter físico ou químico (efeito da temperatura, da humidade, da carbonatação, etc.), não provocando, teoricamente, tensões. Tudo se passa como se o material tivesse adquirido, de forma natural, novas dimensões, embora mantendo a mesma geometria.

Assim, a tentativa de devolver ao material a sua geometria inicial, através da imposição de deformações ou da aplicação de cargas, tem como resultado a introduções de tensões. Do mesmo modo, a restrição da variação natural do volume, sob as ações indicadas, terá um efeito semelhante, o que pode traduzir-se, no caso da variação de temperatura, pela seguinte expressão:

$$\sigma = E\alpha\Delta T \quad (4.4)$$

Em que:

σ -Tensão instalada (MPa)

E -Módulo de elasticidade longitudinal (MPa)

α -Coeficiente de dilatação térmica linear do material (m/m°C)

ΔT -Variação de temperatura do material (°C)

Esta expressão elementar não pode representar o comportamento dos elementos construtivos mais complexos, em que a heterogeneidade de comportamento de materiais e a diversidade das características mecânicas e geométricas das ligações têm uma influência decisiva, nem os casos em que, por excessiva esbelteza, se produzem fenómenos de instabilidade.

A figura seguinte, ilustra diversos mecanismos de fissuração, com particular relevo para os que resultam da variação dimensional dos materiais, numa perspetiva macroscópica.

Os mecanismos já referidos explicam o princípio de formação das fissuras em materiais de construção frágeis, nomeadamente nos que são usados na construção de paredes de alvenaria.

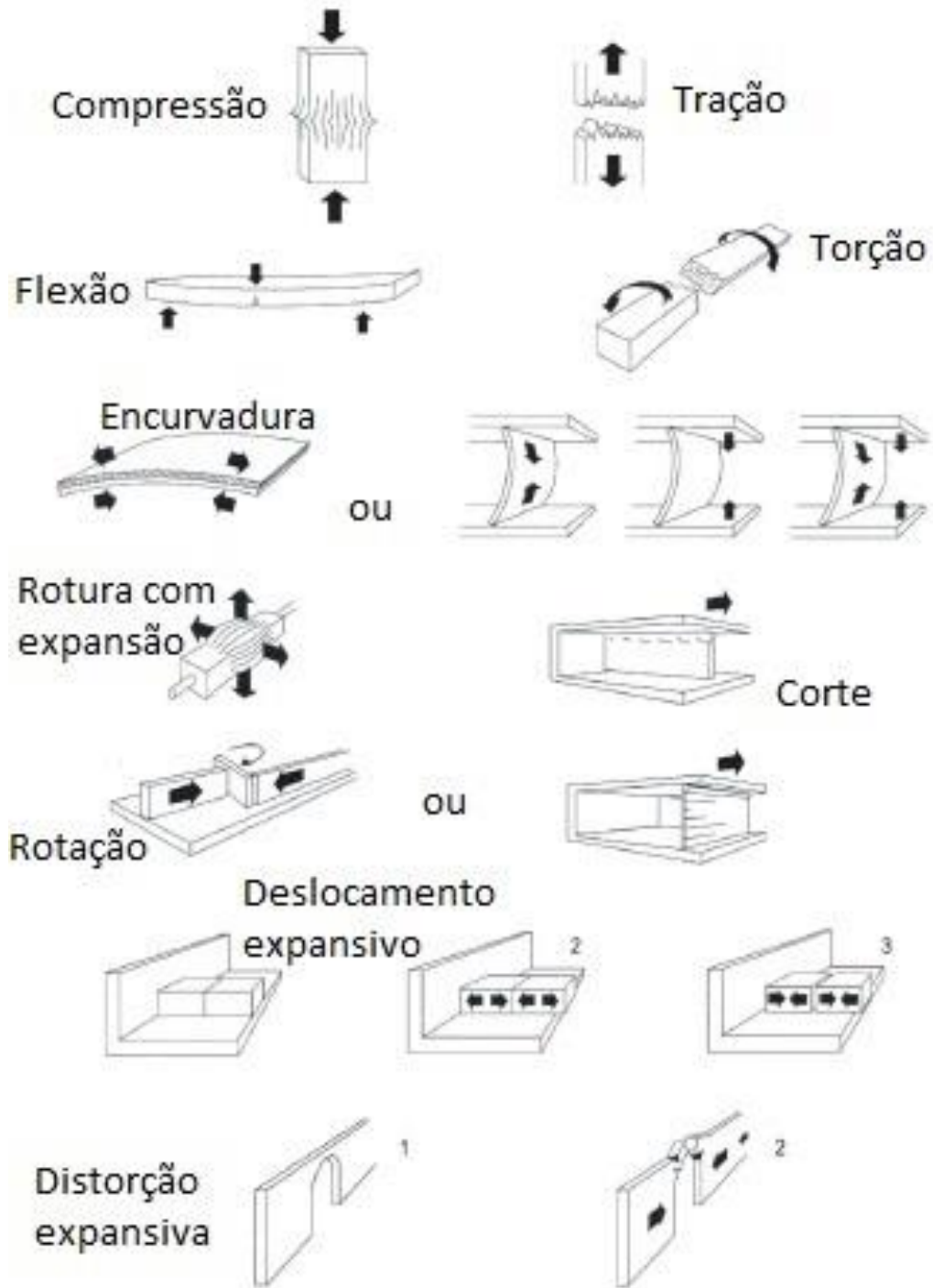


Fig. 4.4 - Exemplos de mecanismos de fissuração [25]

4.4. PRINCIPAIS CAUSAS PARA FISSURAÇÃO DE PAREDES DE ALVENARIA EM ZONA DE CONSOLA

4.4.1. DEFORMAÇÃO EXCESSIVA DAS ZONAS EM CONSOLA

As paredes de alvenaria são relativamente frágeis e com pouca capacidade de sofrerem deformações dos elementos de suporte, mesmo que pequenas. Assim a deformação excessiva dos elementos estruturais de betão armado (lajes e vigas), será provavelmente a causa predominante da fissuração das paredes de alvenaria. Estes elementos estruturais deformam-se devido ação do peso próprio, das cargas permanentes e acidentais e sob o efeito da retração e da deformação lenta do betão. No entanto, as flechas podem ser incompatíveis com a capacidade de deformação de paredes e apesar de não por em causa a sua estabilidade, podem provocar fissuras nas mesmas. Estas fissuras são inestéticas e podem pôr em causa o desempenho de algumas das funções para que a parede foi projetada, tais como a estanquidade, podendo também provocar aos utilizadores alguma sensação de instabilidade.

Assim pode-se afirmar que as flechas máximas aconselhadas pelas regulamentações de estruturas de betão armado são corretas do ponto de vista estrutural, mas demasiado permissivas para prevenir fenómenos de fissuração das paredes de alvenaria que suportam [9].

Como causas de fissuração por deformação excessiva dos elementos de suporte, temos:

- Utilização crescente de pavimentos sem vigas ou sem vigas salientes, devido a questões estéticas, o que faz com que as paredes passem a sofrer diretamente efeito da deformação das lajes;
- Ausência de medidas construtivas que minimizem os efeitos das deformações dos pavimentos;
- Desrespeito pelas boas regras de construção, que aconselham que as alvenarias apenas sejam executadas após a conclusão de toda a estrutura resistente e que a sua execução se deve iniciar pelos pisos superiores, para que quando se executem os pisos inferiores já toda a estrutura superior esteja em carga e sofra a primeira deformação inicial. Com o ritmo da construção adotados (demasiado rápido) o que se verifica é precisamente o inverso, ou seja, a execução é feita de baixo para cima, havendo uma transmissão significativa de cargas dos pisos superiores para os inferiores através das paredes.

O trabalho tem como objetivo o estudo da fissuração das paredes de alvenaria devida à deformação de lajes em consola, sendo esta uma das patologias que produz consequências mais gravosas para as paredes de alvenaria.

Arquiteturas cada vez mais exigentes têm como consequência lajes mais flexíveis e com maiores vãos, verificando-se um agravamento das deformações destas, quer a curto prazo quer a médio e longo prazo. Assim, os esforços transmitidos às paredes criam tensões de compressão e tração para as quais as paredes não foram dimensionadas [9].

As figuras seguintes representam, esquematicamente, a fissuração nas paredes de alvenaria exteriores devido à deformação das lajes em consola. Assim, a fissuração com desenvolvimento diagonal observada, resulta da deformação excessiva da laje em consola em que se encontra apoiada a parede de alvenaria.

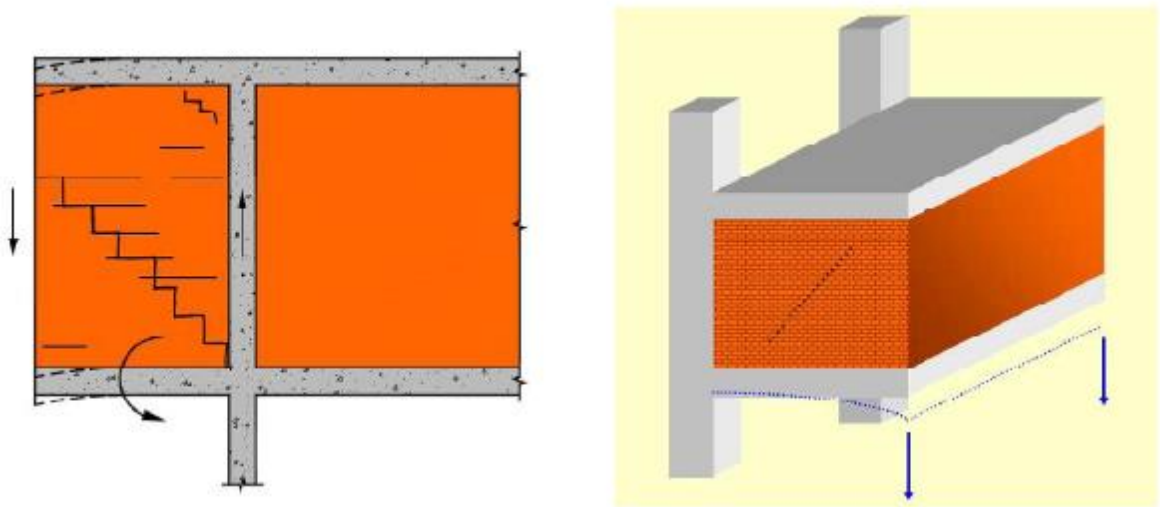


Fig. 4.5 - Fissuração de parede de alvenaria devida à deformação em consola [28]

Em muitos casos, as cargas dos pisos superiores acumulam-se ao nível do primeiro piso do corpo avançado, podendo originar o desequilíbrio desse pano de parede devido à excentricidade de carga, como mostra a figura 4.6.

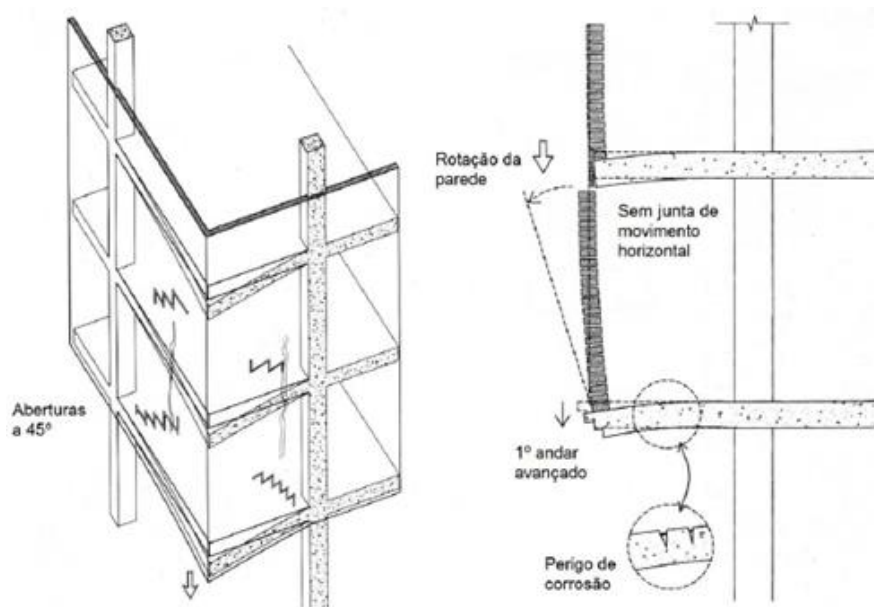


Fig. 4.6 - Tipos de anomalias em edifícios com corpos avançados [26]

4.4.1.1. Valores máximos de deformação das lajes e das paredes de alvenaria

A deformação dos elementos de betão armado tem assumido grande importância devido as alterações dos métodos de cálculo, quer devido à melhoria das características resistentes dos materiais envolvidos, e cada vez mais se utilizam elementos estruturais que vencem grandes vãos sem necessidade de aumento da sua rigidez, o que implica maiores deformações nestes elementos.

Desta forma, hoje em dia, os regulamentos sugerem que além de se efetuar uma verificação da segurança em relação ao estado limite ultimo também se efetue uma verificação em relação ao estado limite de deformação.

No Eurocódigo 2, ponto 7.4.1 (5), e tendo em consideração que a análise do presente trabalho será relativa às lajes em consolas, tem-se que *“As flechas susceptíveis de danificar partes adjacentes à estrutura devem ser limitadas. Para as flechas que ocorram depois da construção, o limite será de: vão/500”*. É de notar que este valor não é uma imposição, mas sim uma sugestão.

No que diz respeito aos valores máximos para deformações das paredes de alvenaria, encontram-se no quadro 4.1, os valores para cada autor.

Quadro 4.1-Limites de deformação da estrutura [29,30]

Autor do estudo	Valores limite da flecha para o aparecimento das primeiras fissuras
Pteffermann	1/1150 até 1/1500
Normas Belgas	1/2500
Conseil International du Bâtiment	1/1000
Manuel Paulo Pereira	1/1073
José Barroso Aguiar	1/769

No presente trabalho, considerou-se que a relação de L/1000 será a que melhor se adapta a realidade da construção Portuguesa.

4.4.2.VARIAÇÕES DIMENSIONAIS PROVOCADAS PELAS VARIAÇÕES DE TEMPERATURA E RETRAÇÃO DA ESTRUTURA DE SUPORTE DE BETÃO ARMADO

As variações de temperatura são as solicitações térmicas mais relevantes para o estudo de fissuração das paredes de alvenaria a que podem estar sujeitas as construções. Cada elemento construtivo tem sua reação própria às solicitações térmicas, em função de vários aspetos, como por exemplo a geometria, condições de exposição, etc.

Em Portugal, a maioria dos materiais utilizados na construção são sensíveis às solicitações térmicas, em função de vários fatores:

- Condições de exposição aos agentes atmosféricos
- Geometria dos elementos construtivos em que se inserem
- Características dos elementos de proteção
- Características intrínsecas (condutibilidade térmica, massa específica, calor específico e coeficiente de absorção solar).

Os vários materiais usados na construção de fachadas dos edifícios podem atingir temperaturas diferentes, e mesmo diferentes distribuições de temperatura, tudo depende da condutibilidade térmica, do coeficiente de absorção da radiação solar, da massa específica e calor específico. Todas as variações de temperatura provocam dilatações e contrações, cuja restrição gera tensões que podem ser responsáveis pela fissuração, ou mesmo em último caso, constituir um fator adicional de perda de estabilidade.

Nos edifícios de grandes dimensões, constata-se que os movimentos das unidades de alvenaria são opostos aos da estrutura, tais que ao longo do tempo a envolvente tende a crescer e a estrutura tende a retrair, conforme ilustra a figura 4.7. Como a parede de alvenaria tem os seus movimentos e deformações limitados pela estrutura porticada que a obriga a mover-se em função da sua deformação, facilmente se constata tensões capazes de fissurar a envolvente [26].

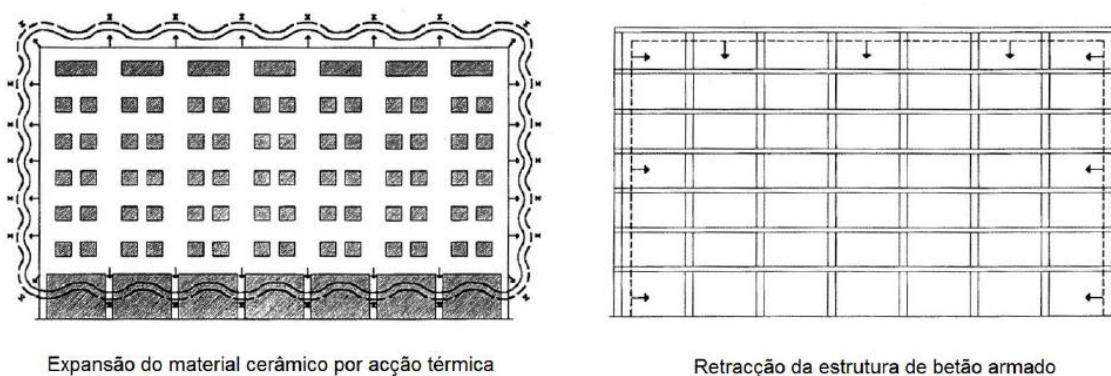


Fig. 4.7 – Movimentos das unidades de alvenaria cerâmica e da estrutura [26]

A dilatação e contração das paredes sujeitas a variações uniformes de temperatura pode provocar um significativo aumento de tensões e eventual fissuração em diversas situações:

- Zonas de ligação da parede com outros elementos construtivos;
- Cunhais não reforçados e ligação de paredes de fachada com paredes interiores
- Zonas da parede em que a geometria favoreça a concentração de tensões
- Juntas, revestimentos ou apoios
- Paredes não confinadas
- Ligação tijolo/argamassa, devido à dilatação diferencial

As imagens que se seguem mostram um caso real da fissuração em estudo neste trabalho, devido à deformação excessiva da laje em consola.



Fig. 4.8 – Caso real fissuração de paredes de alvenaria devido à deformação da laje em consola



Fig. 4.9 – Caso real fissuração de paredes de alvenaria devido à deformação da laje em consola



Fig. 4.10 – Caso real fissuração de paredes de alvenaria devido à deformação da laje em consola



Fig. 4.11 – Caso real fissuração de paredes de alvenaria devido à deformação da laje em consola

5

DIMENSIONAMENTO

As estruturas devem ser projetadas mediante as funções que irão desempenhar, e durante o seu tempo de vida útil devem garantir segurança e durabilidade adequados à sua utilização. Para tal utiliza-se o dimensionamento por estados limites. Estes são os estados a partir dos quais se considera que a estrutura fica afetada, total ou parcialmente, no desempenho das suas funções, ou seja, são os estados para além dos quais a estrutura deixa de satisfazer os critérios relevantes de projeto.

Assim a verificação da segurança é efetuada através da comparação de determinados estados limites com os estados a que a estrutura é conduzida pela combinação de ações a que está sujeita. Existem dois estados limites a considerar na verificação de segurança [18]:

- Estados limites últimos- Estados associados ao colapso ou outros semelhantes de ruína estrutural;
- Estados limites de utilização- Estados que correspondem às condições para além das quais os requisitos de utilização especificados para uma estrutura deixam de ser satisfeitos.

Para efeitos de verificação de segurança, são considerados:

- Eurocódigo 0- Bases para projeto estruturas;
- Eurocódigo 1- Ações em estruturas;
- Eurocódigo 2- Projeto de estruturas de betão.

5.1. CLASSIFICAÇÃO E QUANTIFICAÇÃO DE AÇÕES

No dimensionamento de um edifício deve ter-se em consideração uma variedade de ações simultâneas que irão atuar sobre este, sendo algumas de forma permanente e outras que irão variar no espaço e no tempo. Por este motivo, surge a necessidade de se caracterizar estas mesmas ações e também quantificar as mesmas, sendo isto essencial para um correto dimensionamento.

De acordo com o Eurocódigo 0, as ações deverão ser classificadas de acordo com a sua variação no tempo, do seguinte modo [18]:

- Ações permanentes (G) - que assumem valores constantes durante praticamente toda a vida do edifício, tais como o peso próprio das estruturas, dos equipamentos fixos, e dos pavimentos rodoviários, as ações indiretas causadas por retração e assentamentos diferenciais;
- Ações variáveis (Q) – que assumem valores com variação significativa ao longo da vida da estrutura, como por exemplo, as sobrecargas dos pavimentos, vigas e coberturas, a ação do vento ou ação da neve;
- Ações de acidente (A) – que possuem fraca probabilidade de assumir valores significativos na vida da estrutura, tais como explosões, choques de veículos, incêndios.

5.1.1. QUANTIFICAÇÃO DAS AÇÕES

As ações são em geral quantificadas por valores característicos, mas no caso das ações variáveis estas podem tomar valores reduzidos. Para determinação das ações para o dimensionamento dos elementos estruturais foram consideradas as ações permanentes e variáveis pressupostas no Eurocódigo 1.

5.1.2. DEFINIÇÃO DAS AÇÕES

5.1.2.1. Ações permanentes

As ações permanentes verticais consideradas no presente trabalho foram:

- Peso próprio dos elementos estruturais;
- Paredes exteriores
- Revestimentos
- Paredes divisórias

Quadro 5.1 – Pesos específicos dos materiais de construção

	Betão armado	Argamassa tradicional
Peso específico (kN/m ³)	25	24

Quadro 5.2 – Ações permanentes

	Revestimentos (kN/m ²)	Paredes divisórias ((kN/m ²)/ml)	Paredes exteriores (kN/m ²)
Habitação	2	2	4
Cobertura	4	---	---

5.1.2.2. Ações variáveis-Sobrecarga

Quadro 5.3 – Ações Variáveis

	Sobrecarga (kN/m ²)
Habitação	2
Cobertura (acessível)	2
Cobertura (não acessível)	1

5.2. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA

A verificação da segurança de estruturas é feita em termos de estados limites, e como já foi referido anteriormente, existem dois estados limites a considerar, os Estados Limites Últimos e os Estados Limites de Utilização. Estes estados recorrem à comparação de parâmetros de valores obtidos através das combinações de ações. As combinações de ações a ter em conta são aquelas cuja atuação simultânea seja possível e que gerem na estrutura os efeitos mais desfavoráveis possíveis.

Desta forma, as ações permanentes devem estar presentes em todas as combinações, ao passo que as ações variáveis apenas devem surgir quando os seus efeitos forem desfavoráveis à estrutura.

5.2.1. ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS

Os estados limites últimos estão associados ao colapso da estrutura e referem-se à segurança das pessoas e à segurança das estruturas.

Quando apropriado, devem-se verificar os seguintes estados últimos:

- EQU: perda de equilíbrio estático do conjunto ou da parte da estrutura considerada como corpo rígido;
- STR: rotura ou deformação excessiva da estrutura ou dos elementos estruturais, incluindo sapatas, estacas, muros de suporte, em que a resistência dos materiais é condicionante;
- GEO: rotura ou deformação excessiva do terreno em que as características resistentes do solo ou da rocha são significativas para a resistência da estrutura;
- FAT: rotura por fadiga da estrutura ou dos elementos estruturais.

A verificação da segurança em relação aos estados limites últimos é feita através do cumprimento da seguinte relação:

$$E_d \leq R_d \quad (5.1.)$$

Em que:

E_d - Valor de cálculo do efeito das ações, tal como um esforço, ou um vetor representando vários esforços;

R_d - Valor de cálculo da resistência correspondente

Para a verificação da segurança, os valores de cálculo do efeito das ações devem ser calculadas de acordo com as regras de combinação que se seguem:

- Combinações de ações para situações de projeto persistentes ou transitórias (combinações fundamentais):

$$E_d = E \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_p P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 2} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (5.2.)$$

- Combinações de ações para situações de projeto acidental

$$E_d = E \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_d + (\psi_{1,1} \text{ ou } \psi_{1,2}) Q_{k,1} + \sum_{i \geq 2} \psi_{2i} Q_{k,i} \quad (5.3.)$$

Em que:

E_d -Valor de cálculo do efeito das ações;

E-Efeito de uma ação;

$\gamma_{G,j}$ - Coeficiente parcial relativo à ação permanente j;

$G_{K,j}$ - Valor característico da ação permanente j;

γ_p - Coeficiente relativo a ações de pré-esforço;

P- Valor representativo de uma ação de pré-esforço;

$\gamma_{Q,1}$ - Coeficiente parcial relativo às ações variáveis;

$\gamma_{Q,i}$ - Coeficiente parcial relativo às ações variáveis i;

$\psi_{0,i}$ - Coeficiente para a determinação do valor de combinação de uma ação variável;

$\psi_{1,1}$ ou $\psi_{1,2}$ -Coeficiente para a determinação do valor de frequente de uma ação variável;

$\psi_{2,i}$ - Coeficiente para a determinação do valor quase-permanente de uma ação variável;

$Q_{k,j}$ - Valor característico de ação variável acompanhante i;

A_d - Valor de cálculo da ação acidente;

“+”- A combinar com.

Os valores dos coeficientes ψ e γ relativos às ações e combinações de ações são os indicados na EN 1991 e no Anexo A do Euro Código 0. Estes valores encontram-se representados nos quadros que se seguem [18].

Quadro 5.4 – Quadro A1.1 do EC0 com os valores recomendados para o coeficiente ψ em edifícios [18]

Acção	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Sobrecargas em edifícios (ver EN 1991-1-1)			
Categoria A: zonas de habitação	0,7	0,5	0,3
Categoria B: zonas de escritórios	0,7	0,5	0,3
Categoria C: zonas de reunião de pessoas	0,7	0,7	0,6
Categoria D: zonas comerciais	0,7	0,7	0,6
Categoria E: zonas de armazenamento	1,0	0,9	0,8
Categoria F: zonas de tráfego, peso dos veículos $\leq 30\text{kN}$	0,7	0,7	0,6
Categoria G: zonas de tráfego, $30\text{kN} < \text{peso dos veículos} \leq 160\text{kN}$	0,7	0,5	0,3
Categoria H: coberturas	0	0	0
Acção da neve em edifícios (ver EN 1991-1-3) ^(*)			
– Finlândia, Islândia, Noruega, Suécia	0,70	0,50	0,20
– Restantes Estados-Membros do CEN, para obras localizadas à altitude $H > 1000$ m acima do nível do mar	0,70	0,50	0,20
– Restantes Estados-Membros do CEN, para obras localizadas à altitude $H \leq 1000$ m acima do nível do mar	0,50	0,20	0
Acção do vento em edifícios (ver EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Temperatura (excepto incêndio) em edifícios (ver EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0

NOTA: Os valores ψ podem ser definidos pelo Anexo Nacional.
^(*) Para os países não mencionados, considerar as condições locais relevantes.

Quadro 5.5 – Quadro A1.2 do EC0 com os valores de cálculo das ações (STR/GEO) (conjunto B) [18]

Situações de projecto persistentes e transitórias	Acções permanentes		Acção variável de base da combinação *)	Acções variáveis acompanhantes *)	
	Desfavoráveis	Favoráveis		Principais (caso existam)	Outras
(Expressão 6.10)	$\gamma_{Gj,sup} G_{kj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf} G_{kj,inf}$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$		$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$
(Expressão 6.10a)	$\gamma_{Gj,sup} G_{kj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf} G_{kj,inf}$		$\gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$
(Expressão 6.10b)	$\xi \gamma_{Gj,sup} G_{kj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf} G_{kj,inf}$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$		$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$

*) As acções variáveis são as consideradas no Quadro A1.1.

NOTA 1: A escolha entre (6.10), ou (6.10a) e (6.10b), será feita no Anexo Nacional. No caso de (6.10a) e (6.10b), o Anexo Nacional poderá ainda modificar (6.10a) de forma a incluir apenas acções permanentes.

NOTA 2: Os valores de γ e de ξ poderão ser definidos no Anexo Nacional. Recomendam-se os seguintes valores para γ e ξ quando se utilizam as expressões (6.10), ou (6.10a) e (6.10b):
 $\gamma_{Gj,sup} = 1,35$
 $\gamma_{Gj,inf} = 1,00$
 $\gamma_{Q,1} = 1,50$ nos casos desfavoráveis (0 nos casos favoráveis)
 $\gamma_{Q,i} = 1,50$ nos casos desfavoráveis (0 nos casos favoráveis)
 $\xi = 0,85$ (de modo que $\xi \gamma_{Gj,sup} = 0,85 \times 1,35 \approx 1,15$).
 Ver também as EN 1991 a EN 1999 relativamente aos valores de γ a utilizar para as deformações impostas.

NOTA 3: Os valores característicos de todas as acções permanentes com a mesma origem são multiplicados por $\gamma_{G,sup}$, caso o efeito total das acções resultante seja desfavorável, e por $\gamma_{G,inf}$, caso o efeito total das acções resultante seja favorável. Por exemplo, todas as acções devidas ao peso próprio da estrutura poderão ser consideradas como sendo da mesma origem; tal também se aplica se estiverem envolvidos diferentes materiais.

NOTA 4: Para determinadas verificações, os valores de γ_G e de γ_Q poderão ser subdivididos em γ_G e γ_Q e no coeficiente de incerteza do modelo γ_M . Na maioria dos casos correntes, pode utilizar-se um valor de γ_M variando entre 1,05 e 1,15, o qual pode ser modificado no Anexo Nacional.

Quadro 5.6 – Quadro A1.2 do EC0 com os valores de cálculo das ações (STR/GEO) (conjunto C) [18]

Situações de projecto persistentes e transitórias	Acções permanentes		Acção variável de base da combinação *)	Acções variáveis acompanhantes *)	
	Desfavoráveis	Favoráveis		Principais (caso existam)	Outras
(Expressão 6.10)	$\gamma_{Gj,sup} G_{kj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf} G_{kj,inf}$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$		$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$

*) As acções variáveis são as consideradas no Quadro A1.1.

NOTA: Os valores de γ poderão ser definidos no Anexo Nacional. O conjunto de valores recomendados para γ é:
 $\gamma_{Gj,sup} = 1,00$
 $\gamma_{Gj,inf} = 1,00$
 $\gamma_{Q,1} = 1,30$ nos casos desfavoráveis (0 nos casos favoráveis)
 $\gamma_{Q,i} = 1,30$ nos casos desfavoráveis (0 nos casos favoráveis)

5.2.2. ESTADOS LIMITES UTILIZAÇÃO

Nos estados limites de utilização são considerados aqueles que se referem ao funcionamento da estrutura ou dos seus elementos estruturais em condições normais de utilização, ao conforto das pessoas e ao aspeto da construção [18].

A verificação da segurança em relação aos estados limites de utilização é feita através do cumprimento da seguinte relação:

$$E_d \leq R_d \quad (5.4.)$$

Em que:

E_d -valor de cálculo do efeito das ações especificadas no critério de utilização, determinado com base na combinação em causa;

R_d -valor de cálculo correspondente ao valor limite do critério de utilização.

Para se cumprir o critério de segurança, tem que se assegurar que os valores dos parâmetros que definem os estados limites são iguais ou superiores aos obtidos a partir das seguintes ações combinadas:

- Combinação característica:

$$E_d = E \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + "P" + "Q_{k,1}" + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (5.5.)$$

- Combinação frequente

$$E_d = E \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + "P" + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (5.6.)$$

- Combinação quase-permanente:

$$E_d = E \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + "P" + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (5.7.)$$

Em que:

E_d -Valor de cálculo do efeito das ações

$G_{k,j}$ -Valor característico da ação permanente j ;

P -Valor representativo de uma ação de pré-esforço;

$\psi_{1,1}$ -Coeficiente para a determinação do valor de frequente de uma ação variável;

$\psi_{2,i}$ - Coeficiente para a determinação do valor quase-permanente de uma ação variável;

$Q_{k,j}$ - Valor característico de ação variável acompanhante i ;

“+”- A combinar com.

Os valores dos coeficientes ψ são os indicados no quadro 5.4, anteriormente apresentado.

Para os estados limites de utilização, os coeficientes parciais relativos às ações devem ser tomados iguais a 1, salvo indicações em contrário nas EN 1991 e EN 1999 [18].

5.3. CASOS EM ESTUDO

No presente trabalho em estudo, irão analisar-se três modelos de pórticos com dimensões distintas e, para cada um deles, irá variar-se também as dimensões da consola. Os casos em análise estão identificados no quadro 5.7.

Na primeira coluna do quadro temos uma identificação do caso, para que no seguimento deste trabalho se possa numerar cada um dos casos em análise, nas restantes colunas temos as variações estruturais efetuadas a cada um dos pórticos.

Quadro 5.7 – Identificação dos casos em estudo

Identificação do caso	Comprimento Pórtico (m)	Largura Pórtico (m)	Comprimento Consola (m)	Largura Consola (m)
A ₁	8	5	6	2
A ₂	8	5	6	2,5
A ₃	8	5	6	3
B ₁	10	5	6	2
B ₂	10	5	6	2,5
B ₃	10	5	6	3
C ₁	12	5	6	2
C ₂	12	5	6	2,5
C ₃	12	5	6	3

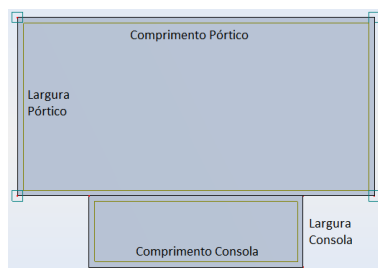


Fig. 5.1 – Planta dos casos em estudo

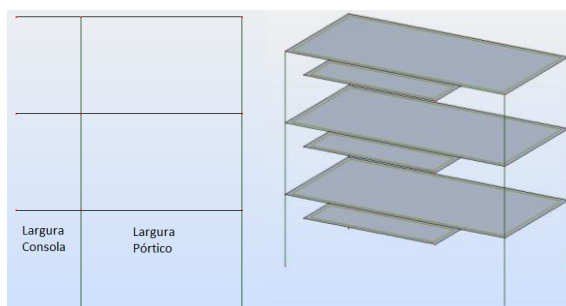


Fig. 5.2 – Corte e exemplo a 3D das estruturas em estudo

Os pórticos em estudo são destinados à habitação, constituídos por 3 pisos. A nível de soluções construtivas temos lajes maciças unidireccionais que descarregam sobre duas vigas e estas descarregam sobre pilares.

Nas figuras seguintes podemos observar os 9 modelos de estruturas propostas para este estudo.

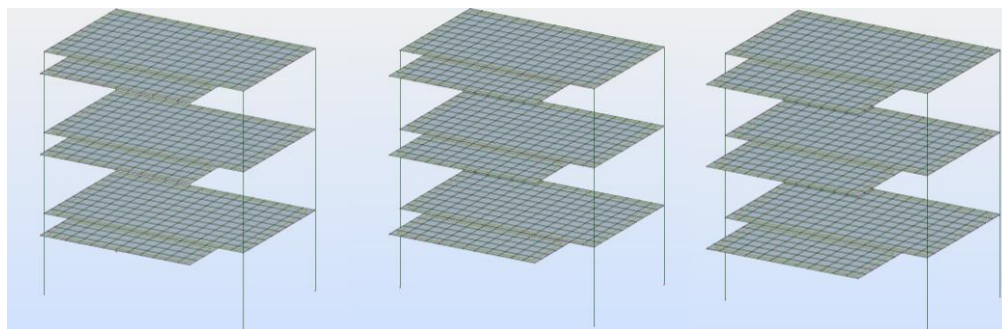


Fig. 5.3 – Exemplo a 3D do caso A₁, A₂, A₃ em estudo

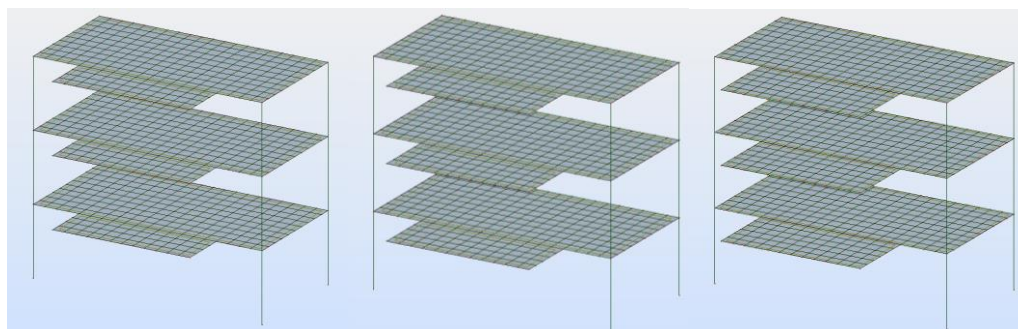


Fig. 5.4 – Exemplo a 3D do caso B₁, B₂, B₃ em estudo

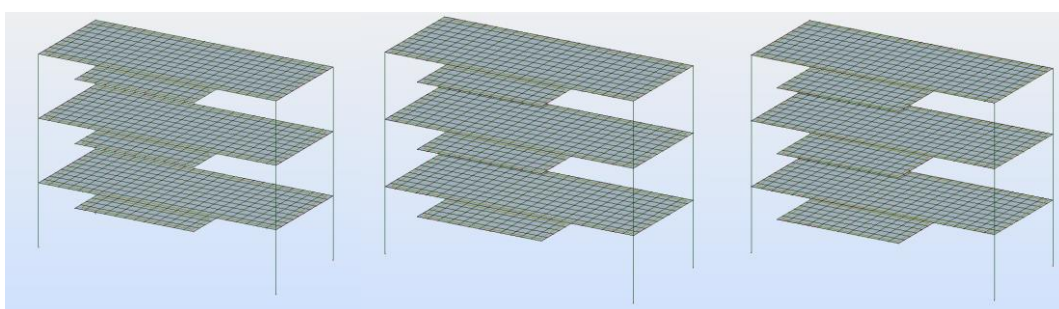


Fig. 5.5 – Exemplo a 3D do caso C₁, C₂, C₃ em estudo

5.4. PRÉ-DIMENSIONAMENTO

Para se obter um bom dimensionamento é importante definir à partida as secções dos diversos elementos do sistema estrutural, tais como lajes, vigas, pilares. Caso este não esteja bem executado, será necessário a alteração de secções e por consequência todo o cálculo inicial terá de ser repetido.

