



Escola Superior de Tecnologia e Gestão
Instituto Politécnico da Guarda

RELATÓRIO DE ESTÁGIO

Licenciatura em Engenharia Civil

Bruno Miguel Mateus Pinheiro
maio | 2012



Escola Superior de Tecnologia e Gestão
Instituto Politécnico da Guarda

RELATÓRIO DE ESTÁGIO

BRUNO MIGUEL MATEUS PINHEIRO
RELATÓRIO PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE LICENCIADO
EM ENGENHARIA CIVIL

Maio/2012



Ficha de Identificação

Nome: Bruno Miguel Mateus Pinheiro

Nº de Aluno: 1007321

Estabelecimento de Ensino: Escola Superior de Tecnologia e Gestão da Guarda

Licenciatura: Engenharia Civil

Orientador de Estágio: Eng. Carlos Aquino Monteiro

Empresa: Eng. Miguel Mário Martins Neto

Morada: Rua Comendador Cardoso, nº18

Localidade: Almeida

Supervisor na Empresa: Eng. Miguel Mário Martins Neto

Duração do Estágio: 6 meses

Início: 9 de Março de 2010

Conclusão: 9 de Setembro de 2010



Agradecimentos

A cada passo que damos rumo ao desconhecido, sentimos a necessidade de nos sentir apoiados por todos aqueles que acreditam de que somos capazes de conquistar tudo o que ambicionamos. Quando o rumo nos leva para longe do conforto de casa e da família, precisamos o quanto antes de encontrar algo e alguém que nos dê um pouco daquilo que acabamos de perder.

Por tudo isso estes agradecimentos vão em primeiro lugar a todos aqueles que comigo partilharam esta jornada, em muitos momentos difícil, mas que valeram sempre a pena.

Aos meus pais e irmão pelo apoio sempre dado, mesmo estando distantes, nunca deixaram que baixasse os braços em momento algum, mesmo quando as coisas corriam menos bem, nunca deixaram de acreditar que a recompensa seria sempre melhor que qualquer desistência.

Aos meus avós, que passaram a ser a minha família mais próxima durante o tempo aqui passado, que me trataram como se de um filho se trata-se, que me deram o carinho e a compreensão de que muitas vezes precisei, me apoiaram e incentivaram nos momentos mais difíceis. Foram o colo que toda gente precisa nos bons e maus momentos.

A todos os meus amigos e amigas que me fizeram sentir sempre em casa, a todo os docentes com quem tive o prazer de interagir recebendo sempre o melhor que me poderiam ter dado, a minha formação.

Para finalizar ao Eng. Miguel Neto, por tudo o que me ensinou, fazendo-me ver o mundo da Engenharia Civil da forma mais simples mas completa, pude apreciar a forma aguerrida e competente com que se deve abordar o trabalho, aprender a ter uma postura enquanto profissional que tenho a certeza, me será muito útil para o futuro. Uma palavra de apreço pela disponibilidade sempre demonstrada, durante a fase de estágio, pelo Eng. Carlos Aquino.

A todos o meu muito obrigado, ficarei eternamente grato!



“Uma longa viagem começa com um único passo” , Lao-Tsé



Resumo

O presente relatório é o culminar de seis meses de estágio iniciado aos nove dias do mês de Março de 2010, junto do Eng. Miguel Mário Martins Neto. O estágio curricular necessário para a obtenção do grau de Engenheiro decorreu no âmbito do protocolo existente entre a Escola Superior de Tecnologia e Gestão (ESTG) do Instituto Politécnico da Guarda (IPG) e a Ordem dos Engenheiros Técnicos (OET) e desenvolveu-se de acordo com o plano de estágio previamente delineado. O Eng. Miguel Neto, desenvolve a sua actividade na zona de Almeida, nas áreas de projecto de arquitectura e engenharia e direcção de obra. Assim, o estágio abrangeu uma série de especialidades da engenharia civil, no qual foi possível participar de uma forma activa.

Neste relatório serão abordados três trabalhos desenvolvidos durante o período de estágio, o primeiro que se desenvolve no segundo capítulo, diz respeito à ampliação e alteração de um edifício para habitação, no qual o estagiário participou na elaboração dos projectos de estabilidade, redes prediais de águas e águas residuais e ainda no projecto da rede de drenagem das águas pluviais. No terceiro capítulo foi abordado um projecto no âmbito das vias de comunicação, que pretendia a construção de um cruzamento de acesso a uma oficina de corte e polimento de pedra, a realizar na E.N. 332 no desenvolvimento entre Almeida e Vilar Formoso. O quarto e último trabalho aqui abordado, constante no quarto capítulo, refere-se à participação do estagiário na direcção técnica de obra. A obra consistia numa alteração de um espaço utilizado para comércio, para uma clinica de hemodialise, onde foi possível participar no seu desenvolvimento durante três meses.

A possibilidade de colocar os conhecimentos adquiridos durante a frequência no curso em prática, não obstante das dificuldades naturais encontradas no desenvolvimento dos vários projectos, sempre com a supervisão do Eng. Miguel Neto, foi importantíssimo para ultrapassar muitas dessas dificuldades e perceber a importância do estágio para o futuro profissional.



Índice Geral

CAPÍTULO 1	1
1. Caracterização e Descrição da Instituição	1
2. Organização.....	1
3. Objectivos	2
4. Plano de Estágio.....	2
5. Actividades Desenvolvidas	4
CAPITULO 2: AMPLIAÇÃO E ALTERAÇÃO DE UM EDIFÍCIO PARA HABITAÇÃO.....	5
1. Projecto Arquitectura	5
2. Projecto de Estabilidade.....	11
2.1. Pressupostos de Dimensionamento e Metodologia	14
2.1.1. Classificação de acções	14
2.2. Quantificação de Acções.....	16
2.2.1. Acções permanentes.....	16
2.2.1.1. Peso próprio dos elementos de construção.....	16
2.2.1.2. Peso de paredes e revestimentos	16
2.2.2. Acções Variáveis.....	17
2.2.2.1. Acções verticais ou sobrecargas.....	17
2.2.2.1.1. Sobrecargas de utilização em pavimentos.....	17
2.2.2.1.2. Sobrecargas em acessos.....	17
2.2.2.2. Acções horizontais	17
2.2.3. Acção dos sismos	19
2.2.3.1. Método de Rayleigh	21
2.2.4. Acção do vento.....	25
2.2.4.1. Zonamento do território	25



2.2.4.2. Rugosidade aerodinâmica do solo	25
2.2.4.3. Análise da acção do vento	26
2.2.4.4. Quantificação da acção do vento.....	27
2.2.4.5. Metodologia	28
2.2.4.6. Coeficiente de pressão para paredes.....	33
2.2.5. Acção da neve	34
2.2.5.1. Zonamento do território	34
2.2.5.2. Quantificação da acção da neve	35
2.2.6. Combinações de acções.....	37
2.2.6.1. Estado-Limite	37
2.2.6.1.1. Estado-Limite Último.....	38
2.2.6.1.2. Estado-Limite de Utilização ou de Serviço	38
2.2.6.2. Critérios de combinação de acções	39
2.3. Pré-Dimensionamento dos Elementos Estruturais	41
2.3.1. Pré-dimensionamento de lajes.....	42
2.3.1.1. Lajes aligeiradas pré-esforçadas.....	43
2.3.1.2. Pré-Dimensionamento de Laje Aligeirada	44
2.3.2. Pré-dimensionamento de vigas.....	46
2.3.3. Pré-dimensionamento de pilares	48
2.4. Dimensionamento dos elementos estruturais	49
2.4.1. Introdução.....	49
2.4.1.1. Materiais utilizados	49
2.4.2. Dimensionamento das lajes de pavimento	50
2.4.2.1. Introdução.....	50
2.4.2.2. Verificação aos E.L.U. de resistência.....	50
2.4.2.3. Verificação aos E.L.U. de utilização	50
2.4.2.3.1. E.L.U. de Fendilhação.....	51



2.4.2.3.2. E.L.U. de Deformação.....	51
2.4.2.4. Armaduras	52
2.4.2.4.1. Armadura de distribuição	52
2.4.2.4.2. Nervuras transversais ou tarugos.....	53
2.4.2.5. Dimensionamento da laje LA2.....	53
2.4.2.5.1. Verificação aos ELU de Resistência	54
2.4.2.5.2. Verificação aos ELU de Utilização	56
2.4.2.5.3. Armaduras	59
2.4.3. Dimensionamento de vigas	60
2.4.3.1. Armaduras	60
2.4.3.1.1. Armadura longitudinal	60
2.4.3.1.2. Armadura mínima e máxima (Art.º 90 REBAP).....	61
2.4.3.1.3. Espaçamento máx. dos varões da arm. longitudinal (Art.º 91 REBAP)..	62
2.4.3.1.4. Espaçamento mínimo entre armaduras (Art.º 77 REBAP).....	62
2.4.3.1.5. Recobrimento mínimo (Art.º 102 REBAP).....	63
2.4.3.1.6. Interrupção da armadura (Art.º 92 REBAP).....	63
2.4.3.1.7. Comprimento de amarração (Art.º 81 REBAP)	64
2.4.3.1.8. Armadura de esforço transverso (Art.º 94 REBAP).....	65
2.4.3.2. Dimensionamento de um Pórtico (relativo à viga V4).....	67
2.4.3.2.1. Armadura mínima e máxima	70
2.4.3.2.2. Espaçamento mínimo e máximo entre armaduras.....	71
2.4.3.2.3. Comprimento de amarração	71
2.4.3.2.4. Armadura de Esforço Transverso.....	72
2.4.4. Dimensionamento de pilares	75
2.4.4.1. Pilares sujeitos a compressão simples	75
2.4.4.1.1. Encurvadura	76
2.4.4.1.2. Esbelteza dos pilares (Art.º 59 REBAP)	76



2.4.4.1.3. Excentricidades (Art.º 63 REBAP)	77
2.4.4.2. Mobilidade da estrutura (Art.º 58 REBAP).....	79
2.4.4.3. Esbelteza dos pilares (Art.º 59 REBAP)	80
2.4.4.4. Armadura longitudinal (Art.º 121 REBAP)	81
2.4.4.5. Armadura transversal (Art.º 122 REBAP)	82
2.4.5. Dimensionamento de fundações.....	83
2.4.5.1. Sapatas rígidas.....	84
2.4.5.2. Condições de estabilidade	84
2.4.5.2.1. Tensão de referência.....	84
2.4.5.2.2. Verificação ao estado limite de flexão	85
2.4.5.2.3. Verificação ao estado limite de punçoamento.....	85
2.4.5.3. Armaduras	86
2.4.5.3.1. Método das consolas	86
3. Projecto da Rede Predial de Águas	87
3.1. Descrição Geral do Traçado da Rede	87
3.2. Tubagem.....	90
3.2.1. Aplicação.....	90
3.2.2. Válvulas de seccionamento	91
3.2.3. Isolamento térmico	91
3.3. Dimensionamento Hidráulico	94
3.3.1. Abastecimento de água para consumo	94
3.3.1.1. Caudais	94
3.3.1.2. Diâmetros	95
3.3.1.3. Velocidades	95
3.3.1.4. Perdas de carga.....	95
3.3.1.5. Pressões	96
3.4. Contadores.....	96



3.5. Ligação à Rede Pública	96
3.6. Tabelas de Dimensionamento	96
4. Projecto da Rede Predial de Esgotos	99
4.1. Descrição Geral do Traçado da Rede	99
4.2. Execução dos Trabalhos – PVC Rígido	101
4.2.1. Generalidades	101
4.2.1.1. Aparelhos sanitários e sifões	101
4.2.1.2. Ramais de descarga	101
4.2.1.3. Tubos de queda.....	102
4.2.1.4. Taxas de Ocupação dos tubos de queda	104
4.2.1.5. Bocas de limpeza.....	104
4.2.1.6. Câmaras de inspeção e interceptora.....	104
4.2.1.7. Juntas.....	105
4.2.1.8. Fixação dos tubos	106
4.2.1.9. Ligação às caixas.....	106
4.3. Dimensionamento e Modelo de Cálculo	107
4.3.1. Ramais de descarga	107
4.3.2. Tubos de queda.....	108
4.3.3. Colectores da rede horizontal	109
4.3.4. Câmaras de inspeção e interceptora.....	109
4.3.5. Tabelas de Dimensionamento	110
5. Projecto da Rede Predial de Drenagem das Águas Pluviais.....	111
5.1. Descrição Geral do Traçado da Rede	111
5.2. Tipo de Materiais	113
5.3. Método de Cálculo	113
5.4. Caleiras.....	115
5.5. Tabelas de Dimensionamento	116



CAPÍTULO 3: CRUZAMENTO PARA ENTRADA NO PARQUE DE UM EDIFÍCIO PARA OFICINA DE CORTE E POLIMENTO DE PEDRA	117
1. Introdução	117
2. Traçado.....	118
2.1. Escolha do Local	118
2.2. Tipo de Entrada	118
2.3. Dimensionamento da Intersecção.....	119
3. Sinalização Horizontal	124
4. Sinalização Vertical.....	127
5. Sinalização Complementar (Refletores).....	129
CAPÍTULO 5: CLÍNICA DE HEMODIÁLISE DE QUELUZ	130
1. Gestão de Obra.....	131
1.1. Objectivo da Gestão de Obra.....	131
1.2. Estudo do Projecto	132
1.3. Estaleiro de Obra.....	133
1.4. Planeamento da Produção	134
1.5. Órgãos de Direcção e suas Atribuições.....	136
1.6. Órgãos de direcção e suas Responsabilidades.....	139
1. Direcção de Obra.....	140
1.1. 1ª Reunião de Obra – 7 de Junho 2010	140
1.1.1. Reunião no Local da Obra.....	140
1.1.1.1. Pontos Gerais.....	141
1.1.1.2. Construção Civil.....	141
1.1.1.3. Instalações Eléctricas	142
1.1.1.4. Meios Elevatórios.....	142
1.1.1.5. Registo Fotográfico	143
1.2. 2ª Reunião de Obra – 14 de Junho 2010	145



1.2.1. Reunião no Local da Obra.....	146
1.2.1.1. Pontos Gerais.....	146
1.2.1.2. Construção Civil.....	146
1.2.1.3. Registo Fotográfico	147
1.3. 3ª Reunião de Obra – 21 de Junho 2010	149
1.3.1. Reunião no Local da Obra.....	149
1.3.1.1. Construção Civil.....	149
1.4. 4ª Reunião de Obra – 28 de Junho 2010	151
1.4.1. Reunião no Local da Obra.....	152
1.4.1.1. Construção Civil.....	152
1.5. 5ª Reunião de Obra – 5 de Julho 2010	154
1.5.1. Reunião no Local da Obra.....	154
1.5.1.1. Construção Civil.....	154
1.5.1.2. Instalações Eléctricas	155
1.6. 6ª Reunião de Obra – 16 de Agosto 2010	156
1.6.1. Reunião no Local da Obra.....	156
1.6.1.1. Construção Civil.....	156
1.6.1.2. Registo Fotográfico	157
1.7. 7ª Reunião de Obra – 23 de Agosto 2010	159
1.7.1. Reunião no Local da Obra.....	159
1.7.1.1. Construção Civil.....	159
1.7.1.2. Instalações Eléctricas	160
1.8. 8ª Reunião de Obra – 30 de Agosto 2010	161
1.8.1. Reunião no Local da Obra.....	161
1.8.1.1. Construção Civil.....	161
1.9. 9ª Reunião de Obra – 6 de Setembro 2010.....	163
Capítulo 5: Conclusão	164



Bibliografia	166
Anexos.....	167



Índice de Imagens

Fig. 1 – Edifício Principal	5
Fig. 2 – Edifício Adjacente em Ruína (Vista Sul).....	6
Fig. 3 – Edifício Adjacente (Vista Norte)	6
Fig. 4 – Edifício Principal (Vista Sul).....	7
Fig. 5 – Edifício para Arrumos e Garagem	7
Fig. 6 - Projecto de Arquitectura – Planta do Piso 0	8
Fig. 7 - Projecto de Arquitectura – Planta do Piso 1	9
Fig. 8 - Projecto de Arquitectura – Planta do Piso 2	9
Fig. 9 - Projecto de Arquitectura – Planta da Cobertura	9
Fig. 10 - Projecto de Arquitectura – Alçado Nascente	10
Fig. 11 - Projecto de Arquitectura – Alçado Norte	10
Fig. 12 - Projecto de Arquitectura – Alçado Sul	10
Fig. 13 - Projecto de Estabilidade – Distribuição Piso 0 – (Anexo 1.0).....	12
Fig. 14 - Projecto de Estabilidade – Distribuição Piso 1 – (Anexo 1.1).....	12
Fig. 15 - Projecto de Estabilidade – Distribuição Piso 2 – (Anexo 1.2).....	13
Fig. 16 - Projecto de Estabilidade – Distribuição Cobertura – (Anexo 1.3)	13
Fig. 17 – Zonas Sísmicas do Território Nacional.....	20
Fig. 18 – Pórtico com aplicação do Método de Rayleigh	22
Fig. 19 – Representação Gráfica do Cálculo das Excentricidades	24
Fig. 20 – Direcção da Pressão nas Fachadas	27
Fig. 21 – Pressão Dinâmica do Vento	28
Fig. 22 – Dimensões em Projecto e Utilizações Tipo	29
Fig. 23 – Exemplo de Neve em Cobertura	34
Fig. 24 – Colapso de Uma Estrutura devido à Neve	34



Fig. 25 – Laje Aligeirada Pré-Esforçada.....	43
Fig. 26 – Diagrama de Momentos para Pré-dimensionamento de Vigas.....	47
Fig. 27 – Vigota (Referente à Laje Escolhida).....	54
Fig. 28 – Abobadilha ou Bloco de Cofragem.....	54
Fig. 29 – Esforços Actuantes.....	55
Fig. 30 – Diagrama de Esforços Transversos (kN/m).....	55
Fig. 31 – Diagrama de Momentos Flectores (kN.m/m).....	55
Fig. 32 - Esforços Actuantes (devidos ao P_{cf}).....	56
Fig. 33 – Diagrama de Momentos Flectores (kN.m/m).....	57
Fig. 34 - Representação da translação do diagrama de momentos.....	63
Fig. 35 – Esforços Actuantes.....	67
Fig. 36 – Diagrama de Esforços Transversos (kN/m).....	67
Fig. 37 – Diagrama de Momentos Flectores (kN.m/m).....	67
Fig. 38 – Verificação ao Corte – $v \leq 1.5B$ (Degradação a 45°).....	86
Fig. 39 - Modelo de Cálculo pelo método das Consolas.....	86
Fig. 40 - Traçado das redes de águas quentes e frias – Piso 0 (Anexo 2.0).....	88
Fig. 41 - Traçado das redes de águas quentes e frias – Piso 1 (Anexo 2.1).....	89
Fig. 42 - Traçado das redes de águas quentes e frias – Piso 2 (Anexo 2.2).....	89
Fig. 43 - Traçado da rede de drenagem de águas residuais – Piso 0 (Anexo 3.0).....	100
Fig. 44 - Traçado da rede de drenagem de águas residuais – Piso 1 (Anexo 3.1).....	100
Fig. 45 - Traçado da rede de drenagem de águas residuais – Piso 2 (Anexo 3.2).....	100
Fig. 46 – Troço de Tubagem de Fraca Pendente.....	102
Fig. 47 - Drenagem de Águas Pluviais – Piso 0 (Anexo 4.0).....	111
Fig. 48 - Drenagem de Águas Pluviais – Piso 1 (Anexo 4.1).....	112
Fig. 49 - Drenagem de Águas Pluviais – Piso 2 (Anexo 4.2).....	112
Fig. 50 - Drenagem de Águas Pluviais – Cobertura (Anexo 4.3).....	112
Fig. 51 – Ábaco do Coeficiente de Escoamento.....	114



Fig. 52 – Levantamento Topográfico do Local.....	117
Fig. 53 – Traçado da Intersecção com Marcações Rodoviárias	119
Fig. 54 – Via de Aceleração do Tipo Paralelo (Fonte: Norma de Intersecção JAE).....	120
Fig. 55 – Via de Desaceleração para Viragem à Direita (Fonte: Norma de Intersecção JAE)..	121
Fig. 56 – Via de Desaceleração para Viragem à Esq. (Fonte: Norma de Intersecção JAE).....	122
Fig. 57 – Setas de Seleção (por ordem M15, M15a, M15b, M15c, M15d).....	125
Fig. 58 – Raias Oblíquas (Zebras).....	126
Fig. 59 – Sinalização Vertical (que antecede a intersecção).....	128
Fig. 60 – Quadro Resumo da Sinalização Utilizada.....	128
Fig. 61 – Dispositivos Reflectores (1º Delineador, 2º Marcador).....	129
Fig. 62 – Efeito provocado pela incidência de luz nos marcadores	129
Fig. 63 – Existente Interior (Piso -1).....	143
Fig. 64 – Existente Interior (Piso 0).....	143
Fig. 65 – Existente Exterior (Piso 1).....	144
Fig. 66 – Demolição das Sancas que Ocultavam a Rede de Drenagem Existente (Piso 1).....	147
Fig. 67 – Demolição (retirado o pavimento e a betonilha de regularização) (Piso 0).....	148
Fig. 68 – Caixa de Visita da Rede de Esgotos (Piso -1).....	148
Fig. 69 – Parede Tipo.....	151
Fig. 70 – Piso Técnico AVAC (ver anexo x).....	152
Fig. 71 – Grelha Metálica.....	153
Fig. 72 – Piso Técnico do AVAC (Piso 0).....	157
Fig. 73 – Alvenarias (Piso 0).....	158
Fig. 74 – Alvenarias (Piso 1).....	158
Fig. 75 – Electrobomba Grundfos	162



Índice de Quadros

Tabela 1 – Valores do Coeficiente de Sismicidade	20
Tabela 2 - Coeficientes de Pressão δ_{pe} para Paredes	30
Tabela 3 - Coeficientes de Pressão δ_{pe} para Coberturas de Duas Vertentes.....	31
Tabela 4 - Coeficientes de Pressão δ_{pe} para Coberturas de Uma Vertente.....	32
Tabela 5 - Coeficientes μ para Coberturas Isoladas	36
Tabela 6 – Valores do Coeficiente α	44
Tabela 7 - Valores de Coeficiente α	46
Tabela 8 - Valores de ρ_{min}	61
Tabela 9 - Espaçamento Máximo das Armaduras.....	62
Tabela 10 - Valores do Comprimento de Amarração.....	65
Tabela 11 - Valores da Tensão τ_1 (MPa).....	66
Tabela 12 - Espessura Mínima para Coquilhas de Lã Mineral ou de Rocha	92
Tabela 13 - Espessura Mínima para Tubos de Borracha Sintética ou Espumas Expandidas	92
Tabela 14 - Caudais Mínimos nos Dispositivos de Utilização Água Fria ou Quente	94
Tabela 15 – Dimensionamento da Rede de Água Fria	97
Tabela 16 – Dimensionamento da Rede de Água Quente.....	98
Tabela 17 - Taxas de Ocupação dos Tubos de Queda.....	104
Tabela 18 - Espaçamentos Máximos para os Apoios dos Tubos	106
Tabela 19 - Caudais de Descarga dos Aparelhos e Equipamentos Sanitários.....	107
Tabela 20 - Características Geométricas de Ramais de Descarga.....	107
Tabela 21 – Extensão Total das Vias de Aceleração (Fonte: Norma de Intersecção JAE)	120
Tabela 22 – Extensão Total das Vias de Desaceleração do Tipo Directo (Fonte: Norma de Intersecção JAE)	121
Tabela 23 – Extensão das Vias de Desaceleração para Viragem à Esquerda (Fonte: Norma de Intersecção JAE)	122



Tabela 24 – Extensão Adicional das Vias de Desaceleração para Viragem à Esquerda (Fonte: Norma de Intersecção JAE).....	123
Tabela 25 - Dimensões das Marcas Longitudinais (m) (Fonte: INIR).....	125
Tabela 26 - Espaçamento entre Setas de Selecção	126
Tabela 28 - Elementos de um estudo do projecto	133
Tabela 29 - Objectivos do Planeamento.....	135



Glossário de Siglas

IPG – Instituto Politécnico da Guarda

ESTG – Escola Superior de Tecnologia e Gestão

LNEC – Laboratório Nacional de Engenharia Civil

ANET – Associação Nacional de Engenheiros Técnicos

INIR – Instituto de Infra-Estruturas Rodoviárias

RJUE – Regulamento Jurídico de Urbanização e Edificação

RGEU – Regulamento Geral das Edificações Urbanas

RSA – Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes

REBAP – Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado

RGSPDADAR – Regulamento Geral dos Sistemas Públicos e Prediais de Distribuição de Água e de Drenagem de Águas Residuais

RST – Regulamento de Sinalização de Trânsito



*“O homem que move
uma montanha começa
carregando pequenas pedras”*

Confúcio



CAPÍTULO 1

1. Caracterização e Descrição da Instituição

O estágio foi realizado junto do Eng. Miguel Mário Martins Neto, com sede na Rua Comendador Cardoso nº 18, em Almeida.

Todas estas actividades desenvolvem-se no âmbito da Engenharia Civil, no entanto, a empresa possui algumas parcerias com outros gabinetes, nomeadamente de Arquitectura, Engenharia Electrotécnica e outros.

Dentro das actividades desenvolvidas destacam-se as seguintes especialidades:

- Estabilidade;
- Redes de abastecimento de águas;
- Redes de drenagem de águas residuais e seu tratamento;
- Rede de drenagem de águas pluviais;
- Conforto acústico;
- Rede de distribuição de gás;
- Segurança contra incêndios.

2. Organização

A empresa possui fundamentalmente um departamento técnico correspondente ao sector onde se desenvolve a actividade principal, onde são elaborados os projectos e a correspondente direcção técnica de obras. O departamento administrativo diz respeito ao secretariado. A contabilidade é feita por uma empresa exterior.



3. Objectivos

O estágio constitui uma oportunidade para que um futuro profissional possa adquirir a experiência do aprender fazendo, proporcionando a complementação do ensino ministrado durante o curso, permitindo adequação e uma melhor adaptação ao mercado de trabalho.

A aquisição de conhecimentos práticos com o fim de nos tornarmos engenheiros é possível através da participação no estágio, uma vez que a possibilita a aplicação dos conhecimentos adquiridos em casos concretos.

Com a perseverança de quem quer aprender e envolver-se em todos os aspectos de um trabalho, é possível adquirir a experiência e confiança para nos tornar-mos enfim Engenheiros.

4. Plano de Estágio

O estágio foi planeado de forma a contemplar todas as vertentes relacionadas com a formação adquirida durante o curso, nomeadamente a elaboração de projectos de especialidades tendo sempre em atenção a regulamentação própria de cada especialidade, organização dos projectos para licenciamento e acompanhamento de obra.

Ao longo do estágio, foi realizado:

- Em gabinete:

- Levantamento de edificações existentes;
- Interpretação de levantamentos topográficos de edificações e terrenos;
- Desenho técnico (AutoCad) nomeadamente na preparação e realização de desenhos para as especialidades de estruturas, redes prediais de águas e esgotos, rede de drenagem de águas pluviais, arranjos exteriores e acústica;



- Colaboração e realização de projectos das especialidades, de:
 - Estabilidade, de acordo com o Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes e do Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado;
 - Redes Prediais de Águas e Esgotos, de acordo com o Regulamento Geral dos Sistemas Públicos e Prediais de Distribuição de Água e de Drenagem de Águas Residuais;
 - Redes de Drenagem de Águas Pluviais, de acordo com o Regulamento Geral dos Sistemas Públicos e Prediais de Distribuição de Água e de Drenagem de Águas Residuais;
 - Verificação Acústica, de acordo com o Regulamento Geral do Ruído (Decreto-Lei nº129/2002 de 11 de Maio, na redacção que lhe foi conferida pelo D.L.nº96/2008 de 9 de Junho);
 - Arranjos Exteriores, de acordo com os instrumentos de gestão territorial (o Regulamento Geral de Edificações e Urbanização e o Plano Director Municipal).

- Em Obra:
 - Análise e interpretação de projectos, peças escritas e desenhadas;
 - Preparação de obra;
 - Acompanhamento de obra.



5. Actividades Desenvolvidas

Durante o estágio foram desenvolvidos vários projectos de especialidades e foi feito o acompanhamento de algumas obras. Em seguida serão apresentados trabalhos nos quais o estagiário colaborou e/ou desenvolveu, de referir que por questões de privacidade não será divulgada a identidade dos requerentes.

- Projectos:

- Alteração de uma moradia unifamiliar – São João da Talha – Loures;
- Construção de edifício destinado a armazém de produtos apícolas – Freineda – Almeida;
- Ampliação e alteração de um edifício para habitação – Malhada Sorda – Almeida;
- Construção de acesso à EN 332 de uma oficina de corte e polimento de pedra – Junça – Almeida;
- Construção de habitação unifamiliar – Malhada Sorda – Almeida;
- Construção de edifício agrícola com sala de ordenha – Peva – Almeida;
- Ampliação e alteração de um edifício para habitação unifamiliar e serviços de massagista – Vilar Formoso – Almeida;
- Construção de habitação unifamiliar – Almeida;
- Alteração de habitação unifamiliar – São Vicente – Guarda.

- Acompanhamento de Obra:

- Construção de edifício para lar de idosos – Malhada Sorda – Almeida;
- Clinica de hemodiálise “Nova Sintra” – Santa Maria e São Miguel – Sintra;
- Clinica de hemodiálise de Queluz – Queluz – Sintra;
- Construção de habitação unifamiliar – Malhada Sorda – Almeida.

CAPITULO 2: AMPLIAÇÃO E ALTERAÇÃO DE UM EDIFÍCIO PARA HABITAÇÃO

1. Projecto Arquitectura

Este projecto destina-se à ampliação e alteração de um edifício para habitação, localizado na freguesia de Malhada Sorda no concelho de Almeida.

O projecto tem por base a recuperação de uma edificação em estado avançado de degradação e a demolição de uma parte que se encontrava já em ruína, que será construída de novo.

As figuras seguintes apresentam um levantamento fotográfico efectuado do local, onde se pode ver o edifício a partir de várias perspectivas.



Fig. 1 – Edifício Principal



Fig. 2 – Edifício Adjacente em Ruína (Vista Sul)



Fig. 3 – Edifício Adjacente (Vista Norte)



Fig. 4 – Edifício Principal (Vista Sul)



Fig. 5 – Edifício para Arrumos e Garagem

A nível arquitectónico o objectivo seria manter as características originais do corpo principal do edifício ao mesmo tempo que com a construção de raiz do corpo adjacente ao principal se pretendia manter um traço que permitisse uma boa harmonia com a edificação existente. De referir que esta edificação se encontra inserida no interior do aglomerado de Malhada Sorda, em área urbana, dotada de todas as infra-estruturas necessárias ao funcionamento pretendido para o edifício.

O projecto inicial pretendia apenas a alteração do edifício e teve um licenciamento inicial em Novembro de 2008, ao qual foi atribuído alvará de construção em Fevereiro de 2009 com um prazo de 18 meses.

Durante o decorrer da obra foram feitas alterações com a ampliação de um piso no corpo adjacente ao principal, o que de acordo com o número 3 do Art.º83º do RJEU com a redacção que lhe foi conferida pelo D.L. nº 26/2010 de 30 de Março, obrigou a um novo licenciamento.

O novo projecto desenvolve-se em três pisos em toda a edificação e pretende manter os objectivos arquitectónicos iniciais, como atrás descrito.

O projecto proposto é composto por um edifício para habitação com uma área de implantação de 249,00 m², um edifício anexo para garagem e arrumos, com uma área de implantação de 107,45 m² e um logradouro comum aos dois anteriores com uma área de 106,45 m², perfazendo no total uma área de 463,00 m².

As figuras seguintes apresentam o projecto de arquitectura aprovado, que consiste de plantas dos pisos 0, 1, 2 e cobertura e ainda dos alçados nascente, norte e sul.

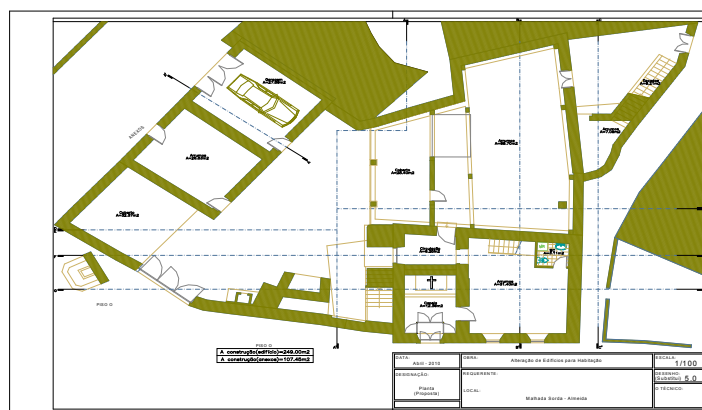


Fig. 6 - Projecto de Arquitectura – Planta do Piso 0

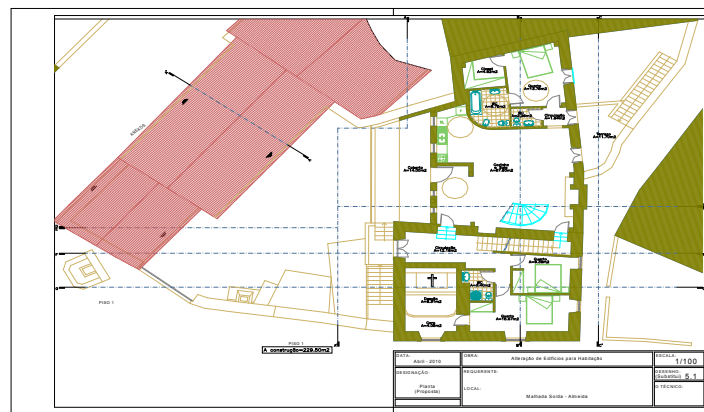


Fig. 7 - Projecto de Arquitectura – Planta do Piso 1

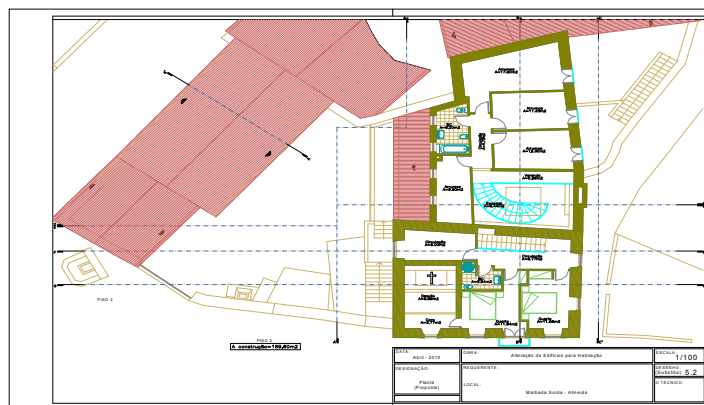


Fig. 8 - Projecto de Arquitectura – Planta do Piso 2

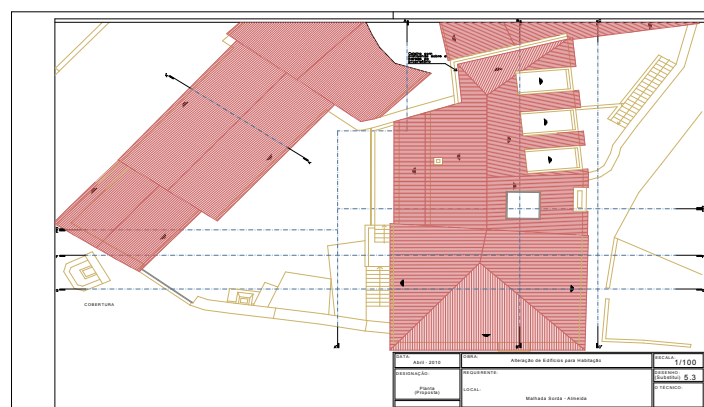


Fig. 9 - Projecto de Arquitectura – Planta da Cobertura

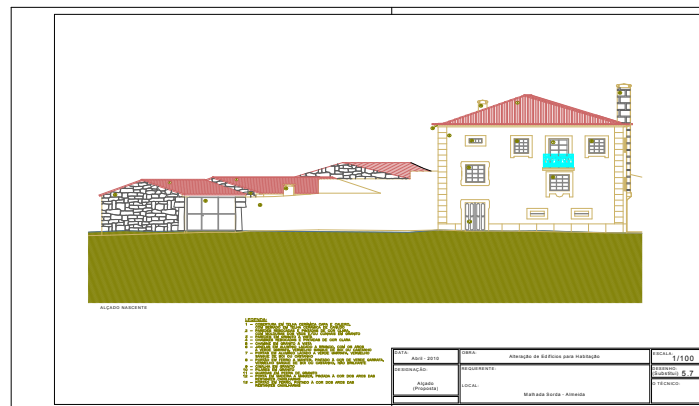


Fig. 10 - Projecto de Arquitectura – Alçado Nascente

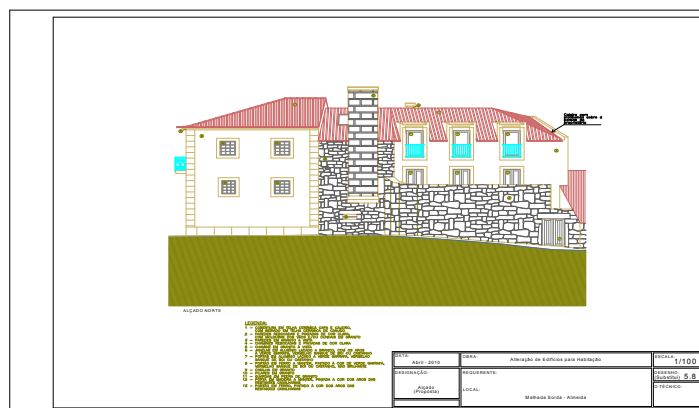


Fig. 11 - Projecto de Arquitectura – Alçado Norte

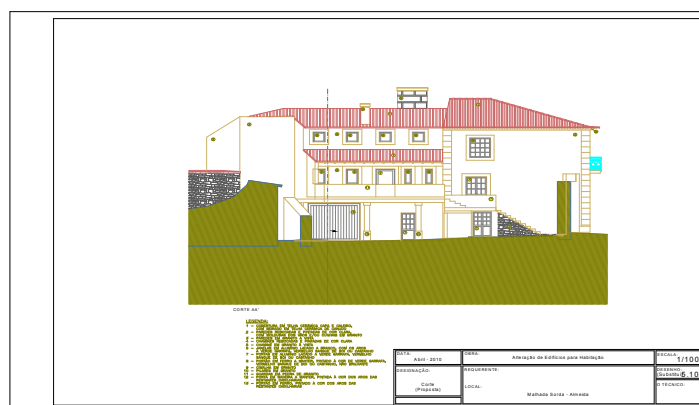


Fig. 12 - Projecto de Arquitectura – Alçado Sul

Foi com base no novo projecto de arquitectura aprovado em Maio de 2010, que se desenvolveram os projectos de especialidades que a seguir se apresentam.

2. Projecto de Estabilidade

A solução encontrada foi condicionada pela arquitectura, pelos processos usuais de construção e por condicionantes de carácter técnico e económico. Assim e depois de uma análise ao projecto de arquitectura, optou-se por uma estrutura reticulada composta por lajes aligeiradas, lajes maciças, vigas funcionais e de travamento de betão armado, vigas metálicas, pilares e sapatas em betão armado.

O projecto desenvolve-se em dois pisos para habitação unifamiliar e uma cobertura não acessível, já nas edificações adjacentes que irão ter utilização de arrumos e garagem, apenas terá uma cobertura não acessível.

Relativamente ao corpo principal a manter, as vigas que darão suporte às lajes aligeiradas ficarão apoiadas nas paredes de alvenaria de pedra de granito que pela sua elevada espessura garante boa capacidade resistente.

De referir que esta foi a opção já tomada no anterior projecto que deu origem ao alvará de construção de Fevereiro de 2009, tendo-se feito as alterações necessárias à adaptação do novo projecto de arquitectura.

Assim fez-se uma nova distribuição dos elementos estruturais, com base nos elementos anteriores, de forma a reforçar o acréscimo de cargas pelo novo piso, não havendo alterações relativas à utilização a ser dada ao edifício uma vez que esta se manteve inalterada.

Nas figuras seguintes é apresentada a distribuição dos elementos estruturais, começando no piso 0, onde encontramos sapatas, designadas por S1, S2 e S3, esta designação deve-se ao tipo de sapata, sendo que S1 representa as sapatas isoladas quadradas, S2 as sapatas excêntricas e S3 as sapatas de canto, vigas de fundação designadas de VF e os pilares que têm designações de P1, P2, P3 e PP, sendo que a designação PP se refere às colunas de granito e os restantes que se diferenciam pela solicitação a que estão sujeitos.

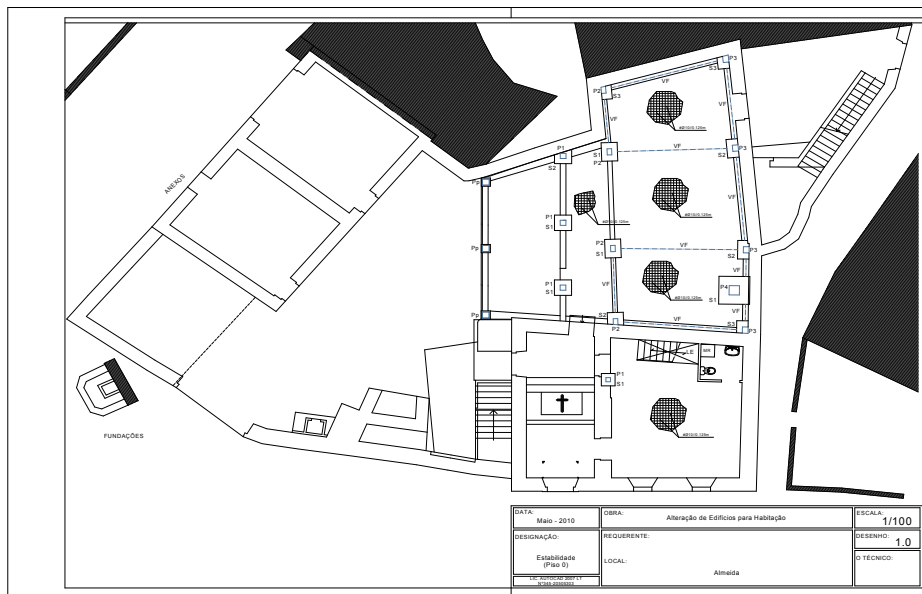


Fig. 13 - Projecto de Estabilidade – Distribuição Piso 0 – (Anexo 1.0)

No piso 1 e 2 apresentam-se a distribuição de lajes aligeiradas (LA1, LA2, LA2.1 e LA3.1) e que se diferenciam pelo seu vão teórico. Temos ainda as vigas que têm a designação de (V1 a V4) diferenciadas pelo seu vão e solicitação, vigas de travamento designadas de (VT) e os pilares que mantém a sua designação desde o piso 0.

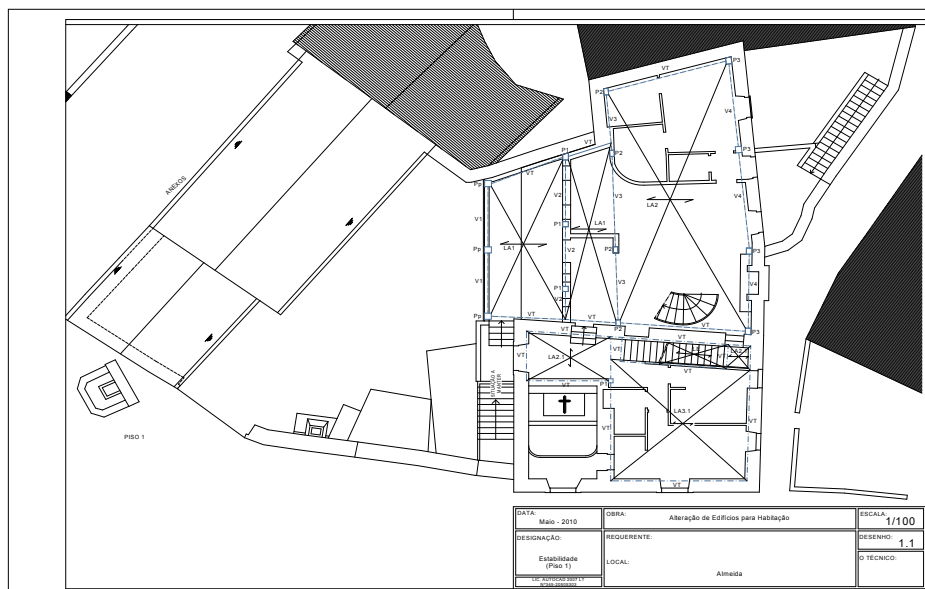


Fig. 14 - Projecto de Estabilidade – Distribuição Piso 1 – (Anexo 1.1)

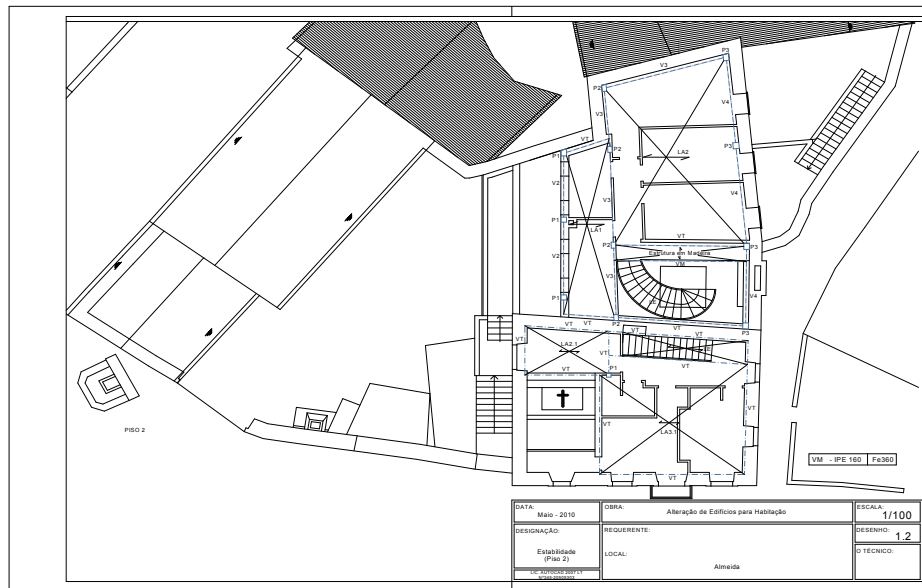


Fig. 15 - Projecto de Estabilidade – Distribuição Piso 2 – (Anexo 1.2)

Na cobertura temos as lajes de cobertura com a designação de (LC1 e LC2) e vigas funcionais (V5 e V6), vigas de travamento e os pilares cuja designação foi atrás referida.

