

ESTRUTURA DE CONCRETO MEMORIAL DESCRITIVO, JUSTIFICATIVO E DE CÁLCULO BLOCO B

LOCAL	Nova Sede do Tribunal Regional Federal da 1ª Região – TRF1
ENDEREÇO	Lote 3, Quadra 5, Setor de Administração Federal Sul, Brasília/DF
FASE DO PROJETO	Etapa 6

OUTUBRO DE 2017

REVISÕES					
REV.	DATA	DESCRIÇÃO	ELAB.	CONF.	APROV.
00	17/10/2017	Emissão Etapa Parcial Obra	André Abreu	Guilherme Machado	Luís Oliveira

SUMÁRIO

MEMORIAL DESCRITIVO	13
1. INTRODUÇÃO	13
2. LOCALIZAÇÃO	13
3. DESCRIÇÃO GERAL DA ESTRUTURA E INTERVENÇÕES NECESSÁRIAS 14	
4. MATERIAIS	21
5. AÇÕES	22
6. NORMAS E CRITÉRIOS DE PROJETO	25
MEMORIAL DE CÁLCULO	26
1. INTRODUÇÃO	26
2. MODELOS DE ANÁLISE	26
2.1. MODELO GLOBAL DA ESTRUTURA	26
2.2. PROPRIEDADE DINÂMICAS DAS ESTRUTURA	34
3. PROCESSO E FASEAMENTO CONSTRUTIVO	35
4. VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA COM BASE NAS CONDIÇÕES REGULAMENTARES – NBR6118:2014	39
4.1. COMBINAÇÕES DE AÇÕES	40
4.2. AVALIAÇÃO DAS PERDAS DE PROTENSÃO	41
4.3. LAJE DOS PISOS	52
4.4. VIGAS DOS PISOS	94
4.5. FUNDAÇÕES	115
4.6. ELEMENTOS DE PAREDE – PAREDE PAR 2	126
4.7. PILARES	135
4.8. RAMPA EXTERIOR	139
4.9. ARMADURAS MÍNIMAS	143

INDÍCE DE FIGURAS

Figura 1 - Localização da nova Sede do TRF	14
Figura 2 – Corte transversal no bloco B ilustrando os diferentes níveis, a bancada do nível intermédio, a abertura na parede circular interior e a geometria da cobertura. 15	15
Figura 3 – Planta do Piso 1 , com ilustração do desenvolvimento e forma das paredes.	15
Figura 4 – Corte do piso intermédio a realizar sobre a laje do 1º piso	16
Figura 5 – Planta do piso térreo do edifício, com ilustração das diferentes situações de apoio das paredes.	17
Figura 6 – Exemplificação das zonas a demolir para inserção dos poços dos elevadores.....	18
Figura 7 – Planta ilustrativa da solução de fundações indiretas.....	18
Figura 8 – Corte das vigas em balanço de apoio da arquibancada com aberturas circulares.....	19
Figura 9 – Corte das viga de topo da arquibancada com abertura retangular	19
Figura 10 – (a) Planta da grelha de vigas na cobertura onde se apoia a parede de topo da cobertura; (b) Espessamento das paredes laterais na zona de ligação às vigas da grelha.	20
Figura 11 – Identificação dos pontos de apoio	24
Figura 12 – Vinculação da estrutura (apoios simples).....	27
Figura 13 – Vinculação da estrutura (apoios simples).....	27
Figura 14 – Vinculação da estrutura existente	28
Figura 15 – Ligação da parede à estrutura existente na região da junta.....	28
Figura 16 – Modelo tridimensional: Vista 1	29
Figura 17 – Modelo tridimensional: Vista 2	30
Figura 18 – Modelo tridimensional: Planta do piso térreo	30
Figura 19 – Modelo tridimensional: Planta do piso 1	31
Figura 20 – Modelo tridimensional: Planta do piso 2.....	31
Figura 21 – Modelo tridimensional: Vigas de Sustentação.....	32

Figura 22 – Modelo tridimensional: Rampa Exterior.....	32
Figura 23 – Modelo tridimensional: Escada E1	33
Figura 24 – Modelo tridimensional: Viga Parede tipo do piso 2	33
Figura 25 – Esquema de genérico de vigas de transição para apoios do cimbramento excêntricos	37
Figura 26 – Alinhamentos de apoios disponíveis (assinalados a vermelho) para execução das lajes do piso 1, 2 e cobertura	38
Figura 27 – Modelação dos elementos de laje e viga ao eixo (esquerda); Modelação adotada no modelo do piso 1 para os elementos de laje e viga.....	52
Figura 28 – Aplicação do método das bandas à laje L10.....	53
Figura 29 – Identificação das lajes em análise.....	54
Figura 30 – Deformação do Piso Térreo: Combinação quase permanente C2 [m]; Identificação em planta da viga V60.....	55
Figura 31 – Momentos Fletores [kNm/m] (m _{xx}) – Combinação frequente C4.....	56
Figura 32 – Momentos Fletores [kNm/m] (m _{yy}) – Combinação frequente C4.....	57
Figura 33 – Identificação dos alinhamentos em análise	58
Figura 34 – Deformada no alinhamento 1 [mm]	58
Figura 35 – Deformada no alinhamento 2 [mm]	59
Figura 36 – Deformada no alinhamento 3 [mm]	59
Figura 37 – Deformada no alinhamento 4 [mm]	59
Figura 38 – Laje do Piso Térreo: Momentos Fletores [kNm/m] (m _{xx}) – Combinação C1	61
Figura 39 – Laje do Piso Térreo: Momentos Fletores [kNm/m] (m _{yy}) – Combinação C1	62
Figura 40 – Laje do Piso Térreo: Esforços cortantes – Combinação C1 [V13 (kN/m)]	64
Figura 41 – Laje do Piso Térreo: Esforços cortantes – Combinação C1 [V23 (kN/m)]	64
Figura 42 – Esquema da disposição dos conetores de punção	66
Figura 43 – Trecho da viga V60 e cabos de protensão.....	67
Figura 44 – Localização das vigas a executar.....	67
Figura 45 – Deformação do Piso 1: Combinação quase permanente C2 [m]	68

Figura 46 – Momentos Fletores [kNm/m] (mxx) – Combinação Frequente de serviço C4.....	69
Figura 47 – Momentos Fletores [kNm/m] (myy) – Combinação Frequente de serviço C4.....	70
Figura 48 – Deformada no alinhamento 1 [mm]	71
Figura 49 – Deformada no alinhamento 2 [mm]	71
Figura 50 – Deformada vertical para a combinação C2 – Passarela AB.....	72
Figura 51 – Forças de membrana F11 [kN/m] – Combinação Frequente de serviço C4	73
Figura 52 – Forças de membrana F22 [kN/m] – Combinação Frequente de serviço C	74
Figura 53 – Laje do Piso 1: Momentos Fletores [kNm/m] (mxx) – Combinação Última C1.....	75
Figura 54 – Laje do Piso 1: Momentos Fletores [kNm/m] (myy) – Combinação Última C1.....	75
Figura 55 - Forças de membrana F11 [kN/m] – Combinação última C1	76
Figura 56 – Forças de membrana F22 [kN/m] – Combinação última C1.....	77
Figura 57 – Laje do Piso 1: Esforços cortantes – Combinação C1 [V13 (kN/m)]	78
Figura 58 – Laje do Piso 1: Esforços cortantes – Combinação C1 [V23 (kN/m)]	79
Figura 59 – Deformação do Piso 2: Combinação Quase Permanente de Serviço C2 [m]	80
Figura 60 – Identificação dos alinhamentos	81
Figura 61 – Deformada da estrutura no alinhamento 1	81
Figura 62 - Deformada da estrutura no alinhamento 4	82
Figura 63 – Deformação do Piso 2 (Modelo local) : Combinação Quase Permanente de Serviço C2 [m].....	82
Figura 64 – Momentos Fletores [kNm/m] (mxx) – Combinação frequente de serviço C4	83
Figura 65 – Momentos Fletores [kNm/m] (myy) – Combinação frequente de serviço C4	84
Figura 66 – Laje do Piso 2: Momentos Fletores [kNm/m] (mxx) – Combinação C1 ..	86
Figura 67 – Laje do Piso 2: Momentos Fletores [kNm/m] (myy) – Combinação C1 ..	86
Figura 68 – Laje do Piso 2: Esforços cortantes – Combinação C1 [V13 (kN/m)]	88
Figura 69 – Laje do Piso 2: Esforços cortantes – Combinação C1 [V23 (kN/m)]	88

Figura 70 – Deformada da grelha de vigas: Combinação quase permanente de serviço C2 [m].....	90
Figura 71 – Deformada no alinhamento da viga V1 [mm]	90
Figura 72 – Deformação do Cobertura: CQP + Protensão [m]	92
Figura 73 – Forças de membrana F11 [kN/m].....	92
Figura 74 – Forças de membrana F22 [kN/m].....	93
Figura 75 – Identificação das vigas em análise	95
Figura 76 – Diagrama de momentos fletores viga VPF10 : Combinação última C1 ..	95
Figura 77 – Diagrama de esforços cortantes viga VPF10 : Combinação última C1 ..	95
Figura 78 – Diagrama de momentos fletores viga VN3 : Combinação última C1	96
Figura 79 – Diagrama de esforços cortantes viga VN3 : Combinação última C1	96
Figura 80 – Diagrama de momentos fletores viga VN6 : Combinação última C1	96
Figura 81 – Diagrama de esforços cortantes viga VN6 : Combinação última C1	96
Figura 82 – Diagrama de momentos fletores viga V4 : Combinação última C1	97
Figura 83 – Diagrama de esforços cortantes viga V4: Combinação última C1	97
Figura 84 – Diagrama de momentos fletores (Viga V2)	98
Figura 85 – Diagrama de esforços cortantes (Viga V2).....	98
Figura 86 – Diagrama de momentos fletores (Viga V4)	98
Figura 87 – Diagrama de esforços cortantes (Viga V4).....	98
Figura 88 – Diagrama de momentos fletores (Viga V10)	98
Figura 89 – Diagrama de esforços cortantes (Viga V10).....	98
Figura 90 – Diagrama de momentos fletores (Viga V17)	99
Figura 91 – Diagrama de esforços cortantes (Viga V17).....	99
Figura 92 – Diagrama momentos solicitantes viga V25 [kNm]	100
Figura 93 – Diagrama momentos fletores – Viga V27 [kNm]	101
Figura 94 – Forças de membrana F11 [kN/m].....	105
Figura 95 – Forças de membrana F22 [kN/m].....	105
Figura 96 – Trajetória das máximas forças de membrana (FMAX e FMIN) [kN/m] .	106
Figura 97 – Seção adotada para o cálculo dos momentos fletores resistentes	107
Figura 98 – Diagrama de momentos fletores das vigas do piso de sustentação – Combinação C1.....	108

Figura 99 – Momentos fletores solicitantes e momento fletor resistente – Viga V1	108
Figura 100 – Relação momento-curvatura (M-1/R): Viga V1.....	109
Figura 101 – Esquematização do equilíbrio de forças junto ao apoio de extremidade de uma viga.....	109
Figura 102 – Identificação da armadura longitudinal de tração no alinhamento da alma	111
Figura 103 – Seção adotada para o cálculo dos momentos fletores resistentes.....	112
Figura 104 – Locação cota RN.....	116
Figura 105 – Execução dos trabalhos de sondagens.....	117
Figura 106 – Identificação das sondagens mistas realizadas para o bloco B	117
Figura 107 – Modelos de escoras e tirantes para verificação dos blocos BL1	123
Figura 108 – Modelos de escoras e tirantes para verificação dos blocos BL2	124
Figura 109 – Modelo de escoras e tirantes para verificação do bloco BL3.A (P16)	125
Figura 110 – Modelo de escoras e tirantes para verificação do bloco BL4	126
Figura 111 – Identificação da zona em análise na memória	127
Figura 112 – Tensões S11: Parede PAR 2 [kN/m ²].....	127
Figura 113 – Forças de membrana F11: Parede PAR 2 [kN/m]	128
Figura 114 – Tabela 17.2 extraída da NBR6118:2014	128
Figura 115 – Coeficiente K, segundo a NBR.....	129
Figura 116 – Localização em planta do alinhamento em análise	130
Figura 117 - Alinhamento da parede PAR2 correspondente ao pilar fictício P17: Tensões S22 [kN/m ²].....	131
Figura 118 – Alinhamento da parede PAR2 correspondente ao pilar fictício P18: Tensões S22 [kN/m ²].....	132
Figura 119 – Momentos verticais my [kNm/m] na ligação das vigas V1 a V5 com a parede PAR2.....	134
Figura 120 – Momentos verticais my [kNm/m] na ligação das vigas V6 a V12 com a parede PAR2.....	134
Figura 121 – Tabela 12.1 da NBR 6118:2014	135
Figura 122 – Tabela 11.1 da NBR 6118:2014	136
Figura 123 – Identificação das áreas de influência dos pilares	136
Figura 124 – Áreas de influencia e estimativa das cargas dos pilares em análise..	137
Figura 125 – Determinação dos esforços de dimensionamento (menor direção) ...	137

Figura 126 – Envoltória Pilares 0.30x0.50; Verificação de segurança para fase de construção.....	138
Figura 127 – Envoltória Pilares 0.30x0.50 para a fase final (coeficientes correspondentes à situação de combinação normal)	139
Figura 128 – Seção tipo da rampa.	139
Figura 129 – Participação das massas	140
Figura 130 – Deformação da rampa: Combinação C2 [m]	141
Figura 131 – Momentos fletores Viga VR1 (trecho 1)	142
Figura 132 – Momentos fletores Viga VR1 (trecho 2)	142

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1 – Valores das frequências e modos de vibração da estrutura	34
Tabela 2 – Dados ambientais.....	41
Tabela 3 – Parâmetros de cálculo para perdas por acomodação das ancoragens: VFaixa 3	42
Tabela 4 – Perdas por acomodação das ancoragens : VFaixa 3	43
Tabela 5 – Perdas Progressivas: Viga Vfaixa 3	43
Tabela 6 – Parâmetros de cálculo para perdas por acomodação das ancoragens: V23	44
Tabela 7 – Perdas por acomodação das ancoragens : V23.....	44
Tabela 8 – Parâmetros de cálculo para perdas por acomodação das ancoragens: V27	44
Tabela 9 – Perdas por acomodação das ancoragens : V27	44
Tabela 10 – Perdas Progressivas: Viga V23.....	45
Tabela 11 – Perdas Progressivas: Viga V27	46
Tabela 12 – Parâmetros de cálculo para perdas por acomodação das ancoragens: V1	46
Tabela 13 – Perdas por acomodação das ancoragens : V1	47
Tabela 14 – Perdas Progressivas: Viga V1	48
Tabela 15 – Parâmetros de cálculo para perdas por acomodação das ancoragens: V4	49

Tabela 16 – Perdas por acomodação das ancoragens : V4.....	49
Tabela 17 – Parâmetros de cálculo para perdas por acomodação das ancoragens: V51	49
Tabela 18 – Perdas por acomodação das ancoragens : V51	50
Tabela 19 – Perdas Progressivas: Viga V4.....	50
Tabela 20 – Perdas Progressivas: Viga V51	51
Tabela 21 – Esforços de dimensionamento das lajes em análise	54
Tabela 22 – Esforços resistentes de flexão das lajes em análise	54
Tabela 23 – Momentos de fissuração	57
Tabela 24 – Deformada nos alinhamentos; Deslocamentos a longo prazo	60
Tabela 25 – Laje do Piso Térreo: Momentos fletores máximos solicitantes, armação adotada e resistência da secção	62
Tabela 26 – Verificação de segurança aos momentos fletores	63
Tabela 27 – Laje do Piso Térreo: Esforço cortante solicitante máximo e resistente .	64
Tabela 28 – Verificação de segurança ao esforço cortante das faixas	65
Tabela 29 – Deformada nos alinhamentos; Deslocamentos a longo prazo	72
Tabela 30 – Laje do Piso 1: Momento máximo atuante; Armaduras mínimas e armaduras adotadas	77
Tabela 31 – Laje do Piso 1: Esforço cortante solicitante máximo e resistente	79
Tabela 32 – Deformada nos alinhamentos; Deslocamentos a longo prazo	85
Tabela 33 – Laje do Piso Térreo: Momentos fletores máximos solicitantes, armação adotada e resistência da secção	87
Tabela 34 – Laje do Piso 2: Esforço cortante solicitante máximo e resistente	89
Tabela 35 – Tabela da deformada vertical	89
Tabela 36 – Momentos atuantes para a combinação C4 e momentos de fissuração	91
Tabela 37 – Verificação de segurança: Vigas do térreo	97
Tabela 38 – Esforços resistente de cálculo	99
Tabela 39 – Verificação de segurança à flexão.....	101
Tabela 40 – Verificação de segurança ao cisalhamento	101
Tabela 41 – Verificação de segurança à flexão das vigas da grelha estrutural do piso 1	102

Tabela 42 – Verificação de segurança ao cisalhamento das vigas da grelha estrutural do piso 1.....	102
Tabela 43 – Verificação dos tirantes tracionados.....	106
Tabela 44 - Verificação de segurança dos nós	106
Tabela 45 – Verificação de segurança da grelha de vigas	107
Tabela 46 –Verificação de segurança aos momentos fletores das vigas da cobertura	112
Tabela 47 – Verificação de segurança ao esforço cortante das vigas	114
Tabela 48 – Verificação de segurança estrutural do fuste dos tubulões	119
Tabela 49 –Geometria da base dos tubulões.....	121
Tabela 50 – Verificação de segurança da base de fundações	121
Tabela 51 – BL1: Valores das bielas e tirantes	123
Tabela 52 – BL1: Verificação dos tirantes	123
Tabela 53 – BL1: Verificação do nó CCT principal.....	123
Tabela 54 – BL2: Valores das bielas e tirantes	124
Tabela 55 – BL2: Verificação dos tirantes	124
Tabela 56 – BL2: Verificação do nó CCT principal.....	124
Tabela 57 – BL2: Valores das bielas e tirantes	125
Tabela 58 – BL2: Verificação dos tirantes	125
Tabela 59 – BL2: Verificação do nó CCT principal.....	125
Tabela 60 – BL4: Valores das bielas e tirantes	126
Tabela 61 – BL2: Verificação dos tirantes	126
Tabela 62 – BL2: Verificação do nó CCT principal.....	126
Tabela 63 - Cálculo da armadura mínima para deformações impostas	129
Tabela 64 – Espessuras médias das lajes dos pisos e correspondente peso próprio	137
Tabela 65 – Momentos fletores solicitantes para combinação C4; Momento de fissuração	141
Tabela 66 – Deformada da rampa; Deslocamentos a longo prazo	142
Tabela 67 - Verificação da segurança aos momentos fletores.....	143
Tabela 68 – Verificação da segurança aos esforços cortantes	143
Tabela 69 – Armaduras Mínimas de tração em vigas	144

Tabela 70 – Armaduras Mínimas de Pele em vigas	144
Tabela 71 – Armadura Transversal Mínima em vigas	144
Tabela 72 – Armaduras mínimas de Ligação Mesa-Alma	144

MEMORIAL DESCRITIVO

1. INTRODUÇÃO

O presente documento tem por finalidade ser a base da apresentação desta fase do projeto executivo do Bloco B da Nova Sede do Tribunal Regional Federal da 1ª Região – TRF1, em Brasília, indicando-se os princípios gerais da concepção e verificação da segurança, sendo que os elementos de cálculo são apresentados no capítulo seguinte, referente ao memorial de cálculo.

Este documento vem dar continuidade a dois anteriores em que se fez, no primeiro, uma avaliação sumária das condições de segurança dos elementos estruturais considerados mais significativos do Bloco B e, de um outro, em que se ilustrou o tipo de modelo global desenvolvido e se elencaram as mudanças estruturais implementadas durante este processo. Nesta fase apresenta-se uma solução estabilizada ao nível dos desenhos de forma, protensão e armação e de justificativos das soluções implementadas.

A estrutura deste Bloco apoia-se parcialmente no teto do estacionamento do Bloco A sendo que as condições de apoio foram verificadas, tendo-se previsto o reforço de alguns pilares e analisado a forma de intervenção da viga pós-tensionada e parcialmente executada do referido teto que recebe uma carga considerável da nova estrutura.

2. LOCALIZAÇÃO

A Nova Sede do Tribunal Regional Federal da 1ª Região – TRF1, fica localizado no Lote 3 da Quadra 5 do Setor de Administração Federal Sul, Brasília/DF, como indicado na fig. Seguinte.



Figura 1 - Localização da nova Sede do TRF
Fonte: Google Earth, acessado em 01/12/2016

3. DESCRIÇÃO GERAL DA ESTRUTURA E INTERVENÇÕES NECESSÁRIAS

O Bloco B é um edifício com uma arquitetura muito interessante e fora do comum. Tem um contorno exterior em forma arredondada com uma parede em concreto armado que se desenvolve segundo uma curva com um raio de curvatura decrescente e uma altura variável e crescente (ver fig.2). Esta parede (denominada no projeto por PAR 2) percorre todo o contorno exterior e tem continuidade para dentro do espaço interior.

Para além desta parede principal PAR 2 exterior, há outras paredes interiores verticais, PAR 2 interiores, formadas por sectores circulares com dimensões e posicionamentos adequados à divisão de espaços funcionais e à eficiência estrutural e com ligação à parede PAR 2 exterior. Parte desta parede tem no interior uma abertura considerável, também indicada na fig. 2 cujo suporte é assegurado por uma grelha de vigas a um nível superior e que se descreve posteriormente.

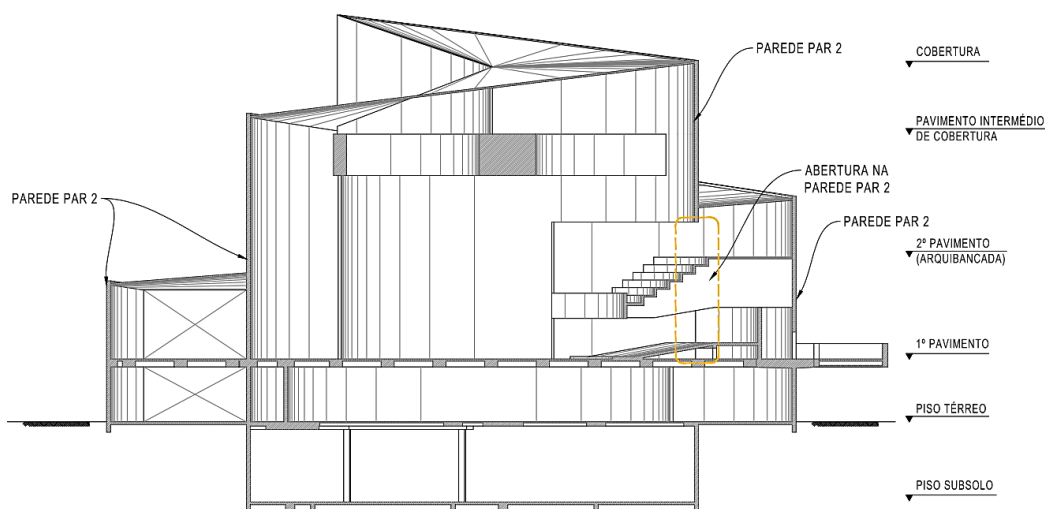


Figura 2 – Corte transversal no bloco B ilustrando os diferentes níveis, a bancada do nível intermédio, a abertura na parede circular interior e a geometria da cobertura.

A Fig.3 ilustra a planta do 1º pavimento onde o andamento das paredes é patente e se mostram a ordem de grandeza das dimensões máximas em planta, da ordem dos 50 metros, correspondendo a uma área total de, aproximadamente, 1750 m2. São estas paredes as responsáveis pela transmissão das cargas verticais aos apoios do edifício. É possível verificar também que há uma parte importante da parede circular interior que se encontra cortada.

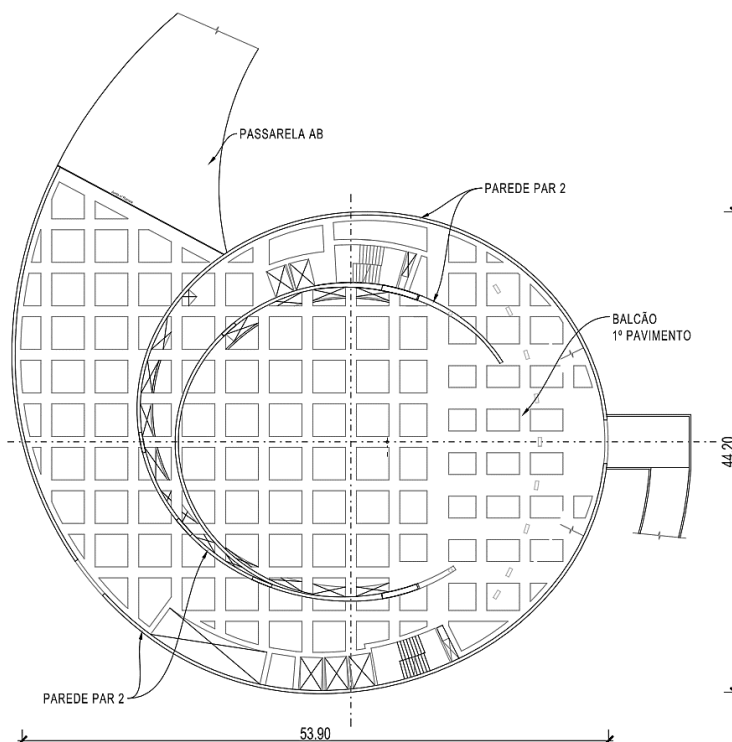


Figura 3 – Planta do Piso 1, com ilustração do desenvolvimento e forma das paredes.

Neste piso existe uma zona onde se prevê um piso intermédio (balcão do 1º pavimento) assente sobre a estrutura principal, de forma a assegurar as cotas pretendidas na versão atual do projeto de arquitetura como ilustra a fig.4.

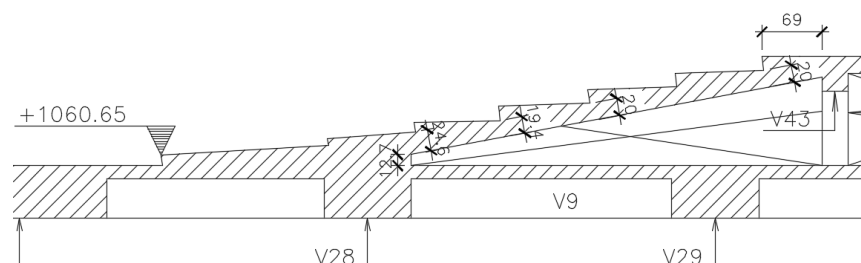


Figura 4 – Corte do piso intermédio a realizar sobre a laje do 1º piso

Relativamente ao nível do piso térreo (ver Fig.5), duas paredes apoiam-se diretamente no teto do estacionamento, pertencente ao Bloco A, e presentemente construído. Está prevista uma viga protensionada (denominada no desenho de V60) que deverá receber uma parcela importante da carga das paredes pois está na prumada de transmissão do sistema de vigas da cobertura. Esta importante viga já está executada e a protensão encontra-se parcialmente aplicada. Os restantes cabos têm as cordoalhas colocadas dentro das bainhas, apresentando sinais de degradação que não inspiram confiança. Nestas circunstâncias o seu estado precisa de ser verificado. Prevê-se, para isso, a retirada das cordoalhas após picagem e desencaixe das ancoragens dentro do concreto. Finalmente, deve ser possível assegurar o aproveitamento das bainhas existentes e, provavelmente fazer a substituição das cordoalhas e, certamente, dos sistemas de ancoragem.

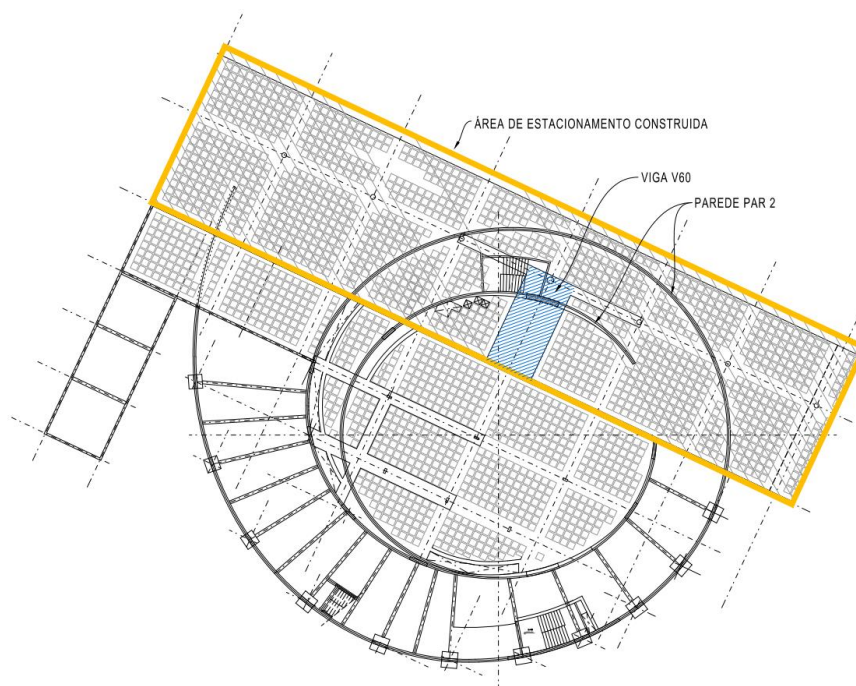


Figura 5 – Planta do piso térreo do edifício, com ilustração das diferentes situações de apoio das paredes.

Refira-se que as soluções estruturais de cada um dos pisos são diferentes, sendo que no piso térreo, quer a estrutura já existente no teto do estacionamento quer a nova estrutura que faz o teto da zona em subsolo, baseiam-se numa solução usual de laje nervurada em concreto armado assente em pilares distribuídos numa malha relativamente regular de 10.0m x 10.0m, como mostrado na Fig.5.

Ainda referente às condições de execução deste piso, tendo em consideração a sua ligação à estrutura do estacionamento, há que considerar a demolição e reconstrução de parte da laje da cobertura, para execução de poços para elevadores, como ilustrado na fig. 6.

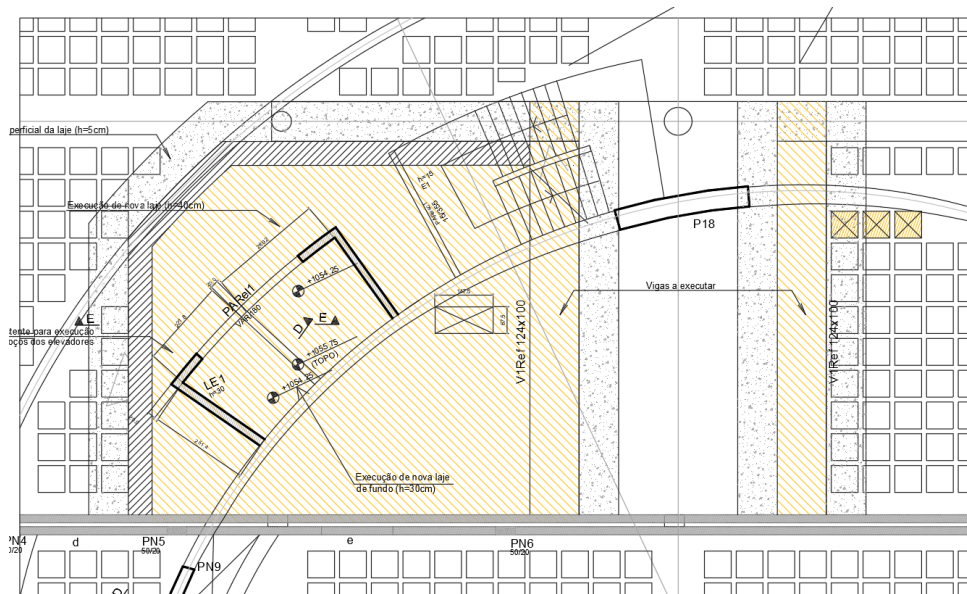


Figura 6 – Exemplificação das zonas a demolir para inserção dos poços dos elevadores.