O dimensionamento dos elementos estruturais dos casos em estudo será efetuado com base no Eurocódigo 2, REBAP e com recurso ao programa de cálculo automático *Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010*. Assim para obtenção dos esforços e deformações dos casos em estudo irá proceder-se a uma análise estática tridimensional com o programa mencionado anteriormente, modelando-se os elementos estruturais com base no pré-dimensionamento efetuado neste subcapítulo.

5.4.1. LAJE MACIÇA UNIDIRECIONAL

No pré-dimensionamento de lajes maciças unidireccionais, devem considerar-se os seguintes aspetos [27]:

- Espessura mínima:
 - 10 cm- lajes de piso;
 - 12 cm- com cargas concentradas;
 - 15/20 cm- laje sobre pilares;
- Dimensionamento económico ($\mu = [0,10; 0,15]$);
- Pré-dimensionamento da espessura face as deformações e face aos esforços, para ações verticais.

O pré-dimensionamento das lajes maciças, é realizado de acordo com o disposto no artigo 7.4.2 do Eurocódigo 2. Assim, em geral, as lajes de edifícios que satisfaçam a equação 5.8, não excederão o valor limite da deformação.

$$\frac{l}{d} \leq \left(\frac{l}{d}\right)_0 \cdot k_{\sigma_s} \cdot k_T \cdot k_l \quad (5.8.)$$

Em que:

$\left(\frac{l}{d}\right)_0$ - Relação vão/altura útil, de acordo com o estabelecido no quadro 5.8;

$k_{\sigma_s} = \frac{310}{\sigma_s}$ - É um coeficiente que depende da tensão instalada no aço tracionado em condições de serviço, em que σ_s é a tensão de tração no aço a meio vão para as ações de cálculo nos estados limites de utilização. Este fator encontra-se definido no quadro 5.8, em função dos diferentes sistemas estruturais;

k_T - Fator de correção em função da seção em que apenas assume valor diferente de 1 para vigas em que T com $\frac{b}{b_w} \geq 3$;

k_l - Fator de correção em função do vão em que para lajes quando $l_{eff} \geq 8,5 m$, toma o valor de $\frac{8,5}{l_{eff}}$, caso contrario toma o valor de 1.

Quadro 5.8 – Valores básicos de relação vão/altura útil para os elementos de betão armado sem esforço normal de compressão [19]

Sistema estrutural	K	Betão fortemente solicitado $\rho = 1,5\%$	Betão levemente solicitado $\rho = 0,5\%$
Viga simplesmente apoiada, laje simplesmente apoiada armada numa direção	1,0	14	20
Vão extremo de uma viga contínua ou de uma laje contínua armada numa ou em duas direções contínua ao longo do lado maior	1,3	18	26
Vão interior de uma viga ou uma laje armada numa ou em duas direções	1,5	20	30
Laje sem vigas apoiada sobre pilares (laje fungiforme) (em relação ao maior vão)	1,2	17	24
Consola	0,4	6	8

5.4.1.1. Pré-dimensionamento da laje maciça para os casos A,B e C:

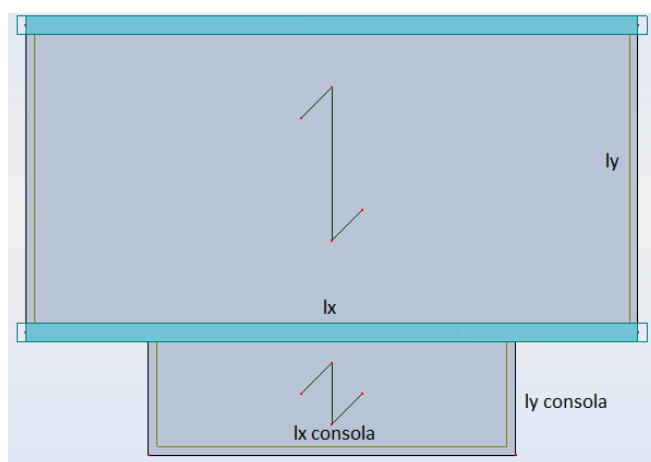


Fig. 5.6 – Laje maciça unidirecional, esquema funcionamento das lajes em estudo

As lajes em estudo são maciças unidirecionais, funcionando na direção y indicada acima, tendo as seguintes propriedades:

$$l = 5,0 \text{ m};$$

$$\left(\frac{l}{d}\right)_0 = 26 \text{ (betão levemente solicitado, percentagem armaduras } \rho = 0,5\%);$$

$$k_{\sigma S} = 1,0 \text{ (através do quadro 5.8);}$$

$$k_T = 1;$$

$$k_l = 1 \text{ (} l_{eff} \leq 8,5 \text{ m).}$$

Recorrendo a equação 5.8:

$$\frac{5,0}{d} \leq 26 \times 1,0 \times 1 \times 1$$

$$d \geq 0,19 \text{ m}$$

Terá de considera-se uma espessura da laje superior ou igual a 0,22 metros na laje maciça entre as duas vigas. Agora teremos de verificar a espessura desta para as zonas de consola, e isso é o que se irá estudar no ponto seguinte.

5.4.1.2. Pré-dimensionamento da laje maciça para os casos A,B e C em zona de consola:

Na análise da zona em consola, o pré-dimensionamento da espessura da laje será considerada a expressão 102.2 do REBAP [17], em que:

$$\frac{l_i}{h} \leq 30\eta \quad (5.9.)$$

Em que:

h - Espessura da laje;

$l_i = \alpha \times l$ - Vão equivalente da laje, sendo l o valor teórico, e α um coeficiente cujos valores são fornecidos no quadro 5.9;

η - Coeficiente, que varia com o tipo de aço:

$$\text{A235- } \eta = 1,4$$

$$\text{A400- } \eta = 1,0$$

$$\text{A500- } \eta = 0,8$$

Quadro 5.9 – Valores do coeficiente α [17]

Tipo de laje	α
Simplemente apoiada armada numa só direção	1,0
Duplamente encastrada, armada numa só direção	0,6
Apoiada num bordo e encastrada no outro, armada numa só direção	0,8
Em consola (sem rotação no apoio), armada numa só direção	2,4
Simplemente apoiada, armada em duas direções	0,7
Duplamente encastrada, armada em duas direções	0,5

Assim:

$\alpha = 2,4$ (zona em análise é em consola), e $\eta = 0,8$ (aço utilizado é do tipo A500)

Recorrendo à expressão 5.9:

$$\frac{l_i}{h} \leq 30\eta$$

$$h \geq \frac{l_i}{30\eta} \quad (5.10)$$

Da expressão 5.10 verifica-se que a altura mínima da laje maciça em consola depende do vão equivalente da laje (l_i) e do coeficiente η . Assim para as três larguras da zona em consola (l_y consola) ter-se-á uma altura mínima da laje (h) que se pode verificar no próximo quadro.

Quadro 5.10 – Valores pra a espessura da laje retirados da expressão 5.10

l (m)	α	l_i (m)	η	h (m)
2,0	2,4	4,8	0,8	$\geq 0,20$
2,5	2,4	6,0	0,8	$\geq 0,25$
3,0	2,4	7,2	0,8	$\geq 0,30$

Tendo assim as espessuras da laje em consola podemos confrontar estas com as espessuras calculadas anteriormente para quando temos a laje entre as duas vigas V_1 e V_2 . As espessuras adoptadas serão iguais em todos os casos, vamos adotar o máximo entre a parte em consola e entre as vigas, sendo que os valores estão especificados no quadro seguinte.

Quadro 5.11 – Valores adoptados para as espessuras das lajes nos casos em estudo

Identificação do caso	Comprimento Pórtico (m)	Largura Pórtico (m)	Comprimento Consola (m)	Largura Consola (m)	Espessura Laje h(cm)
A ₁	8	5	6	2	22
A ₂	8	5	6	2,5	25
A ₃	8	5	6	3	30
B ₁	10	5	6	2	22
B ₂	10	5	6	2,5	25
B ₃	10	5	6	3	30
C ₁	12	5	6	2	22
C ₂	12	5	6	2,5	25
C ₃	12	5	6	3	30

De forma a verificar a adequabilidade da solução apresentada, proceder-se-á ao cálculo do valor do momento reduzido, para a espessura da laje determinada, e assim verificar que altura considerada é suficiente face aos esforços atuantes e economicamente aceitável. Este valor deverá ser inferior a 0,15 ($\mu \leq 0,15$) [27].

O momento reduzido é determinado através da seguinte expressão:

$$\mu = \frac{M_{sd}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad (5.12)$$

Em que:

μ - Momento reduzido do valor de cálculo do momento fletor resistente;

M_{sd} - Valor de cálculo do momento fletor atuante;

b - Largura da secção;

d - Altura útil da secção;

f_{cd} - Valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão.

Casos A₁;B₁;C₁

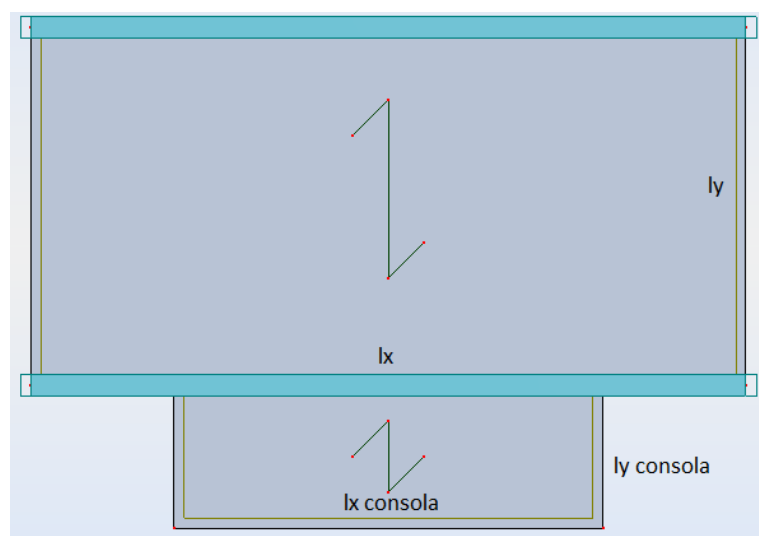


Fig. 5.7 – Laje maciça, esquema funcionamento da laje

Ações verticais a considerar:

- Peso próprio da laje- $h \times \gamma = 0,22 \times 25 = 5,5 \text{ kN/m}^2$
- Peso próprio dos revestimentos- 2 kN/m^2
- Peso próprio das paredes divisórias- $2,9 \times 2 \times 0,4 = 2,32 \text{ kN/m}^2$
- Sobrecarga habitação- 2 kN/m^2

Considerando:

- $f_{cd}(30/37) = 20 \text{ MPa}$
- $d = 0,19 \text{ m}$
- $l = l_y = 5,0 \text{ m}$

Tem-se que:

$$P_{sd} = 1,35 \times (5,5 + 2 + 2,32) + 1,5 \times 2 = 16,26 \text{ kN/m}^2 \quad (5.11)$$

$$M_{sd} = \frac{P_{sd} \times l^2}{8} = \frac{16,26 \times 5^2}{8} = 50,81 \text{ kNm/m} \quad (5.12)$$

$$\mu = \frac{1,5 \times 50,81}{1,0 \times 0,19^2 \times 20 \times 10^3} = 0,106 < 0,15$$

Casos A₂;B₂;C₂

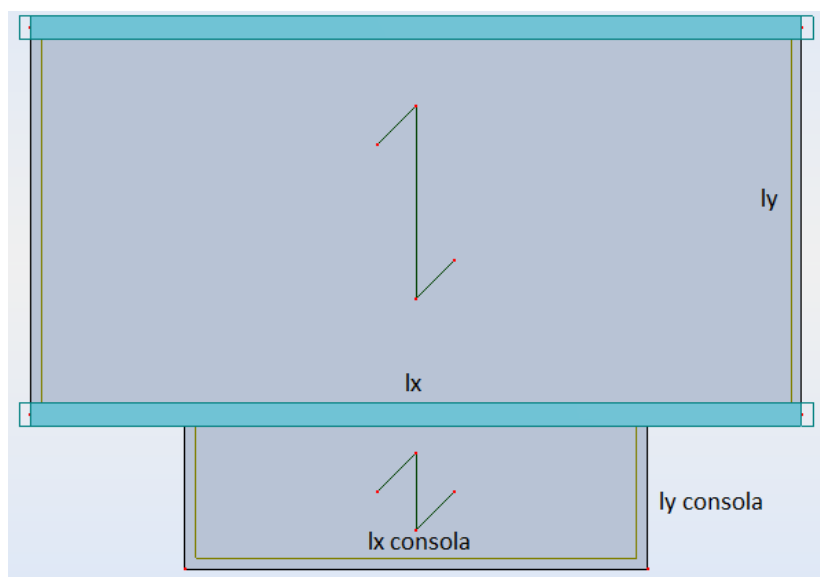


Fig. 5.8 – Laje maciça, esquema funcionamento da laje

Ações verticais a considerar:

- Peso próprio da laje- $h \times \gamma = 0,25 \times 25 = 6,25 \text{ kN/m}^2$
- Peso próprio dos revestimentos- 2 kN/m^2
- Peso próprio das paredes divisórias- $2,9 \times 2 \times 0,4 = 2,32 \text{ kN/m}^2$
- Sobrecarga habitação- 2 kN/m^2

Considerando:

- $f_{cd}(30/37) = 20 \text{ MPa}$
- $d = 0,22 \text{ m}$
- $l = l_y = 5,0 \text{ m}$

Tem-se que:

$$P_{sd} = 1,35 \times (6,25 + 2 + 2,32) + 1,5 * 2 = 17,27 \text{ kN/m}^2 \quad (5.11)$$

$$M_{sd} = \frac{P_{sd} \times l^2}{8} = \frac{17,27 \times 5^2}{8} = 53,97 \text{ kN/m} \quad (5.12)$$

$$\mu = \frac{1,5 \times 53,97}{1,0 \times 0,22^2 \times 20 \times 10^3} = 0,084 < 0,15$$

Casos A₃;B₃;C₃

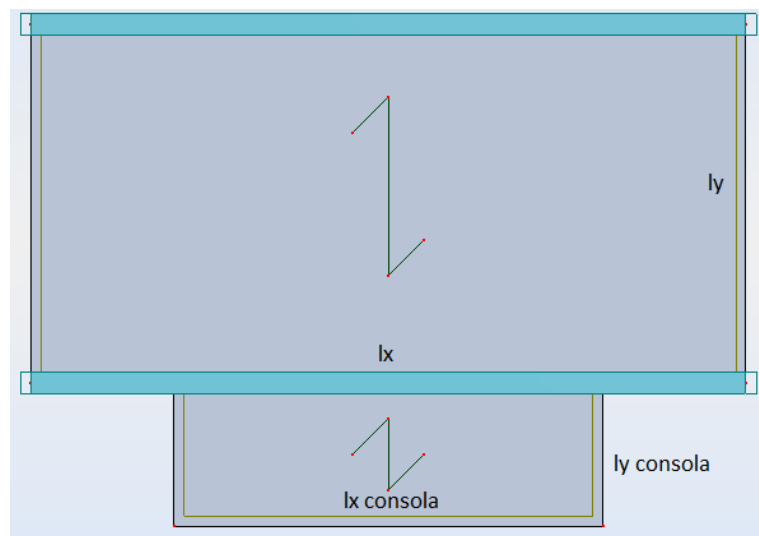


Fig. 5.9 – Laje maciça, esquema funcionamento da laje

Ações verticais a considerar:

- Peso próprio da laje- $h \times \gamma = 0,30 \times 25 = 7,5 \text{ kN/m}^2$
- Peso próprio dos revestimentos- 2 kN/m^2
- Peso próprio das paredes divisórias- $2,9 \times 2 \times 0,4 = 2,32 \text{ kN/m}^2$
- Sobrecarga habitação- 2 kN/m^2

Considerando:

- $f_{cd}(30/37) = 20 \text{ MPa}$
- $d = 0,27 \text{ m}$
- $l = l_y = 5,0 \text{ m}$

Tem-se que:

$$P_{sd} = 1,35 \times (7,5 + 2 + 1,92) + 1,5 \times 2 = 18,96 \text{ kN/m}^2 \quad (5.11.)$$

$$M_{sd} = \frac{P_{sd} \times l^2}{8} = \frac{18,96 \times 5^2}{8} = 59,25 \text{ kN/m} \quad (5.12.)$$

$$\mu = \frac{1,5 \times 59,25}{1,0 \times 0,27^2 \times 20 \times 10^3} = 0,061 < 0,15$$

5.4.2. PILARES

O pré-dimensionamento de pilares terá como base unicamente as ações verticais, ou seja, os esforços axiais, apesar da presença de momentos nestes originar por vezes um aumento das seções.

Assim acumulando-se as respetivas cargas de cada piso e partindo do conhecimento da disposição dos pilares e da área de influência dos mesmos, obtiveram-se as respetivas seções. A área de influência de um pilar pode ser entendida como a parcela da carga total do pavimento transferida para o pilar correspondente.

A verificação da segurança para peças sujeitas à flexão simples é dada pela seguinte expressão, a qual se baseia na comparação entre os esforços atuantes (N_{Ed}) e os esforços resistentes (N_{Rd}):

$$N_{Ed} \leq N_{Rd} \quad (5.13)$$

O esforço resistente (N_{Rd}), contabiliza a contribuição de cada um dos materiais, aço e betão e é obtido da seguinte forma:

$$N_{Rd} = f_{cd} \times A_c + f_{syd} \times A_s \quad (5.14)$$

Em que:

f_{cd} - Valor de cálculo da tensão de rotura do betão;

A_c - Área da seção do pilar;

f_{syd} - Valor de cálculo da tensão de cedência ou da tensão limite convencional de proporcionalidade a 0,2% à tração do aço das armaduras ordinárias;

A_s - Área de aço.

A percentagem que foi considerada para o aço A500 foi de 1% da área de betão:

$$A_s = 0,01 \times A_c \quad (5.15)$$

E considerando:

$$f_{cd} = 20 \text{ MPa}$$

$$f_{syd} = 435 \text{ MPa}$$

$$N_{sd} = 20 \times 10^3 \times A_c + 435 \times 10^3 \times 0,01 \times A_c \Leftrightarrow N_{sd} = 24350 \times A_c$$

$$A_c = \frac{N_{sd}}{24350} \quad (5.16)$$

Para determinar os esforços atuantes utilizou-se a seguinte expressão:

$$N_{sd} = N_1 \times A_{inf} + N_2 \times l_{inf} \quad (5.17)$$

Em que:

N_1 - Esforços atuantes correspondentes à laje de piso;

A_{inf} - Área de influência do pilar;

N_2 - Esforços atuantes correspondentes às paredes de fachada;

l_{inf} - Desenvolvimento correspondente aos esforços das paredes de fachada

Utilizado o método anteriormente descrito foram obtidas as áreas de betão e definidas as secções dos pilares. Estas foram obtidas ao nível da base dos pilares, uma vez que é aí que se encontra, os valores axiais máximos, ou seja, os esforços mais condicionantes.

Ações a considerar no pré-dimensionamento:

- Habitação- Piso 1 e 2
 - Peso próprio da laje- $h \times \gamma = 0,22 \times 25 = 5,5 \text{ kN/m}^2$
 - Peso próprio dos revestimentos- 2 kN/m^2
 - Peso próprio das paredes divisórias- $2,9 \times 2 \times 0,4 = 2,32 \text{ kN/m}^2$
 - Sobrecarga em habitação- 2 kN/m^2
 - Peso próprio da parede de fachada- 8 kN/m

- Cobertura
 - Peso próprio da laje- $h \times \gamma$
 - Peso próprio dos revestimentos- 4 kN/m^2
 - Sobrecarga em coberturas não acessíveis- 1 kN/m^2

Para se determinar a geometria da seção de betão de cada pilar é necessário analisar e calcular a área de influência a que cada pilar está sujeito. Tendo em consideração que a área de influência do pilar 1 é igual à do pilar 2, e a do pilar 3 é igual à do pilar 4.

Assim nos próximos pontos do subcapítulo irá determinar-se a área de cada pilar para os 9 casos em estudo.

5.4.2.1. Pré-dimensionamento de pilares para o caso A₁

Na figura abaixo apresentada, encontra-se representada a área de influência de cada pilar em estudo.

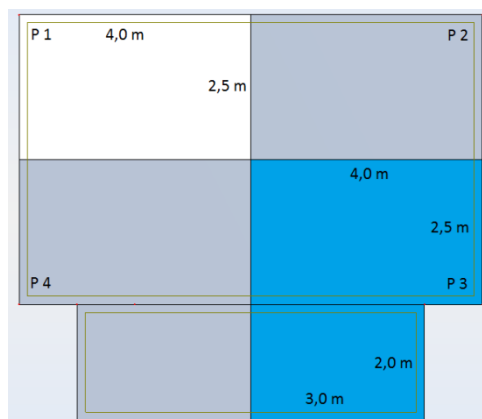


Fig. 5.10 – Planta com a área de influência dos pilares P₁ e P₃ no caso A₁

Ações a considerar no pré-dimensionamento:

- Habitação- Piso 1 e 2:

- Peso próprio da laje- $h \times \gamma = 0,22 \times 25 = 5,5 \text{ kN/m}^2$
- Peso próprio dos revestimentos- 2 kN/m^2
- Peso próprio das paredes divisórias- $2,9 \times 2 \times 0,4 = 2,32 \text{ kN/m}^2$
- Sobrecarga em habitação- 2 kN/m^2
- Peso próprio da parede de fachada- 8 kN/m

$$N_{sd}(\text{piso 1 e 2}) = [1,35 \times (5,5 + 2 + 2,32) + 1,5 \times 2] \times 2 = 32,51 \text{ kN/m}^2$$

- Cobertura:

- Peso próprio da laje- $h \times \gamma = 0,22 \times 25 = 5,5 \text{ kN/m}^2$
- Peso próprio dos revestimentos- 4 kN/m^2
- Sobrecarga em coberturas não acessíveis- 1 kN/m^2

$$N_{sd}(\text{cobertura}) = 1,35 \times (5,5 + 4) + 1,5 \times 1 = 14,33 \text{ kN/m}^2$$

$$A_{inf} P_1 = A_{inf} P_2 = 4,0 \times 2,5 = 10 \text{ m}^2$$

$$A_{inf} P_3 = A_{inf} P_4 = 4,0 \times 2,5 + 3,0 \times 2,0 = 16 \text{ m}^2$$

$$N_{sd}(\text{pilar 1 e 2}) = (32,51 + 14,33) \times 10 + 1,35 \times 8 \times 2 \times 6,5 = 608,80 \text{ kN}$$

$$N_{sd}(\text{pilar 3 e 4}) = (32,51 + 14,33) \times 16 + 1,35 \times 8 \times 2 \times 8,5 = 933,04 \text{ kN}$$

Recorrendo à expressão 5.16, temos que a área de cada pilar é:

$$A_c(\text{pilar 1 e 2}) = \frac{608,80}{24350} = 0,0250 \text{ m}^2$$

$$A_c(\text{pilar 3 e 4}) = \frac{933,04}{24350} = 0,0383 \text{ m}^2$$

5.4.2.2. Pré-dimensionamento de pilares para o caso A₂

Na figura abaixo apresentada, encontra-se representada a área de influência de cada pilar em estudo.

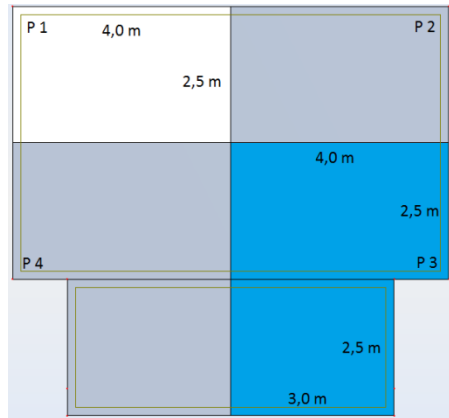


Fig. 5.11 – Planta com a área de influência dos pilares P₁ e P₃ no caso A₂

Ações a considerar no pré-dimensionamento:

- Habitação- Piso 1 e 2:

- Peso próprio da laje- $h \times \gamma = 0,25 \times 25 = 6,25 \text{ kN/m}^2$
- Peso próprio dos revestimentos- 2 kN/m^2
- Peso próprio das paredes divisórias- $2,9 \times 2 \times 0,4 = 2,32 \text{ kN/m}^2$
- Sobrecarga em habitação- 2 kN/m^2
- Peso próprio da parede de fachada- 8 kN/m

$$N_{sd}(\text{piso 1 e 2}) = [1,35 \times (6,25 + 2 + 2,32) + 1,5 \times 2] \times 2 = 34,54 \text{ kN/m}^2$$

- Cobertura:

- Peso próprio da laje- $h \times \gamma = 0,25 \times 25 = 6,25 \text{ kN/m}^2$
- Peso próprio dos revestimentos- 4 kN/m^2
- Sobrecarga em coberturas não acessíveis- 1 kN/m^2

$$N_{sd}(\text{cobertura}) = 1,35 \times (6,25 + 4) + 1,5 \times 1 = 15,34 \text{ kN/m}^2$$

$$A_{inf} P_1 = A_{inf} P_2 = 4,0 \times 2,5 = 10 \text{ m}^2$$

$$A_{inf} P_3 = A_{inf} P_4 = 4,0 \times 2,5 + 3,0 \times 2,5 = 17,5 \text{ m}^2$$

$$N_{sd}(\text{pilar 1 e 2}) = (34,54 + 15,34) \times 10 + 1,35 \times 8 \times 2 \times 6,5 = 639,20 \text{ kN}$$

$$N_{sd}(\text{pilar 3 e 4}) = (34,54 + 15,34) \times 17,5 + 1,35 \times 8 \times 2 \times 9 = 1067,30 \text{ kN}$$

Recorrendo à expressão 5.16, temos que a área de cada pilar é:

$$A_c(\text{pilar 1 e 2}) = \frac{639,20}{24350} = 0,0263 \text{ m}^2$$

$$A_c(\text{pilar 3 e 4}) = \frac{1067,30}{24350} = 0,0438 \text{ m}^2$$

5.4.2.3. Pré-dimensionamento de pilares para o caso A₃

Na figura abaixo apresentada, encontra-se representada a área de influência de cada pilar em estudo.

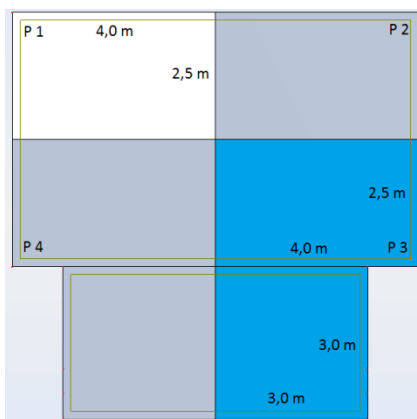


Fig. 5.12 – Planta com a área de influência dos pilares P₁ e P₃ no caso A₃

Ações a considerar no pré-dimensionamento:

- Habitação- Piso 1 e 2:

- Peso próprio da laje- $h \times \gamma = 0,30 \times 25 = 7,5 \text{ kN/m}^2$
- Peso próprio dos revestimentos- 2 kN/m^2
- Peso próprio das paredes divisórias- $2,9 \times 2 \times 0,4 = 2,32 \text{ kN/m}^2$
- Sobrecarga em habitação- 2 kN/m^2
- Peso próprio da parede de fachada- 8 kN/m

$$N_{sd}(\text{piso 1 e 2}) = [1,35 \times (7,5 + 2 + 2,32) + 1,5 \times 2] \times 2 = 37,91 \text{ kN/m}^2$$

- Cobertura:

- Peso próprio da laje- $h \times \gamma = 0,30 \times 25 = 7,5 \text{ kN/m}^2$
- Peso próprio dos revestimentos- 4 kN/m^2
- Sobrecarga em coberturas não acessíveis- 1 kN/m^2

$$N_{sd}(\text{cobertura}) = 1,35 \times (7,5 + 4) + 1,5 \times 1 = 17,03 \text{ kN/m}^2$$

$$A_{inf} P_1 = A_{inf} P_2 = 4,0 \times 2,5 = 10 \text{ m}^2$$

$$A_{inf} P_3 = A_{inf} P_4 = 4,0 \times 2,5 + 3,0 \times 3,0 = 19 \text{ m}^2$$

$$N_{sd}(\text{pilar 1 e 2}) = (37,91 + 17,03) \times 10 + 1,35 \times 8 \times 2 \times 6,5 = 689,80 \text{ kN}$$

$$N_{sd}(\text{pilar 3 e 4}) = (37,91 + 17,03) \times 19 + 1,35 \times 8 \times 2 \times 9 = 1238,26 \text{ kN}$$

Recorrendo à expressão 5.16, temos que a área de cada pilar é:

$$A_c(\text{pilar 1 e 2}) = \frac{689,80}{24350} = 0,0283 \text{ m}^2$$

$$A_c(\text{pilar 3 e 4}) = \frac{1238,26}{24350} = 0,0509 \text{ m}^2$$

5.4.2.4. Pré-dimensionamento de pilares para o caso B₁

Na figura abaixo apresentada, encontra-se representada a área de influência de cada pilar em estudo.

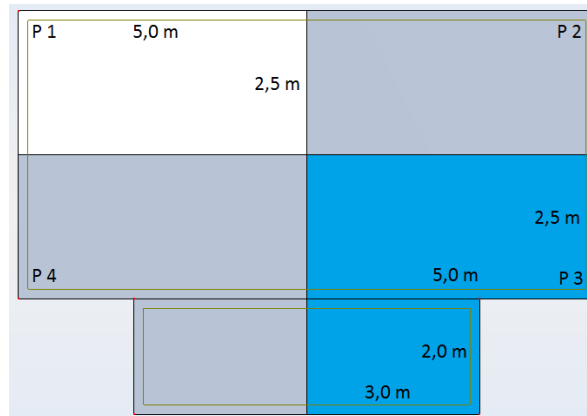


Fig. 5.13 – Planta com a área de influência dos pilares P₁ e P₃ no caso B₁

Ações a considerar no pré-dimensionamento:

- Habitação- Piso 1 e 2:
 - Peso próprio da laje- $h \times \gamma = 0,22 \times 25 = 5,5 \text{ kN/m}^2$
 - Peso próprio dos revestimentos- 2 kN/m^2
 - Peso próprio das paredes divisórias- $2,9 \times 2 \times 0,4 = 2,32 \text{ kN/m}^2$
 - Sobrecarga em habitação- 2 kN/m^2
 - Peso próprio da parede de fachada- 8 kN/m

$$N_{sd}(\text{piso 1 e 2}) = [1,35 \times (5,5 + 2 + 2,32) + 1,5 \times 2] \times 2 = 32,51 \text{ kN/m}^2$$

- Cobertura:
 - Peso próprio da laje- $h \times \gamma = 0,22 \times 25 = 5,5 \text{ kN/m}^2$
 - Peso próprio dos revestimentos- 4 kN/m^2
 - Sobrecarga em coberturas não acessíveis- 1 kN/m^2

$$N_{sd}(\text{cobertura}) = 1,35 \times (5,5 + 4) + 1,5 \times 1 = 14,33 \text{ kN/m}^2$$

$$A_{inf} P_1 = A_{inf} P_2 = 5,0 \times 2,5 = 12,5 \text{ m}^2$$

$$A_{inf} P_3 = A_{inf} P_4 = 5,0 \times 2,5 + 3,0 \times 2,0 = 18,5 \text{ m}^2$$

$$N_{sd}(\text{pilar 1 e 2}) = (32,51 + 14,33) \times 12,5 + 1,35 \times 8 \times 2 \times 7,5 = 747,50 \text{ kN}$$

$$N_{sd}(\text{pilar 3 e 4}) = (32,51 + 14,33) \times 18,5 + 1,35 \times 8 \times 2 \times 9,5 = 1071,74 \text{ kN}$$

Recorrendo à expressão 5.16, temos que a área de cada pilar é:

$$A_c(\text{pilar 1 e 2}) = \frac{747,50}{24350} = 0,0307 \text{ m}^2$$

$$A_c(\text{pilar 3 e 4}) = \frac{1071,74}{24350} = 0,0440 \text{ m}^2$$

5.4.2.5. Pré-dimensionamento de pilares para o caso B₂

Na figura abaixo apresentada, encontra-se representada a área de influência de cada pilar em estudo.

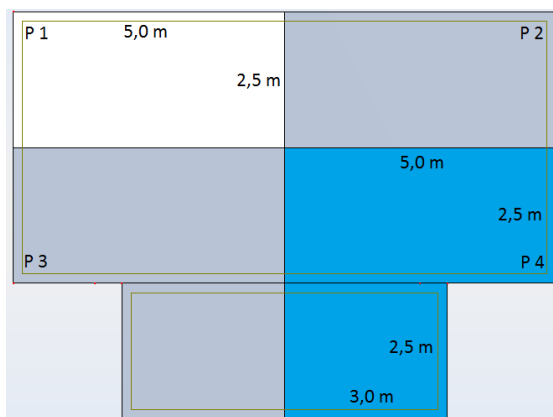


Fig. 5.14 – Planta com a área de influência dos pilares P₁ e P₃ no caso B₂

Ações a considerar no pré-dimensionamento:

- Habitação- Piso 1 e 2:

- Peso próprio da laje- $h \times \gamma = 0,25 \times 25 = 6,25 \text{ kN/m}^2$
- Peso próprio dos revestimentos- 2 kN/m^2
- Peso próprio das paredes divisórias- $2,9 \times 2 \times 0,4 = 2,32 \text{ kN/m}^2$
- Sobrecarga em habitação- 2 kN/m^2
- Peso próprio da parede de fachada- 8 kN/m

$$N_{sd}(\text{piso 1 e 2}) = [1,35 \times (6,25 + 2 + 2,32) + 1,5 \times 2] \times 2 = 34,54 \text{ kN/m}^2$$

- Cobertura:

- Peso próprio da laje- $h \times \gamma = 0,25 \times 25 = 6,25 \text{ kN/m}^2$
- Peso próprio dos revestimentos- 4 kN/m^2
- Sobrecarga em coberturas não acessíveis- 1 kN/m^2

$$N_{sd}(\text{cobertura}) = 1,35 \times (6,25 + 4) + 1,5 \times 1 = 15,34 \text{ kN/m}^2$$

$$A_{inf} P_1 = A_{inf} P_2 = 5,0 \times 2,5 = 12,5 \text{ m}^2$$

$$A_{inf} P_3 = A_{inf} P_4 = 5,0 \times 2,5 + 3,0 \times 2,5 = 20 \text{ m}^2$$

$$N_{sd}(\text{pilar 1 e 2}) = (34,54 + 15,34) \times 12,5 + 1,35 \times 8 \times 2 \times 7,5 = 785,50 \text{ kN}$$

$$N_{sd}(\text{pilar 3 e 4}) = (34,54 + 15,34) \times 20 + 1,35 \times 8 \times 2 \times 10 = 1213,60 \text{ kN}$$

Recorrendo à expressão 5.16, temos que a área de cada pilar é:

$$A_c(\text{pilar 1 e 2}) = \frac{785,50}{24350} = 0,0323 \text{ m}^2$$

$$A_c(\text{pilar 3 e 4}) = \frac{1213,60}{24350} = 0,0498 \text{ m}^2$$

5.4.2.6. Pré-dimensionamento de pilares para o caso B₃

Na figura abaixo apresentada, encontra-se representada a área de influência de cada pilar em estudo.

