



LISBOA OCIDENTAL SRU - SOCIEDADE DE REABILITAÇÃO URBANA, E.M. SA

SRU_231621_ADS

Projeto de um edifício de habitação na Rua António do Couto, Lumiar

MDJ (2.1.3.3.1) MEMÓRIA DESCRITIVA E JUSTIFICATIVA

ANTEPROJETO

Consórcio formado pelas empresas:

Patrícia Rocha Leite
Arquitetura

Miguel Trigo
arquitectura

A400
Projetistas e Consultores de Engenharia

Fundações e Estruturas

Eng.º Ricardo Carriço – A400

Março 2024

ÍNDICE

1.	introdução.....	3
2.	concepção estrutural.....	4
3.	materiais.....	6
3.1	Betão Armado em Elementos Estruturais	6
3.2	Aço em Elementos de Betão Armado	6
3.3	Recobrimentos	6
4.	REGULAMENTAÇÃO	7
5.	QUANTIFICAÇÃO DE ACÇÕES	7
5.1	Ações Permanentes	7
5.1.1	Pesos Próprios	8
5.1.2	Restantes Cargas Permanentes	8
5.1.3	Retração.....	8
5.2	Ações Variáveis.....	10
5.2.1	Sobrecargas de Utilização	10
5.2.2	Ação do Vento.....	10
5.2.3	Ação Sísmica	11
5.2.3.1	Massa considerada:.....	13
5.2.3.2	Validação do sistema estrutural escolhido:	13
5.2.3.3	Efeitos de Segunda Ordem.....	14
5.2.3.4	Junta Sísmica.....	14
5.2.3.5	Limitação de Danos	14
5.2.4	Variações Uniformes da Temperatura	15
5.2.5	Ação do Fogo.....	16
5.3	Impulsos de Terras.....	17
5.4	Imperfeições Geométricas	17
6.	VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA – Critérios Gerais.....	17
6.1	Generalidades	17

Projeto de um edifício de habitação na Rua António do Couto, Lumiar

6.2	Verificação de Segurança em relação ao Estado Limite Último de Resistência	18
6.3	Verificação de segurança em relação aos Estados Limites de Utilização.....	18
6.4	Combinações de Ações	19
7.	CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO.....	20
7.1	Dimensionamento das armaduras	22
7.1.1	Núcleos e Paredes.....	22
7.1.2	Pilares	22
7.1.3	Vigas	23
7.1.4	Lajes Maciças	23
7.1.5	Lajes Alveolares.....	23
7.1.6	Muros	24
7.2	Verificação aos estados limites de utilização.....	24

1. INTRODUÇÃO

Refere-se a presente memória descritiva ao Anteprojeto de Estruturas de um edifício localizado na Rua António Couto em Lumiar, Lisboa. Este documento tem como objectivo a descrição e justificação dos critérios de concepção, dimensionamento e verificação de segurança adoptados, tendo sido incorporadas na presente fase as alterações e comentários emitidos por parte da SRU e do Revisor subsequentes à fase anterior de Estudo Prévio, bem como as alterações em relação à revisão 00 decorrentes da reformulação das rampas de acesso aos pisos enterrados.



Figura 1 – Vista da zona de intervenção (Google Earth Pro)

O edifício em estudo destina-se à habitação, apresentando 2 pisos enterrados, 4 pisos acima do solo e cobertura de duas águas. As habitações serão alocadas nos pisos acima do solo, as áreas comuns e espaços sociais serão colocadas ao nível do piso 0 e os pisos enterrados servirão para estacionamento e áreas técnicas.

Projeto de um edifício de habitação na Rua António do Couto, Lumiar

2. CONCEPÇÃO ESTRUTURAL

A concepção estrutural adoptada no presente projecto, foi efectuada tendo em consideração por um lado, as condicionantes arquitectónicas presentes nas plantas gerais de arquitetura, e por outro, os requisitos estruturais que permitem conferir às estruturas um bom desempenho estrutural.

Sendo Lisboa uma região sísmica, é fundamental ter este ponto em consideração na raiz da concepção estrutural dos edifícios. Para este efeito foram tidos como premissas de concepção os seguintes pontos:

- A solução estrutural adopta um sistema estrutural vertical resistente a ações horizontais constituído por um núcleo e várias paredes de betão armado que compõem a estrutura sísmica primária;
- Todos os pilares e vigas da estrutura serão considerados, para efeitos sísmicos, como elementos secundários contribuindo com uma rigidez lateral nula para o efeito;
- Todas as lajes desempenham funções de diafragma, conduzindo as ações horizontais devidas ao sismo, vento, imperfeições geométricas e impulsos de terras aos núcleos e paredes resistentes de betão armado e muros de suporte, dando-se cumprimento ao disposto no capítulo 5.10 do Eurocódigo 8;
- A estrutura proposta adopta lajes maciças e lajes alveolares para todos os pisos, assegurando-se com este sistema o equilíbrio entre resistência/deformação e eficácia em obra. Assim sendo, estão previstas as seguintes soluções de lajes:
- Lajes alveolares de 0.23m de espessura (painel alveolar de 0.16m com lajeta de compressão betonada *insitu* com 0.07m de espessura) nos vãos mais correntes;
- Lajes alveolares de 0.32m de espessura (painel alveolar de 0.25m com lajeta de compressão betonada *insitu* com 0.07m de espessura) nos vãos de maior comprimento;
- Lajes fungiformes maciças de 0.20m de espessura nos Pisos 0 e -1 para aproveitar ao máximo o pé direito dos pisos enterrados;
- Lajes maciças de 0.23m de espessura na generalidade da zona central de circulação e para dar continuidade às consolas que se pretendem materializar na saída dos quartos (entre os eixos estruturais 4 e 5);
- Lajes maciças de 0.32m de espessura para fechar alguns vão nas proximidades da laje alveolar de 0.32m de espessura;
- Bandas maciças de 0.55m de espessura para receber alguns pilares indirectos que nascem no piso 1 e seguem até piso 4;
- Laje maciça de 0.20m de espessura para a cobertura de duas águas;
- Laje maciça de 0.20m de espessura ferrolhada nos muros e paredes adjacentes para as rampas de acesso ao estacionamento;

Será necessária a execução de contenções periféricas ancoradas, do tipo muro de munique definitivo e cortina de microestacas escorada, no limite norte do terreno devido à proximidade das instalações do Hospital Pulido Valente, bem como no limite sul devido à proximidade a um edifício existente. A contenção periférica será alvo de projecto independente do projecto de estruturas, pelo que não será objecto da presente memória.

