A400

GREEN BY DEFAULT

MEMÓRIA DESCRITIVA E JUSTIFICATIVA

Nº PROJETO NOME	REQUERENTE
2019089-P: OPO City - ME	**MOTA-ENGIL REAL ESTATE FREIXIEIRO LDA.**
DESIGNAÇÃO DA OBRA	LOCAL DA OBRA
Loteamento OPO CITY	**Matosinhos, Portugal**
ZONA - DESCRIÇÃO	FASE DO PROJETO
000-Obras de Urbanização	**ESP – Estudo Prévio**
ESPECIALIDADE	SUBESPECIALIDADE
EST – Estruturas e Fundações	**SSE – Sem Sub-Especialidade**

A400

GREEN BY DEFAULT

EMISSÃO	DATA	DESCRIÇÃO	PROJ.	VER.	VAL.
01	2024-02-15	Primeira Emissão	PC	RC	AM

A400

GREEN BY DEFAULT

ÍNDICE

1. INTRODUÇÃO 1
2. CONCEPÇÃO ESTRUTURAL 2
3. MATERIAIS 3
   3.1. Betão armado em elementos estruturais 3
   3.2. Aço em elementos de betão armado 3
   3.3. Recobrimentos 3
4. QUANTIFICAÇÃO DE ACÇÕES 4
   4.1. acções permanentes 4
      4.1.1. Acções Gravíticas 4
      4.1.2. Restantes Cargas Permanentes 4
   4.2. Retracção 4
   4.3. Acções variáveis 6
      4.3.1. Sobrecarga de Utilização – Qk 7
      4.3.2. Variações Uniformes de Temperatura 7
   4.4. Acção do Fogo 8
   4.5. Imperfeições Geométricas 8
   4.6. Acão Sísmica 9
5. VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA – CRITÉRIOS GERAIS 10
   5.1. Generalidades 10
   5.2. Verificação de Segurança em relação ao Estado Limite Último de Resistência 10
   5.3. Verificação de segurança em relação aos Estados Limites de Utilização 10
   5.1. Combinações de Ações 11

A400

GREEN BY DEFAULT

1. INTRODUÇÃO

Refere-se a presente memória descritiva ao Projecto de Estruturas e Fundações dos 6 parques de estacionamento públicos enterrados a executar no âmbito do Loteamento OPO CITY, situado em Matosinhos, cujo requerente é a MOTA-ENGIL REAL ESTATE PORTUGAL S.A.