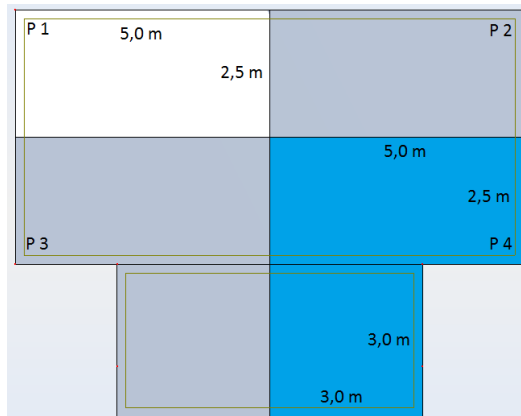


Fig. 5.15 – Planta com a área de influência dos pilares P₁ e P₃ no caso B₃

Ações a considerar no pré-dimensionamento:

- Habitação- Piso 1 e 2:
 - Peso próprio da laje- $h \times \gamma = 0,30 \times 25 = 7,5 \text{ kN/m}^2$
 - Peso próprio dos revestimentos- 2 kN/m^2
 - Peso próprio das paredes divisórias- $2,9 \times 2 \times 0,4 = 2,32 \text{ kN/m}^2$
 - Sobrecarga em habitação- 2 kN/m^2
 - Peso próprio da parede de fachada- 8 kN/m

$$N_{sd}(\text{piso 1 e 2}) = [1,35 \times (7,5 + 2 + 2,32) + 1,5 \times 2] \times 2 = 37,91 \text{ kN/m}^2$$

- Cobertura:
 - Peso próprio da laje- $h \times \gamma = 0,30 \times 25 = 7,5 \text{ kN/m}^2$
 - Peso próprio dos revestimentos- 4 kN/m^2
 - Sobrecarga em coberturas não acessíveis- 1 kN/m^2

$$N_{sd}(\text{cobertura}) = 1,35 \times (7,5 + 4) + 1,5 \times 1 = 17,03 \text{ kN/m}^2$$

$$A_{inf} P_1 = A_{inf} P_2 = 5,0 \times 2,5 = 12,5 \text{ m}^2$$

$$A_{inf} P_3 = A_{inf} P_4 = 5,0 \times 2,5 + 3,0 \times 3,0 = 21,5 \text{ m}^2$$

$$N_{sd}(\text{pilar 1 e 2}) = (37,91 + 17,03) \times 12,5 + 1,35 \times 8 \times 2 \times 7,5 = 848,75 \text{ kN}$$

$$N_{sd}(\text{pilar 3 e 4}) = (37,91 + 17,03) \times 21,5 + 1,35 \times 8 \times 2 \times 10,5 = 1408,01 \text{ kN}$$

Recorrendo à expressão 5.16, temos que a área de cada pilar é:

$$A_c(\text{pilar 1 e 2}) = \frac{848,75}{24350} = 0,0349 \text{ m}^2$$

$$A_c(\text{pilar 3 e 4}) = \frac{1408,01}{24350} = 0,0578 \text{ m}^2$$

5.4.2.7. Pré-dimensionamento de pilares para o caso C₁

Na figura abaixo apresentada, encontra-se representada a área de influência de cada pilar em estudo.

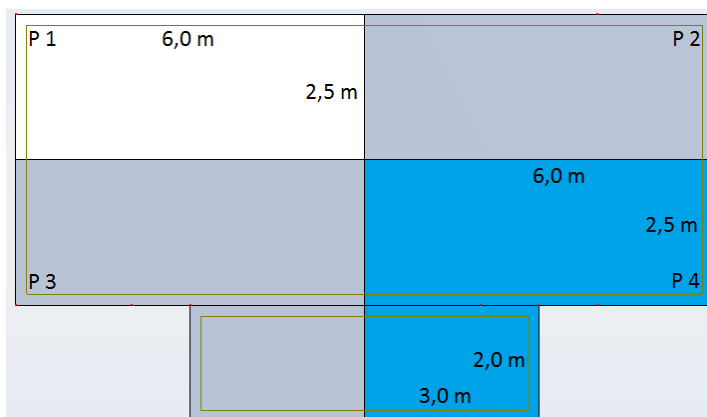


Fig. 5.16 – Planta com a área de influência dos pilares P₁ e P₃ no caso C₁

Ações a considerar no pré-dimensionamento:

- Habitação- Piso 1 e 2:

- Peso próprio da laje- $h \times \gamma = 0,22 \times 25 = 5,5 \text{ kN/m}^2$
- Peso próprio dos revestimentos- 2 kN/m^2
- Peso próprio das paredes divisórias- $2,9 \times 2 \times 0,4 = 2,32 \text{ kN/m}^2$
- Sobrecarga em habitação- 2 kN/m^2
- Peso próprio da parede de fachada- 8 kN/m

$$N_{sd}(\text{piso 1 e 2}) = [1,35 \times (5,5 + 2 + 2,32) + 1,5 \times 2] \times 2 = 32,51 \text{ kN/m}^2$$

- Cobertura:

- Peso próprio da laje- $h \times \gamma = 0,22 \times 25 = 5,5 \text{ kN/m}^2$
- Peso próprio dos revestimentos- 4 kN/m^2
- Sobrecarga em coberturas não acessíveis- 1 kN/m^2

$$N_{sd}(\text{cobertura}) = 1,35 \times (5,5 + 4) + 1,5 \times 1 = 14,33 \text{ kN/m}^2$$

$$A_{inf} P_1 = A_{inf} P_2 = 6,0 \times 2,5 = 15 \text{ m}^2$$

$$A_{inf} P_3 = A_{inf} P_4 = 6,0 \times 2,5 + 3,0 \times 2,0 = 21 \text{ m}^2$$

$$N_{sd}(\text{pilar 1 e 2}) = (32,51 + 14,33) \times 15 + 1,35 \times 8 \times 2 \times 8,5 = 886,20 \text{ kN}$$

$$N_{sd}(\text{pilar 3 e 4}) = (32,51 + 14,33) \times 21 + 1,35 \times 8 \times 2 \times 10,5 = 1210,44 \text{ kN}$$

Recorrendo à expressão 5.16, temos que a área de cada pilar é:

$$A_c(\text{pilar 1 e 2}) = \frac{886,20}{24350} = 0,0364 \text{ m}^2$$

$$A_c(\text{pilar 3 e 4}) = \frac{1210,44}{24350} = 0,0497 \text{ m}^2$$

5.4.2.8. Pré-dimensionamento de pilares para o caso C₂

Na figura abaixo apresentada, encontra-se representada a área de influência de cada pilar em estudo.

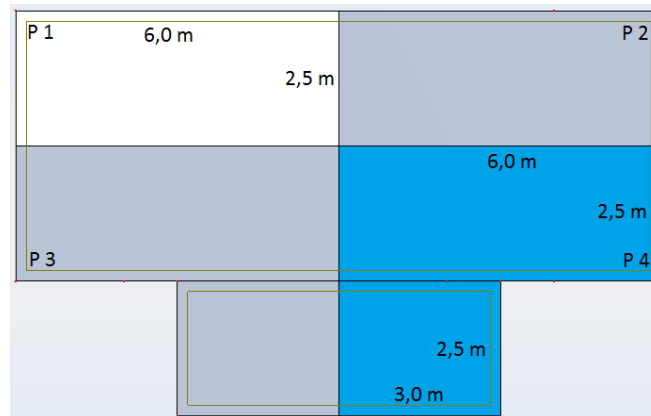


Fig. 5.17 – Planta com a área de influência dos pilares P₁ e P₃ no caso C₂

Ações a considerar no pré-dimensionamento:

- Habitação- Piso 1 e 2:
 - Peso próprio da laje- $h \times \gamma = 0,25 \times 25 = 6,25 \text{ kN/m}^2$
 - Peso próprio dos revestimentos- 2 kN/m^2
 - Peso próprio das paredes divisórias- $2,9 \times 2 \times 0,4 = 2,32 \text{ kN/m}^2$
 - Sobrecarga em habitação- 2 kN/m^2
 - Peso próprio da parede de fachada- 8 kN/m

$$N_{sd}(\text{piso 1 e 2}) = [1,35 \times (6,25 + 2 + 2,32) + 1,5 \times 2] \times 2 = 34,54 \text{ kN/m}^2$$

- Cobertura:
 - Peso próprio da laje- $h \times \gamma = 0,25 \times 25 = 6,25 \text{ kN/m}^2$
 - Peso próprio dos revestimentos- 4 kN/m^2
 - Sobrecarga em coberturas não acessíveis- 1 kN/m^2

$$N_{sd}(\text{cobertura}) = 1,35 \times (6,25 + 4) + 1,5 \times 1 = 15,34 \text{ kN/m}^2$$

$$A_{inf} P_1 = A_{inf} P_2 = 6,0 \times 2,5 = 15 \text{ m}^2$$

$$A_{inf} P_3 = A_{inf} P_4 = 6,0 \times 2,5 + 3,0 \times 2,5 = 22,5 \text{ m}^2$$

$$N_{sd}(\text{pilar 1 e 2}) = (34,54 + 15,34) \times 15 + 1,35 \times 8 \times 2 \times 8,5 = 931,80 \text{ kN}$$

$$N_{sd}(\text{pilar 3 e 4}) = (34,54 + 15,34) \times 22,5 + 1,35 \times 8 \times 2 \times 11 = 1359,90 \text{ kN}$$

Recorrendo à expressão 5.16, temos que a área de cada pilar é:

$$A_c(\text{pilar 1 e 2}) = \frac{931,80}{24350} = 0,0383 \text{ m}^2$$

$$A_c(\text{pilar 3 e 4}) = \frac{1359,90}{24350} = 0,0558 \text{ m}^2$$

5.3.2.9. Pré-dimensionamento de pilares para o caso C₃

Na figura abaixo apresentada, encontra-se representada a área de influência de cada pilar em estudo.

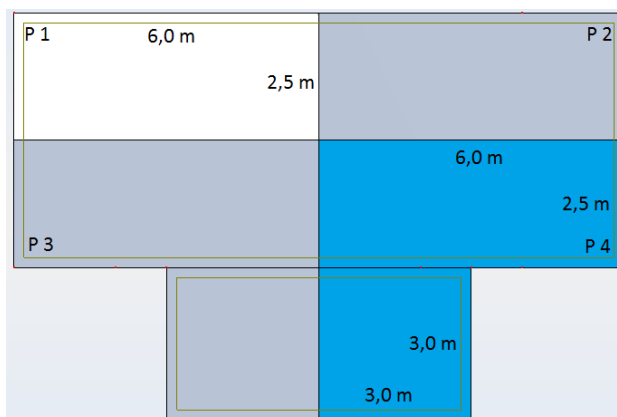


Fig. 5.18 – Planta com a área de influência dos pilares P₁ e P₃ no caso C₃

Ações a considerar no pré-dimensionamento:

- Habitação- Piso 1 e 2:

- Peso próprio da laje- $h \times \gamma = 0,30 \times 25 = 7,5 \text{ kN/m}^2$
- Peso próprio dos revestimentos- 2 kN/m^2
- Peso próprio das paredes divisórias- $2,9 \times 2 \times 0,4 = 2,32 \text{ kN/m}^2$
- Sobrecarga em habitação- 2 kN/m^2
- Peso próprio da parede de fachada- 8 kN/m

$$N_{sd}(\text{piso 1 e 2}) = [1,35 \times (7,5 + 2 + 2,32) + 1,5 \times 2] \times 2 = 37,91 \text{ kN/m}^2$$

- Cobertura:

- Peso próprio da laje- $h \times \gamma = 0,30 \times 25 = 7,5 \text{ kN/m}^2$
- Peso próprio dos revestimentos- 4 kN/m^2
- Sobrecarga em coberturas não acessíveis- 1 kN/m^2

$$N_{sd}(\text{cobertura}) = 1,35 \times (7,5 + 4) + 1,5 \times 1 = 17,03 \text{ kN/m}^2$$

$$A_{inf} P_1 = A_{inf} P_2 = 6,0 \times 2,5 = 15 \text{ m}^2$$

$$A_{inf} P_3 = A_{inf} P_4 = 6,0 \times 2,5 + 3,0 \times 3,0 = 24 \text{ m}^2$$

$$N_{sd}(\text{pilar 1 e 2}) = (37,91 + 17,03) \times 15 + 1,35 \times 8 \times 2 \times 8,5 = 1007,70 \text{ kN}$$

$$N_{sd}(\text{pilar 3 e 4}) = (37,91 + 17,03) \times 24 + 1,35 \times 8 \times 2 \times 12 = 1577,76 \text{ kN}$$

Recorrendo à expressão 5.16, temos que a área de cada pilar é:

$$A_c(\text{pilar 1 e 2}) = \frac{1007,70}{24350} = 0,0414 \text{ m}^2$$

$$A_c(\text{pilar 3 e 4}) = \frac{1577,76}{24350} = 0,0648 \text{ m}^2$$

5.4.3. VIGAS

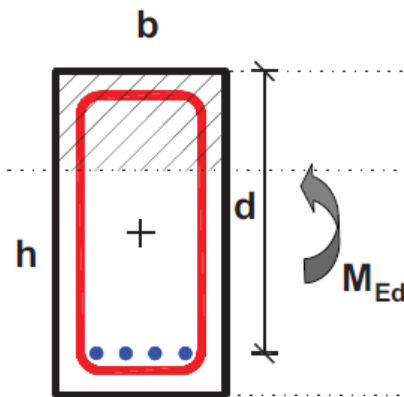


Fig. 5.19 – Corte da secção de uma viga [29]

No pré-dimensionamento de vigas tem de se ter em conta os seguintes aspetos [29]:

- Proporções da secção retangular (mais usuais):

$$d = 2a3 \times b \quad (5.18)$$

- Resistência ao fogo e facilidade de colocação de armaduras e betonagem:

$$b \geq 0,20 \text{ m} \quad (5.19)$$

- Economia de material

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{bd^2 f_{cd}} \approx 0,25 \quad (5.20)$$

$$d \approx \sqrt{\frac{M_{Ed}}{0,25bf_{cd}}} \quad (5.21)$$

5.4.3.1. Pré-dimensionamento da viga V_1 e V_2 para caso A

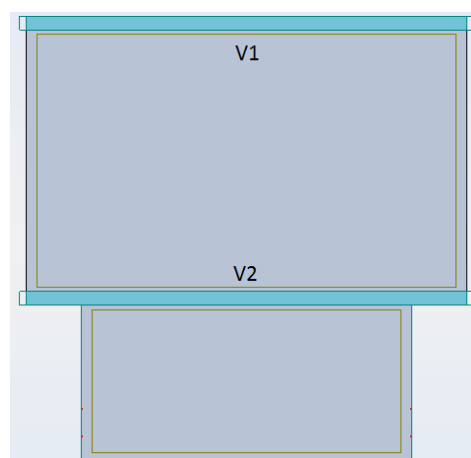


Fig. 5.20 – Planta com as vigas V_1 e V_2 para os casos em estudo A

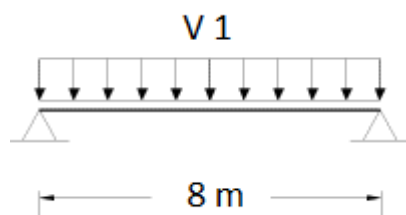


Fig. 5.21 – Carga a que estão sujeitas as vigas V_1 e V_2 para o caso em estudo A

$$V_1 = 18,96 \times 2,5 = 47,39 \text{ kN/m} \quad (5.22)$$

$$M_{Ed} = \frac{V_1 \times l^2}{8} = \frac{47,39 \times 8^2}{8} = 379,12 \text{ kN.m} \quad (5.23)$$

$$d \approx \sqrt{\frac{379,12}{0,25 \times 0,25 \times 20 \times 10^3}} \approx 0,55 \text{ m} \quad (5.21)$$

5.4.3.2. Pré-dimensionamento da viga V_1 e V_2 para caso B

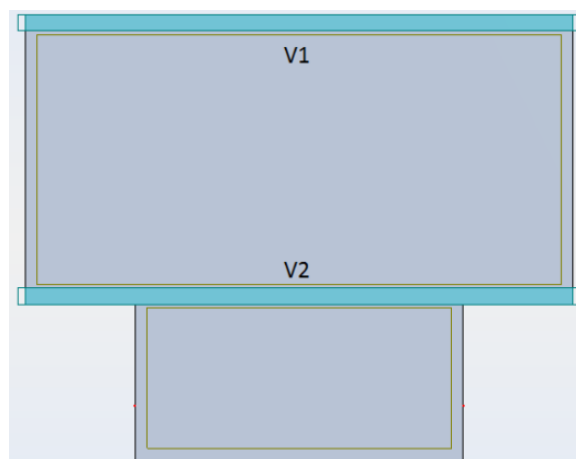


Fig. 5.22 – Planta com as vigas V_1 e V_2 para os casos em estudo B

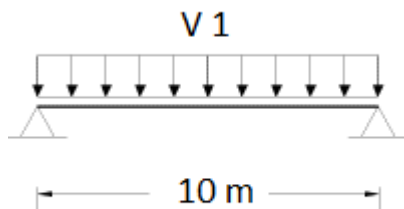


Fig. 5.23 – Carga a que estão sujeitas as vigas V_1 e V_2 para o caso em estudo B

$$V_1 = 18,96 \times 2,5 = 47,39 \text{ kN/m} \quad (5.22)$$

$$M_{Ed} = \frac{V_1 \times l^2}{8} = \frac{47,39 \times 10^2}{8} = 592,38 \text{ kN.m} \quad (5.23)$$

$$d \approx \sqrt{\frac{592,38}{0,3 \times 0,25 \times 20 \times 10^3}} \approx 0,63 \text{ m} \quad (5.21)$$

5.4.3.3. Pré-dimensionamento da viga V₁ e V₂ para caso C

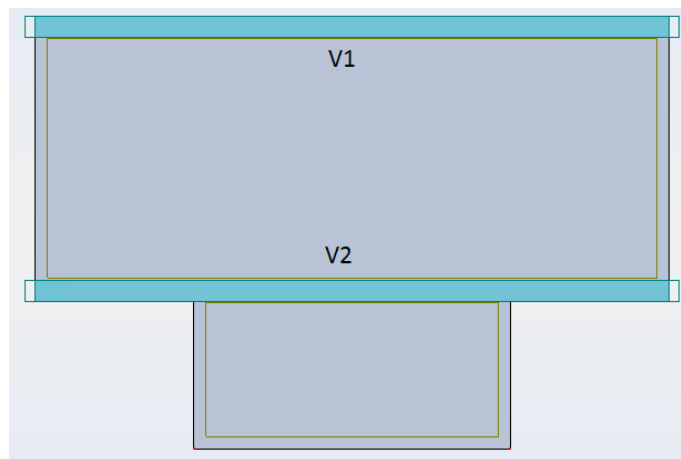


Fig. 5.24 – Planta com as vigas V₁ e V₂ para os casos em estudo em C

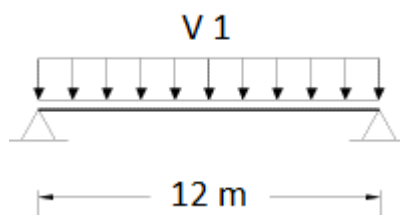


Fig. 5.25 – Carga a que estão sujeitas as vigas V₁ e V₂ para o caso em estudo C

$$V_1 = 18,96 \times 2,5 = 47,39 \text{ kN/m} \quad (5.22)$$

$$M_{Ed} = \frac{V_1 \times l^2}{8} = \frac{47,39 \times 12^2}{8} = 852,84 \text{ kN.m} \quad (5.23)$$

$$d \approx \sqrt{\frac{852,84}{0,4 \times 0,25 \times 20 \times 10^3}} \approx 0,65 \text{ m} \quad (5.21)$$

5.5. MODELOS DE CÁLCULO

Os modelos estruturais adoptados resultam do pré-dimensionamento efetuado anteriormente, como já referido. Assim as características da laje maciça, dos pilares e das vigas encontram-se descritas no quadro seguinte.

Quadro 5.12 – Valores adoptados para as dimensões de lajes, pilares e vigas nos casos em estudo

Caso em estudo	Dimensão laje maciça h(cm)	Dimensão Pilares (cm ²)	Dimensão das vigas V ₁ e V ₂ (cm ²)
A ₁	22	25x25	25x60
A ₂	25	25x25	25x60
A ₃	30	25x25	25x60
B ₁	22	30x30	30x65
B ₂	25	30x30	30x65
B ₃	30	30x30	30x65
C ₁	22	40x40	40x70
C ₂	25	40x40	40x70
C ₃	30	40x40	40x70

Desta forma, concluído o pré-dimensionamento definiu-se o modelo estrutural a introduzir no programa de cálculo automático (Robot Structural Analysis Professional 2010), respeitando todas as secções anteriormente obtidas.

5.5.1. MODELAÇÃO ESTRUTURAL

A modelação dos pilares foi realizada com o recurso a elementos de barras simples (RC column), e as vigas com recurso a elementos de barras simples denominados (RC beam), estes consistem num elemento finito de dois nós, aos quais se atribui as características geométricas das secções obtidas no pré-dimensionamento e as características mecânicas do material utilizado.

Na modelação das paredes, estas foram realizadas com recurso a elementos finitos do tipo Shell, de quatro nós, aos quais também se atribui as características geométricas da secção obtida no pré-dimensionamento e as características do material utilizado.

Em relação às lajes, a sua modelação foi realizada com recurso a elementos Shell homogéneos, aos quais se atribuíram as características geométricas determinadas no pré-dimensionamento, assim como as características mecânicas do material utilizado.

Como já foi referido, o programa de cálculo tem como base o método dos elementos finitos. Este método consiste na divisão de um elemento contínuo em elementos mais pequenos, malha de elementos finitos, mantendo as mesmas propriedades do elemento estrutural original. Este método procura refletir o mais possível o comportamento estrutural real de um edifício, e conseqüentemente obter resultados mais rigorosos e próximos da realidade.

Nos casos em estudo, para os elementos finitos foi definida uma malha quadrada de 0,5 metros de lado (aproximadamente), como se pode verificar nas próximas figuras, onde temos também representado o modelo estrutural utilizado para o dimensionamento.

As bases dos pilares foram consideradas encastradas.

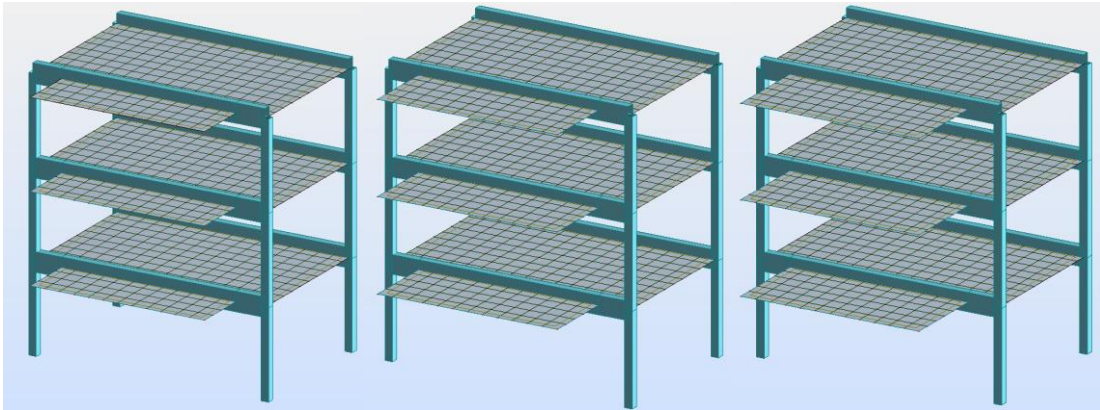


Fig. 5.26 – Modelo estrutural dos casos de estudo em A com a malha de elementos finitos

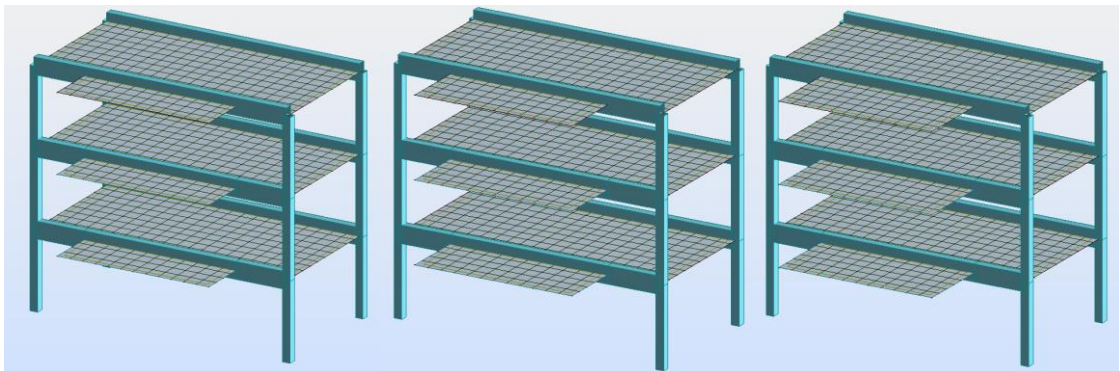


Fig. 5.27 – Modelo estrutural dos casos de estudo em B com a malha de elementos finitos

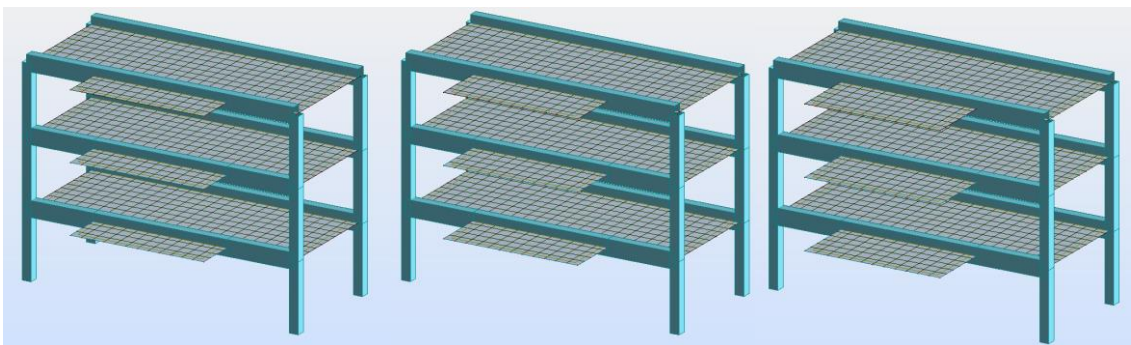


Fig. 5.28 – Modelo estrutural dos casos de estudo em C com a malha de elementos finitos

5.5.2. AÇÕES

Definido o modelo estrutural, foram introduzidas as ações verticais que atuam nas estruturas, estas correspondem às ações relativas aos pisos de habitação (1º e 2º piso) e ao piso de cobertura, caracterizadas anteriormente.

Assim, para o dimensionamento foram consideradas as seguintes cargas:

- Peso próprio dos revestimentos- 2 kN/m²
- Peso próprio das paredes divisórias- 2,9×2×0,4=2,32 kN/m²
- Sobrecarga em habitação- 2 kN/m²
- Sobrecarga em coberturas não acessíveis- 1 kN/m²
- Peso próprio da parede de fachada- 8 kN/m

O peso próprio das lajes é calculado automaticamente pelo programa.

Para o dimensionamento foi considerada a combinação de ações fundamentais relativamente aos Estados Limites Últimos (ELU), que se traduz em:

$$E_d = E \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_p P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 2} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (5.24)$$

Ou seja:

$$E_d = 1,35 \times PP + 1,35 \times RCD + 1,5 \times Sobrecarga \quad (5.25)$$

Em que:

PP- Peso próprio da laje;

RCD- Restante carga permanente (paredes exteriores, paredes divisórias e revestimentos)

Sobrecarga- é a sobrecarga a considerar em função do tipo de utilização do espaço, no presente caso em estudo estamos perante habitação.

5.6. VERIFICAÇÃO DO MOMENTO REDUZIDO NAS LAJES MACIÇAS EM ESTUDO

A solução adoptada para as lajes nos casos em estudo, como já foi referido, foram lajes maciças unidireccionais, onde o pré-dimensionamento das mesmas foi executado de acordo com o Eurocódigo 2 e o REBAP.

Os dimensionamentos das lajes foram efetuados obtendo os momentos fletores através do programa Robot Structural Analysis Professional 2010, e este é efetuado com base nos valores obtidos no programa. Este é dimensionamento é bastante preciso uma vez que se obtêm os valores dos esforços da estrutura em cada ponto da mesma. Nos momentos fletores obtidos através do programa de cálculo automático, deve ter-se especial atenção que a convenção dos sinais para estes é inversa à corretamente utilizada em engenharia civil.

Tem-se então que o cálculo do momento reduzido (μ) é dado pela seguinte expressão, e para que este seja viável a nível económico e dimensional deverá ser inferior, em todos os casos, a 0,15:

$$\mu = \frac{M_{sd}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} < 0,15 \quad (5.26)$$

5.6.1. CASO EM ESTUDO A₁

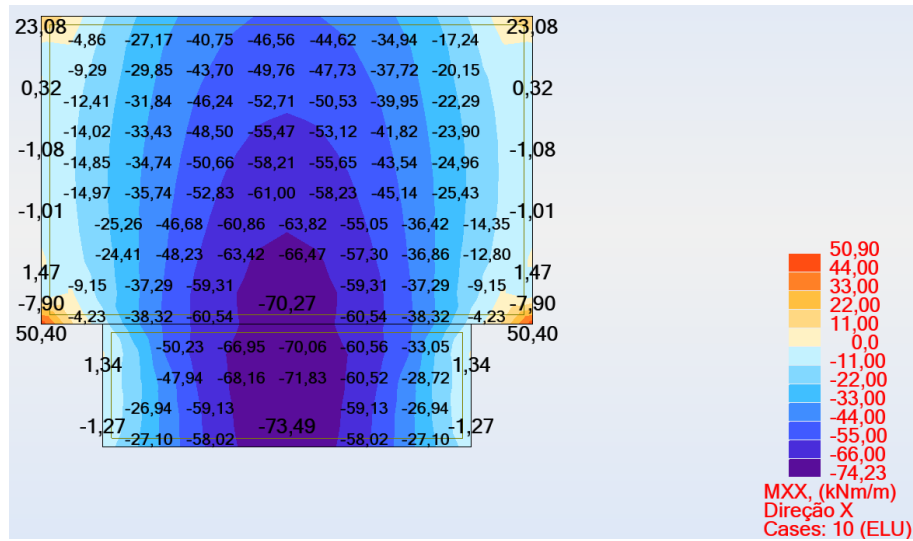


Fig. 5.29 – Mapa dos momentos fletores, direção “x”, da laje do 1º piso no caso em estudo A₁

$$M_{sd,m\acute{a}x} = 74,23 \times 1,15 = 85,36 \text{ kN/m} \quad (5.27)$$

$$\mu = \frac{M_{sd}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{85,36}{1 \times 0,19^2 \times 20 \times 10^3} = 0,1182 < 0,15 \quad (5.26)$$

5.6.2. CASO EM ESTUDO A₂

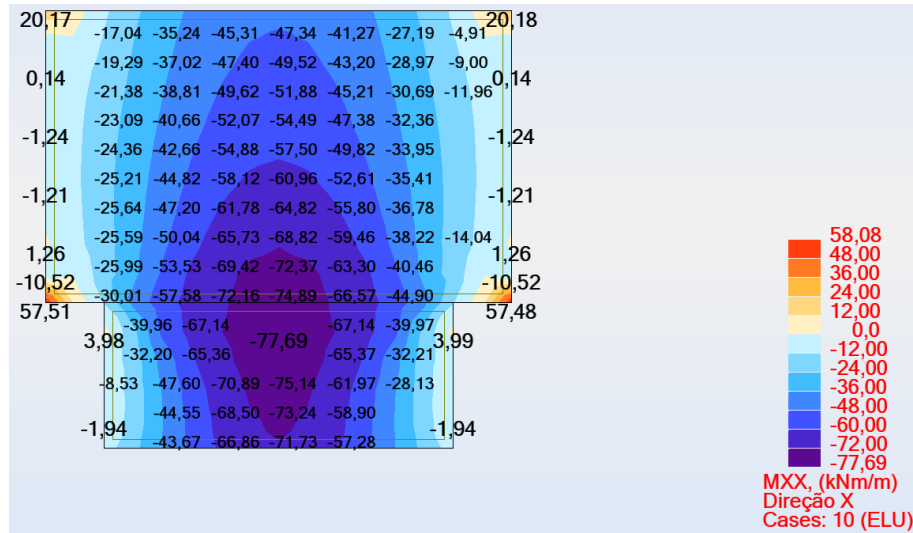


Fig. 5.30 – Mapa dos momentos fletores, direção “x”, da laje do 1º piso no caso em estudo A₂

$$M_{sd,m\acute{a}x} = 77,69 \times 1,15 = 89,34 \text{ kN/m} \quad (5.27)$$

$$\mu = \frac{M_{sd}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{89,34}{1 \times 0,22^2 \times 20 \times 10^3} = 0,0923 < 0,15 \quad (5.26)$$

5.6.3. CASO EM ESTUDO A₃

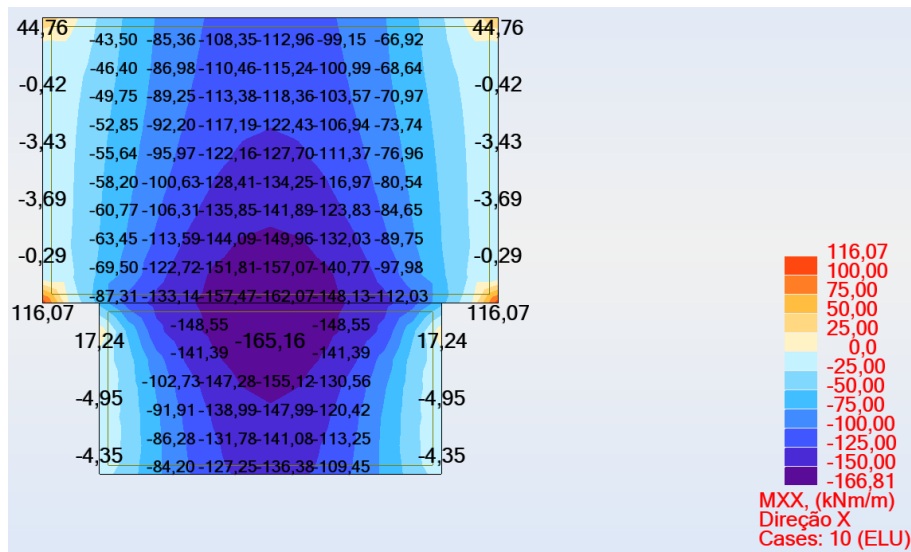


Fig. 5.31 – Mapa dos momentos fletores, direção “x”, da laje do 1º piso no caso em estudo A₃

$$M_{sd,m\acute{a}x} = 168,81 \times 1,15 = 194,13 \text{ kN/m} \quad (5.27)$$

$$\mu = \frac{M_{sd}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{194,13}{1 \times 0,27^2 \times 20 \times 10^3} = 0,1331 < 0,15 \quad (5.26)$$

5.6.4. CASO EM ESTUDO B₁

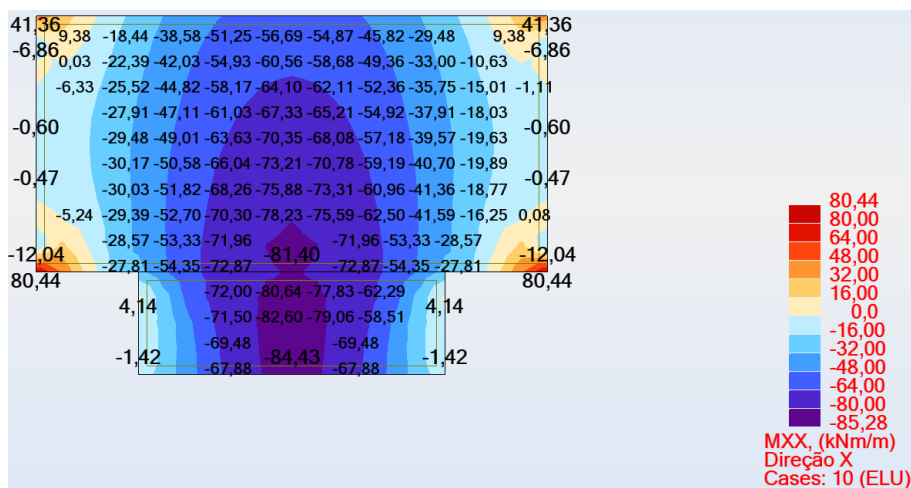


Fig. 5.32 – Mapa dos momentos fletores, direção “x”, da laje do 1º piso no caso em estudo B₁

$$M_{sd,m\acute{a}x} = 85,28 \times 1,15 = 98,07 \text{ kN/m} \quad (5.27)$$

$$\mu = \frac{M_{sd}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{98,07}{1 \times 0,19^2 \times 20 \times 10^3} = 0,1358 < 0,15 \quad (5.26)$$