No restante do piso térreo, preveem-se, por um lado, fundações indiretas na parte mais exterior e, por outro lado, na zona limitada pela parede interior da estrutura, um piso estrutural. Este piso é o teto de um nível de subsolo que continua para uma área adjacente em forma de L. Refira-se que as fundações do nível de subsolo também são indiretas (ver fig.7). Em relação às fundações as paredes que se apoiam nos tubulões têm zonas com maior espessura no arranque visando conferir uma maior rigidez e resistência e, especialmente melhor ligação aos blocos de fundação.

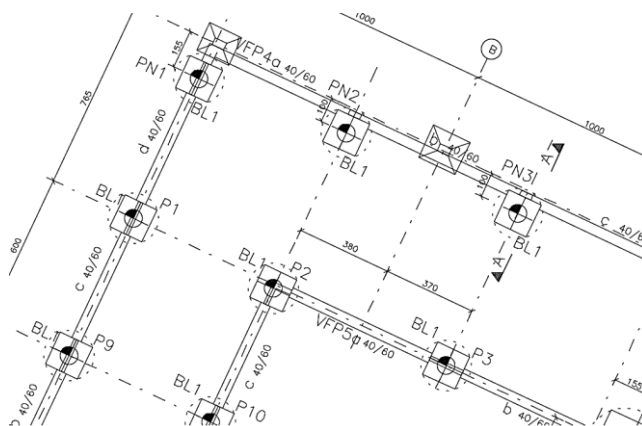


Figura 7 – Planta ilustrativa da solução de fundações indiretas

Relativamente ao projeto destas fundações indiretas, por tubulões, estão definidas as profundidades a que as suas bases devem ficar, no entanto, estas deverão ser confirmadas em obra em fase de execução.

Acima do primeiro pavimento existe uma área mais limitada, que inclui uma arquibancada lateral e, num nível acima, tem-se uma grelha de vigas muito robusta incluída no sistema estrutural da cobertura, que permite uma altura livre superior a 20 metros em relação ao 1º pavimento.

A solução prevista para a **arquibancada lateral**, incluindo uma cabine no topo, está definida de acordo com a geometria do projeto de arquitetura, sendo que as vigas/parede em balanço (ver fig.8) que a suportam, têm um papel crucial na viabilidade estrutural da solução. Estas têm também duas aberturas circulares criteriosamente posicionadas em termos estruturais para permitir a passagem de especialidades. As vigas de topo desse conjunto (ver fig.9) têm um apoio junto à extremidade e aberturas retangulares, tendo um comportamento estrutural mais simples.

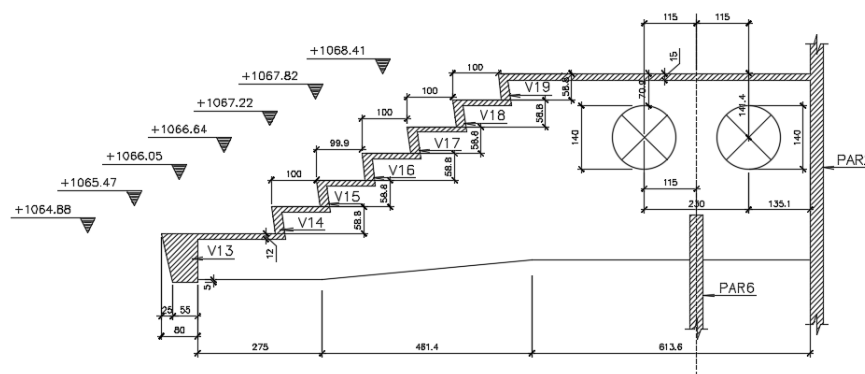


Figura 8 – Corte das vigas em balanço de apoio da arquibancada com aberturas circulares

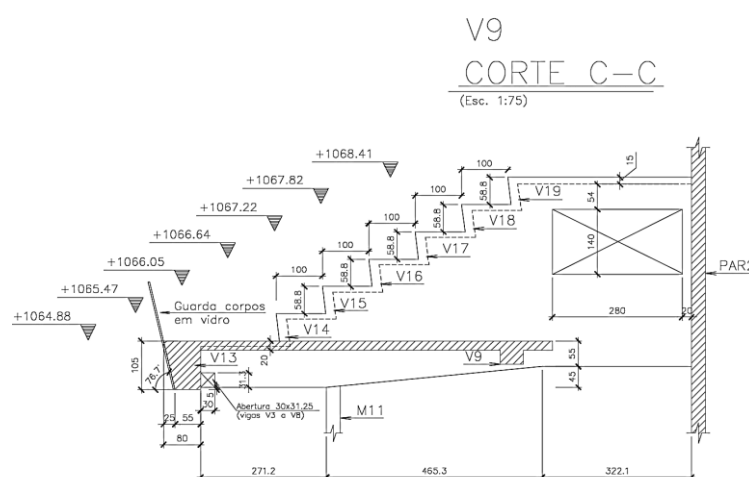


Figura 9 – Corte das viga de topo da arquibancada com abertura retangular

De referir que se preveem diversas escadas na ligação do piso enterrado ao térreo e deste ao 1º piso e arquibancada, que foram projetadas para se inserirem com qualidade no projeto de arquitetura.

O **sistema vigado da cobertura** tem duas funções primordiais, por um lado, assegura o apoio de uma parede central que remata a forma da cobertura e, por outro lado, contribui para um apoio suplementar da parede interior nas zonas laterais à grande abertura (a que permite a visibilidade do piso 1 a partir da arquibancada). Este sistema de vigas em grelha, esquematizado na fig.10, vence vãos consideráveis e está fortemente protensionado. Na ligação destas vigas às paredes laterais com 0.30m de espessura preveem-se sobre espessamentos naquelas paredes, variáveis até aos 0.50m (ver fig. 11), de forma a garantir uma transmissão de cargas mais eficiente e um mais fácil detalhamento para as ancoragens de protensão.

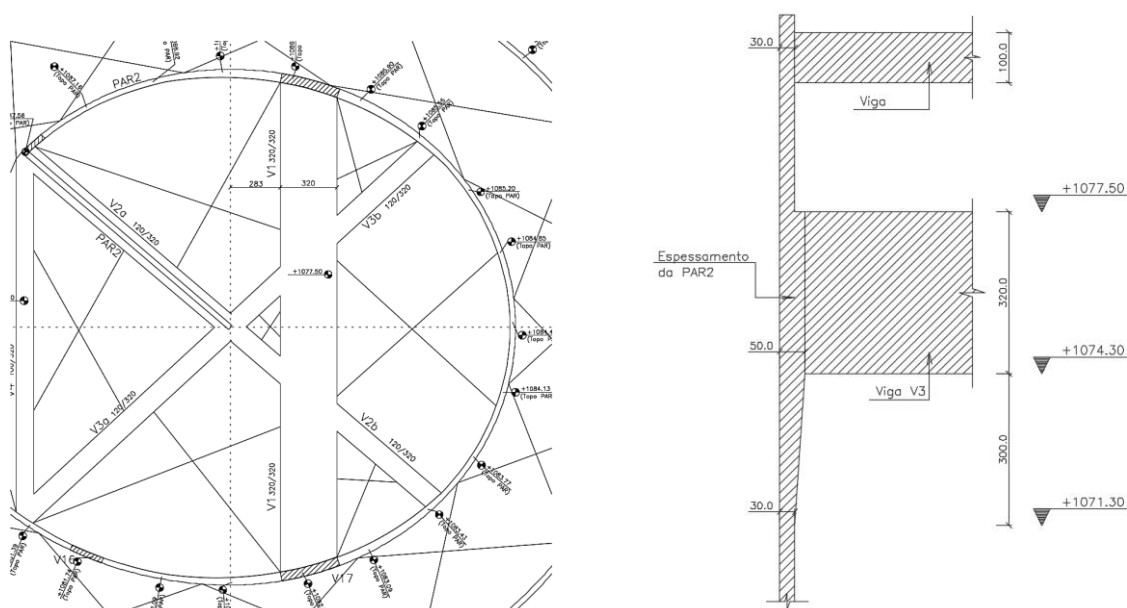


Figura 10 – (a) Planta da grelha de vigas na cobertura onde se apoia a parede de topo da cobertura; (b) Espessamento das paredes laterais na zona de ligação às vigas da grelha.

Finalmente, a **cobertura inclinada** acompanha circularmente o contorno exterior em forma circular, mantendo uma curva com efeito estético interessante, até ao topo onde remata na parede acima referida. A solução estrutural que se escolhe para este piso no desenvolvimento do projeto executivo, é para ser executada “in loco” sendo constituído por um conjunto de lajes e vigas de dimensões adaptadas à variação de vão. Na cobertura da zona circular o sistema vigado mantém-se sendo

que estas se apoiam nas paredes interior e de remate da cobertura acima referida. A fig. 2 ilustra os aspectos gerais da geometria da estrutura acima descritos.

Há uma ligação do bloco B ao bloco A, denominada de passarela AB, ao nível do 1º pavimento do bloco B tendo sido concebido um sistema de apoio eficiente e com boa inserção arquitetônica. A forma em planta, com duas curvas independentes, assegura que a do contorno exterior possa se compatibilizar de forma a garantir um apoio intermédio num dos pilares do subsolo.

Por outro lado, fazendo parte do bloco B existe uma rampa de acesso, de ligação do 1º piso ao nível do térreo. A estrutura desta rampa é baseada em dois lanços paralelos com uma inclinação de cerca de 8.33%, sendo que o lanço superior se apoia numa estrutura em balanço, ligada, com continuidade, ao piso do primeiro pavimento. Tem um pilar intermédio no lanço de ligação do patamar intermédio ao referido balanço e, um outro apoio, no próprio patamar de transição. Finalmente, o lanço inferior apoia-se nesse patamar de transição, num outro tubulão e no teto e muro lateral do estacionamento, como ilustrado na Fig.12.

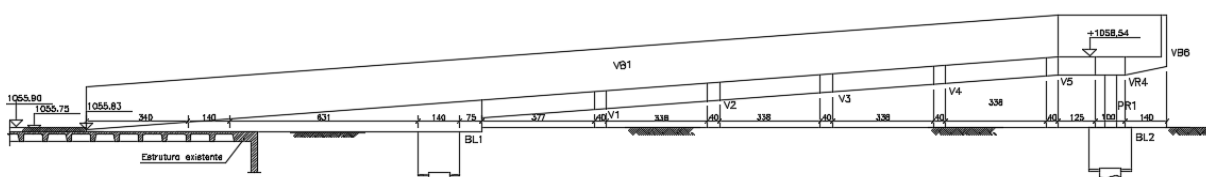


Fig. 12 – Lanço de arranque ao nível do piso térreo projeto inicial de Estruturas

4. MATERIAIS

O projeto foi elaborado em concreto armado de acordo com as Normas Brasileiras, tendo-se adoptado os seguintes materiais, na sequência do projeto anterior:

Fundações: Concreto C30 - $f_{ck} \geq 30$ MPa

Superestrutura: Concreto C40 - $f_{ck} \geq 40$ MPa

As características mecânicas do concreto utilizadas nas análises estruturais, tais como o módulo de elasticidade e da resistência do concreto à tração foram as previstas

na NBR 6118:2014, para as classes de concreto consideradas. O coeficiente de poisson considerado foi de 0.2.

Adota-se uma relação água/cimento não superior a 0.50, a ser confirmada com a aprovação da composição do concreto na fase de execução.

Os cobrimentos adotados estão conforme preconiza a NBR 6118:2014 como se segue:

- Pilares: 3.0cm
- Vigas (concreto armado): 3.0cm
- Vigas (concreto protendido): 3.5cm
- Lajes: 2.5cm
- Paredes: 3.0cm

Aço de armadura passiva: CA-50

Aço de protensão: em cabo - CP 190 RB

Considerou-se, na definição dos cobrimentos uma agressividade ambiental moderada de classe II.

5. AÇÕES

Na definição, quantificação e combinação das ações seguiu-se o prescrito na regulamentação brasileira de estruturas, nomeadamente:

- NBR 8681:2003 – Ações e segurança nas estruturas;
- NBR 6120:1980 – Cargas para o cálculo de estruturas de edificações;
- NBR 6123:1988 – Forças devidas ao vento em edificações;
- NBR 6118:2014 – Projeto de estruturas de concreto – Procedimento.

Definiram-se assim as seguintes ações:

Cargas Permanentes:

Peso próprio dos elementos estruturais em concreto (PP)

- γ Concreto armado ou protendido 25 kN/m³

Restantes cargas permanentes (RCP)

- Revestimentos (em geral – valor médio) 2 kN/m²
- Revestimentos (escadas) 1 kN/m²
- γ Enchimentos 15 kN/m²
- Laje existente – Teto subsolo (Bloco A) 2 kN/m²

Ações Variáveis:

Sobrecargas

- Em geral 3 kN/m²
- Subsolo (casa das máquinas)..... 7.5 kN/m²
- Subsolo (em geral) 2 kN/m²
- Piso térreo (em geral) 7.5 kN/m²
- Bancada (Piso 1) 5 kN/m²
- Arquibancada (Piso 2) 5 kN/m²
- Rampa Exterior 5 kN/m²
- Escadas 3 kN/m²
- Forros 0.5 kN/m²
- Cobertura – sem acesso ao público 1 kN/m²
- Laje existente – Teto subsolo (Bloco A) 3 kN/m²

Vento (W)

Para quantificar a ação do vento utilizaram-se coeficientes de pressão, segundo a NBR 6123.

- Velocidade básica do vento (região de Brasília) - $V_0 = 32$ m/s
- Fator topográfico – $S_1 = 1.00$
- Fator terreno – $S_2 = 1.32$
- Fator estatístico – $S_3 = 1.00$
- Velocidade característica do vento – $V_k = 42.30$ m/s
- Pressão dinâmica – $q = 1.1$ kN/m²
- $h/d \approx (27.70/2) / 43.0 = 0.32 \rightarrow C_{pe} = +1.0$

Temperatura (T):

- Variação Uniforme $\Delta T = 15^{\circ}\text{C}$
- Retração: $\epsilon_{cs} = -3\text{E-}4$ (Considerou-se uma variação de temperatura equivalente de -30°C)

Protensão (PE)

- Designação CP 190 RB
- Área mínima das cordoalhas 125 e 152 mm²
- Carga de rotura mínima 1900 MPa

Passarela AB

Apoios principais (carga última – combinação C1):

- $P_{sd, \text{Vertical}}$ – Apoio 1 1850 kN
- $P_{sd, \text{Horizontal}}$ – Apoio 1 1000 kN
- $P_{sd, \text{Vertical}}$ – Apoio 2 2090 kN
- $P_{sd, \text{Horizontal}}$ – Apoio 2 1340 kN

Apoios secundários:

- $P_{sd, \text{Vertical}}$ – Apoio 3 120 kN
- $P_{sd, \text{Vertical}}$ – Apoio 4 151 kN
- $P_{sd, \text{Vertical}}$ – Apoio 5 100 kN
- $P_{sd, \text{Vertical}}$ – Apoio 6 115 kN
- $P_{sd, \text{Vertical}}$ – Apoio 7 107 kN

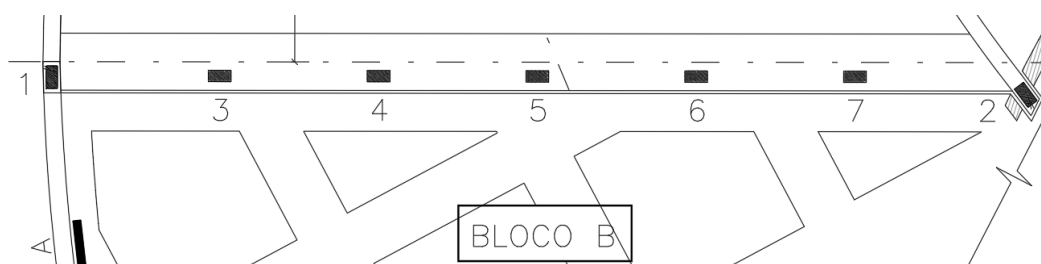


Figura 11 – Identificação dos pontos de apoio

6. NORMAS E CRITÉRIOS DE PROJETO

No desenvolvimento do projeto, entre outras recomendações pertinentes, são verificadas todas as prescrições constantes das seguintes normas vigentes da ABNT, como a seguir prescrito:

- NBR 6118 - Projeto e execução de obras de concreto armado;
- NBR 6122 - Projeto e execução de fundações;
- NBR 6123 - Forças devidas ao vento em edificações;
- NBR 8681 - Ações e segurança nas estruturas.

Os critérios de verificação de segurança a verificar são:

Estados Limites Últimos:

- Resistência global das seções dos elementos estruturais;

Estados Limites de Serviço:

- Limitação dos deslocamentos máximos, para as ações de natureza permanente, a um valor inferior a 1/250 do vão e, ainda, uma limitação a 1/500 após a construção das paredes de alvenaria. Estas verificações devem ser garantidas com boa folga.
- No caso de concreto protendido, controle de tensões no ato da protensão, em que apenas se mobiliza o peso próprio do piso estrutural envolvido, garantindo-se que as tensões de compressão nas vigas são inferiores a 0.70 da tensão característica no instante de aplicação da carga f_{ck} (t) e que as tensões de tração não ultrapassam a resistência à tração f_{ctm}
- Controle de tensões no concreto e do estado limite de aberturas de fendas para a combinação frequente de serviço, sendo que, nas situações com protensão, as aberturas de fendas devem ser inferiores a 0.2mm, de acordo com a classe de agressividade ambiental CAA II e do tipo de protensão (pós-tração) (Artigo 13.4.2 da NBR 6118-2014). Em geral poder-se-á constatar que não se verificam fendas.

Critérios adicionais observados:

- Disposições de armação mínima (armaduras mínimas de tração, de pele e armaduras mínimas transversais)
- Níveis de cobrimento

Os cálculos desenvolvidos no processo de verificação da segurança estrutural dos diferentes elementos estruturais são apresentados e detalhados no memorial de cálculo.

MEMORIAL DE CÁLCULO

1. INTRODUÇÃO

O presente capítulo do documento refere-se à análise e verificação de segurança da estrutura do Bloco B, obra integrada no complexo da nova sede do Tribunal Regional Federal. Este memorial de cálculo vem na sequência do memorial descritivo da mesma obra e incide essencialmente sobre os seguintes aspetos:

- Desenvolvimento do modelo de análise global;
- Análise das características principais da estrutura;
- Verificação da segurança em termos da capacidade resistente;
- Verificação da segurança para a fase de utilização/exploração.

2. MODELOS DE ANÁLISE

2.1. MODELO GLOBAL DA ESTRUTURA

Para efeitos de análise estrutural e verificação da segurança foram elaborados modelos numéricos, tridimensionais, recorrendo-se ao *software* comercial SAP2000. Em termos da abordagem de modelação, as lajes, pilares e paredes exteriores foram

consideradas como elementos de casca (*shell*) e as vigas, como elementos de barra (*frame*); os cabos de protensão foram modelados como elementos *tendon*.

Em relação às opções de modelação global considerou-se, para o caso das fundações em tubulão, apoios simples com restringimento de translação nas 3 direções. Nas figuras seguintes evidencia-se esse tipo de vinculação com imagens do modelo global da estrutura.

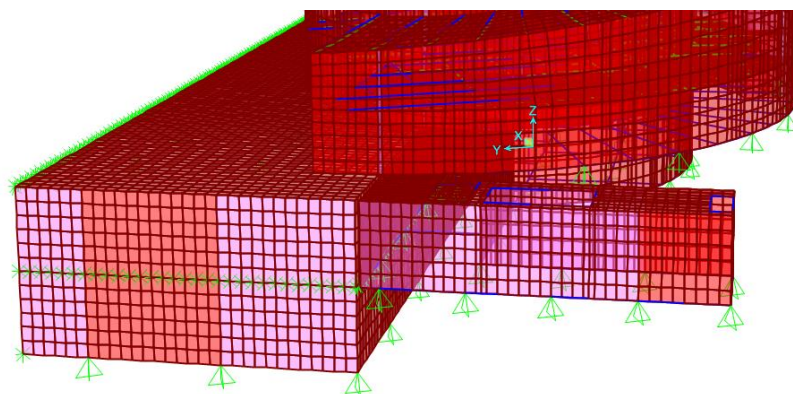


Figura 12 – Vinculação da estrutura (apoios simples)

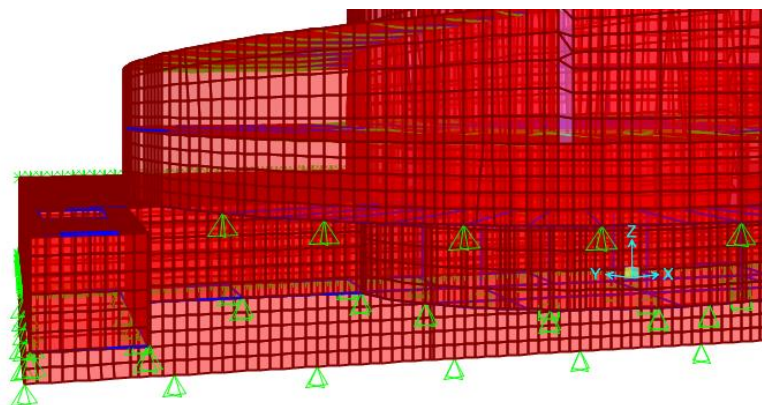


Figura 13 – Vinculação da estrutura (apoios simples)

Os tubulões são analisados separadamente. No que diz respeito às lajes em contato direto com o solo, estas não foram modeladas e serão analisadas em modelos separados.

Em relação à estrutura existente do estacionamento, apenas foi modelada parte da laje do piso térreo e adotadas as respectivas restrições de simetria. As lajes dos restantes pisos enterrados não foram modeladas. Os pilares centrais da estrutura

existente não foram modelados explicitamente, optando-se por adotar vinculações do tipo apoio simples na locação de cada pilar.

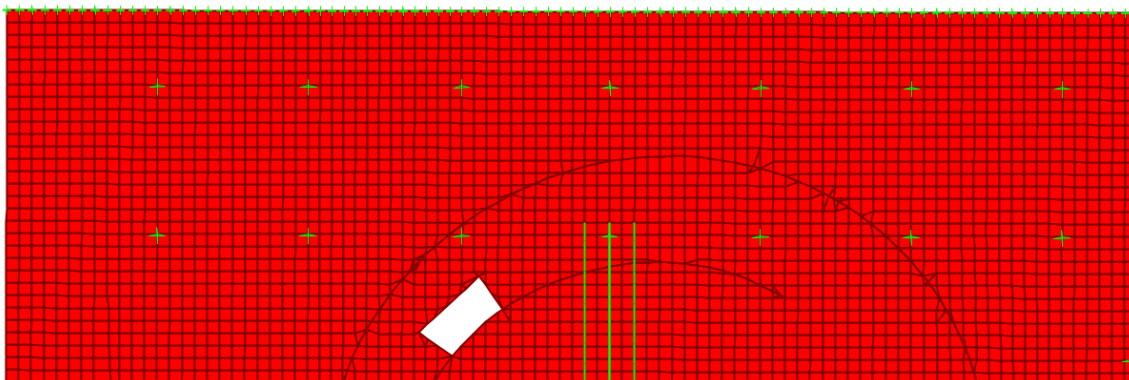


Figura 14 – Vinculação da estrutura existente

A ligação com a estrutura existente é realizada apenas ao nível do térreo, através dos elementos finitos que formam a parede estrutural circular do contorno do edifício, tal como está previsto em projeto.

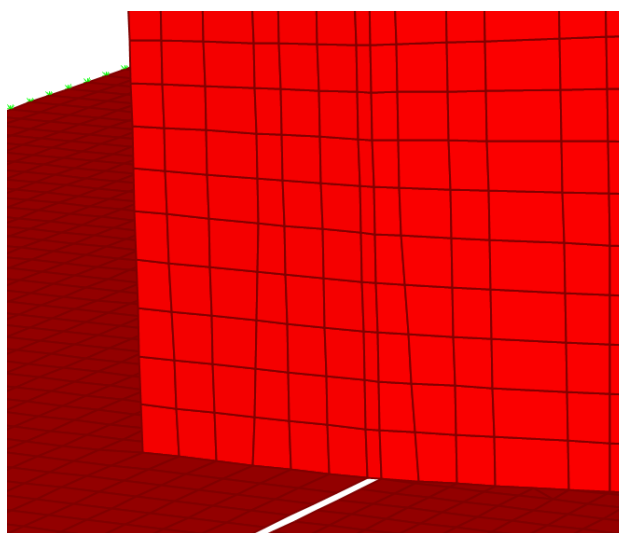


Figura 15 – Ligação da parede à estrutura existente na região da junta.

Na figura 18 é possível identificar a existência dessa junta entre o bloco B e a laje do piso térreo existente.

Como é corrente em termos de modelação, as escadas não foram modeladas explicitamente no modelo global da estrutura do bloco B e serão analisadas em modelos planos ou tridimensionais isolados.

Ao nível do 1º piso, os enchimentos decorrentes da arquitetura do piso foram simulados como cargas. A bancada deste piso foi igualmente simulada como cargas,

pontuais nas zonas dos pilares que apoiam essa laje e como uma carga uniformemente distribuída na viga onde se dá o arranque da bancada.

A bancada do 2º piso foi modelada como uma laje, com as vigas radiais que constituem a bancada e as vigas/parede radiais no mesmo plano. As vigas paredes radiais foram modeladas por trechos com o objetivo de se ter em conta a sua influência no comportamento global da estrutura. Um outro modelo de análise e dimensionamento localizado para esta área foi implementado para analisar estas vigas/parede, que são elementos estruturais essenciais da estabilidade da arquibancada.

Na apresentação dos resultados da análise do modelo tridimensional extraídos do SAP2000, no capítulo seguinte, serão utilizadas as mesmas convenções e nomenclaturas adotadas pelo software.

Nas figuras seguintes ilustra-se o modelo numérico global realizado, assim como alguns aspetos particulares do modelo da estrutura do edifício.