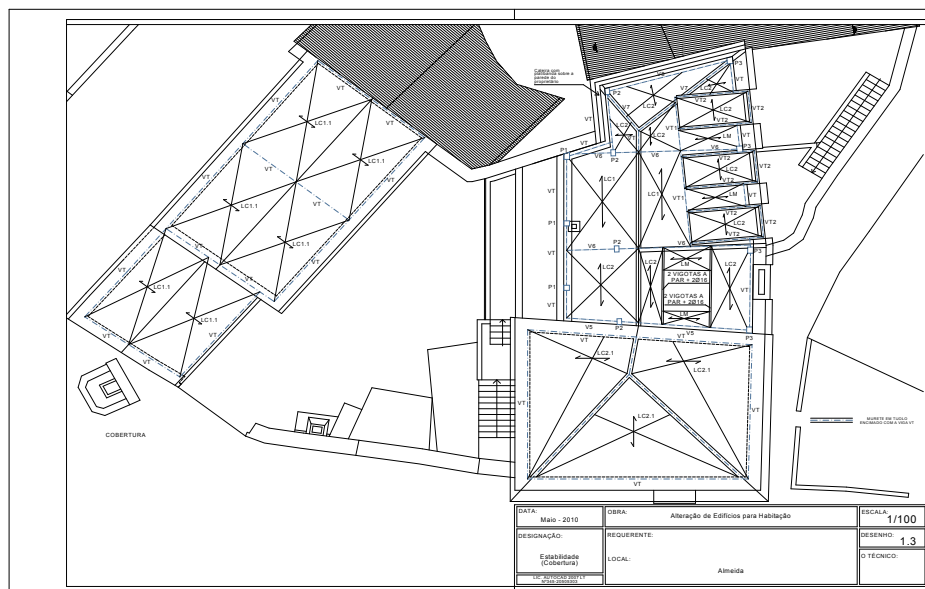


Fig. 16 - Projecto de Estabilidade – Distribuição Cobertura – (Anexo 1.3)



2.1. Pressupostos de Dimensionamento e Metodologia

Em todo o processo de pré-dimensionamento e dimensionamento da estrutura foi seguida a legislação em vigor à altura, nomeadamente o RSA e o REBAP no que diz respeito ao projecto de Estruturas.

Toda a simbologia utilizada e nomenclatura das variáveis utilizadas em todo o processo de cálculo e dimensionamento, seguem as convenções estipuladas nos referidos Regulamentos.

Nas fases de pré-dimensionamento, desconhecendo-se inicialmente o peso próprio das lajes aligeiradas, admitiu-se que este é cerca de 60% do peso de uma laje maciça com a mesma espessura, como aproximação inicial.

Todos os materiais utilizados estão normalizados e as suas características estão igualmente definidas nos Regulamentos antes referidos.

2.1.1. Classificação de acções

A classificação das acções e as hipóteses consideradas foram feitas seguindo o estipulado no RSA e REBAP, tendo sempre em conta as suas restrições e condições na verificação da segurança e estados limites.

Para um dimensionamento de estruturas devem ser tidos em conta os diferentes tipos de acções:

Acções permanentes - podem ser definidas como aquelas que assumem valor constante durante a vida útil da estrutura, ou que contemplam apenas ligeiras variações em torno do seu valor médio. Englobadas neste tipo de acções encontram-se:

- Peso próprio da estrutura
- Paredes divisórias
- Revestimentos de Pavimento
- Equipamentos fixos
- Impulsos de terras
- Retracção
- Pré-esforço



Acções variáveis - este tipo de acções considera-se que assumem variações significativas na sua intensidade ou valor em relação ao seu valor médio durante a vida da estrutura. Neste tipo de acções englobam-se:

- Sobrecargas de Utilização
- Vento
- Sismo
- Neve
- Variação de temperatura

Acções de acidente - são acções que se consideram com remota possibilidade de ocorrência, com valor significativo durante a vida de estrutura. São considerados neste tipo de acções:

- Incêndios
- Explosões
- Choques

Os coeficientes de segurança relativos às acções, são quantificados para os diversos estados limites (que serão explicados posteriormente), dependendo dos diferentes tipos de estruturas e de materiais.



2.2. Quantificação de Acções

2.2.1. Acções permanentes

2.2.1.1. Peso próprio dos elementos de construção

Para avaliar os pesos próprios dos elementos construtivos, há a necessidade de ter conhecimento das propriedades físicas dos materiais constituintes dos mesmos.

Deste modo a sua quantificação é feita através dos respectivos pesos volúmicos constantes no Art.º 14 do RSA, e a seguir apresentados:

- Aço77 kN/m³
- Betão simples.....24 kN/m³
- Betão armado e pré-esforçado.....25 kN/m³
- Betonilha.....20 kN/m³

2.2.1.2. Peso de paredes e revestimentos

Os pavimentos utilizados possuem constituição que garante uma eficaz distribuição de cargas, e desta forma por simplificação considera-se o peso das paredes como uma sobrecarga uniformemente distribuída em todo o pavimento, com valores característicos por metro quadrado obtidos pelas percentagens seguintes do peso **g** de uma faixa de parede com o comprimento de 1,0 m e altura igual à altura da parede.

Assim:

Pavimento de habitação.....0.40**g**

O peso das paredes e revestimento encontram-se tabelados (tabelas técnicas), em função dos diferentes materiais utilizados.

2.2.2. Acções Variáveis

2.2.2.1. Acções verticais ou sobrecargas

2.2.2.1.1. Sobrecargas de utilização em pavimentos

Os valores assumidos para a sobrecarga de utilização, estão unicamente relacionados, como a própria designação indica, com o tipo de utilização prevista para o pavimento. Define o RSA (Art.º 35), para compartimentos destinados à habitação de carácter privado um valor característico de $2,0 \text{ kN/m}^2$.

2.2.2.1.2. Sobrecargas em acessos

Os valores característicos das sobrecargas considerados nos acessos de locais privados (escadas), adoptado pelo RSA são de $3,0 \text{ kN/m}^2$.

2.2.2.2. Acções horizontais

Na sua globalidade, este tipo de acções actuantes nas estruturas, é consequência directa de fenómenos naturais. A sua consideração no dimensionamento de edifícios reveste-se de grande importância na medida em que obriga a dotar a estrutura de elementos resistentes em todas as direcções de possível actuação deste tipo de acções.

Verifica-se frequentemente que grande parte das estruturas que têm sofrido acidentes, não possuem uma adequada capacidade resistente às acções horizontais, tendo sido dimensionadas exclusivamente para suportar acções verticais.

Com a evolução e cuidado na apreciação do comportamento das estruturas, começa cada vez mais a haver uma maior atenção para o efeito das acções horizontais actuantes nas mesmas. A regulamentação em vigor em Portugal visa a obrigatoriedade da consideração da acção dos sismos e vento em todo o território.

A construção de edifícios com bom comportamento às acções horizontais é cada vez mais o ponto fulcral na concepção e dimensionamento de estruturas. Tal implica que essas acções estejam convenientemente caracterizadas, para que uma correcta determinação dos seus efeitos seja feita através de métodos apropriados.



A análise dos resultados verificados ao longo do tempo em zonas de grande actividade sísmica, tem levado engenheiros de estruturas a uma incessante procura de soluções e concepções estruturais que sejam realmente eficazes quando sujeitas a acções horizontais de grande intensidade.

2.2.3. Acção dos sismos

A ocorrência de sismos, é um dos factores mais prejudiciais para as estruturas.

Muitas vezes, a sua intensidade é tal, que nem edifícios que teriam sido dimensionados contando com a sua acção conseguem resistir. Um sismo propaga-se pelo solo através de dois tipos de vibrações ondulatórias, as ondas P e S. Sendo as ondas P de propagação rápida e de fraca intensidade, são as ondas S que as sucedem que provocam os grandes danos estruturais, pois são lentas e de intensidade superior às ondas P. Essas ondas transmitem vibrações às fundações que por sua vez as transmite à estrutura em si, desenvolvendo-se nestas forças horizontais. Assim sendo, o tipo de solo e o tipo de fundação, têm uma vital importância no comportamento e características dinâmicas de toda a estrutura.

Na figura seguinte apresenta-se o mapa da divisão em zonas sísmicas do território continental, constante no anexo III do RSA. Essa divisão consta de 4 zonas representantes do grau de sismicidade por ordem decrescente, sendo os sismos caracterizados para a zona Sul (Zona A) e convertidos para as outras zonas através de coeficientes de redução de sismicidade.

A influência do tipo de terreno é abordada de uma forma simplificada através da divisão e natureza das formações geológicas e dividida em três tipos de rigidez. Sendo estes definidos da seguinte forma:

- Tipo I - rochas e solos coerentes rijos;
- Tipo II - solos coerentes muito duros, duros e de consistência média; solos incoerentes compactos;
- Tipo III - solos coerentes moles e muito moles; solos incoerentes soltos.

Para cada zona e tipo de terreno há ainda a considerar dois tipos de acções sísmicas:

- Tipo 1: representativa de um sismo de magnitude moderada e a pequena distância focal,
- Tipo 2: representativa de um sismo de maior magnitude e a maior distância focal.

A figura seguinte apresenta a divisão das quatro zonas representando o grau de sismicidade do território nacional.

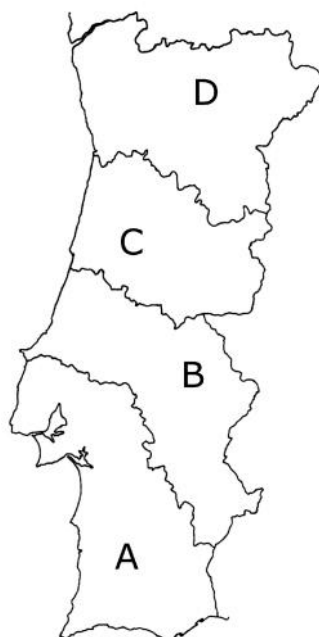


Fig. 17 – Zonas Sísmicas do Território Nacional

Os valores do coeficiente a considerar para a redução da sismicidade de cada zona apresenta-se no quadro seguinte:

Tabela 1 – Valores do Coeficiente de Sismicidade

<i>Zona Sísmica</i>	<i>Coef. Sismicidade α</i>
<i>A</i>	<i>1,0</i>
<i>B</i>	<i>0,7</i>
<i>C</i>	<i>0,5</i>
<i>D</i>	<i>0,3</i>

Embora se considerem todos estes parâmetros para a quantificação da ação dos sismos, não se tem em conta a possível alteração a nível estrutural do próprio terreno, dando origem a liquefacção ou rotura do terreno e movimentos entre bordos de falhas activas, dos quais resultem deslocamentos importantes, com graves consequências para as construções.



O RSA contempla elementos que permitem que a análise da acção dos sismos possa ser efectuada através de métodos de análise estática simplificados, embora para uma mais correcta avaliação dos seus efeitos, essa análise deve ser efectuada por métodos de análise dinâmica mais exactos.

O método dinâmico de utilização mais frequente, método de Rayleigh, admite a deformabilidade de todos os elementos que compõem a estrutura. O cálculo para aplicação do método tem em conta as massas correspondentes ao valor médio das acções permanentes e o valor quase permanente das acções variáveis. Este cálculo será feito recorrendo a um programa de cálculo automático de estruturas para determinação dos esforços e deslocamentos da estrutura. A execução manual deste cálculo seria inviável pela sua morosidade e possibilidade de ocorrência de erros de cálculo, devida à dimensão considerável da estrutura.

2.2.3.1. Método de Rayleigh

Este método dinâmico de determinação da acção das forças sísmicas, baseia-se na associação sequencial dos pórticos constituintes da estrutura, ligados entre si por bielas com uma secção tal que sejam indeformáveis axialmente e apenas sujeitas a esforços normais, aplicando horizontalmente ao nível de cada piso, e em ambas as direcções, forças devidas à acção do sismo, cuja determinação se apresenta de seguida.

Os passos iniciais para a determinação da acção dos sismos passam por definir a zona sísmica, coeficiente de sismicidade e tipo de terreno de fundação. Para esse efeito recorre-se ao estipulado no RSA (Art.º 28 e 29).

O RSA define um método directo para estimar a frequência da estrutura consoante o número de pisos e o tipo de estrutura. No entanto deve ser efectuada a determinação correcta desta frequência. Para essa determinação torna-se necessário recorrer ao cálculo das massas de cada piso, e aplicá-las ao modelo de pórticos associados em comboio, de forma a obter os deslocamentos ao nível de cada piso.

Tendo obtido esses valores, a frequência da estrutura calcula-se pela seguinte expressão:

$$f = \frac{1}{2\pi} \cdot \sqrt{\frac{g \cdot \sum (F_i \cdot d_i)}{\sum (F_i \cdot d_i^2)}}$$

Onde:

- F_i - Forças mássicas ao nível de cada piso;
- d_i - deslocamentos ao nível de cada piso devidos à actuação de F_i ;
- g - aceleração da gravidade.

A figura seguinte representa um pórtico com a aplicação do Método Rayleigh, onde podemos observar os deslocamentos horizontais provocados pelas forças horizontais actuantes na estrutura.

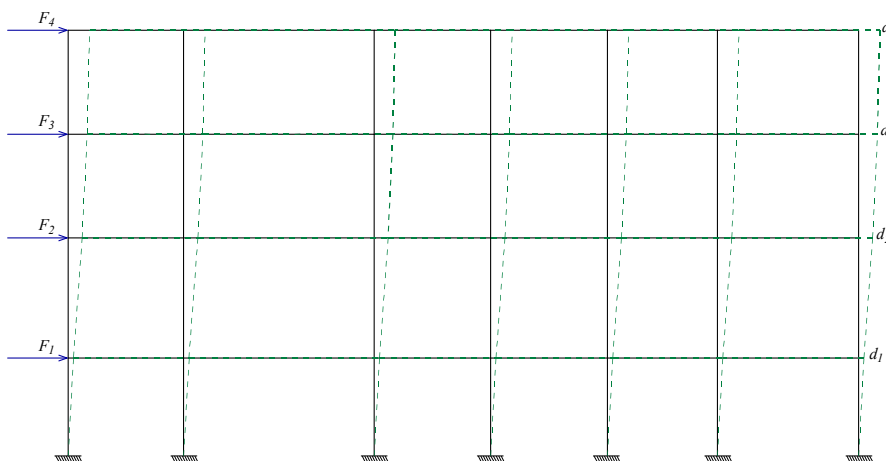


Fig. 18 – Pórtico com aplicação do Método de Rayleigh

Conhecido o valor da frequência da estrutura, determina-se a velocidade angular:

$$w = 2 \cdot \pi \cdot f$$

É necessário também definir o coeficiente de amortecimento, que no caso de edifícios de betão armado toma geralmente o valor de $\xi = 5\%$.

A determinação da aceleração espectral máxima é o passo seguinte na metodologia, e obtém-se consultando os ábacos dos Anexo III do RSA, e é dado em função da frequência e do coeficiente de amortecimento.

Este valor deverá ser corrigido pelo correspondente coeficiente de sismicidade α , correspondente à zona territorial onde se localize.

Depois de todos estes parâmetros estarem definidos, pode então proceder-se ao cálculo das forças sísmicas em cada um dos pisos e em ambas as direcções. Estas forças são determinadas pela seguinte expressão:

$$f_i = \frac{w^2 \cdot S_a}{\eta \cdot g^2} \cdot F_i \cdot d_i$$

Onde:

- w – velocidade angular;
- S_a – aceleração espectral máxima;
- η – coeficiente de comportamento da estrutura;
- F_i – forças mássicas ao nível de cada piso;
- d_i – deslocamentos provocados por F_i

A determinação das coordenadas do centro de massa, é feita recorrendo às seguintes expressões para as duas direcções:

$$X_{g,i} = \frac{\sum (m_i \cdot x_i)}{\sum m_i} \qquad Y_{g,i} = \frac{\sum (m_i \cdot y_i)}{\sum m_i}$$

A determinação das coordenadas do centro de rigidez faz-se através das expressões seguintes:

$$C_{r,x,i} = \frac{\sum (I_{x,i} \cdot x_i)}{\sum I_{y,i}} \qquad C_{r,y,i} = \frac{\sum (I_{y,i} \cdot y_i)}{\sum I_{x,i}}$$

Ainda há que ter em conta que as forças devido à acção do sismo devem considerar-se actuando ao nível dos pisos afectadas por uma excentricidade, $e_{1,i}$ ou $e_{2,i}$, conforme a mais desfavorável.

$$e_{1,i} = 0,5 \cdot b_i + 0,05 \cdot a$$

$$e_{2,i} = 0,05 \cdot a$$

Estas excentricidades são definidas em relação ao centro de massa conforme se indica na figura 19.

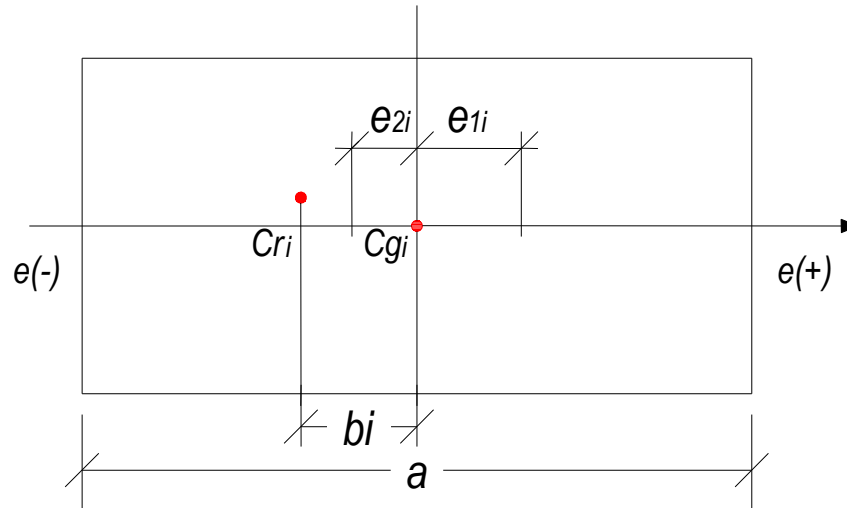


Fig. 19 – Representação Gráfica do Cálculo das Excentricidades

A consideração das excentricidades explica-se pelo facto de a resultante das forças de inércia não passar necessariamente pelo centro de massa, devido à natureza da análise dinâmica do problema. Mesmo que o centro de rigidez e o centro de massa sejam coincidentes, é sempre necessário ter em conta um efeito de torção devido a um comportamento não linear da estrutura, no caso de se verificarem movimentos de rotação do solo durante a ocorrência de um sismo.

As forças actuantes em cada pórtico e em cada direcção devidas à acção do sismo são calculadas pela seguinte expressão:

$$F_i = H \cdot \frac{I_i}{\sum I_i} + H \cdot e \cdot \frac{I_i \cdot d_i}{\sum I_i \cdot d_i^2}$$

Onde:

- H - Altura do edifício;
- I_i - momentos de inércia;
- d_i - deslocamento horizontal;
- e - excentricidade.



2.2.4. Acção do vento

A acção do vento resulta da interacção entre o ar em movimento e as construções, exercendo-se sob a forma de pressões aplicadas nas suas superfícies.

A determinação dos efeitos da acção do vento nas estruturas pode ser efectuada por métodos analíticos ou experimentais, tendo em conta a quantificação apresentada no Art.º 22º do RSA e as características aerodinâmicas das estruturas.

Nos casos correntes, a determinação dos esforços devidos ao vento pode também ser efectuada, de forma simplificada, supondo aplicadas às superfícies da construção, pressões estáticas obtidas multiplicando a pressão dinâmica do vento, definida no Art.º 24º do RSA, por adequados coeficientes aerodinâmicos – coeficientes de forma – definidos como é indicado no art.25º.

2.2.4.1. Zonamento do território

Para efeitos de quantificação do vento, consideram-se o país dividido nas duas zonas seguintes:

- Zona A, que compreende a generalidade do território excepto as regiões pertencentes à zona B.
- Zona B, que abarca os arquipélagos dos Açores e da Madeira e as regiões do continente situadas numa faixa costeira com 5 km de largura ou altitudes superiores a 600m.

Nos locais que, embora pertencentes à Zona A, cujas condições de orografia determinem exposição ao vento particularmente desfavorável, como pode acontecer em alguns vales e estuários, tais locais devem ser considerados como pertencentes à Zona B.

2.2.4.2. Rugosidade aerodinâmica do solo

A variação da velocidade do vento com a altura depende fortemente da rugosidade aerodinâmica do solo, relacionada com as dimensões e a distribuição dos obstáculos nela existentes e que afectam o escoamento do ar na sua vizinhança.



A consideração de apenas dois tipos de rugosidade do solo é um pouco esquemática, mas resulta da dificuldade de caracterizar objectivamente a multiplicidade das situações que podem ocorrer. A rugosidade aerodinâmica do solo varia consoante as dimensões e distribuição dos obstáculos nele existentes. Note-se que a atribuição de um tipo de rugosidade ao solo em que se localiza uma construção poderá depender da direcção do vento.

Para ter em conta a variação da acção do vento com a altura acima do solo consideram-se dois tipos de rugosidade aerodinâmica do solo:

- Tipo I – rugosidade a atribuir a locais situados no interior de zonas urbanas em que predominam edifícios de médio e grande porte.
- Tipo II rugosidade a atribuir aos restantes locais, nomeadamente zonas rurais e periferia de zonas urbanas.

De salientar que nas zonas de transição entre um ambiente urbano e um ambiente rural – zonas de periferia – e dependendo do lado em que o vento actua, o mesmo local poderá ser considerado como tendo uma rugosidade do Tipo I ou uma rugosidade do Tipo II.

Assim, se o vento actua do lado da zona urbana, o local é considerado como tendo uma rugosidade do Tipo I. Se, pelo contrário o vento actua do lado da zona rural, o local é considerado como tendo rugosidade do Tipo II.

2.2.4.3. Análise da acção do vento

A abordagem do cálculo da acção do vento reveste-se de uma necessidade de cálculo automático, em tudo análoga à executada para acção do sismo, no cálculo dos deslocamentos ao nível de cada pórtico e das reacções de corte.

2.2.4.4. Quantificação da acção do vento

A acção do vento resulta da interacção entre o ar em movimento e as construções, exercendo-se sob a forma de pressões aplicadas nas suas superfícies. Para determinar a acção do vento sobre um edifício é necessário conhecer além da pressão dinâmica W_k (definida a seguir), os coeficientes de forma. No caso corrente de edifícios, os coeficientes de forma são determinados a partir dos coeficientes de pressão exterior δ_{pe} , e coeficientes de pressão interior δ_{pi} . É importante notar que as acções correspondentes às pressões exteriores e interiores correspondem a distribuições de forças que se adicionam vectorialmente. Deste modo, o coeficiente de forma global é uma soma algébrica das parcelas δ_{pe} e δ_{pi} , isto é:

$$\delta_p = \delta_{pe} + \delta_{pi}$$

Os coeficientes δ_{pe} são função da forma da construção e da orientação do vento (d direcção e sentido). Os coeficientes de pressão interior δ_{pi} dependem da distribuição das aberturas pelas diferentes superfícies da construção, sendo função da chamada “permeabilidade das fachadas”, só sendo considerado nos edifícios cuja compartimentação interior não exista ou, se esta existir não impeça a franca circulação do ar. Estes coeficientes são afectados de sinal positivo ou negativo consoante se trate de acções de pressão ou sucção exercidas nas faces dos elementos do edifício a que se referem. Os coeficientes de pressão estão definidos no Anexo I do RSA para os vários elementos.

A figura seguinte exemplifica as acções provocadas pela orientação do vento nas fachadas de um edifício.

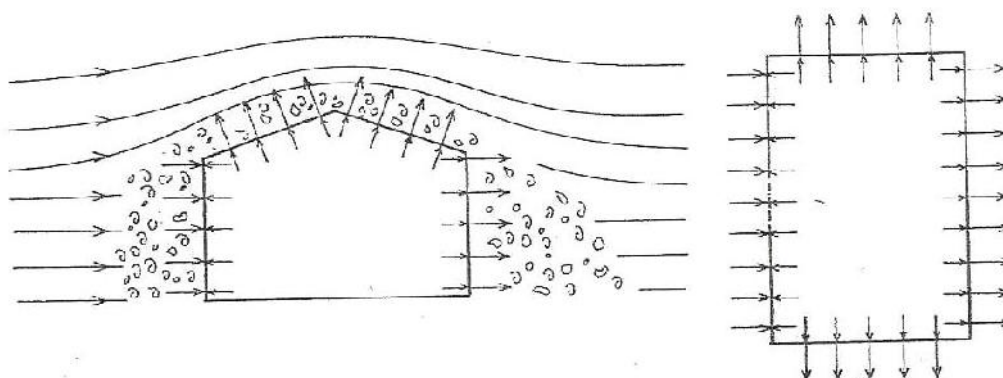


Fig. 20 – Direcção da Pressão nas Fachadas

2.2.4.5. Metodologia

Para definir os coeficientes de pressão do vento nos edifícios, é necessário começar por definir a zona onde se localiza o edifício, assim como a rugosidade aerodinâmica do solo. Os valores característicos da pressão dinâmica do vento, W_k , estão referidos no RSA (Art.º 24) para a Zona A. A obtenção dos valores para a Zona B são obtidos multiplicando por 1,2 os valores indicados para a Zona A. O valor característico da pressão dinâmica do vento é obtido em função do tipo de rugosidade e da altura do edifício acima do solo, h , conforme se indica na figura 21. No caso de se estar em presença de terrenos inclinados, torna-se necessário recorrer ao Anexo I do RSA.

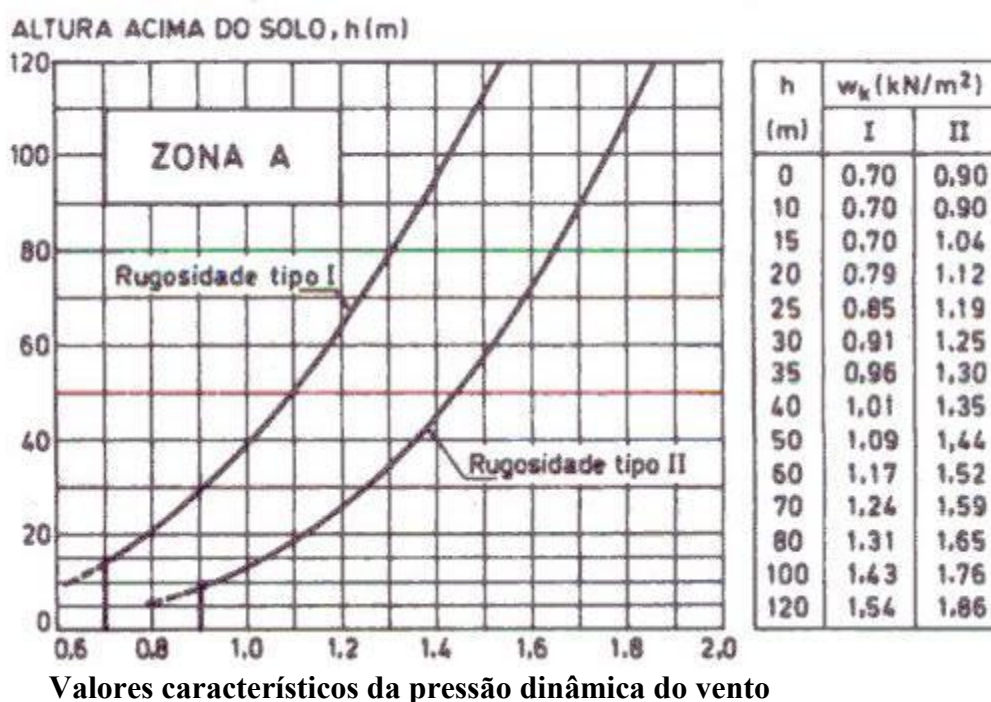


Fig. 21 – Pressão Dinâmica do Vento

Seguidamente apresenta-se o cálculo para o edifício em estudo, seguindo a metodologia apresentada e definida no RSA.

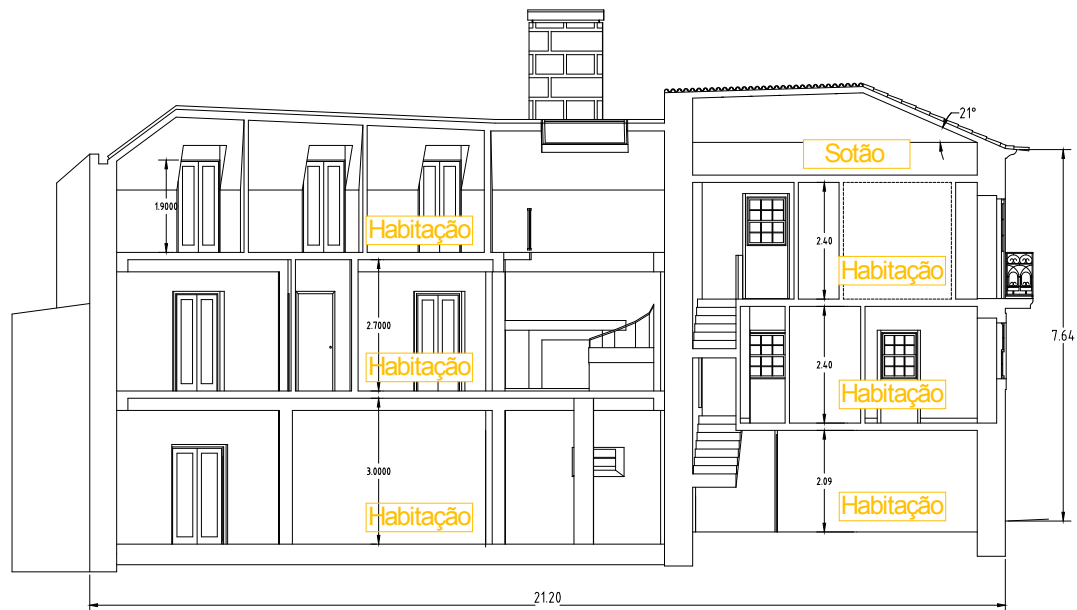


Fig. 22 – Dimensões em Projecto e Utilizações Tipo

Com as relações geométricas:

$$\frac{h}{b} = \frac{7,64}{10,70} = 0,714 \text{ e}$$

$$\frac{a}{b} = \frac{21,20}{10,70} = 1,981;$$

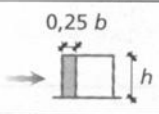
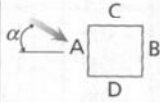
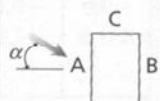
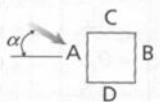
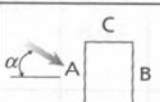
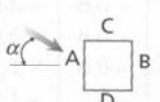
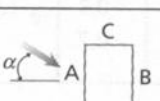
Em que **h** representa a altura do edifício; **a** e **b** representam, respectivamente, a maior e a menor dimensão em planta.

Efectua-se o enquadramento relativamente ao Quadro I-I do Anexo I do RSA,

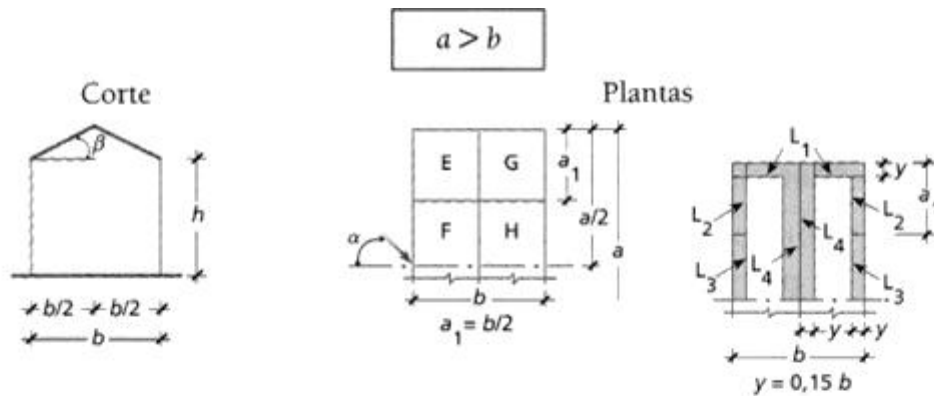
$$\frac{1}{2} \leq \frac{h}{b} \leq \frac{3}{2} \text{ e } \frac{3}{2} \leq \frac{a}{b} \leq 4$$

De onde se obtém os seguintes coeficientes de pressão para paredes, δ_{pe} :

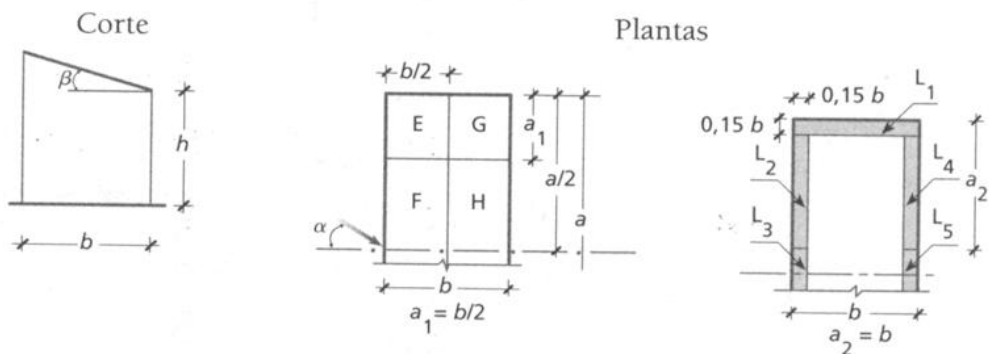
Tabela 2 - Coeficientes de Pressão δ_{pe} para Paredes

Relações geométricas do edifício (*)		Planta	Direcção do vento α (graus)	Acções globais sobre as superfícies				Acções locais na faixa referenciada na figura
$\frac{h}{b}$	$\frac{a}{b}$			A	B	C	D	
$\frac{h}{b} \leq \frac{1}{2}$	$1 < \frac{a}{b} \leq \frac{3}{2}$		0	+0,7	-0,2	-0,5	-0,5	-0,8
			90	-0,5	-0,5	+0,7	-0,2	
	$\frac{3}{2} < \frac{a}{b} \leq 4$		0	+0,7	-0,25	-0,6	-0,6	-1,0
			90	-0,5	-0,5	+0,7	-0,1	
$\frac{1}{2} < \frac{h}{b} \leq \frac{3}{2}$	$1 < \frac{a}{b} \leq \frac{3}{2}$		0	+0,7	-0,25	-0,6	-0,6	-1,1
			90	-0,6	-0,6	+0,7	-0,25	
	$\frac{3}{2} < \frac{a}{b} \leq 4$		0	+0,7	-0,3	-0,7	-0,7	-1,1
			90	-0,5	-0,5	+0,7	-0,1	
$\frac{3}{2} < \frac{a}{b} \leq 4$	$1 < \frac{a}{b} \leq \frac{3}{2}$		0	+0,8	-0,25	-0,8	-0,8	-1,2
			90	-0,8	-0,8	+0,8	-0,25	
	$\frac{3}{2} < \frac{a}{b} \leq 4$		0	+0,7	-0,4	-0,7	-0,7	-1,2
			90	-0,5	-0,5	+0,8	-0,1	

(*) h representa a altura do edifício; a e b representam, respectivamente, a maior e a menor dimensão em planta.

Tabela 3 - Coeficientes de Pressão δ_{pe} para Coberturas de Duas Vertentes


Relações geométricas do edifício h/b	Inclinação da vertente β (graus)	Acções globais				Acções locais			
		Direcção do vento							
		$\alpha = 0^\circ$		$\alpha = 90^\circ$		L_1	L_2	L_3	L_4
		E, F	G, H	E, G	F, H				
$h/b \leq \frac{1}{2}$	0	-0,8	-0,4	-0,8	-0,4	-2,0	-2,0	-2,0	
	5	-0,9	-0,4	-0,8	-0,4	-1,4	-1,2	-1,2	-1,0
	10	-1,2	-0,4	-0,8	-0,6	-1,4	-1,4		-1,2
	20	-0,4	-0,4	-0,7	-0,6	-1,0			-1,2
	30	0	-0,4	-0,7	-0,6	-0,8			-1,1
	45	+0,3	-0,5	-0,7	-0,6				-1,1
$\frac{1}{2} < \frac{h}{b} \leq \frac{3}{2}$	0	-0,8	-0,6	-1,0	-0,6	-2,0	-2,0	-2,0	
	5	-0,9	-0,6	-0,9	-0,6	-2,0	-2,0	-1,5	-1,0
	10	-1,1	-0,6	-0,8	-0,6	-2,0	-2,0	-1,5	-1,2
	20	-0,7	-0,5	-0,8	-0,6	-1,5	-1,5	-1,5	-1,0
	30	-0,2	-0,5	-0,8	-0,8	-1,0			-1,0
	45	+0,2	-0,5	-0,8	-0,8				
$\frac{3}{2} < \frac{h}{b} \leq 6$	0	-0,7	-0,6	-0,9	-0,7	-2,0	-2,0	-2,0	
	5	-0,7	-0,6	-0,8	-0,8	-2,0	-2,0	-1,5	-1,0
	10	-0,7	-0,6	-0,8	-0,8	-2,0	-2,0	-1,5	-1,2
	20	-0,8	-0,6	-0,8	-0,8	-1,5	-1,5	-1,5	-1,2
	30	-1,0	-0,5	-0,8	-0,7	-1,5			
	40	-0,2	-0,5	-0,8	-0,7	-1,0			
50	+0,2	-0,5	-0,8	-0,7					

Tabela 4 - Coeficientes de Pressão δ_{pe} para Coberturas de Uma Vertente


Inclinação da vertente β (graus)	Acções globais										Acções locais				
	Direcção do vento, α														
	0°		45°		90°		135°		180°						
	E, F	G, H	E, F	G, H	E, G	F, H	E, F	G, H	E, F	G, H					
5 a 10	-1,0	-0,5	-1,0	-0,9	-1,0	-0,5	-0,9	-1,0	-0,5	-1,0	-2,0	-2,0	-1,5	-2,0	-1,5
15	-0,9	-0,5	-1,0	-0,7	-1,0	-0,5	-0,6	-1,0	-0,3	-1,0	-2,0	-1,8	-0,9	-1,8	-1,4
20	-0,8	-0,5	-1,0	-0,6	-0,9	-0,5	-0,5	-1,0	-0,2	-1,0	-2,0	-1,8		-1,8	-1,4
25	-0,7	-0,5	-1,0	-0,6	-0,8	-0,5	-0,3	-0,9	-0,1	-0,9	-2,0	-1,8			
30	-0,5	-0,5	-1,0	-0,6	-0,8	-0,5	-0,1	-0,6	0	-0,6	-2,0	-1,8			

2.2.4.6. Coeficiente de pressão para paredes

Determina-se de seguida a pressão característica do vento pela expressão:

$$p_k = w_k \cdot \delta_p$$

A obtenção da força global ao nível de cada piso, F_k , obtém-se multiplicando o valor da pressão característica do vento pela respectiva área de influência das fachadas em cada uma das direcções:

$$F_k = p_k \cdot A_{\text{influência}}$$

Calculando os pórticos associados em comboio e aplicadas as forças calculadas a nível de cada piso, obtém-se através do cálculo automático, os valores do corte basal, e os deslocamentos da estrutura para cada direcção.

A determinação das coordenadas do centro de massa, tal como já foi referido no estudo da acção dos sismos, é feita recorrendo às seguintes expressões para as duas direcções:

$$X_{g,i} = \frac{\sum(m_i \cdot x_i)}{\sum m_i} \qquad Y_{g,i} = \frac{\sum(m_i \cdot y_i)}{\sum m_i}$$

De modo análogo, a determinação das coordenadas do centro de rigidez faz-se através das expressões seguintes:

$$C_{r_x,i} = \frac{\sum(I_{x,i} \cdot x_i)}{\sum I_{y,i}} \qquad C_{r_y,i} = \frac{\sum(I_{y,i} \cdot y_i)}{\sum I_{x,i}}$$

2.2.5. Acção da neve

As coberturas dos edifícios estão expostas a diversas acções exteriores, entre elas, a acção da neve em zonas de clima frio e temperado. Quando a acção da neve sobre as coberturas não é bem quantificada, a sua acumulação poderá levar ao seu colapso. As consequências poderão traduzir-se não só em termos de danos materiais como também no risco para os ocupantes dos edifícios.



Fig. 23 – Exemplo de Neve em Cobertura



Fig. 24 – Colapso de Uma Estrutura devido à Neve

2.2.5.1. Zonamento do território

A acção da neve deve ser tida em conta nos locais com altitude igual ou superior a 200 m situados nos distritos de Viana do Castelo, Braga, Bragança, Porto, Aveiro, Viseu, Guarda, Coimbra, Leiria, Castelo Branco e Portalegre.

Nos restantes locais do continente e nos arquipélagos dos Açores e da Madeira não há que considerar a acção da neve.

2.2.5.2. Quantificação da acção da neve

A acção da neve pode, em geral, ser considerada como uma carga distribuída cujo valor característico, por metro quadrado em plano horizontal, S_k , é dado pela expressão:

$$S_k = \mu \cdot S_{ok}$$

Em que S_{ok} representa o valor característico, por metro quadrado, da carga da neve ao nível do solo e μ é um coeficiente que depende da forma da superfície sobre a qual se deposita a neve.

O valor S_{ok} , expresso em quilonewtons por metro quadrado em plano horizontal é dado por:

$$S_{ok} = \frac{1}{400} \times (h - 50)$$

em que h é a altitude do local expressa em metros, arredondada às centenas.

O valor do coeficiente μ são apresentados no Anexo II do RSA para os casos mais correntes da prática, nas situações ali não consideradas, os coeficientes a adoptar devem ser convenientemente justificada.

Tabela 5 - Coeficientes μ para Coberturas Isoladas

Cobertura isolada com uma pendente	
	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ \Rightarrow \mu = 0.8$ $30^\circ < \alpha < 60^\circ \Rightarrow \mu = 0.8 \cdot \frac{60 - \alpha}{30}$ $\alpha \geq 60^\circ \Rightarrow \mu = 0.0$
Cobertura isolada com duas pendentes simétricas	
	$0^\circ \leq \alpha \leq 15^\circ \Rightarrow \mu_1 = \mu_2 = 0.8$ $15^\circ < \alpha < 30^\circ \Rightarrow \mu_1 = 0.8 \cdot \frac{15 + \alpha}{30}$ $\mu_2 = 0.8$ $30^\circ < \alpha < 60^\circ \Rightarrow \mu_1 = 1.2 \cdot \frac{60 - \alpha}{30}$ $\mu_2 = 0.8 \cdot \frac{60 - \alpha}{30}$ $\alpha \geq 60^\circ \Rightarrow \mu_1 = \mu_2 = 0.0$
Cobertura múltipla com uma pendente e com duas pendentes simétricas	
	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ \Rightarrow \mu_1 = 0.8 \cdot \frac{20 + \alpha}{20}$ $\mu_2 = 0.8 \cdot \frac{20 - \alpha}{30}$ $\alpha > 30^\circ \Rightarrow \mu_1 = 2.0$ $\mu_2 = 0.0$

2.2.6. Combinações de acções

As combinações de acções, são formuladas tendo em conta a especificidade do estado limite considerado e a probabilidade de actuação simultânea dos vários tipos de acções intervenientes numa estrutura. Assim, estas formulações atribuem valores característicos adequados ao tipo de actuação das várias acções, à excepção de acções consideradas de acidente, que o são quantificadas por valores nominais.

2.2.6.1. Estado-Limite

Podemos definir dois estados limite:

- a) Estado Limite de Utilização ou de Serviço, que dizem respeito à durabilidade e funcionamento das estruturas quando sujeitas às acções características (acções de serviço);
- b) Estado Limite Últimos, que se preocupam com a estabilidade e resistência, assegurando a salvaguarda da não ruína da estrutura.

O RSA entende por Estado Limite aquele a partir do qual se considera que a estrutura fica prejudicada total ou parcialmente na sua capacidade para desempenhar as funções que lhe são atribuídas.

Aos Estados Limites Últimos, considera-os como aqueles cuja ocorrência resultam prejuízos muito severos, ficando a capacidade de suporte da estrutura comprometida, ou mesmo que tal não aconteça o valor dos prejuízos seja elevado. Em relação a estes Estados Limite há que garantir uma probabilidade de ocorrência muito pequena.