5.6.5. CASO EM ESTUDO B₂

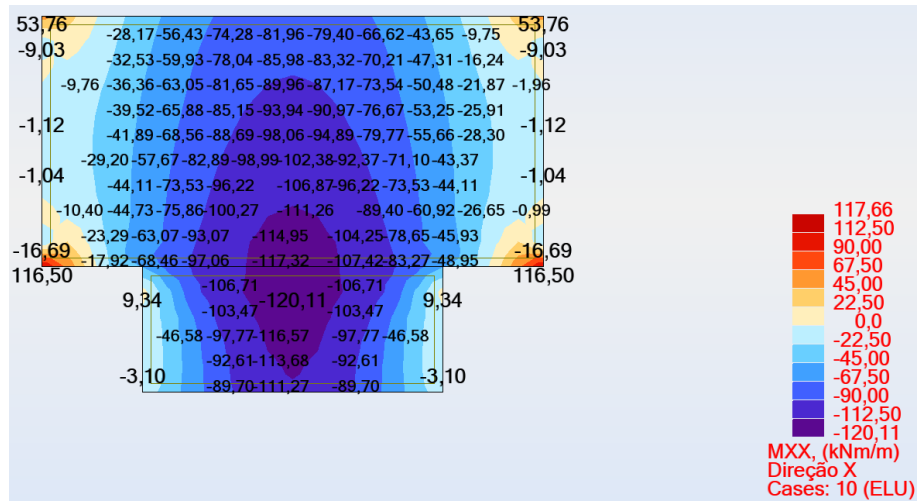


Fig. 5.33 – Mapa dos momentos fletores, direção “x”, da laje do 1º piso no caso em estudo B₂

$$M_{sd,m\acute{a}x} = 120,11 \times 1,15 = 138,13 \text{ kN/m} \quad (5.27)$$

$$\mu = \frac{M_{sd}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{138,13}{1 \times 0,22^2 \times 20 \times 10^3} = 0,1427 < 0,15 \quad (5.26)$$

5.6.6. CASO EM ESTUDO B₃

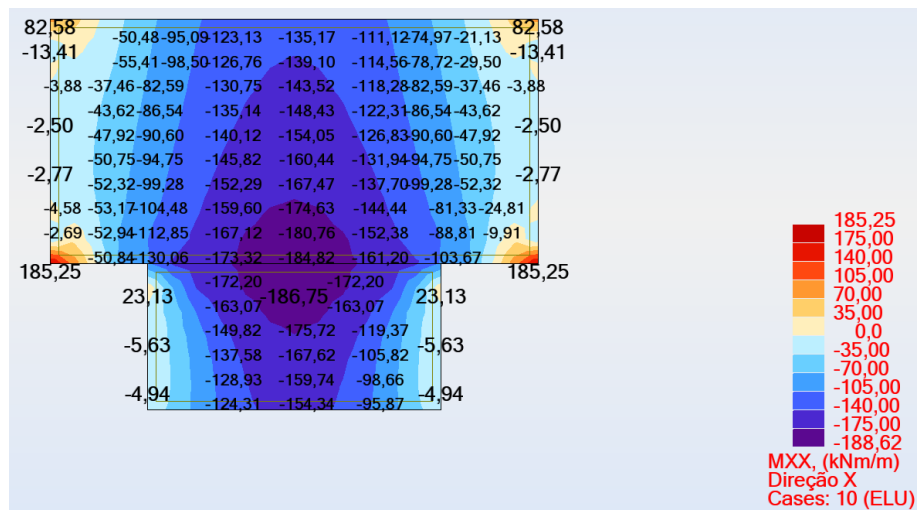


Fig. 5.34 – Mapa dos momentos fletores, direção “x”, da laje do 1º piso no caso em estudo B₃

$$M_{sd,m\acute{a}x} = 188,62 \times 1,15 = 216,91 \text{ kN/m} \quad (5.27)$$

$$\mu = \frac{M_{sd}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{216,91}{1 \times 0,27^2 \times 20 \times 10^3} = 0,1488 < 0,15 \quad (5.26)$$

5.6.7. CASO EM ESTUDO C₁

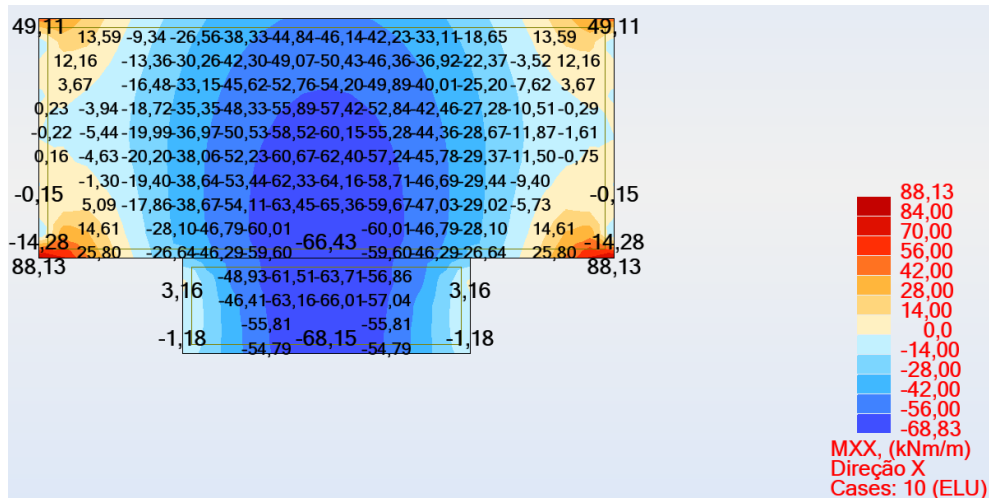


Fig. 5.35 – Mapa dos momentos fletores, direção “x”, da laje do 1º piso no caso em estudo C₁

$$M_{sd,m\acute{a}x} = 68,83 \times 1,15 = 79,15 \text{ kN/m} \quad (5.27)$$

$$\mu = \frac{M_{sd}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{79,15}{1 \times 0,19^2 \times 20 \times 10^3} = 0,1097 < 0,15 \quad (5.26)$$

5.6.8. CASO EM ESTUDO C₂

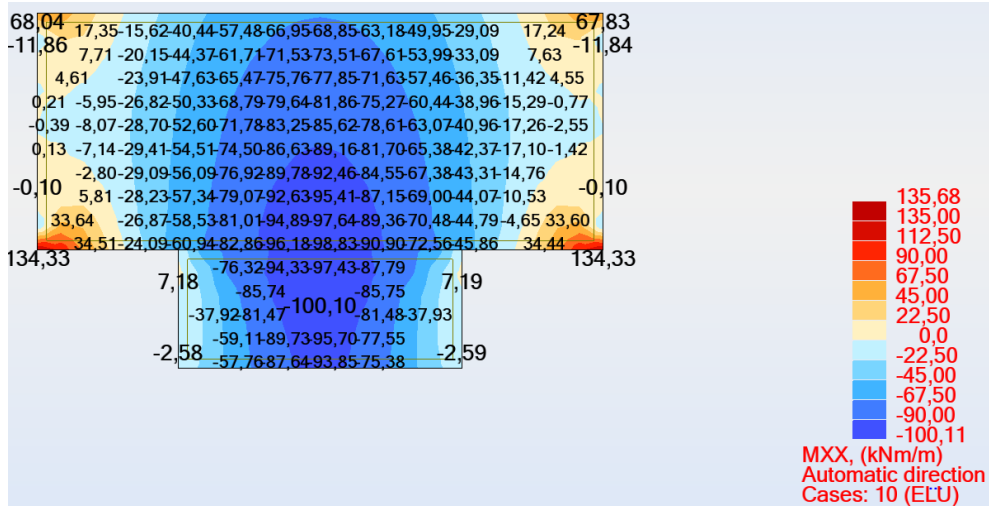


Fig. 5.36 – Mapa dos momentos fletores, direção “x”, da laje do 1º piso no caso em estudo C₂

$$M_{sd,m\acute{a}x} = 100,11 \times 1,15 = 115,13 \text{ kN/m} \quad (5.27)$$

$$\mu = \frac{M_{sd}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{115,13}{1 \times 0,22^2 \times 20 \times 10^3} = 0,1189 < 0,15 \quad (5.26)$$

5.6.9. CASO EM ESTUDO C₃

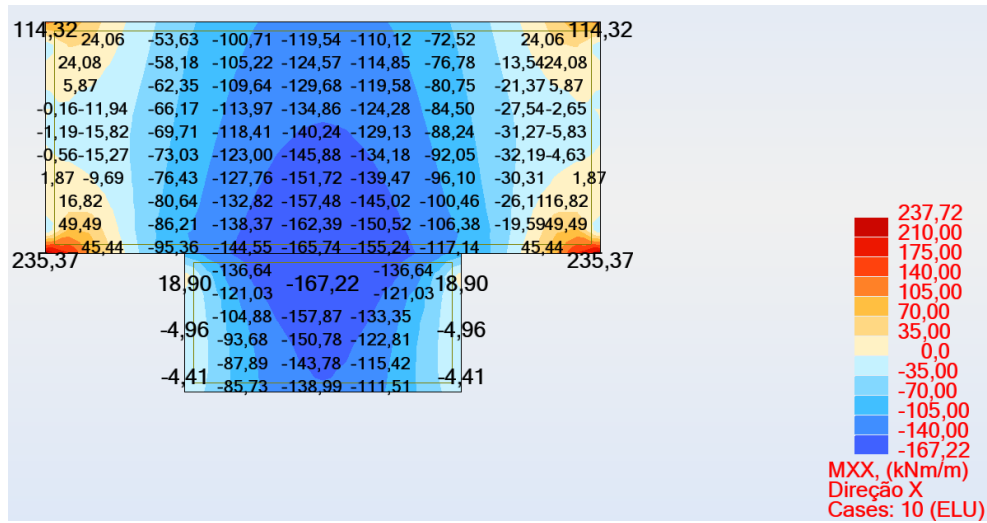


Fig. 5.37 – Mapa dos momentos flectores, direção “x”, da laje do 1º piso no caso em estudo C₃

$$M_{sd,m\acute{a}x} = 167,22 \times 1,15 = 192,30 \text{ kN/m} \tag{5.27}$$

$$\mu = \frac{M_{sd}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{192,30}{1 \times 0,27^2 \times 20 \times 10^3} = 0,1319 < 0,15 \tag{5.26}$$

Verificamos assim desta forma, que para os estados limites últimos (ELU), retirando o mapa de momentos flectores do programa de cálculo automático, na direção “x”, na laje do 1º piso, majorando-os, todos os casos cumprem com o valor máximo admitido para o valor de momento reduzido.

Pode-se então concluir que a altura da laje considerada para todos os casos em estudo é suficiente face aos esforços atuantes, cumprindo assim com os critérios de segurança, e de economia do material.

5.7. DEFORMAÇÃO

O presente trabalho tem como objecto de estudo a deformabilidade de alvenarias de fachada, sem função estrutural, executadas no bordo de zonas em consola. Desta forma será então necessário proceder ao cálculo da deformação das lajes em consola, que servem de suporte às paredes de alvenaria de fachada.

Proceder-se-á então ao cálculo da deformação das lajes em consola para os casos em estudo, tendo por base os modelos estruturais definidos anteriormente. Uma vez que os cálculos necessários para a determinação das deformações em elementos de betão armado, tendo em consideração as combinações de ações, a fluência e a retração do betão são bastante complexos e trabalhosos, será adoptado um método simplificado de cálculo para a previsão das deformações a longo prazo, ou seja, o Método Bilinear.

A deformação elástica será obtida através do programa de cálculo automático, Robot Structural Analysis Professional 2010, para os casos em estudo.

5.7.1. FLECHA ELÁSTICA

Para se determinar a deformação elástica, foram utilizados os modelos estruturais em estudo e as cargas anteriormente definidas, sendo a flecha elástica (ou flecha base, a_c) obtida diretamente do programa de cálculo automático do Robot 2010.

Como se trata de uma análise da deformação de um elemento estrutural (laje em consola) esta foi determinada tendo por base a combinação de ações quase-permanente relativa aos estados limites de utilização (ELS), definida por:

$$E_d = E \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (5.28)$$

Considerando, $\psi_{2,i} = 0,3$

Assim definida a combinação a utilizar, foi calculado para cada caso em estudo, a deformação da laje do 1º piso (pois é situação mais desfavorável), com o objetivo de se determinar o ponto de flecha máxima para a laje em consola. Os resultados obtidos encontram-se representados nas figuras seguintes.

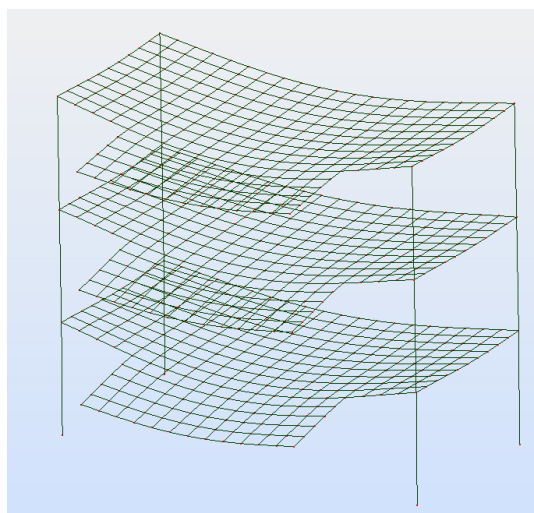


Fig. 5.38 – Exemplo da deformação a 3D do caso B₂ em estudo

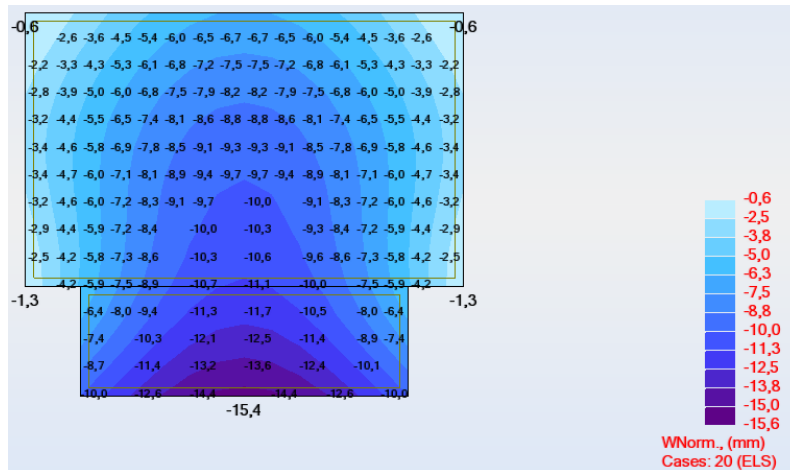


Fig. 5.39 – Planta do 1º piso com as deformações, do caso em estudo A₁

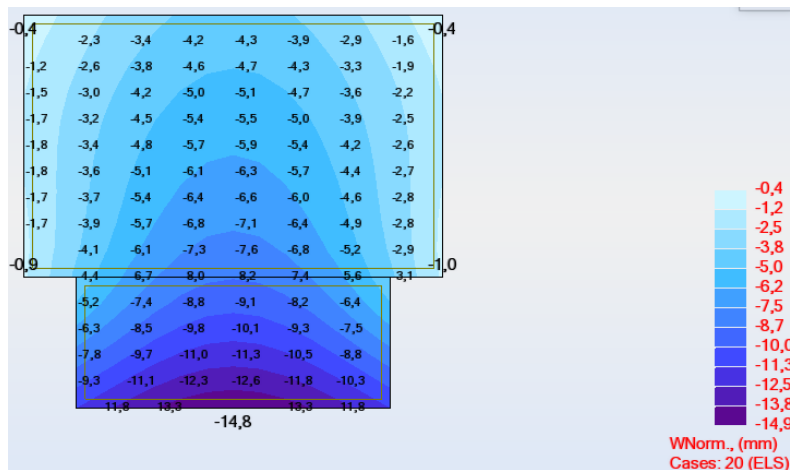


Fig. 5.40 – Planta do 1º piso com as deformações, do caso em estudo A₂

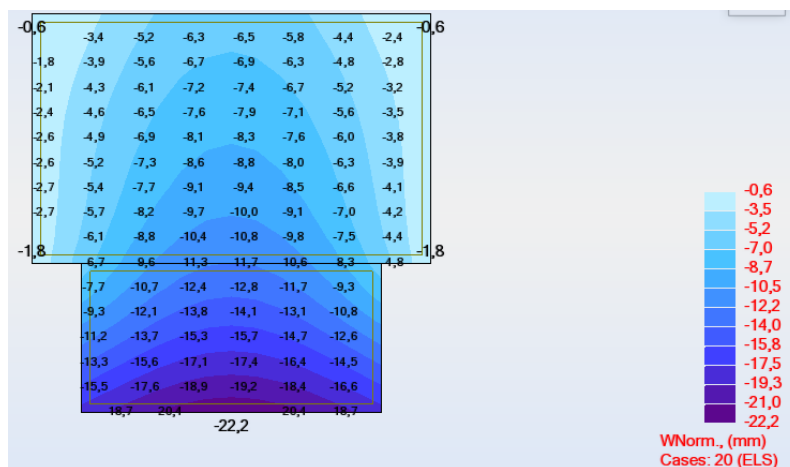


Fig. 5.41 – Planta do 1º piso com as deformações, do caso em estudo A₃

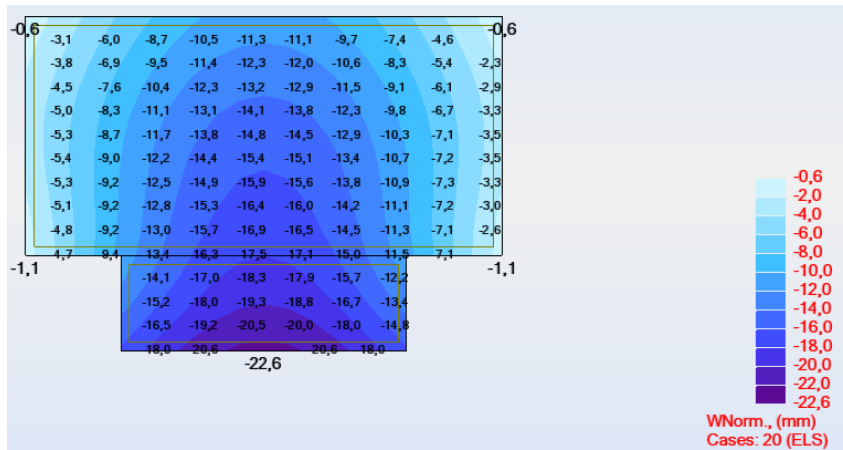


Fig. 5.42 – Planta do 1º piso com as deformações, do caso em estudo B₁

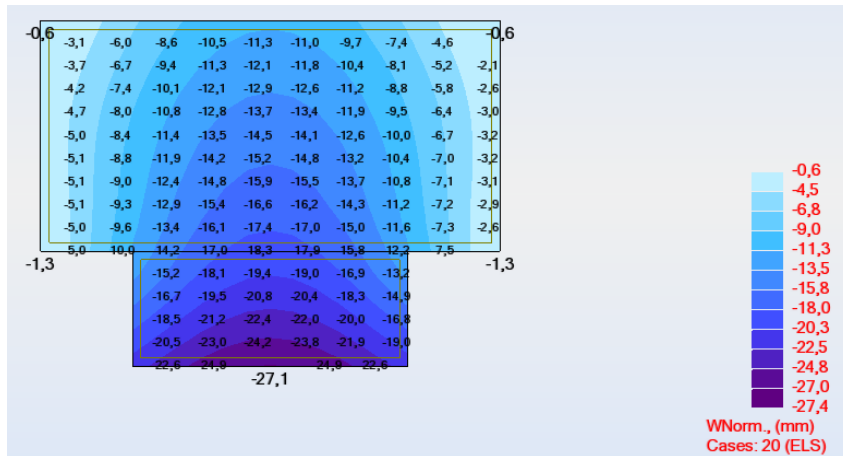


Fig. 5.43 – Planta do 1º piso com as deformações, do caso em estudo B₂

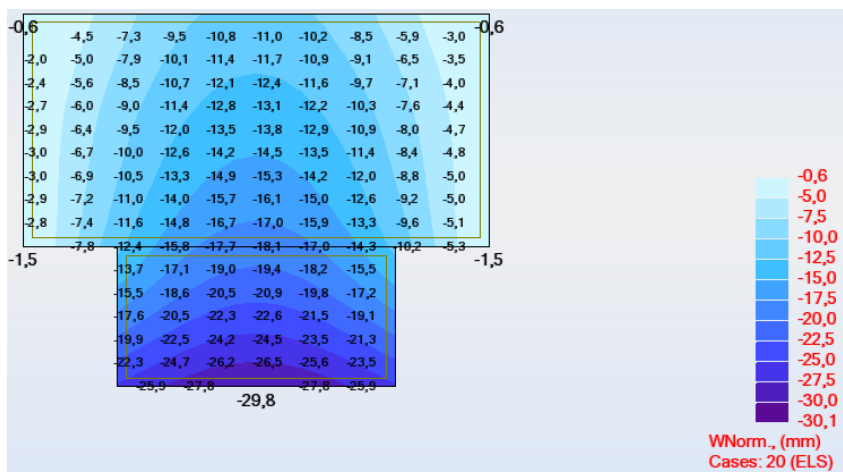


Fig. 5.44 – Planta do 1º piso com as deformações, do caso em estudo B₃

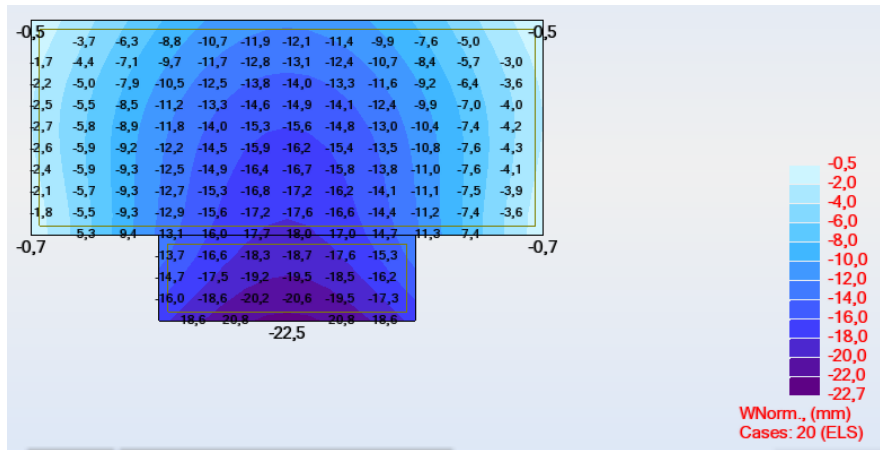


Fig. 5.45 – Planta do 1º piso com as deformações, do caso em estudo C₁

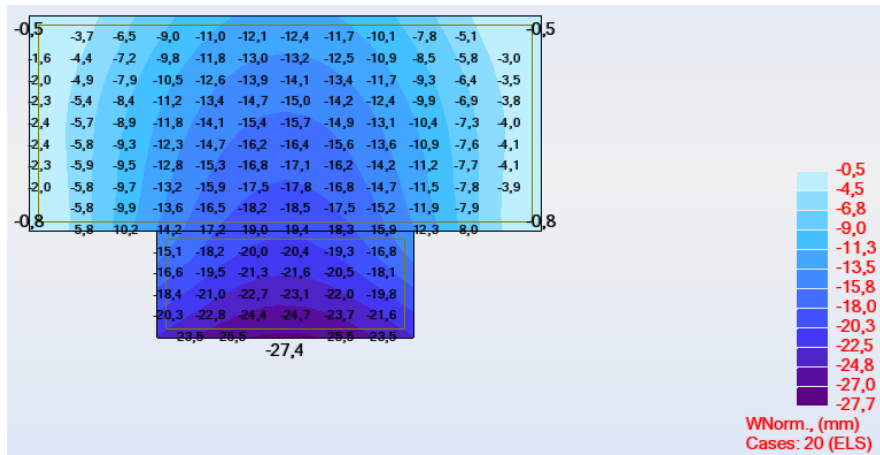


Fig. 5.46 – Planta do 1º piso com as deformações, do caso em estudo C₂

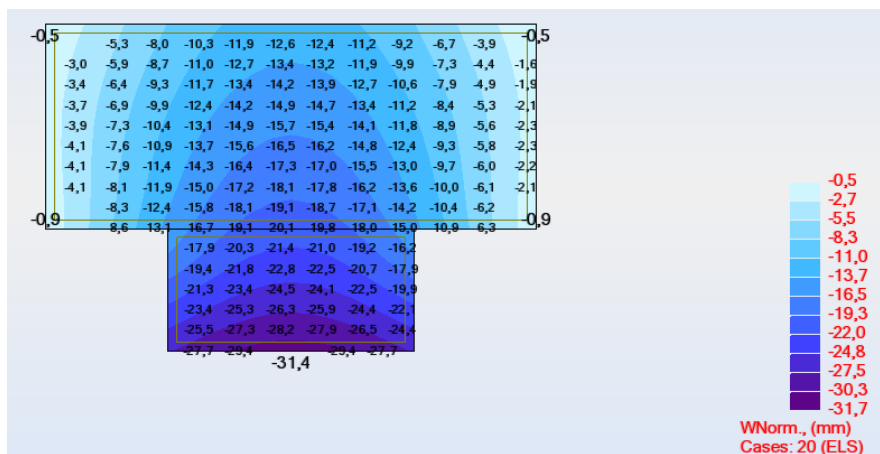


Fig. 5.47 – Planta do 1º piso com as deformações, do caso em estudo C₃

5.8. ANÁLISE DOS RESULTADOS

5.8.1. LIMITE DA DEFORMAÇÃO PARA O ELEMENTO DE SUPORTE

Segundo o Eurocódigo 2, estão estabelecidos valores limites apropriados para as deformações, tendo em conta a natureza da estrutura, dos acabamentos, das divisórias e acessórios, bem como a sua função. Estes não devem exceder os valores compatíveis com as deformações de outros elementos ligados à estrutura [19].

As flechas susceptíveis de danificar partes adjacentes às estruturas devem ser limitadas, no caso em que estas ocorram depois da construção o limite será vão/500 que é normalmente adequado para as ações quase-permanentes [19].

Segundo o Eurocódigo 2, o estado limite de deformação pode ser verificado das seguintes formas:

- Limitando a relação vão/altura, ou;
- Comparando uma flecha calculada com um valor limite.

Como no presente trabalho em estudo, o elemento de suporte é uma laje em consola, então o vão a considerar (L) será igual:

$$L = 2 \times L_{consola} \quad (5.29)$$

Recorrendo a equação 5.29, e como temos três tipos de consolas diferentes, temos que:

$$L_{consola} = 2,0 \text{ m} \Rightarrow L = 2 \times 2,0 = 4,0 \text{ m} \quad (5.30)$$

$$L_{consola} = 2,5 \text{ m} \Rightarrow L = 2 \times 2,5 = 5,0 \text{ m} \quad (5.31)$$

$$L_{consola} = 3,0 \text{ m} \Rightarrow L = 2 \times 3,0 = 6,0 \text{ m} \quad (5.32)$$

A figura seguinte procura exemplificar esquematicamente o funcionamento da deformação do vão da laje em consola.

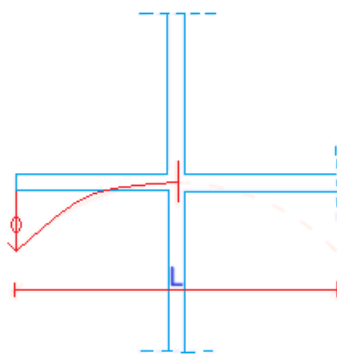


Fig. 5.48 – Comportamento da laje em consola e laje adjacente, face à deformação [28]

Assim a flecha máxima será dada pela seguinte expressão:

$$flecha\ máxima = \frac{L}{500} \quad (5.32)$$

Sabendo então o L das consolas em estudo pelas expressões, 5.30, 5.31, 5.32, poderemos então calcular o valor da flecha máxima que é dado pela expressão anterior. Esses valores para os diferentes casos estão presentes no quadro seguinte, não esquecendo que estamos aqui a tratar dos valores limites da deformação para o elemento de suporte.

Quadro 5.13 – Valores da flecha máxima

L_{consola} (m)	L (m)	Flecha máxima (mm)
2,0	4,0	8,0
2,5	5,0	10,0
3,0	6,0	12,0

5.8.2. LIMITE DA DEFORMAÇÃO DAS PAREDES EXTERIORES DE ALVENARIA NÃO ESTRUTURAIIS

Para a deformação máxima das paredes de alvenaria, de todas as relações apontadas no subcapítulo 4.4.1, considera-se que a relação de $L/1000$ será a que melhor se adapta à realidade da construção Portuguesa. Desta forma então a flecha máxima para os casos em estudo será dada pela seguinte expressão:

$$flecha\ máxima = \frac{L}{1000} \tag{5.32}$$

Recorrendo a expressão 5.32 retiramos o valor da flecha máxima para as 3 dimensões das consolas em estudo, e estes estão descritos na tabela seguinte.

Quadro 5.14 – Valores da flecha máxima para que não ocorram fissuras paredes alvenaria

L_{consola} (m)	L (m)	Flecha máxima (mm)
2,0	4,0	4,0
2,5	5,0	5,0
3,0	6,0	6,0

5.8.3. DESLOCAMENTOS DAS ESTRUTURAS INICIAS

Na figura seguinte temos os pontos principais para estudar os deslocamentos nas zonas em consolas dos casos em estudo.

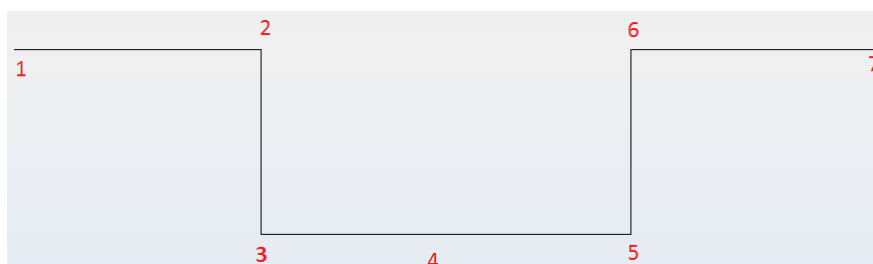


Fig. 5.49 – Pontos dos descolamentos em estudo

A deformação que irá ocorrer na extremidade da laje em consola não será linear, como a considerada pela análise da figuras com as deformação da estrutura em cada caso em estudo. A deformação que irá ocorrer está representada na imagem seguinte, onde teremos dois deslocamentos principais, numerados por δ_1 e δ_2 .

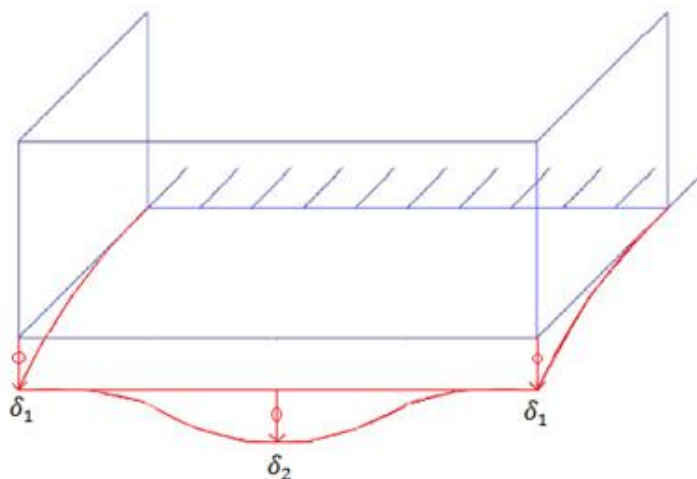


Fig. 5.50 – Deformação esperada para o bordo da laje em consola

Estes deslocamentos referidos podem então ser calculados da seguinte forma:

$$\delta_1 = u_3 - u_2 \quad (5.33)$$

$$\delta_2 = u_4 - u_3 \quad (5.34)$$

Onde os deslocamentos u_i foram os obtidos pela análise das figuras das deformações nos pontos 2, 3 e 4 sugeridos na figura 5.49.

Assim os deslocamentos finais 1 e 2 (δ_1 e δ_2) são então os reais que acontecem nas paredes de alvenaria em zona de consola, e estes situam-se no edifício como mostra na figura 5.51.

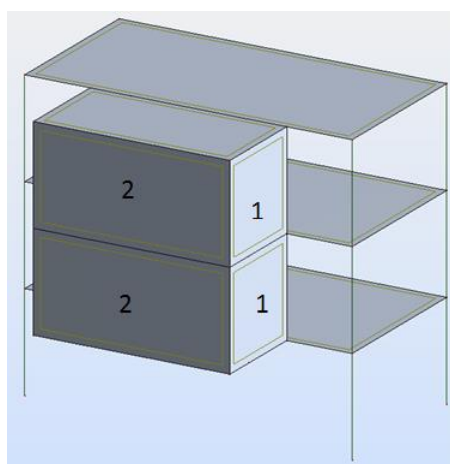


Fig. 5.51– Vista 3D das paredes 1 e 2

Para as estruturas iniciais em análise o valor dos deslocamentos está então no quadro seguinte.

Quadro 5.15 – Valores dos deslocamentos u_i , δ_1 e δ_2 para os casos iniciais em estudo

Casos Estudo	Espessura Laje (mm)	u_1 (mm)	u_2 (mm)	u_3 (mm)	u_4 (mm)	δ_1 (mm)	δ_2 (mm)
A ₁	22	-1,3	-5,9	-10,0	-15,4	-4,1	-5,4
A ₂	25	-0,9	-4,4	-11,8	-14,8	-7,4	-3,0
A ₃	30	-1,8	-6,7	-17,6	-22,2	-10,9	-4,6
B ₁	22	-1,1	-13,4	-18,0	-22,6	-4,6	-4,6
B ₂	25	-1,3	-14,2	-22,6	-27,1	-8,4	-4,5
B ₃	30	-1,5	-12,4	-25,9	-29,8	-13,5	-3,9
C ₁	22	-0,7	-13,1	-18,6	-22,5	-5,5	-3,9
C ₂	25	-0,8	-14,2	-23,5	-27,4	-9,3	-3,9
C ₃	30	-0,9	-16,7	-27,7	-31,4	-11,0	-3,7

5.7.4. FLECHA A LONGO PRAZO

Para o cálculo das flechas a longo prazo, um dos métodos mais simples para o seu cálculo é o Método Bilinear. Este é um método simplificado, estando limitado ao cálculo de flechas de elementos de betão armado. Baseia-se na constatação que, para o estado limite de utilização (ELS), a relação momento-flecha pode ser relacionada por meio de uma lei bilinear que caracteriza de certa forma uma lei ponderada das relações momento-curva.

De acordo com Abreu, V. [28], a relação linear entre a flecha provável (flecha a longo prazo), determinada através do método bilinear, e a flecha elástica (flecha inicial), obtida através do programa de cálculo automático Robot 2010, será dada da seguinte forma:

- Para $t=0$:

$$\frac{\text{Flecha provável}}{\text{Flecha elástica}} = 1,975 \quad (5.35)$$

- Para $t=t$:

$$\frac{\text{Flecha provável}}{\text{Flecha elástica}} = 5,276 \quad (5.36)$$

Desta forma, considerando-se os valores das flechas elásticas, δ_1 e δ_2 , multiplicando pelos valores obtidos nas expressões 5.35 e 5.36, obteve-se o valor das flechas mais prováveis, para a flecha instantânea e para a flecha a longo prazo, onde podem ser observados no quadro seguinte.