De ressaltar que as rampas de acesso ao estacionamento se encontram contidas entre o muro de contenção e uma parede interior de modo a proporcionar o travamento adequado à contenção em fase definitiva, uma vez que esta estará sujeita à sobrecarga do edifício vizinho que, de acordo com os poços de inspeção realizados no âmbito da campanha de reconhecimento geotécnico, se encontra fundado a mais de 2m de profundidade em relação ao terreno actual. Nesta fase iremos conservativamente assumir que esse edifício se encontra fundado por intermédio de sapatas 2m abaixo do nível do terreno actual, porém será necessário aferir em obra a real profundidade e tipologia de fundação do respectivo edifício de modo a validar as premissas assumidas em projecto.

Para as fundações da estrutura propõe-se uma solução mista entre as microestacas do muro de munique e cortina de microestacas e uma laje de ensoleiramento geral. Embora o relatório geotécnico recomende uma solução de fundação do tipo indirecta, através de estacas devidamente encastradas na formação miocénica mais competente, é nosso parecer que esta é uma solução onerosa e desnecessária face à combinação das características da estrutura e da geotecnia. Tendo em conta que a superfície do terreno actual se encontra, em média, à cota 83.00 e que a cota de fundação será aproximadamente a 76.00, isto significa que iremos escavar cerca de 7m de terreno que representam um peso aproximado de $7m \times 18kN/m^3 = 126kPa$. Isto significa que os solos de aluvião presentes à cota 76.00, que têm uma componente significativa de argila, já experienciaram tensões no mínimo nesta ordem de grandeza, pelo que, dimensionando as fundações para tensões inferiores a 126kPa, os assentamentos serão relativamente reduzidos uma vez que se encontram no ramo de recompressão. Adicionalmente, os resultados dos ensaios laboratoriais nos aluviões exibem índices de plasticidade baixos e teores em água próximos do limite de plasticidade, o que associado à proximidade da cota de fundação (≈ 76.00) à cota do estrato firme (≈ 72.00), representam um conjunto de factores abonatórios à solução de fundações directas, sobretudo quando se trata de um edifício de escala relativamente pequena (2 pisos enterrados + 4 pisos acima da cota de referência) que irá introduzir no terreno uma carga inferior à da terra retirada no processo de escavação.

Torna-se igualmente importante mencionar, que ao longo de todo o processo de dimensionamento foram tidos em consideração quer aspetos técnicos, quer aspetos económicos.

3. MATERIAIS

Os materiais adotados na análise estão de acordo com a norma NP EN 206-1, NP EN 206-9, NP EN 10025 e com a Especificação LNEC E464-2007. Os critérios de durabilidade e segurança são estabelecidos para uma vida útil do edifício de 50 anos. Para a estrutura de betão foram consideradas Classes de Inspeção e Execução.

3.1 Betão Armado em Elementos Estruturais

- Betão de Limpeza ou Regularização → C16/20; X0 (P); CI 1.00; D_{máx} 22; S2
- Betão Leve em Enchimentos → LC16/18; X0 (P); CI 1.00; D1.0 (800 Kg/m³)
- Fundações → C30/37; XC2 (P); CI 0.40; D_{máx} 22; S3
- Pavimento Térreo → C25/30; XC2 (P); CI 0.40; D_{máx} 22; S3
- Reservatórios (c/ Aditivo Hidrófugo) → C30/37; XD2 (P); CI 0.40; D_{máx} 22; S3
- Muros de Suporte → C30/37; XC3 (P); CI 0.40; D_{máx} 22; S3
- Pilares → C30/37; XC3 (P); CI 0.40; D_{máx} 22; S3
- Paredes e Núcleos → C30/37; XC4 (P); CI 0.40; D_{máx} 22; S3
- Lajes e Vigas → C30/37; XC4 (P); CI 0.40; D_{máx} 22; S3
- Restantes Elementos Estruturais → C30/37; XC3 (P); CI 0.40; D_{máx} 22; S3

3.2 Aço em Elementos de Betão Armado

- Varões → A500 NR (LNEC E450:2017)
- Redes Electrosoldadas → A500 EL (LNEC E458:2011)
- Chumbadouros → Classe 8.8 (f_y = 640 MPa)

3.3 Recobrimentos

- Fundações → 5.0cm
- Muros de Suporte → 4.0cm
- Reservatórios → 3.0cm
- Pilares, Paredes, Núcleos e Vigas em geral → 3.0cm
- Pavimento Térreo e Lajes Maciças → 3.0cm
- Restantes Elementos Estruturais → 3.0cm

4. REGULAMENTAÇÃO

O dimensionamento e concepção foi efetuado obedecendo ao estipulado nos seguintes documentos:

- **NP EN 1990** – Eurocódigo 0 – Bases para o projeto de estruturas;
- **NP EN 1991-1.1** – Eurocódigo 1 - Ações em estruturas – Parte 1.1 – Ações gerais. Pesos volúmicos, pesos próprios e sobrecargas em edifícios;
- **NP EN 1991-1.5** – Eurocódigo 1 - Ações em estruturas – Parte 1.5 – Ações gerais. Ações térmicas;
- **NP EN 1992-1.1** – Eurocódigo 2 – Projeto de estruturas de betão – Parte 1.1 – Regras gerais e regras para edifícios;
- **NP EN 1997-1** – Eurocódigo 7 – Projeto geotécnico – Parte 1 – Regras gerais;
- **NP EN 1998-1** – Eurocódigo 8 – Projeto de estruturas para resistência aos sismos – Parte 1 – Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios;
- **NP EN 1998-5** – Eurocódigo 8 – Projeto de estruturas para resistência aos sismos – Parte 5 – Fundações, estruturas de suporte e aspetos geotécnicos;
- **NP EN 206-1** – Betão – Parte 1 – Especificação, desempenho, produção e conformidade;
- **CEB-FIP MODEL CODE 1990** - Comité Euro-International du Béton ;
- **LNEC E 464** – Betões. Metodologia prescritiva para uma vida útil de projeto de 50 e de 100 anos face às ações ambientais;
- **LNEC E 465** – Betões. Metodologia para estimar as propriedades de desempenho do betão que permitem satisfazer a vida útil de projeto de estruturas de betão armado ou pré-esforçado sob as exposições ambientais XC e XS.
- **LNEC E 464** – Betões. Metodologia prescritiva para uma vida útil de projeto de 50 e de 100 anos face às ações ambientais;
- **LNEC E 450** – Varões de aço A500 NR para armaduras de betão armado – Características, ensaios e marcação;
- **LNEC E 458** – Redes electrosoldadas para armaduras de betão armado – Características, ensaios e marcação;