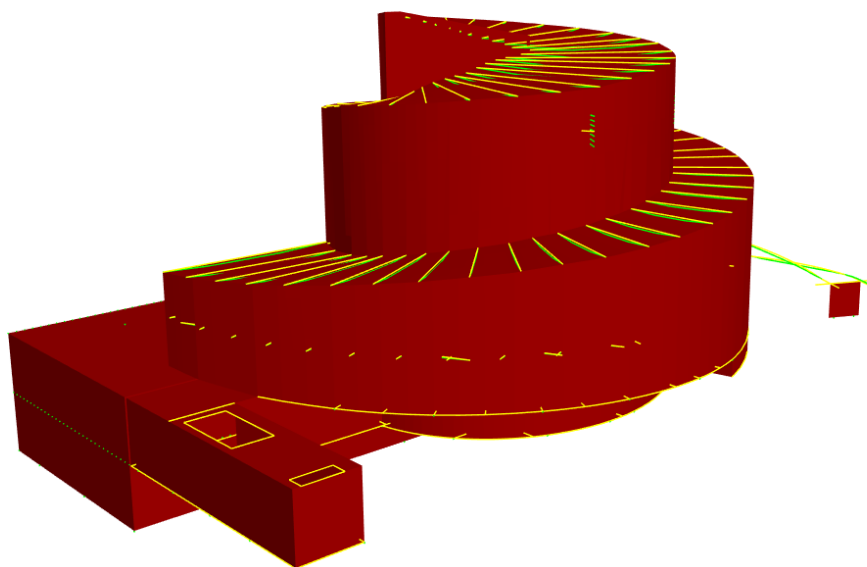


Figura 16 – Modelo tridimensional: Vista 1

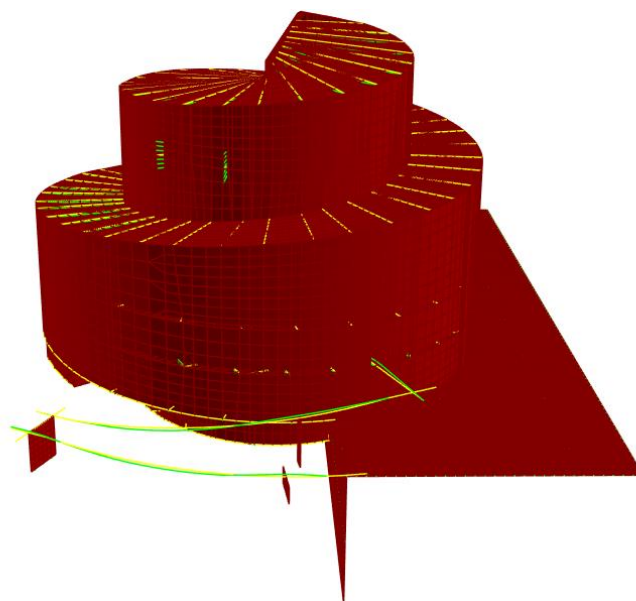


Figura 17 – Modelo tridimensional: Vista 2

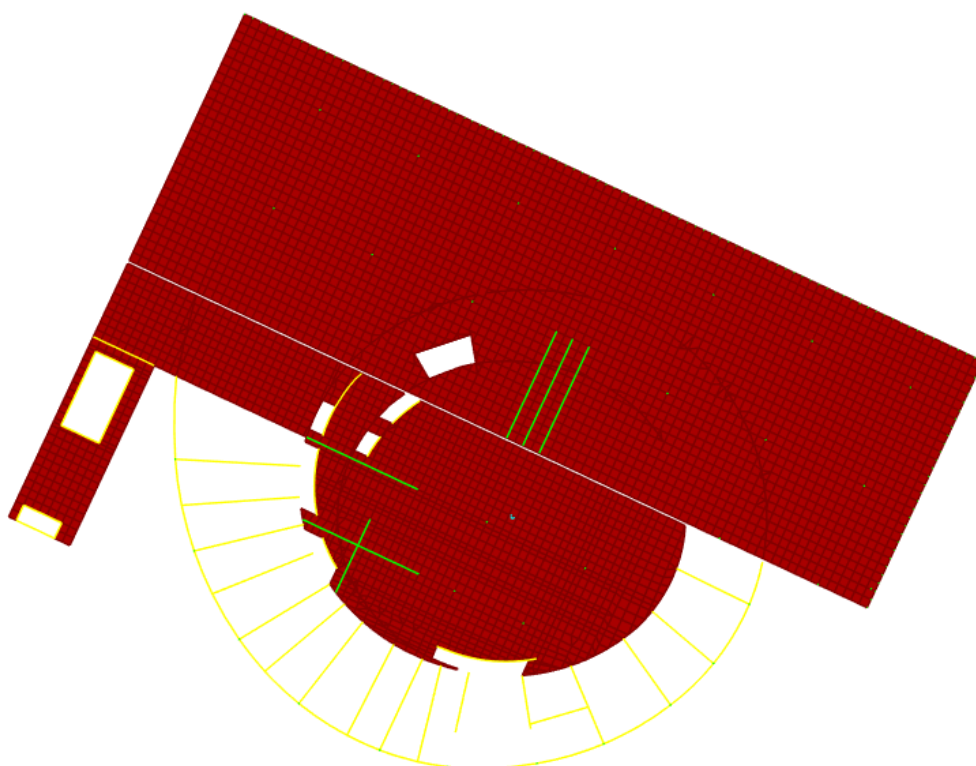


Figura 18 – Modelo tridimensional: Planta do piso térreo

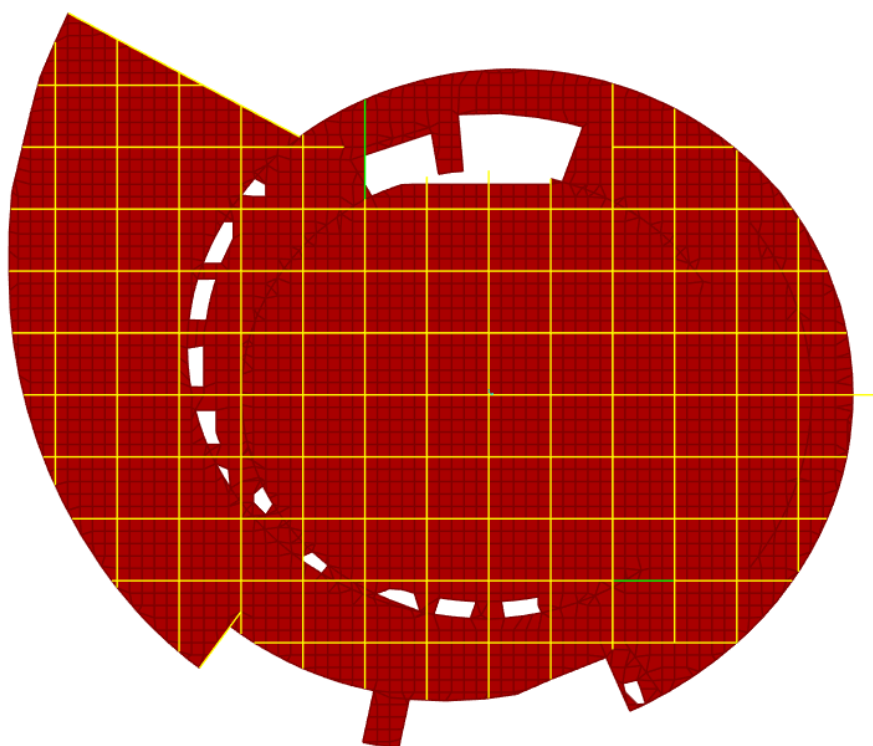


Figura 19 – Modelo tridimensional: Planta do piso 1

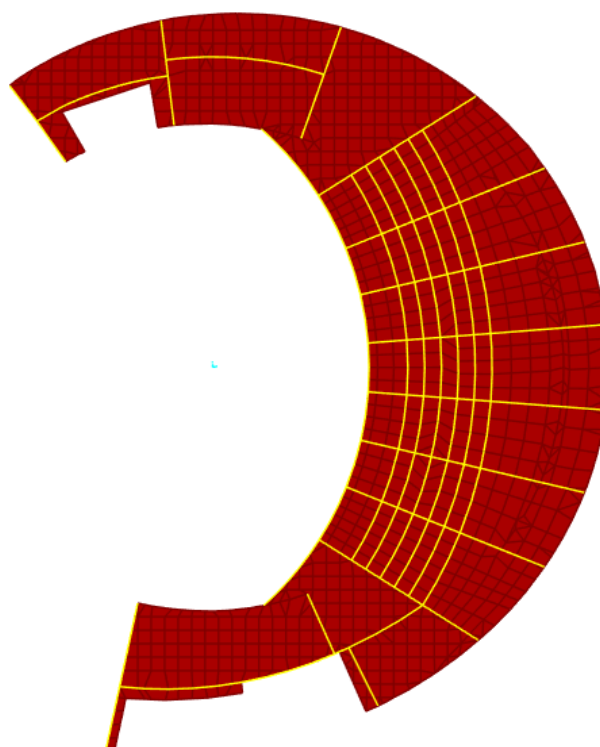


Figura 20 – Modelo tridimensional: Planta do piso 2

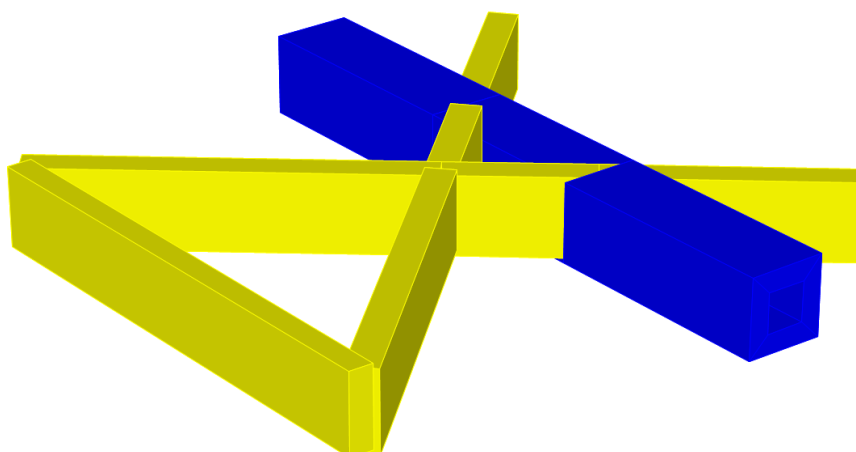


Figura 21 – Modelo tridimensional: Vigas de Sustentação

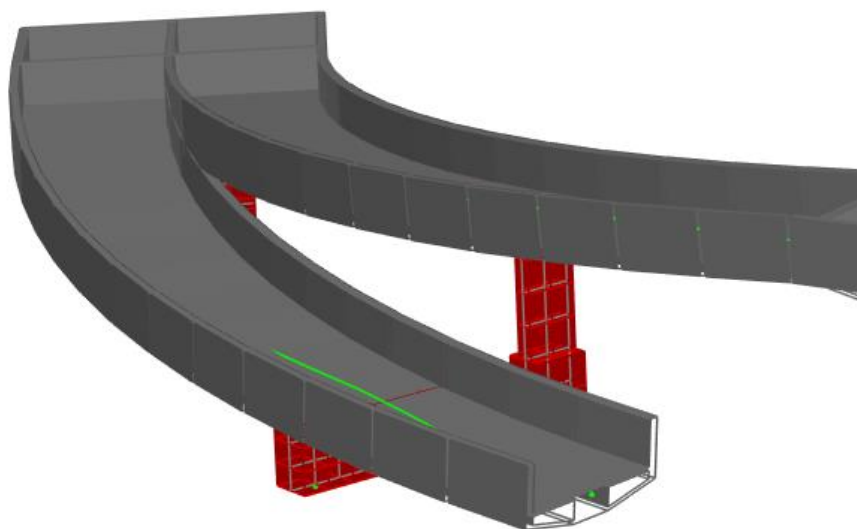


Figura 22 – Modelo tridimensional: Rampa Exterior

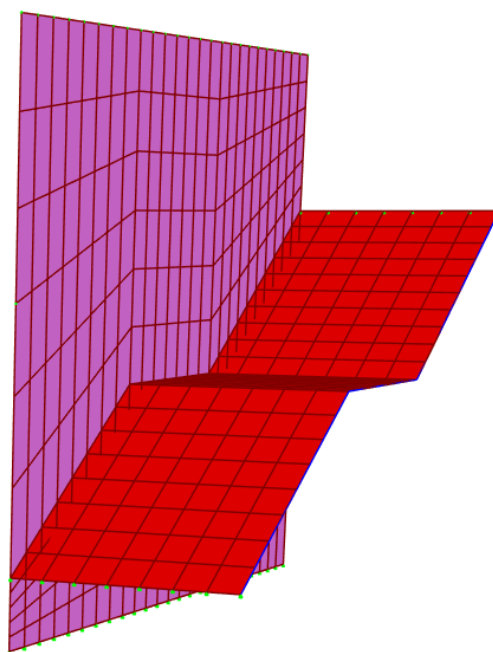


Figura 23 – Modelo tridimensional: Escada E1

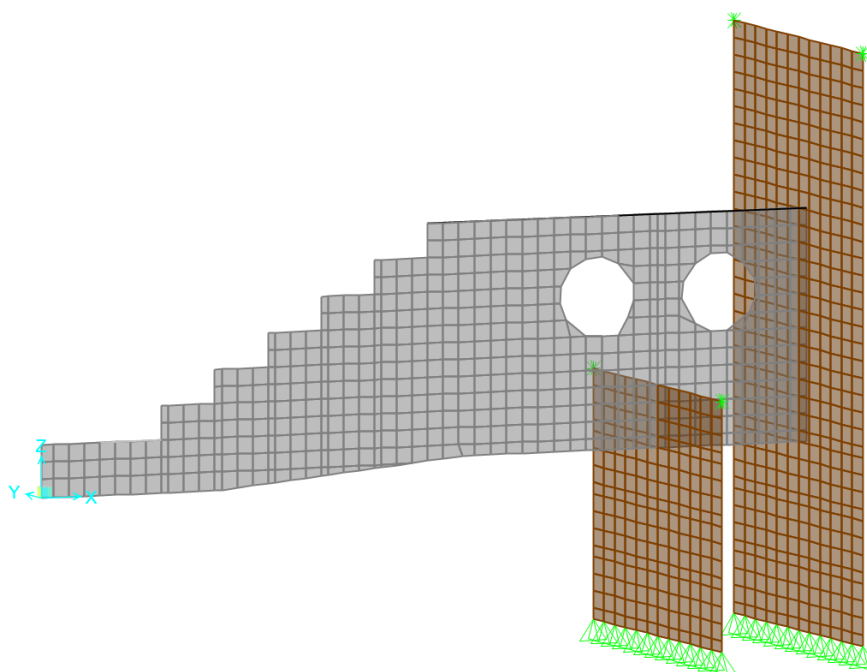


Figura 24 – Modelo tridimensional: Viga Parede tipo do piso 2

2.2. PROPRIEDADE DINÂMICAS DAS ESTRUTURA

A determinação das propriedades dinâmicas da estrutura consistiu numa análise de valores e vetores próprios dos primeiros 12 modos de vibração, utilizando-se para este efeito o modelo global. Na tabela seguinte apresentam-se os valores das frequências e das participações de massa dos modos de vibração obtidos.

Tabela 1 – Valores das frequências e modos de vibração da estrutura

Modo	Período	Freq.	Massa			Massa acumulada			Massa	Massa acumulada
	[s]	[Hz]	X	Y	Z	UX	UY	UZ	RZ	RZ
1	0.41	2.45	0.000	0.000	0.062	0.000	0.000	0.062	0.000	0.000
2	0.27	3.66	0.003	0.000	0.022	0.004	0.000	0.084	0.000	0.000
3	0.25	3.96	0.022	0.020	0.033	0.025	0.020	0.117	0.000	0.000
4	0.24	4.15	0.047	0.091	0.064	0.072	0.112	0.181	0.002	0.002
5	0.22	4.54	0.002	0.004	0.003	0.073	0.115	0.183	0.000	0.002
6	0.22	4.56	0.019	0.079	0.031	0.092	0.194	0.214	0.000	0.003
7	0.22	4.59	0.002	0.006	0.014	0.094	0.200	0.228	0.000	0.003
8	0.19	5.18	0.006	0.103	0.003	0.100	0.303	0.231	0.000	0.003
9	0.19	5.38	0.006	0.004	0.000	0.106	0.307	0.231	0.000	0.003
10	0.18	5.49	0.084	0.024	0.000	0.190	0.331	0.231	0.000	0.003
11	0.18	5.54	0.000	0.000	0.000	0.190	0.331	0.231	0.001	0.004
12	0.18	5.63	0.000	0.000	0.000	0.190	0.331	0.231	0.000	0.004

Observa-se que os valores das frequências são superiores a 2.4 Hz. O primeiro modo de vibração da estrutura é um modo essencialmente vertical e justificável pelos significativos vãos do piso 1, associados a uma esbelteza elevada das vigas que o constituem. Os modos 2 e 3 são modos também verticais, resultado dos vãos da rampa exterior, que está integrada no modelo global. O quinto modo é igualmente um modo principalmente vertical, resultado dos vãos em consolas existentes na arquibancada do 2º piso, e com valores de frequência superior a 4.5 Hz.

Estes valores de frequência verticais, apesar de se encontrarem próximas de uma gama ainda sensível a risco de ressonância com ações induzidas, são aceitáveis para o tipo de ações expectáveis na utilização prevista. Em particular para a situação do piso 1, previsto para sessões de Tribunal, não se justifica pôr em causa a concepção arquitetónica/estrutural, por esta razão pois não são previstas ações que possam fazer sentir efeitos de ressonância.

Em termos do comportamento horizontal a estrutura é extremamente rígida e, portanto, com um comportamento muito favorável do ponto de vista da sensibilidade à deformação.

3. PROCESSO E FASEAMENTO CONSTRUTIVO

Para o faseamento de execução da estrutura do Bloco B há que equacionar alguns procedimentos de execução que saem naturalmente das soluções correntes.

Desde logo encontramos a **viga V60**, que tem metade da protensão aplicada, e em relação aos cabos que não foram protensionados há severas dúvidas relativamente ao seu estado de conservação, em particular, do nível de corrosão. Nestas circunstâncias duas possibilidades se colocam, a primeira prevista de início e a segunda em alternativa:

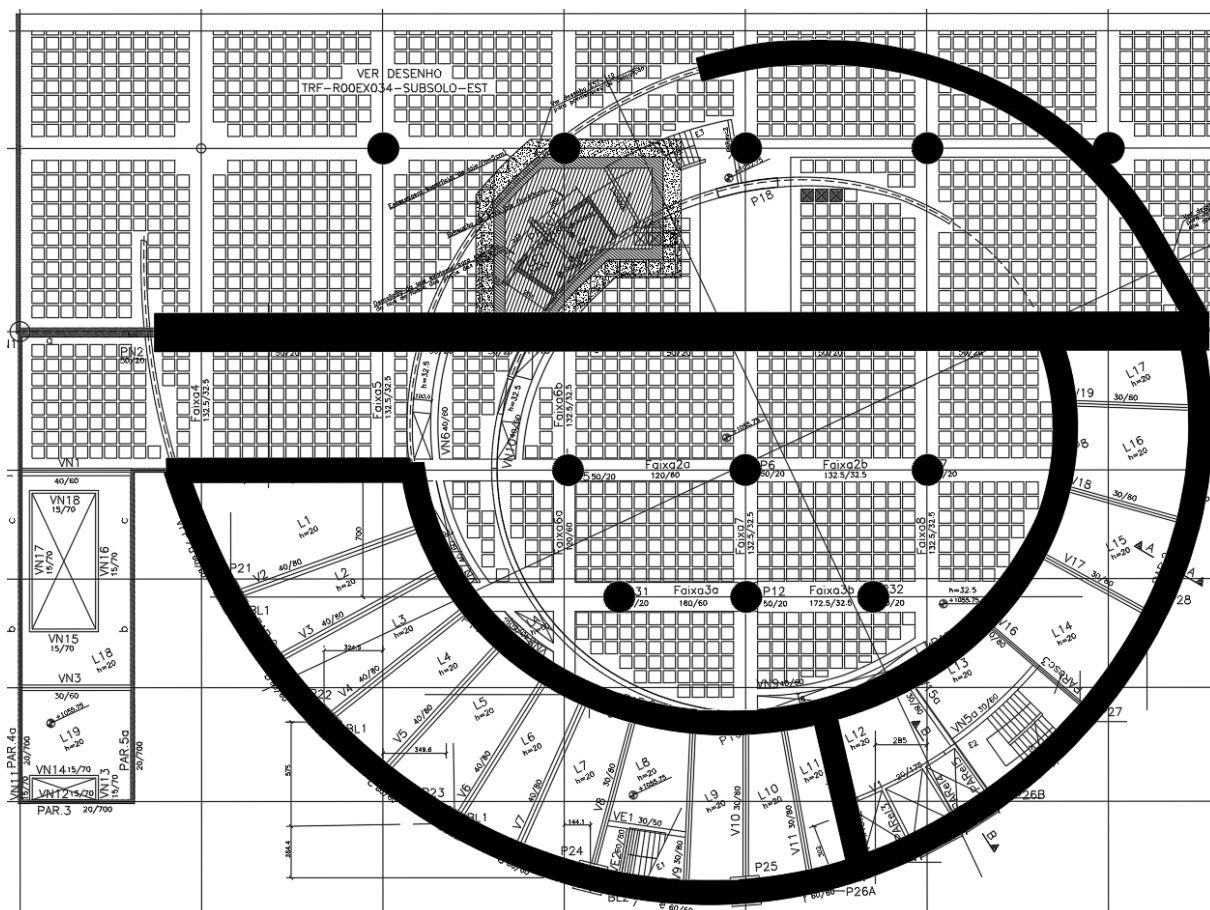
- Se os cabos tiverem as disposições de ancoragem de projeto seria possível aceder às ancoragens passivas desses cabos para cortar os cordões retirá-los, limpar a bainha e refazer a aplicação da pró-tensão.
- Não sendo possível este procedimento prevê-se a execução de duas vigas adjacentes à viga V60, com 1 metro de largura cada e a mesma altura de 1m da V60 onde se deverá aplicar a protensão em falta. Para tal há que demolir duas faixas da laje existente à V60 assim como as zonas de apoio na parede exterior e na viga transversal interior do teto do subsolo. Esta solução está detalhada nos desenhos de projeto. Nesta hipótese, as bainhas existentes e ainda não injectadas, seriam preenchidas com calda de cimento, sem serem protensionadas.

No caso provável de se tornar necessário a execução das vigas adjacentes estas ficarão suficientemente bem ligadas à parte central, com armaduras, de forma a que a transferência de tensões entre elas se faça naturalmente.

A protensão em ambas as hipóteses só deve ser aplicada após execução e protensão das vigas do piso de sustentação, em particular a viga V1, mas antes da remoção do cimbre geral de apoio à construção das vigas de sustentação e da cobertura. Assim, nessa fase, a carga do piso de sustentação e da cobertura só é mobilizada pela viga V60, com a aplicação da pró-tensão nesta. A fiscalização deverá ter um acompanhamento ativo em todos os trabalhos relacionados com a V60.

Na execução da estrutura desta Obra a principal dificuldade é o fato de, na execução dos pisos 1, da arquibacanda, das vigas de sustentação e, finalmente a cobertura, o peso do concreto durante a concretagem ter de ser suportado por um cimbra que tem de se apoiar na estrutura do piso térreo e apenas na malha de pilares e de paredes que possam transmitir as cargas às fundações.

Nas figuras seguintes mostra-se numa planta os pontos de apoio disponíveis ao nível do piso térreo para suporte deste cimbra que deverá ter o volume correspondente ao espaço interior entre o nível térreo e a cobertura. Estes pontos de apoio correspondem aos pilares centrais que apenas apoiam a laje do piso térreo, os dois muros de contenção (o novo e o existente) e o contorno da parede PAR2.



Refira-se que se o cimbra previr colunas de apoio verticais excentricas aos pontos de apoio referidos na planta, vigas de transição têm de ser previstas de acordo com o esquema também apresentado.

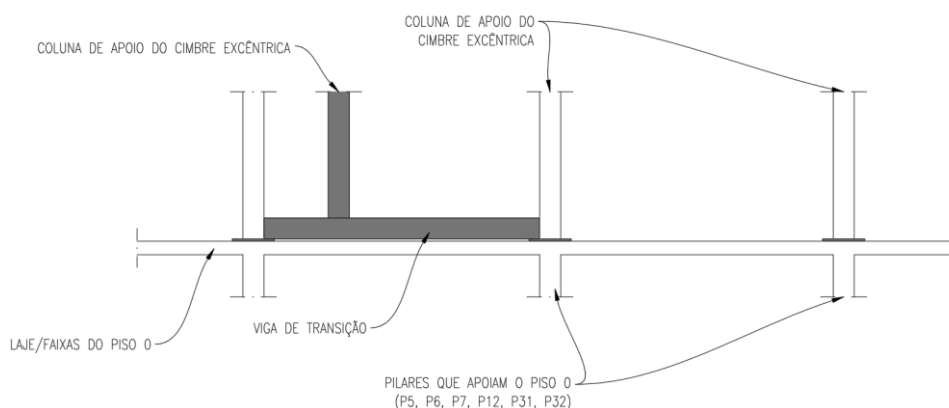


Figura 25 – Esquema de genérico de vigas de transição para apoios do cimbramento excêntricos

Após a aplicação da protensão parcial nas faixas 2,3 e 6 do piso 0 (metade dos cabos), que deverá ocorrer após a concretagem do piso 0, a parede PAR2 interior que arranca sobre estas poderá também ser considerada um apoio quer para a laje do piso 1, quer para os pisos superiores. A protensão dos restantes cabos deverá ocorrer após a concretagem do piso 1 (naturalmente, após o concreto ganhar resistência suficiente).

Na figura seguinte apresenta-se um esquema com a identificação dos apoios (sejam eles parede estruturais ou pontos sobre os quais o cimbre pode apoiar) que estão disponíveis para execução dos pisos 1,2 e cobertura.

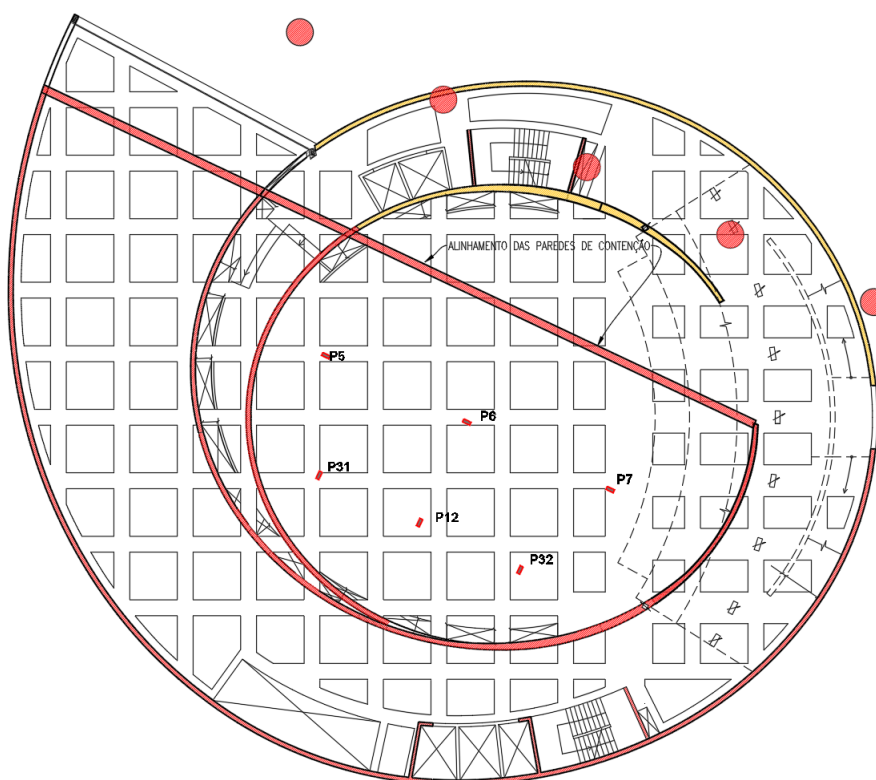


Figura 26 – Alinhamentos de apoios disponíveis (assinalados a vermelho) para execução das lajes do piso 1, 2 e cobertura

Ao nível **da laje do piso 1** a protensão das vigas V4, V6, V12, V14, V17, V18, V19, V20, V21, V22, V23, V25, V26, V27, V28, V29 e V30 deve ser aplicada na totalidade após a concretagem do piso 1, enquanto que nas vigas V3, V7, V8, V9, V10, V11 deverá apenas ser aplicada protensão parcial (apenas são protendidos os cabos corridos). Os cabos de reforço destas vigas localizados no alinhamento da parede PAR6, que apenas existem para equilibrar as cargas da arquibancada, transmitidas pela parede PAR6, só devem ser protensionados após a execução total da arquibancada do piso 2.

Assim, aquando da **execução da estrutura da arquibancada** a forma do piso 1 poderá ser retirada, mas todos os prumos do cimbrio da arquibancada têm de transmitir a carga aos pontos de apoio referidos do piso térreo ou piso 0, isto é, não podem ser suportados pela laje do piso 1.

Após a execução da **estrutura da arquibancada** a forma só deve ser retirada quando houver condições para a retirar na totalidade da área das bancadas e depois

de construída a parede PAR 2 do contorno, a uma altura correspondente, pelo menos, ao nível das vigas de sustentação.

Aquando da **execução das vigas de sustentação, paredes do contorno e estrutura da cobertura** também as cargas da concretagem têm de ser transmitidas directamente aos pontos de apoio referidos no piso 0 sem transferência direta de cargas ao nível dos pisos inferiores.

Após a concretagem da grelha de vigas de sustentação, apenas deverá ser **aplicada metade da protensão de cada viga**. Desta forma, parte da carga destas vigas passará a transmitir-se aos pontos de apoio efetivos (parede PAR2), **aliviando os prumos do cimbrio da região central**, evitando-se também a existência de trações nas fibras superiores. Uma parcela considerável da carga transmitida a estas vigas deve-se à carga da laje/vigas de cobertura que estas sustentam. Assim, apenas deverá ser aplicada a restante protensão após a execução da laje e vigas de cobertura na sua totalidade.

Refira-se que, as vigas de sustentação nunca funcionarão em pleno sem que a protensão esteja totalmente aplicada, uma vez que no faseamento da obra o **cimbramento de apoio da forma** para a execução das vigas do piso de sustentação deverá, possivelmente, ser mantido até à execução total das vigas e lajes do piso de cobertura.

4. VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA COM BASE NAS CONDIÇÕES REGULAMENTARES – NBR6118:2014

As verificações de segurança à rotura foram efetuadas com programas de cálculo próprios, em linguagem de programação visual basic, e folhas de cálculo em Excel preparadas para o efeito. Em anexo encontra-se uma breve apresentação e explicação da folha de cálculo tipo utilizada para cada pavimento.

Em seguida apresentam-se as combinações utilizadas no modelo estrutural.

4.1. COMBINAÇÕES DE AÇÕES

Para o cálculo das solicitações e a verificação de segurança do Bloco B utilizaram-se as seguintes formulações, preconizadas na NBR:

Combinações Últimas Normais:

$$1. F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{\varepsilon g} F_{\varepsilon} + \gamma_q (F_{q1k} + \sum \psi_{0j} F_{qjk}) + \gamma_{\varepsilon q} \psi_{0\varepsilon} F_{\varepsilon qk}$$

Combinações Quase Permanentes de serviço

$$2. F_{d,uti} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \sum_{j=1}^m \psi_{2j} F_{Qj,k}$$

Combinações Frequentes de Serviço

$$3. F_{d,uti} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \psi_1 F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{2j} F_{Qj,k}$$

Combinações Raras de Serviço

$$4. F_{d,uti} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{1j} F_{Qj,k}$$

Na listagem seguinte, definem-se todas as combinações de ações utilizadas no modelo tridimensional e as respectivas nomenclaturas:

PP – Peso próprio dos elementos estruturais

RCP – Restante carga permanente (contrapiso, revestimento, forros e enchimentos)

SC – Sobrecarga

PE – Protensão

T – Variação Temperatura, onde se inclui os efeitos da Retração.

Combinações Últimas (ELU)

- C1: ULS – 1.4x(PP+RCP+SC) + PE
- C1. A: ULS – 1.4x(PP+RCP+SC)
- C1. B: ULS – 1.4 x (PP+RCP+0.7SC+W)

Combinações Quase Permanentes de serviço

- C2: SLS – PP + RCP + 0.4xSC + PE
- C3: SLS – PP + RCP + 0.4xSC + 0.3xT + PE

Combinações Frequentes de Serviço

- C4: SLS – PP + RCP + 0.6xSC + PE
- C5: SLS – PP + RCP + 0.6xSC + 0.3xT + PE
- C6: SLS – PP + RCP + 0.4xSC + 0.5xT + PE

Combinações Raras de Serviço

- C7: SLS – PP + RCP + SC + PE
- C8: SLS – PP + RCP + SC + PE + 0.5xT

4.2. AVALIAÇÃO DAS PERDAS DE PROTENSÃO

No presente capítulo apresentam-se as perdas da força de protensão em relação ao valor inicial aplicado. Estas são apresentadas separadamente em perdas imediatas e perdas progressivas. Refira-se que para o valor de k (coeficiente de perda por metro, provocada por curvaturas não intencionais do cabo – variação angular parasita) adotado foi de 0.01, de acordo com a seção 9.6.3.3.2.2 da NBR 6118. Este valor é conservativo, sendo mais corrente a adoção de um valor de $k=0.005$.

As perdas por atrito são apresentadas no documento 85EA16-EACE-PE-BXX-XXX-MD-EST-006-R00 e os valores apresentados na presente memória para a força de protensão após estas perdas foram extraídos a partir do documento acima mencionado.

As perdas por acomodação da ancoragem e as perdas progressivas serão apresentadas neste capítulo. Para o cálculo de ambas as perdas selecionou-se uma a duas vigas por piso, que se consideram representativas das vigas que constituem o sistema estrutural de cada piso. Para estas vigas calculou-se as perdas para cada seção conforme as seções definidas para o cálculo das perdas por atrito.

Na tabela seguinte indicam-se os valores da umidade do ar e temperatura ambiente adotada:

Tabela 2 – Dados ambientais	
U [%]	T [°C]
65	20

No cálculo dos valores da retração (ϵ_{cs}) e da fluência (ϕ) do concreto, adotou-se as formulações dispostas no Anexo A da NBR 6118. Os valores foram calculados para $t=50$ anos (18250 dias), para os dados da tabela 2 e são apresentados, para cada viga, nas tabelas de cálculo das perdas progressivas de cada viga.

O Cálculo das perdas progressivas foi efetuado segundo as disposições regulamentares presentes na seção 9.6.3.4.2 da NBR 6118.

Em seguida o cálculo das perdas das vigas selecionadas em cada piso.

*Simbologia adotada:

P_{atrito} : Valor da força de protensão após perdas por atrito

P_{reent} : Valor da força de protensão após perdas por acomodação das ancoragens

ΔP : Valor da perda de protensão

e : Excentricidade do cabo

D : Parcela do denominador das perdas progressivas

(Expressão da seção 9.6.3.4.2 : $D = \chi_p + \chi_c \alpha_p \eta \rho_p$)

ω : Comprimento no qual o cabo é afetado pelas perdas de acomodação

Os demais parâmetros seguem a simbologia base segundo a NBR 6118.

PAVIMENTO TÉRREO

Perdas por Acomodação das ancoragens:

- VFAIXA 3**

O comprimento no qual o cabo é afetado pelas perdas por acomodação das ancoragens (ω) é da ordem de grandeza do comprimento total do cabo, cerca de 8.0m.

Tabela 3 – Parâmetros de cálculo para perdas por acomodação das ancoragens: VFaixa 3

p	36.6 [kN/m]
ω	8.0 [m]
ΔL	5.0 [mm]
L	11.8 [m]

Tabela 4 – Perdas por acomodação das ancoragens : VFaixa 3

	[MPa]	[kN]	[kN]	[kN]
Seção	σ	P _{atrito}	ΔP	P _{reent}
1	1370	3318	588	2730
2	1348	3265	372	2893
3	1289	3120	156	2964
4	1244	3013	0	3013
5	1192	2886	0	2886

Perdas Progressivas:

Para esta viga Vfaixa 3 as perdas progressivas são da ordem dos 15%, para uma tensão média ao nível do cabo da ordem dos 5.0 MPa. Na tabela seguinte apresenta-se o cálculo para a seções definidas.

Tabela 5 – Perdas Progressivas: Viga Vfaixa 3

Seção	2	3	4	
M _{cp}	383	301	-391	[kNm]
M _{pe}	-628	-260	711	[kNm]
e	0.23	0.09	-0.24	[m]
σ_{p0g}	4.8	2.9	5.3	[MPa]
σ_{p0}	1370.2	1370.2	1370.2	[MPa]
ϵ_{cs}	2.78E-04	2.78E-04	2.78E-04	
ϕ	3.09	3.09	3.09	
ψ_{1000}	2.6%	2.6%	2.6%	
ψ	0.06	0.06	0.06	
$\Delta\sigma\epsilon$	54.2	54.2	54.2	
$\Delta\sigma\phi$	82.6	49.6	91.3	[MPa]
$\Delta\psi$	91.1	91.1	91.1	[MPa]
D*	1.071	1.068	1.071	
$\Delta\sigma$	212.9	182.5	221.1	[MPa]
ΔP	21.5	18.4	22.3	[kN]
ΔP_{total}	516	442	535	[kN]

1º PAVIMENTO

Perdas por Acomodação das ancoragens:

Nas duas vigas analisadas, verifica-se que o valor de ω é da ordem dos 14 a 17 metros. Tratam-se de valores correntes em vigas protendidas.