Quanto aos Estados Limite de Utilização, serão aqueles de cuja ocorrência resultarão prejuízos menos severos, aceitando-se que seja admissível uma probabilidade de ocorrência bastante maior.

2.2.6.1.1. Estado-Limite Último

Encontramos nesta categoria:

- Perda de estabilidade;
- Instabilidades geométricas como a encurvadura por varejamento (flexão induzida por compressão, por cargas paralelas ao eixo da peça), bambeamento (flexão-torção induzida por cargas perpendiculares ao eixo da peça), empenamento (distorções seccionais) ou enfundamento (encurvadura por esforço transversal/corte de placas);
- Ruptura de secções;
- Deformações plásticas excessivas.

Para o REBAP os seguintes Estados Limite Últimos:

- De resistência (envolvendo ou não fadiga);
- De encurvadura (por instabilidade de elementos da estrutura ou no seu conjunto);
- De equilíbrio (perda de equilíbrio de parte ou do conjunto da estrutura considerada como corpo rígido).

2.2.6.1.2. Estado-Limite de Utilização ou de Serviço

Encontramos nesta categoria:

- As deformações que podem ser incompatíveis com o bom funcionamento da estrutura (como, por exemplo, flechas cujo valor provoquem fendilhação excessiva em paredes, tenham efeitos estéticos desagradáveis ou mesmo causem desconforto psicológico nos utentes);
- Fissuração de zonas traccionadas;
- Danos por corrosão;
- Vibrações excessivas.

No RSA estes são definidos tendo em conta uma duração (ou um número de repetições), ou seja, determinado comportamento da estrutura só corresponderá a um estado limite de utilização quando permanecer durante uma certa parcela de período de vida da estrutura.

Dentro desta perspectiva os Estados Limites de Utilização são definidos para diversas durações de referência, em geral de três ordens de grandeza – muito curta, curta e longa – correspondendo a primeira a duração que totalizam apenas poucas horas no período de vida da estrutura, a terceira a durações da ordem de metade deste período e a segunda a durações intermédias daquelas.

No REBAP os Estados Limites de Utilização a considerar são:

- Estados Limites de Fendilhação (que incluem Estados Limites de Descompressão – anulação da tensão normal de compressão devida ao pré-esforço e Estados Limites de Largura de Fendas);
- Estados Limites de Deformação.

2.2.6.2. Critérios de combinação de acções

Para a verificação da segurança em relação aos diferentes estados limites devem ser consideradas as combinações das acções cuja actuação seja provável e que produzam na estrutura os efeitos mais desfavoráveis.

Não se considera provável, por exemplo, a hipótese de actuação simultânea no mesmo elemento, sobrecargas de utilização fundamentalmente devidas à concentração de pessoas com as acções da neve, vento e sismo.

As acções permanentes devidas ao peso próprio da estrutura devem figurar em todas as combinações e ser tomadas com os seus valores característicos superiores ou inferiores, conforme for mais desfavorável; as acções variáveis apenas devem figurar nas combinações quando os seus efeitos forem desfavoráveis para a estrutura.



No caso de verificações da segurança em relação aos estados limites últimos, devem ser considerados dois tipos de combinações de acções:

- Combinações fundamentais: em que intervêm as acções permanentes e acções variáveis
- Combinações acidentais: em que, além das acções permanentes e das acções variáveis, intervêm acções consideradas de acidente.

A formulação destas combinações deve seguir a regulamentação em vigor, nomeadamente o indicado nos art.^{os} 9º e 10º do RSA.

No caso de verificações de segurança em relação aos estados limites de utilização, as combinações de acções a considerar dependerão da duração do estado limite em causa, pelo que se tem que ter em conta os seguintes tipos de combinações:

- Combinações raras: correspondentes a estados limites de curta duração;
- Combinações quase permanentes: correspondentes a estados limites de longa duração.

A formulação destas combinações deve respeitar as regras que se encontram no art.º 12º do RSA.



2.3. Pré-Dimensionamento dos Elementos Estruturais

No pré-dimensionamento dos elementos estruturais, foram consideradas apenas as acções permanentes e as sobrecargas variáveis, pois são estas que mais directamente influenciam na dimensão final das secções dos vários elementos.

A obtenção dos esforços numa estrutura hiperstática, como as existentes na grande maioria dos edifícios, depende da rigidez de cada elemento estrutural e das ligações entre eles, bem como dos tipos de apoios, sendo por isso necessário conhecer antecipadamente as secções que os vários elementos pertencentes à estrutura necessitarão para resistir às acções que nela vão actuar durante o seu período de utilização.

Assim sendo, frequentemente se recorre a métodos expeditos, para se obterem valores prováveis para os esforços de pré-dimensionamento, através dos quais se determina, com bastante aproximação, as secções necessárias, para que a estrutura desempenhe as funções para as quais foi projectada.

Através destes esforços e secções pré-dimensionadas, determinam-se deslocamentos nos vários nós da estrutura e deformadas das barras, e procede-se a uma análise que permite aferir se a resposta da estrutura é eficaz, ou se por outro lado é necessário estudar outras alternativas com vista a melhorar o comportamento da mesma.

Neste trabalho, todo o trabalho de pré-dimensionamento foi feito de forma manual.

2.3.1. Pré-dimensionamento de lajes

As lajes podem ser definidas como elementos laminares planos, que têm uma dimensão (espessura ou altura) muito inferior às restantes (largura ou comprimento) e que podem apresentar um comportamento bidimensional na distribuição das cargas a que estão sujeitas. As lajes aparecem como elementos estruturais importantes nos pavimentos dos edifícios, coberturas, depósitos e também em muros de suporte.

O pré-dimensionamento de uma laje consiste em determinar a altura e o peso próprio que apresente capacidade resistente capaz de suportar as acções permanentes e variáveis a que esteja sujeita. Deste ponto de vista, o pré-dimensionamento, é já em si um dimensionamento, uma vez que se obtêm os esforços solicitantes e resistentes.

Relativamente às lajes de pavimento utilizadas neste trabalho, estas são do tipo aligeiradas pré-esforçadas, pelo que o seu pré-dimensionamento tem que ser mais cuidado comparativamente com lajes maciças. Enquanto as lajes maciças apenas necessitam verificar a expressão, apresentada abaixo, para a espessura mínima, o mesmo pode não acontecer com as lajes pretendidas, pois as suas características variam muito dependendo do fabricante e das categorias de vigotas que se utilizar.

A espessura das lajes, depende em geral, das condições de utilização, como as que se referem aos problemas de deformação e fendilhação, já que a existência de paredes divisórias e pavimentos obrigam a um controlo das flechas para que não ocorram fissuras nas paredes nem o levantamento ou fissuração dos materiais de revestimento. A espessura mínima pode variar consoante o tipo de carga a que está submetida e o tipo de apoios.

É prática comum, por razões de ordem económica e estética, manter uma uniformidade nas espessuras de lajes num mesmo piso, pelo que se determina a espessura da laje mais desfavorável, normalmente a de maior vão e/ou sujeita às maiores cargas actuantes, adoptando-se para as outras a mesma espessura.

2.3.1.1. Lajes aligeiradas pré-esforçadas

Este tipo de lajes é constituído por vigotas pré-fabricadas de betão armado pré-esforçado e por blocos de cofragem de aligeiramento entre vigotas, também designados de abobadilhas. Estas podem ser de betão, leca, cerâmica, etc. Construtivamente, após a colocação destes dois elementos em obra, executa-se uma lâmina de betão complementar que solidariza as vigotas e os blocos bem como este conjunto aos seus suportes.

A figura seguinte é um exemplo de uma laje aligeirada pré-esforçada, onde podemos ver as vigotas, abobadilhas e a lajeta de compressão.

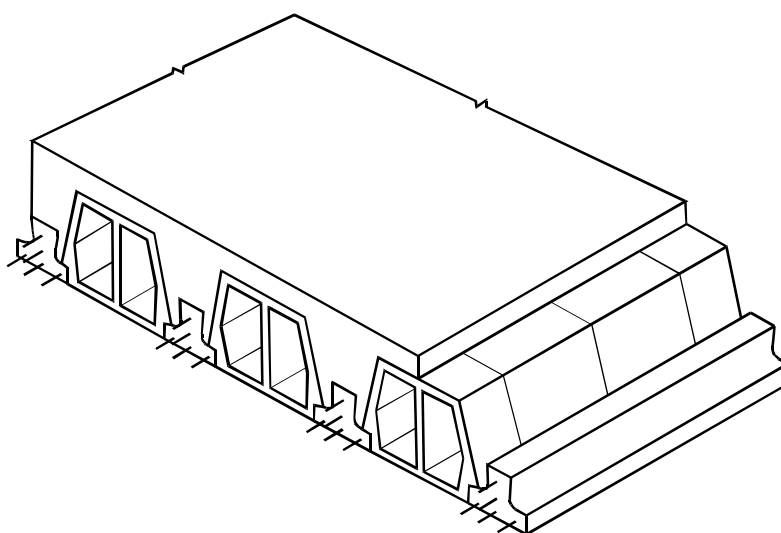


Fig. 25 – Laje Aligeirada Pré-Esforçada

Por razões construtivas e de uniformização de todos os elementos, a lâmina de compressão ou lajeta tem pelo menos 4 cm de espessura, uma vez que de acordo com o Art.º 115 do REBAP, relativo à espessura mínima da lajeta, se a laje tiver blocos de cofragem incorporados a espessura da lajeta a adoptar pode ser de 4 cm.

De acordo com o Art.º 17 do RGEU, este tipo de lajes de pavimento deve ser objecto de documento de homologação publicado pelo LNEC contendo todas as características e disposições construtivas dos pavimentos.

2.3.1.2. Pré-Dimensionamento de Laje Aligeirada

No que diz respeito ao pré-dimensionamento das lajes aligeiradas, a altura deste elemento estrutural está condicionada pela verificação da altura mínima definida pelo Art.º 102.2 do REBAP.

$$h_{\text{mínima}} \geq \frac{l_i}{30\eta}$$

Em que:

- $h_{\text{mínimo}}$ - espessura mínima da laje;
- $l_i = \alpha \cdot l$ - vão equivalente da laje, sendo l o vão teórico e α um coeficiente cujos valores são dados no quadro XV para os casos mais frequentes;
- η - Coeficiente que toma os valores do Art.º 89 do REBAP dependente do tipo de aço utilizado, toma os seguintes valores:

A235	$\eta = 1,4$
A400	$\eta = 1,0$
A500	$\eta = 0,8$

Tabela 6 – Valores do Coeficiente α

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

O dimensionamento das lajes aligeiradas foi feito apenas para a laje mais desfavorável, ou seja, o dimensionamento foi realizado para a laje que tinha a maior distância de apoio das vigotas e adoptado para as restantes lajes consideradas no projecto pelas razões atrás descritas.

Assim temos:

- para a laje de piso LA2, que apresenta o maior vão:

- $l = 5,65 \text{ m}$
- $\alpha = 1,0$ (laje simplesmente apoiada, armada numa só direcção)
- $\eta = 1,0$ (tipo de aço A400)

$$h_{\text{mínima}} \geq \frac{5,65 \times 1,0}{30 \times 1,0} \geq 0,19 \text{ m}$$

Considerando 4 cm da lajeta obtém-se um valor de $h_{\text{mínima}} = 0,23 \text{ m}$

- para a laje de cobertura LC1, que apresenta o maior vão:

- $l = 4,70 \text{ m}$
- $\alpha = 1,0$ (laje simplesmente apoiada, armada numa só direcção)
- $\eta = 1,0$ (tipo de aço A400)

$$h_{\text{mínima}} \geq \frac{4,70 \times 1,0}{30 \times 1,0} \geq 0,16 \text{ m}$$

Considerando 4 cm da lajeta obtém-se um valor de $h_{\text{mínima}} = 0,20 \text{ m}$

2.3.2. Pré-dimensionamento de vigas

No que diz respeito ao pré-dimensionamento das vigas, a altura deste elemento estrutural está condicionada pela verificação da altura mínima definida pelo Art.º 89.1 do REBAP.

$$h_{\text{mínima}} \geq \frac{l_i}{20\eta}$$

Em que:

- $h_{\text{mínimo}}$ - espessura mínima da viga;
- $l_i = \alpha * l$ - vão equivalente da viga, sendo l o vão teórico e α um coeficiente cujos valores são dados no quadro XIII para condições de carregamento que não incluam cargas concentradas de efeitos significativos;
- η - Coeficiente que toma os valores do Art.º 89 do REBAP dependente do tipo de aço utilizado, toma os seguintes valores:

A235	$\eta = 1,4$
A400	$\eta = 1,0$
A500	$\eta = 0,8$

Tabela 7 - Valores de Coeficiente α

Condições de apoio da viga	α
Simplemente apoiada	1,0
Duplamente encastrada	0,6
Apoiada numa extremidade e encastrada na outra	0,8
Em consola (sem rotação no apoio)	2,4

Para se calcular a carga numa viga tem que se contabilizar o seu peso próprio e a carga descarregada pelas lajes adjacentes, tendo em conta a sua área de influência. Para as vigas em que as lajes não apoiam directamente sobre elas considera-se uma faixa de 1m como margem de segurança, embora teoricamente não exista carga a descarregar sobre estas vigas, na prática existe sempre um valor residual que descarrega sobre elas.

Com o valor da carga que actua sobre a viga, calcula-se o momento flector instalado M_{sd} , conforme as situações de apoio e continuidade. Neste caso, considerou-se que todas as vigas estavam encastradas umas nas outras e nos respectivos pilares, perante esse modelo estrutural são conhecidos os momentos da viga encastrada:

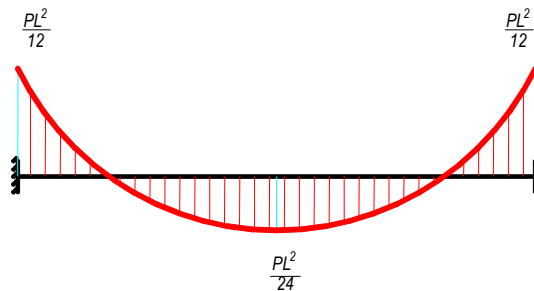


Fig. 26 – Diagrama de Momentos para Pré-dimensionamento de Vigas

Considerando μ com valor compreendido entre 0,20 e 0,25 (μ económico) e uma largura igual a menor dimensão adoptada no pré-dimensionamento dos pilares, calcula-se a altura da secção.

Assim temos:

- Para a viga V4

- $l = 4,70 \text{ m}$
- $\alpha = 1,0$
- $\eta = 1,0$

$$h_{\text{mínima}} \geq \frac{4,70 \times 1,0}{20 \times 1,0} \geq 0,24 \text{ m}$$

Considerando 3 cm para o recobrimento, ambientes moderadamente agressivos, de acordo com o Art.º 78.2 do REBAP obtém-se um valor de $h_{\text{mínima}} = 0,27 \text{ m}$, adoptando-se assim um valor de 0,30 m.

2.3.3. Pré-dimensionamento de pilares

Para pré-dimensionamento dos pilares é necessário quantificar os esforços a que o mesmo está sujeito, para tal, definem-se as áreas de influencia a que cada um dos pilares estava afectado, e a partir delas determinar os esforços de dimensionamento, uma vez que são conhecidos o peso próprio da laje, o valor das acções permanentes e da sobrecarga de utilização, a que é necessário ainda juntar o peso do próprio do pilar.

Na circunstância, sempre que possível tentou-se uniformizar os tipos de pilares da estrutura, que acrescido ao facto de se tornarem de mais fácil execução em obra, conferem normalmente à obra vantagens económicas.

A área de betão do pilar pode ser estimada pela expressão:

$$A_P \geq \frac{N_{sd}}{0,85 \cdot f_{cd}}$$

Onde, N_{sd} é o esforço axial actuante no pilar, e que é dado contabilizando as acções referidas anteriormente.

O valor de N_{sd} nos pisos inferiores é dado pelo incremento piso a piso de todos os pisos superiores e este. Caso os esforços de pré-dimensionamento sejam iguais para todos os pisos, bastará multiplicar pelo número de pisos acima.

$$N_{sd} = \sum_{j=n}^1 Sd_j \cdot A_{infl_j} \quad \text{ou} \quad N_{sd} = Sd \cdot A_i \cdot n \quad \text{em que } n \text{ é o número de pisos.}$$

O Pré-dimensionamento destes elementos estruturais, é bastante simples e conduz a resultados para as secções normalmente suficientes para todo o processo de dimensionamento.

Nos pisos superiores seria possível retirar dos valores do pré-dimensionamento secções inferiores às consideradas, no entanto optou-se por manter a uniformidade das secções em todos os pisos.



2.4. Dimensionamento dos elementos estruturais

2.4.1. Introdução

O bom comportamento de uma estrutura depende, tal como já referido anteriormente, de uma concepção estrutural adequada, sendo essencial uma adequada quantificação de acções. Essa quantificação das acções consiste em prever, com base no tipo de estrutura, materiais que a compõem e tipo de utilização a que a mesma vai ser sujeita, as cargas que solicitarão a estrutura durante o seu período de utilização

O dimensionamento de estruturas reveste-se de várias condicionantes que visam ter um controlo sobre as dimensões dos elementos estruturais e respectivas armaduras.

Sem estas condicionantes regulamentares seria por assim dizer uma “anarquia” no que diz respeito ao dimensionamento de estruturas, o que levaria frequentemente à concepção de estruturas com secções de elementos completamente desapropriadas.

Estas condicionantes têm também o objectivo de assegurar o bom comportamento dos materiais face a situações menos comuns, obrigando ao dimensionamento sempre com um largo factor de segurança, encontrando-se estipuladas nos Regulamentos e na legislação em vigor.

Todo o processo de dimensionamento tem como objectivo final chegar a dimensões das várias peças e elementos de betão armado que mais se adequam à estrutura e ao seu tipo de utilização, contando sempre com o factor estético, económico e respeitando sempre os Regulamentos.

2.4.1.1. Materiais utilizados

A definição dos materiais a utilizar na concepção da estrutura tem um papel fundamental no estudo do seu comportamento e quantificação das acções, estando directamente relacionados com as propriedades mecânicas. Os materiais previstos para o cálculo foram o betão B25 (C20/25 de acordo com Eurocódigo 2) e o aço da classe A400 (S400 de acordo com o Eurocódigo 2).

2.4.2. Dimensionamento das lajes de pavimento

2.4.2.1. Introdução

O tipo de lajes de pavimento a utilizar na construção deste edifício serão aligeiradas do tipo pré-esforçadas, cujas características já foram descritas anteriormente na abordagem do pré-dimensionamento.

Este tipo de lajes oferecem principalmente a vantagem de possuir um baixo peso próprio, comparado com as lajes maciças. No entanto têm o inconveniente de as vigotas não resistirem a momentos negativos.

No caso de se considerarem as lajes deste tipo como sendo contínuas, é necessário proceder a uma redução dos momentos negativos (redistribuição) nos apoios, por forma a diminuir o emaciamento junto dos apoios. Esta redução de momentos negativos, implica um directo aumento dos momentos positivos no vão, o que permite tirar maior partido das características mecânicas das vigotas pré-esforçadas.

2.4.2.2. Verificação aos E.L.U. de resistência

A verificação será efectuada comparando os valores dos esforços resistentes da laje escolhida, M_{rd} e V_{rd} , com os correspondentes esforços actuantes calculados, M_{sd} e V_{sd} , sendo necessário verificar que:

$$M_{sd} \leq M_{rd}$$

$$V_{sd} \leq V_{rd}$$

de acordo com o Art.º 9 do RSA.

2.4.2.3. Verificação aos E.L.U. de utilização

A verificação dos estados limites de utilização, dividem-se em 2 verificações distintas: fendilhação e deformação.

2.4.2.3.1. E.L.U. de Fendilhação

A verificação ao Estados Limites Últimos de Fendilhação é efectuada comparando o valor do momento resistente M_{fctk} referente à formação de fendas, obtido nas tabelas do pavimento escolhido, com o valor do momento actuante devido a combinações frequentes de acções, sendo a carga actuante dada por $P = G + \psi_1 * Q$

O valor de ψ_1 varia com o tipo de utilização do pavimento, e encontra-se referido no Art.º 35º do RSA.

2.4.2.3.2. E.L.U. de Deformação

A verificação da segurança em relação ao Estados Limites Últimos de Deformação, é feita comparando o valor da flecha máxima admissível definida de acordo com o Art.º 72 do REBAP, com o valor da flecha resultante da combinação frequente de acções. Esse valor obtém-se calculando a flecha para o modelo de cálculo adoptado, no caso de uma laje simplesmente apoiada com carga uniformemente distribuída será dado por:

$$f_i = \frac{5}{384} \cdot \frac{P \cdot l^4}{EI}$$

no caso de uma laje simplesmente apoiada num lado e encastrada no outro com carga uniformemente distribuída será dado por:

$$f_i = \frac{1}{184,6} \cdot \frac{P \cdot l^4}{EI}$$

E no caso de uma laje duplamente encastrada com carga uniformemente distribuída será dado por:

$$f_i = \frac{1}{384} \cdot \frac{P \cdot l^4}{EI}$$

Sendo f_i a Flecha instantânea.

A flecha a longo prazo será dada por $f_L = k \cdot f_i$, sendo:
k o coeficiente de redução de rigidez

$$k = 1 + \left(\frac{G}{G + \psi_1 \cdot Q} \right) \cdot \varphi$$

φ é o coeficiente de fluência mencionado no documento de homologação, que geralmente toma valor igual a 2.

Terão de ser verificadas as condições anteriormente referidas de tal modo que:

$$f_i \leq \begin{cases} l/400 \\ 1,5\text{cm (no caso de afectar paredes divisórias)} \end{cases}$$
$$f_L \leq \begin{cases} l/400 \\ 1,5\text{cm (no caso de afectar paredes divisórias)} \end{cases}$$

2.4.2.4. Armaduras

2.4.2.4.1. Armadura de distribuição

Todos os tipos de pavimentos devem comportar uma armadura de distribuição nas duas direcções, armadura esta que é colocada na lajeta superior de betão. O espaçamento máximo a considerar é de 35cm na direcção das vigotas e 25cm na direcção perpendicular a estas. A quantidade e/ou tipo de armadura a considerar para este efeito, é fornecido para cada tipo de pavimento no documento de homologação.

2.4.2.4.2. Nervuras transversais ou tarugos

De forma a conferir uma maior solidarização às lajes de pavimento aligeiradas armadas numa só direcção, de acordo com o Art.º 116 do REBAP, as nervuras transversais devem ter uma largura mínima igual ou superior a 5cm, com uma distância entre eixos com um valor máximo de 10 vezes a espessura da laje. A altura das nervuras não deverá ultrapassar 80% da espessura da laje. As armaduras a utilizar nas nervuras deverão ser no mínimo iguais a 10% da armadura principal (nos casos mais comuns 2Ø10 ou 2Ø12).

A área da secção das armaduras será obtida multiplicando metade da área da armadura de distribuição do pavimento, pela distância entre nervuras transversais.

$$As_{tarugo} = \frac{1}{2} As_{dist} \cdot dn$$

- *dn - distância entre nervuras transversais*

2.4.2.5. Dimensionamento da laje LA2

Para o dimensionamento da laje aligeirada foram utilizadas as tabelas técnicas da RICEL, devidamente homologadas pelo LNEC.

Assim e para uma altura mínima de 23 cm foi escolhida a laje:

B3 - C22x20 – 24

Onde B3 representa a vigota a ser aplicada, C22x20 o tipo de bloco, sendo que 22 x 20 representa as dimensões do mesmo e 24 a altura total da laje aligeirada.

A laje escolhida tem como características:

$$e_{Total} = 24 \text{ cm}$$

$$EI = 18362 \text{ kN.m}^2/\text{m}$$

$$M_{rd} = 57,90 \text{ kN.m/m}$$

$$\text{Peso próprio} = 3,38 \text{ kN/m}^2.$$

$$V_{rd} = 39,50 \text{ kN/m}$$

$$M_{fctk} = 36,9 \text{ kN.m/m}$$

As imagens seguintes apresentam o tipo e características dimensionais da vigota e da abobadilha, a aplicar na laje escolhida.

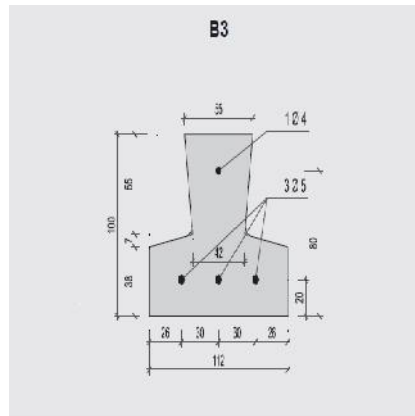


Fig. 27 – Vigota (Referente à Laje Escolhida)

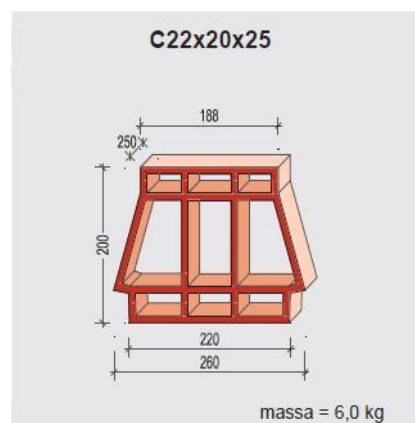


Fig. 28 – Abobadilha ou Bloco de Cofragem

2.4.2.5.1. Verificação aos ELU de Resistência

Para o cálculo dos esforços actuantes, vamos considerar:

- $P_{laje} = 3,38 \text{ kN/m}^2$;
- $P_{revestimento} = 1,0 \text{ kN/m}^2$;
- $P_{paredes\ divisórias} = 1,5 \text{ kN/m}^2$;
- $Sobrecarga_{pavimento} = 2,0 \text{ kN/m}^2$ (alínea a) art.º 35.1.1 do REBAP).

- Valor de Cálculo:

$$S_d = \gamma_G * G_k + \gamma_Q * Q_k$$

$$S_d = 1,5*(3,38+1,0+1,5)+1,5*2,0 = 11,82 \text{ kN/m}^2$$

Considerando que a laje está simplesmente apoiada e de acordo com o valor de cálculo obtido, temos então os seguintes diagramas de esforços.

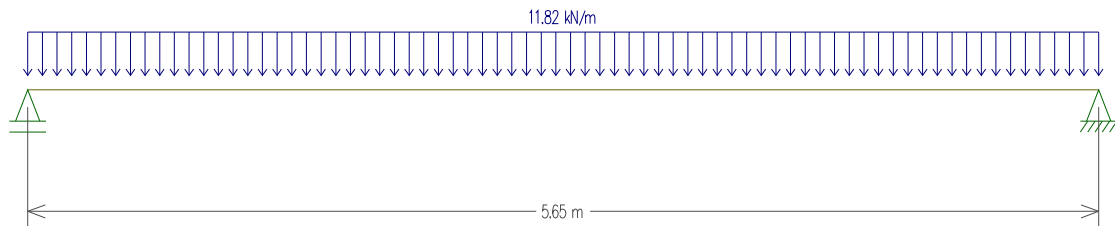


Fig. 29 – Esforços Actuantes

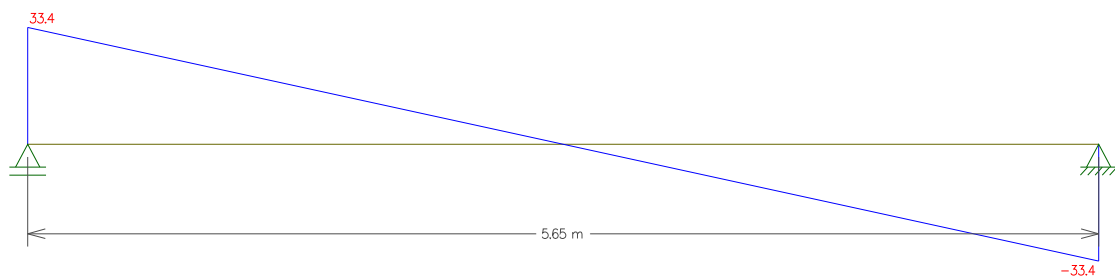


Fig. 30 – Diagrama de Esforços Transversos (kN/m)

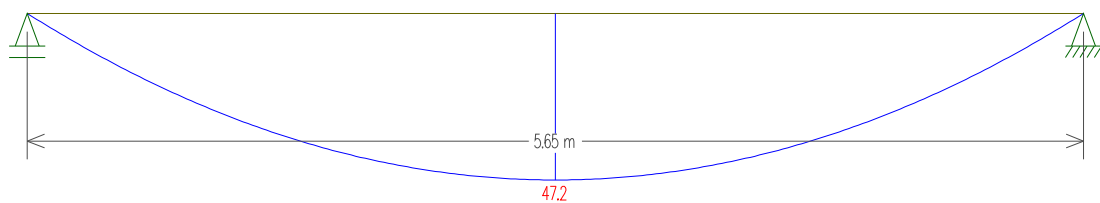


Fig. 31 – Diagrama de Momentos Flectores (kN.m/m)

Comparando os valores dos esforços resistentes da laje escolhida, M_{rd} e V_{rd} , com os correspondentes esforços actuantes calculados, M_{sd} e V_{sd} , temos:

- $M_{sd} \leq M_{rd}$ ($47,2 \text{ kN.m/m} \leq 57,9 \text{ kN.m/m}$)
- $V_{sd} \leq V_{rd}$ ($33,4 \text{ kN/m} \leq 39,5 \text{ kN/m}$)

Podemos confirmar desta forma que a laje escolhida verifica o ELU de resistência.

2.4.2.5.2. Verificação aos ELU de Utilização

- E.L.U. de Fendilhação

A verificação ao Estados Limites Últimos de Fendilhação é efectuada comparando o valor do momento resistente M_{fctk} referente à formação de fendas, com o valor do momento actuante devido a combinações frequentes de acções, sendo a carga actuante dada por $P = G + \psi_I * Q$

Assim temos:

$$P_{cf} = (3,38 + 1,0 + 1,5) + 0,3 * 2,0 = 6,48 \text{ kN/m}^2$$

Para os esforços devidos às combinações frequentes de acções, obtemos os seguintes diagramas.

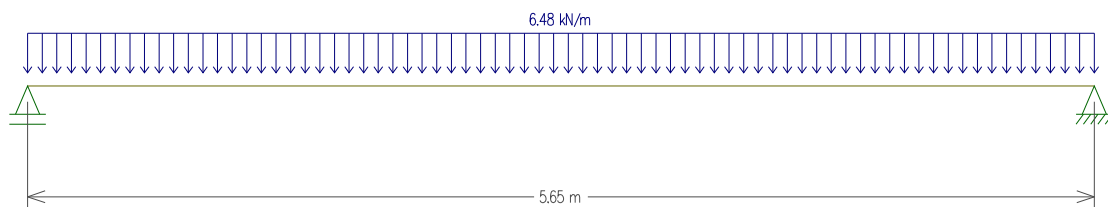


Fig. 32 - Esforços Actuantes (devidos ao P_{cf})

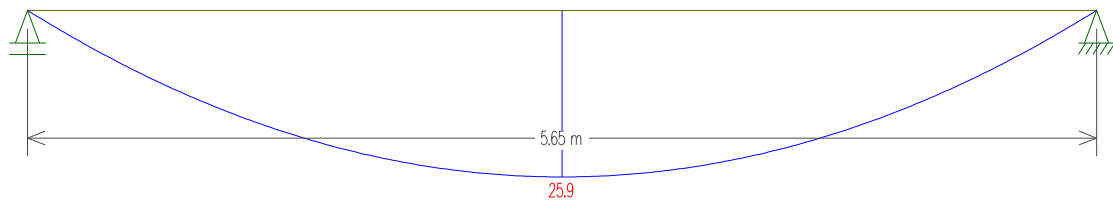


Fig. 33 – Diagrama de Momentos Flectores (kN.m/m)

Comparando o valor do momento resistente M_{fctk} referente à formação de fendas, com o valor do momento actuante devido a combinações frequentes de acções, temos:

- $M_{cf} \leq M_{fctk}$ ($25,9 \text{ kN.m/m} \leq 36,9 \text{ kN.m/m}$)

Podemos confirmar desta forma que a laje escolhida verifica o ELU de fendilhação, ou seja, para os esforços verificados não ocorre fendilhação.

- E.L.U. de Deformação

A verificação da segurança em relação ao Estados Limites Últimos de Deformação, é feita comparando o valor da flecha máxima admissível com o valor da flecha resultante da combinação frequente de acções.

Sabendo que temos uma laje simplesmente apoiada com carga uniformemente distribuída, a flecha instantânea é obtida a partir da seguinte expressão:

$$f_i = \frac{5}{384} \cdot \frac{P \cdot l^4}{EI} = \frac{5}{384} \cdot \frac{6,48 \times 5,65^2}{18362} = 0,00468 \text{ m} \approx 0,468 \text{ cm}$$

Sabendo que a condição a verificar é:

$$f_i \leq \begin{cases} l/400 = 0,0141 \text{ m} \approx 1,41 \text{ cm} \\ 1,5 \text{ cm (no caso de afectar paredes divisórias)} \end{cases}$$

Como o valor da flecha instantânea da laje é inferior ao limite máximo, então a condição de deformação inicial da laje está verificada.

A flecha a longo prazo será dada por $f_L = k \cdot f_i$, sendo:

- k o coeficiente de redução de rigidez

$$k = 1 + \left(\frac{G}{G + \Psi_1 \cdot Q} \right) \cdot \varphi = 1 + \left(\frac{3,38 + 1,0 + 1,5}{(3,38 + 1,0 + 1,5) + 0,3 \times 2,0} \right) \times 2 = 2,815$$

$\varphi = 2$ (valor considerado através do documento de homologação do LNEC)

O valor provável da flecha a longo prazo para a laje em estudo assumirá então o seguinte valor:

$$f_L = 2,815 \cdot 0,00468 = 0,0131 \text{ m} = 1,31 \text{ cm}$$

Consideramos para limite máximo da flecha a longo prazo os seguintes valores:

$$f_L \leq \begin{cases} l/400 = 0,0141 \text{ m} \approx 1,41 \text{ cm} \\ 1,5 \text{ cm (no caso de afectar paredes divisórias)} \end{cases}$$

Como o valor da flecha a longo prazo é inferior ao limite máximo então está também verificada a condição de deformação da laje.

2.4.2.5.3. Armaduras

- Armadura de distribuição

A armadura de distribuição necessária para a laje escolhida encontra-se tabelada e para o tipo de vigotas obtidas, a armadura de distribuição a colocar será de:

- $A_s = 170 \text{ mm}^2/\text{m}$ (em aço A400)

Consultando as tabelas das áreas de varões de malha electrosoldada (malha-sol) temos então para a armadura a malha AQ 50 ($A_s=196\text{mm}^2/\text{m}$).

- Nervuras transversais ou tarugos

A distância ente os tarugos é dada por:

$$du < 10h \Leftrightarrow du < 10 \times 0,24 \Leftrightarrow du = 2,40 \text{ m}$$

Consultando as tabelas do fabricante, a distância máxima recomendada entre os tarugos deverá ser igual a 2,00m.

Como a laje tem 5,65 m de vão de apoio, vamos então colocar 3 tarugos.

Colocando então 3 tarugos teremos um afastamento entre tarugos de 1,88 m.

Armadura dos tarugos é obtida a partir da seguinte expressão:

$$A_{S_{Tarugo}} = \frac{1}{2} \times A_{sd} \times du$$

$$A_{S_{Tarugo}} = \frac{1}{2} \times (196 \times 10^{-2}) \times 1,88 = 1,84 \text{ cm}^2$$

Consultando a tabela das áreas de aço do REBAP, temos então para a armadura dos tarugos $2\text{Ø}12\text{mm}$.

2.4.3. Dimensionamento de vigas

O pré-dimensionamento das vigas fez-se a partir da altura deste elemento estrutural, condicionada pela verificação da altura mínima definida pelo Art.º 89.1 do REBAP. No entanto faremos um novo pré-dimensionamento com base no momento de cálculo máximo, uma vez que já conhecemos os esforços actuantes na viga devido ao dimensionamento da laje, considerando μ com valor compreendido entre 0,20 e 0,25, conduzindo a um dimensionamento mais económico, de que resultam obviamente menores custos para a obra.

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

Onde:

- b – largura da secção de betão
- d – altura útil da secção
- M_{sd} – valor de cálculo do momento flector actuante
- f_{cd} – valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão

2.4.3.1. Armaduras

2.4.3.1.1. Armadura longitudinal

O cálculo das armaduras longitudinais de tracção foi operado a partir de tabelas de flexão simples difundidas no manual “Betão Armado - Esforços Normais de Flexão”, editado pelo Laboratório Nacional de Engenharia Civil, considerando uma percentagem de armadura de compressão quando necessário por razões económicas. A partir da relação entre a armadura de tracção e a armadura de compressão, A/A' e de μ , obteve-se o valor da percentagem mecânica de armadura (ω) consultando as tabelas acima referidas. Para o cálculo da armadura:

$$A_s = \frac{\omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd}}{f_{syd}}$$

2.4.3.1.2. Armadura mínima e máxima (Art.º 90 REBAP)

Com esta armadura pretende-se dotar a viga de capacidade suficiente para equilibrar o momento correspondente à primeira fissuração (aparecimento da 1ª fenda). Deste modo, evita-se a rotura frágil resultante da pouca resistência do betão à tracção.

A percentagem de armadura mínima é dada pela relação:

$$\rho = \frac{A_s}{b_t \cdot d} \cdot 100$$

Onde:

- ρ – percentagem de armadura longitudinal de tracção;
- b_t – largura média da zona traccionada da secção;
- d – altura útil da secção

Sendo a armadura correspondente a esta percentagem:

$$A_s = \frac{\rho \times b_t \times d}{100}, \text{ com } \rho \geq \rho_{min}$$

Sendo os valores de ρ_{min} para os vários tipos de aço:

Tabela 8 - Valores de ρ_{min}

Aço	ρ_{min}
A235	
(S235)*	0,25
A400	
(S400)*	0,15
A500	
(S500)*	0,12

*(Classe Correspondente do Eurocódigo 2);

Tanto a armadura longitudinal de tracção como a de compressão devem ser limitadas superiormente. Este limite impõe-se como forma de impedir grandes densidades de armadura, que dificultem a correcta betonagem e levem à plastificação da secção na qual a rotura se dá de forma dúctil.

$$A_{s_{MÁx}} = 4\% \cdot b_t \cdot h$$

Onde:

- b_t – largura média da zona traccionada da secção;
- h – altura da secção.

2.4.3.1.3. Espaçamento máx. dos varões da arm. longitudinal (Art.º 91 REBAP)

Nos casos correntes de vigas, o espaçamento de varões da armadura longitudinal de tracção na zona de momentos flectores máximos não deve ser superior aos valores indicados no Art.º 91 do REBAP.

Tabela 9 - Espaçamento Máximo das Armaduras

<i>Tipo de Ambiente</i>	<i>Tipo de Aço</i>		
	<i>A235 (S235)*</i>	<i>A400 (S400)*</i>	<i>A500 (S500)*</i>
<i>Pouco Agressivo</i>	---	12,5	10
<i>Moderadamente Agressivo</i>	---	7,5	5

*(Classe Correspondente do Eurocódigo 2);

2.4.3.1.4. Espaçamento mínimo entre armaduras (Art.º 77 REBAP)

O espaçamento mínimo entre armaduras não deverá ser inferior ao maior dos seguintes valores:

$$S \geq \begin{cases} 2 \text{ cm} \\ \phi_{MÁx} \\ \phi_{EQUIVAL. \\ AGRUP.} \end{cases}$$

2.4.3.1.5. Recobrimento mínimo (Art.º 102 REBAP)

Ambiente pouco agressivo $c \geq 2\text{ cm}$

2.4.3.1.6. Interrupção da armadura (Art.º 92 REBAP)

A armadura longitudinal de tracção em vigas, só pode ser interrompida desde que garanta a absorção das forças de tracção correspondentes a um diagrama obtido por translação, paralela ao eixo da viga, do diagrama M_{sd}/z , em que M_{sd} é o valor de cálculo do momento actuante numa dada secção e z é o braço do binário das forças interiores na mesma secção, a figura seguinte é a representação gráfica do que atrás está descrito.

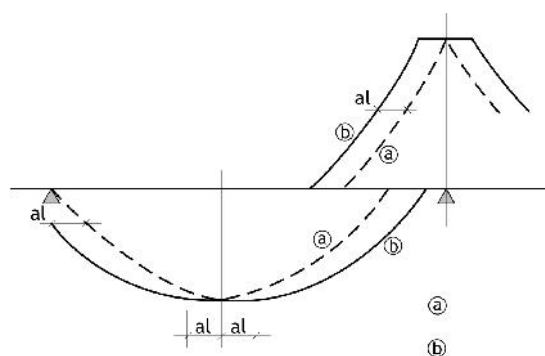


Fig. 34 - Representação da translação do diagrama de momentos

O valor da translação, a_l , depende do valor de cálculo do esforço transversal actuante, V_{sd} , e do tipo de armadura de esforço transversal, de acordo com o que é preconizado no Art.º 92.1 do REBAP.

2.4.3.1.7. Comprimento de amarração (Art.º 81 REBAP)

As extremidades dos varões das armaduras ordinárias devem ser fixados ao betão por amarrações, através do seu prolongamento ($l_{b, net}$), cujo comprimento é dado por:

$$l_{b,net} = l_b \frac{A_{s,cal}}{A_{s,ef}} \cdot \alpha_1$$

Em que:

$$l_b = \frac{\phi}{4} \times \frac{f_{syd}}{f_{bd}}$$

Onde:

- $A_{s,cal}$ – secção de armadura requerida pelo cálculo;
- $A_{s,ef}$ – secção de armadura efectivamente adoptada;
- α_1 – coeficiente que toma o valor de 0,7, no caso de amarrações curvas em tracção e é igual a 1,0 nos restantes casos;
- ϕ – diâmetro do varão ou diâmetro equivalente do agrupamento;
- f_{syd} – valor de cálculo da tensão de cedência ou da tensão limite convencional de proporcionalidade a 0,2% de aço;
- f_{bd} – valor de cálculo da tensão de rotura da aderência, definido no art.º80º.

No quadro seguinte figuram os comprimentos de amarração a que se é conduzido nos casos correntes, considerando $A_{s,cal} = A_{s,ef}$:

Tabela 10 - Valores do Comprimento de Amarração

<i>Tipo de Aço</i>	<i>Tipo de amarração</i>	<i>Classes do betão e condições de amarração</i>							
		<i>B20 (C16/20)*</i>		<i>B25 (C20/25)*</i>		<i>B30 (C25/30)*</i>		<i>B35 (C30/37)*</i>	
		<i>A**</i>	<i>B***</i>	<i>A**</i>	<i>B***</i>	<i>A**</i>	<i>B***</i>	<i>A**</i>	<i>B***</i>
<i>A235NL</i>	<i>Gancho</i>	<i>35ø</i>	<i>50ø</i>	<i>30ø</i>	<i>45ø</i>	<i>30ø</i>	<i>45ø</i>	<i>25ø</i>	<i>40ø</i>
<i>A235NR</i>	<i>Recta</i>	<i>25ø</i>	<i>35ø</i>	<i>20ø</i>	<i>30ø</i>	<i>20ø</i>	<i>25ø</i>	<i>15ø</i>	<i>25ø</i>
<i>A400NR,ER</i>	<i>Recta</i>	<i>40ø</i>	<i>60ø</i>	<i>35ø</i>	<i>50ø</i>	<i>30ø</i>	<i>45ø</i>	<i>30ø</i>	<i>40ø</i>
<i>A400EL</i>	<i>Gancho</i>	<i>60ø</i>	<i>85ø</i>	<i>55ø</i>	<i>80ø</i>	<i>50ø</i>	<i>75ø</i>	<i>45ø</i>	<i>65ø</i>
<i>A500NR,ER</i>	<i>Recta</i>	<i>50ø</i>	<i>75ø</i>	<i>45ø</i>	<i>65ø</i>	<i>40ø</i>	<i>60ø</i>	<i>35ø</i>	<i>50ø</i>

*(Classe Correspondente do Eurocódigo 2);

**A representa boas condições de aderência;

***B representa outras condições de aderência.

2.4.3.1.8. Armadura de esforço transversal (Art.º 94 REBAP)

As vigas devem ser armadas ao longo de todo o vão com estribos que abranjam a totalidade da sua altura, os quais devem envolver a armadura longitudinal de tracção e também a armadura de compressão quando esta esteja considerada como resistente.

As extremidades dos estribos devem terminar por meio de ganchos, podendo ser empregados cotovelos no caso de varões de alta aderência; estes ganchos e cotovelos devem ser executados com as dimensões indicadas no Art.º 81.

O valor de cálculo do esforço transversal resistente será obtido pela expressão:

$$V_{rd} = V_{cd} + V_{wd}$$

o valor de V_{cd} , no caso de vigas é dado por:

$$V_{cd} = \tau_1 \times b_w \times d$$

e V_{wd} é dado por:

$$V_{wd} = 0,9 \times d \times \frac{A_s}{s} \times f_{syd}$$

Tabela 11 - Valores da Tensão τ_1 (MPa)

Classe do betão	B15 (C12/15)*	B20 (C16/20)*	B25 (C20/25)*	B30 (C25/30)*	B35 (C30/37)*	B40 (C35/45)*	B45 (C40/50)*	B50 (C45/55)*	B55 (C50/60)*
τ_1	0,50	0,60	0,65	0,75	0,85	0,90	1,00	1,10	1,15

*(Classe Correspondente do Eurocódigo 2);

Estas expressões permitem calcular o esforço transversal resistente para o caso de estribos verticais.