5. QUANTIFICAÇÃO DE ACÇÕES

5.1 Ações Permanentes

São ações que assumem valores constantes, ou com pequena variação em torno do seu valor médio, durante toda ou praticamente toda a vida útil da estrutura. A sua determinação será efetuada tendo em conta as características geométricas dos elementos estruturais e os seus pesos volúmicos, os tipos de revestimentos utilizados, a distribuição das paredes divisórias, etc.

Projeto de um edifício de habitação na Rua António do Couto, Lumiar

5.1.1 Pesos Próprios

γ Betão	25.00 kN/m ³
γ Aço	77.00 kN/m ³

5.1.2 Restantes Cargas Permanentes

Enchimentos, revestimentos e isolamentos na cobertura inclinada	1.50 kN/m ²
Enchimentos e divisórias nos apartamentos	3.50 kN/m ²
Enchimentos e divisórias nas zonas comuns	3.00 kN/m ²
Enchimentos e cargas suspensas nos pisos de garagem	0.50 kN/m ²

5.1.3 Retração

O efeito da retração foi considerado através da introdução automática das extensões de retração no modelo de cálculo, tendo em consideração a evolução da rigidez da estrutura em função do faseamento construtivo definido e das espessuras equivalentes das seções transversais de betão.

As extensões de retração são determinadas através das expressões do CEB-FIP Modelo 90, considerando os seguintes pressupostos:

- Humidade relativa do ambiente de 60%;
- Cimentos da Classe R;
- Idade (dias) do elemento no início da retração por secagem – 7 dias;
- Espessura equivalente da secção transversal – Específica em cada elemento;
- Horizonte de análise do efeito da retração – 50 anos (18250 dias).

De forma a contabilizar-se a interdependência dos efeitos de fluência e de retração, e pelo facto de estes provocarem alterações graduais, lentas e ao longo do tempo do estado de tensão dos elementos de betão, recorreu-se ao método do módulo de elasticidade ajustado:

- $E_{c,ajust} = E_{c,28} / (1 + \chi * \varphi)$

em que $E_{c,28}$ é o módulo de elasticidade do betão aos 28 dias, χ o coeficiente de envelhecimento e φ o coeficiente de fluência.

No que diz respeito ao coeficiente de envelhecimento do betão, considerou-se como referência a relação proposta por Trevino que o faz depender apenas do tempo, de forma que:

- $\chi(t, t_0) = \chi(t_0) = t_0^{1/3} / (1 + t_0^{1/3})$

em que t_0 é a idade do betão.

Projeto de um edifício de habitação na Rua António do Couto, Lumiar

Dado que a retração evolui de forma contrária à do módulo de elasticidade efetivo, isto é, a retração aumenta ao longo do tempo e o módulo de elasticidade efetivo do betão decresce, resultante do também aumento do coeficiente de fluência ao longo do tempo, avaliou-se a evolução das tensões no betão, concluindo-se que o período crítico é aos 1095 dias (3anos), correspondendo a um coeficiente de envelhecimento de 0.91.

O gráfico seguinte ilustra a evolução da tensão no betão induzida pela retração, considerando o módulo de elasticidade ajustado e um grau de restrição total dos elementos de betão armado.

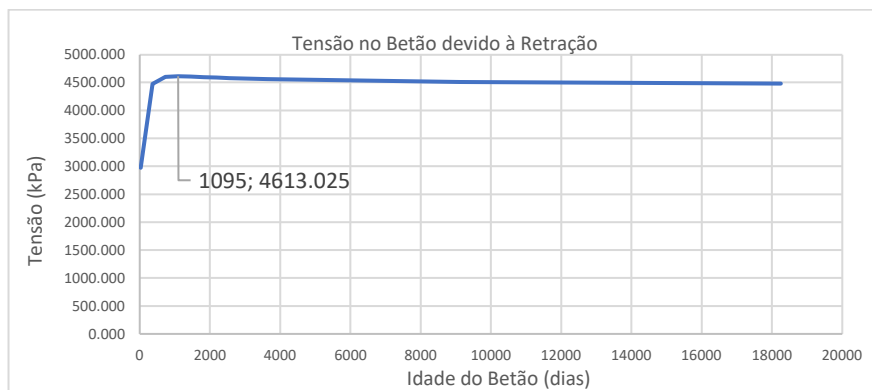


Gráfico 1 – Tensão no betão devido à Retração

- 3 Anos = 1095 dias
- $\chi(t, t_0) = \chi(t_0) = 1095^{1/3} / (1 + 1095^{1/3}) = 0.91$

Conservativamente considerou-se o coeficiente de envelhecimento para 3 anos conjugado com a extensão de retração máxima (50 anos), tendo-se obtido o seguinte módulo de elasticidade ajustado:

- $E_{c,ajust} = E_{c,28} / (1 + \chi * \varphi) = E_{c,28} / (1 + 0.91 * 2.0) = E_{c,28} / 2.82$

A avaliação dos efeitos da retração nos elementos estruturais dos pavimentos foi elaborada de acordo com procedimento descrito na tese de mestrado de Ricardo Mendes de Matos Luís, intitulada “Análise e Dimensionamento de Estruturas de Betão com Sobreposição de Cargas e Deformações Impostas”, onde é feito um conjunto de observações que a seguir são apresentadas:

- Considerar, para as cargas verticais, a combinação quase permanente de ações;
- Avaliar o esforço axial gerado pela aplicação de ações indiretas (neste caso, da retração) considerando que o modelo estrutural apresenta um módulo de elasticidade ajustado ($E_{c,ajust}$);
- Analisar as secções em que a combinação do esforço axial elástico com o momento fletor se traduz na existência de fendilhação;
- Identificar o critério para a definição do nível de redução do esforço axial:

Projeto de um edifício de habitação na Rua António do Couto, Lumiar

- Se o esforço axial for superior ao esforço axial de fendilhação, N_{cr} , aplicar o fator de redução, ξ , ao valor do esforço axial de fendilhação;
- Caso contrário, o fator de redução, ξ , será aplicado ao valor do esforço axial elástico;
- O fator de redução, ξ , traduzido na tabela seguinte, é dado em função da percentagem de armadura e do nível de deformação imposto:

		$\Delta\epsilon_{cs}$ – Extensão de Retracção				
		0,10‰	0,20‰	0,30‰	0,40‰	0,50‰
p % de Armadura da secção em análise	0,50%	0,30	0,40	0,45	0,475	0,50
	0,80%	0,27	0,35	0,40	0,425	0,45
	1,00%	0,25	0,35	0,35	0,40	0,40

- Analisar à flexão composta em secção fissurada, verificando a adequabilidade da percentagem da armadura;
- Atendendo ao resultado, ajustar a quantidade de armadura de modo a diminuir a tensão na armadura e limitar a abertura de fendas, nas zonas identificadas como zonas críticas.

5.2 Ações Variáveis

As ações das sobrecargas quantificadas estão diretamente relacionadas com a utilização dos edifícios e serão definidas de acordo com o disposto no Eurocódigo 1.

5.2.1 Sobrecargas de Utilização

- Apartamentos 2.00 kN/m² ($\Psi_0=0.7$; $\Psi_1=0.5$; $\Psi_2=0.3$)
- Zonas comuns e de circulação 3.00 kN/m² ($\Psi_0=0.7$; $\Psi_1=0.7$; $\Psi_2=0.6$)
- Estacionamento 2.50 kN/m² ($\Psi_0=0.7$; $\Psi_1=0.7$; $\Psi_2=0.6$)
- Cobertura inclinada 0.40 kN/m² ($\Psi_0=0.0$; $\Psi_1=0.0$; $\Psi_2=0.0$)
- Varandas 5.00 kN/m² ($\Psi_0=0.7$; $\Psi_1=0.5$; $\Psi_2=0.3$)
- Escadas 3.00 kN/m² ($\Psi_0=0.7$; $\Psi_1=0.5$; $\Psi_2=0.3$)

5.2.2 Ação do Vento

A quantificação do valor da pressão dinâmica do vento foi definida através do Eurocódigo 1 Parte 1-4: Ações do Vento. Como o edifício fica a uma distância de aproximadamente 5.65 km do rio

Tejo e a uma altitude não superior a 500m é, por isso, pertence à Zona A. Após análise qualitativa da Figura 2 foi também feita uma classificação da envolvente como categoria de terreno “III”.



Figura 2 - Ilustração com envolvente do edifício para avaliação da categoria do terreno em função da rugosidade.

Não foram necessárias majorações à ação do vento devido a efeitos da orografia do terreno. Os valores reduzidos a considerar para esta ação devem ser obtidos através dos seguintes coeficientes: $\Psi_0=0.6$; $\Psi_1=0.2$; $\Psi_2=0.0$.

5.2.3 Ação Sísmica

A ação sísmica será quantificada de acordo com o estipulado na norma NP EN 1998-1. Tendo em consideração que o edifício em estudo se localiza em Lisboa, insere-se na zona 1.3 para a ação sísmica tipo 1, e na zona 2.3 para a ação sísmica tipo 2.

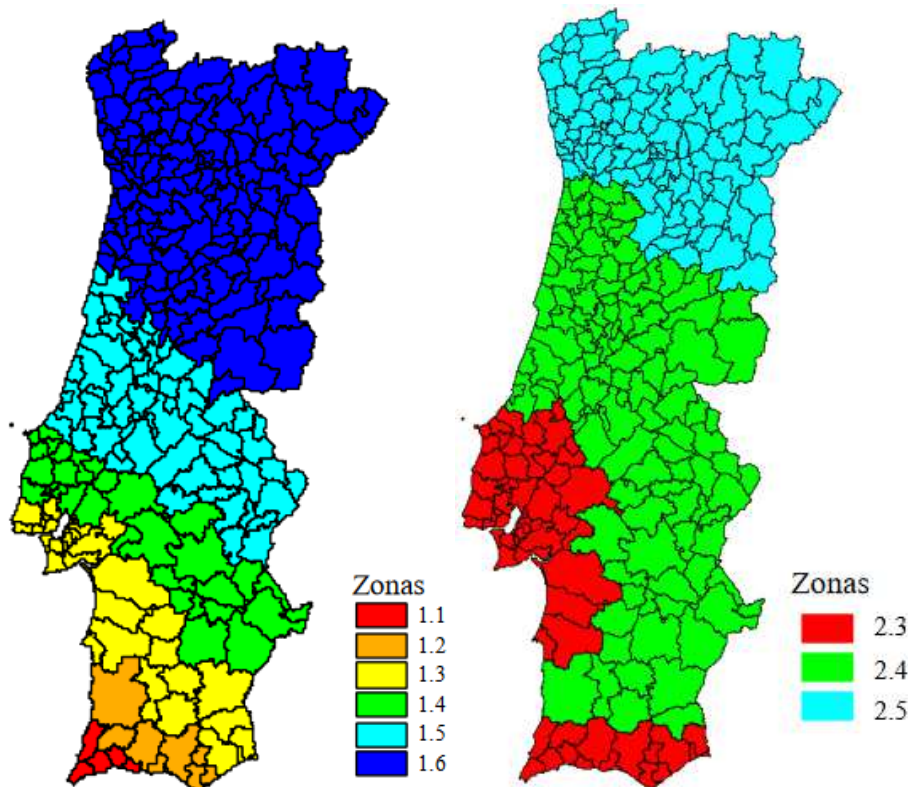


Figura 3 - Zoneamento sísmico por Concelho de Portugal Continental

- Zonas: 1.3 ($agr=1.50m/s^2$, ação sísmica tipo 1); 2.3 ($agr=1.70m/s^2$, ação sísmica tipo 2);
 - Tipo de terreno: E;
 - Classe de Ductilidade: Média (DCM);
 - Coeficiente de comportamento nas duas direções horizontais: 2.40
 - Regularidade em planta: Sim;
 - Regularidade em altura: Não;
 - Sistema estrutura dissipativo: Sistema de paredes dúcteis não acopladas;
 - $\alpha \geq 2$ (Nas duas direções principais) $\rightarrow k_w = 1.00$
 - Classe de Importância: II (coeficientes de importância: $\gamma_1=\gamma_2= 1.0$) $\rightarrow agr=ag$
- A ação sísmica será considerada no projeto através de uma análise modal por espectro de resposta, de acordo com o prescrito na norma NP EN 1998-1- Eurocódigo 8.