Tabela 6 – Parâmetros de cálculo para perdas por acomodação das ancoragens: V23

p	20.0 [kN/m]
ω	15.9 [m]
ΔL	5.0 [mm]
L	35.9 [m]

Tabela 7 – Perdas por acomodação das ancoragens : V23

	[MPa]	[kN]	[kN]	[kN]
Seção	σ_c	P_{atrito}	ΔP	P_{reent}
1	1368	7061	634	6427
2	1359	7016	498	6517
3	1320	6813	363	6451
4	1311	6767	227	6540
5	1302	6721	91	6630
6	1282	6616	0	6616
7	1273	6571	0	6571
8	1264	6527	0	6527
9	1256	6483	0	6483
10	1242	6411	0	6411
11	1229	6345	0	6345

Tabela 8 – Parâmetros de cálculo para perdas por acomodação das ancoragens: V27

p	79.7 [kN/m]
ω	13.8 [m]
ΔL	5.0 [mm]
L	36.7 [m]

Tabela 9 – Perdas por acomodação das ancoragens : V27

	[MPa]	[kN]	[kN]	[kN]
Seção	σ_c	P_{atrito}	ΔP	P_{reent}
1	1368	21184	2195	18989
2	1338	20729	1609	19120
3	1306	20226	1023	19203
4	1274	19735	437	19298
5	1265	19591	0	19591
6	1256	19448	0	19448
7	1234	19116	0	19116
8	1225	18976	0	18976
9	1204	18653	0	18653
10	1187	18390	0	18390
11	1179	18255	0	18255

Perdas Progressivas:

A viga V23 analisada nesta seção é representativa da generalidade das vigas do piso estrutural, verifica-se que a tensão de compressão ao nível do cabo, para as ações permanentes, são em geral, relativamente altas, da ordem de 10/11 MPa. Este valor relativamente alto, deve-se à concepção da estrutura, extramamente esbelta, levando a que o nível de protensão para garantir um controle adequado das deformações verticais seja elevado em relação às situações mais comuns. Verifica-se obter perdas progressivas da ordem dos 22%, sendo superior ao corrente, mas é aceitável face às elevadas compressões a que as seções estão submetidas.

No caso da viga V27, as tensões de compressão ao nível dos cabos são da ordem dos 15 MPa, resultando em perdas da ordem dos 25%.

Nas tabelas seguintes apresentam-se o cálculo para a seções definidas.

Tabela 10 – Perdas Progressivas: Viga V23

Seção	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
M _{cp}	-620	-1999	-623	845	1260	1384	1201	756	387	[kNm]
M _{pe}	847	1355	432	-517	-1290	-1281	-1273	-1037	-545	[kNm]
e	-0.13	-0.21	-0.07	0.08	0.20	0.20	0.20	0.16	0.09	[m]
σ _{c,p0g}	12.5	3.2	10.2	9.6	11.4	9.8	11.7	13.3	11.4	[MPa]
σ _{p0}	1367.8	1367.8	1367.8	1367.8	1367.8	1367.8	1367.8	1367.8	1367.8	[MPa]
ε _{cs}	2.81E-04	2.81E-04	2.81E-04	2.81E-04	2.81E-04	2.81E-04	2.81E-04	2.81E-04	2.81E-04	
φ	3.13	3.13	3.13	3.13	3.13	3.13	3.13	3.13	3.13	
ψ ₁₀₀₀	2.6%	2.6%	2.6%	2.6%	2.6%	2.6%	2.6%	2.6%	2.6%	
ψ	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	
Δσ _ε	54.7	54.7	54.7	54.7	54.7	54.7	54.7	54.7	54.7	
Δσ _φ	217.8	56.3	177.6	167.8	197.9	171.3	202.9	231.8	199.1	[MPa]
Δψ	91.0	91.0	91.0	91.0	91.0	91.0	91.0	91.0	91.0	[MPa]
D*	1.072	1.075	1.070	1.071	1.074	1.074	1.074	1.073	1.071	
Δσ	339.2	187.9	302.1	292.8	319.8	295.1	324.5	351.9	322.0	[MPa]
ΔP	48.6	26.9	43.3	42.0	45.9	42.3	46.5	50.5	46.2	[kN]
ΔP _{total}	1751	970	1559	1511	1651	1524	1675	1816	1662	[kN]

Tabela 11 – Perdas Progressivas: Viga V27

Seção	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
Mcp	-3686	-1152	2580	3822	3398	1398	-1526	-3429	-908	[kNm]
Mpe	4589	864	-4342	-4702	-4415	-1338	2277	4477	1103	[kNm]
e	-0.24	-0.05	0.23	0.24	0.23	0.07	-0.12	-0.24	-0.06	[m]
$\sigma_c, p0g$	14.6	10.4	18.1	14.8	15.1	10.5	12.2	15.0	10.4	[MPa]
$\sigma p0$	1367.8	1367.8	1367.8	1367.8	1367.8	1367.8	1367.8	1367.8	1367.8	[MPa]
ϵcs	2.81E-04	2.81E-04	2.81E-04	2.81E-04	2.81E-04	2.81E-04	2.81E-04	2.81E-04	2.81E-04	
ϕ	3.02	3.02	3.02	3.02	3.02	3.02	3.02	3.02	3.02	
$\psi 1000$	2.6%	2.6%	2.6%	2.6%	2.6%	2.6%	2.6%	2.6%	2.6%	
ψ	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	
$\Delta \sigma \epsilon$	54.7	54.7	54.7	54.7	54.7	54.7	54.7	54.7	54.7	
$\Delta \sigma \phi$	246.6	175.7	304.4	249.3	254.0	177.6	205.8	253.1	175.8	[MPa]
$\Delta \psi$	91.0	91.0	91.0	91.0	91.0	91.0	91.0	91.0	91.0	[MPa]
D*	1.070	1.068	1.070	1.070	1.070	1.068	1.068	1.070	1.068	
$\Delta \sigma$	366.7	301.0	420.8	369.2	373.7	302.8	329.0	372.8	301.1	[MPa]
ΔP	52.6	43.2	60.3	52.9	53.6	43.4	47.2	53.5	43.2	[kN]
$\Delta P, total$	5679	4662	6517	5718	5788	4690	5096	5773	4663	[kN]

PISO DE SUSTENTAÇÃO

Perdas por Acomodação das ancoragens:

O comprimento ω , para a viga V1 analisada é da ordem dos 15m. Apresentam-se nas tabelas seguintes os parâmetros de cálculo e respectivas perdas.

Tabela 12 – Parâmetros de cálculo para perdas por acomodação das ancoragens: V1

p	122.7 [kN/m]
ω	14.8 [m]
ΔL	5.0 [mm]
L	31.0 [m]

Tabela 13 – Perdas por acomodação das ancoragens : V1

	[kN]	[kN]	[kN]
Seção	P _{atrito}	ΔP	P _{reent}
1	37660	3630	34030
2	37556	3249	34306
3	37440	2869	34571
4	37324	2489	34835
5	37208	2108	35100
6	37093	1728	35365
7	36978	1348	35631
8	36864	967	35897
9	36361	587	35774
10	35824	206	35618
11	35713	0	35713
12	35603	0	35603
13	35077	0	35077
14	34599	0	34599
15	34491	0	34491
16	34385	0	34385
17	34278	0	34278
18	34172	0	34172
19	34066	0	34066
20	33961	0	33961
21	33856	0	33856

Perdas Progressivas:

Na Viga V1, para uma tensão média ao nível do cabo da ordem dos 7/8 MPa, o valor das perdas é da ordem dos 17%. Na tabela seguinte apresenta-se o cálculo para a seções definidas.

Tabela 14 – Perdas Progressivas: Viga V1

Seção	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	
Mcp	2041	5212	9970	14310	18232	21735	24820	27852	28717	29176	29229	28875	26110	23040	19574	15710	9941	5151	1974	[kNm]
Mpe	-11321	-16940	-22294	-28080	-33597	-39550	-45230	-50441	-51289	-51784	-51268	-49459	-43594	-38285	-32665	-27423	-21870	-16693	-11207	[kNm]
e	0.33	0.49	0.64	0.80	0.95	1.11	1.26	1.41	1.44	1.45	1.44	1.41	1.26	1.11	0.95	0.80	0.64	0.49	0.33	[m]
$\sigma_{c,p0g}$	4.8	5.2	5.5	5.9	6.4	7.1	7.8	8.5	8.6	8.7	8.5	8.1	7.2	6.6	6.0	5.6	5.4	5.1	4.8	[MPa]
σ_{p0}	1367.8	1367.8	1367.8	1367.8	1367.8	1367.8	1367.8	1367.8	1367.8	1367.8	1367.8	1367.8	1367.8	1367.8	1367.8	1367.8	1367.8	1367.8	1367.8	[MPa]
ϵ_{cs}	2.50E-04	2.50E-04	2.50E-04	2.50E-04	2.50E-04	2.50E-04	2.50E-04	2.50E-04	2.50E-04	2.50E-04	2.50E-04	2.50E-04	2.50E-04	2.50E-04	2.50E-04	2.50E-04	2.50E-04	2.50E-04	2.50E-04	
ϕ	2.75	2.75	2.75	2.75	2.75	2.75	2.75	2.75	2.75	2.75	2.75	2.75	2.75	2.75	2.75	2.75	2.75	2.75	2.75	
ψ_{1000}	2.6%	2.6%	2.6%	2.6%	2.6%	2.6%	2.6%	2.6%	2.6%	2.6%	2.6%	2.6%	2.6%	2.6%	2.6%	2.6%	2.6%	2.6%	2.6%	
ψ	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	
$\Delta\sigma\epsilon$	48.8	48.8	48.8	48.8	48.8	48.8	48.8	48.8	48.8	48.8	48.8	48.8	48.8	48.8	48.8	48.8	48.8	48.8	48.8	
$\Delta\sigma\phi$	74.2	79.8	84.3	90.7	97.9	108.1	119.8	131.0	132.0	132.7	130.5	124.4	110.3	100.5	91.9	86.0	82.5	78.6	73.5	[MPa]
$\Delta\psi$	91.0	91.0	91.0	91.0	91.0	91.0	91.0	91.0	91.0	91.0	91.0	91.0	91.0	91.0	91.0	91.0	91.0	91.0	91.0	[MPa]
D*	1.067	1.067	1.067	1.067	1.067	1.067	1.067	1.067	1.067	1.067	1.067	1.067	1.067	1.067	1.067	1.067	1.067	1.067	1.067	
$\Delta\sigma$	200.6	205.8	210.0	216.0	222.8	232.3	243.2	253.7	254.6	255.2	253.2	247.5	234.3	225.2	217.1	211.6	208.3	204.7	199.9	[MPa]
ΔP	28.8	29.5	30.1	31.0	31.9	33.3	34.9	36.4	36.5	36.6	36.3	35.5	33.6	32.3	31.1	30.3	29.9	29.3	28.7	[kN]
ΔP_{total}	5522	5665	5782	5947	6133	6396	6696	6986	7009	7027	6971	6813	6452	6200	5978	5825	5736	5635	5504	[kN]

COBERTURA

Perdas por Acomodação das ancoragens:

O comprimento de afetação das perdas por acomodação das ancoragens, na viga V4 é da ordem dos 13m e na viga V51 é da ordem dos 14m.

Tabela 15 – Parâmetros de cálculo para perdas por acomodação das ancoragens: V4

p	10.4 [kN/m]
ω	12.7 [m]
ΔL	5.0 [mm]
L	13.2 [m]

Tabela 16 – Perdas por acomodação das ancoragens : V4

	[MPa]	[kN]	[kN]	[kN]
Seção	σ_c	P_{atrito}	ΔP	P_{reent}
1	1368	2354	265	2089
2	1365	2348	237	2111
3	1361	2342	210	2132
4	1342	2309	182	2127
5	1331	2290	154	2136
6	1327	2284	127	2157
7	1324	2278	99	2178
8	1318	2268	72	2196
9	1299	2235	44	2191
10	1291	2222	17	2205
11	1288	2216	0	2216

Tabela 17 – Parâmetros de cálculo para perdas por acomodação das ancoragens: V51

p	12.7 [kN/m]
ω	14.1 [m]
ΔL	5.0 [mm]
L	19.0 [m]

Tabela 18 – Perdas por acomodação das ancoragens : V51

	[MPa]	[kN]	[kN]	[kN]
Seção	σ_c	P _{atrito}	ΔP	P _{reent}
1	1368	3531	358	3173
2	1359	3508	272	3236
3	1325	3420	186	3234
4	1316	3396	100	3297
5	1286	3320	14	3306
6	1274	3289	0	3289

Perdas Progressivas:

Para uma tensão da ordem dos 9MPa obtem-se perdas da ordem dos 20% para a viga V4. Na tabela seguinte apresenta-se o cálculo para a seções definidas.

Tabela 19 – Perdas Progressivas: Viga V4

Seção	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
M _{cp}	72	352	493	581	608	572	478	331	130	[kNm]
M _{pe}	-232	-469	-617	-641	-647	-654	-637	-482	-243	[kNm]
e	0.11	0.22	0.29	0.30	0.30	0.30	0.29	0.22	0.11	[m]
$\sigma_{c,p0g}$	7.7	8.1	8.5	7.8	7.7	8.2	9.2	8.6	7.8	[MPa]
σ_{p0}	1367.8	1367.8	1367.8	1367.8	1367.8	1367.8	1367.8	1367.8	1367.8	[MPa]
ϵ_{cs}	2.95E-04	2.95E-04	2.95E-04	2.95E-04	2.95E-04	2.95E-04	2.95E-04	2.95E-04	2.95E-04	
ϕ	3.34	3.34	3.34	3.34	3.34	3.34	3.34	3.34	3.34	
ψ_{1000}	2.6%	2.6%	2.6%	2.6%	2.6%	2.6%	2.6%	2.6%	2.6%	
ψ	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	
$\Delta\sigma\epsilon$	57.4	57.4	57.4	57.4	57.4	57.4	57.4	57.4	57.4	
$\Delta\sigma\phi$	144.0	151.3	158.6	145.8	142.5	153.3	170.5	160.5	145.9	[MPa]
$\Delta\psi$	91.0	91.0	91.0	91.0	91.0	91.0	91.0	91.0	91.0	[MPa]
D*	1.075	1.078	1.081	1.081	1.081	1.081	1.081	1.078	1.075	
$\Delta\sigma$	272.1	278.1	284.1	272.1	269.1	279.0	295.1	286.6	273.9	[MPa]
ΔP	39.0	39.9	40.7	39.0	38.6	40.0	42.3	41.1	39.3	[kN]
ΔP_{total}	468	478	489	468	463	480	508	493	471	[kN]

Para o caso da viga V51, estas apresentam tensões de compressão ao nível do cabo altas, da ordem dos 15 a 20 MPa, refletindo-se na perda de força de protensão. Este valor é elevado e deve-se à necessidade de garantir um controlo adequado dos deslocamentos verticais, mantendo uma inclinação o mais constante possível.

As perdas progressivas para estes casos são da ordem dos 30%.

Tabela 20 – Perdas Progressivas: Viga V51

Seção	2	3	4	5	
Mcp	636	907	1062	369	[kNm]
Mpe	-1036	-1293	-1319	-1058	[kNm]
e	0.32	0.40	0.40	0.32	[m]
$\sigma_{c,p0g}$	15.9	17.0	15.1	20.8	[MPa]
σ_{p0}	1367.8	1367.8	1367.8	1367.8	[MPa]
ϵ_{cs}	2.95E-04	2.95E-04	2.95E-04	2.95E-04	
ϕ	3.34	3.34	3.34	3.34	
ψ_{1000}	2.6%	2.6%	2.6%	2.6%	
ψ	0.06	0.06	0.06	0.06	
$\Delta\sigma\epsilon$	57.4	57.4	57.4	57.4	
$\Delta\sigma\phi$	295.7	315.4	280.8	387.4	[MPa]
$\Delta\psi$	91.0	91.0	91.0	91.0	[MPa]
D*	1.082	1.087	1.087	1.082	
$\Delta\sigma$	410.3	426.5	394.7	495.1	[MPa]
ΔP	58.8	61.2	56.6	71.0	[kN]
ΔP_{total}	1059	1101	1019	1278	

Realizadas estas análises representativas das perdas por acomodação das ancoragens e progressivas, representativas do tipo de viga e tipo de cabos, conclui-se que para a generalidade dos cabos adotados, a ordem de grandeza dos resultados é idêntica e, por isso, dentro dos parâmetros assumidos em projeto.

Note-se que algumas das perdas são um pouco superiores ao expetável, uma vez que, de uma forma conservativa, assumiu-se que a totalidade da protensão se encontra instalada na viga, o que não corresponde exatamente à realidade pois parte da protensão encontra-se efetivamente dispersa na laje.

4.3. LAJE DOS PISOS

Estados Limites de Serviço: Controle da deformação

Para a verificação em serviço do estado limite de deformações excessivas foi considerada a combinação quase permanente. Adotou-se como critério, limitar o deslocamento a $l/250$, tal como previsto na NBR, tendo presente que as deformações numa obra deste tipo deverão ser, em geral, inferiores a estes limites.

Como é de conhecimento geral, a modelação dos elementos frame e de shell no programa de elementos finitos SAP2000 é realizada, em geral, ao mesmo nível do eixo da viga. Assim, a inércia do conjunto viga + laje que se obtém corresponde a uma estimativa inferior da inércia real. No entanto, dada a relevância do 1º pavimento, devido aos maiores vãos livres, assumiu-se como opção de modelação, as vigas modeladas de forma a tirarem partido da inércia como viga T, portanto mais realista e, diga-se, mais favorável, para efeitos de análise das frequências de vibração e deformações verticais.

Ilustra-se na figura abaixo a opção de modelação.

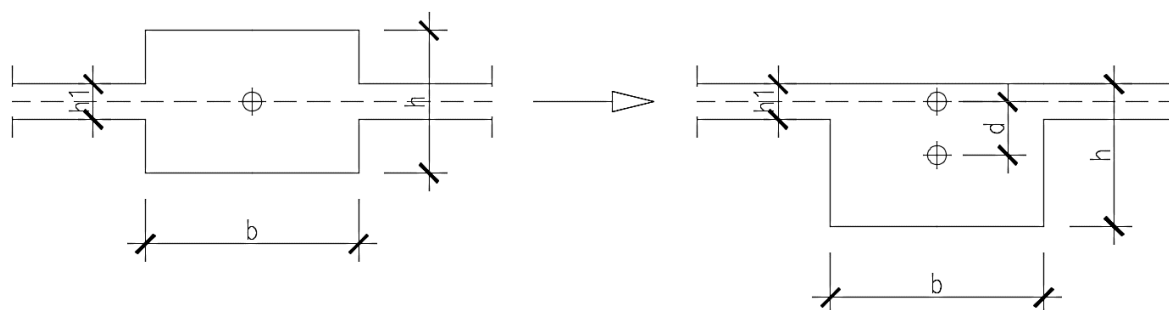


Figura 27 – Modelação dos elementos de laje e viga ao eixo (esquerda); Modelação adotada no modelo do piso 1 para os elementos de laje e viga.

Para o 2º pavimento, nomeadamente a zona da arquibancada tomou-se a mesma opção de modelação nas vigas paredes.

Esta opção de modelação foi realizada através da opção “insertion point” presente no SAP2000, que permite deslocar o centro de gravidade de uma peça para a posição pretendida.

Piso do Subsolo

Apesar das lajes e vigas do piso do subsolo estarem em contato direto com o solo, estes elementos foram dimensionados como elementos resistentes uma vez o solo é composto por aterros não consolidados e com qualidades resistentes muito baixas.

Optou-se por não modelar explicitamente as lajes no modelo global da estrutura e assim, criando-se modelos planos e recorrendo à Teoria da Plasticidade, aplicou-se o método das bandas (método estático), com critério de distribuição de cargas associado ao comportamento elástico, para verificação de segurança para verificação de segurança. Para tal, analisam-se 3 lajes que se consideram lajes típicas e representativas das restantes lajes do piso, pelo que as conclusões a retirar destas lajes podem ser aplicadas as demais lajes do piso.

Nas figuras abaixo identificam-se as lajes analisadas e apresenta-se um esquema de aplicação do método das bandas à laje L10, a título de exemplo, especificando os coeficientes de repartição das cargas em ambas as direções.

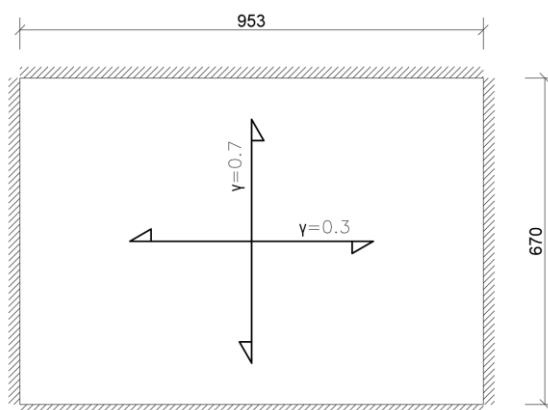


Figura 28 – Aplicação do método das bandas à laje L10

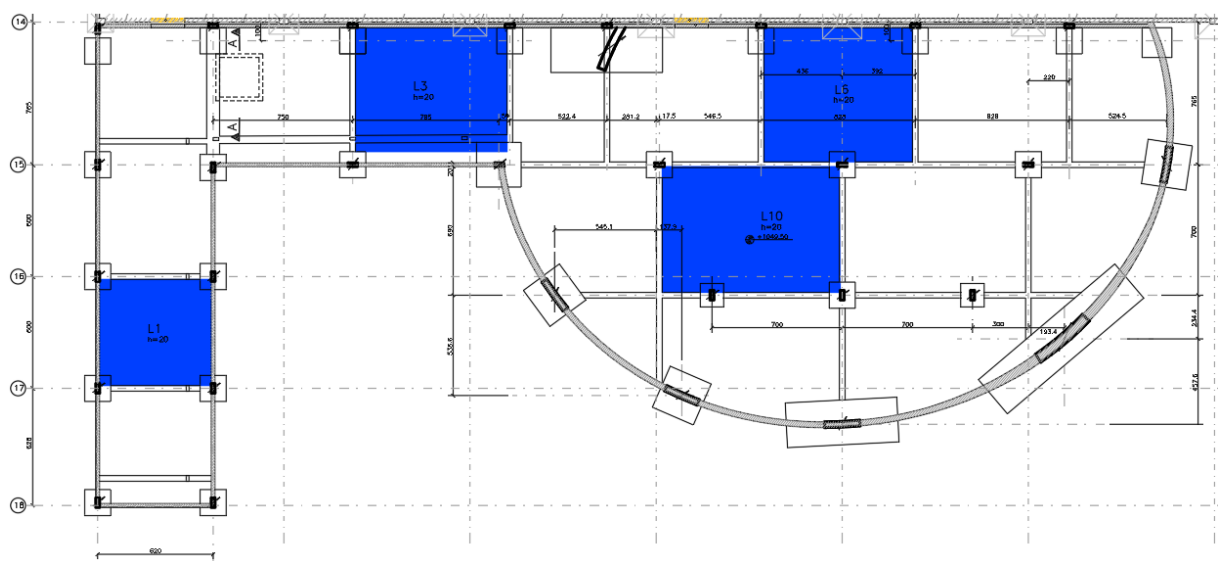


Figura 29 – Identificação das lajes em análise

Nas tabelas seguintes apresenta-se a verificação de segurança. Os esforços de dimensionamento foram calculados com base na combinação última C1.

Tabela 21 – Esforços de dimensionamento das lajes em análise

Laje	$m_{x,sd}^+$ [kNm/m]	$m_{x,sd}^-$ [kNm/m]	$m_{y,sd}^+$ [kNm/m]	$m_{y,sd}^-$ [kNm/m]	V_x [kN/m]	V_y [kN/m]
L1	27	0	8	16	18	17
L3	20	40	32	0	18	29
L6	27	-53	35	-64	40	36
L10	23	-45	21	-51	28	46

Na tabela seguinte apresentam-se os esforços resistentes devido à pormenorização de armaduras adotada.

Tabela 22 – Esforços resistentes de flexão das lajes em análise

Laje	$m_{x,Rd}^+$ [kNm/m]	$m_{x,Rd}^-$ [kNm/m]	$m_{y,Rd}^+$ [kNm/m]	$m_{y,Rd}^-$ [kNm/m]
L1	35	-28	24	-28
L3	35	-58	35	-43
L6	35	-58	35	-83
L10	35	-58	35	-58 / -83

A resistência da laje ao esforço cortante ($h=20\text{cm}$) é 137 kNm/m.

Verifica-se assim, que as armaduras adotadas garantem a segurança à rotura segundo a NBR 6118:2014.

Piso Térreo

Nas figuras seguintes ilustram-se as deformadas verticais para a laje do piso térreo, tomando um comportamento elástico, para a **combinação quase permanente de serviço C2**.

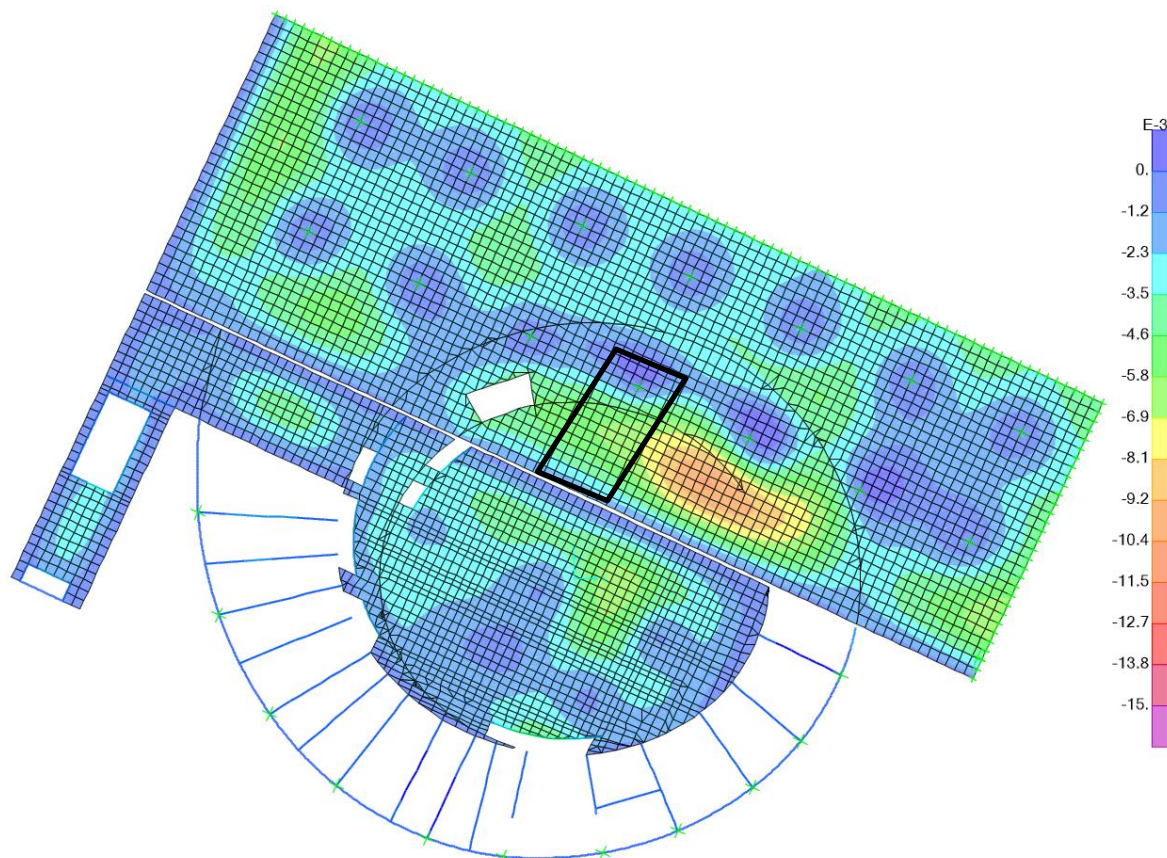


Figura 30 – Deformação do Piso Térreo: Combinação quase permanente C2 [m]; Identificação em planta da viga V60

As maiores deformações elásticas do térreo concentram-se na laje nervurada existente, no vão entre o pilar existente P222 e a parede PAR4 existente, da ordem dos 11 mm. Na zona a construir de novo, do bloco B, a maior deformação que se regista são 6.6mm na zona do vão.

Em relação à parede PAR2 na zona que arranca sobre a viga V60 existente, a deformação é da ordem dos 4.5mm. A protensão existente na viga revela ter alguma eficiência em termos de deformabilidade, anulando cerca de 20% da deformação devido às cargas quase permanentes ($\delta_{\text{Protensão}} = 1.4\text{mm}$). Em relação às zonas de

laje maciça onde a parede PAR2 arranca, as deformações, em geral, não são superiores a 3.3mm.

Verifica-se também, que de uma forma geral os momentos máximos atuantes na laje nervurada do bloco B para a **combinação frequente de serviço C4**, (Figuras 3 e 4) são da ordem dos 15 kNm/m e nas faixas de 85 kNm/m e 145 kNm/m, respectivamente, nas regiões do vão e apoios. Pontualmente, regista-se um momento superior na laje sobre o pilar central P6 com um valor de cerca de 200 kNm/m. Apesar de se registarem esforços de flexão inferiores a 15 kNm/m na zona da laje nervurada, o valor de cálculo que se assume para comparação com o momento de fissuração da laje é 26 kNm/m, cujo valor ocorre na laje entre os alinhamentos E-F e 14-15, numa área muito localizada.

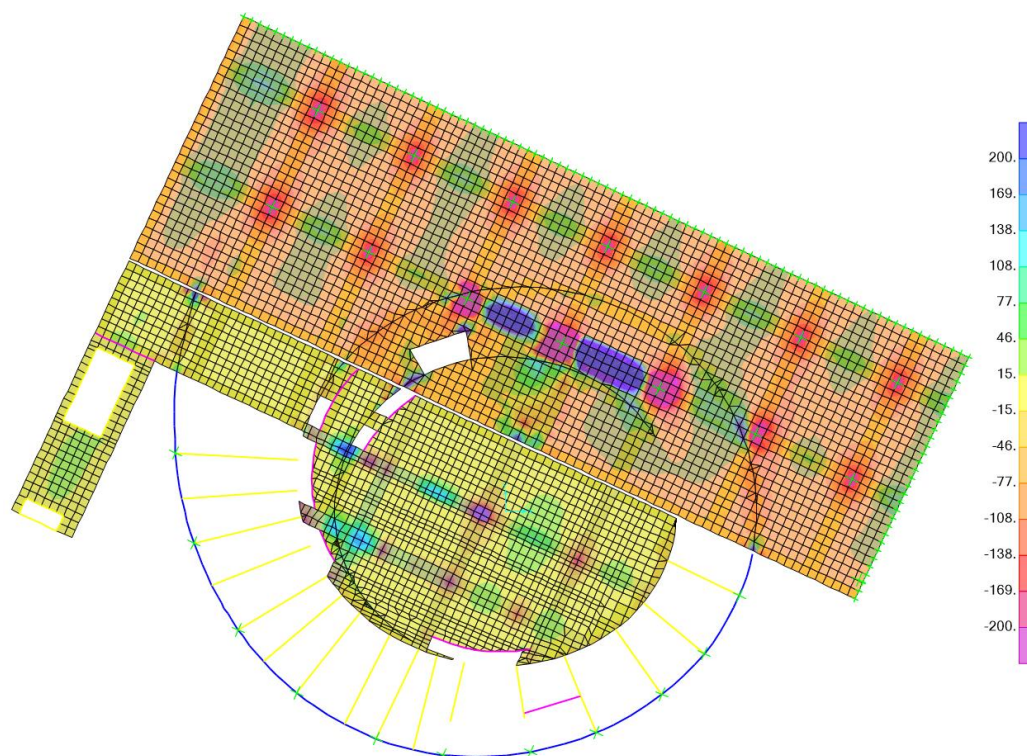


Figura 31 – Momentos Fletores [kNm/m] (m_{xx}) – Combinação frequente C4

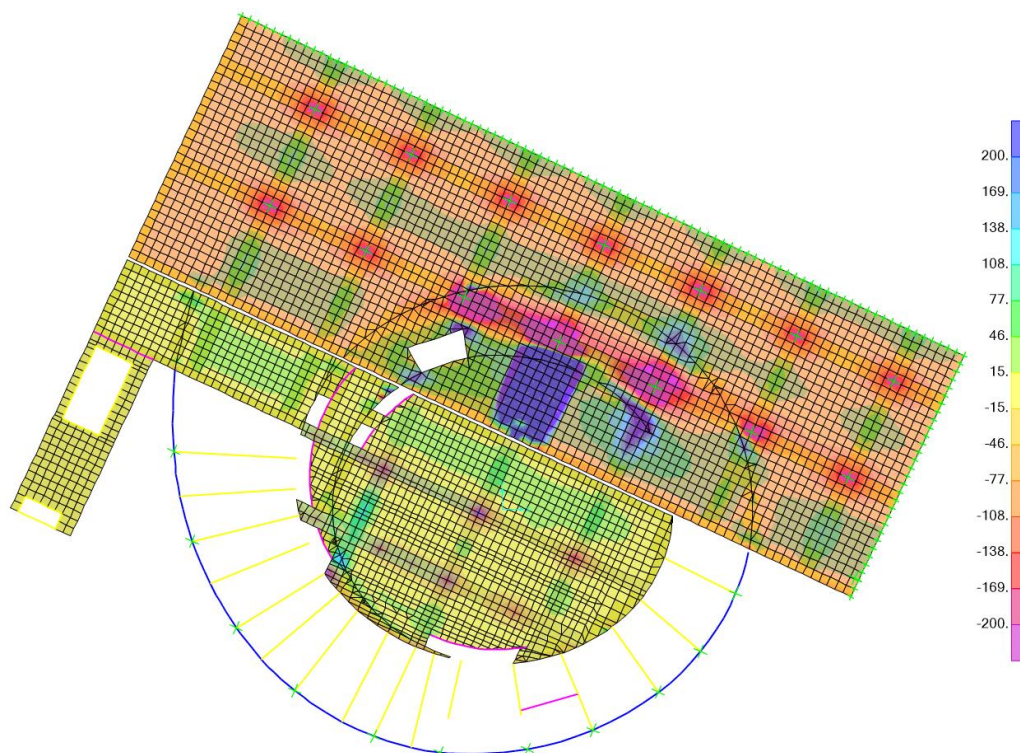


Figura 32 – Momentos Fletores [kNm/m] (m_{yy}) – Combinação frequente C4

Na tabela seguinte indicam-se os valores dos momentos de fissuração (M_{cr}) da laje nervurada e das faixas 2 a 8 do bloco B (ver desenhos), e da laje nervurada do bloco A existente.