A armadura de esforço transversal deve ser, no mínimo, igual à definida no Art.º 94.2 do REBAP, cujo espaçamento entre estribos deve respeitar as seguintes condições:

Nas zonas em que:

$$V_{sd} \leq \frac{1}{6} \cdot \tau_2 \cdot b_w \cdot d$$

$s \leq 0,9 \cdot d$ com o máximo de 30 cm;

Nas zonas em que:

$$\frac{1}{6} \cdot \tau_2 \cdot b_w \cdot d < V_{sd} \leq \frac{2}{3} \cdot \tau_2 \cdot b_w \cdot d$$

$s \leq 0,5 \cdot d$ com o máximo de 25 cm;

Nas zonas em que:

$$V_{sd} > \frac{2}{3} \cdot \tau_2 \cdot b_w \cdot d$$

$s \leq 0,3 \cdot d$ com o máximo de 20 cm;

2.4.3.2. Dimensionamento de um Pórtico (relativo à viga V4)

Conhecendo os esforços actuantes na viga devido à carga resultante da laje já dimensionada, sabemos que $V_{Sd} = 33,4 \text{ kN/m}$ (esforço resultante da laje). Apresentam-se em seguida os valores de V_{Sd} e M_{Sd} resultantes daquela solicitação.

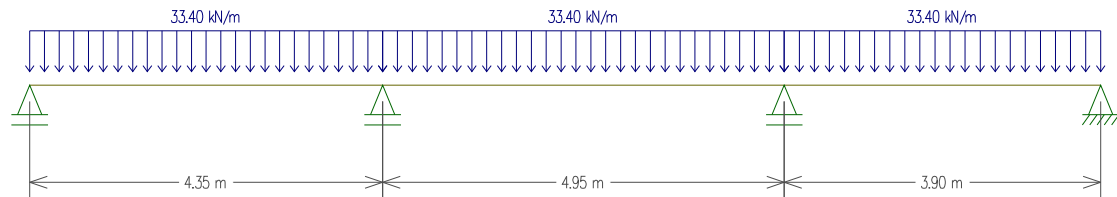


Fig. 35 – Esforços Actuantes

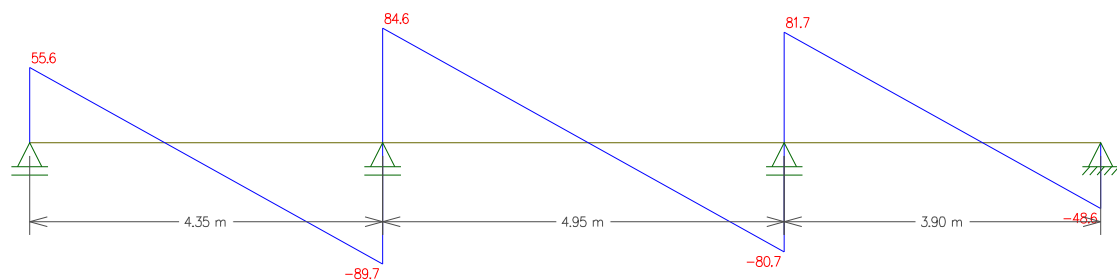


Fig. 36 – Diagrama de Esforços Transversos (kN/m)

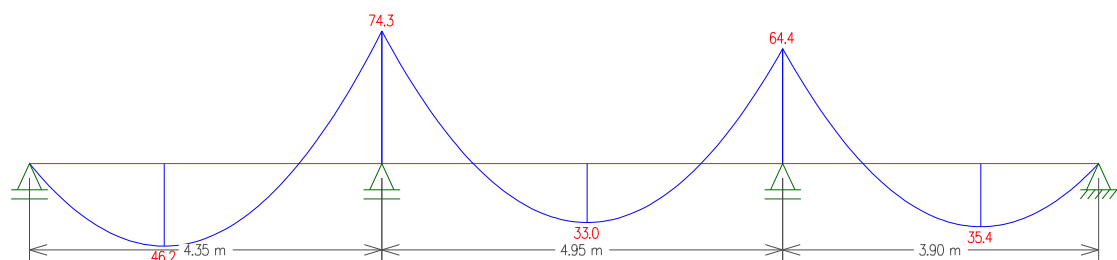


Fig. 37 – Diagrama de Momentos Flectores (kN.m/m)

Como foi referido anteriormente o pré-dimensionamento das vigas fez-se a partir da altura deste elemento estrutural, condicionada pela verificação da altura mínima definida pelo Art.º 89.1 do REBAP. No entanto faremos um novo pré-dimensionamento com base no momento de cálculo máximo, considerando μ com valor compreendido entre 0,20 e 0,25.

Assim para um valor de $\mu = 0,23$, um valor de $M_{sd} = 74,3 \text{ kN.m/m}$ e um valor de $b = 0,25 \text{ m}$ (igual à dimensão do pilar, com pré-dimensionamento mais à frente), temos:

$$\mu = \frac{M_{sd}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \Leftrightarrow 0,23 = \frac{74,3}{0,25 \times d^2 \times 13,3\text{E}^3} \Leftrightarrow d = 0,31 \text{ m}$$

Como $h = d + \text{recobrimento}$, temos:

$$h = 0,31 + 0,03 = 0,34 \text{ m} \approx \underline{0,35 \text{ m}}$$

Com este novo pré-dimensionamento obtemos uma dimensão para a viga em estudo de 0,25 x 0,35 m, podemos assim iniciar o dimensionamento deste elemento.

Para o 1º vão (momentos positivos), temos:

- $M_{sd} = 46,2 \text{ kN.m/m}$

$$\mu = \frac{M_{sd}}{b d^2 f_{cd}} = \frac{46,2}{0,25 \times 0,32^2 \times 13,3\text{E}^3} = 0,136$$

$$\omega = \mu (\mu + 1) = 0,136 \times (0,136 + 1) = 0,154$$

$$A_s^+ = \frac{\omega \times b \times d \times f_{cd}}{f_{syd}} = \frac{0,154 \times 0,25 \times 0,32 \times 13,3\text{E}^3}{348\text{E}^3} = 4,71 \text{ cm}^2 \rightarrow 5\phi 12 (5,65 \text{ cm}^2)$$

Para o 2º apoio (momentos negativos), temos:

- $M_{sd} = 74,3 \text{ kN.m/m}$

$$\mu = \frac{M_{sd}}{bd^2 f_{cd}} = \frac{74,3}{0,25 \times 0,32^2 \times 13,3E^3} = 0,218$$

$$\omega = \mu (\mu + 1) = 0,218 \times (0,218 + 1) = 0,266$$

$$A_s^- = \frac{\omega \times b \times d \times f_{cd}}{f_{syd}} = \frac{0,266 \times 0,25 \times 0,32 \times 13,3E^3}{348E^3} = 8,13 \text{ cm}^2 \rightarrow 2\phi 16 + 4\phi 12 (8,54 \text{ cm}^2)$$

Para o 2º vão (momentos positivos), temos:

- $M_{sd} = 33,0 \text{ kN.m/m}$

$$\mu = \frac{M_{sd}}{bd^2 f_{cd}} = \frac{33,0}{0,25 \times 0,32^2 \times 13,3E^3} = 0,097$$

$$\omega = \mu (\mu + 1) = 0,097 \times (0,097 + 1) = 0,106$$

$$A_s^+ = \frac{\omega \times b \times d \times f_{cd}}{f_{syd}} = \frac{0,106 \times 0,25 \times 0,32 \times 13,3E^3}{348E^3} = 3,24 \text{ cm}^2 \rightarrow 3\phi 12 (3,39 \text{ cm}^2)$$

Para o 2º apoio (momentos negativos), temos:

- $M_{sd} = 64,4 \text{ kN.m/m}$

$$\mu = \frac{M_{sd}}{bd^2 f_{cd}} = \frac{64,4}{0,25 \times 0,32^2 \times 13,3E^3} = 0,189$$

$$\omega = \mu (\mu + 1) = 0,189 \times (0,189 + 1) = 0,225$$

$$A_s^- = \frac{\omega \times b \times d \times f_{cd}}{f_{syd}} = \frac{0,225 \times 0,25 \times 0,32 \times 13,3E^3}{348E^3} = 6,88 \text{ cm}^2 \rightarrow 2\phi 16 + 3\phi 12 (7,41 \text{ cm}^2)$$

Para o 3º vão (momentos positivos), temos:

- $M_{sd} = 35,4 \text{ kN.m/m}$

$$\mu = \frac{M_{sd}}{bd^2 f_{cd}} = \frac{35,4}{0,25 \times 0,32^2 \times 13,3E^3} = 0,104$$

$$\omega = \mu (\mu + 1) = 0,104 \times (0,104 + 1) = 0,115$$

$$A_s^+ = \frac{\omega \times b \times d \times f_{cd}}{f_{syd}} = \frac{0,115 \times 0,25 \times 0,32 \times 13,3E^3}{348E^3} = 3,52 \text{ cm}^2 \rightarrow 4\phi 12 (4,52 \text{ cm}^2)$$

Temos desta forma o dimensionamento do pórtico com as armaduras de momentos positivos e negativos.

2.4.3.2.1. Armadura mínima e máxima

Após o dimensionamento do pórtico iremos verificar se as armaduras se encontram dentro do mínimo e máximo para aquela secção.

- Armadura mínima

- $\rho = 0,15$ (valor referente a A400, tabela 8)

$$A_{s,\min} = \frac{\rho \times b_t \times d}{100} = \frac{0,15 \times 0,25 \times 0,32}{100} = 1,20 \text{ cm}^2$$

- Armadura máxima

$$A_{s,\max} = 4\% \times b_t \times h = 0,04 \times 0,25 \times 0,35 = 35 \text{ cm}^2$$

Podemos verificar que as armaduras atrás determinadas estão dentro do limite máximo e mínimo.

2.4.3.2.2. Espaçamento mínimo e máximo entre armaduras

O espaçamento mínimo deve ser suficiente para realizar a betonagem em boas condições, assegurando-lhes desta forma um bom envolvimento pelo betão e as necessárias condições de aderência.

- Espaçamento máximo

De acordo com a tabela 9 apresentada no ponto 2.4.3.1.3. para um ambiente pouco agressivo e para um aço A400 obtemos um espaçamento máximo de varões da armadura longitudinal de tracção de 12,5 cm.

- Espaçamento mínimo

O espaçamento mínimo não deve ser superior aos seguintes valores:

$$S \geq \begin{cases} 2 \text{ cm} \\ \phi_{MÁX} = 1,6 \text{ cm} \end{cases}$$

2.4.3.2.3. Comprimento de amarração

- **Com base no artigo 81.4º do REBAP, determinamos o $l_{b,net}$ (armadura positiva)**

Para um betão B25 (C20/25) e para uma amarração recta e considerando que temos boa aderência, então o comprimento de amarração é igual a:

$$l_{b,net} = 35 * \emptyset = 35 * 0,012 = 0,42 \text{ m}$$

- **Com base no artigo 81.4º do REBAP, determinamos o $l_{b,net}$ (armadura negativa)**

Para um betão B25 (C20/25) e para uma amarração recta e considerando que temos boa aderência, então o comprimento de amarração é igual a:

$$l_{b,net} = 35 * \emptyset = 35 * 0,016 = 0,56 \text{ m}$$

2.4.3.2.4. Armadura de Esforço Transverso

Seguindo o REBAP no artigo 53º, o esforço transverso pode ser calculado pela seguinte forma:

$$V_{rd} = V_{cd} + V_{wd}$$

V_{Rd} – Esforço transverso resistente.

V_{cd} – termo corrector da teoria de Morsch;

V_{wd} – resistência das armaduras de esforço transverso.

$$V_{cd} = \tau_1 \times b_w \times d = 650 \times 0,25 \times 0,32 = 52,0 \text{ kN}$$

$$V_{wd} = 0,9 \times d \times \frac{A_{sw}}{S} f_{syd} (1 + \cot g\alpha) \sin \alpha$$

$$V_{sd, \max} = 89,7 \text{ kN}$$

Temos de considerar que $V_{Rd} = V_{Sd}$ para se poder determinar o V_{wd} .

Assim sendo temos então:

$$89,7 = 52,0 + V_{wd} \rightarrow V_{wd} = 37,7 \text{ kN}$$

Como $V_{wd} > 0$ então necessitamos de armadura de esforço transverso.

Esta armadura de esforço transverso apenas será necessária nas zonas em que o esforço transverso tiver maior valor que 52,0 kN (esforço transverso máximo a que resiste o betão).

Vamos então calcular o afastamento dos estribos nesta zona. Para tal temos de utilizar a fórmula que permite o cálculo do esforço transverso.

$$V_{wd} = 0,9d \frac{A_{sw}}{S} f_{syd} (1 + \cot g\alpha) \sin \alpha$$

Substituindo valores na fórmula acima, vamos então calcular o espaçamento dos estribos.

$$37.7 = 0.9 \times 0.32 \times \frac{A_{sw}}{S} \times 348 E^3 \times (1 + \cot g 90^\circ) \sin 90^\circ$$

$$37.7 = 0.9 \times 0.32 \times \frac{A_{sw}}{S} \times 348 E^3 \times (1 + 0) \times 1$$

$$\frac{A_{sw}}{S} = 3.76 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Utilizando-se varões $2 \phi 6$ para os estribos:

$$s = \frac{2\phi 6}{3.76} = \frac{0.57}{3.76} = 0,15 \text{ m} \quad \xrightarrow{\text{solução}} \quad \text{est } \phi 6 // 0,15 \text{ m}$$

- A armadura mínima no esforço transversal na viga foi calculada segundo o artigo 94º do REBAP:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{b_w * s * \sin \alpha} * 100$$

Em que ρ_w para aço A400 = 0,10

$$0,10 = \frac{A_{sw}}{0,3 * s * \sin 90^\circ} * 100$$

$$\frac{A_{sw}}{s} = 3 \text{ cm}^2/\text{m}$$

O esforço transversal resistente deverá ser limitado pelo valor da seguinte expressão. (Art.53.4)

$$V_{rd} \leq \tau_2 \times b_w \times d$$

Tomamos $\tau_2 = 4,0 \text{ MPa}$

Assim sendo temos como valor do esforço transversal resistente:

$$V_{rd} \leq (4 \times 10^3) \times 0,25 \times 0,32$$
$$V_{rd} = 320 \text{ kN}$$

Como $V_{sd} < V_{Rd}$ então não temos problemas de corte na viga.

Nas zonas onde se verifique a condição $V_{sd} < \tau_1 \cdot b_w \cdot d$ a armadura pode ser diminuída de

$$\frac{V_{sd}}{\tau_1 \cdot b_w \cdot d}$$

Assim temos:

$$89,7 < 650 \times 0,25 \times 0,32 \quad \leftrightarrow \quad 89,7 < 52,0 \quad (\text{n\~{a}o verifica!!!})$$

Mas o espaçamento dos estribos, S , deve no caso de estribos normais ao eixo da viga, respeitar as condições:

- Verificação da 1ª condição:

$$89,7 \leq \frac{1}{6} * 4000 * 0,25 * 0,32 \quad \leftrightarrow \quad 89,7 < 53,3 \quad (\text{ko!!!})$$

- Verificação da 2ª condição:

$$\frac{1}{6} \times 4000 \times 0,25 \times 0,32 < V_{sd} \leq \frac{2}{3} \times 4000 \times 0,25 \times 0,32$$

$$53,3 < 89,7 \leq 213,3 \text{ kN} \quad (\text{OK!!!})$$

$$s \leq 0,5d$$

$$S \leq 0,5 \times 0,32$$

$$S \leq 0,16 \text{ m}$$

- Com o máximo de 25 cm;

- Logo concluímos que o $s = 0,15 \text{ m}$.

2.4.4. Dimensionamento de pilares

Os pilares de betão armado são peças, geralmente verticais, em que a solicitação normal é a predominante, cujas secções transversais podem estar submetidas à compressão simples, ou flexão composta.

A principal função dos pilares é encaminhar as acções que actuam na estrutura até às fundações, pelo que constituem elementos de uma importância vital nas estruturas.

2.4.4.1. Pilares sujeitos a compressão simples

A compressão simples corresponde ao caso em que a solicitação é um esforço normal, que actua no baricentro da secção. É muito difícil na prática do betão armado a existência de compressão simples, devido à incerteza que existe no ponto de aplicação do esforço normal. Por isso, o regulamento recomenda que as peças sujeitas à compressão simples sejam calculadas com uma excentricidade accidental, transformando o problema em flexão composta.

Para obter a secção dos pilares é considerado apenas o esforço de compressão dado por:

$$N_{rd} = F_{rc} + F_{rs}$$

em que F_{rc} e F_{rs} são respectivamente as forças resistentes correspondentes ao betão e às armaduras, considerando que os dois materiais estão sujeitos a extensões de encurtamento de 2‰. Portanto, a tensão do betão é $0,85f_{cd}$ e do aço é F_{syd} , sendo:

$$N_{rd} = 0,85f_{cd} A_c + f_{syd} A_s$$

em que A_c e A_s são respectivamente as áreas das secções transversais do betão e das armaduras. Estimando que a área do aço seja 1 % da área de betão vem:

$$A_s \geq \frac{N_{sd}}{0,85f_{cd} + 0,01f_{syd}}$$

A secção transversal não deverá ser inferior a 20cm e a sua esbelteza não deverá ser superior a 140.

2.4.4.1.1. Encurvadura

Este fenómeno caracteriza-se pela ocorrência de deformações transversais ao plano em que actuam as cargas como:

- Varejamento em elementos muito esbeltos comprimidos axialmente;
- Bامbeamento em elementos sujeitos a esforços de flexão.

A verificação da segurança em relação à encurvadura poderá ser dispensada no caso de se verificar uma das seguintes condições:

Flexão

$$\frac{M_{sd}}{N_{sd}} \geq 3,5 h \quad \text{para } \lambda \leq 70$$

$$\frac{M_{sd}}{N_{sd}} \geq 3,5 h \frac{\lambda}{70} \quad \text{para } \lambda > 70$$

2.4.4.1.2. Esbelteza dos pilares (Art.º 59 REBAP)

Estruturas de nós móveis:

$$\lambda \leq 35$$

Estruturas de nós fixos:

$$\lambda \leq 50 - 15 \frac{M_{sd,b}}{M_{sd,a}}$$

em que $M_{sd,a}$ e $M_{sd,b}$ são os valores de cálculo dos momentos actuantes nas extremidades do pilar, admitindo-se $|M_{sd,a}| \geq |M_{sd,b}|$ e atribuindo-lhes o mesmo sinal ou sinais contrários consoante determinam uma deformada do pilar com simples ou com dupla curvatura, respectivamente.

No caso de a segurança em relação ao estado limite último de encurvadura não ser dispensado, o momento de cálculo M_{sd} na secção crítica é calculado segundo o Art.º 62º do REBAP.

Nas estruturas de nós móveis as secções críticas localizam-se nas extremidades, sendo o valor do momento em cada direcção dado por:

$$M'_{sd} = M_{sd} + N_{sd} \cdot e$$

Para estruturas de nós fixos a secção crítica localiza-se numa zona intermédia, sendo o M_{sd} o maior dos seguintes valores:

$$M_{sd} = 0,6 \cdot M_{sd,a} + 0,4 \cdot M_{sd,b} \qquad M_{sd} = 0,4 \cdot M_{sd,a}$$

2.4.4.1.3. Excentricidades (Art.º 63 REBAP)

As excentricidades a ter em conta no sentido mais desfavorável no plano de encurvadura em consideração são:

- Excentricidade accidental e_a : visa atender aos efeitos das imperfeições geométricas de execução dos pilares ou da deficiente avaliação da posição da resultante das forças actuantes. Nos casos correntes toma o valor de $l_0/300$, com um mínimo de 2 cm, sendo l_0 o comprimento efectivo de encurvadura.
- Excentricidade de segunda ordem e_2 : corresponde à máxima deformação transversal na secção crítica do pilar. É dada pelas seguintes expressões:

$$e_2 = \frac{1}{r} \cdot \frac{l_0}{10}$$

com a curvatura do pilar na secção crítica:

$$\frac{l}{r} = \frac{5}{h} \times 10^{-3} \times \eta$$

em que:

- h – altura da secção no plano de encurvadura considerado;
- η – coeficiente dado pela expressão:

$$\eta = \frac{0,4 \times f_{cd} \times A_c}{N_{sd}}$$

onde:

- A_c – área da secção transversal do pilar.
- Excentricidade de fluência e_c : que se destina ter em conta o acréscimo de deformação do pilar devido aos efeitos de fluência, deve ser quantificada em face dos esforços actuantes e das propriedades reológicas do betão. Nos casos correntes, pode considerar-se para esta excentricidade o valor dado pela expressão:

$$e_c = \left(\frac{M_{Sg}}{N_{Sg}} + e_a \right) \left[\exp \left(\frac{\varphi_c(t_\infty, t_0) N_{Sg}}{N_E - N_{Sg}} \right) - 1 \right]$$

em que:

- M_{Sg}, N_{Sg} – esforços devidos às acções com carácter de permanência (que provocam fluência);
- e_a – excentricidade accidental;
- $\varphi_c(t_\infty, t_0)$ – coeficiente de fluência que poderá, em geral, tomar o valor 2,5;
- N_E – carga crítica de Euler

A excentricidade de fluência poderá, no entanto, deixar de ser considerada nos casos em que se verifique uma das seguintes condições:

$$\frac{M_{Sd}}{N_{Sd}} \geq 2,0 h$$

$$\lambda \leq 70$$

A excentricidade final a considerar, será o somatório de todas as excentricidades adicionais:

$$e = e_a + e_2 + e_c$$

2.4.4.2. Mobilidade da estrutura (Art.º 58 REBAP)

Consideram-se como estruturas de nós fixos aquelas cujos nós, sob o efeito dos valores de cálculo das acções, sofrem deslocamentos horizontais de valor desprezável;

Entende-se que os deslocamentos dos nós são desprezáveis quando o forem os efeitos secundários a eles devidos.

Do ponto de vista prático pode considerar-se que as estruturas são de nós fixos quando for satisfeita a condição:

$$h_{total} \sqrt{\frac{\sum N}{\sum EI}} \leq \eta$$

sendo:

- $\eta = 0,2 + 0,1.n$ – para n (número de andares) inferior a 4;
- $\eta = 0,6$ – para n igual ou superior a 4;
- h_{total} – altura total da estrutura acima das fundações;
- $\sum N$ – soma dos esforços normais ao nível da fundação, não multiplicados pelos coeficientes γ_f , correspondentes às combinações de acções relativa ao Estado Limite de Utilização em consideração;
- $\sum EI$ – soma dos factores de rigidez de flexão, em fase não fendilhada, de todos os elementos verticais de contraventamento na direcção considerada, se estes não tiverem rigidez constante em altura, deverá considerar-se uma rigidez equivalente.

2.4.4.3. Esbelteza dos pilares (Art.º 59 REBAP)

A esbelteza, λ , de um pilar de secção constante é definida, para uma dada direcção, pela expressão:

$$\lambda = \frac{l_0}{i}$$

em que:

- l_0 – comprimento efectivo de encurvadura na direcção considerada;
- i – raio de giração da secção transversal do pilar na direcção considerada, supondo-a constituída apenas por betão.

O comprimento efectivo de encurvadura é determinado por:

$$l_0 = \eta \cdot l$$

em que:

- l – é o comprimento livre do elemento;
- η – é um factor que depende das condições de ligação das suas extremidades.

- Pilares de estruturas de nós fixos, o menor dos valores dados por:

- $\eta = 0,7 + 0,05 \cdot (\alpha_1 + \alpha_2) \leq 1$
- $\eta = 0,85 + 0,05 \cdot \alpha_{min} \leq 1$

- Pilares de estruturas de nós moveis, o menor dos valores dados por:

- $\eta = 1,0 + 0,15 \cdot (\alpha_1 + \alpha_2)$
- $\eta = 2,0 + 0,3 \cdot \alpha_{min}$

em que:

- α_1 – parâmetro relativo a uma das extremidades do pilar, dado pela relação entre a soma das rigidezes de flexão dos pilares que concorrem no nó e a soma das rigidezes de flexão das vigas que aí também concorrem;
- α_2 – parâmetro idêntico a α_1 , relativo a outra extremidade do pilar;
- α_{min} – o menor dos valores α .

2.4.4.4. Armadura longitudinal (Art.º 121 REBAP)

Os varões longitudinais constituem a armadura principal e estão encarregados de absorver as compressões, em colaboração com o betão, e as tracções em alguns casos de flexão composta, além de colaborarem, juntamente com os estribos para evitar a rotura por deslizamento do betão.

O espaçamento entre varões não deve exceder 30cm, mas em pilares cuja largura das faces seja igual ou inferior a 40cm, basta dispor de varões junto aos cantos.

Em geral, os pilares são dimensionados à flexão composta ou flexão desviada, consoante os esforços aplicados no pilar.

Esse dimensionamento pode ser realizado através de tabelas e ábacos específicos, seguindo uma metodologia bastante simples, que consiste, para pilares rectangulares sujeitos a flexão desviada, num primeiro passo em calcular o valor reduzido do valor de cálculo do esforço normal resistente através da expressão seguinte:

$$v = \frac{N_{Rd}}{b \cdot h \cdot f_{cd}}$$

Seguidamente calcula-se o valor reduzido do valor de cálculo do momento flector resistente em cada direcção:

$$\mu_x = \frac{M_{Rd,x}}{b \cdot h^2 \cdot f_{cd}} \quad e \quad \mu_y = \frac{M_{Rd,y}}{b \cdot h^2 \cdot f_{cd}}$$

Por fim calcula-se o valor de η :

$$\eta = \frac{\mu_x}{\mu_y}$$

Conhecendo o tipo de aço, as quantidades de armadura em cada face e o recobrimento, escolhe-se o ábaco de flexão correspondente, de onde se obtém a percentagem mecânica de armadura, ω sendo:

$$\omega = \frac{A_s}{A_c} \cdot \frac{f_{syd}}{f_{cd}}$$

obtendo-se assim a quantidade de armadura, que não deve ser inferior a 0,8% da secção do pilar, no caso do aço A235, e 0,6%, no caso do aço A400 e A500.

2.4.4.5. Armadura transversal (Art.º 122 REBAP)

Os estribos que constituem a armadura transversal destinam-se a evitar a encurvadura dos varões longitudinais, a absorver os esforços transversos e a cintar o betão.

O espaçamento dos estribos deve ser o menor de três valores:

$$S \geq \begin{cases} 12 \times \phi_{MÍN} \\ l_{MÍN} \\ 30 \text{ cm} \end{cases}$$

em que:

- ϕ_{min} – menor diâmetro dos varões da armadura longitudinal;
- L_{min} – menor dimensão da secção do pilar.

Sendo ainda referido no REBAP que, quando usados para a armadura longitudinal varões iguais ou superiores a 25 mm, a armadura transversal deve ser constituída por varões de diâmetro não inferior a 8 mm.



2.4.5. Dimensionamento de fundações

As fundações classificam-se de acordo com a profundidade (superficiais e profundas), com o método construtivo e de acordo com o material de construção, de betão de alvenaria ou metálicas.

No trabalho realizado, foram consideradas fundações superficiais (ou directas) em betão para resolver o problema da transmissão das cargas do edifício para o solo.

São consideradas fundações superficiais aquelas em que as solicitações são transmitidas ao solo exclusivamente pela face inferior do elemento de fundação. Embora estas nunca sejam realmente executadas na superfície do solo, pois existe necessidade de as enterrar, por motivos de protecção. O terreno que existe lateralmente para cima da cota da face inferior da fundação é tomado como simples sobrecarga.

Refere-se, apenas a título de referência, a existência de fundações profundas ou indirectas, sendo estas executadas de forma que as solicitações transmitidas pelo solo, são absorvidas quer pela parede lateral, quer pela parte inferior ou extremo do elemento de fundação em contacto com o solo lateralmente adjacente. Como exemplo deste tipo de fundações, podem-se referir as estacas.

As sapatas são as mais utilizadas, por motivos estruturais, ou para tirar partido das características do terreno quando este apresenta na sua superfície capacidade resistente média ou alta, comparativamente com as solicitações impostas e tensões do terreno, e apresenta relativa homogeneidade de modo a não existirem assentamentos diferenciais na estrutura.

Para edifícios em geral, é comum utilizar-se sapatas ligadas por vigas de travamento (lintéis). Quando a área das sapatas for superior a 60% da área do edifício, opta-se pelo ensoleiramento geral.

2.4.5.1. Sapatas rígidas

Na prática dimensionam-se as sapatas como rígidas pelo método de cálculo que a seguir se apresenta, considerando que a altura útil da sapata é maior que metade da máxima consola, isto é:

$$H_u \geq \frac{\text{Máxima consola}}{2}$$

No dimensionamento de uma sapata, o primeiro passo é determinar as suas dimensões em planta. Conhecendo os esforços no pilar e a tensão admissível do terreno, obtém-se a área da sapata, considerando numa primeira fase, 5 a 10% da carga do pilar para contabilizar o peso próprio da sapata. No entanto, a altura da sapata é condicionada pela verificação da segurança ao corte.

2.4.5.2. Condições de estabilidade

2.4.5.2.1. Tensão de referência

A tensão de referência define-se como sendo uma média pesada das tensões máxima e mínima instaladas no terreno, atribuindo-se um peso de 3 à tensão máxima e um peso de um à tensão mínima. Sendo assim a expressão da tensão de referência é:

$$\bar{\sigma} = \frac{3 \cdot \sigma_{\text{máx}} + \sigma_{\text{mín}}}{4}$$

A noção de tensão de referência é importante já que a verificação de tensões no terreno consiste exatamente em verificar a condição:

$$\bar{\sigma} \leq \sigma_{adm}$$

2.4.5.2.2. Verificação ao estado limite de flexão

Um modelo apropriado para o dimensionamento das armaduras na sapata, deve corresponder aos modelos de bielas e tirantes. No entanto não é de fácil aplicação na presença de situações de pilares sujeitos a excentricidades.

Por esse motivo, e por as características de uma sapata rígida definem um comportamento global na rotura do mesmo tipo que se verifica em consolas curtas, pode aplicar-se uma metodologia equivalente. Assim, é usual por permitir uma aplicação sistemática mais simples, a adopção de modelos de flexão no dimensionamento das armaduras em sapatas.

É no entanto importante ter-se presente que as forças de tracção nas armaduras consideradas neste modelo não acompanham o desenvolvimento dos diagramas de momentos, pelo que se opta por não fazer interrupções das armaduras ao longo da extensão das sapatas.

2.4.5.2.3. Verificação ao estado limite de punçoamento

O efeito de punçoamento resulta da actuação de uma elevada força concentrada, geralmente transmitida por um pilar a uma sapata.

O estado limite último de punçoamento está associado à formação de uma superfície de rotura com forma tronco-cónica com geratrizes a 45° no caso de elementos de fundação.

O valor de cálculo do esforço resistente de punçoamento V_{Rd} , no caso de não existirem armaduras específicas para resistir a este esforço, é dado por:

$$V_{rd} = b_2 \cdot d_2 \cdot f_{vd} \cdot 2$$

onde:

- V_{Rd} – valor de cálculo do esforço resistente de punçoamento;
- b_2 – dimensão da figura;
- d_2 – altura útil
- $f_{vd} = 0,129 \cdot \sqrt{f_{ck}}$

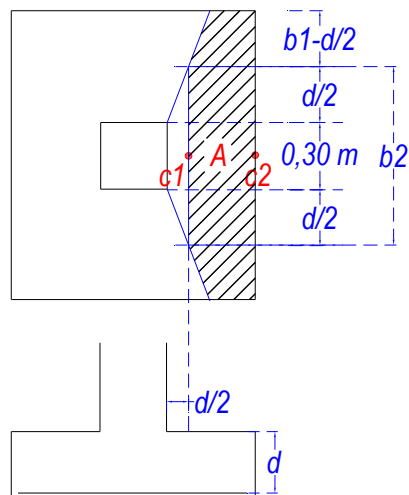


Fig. 38 – Verificação ao Corte – $v \leq 1.5B$ (Degradação a 45°)

$$V_{sd} = \frac{\sigma_{c1} + \sigma_{c2}}{2} \cdot A$$

2.4.5.3. Armaduras

2.4.5.3.1. Método das consolas

O cálculo da armadura pode ser realizado através do método das consolas, como já foi referido anteriormente, separadamente em ambas as direcções. Este processo admite que a sapata está dividida simetricamente em cada direcção, em que cada uma das partes actua como uma consola.

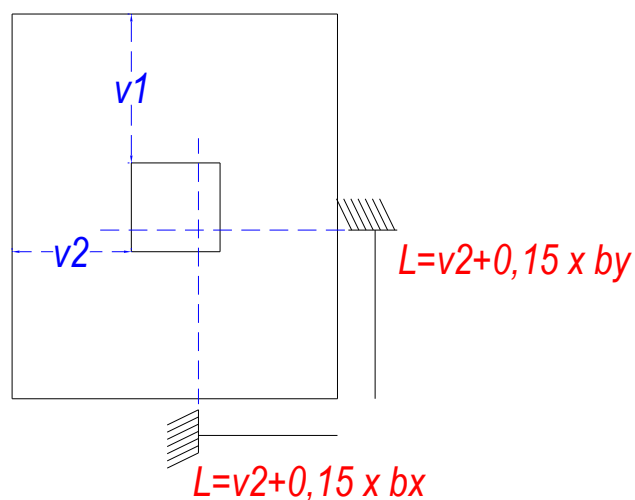


Fig. 39 - Modelo de Cálculo pelo método das Consolas

3. Projecto da Rede Predial de Águas

O projecto da rede predial de águas foi projectado para que seja assegurado o seu bom funcionamento global, preservando-se a segurança, a saúde e o conforto dos utilizadores, de acordo com o Decreto Regulamentar nº 26/95 de 23 de Agosto, Regulamento Geral dos Sistemas Públicos e Prediais de Distribuição de Água e de Drenagem de Águas Residuais (RGSPDADAR). Assim as redes foram dispostas e dimensionadas de acordo com o referido Regulamento.

3.1. Descrição Geral do Traçado da Rede

A moradia será alimentada directamente a partir da conduta pública de abastecimento existente no arruamento adjacente.

À entrada do lote será instalado um contador volumétrico em nicho próprio, que fará a contagem da água. Este será dotado de uma válvula selada na posição de aberto a montante e uma válvula de seccionamento a jusante. Após o contador, a rede alimentará as torneiras das instalações sanitárias, cozinha e torneiras de lavagem e rega.

Será instalada um termoacumulador eléctrico para a produção de água quente, na cozinha.

O ramal de ligação terá de possuir:

Um diâmetro mínimo de 40 mm;

Fornecer um caudal mínimo de 3.50 l/s, à pressão de 30 mca, pressão esta, que seria a ideal, no entanto este valor é condicionado pela rede de abastecimento de água.

As tubagens terão a indicação de azul ou vermelho, representando a rede de abastecimento para consumo de água fria e água quente, respectivamente e de acordo com as peças desenhadas.

O traçado da rede de distribuição será constituído por troços rectos, horizontais e verticais, ligados entre si por acessórios apropriados, devendo os primeiros possuir uma inclinação aconselhável de 0.5%, de modo a favorecer a circulação de ar.

Na instalação conjunta das tubagens de água fria e quente deverá separar-se de pelo menos 5 cm, sendo a tubagem de água quente colocada a um nível superior da tubagem de água fria.

As canalizações enterradas no solo serão assentes de modo a ficarem convenientemente apoiadas em todo o seu comprimento e de modo a darem satisfação às disposições regulamentares quanto à sua localização e recobrimento.

A rede geral de distribuição de água andar a andar suspensa no tecto, e no interior dos compartimentos a rede andar a andar embebida nas paredes. O esquema de princípio que integra o projecto esclarece convenientemente a distribuição de água.

Somente após verificadas as boas condições de execução e de assentamento e depois da aprovação da fiscalização é que se poderá proceder ao tapamento de roços.

As figuras seguintes mostram o traçado em planta da rede predial de águas, temos rede de águas frias e quentes, as primeiras assinaladas a azul e as segundas e vermelho. Estas figuras apresentam-se ainda em anexo correspondendo o anexo ao assinalado na figura. De referir que estas imagens não têm uma escala definida, sendo meramente ilustrativas.

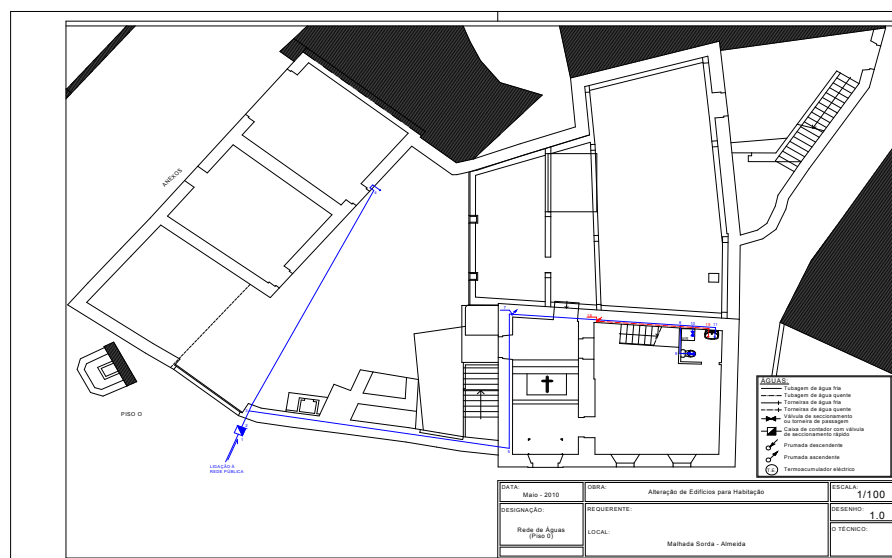


Fig. 40 - Traçado das redes de águas quentes e frias – Piso 0 (Anexo 2.0)

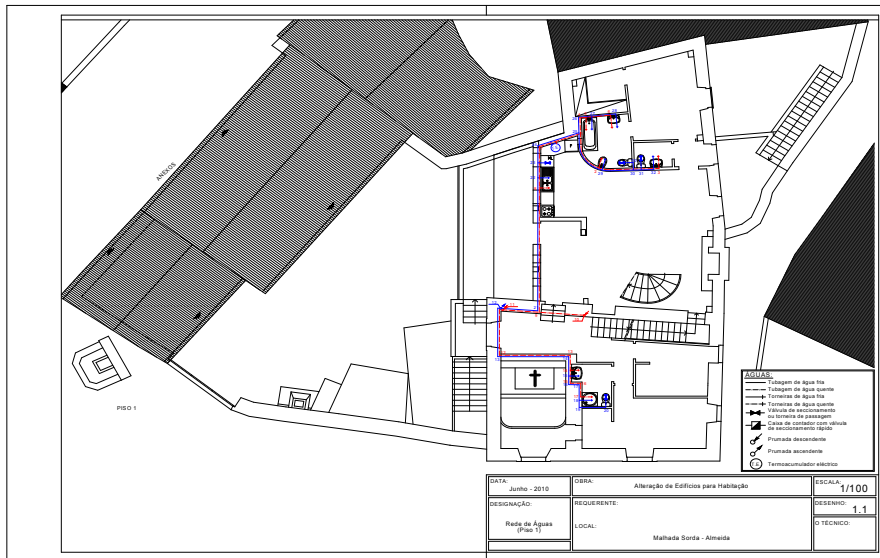


Fig. 41 - Traçado das redes de águas quentes e frias – Piso 1 (Anexo 2.1)

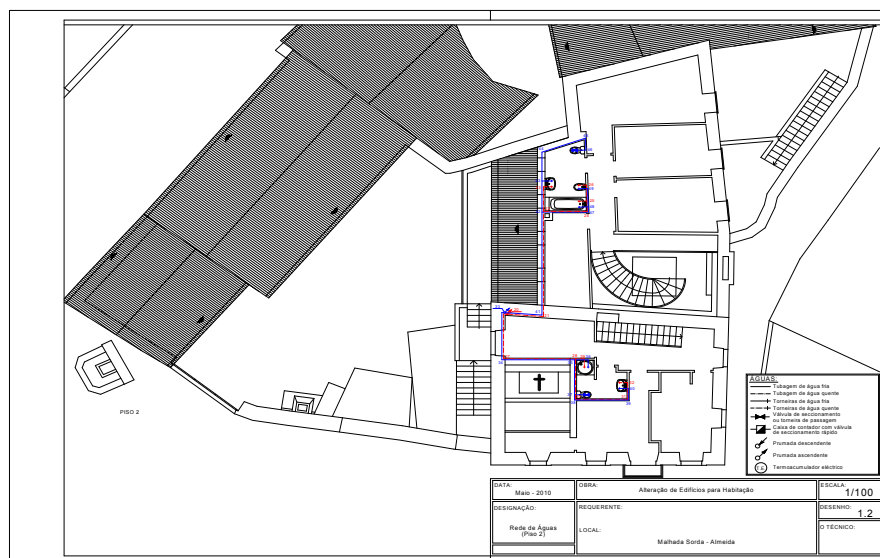


Fig. 42 - Traçado das redes de águas quentes e frias – Piso 2 (Anexo 2.2)

3.2. Tubagem

3.2.1. Aplicação

As canalizações interiores da rede de distribuição poderão ser instaladas à vista, em galerias, caleiras, tectos falsos, embainhadas ou embutidas. Deverão ser previstas liras de compensação de forma a prever as oscilações da tubagem num eventual movimento da estrutura.

As tubagens das canalizações de água serão em polipropileno copolímero random (PPR) com acessórios do mesmo material e ligações por soldadura por difusão. As canalizações não embutidas são fixadas por abraçadeiras em aço galvanizado, espaçadas em conformidade com as características do material. A distância entre os apoios deverá respeitar os comprimentos máximos definidos no documento de homologação quando este é exigido, ou em tabelas do fabricante nos restantes casos, em função da posição da tubagem e dos respectivos diâmetros. Entre as braçadeiras e o tubo deve interpor-se uma junta de material adequado, nomeadamente borracha resiliente, de forma a apoiar os tubos sem aperto, a possibilitar-lhes pequenas deslocações sem constrangimento e a evitar a transmissão de ruídos aos elementos da construção. O esquema de suporte e os materiais e peças a utilizar serão previamente submetidos à aprovação da Fiscalização.

O atravessamento de paredes e de pavimentos, ou de outros elementos quando previsto, será sempre envolvido por uma manga em tubo de zinco ou de PVC que permita o seu livre movimento. A tubagem não ficará no entanto em contacto com a referida manga devendo para tal interpor-se um anel de borracha ou de plástico flexível.

Nos casos em que tal se justifique deve aquele espaço ser preenchido com material isolante térmico devidamente protegido.

A instalação embebida em paredes e/ou pavimentos deverá ser envolvida em espuma elastomérica de 6 a 9 mm de espessura.

Nas montagens em que a tubagem fique acessível, à vista ou em "courettes", deve deixar-se uma distância de pelo menos 5 cm entre a superfície exterior do tubo, ou a do seu isolamento quando for o caso, e as paredes ou tectos.



Os troços enterrados serão assentes sobre uma camada de areia de forma a obter um leito uniforme ou, quando permitido pela Fiscalização, sobre o próprio terreno, depois de regularizado e isento de pedras e de outros elementos eventualmente contundentes para a tubagem. Feito o assentamento desta procede-se ao seu envolvimento com materiais seleccionados ou com reposição dos produtos escavados, depois de cirandados se necessário, até à altura de 0.20 m medida a partir do extradorso da tubagem. A compactação do material de aterro deve ser feita cuidadosamente de forma a não danificar a tubagem e a garantir a estabilidade dos pavimentos.

Não é permitido o embutimento de tubagem no "miolo" de lajes ou massames. Quando for indispensável embeber a tubagem no pavimento, mediante indicação do projecto ou acordo da Fiscalização, ela deverá situar-se na camada de recobrimento ou de regularização, interferindo o menos possível com a parte estrutural.

3.2.2. Válvulas de seccionamento

De acordo com a regulamentação em vigor e, sem prejuízo de outras indicações do projecto, deverão ser instaladas válvulas de seccionamento nos ramais de alimentação de todas as instalações, bacias de retrete e equipamentos de produção de água quente. Estas serão do tipo macho esférico e deverão ter o manípulo cromado de acordo com as restantes dispositivos de utilização definidos pelo Projecto de Arquitectura.

3.2.3. Isolamento térmico

a) Todas as tubagens da rede de água quente serão envolvidas por um isolante térmico. Exceptuam-se os ramais individuais de abastecimento aos aparelhos sanitários que não disporão de qualquer isolamento.

Os produtos a empregar no isolamento térmico deverão ser facilmente adaptáveis, imputrescíveis, quimicamente neutros, resistentes à humidade e aos microorganismos e de baixo custo.

Deverão ser observadas todas as especificações de materiais indicadas na Memória Descritiva.

Entre os materiais que eventualmente poderão ser utilizados, recomendam-se os seguintes:

Coquilhas de lã mineral ou de rocha;

Tubo de borracha sintética;

Tubo de poliuretano expandido.

O isolamento apresentará uma espessura mínima indicada nos quadros seguintes, de acordo com o diâmetro interno do tubo a isolar e ao tipo de material adoptado.

Coquilhas de lã mineral ou de rocha.

Tabela 12 - Espessura Mínima para Coquilhas de Lã Mineral ou de Rocha

Diâmetro Interno (mm)	Espessura do Isolamento	
	Temperatura da Água	
	40-65 °C	66-100 °C
$\leq \emptyset 32$	20	20
$32 \leq \emptyset \leq 50$	20	30
$50 \leq \emptyset \leq 80$	30	30
$\geq \emptyset 80$	30	40

Tubo de borracha sintética ou espumas expandidas.