Quadro 5.16 – Valores dos deslocamentos δ_1 e δ_2 dos casos iniciais em estudo para $t=0$ e $t=t$

Caso em estudo	δ_1 (mm)	$\delta_{1(t=0)}$ (mm)	$\delta_{1(t=t)}$ (mm)	δ_2 (mm)	$\delta_{2(t=0)}$ (mm)	$\delta_{2(t=t)}$ (mm)
A ₁	-4,1	-8,1	-21,6	-4,0	-7,9	-21,1
A ₂	-7,4	-14,6	-39,0	-7,2	-14,2	-38,1
A ₃	-10,9	-21,5	-57,5	-10,6	-21,0	-56,1
B ₁	-4,6	-9,1	-24,3	-4,5	-8,9	-23,7
B ₂	-8,4	-16,6	-44,3	-8,2	-16,2	-43,2
B ₃	-13,5	-26,7	-71,2	-13,2	-26,0	-69,4
C ₁	-5,5	-10,9	-29,0	-5,4	-10,6	-28,3
C ₂	-9,3	-18,4	-49,1	-9,1	-17,9	-47,8
C ₃	-11,0	-21,7	-58,0	-10,7	-21,2	-56,6

5.7.5. CRÍTICA DOS RESULTADOS

No quadro seguinte temos os valores do deslocamento máximo da laje em consola, em cada caso e, estudo, para que não ocorra fissuração das paredes de alvenaria ($\delta_{MÁXIMO}$), e os valores dos deslocamentos 1 e 2 pra flecha instantânea ($\delta_{1(t=0)}, \delta_{2(t=0)}$) e para a flecha a longo prazo ($\delta_{1(t=t)}, \delta_{2(t=t)}$).

Quadro 5.17 – Valores do $\delta_{MÁXIMO}$ e dos δ_1 e δ_2 nos casos iniciais em estudo para $t=0$ e $t=t$

Caso em estudo	$\delta_{MÁXIMO}$ (mm)	$\delta_{1(t=0)}$ (mm)	$\delta_{1(t=t)}$ (mm)	$\delta_{2(t=0)}$ (mm)	$\delta_{2(t=t)}$ (mm)
A ₁	-4,0	-8,1	-21,6	-7,9	-21,1
A ₂	-5,0	-14,6	-39,0	-14,2	-38,1
A ₃	-6,0	-21,5	-57,5	-21,0	-56,1
B ₁	-4,0	-9,1	-24,3	-8,9	-23,7
B ₂	-5,0	-16,6	-44,3	-16,2	-43,2
B ₃	-6,0	-26,7	-71,2	-26,0	-69,4
C ₁	-4,0	-10,9	-29,0	-10,6	-28,3
C ₂	-5,0	-18,4	-49,1	-17,9	-47,8
C ₃	-6,0	-21,7	-58,0	-21,2	-56,6

Na figura seguinte mostra-se onde se situam os deslocamentos abordados.

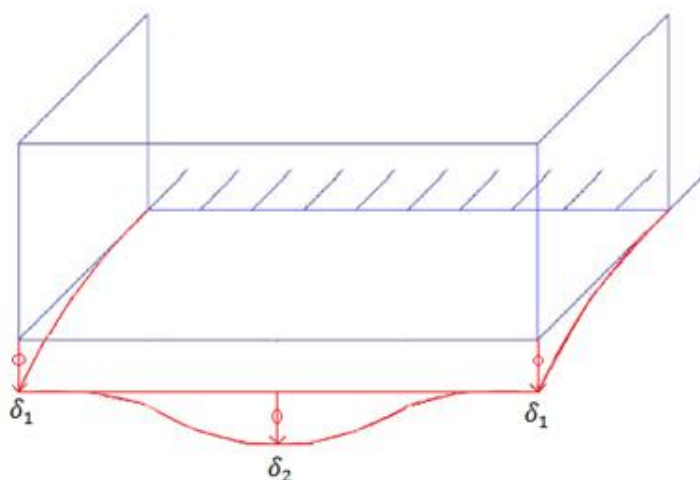


Fig. 5.52 – Deformação esperada para o bordo da laje em consola

Analisando-se os valores anteriormente determinados, verifica-se que existe uma discrepância significativa entre os valores limites de deformação do elemento de suporte, neste caso a deformação da laje maciça em consola, e o valor limite de deformação das paredes de alvenaria exteriores sem função estrutural. Nem os valores de deformação da flecha elástica se encontram abaixo dos limites de deformação das paredes exteriores.

Para os valores da flecha instantânea (flecha provável para $t=0$) estes já são bastante superiores e quando comparados com os valores da flecha a longo prazo (provável para $t=t$), o desfasamento destes ainda é maior, onde chegamos a ter num caso um descolamento de 71,2 mm, onde o máximo permitido seria de 6mm.

Desta forma, as paredes não estruturais de alvenaria quando executadas no bordo de zonas em consola de lajes maciças, vão provavelmente estar sujeitas a deformações incompatíveis com o máximo que conseguem suportar, verificando-se, a longo prazo, consequências muito graves e onde certamente irá ocorrer fissuração.

6

MÉTODOS DE CORREÇÃO

Para evitar a ocorrência de fissuração nas paredes de alvenaria de fachada sem função estrutural, devido à deformação excessiva das lajes em consola, sugerem-se duas possíveis soluções de correção:

- Substituição das paredes laterais de alvenaria por paredes de betão armado;
- Execução de uma viga rígida na parte superior do edifício, com um tirante nos extremos das lajes em consola;

Irão então ser analisados todos os casos recorrendo aos dois métodos anteriormente descritos e verificar se estes diminuem então os deslocamentos das lajes em consola.

6.1. SUBSTITUIÇÃO DAS PAREDES LATERAIS DE ALVENARIA POR PAREDES DE BETÃO ARMADO

Neste método em estudo o que se irá efetuar é a remoção das paredes laterais de alvenaria não estrutural, como indica a figura 6.1, onde se irá colocar uma parede de betão armado com 0,20 metros de espessura. De seguida fez-se a alteração das estruturas iniciais, onde se colocou esta correção, como mostram as figuras 6.2, 6.3 e 6.4. Através do programa de cálculo automático Robot retiraram-se as deformações da planta do 1º piso para os 9 casos das estruturas em estudo.

Esta correção aqui enunciada é impossível de se realizar em obra, porque depois de um edifício estar habitado não poderemos retirar as paredes de alvenaria e colocar outras. Este método terá de ser elaborado e pensado em fase de projeto visto que em fase de obra é impossível de executar.

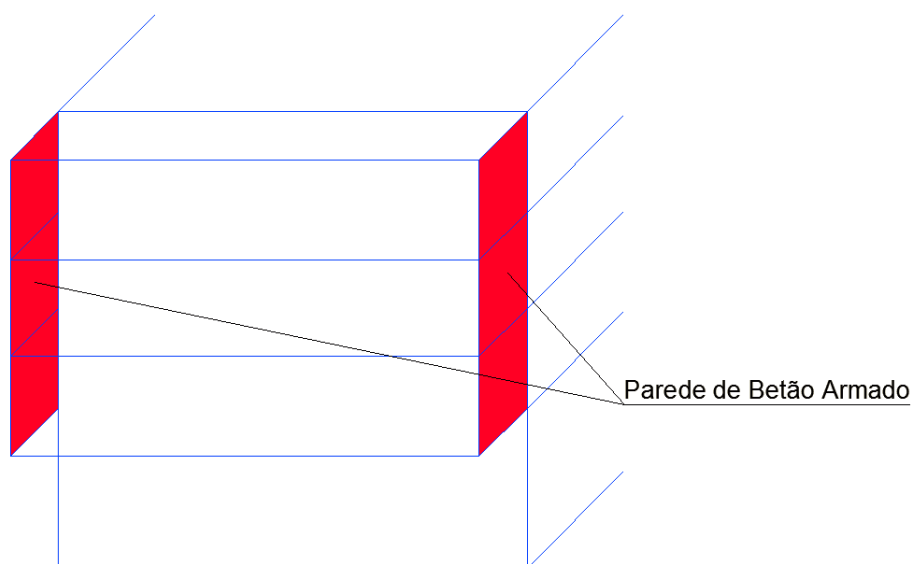


Fig. 6.1 – Colocação de paredes de betão armado nos bordos das zonas de lajes em consola [28]

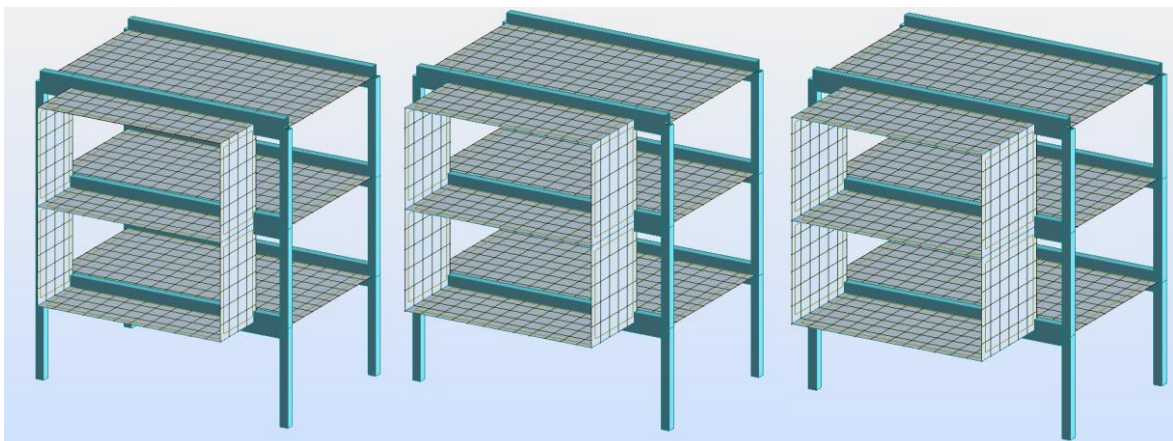


Fig. 6.2 – Colocação de paredes de betão armado nos bordos das zonas de lajes em consola para o caso A



Fig. 6.3 – Colocação de paredes de betão armado nos bordos das zonas de lajes em consola para o caso B

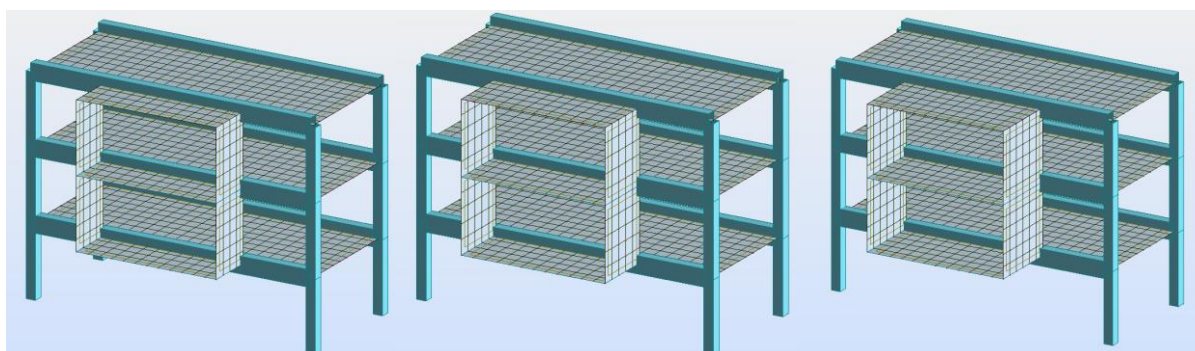


Fig. 6.4 – Colocação de paredes de betão armado nos bordos das zonas de lajes em consola para o caso C

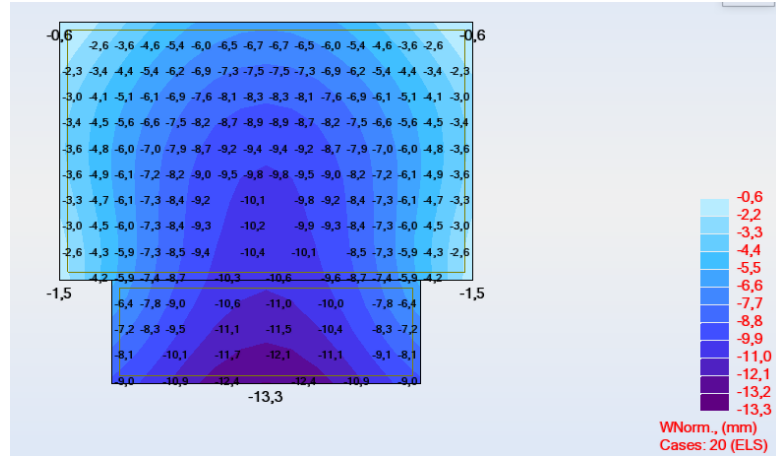


Fig. 6.5 – Planta do 1º piso com as deformações, do caso em estudo A₁ com correção das paredes laterais

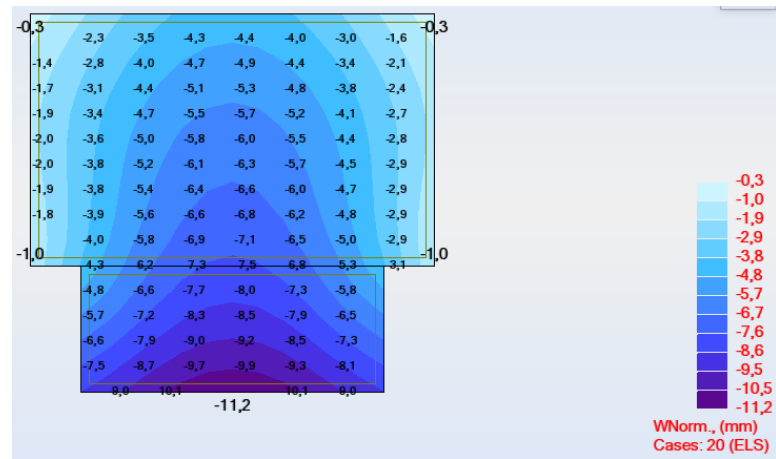


Fig. 6.6 – Planta do 1º piso com as deformações, do caso em estudo A₂ com correção das paredes laterais

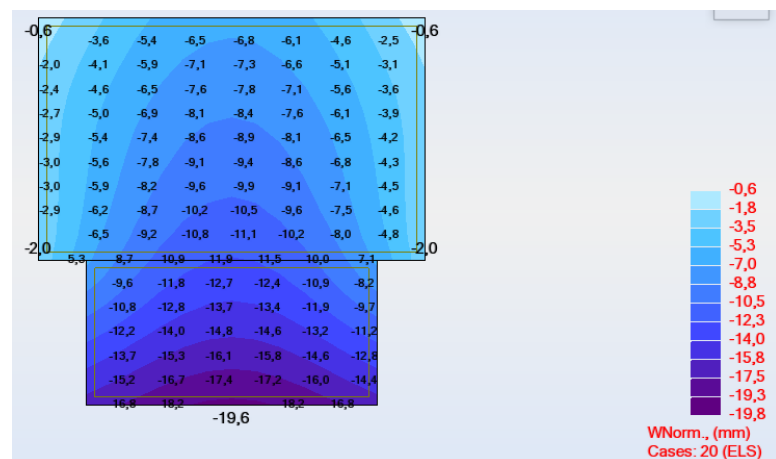


Fig. 6.7 – Planta do 1º piso com as deformações, do caso em estudo A₃ com correção das paredes laterais

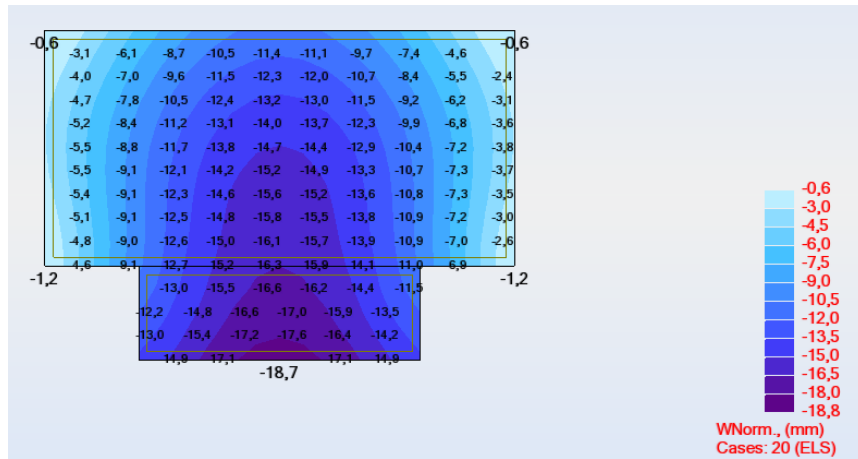


Fig. 6.8 – Planta do 1º piso com as deformações, do caso em estudo B₁ com correção das paredes laterais

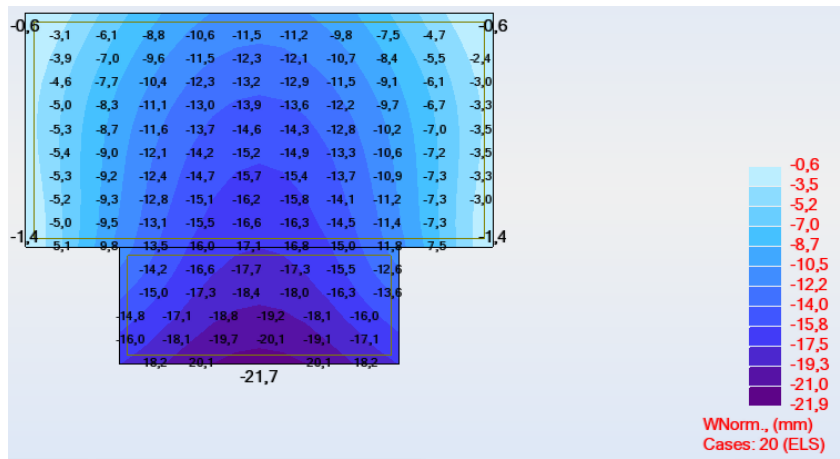


Fig. 6.9 – Planta do 1º piso com as deformações, do caso em estudo B₂ com a correção das paredes laterais

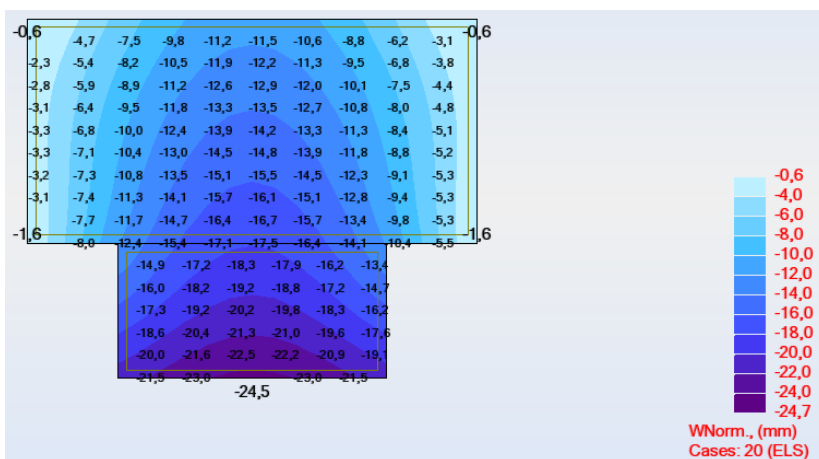


Fig. 6.10 – Planta do 1º piso com as deformações, do caso em estudo B₃ com a correção das paredes laterais

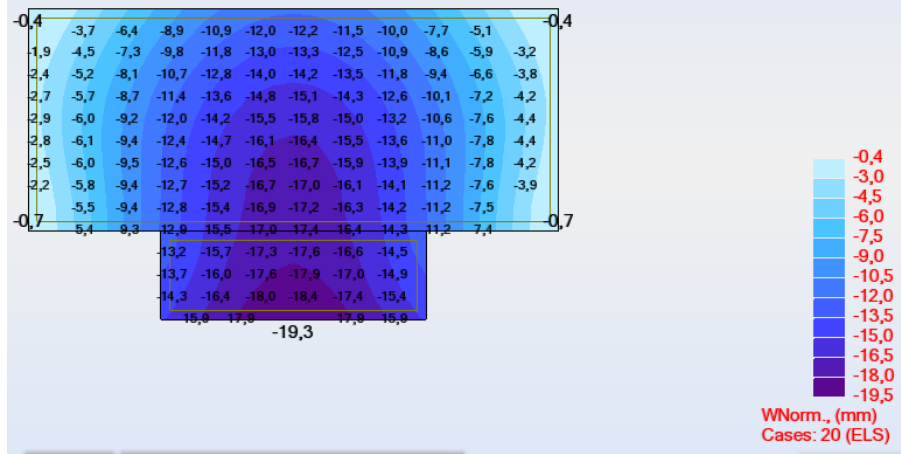


Fig. 6.11 – Planta do 1º piso com as deformações, do caso em estudo C₁ com a correção das paredes laterais

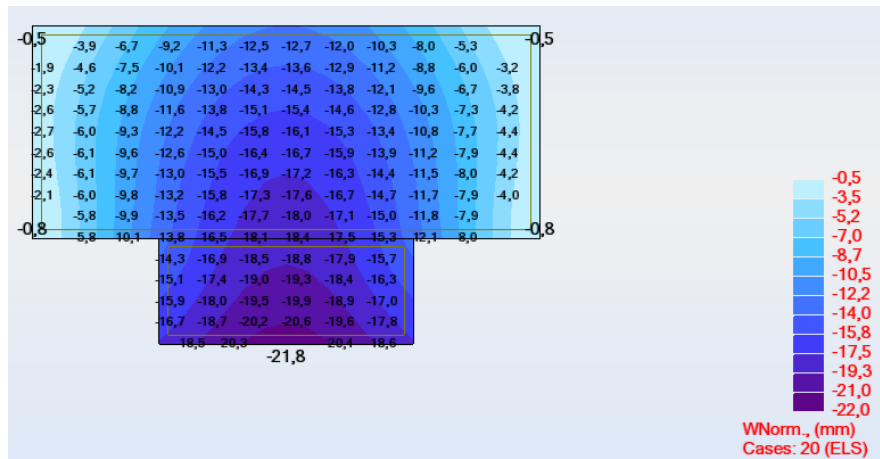


Fig. 6.12 – Planta do 1º piso com as deformações, do caso em estudo C₂ com a correção das paredes laterais

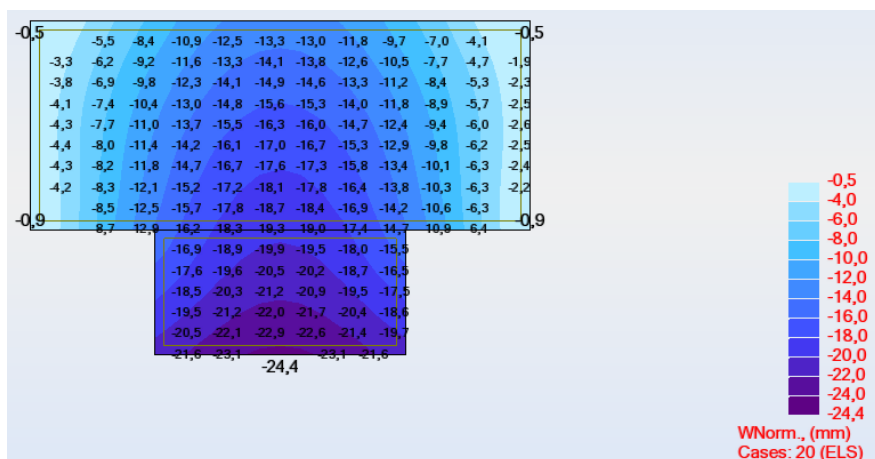


Fig. 6.13 – Planta do 1º piso com as deformações, do caso em estudo C₃ com a correção das paredes laterais

6.1.1. CRÍTICA DOS RESULTADOS PARA A COLOCAÇÃO DE PAREDES LATERAIS EM BETÃO

Quadro 6.1 – Valores dos deslocamentos u_i , δ_1 e δ_2 para a colocação paredes laterais em betão

Caso em estudo	u_1 (mm)	u_2 (mm)	u_3 (mm)	u_4 (mm)	δ_1 (mm)	δ_2 (mm)
A ₁	-1,5	-5,9	-9,0	-13,3	-3,1	-4,3
A ₂	-1,0	-4,3	-9,0	-11,2	-4,7	-2,2
A ₃	-2,0	-7,1	-16,8	-19,6	-9,7	-2,8
B ₁	-1,2	-11,0	-14,9	-18,7	-3,9	-3,8
B ₂	-1,4	-11,8	-18,2	-21,7	-6,4	-3,5
B ₃	-1,6	-10,4	-21,5	-24,5	-11,1	-3,0
C ₁	-0,7	-11,2	-15,9	-19,3	-4,7	-3,4
C ₂	-0,8	-12,1	-18,6	-21,8	-6,5	-3,2
C ₃	-0,9	-14,7	-21,6	-24,4	-6,9	-2,8

Quadro 6.2 – Valores dos deslocamentos δ_1 e δ_2 com colocação paredes laterais em betão para $t=0$ e $t=t$

Caso em estudo	δ_1 (mm)	$\delta_1(t=0)$ (mm)	$\delta_1(t=t)$ (mm)	δ_2 (mm)	$\delta_2(t=0)$ (mm)	$\delta_2(t=t)$ (mm)
A ₁	-3,1	-6,1	-16,4	-4,3	-8,5	-22,7
A ₂	-4,7	-9,3	-24,8	-2,2	-4,3	-11,6
A ₃	-9,7	-19,2	-51,2	-2,8	-5,5	-14,8
B ₁	-3,9	-7,7	-20,6	-3,8	-7,5	-20,0
B ₂	-6,4	-12,6	-33,8	-3,5	-6,9	-18,5
B ₃	-11,1	-21,9	-58,6	-3,0	-5,9	-15,8
C ₁	-4,7	-9,3	-24,8	-3,4	-6,7	-17,9
C ₂	-6,5	-12,8	-34,3	-3,2	-6,3	-16,9
C ₃	-6,9	-13,6	-36,4	-2,8	-5,5	-14,8

Quadro 6.3 – Valores do $\delta_{MÁXIMO}$ e dos δ_1 e δ_2 com a colocação paredes laterais em betão para $t=0$ e $t=t$

Caso em estudo	$\delta_{MÁXIMO}$ (mm)	$\delta_1 (t=0)$ (mm)	$\delta_1 (t=t)$ (mm)	$\delta_2 (t=0)$ (mm)	$\delta_2 (t=t)$ (mm)
A ₁	-4,0	-6,1	-16,4	-8,5	-22,7
A ₂	-5,0	-9,3	-24,8	-4,3	-11,6
A ₃	-6,0	-19,2	-51,2	-5,5	-14,8
B ₁	-4,0	-7,7	-20,6	-7,5	-20,0
B ₂	-5,0	-12,6	-33,8	-6,9	-18,5
B ₃	-6,0	-21,9	-58,6	-5,9	-15,8
C ₁	-4,0	-9,3	-24,8	-6,7	-17,9
C ₂	-5,0	-12,8	-34,3	-6,3	-16,9
C ₃	-6,0	-13,6	-36,4	-5,5	-14,8

Com a colocação de paredes laterais em betão armado nas zonas em consola verifica-se uma diminuição dos deslocamentos nas paredes 1 e 2 (δ_1 e δ_2), mas estes ainda assumem valores muito superiores aos valores máximos permitidos para que não ocorram fissuras nas paredes de alvenaria.

6.2. EXECUÇÃO DE UMA VIGA RÍGIDA NA PARTE SUPERIOR DO EDIFÍCIO, COM UM TIRANTE NOS EXTREMOS DAS LAJES EM CONSOLA

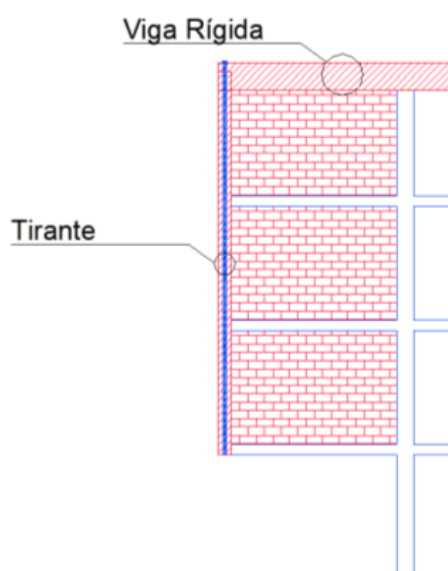


Fig. 6.14 – Colocação de viga rígida na parte superior do edifício associado à colocação de um tirante nos extremos da laje em consola [28]

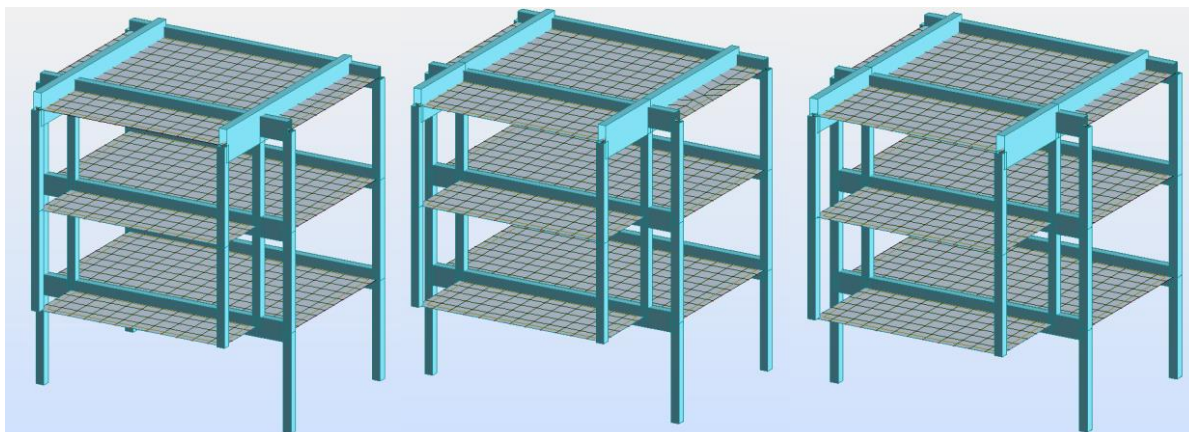


Fig. 6.15 – Colocação de viga rígida na parte superior edifício com tirantes para o caso A



Fig. 6.16 – Colocação de viga rígida na parte superior edifício com tirantes para o caso B

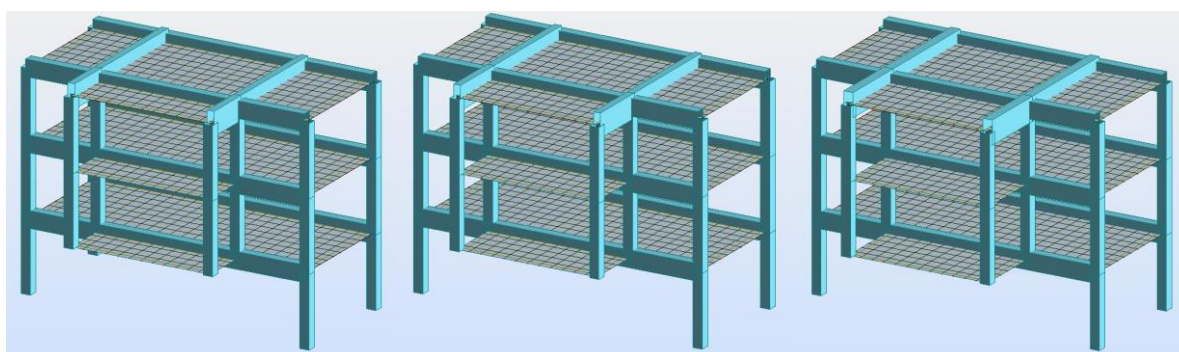


Fig. 6.17 – Colocação de viga rígida na parte superior edifício com tirantes para o caso C

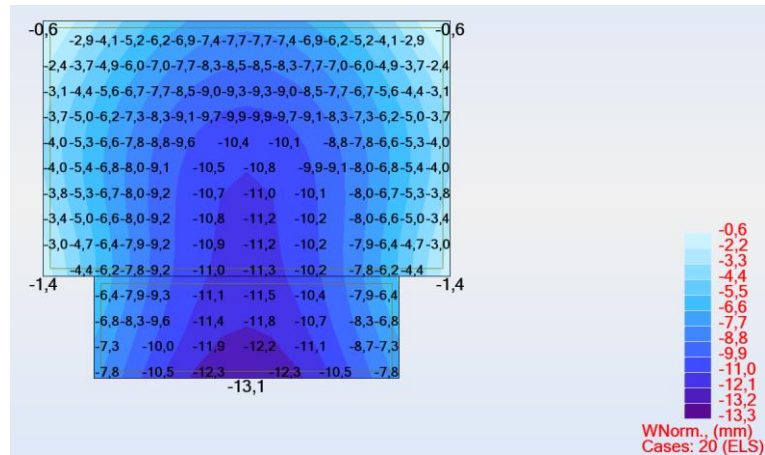


Fig. 6.18 – Planta do 1º piso com as deformações, do caso em estudo A₁ com a correção da viga rígida

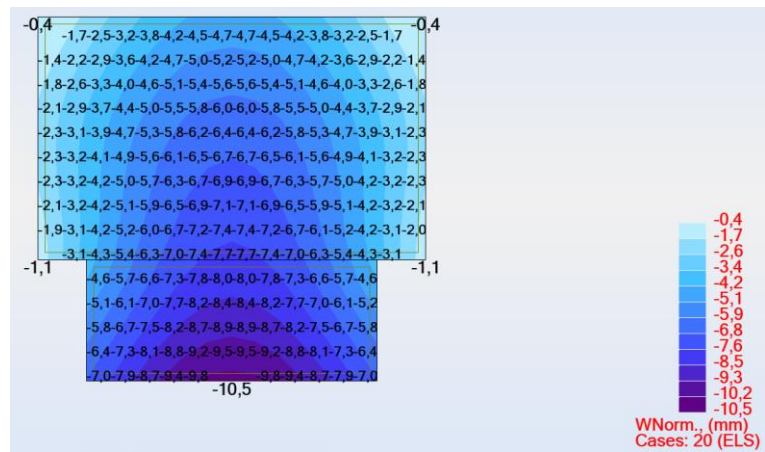


Fig. 6.19 – Planta do 1º piso com as deformações, do caso em estudo A₂ com a correção da viga rígida

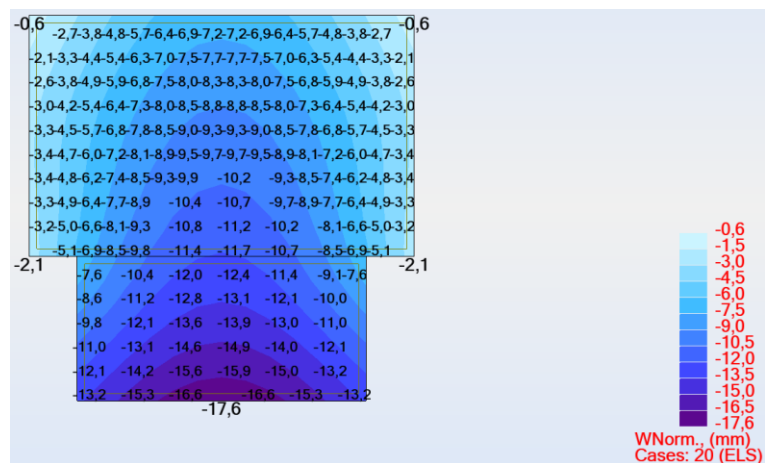


Fig. 6.20 – Planta do 1º piso com as deformações, do caso em estudo A₃ com a correção da viga rígida

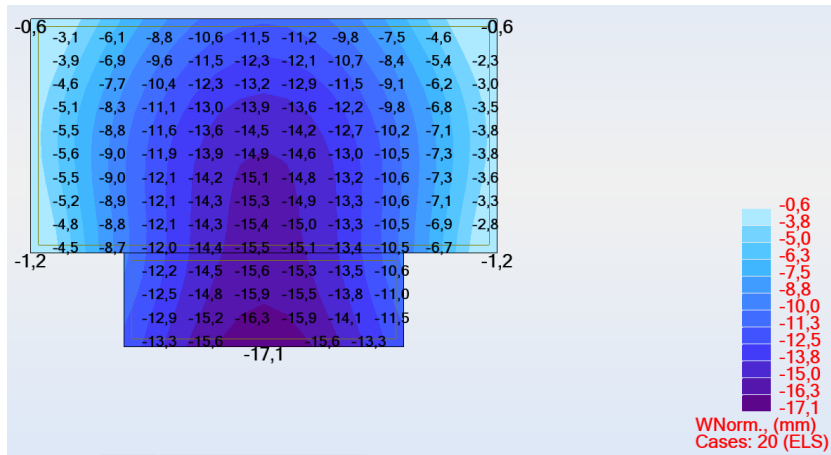


Fig. 6.21 – Planta do 1º piso com as deformações, do caso em estudo B₁ com a correção da viga rígida