Tabela 23 – Momentos de fissuração

Viga / Laje	M_{cr}^+ [kNm]	M_{cr}^- [kNm]
Laje nervurada $h=0.325$	17	-35
Laje nervurada $h=0.40$ (Bloco A)	26	-53
Faixa 2a	718	-488
Faixa 2b	93	-93
Faixa 3a	629	-606
Faixa 3b	122	-123
Faixa 4	120	-104
Faixa 5	120	-103
Faixa 6a	546	-492
Faixa 6b	93	-99
Faixa 7	93	-92
Faixa 8	91	-94

Em relação à zona da viga V60, o momento solicitante médio m_{yy} para a **combinação frequente de serviço C4** é cerca de 13500 kNm. O efeito da protensão produz um momento de sinal contrário de 9600 kNm, correspondente à parcela isostática da protensão. Assim, a tensão a que a viga estará sujeita para a combinação C4 é de cerca de -0.15MPa, pelo que a viga não deverá fissurar.

- Analisa-se de seguida, com maior detalhe, as deformações na laje a longo prazo. Foram definidos 4 alinhamentos para análise, que se identificam na figura abaixo.

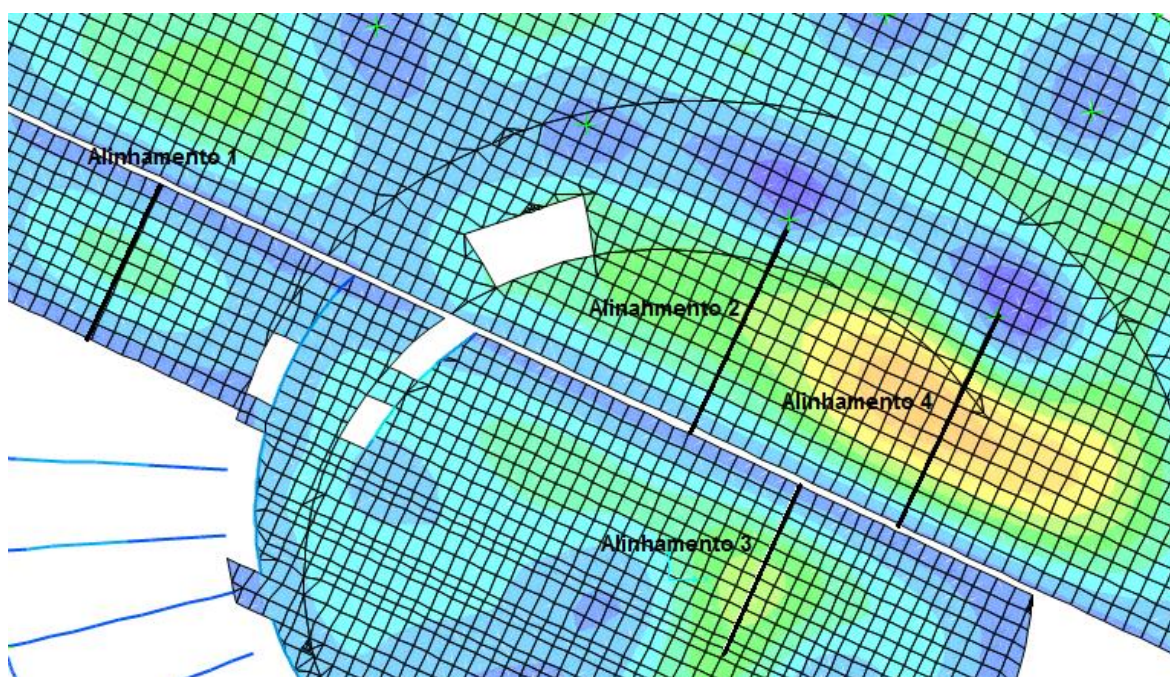


Figura 33 – Identificação dos alinhamentos em análise

Nas figuras seguintes apresentam-se as deformadas nos alinhamentos identificados.

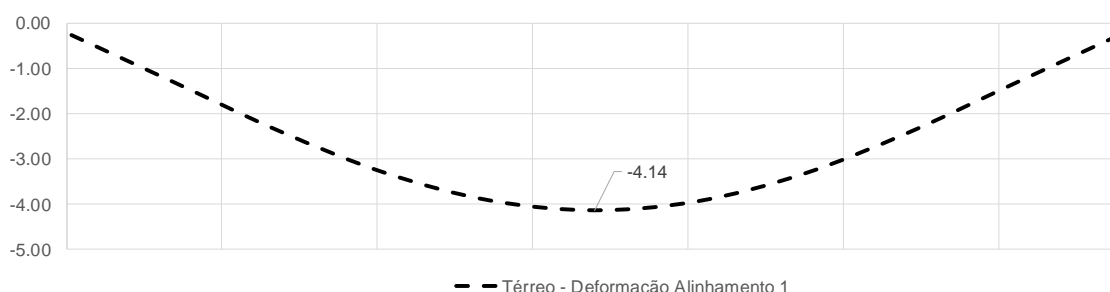


Figura 34 – Deformada no alinhamento 1 [mm]

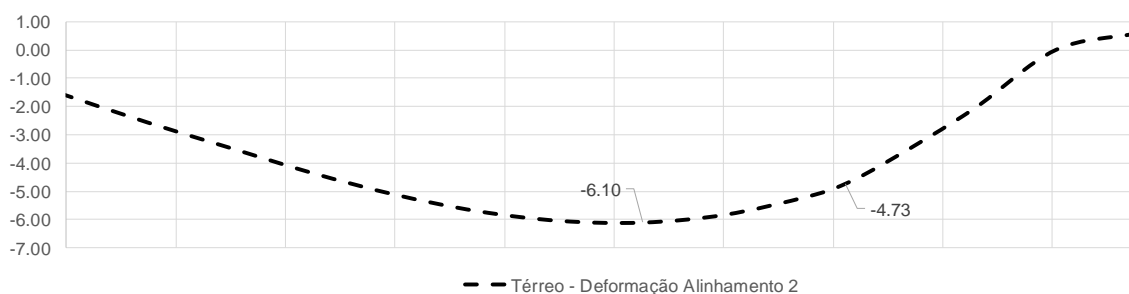


Figura 35 – Deformada no alinhamento 2 [mm]

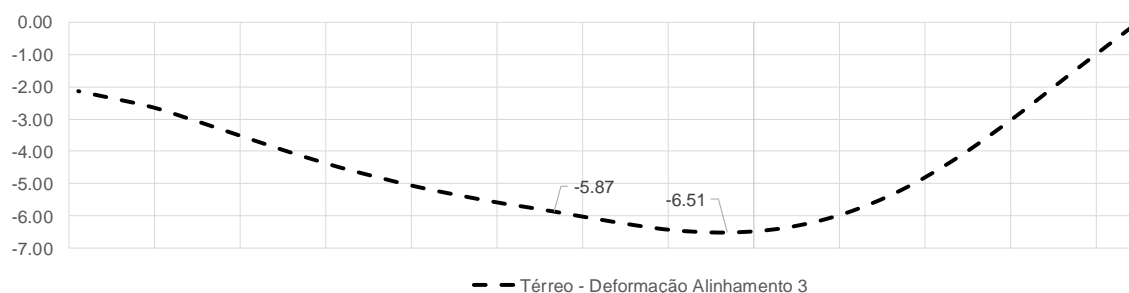


Figura 36 – Deformada no alinhamento 3 [mm]

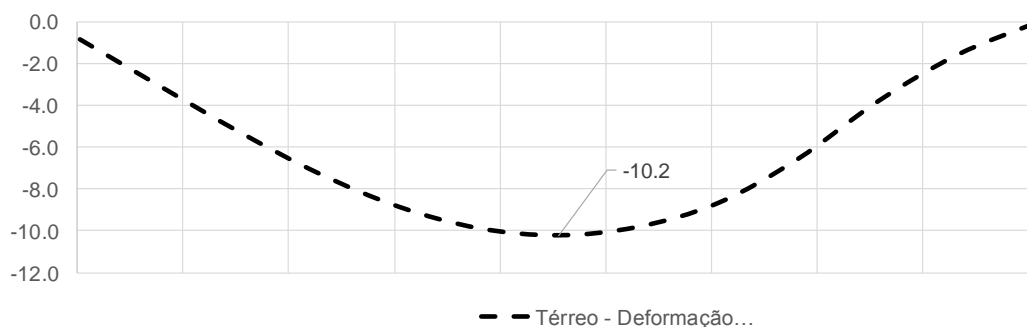


Figura 37 – Deformada no alinhamento 4 [mm]

Com base nas deformadas de cada alinhamento é assim possível definir a deformação relativa, e não o valor absoluto, descontado a deformação nas zonas de “apoio”.

Conforme confirmado anteriormente, por comparação entre o momento de fissuração e o momento para a combinação C4, considera-se que a probabilidade de fissuração das lajes nervuradas é baixa, pelo que a deformação diferida no tempo é avaliada da seguinte forma:

$$\delta(t=\infty) = \delta_{\text{elástico}} \times (1 + \varphi), \text{ onde } \varphi \text{ representa o coeficiente de fluência.}$$

Para o coeficiente de fluência adotou-se um valor usual de 2.5.

Tabela 24 – Deformada nos alinhamentos; Deslocamentos a longo prazo

Zona da laje do piso térreo	$\delta_{\text{elástico}}$ [mm]	$\delta (t=\infty)$ [mm]	Deslocamento	Deslocamento limite ($l/250$) [mm]
Alinhamento 1	3.88	13.6	L/547	$7450/250 = 29.8$
Alinhamento 2	5.01	19.0	L/525	$10000/250 = 40$
Alinhamento 3	5.38	18.9	L/394	$7450/250 = 29.8$
Alinhamento 4	9.85	34.5	L/289	$10000/250 = 40$

É possível concluir que o deslocamento limite de $l/250$ não é excedido, com uma folga considerável, em nenhum vão da estrutura.

Assim, consideram-se satisfeitas, com folga suficiente as disposições normativas presentes na seção 13.3 da NBR 6118 para o deslocamento limite de $l/250$. Em relação às disposições normativas para o controle do deslocamento após a construção de paredes de alvenaria (incremento de deformação inferior a $l/500$), estas são poucas e os resultados obtidos mostram reserva suficiente, mesmo para esses casos.

Para a viga V60 não se prevê que se atinge o estado limite ELS – F, uma vez que não se prevê que ocorram trações para a combinações C4, mas caso ocorram estas serão certamente inferiores a f_{ct} , f .

Combinações Últimas (ELU)

Neste capítulo, do piso térreo, analisam-se as faixas e a laje nervurada do piso do bloco B.

Estado limite Último de Flexão

Neste capítulo apresenta-se a verificação da segurança da laje (laje nervurada e respectivas faixas) a construir no bloco B e a viga V60 existente.

Para a **combinação C1**, dos estados limites últimos, verifica-se, de uma forma geral que os momentos m_{xx} da laje oscilam entre 25 e 40 kNm/m na zona do vão e -30 kNm/m na zona das faixas. Na outra direção, os momentos m_{yy} na zona do vão variam entre 25 e 60 kNm/m e na zona das faixas os valores são da ordem dos -60 kNm/m. Em seguida, apresentam-se os diagramas de momentos para as lajes.

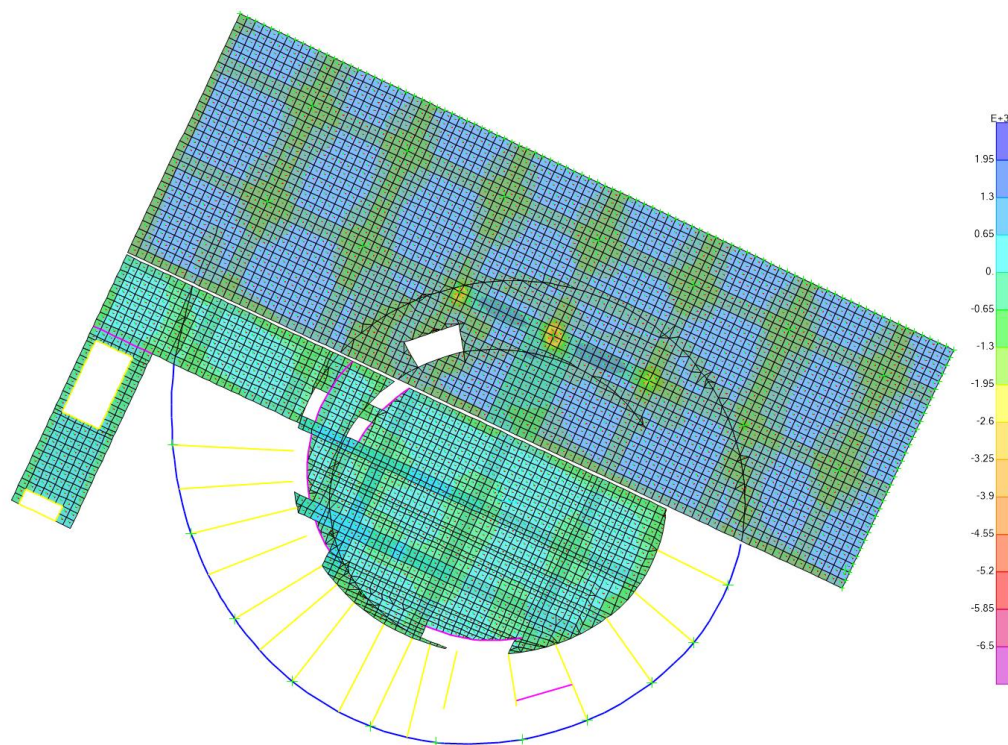


Figura 38 – Laje do Piso Térreo: Momentos Fletores [kNm/m] (m_{xx}) – Combinação C1

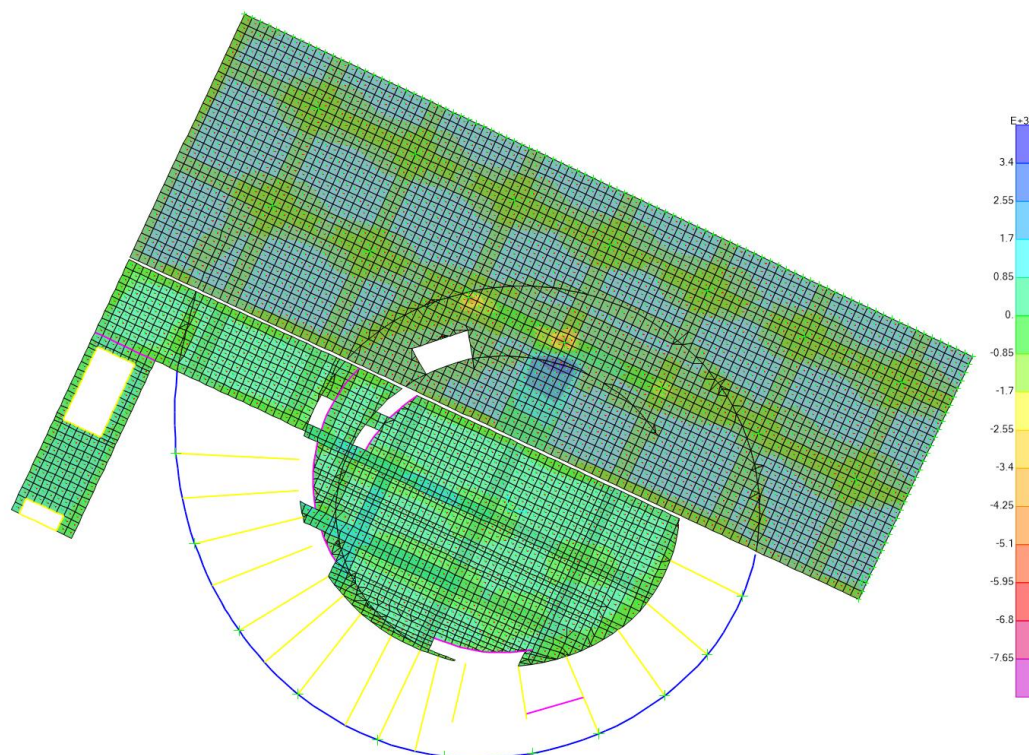


Figura 39 – Laje do Piso Térreo: Momentos Fletores [kNm/m] (m_{yy}) – Combinação C1

Na tabela abaixo apresenta-se os esforços máximos para os estados limites últimos de flexão, a armação considerada no projeto e o respectivo momento resistente, observando-se que a segurança se encontra verificada segundo a NBR 6118:2014.

Tabela 25 – Laje do Piso Térreo: Momentos fletores máximos solicitantes, armação adotada e resistência da secção

$m_{xx.sd}$ [kNm/m]	A_s , adotado [cm ² /m]	$m_{xx.Rd}$ [kNm/m]	$m_{yy.sd}$ [kNm/m]	A_s , adotado [cm ² /m]	$m_{yy.Rd}$ [kNm/m]
40	5.0 (2 Φ 16/nervura)	68	60	7.53 (3 Φ 16/nervura)	97
- 30	8.18 (Φ 12.5//0.15)	-95	-80	8.18 (Φ 12.5//0.15)	-95

Na tabela seguinte para as várias faixas acima referidas apresenta-se resumidamente a verificação da segurança segundo a NBR 6118:2014, observando-se que é garantida. Note-se que as faixas 2a,3a e 6a são protendidas.

Tabela 26 – Verificação de segurança aos momentos fletores

Viga	M_{Sd}^+ [kNm]	M_{Rd}^+ [kNm]	Verificação	M_{Sd}^- [kNm]	M_{Rd}^- [kNm]	Verificação
Faixa 2a	324	3049	OK	-570	-2320	OK
Faixa 2b	159	439	OK	-338	-599	OK
Faixa 3a	352	2334	OK	-432	-2868	OK
Faixa 3b	69	611	OK	-276	-522	OK
Faixa 4	73	476	OK	0	-306	OK
Faixa 5	99	476	OK	0	-306	OK
Faixa 6a	264	2241	OK	-433	-545	OK
Faixa 6b	80	437	OK	-478	-545	OK
Faixa 7	119	437	OK	-342	-353	OK
Faixa 8	146	372	OK	-371	-375	OK
V60	23000	32630	OK	0	-1785	OK

*Os valores dos momentos resistentes e atuantes estão apresentados para a secção total.

Estado Limite Último de Esforço Cortante

Confirmou-se que o esforço solicitante de cálculo (V_{Sd}), de uma forma geral, é sempre inferior à força cortante resistente da laje (V_{Rd1}), sendo esta calculada pela seguinte expressão:

$$VRd1 = [\tau_{Rd} k (1.2 + 40 \rho_1) + 0.15 \sigma_{cp}] b_w d$$

onde:

$$\tau_{Rd} = 0.25 f_{ctd} = 437.5 \text{ kN}$$

$$k = 1.6 - d = 1.45$$

Na figura seguinte ilustra-se o diagrama de esforço cortante na laje do piso térreo para as duas direções, longitudinal e transversal, em análise. Como referido, o valor atuante é inferior ao resistente, pelo que se pode prescindir de armadura transversal para resistir ao esforço cortante segundo a NBR 6118:2014.

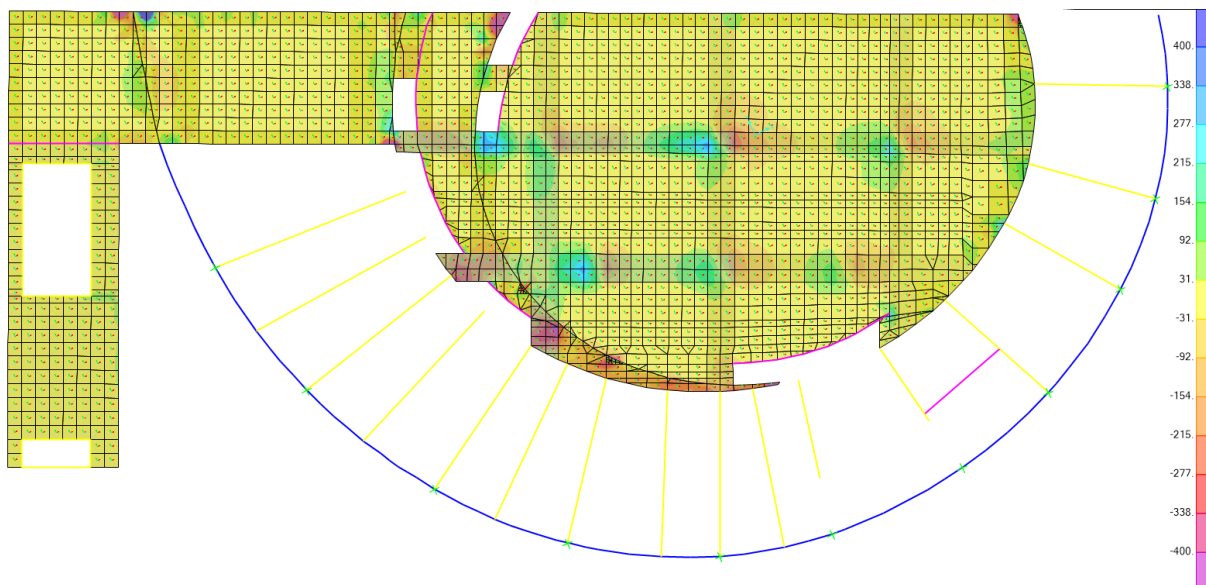


Figura 40 – Laje do Piso Térreo: Esforços cortantes – Combinação C1 [V13 (kN/m)]

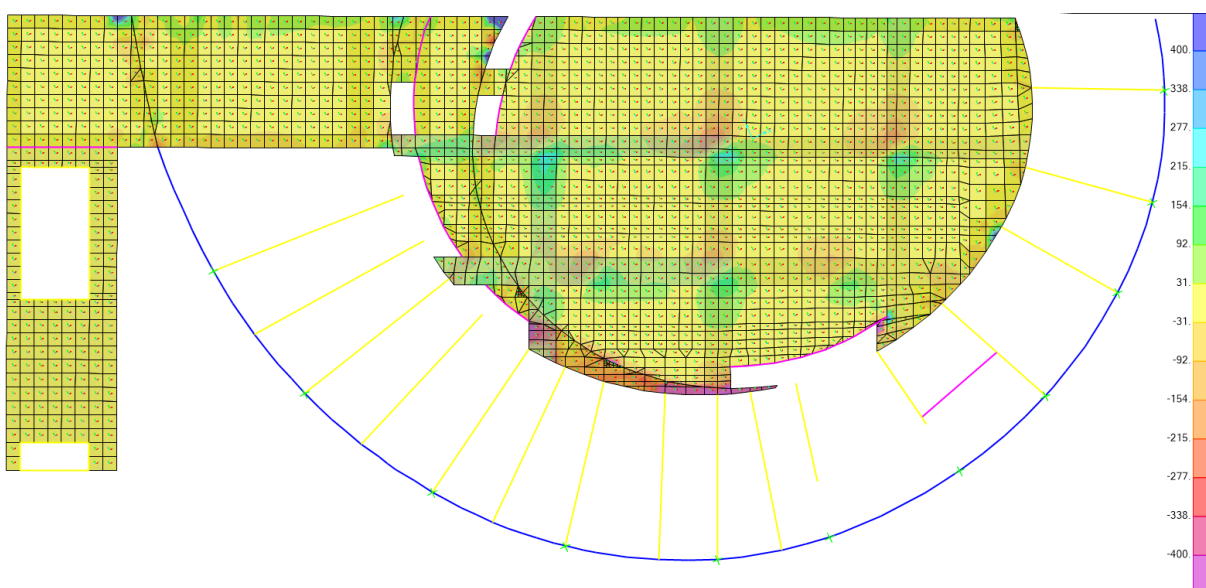


Figura 41 – Laje do Piso Térreo: Esforços cortantes – Combinação C1 [V23 (kN/m)]

Na tabela abaixo apresenta-se o valor do esforço cortante máximo, assim como o valor de da força cortante resistente de cálculo na zona da laje nervurada, observando-se que a segurança é verificada segundo a NBR 6118:2014.

Tabela 27 – Laje do Piso Térreo: Esforço cortante solicitante máximo e resistente

V _{Sd} [kN]	V _{Rd1} [kN]
40	221

Na tabela seguinte apresentam-se os resultados para as faixas do piso. A segurança está verificada segundo a NBR 6118:2014.

Tabela 28 – Verificação de segurança ao esforço cortante das faixas

Viga	V_{Sd} [kN]	V_c [kN]	V_{Rd2} [kN]	V_{Rd3} [kN]	$A_{sw/s}$ [cm ² /m]	Verificação
Faixa 2a	360	520	2781	2383	49.1	OK
Faixa 2b	265	397	2119	785	20.1	OK
Faixa 3a	400	830	4434	2693	49.1	OK
Faixa 3b	207	516	2759	1002	25.1	OK
Faixa 4	66	397	2119	1582	61.4	OK
Faixa 5	66	397	2119	1582	61.4	OK
Faixa 6a	384	594	3177	1205	16.1	OK
Faixa 6b	199	397	2119	1003	31.4	OK
Faixa 7	186	397	2119	882	25.1	OK
Faixa 8	146	397	2119	785	20.1	OK

Estado Limite Último de Punção

Neste capítulo avalia-se a resistência à punção da laje na área dos pilares P7 e P32.

Na tabela seguinte apresentam-se as ações de dimensionamento e os parâmetros necessários à verificação da laje à punção nomeadamente o perímetro crítico e a altura útil da laje.

h_{Laje} [cm]	d_{Laje} [cm]	$u(c')$ [m]	$u(c)$ [m]	$F_{Sd,PILAR 7}$ [kN]	$F_{Sd,PILAR 32}$ [kN]
32.5	28.5	4.96	1.40	1120	760

α_v	ρ [%]	f_{cd} [MPa]	τ_{Rd2} [KPa]	τ_{sd2} [KPa]	τ_{Rd1} [KPa]	V_{Rd1} [kN]	$F_{Sd,PILAR 7}$ [kN]
0.84	0.31	28.57	6480	2807	558.26	789	1120

Verifica-se que é necessário adotar armadura transversal para resistência à punção. Adotaram-se conetores do tipo “shear stud” de diâmetro $\Phi 10$. Apresenta-se disposição na figura seguinte. Foram garantidos os afastamentos regulamentares, sendo que a primeira camada se dispõe a uma distância $0.35d$ da face do pilar e a distância

entre conetores da mesma linha é igualmente de $0.35d$. A distância entre linhas de conetores é inferior a 25cm.

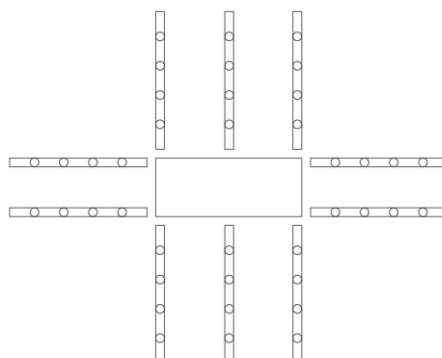


Figura 42 – Esquema da disposição dos conetores de punção

Na tabela seguinte apresentam-se os valores da força resistente, considerando a armadura transversal.

Nr (nº de conetores)	A_{sw} [cm²]	F_{ywd} [MPa]	Parcela concreto [kN]	Parcela A_{sw} [kN]	V_{Rd3} [kN]
40	31.6	300	600	948	1548

Verifica-se assim a resistência à punção para a faixa de laje na área do pilar P7. segundo a NBR 6118:2014

Para a faixa de laje na área do pilar P32, a resistência à punção no contorno C' é superior à tensão solicitante. No entanto, e de acordo com o estipulado na seção 19.5.3.5 na NBR 6118:2014, adota-se a mesma área de armadura de punção que foi adotada para a faixa em torno do pilar P7.

VIGA V60 EXISTENTE

Como referido no memorial descritivo, a viga V60 deverá receber uma parcela importante da carga das paredes pois está na prumada de transmissão do sistema de vigas da cobertura. Esta importante viga já está executada e a protensão encontra-se parcialmente aplicada. Os restantes cabos têm as cordoalhas colocadas dentro das bainhas, apresentando sinais de degradação que não inspiram confiança. Nestas

circunstâncias o seu estado precisa de ser verificado. Prevê-se, para isso, a retirada das cordoalhas após picagem e desencaxe das ancoragens dentro do concreto, como indicado na figura abaixo.

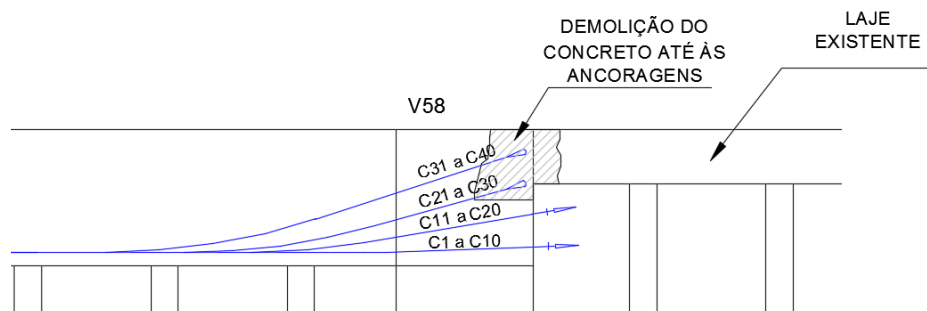


Figura 43 – Trecho da viga V60 e cabos de protensão

Por fim, deverá ser possível o aproveitamento das bainhas existentes e a substituição das cordoalhas.

No entanto, se, como parece ser o caso no local, a distribuição das ancoragens ativas e passivas não corresponderem ao desenho de projeto de protensão, a solução proposta pode ser inviável. Neste caso propõe-se uma solução alternativa, que não tira partido dos cabos não tensionados. A solução alternativa consiste em executar duas vigas laterais à viga V60, devidamente ligadas à estrutura existente, nas quais será aplicado a protensão restante que estaria prevista aplicar na viga V60, como indicado em esquema abaixo.