Tabela 13 - Espessura Mínima para Tubos de Borracha Sintética ou Espumas Expandidas

Diâmetro Interno (mm)	Esp. Isolamento
$\leq \emptyset 30$	9
$30 \leq \emptyset \leq 60$	13
$\geq \emptyset 60$	19

Para montagem no exterior aumentar 10 mm.

Se se optar por coquilhas de lã mineral ou de rocha, o isolamento deverá ser fixado à tubagem por meio de fio metálico não oxidável.

O isolamento térmico não deverá ser interrompido nos locais de colocação de braçadeiras, válvulas, etc.,...

Nas transições das zonas isoladas para as não isoladas deverá aplicar-se uma tampa estanque.



Não será permitido o isolamento comum a dois tubos.

Sempre que a tubagem for instalada à vista haverá ainda um revestimento exterior em chapa lisa de alumínio, de espessura não inferior a 0.6 mm.

Os vários troços de chapa de protecção terão uma sobreposição mínima de 30 mm e deverão unir-se através de juntas do tipo canelado para evitarem a entrada de água e serem fixadas por aparafusamento;

Os discos de topo serão tornados estanques por aplicação de mastic apropriado;

Junto às válvulas, a protecção de alumínio será constituída por duas partes desmontáveis, ligadas entre si por grampos de aperto rápido.

Chama-se a particular atenção do Adjudicatário para os trabalhos de isolamento da tubagem, que deverão ser executados por pessoal altamente especializado. Exigir-se-á que o isolamento seja da maior qualidade, com vista à obtenção de um alto rendimento da instalação.

Antes de serem iniciados estes trabalhos, o Adjudicatário obriga-se a submeter à apreciação da Fiscalização da Obra, amostras do isolamento "acabado".

3.3. Dimensionamento Hidráulico

3.3.1. Abastecimento de água para consumo

3.3.1.1. Caudais

Os caudais de cálculo são determinados em função dos caudais instantâneos acumulados, tendo em atenção um conforto normal dos utentes, bem como uma probabilidade de simultaneidade de funcionamento dos diversos aparelhos, tendo-se utilizado o gráfico do Anexo V do RGSPPDADAR.

Os caudais instantâneos fixados para cada dispositivo foram considerados de acordo com o Anexo IV do Regulamento:

Tabela 14 - Caudais Mínimos nos Dispositivos de Utilização Água Fria ou Quente

Dispositivos	Caudais Instantâneos	Diâmetro (mm)
Lavatório Individual (Lv)	0.10	16
Lavatório Colectivo (Lv)	0.05	16
Bidé (Bd)	0.10	16
Banheira	0.25	25
Autoclismo de bacia de retrete	0.10	16
Chuveiro (Ch)	0.15	20
Urinol (Mi)	0.20	20
Pia Lava Louça (Ll)	0.20	20
Boca de rega ou de lavagem	0.45	20
Máquina de Lavar-Louça	0.15	20
Máquina de Lavar Roupa	0.20	20
Tanque (Tq)	0.20	20

3.3.1.2. Diâmetros

Os diâmetros das tubagens são determinados em função do caudal de cálculo, da velocidade de escoamento e perda de carga nas tubagens.

Os diâmetros escolhidos encontram-se dentro dos limites preconizados pela legislação em vigor e de acordo com o Documento de Homologação do fabricante.

3.3.1.3. Velocidades

As velocidades de escoamento nas tubagens foram obtidas em função do caudal de cálculo e de acordo com o Art.º 94.º, ou seja, $0.5 \leq V \leq 2.0$ m/s, no entanto, foram evitadas velocidades de escoamento que não sejam excepcionalmente baixas de forma a evitar a formação de depósitos nas canalizações e conseqüentemente de incrustações, nem superiores a 1.5 m/s de modo a precaver golpes de aríete e vibrações na rede de distribuição. Foram calculadas pela fórmula seguinte:

$$V = \frac{Q_c}{A} = \frac{Q_c}{\frac{\pi \emptyset_{com}^2}{4}}$$

onde:

- \emptyset_{com} – Diâmetro comercial (mm);
- Q_c – Caudal de cálculo (l/s);
- V – Velocidade (m/s);
- A – Área da secção da tubagem (m²).

3.3.1.4. Perdas de carga

As perdas de carga unitárias foram obtidas da fórmula de Flamant:

$$J = 4 b V^{7/4} \emptyset^{-5/4}$$

onde:

- J – Perda de carga (m/m);
- b – Factor caracterizador da rugosidade da tubagem;
- V – Velocidade (m/s);
- \emptyset – Diâmetro (m).



As perdas de carga localizadas tais como: curvas, tês, reduções não bruscas, uniões, etc., foram tomadas como 20% da perda de carga unitária.

3.3.1.5. Pressões

O cálculo hidráulico das pressões foi efectuado com base nas perdas de carga lineares e localizadas, bem como nos diferenciais altimétricos a vencer. Foi adoptado o valor da pressão residual mínimo de 20 m.c.a., no dispositivo mais desfavorável.

3.4. Contadores

No limite da propriedade junto à zona de entrada contígua com a via pública e com facilidade de acesso, será instalado o contador de água dentro de um nicho com uma janela de vidro na porta de modo a ser visualizado o contador para se tornar fácil a sua leitura. A localização do contador garante o cumprimento do disposto no Art.º 107º do RGSPDADAR.

3.5. Ligação à Rede Pública

A ligação à rede pública compreende as diligências junto dos SMAS de Almeida, a execução do armário do contador e abertura de valas e roços necessários para o ramal de ligação. Deve, portanto, o Adjudicatário consultar os Serviços de forma a inteirar-se do tipo e natureza da ligação a efectuar, o que permitirá a apresentação de um custo global para este artigo.

3.6. Tabelas de Dimensionamento

As tabelas que se seguem, apresentam o dimensionamento hidráulico da rede predial de águas frias e quentes, os troços apresentados nas tabelas, estão marcados nas plantas que servem de base ao dimensionamento e são apresentadas em anexo. De referir ainda que a pressão mínima de 20 m.c.a. será garantida no aparelho que se apresenta como mais desfavorável que corresponde ao ponto 32 da rede de água quente.

Tabela 15 – Dimensionamento da Rede de Água Fria

REDE DE ÁGUA FRIA											
TROÇO	Q _{ac} (l/s)	Q _{cál} (l/s)	D _{cál} (mm)	DN (mm)	D _i (mm)	V (m/s)	j (mca/m)	L(m)	1,2L	H(m)	Hg(m)
49_48	0,10	0,10	10,30	16	10,6	1,13	0,1951730	1,22	1,46	0,28495	-
48_47	0,35	0,33	18,71	32	21,2	0,93	0,0583566	0,27	0,32	0,01867	-
47_42	0,35	0,33	18,71	32	21,2	0,93	0,0583566	2,12	2,54	0,14823	-
46_45	0,10	0,10	10,30	16	10,6	1,13	0,1951730	0,62	0,74	0,14443	-
45_44	0,10	0,10	10,30	16	10,6	1,13	0,1951730	2,12	2,54	0,49574	-
44_43	0,10	0,10	10,30	16	10,6	1,13	0,1951730	1,49	1,79	0,34936	-
43_42	0,20	0,20	14,57	25	16,6	0,92	0,0777425	1,61	1,93	0,15004	-
42_41	0,55	0,42	21,11	32	21,2	1,19	0,0898364	5,32	6,38	0,57316	-
41_33	0,55	0,42	21,11	32	21,2	1,19	0,0898364	1,84	2,21	0,19854	-
40_39	0,10	0,10	10,30	16	10,6	1,13	0,1951730	0,60	0,72	0,14052	-
39_38	0,10	0,10	10,30	16	10,6	1,13	0,1951730	2,46	2,95	0,57576	-
38_37	0,10	0,10	10,30	16	10,6	1,13	0,1951730	0,27	0,32	0,06246	-
37_35	0,20	0,20	14,57	25	16,6	0,92	0,0777425	1,81	2,17	0,1687	-
36_35	0,15	0,15	12,62	20	13,2	1,10	0,1415418	0,62	0,74	0,10474	-
35_34	0,35	0,33	18,71	32	21,2	0,93	0,0583566	3,32	3,98	0,23226	-
34_33	0,35	0,33	18,71	32	21,2	0,93	0,0583566	2,45	2,94	0,17157	-
33_12	0,90	0,54	23,94	40	26,6	0,97	0,0473057	2,40	2,88	0,13624	2,40
32_31	0,10	0,10	10,30	16	10,6	1,13	0,1951730	0,58	0,70	0,13662	-
31_30	0,20	0,20	14,57	25	16,6	0,92	0,0777425	0,36	0,43	0,03343	-
50_30	0,10	0,10	10,30	16	10,6	1,13	0,1951730	0,40	0,48	0,09368	-
30_29	0,30	0,30	17,84	32	21,2	0,85	0,0498572	1,45	1,74	0,08675	-
29_25	0,40	0,35	19,27	32	21,2	0,99	0,0651038	2,40	2,88	0,1875	-
28_27	0,10	0,10	10,30	16	10,6	1,13	0,1951730	1,10	1,32	0,25763	-
27_26	0,35	0,33	18,71	32	21,2	0,93	0,0583566	0,62	0,74	0,04318	-
26_25	0,35	0,33	18,71	32	21,2	0,93	0,0583566	0,80	0,96	0,05602	-
25_TE	0,75	0,50	23,03	40	26,6	0,90	0,0414942	1,38	1,66	0,06888	-
TE_24	2,55	0,88	30,56	50	33,2	1,02	0,0391555	0,62	0,74	0,02898	-
24_23	2,55	0,88	30,56	50	33,2	1,02	0,0391555	0,89	1,07	0,0419	-
23_22	2,70	0,91	31,07	50	33,2	1,05	0,0411930	0,77	0,92	0,0379	-
22_21	2,90	0,95	31,75	50	33,2	1,10	0,0446868	6,86	8,23	0,36777	-
21_12	2,90	0,95	31,75	50	33,2	1,10	0,0446868	1,84	2,21	0,09876	-
20_19	0,10	0,10	10,30	16	10,6	1,13	0,1951730	1,22	1,46	0,28495	-
19_18	0,10	0,10	10,30	16	10,6	1,13	0,1951730	0,37	0,44	0,08588	-
18_17	0,25	0,25	16,29	25	16,6	1,16	0,1166356	0,80	0,96	0,11197	-
17_16	0,25	0,25	16,29	25	16,6	1,16	0,1166356	0,48	0,58	0,06765	-
16_15	0,25	0,25	16,29	25	16,6	1,16	0,1166356	0,45	0,54	0,06298	-
15_14	0,35	0,33	18,71	32	21,2	0,93	0,0583566	1,00	1,20	0,07003	-
14_13	0,35	0,33	18,71	32	21,2	0,93	0,0583566	3,26	3,91	0,22817	-
13_12	0,35	0,33	18,71	32	21,2	0,93	0,0583566	2,50	3,00	0,17507	-
12_7	4,15	1,14	34,78	63	42	0,82	0,0199195	2,40	2,88	0,05737	2,40
11_10	0,10	0,10	10,30	16	10,6	1,13	0,1951730	1,03	1,24	0,24201	-
10_8	0,30	0,30	17,84	32	21,2	0,85	0,0498572	0,56	0,67	0,0334	-
9_8	0,10	0,10	10,30	16	10,6	1,13	0,1951730	1,45	1,74	0,3396	-
8_7	0,40	0,35	19,27	32	21,2	0,99	0,0651038	7,75	9,30	0,60547	-
7_5	4,55	1,20	35,68	63	42	0,87	0,0220934	6,93	8,32	0,18382	-
5_3	4,55	1,20	35,68	63	42	0,87	0,0220934	11,90	14,28	0,31549	-
4_3	0,45	0,38	20,08	32	21,2	1,08	0,0758118	12,61	15,13	1,14703	-
3_2	5,00	1,28	36,85	63	42	0,92	0,0243631	0,90	1,08	0,02631	-
2_1	5,00	1,28	36,85	63	42	0,92	0,0243631	0,20	0,24	0,00585	-
1_Cont.	5,00	1,28	36,85	63	42	0,92	0,0243631	1,00	1,20	0,02924	-

Tabela 16 – Dimensionamento da Rede de Água Quente

REDE DE ÁGUA QUENTE											
TROÇO	Q _{ac} (l/s)	Q _{cál} (l/s)	D _{cál} (mm)	DN (mm)	D _i (mm)	V (m/s)	j (mca/m)	L(m)	1,2L	H(m)	Hg(m)
32_31	0,10	0,10	10,30	16	10,6	1,13	0,1951730	0,86	1,03	0,20103	-
31_30	0,10	0,10	10,30	16	10,6	1,13	0,1951730	2,39	2,87	0,56015	-
30_28	0,10	0,10	10,30	16	10,6	1,13	0,1951730	2,09	2,51	0,48988	-
29_28	0,15	0,15	12,62	20	13,2	1,10	0,1415418	0,41	0,49	0,06936	-
28_27	0,25	0,25	16,29	25	16,6	1,16	0,1166356	3,29	3,95	0,46071	-
27_20	0,25	0,25	16,29	25	16,6	1,16	0,1166356	2,33	2,80	0,32658	-
26_25	0,10	0,10	10,30	16	10,6	1,13	0,1951730	0,83	1,00	0,19517	-
25_24	0,35	0,33	18,71	32	21,2	0,93	0,0583566	0,53	0,64	0,03735	-
24_22	0,35	0,33	18,71	32	21,2	0,93	0,0583566	2,00	2,40	0,14006	-
23_22	0,10	0,10	10,30	16	10,6	1,13	0,1951730	1,27	1,52	0,29666	-
22_21	0,45	0,38	20,08	32	21,2	1,08	0,0758118	5,44	6,53	0,49505	-
21_20	0,45	0,38	20,08	32	21,2	1,08	0,0758118	1,83	2,20	0,16679	-
20_11	0,70	0,48	22,57	40	26,6	0,86	0,0383208	2,40	2,88	0,11036	2,40
19_18	0,10	0,10	10,30	16	10,6	1,13	0,1951730	5,02	6,02	1,17494	-
18_10	0,10	0,10	10,30	16	10,6	1,13	0,1951730	2,40	2,88	0,5621	-
17_16	0,15	0,15	12,62	20	13,2	1,10	0,1415418	0,70	0,84	0,1189	-
16_15	0,15	0,15	12,62	20	13,2	1,10	0,1415418	0,48	0,58	0,08209	-
15_14	0,15	0,15	12,62	20	13,2	1,10	0,1415418	0,67	0,80	0,11323	-
14_13	0,25	0,25	16,29	25	16,6	1,16	0,1166356	0,76	0,91	0,10614	-
13_12	0,25	0,25	16,29	25	16,6	1,16	0,1166356	3,25	3,90	0,45488	-
12_11	0,25	0,25	16,29	25	16,6	1,16	0,1166356	2,35	2,82	0,32891	-
11_9	0,95	0,55	24,16	40	26,6	0,99	0,0490258	1,84	2,21	0,10835	-
10_9	0,10	0,10	10,30	16	10,6	1,13	0,1951730	2,03	2,44	0,47622	-
9_8	1,05	0,56	24,38	40	26,6	1,01	0,0507721	6,41	7,69	0,39044	-
8_7	1,25	0,61	25,44	40	26,6	1,10	0,0589522	2,14	2,57	0,15151	-
7_TE	1,25	0,61	25,44	40	26,6	1,10	0,0589522	0,80	0,96	0,05659	-
6_5	0,10	0,10	10,30	16	10,6	1,13	0,1951730	1,13	1,36	0,26544	-
5_4	0,35	0,33	18,71	32	21,2	0,93	0,0583566	0,28	0,34	0,01984	-
4_1	0,35	0,33	18,71	32	21,2	0,93	0,0583566	0,81	0,97	0,05661	-
3_2	0,10	0,10	10,30	16	10,6	1,13	0,1951730	2,77	3,32	0,64797	-
2_1	0,20	0,20	14,57	25	16,6	0,92	0,0777425	2,10	2,52	0,19591	-
1_TE	0,55	0,42	21,11	32	21,2	1,19	0,0898364	1,20	1,44	0,12936	-

Pressão no contador 28,85 m.c.a.

Nota: no ponto mais afastado (correspondente ao ponto 32 da rede de água quente) estará garantida uma pressão de 20 m.c.a

Após o dimensionamento, e conhecida a pressão no contador, foram contactados os SMAS de Almeida, para confirmar a pressão existente na rede no ponto de ligação para a alimentação predial. Não tendo uma pressão definida naquele ponto, foi garantido que a pressão necessária de 29 m.c.a. será satisfeita, uma vez que a pressão instalada na conduta de abastecimento é muito superior, porque o ponto de ligação se encontra a uma cota bem abaixo da cota do reservatório que serve aquele aglomerado.

4. Projecto da Rede Predial de Esgotos

4.1. Descrição Geral do Traçado da Rede

Na rede de drenagem de águas residuais domésticas far-se-á, de um modo geral, o embutimento dos ramais de descarga na laje aplicando a tubagem na sua camada de recobrimento ou de regularização de modo a interferir o menos possível com a parte estrutural. A rede está dotada de sistema separativo de águas fecais e saponáceas na saída dos aparelhos até aos tubos de queda, a partir desse ponto é constituído por sistema misto, ou seja, os tubos de queda recolhem os dois tipos de águas.

Os tubos de queda de águas residuais domésticas ficarão sempre dispostos em "courettes" ou galerias técnicas visitáveis. A ventilação primária nos tubos de queda é conseguida através do prolongamento dos tubos com o mesmo diâmetro, de 0.50 m acima da cobertura.

Os colectores horizontais terão o seu desenvolvimento enterrados e serão intercalados por caixas visitáveis executadas em junções ou em mudanças de direcção.

Quando for indispensável que os tubos de queda ou os colectores horizontais façam o atravessamento de paredes e de pavimentos, ou de outros elementos quando previsto, devem aqueles ser envolvidos por uma manga em tubo de zinco ou de PVC que permita o seu livre movimento. A tubagem não ficará no entanto em contacto com a referida manga devendo para tal interpor-se um anel de borracha ou de plástico flexível.

Nos casos em que tal se justifique deve aquele espaço ser preenchido com material isolante térmico devidamente protegido.

Nas montagens em que o tubo fique acessível em "courettes", deve deixar-se uma distância de, pelo menos, 5 cm entre a superfície exterior do tubo e as paredes ou tectos.

Os troços enterrados serão assentes de acordo com as peças desenhadas. A compactação do material de aterro deve ser feita cuidadosamente de forma a não danificar a tubagem e a garantir a estabilidade dos pavimentos.

Na aplicação dos tubos de queda incluir-se-ão os trabalhos necessários de furação das lajes e da cobertura e o preenchimento e regularização do espaço entre a laje e o tubo depois da colocação deste.

As figuras seguintes mostram o traçado em planta do sistema predial de águas residuais, o qual deu base ao dimensionamento que mais à frente se apresenta. As figuras são ainda apresentadas em anexo, sendo que estas são meramente ilustrativas não tendo uma escala definida.

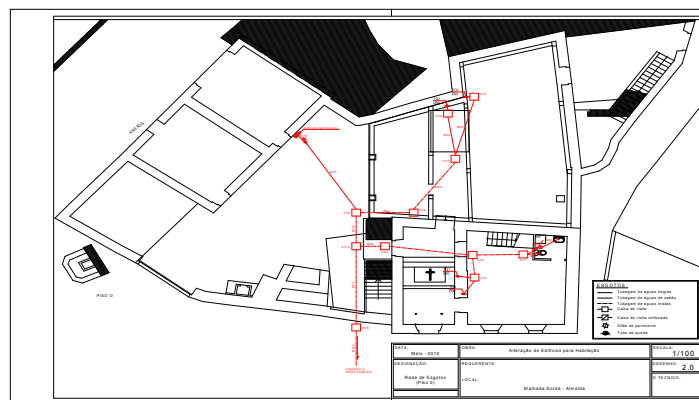


Fig. 43 - Traçado da rede de drenagem de águas residuais – Piso 0 (Anexo 3.0)

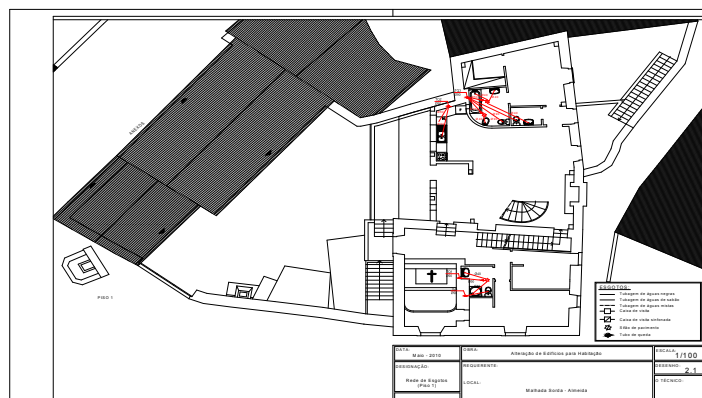


Fig. 44 - Traçado da rede de drenagem de águas residuais – Piso 1 (Anexo 3.1)

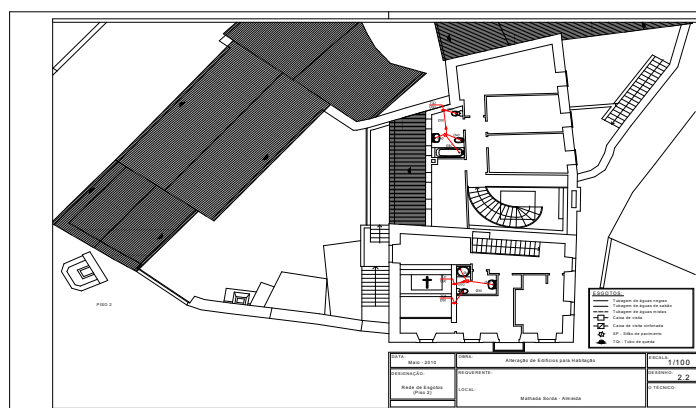


Fig. 45 - Traçado da rede de drenagem de águas residuais – Piso 2 (Anexo 3.2)

4.2. Execução dos Trabalhos – PVC Rígido

4.2.1. Generalidades

As características dos materiais devem satisfazer as prescrições do documento de homologação.

Na recepção do material deve a fiscalização ter em atenção os seguintes aspectos:

Os tubos devem ter cor uniforme, as superfícies interior e exterior serão lisas e não devem apresentar bolhas, fissuras ou outras irregularidades.

Os tubos devem ter inscrito indelevelmente e de modo bem visível a marca, o diâmetro nominal e a classe de pressão.

Como o PVC rígido tem coeficiente de dilatação e contracção superiores aos materiais tradicionais, a instalação dos tubos devem ser executadas com juntas de dilatação capazes de obviar a ocorrência de roturas. Assim, cada tubo de 3 m deverá penetrar na fêmea de modo a deixar uma folga de 10 mm, constituindo-se em cada embocadura uma junta de dilatação cuja estanqueidade é assegurada por um retentor de borracha sintética (anel de néoprene).

4.2.1.1. Aparelhos sanitários e sifões

Todos os aparelhos sanitários (bacias de retrete, autoclismos, bidés, etc.) bem como sifões deverão garantir um fecho hídrico mínimo de 50 mm. Caso exista sifão de piso, os aparelhos não poderão possuir sifão incorporado, caso contrário acontecerá dupla sifonagem.

4.2.1.2. Ramais de descarga

Os ramais de descarga deverão ser executados em PVC PN 4 kg/m².

O traçado destas tubagens deverá ser constituído por troços rectilíneos. Os ramais de descarga, com excepção dos das bacias de retrete, quando não se inserem directamente em tubos de queda, caixas de visita ou colectores suspensos, terão na sua extremidade de jusante caixas de pavimento em PVC.

Superiormente, as caixas de pavimento serão preparadas para receberem uma tampa roscada de latão cromado, para inspecção e limpeza.

As caixas de pavimento a utilizar serão de 3 ou 5 entradas consoante os casos em que se apliquem, respeitando os diâmetros especificados em desenho.

Os ramais de descarga, quando os respectivos aparelhos não disponham de sifões, deverão desaguar em caixas de pavimento com sifões incorporados.

4.2.1.3. Tubos de queda

Os tubos de queda deverão ser executados em PVC PN 4 kg/m² com junta “DIN”, (Sistema de ligação por O’RING), com acesso fácil para limpeza.

Os tubos de queda foram dimensionados para drenarem a totalidade dos aparelhos servidos, sendo dimensionados para a sua secção mais a jusante. O calibre é também obtido para uma taxa de ocupação previamente estabelecida. Nesta base, os caudais de dimensionamento correspondem à soma dos aparelhos drenados, convertidos para o valor de cálculo de acordo com o ábaco do anexo XV do regulamento.

O traçado destas tubagens deve ser vertical, constituído preferencialmente por um único alinhamento recto. Sempre que imposições físicas obriguem a que o tubo de queda não se desenvolva através de um único alinhamento recto, as mudanças de direcção deverão ser obtidas através de curvas de concordância e o valor da translação não poderá ser superior a dez vezes o diâmetro desta tubagem. Nas condições que tal se verifique, o troço de tubagem de fraca pendente deverá ser tratado como colector predial, como se ilustra na figura 46.

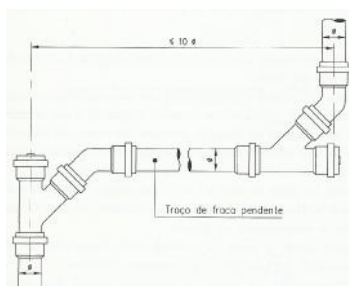
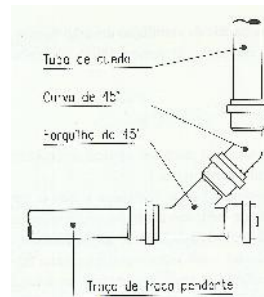


Fig. 46 – Troço de Tubagem de Fraca Pendente

A concordância entre tubos de queda e as tubagens de fraca pendente deverá ser obtida através de curvas de transição de raio maior ou igual ao triplo do seu diâmetro, ou através de duas curvas de 45°, como é exemplificativo na imagem seguinte.



A inserção dos tubos de queda nos colectores prediais deverá ser feita através de forquilhas.

Os tubos de queda deverão ser dotados de bocas de limpeza de diâmetro não inferior ao seu, posicionadas de modo a garantir a sua acessibilidade em todas as mudanças de direcção, próximo das curvas de concordância, próximo da mais elevada inserção dos ramais de descarga e no mínimo de três em três pisos próximo das inserções dos ramais.

Deverão ser preferencialmente instalados em galerias de forma a facilitar a sua acessibilidade; no entanto, admite-se a sua instalação através de embutimento em paredes. Em caso algum os tubos de queda deverão desenvolver-se em zonas de acesso difícil, ou embutidos em elementos estruturais. No atravessamento de elementos estruturais deverá ficar garantida a não ligação rígida dos tubos de queda a estes elementos, através da interposição entre ambos de material que assegure tal independência. A abertura dos tubos de queda para o exterior destinada a assegurar a ventilação do sistema de drenagem.

Para obviar aos inconvenientes das compressões na base dos tubos de queda, deverá evitar-se ligar-lhes os aparelhos do piso inferior.

Considerou-se ainda as taxas de ocupação que variam consoante os diâmetros, conforme se apresenta na tabela que se segue, os caudais obtidos serão sempre inferiores aos máximos admitidos para os diâmetros apresentados.

4.2.1.4. Taxas de Ocupação dos tubos de queda

A tabela seguinte faz parte do Anexo XVII do RGSPPDADAR, sendo que os valores indicados se destinam à determinação dos caudais de cálculo máximo em tubos de queda sem ventilação secundária.

Tabela 17 - Taxas de Ocupação dos Tubos de Queda

D (mm)	Taxa de Ocupação
50	1/3
50-75	1/4
75-100	1/5
100-125	1/6
>125	1/7

4.2.1.5. Bocas de limpeza

São utilizadas bocas de limpeza em todos os pontos impostos pelo RGSPPDADAR. Estas bocas serão realizadas com acessórios em PVC e terão na extremidade uma tampa roscada em metal cromado, com o diâmetro do tubo em que se aplica até ao máximo de \varnothing 90 mm. No primeiro caso a boca de limpeza ficará nivelada com o pavimento e a sua tampa será do tipo roscável em latão cromado. No último caso, em situações correntes, o acessório será composto por meio de um tê de gola curta e tampa roscável, também em PVC.

4.2.1.6. Câmaras de inspeção e interceptora

Estas caixas serão aplicadas nas redes de drenagem de águas residuais domésticas e pluviais, de acordo com as indicações que constam das peças desenhadas, assentes no terreno, e são basicamente constituídas por soleira, corpo, cobertura e dispositivo de fecho. Serão do tipo definido em pormenor desenhado e deverão respeitar as seguintes normas: NP 881, NP 882 e NP 883.

A soleira é uma laje de betão simples ou armado destinado a servir também de fundação das paredes. A sua espessura não deve ser inferior a 0.10 m. Todas as superfícies da soleira devem ter uma pendente de 10 a 20 % no sentido do escoamento e as linhas de crista devem ser boleadas.

O corpo é composto por paredes que assentam na soleira e que podem ser executadas em betão armado (Esp. min. = 0,12 m), elementos pré-fabricados de betão (Esp. min. = 0,10 m) ou em alvenaria de tijolos ou blocos de betão (Esp. min = 0,20 m),

A cobertura é de betão armado com laje moldada em obra ou pré-fabricada.

O dispositivo de acesso é constituído por tampa de ferro fundido, rebaixada para enchimento, assente sobre cantoneira metálica com vedação hidráulica, com dimensões de 0.50x0.50m. Nas caixas com profundidade superior a 1.0 m serão cravados na parede degraus de acesso em varão de aço macio corrente, metalizado, com diâmetro de 25 mm e com largura e espaçamento de 0.30 aplicados conforme especificado na norma NP 883.

Sobre a soleira serão executadas caleiras que assegurem a ligação e continuidade da veia líquida entre os colectores afluentes e o colector efluente. Cada concordância, feita no sentido do escoamento, deve ter um raio de curvatura não inferior ao dobro do maior diâmetro dos colectores em questão. As caleiras terão altura igual ao diâmetro do colector a jusante.

No fundo da caixa as várias superfícies devem possuir uma inclinação transversal de 10% a 20% no sentido das caleiras. As linhas de crista devem ser boleadas para evitar arestas vivas.

As superfícies interiores das caixas deverão ser rebocadas e afagadas.

Na inserção dos tubos de PVC rígido nas caixas de saneamento, face à fraca aderência do PVC ao cimento, a superfície exterior do tubo a inserir deve ser previamente revestida com uma camada de cola apropriada e seguidamente polvilhada com areia fina e seca.

4.2.1.7. Juntas

Como o PVC rígido tem coeficiente de dilatação e contracção superiores aos materiais tradicionais, as instalações dos tubos deverão ser executadas com juntas de dilatação capazes de obviar a ocorrência de roturas.

Assim, cada tubo de 3.0 m deverá penetrar na fêmea de modo a deixar uma folga mínima de 10 mm, constituindo-se em cada embocadura uma junta de dilatação cuja estanqueidade é assegurada por um retentor de borracha sintética (anel de neoprene).

4.2.1.8. Fixação dos tubos

Os tubos de PVC rígido serão mantidos nas suas posições quer horizontalmente, quer verticalmente, por meio de abraçadeiras de ferro galvanizado ou de plástico. As abraçadeiras destinam-se unicamente a garantir a estabilidade mecânica das tubagens.

No entanto, a sua colocação deve atender aos movimentos térmicos de dilatação e contracção e respectivas variações de comprimento.

Assim, recomenda-se a utilização de abraçadeiras de fixação, bem apertadas, colocadas nas cabeças de acoplamento, imediatamente abaixo da sede do retentor, criando assim um ponto fixo e, abraçadeiras de passagem, normalmente a meio vão, não fortemente apertadas, de modo a permitirem as variações de comprimento dos tubos, garantindo contudo o alinhamento das tubagens.

Os espaçamentos máximos autorizados para os apoios dos tubos serão, em metros, os seguintes:

Tabela 18 - Espaçamentos Máximos para os Apoios dos Tubos

Diâmetro exterior	Troços Horizontais	Troços Verticais
32 a 75	0.50	1.50
90 a 125	0.80	1.50
140 a 250	1.00	1.50

4.2.1.9. Ligação às caixas

Na inserção dos tubos de PVC rígido nas caixas de saneamento, face à fraca aderência do PVC ao cimento, a superfície exterior do tubo a inserir deve ser previamente revestida com uma camada de cola apropriada e seguidamente polvilhada com areia fina e seca.

4.3. Dimensionamento e Modelo de Cálculo

O dimensionamento da rede de esgotos domésticos foi feito com base no RGSPDADAR.

O método de cálculo baseia-se nos seguintes caudais de descarga atribuídos a cada aparelho sanitário:

Tabela 19 - Caudais de Descarga dos Aparelhos e Equipamentos Sanitários

Aparelho	Caudal de Descarga (l/min)
Lavatório	30
Duche	30
Banheira	60
Bidé	30
Bacia de retrete (sanita)	90
Pia lava louça	30
Máquina de lavar louça	60
Máquina de lavar roupa	60
Tanque	60

Obtido o caudal acumulado, o caudal mais provável é o determinado por consulta do ábaco que relaciona estas duas grandezas e consta do referido Regulamento.

4.3.1. Ramais de descarga

Para os ramais de descarga adoptaram-se os recomendados pelo Decreto regulamentar n.º 23/95, de 23 de Agosto, Art.º 212º. Na tabela seguinte podem ser observados os calibres mínimos dos ramais de descarga individual.

Tabela 20 - Características Geométricas de Ramais de Descarga

Aparelho	Caudal de Descarga	D_{com} (mm)
Lavatório	30	40
Chuveiro	30	40
Banheira	60	50
Bidé	30	40
Bacia de retrete	90	90
Pia lava louça	30	50
Máquina de lavar	60	50
Máquina de lavar	60	50
Tanque	60	50

Teve-se, todavia em atenção, as distâncias mínimas dos sifões às secções ventiladas (ex. tubos de queda) e declividades compreendidas entre 10 e 40 mm/m.

4.3.2. Tubos de queda

Para o dimensionamento dos tubos de queda indicados, avaliaram-se os caudais de cálculo em função dos caudais acumulados, adopção de taxas de ocupação regulamentares e compatíveis com a dispensa de ventilação secundária (Anexo XVII – Tabela 15).

Os tubos de queda foram dimensionados tendo em atenção a seguinte expressão:

$$\phi_{iq} = 4.4205 Q_c^{3/8} T_s^{-5/8}$$

onde:

- ϕ_{iq} – Diâmetro do tubo em queda em (mm);
- Q_c – Caudal de cálculo (l/min);
- T_s – Taxa de ocupação.

No dimensionamento dos tubos de queda evitou-se a introdução de ventilação secundária, adoptando-se taxas de ocupação de acordo com o Anexo XVII do RGSPDADAR.

De modo a evitar ruídos no interior dos tubos de queda, estes foram dimensionados de acordo com a relação:

$$\frac{Q_c}{\phi} \leq 2.5$$

onde:

- Q – Caudal de cálculo;
- ϕ – Diâmetro tubo em queda.

4.3.3. Colectores da rede horizontal

Para dimensionamento dos colectores, avaliaram-se os caudais de cálculo em função dos caudais acumulados, declividades compreendidas entre 10 e 40 mm/m e escoamentos a meia secção para as águas fecais.

O dimensionamento hidráulico dos colectores prediais foi efectuado através da expressão de Manning-Strickler.

$$Q = H i^{1/2} R^{2/3} S$$

Onde:

- Q – Caudal de cálculo (m^3/s);
- K – Constante de rugosidade ($m^{1/3} s^{-1}$);
- R – Raio hidráulico (m);
- i – Inclinação (%);
- S – Secção da tubagem (m^2).

O caudal de cálculo é função do caudal acumulado e do coeficiente de simultaneidade e as inclinações das tubagens.

4.3.4. Câmaras de inspecção e interceptora

Nas redes prediais enterradas, implantaram-se caixas de intersecção a uma distância no máximo de 10 vezes o diâmetro do tubo de queda, de modo a evitar o ressalto hidráulico, câmaras de inspecção, no seu início, mudanças de direcção, confluência e distanciadas entre si com afastamentos não superiores a 15 m.

4.3.5. Tabelas de Dimensionamento

As tabelas seguintes apresentam o dimensionamento dos tubos de queda e dos colectores da rede horizontal que ligam as caixas de visita. A rede foi dimensionada com base nos desenhos apresentados em anexo, e neles estão marcados os tubos de queda e os troços dos colectores horizontais.

Tabela 21 – Dimensionamento dos Tubos de Queda

Tubos de queda de águas mistas (PVC Classe PN 4 kgf/cm ²)									
Referência	N.º Pisos	Q _{ACUMULADO} (l/min/piso)	Q _{ACUM. TOTAL} (l/min)	Q _{CÁLCULO} (l/min)	t _s (Tx. ocup.)	Φ _{INT. CÁLCULO} (mm)	Q _{CÁLCULO} Φ _{com.}	Φ _{INTERIOR} (mm)	Φ _{COMERCIAL} (mm)
TQ1	1	120	120	95,3	1/5	66,75	1,10	86,80	90
TQ2	1	300	300	155,6	1/5	80,23	1,79	86,80	90
TQ3	1	330	330	163,7	1/5	81,78	1,89	86,80	90
TQ4	1	180	180	118,4	1/5	72,41	1,36	86,80	90

Tabela 22 – Dimensionamento dos Colectores da Rede Horizontal

Colectores enterrados (PVC Classe PN 6 kgf/cm ²)									
Troço		Q _{ACUM.} (l/min)	Q _{CALC.} (l/min)	i (mm/m)	Φ _{COMERCIAL} (mm)	Φ _{INTERIOR} (mm)	Q _{CÁLCULO} (l/s)	Q _{SECÇÃO 1/2} CHEIA (l/s)	% Ocupação
CV1	CV3	180	119	10	110	105,6	1,98	4,66	42,5%
CV2	CV3	300	156	10	110	105,6	2,60	4,66	55,7%
CV3	CV4	480	200	10	110	105,6	3,33	4,66	71,5%
CV4	CV10	480	200	10	110	105,6	3,33	4,66	71,5%
CV5	CV7	330	164	10	110	105,6	2,73	4,66	58,6%
CV6	CV7	300	156	10	110	105,6	2,60	4,66	55,7%
CV7	CV8	630	231	10	110	105,6	3,85	4,66	82,6%
CV8	CV9	630	231	10	110	105,6	3,85	4,66	82,6%
CV9	CV10	720	248	10	125	120	4,13	6,55	63,0%
CV10	CVR	1200	325	10	125	120	5,42	6,55	82,7%

5. Projecto da Rede Predial de Drenagem das Águas Pluviais

5.1. Descrição Geral do Traçado da Rede

O sistema de drenagem de águas pluviais engloba a recolha das águas afluentes às coberturas e aos logradouros.

A drenagem da cobertura será efectuada por intermédio de caleiras que conduzirão as águas para tubos de queda convenientemente protegidos com ralos de pinha nas extremidades.

Destes, as águas serão conduzidas para câmaras de inspecção de areia na base que se encontrarão interligados por colectores. Das câmaras de inspecção as águas serão conduzidas para uma câmara interceptora, que por sua vez encaminhará as águas para a câmara de ramal de ligação, e desta para a rede pública através de um ramal de ligação.

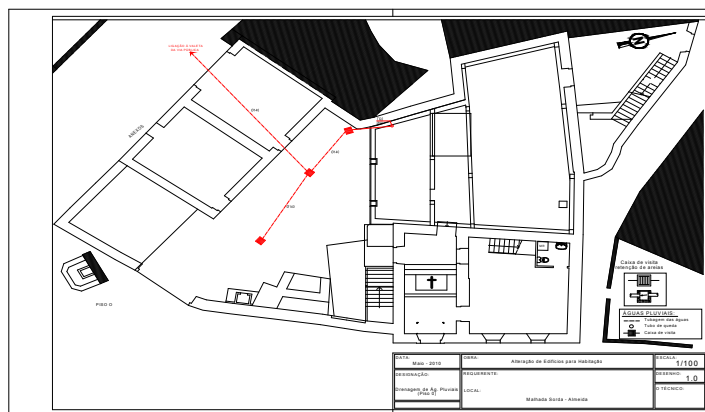


Fig. 47 - Drenagem de Águas Pluviais – Piso 0 (Anexo 4.0)

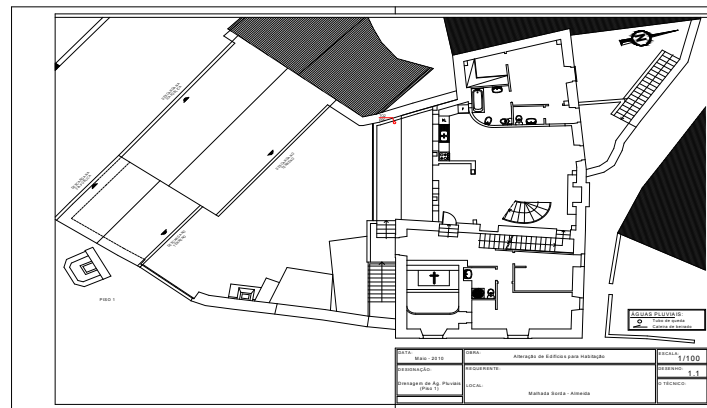


Fig. 48 - Drenagem de Águas Pluviais – Piso 1 (Anexo 4.1)

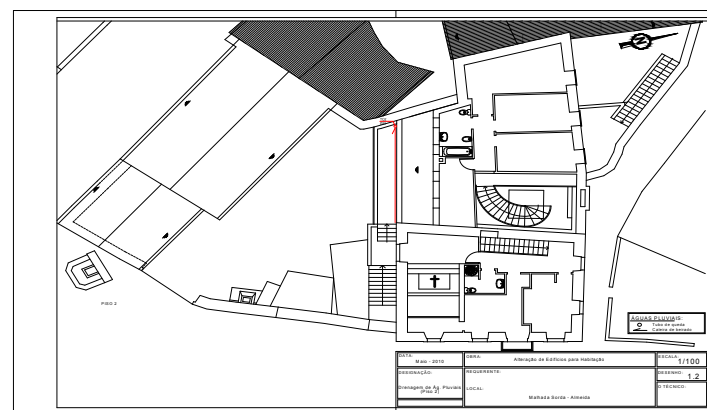


Fig. 49 - Drenagem de Águas Pluviais – Piso 2 (Anexo 4.2)

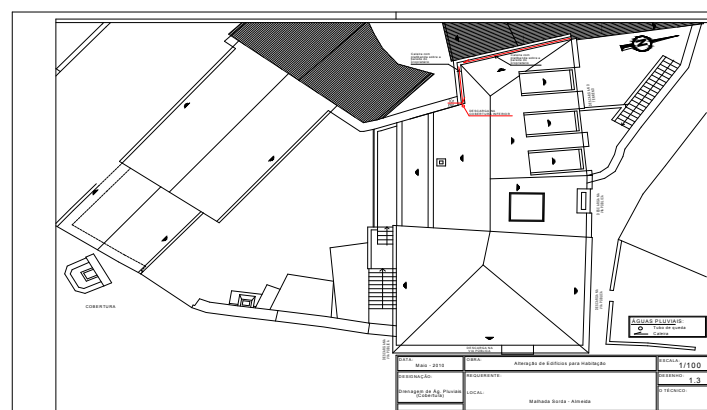


Fig. 50 - Drenagem de Águas Pluviais – Cobertura (Anexo 4.3)

5.2. Tipo de Materiais

As características dos materiais devem satisfazer as prescrições do documento de homologação.

Na recepção do material deve a fiscalização ter em atenção os seguintes aspectos:

- Os tubos devem ter cor uniforme, as superfícies interior e exterior serão lisas e não devem apresentar bolhas, fissuras ou outras irregularidades.

- Os tubos devem ter inscrito indelevelmente e de modo bem visível a marca, o diâmetro nominal e a classe de pressão.

5.3. Método de Cálculo

O cálculo hidráulico dos diversos elementos que constituem a rede pluvial foi executado, atendendo às disposições regulamentares e bibliografia especializada. Toda a tubagem tanto vertical como horizontal deverá ser executada em PVC tipo FERSIL de 0,6 MPa.

Assim, dada a região onde se insere a moradia (Zona B), adoptar-se-á um período de retorno de 5 anos e um tempo de concentração de 5 minutos, resultando numa intensidade de precipitação (I) dada pela fórmula:

$$I = a t^b$$

onde:

- t – Tempo de concentração (5 min);
- a, b – Parâmetros função da zona.

O caudal de cálculo afluente a cada troço de rede será determinado de acordo com a área a drenar em projecção horizontal, o coeficiente de escoamento e a intensidade de precipitação recorrendo ao método racional simplificado, que se baseia na seguinte expressão:

$$Q = C I A$$

onde:

- Q – Caudal de cálculo (l/min);
- C – Coeficiente de escoamento;
- I – Intensidade de precipitação (l/minm²);
- A – Área a drenar em projecção horizontal (m²).

O coeficiente de escoamento está directamente relacionado com a precipitação, e é definido como a razão entre a precipitação útil, ou seja, aquela que dá origem a escoamento na rede, e a precipitação efectiva, que não é mais que aquela que cai dentro da bacia a drenar. O coeficiente de escoamento apresenta diversos valores, consoante a superfície de drenagem e está definido no Anexo X do RGSPDADAR, como se ilustra na figura seguinte.