A avaliação do comportamento da estrutura para a ação sísmica será feita adoptando uma rigidez elástica de flexão e esforço transversal dos elementos de betão igual a metade da rigidez correspondente dos elementos não fendilhados, conforme indicado no ponto (7) do capítulo 4.3.1 do Eurocódigo 8.

Projeto de um edifício de habitação na Rua António do Couto, Lumiar

5.2.3.1 Massa considerada:

Para a quantificação dos efeitos sísmicos, a massa mobilizada será estipulada de acordo com a combinação quase-permanente de acções com os coeficientes de combinação, Ψ_2 , ajustados, pela expressão 4.2 - NP EN1998-1, para valores de pisos com ocupações correlacionadas ($\varphi = 0.80$) nas categorias A e C e ($\varphi = 1.00$) na categoria F.

Adicionalmente, será garantida a mobilização de mais de 90% da massa nas direções relevantes ao estudo U_x , U_y e R_z ($U_x = 90\%$; $U_y = 90\%$; $R_z = 90\%$).

5.2.3.2 Validação do sistema estrutural escolhido:

- Sistema de pêndulo invertido:

Para que o sistema não seja considerado como um pêndulo invertido será necessário garantir que menos de 50% da massa se localiza no terço superior da altura da estrutura, bem como garantir que a dissipação de energia ocorra em mais do que um único elemento do edifício.

Numa primeira análise é notório que esta estrutura não será classificada como um pêndulo invertido;

- Sistema torsionalmente flexível:

Para analisar a flexibilidade torsional da estrutura será necessário identificar o centro de massa, centro de rigidez, valor da massa mobilizada pela análise modal por piso e respectivo momento polar de inércia também para cada um dos pisos.

Posteriormente será necessário criar casos de carga com forças de elevada grandeza no centro de rigidez de cada piso (2 casos com forças horizontais nas direções principais de inércia do edifício e uma com um momento normal ao plano de cada diafragma) e identificados os raios de torção, r_x e r_y , como a relação entre a rigidez de torção e a respetiva rigidez na direção em causa.

Após se determinar, para cada piso, o raio de giração, I_s , como a raiz quadrada entre o momento polar de inércia e a massa mobilizada, será possível classificar se o sistema não é torsionalmente flexível ao garantir a condição $r_x < I_s$ (expressão 4.1b – NP EN1998-1).

Avaliando empiricamente a distribuição espacial dos elementos sísmicos primários (paredes) é previsível que este sistema seja classificado como não torsionalmente flexível;

- Classificação de elementos primários e elementos secundários:

Para validar a classificação de determinados pilares como elementos sísmicos “secundários” (elementos que não participam na resistência lateral do edifício a ações sísmicas), serão feitas as seguintes análises comparativas:

- Verificar que a contribuição para a rigidez lateral de todos os elementos sísmicos secundários não é superior a 15 % da de todos os elementos sísmicos primários:
- Comparar a rigidez global do sistema primário e primário “+” secundário através das frequências dos seus modos de vibração ($f_{P+S} / f_p \leq \sqrt{1.15}$). (Esta verificação permite avaliar se a colocação de rótulas nas vigas classificadas como elementos secundários tem influência na rigidez global do edifício).

5.2.3.3 Efeitos de Segunda Ordem

A necessidade de se considerarem efeitos de segunda ordem (efeitos P- Δ) será avaliada de acordo com a metodologia descrita no ponto (2) do capítulo 4.4.2.2 do Eurocódigo 8.

Caso o coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos seja inferior a 0.1, conforme é expectável face à distribuição dos elementos sísmicos primários, os efeitos de segunda ordem resultantes da acção sísmica poderão ser desprezados.

5.2.3.4 Junta Sísmica

Segundo o capítulo 4.4.2.7 do Eurocódigo 8, os edifícios deverão ser protegidos de eventuais entrechoques com estruturas adjacentes durante a ocorrência de um sismo. Para este efeito, impõe-se como condição que as deformações dos pisos na ocorrência de um sismo não ultrapassem o limite do terreno.

Para garantir esta condição, numa fase preliminar, propõe-se afastar o edifício do limite do terreno 3cm desde a fundação até à laje do piso 1, 8cm do piso 1 à laje do piso 2 e 13cm do piso 2 até à cobertura, procurando-se garantir que as deformações dos pisos nunca excedem os limites anteriormente mencionados.

De salientar que as deformações serão determinadas para uma acção sísmica com coeficiente de comportamento unitário no modelo de cálculo primário.

5.2.3.5 Limitação de Danos

De acordo com o capítulo 4.4.3 do Eurocódigo 8, é necessário limitar o deslocamento entre pisos sob uma acção sísmica com uma probabilidade de ocorrência maior do que a acção sísmica de cálculo correspondente ao requisito de “não ocorrência de colapso”.

Tendo em conta que existirão elementos não estruturais constituídos por materiais frágeis fixos à estrutura (p. ex. alvenarias e envidraçados), será necessário garantir a seguinte condição:

$$d_r v \leq 0,005 h$$

Esta condição implica o controlo do deslocamento entre pisos ao nível de todos os pisos em função do pé-direito de cada um deles.

5.2.4 Variações Uniformes da Temperatura

Para o dimensionamento dos elementos estruturais em análise no presente projeto, consideram-se as seguintes variações uniformes de temperatura que representam as variações anuais da temperatura ambiente:

- Estruturas de betão armado (elementos acima do solo) → T= ±20°C;
- Estruturas metálicas não protegidas → T= +35°C e T= -25°C;
- Estruturas metálicas protegidas → T= ±10°C.

Os valores reduzidos a considerar para esta ação devem ser obtidos através dos seguintes coeficientes: $\psi_0=0.6$; $\psi_1=0.5$; $\psi_2=0.0$, conforme a norma NP EN 1990.