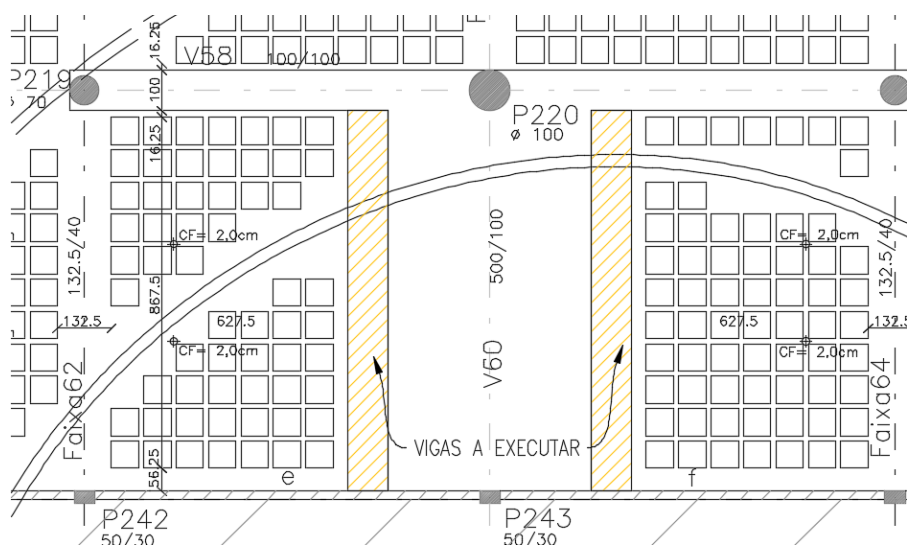


Figura 44 – Localização das vigas a executar

1º PAVIMENTO

Na figura seguinte ilustra-se a deformada vertical da laje do 1º pavimento para a **combinação quase-permanente de serviço C2** com inclusão do efeito da protensão.

Observa-se que as deformações são relativamente moderadas para o tipo de vãos em causa sendo que na zona à esquerda da planta são mesmo positivas, da ordem dos 1.5mm, com deformação máxima de 3.5mm.

Nas zonas inferior e superior da planta as deformações são insignificantes com um máximo de 3.3 mm.

Na zona central do 1º pavimento, com grande vão as deformações máximas variam de 6.5mm a 27.4mm da esquerda para a direita na planta.

Definem-se dois alinhamentos para análise em maior detalhe, identificados na deformada do piso, que correspondem aos alinhamentos das vigas V25 (alinhamento 1) e V27 (alinhamento 2), que se analisam na sequência desta análise.

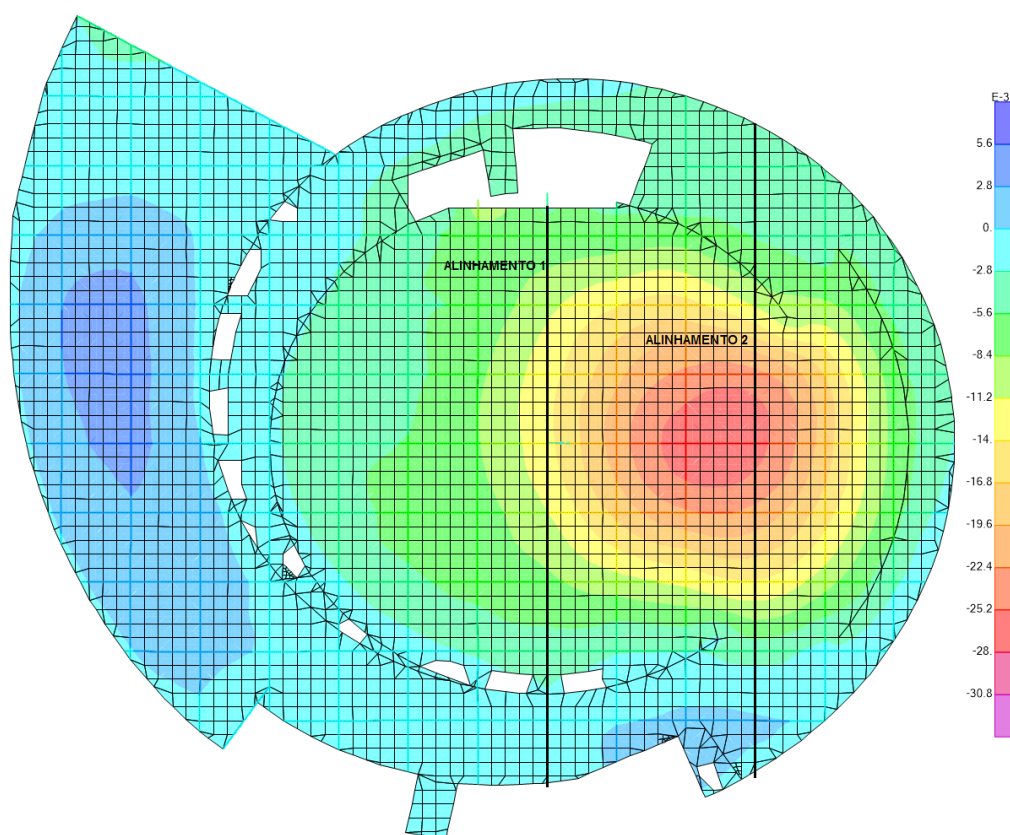


Figura 45 – Deformação do Piso 1: Combinação quase permanente C2 [m]

Verifica-se também, que de uma forma geral os momentos atuantes na laje ($h=15\text{cm}$) para a **combinação frequente C4** apresentam um valor máximo na área de maiores deformações (alinhamento 2, área central), da ordem dos 12 kNm/m e por isso inferior ao momento de fissuração, $M_{cr}=23\text{ kNm/m}$ (assumindo um esforço normal de compressão médio, devido à protensão, de 400 kN). Para tal ilustram-se nas figuras seguintes os momentos na laje do piso. Identificam-se diversos picos de esforços no contorno da laje do piso, que correspondem às forças de protensão induzidas pelos elementos tendon, que definem os cabos de protensão. Essas concentrações muito localizadas de esforços serão desprezadas em termos de análise global do comportamento da laje do piso.

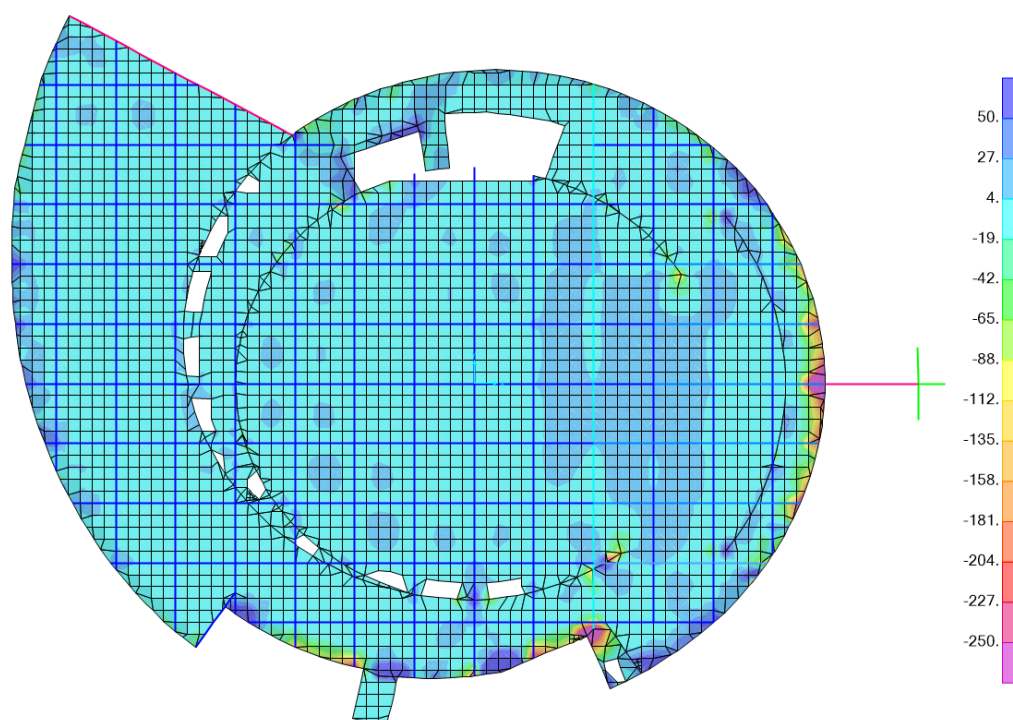


Figura 46 – Momentos Fletores [kNm/m] (m_{xx}) – Combinação Frequente de serviço C4

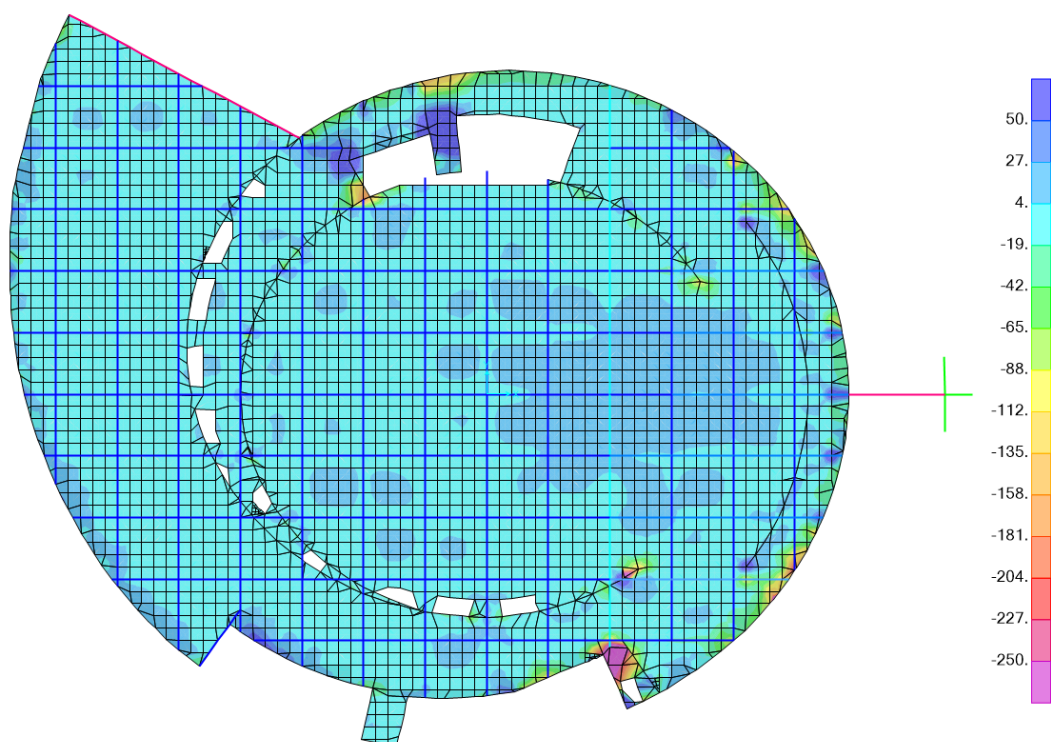


Figura 47 – Momentos Fletores [kNm/m] (m_{yy}) – Combinação Frequente de serviço C4

Na tabela abaixo apresentam-se os momentos de fissuração das vigas protendidas do piso

Viga	M_{cr}^+ [kNm]	M_{cr}^- [kNm]
V3	427	-506
V4	492	-612
V6	608	-917
V7	1449	-1840
V8	1499	-1984
V9	1425	-2097
V10	1287	-944
V11	1283	-1196
V12	1405	-1704
V14	521	-960
V15	788	-800
V17	460	-547
V18	454	-539
V19	409	-485
V20	401	-479
V21	595	-723
V22	770	-1009
V23	773	-925

Viga	M_{cr}^+ [kNm]	M_{cr}^- [kNm]
V25	740	-1027
V26	786	-922
V27	1851	-2859
V28	792	-970
V29	629	-960
V30	554	-667
V31	2621	-795

Desta forma, considera-se que a laje para a **combinação frequente C4 não se encontra fissurada** (estádio I), pelo que a deformação diferida no tempo é calculada da seguinte forma:

$\delta(t=\infty) = \delta_{elástico} \times (1 + \varphi)$, onde φ representa o coeficiente de fluência, para o qual se adoptou o valor usual de 2.5.

Nas figuras seguintes estão indicadas as deformadas dos alinhamentos referidos.

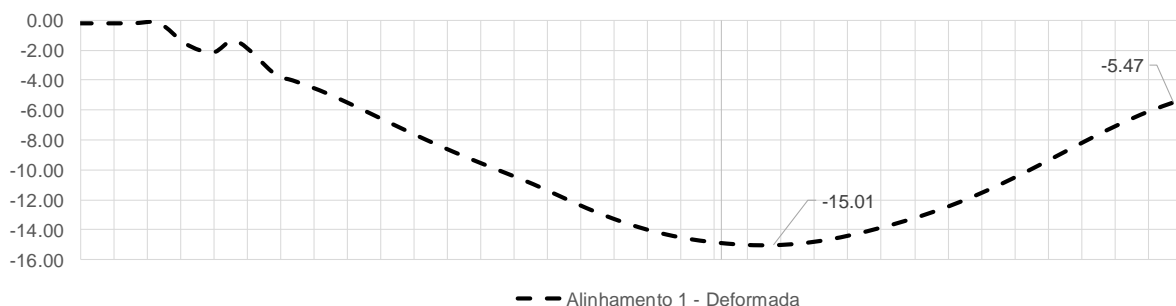


Figura 48 – Deformada no alinhamento 1 [mm]

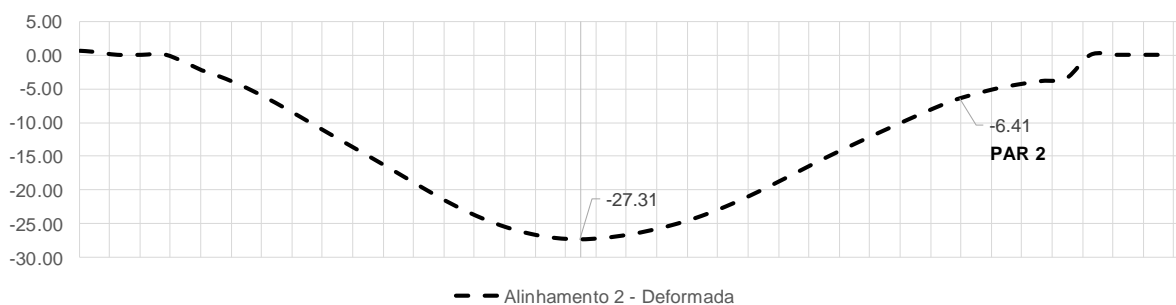


Figura 49 – Deformada no alinhamento 2 [mm]

Tabela 29 – Deformada nos alinhamentos; Deslocamentos a longo prazo

Zona da laje do piso térreo	$\delta_{\text{elástico}}$ [mm]	$\delta (t=\infty)$ [mm]	Deslocamento	Deslocamento limite ($l/250$)[mm]
Alinhamento 1	12.40	43.4	L/663	$28.8/250 = 115$
Alinhamento 2	23.0	80.5	L/313	$25.2/250 = 102$

É possível concluir que o deslocamento limite de $l/250$ não é excedido e não são expectáveis deslocamentos máximos inferiores à relação $L/300$, sendo que de uma forma bastante generalizada obtêm-se relações inferiores a $L/400$. Assim, consideram-se satisfeitas as disposições normativas presentes na seção 13.3 da NBR 6118 para o deslocamento limite de $l/250$. De uma forma geral as paredes de alvenaria concentram-se em zonas próximas das paredes estruturais, pelo que as disposições regulamentares estão satisfeitas.

Refira-se que a viga V31, onde se apoiara parte da passarela AB (em específico a viga V1 inferior da passarela), apresenta deformações elásticas para a combinação C2 da ordem dos 3mm. A viga V1 inferior da passarela, caso seja analisada sem o apoio efetivo no bloco B apresenta deformações da ordem dos 15 mm, como se verifica na figura abaixo. Assim, não existe risco de desnível entre estruturas, uma vez que a viga V1 da passarela apoiará na viga V31 do piso 1 do bloco B.

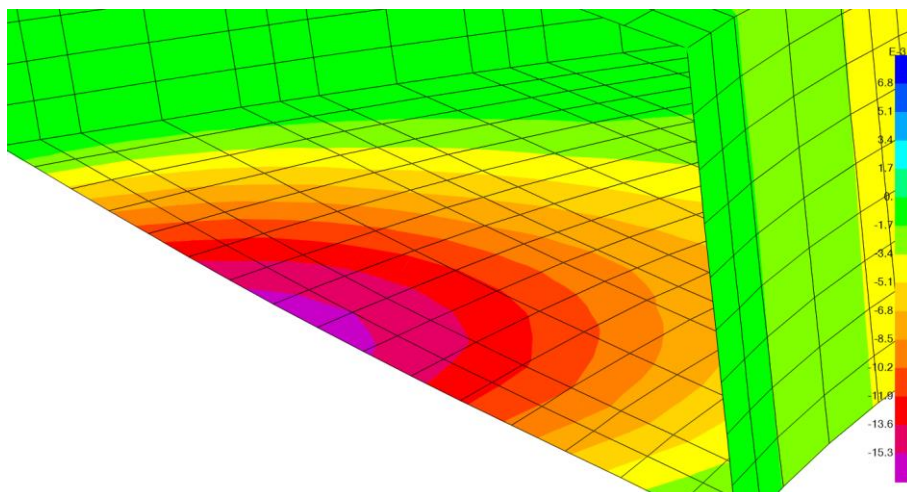


Figura 50 – Deformada vertical para a combinação C2 – Passarela AB

Apresentam-se, ainda, nas figuras seguintes as forças de membrana F11 e F22, onde se pode observar que de uma forma generalizada a laje encontra-se comprimida, registando-se valores na zona central de cerca de -400kN/m e na zona

mais a este de -900kN/m. Na direção y, correspondente às forças de membrana F22, observa-se uma zona de maior concentração de forças de compressão, correspondente à zona da viga V27, que possuem dimensões e níveis de protensão superiores às restantes vigas do piso.

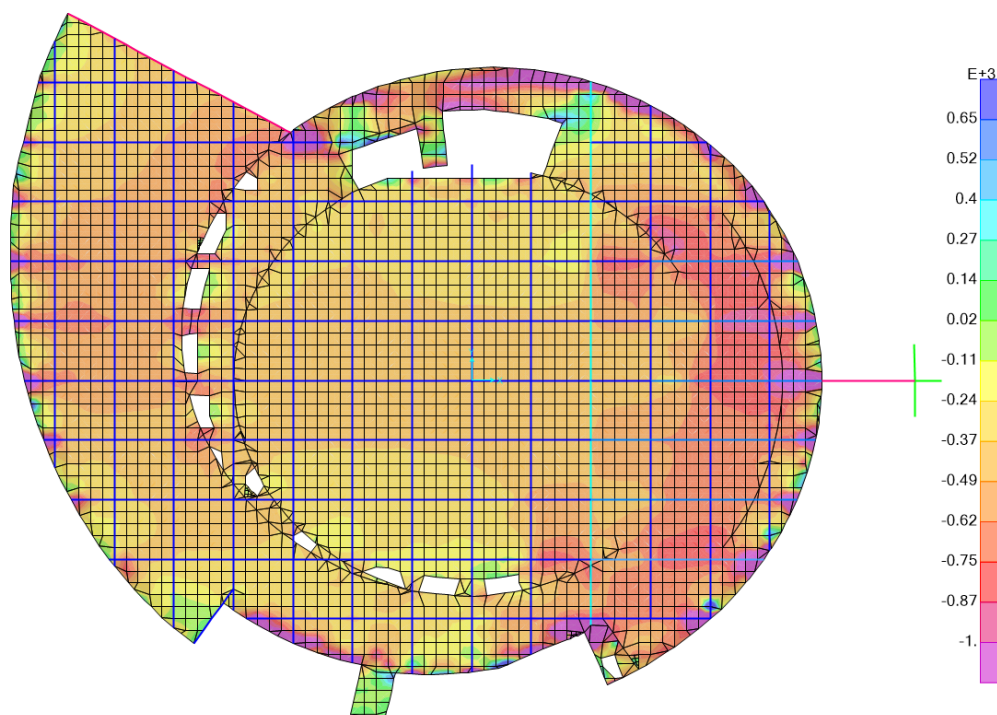


Figura 51 – Forças de membrana F11 [kN/m] – Combinação Frequente de serviço C4

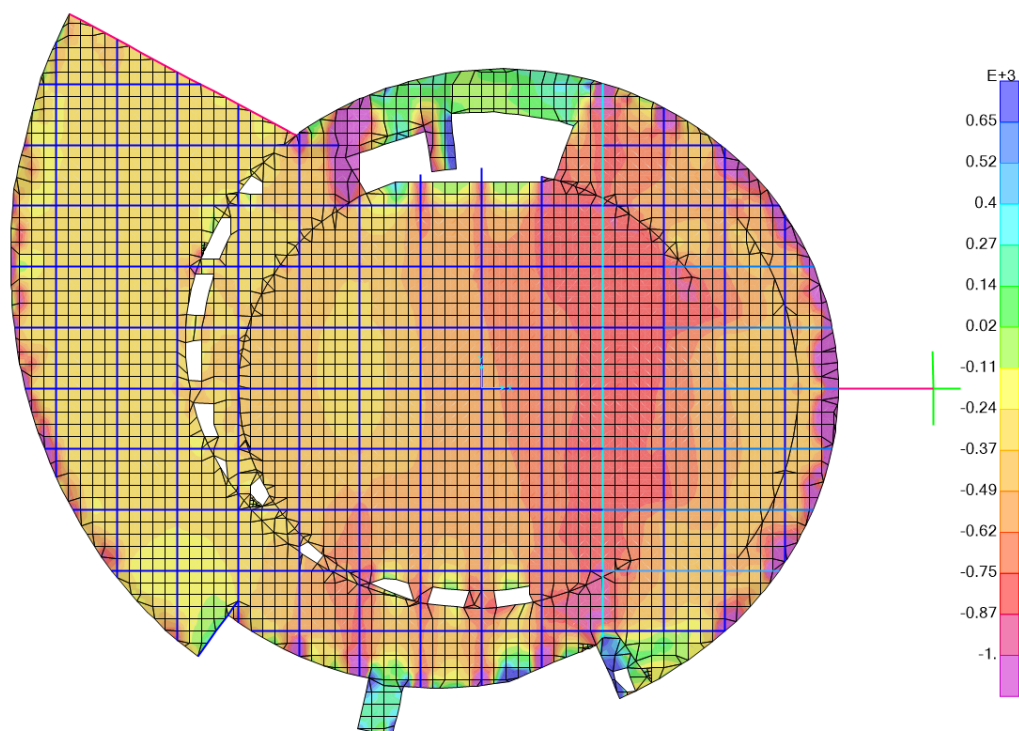


Figura 52 – Forças de membrana F22 [kN/m] – Combinação Frequente de serviço C

Combinações Últimas (ELU)

Neste capítulo, do 1º pavimento, analisam-se as lajes do piso.

Estado limite Último de Flexão

Para a **combinação última C1**, dos estados limites últimos, verifica-se, de uma forma geral que os momentos m_{xx} da laje oscilam entre 12 e 16 kNm/m na zona do vão e -entre -7 a -13 na zona da laje sobre as vigas. Na outra direção, os momentos m_{yy} na zona do vão variam entre 12 e 19 kNm/m e entre os -7 a -13 na zona das lajes sobre as vigas. Em seguida, apresentam-se os diagramas de momentos para as lajes.

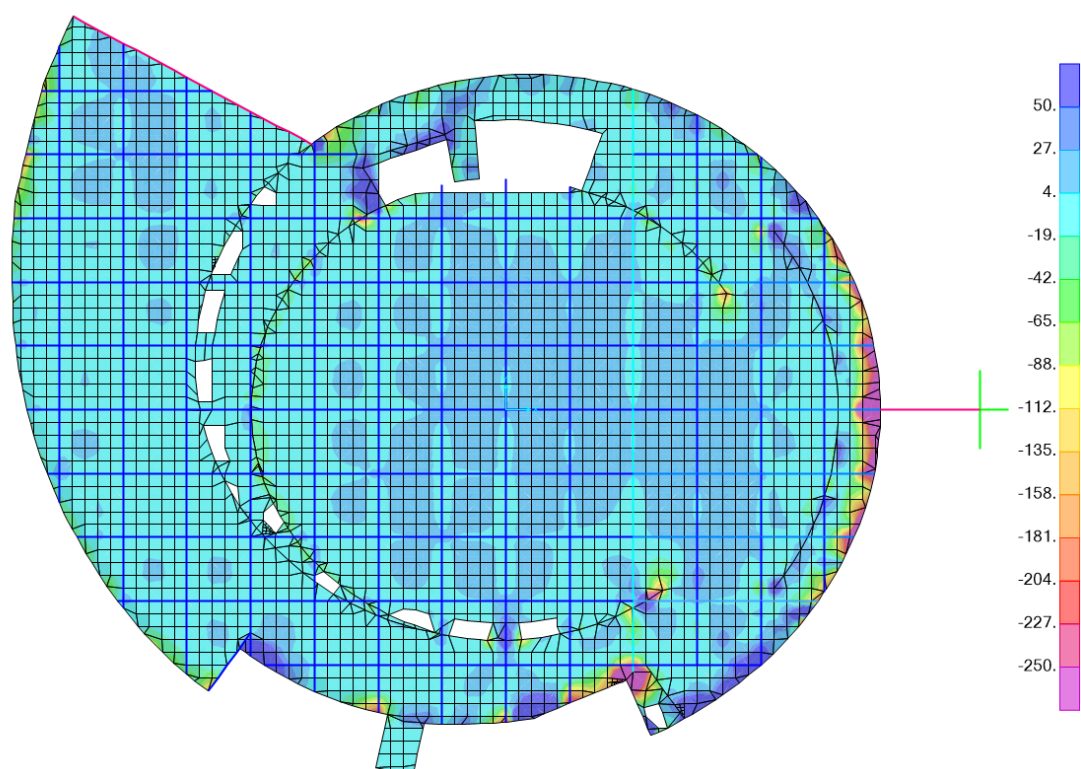


Figura 53 – Laje do Piso 1: Momentos Fletores [kNm/m] (m_{xx}) – Combinação Última C1

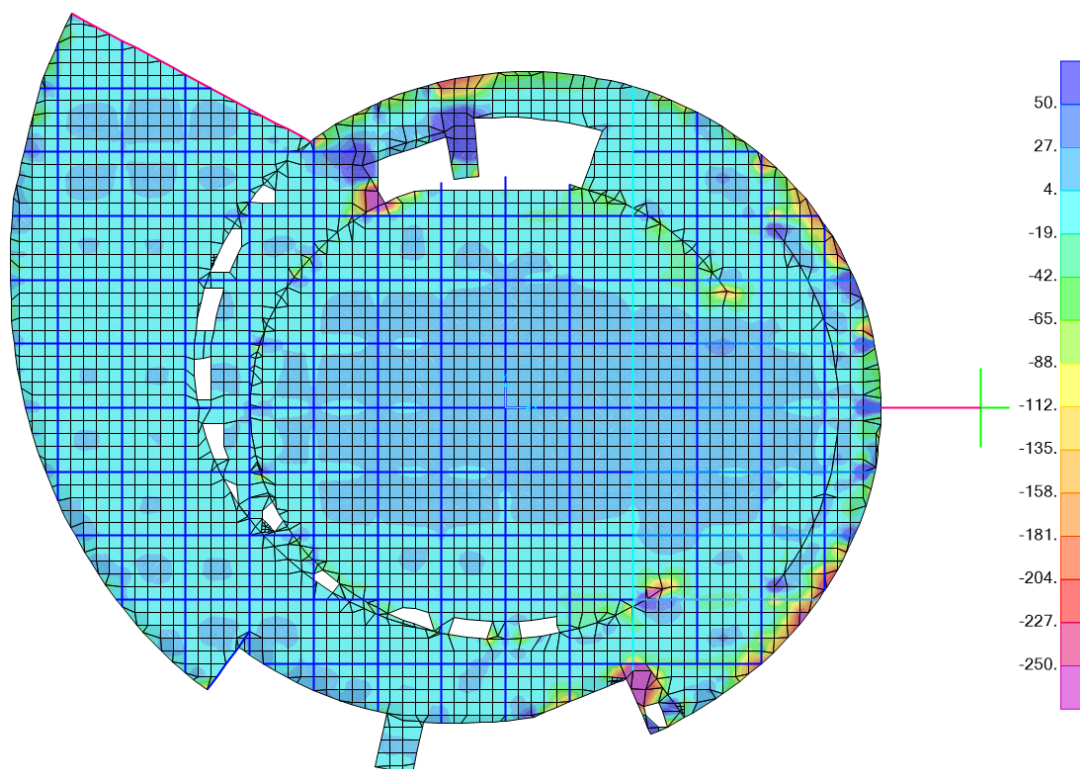


Figura 54 – Laje do Piso 1: Momentos Fletores [kNm/m] (m_{yy}) – Combinação Última C1

Na tabela abaixo apresenta-se os esforços máximos para os estados limites últimos de flexão, a armação considerada no projeto e o respectivo momento resistente, observando-se que a segurança se encontra verificada. Note-se que a protensão foi considerado do lado da ação.

De uma forma geral, as forças de membrana F11 e F22 para a combinação C1 são superiores a 380 kN/m.

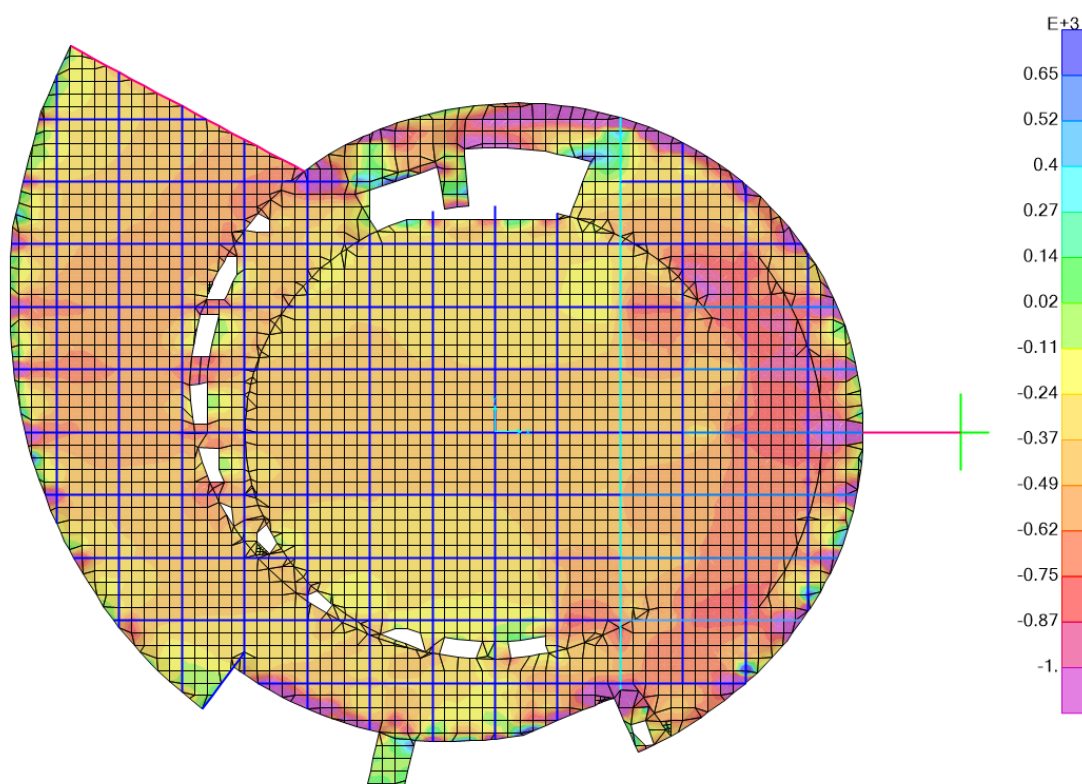


Figura 55 - Forças de membrana F11 [kN/m] – Combinação última C1

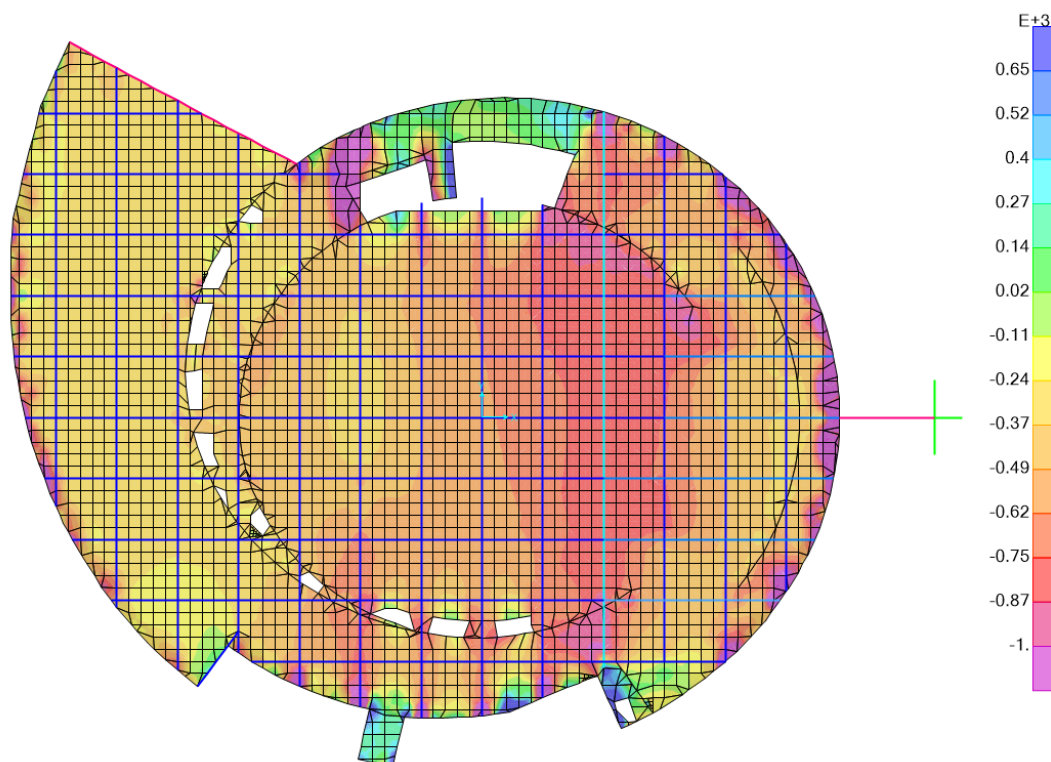


Figura 56 – Forças de membrana F22 [kN/m] – Combinação última C1

Assim, tirando partido do esforço axial a que as lajes estão sujeitas, devido à protensão do piso, conclui-se que, em termos normativos, as lajes apenas necessitam da armadura mínima, uma vez que a seção se encontra totalmente comprimida. A armadura mínima regulamentar para uma laje de 0.15m é obtido pelo dimensionamento da seção a um momento mínimo $M_{d,min}$ (seção 17.3.5.2.1), cujo valor resultante é $2.67 \text{ cm}^2/\text{m}$ (superior a uma taxa mínima de 0.15%).