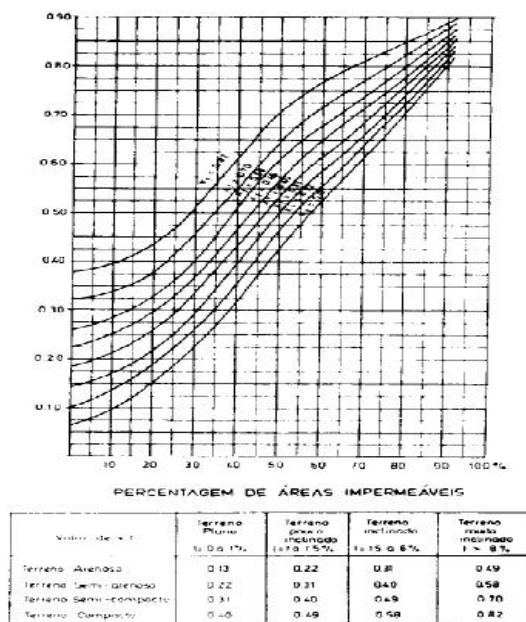


Fig. 51 – Ábaco do Coeficiente de Escoamento

No caso em concreto apenas temos pátios e coberturas onde o coeficiente é 1.

5.4. Caleiras

As caleiras têm por finalidade a recolha das águas pluviais da cobertura e terraços conduzindo-as, posteriormente, para os respectivos tubos de queda.

A altura da lâmina líquida no interior das caleiras foi dimensionada de forma a não se ultrapassar o valor de 7/10 da altura da sua secção. As inclinações a adoptar deverão oscilar entre 2 e 15 mm/m, tendo sido adoptado o valor de 5 mm/m para a totalidade das caleiras.

O dimensionamento das caleiras é executado através da fórmula de Manning-Strickler:

$$Q = K i^{1/2} R^{2/3} S$$

onde:

- Q – Caudal de cálculo (m^3/s);
- K – Constante de rugosidade ($m^{1/3} s^{-1}$);
- R – Raio hidráulico (m);
- i – Inclinação (m/m);
- S – Secção da tubagem (m^2).

5.5. Tabelas de Dimensionamento

As tabelas a seguir, apresentam o dimensionamento das caleiras a colocar nas pendentes da cobertura, os tubos de queda associadas às caleiras e os colectores de rede horizontais. De referir que para o dimensionamento dos colectores horizontais foram contabilizadas as áreas do logradouro, também elas impermeabilizadas, que estão associadas a cada caixa de visita, que terão uma grelha metálica para permitir recolher as águas caídas na sua zona abrangente. De referir que para melhor compreensão, se apresenta em anexo os desenhos a que se refere este dimensionamento.

Tabela 23 – Dimensionamento das Caleiras de Cobertura

Referência	Área m ²	Q _{UNITÁRIO} l/min/m ²	Coef. Escoam.	Q _{CÁLCULO} l/s	Q _{CÁLCULO} l/min	i %	K m ^{1/3} /s	Caleira		Q l/min	Q l/s
								Largura	Altura		
CALEIRA 1	50,79	1,40	1,00	1,19	71,11	1,00	120	0,20	0,20	79	1,32
CALEIRA 2	6,10	1,40	1,00	0,14	8,54	1,00	120	0,20	0,20	79	1,32

Tabela 24 – Dimensionamento dos Tubos de Queda

Referência	Área m ²	Q _{UNITÁRIO} l/min/m ²	Q _{CÁLCULO}		Φ _{INT.} mm	Carga máx. cm	Carga cál. cm	Capacidade de Transporte		Φ _{COM.} mm
			l/s	l/min				l/s	l/min	
TQ1	50,79	1,40	1,19	71,11	72,00	5,04	3,00	3,12	187,06	75
TQ2	6,10	1,40	0,14	8,54	72,00	5,04	3,00	3,12	187,06	75

Tabela 25 – Dimensionamento dos Colectores Horizontais

Troço		Q _{ACUM.} l/min	Q _{CÁLC.} l/min	i %	K m ^{1/3} /s	Φ _{CÁLC.} mm	Φ _{INT.} mm	Φ _{COM.} mm
CV1	CV2	96,63	96,63	1,0	120	54,67	105,60	110
CV3	CV2	152,92	152,92	1,0	120	64,94	105,60	110
CV2	COLECTOR	310,09	310,09	2,0	120	74,34	120,00	125

CAPÍTULO 3: CRUZAMENTO PARA ENTRADA NO PARQUE DE UM EDIFÍCIO PARA OFICINA DE CORTE E POLIMENTO DE PEDRA

1. Introdução

Neste projecto pretendia-se realizar uma entrada directa na estrada E.N. 332 para um edifício de corte e polimento de pedra a construir num terreno adjacente, na Freguesia da Junça, Concelho de Almeida. A proposta tem por base as Normas de Traçado, as Normas de Intersecção e as Disposições Normativas do Instituto de Infra-Estruturas Rodoviárias, estas últimas no que se refere às marcações rodoviárias, sinalização vertical e dispositivos reflectores complementares.

O projecto foi desenvolvido após algumas reuniões na EP da Guarda, onde foi discutido o melhor local para a implantação da intersecção. Foram colocadas duas soluções, a primeira apresentada pela própria EP, incluía a implantação de uma intersecção giratória no local assinalado com a letra A, na figura abaixo, a outra solução no local assinalado com a letra B, pretendia a implantação de uma intersecção com canalização de tráfego.

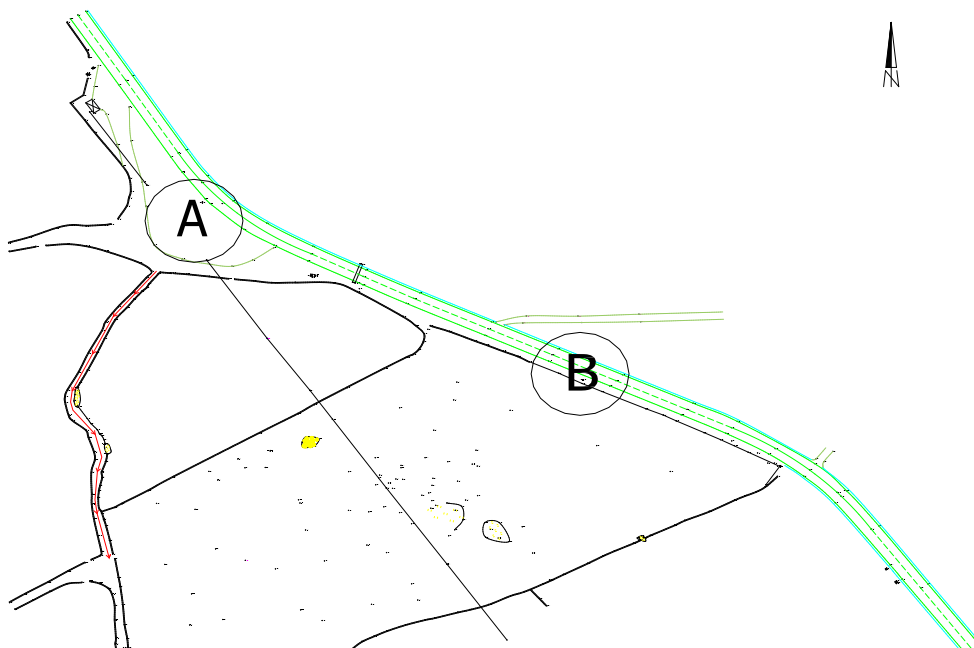


Fig. 52 – Levantamento Topográfico do Local

2. Traçado

2.1. Escolha do Local

Os dois locais assinalados na figura 52, representam as duas soluções propostas, foi possível verificar que a solução assinalada com a letra A, apresentava em planta uma vantagem relativamente à solução B, uma vez que a sua implantação na concordância de dois alinhamentos rectos, permitia uma distância de visibilidade muito superior à outra solução. No entanto, e depois de uma visita ao local, foi possível registar que a solução A não seria a melhor, uma vez que aquela concordância curva apresentava um declive moderado que impedia uma boa distância de visibilidade para quem se aproximava do local vindo no sentido de Norte para Sul. Sendo a distância de visibilidade uma das características principais na implantação de uma intersecção, foi decidido em concordância com a EP, desenvolver-se o projecto com uma intersecção com canalização de trânsito no local assinalado na figura 52, com a letra B, ainda que não fosse a solução ideal é aquela que melhor se enquadra nas características topográficas do terreno permitindo ainda assim uma razoável distância de visibilidade ao local.

2.2. Tipo de Entrada

Depois de escolhido o local onde seria implantada a intersecção, optou-se por uma intersecção, como atrás referido, com canalização de trânsito, o que permite incutir ao condutor a necessidade de redução de velocidade na sua aproximação à intersecção, ao mesmo tempo que impede as ultrapassagens indesejadas no troço de atravessamento da intersecção. São portanto entre o conjunto de soluções existentes, aquela que apresenta menor índice de sinistralidade.

Como podemos ver na figura 53, a via principal mantém sempre uma continuidade, que permite o escoamento do tráfego de uma forma normal, uma vez que o acesso à intersecção é antecedido e procedido por vias de aceleração e desaceleração. Nesta figura é possível ver ainda que o eixo da via se mantém quase inalterado, não havendo por isso uma mudança significativa na direcção da circulação.

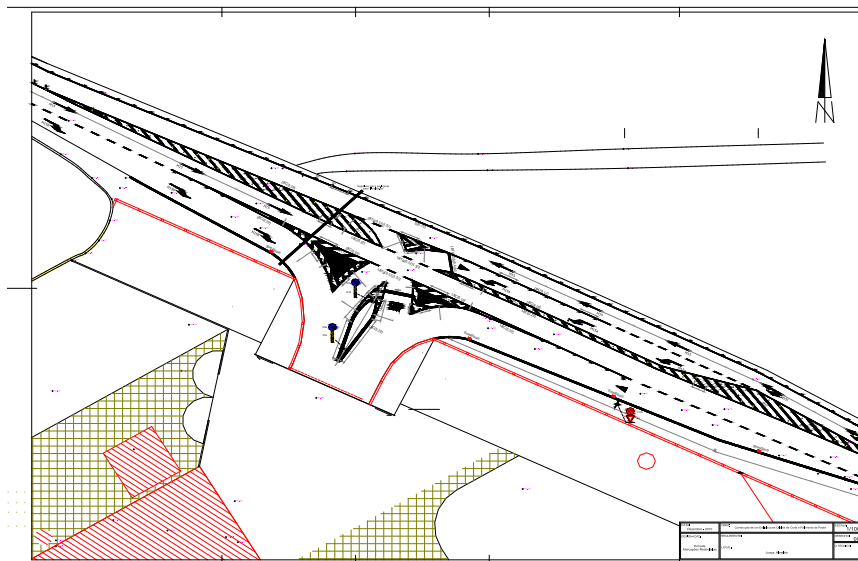


Fig. 53 – Traçado da Intersecção com Marcações Rodoviárias

Esta solução permite a paragem e armazenamento dos veículos que pretendem virar à esquerda, numa via segregada, sem perturbação na corrente principal de atravessamento. Os separadores permitem ainda aumentar a segurança e capacidade dos movimentos não prioritários de atravessamento e viragem à esquerda, ao assegurarem a execução destas manobras em duas fases.

2.3. Dimensionamento da Intersecção

As vias de aceleração e desaceleração associadas a uma determinada via têm como principal objectivo minimizar as perturbações na corrente principal, originadas pelos processos de aceleração e desaceleração do tráfego que pretenda abandonar ou inserir-se naquela via.

Com o objectivo atrás referido foram adoptadas neste projecto, vias de aceleração e desaceleração, como é visível na figura 53.

A via de aceleração adoptada, é do tipo paralelo, e é constituída por um arco de circunferência, seguido de uma curva de transição (clotoíde), de uma parte rectilínea paralela à estrada principal e de um bisel, como poderemos ver na figura seguinte.

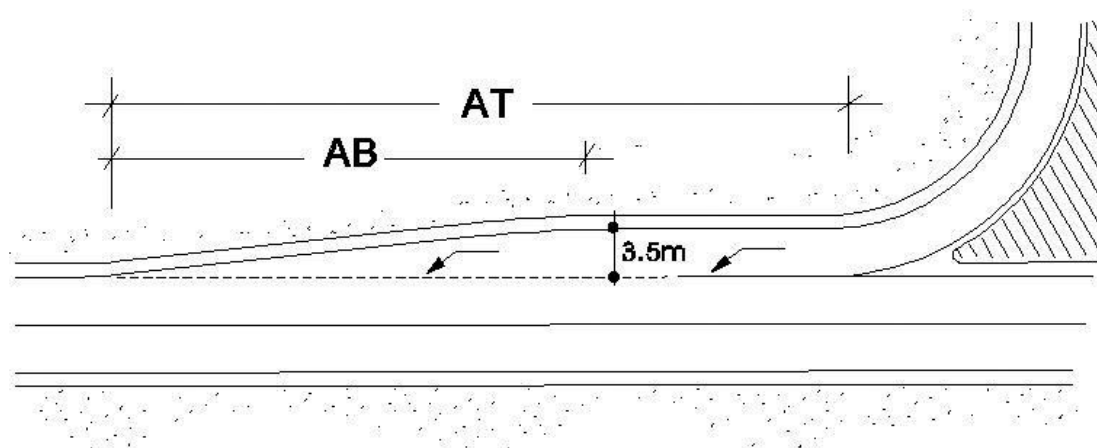


Fig. 54 – Via de Aceleração do Tipo Paralelo (Fonte: Norma de Intersecção JAE)

Os valores da extensão total (AT) e do bisel (AB), são definidos em função da velocidade de base conforme os valores indicados no quadro seguinte.

Tabela 26 – Extensão Total das Vias de Aceleração (Fonte: Norma de Intersecção JAE)

Velocidade de Projecto (km/h)	60	80	90	100	>110
Extensão Total (AT) (m)	140	180	210	240	270
Bisel (AB) (m)	50	50	75	75	75

Uma vez que na zona a intervencionar, se definiu uma velocidade inferior á velocidade base se 60 km/h, as medidas adoptadas para a via de aceleração são as que se encontram assinaladas por um quadrado vermelho no quadro anterior. Contudo por limitação de espaço, só foi possível obter uma extensão total de 100 m aproximadamente, esta situação foi exposta à EP, devidamente justificada, e foi aceite pela entidade.

A via de desaceleração para viragem à direita é do tipo directo e é constituída por um bisel de saída em recta, uma curva de transição percorrida com desaceleração constante e um arco de circunferência. Estas características podem ser observadas na figura seguinte, que mostra uma via de desaceleração tipo.

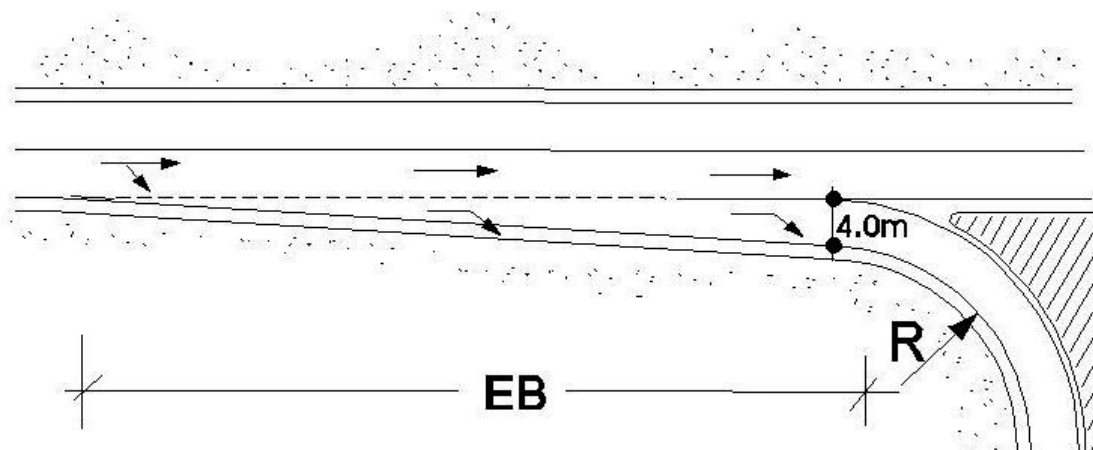


Fig. 55 – Via de Desaceleração para Viragem à Direita (Fonte: Norma de Intersecção JAE)

O seu início da via de desaceleração tem uma largura de 1,0 m de modo a assinalar antecipadamente e de forma clara a sua existência aos condutores, a largura da via não deve ser inferior a 4,0 m, à qual deve ser acrescida a sobrelargura da curva, cujo valor é função do raio adoptado.

De acordo com a Norma de Intersecção da JAE, o comprimento da via de desaceleração é função da velocidade base, do raio da curva e da inclinação da rasante, podendo a extensão total das vias de desaceleração (EB) ser dado no quadro seguinte.

Tabela 27 – Extensão Total das Vias de Desaceleração do Tipo Directo (Fonte: Norma de Intersecção JAE)

Velocidade de Projecto (km/h)	< 90	100	120			
Raio da Curva (R) (m)	>15	>25	40	45	50	>60
Extensão Total (EB) (m)	80	110	145	135	125	110

No projecto desenvolvido, para uma velocidade base inferior a 90 km/h, como havia já sido referido, obtivemos uma extensão total (EB) de 83,0 m aproximadamente e um raio de curva de 20,0 m. Como a inclinação da rasante é inferior a 3%, não à lugar à correção do valor da extensão total (EB). Estes valores estão dentro dos limites definidos pela Norma de Intersecção da JAE, como pode ser observado na tabela 22.

Na via de desaceleração utilizada para a realização do movimento de viragem à esquerda, está centralizada na via e é do tipo paralelo à mesma. Esta via tem uma largura de 3,5 m, uma vez que a sua utilização é essencialmente feita por veículos pesados.

O comprimento desta via é uma função da velocidade base da estrada prioritária e do volume horário de projecto associado ao movimento de viragem à esquerda, isto é, o comprimento resulta da adição de duas componentes:

- comprimento destinado à desaceleração e paragem dos veículos (DT);
- comprimento destinado a armazenar os veículos que aguardam por uma oportunidade de passagem (EA).

A figura seguinte é demonstrativa do que atrás foi descrito.

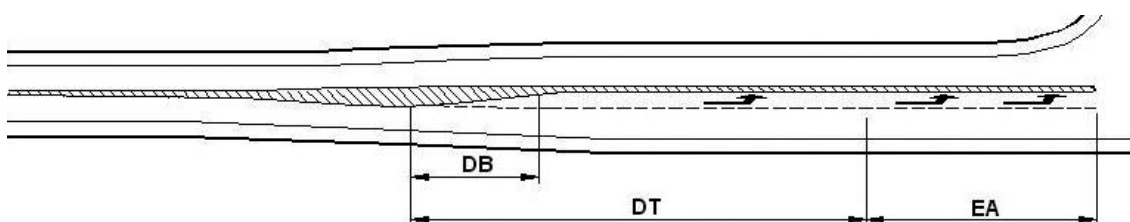


Fig. 56 – Via de Desaceleração para Viragem à Esq. (Fonte: Norma de Intersecção JAE)

O quadro seguinte apresenta os valores para o comprimento das vias de desaceleração para viragem à esquerda, assumindo que os condutores desaceleram durante 3 segundos e de seguida travam com comodidade e em segurança.

Tabela 28 – Extensão das Vias de Desaceleração para Viragem à Esquerda (Fonte: Norma de Intersecção JAE)

Velocidade de Projecto (km/h)	60	80	100	120
Extensão da Via (DT) (m)	95	130	170	240
Bisel (DB) (m)	40	50	60	75

O comprimento adicional (EA) da via é função do volume horário de projecto do movimento de viragem à esquerda, cujos valores estão apresentados no quadro seguinte.

Tabela 29 – Extensão Adicional das Vias de Desaceleração para Viragem à Esquerda (Fonte: Norma de Intersecção JAE)

Volume Horário de Projecto (Viragens à Esquerda)	30	60	100	200	300
Extensão Adicional (EA) (m)	8	15	30	60	75

Mais uma vez, e devido à limitação de espaço na zona de implantação da intersecção, não foi possível respeitar as medidas apresentadas na Norma de Intersecção da JAE, uma vez que a extensão da via mais a extensão adicional ($95\text{ m} + 8\text{ m} = 105\text{ m}$), não é a que foi adoptada no projecto, conseguindo-se apenas um comprimento total da via de desaceleração para viragem à esquerda de aproximadamente de $70,0\text{ m}$, esta situação foi também apresentada, em reunião, à EP, tendo sido aceite, uma vez que a velocidade na zona de atravessamento seria limitada a 50 km/h , portanto mais reduzida que a velocidade de projecto aqui mencionada de 60 km/h .

Desta forma e de acordo com a Norma de Intersecção da JAE, foi possível efectuar o dimensionamento da intersecção, ainda que nem todas dimensões respeitem as dimensões referidas no documento da JAE, em consonância com a EP, apresentar um projecto da intersecção, que mais se adequa à finalidade pretendida, além das marcações no pavimento que delimitam a intersecção, foi adoptado ainda sinalização vertical e sinalização complementar (reflectores), que irão articular com a sinalização horizontal, para permitir aos condutores que circulam naquela via, que se adaptem de forma comoda e segura na aproximação à intersecção.

3. Sinalização Horizontal

Relativamente às marcações rodoviárias ou sinalização horizontal, estão de acordo com o recomendado nas Disposições Normativas relativas às “Características Dimensionais, Critérios de Utilização e Colocação” do INIR e segundo o Regulamento de Sinalização do Trânsito (RST).

As marcas rodoviárias destinam-se a regular a circulação e a advertir e orientar os utentes das vias, podendo ser como é o caso ser completadas com outros meios de sinalização.

As marcas têm como objectivo definir inequivocamente as zonas do pavimento destinadas aos diferentes sentidos de trânsito, ou à circulação de determinados tipos de veículos, bem assim como indicar, em determinados casos, os comportamentos que os utentes devem seguir.

As marcas que foram utilizadas neste projecto servem para delimitar a intersecção, permitindo aos utentes da via que dele se aproximam uma perfeita compreensão da corrente de tráfego. Com este intuito foram utilizadas 5 tipos de marcações:

- M1 (RST) – Linha contínua – significa para o condutor proibição de a pisar ou transpor e o dever de transitar à sua direita quando aquela fizer a separação de sentidos de trânsito;
- M6 e M6a (RST) – Linha descontínua de abrandamento ou de aceleração - é constituída por traços largos e delimita uma via de trânsito em que se pratica uma velocidade diferente;
- M8a (RST) – Linha de paragem “STOP” – consiste numa linha transversal continua e indica o local de paragem obrigatória, imposta por outro meio de sinalização (sinalização vertical);
- M9a (RST) – Linha de cedência de passagem com símbolo triangular – consiste numa linha transversal descontínua e indica o local de eventual paragem, reforçada pela marca no pavimento do símbolo constituído por um triângulo com base paralela à mesma.

O quadro que se segue resume as marcações propostas e suas características:

Tabela 30 - Dimensões das Marcas Longitudinais (m) (Fonte: INIR)

Velocidade	Designação		40 km/h – 60 km/h		
	RST	Projecto	Largura (m)	Traço (m)	Espaço (m)
Linha Contínua	M1	LBC	0,10	–	–
Linha de Abrandamento	M6	LBTg	0,12	1,5	2,0
Linha de Aceleração	M6a	LBTg	0,12	1,5	2,0
Linha de Entrecruzamento	–	LBTg	0,12	1,5	2,0
Linha de Paragem	M8a	–	Barra de 0,50 m perpendicular ao eixo da via		
Linha de Cedência de Passagem	M9a	LBTc	0,30	0,40	0,30
Linha Contínua na Sequência de LBTg	M1	LBC	0,12	–	–

Estão previstas também marcas orientadoras de sentidos de trânsito sendo utilizadas as setas de selecção M15, M15a, M15b, M15c e M15d, ilustradas na figura abaixo, utilizam-se para orientar os sentidos de trânsito na aproximação ao cruzamento e significam quando apostas em vias de trânsito delimitadas, como é o caso, obrigatoriedade de seguir no sentido ou num dos sentidos por elas apontados.



Fig. 57 – Setas de Selecção (por ordem M15, M15a, M15b, M15c, M15d)

Estando definido para aquele troço uma velocidade entre 40 km/h e 60 km/h o comprimento das setas será de 5,0 m e os espaçamentos entre as setas serão de:

Tabela 31 - Espaçamento entre Setas de Selecção

Velocidade km/h	Espaçamentos entre Setas		
	Da 1ª à 2ª	Da 2ª à 3ª	Da 3ª à 4ª
40-60	14 (1x14)	14 (1x14)	28 (2x14)

No projecto apresentado está também prevista a colocação de raias oblíquas delimitadas por uma linha contínua, que significam proibição de entrar na área por elas abrangida (marcas M17 e M17a) na zona a intervir, como forma de delimitar o corredor principal de passagem e criando uma separação física entre as vias de circulação e as vias de desaceleração, como se pode observar na figura 58. As suas disposições e dimensões estão de acordo com o recomendado nas Disposições Normativas do INIR.

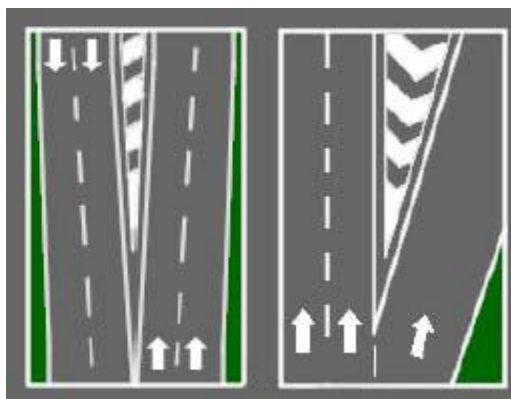


Fig. 58 – Raias Oblíquas (Zebras)

Em complemento com a sinalização vertical para a redução de velocidade está também prevista a colocação de bandas cromáticas duplas (M20) nos dois sentidos e dispostas no desenvolvimento dos alinhamentos rectos que antecedem as duas curvas em números de 12, as suas características geométricas estão definidas nas peças desenhadas e os seus espaçamentos 6-6-6-7-8-9-10-11-12-13-14 [m] também de acordo com as Disposições Normativas do INIR.



4. Sinalização Vertical

A sinalização vertical proposta inclui sinais de perigo, sinais de proibição, sinais de obrigação e sinais complementares, de forma a informar os utilizadores da via que se aproximam de uma zona mais sensível onde poderão encontrar algum congestionamento provocado pela entrada e saída de veículos, principalmente pesados, naquela via e assim abordar o local de uma forma segura e confortável. Devido às características topográficas e do traçado actual do local não é possível aos automobilistas se aperceberem visualmente do local em causa a uma grande distância, recorrendo-se por isso a sinalização vertical em conjugação com sinalização horizontal para esse efeito.

Assim o projecto apresentado respeita as indicações estabelecidas nas Disposições Normativas relativas aos Critérios de Utilização da Sinalização Vertical e o Regulamento de Sinalização de Trânsito.

Então como forma de limitar a velocidade no local foi proposto a colocação de um sinal de proibição de exceder a velocidade máxima de “... km/h” (C13) a 100 m do início das curvas que antecedem o alinhamento recto, com o limite de 70 km/h associado no mesmo prumo ao sinal A1d “curva e contracurva” e outro no início das referidas curvas, com o limite de 50 km/h associado no mesmo prumo aos sinais A29 “outros perigos” e um painel adicional modelo 14 com a informação “Saída de Fábrica”.

De referir ainda que neste ultimo conjunto de placas serão colocados focos luminosos intermitentes.

Estes sinais colocados em sequência decrescente de velocidade máxima, permitem a abordagem ao local da intersecção de uma forma segura, a adequação da velocidade para um limite máximo de 50 km/h ajuda os utentes daquela via um tempo de reacção adequado a qualquer situação existente.

A figura seguinte mostra a sequência dos sinais atrás descritos, sendo visível ainda a conjugação da sinalização horizontal, com as bandas cromáticas, que antecede a intersecção.

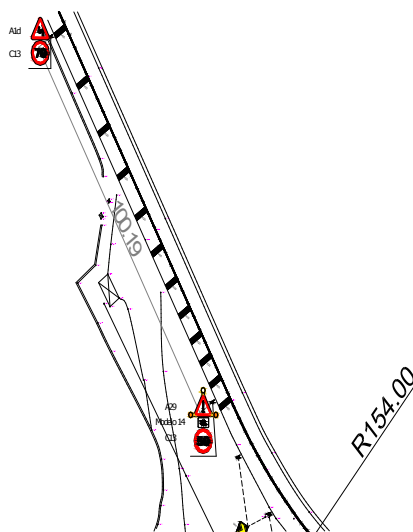


Fig. 59 – Sinalização Vertical (que antecede a interseção)

No limite da ilha separadora serão colocados sinais D3a que dão a indicação de obrigação de contornar a placa pelo lado indicado pela seta, deixando desta forma clara os sentidos dos movimentos que os condutores deverão ter.

Na via de aceleração após a saída da fábrica estão previstos no mesmo prumo o sinal C11b que indica a proibição de virar à esquerda e B1 que indica que o condutor deve ceder passagem a todos os veículos que transitem na via de que se aproxima.

Nas curvas estão já colocados sinais em sucessão múltipla O6a que indica o desenvolvimento de um troço em curva, sendo uma situação a manter.

	D3a	Indicação de obrigação de contornar a placa pelo lado indicado pela seta;
	B1	Cedência de passagem, indicação de que o condutor deve ceder passagem a todos os veículos que transitem na via de que se aproxima;
	A1d	Curva à esquerda e contracurva, indicação da proximidade de uma sucessão de curvas perigosas sendo a primeira à esquerda
	A29	Outros perigos, indicação de um perigo diferente de qualquer dos indicados nos sinais anteriores;
	C11b	Proibição de virar à esquerda, indicação da proibição de virar à esquerda na próxima interseção;
	C13	Proibição de exceder a velocidade máxima de ... km/h, indicação da proibição de circular a velocidade superior à indicada no sinal;
	C13	Proibição de exceder a velocidade máxima de ... km/h, indicação da proibição de circular a velocidade superior à indicada no sinal;
	O6a	Balza direcional, indica o desenvolvimento de um troço em curva;
	O7a	Baliza de posição, indica a posição do limite de obstáculos existentes na via;
	Mod. 14	Placês de informação diversa, destinam-se a assinalar troços de via em que se verificam determ. circunstâncias de que seja conveniente dar conhecimento ao utente.

Fig. 60 – Quadro Resumo da Sinalização Utilizada

5. Sinalização Complementar (Refletores)

Serão ainda colocados dispositivos reflectores complementares nas zonas centrais da faixa de rodagem permitindo uma separação física entre os dois sentidos de circulação, sendo que para isso serão utilizadas balizas de posição rebatível (delineadores) espaçadas de 2,50 m, tendo este dispositivo o corpo preto e riscas amarelas. Toda a via será ainda delimitada por marcadores de estrada de cor branca unidireccionais junto às guias que limitam a faixa de rodagem, e marcadores de estrada também de cor branca bidireccionais no centro da via, com esta acção pretende-se melhorar o ordenamento do fluxo do tráfego, permitindo que o utente da estrada se aperceba de forma correcta do traçado da via.

As figuras seguintes mostram um exemplo de dispositivo delineador que é colocado para formar uma separação física das vias, e o segundo um marcador, que ajuda a reforçar as marcações rodoviárias em situações de pouca visibilidade.



Fig. 61 – Dispositivos Reflectores (1º Delineador, 2º Marcador)



Fig. 62 – Efeito provocado pela incidência de luz nos marcadores

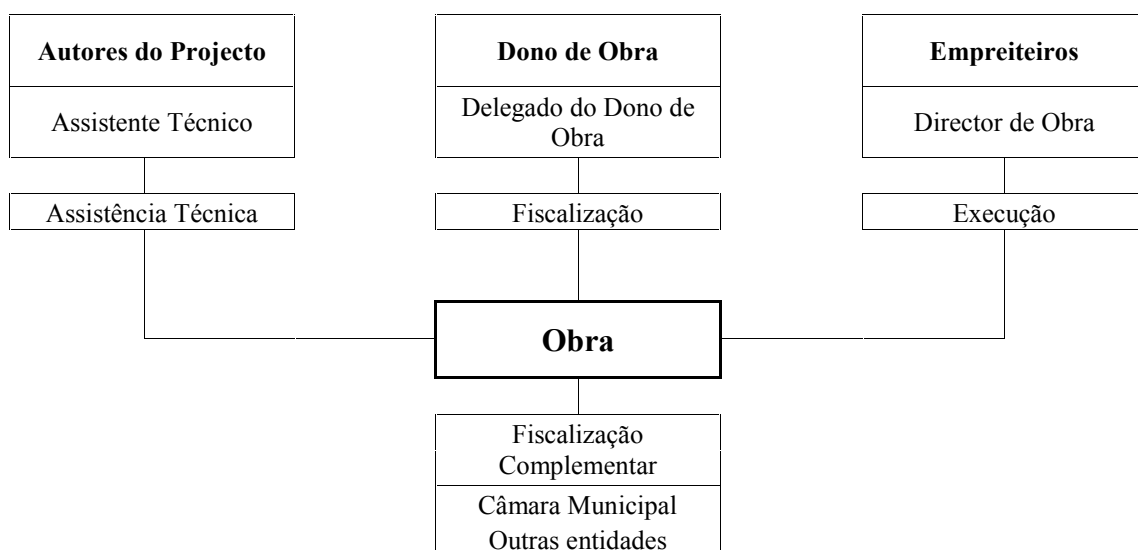
CAPÍTULO 5: CLÍNICA DE HEMODIÁLISE DE QUELUZ

Este projecto pretendia a alteração e adaptação de um espaço existente com uma utilização de comércio, para receber uma clínica de hemodiálise localizado na freguesia de Queluz, concelho de Sintra.

Neste projecto foi feito o acompanhamento por parte do estagiário, na direcção de obra e colaboração na sua coordenação, que pela sua especificidade, requeria a coordenação de uma equipa multidisciplinar uma vez que estavam envolvidas para além das obras de construção civil, especialidades como instalações eléctricas, sistemas AVAC e meios elevatórios (elevador e monta-cargas).

Na primeira reunião que se realizou no dia 31 de Maio de 2010, com a presença do representante do dono de obra (fiscalização), o empreiteiro, director de obra, subempreiteiros relativos às especialidades de AVAC e Instalações Eléctricas e ainda os autores dos vários projectos envolvidos na empreitada, foi proposto pela fiscalização a realização de reuniões semanais, sendo estas realizadas em todas as segunda-feira de cada semana. Para estas reuniões foi acordada a presença da fiscalização, director de obra, empreiteiro e subempreiteiros e sempre que necessário seriam convocados os autores dos projectos.

Assim o acompanhamento da obra teria uma organização de acordo com o seguinte organograma:





1. Gestão de Obra

1.1. Objectivo da Gestão de Obra

A gestão é fundamental para conhecer quais os objectivos a atingir tanto a nível técnico, administrativo, económico e financeiro, como no cumprimento do prazo disponível para a execução da obra.

O responsável deverá estudar todos os detalhes de uma boa gestão, tendo em conta os seguintes pontos:

- O projecto;
- O local de execução;
- A área disponível para o estaleiro;
- Os meios necessários;
- O controlo de custos;
- O controlo de prazos;
- O controlo da qualidade e segurança.

Para que todos estes itens sejam respeitados, o responsável pela organização da obra deverá ter ao seu dispor todos os meios necessários para poder cumprir os objectivos pré-definidos, pois só assim se garante uma boa gestão e consegue executar os trabalhos com a exigível qualidade, bem como cumprir os prazos previstos, satisfazer o dono de obra e almejar o lucro.

1.2. Estudo do Projecto

O estudo do projecto é essencial antes do começo da obra, para evitar que durante a execução não haja atrasos por falta de pormenorização ou falta de informação.

Em primeiro lugar é realizado uma análise preliminar, a todas as peças escritas e desenhadas, com o objectivo de ter um conhecimento superficial de todo o projecto, sendo anotadas dúvidas que surjam durante esta análise para que possam ser esclarecidas na fase seguinte, onde é realizada uma visita ao local de implantação.

A visita ao local da obra tem a finalidade de esclarecer as dúvidas que foram encontradas na análise preliminar e apurar as dificuldades que se vão encontrar, sendo realizado um levantamento do local onde se vai implantar a obra. É importante que durante este levantamento se averigüe o máximo de informação possível bem como um registo fotográfico de todo o local em particular das zonas onde poderão aparecer as principais dificuldades.

Na fase seguinte é realizado um estudo mais aprofundado de todas as peças do projecto (escritas e desenhadas). Os elementos de projecto são relacionados entre si e com as condições que foram encontradas no local da obra. Esta correlação de dados visa a determinação de todas as condicionantes, incongruências, informações não completas e por vezes omissões, que não foram detectadas na análise preliminar.

Com o estudo do projecto mais aprofundado concluído, inicia-se o processo de planeamento, existindo tarefas envolvidas na análise de projecto que devem ser tratadas de uma forma especial, devido a serem um importante factor na gestão, nomeadamente as medições, a orçamentação e a escolha de equipamentos.

Tabela 32 - Elementos de um estudo do projecto

Mapa de Medições Erros e Omissões	Verificar se a análise quantitativa e qualitativa do mapa de medições do projecto contempla todas as tarefas necessárias, se tal não se verificar devem ser acrescentadas as que faltam ou se encontram incorrectas, com vista a serem listadas nos erros e omissões.
Trabalhos Preparatórios	Verificar se os trabalhos preparatórios, complementares ou subsidiárias dos trabalhos das diversas especialidades, se encontram previstos.
Dúvidas	Verificar se o projecto se encontra completo e as informações nele contidas são suficientes.
Materiais	Tomar consciência dos materiais previstos para cada tipo de tarefas e verificar se estes são os mais adequados às funções para os quais foram projectados.
Métodos Construtivos	Tomar consciência dos métodos construtivos previstos para cada tipo de tarefa e verificar se estes são os tecnologicamente mais adequados à execução das tarefas.

1.3. Estaleiro de Obra

O estaleiro é o espaço físico onde são implementadas as instalações fixas de apoio à execução de obras, implantados os equipamentos auxiliares de apoio e instaladas as infra-estruturas provisórias: águas, esgotos, electricidade. O estaleiro tem a finalidade de tornar possível a execução de uma obra no prazo previsto e nas melhores condições técnicas e económicas, assegurando um determinado nível de qualidade e segurança.

Nesta obra em específico, tivemos um estaleiro central e outro local, uma vez que o espaço da obra, por ser um espaço interior pertencente a um edifício destinado a habitação, não permitia a acumulação de grandes quantidades de materiais quer no seu exterior, bem como no interior, uma vez que iria colocar várias dificuldades de nível técnico e prático à execução da obra.

Assim os materiais e equipamentos a utilizar estavam armazenados no estaleiro central e eram transportados para a obra à medida que iam sendo necessários.

1.4. Planeamento da Produção

O planeamento é uma das mais importantes tarefas na construção uma vez que permite definir com maior rigor a ordem e a forma como se vai executar e o tempo necessário.

Na realidade, para que todas as tarefas decorram dentro da normalidade, sem pressas e atropelos, é necessário planificar toda a obra. Justifica-se por isso a elaboração de diversos mapas e tabelas que de uma forma esquemática, possibilitam uma rápida e fácil apreensão de toda a obra, simplificando bastante o trabalho do técnico em campo.

O planeamento é elaborado considerando um aproveitamento racional dos meios existentes e uma gestão equilibrada da mão-de-obra, fornecimento de matérias-primas e produtos, de acordo com a marcha dos trabalhos.

O planeamento de produção serve de apoio ao controle de toda obra. Os responsáveis pela direcção de obra têm, assim, um documento previamente realizado onde podem ter todo o controlo de todas as actividades que vão sendo realizadas pelas equipas de trabalho e saber se estas actividades estão de acordo com o prazo previsto pelo plano de trabalho.

O planeamento de produção pode ser elaborado utilizando vários métodos e modelos gráficos, um dos quais e mais utilizado é o Diagrama de Gant. Este é um modelo muito directo para a abordagem do problema, consiste fundamentalmente num quadro onde se representa à escala o tempo e as tarefas que constituem o projecto. Listam-se todas as tarefas de forma ordenada cronologicamente e afecta-se cada uma delas da duração prevista.

Com o Diagrama de Gant completo é possível observar todo o planeamento da obra. Neste diagrama contém toda a informação necessária a execução da obra, contendo as seguintes informações:

- Lista de todas as tarefas;
- Prazo total da obra sendo este decomposto em prazos para a realização de cada tarefa;

- Dependência entre tarefas, ou seja, dizer que uma dada tarefa só pode começar quando terminar a outra (só se pode betonar depois de estar confrado);
- Caminho crítico da obra, este tem de se ter um redobrado cuidado para que o prazo final não seja alterado.

Tabela 33 - Objectivos do Planeamento

Definição de Objectivos	Precisar os resultados a atingir, os critérios de avaliação das actividades dos planos e dos programas.
Distribuição de Competências	Determinar o que cada sector de organismo deverá fazer quando e como e também a partir de quê.
Coordenação das Actividades	Prever os problemas a tomar medidas, criar condições para a sua resolução; coordenar todas as actividades de modo a que o pessoal e os meios materiais e tecnológicos estejam disponíveis no momento oportuno.
Controlo	Estabelecer os dispositivos de controlo que permitam assegurar que os resultados pretendidos sejam alcançados. Gráficos de controlo facturação/tempo e gráficos recurso/tempo. Cronograma financeiro a cada trabalho é associado um preço (orçamento), aplicados os preços aos volumes de trabalhos previstos, determina-se o montante a facturar.
Exame	Efectuar exames periódicos no sentido de analisar as actividades em curso relativamente ao previsto; rever planos e remediar situações de facto; assegurar a continuidade dos planos.
Reuniões de Controlo	Organizar reuniões de coordenação no quadro das funções de gestão em todos os escalões.

1.5. Órgãos de Direcção e suas Atribuições

Com vista à realização de determinado empreendimento, conjugam-se vários intervenientes:

- Dono-da-Obra;
- Autores do Projecto;
- Empreiteiro (s).

Poderão ainda intervir nesta fase outras entidades com função de fiscalização conferidas pela legislação vigente como, por exemplo, as Câmaras Municipais e a Autoridade para as Condições de Trabalho.

O objectivo comum destas entidades consiste na realização da obra de acordo com o projecto aprovado e segundo as normas de segurança e as boas regras da arte de construir. Para isso, nas relações entre todos os intervenientes, e em particular dos seus representantes, deve prevalecer o princípio da boa fé e de colaboração mútua que permita o cumprimento das obrigações de cada uma das partes do contrato.

O Dono-da-Obra é o principal interessado na realização da obra e como tal tem autoridade para fazer cumprir as cláusulas dos contratos estabelecidos com os restantes intervenientes (autores do projecto e empreiteiros), nomeadamente no que se refere às disposições do caderno de encargos e projecto. O Dono-da-Obra poderá introduzir as alterações que se mostrarem necessárias durante a execução da obra, em consonância com o seu autor, sujeitando-se contudo às consequências que desse acto poderão advir.

Antes de iniciada a obra o Dono-da-Obra comunica aos empreiteiros a identidade do seu representante junto da obra e outros técnicos que constituirão a sua fiscalização, baseada fundamentalmente numa acção de prevenção e de participação no processo construtivo, visando o controlo de qualidade e segurança, do preço e prazo. Define também as competências do seu representante, nomeadamente quanto à sua autonomia técnica e económica. Essas competências devem ser objecto de documentos que deverá também referir o valor limite até ao qual o representante do Dono-da-Obra poderá autorizar a realizar trabalhos a mais, sem consulta prévia ao mesmo.



Ao autor do projecto ou seu representante (assistente técnico) cabe-lhe prestar a assistência técnica à obra visando o esclarecimento das dúvidas surgidas na interpretação do projecto, durante a fase de execução da obra e adequá-lo às situações surgidas, diferentes das previstas. Compete-lhe também a apreciação de documentos de ordem técnica apresentados pelos fornecedores ou Empreiteiros e a elaboração de pareceres solicitados pelo Dono-da-Obra sobre a qualidade dos materiais a empregar, execução dos trabalhos, equipamentos e instalações.

O Empreiteiro comunica ao Dono-da-Obra a identidade do técnico que irá exercer as funções de Director-de-Obra, o qual deverá possuir a qualificação mínima exigida.

Ao Director-de-Obra compete dirigir a obra em todos os aspectos administrativos, técnicos e económicos, sendo este o responsável pelo cumprimento de todas as cláusulas do contrato, caderno de encargos e todas as peças do projecto de acordo com as normas e disposições legais em vigor. O Director-de-Obra na fase de construção tem a responsabilidade pela orientação do modo de execução da obra, bem como dirigir a sua equipa de trabalho, de modo a motivar a equipa para uma boa realização dos trabalhos, zelando pela segurança dos seus trabalhadores.