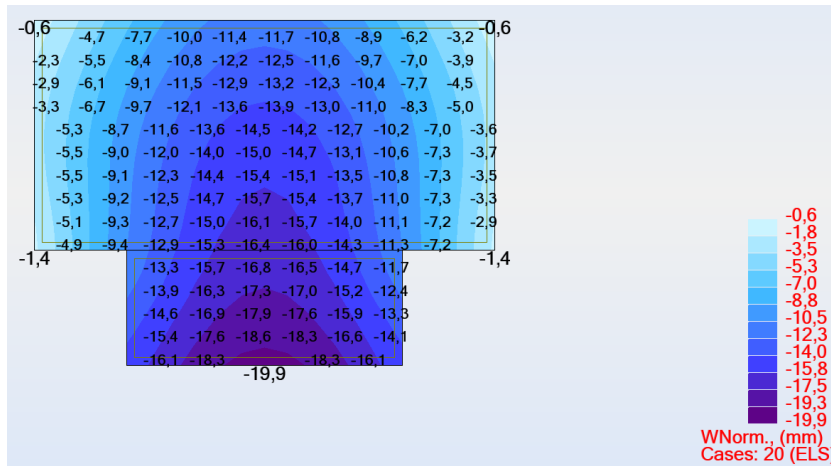


Fig. 6.22 – Planta do 1º piso com as deformações, do caso em estudo B₂ com a correção da viga rígida

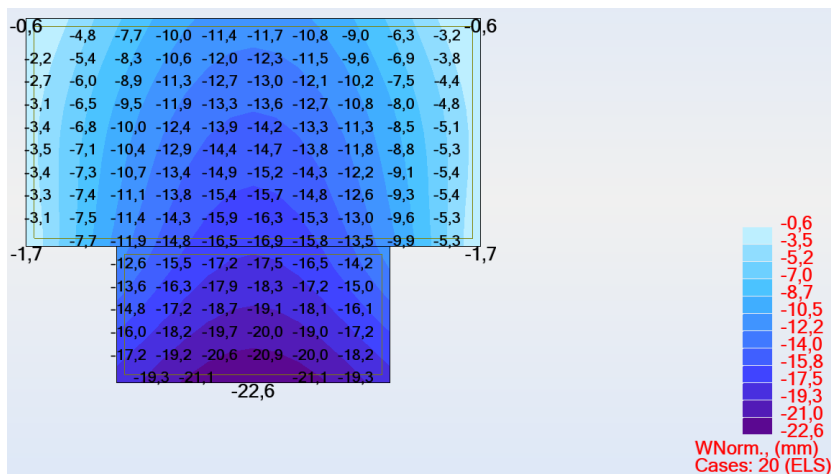


Fig. 6.23 – Planta do 1º piso com as deformações, do caso em estudo B₃ com a correção da viga rígida

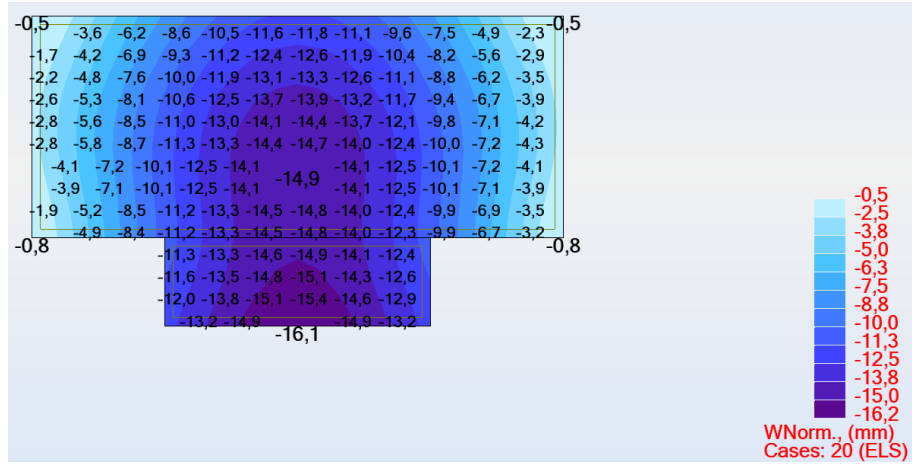


Fig. 6.24 – Planta do 1º piso com as deformações, do caso em estudo C₁ com a correção da viga rígida

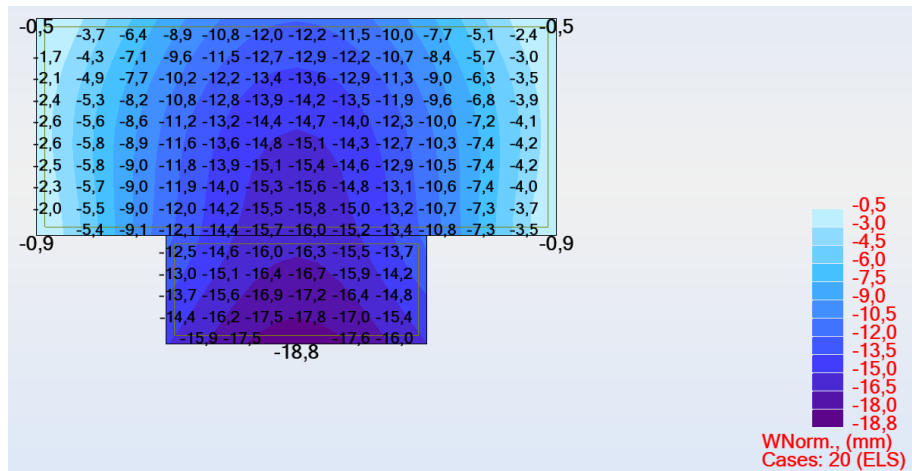


Fig. 6.25 – Planta do 1º piso com as deformações, do caso em estudo C₂ com a correção da viga rígida

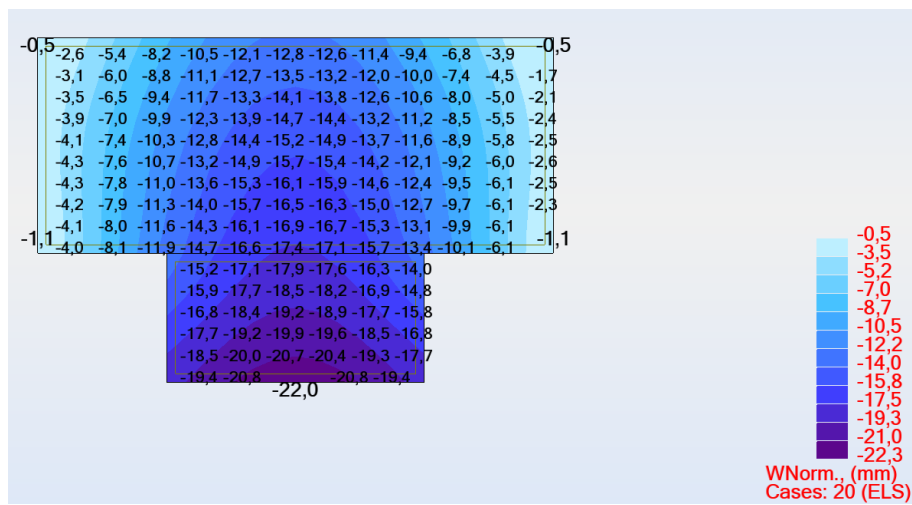


Fig. 6.26 – Planta do 1º piso com as deformações, do caso em estudo C₃ com a correção da viga rígida

6.2.1. CRÍTICA DOS RESULTADOS PARA A COLOCAÇÃO DE VIGA RÍGIDA NA COBERTURA

Quadro 6.4 – Valores dos deslocamentos u_i , δ_1 e δ_2 para a colocação viga rígida na cobertura

Caso em estudo	u_1 (mm)	u_2 (mm)	u_3 (mm)	u_4 (mm)	δ_1 (mm)	δ_2 (mm)
A ₁	-1,4	-6,2	-7,8	-13,1	-1,6	-5,3
A ₂	-1,1	-4,3	-7,0	-10,5	-2,7	-3,5
A ₃	-2,1	-6,9	-13,2	-17,6	-6,3	-4,4
B ₁	-1,2	-10,5	-13,3	-17,1	-2,8	-3,8
B ₂	-1,4	-11,3	-16,1	-19,9	-4,8	-3,8
B ₃	-1,7	-11,9	-19,3	-22,6	-7,4	-3,3
C ₁	-0,8	-11,2	-13,2	-16,1	-2,0	-2,9
C ₂	-0,9	-11,1	-15,9	-18,8	-4,8	-2,9
C ₃	-1,1	-13,4	-19,4	-22,0	-6,0	-2,6

Quadro 6.5 – Valores dos deslocamentos δ_1 e δ_2 com a colocação viga rígida na cobertura para $t=0$ e $t=t$

Caso em estudo	δ_1 (mm)	$\delta_{1(t=0)}$ (mm)	$\delta_{1(t=t)}$ (mm)	δ_2 (mm)	$\delta_{2(t=0)}$ (mm)	$\delta_{2(t=t)}$ (mm)
A ₁	-1,6	-3,2	-8,4	-5,3	-10,5	-28,0
A ₂	-2,7	-5,3	-14,2	-3,5	-6,9	-18,5
A ₃	-6,3	-12,4	-33,2	-4,4	-8,7	-23,2
B ₁	-2,8	-5,5	-14,8	-3,8	-7,5	-20,0
B ₂	-4,8	-9,5	-25,3	-3,8	-7,5	-20,0
B ₃	-7,4	-14,6	-39,0	-3,3	-6,5	-17,4
C ₁	-2,0	-4,0	-10,6	-2,9	-5,7	-15,3
C ₂	-4,8	-9,5	-25,3	-2,9	-5,7	-15,3
C ₃	-6,0	-11,9	-31,7	-2,6	-5,1	-13,7

Quadro 6.6 – Valores do $\delta_{MÁXIMO}$ e dos δ_1 e δ_2 com a colocação viga rígida na cobertura para $t=0$ e $t=t$

Caso em estudo	$\delta_{MÁXIMO}$ (mm)	$\delta_1 (t=0)$ (mm)	$\delta_1 (t=t)$ (mm)	$\delta_2 (t=0)$ (mm)	$\delta_2 (t=t)$ (mm)
A ₁	-4,0	-3,2	-8,4	-10,5	-28,0
A ₂	-5,0	-5,3	-14,2	-6,9	-18,5
A ₃	-6,0	-12,4	-33,2	-8,7	-23,2
B ₁	-4,0	-5,5	-14,8	-7,5	-20,0
B ₂	-5,0	-9,5	-25,3	-7,5	-20,0
B ₃	-6,0	-14,6	-39,0	-6,5	-17,4
C ₁	-4,0	-4,0	-10,6	-5,7	-15,3
C ₂	-5,0	-9,5	-25,3	-5,7	-15,3
C ₃	-6,0	-11,9	-31,7	-5,1	-13,7

Este método de correção pode ser aplicado quando o edifício já estiver habitado. É assim apropriado para corrigir situações existentes. A sua implementação é delicada e implica alterações estéticas e funcionais (execução das referidas vigas) ao nível da cobertura.

Com a execução de uma viga rígida na parte superior do edifício, associada a um tirante nos extremos da consola, verifica-se uma diminuição dos deslocamentos nas paredes 1 e 2 (δ_1 e δ_2), na ordem da solução anterior, não atingindo valores desejados para os casos em estudo. Como temos estruturas com 8 metros, 10 metros e 12 metros de vão, sem pilares nos início das zonas em consola, é muito mais difícil controlar esta deformação.

Assim optou-se por colocar pilares nos pontos de início das zonas em consola, como se pode verificar nas figuras 6.27, 6.28 e 6.29, e verificar desde já se estes por si só irão provocar alguma diminuição nestes deslocamentos em estudo.

6.3. EXECUÇÃO DE PILARES PARA A DIMINUIÇÃO DO VÃO DOS CASOS EM ESTUDO

Como os métodos de correção anteriormente anunciados não estavam a dar os resultados pretendidos, decidiu-se colocar pilares no maior vão, nas zonas de início da consola. Assim neste ponto vamos verificar se a colocação destes trará algum efeito positivo.

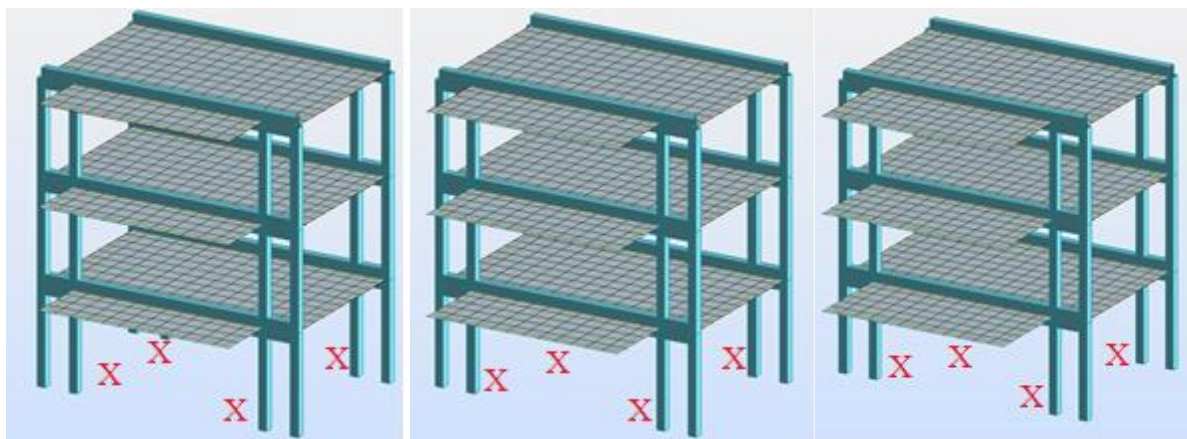


Fig. 6.27 – Colocação de pilares para diminuição dos vãos no caso A (assinalados com X)

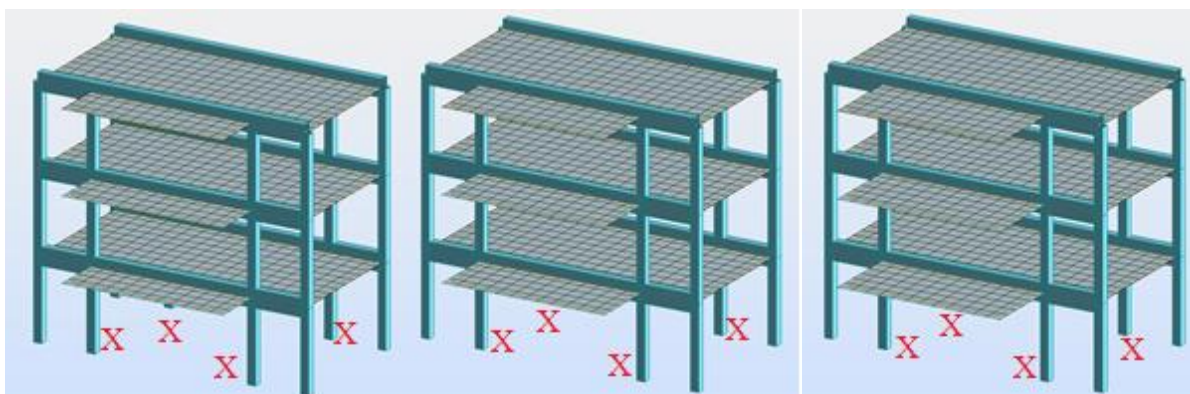


Fig. 6.28 – Colocação de pilares para diminuição dos vãos no caso B (assinalados com X)

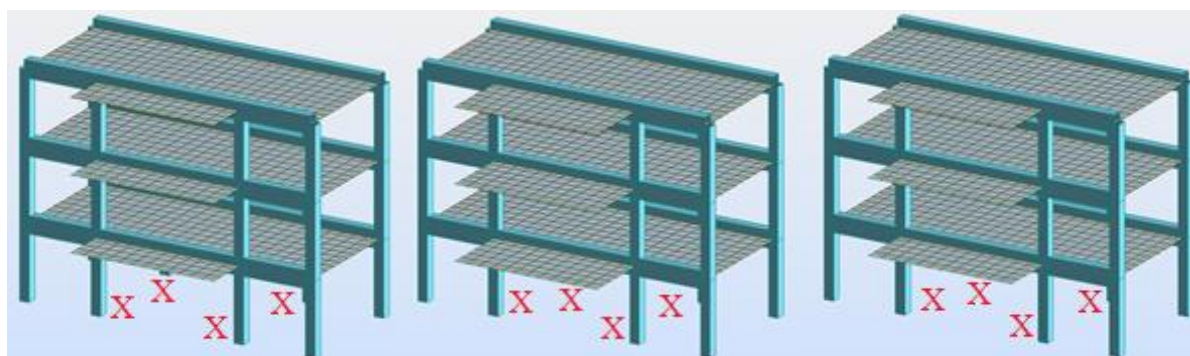


Fig. 6.29 – Colocação de pilares para diminuição dos vãos no caso C (assinalados com X)

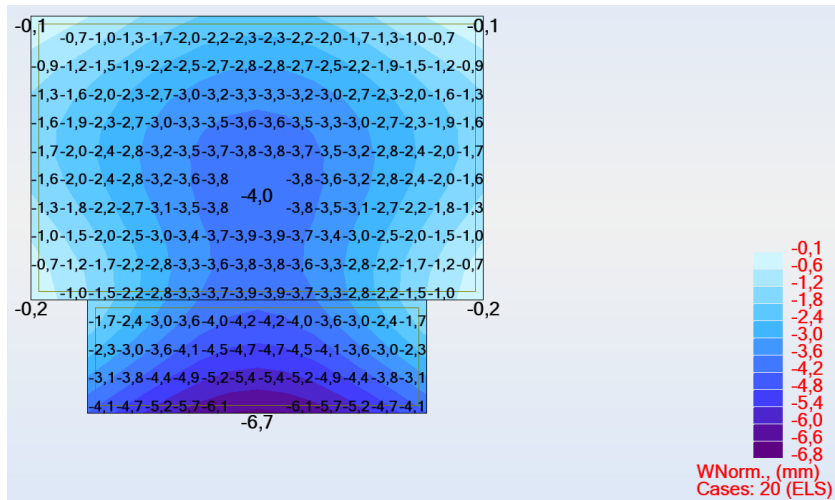


Fig. 6.30 – Planta do 1º piso com as deformações, do caso em estudo A₁ com a colocação de pilares no vão

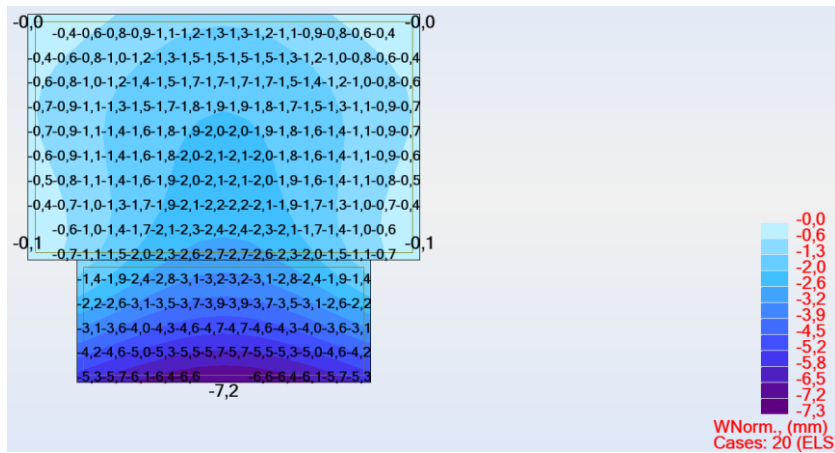


Fig. 6.31 – Planta do 1º piso com as deformações, do caso em estudo A₂ com a colocação de pilares no vão

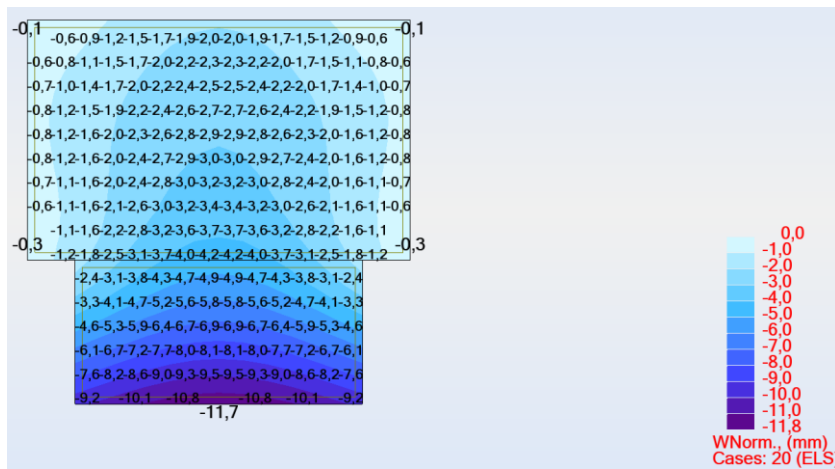


Fig. 6.32 – Planta do 1º piso com as deformações, do caso em estudo A₃ com a colocação de pilares no vão

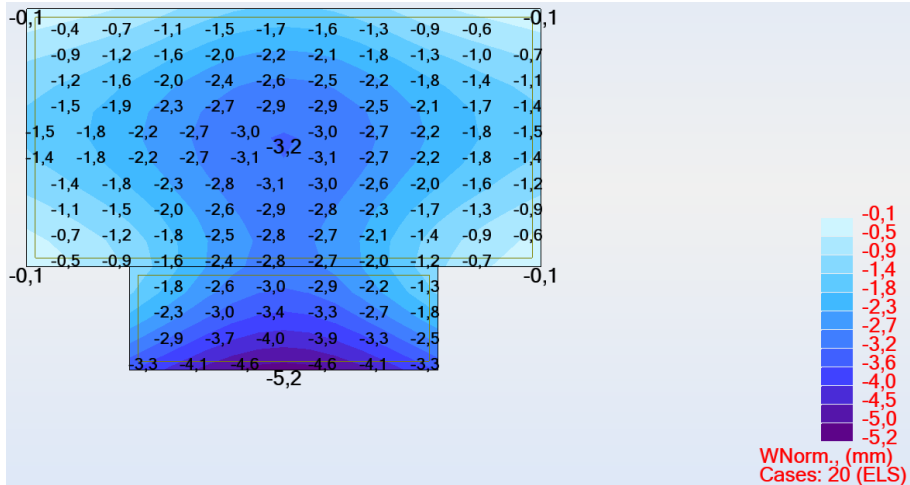


Fig. 6.33 – Planta do 1º piso com as deformações, do caso em estudo B₁ com a colocação de pilares no vão

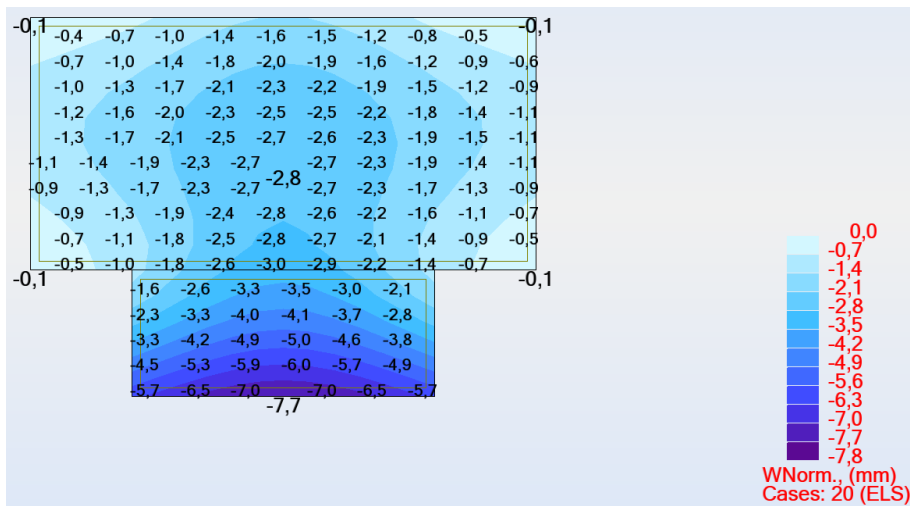


Fig. 6.34 – Planta do 1º piso com as deformações, do caso em estudo B₂ com a colocação de pilares no vão

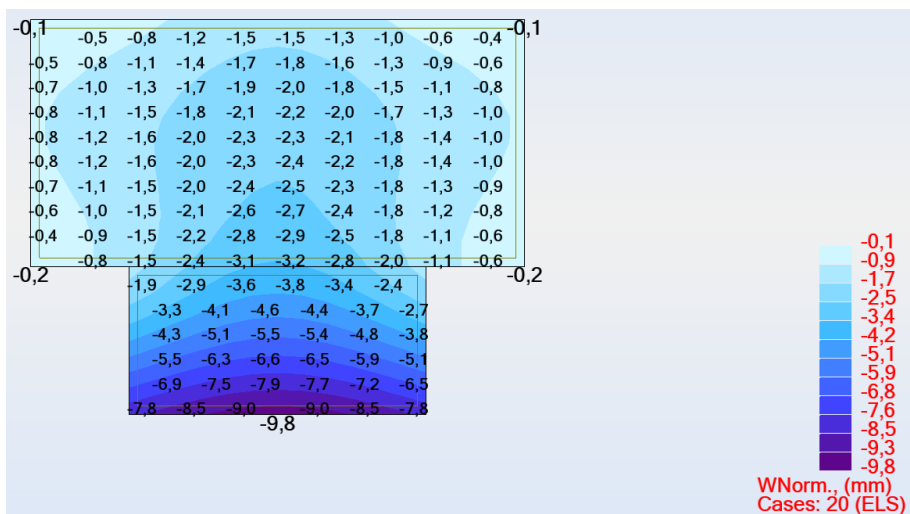


Fig. 6.35 – Planta do 1º piso com as deformações, do caso em estudo B₃ com a colocação de pilares no vão

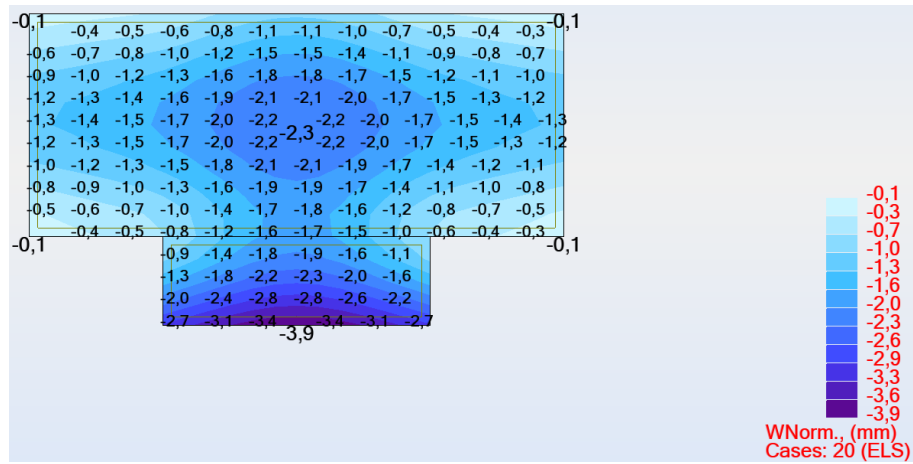


Fig. 6.36 – Planta do 1º piso com as deformações, do caso em estudo C₁ com a colocação de pilares no vão

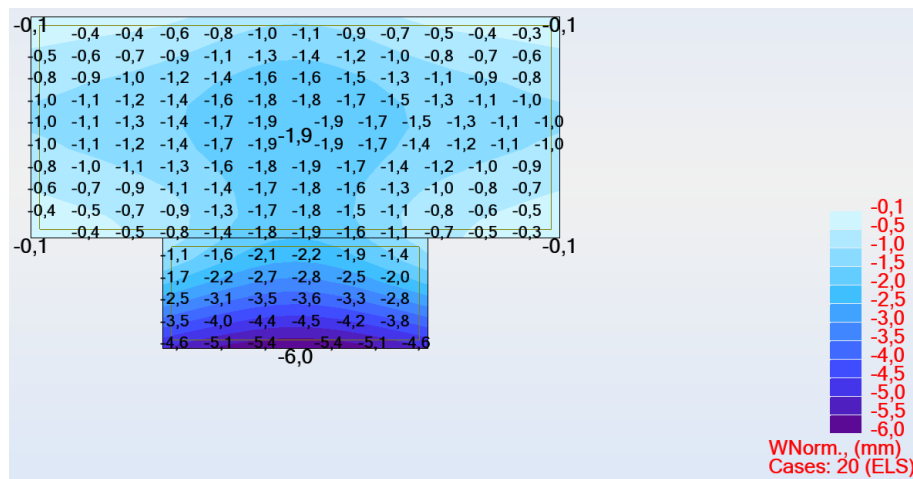


Fig. 6.37 – Planta do 1º piso com as deformações, do caso em estudo C₂ com a colocação de pilares no vão

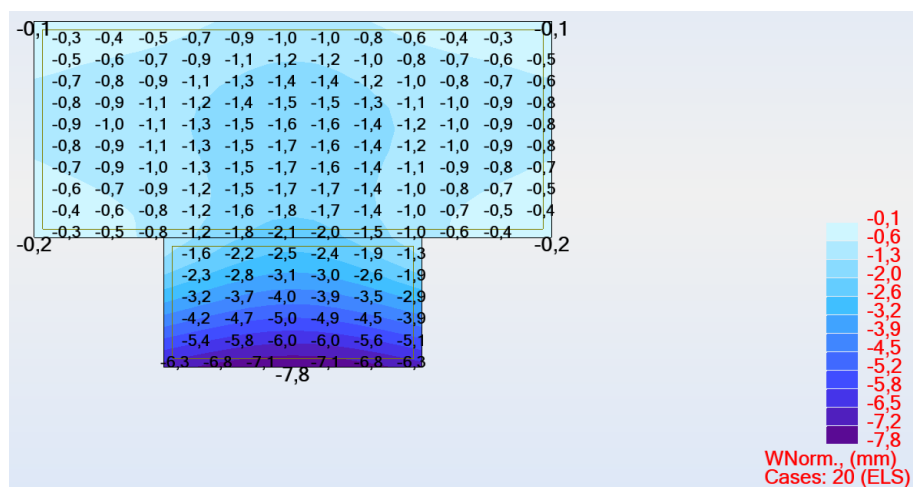


Fig. 6.38 – Planta do 1º piso com as deformações, do caso em estudo C₃ com a colocação de pilares no vão

6.3.1. CRÍTICA DOS RESULTADOS PARA A COLOCAÇÃO DE PILARES NO MAIOR VÃO DOS CASOS EM ESTUDO

Quadro 6.7 – Valores dos deslocamentos u_i , δ_1 e δ_2 para a colocação de pilares

Caso em estudo	u_1 (mm)	u_2 (mm)	u_3 (mm)	u_4 (mm)	δ_1 (mm)	δ_2 (mm)
A1	-0,2	-1,5	-4,1	-6,7	-2,6	-2,6
A2	-0,1	-1,1	-5,3	-7,2	-4,2	-1,9
A3	-0,3	-1,8	-9,2	-11,7	-7,4	-2,5
B1	-0,1	-1,2	-3,3	-5,2	-2,1	-1,9
B2	-0,1	-1,4	-5,7	-7,7	-4,3	-2,0
B3	-0,2	-1,1	-7,8	-9,8	-6,7	-2,0
C1	-0,1	-0,8	-2,7	-3,9	-1,9	-1,2
C2	-0,1	-0,8	-4,6	-6,0	-3,8	-1,4
C3	-0,2	-1,0	-6,3	-7,8	-5,3	-1,5

Quadro 6.8 – Valores dos deslocamentos δ_1 e δ_2 com a colocação de pilares para $t=0$ e $t=t$

Caso em estudo	δ_1 (mm)	$\delta_1(t=0)$ (mm)	$\delta_1(t=t)$ (mm)	δ_2 (mm)	$\delta_2(t=0)$ (mm)	$\delta_2(t=t)$ (mm)
A ₁	-2,6	-5,1	-13,7	-2,6	-5,1	-13,7
A ₂	-4,2	-8,3	-22,2	-1,9	-3,8	-10,0
A ₃	-7,4	-14,6	-39,0	-2,5	-4,9	-13,2
B ₁	-2,1	-4,1	-11,1	-1,9	-3,8	-10,0
B ₂	-4,3	-8,5	-22,7	-2,0	-4,0	-10,6
B ₃	-6,7	-13,2	-35,3	-2,0	-4,0	-10,6
C ₁	-1,9	-3,8	-10,0	-1,2	-2,4	-6,3
C ₂	-3,8	-7,5	-20,0	-1,4	-2,8	-7,4
C ₃	-5,3	-10,5	-28,0	-1,5	-3,0	-7,9

Quadro 6.9 – Valores do $\delta_{MÁXIMO}$ e dos δ_1 e δ_2 com a colocação de pilares para $t=0$ e $t=t$

Caso em estudo	$\delta_{MÁXIMO}$ (mm)	$\delta_1 (t=0)$ (mm)	$\delta_1 (t=t)$ (mm)	$\delta_2 (t=0)$ (mm)	$\delta_2 (t=t)$ (mm)
A ₁	-4,0	-5,1	-13,7	-5,1	-13,7
A ₂	-5,0	-8,3	-22,2	-3,8	-10,0
A ₃	-6,0	-14,6	-39,0	-4,9	-13,2
B ₁	-4,0	-4,1	-11,1	-3,8	-10,0
B ₂	-5,0	-8,5	-22,7	-4,0	-10,6
B ₃	-6,0	-13,2	-35,3	-4,0	-10,6
C ₁	-4,0	-3,8	-10,0	-2,4	-6,3
C ₂	-5,0	-7,5	-20,0	-2,8	-7,4
C ₃	-6,0	-10,5	-28,0	-3,0	-7,9

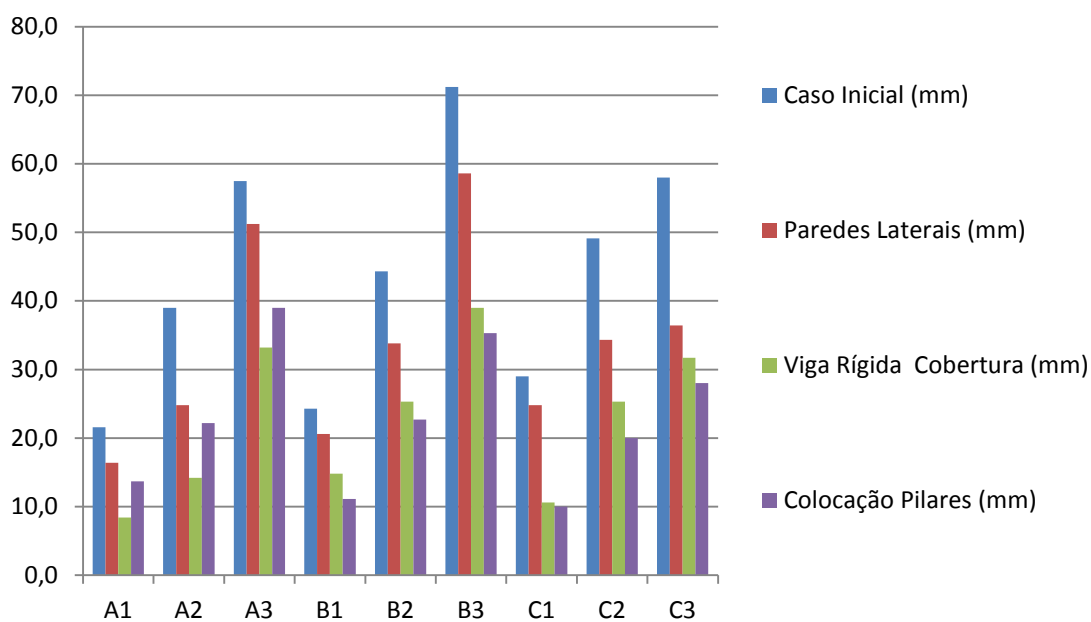


Fig. 6.39– Valores das deformações da parede 1 para $t=t$ (mm)

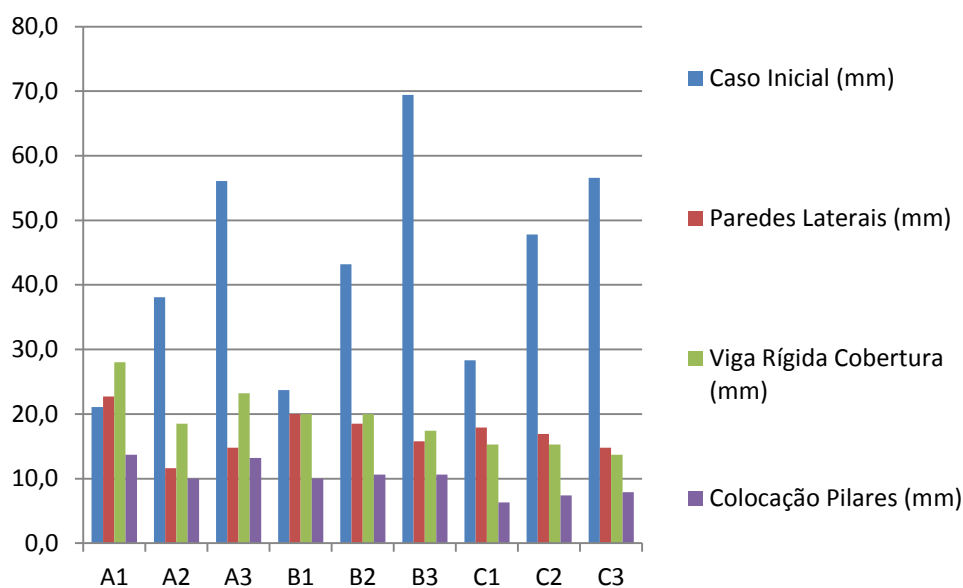


Fig. 6.40– Valores das deformações da parede 2 para $t=t$ (mm)

Pelo que se pode verificar pelos gráficos das figuras 6.39 e 6.40, que nos dão os valores das deformações a longo prazo na parede 1 e 2 respetivamente, a colocação de pilares nos maiores vãos reduz ainda mais os deslocamentos do que as duas correções anteriormente apresentadas.