Os esforços associados a esta ação serão obtidos considerando o modelo de elasticidade ajustado associado ao coeficiente de envelhecimento considerado na análise da retração, desprezando-se, no entanto, o efeito favorável da fluência, dado considerar-se que esta ação pode ocorrer num espaço temporal curto.

- $E_{c,ajust} = E_{c,28} / (1 + \chi * \varphi) = E_{c,28} / (1 + 0.91) = E_{c,28} / 1.91$

A avaliação dos efeitos da variação de temperatura nos elementos estruturais dos pavimentos foi elaborada de acordo com procedimento descrito na tese de mestrado de Ricardo Mendes de Matos Luís, intitulada “*Análise e Dimensionamento de Estruturas de Betão com Sobreposição de Cargas e Deformações Impostas*”, onde é feito um conjunto de observações que a seguir são apresentadas:

- Considerar, para as cargas verticais, a combinação quase permanente de ações,
- Avaliar o esforço axial gerado pela aplicação de ações indiretas (neste caso, da retração) considerando que o modelo estrutural apresenta um módulo de elasticidade ajustado ($E_{c,ajust}$),
- Analisar as secções em que a combinação do esforço axial elástico com o momento fletor se traduz na existência de fendilhação,

Projeto de um edifício de habitação na Rua António do Couto, Lumiar

- Identificar o critério para a definição do nível de redução do esforço axial:
 - Se o esforço axial for superior ao esforço axial de fendilhação, N_{cr} , aplicar o fator de redução, ξ , ao valor do esforço axial de fendilhação;
 - Caso contrário, o fator de redução, ξ , será aplicado ao valor do esforço axial elástico;
 - O fator de redução, ξ , traduzido na tabela seguinte, é dado em função da percentagem de armadura e do nível de deformação imposto:

		$\Delta\varepsilon_{\Delta T}$ – Extensão correspondente à Variação de Temperatura				
		0,10‰	0,20‰	0,30‰	0,40‰	0,50‰
p % de Armadura da secção em análise	0,50%	0,35	0,45	0,55	0,60	0,65
	0,80%	0,35	0,48	0,58	0,65	0,70
	1,00%	0,35	0,50	0,60	0,70	0,80

- Analisar à flexão composta em secção fissurada, verificando a adequabilidade da percentagem da armadura.

Atendendo ao resultado, ajustar a quantidade de armadura de modo a diminuir a tensão na armadura e limitar a abertura de fendas, nas zonas identificadas como zonas críticas.

5.2.5 Ação do Fogo

Quanto à classificação e quantificação da ação do fogo, o Regulamento de Segurança e Ações para Edifícios e Pontes e o EC0 atribuem-lhe o carácter de ação de acidente, isto é, com uma probabilidade de ocorrência de valores significativos muito baixa e cuja quantificação deve ser feita mediante valores nominais convenientemente escolhidos.

Na definição e quantificação da ação do fogo a adotar no projeto de estruturas, para a verificação da sua segurança, deve ser observado o disposto na Parte 2.2 -Ações em estruturas expostas ao fogo - do Eurocódigo 1, em articulação com o disposto na Parte 1.2 - Resistência ao fogo de estruturas de betão - do Eurocódigo 2 e na Parte 1.2 - Resistência ao fogo de estruturas de aço do Eurocódigo 3.

Na generalidade dos casos os elementos estruturais apresentam espessuras e recobrimentos de armaduras mínimos que garantem a segurança face ao estado limite de fogo sem a necessidade de um cálculo explícito.

A resistência ao fogo dos elementos estruturais dos edifícios foi garantida tendo em consideração as imposições do projeto de segurança contra incêndios.

Projeto de um edifício de habitação na Rua António do Couto, Lumiar

5.3 Impulsos de Terras

Os impulsos de terras serão determinados com base no método de elementos finitos em estado plano de deformação, utilizando o critério de rotura de Mohr-Coulomb, e considerando um terreno com comportamento elásticos/plástico perfeito, no âmbito de uma análise drenada.

Serão também elaborados paralelamente modelos de cálculo seguindo a metodologia de Terzaghi-Peck para areias ou argilas, dependendo dos resultados da geotecnia, aplicados à contenção.

Em fase definitiva será considerado um diagrama rectangular de pressões correspondente ao impulso de repouso para a análise e dimensionamento da contenção e um diagrama triangular de pressões correspondentes ao impulso de repouso para os muros de suporte de terras tradicionais.

Adicionalmente será contabilizado um impulso de terras sísmico, que corresponderá a uma força dinâmica devida ao aumento da pressão de terras determinada de acordo com o estipulado no anexo E.9 do Eurocódigo 8-5.

Relativamente à carga exercida na contenção pelo edifício existente no limite sul do terreno, será conservativamente considerado que este se encontra fundado com sapatas 2m abaixo do nível do terreno actual, tendo-se estimado um valor característico de 10kN/m² por piso, que corresponderá a uma carga total de 60kN/m².

5.4 Imperfeições Geométricas

Na análise global da estrutura serão introduzidas ações horizontais equivalentes por forma a incluir na análise o efeito global das imperfeições geométricas associadas aos desvios geométricos compatíveis com as tolerâncias permissíveis na execução de estruturas. Para a determinação do valor da força equivalente às imperfeições geométricas recorrer-se-á ao EC2 (capítulo 5.2(5)).

6. VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA – CRITÉRIOS GERAIS

6.1 Generalidades

A verificação da segurança, em termos de estados limites, será efectuada de acordo com os critérios gerais referidos na NP EN 1990 2009, Eurocódigo – Bases para o projeto de estruturas:

- Comparando os valores dos parâmetros por meio dos quais são definidos esses estados com os valores que tais parâmetros assumem devido às ações aplicadas (verificação relativamente aos estados limites de utilização).
- Em termos de grandezas relacionáveis com as ações, comparando os valores que tais grandezas assumem quando obtidos a partir das ações com os valores que assumem quando obtidos a partir dos valores que definem os diversos estados limites; as grandezas escolhidas foram esforços (verificação relativamente aos estados limites últimos de resistência).