Para além disso, o Director-de-Obra é responsável máximo pela sua gestão e controlo, salientando-se as seguintes vertentes de acção, do Regime Jurídico de Empreitadas de Obras Públicas:

- Controlar o projecto mesmo que este seja da autoria do Empreiteiro, avisando a fiscalização da obra das deficiências que ocorrem;
- Elaborar o programa de garantias de qualidade com base nos requisitos estabelecidos no caderno de encargos, caso este assim estipule;
- Organizar o livro de obra para registo dos acontecimentos mais importantes relacionados com a obra;
- Proceder à implantação e piquetagem da obra a partir das referências (cotas e alinhamentos) fornecidos pela fiscalização da obra;
- Elaborar o projecto de estaleiro, quando tal seja exigido no caderno de encargos;
- Executar os trabalhos dentro dos prazos parciais e globais aprovados;



- Elaborar ou colaborar na elaboração do plano de segurança e de saúde ao tipo de obra a executar visando a segurança de pessoas e bens;
- Reclamar quanto a erros e omissões do projecto nas empreitadas por preço global, no caso de o projecto ser apresentado pelo Dono-da-Obra;
- Informar mensalmente a fiscalização da obra dos desvios que verifiquem no plano de trabalhos aprovados;
- Realizar ensaios previstos no caderno de encargos;
- Efectuar o controlo de qualidade de acordo com as regras definidas pelo Dono-da-Obra;
- Estudar os processos de construção mais adequados para a realização dos trabalhos;
- Elaborar os pormenores de execução que se mostrarem necessários ou que sejam exigidos no caderno de encargos;
- Elaborar o plano definitivo de trabalhos e respectivo plano de pagamentos;
- Submeter à aprovação da fiscalização da obra os materiais e elementos de construção a aplicar;
- Apresentar à fiscalização da obra todos os documentos exigidos no caderno de encargos e outras disposições de natureza regulamentar ou legislativa.

De acordo com a Lei n.º 31/2009 de 3 de Julho, que define no artigo 13º a qualificação das funções do director de obra, no artigo 14º os deveres do director de obra, no artigo 15º a qualificação das funções do director de fiscalização de obra e no artigo 16º os deveres do director de fiscalização de obra, ficam definidas as funções:

- O director de obra – técnico habilitado, integrado no quadro técnico da empresa de construção e a quem incumbe assegurar a execução da obra, e que responde perante o director de fiscalização de obra, cumprindo o projecto de execução e, quando aplicável, as condições de licença ou comunicação prévia, bem como o cumprimento das normas legais e regulamentares em vigor.
- O director de fiscalização de obra – técnico, habilitado nos termos da presente lei, nomeado pelo dono de obra e a quem incumbe assegurar a execução da obra



em conformidade com o projecto de execução e, quando aplicável o cumprimento das condições da licença ou comunicação prévia, bem como o cumprimento das normas legais e regulamentares aplicáveis, e ainda o desempenho das competências previstas no Código dos contratos Públicos, em sede de Obra Pública.

Temos ainda que o Director de Obra não poderá exercer em simultâneo na mesma obra as funções de Director de Fiscalização de Obra, de acordo com o previsto no n.º 2 do artigo 16.º da Lei n.º 31/2009 de 3 de Julho.

1.6. Órgãos de direcção e suas Responsabilidades

As responsabilidades dos intervenientes na realização de uma obra encontram-se regulamentadas em diversos diplomas legais, nomeadamente, no Código Civil Português e, no caso de se tratar de uma obra pública, no Regime Jurídico das Empreitadas de Obras Públicas.

No caso das obras particulares aplicam-se principalmente as disposições do Código Civil que confere ampla liberdade de contratação entre as partes, resultando por isso a introdução, muitas vezes, de cláusulas que remetem a resolução de casos omissos nos contratos estabelecidos para a legislação de obras públicas.

Estas responsabilidades resultam de factos ilícitos que violem normas disciplinares ou profissionais, de direito criminal ou de direito civil, podendo assim assumir as seguintes formas:

- Responsabilidade disciplinar ou profissional;
- Responsabilidade criminal;
- Responsabilidade civil.



1. Direcção de Obra

1.1. 1ª Reunião de Obra – 7 de Junho 2010

Após uma análise preliminar ao projecto a todas as peças escritas e desenhadas, e tomando um conhecimento superficial de todo o projecto, foram tiradas notas sobre duvidas existentes:

- Pé-direito existente, uma vez que todas as tubagens de águas, rede de incêndios, redes de drenagem, AVAC e esteiras param as diversas cablagens de electricidade iriam passar sob o tecto falso, que acabado teria de ter um pé-direito mínimo de 3 metros;
- Possíveis incompatibilidades nas passagens, devido a sobreposições, das diversas condutas, esteiras e tubos de abastecimento de água acima do tecto falso;
- Estado de conservação das redes de drenagem residual e pluvial do edifício;
- Dimensões exactas do grupo gerador de emergência para uma exacta implantação;
- Definição da posição dos equipamentos na sala de tratamento de águas;
- Posição definitiva da caldeira para aquecimento de águas e respectivo depósito de combustível;

1.1.1. Reunião no Local da Obra

Esta primeira reunião contou com a presença de:

- Representante do dono-de-obra (à frente designado por director de fiscalização de obra);
- Empreiteiro;
- Encarregado Geral;
- Director de Obra;
- Estagiário (Direcção de Obra);
- Eng.º Mecânico (projectista AVAC e Rede Predial e Residual de Águas).



1.1.1.1. Pontos Gerais

- O prazo para conclusão da obra é 15 de Novembro de 2011, de acordo com a Certidão de Admissão de Comunicação Prévia, cuja cópia ficou anexada à acta da 1ª Reunião;
- Foram designados os técnicos responsáveis pela segurança da parte do empreiteiro e por parte do dono-de-obra;
- Foram informados os presentes que a vistoria dos bombeiros, necessária ao processo de licenciamento para autorização de funcionamento, de acordo com a alínea e) do nº 3 do art.º 13 do Decreto-Lei nº 505/99 de 20 de Novembro, do Regime Jurídico do Licenciamento e da Fiscalização do Exercício da Actividade das Unidades Privadas de Diálise, que refere ser necessário um *“Certificado que ateste que a unidade de diálise cumpre as regras de segurança vigentes”*, será pedido no final da obra ao Comando Distrital de Operações de Socorro (CDOS) de acordo com os nºs 2 e 3 do art.º 18º do Decreto-Lei nº 220/2008 de 12 de Novembro que estabelece o Regime Jurídico da Segurança Contra Incêndios em Edifícios.
- Foi instalado um placard de informação na entrada da obra, colocado um placard com indicação dos números de telefone de emergência, como por exemplo, policia, bombeiros, hospital mais próximo, foram colocados dois extintores em local visível e acessível devidamente sinalizados e ainda um estojo de primeiros socorros;

1.1.1.2. Construção Civil

Neste ponto são tratados todos os assuntos vistos em reunião referentes à construção civil, nele são apontadas dúvidas e soluções discutidas bem como o plano de trabalhos para a semana seguinte.

- Iniciaram-se as demolições de todas as paredes e sancas existentes, bem como a remoção dos pavimentos e também da betonilha de regularização;



- Foi pedido para averiguar junto da CM de Sintra o plano de resíduos;
- Após visita ao piso -1 foi observado um grupo de bombagem, havendo dúvida sobre a sua necessidade e utilidade, foi decidido contactar o anterior proprietário para esclarecimento;

1.1.1.3. Instalações Eléctricas

Neste ponto são tratados todos os assuntos vistos em reunião referentes às instalações eléctricas, nele são apontadas dúvidas e soluções discutidas bem como o plano de trabalhos para a semana seguinte.

- Foi pedido ao encarregado que fizesse sondagens para averiguar a existência de rede de terras, no piso -1.
- Foram confirmadas as medidas do grupo gerador de emergência de 80 kVa, tendo este 2,15 m x 0,75 m x 1,40 m, sendo ainda definido que o grupo gerador deve estar afastado de qualquer obstáculo (paredes) pelo menos 0,70 m em todo o seu perímetro, para permitir a sua manutenção.

1.1.1.4. Meios Elevatórios

Neste ponto são tratados todos os assuntos vistos em reunião referentes aos meios elevatórios, nele são apontadas dúvidas e soluções discutidas bem como o plano de trabalhos para a semana seguinte.

- Após a adjudicação do elevador e monta-cargas, foi pedido à empresa adjudicatária a definição das dimensões dos poços e características técnicas.

1.1.1.5. Registo Fotográfico

As figuras que se apresentam a seguir mostram o interior e exterior do espaço a intervir, nomeadamente o interior do piso -1 e 0 e o exterior do piso 1, antes do início da intervenção.



Fig. 63 – Existente Interior (Piso -1)



Fig. 64 – Existente Interior (Piso 0)



Fig. 65 – Existente Exterior (Piso 1)

1.2. 2ª Reunião de Obra – 14 de Junho 2010

Depois da primeira visita à obra foi possível verificar que algumas das dúvidas que surgiram durante a análise preliminar ao projecto necessitavam de alterações:

- A verificação da altura livre das vigas à vista, permitiu visualizar algumas incompatibilidades, uma vez que, por exemplo existiam passagens de condutas de AVAC com diâmetro superior ao espaço disponível;
- Foram anotadas todas as situações anómalas relacionadas com o facto anterior, para posterior apresentação na reunião;

No entanto durante a última reunião foi possível esclarecer alguns pontos nos quais existiam duvidas:

- Foram definidas as dimensões do grupo gerador de emergência que será implantado em espaço próprio no piso -1, bem como o afastamento deste às paredes envolventes;
- Foi definida a localização da caldeira de aquecimento de águas assim como do seu reservatório de combustível, decidiu-se ainda a criação de um compartimento próprio junto à Sala de Tratamento de Águas, afim deste ficar isolado dos demais equipamentos e ambientes;
- Após consulta do anterior proprietário acerca da existência de um grupo de bombas no piso -1, fomos informados que estas deviam a sua existência a uma inundação provocada pelos esgotos da rua em 2003, que teria sido provocada porque a cota da conduta de esgoto ficava muito pouco abaixo da cota de soleira do piso -1.

Durante as visitas à obra e após o início das demolições, foi possível verificar o estado de conservação de algumas condutas de drenagem existentes, que numa primeira análise pareceram em mau estado de conservação.

1.2.1. Reunião no Local da Obra

Esta segunda reunião contou com a presença de:

- Director de Fiscalização de Obra;
- Empreiteiro;
- Encarregado Geral;
- Director de Obra;
- Estagiário (Direcção de Obra)
- Eng.º Mecânico (projectista AVAC e Rede Predial e Residual de Águas);
- Subempreiteiro para as Instalações AVAC.

1.2.1.1. Pontos Gerais

- Foi solicitada ao Eng. Electrotécnico responsável pelo projecto de electricidade, que fez também o acompanhamento de obra, a documentação necessária ao pedido de instalação do futuro ramal de instalações eléctricas.

1.2.1.2. Construção Civil

- Após consulta do departamento de urbanismo da CM de Sintra, constatou-se que todos os detritos teriam que ser transportados pela empresa municipal HPEJ;
- As demolições ainda não estavam totalmente completas, uma vez que por dificuldade de acondicionamento dos detritos, que tinham que ficar no interior da obra, e ser transportados para o exterior apenas quando o camião contentor da empresa HPEJ se encontrava no local, dificultava a conclusão destes trabalhos;
- Foram definidos os planos de admissão/exaustão de ar do grupo gerador, sala de tratamento de águas e escape da caldeira;
- Foi pedido ao Eng.º projectista da rede predial de águas para indicar as dimensões úteis para o nicho do contador de água;
- O subempreiteiro dos equipamentos de AVAC propôs a criação de um piso técnico para apoio dos seus equipamentos, no piso 0;

- Foi ainda definido que o depósito de água previsto no piso -1, será enterrado em pelo menos 0,60 m, foi pedido pela fiscalização, que averigua-se a possibilidade de existência de espaço superior que permitisse o acesso ao seu interior, para posterior manutenção;
- Após consulta do anterior proprietário e passadas as explicações sobre o grupo de bombas no piso -1, foi proposto a colocação de uma válvula tipo borboleta à saída da conduta de esgoto;
- Foi indicado o tipo de caldeira a instalar, que será um Logano GB125 e o volume do reservatório de combustível, que será de 600 litros. Assim foram definidas as dimensões do nicho onde ficará o reservatório que terá 0,72 m x 0,72 m x 1,40 m. Foi decidido que o reservatório ficaria afundado cerca de 0,50m.

1.2.1.3. Registo Fotográfico

As imagens seguintes mostram as demolições feitas durante a primeira semana, nomeadamente as sancas que ocultavam as condutas da rede predial de esgotos, bem como a demolição do pavimento e betonilha de regularização.



Fig. 66 – Demolição das Sancas que Ocultavam a Rede de Drenagem Existente (Piso 1)



Fig. 67 – Demolição (retirado o pavimento e a betonilha de regularização) (Piso 0)



Fig. 68 – Caixa de Visita da Rede de Esgotos (Piso -1)

1.3. 3ª Reunião de Obra – 21 de Junho 2010

Durante a semana anterior as demolições continuaram, com a limpeza total dos pisos 0 e 1, a recolha dos detritos decorreram da forma planeada.

As situações detectadas como incompatíveis a nível das condutas de AVAC foram resolvidas pelo Eng.º projectista de AVAC, que alterou as secções nas zonas de passagem das vigas à vista, podendo desta forma garantir-se que o pé-direito livre seria de 3 m.

Após análise às dimensões em planta do reservatório de água, foi possível verificar que este não permitiria um espaço suficiente no seu topo, que permitisse um fácil acesso a homens e equipamentos ao seu interior para manutenção.

1.3.1. Reunião no Local da Obra

Esta terceira reunião contou com a presença de:

- Director de Fiscalização de Obra;
- Empreiteiro;
- Encarregado Geral;
- Director de Obra;
- Estagiário (Direcção de Obra);
- Eng.º Mecânico (projectista AVAC e Rede Predial e Residual de Águas);
- Subempreiteiro para as Instalações AVAC;
- Responsável pelas Salas de Tratamento de Água da Diaverum.

1.3.1.1. Construção Civil

- Como havia sido pedido na reunião anterior, ao Eng.º projectista da rede predial de águas, as dimensões úteis para o nicho do contador de água, estas foram definidas tendo uma altura de 0,5 m, comprimento de 1,30 m e profundidade de 0,30 m. O nicho ficará a pelo menos 0,20 m da cota de soleira;



- Ficou aprovado o piso técnico para colocação dos equipamentos AVAC, sendo que a sua cota e dimensões apenas ficarão definidas após conhecidas as medidas exactas dos equipamentos, que serão entregues pelo subempreiteiro encarregue pelas instalações AVAC;
- Foram definidas novas dimensões em planta para o reservatório de água, ficando este com 2,60 m x 4,0 m, permitindo assim uma diminuição da altura, o que possibilita a existência de um espaço superior que permite o acesso ao seu interior;
- O Responsável pelas Salas de Tratamento de Água da Diaverum informou sobre as dimensões dos equipamentos que serão instalados na sala de tratamento de água, e terão 0,75 m x 0,20 m x 1,90 m com um peso de 800 kg, devido às suas dimensões e peso foi decidido que se iria proceder a uma abertura na laje do piso 0, para permitir a passagem dos equipamentos para o piso -1;
- O Responsável pelas Salas de Tratamento de Água da Diaverum informou ainda que a água introduzida no interior do depósito de água será clorada a 1 mg/l, sendo para isso necessário procurar um produto de impermeabilização que não se deteriore nestas condições.

1.4. 4ª Reunião de Obra – 28 de Junho 2010

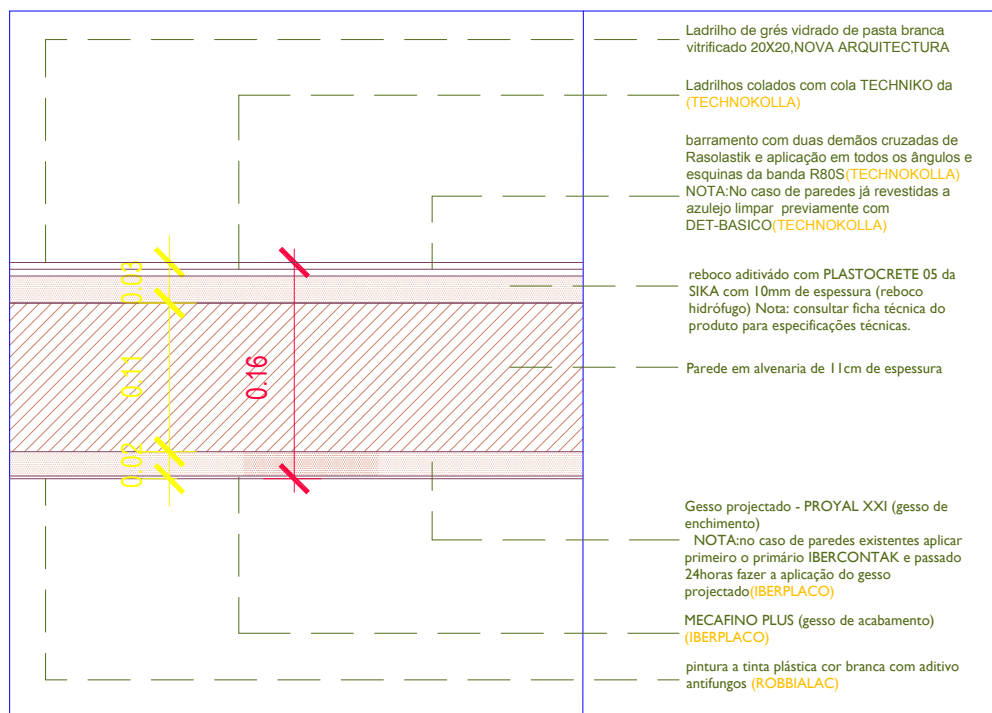
Durante a semana foi possível concluir as demolições e limpeza da totalidade dos detritos, ficando assim todos os pisos disponíveis para se iniciarem as marcações das alvenarias para posterior apresentação e aprovação da parte da fiscalização.

Foram marcadas todas as alvenarias dos pisos -1, 0 e 1, através de fio blue, sendo que todas elas são compostas por alvenaria de tijolo furado de 11 cm. Os revestimentos variam de compartimento para compartimento, ficando a título de exemplo a fig. 51.

Parede TIPO 02

PLANTA

Esc. 1:5



PAREDE EM ALVENARIA DE 11cm COM 1 FACE REVESTIDA COM ESTUQUE PROJECTADO, PARA PINTAR E UMA FACE REVESTIDA A AZULEJO
ESPESSURA TOTAL 16cm

Fig. 69 – Parede Tipo

1.4.1. Reunião no Local da Obra

Esta quarta reunião contou com a presença de:

- Director de Fiscalização de Obra;
- Empreiteiro;
- Encarregado Geral;
- Director de Obra;
- Estagiário (Direcção de Obra);
- Eng.º Mecânico (projectista AVAC e Rede Predial e Residual de Águas);
- Subempreiteiro para as Instalações AVAC;
- Subempreiteiro para as Instalações Eléctricas.

1.4.1.1. Construção Civil

- O Subempreiteiro para as Instalações AVAC informou que para o piso técnico no piso 0, necessitaria de uma altura livre de 0,80 m para a colocação dos equipamentos, designadas de unidades externas, e posterior manutenção. Foi proposto então uma solução que a seguir se apresenta:

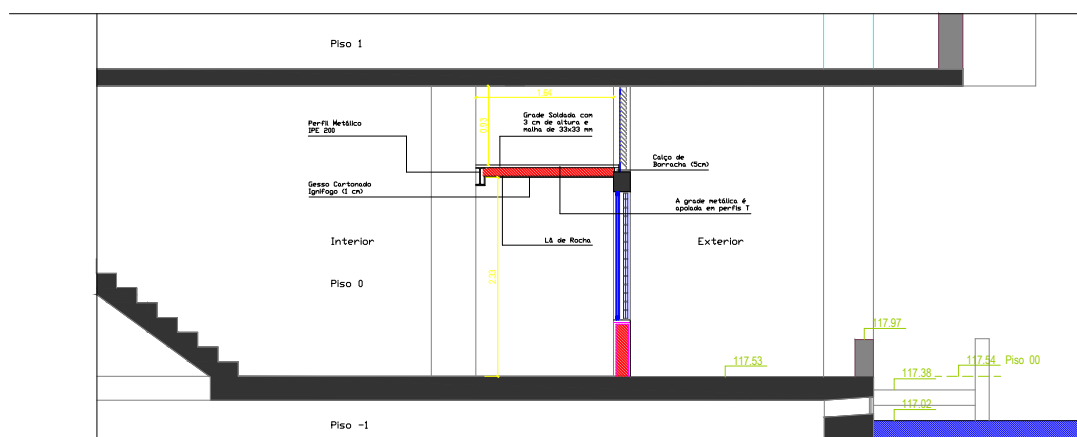


Fig. 70 – Piso Técnico AVAC

- Foi proposto que a superfície do piso técnico fosse composta por uma grelha metálica com 3 cm de altura, que permite vencer o vão entre o perfil IPE 200 e a viga existente e resistir às solicitações provocadas pelos equipamentos. O perfil IPE 200 que terá no máximo 7,40 m de vão, foi dimensionado para uma carga desfavorável de 7,5 kN/m;

A figura 63 mostra a grelha tipo aplicada no piso técnico de AVAC, no piso 0.

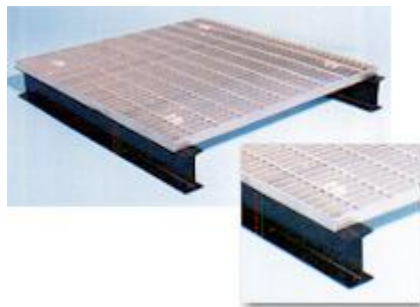


Fig. 71 – Grelha Metálica

- Durante a reunião foi feita uma vistoria às marcações das alvenarias nos pisos 1, 0 e -1, que foram aprovadas pela fiscalização, podendo-se por isso dar início à sua construção.



1.5. 5ª Reunião de Obra – 5 de Julho 2010

Durante a semana foram feitas sondagens para se averiguar da existência de rede de terras, concluindo-se que esta não existia.

Iniciou-se a construção do piso técnico para os equipamentos de AVAC, assim como as alvenarias no piso 0.

1.5.1. Reunião no Local da Obra

Esta quinta reunião contou com a presença de:

- Director de Fiscalização de Obra;
- Empreiteiro;
- Encarregado Geral;
- Director de Obra;
- Estagiário (Direcção de Obra);
- Subempreiteiro para as Instalações AVAC;
- Subempreiteiro para as Instalações Eléctricas.

1.5.1.1. Construção Civil

- Após verificada toda a rede de drenagem de águas residuais e pluviais do edifício, e verificado o mau estado de conservação de toda a rede, foi decidido substituir toda a rede;
- Foi decidido que toda a rede deve ter um percurso preferencial pelo tecto do piso -1, de forma a termos um escoamento gravítico, apenas as águas residuais do piso -1 terão um escoamento com auxílio de bombagem;
- Aproveitando o facto de existir já um grupo de bombas no piso -1 as águas residuais do piso -1 serão encaminhadas para a caixa de visita existente, para posterior bombagem;



- O responsável pela fiscalização, pediu para que as alvenarias do piso -1 não fossem iniciadas, uma vez que o dono-de-obra considerou algumas alterações na disposição dos compartimentos e também na sua dimensão.

1.5.1.2. Instalações Eléctricas

- Após a confirmação da não existência de rede de terra, o Subempreiteiro para as Instalações Eléctricas, definiu o local onde esta será executada, foi feita uma marcação no pavimento do piso -1, para que fosse aberta uma vala para posterior execução da rede.

Os trabalhos nesta obra iriam ficar suspensos durante 15 dias para período de férias, ficando marcada a próxima reunião para o dia 16 de Agosto.

1.6. 6ª Reunião de Obra – 16 de Agosto 2010

Após o período de férias os trabalhos continuaram com a conclusão do piso técnico para o AVAC no piso 0.

Todas as alvenarias do piso 0 também foram concluídas, sendo que se iniciaram os trabalhos de AVAC, com a instalação das condutas, foram também iniciados os trabalhos das instalações eléctricas, com a montagem das esteiras para passagem da cablagem.

No piso -1 foi efectuada a vala para a execução da rede de terras e ainda a escavação para a construção do depósito de água. De referir que mais uma vez os detritos resultantes destas escavações foram recolhidos pela empresa municipal HPEJ.

1.6.1. Reunião no Local da Obra

Esta sexta reunião contou com a presença de:

- Director de Fiscalização de Obra;
- Empreiteiro;
- Encarregado Geral;
- Director de Obra;
- Estagiário (Direcção de Obra);
- Subempreiteiro para as Instalações AVAC;
- Eng.º Mecânico (projectista AVAC e Rede Predial e Residual de Águas);
- Subempreiteiro para as Instalações Eléctricas.

1.6.1.1. Construção Civil

- Foram definidos os caudais que serão recolhidos na caixa onde estarão instaladas as bombas, que terão que ser trituradoras e resistentes a águas com elevado teor de cloro devido à água excedente da sala de tratamento de águas;

- Foi pedido ao projectista de Rede Predial e Residual de Águas que dimensionasse a caixa de visita onde serão instaladas as bombas e recolhidas as águas a serem bombeadas, que serão provenientes do piso -1;
- Foi definida a nova disposição dos compartimentos no piso -1, que foram aprovados pelo dono-de-obra e serão apresentados pelo arquitecto na reunião seguinte.

1.6.1.2. Registo Fotográfico

As imagens seguintes mostram o piso técnico para o equipamento de AVAC montado no piso 0 e ainda as paredes de alvenaria de tijolo furado nos pisos 0 e 1.



Fig. 72 – Piso Técnico do AVAC (Piso 0)



Fig. 73 – Alvenarias (Piso 0)



Fig. 74 – Alvenarias (Piso 1)



1.7. 7ª Reunião de Obra – 23 de Agosto 2010

Durante a semana foi colocado o betão de limpeza na fundação para o reservatório de água assim como uma tela impermeabilizante para evitar a ascensão por capilaridade de água subterrânea, a fim de evitar a contaminação da água no reservatório. Foi feita e colocada a armadura para a soleira do reservatório.

Os trabalhos das equipas de AVAC e instalações elétricas prosseguiram no piso 0 e 1, tendo entrado em obra os equipamentos de extração e difusão do AVAC, para posterior montagem.

1.7.1. Reunião no Local da Obra

Esta sétima reunião contou com a presença de:

- Director de Fiscalização de Obra;
- Arquitecto;
- Empreiteiro;
- Encarregado Geral;
- Director de Obra;
- Estagiário (Direcção de Obra);
- Eng.º Mecânico (projectista AVAC e Rede Predial e Residual de Águas);
- Subempreiteiro para as Instalações AVAC;
- Eng.º Electrotécnico (projectista das Instalações Eléctricas);
- Subempreiteiro para as Instalações Eléctricas.

1.7.1.1. Construção Civil

- Foi apresentada a nova disposição dos compartimentos no piso -1, que inclui uma farmácia, anteriormente não prevista, mas necessária para cumprir com a nova legislação em vigor, que obriga à sua existência, enquanto que na legislação revogada apenas era obrigatório a existência de um espaço para stockagem dos medicamentos;



- Foi também adicionado um compartimento para o equipamento de aquecimento e respectivo depósito de combustível, assim como outro compartimento que acolherá o depósito de águas quentes;
- A pormenorização da caixa onde serão instaladas as bombas de águas residuais foi definida pelo projectista da Rede Predial e Residual de Águas, a caixa terá um degrau em enchimento ficando rebaixada 0,50 m na zona das bombas, terá a largura de 1 m e 2 m de comprimento. Todas as tubagens da rede de drenagem do piso -1 serão conduzidas à zona mais baixa a 0,35 m da cota de soleira, ficando apenas a tubagem relativa às águas rejeitadas da sala de tratamento de águas, que irá ter saída na extremidade mais elevada, de forma a permitir o varrimento de toda a caixa.

1.7.1.2. Instalações Eléctricas

- Foi definido que no piso -1, todas as cablagens ficariam à vista, com a excepção dos compartimentos destinados à copa, farmácia, vestiários e WC's.

1.8. 8ª Reunião de Obra – 30 de Agosto 2010

Durante a semana foi feita a betonagem da soleira do reservatório de água, foi ainda colocada a cofragem das paredes e a respectiva armadura.

Foram efectuadas as marcações das alvenarias no piso -1 relativas à nova disposição dos compartimentos. Nos pisos 0 e 1 os trabalhos das equipas das instalações eléctricas e AVAC prosseguiram, sendo que no piso 1 os equipamentos de difusão e extração de ar foram instalados.

1.8.1. Reunião no Local da Obra

Esta oitava reunião contou com a presença de:

- Director de Fiscalização de Obra;
- Empreiteiro;
- Encarregado Geral;
- Director de Obra;
- Estagiário (Direcção de Obra);
- Subempreiteiro para as Instalações AVAC;
- Subempreiteiro para as Instalações Eléctricas.

1.8.1.1. Construção Civil

- Foi decidido que todo o pavimento do piso -1 será em ladrilho, envés dos vinílicos previstos no projecto de arquitectura, uma vez que poderiam ocorrer problemas na sua aplicação, devido a humidades provenientes do solo. Previne-se ainda desta forma futuros danos provocados pela humidade nos vinílicos, que poderiam descolar e empolar;
- Após a nova disposição da sala de tratamento de água foi definido que as caleiras de pavimento ficariam situadas a 0,05 m das paredes envolventes e ligadas a uma caixa de pavimento a situar no centro da sala, evitando assim que na disposição dos equipamentos, esta fique obstruída;

- Após vistoria do director de fiscalização às marcações das alvenarias no piso -1, que foram aprovadas, podendo-se por isso dar início à sua construção;
- As bombas a instalar serão duas Electrobombas Grundfos SLV 80.80.15.4.50D, como se pode ver na figura abaixo, que permitem escoar um caudal máximo 20 l/s (x2) a uma altura manométrica máxima de 10,1 m, sendo que o desnível observado entre a cota se soleira da caixa onde serão instaladas as bombas e a saída existente na caixa de visita da rede publica de drenagem é de 1,70 m aproximadamente;



Fig. 75 – Electrobomba Grundfos

1.9. 9ª Reunião de Obra – 6 de Setembro 2010

Durante o tempo de acompanhamento de obra, foram várias as visitas realizadas pelo técnico de segurança que representa o dono-de-obra, no geral não foram apontadas grandes desconformidades relativamente à segurança e higiene no trabalho. As desconformidades observadas, foram relatadas em relatório próprio e anexadas às actas produzidas durante as reuniões em obra, no entanto todas elas foram imediatamente corrigidas, ou quando isso não era possível, como por exemplo equipamentos eléctricos com algum defeito, eram retirados de obra e substituídos por equipamentos em conformidade. Todas as equipas presentes em obra estavam familiarizadas com as normas de segurança, usando todos os equipamentos de protecção individual e adequando sempre que possível os equipamentos manuseados às funções pretendidas.

O progresso da obra decorreu como previsto, salvo os atrasos decorrentes das alterações introduzidas, que não influenciaram a totalidade da obra, mas apenas os pisos onde essas alterações foram promovidas.

No término do estágio, a obra contava com a seguinte execução do plano de trabalhos:

- Todas as demolições foram realizadas, incluindo paredes, pavimentos e betão de regularização dos pavimentos, com todos os detritos a serem recolhidos pela empresa municipal HPEJ;
- Foi construído um piso técnico para os equipamentos AVAC no piso 0;
- Construídas todas as alvenarias nos pisos 0 e 1, sendo que as alvenarias do piso -1 estavam quase concluídas;
- O reservatório de água no piso -1, estava praticamente concluído, faltando betonar o topo do mesmo;
- A equipa das instalações eléctricas tinha as esteiras montadas nos pisos 0 e 1, e os roços nas paredes dos mesmos pisos estavam já abertos conforme indicação e marcação;
- As condutas de AVAC estavam montadas em algumas zonas do piso 0 e 1, nomeadamente nas salas de tratamento, com registo corta-fogo incluído.

Capítulo 5: Conclusão

O estágio permitiu o contacto com uma realidade que no início parecia um pouco estranha, de repente deparamo-nos com factos reais, deixamos para trás problemas académicos, onde podíamos levantar todo o tipo de dúvidas e errar, sem medo das consequências. É verdade que durante o estágio as dúvidas aparecem e os erros acontecem, mas temos o dever de mostrar que os sabemos detectar e corrigir, porque após a etapa de aprendizagem devemos pelo menos ter o espírito crítico de averiguar se o que acabamos de fazer está realmente correcto.

Errar não é problema se tivermos a vontade de perceber o porquê do nosso erro, e dessa forma avançar, alcançar um novo patamar de confiança em nós próprios e dos outros. Recordo a primeira estrutura que dimensionei, uma simples estrutura, mas que ao princípio me deixou nervoso, o medo de errar e fazer má figura, mas após terminar o trabalho fiquei orgulhoso de mim próprio, porque não só venci o medo de errar, como senti que era capaz de fazer tudo aquilo o que me propunham.

A supervisão de alguém que tem a experiencia suficiente para nos encorajar a fazer, que nos corrige quando estamos a cometer algum erro, mas que nos explica o erro, é sem dúvida uma excelente fonte de confiança, porque é com a confiança de que somos capazes que conseguimos abordar trabalhos cada vez mais complicados, mas também é a humildade de perceber que ainda sabemos pouco que nos permite procurar saber mais.

Durante o estágio tive a oportunidade de desenvolver vários projectos, em gabinete, mas tive também a felicidade de poder fazer acompanhamento de obra, o contacto com a obra deixou-me fascinado. Tive a sorte de trabalhar com excelentes profissionais, que me passaram muita da sua experiencia, observar e aprender, colocando duvidas mas também tentando dar algum contributo, permitiu que me sentisse envolvido de uma forma séria e com vontade de saber ainda mais.

A atmosfera positiva que vivi durante esses seis meses, deixou-me sem dúvida alguma com a certeza que fiz a escolha certa quando decidi a formação que queria fazer, o contacto com as pessoas, o contacto com a obra e os seus intervenientes foram uma injeção de confiança quanto ao futuro.



Não posso esquecer todos aqueles que contribuíram para tudo isto, durante a fase de aprendizagem, muitas vezes me questionei se era capaz de fazer aquilo que eu via fazer os outros, mas a verdade é que a vontade de aprender, leva-me hoje a reconhecer o mérito daqueles que me passaram tudo aquilo que necessito para poder fazer o que gosto.

Nada é fácil e garantido, temos que ter vontade de melhorar constantemente, tentar se possível, estar um passo à frente, observar e saber escutar, não ter vergonha de colocar dúvidas quando as temos, seja a quem for, sujar as mãos quando for preciso. O estágio serviu como uma ponte entre o ensino e o mundo profissional, e não tenho dúvida de que levo conhecimentos e experiências que me serão muito uteis no futuro.



Bibliografia

Publicações:

Decreto-Lei n.º 349-C/83 de 30 de Julho, Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado.

Decreto-Lei n.º 235/83 de 31 de Maio, Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes.

Decreto Regulamentar n.º 23/95 de 23 de Agosto, Regulamento Geral dos Sistemas Públicos e Prediais de Distribuição de Água e de Drenagem de Águas Residuais.

Lei n.º 31/2009 de 3 de Julho, Aprova o Regime Jurídico que estabelece a qualificação profissional exigível aos técnicos responsáveis pela elaboração e subscrição de projectos, pela fiscalização de obra e pela direcção de obra, que não esteja sujeita a legislação especial, e os deveres que lhes são aplicáveis.

Decreto-Lei n.º 59/99 de 2 de Março, Regime Jurídico das Empreitadas de Obras Públicas.

Decreto-Lei n.º 505/99 de 20 de Novembro, Regime Jurídico do Licenciamento e da Fiscalização do Exercício das Unidades Privadas de Diálise.

Decreto-Lei n.º 220/2008 de 12 de Novembro, Regime Jurídico da Segurança Contra Incêndios.

JAE, Norma de Traçado

Decreto Regulamentar n.º 22-A/98 de 1 de Outubro, Regulamento de Sinalização de Transito.

INIR, Disposições Normativas, Marcas Rodoviárias Características Dimensionais Critérios de Utilização e Colocação.

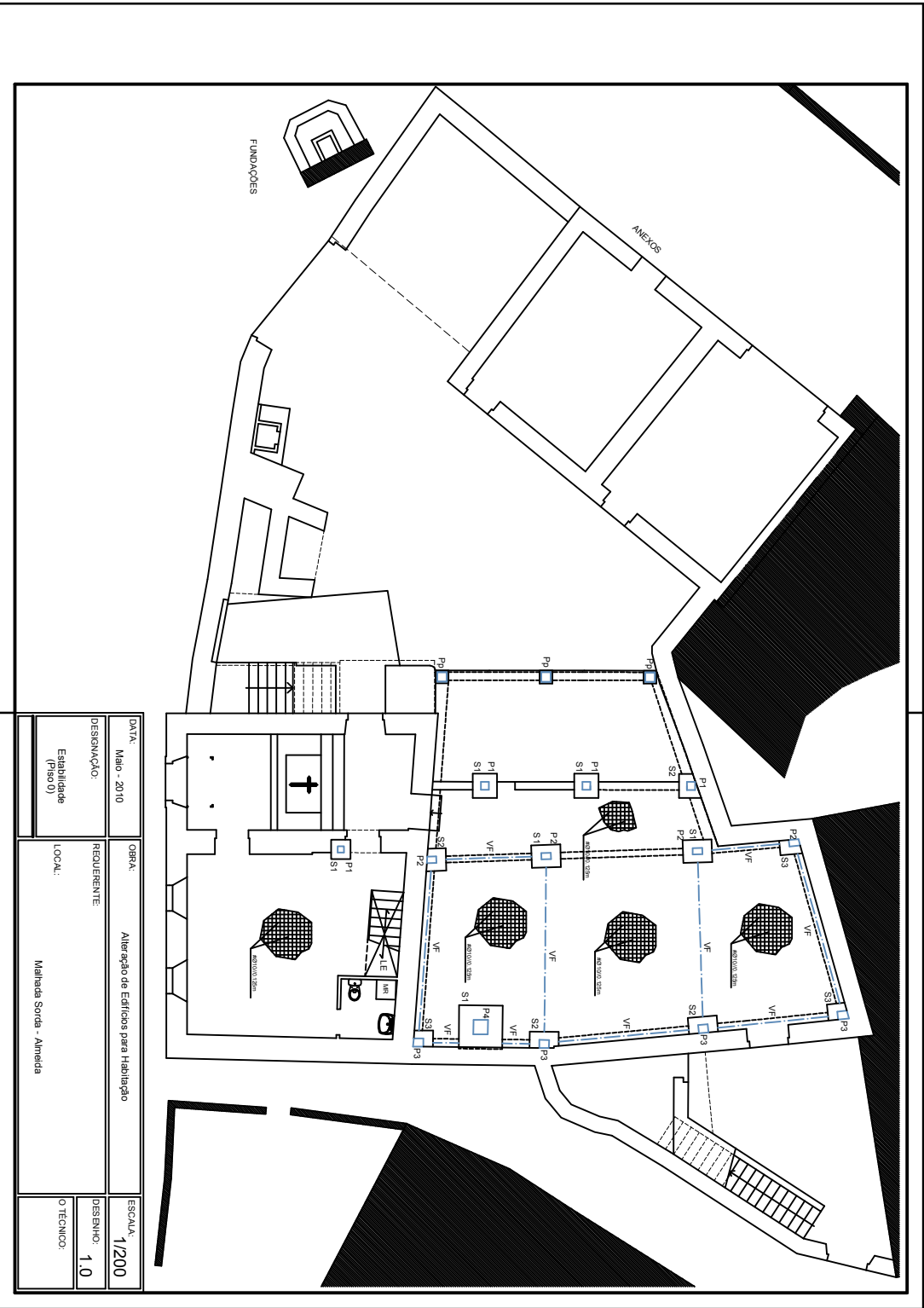
INIR, Disposições Normativas, Sinalização Vertical Critérios de Utilização.

INIR, Disposições Normativas, Sinalização Vertical Critérios de Colocação.

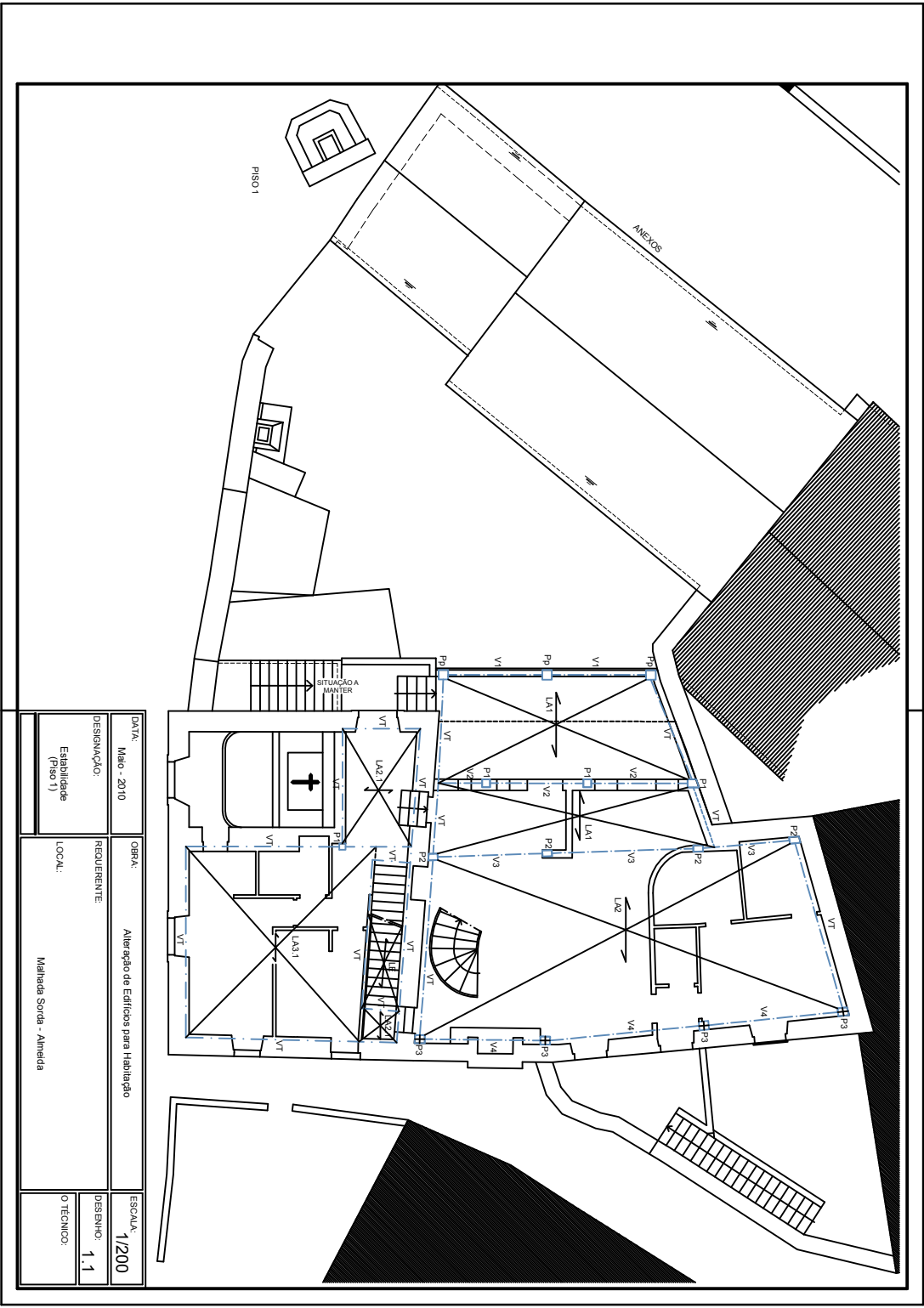
INIR, Disposições Normativas, Marcas Rodoviárias Dispositivos Reflectores Complementares.