Tabela 30 – Laje do Piso 1: Momento máximo atuante; Armaduras mínimas e armaduras adotadas

m_{sd} [kNm/m]	$F_{T, Sd}$ (= m_{sd}/z) [kNm/m]	N_{PE} [kNm/m]	$\rho_{vão} [\%] / A_s$ [cm ² /m]	$A_{s/s} \text{ vão, adotado}$ [cm ² /m]	$\rho_{apoio} [\%] / A_s$ [cm ² /m]	$A_{s/s} \text{ apoio, adotado}$ [cm ² /m]
19	176	380	$>0.67 \cdot \rho_{min} / 1.81$	2.07 ($\Phi 6.3/0.15$)	$>\rho_{min} / 2.67$	3.35 ($\Phi 8/0.15$)

Estado Limite Último de Esforço Cortante

Confirmou-se que o esforço solicitante de cálculo (V_{sd}), de uma forma geral, é sempre inferior à força cortante resistente da laje (V_{Rd1}), sendo esta calculada pela seguinte expressão:

$$VRd1 = [\tau_{Rd} k (1.2 + 40 \rho_1) + 0.15 \sigma_{cp}] b_w d$$

onde:

$$\tau_{Rd} = 0.25 f_{ctd} = 437.5 \text{ kN}$$

$$k = 1.6 - d = 1.45$$

$$N = -380 \text{ kN/m}$$

Na figura seguinte ilustra-se o diagrama de esforço cortante na laje do piso térreo para as duas direções, longitudinal e transversal, em análise. Como referido, o valor atuante é inferior ao resistente, pelo que se pode prescindir de armadura transversal para resistir ao esforço cortante.

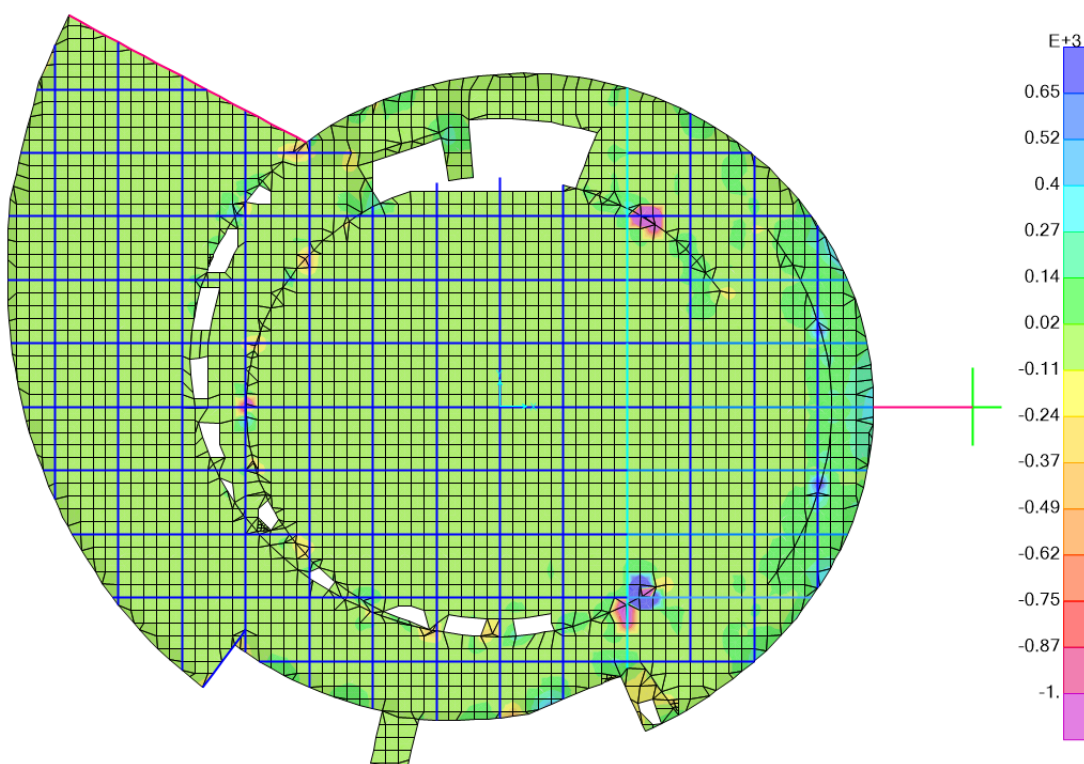


Figura 57 – Laje do Piso 1: Esforços cortantes – Combinação C1 [V13 (kN/m)]

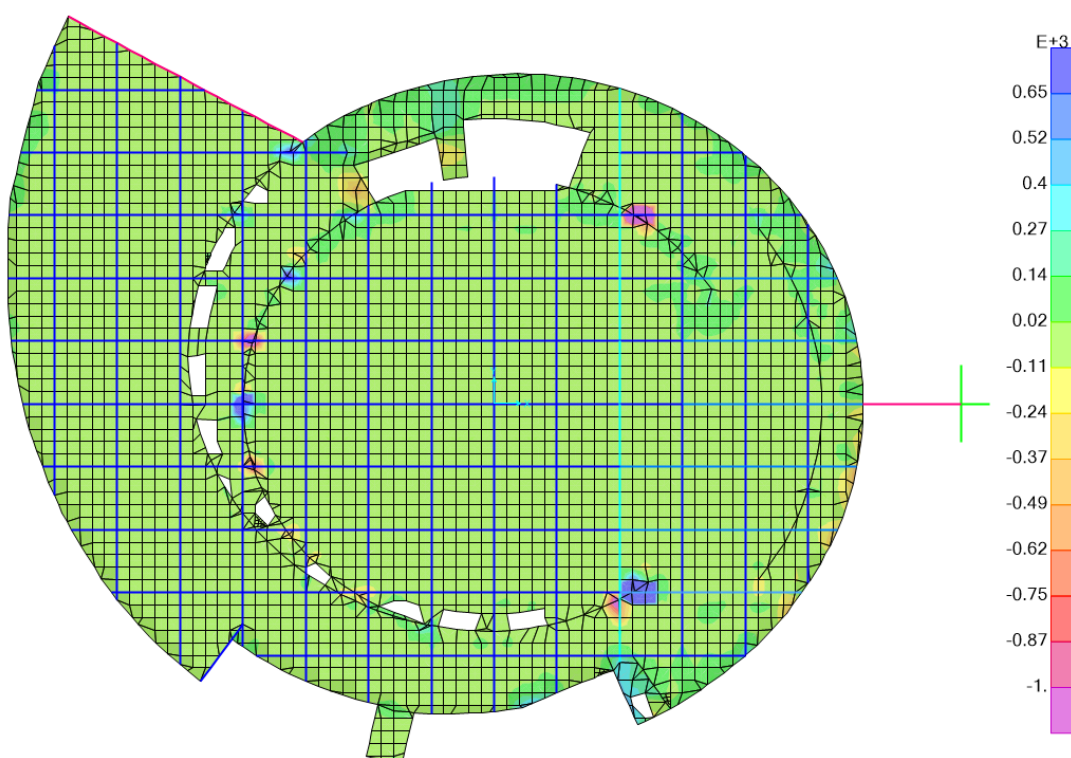


Figura 58 – Laje do Piso 1: Esforços cortantes – Combinação C1 [V23 (kN/m)]

Na tabela abaixo apresenta-se o valor do esforço cortante máximo, assim como o valor da força cortante resistente de cálculo na zona da laje nervurada, verificando-se a segurança segundo a NBR 6118:2014.

Tabela 31 – Laje do Piso 1: Esforço cortante solicitante máximo e resistente

V_{Sd} [kN/m]	V_{Rd1} [kN/m]
20	146

2º PAVIMENTO DA ARQUIBANCADA

Como mencionado na introdução do presente capítulo, foram tomadas opções de modelação de forma a caracterizar da melhor forma o comportamento deste piso. Importa referir que a deformação global deste piso é influenciada pelas deformações do piso 1 e ainda pelas deformações axiais da própria parede 2. Assim, é importante clarificar que a análise da deformação do piso deve contemplar as deformações relativas e não as que resultam das deformações absolutas.

Ilustra-se de seguida a deformada do piso para a **combinação quase permanente de serviço C2** (Fig. 22). De uma forma geral, observa-se que o piso apresenta deformações absolutas que na zona central da arquibancada tem valores da ordem dos 12mm, com um máximo na zona em balanço de 24mm.

De forma a caracterizar as deformações elásticas relativas, definiram-se os alinhamentos que se representam seguidamente dos alinhamentos 1 e 4 (ver fig.22).

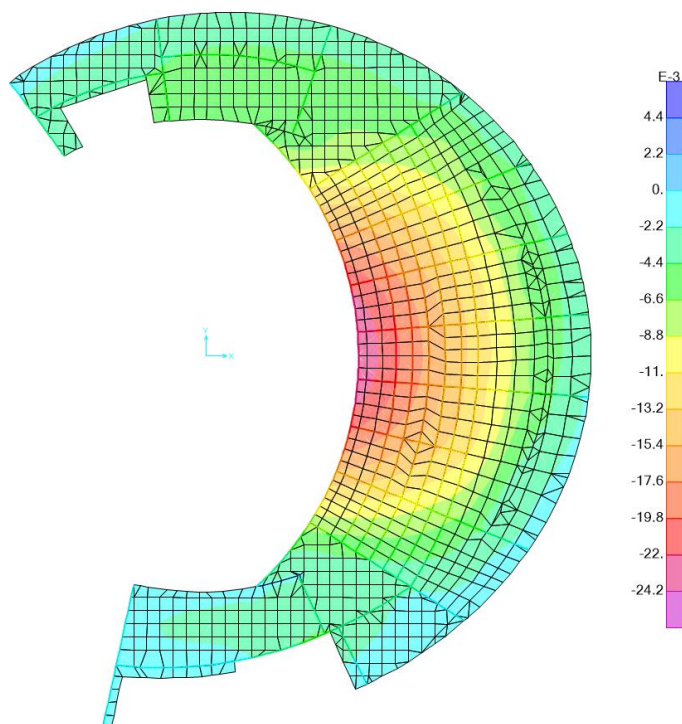


Figura 59 – Deformação do Piso 2: Combinação Quase Permanente de Serviço C2 [m]

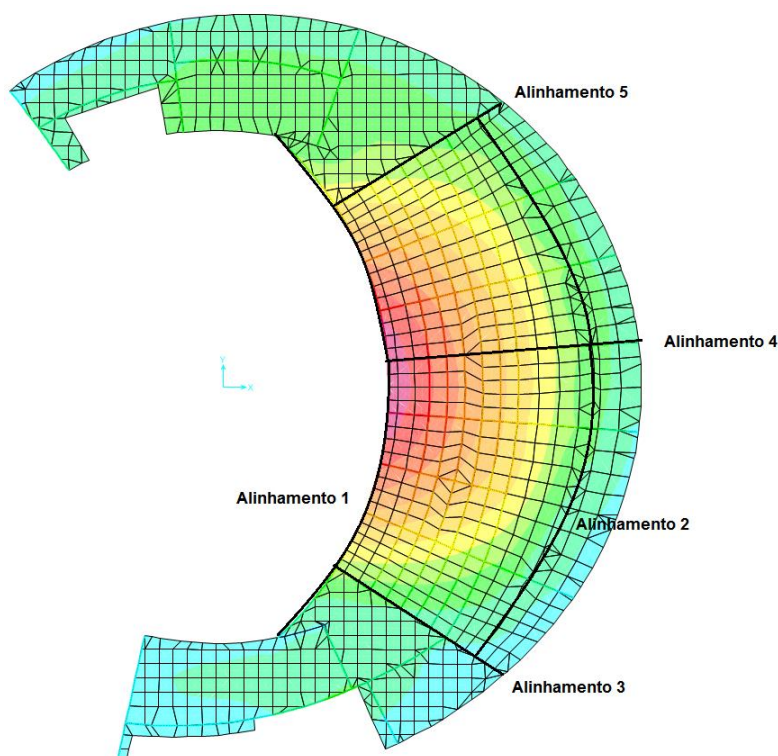


Figura 60 – Identificação dos alinhamentos

Verifica-se que considerando apenas o deslocamento relativo entre a deformada da zona em balanço e a deformação da parede PAR6 no alinhamento 4 a deformação é de 19mm, sendo que a parcela mais importante desta deformação na extremidade, se deve à rotação sobre a parede PAR6 e não à curvatura do balanço. A maior deformação da PAR 6 tem a ver que esta está apoiada na laje do piso e este deforma-se.

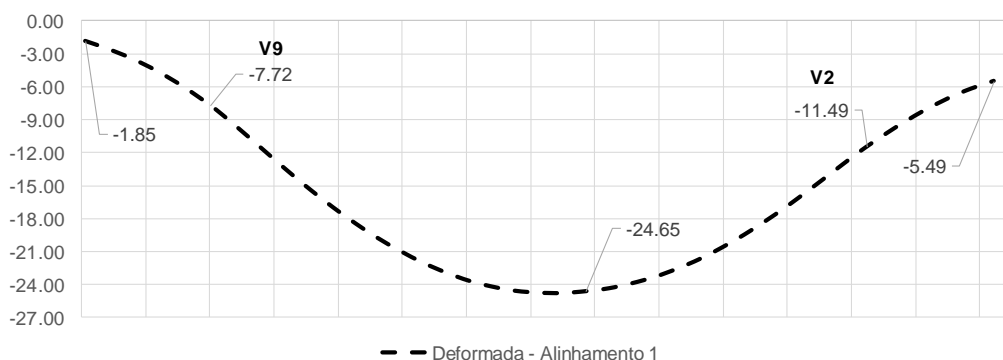


Figura 61 – Deformada da estrutura no alinhamento 1

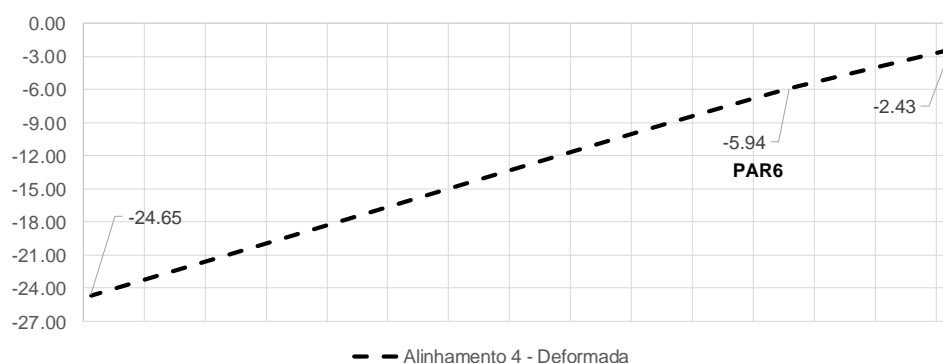


Figura 62 - Deformada da estrutura no alinhamento 4

Dada a relevância do piso da arquibancada optou-se por realizar um modelo local da laje do piso considerando-o apoiado, nomeadamente, em todo o contorno exterior e interior que corresponde à parede PAR2, nos nós que correspondem aos apoios da PAR6 e dos pilares M10 e M11 e ainda nas paredes dos elevadores. Apresenta-se na figura abaixo a deformada obtida que corresponde às deformações relativas do piso.

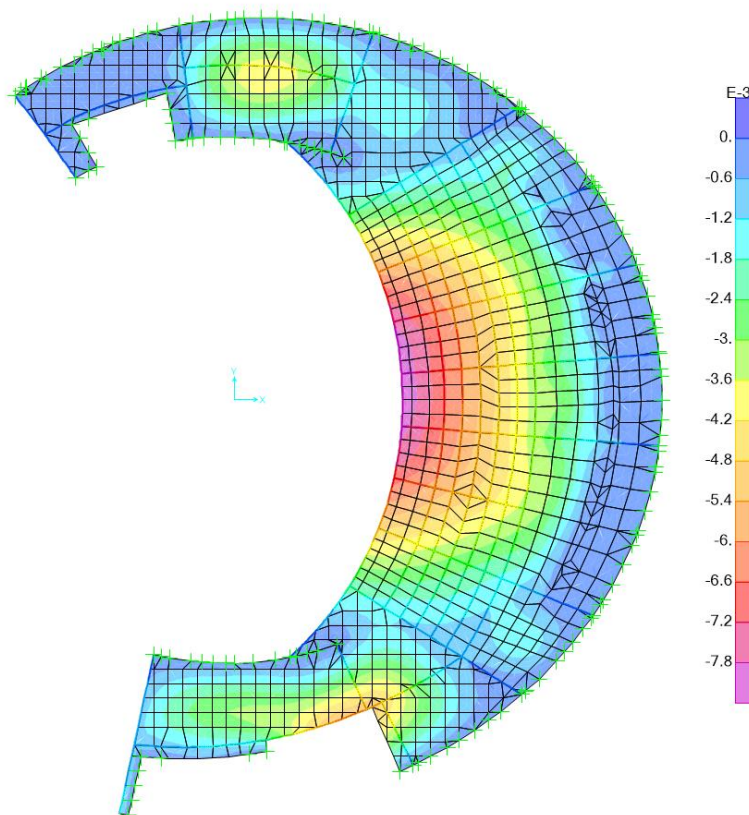


Figura 63 – Deformação do Piso 2 (Modelo local) : Combinação Quase Permanente de Serviço C2 [m]

Observa-se que a deformação absoluta na zona em balanço é, agora, cerca de 8.2mm, confirmando assim o comentário anterior sobre as deformações obtidas da deformada do modelo global da estrutura. Para efeitos de verificação das disposições normativas relativas à deformação do piso em si assume-se esta deformação.

Verifica-se também, que de uma forma geral os momentos atuantes apresentados nas figuras seguintes são da ordem dos 6 kNm/m e, por isso, inferiores ao momento de fissuração da laje dos degraus da bancada, $M_{cr}=8.4$ kNm/m ($h=12$ cm) e da laje superior da bancada, $M_{cr}=13.1$ kNm/m ($h=15$ cm). Para tal ilustram-se nas figuras seguintes os momentos na laje do piso 2 para a **combinação frequente de serviço C4**.

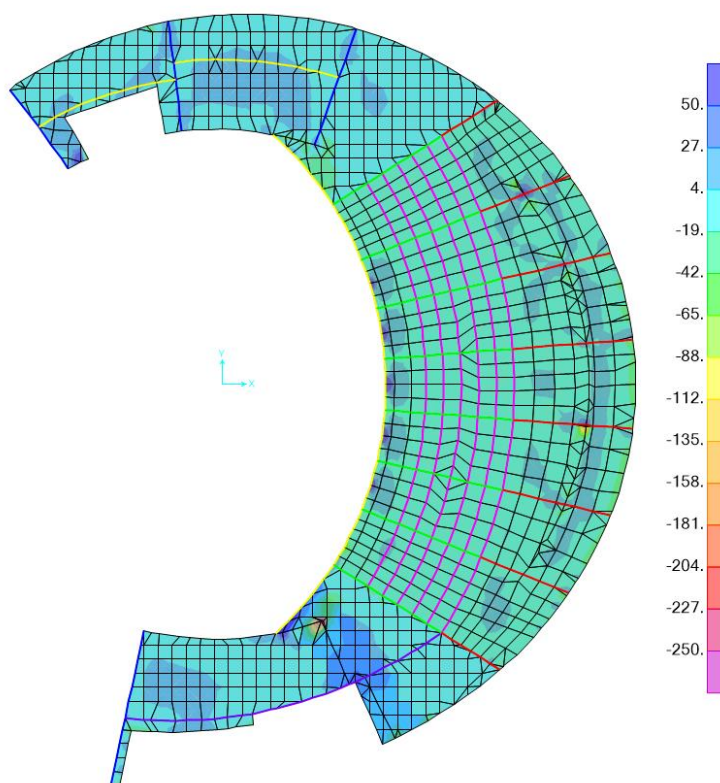


Figura 64 – Momentos Fletores [kNm/m] (m_{xx}) – Combinação frequente de serviço C4

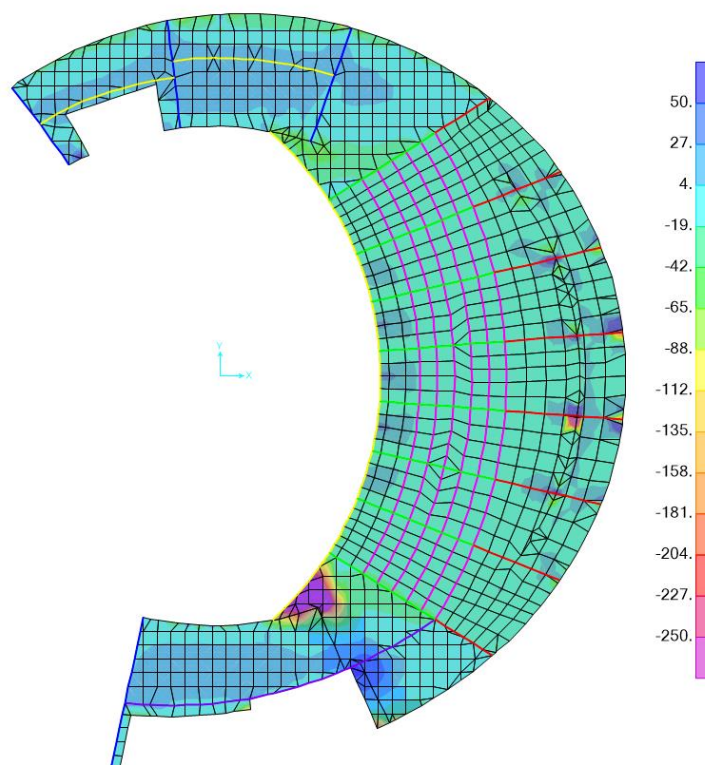


Figura 65 – Momentos Fletores [kNm/m] (m_{yy}) – Combinação frequente de serviço C4

De uma forma geral, as vigas que forma o sistema estrutural da arquibancada encontram-se fissuradas para a **combinação quase frequente C4** ($M_{cr} < M_{freq}$).

Assim, a deformação a longo prazo deverá ser calculada com base na inércia em estágio II e acrescida do efeito da fluência. De uma forma conservativa, assume-se um coeficiente global de incremento da deformação $K_t = 5.0$, que engloba os efeitos da fluência e da seção fissurada, de forma a estimar a deformação relativa diferida da consola da arquibancada.

Assim, a deformação a longo prazo é calculada da seguinte forma:

$$\delta(t=\infty) = \delta_{elástico} \times K_t = 8.2 \times 5.0 = 41 \text{ mm}$$

Em relação à restante laje do piso 2, à cota 1064.88, tanto em relação às vigas como em relação à laje ($h=20\text{cm}$), não é exetável que se encontrem fissuradas, uma vez que de uma forma abrangente, registam-se momentos fletores significativamente inferiores ao momento de fissuração. Assim, a deformação diferida no tempo é calculada da seguinte forma:

$\delta(t=\infty) = \delta_{\text{elástico}} \times (1 + \varphi)$, onde φ representa o coeficiente de fluência. Para o coeficiente de fluência adotou-se um valor usual de 2.5.

Na tabela abaixo apresenta-se um resumo da verificação das disposições normativas.

Assim, consideram-se satisfeitas as disposições normativas presentes na seção 13.3 da NBR 6118 para o deslocamento limite de $l/250$. Em relação às disposições normativas para o controle do deslocamento após a construção das paredes de alvenaria, considera-se que não sendo relevantes nesta parte da estrutura, ficariam também asseguradas.

Tabela 32 – Deformada nos alinhamentos; Deslocamentos a longo prazo

Piso 2	$\delta_{\text{elástico}}$ [mm]	$\delta(t=\infty)$ [mm]	Deslocamento	Deslocamento limite ($l/250$)[mm]
Arquibancada	8.2	41	L/536	$(2 \times 11.8)/250 = 95$
Laje (Z=1064.88)	5.0	17.5	L/394	$6.9/250 = 27.6$

Combinações Últimas (ELU)

Neste capítulo, do piso 2, analisam-se as lajes do piso.

Estado limite Último de Flexão

Neste capítulo apresenta-se a verificação da segurança à flexão das lajes do piso.

Para a **combinação C1**, dos estados limites últimos, verifica-se, de uma forma geral que os momentos m_{xx} da laje oscilam entre 6 e 15 kNm/m na zona do vão e -20 kNm/m na zona das faixas. Na outra direção, os momentos m_{yy} na zona do vão variam entre 10 e 32 kNm/m. Em seguida, apresentam-se os diagramas de momentos para as lajes.

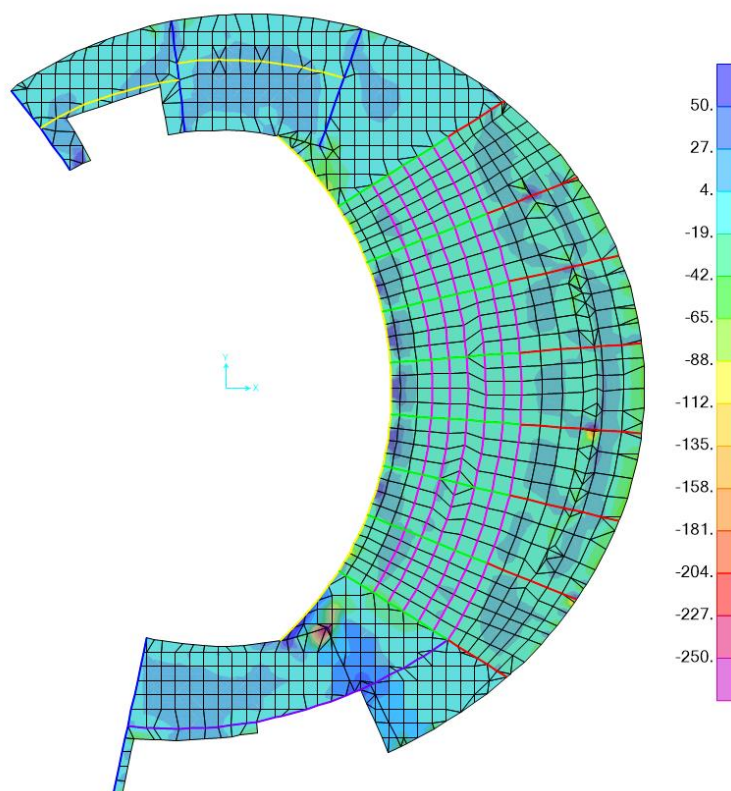


Figura 66 – Laje do Piso 2: Momentos Fletores [kNm/m] (m_{xx}) – Combinação C1

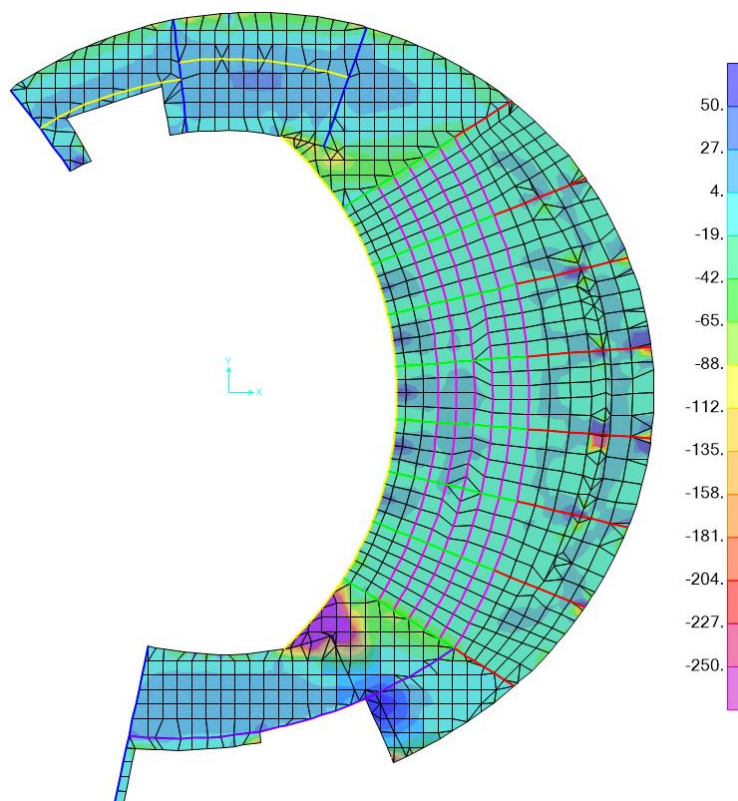


Figura 67 – Laje do Piso 2: Momentos Fletores [kNm/m] (m_{yy}) – Combinação C1

Na tabela abaixo apresenta-se os esforços máximos para os estados limites últimos de flexão, a armação considerada no projeto e o respectivo momento resistente, observando-se que a segurança se encontra verificada segundo a NBR 6118:2014.