6.2 Verificação de Segurança em relação ao Estado Limite Último de Resistência

A verificação de segurança relativamente ao estado limite último de resistência, será efectuada em termos de esforços respeitando a condição:

- $E_d \leq R_d$

em que:

Ed - valor de cálculo do esforço actuante;

Rd - valor de cálculo do esforço resistente.

6.3 Verificação de segurança em relação aos Estados Limites de Utilização

Para a estrutura de betão armado, a verificação da segurança relativamente aos estados limites de utilização será efectuada garantindo a limitação das tensões de serviço, a limitação da fendilhação e a limitação da deformação, segundo o EC2.

Os limites de tensão admitidos no betão são os seguintes:

- $\sigma_{c(Rara)} \leq 0.60 f_{ck}$
- $\sigma_{c(C.Q.P.)} \leq 0.45 f_{ck}$

Segundo a classe de exposição ambiental do edifício o valor admitido para a abertura de fendas é de 0.3mm.

A verificação da segurança relativamente aos estados limites de deformação será efectuada garantindo que as deformações não excedem os valores limites regulamentares:

- $L/500$, para flechas suscetíveis de danificar elementos adjacentes;
- $L/250$, preservando o aspeto e condições de utilização do elemento.

A determinação das deformações a longo prazo em lajes maciças e vigas será efectuada com recurso ao método bilinear.

Projeto de um edifício de habitação na Rua António do Couto, Lumiar

6.4 Combinações de Ações

Para a verificação de segurança em relação aos diversos estados limites serão consideradas as combinações de ações cuja actuação simultânea é considerada verosímil e que produzem na estrutura os efeitos mais desfavoráveis.

No dimensionamento dos elementos estruturais os valores de cálculo dos esforços atuantes serão obtidos para combinações de ações para situações de projeto persistentes ou transitórias, combinações fundamentais, tendo em conta as regras de combinação definidas no EC0.

Combinações Fundamentais – Verificação da Segurança aos E.L.U. de Resistência

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Combinações Acidentais – Verificação da Segurança aos E.L.U. de Resistência

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_d + (\psi_{1,1} \text{ ou } \psi_{2,1}) Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Combinação Sísmica – Verificação da Segurança aos E.L.U. de Resistência

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

A verificação da segurança da estrutura relativamente aos estados limites de deformação será efetuada para a combinação quase permanente e a vibração para a combinação frequente de ações. Relativamente ao estado limite de fendilhação, verificar-se-á o mesmo para combinações frequentes de ações de acordo com as regras de combinação definidas no Artigo 6.5.3 do EC0 e no ponto A1.4 do Anexo A1 do EC0.

Combinação Característica – Verificação da Segurança aos E.L.S.

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Combinação Frequente – Verificação da Segurança aos E.L.S.

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + "P" + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Combinação Quase-Permanente – Verificação da Segurança aos E.L.S.

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + "P" + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Nas expressões anteriores a simbologia:

“+” – Significa “a combinar com”;

Σ – Significa “o efeito combinado de”.

7. CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO

Em conformidade com a regulamentação atrás citada, os esforços atuantes nas estruturas serão determinados admitindo comportamento elástico-linear para os materiais, vindo os correspondentes esforços resistentes definidos de acordo com as teorias de comportamento estabelecidas regulamentarmente para os materiais, nomeadamente no EC2 para a estrutura de betão armado.

Para avaliar o comportamento da estrutura, serão desenvolvidos dois modelos globais no software de elementos finitos ETABS:

- **Modelo 1: Primário + Secundário**

Este modelo será utilizado para proceder ao dimensionamento da estrutura sujeita a acções estáticas, bem como ao dimensionamento dos elementos secundários sujeitos a acções sísmicas. De salientar que os esforços para o dimensionamento dos elementos secundários serão considerando uma acção sísmica com coeficiente de comportamento unitário, majorada pela relação de rigidez entre modelo primário + secundário e modelo primário.

- **Modelo 2: Primário**

Projeto de um edifício de habitação na Rua António do Couto, Lumiar

Neste modelo os elementos secundários, ou seja, pilares e vigas, serão rotulados nas extremidades de modo a não terem qualquer contributo na rigidez lateral da estrutura.

O modelo será utilizado para proceder ao dimensionamento dos elementos primários sujeitos a acções sísmicas com um coeficiente de comportamento 2.40.

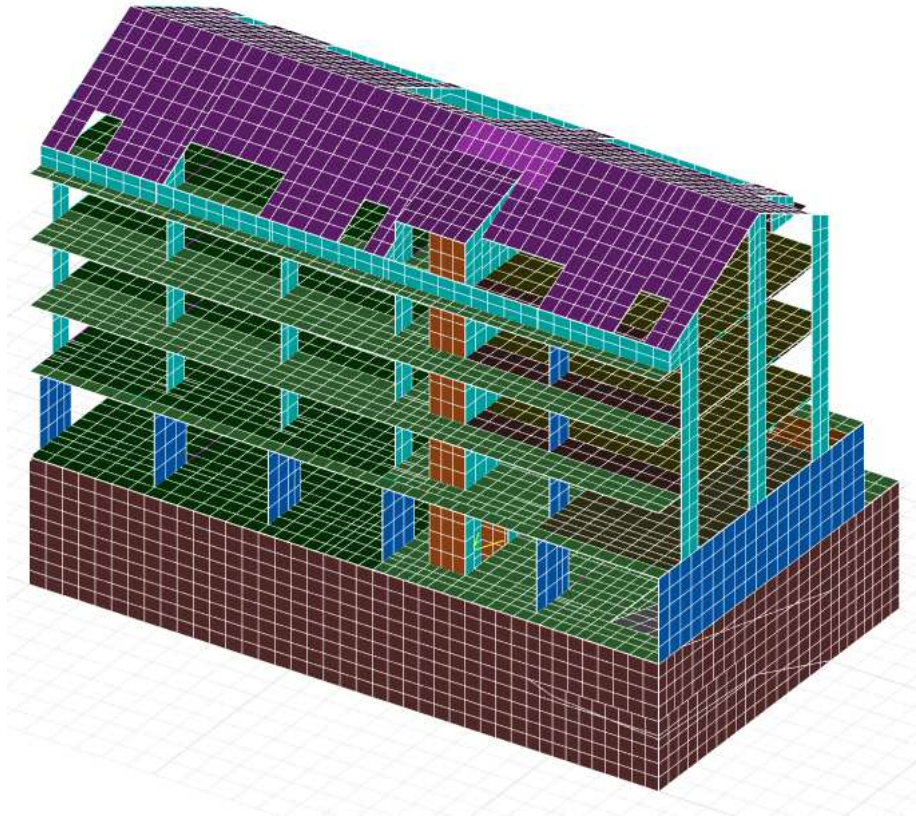


Figura 4 – Vista 3D do Modelo de Cálculo (1/2)