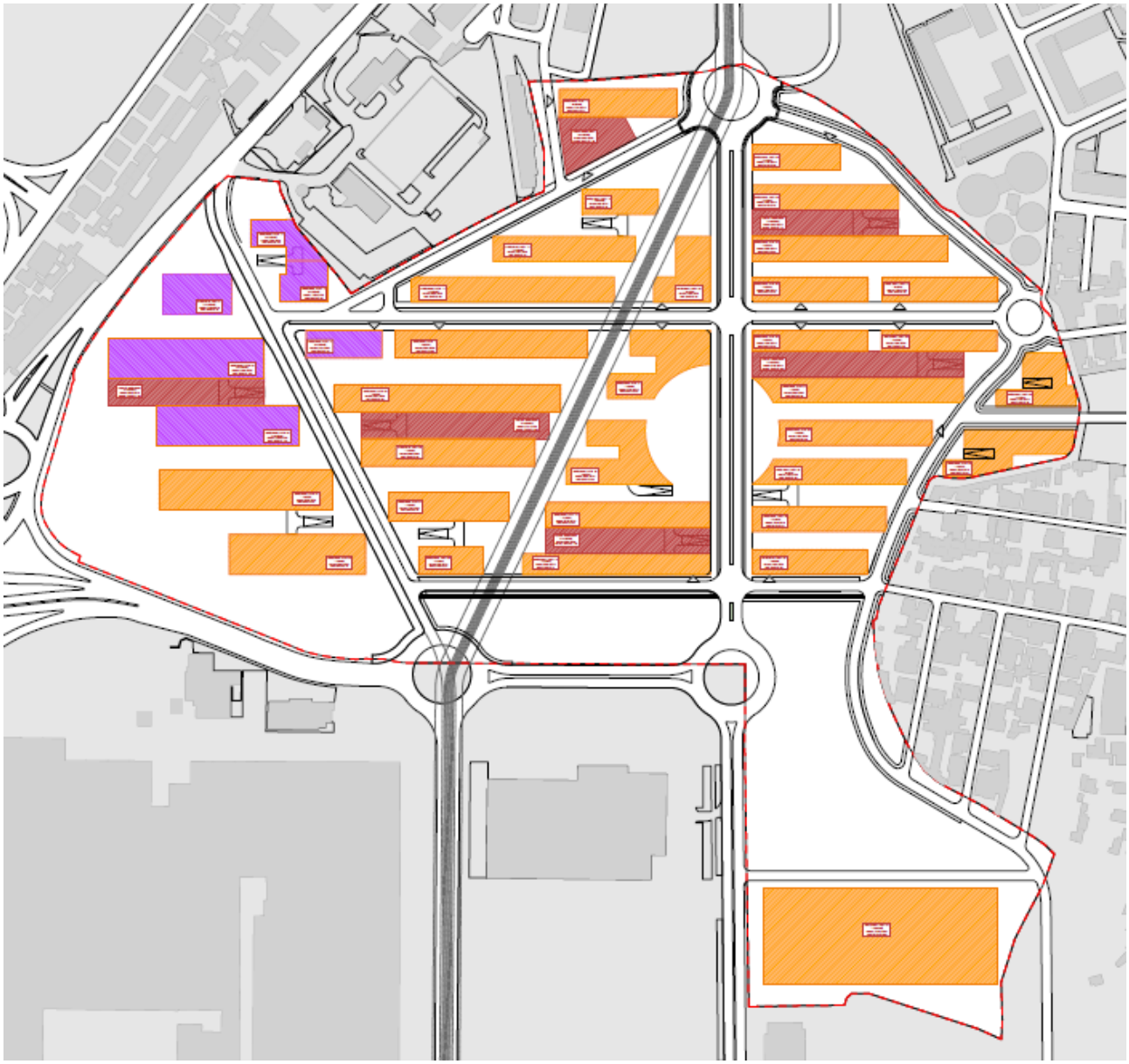

Figura 1 – Planta do Loteamento

Os parques de estacionamento (trama vermelha) terão 3 pisos totalmente enterrados, com excepção do parque 02 que terá 4, acessíveis a partir de uma rampa para o exterior, e ficarão inseridos entre os futuros

edifícios, sendo cobertos pelos pavimentos previstos para as zonas de circulação exteriores.

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 arquitectura, e por outro, os requisitos estruturais que permitem conferir às estruturas um bom desempenho estrutural.

Uma vez que os parques de estacionamento públicos serão executados antes dos futuros edifícios, será possível proceder a uma escavação em talude para a obtenção das cotas das diversas plataformas de trabalho, o que permitirá a execução de muros tradicionais em betão armado, sendo posteriormente realizados os trabalhos de aterro para a obtenção das cotas de projecto. De salientar que as fundações dos edifícios adjacentes aos parques de estacionamento públicos não poderão induzir cargas adicionais de impulsos de terras nos muros, bem como durante operações de construção futuras as estruturas dos parques de estacionamento não poderão ficar sujeitas a mais do que 1 piso de impulso descompensado de terras.

De modo a reduzir a profundidade da escavação e consequentemente das estruturas, adoptou-se uma solução de lajes fungiformes sem capitéis de modo a optimizar o pé-direito livre dos pisos, fixando-se nos 2.20m. Os pisos enterrados serão constituídos por lajes maciças com 0.20m de espessura, enquanto as coberturas dos pisos -1 serão constituídas por lajes aligeiradas de moldes recuperáveis com 0.40m de espessura, de modo a suportar as cargas mais pesadas das impermeabilizações, enchimentos, terras e revestimentos que serão colocados sobre estas lajes, bem como já a precaver a eventual circulação do camião dos bombeiros.

As lajes dos pisos serão apoiadas nos muros perimetrais, núcleos de escadas e elevadores e pilares em betão armado, sendo o acesso entre os pisos garantido por rampas também em betão armado.

A solução de fundações irá depender dos resultados da campanha de reconhecimentos geológico-geotécnico a realizar futuramente. Em função dos resultados será definida uma solução de fundações directas ou indirectas, bem como será aferida a necessidade de execução de uma laje de fundo caso o nível freático se encontre acima da cota dos pisos -3 ou -4. Para efeitos de estimativa de quantidades, tendo em conta o conhecimento adquirido em projectos nas proximidades ao local, no horizonte de fundação estaremos perante formações rochosas bastante competentes, tendo-se assumido uma tensão admissível de 400kPa.