Assim nos próximos dois pontos vamos aplicar as duas primeiras correções às estruturas com pilares, para ver se os deslocamentos que iremos obter são menores e mais aceitáveis com os valores limites das deformações para que não ocorra fissuração nas paredes de alvenaria não estruturais.

6.4. EXECUÇÃO DE PILARES PARA A DIMINUIÇÃO DO VÃO DOS CASOS EM ESTUDO E COLOCAÇÃO PAREDES LATERAIS NAS ZONAS EM CONSOLA

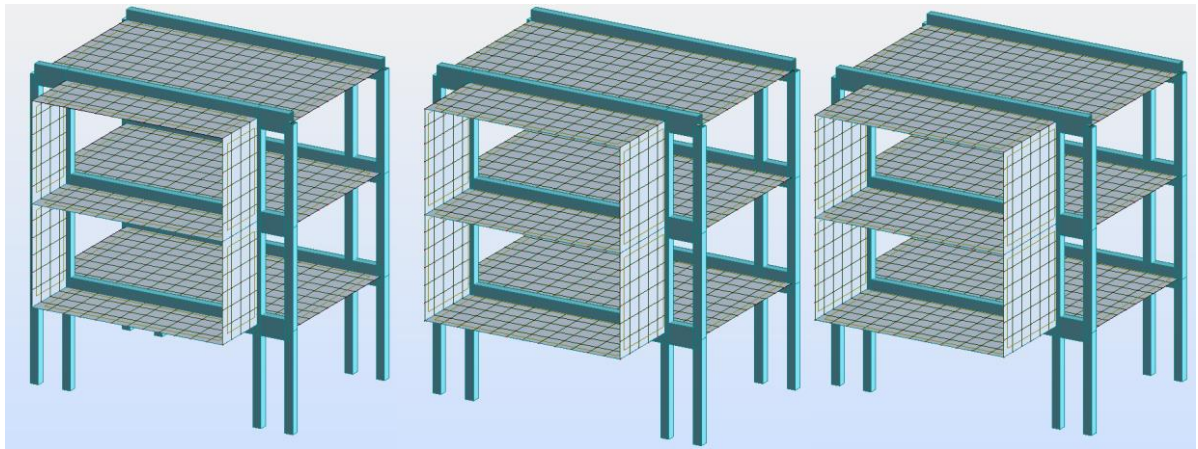


Fig. 6.41 – Colocação de pilares e de paredes laterais no caso A

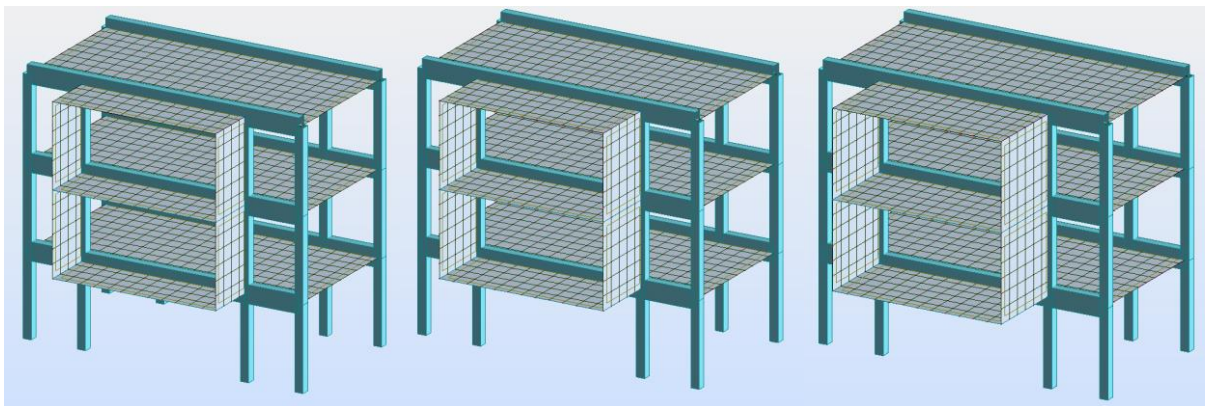


Fig. 6.42 – Colocação de pilares e de paredes laterais no caso B

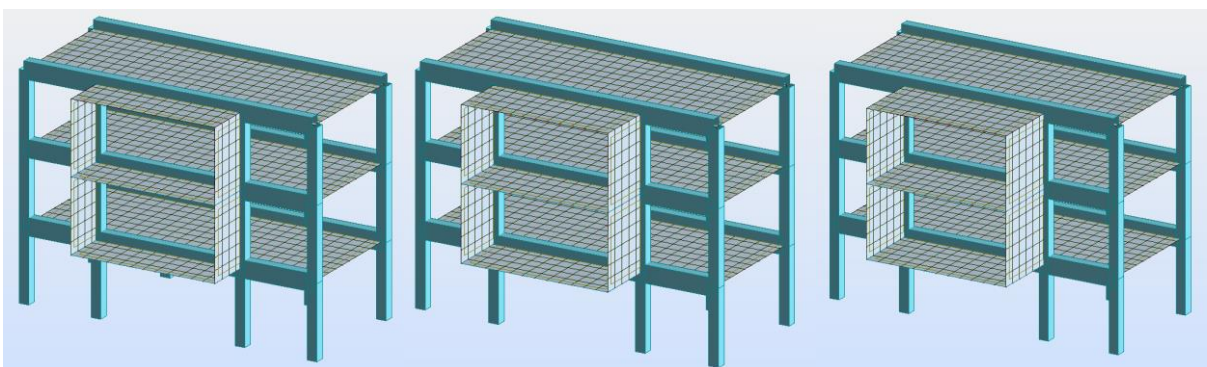


Fig. 6.43 – Colocação de pilares e de paredes laterais no caso C

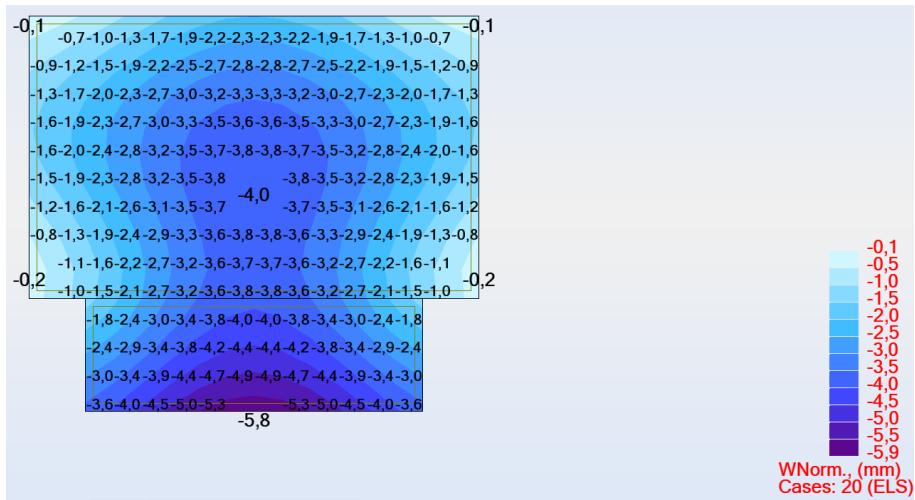


Fig. 6.44 – Planta do 1º piso com as deformações, do caso em estudo A₁

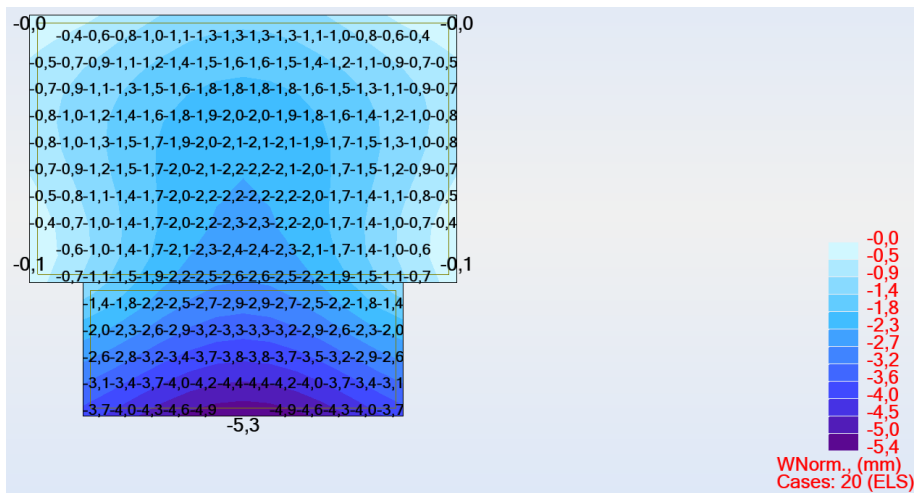


Fig. 6.45 – Planta do 1º piso com as deformações, do caso em estudo A₂

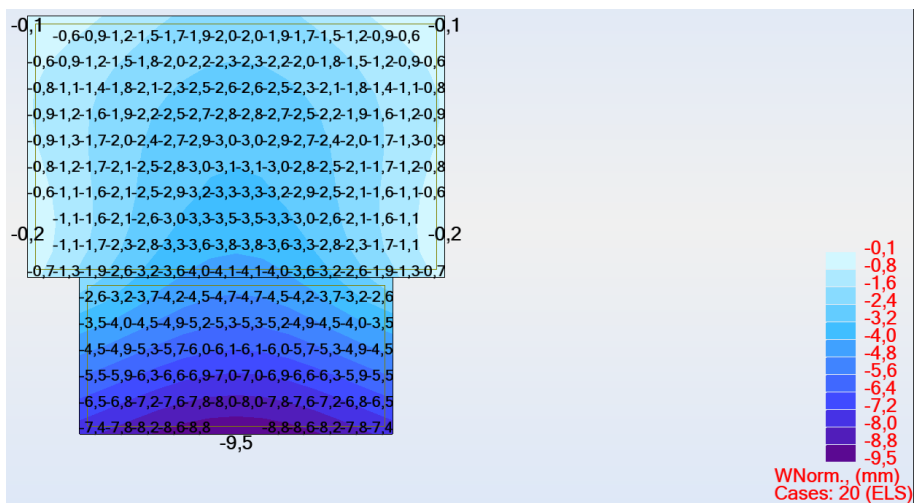


Fig. 6.46 – Planta do 1º piso com as deformações, do caso em estudo A₃

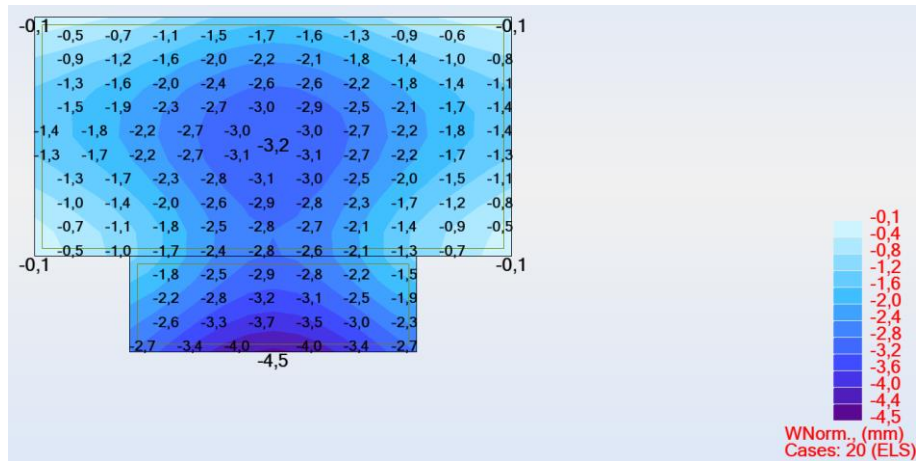


Fig. 6.47 – Planta do 1º piso com as deformações, do caso em estudo B₁

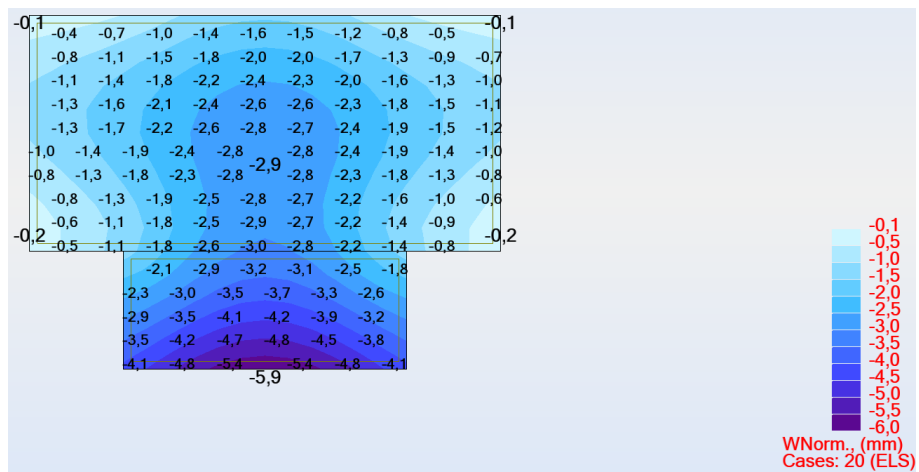


Fig. 6.48 – Planta do 1º piso com as deformações, do caso em estudo B₂

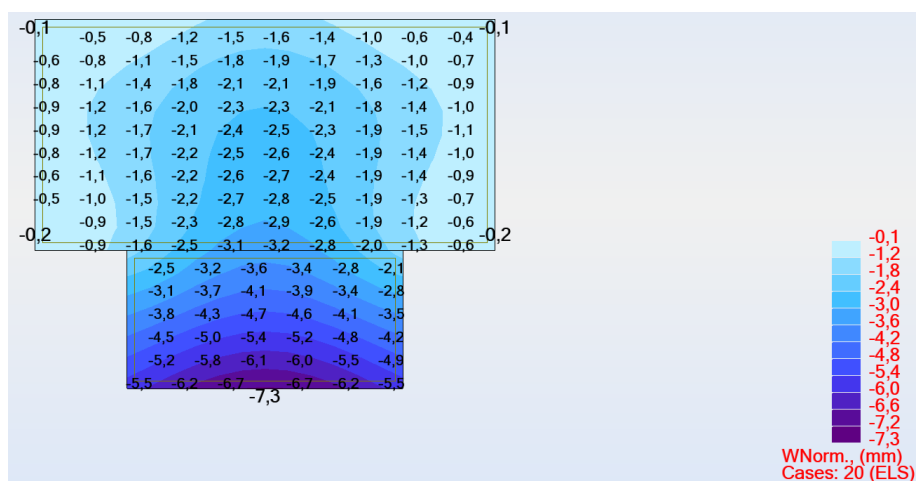


Fig. 6.49 – Planta do 1º piso com as deformações, do caso em estudo B₃

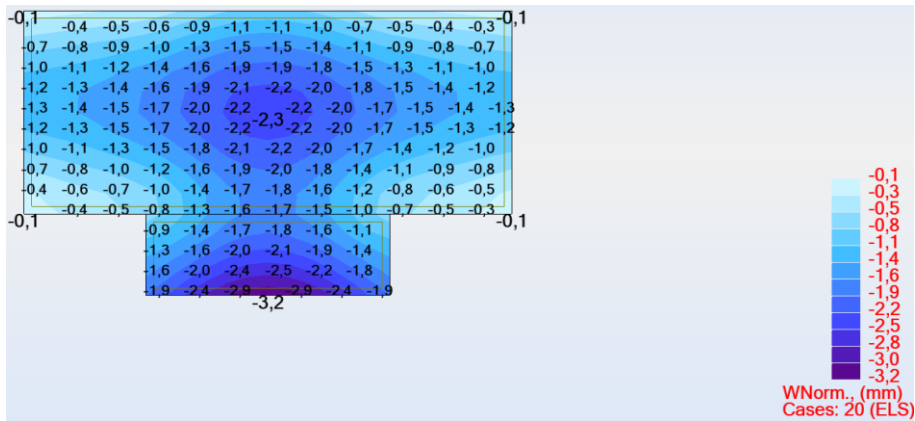


Fig. 6.50 – Planta do 1º piso com as deformações, do caso em estudo C₁

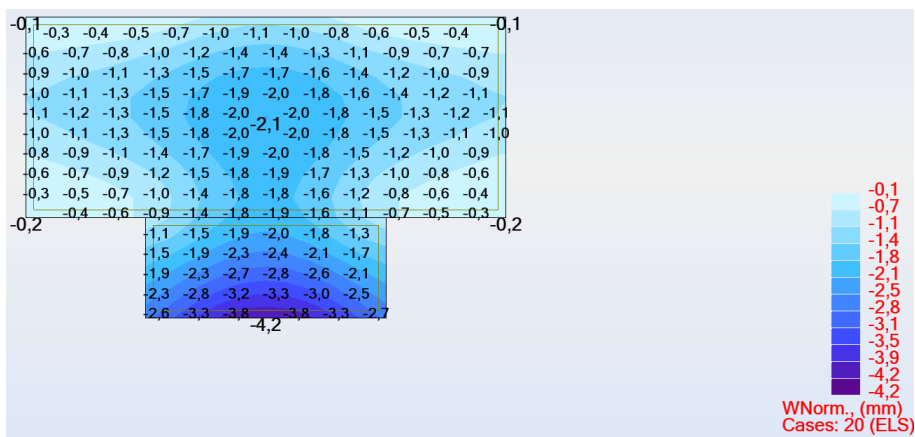


Fig. 6.51 – Planta do 1º piso com as deformações, do caso em estudo C₂

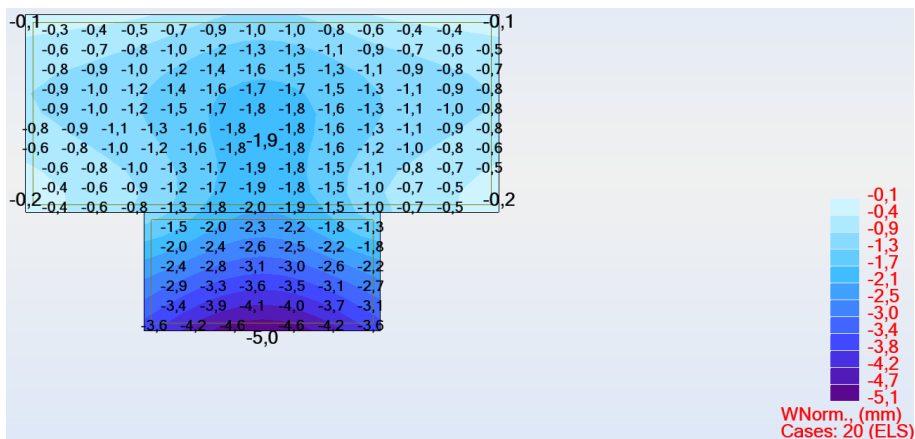


Fig. 6.52 – Planta do 1º piso com as deformações, do caso em estudo C₃

6.4.1. CRÍTICA DOS RESULTADOS PARA A COLOCAÇÃO DE PILARES NO MAIOR VÃO E PAREDES LATERAIS NAS ZONAS DE CONSOLA NOS CASOS EM ESTUDO

Quadro 6.10 – Valores dos deslocamentos u_i , δ_1 e δ_2 para a solução em estudo

Caso em estudo	u_1 (mm)	u_2 (mm)	u_3 (mm)	u_4 (mm)	δ_1 (mm)	δ_2 (mm)
A ₁	-0,2	-1,5	-3,6	-5,8	-2,1	-2,2
A ₂	-0,1	-1,1	-3,7	-5,3	-2,6	-1,6
A ₃	-0,2	-1,9	-7,4	-9,5	-5,5	-2,1
B ₁	-0,1	-1,3	-2,7	-4,5	-1,4	-1,8
B ₂	-0,2	-1,4	-4,1	-5,9	-2,7	-1,8
B ₃	-0,2	-1,3	-5,5	-7,3	-4,2	-1,8
C ₁	-0,1	-0,8	-1,9	-3,2	-1,1	-1,3
C ₂	-0,2	-0,9	-2,6	-4,2	-1,7	-1,6
C ₃	-0,2	-1,0	-3,6	-5,0	-2,6	-1,4

Quadro 6.11 – Valores dos deslocamentos δ_1 e δ_2 da solução em estudo para $t=0$ e $t=t$

Caso em estudo	δ_1 (mm)	$\delta_{1(t=0)}$ (mm)	$\delta_{1(t=t)}$ (mm)	δ_2 (mm)	$\delta_{2(t=0)}$ (mm)	$\delta_{2(t=t)}$ (mm)
A ₁	-2,1	-4,1	-11,1	-2,2	-4,3	-11,6
A ₂	-2,6	-5,1	-13,7	-1,6	-3,2	-8,4
A ₃	-5,5	-10,9	-29,0	-2,1	-4,1	-11,1
B ₁	-1,4	-2,8	-7,4	-1,8	-3,6	-9,5
B ₂	-2,7	-5,3	-14,2	-1,8	-3,6	-9,5
B ₃	-4,2	-8,3	-22,2	-1,8	-3,6	-9,5
C ₁	-1,1	-2,2	-5,8	-1,3	-2,6	-6,9
C ₂	-1,7	-3,4	-9,0	-1,6	-3,2	-8,4
C ₃	-2,6	-5,1	-13,7	-1,4	-2,8	-7,4

Quadro 6.12 – Valores do $\delta_{MÁXIMO}$ e dos δ_1 e δ_2 na solução em estudo para $t=0$ e $t=t$

Caso em estudo	$\delta_{MÁXIMO}$ (mm)	$\delta_1 (t=0)$ (mm)	$\delta_1 (t=t)$ (mm)	$\delta_2 (t=0)$ (mm)	$\delta_2 (t=t)$ (mm)
A ₁	-4,0	-4,1	-11,1	-4,3	-11,6
A ₂	-5,0	-5,1	-13,7	-3,2	-8,4
A ₃	-6,0	-10,9	-29,0	-4,1	-11,1
B ₁	-4,0	-2,8	-7,4	-3,6	-9,5
B ₂	-5,0	-5,3	-14,2	-3,6	-9,5
B ₃	-6,0	-8,3	-22,2	-3,6	-9,5
C ₁	-4,0	-2,2	-5,8	-2,6	-6,9
C ₂	-5,0	-3,4	-9,0	-3,2	-8,4
C ₃	-6,0	-5,1	-13,7	-2,8	-7,4

Neste caso em análise, com a colocação de pilares nos maiores vãos e com a colocação das paredes laterais os deslocamentos baixaram significativamente, onde na parede 2 a longo prazo estes quase já cumprem o valor máximo para que não ocorra fissuração nas paredes de alvenaria. Quando no caso inicial estes deslocamentos eram 10 vezes superiores ao permitido, nestes casos já passamos a ter deslocamentos superiores ao permitido na ordem de 2 a 3 vezes, o que é um bom prenúncio.