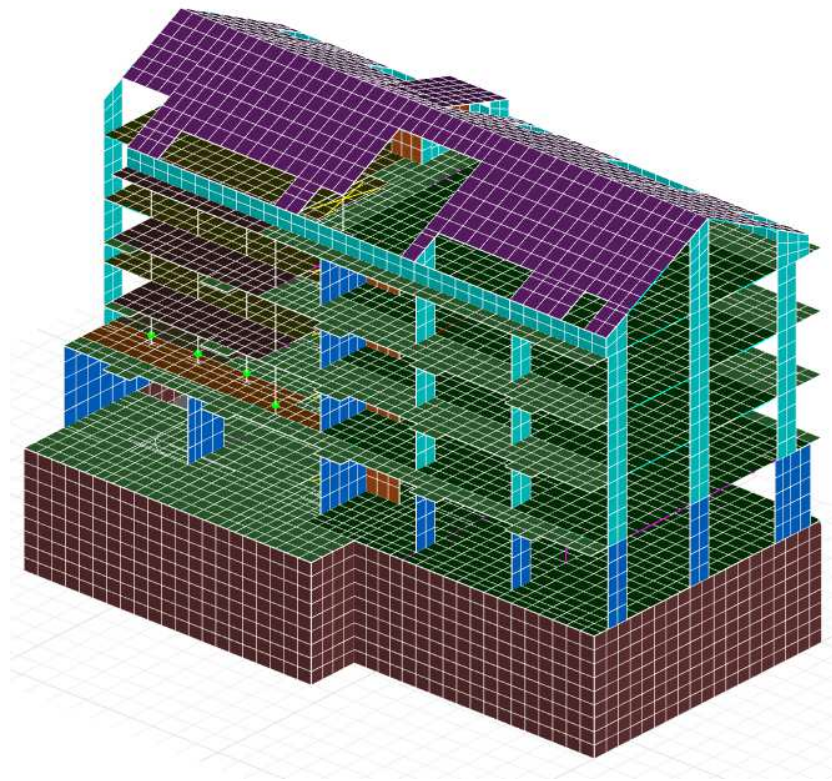


Figura 5 – Vista 3D do Modelo de Cálculo (2/2)

7.1 Dimensionamento das armaduras

7.1.1 Núcleos e Paredes

No dimensionamento das armaduras dos núcleos recorrer-se-á ao método das três camadas, que se encontra parcialmente definido no anexo F do Eurocódigo 2.

No processo de dimensionamento será efetuada uma análise às tensões principais de compressão e tração para se perceber qual o nível de tensão instalado nas paredes do núcleo, verificando assim as tensões de compressão e as forças de tração para o dimensionamento das armaduras.

Serão cumpridas as disposições construtivas presentes no capítulo 6 da Secção 9 do Eurocódigo 2.

Nas zonas de transição de espessura as armaduras serão calculadas para os esforços nas secções superiores e inferiores da interface.

7.1.2 Pilares

Os pilares serão dimensionados à flexão composta desviada com encurvadura, considerando a torção e esforço transversal instalados para cada combinação de ações.

Projeto de um edifício de habitação na Rua António do Couto, Lumiar

Uma vez que todos os pilares da estrutura são classificados como elementos secundários, serão cumpridas as disposições construtivas presentes no capítulo 5 da Secção 9 do Eurocódigo 2.

Nas zonas de transição de geometria as armaduras serão calculadas para os esforços nas secções superiores e inferiores da interface.

7.1.3 Vigas

As vigas serão dimensionadas à flexão composta desviada, considerando a torção e esforço transversal instalados para cada combinação de ações.

Serão cumpridas as disposições construtivas presentes no capítulo 2 da Secção 9 do Eurocódigo 2.

7.1.4 Lajes Maciças

As armaduras longitudinais das lajes maciças serão dimensionadas através do método das 3 camadas, considerando os esforços de membrana e de momento instalados para cada combinação de ações. Adicionalmente, nas zonas de ligação a elementos sísmicos primários, os esforços de membrana serão majorados pelos coeficientes de sobrerresistência especificados na secção 4.4.2.5 do Eurocódigo 8.

As armaduras de punçoamento serão dimensionadas de acordo com o disposto na secção 6.4 do Eurocódigo 2.

Serão cumpridas as disposições construtivas presentes nos capítulos 3 e 4 da Secção 9 do Eurocódigo 2, referente às disposições construtivas relativas a lajes maciças e fungiformes de betão armado.

7.1.5 Lajes Alveolares

As lajes alveolares serão dimensionadas de acordo com as tabelas e especificações técnicas do fabricante, considerando-se, para efeitos de dimensionamento, como simplesmente apoiadas nas extremidades.

A armadura a introduzir na laje de compressão será dimensionada em função dos esforços de membrana resultantes do modelo de elementos finitos, sendo que, nas zonas de ligação a elementos sísmicos primários, os esforços de membrana serão majorados pelos coeficientes de sobrerresistência especificados na secção 4.4.2.5 do Eurocódigo 8.

Os painéis de laje alveolar a serem aplicados terão de estar em conformidade com o disposto na NP EN 1168.

7.1.6 Muros

As armaduras longitudinais dos muros serão dimensionadas através do método das 3 camadas, considerando os esforços de membrana e de momento instalados para cada combinação de acções.

A verificação do esforço transversal será realizada de acordo com o disposto na secção 6.2 do Eurocódigo 2.

7.2 Verificação aos estados limites de utilização

Como já foi referido anteriormente, os elementos verticais serão verificados para as limitações de tensões do Eurocódigo 2.

Os elementos horizontais foram verificados considerando os seguintes limites:

- Limite para deformação – $L/500$ (combinação quase-permanente)
- Limite para Fendilhação - $w_k=0.3$ mm (combinação quase-permanente)

Lisboa, 15 de Março de 2024