3. MATERIAIS

3.1. BETÃO ARMADO EM ELEMENTOS ESTRUTURAIS

Betão de Limpeza ou Regularização	C16/20; X0(P); Cl 1.00; Dmáx 22; S2
Betão Leve em Enchimentos	LC16/18; X0(P); Cl 1.00; D1.0 (800Kg/m3)
Pavimento Térreo	C25/30; XC2 (P); Cl 0.40; Dmáx 22; S3
Sapatas	C40/50; XA2 (P); Cl 0.20; Dmáx 22; S3
Muros	C40/50; XA2 (P); Cl 0.20; Dmáx 22; S3
Pilares	C40/50; XC3 (P); Cl 0.20; Dmáx 22; S3
Paredes e Núcleos	C30/37; XC3 (P); Cl 0.20; Dmáx 22; S3
Lajes e Vigas	C30/37; XC3 (P); Cl 0.20; Dmáx 22; S3
Restantes Elementos Estruturais	C30/37; XC3 (P); Cl 0.20; Dmáx 22; S3

3.2. AÇO EM ELEMENTOS DE BETÃO ARMADO

Varões	A500 NR (LNEC E450:2017)
Redes Electrossoldadas	A500 EL (LNEC E458:2011)
Classe 8.8	Classe 8.8

3.3. RECOBRIMENTOS

Sapatas	5.0 cm
Muros	4.5 cm
Pilares e Vigas	3.5 cm
Paredes e Núcleos	3.5 cm
Lajes	3.0 cm
Restantes Elementos Estruturais	3.5 cm

4. QUANTIFICAÇÃO DE ACÇÕES

4.1. ACÇÕES PERMANENTES

São acções 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 foi efectuada 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.

4.1.1. Acções Gravíticas

No projeto, serão consideradas como ações permanentes os pesos próprios dos elementos estruturais e de construção (enchimentos, revestimentos e paredes divisórias), a partir dos pesos próprios dos materiais que os constituem.

- $\gamma_{Betão}$ 25.00 kN/m3
- $\gamma_{Betão\ Leve}$ 8.00 kN/m3
- $\gamma_{Aço}$ 78.50 kN/m3
- $\gamma_{TerraVegetal}$ 20.00 kN/m3

4.1.2. Restantes Cargas Permanentes

- Estacionamento 0.50 kN/m2
- Cobertura 20.00 kN/m2

4.2. RETRACÇÃO

O efeito da retração será 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 65%;

- Cimentos da Classe N;
- 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:

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

em que t0 é a idade do betão.

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.

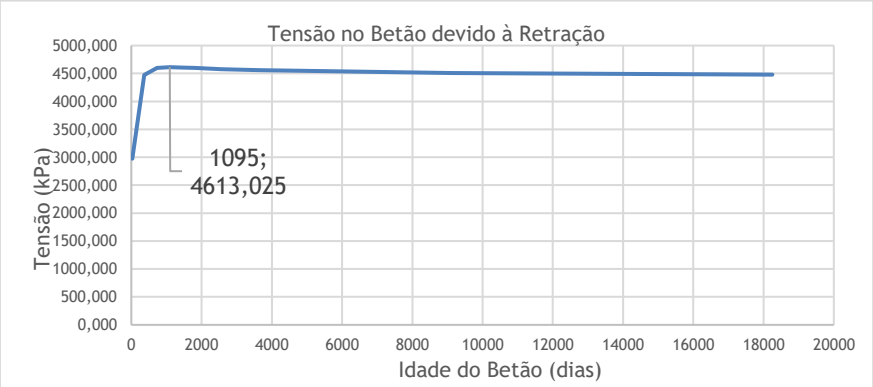

Gráfico 1 – Tensão no betão devido à Retração

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

Conservativamente considera-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:
    - Se o esforço axial for superior ao esforço axial de fendilhação, Ncr, 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:

		$\Delta\varepsilon_{cs}$ - 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.

4.3. ACÇÕES VARIÁVEIS

São acções que assumem valores com variação significativa em torno do seu valor médio, durante toda, ou praticamente toda a vida útil da estrutura.

4.3.1. Sobrecarga de Utilização – Qk

Serão consideradas, à luz do regulamento e atendendo ao fim a que se destinam os diferentes compartimentos, as seguintes acções:

Estacionamento	2.50 kN/m^2 (Ψ0=0.7; Ψ1=0.7; Ψ2=0.6)
Zona de Circulação Exterior (Cobertura)	5.00 kN/m^2 (Ψ0=0.7; Ψ1=0.7; Ψ2=0.6)

4.3.2. Variações Uniformes de Temperatura

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

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

Os valores reduzidos a considerar para esta ação devem ser obtidos através dos seguintes coeficientes: ψ_0=0.6; ψ_1=0.5; ψ_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,
- Identificar o critério para a definição do nível de redução do esforço axial:
    - Se o esforço axial for superior ao esforço axial de fendilhação, Ncr, 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.
-

4.4. ACÇÃO DO FOGO

Quanto à classificação e quantificação da ação do fogo, a NP EN 1990 atribui 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, deverá ser observado o disposto na norma NP EN 1991-1.2 – Ações em estruturas – Parte 1.2 – Ações gerais. Ações em estruturas expostas ao fogo, em articulação com o disposto nas NP EN 1991-1.2 – Ações em estruturas – Parte 1.2 – Ações gerais. Ações em estruturas expostas ao fogo e NP EN 1993-1.2 – Eurocódigo 3 – Projeto de estruturas de aço – Parte 1.2 – Regras gerais. Verificação da resistência ao fogo.