6.5. EXECUÇÃO DE PILARES PARA A DIMINUIÇÃO DO VÃO DOS CASOS EM ESTUDO E COLOCAÇÃO VIGA RÍGIDA NA COBERTURA

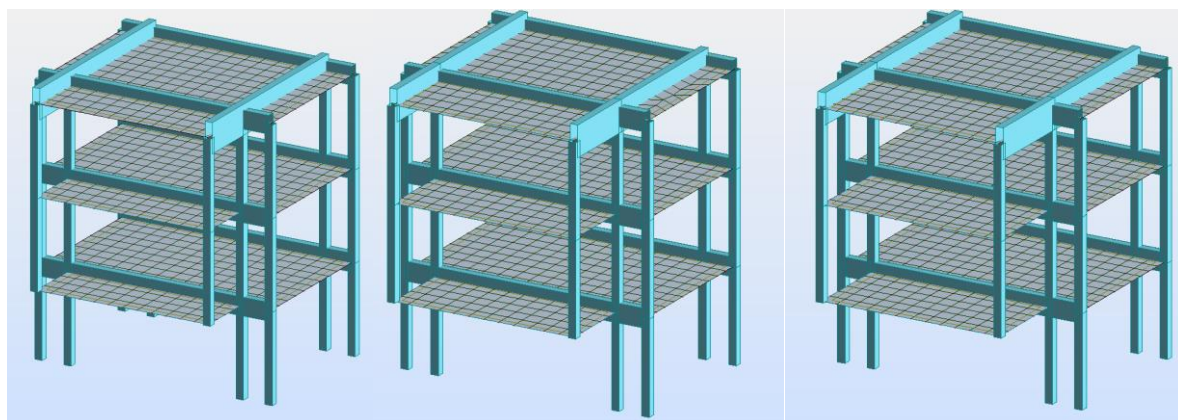


Fig. 6.53 – Colocação de pilares e de viga rígida na cobertura para caso A

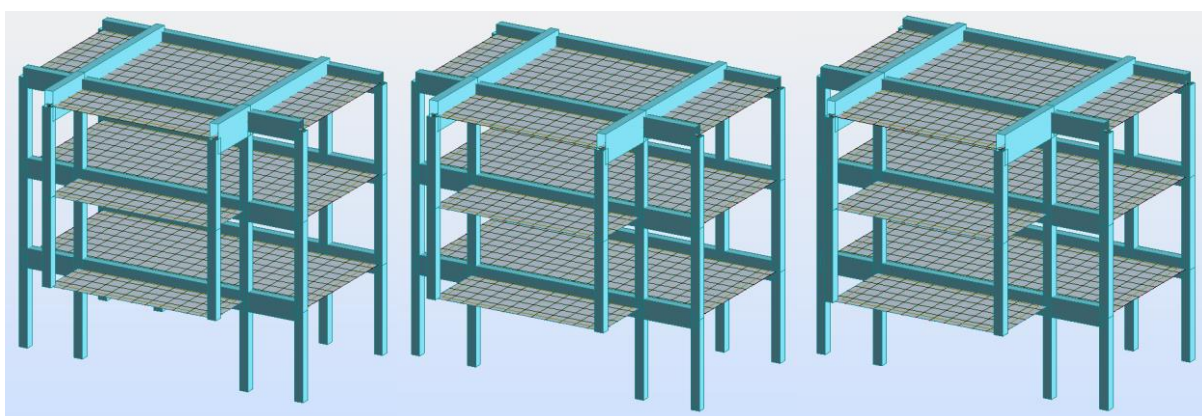


Fig. 6.54 – Colocação de pilares e de viga rígida na cobertura para caso B

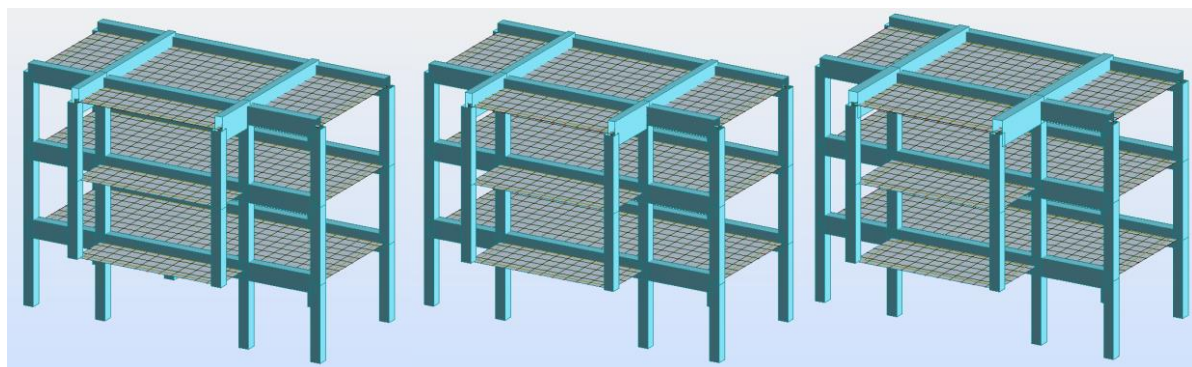


Fig. 6.55 – Colocação de pilares e de viga rígida na cobertura para caso C

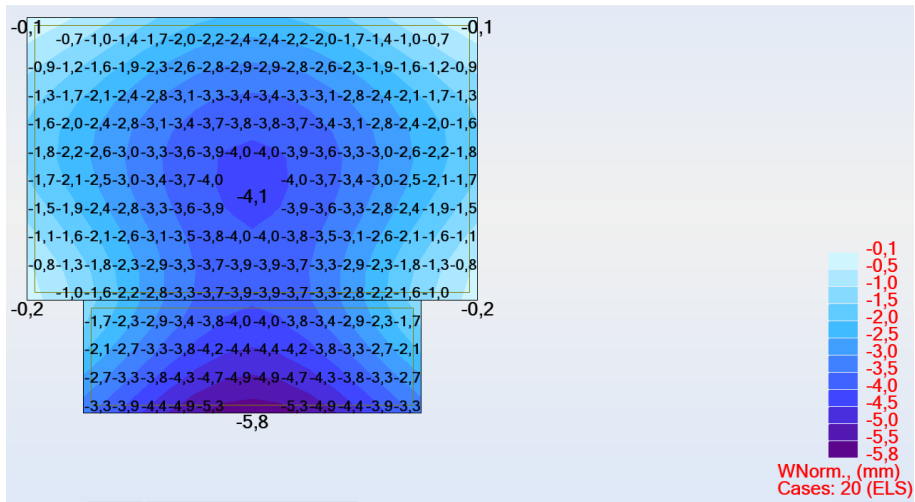


Fig. 6.56 – Planta do 1º piso com as deformações, do caso em estudo A₁

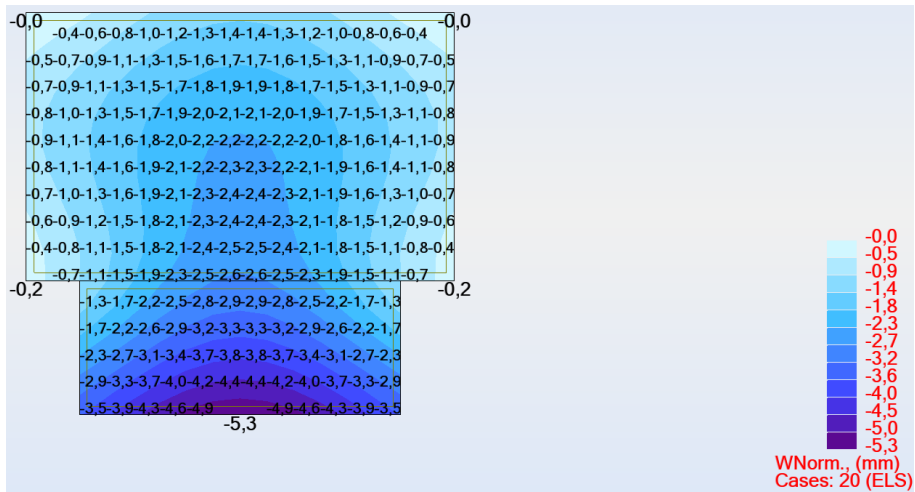


Fig. 6.57 – Planta do 1º piso com as deformações, do caso em estudo A₂

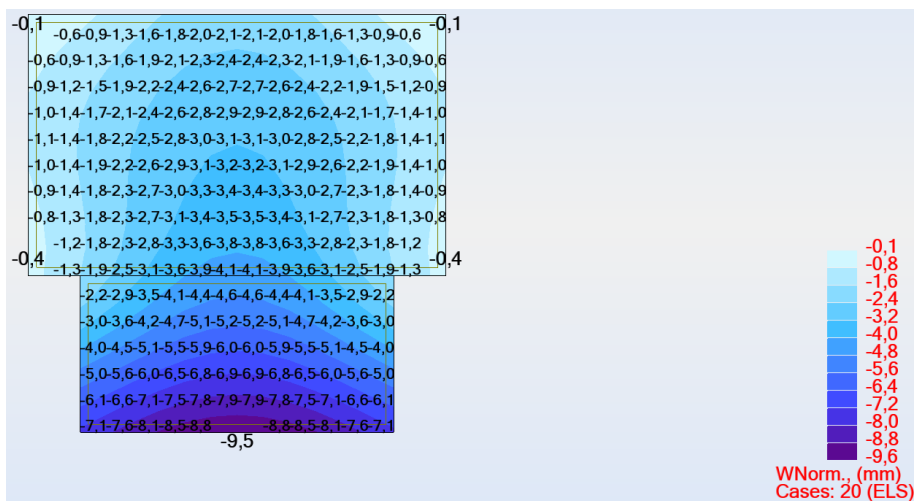


Fig. 6.58 – Planta do 1º piso com as deformações, do caso em estudo A₃

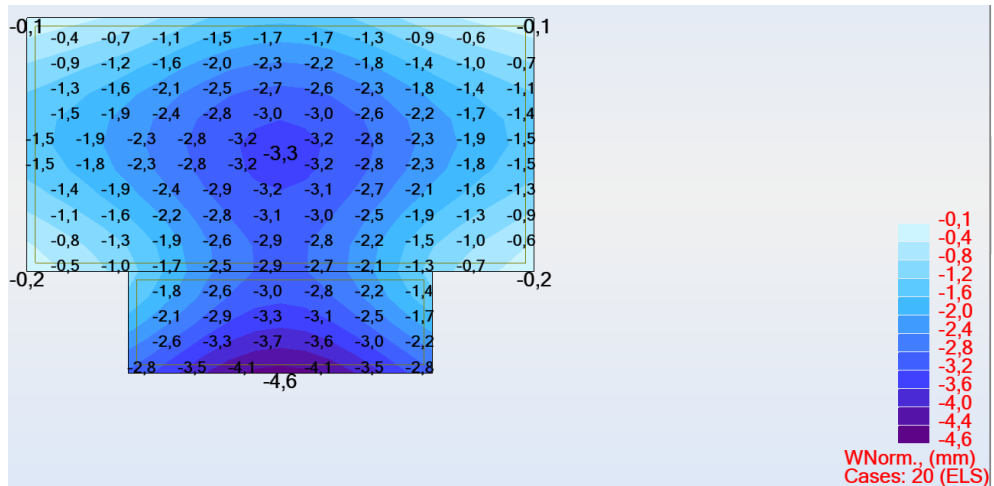


Fig. 6.59 – Planta do 1º piso com as deformações, do caso em estudo B₁

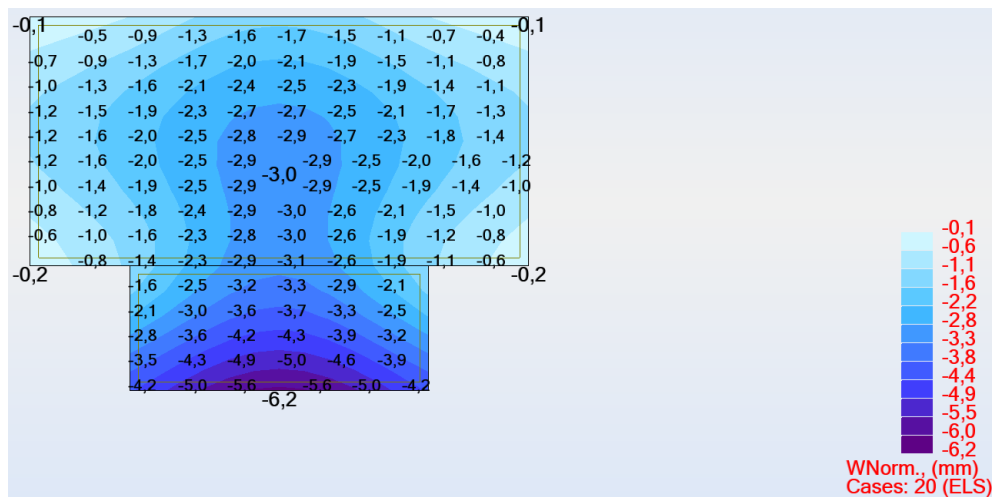


Fig. 6.60 – Planta do 1º piso com as deformações, do caso em estudo B₂

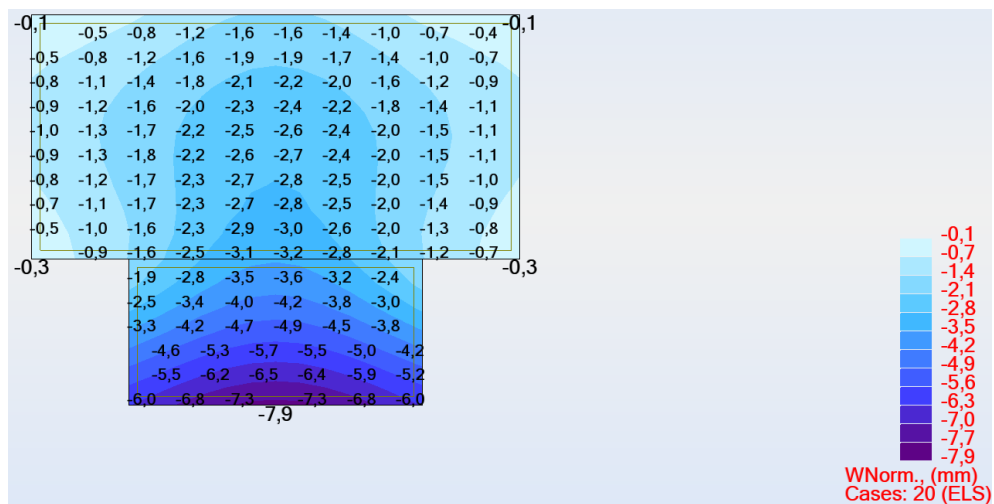


Fig. 6.61 – Planta do 1º piso com as deformações, do caso em estudo B₃

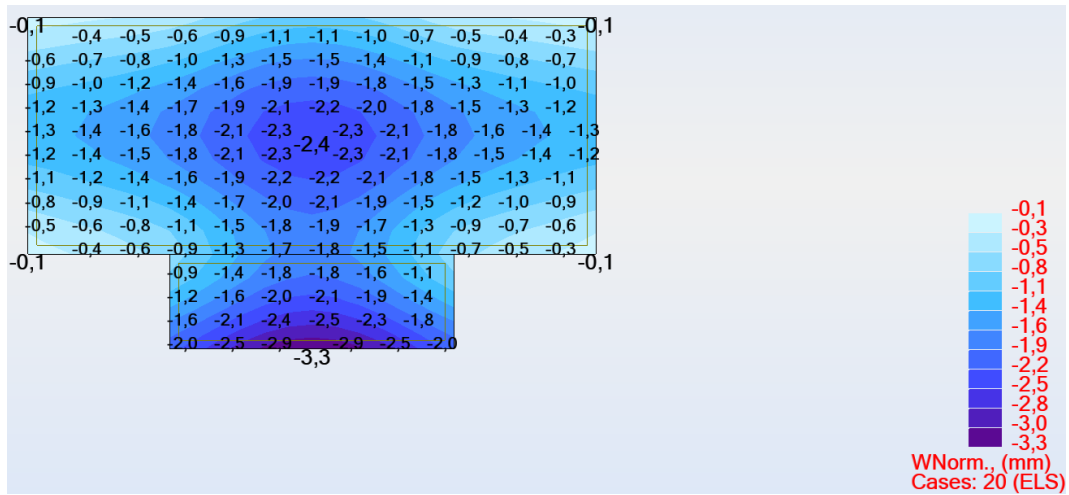


Fig. 6.62 – Planta do 1º piso com as deformações, do caso em estudo C₁

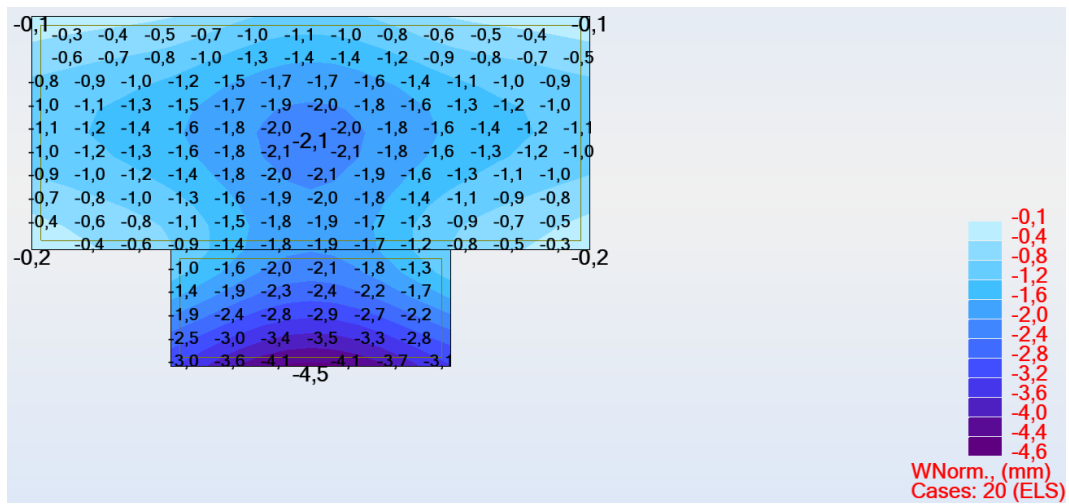


Fig. 6.63 – Planta do 1º piso com as deformações, do caso em estudo C₂

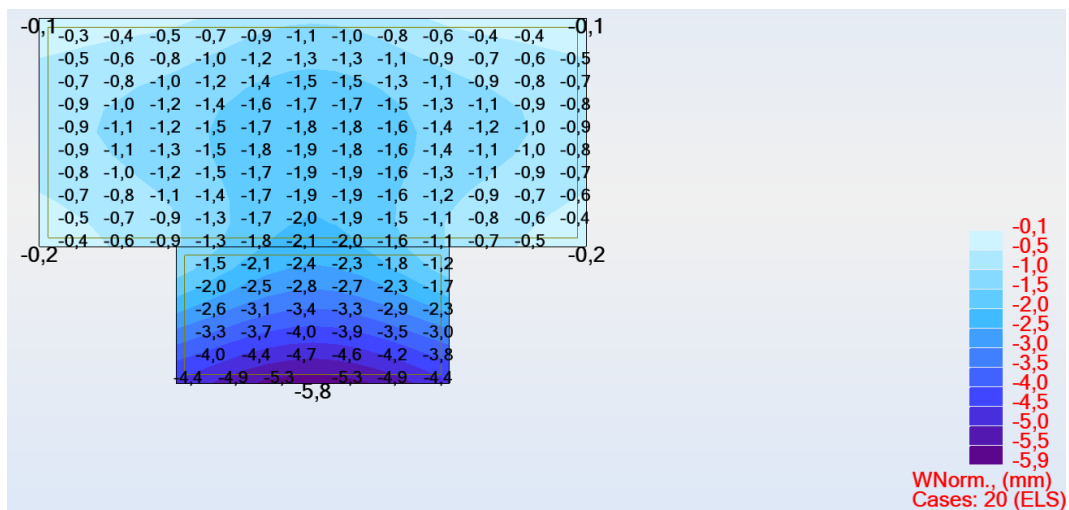


Fig. 6.64 – Planta do 1º piso com as deformações, do caso em estudo C₃

6.5.1. CRÍTICA DOS RESULTADOS PARA A COLOCAÇÃO DE PILARES NO MAIOR VÃO E VIGA RÍGIDA NA COBERTURA NOS CASOS EM ESTUDO

Quadro 6.13 – Valores dos deslocamentos u_i , δ_1 e δ_2 para a solução em estudo

Caso em estudo	u_1 (mm)	u_2 (mm)	u_3 (mm)	u_4 (mm)	δ_1 (mm)	δ_2 (mm)
A ₁	-0,2	-1,6	-3,3	-5,8	-1,7	-2,5
A ₂	-0,2	-1,1	-3,5	-5,3	-2,4	-1,8
A ₃	-0,4	-1,9	-7,1	-9,5	-5,2	-2,4
B ₁	-0,2	-1,3	-2,8	-4,6	-1,5	-1,8
B ₂	-0,1	-1,0	-2,6	-3,7	-1,6	-1,1
B ₃	-0,3	-1,6	-6,0	-7,9	-4,4	-1,9
C ₁	-0,1	-0,9	-2,0	-3,3	-1,1	-1,3
C ₂	-0,2	-0,9	-3,0	-4,5	-2,1	-1,5
C ₃	-0,2	-1,1	-4,4	-5,8	-3,3	-1,4

Quadro 6.14 – Valores dos deslocamentos δ_1 e δ_2 da solução em estudo para $t=0$ e $t=t$

Caso em estudo	δ_1 (mm)	$\delta_1(t=0)$ (mm)	$\delta_1(t=t)$ (mm)	δ_2 (mm)	$\delta_2(t=0)$ (mm)	$\delta_2(t=t)$ (mm)
A ₁	-1,7	-3,4	-9,0	-2,5	-4,9	-13,2
A ₂	-2,4	-4,7	-12,7	-1,8	-3,6	-9,5
A ₃	-5,2	-10,3	-27,4	-2,4	-4,7	-12,7
B ₁	-1,5	-3,0	-7,9	-1,8	-3,6	-9,5
B ₂	-1,6	-3,2	-8,4	-1,1	-2,2	-5,8
B ₃	-4,4	-8,7	-23,2	-1,9	-3,8	-10,0
C ₁	-1,1	-2,2	-5,8	-1,3	-2,6	-6,9
C ₂	-2,1	-4,1	-11,1	-1,5	-3,0	-7,9
C ₃	-3,3	-6,5	-17,4	-1,4	-2,8	-7,4

Quadro 6.15 – Valores do $\delta_{MÁXIMO}$ e dos δ_1 e δ_2 na solução em estudo para $t=0$ e $t=t$

Caso em estudo	$\delta_{MÁXIMO}$ (mm)	$\delta_1 (t=0)$ (mm)	$\delta_1 (t=t)$ (mm)	$\delta_2 (t=0)$ (mm)	$\delta_2 (t=t)$ (mm)
A ₁	-4,0	-3,4	-9,0	-4,9	-13,2
A ₂	-5,0	-4,7	-12,7	-3,6	-9,5
A ₃	-6,0	-10,3	-27,4	-4,7	-12,7
B ₁	-4,0	-3,0	-7,9	-3,6	-9,5
B ₂	-5,0	-3,2	-8,4	-2,2	-5,8
B ₃	-6,0	-8,7	-23,2	-3,8	-10,0
C ₁	-4,0	-2,2	-5,8	-2,6	-6,9
C ₂	-5,0	-4,1	-11,1	-3,0	-7,9
C ₃	-6,0	-6,5	-17,4	-2,8	-7,4

Neste caso em análise, com a colocação de pilares nos maiores vãos e com a colocação da viga rígida na cobertura os deslocamentos baixaram significativamente, e rondam o valor do método anterior.

Depois da análise destas 5 soluções para os casos em estudo, nos quadros seguintes (quadro 6.16, 6.17, 6.18 e 6.19) temos as comparações dos valores dos deslocamentos da parede 1 e 2 (δ_1 e δ_2) instantâneos ($t=0$) e para longo prazo ($t=t$). Assim poderemos analisar de todos os métodos e correções efetuadas, aquele que provocaria uma menor deformação da laje maciça em consola, e consequentemente traria uma menor probabilidade de fissuração da parede de alvenaria, executada no bordo da zona em consola.

6.6. COMPARAÇÃO ENTRE OS CASOS EM ESTUDO

Quadro 6.16 – Valores do $\delta_1(t=0)$ para todos os casos em estudo

Caso em estudo	$\delta_1(t=0)$ Caso inicial (mm)	$\delta_1(t=0)$ Paredes laterais (mm)	$\delta_1(t=0)$ Viga rígida cobertura (mm)	$\delta_1(t=0)$ Colocação pilares (mm)	$\delta_1(t=0)$ Pilares mais paredes laterais (mm)	$\delta_1(t=0)$ Pilares mais viga rígida (mm)
A ₁	-8,1	-6,1	-3,2	-5,1	-4,1	-3,4
A ₂	-14,6	-9,3	-5,3	-8,3	-5,1	-4,7
A ₃	-21,5	-19,2	-12,4	-14,6	-10,9	-10,3
B ₁	-9,1	-7,7	-5,5	-4,1	-2,8	-3,0
B ₂	-16,6	-12,6	-9,5	-8,5	-5,3	-3,2
B ₃	-26,7	-21,9	-14,6	-13,2	-8,3	-8,7
C ₁	-10,9	-9,3	-4,0	-3,8	-2,2	-2,2
C ₂	-18,4	-12,8	-9,5	-7,5	-3,4	-4,1
C ₃	-21,7	-13,6	-11,9	-10,5	-5,1	-6,5

Quadro 6.17 – Valores do $\delta_1(t=t)$ para todos os casos em estudo

Caso em estudo	$\delta_1(t=t)$ Caso inicial (mm)	$\delta_1(t=t)$ Paredes laterais (mm)	$\delta_1(t=t)$ Viga rígida cobertura (mm)	$\delta_1(t=t)$ Colocação pilares (mm)	$\delta_1(t=t)$ Pilares mais paredes laterais (mm)	$\delta_1(t=t)$ Pilares mais viga rígida (mm)
A ₁	-21,6	-16,4	-8,4	-13,7	-11,1	-9,0
A ₂	-39,0	-24,8	-14,2	-22,2	-13,7	-12,7
A ₃	-57,5	-51,2	-33,2	-39,0	-29,0	-27,4
B ₁	-24,3	-20,6	-14,8	-11,1	-7,4	-7,9
B ₂	-44,3	-33,8	-25,3	-22,7	-14,2	-8,4
B ₃	-71,2	-58,6	-39,0	-35,3	-22,2	-23,2
C ₁	-29,0	-24,8	-10,6	-10,0	-5,8	-5,8
C ₂	-49,1	-34,3	-25,3	-20,0	-9,0	-11,1
C ₃	-58,0	-36,4	-31,7	-28,0	-13,7	-17,4

Quadro 6.18 – Valores do $\delta_2(t=0)$ para todos os casos em estudo

Caso em estudo	$\delta_2(t=0)$ Caso inicial (mm)	$\delta_2(t=0)$ Paredes laterais (mm)	$\delta_2(t=0)$ Viga rígida cobertura (mm)	$\delta_2(t=0)$ Colocação pilares (mm)	$\delta_2(t=0)$ Pilares mais paredes laterais (mm)	$\delta_2(t=0)$ Pilares mais viga rígida (mm)
A ₁	-7,9	-8,5	-10,5	-5,1	-4,3	-4,9
A ₂	-14,2	-4,3	-6,9	-3,8	-3,2	-3,6
A ₃	-21,0	-5,5	-8,7	-4,9	-4,1	-4,7
B ₁	-8,9	-7,5	-7,5	-3,8	-3,6	-3,6
B ₂	-16,2	-6,9	-7,5	-4,0	-3,6	-2,2
B ₃	-26,0	-5,9	-6,5	-4,0	-3,6	-3,8
C ₁	-10,6	-6,7	-5,7	-2,4	-2,6	-2,6
C ₂	-17,9	-6,3	-5,7	-2,8	-3,2	-3,0
C ₃	-21,2	-5,5	-5,1	-3,0	-2,8	-2,8

Quadro 6.19 – Valores do $\delta_2(t=t)$ para todos os casos em estudo

Caso em estudo	$\delta_2(t=t)$ Caso inicial (mm)	$\delta_2(t=t)$ Paredes laterais (mm)	$\delta_2(t=t)$ Viga rígida cobertura (mm)	$\delta_2(t=t)$ Colocação pilares (mm)	$\delta_2(t=t)$ Pilares mais paredes laterais (mm)	$\delta_2(t=t)$ Pilares mais viga rígida (mm)
A ₁	-21,1	-22,7	-28,0	-13,7	-11,6	-13,2
A ₂	-38,1	-11,6	-18,5	-10,0	-8,4	-9,5
A ₃	-56,1	-14,8	-23,2	-13,2	-11,1	-12,7
B ₁	-23,7	-20,0	-20,0	-10,0	-9,5	-9,5
B ₂	-43,2	-18,5	-20,0	-10,6	-9,5	-5,8
B ₃	-69,4	-15,8	-17,4	-10,6	-9,5	-10,0
C ₁	-28,3	-17,9	-15,3	-6,3	-6,9	-6,9
C ₂	-47,8	-16,9	-15,3	-7,4	-8,4	-7,9
C ₃	-56,6	-14,8	-13,7	-7,9	-7,4	-7,4

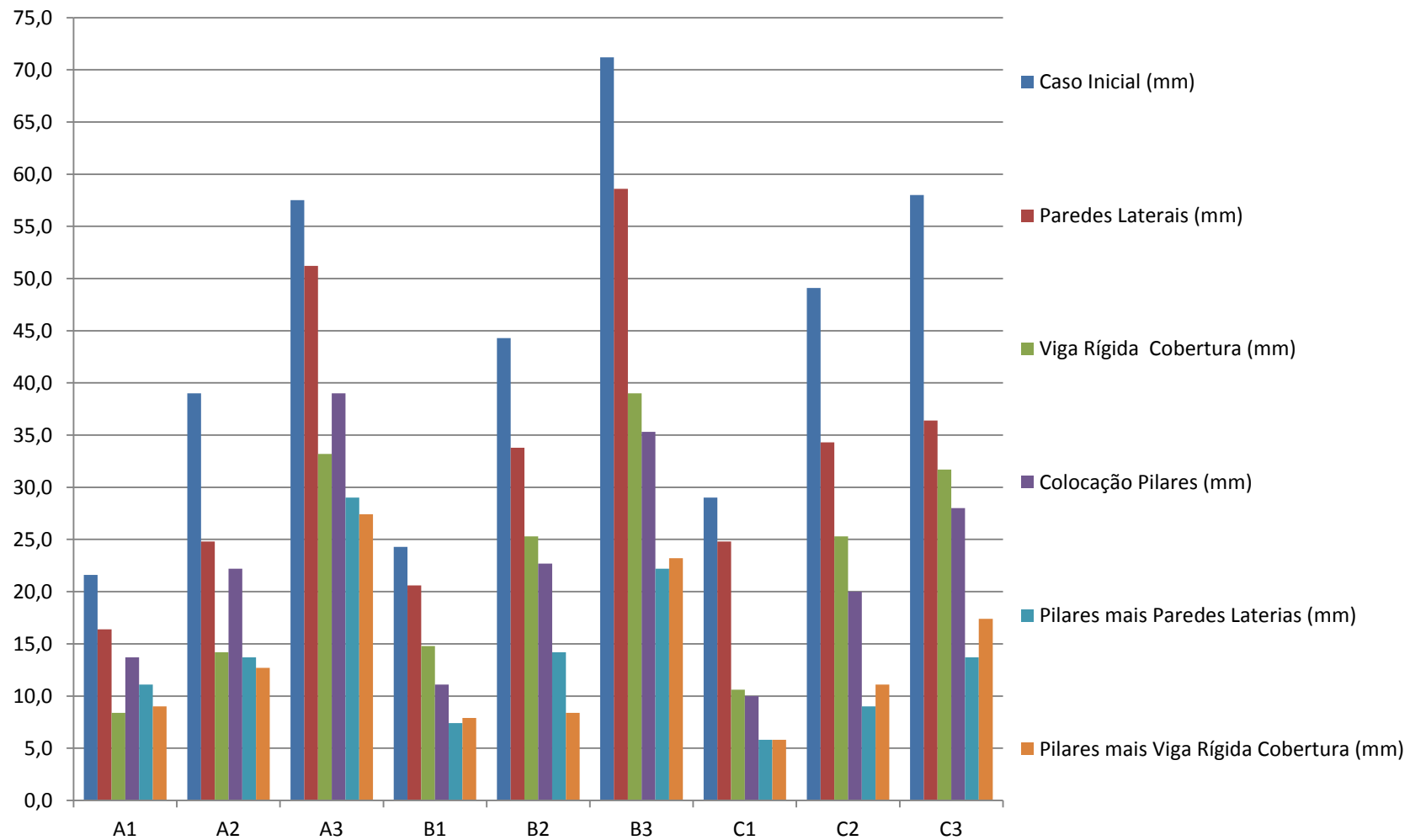


Fig. 6.65– Valores das deformações da parede 1 para t=t (mm)

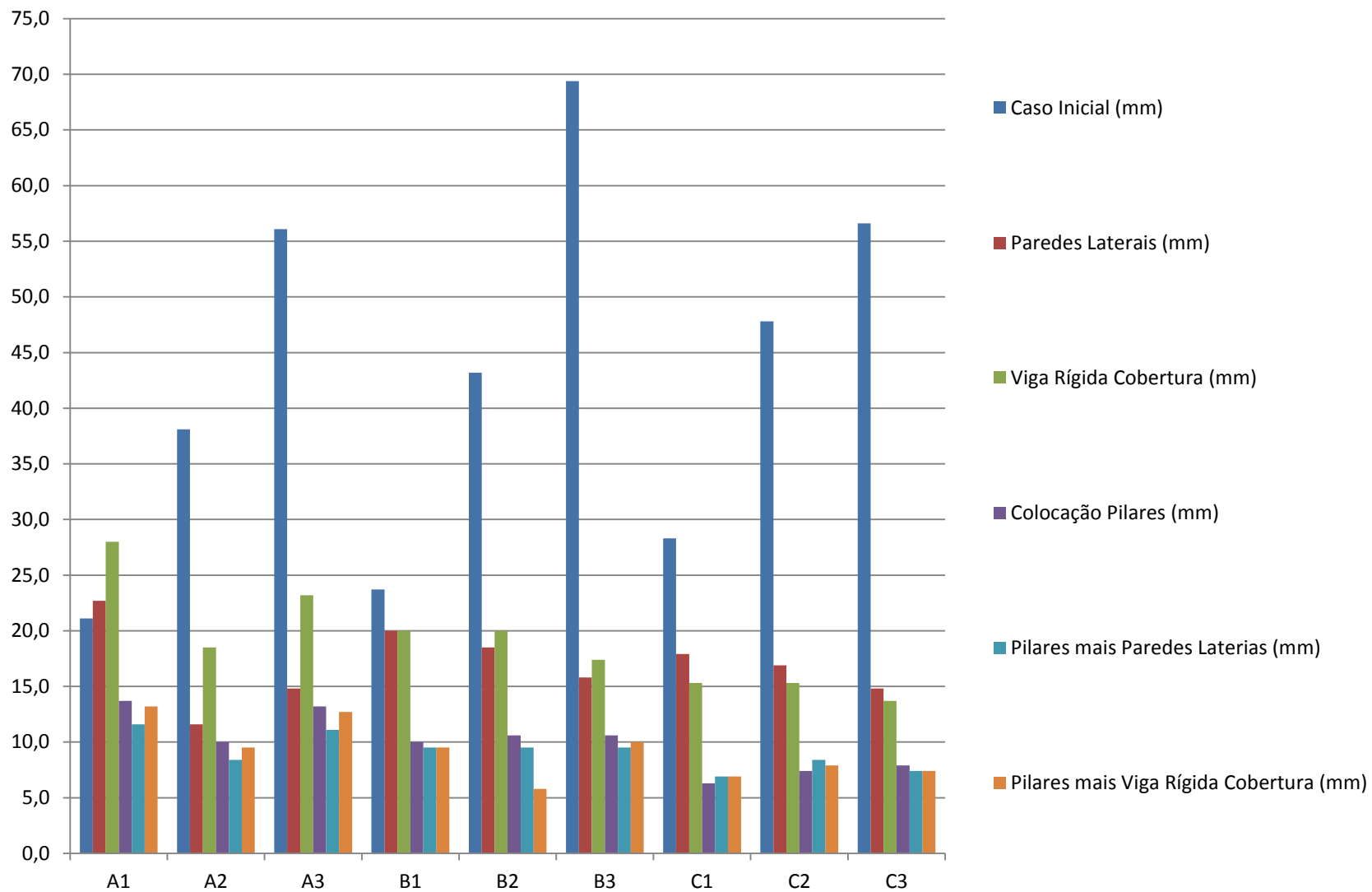


Fig.6.66– Valores das deformações da parede 2 para t=t (mm)

Conclusão

O presente trabalho tinha como objetivo principal o estudo da deformabilidade de lajes maciças em zona de consola, e a sua influência na fissuração de alvenarias de fachada sem função estrutural.

Nesse sentido procedeu-se à análise de 9 estruturas distintas entre si, onde se efetuou um dimensionamento com base no Eurocódigo 2 e no REBAP. De acordo com o Eurocódigo 2, a prevenção de fissuração das paredes de alvenaria, por deformação excessiva dos elementos de suporte, é feita pela limitação da relação entre a flecha e o vão. Este estabelece como limite para as deformações susceptíveis de provocar danos em partes adjacentes à estrutura, a relação vão/500, considerando-se para o efeito as ações quase-permanentes. Quanto ao limite da deformação das paredes exteriores de alvenaria não estruturais, será de $L/1000$; este foi o escolhido de entre vários autores, pois é aquele que melhor se adequa à realidade da construção Portuguesa.

De forma a garantir o limite anteriormente referido, o Eurocódigo2 estabelece valores limites para a relação vão/altura, para elementos de betão, sendo que o estado limite de deformação pode ser verificado através desta limitação, não sendo por isso necessário cálculos explícitos das flechas. Assim, cumprindo-se estes valores para o dimensionamento de lajes de betão armado, será de esperar que a flecha a longo prazo nestes elementos seja inferior ao exigido.

Para se verificar estes pressupostos, procedeu-se então à análise dos 9 casos em estudo, através do programa de cálculo automático Robot 2010, tendo-se retirado os valores das flechas elásticas. Através do Método Bilinear, calcularam-se as flechas instantâneas e a longo prazo. Verificou-se então que os valores estabelecidos pelo Eurocódigo 2 ficam muito aquém da realidade, pois nas estruturas iniciais temos flechas a longo prazo de 57,5mm, 71,2mm e de 58,0mm, para o δ_1 , e de 56,1mm, 69,4mm, e de 56,6mm para o δ_2 , onde o valor limite destas seria de 4,0mm, 5,0mm, 6,0mm, respetivamente. Desta forma, verifica-se que o valor limite da deformação das paredes de alvenaria é completamente incompatível com o valor limite da deformação da laje maciça em consola, pois os valores das flechas do suporte a longo prazo chegam a ser na ordem de 10 vezes superiores ao valor limite para as alvenarias.

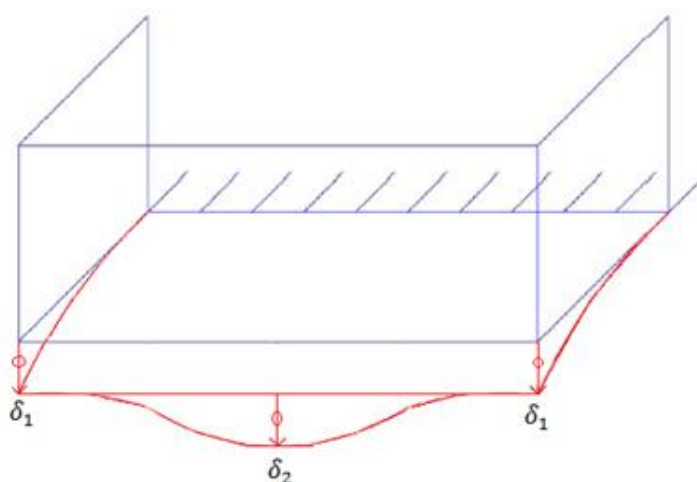


Fig. 6.67 – Deformação esperada para o bordo da laje em consola

Assim, torna-se possível afirmar, que mesmo que as lajes em consola sejam calculadas de acordo com a regulamentação em vigor, dificilmente apresentam uma rigidez suficiente para que, quer as deformações a longo prazo, quer as deformações instantâneas, sejam suficientemente pequenas para evitar a fissuração das paredes de alvenaria de fachada sem função estrutural.

Com isto foram então analisados alguns métodos de correção para evitar a ocorrência de fissuração nas paredes de alvenaria de fachada sem função estrutural, sendo o primeiro de substituição das paredes laterais de alvenaria por paredes de betão armado e o segundo execução de um viga rígida na parte superior do edifício, com um tirante nos extremos das lajes em consola. Nestes dois métodos de correção tivemos uma redução das deformações que anda na casa entre os 10 e os 20 mm, onde os deslocamentos referidos anteriormente para o δ_1 passam a ser de 33,2mm, 39,0mm e 31,7mm, e para o δ_2 passam a ser de 14,8mm, 15,8 e 13,7mm. Assim sendo, com as correções anteriormente referidas ainda temos deslocamentos muito elevados, principalmente na parede 1 (δ_1).

Para então tentar reduzir estes deslocamentos foram executados pilares nos vãos onde começam as consolas, como se pode observar na figura 6.68 (visto que estamos perante grandes vãos no caso A de 8m, no caso B de 10m e no caso C de 12m).

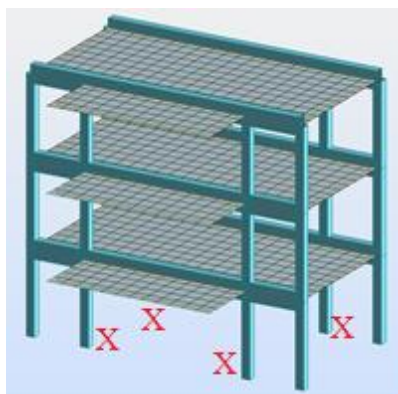


Fig. 6.68 – Colocação de pilares para diminuição dos vãos (assinalados com X)

Assim com a colocação destes pilares passamos a ter deslocamentos significativamente inferiores do que teríamos com os dois métodos de correção. De seguida foram aplicados a estas novas estruturas com pilares no vão os dois métodos corretivos, e aí sim poderemos dizer que os deslocamentos já são admissíveis, cumprindo em quase todos os casos os valores máximos estipulados ($L/1000$).

Pode-se então admitir que o Eurocódigo2 não possui soluções/imposições suficientes face ao problema da fissuração das paredes de alvenaria apoiadas em lajes maciças em consola. É assim de prever a ocorrência de fissuração, mesmo que os projetistas cumpram todas as exigências regulamentares e mesmo que em fase de execução sejam aplicadas as boas práticas de construção. Pode-se então afirmar, no fim deste trabalho, que a execução de paredes de alvenarias no bordo de consolas de laje maciças tem de ser bem planeada e dimensionada, obedecendo a uma concepção estrutural correta e adequada.

Apenas a consideração de pilares nas zonas evidenciadas irá garantir a rigidez necessária à estrutura, pelo que é necessário sensibilizar os Projetistas de Arquitetura para este facto.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Sousa, Hipólito. *“Materiais para alvenaria. Apreciação de algumas Produções e Sugestões Visando a Melhoria da sua qualidade”*. Tese de Mestrado em Construções de Edifícios. Porto, FEUP, 1988.
- [2] Rodrigues, Maria João; Sousa, Pedro F.; Bonifácio, Horácio M. *“Vocabulário Técnico e Crítico de Arquitetura”*. Quimera Editores, Coimbra, 1990.
- [3] Merlet, J.D. *“Les maçonneries à montage simplifié”*. Cahier CSTB 2623, livraison 335. Paris, CSTB, décembre 1992.
- [4] Merlet, J.D. et al *“Demain les maçonneries-conception, calcul, techniques inovants”*. (Dossier). Magazine CSTB n°61, CSTB, Paris, janvier-février 1993.
- [5] Lourenço, P.B., *Arquitetura sem Fissuras: Potencialidades das armaduras de junta*. Architecturae Vida, 2005, p. 78-85, Editor, Cidade de publicação.
- [6] Silva, J.A. Raimundo Mesdes da. *“Alvenarias não estruturais- Patologias e Estratégias de Reabilitação”*. Dissertação de Doutoramento, FCTUC, Coimbra, 2002.
- [7] Freitas, Vasco Peixoto. *Isolamento Térmico de Fachadas pelo Exterior-ETICS*. Maxit, Porto, 2002.
- [8] Sousa, Hipólito. *“Melhoria do Comportamento Térmico e Mecânico das Alvenarias por Atuação na Geometria dos Elementos. Aplicação a Blocos de Betão de Argila Expandida”*. Tese de Doutoramento. Porto, FEUP, 1996.
- [9] Pereira, M., F., P., *“Anomalias em Paredes de Alvenaria sem Função Estrutural”*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Universidade do Minho, Guimarães, 2005.
- [10] Lucas, J.A. Carvalho, *“Exigências funcionais de revestimentos de paredes”*. ITE 25, LNEC, Lisboa, 1990.
- [11] Syndicat D'Études Inetrindustries-Construction (IC-IB), *“Guide des performances du bâtiment”*. Bruxelles, Janvier, 1980.
- [12] *Regulamento das Características de Comportamento Térmico dos Edifícios* (Decreto-Lei n.º 80/2006, de 4 de Abril). Lisboa: Imprensa Nacional, 2006.
- [13] *Regulamento dos Requisitos Acústicos dos Edifícios* (Decreto-Lei n.º 96/2008, de 9 de Junho). Lisboa: Imprensa Nacional, 2008.
- [14] *Segurança Contra Incêndios em Edifícios* (Decreto-Lei n.º 220/2008, 12 de Novembro). Lisboa: Imprensa Nacional, 2008.
- [15] Sousa, Hipólito: *“Alvenarias em Portugal. Situação atual e perspectivas futuras*. Seminário sobre paredes de alvenaria.” Porto, 2002.
- [16] Silva, J. Mendes – *“Fissuração das alvenarias. Estudo do comportamento das alvenarias sob ações térmicas.”* Tese de Doutoramento, Universidade de Coimbra, 1998.
- [17] REBAP, *“Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado”*, Decreto-Lei nº349-c/83, Porto Editora, Porto, 1984.
- [18] Eurocódigo 0: *“Bases para o projeto de estruturas”*, Norma Europeia EN 1990:2009.
- [19] Eurocódigo 2: *“Projeto de estruturas de betão-parte 1-1:”* Regras gerais e regras para edifícios, Norma Europeia EN 1992-1-1:2004. Abril/2004.

- [20] CEN – EN 1996-1-1. Eurocode 6 – Design of Masonry Structures. Part 1-1: General Rules for Reinforced and Unreinforced Masonry. CEN, 2005.
- [21] <http://www-ext.lnec.pt>. 27 de Maio.
- [22] PORTUGAL – Leis, Decretos, etc. *Regulamento Geral das Edificações* – Proposta de Alteração do Regulamento das Edificações Urbanas (Decreto-Lei n.º 62/2003).
- [23] PORTUGAL – Leis, Decretos, etc. Portaria n.º 1532/2008 que aprova o *Regulamento Técnico de Segurança Contra Incêndio em Edifícios* (RT-SCIE) de 29 de Dezembro.
- [24] Sycodés, AQC – Agence Qualité Construction. Pathologie, sinistres et prévention dès désordre. Fevereiro 2006.
- [25] BONSHOR, R. B; BONSHOR, L. L. - “Cracking in Buildings”. BRE, Garston, 1996.
- [26] Argilés, J. *Arquitectura sin Fisuras*. Munilla-Lería, Madrid, 2000.
- [27] Transparências aulas teóricas, Estruturas de Betão 2, ano letivo 2011/2012, FEUP.
- [28] Abreu, Vera. *Estudo da deformabilidade de alvenarias de fachada executadas no bordo de zonas em consola de lajes maciças*. Dissertação de Mestrado Integrado em Engenharia Civil, FEUP, Porto, 2011.
- [29] Pfeffermann, O., Patigny, J.J.: *Fissuration des cloisons en maçonnerie due a une deformation excessive du support - Parte 2*. CSTC, Revue, Bruxelles, Décembre, 1975.
- [30] Vicente, Romeu. *Patologia das Paredes de Fachada. Estudo do Comportamento Mecânico das Paredes de Fachada com Correção Exterior das Pontes Térmicas*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, FCTUC, Coimbra, 2002.