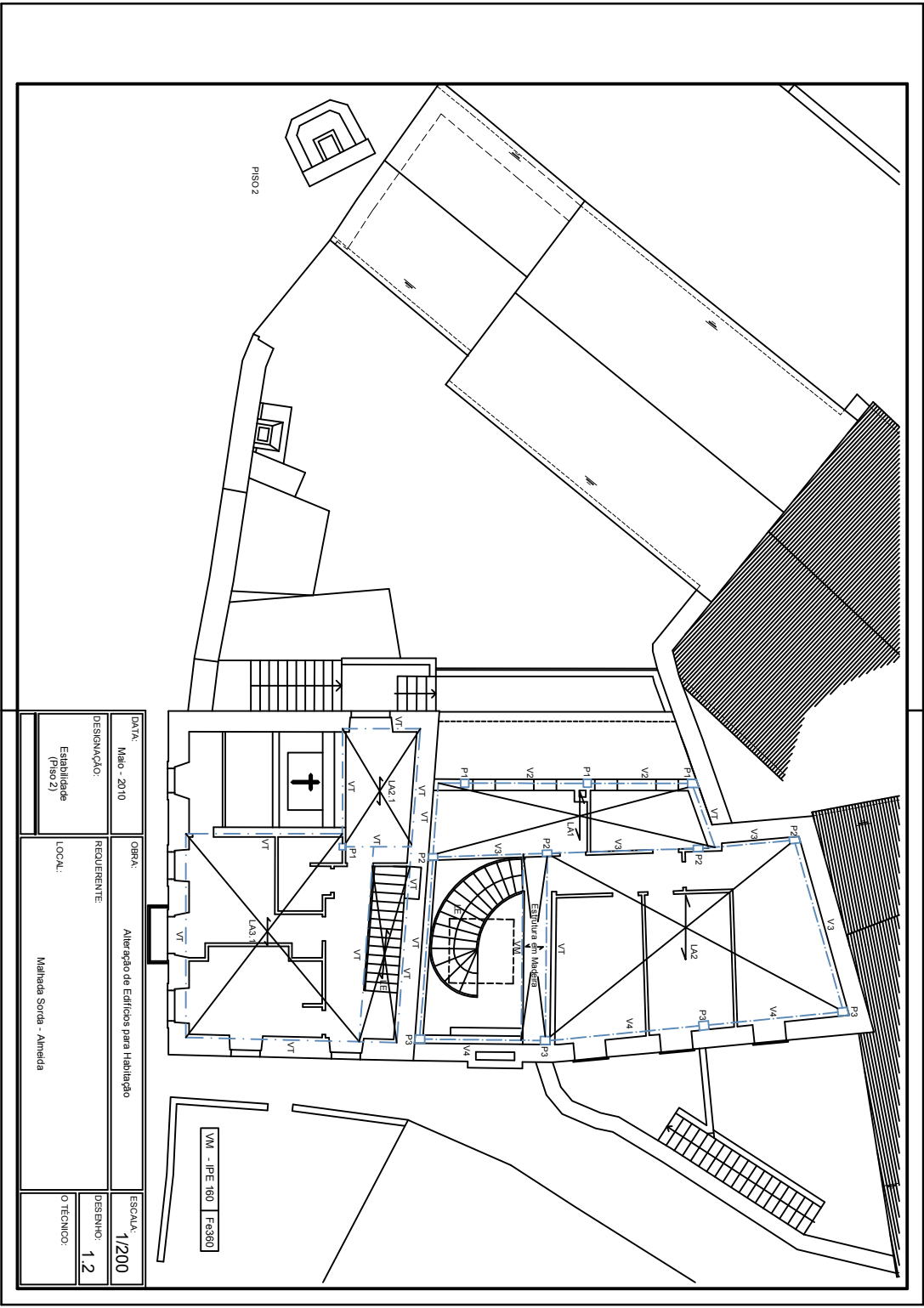
Anexos



DATA:	Maior - 2010	OBRA:	Alteração de Edifício para Habitação	ESCALA:	1/200
DESIGNAÇÃO:	Estabilidade (Piso 0)	REQUERENTE:		DESENHO:	1.0
		LOCAL:	Maior Sorda - Alameda	O TÉCNICO:	



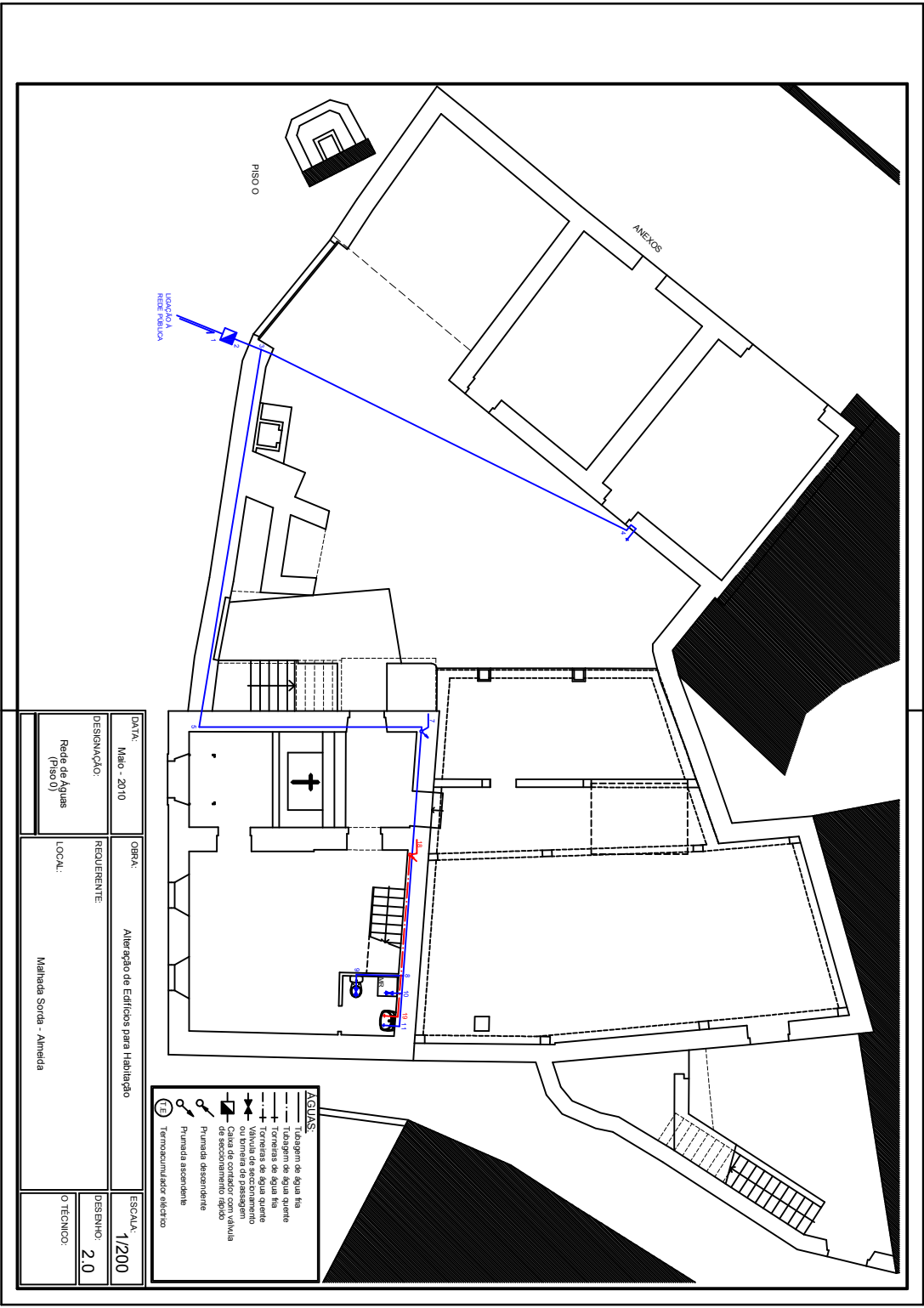
DATA:	Mai - 2010	OBRA:	Alteração de Edifício para Habitação	ESCALA:	1/200
DESIGNAÇÃO:	Estabilidade (piso 1)	REQUERENTE:		DESENHO:	1.1
		LOCAL:	Maiheia Sorda - Almeida	O TÉCNICO:	



PISO 2

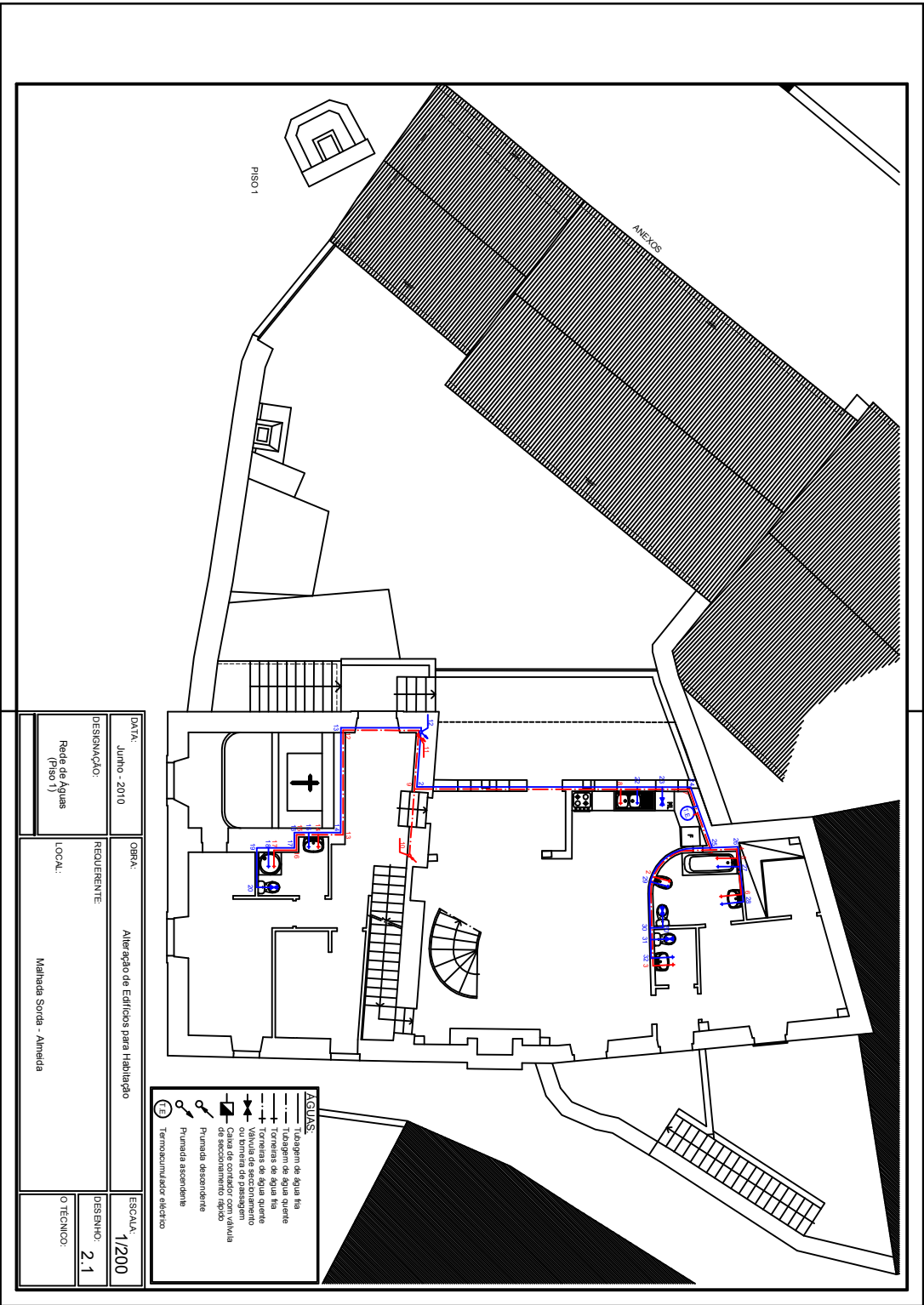
DATA: Maio - 2010	OBRA: Alteração de Edifício para Habitação	ESCALA: 1/200
DESIGNAÇÃO: Estabilidade (Piso 2)	REQUERENTE: Mafalda Sarda - Almeida	DESENHO: 1.2
	LOCAL: Mafalda Sarda - Almeida	OTÉCNICO:

VMI - IPE 160 F4360



- AGUAS**
- Tubagem de água fria
 - Tubagem de água quente
 - Torçoes de água quente
 - Torçoes de água quente
 - Válvula de encerramento ou brimera de passagem
 - Caixa de contador com válvula de secção vertical água
 - Purga de descimento
 - Purga de ascimento
 - ⊖ Termosensível eletrico

DATA:	Mai - 2010	OBRA:	Alteração de Edifício para Habitação	ESCALA:	1/200
DESIGNAÇÃO:	Rede de Águas (piso 0)	REQUERENTE:	Malhada Sorda - Almeida	DISSENHO:	2.0
		LOCAL:		0 TÉCNICO:	



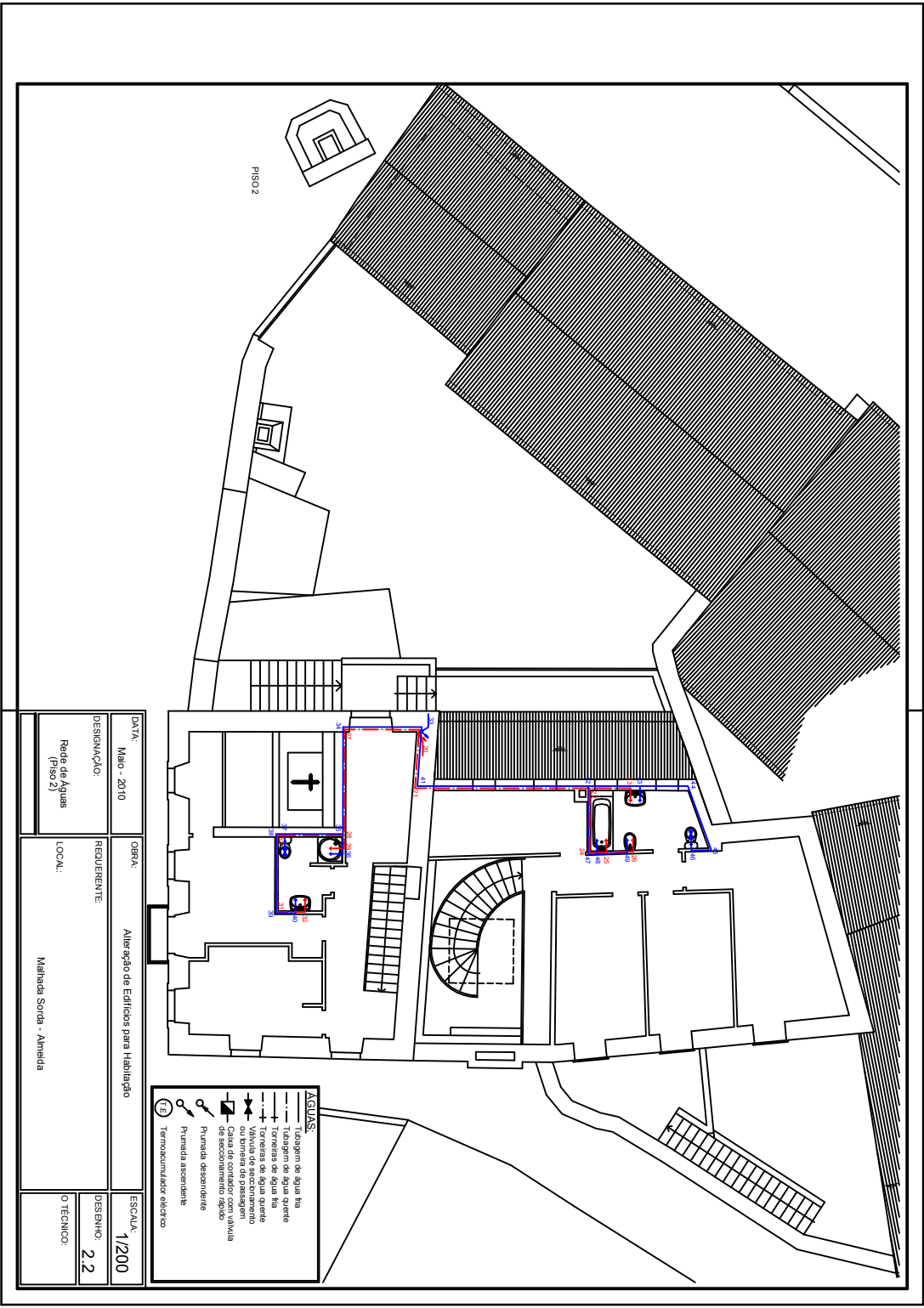
PISO 1

ANEXOS

DATA: Junho - 2010	OBRA: Alteração de Edifício para Habitação	ESCALA: 1/200
DESIGNAÇÃO: Rede de Águas (Piso 1)	REQUERENTE: LOCAI: Mafalda Sorda - Almeida	PROJ. ARQ: 2.1
		PROJ. ELÉTRICO: 2.1

ÁGUAS

	Tanque de água fria
	Tanque de água quente
	Tornel de água quente
	Válvula de encerramento ou bomba de passagem de água quente
	Válvula de encerramento de água quente
	Punhada descendente
	Punhada ascendente
	Termostato elétrico

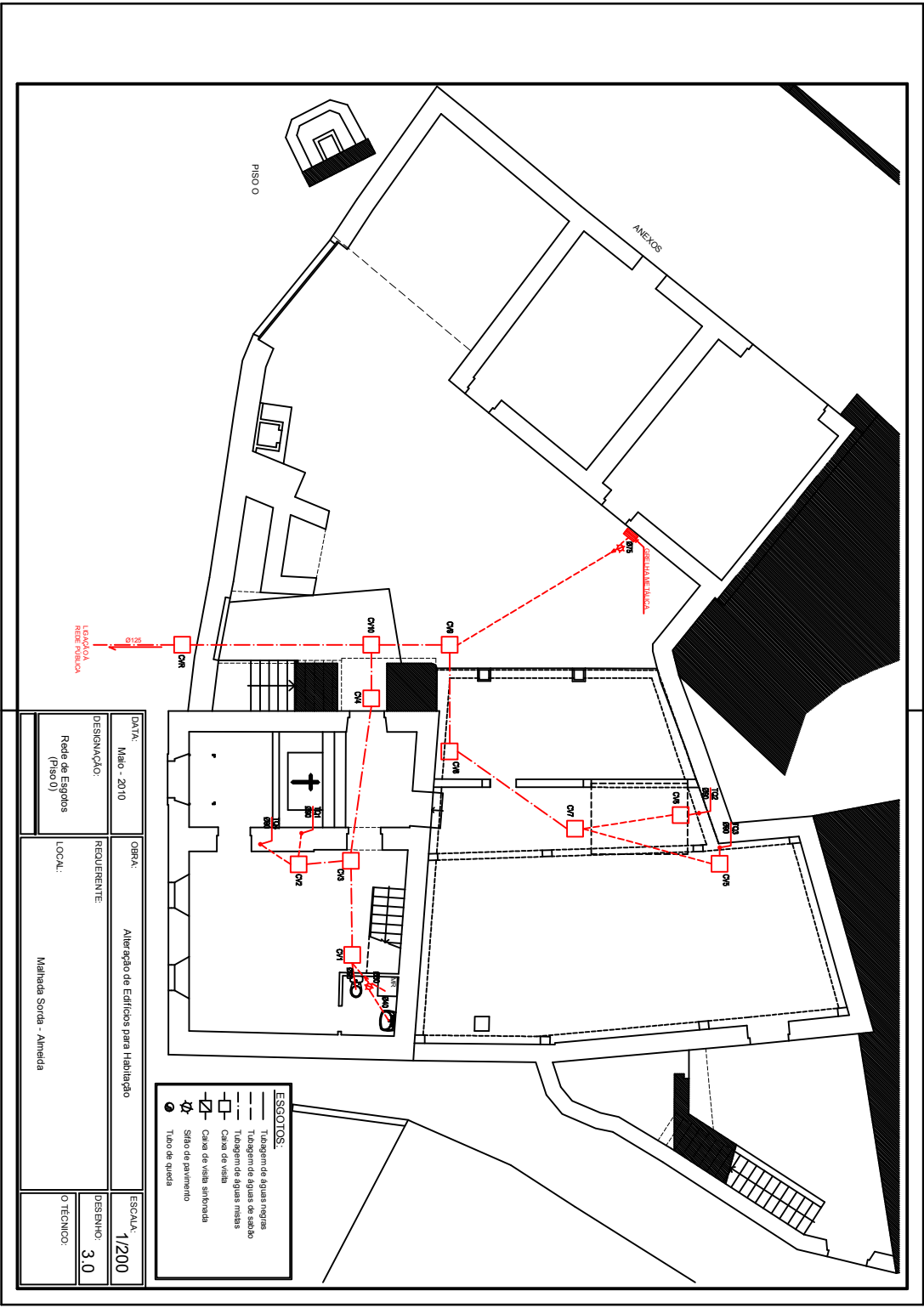


PISO 2

DATA:	Maior - 2010	OBRA:	Alteração de Edifício para Habitação	ESCALA:	1/200
DESIGNAÇÃO:	Rede de Águas (Piso 2)	REQUERENTE:	Mãeada Sarda - Almeida	PROJETO:	2.2
		LOCAL:		OTÉCNICO:	

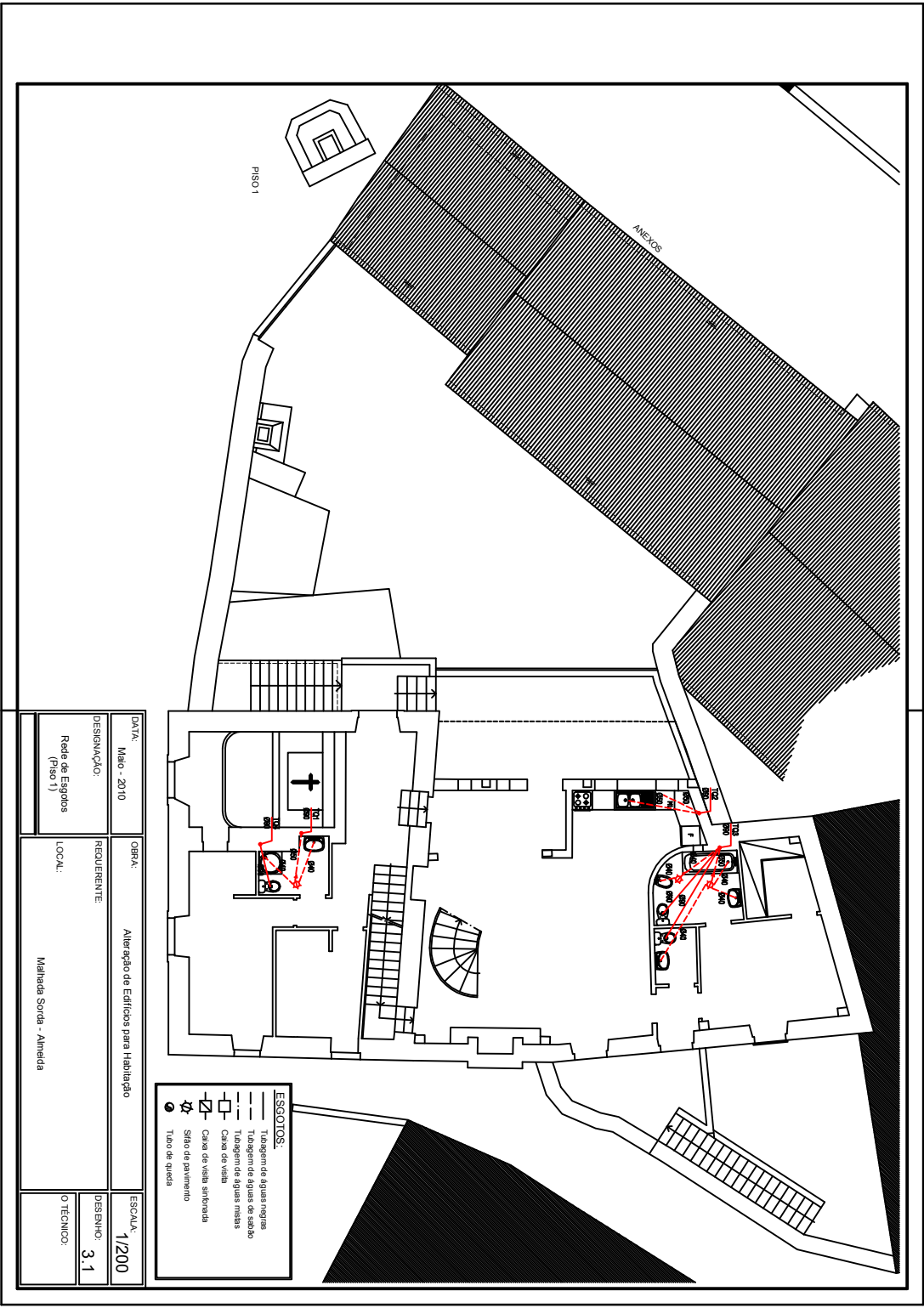
ÁGUAS

- Tubagem de água fria
- Tubagem de água quente
- Torneira de água quente
- Válvula de encerramento ou bomba de passagem
- Caixa de contador com válvula de encerramento água
- Purga de descimento
- Purga de ascensão
- ⊖ Termosensor elétrico



- ESGOTOS:**
- Tubo de águas negras
 - - - Tubo de águas de sabão
 - - - Tubo de águas mistas
 - Caixa de visita
 - Caixa de visita reforçada
 - ⊕ Sifão de pavimento
 - ⊙ Tão de queda

DATA:	Mai - 2010	OBRA:	Alteração de Edifício para Habitação	ESCALA:	1/200
DESIGNAÇÃO:	Rede de Esquitos (Piso 0)	REQUERENTE:		DISSENHO:	3.0
		LOCAL:	Malhada Sorda - Alameda	0 TÉCNICO:	

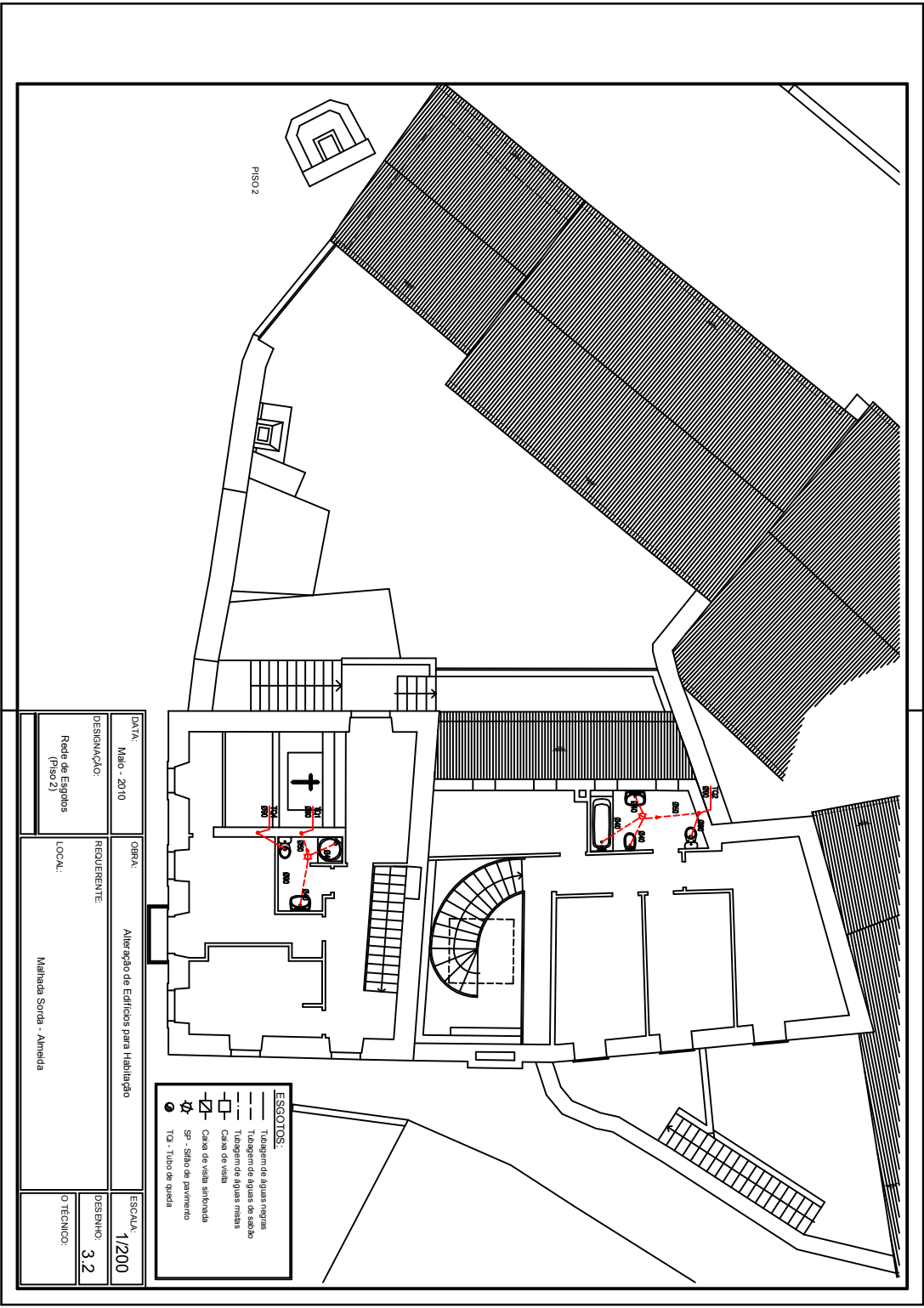


PISO 1

ANEXOS

- ESGOTOS:**
- Tanque de águas negras
 - - - Tanque de águas de sabão
 - · - Tanque de águas mistas
 - Caixa de visita
 - ⊘ Caixa de visita selionada
 - ⊙ Sifão de pavimento
 - ⊙ Tão de queda

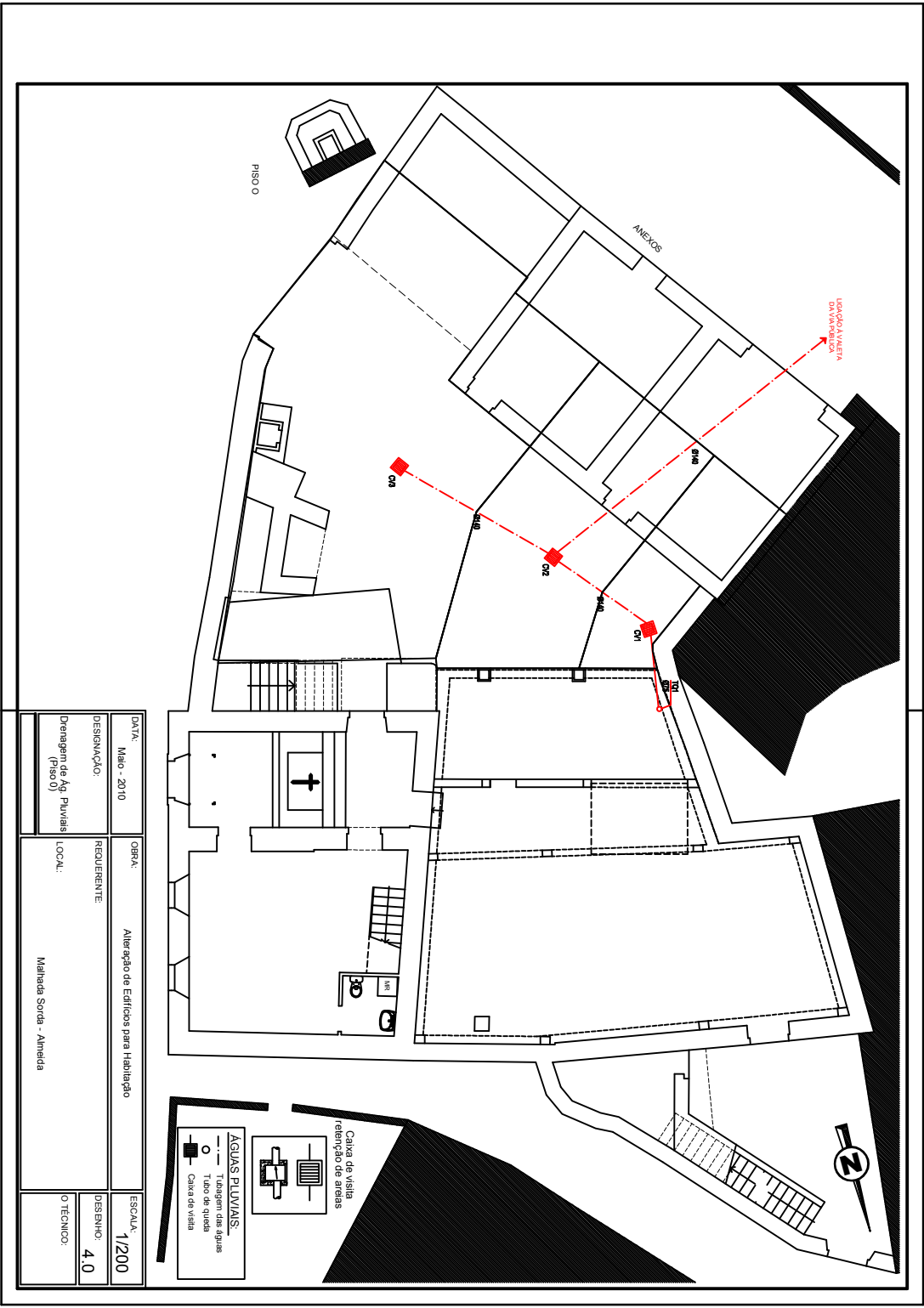
DATA:	Maior - 2010	OBRA:	Alteração de Edifício para Habitação	ESCALA:	1/200
DESIGNAÇÃO:	Rede de Esgotos (Piso 1)	REQUERENTE:	Manhãda Sorda - Almeida	PROJETO:	3.1
		LOCAL:		O TÉCNICO:	



PISO 2

- ESGOTOS:**
- Tanque de águas negras
 - - - Tanque de águas de sabão
 - - - Tanque de águas mistas
 - Caixa de visita
 - ⊕ Caixa de visita selionada
 - SP - Sifão de pavimento
 - TO - Tubo de queda

DATA:	Maior - 2010	OBRA:	Alteração de Edifício para Habitação	ESCALA:	1/200
DESIGNAÇÃO:	Rede de Esgotos (Piso 2)	REQUERENTE:		DESENHO:	3.2
		LOCAL:	Maiorada Sorda - Almeida	OTÉCNICO:	

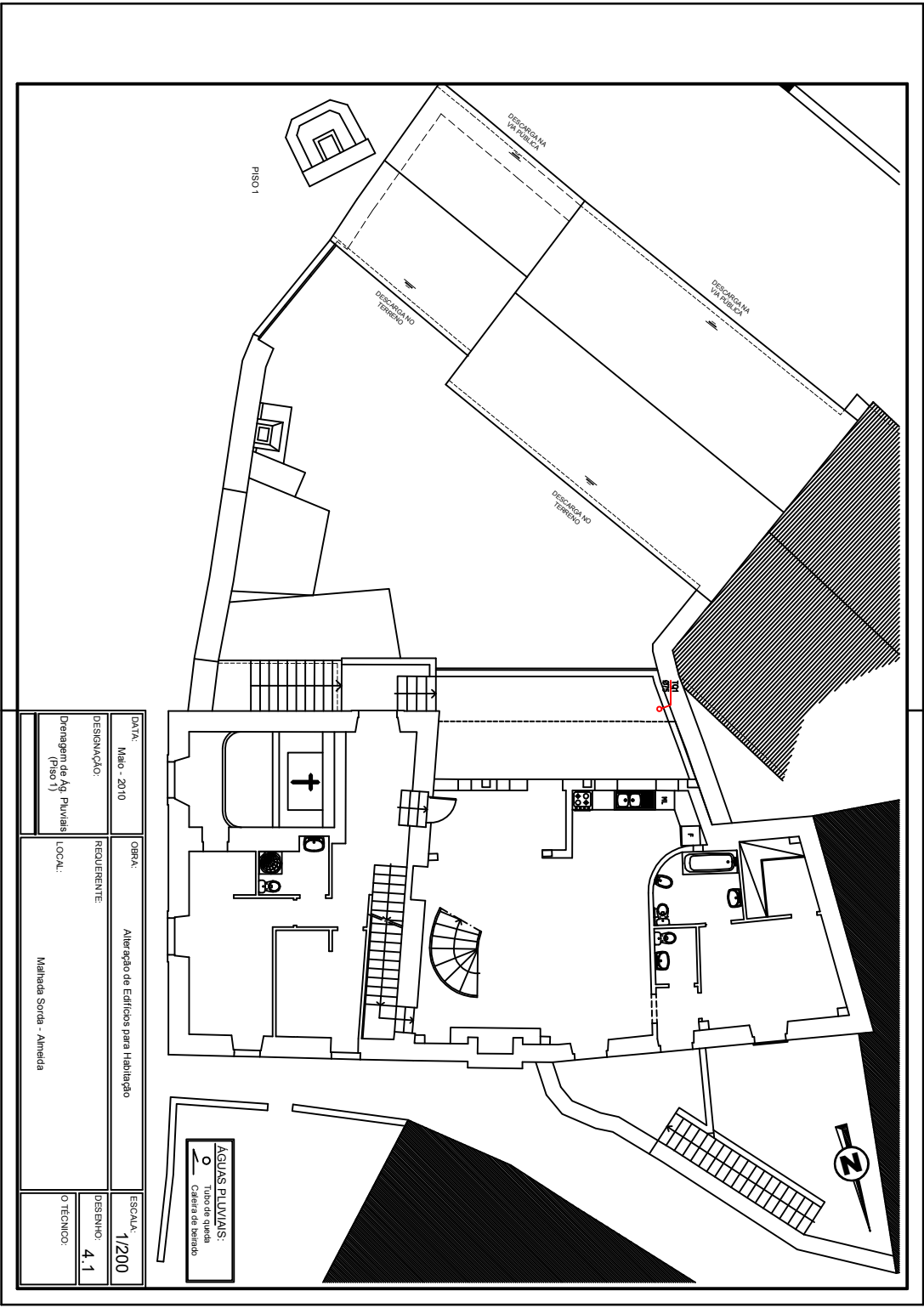


DATA:	Maior - 2010	OBRA:	Alteração de Edifícios para Habitação	ESCALA:	1/200
DESIGNAÇÃO:	Drenagem de Ág Pluviais (Piso 0)	REQUERENTE:		DESENHO:	4.0
		LOCAL:	Malhada Sorda - Alameda	O TÉCNICO:	

ÁGUAS PLUVIAIS:

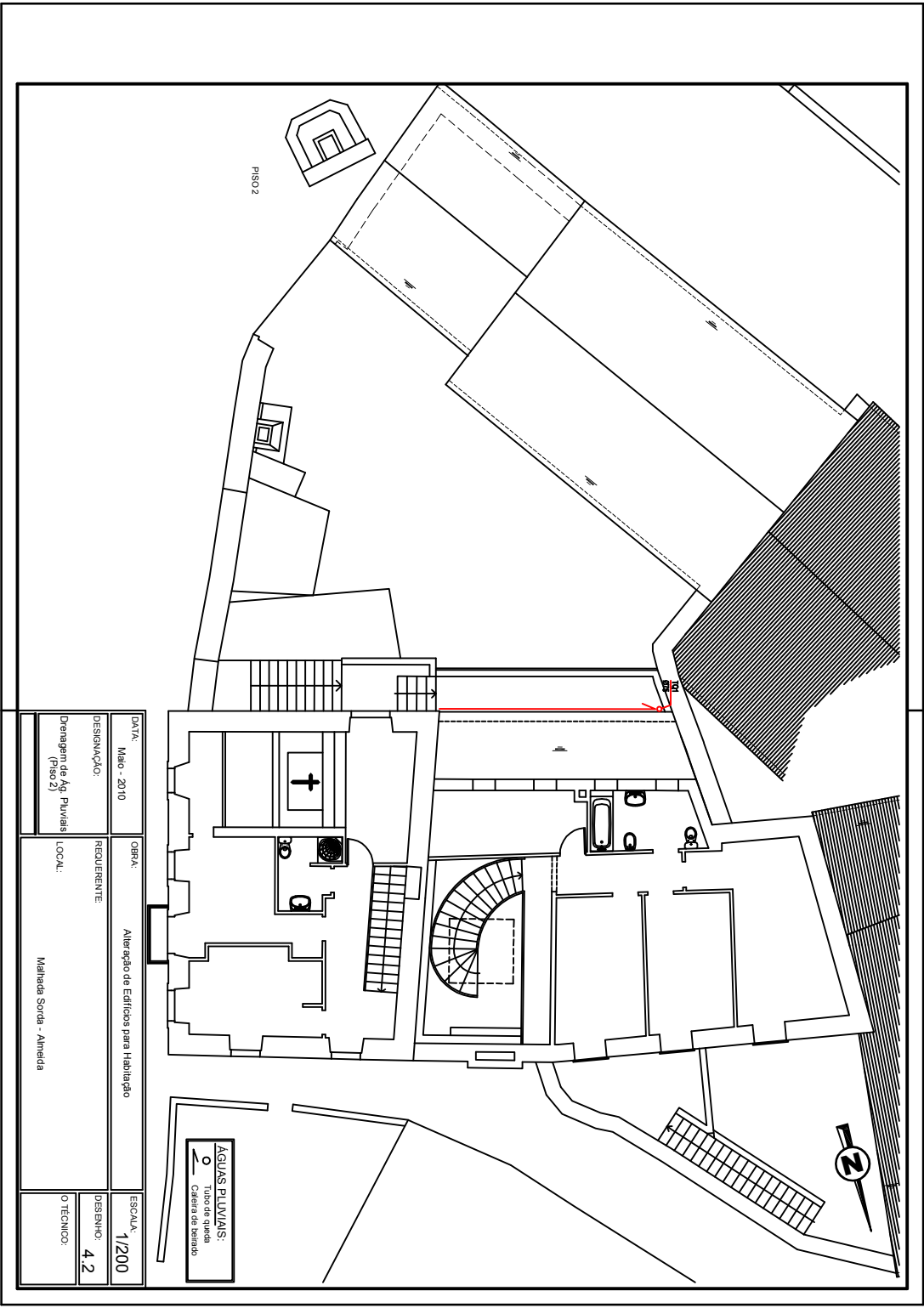
- Tubo em T para águas pluviais
- Tubo de queda
- Caixa de visita

Caixa de visita
retenção de areias



DATA:	Mai - 2010	OBRA:	Alteração de Edifício para Habitação	ESCALA:	1/200
DESIGNAÇÃO:		REQUERENTE:		DESENHO:	4.1
DESIGNAÇÃO:	Drenagem de Ág Pluviais (Piso 1)	LOCAL:	Malhada Sorda - Alameda	O TÉCNICO:	

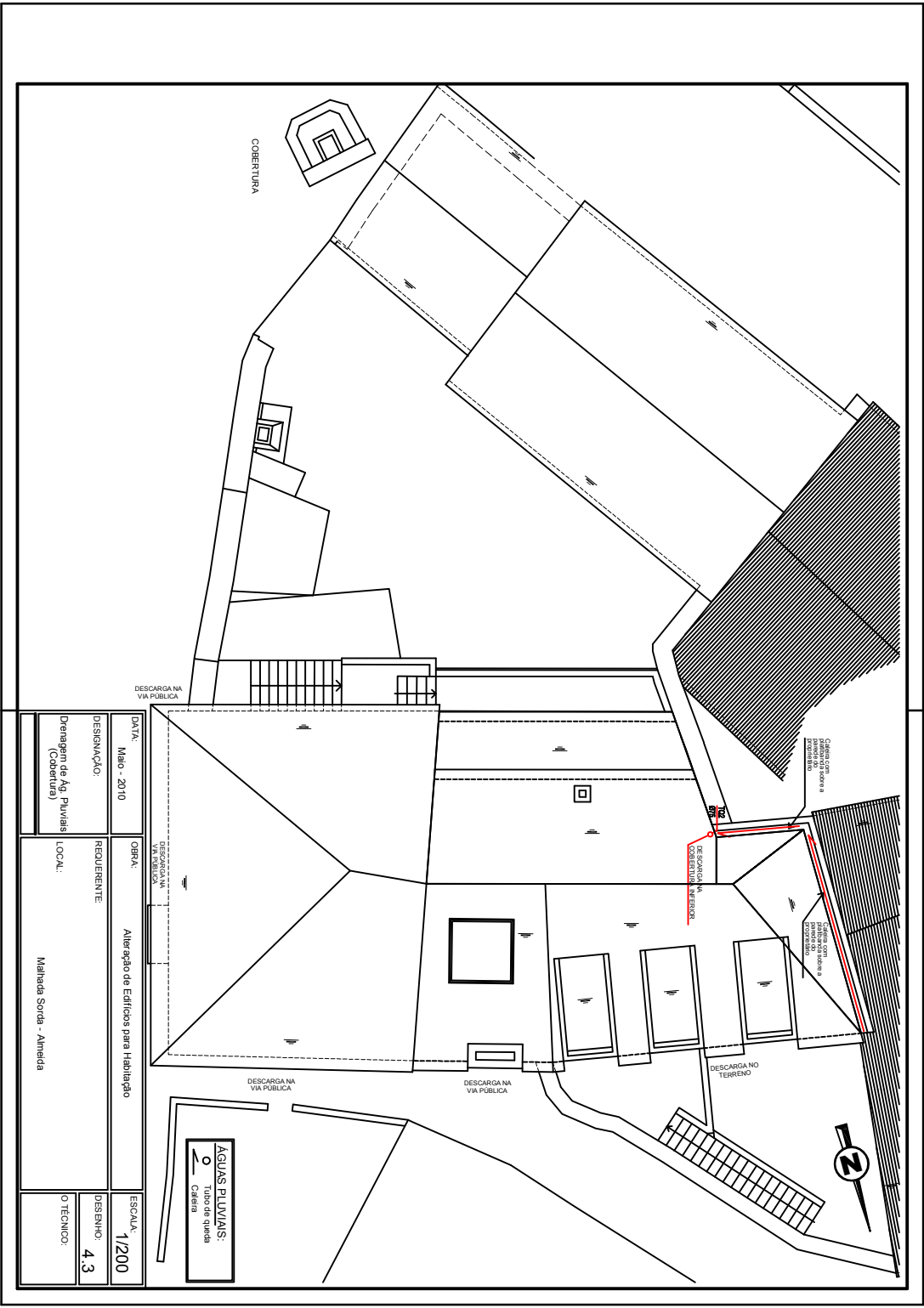
ÁGUAS PLUVIAIS:
 Tubo de queda
 Cabeira de bacia



DATA:	Maior - 2010	OBRA:	Alteração de Edifício para Habitação	ESCALA:	1/200
DESIGNAÇÃO:		REQUERENTE:		PROJETO:	4.2
DESIGNAÇÃO:	Drainagem de Águas Pluviais (Piso 2)	LOCAL:	Maiorada Sarda - Alameda	PROJETO:	
				O TÉCNICO:	

ÁGUAS PLUVIAIS:
 - Tuba de queda
 - Câmara de retenção

PISO 2



DATA: Maio - 2010	OBRA: Alteração de Edifício para Habitação	ESCALA: 1/200
DESIGNAÇÃO: Drenagem de Águas Pluviais (Cobertura)	REQUERENTE LOCAL: Mafalda Sarda - Almeida	DISSENHO: 4.3
		O TÉCNICO:

ÁGUAS PLUVIAIS:
 TUBAGEM
 CÂMERA
 CANGRILHA