Para o caso particular de estruturas de betão armado, recomenda-se a aplicação das regras enunciadas nas Recomendações do LNEC, 1990, para a Verificação da Segurança de Estruturas em Betão Armado e Pré-Esforçado em relação à Ação do Fogo.

4.5. 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 à NP EN 1992-1-1 (capítulo 5.2(5)).

4.6. ACÃO SÍSMICA

A ação sísmica será quantificada de acordo com o estipulado na norma NP EN 1998-1 – Eurocódigo 8 – Projeto de estruturas para resistência aos sismos – Parte 1 – Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios.

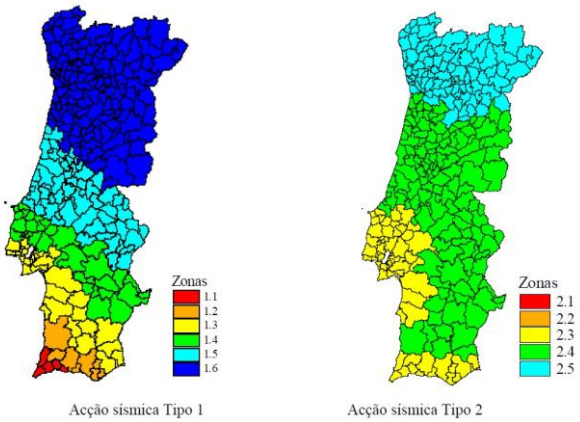

Figura 3 – Zoneamento Sísmico

Tendo em consideração que o edifício em estudo se localiza no Grande Porto, insere-se na zona 1.6 para a ação sísmica tipo 1 e na zona 2.5 para a ação sísmica tipo 2, conforme representado na imagem acima.

O tipo de terreno será definido de acordo com os resultados do relatório geotécnico.

Os coeficientes de importância para ambos os tipos de ação sísmica correspondem a um edifício de classe de importância II (Quadro 4.3 da NP EN 1998-1).

Face às condições supramencionadas, os edifícios enquadram-se num cenário de baixa sismicidade considerando-se assim, para efeitos de dimensionamento sísmico, uma classe de ductilidade baixa (DCL) e um coeficiente de comportamento de 1.50.

Na classe de baixa ductilidade os edifícios são dimensionados em resistência, não requerendo a implementação de disposições especiais relativas à ductilidade, pois assume-se que a sua resposta à ação sísmica é essencialmente elástica, ou seja, todos elementos estruturais verticais contribuem para resistência face as ações horizontais em regime elástico.

5. VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA – CRITÉRIOS GERAIS

5.1. GENERALIDADES

As verificações da segurança, em termos de estados limites, serão feitas de acordo com os critérios gerais referidos no capítulo 3 da NP EN 1990:

- Comparando os valores dos parâmetros por meio dos quais são definidos esses estados com os valores que tais parâmetros assumem devido às ações aplicadas (na verificação relativamente ao estado limite de deformação e fendilhação).
- 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 dos parâmetros que definem os estados limites; as grandezas escolhidas serão esforços (verificação relativamente aos estados limites últimos de resistência).

5.2. VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA EM RELAÇÃO AO ESTADO LIMITE ÚLTIMO DE RESISTÊNCIA

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

$Sd \leq Rd$

em que:

Sd – valor de cálculo do esforço atuante;

Rd – valor de cálculo do esforço resistente.

5.3. VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA EM RELAÇÃO AOS ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO

A verificação da segurança relativamente aos estados limites de utilização será efetuada garantindo que as deformações não excedem os valores limites regulamentares (L/500 para elementos em betão armado, L/200 para elementos em estrutura metálica), e cumprindo as disposições construtivas definidas no capítulo 7.3 da NP EN 1992-1-1, as quais permitem dispensar em alguns casos a verificação relativamente ao estado limite de fendilhação.

5.1. COMBINAÇÕES DE AÇÕES

Para a verificação de segurança em relação aos diversos estados limites serão consideradas as combinações de ações cuja atuação 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 na NP EN 1990.

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 foi feita para a combinação quase permanente e a vibração foi feita para a combinação frequente de ações. Relativamente ao estado limite de fendilhação a verificação de segurança foi feita para combinações frequentes de ações de acordo com as regras de combinação definidas no Artigo 6.5.3 da NP EN 1990 e no ponto A1.4 do Anexo A1 da NP EN 1990.

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.

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

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

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

Nas expressões anteriores a simbologia:

"+" – Significa "a combinar com";

Σ – Significa "o efeito combinado de".

Porto, 28 de fevereiro de 2024