Tabela 33 – Laje do Piso Térreo: Momentos fletores máximos solicitantes, armação adotada e resistência da seção

$m_{xx.sd}$ [kNm/m]	A_s , adotado [cm ² /m]	$m_{xx.Rd}$ [kNm/m]	$m_{yy.sd}$ [kNm/m]	A_s , adotado [cm ² /m]	$m_{yy.Rd}$ [kNm/m]
15	3.35 ($\Phi 8//0.15$)	24	32	5.24 ($\Phi 10//0.15$)	37
- 20	3.35 ($\Phi 8//0.15$)	24	-24	8.18 ($\Phi 12.5//0.15$)	54

Estado Limite Último de Esforço Cortante

Confirmou-se que o esforço solicitante de cálculo (V_{sd}), de uma forma geral, é sempre inferior à força cortante resistente da laje (V_{Rd1}), sendo esta calculada pela seguinte expressão:

$$V_{Rd1} = [\tau_{Rd} k (1.2 + 40 \rho_1) + 0.15 \sigma_{cp}] b_w d$$

onde:

$$\tau_{Rd} = 0.25 f_{ctd} = 437.5 \text{ kN}$$

$$k = 1.6 - d = 1.45$$

Na figura seguinte ilustra-se o diagrama de esforço cortante na laje do piso térreo para as duas direções, longitudinal e transversal, em análise. Como referido, o valor atuante é inferior ao resistente, pelo que se pode prescindir de armadura transversal para resistir ao esforço cortante. Registam-se picos de esforço cortante na zona de apoio das vigas da arquibancada nas parede PAR 6 e que não interferem no comportamento ou verificação de segurança ao esforço cortante das lajes

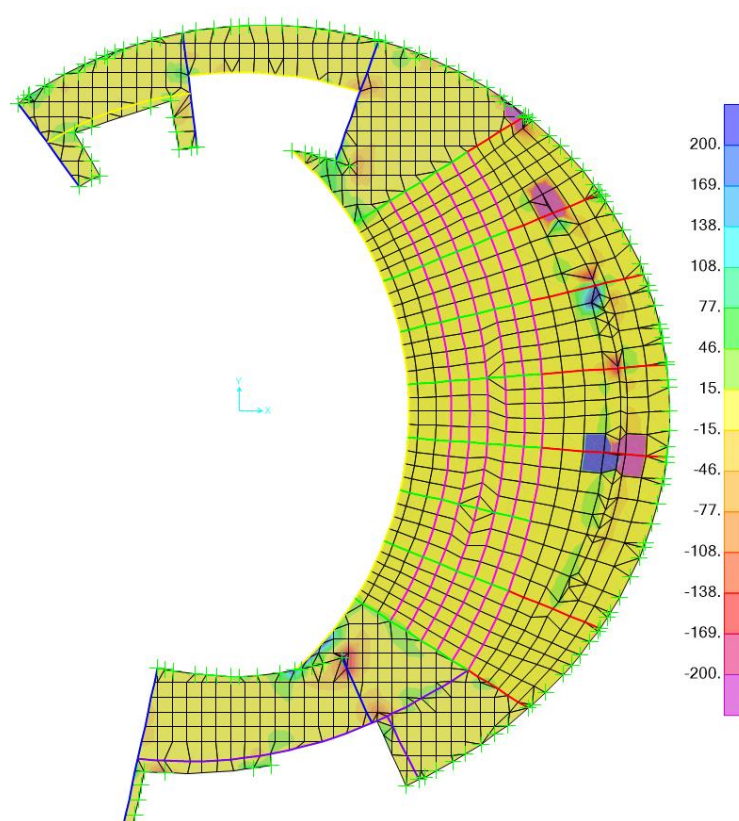


Figura 68 – Laje do Piso 2: Esforços cortantes – Combinação C1 [V13 (kN/m)]

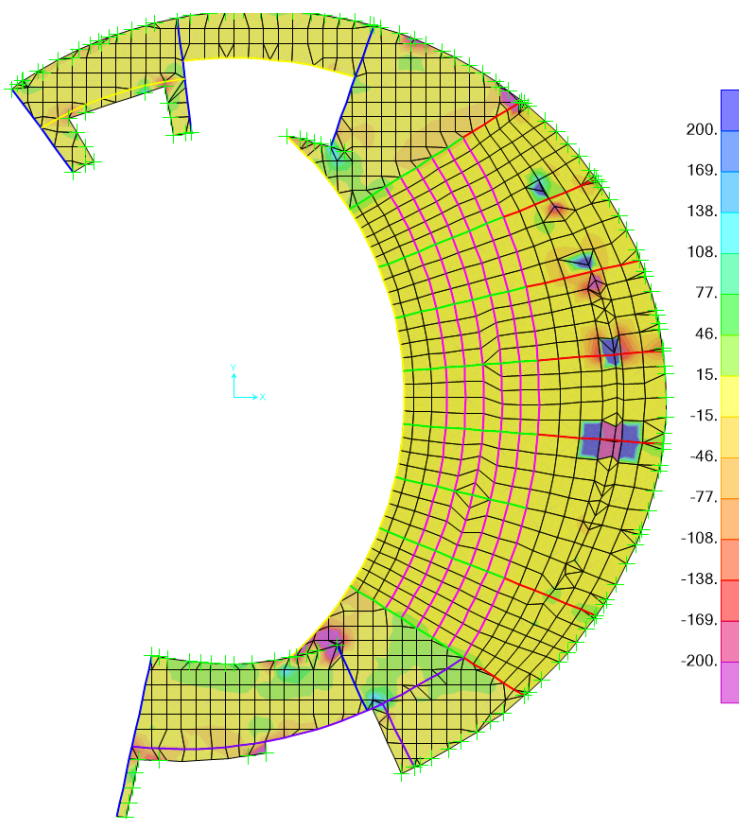


Figura 69 – Laje do Piso 2: Esforços cortantes – Combinação C1 [V23 (kN/m)]

Na tabela abaixo apresenta-se o valor do esforço cortante máximo, assim como o valor de da força cortante resistente de cálculo na zona da laje nervurada, verificando-se a segurança segundo a NBR 6118:2014.

Tabela 34 – Laje do Piso 2: Esforço cortante solicitante máximo e resistente

Laje do Piso		Laje Arquibancada	
V_{Sd} [kN]	V_{Rd1} [kN]	V_{Sd} [kN]	V_{Rd1} [kN]
45	134	10	78

NÍVEL INTERMÉDIO – PISO DE SUSTENTAÇÃO

Este piso, apenas constituído por uma grelha de 4 vigas não é acessível e tem como função permitir o apoio de parte da cobertura do edifício, uma vez que existe um trecho da parede PAR2 no qual se apoiam diversas vigas da cobertura e que arranca sobre a viga V2. Esta grelha tem ainda uma função de sustentação parcial da parte da parede PAR2 que é interrompida, de forma a permitir a existência das bancadas dos pisos 1 e 2, mas que volta a existir imediatamente acima da arquibancada. Este trecho de parede PAR2 interrompido recebe ainda cargas de diversas vigas da cobertura. Assim, de uma forma mais geral, esta grelha de vigas tem como objetivo garantir a funcionalidade estrutural da cobertura do edifício.

Na figura seguinte ilustra-se a deformada vertical das vigas que compõem o piso estrutural intermédio para a **combinação quase permanente de serviço C2**.

Na tabela abaixo indicam-se as deformações elásticas da grelha estrutural.

Tabela 35 – Tabela da deformada vertical

Situação de carga	Deformada [mm]						
	1	2	3	4	5	6	7
Combinação C2	-7.9	-7.7	-4.9	-3.7	-9.0	-8.5	-7.2

Observa-se que as deformações relativas entre os pontos ligados às paredes laterais e da parte central da grelha são pequenas mostrando a eficiência do pré-esforço em anular as deformações da grelha. A deformação relativa máxima é da ordem dos 3.2 mm como mostra a figura seguinte relativa á deformada no alinhamento

da viga V1. Refira-se que o apoio que tem uma deformação um pouco superior se encontra na prumada da viga V60.

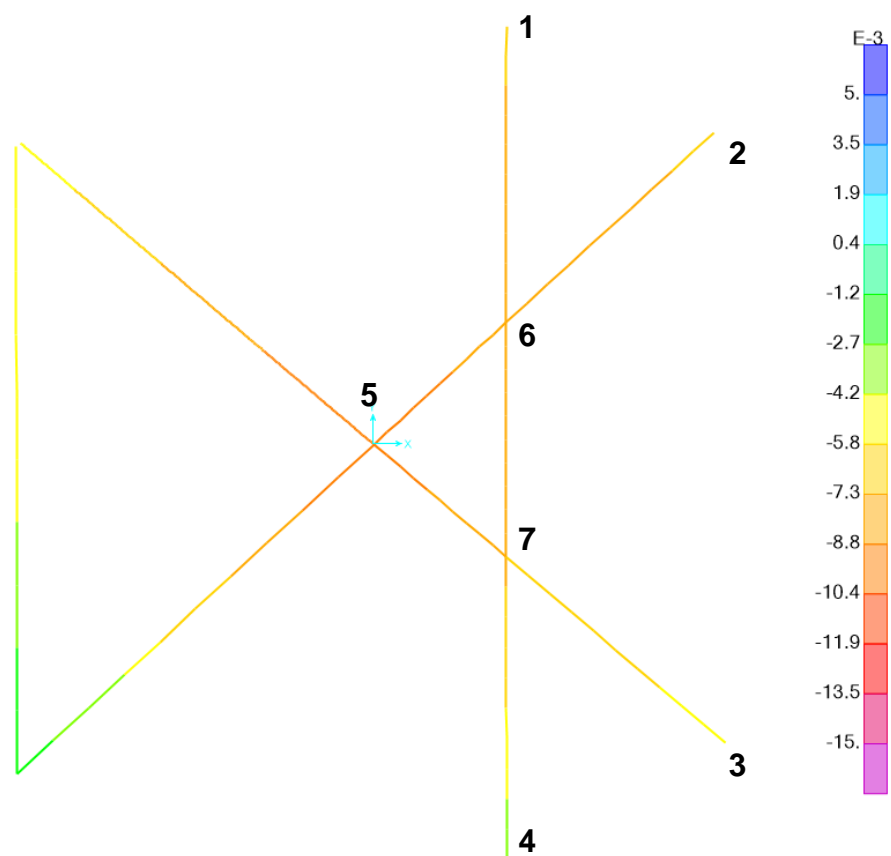


Figura 70 – Deformada da grelha de vigas: Combinação quase permanente de serviço C2 [m]

Na figura seguinte apresenta-se a deformada no alinhamento da viga V1.

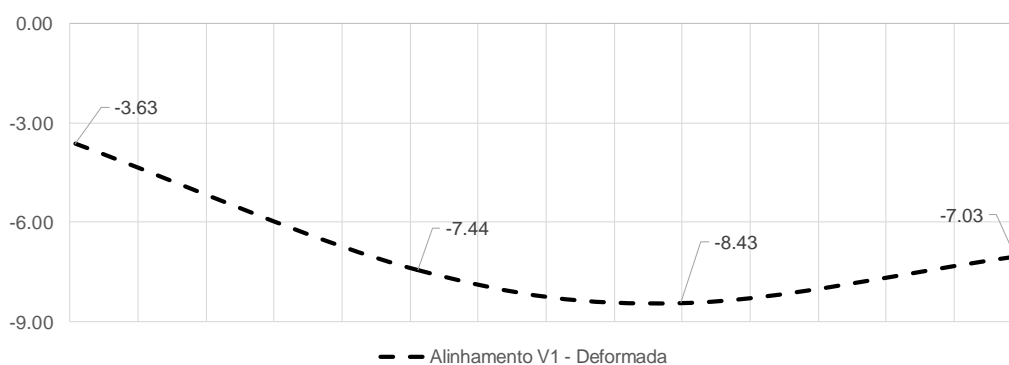


Figura 71 – Deformada no alinhamento da viga V1 [mm]

Na tabela seguinte apresentam-se os momentos de fissuração das vigas V1, V2, V3 e V4 bem como os **momentos para a combinação frequente de ações C4**, verificando-se que não se prevê que estas se encontrem fissuradas.

Tabela 36 – Momentos atuantes para a combinação C4 e momentos de fissuração

Viga	M_{cr}^+ [kNm]	M_{freq}^+ [kNm]	M_{cr}^- [kNm]	M_{freq}^- [kNm]
V1	62453	15000	-52854	-7000
V2	24772	11900	-17978	-6300
V3	24772	8200	-17978	-5400
V4	5983	4300	-5983	0

Uma vez que este nível intermédio não tem nenhuma utilização específica, as disposições normativas em relação à aceitabilidade não se aplicam. No entanto, verifica-se que para os vãos que a estrutura em grelha apresenta, as deformações elásticas são bastante aceitáveis com uma deformação relativa elástica da ordem de 3.2 mm, verificando-se as disposições regulamentares segundo a NBR 6118:2014.

COBERTURA

A cobertura do edifício é formada por uma laje de 18cm e um conjunto de vigas que se apoiam lateralmente na parede PAR2. A seção das vigas vai variando, consoante os vãos livres. A largura das vigas também varia entre 20 e 30cm, consoante a viga é de concreto armado ou de concreto armado protendido, respetivamente.

Na figura abaixo ilustra-se a deformada da cobertura. Observa-se que, de uma forma geral a cobertura não apresenta deformações elásticas superiores a 2mm na parte esquerda, com exceção da zona de início da laje de cobertura (cerca de 4.5mm). Numa região mais central observam-se maiores deformações, principalmente na zona à direita uma vez que a parede do contorno interior que apoia parte das vigas da cobertura não tem continuidade até às fundações, como referido anteriormente. Na zona central da cobertura, no alinhamento da parede PAR2 que arranca sobre a viga V2 de sustentação a deformação é da ordem dos 10mm.

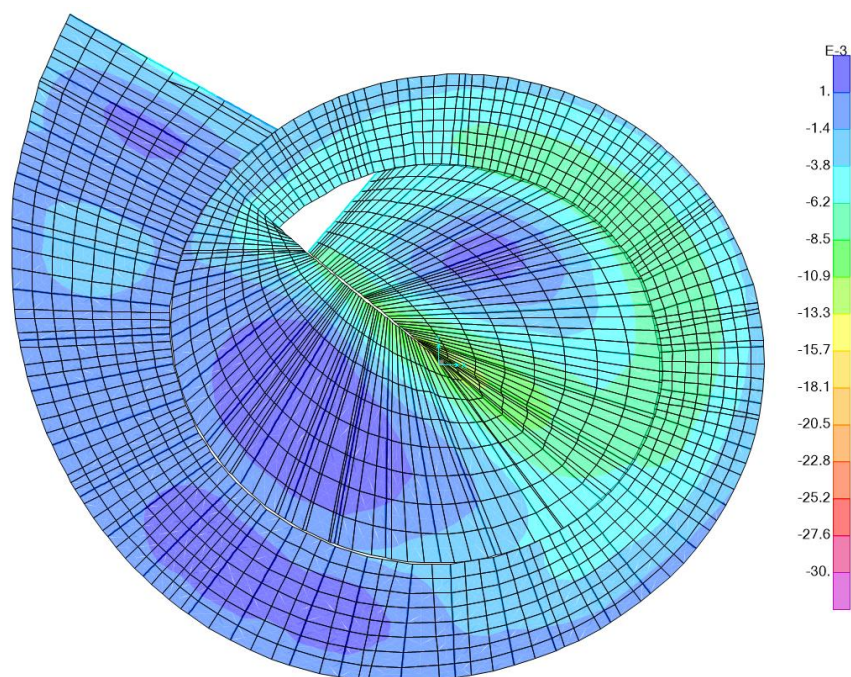


Figura 72 – Deformação do Cobertura: CQP + Protensão [m]

Na figura seguinte apresentam-se as forças de membrana ao nível da laje. Observa-se que, de uma maneira geral a laje encontra-se parcialmente comprimida, em particular nos alinhamentos de vigas com protensão.

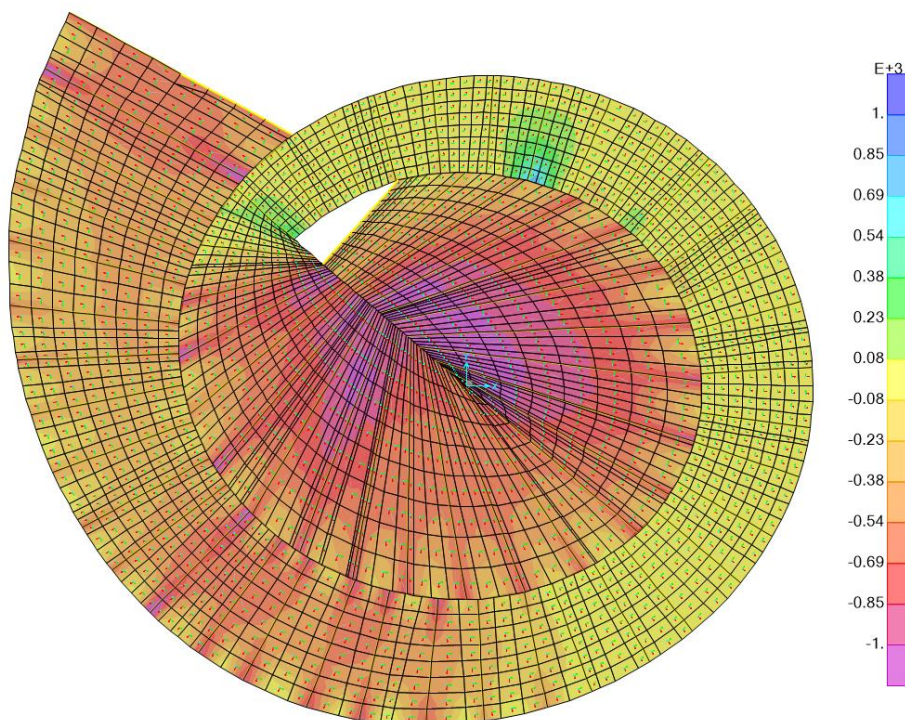


Figura 73 – Forças de membrana F11 [kN/m]

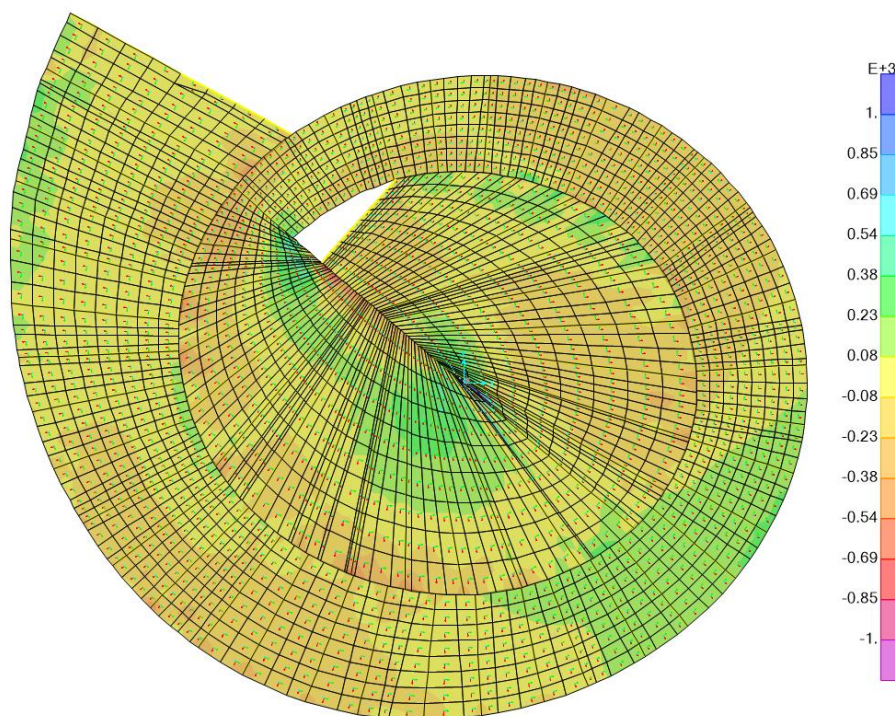


Figura 74 – Forças de membrana F22 [kN/m]

Verifica-se também, que de uma forma geral os momentos atuantes na laje ($h=18\text{cm}$) são inferiores ao momento de fissuração. As vigas de concreto armado protendidas não se encontram fissuradas para as combinações quase permanentes e frequente de ações e, as vigas de concreto armado, entre as vigas V20 e V32, apresentam momentos fletores solicitantes superiores ao momento de fissuração. No entanto, identificam-se algumas zonas de menores vão das vigas de concreto armado, nomeadamente a partir da viga V32, onde se verifica que os momentos solicitantes são mesmo inferiores aos de fissuração.

Face a esta avaliação considera-se que as deformações previsíveis na cobertura estão bem dentro da garantia de um comportamento eficiente em serviço.

4.4. VIGAS DOS PISOS

Em cada capítulo serão apresentadas explicitamente, a título de exemplo e para um determinado número de vigas tipo, as verificações para as disposições normativas consideradas.

Para o cálculo da resistência ao esforço cortante das diversas vigas em análise adotou-se sempre o modelo de cálculo II. Salvo indicação contrária, a parcela $(1+M_0/M_{sd,max})$ da expressão de V_c , será desprezada (considera-se unitária). Assim, a força cortante resistente relativa à ruína das diagonais comprimidas de concreto (V_{Rd2}) e à força cortante relativa à ruína por tração diagonal (V_{Rd3}), são calculadas pelas seguintes expressões:

$$V_{Rd,3} = \frac{A_{sw}}{s} 0.9d f_{ywd} \cot g \theta + V_c$$

$$V_{Rd,2} = 0.6 (1 - f_{ck} / 250) f_{cd} b_w \sin^2 \theta \cot g \theta$$

onde:

A_{sw}/s – estribos

d – Altura útil da seção

f_{ywd} – Valor de cálculo da tensão de cedência dos estribos

θ - Ângulo de inclinação das bielas de compressão (adotou-se $\theta=30^\circ$)

b_w – Largura média da alma da seção. No caso de elementos estruturais protendidos, como se verifica na presente seção, foram descontadas as respectivas bainhas ($b_w^* = b_w - 0.5 \sum \Phi_{bainhas}$)

Piso do Subsolo

As vigas do piso do subsolo foram analisadas com recurso a modelos planos. O encaminhamento das cargas das lajes para as vigas foi baseado no método das bandas (método estático) da teoria da plasticidade. Em seguida apresenta-se a verificação para um conjunto de vigas que se consideram vigas representativas do piso do subsolo e por isso, as mesmas conclusões extraídas do dimensionamento destas vigas podem ser assumidas para as restantes. As vigas analisadas foram as vigas VPF10, VN3, VN6 e V4 e estão identificadas na figura abaixo. Em termos de verificação da segurança e dimensionamento aos estados limites últimos assumiu-se

um modelo simplesmente apoiado para estas vigas e adotada armadura inferior que garanta essa segurança. No entanto, foram admitidas armaduras negativas (uma armadura superior à mínima), da ordem dos 25% da área de armadura adotada para o vão, para que, **em condições de serviço**, estas possam resistir a um eventual encastramento das vigas nos blocos de fundação, uma vez que estes são elementos muito mais rígidos. No entanto, e como se poderá verificar nos desenhos de projeto, a armadura negativa não foi pormenorizada para uma situação de encastramento total.

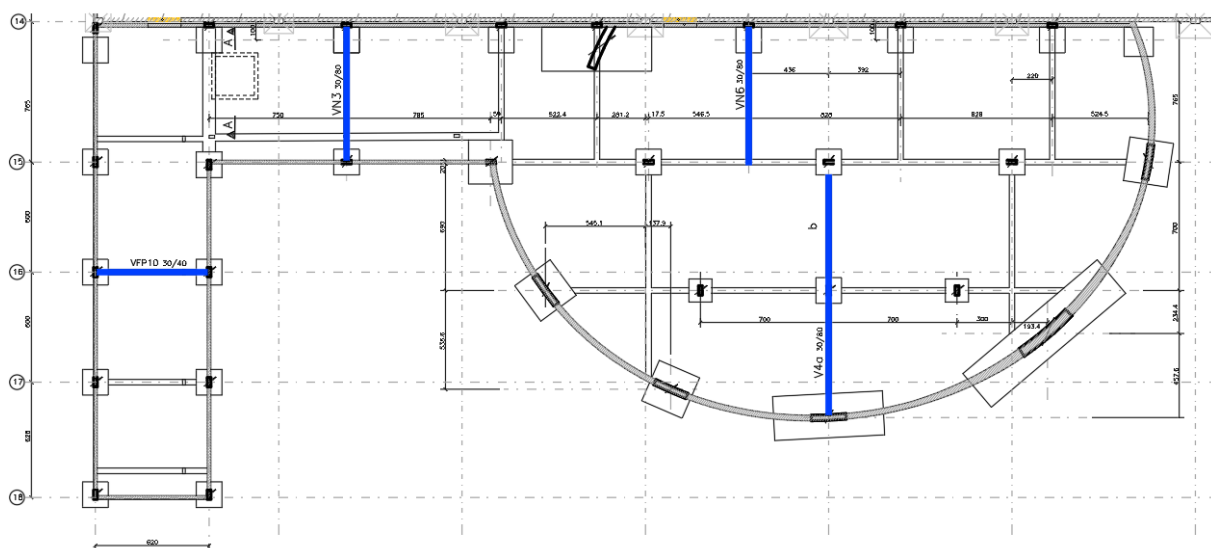


Figura 75 – Identificação das vigas em análise

Nas figuras seguintes apresentam-se os diagramas de esforço cortantes e de flexão para as vigas em análise.

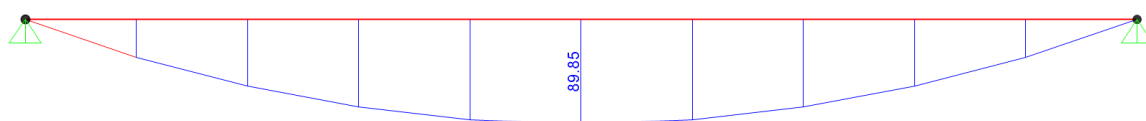


Figura 76 – Diagrama de momentos fletores viga VPF10 : Combinação última C1

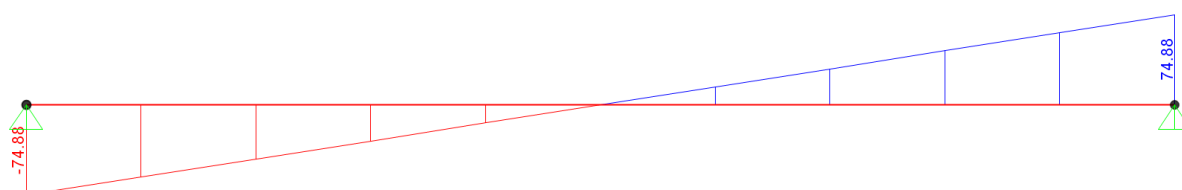


Figura 77 – Diagrama de esforços cortantes viga VPF10 : Combinação última C1

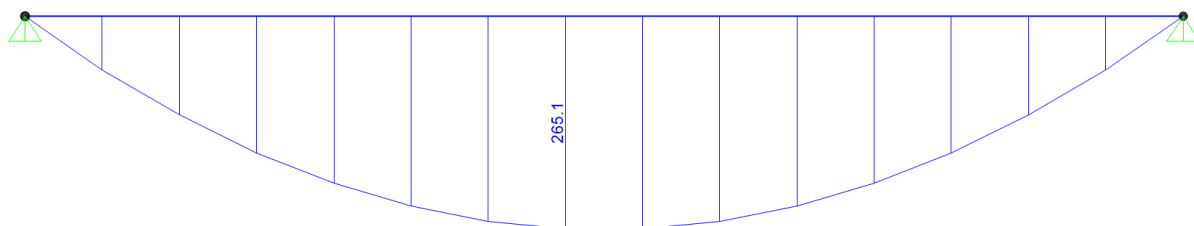


Figura 78 – Diagrama de momentos fletores viga VN3 : Combinação última C1

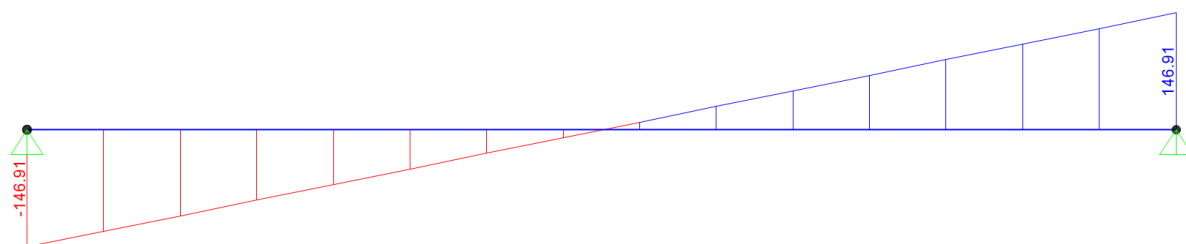


Figura 79 – Diagrama de esforços cortantes viga VN3 : Combinação última C1

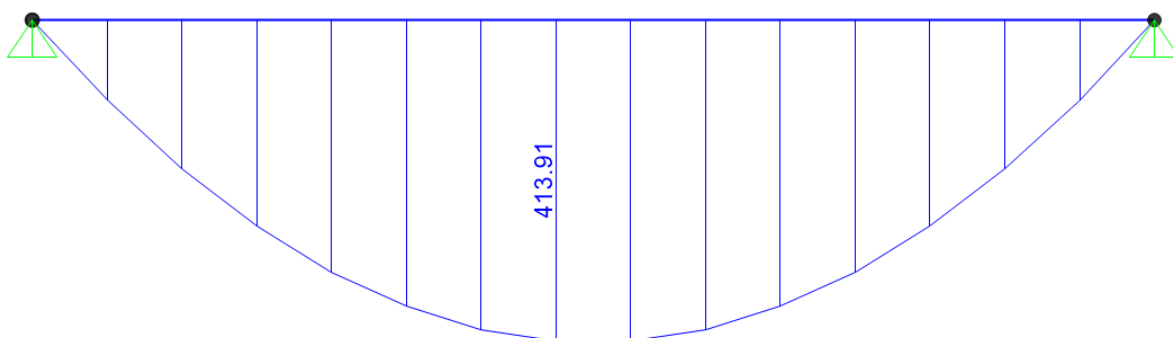


Figura 80 – Diagrama de momentos fletores viga VN6 : Combinação última C1

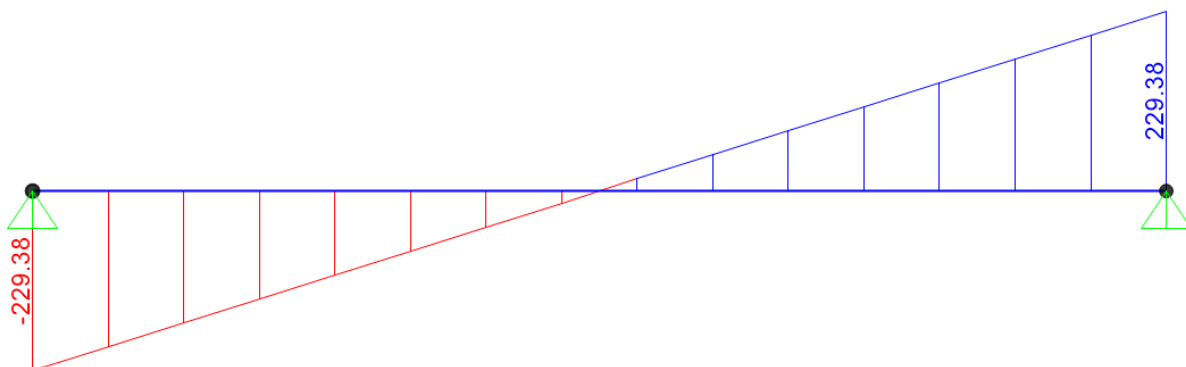


Figura 81 – Diagrama de esforços cortantes viga VN6 : Combinação última C1

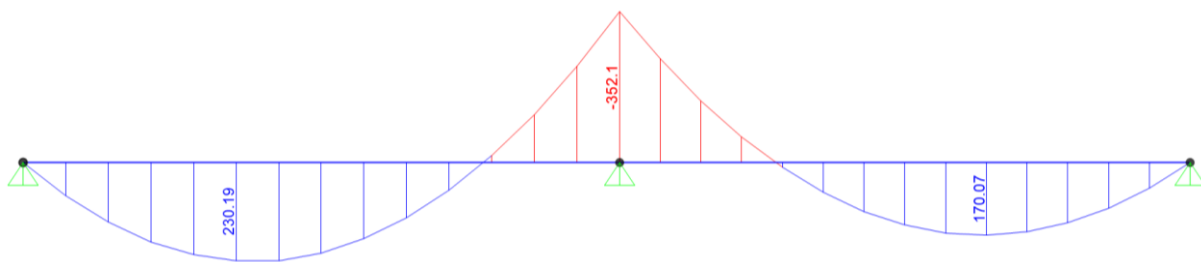


Figura 82 – Diagrama de momentos fletores viga V4 : Combinação última C1

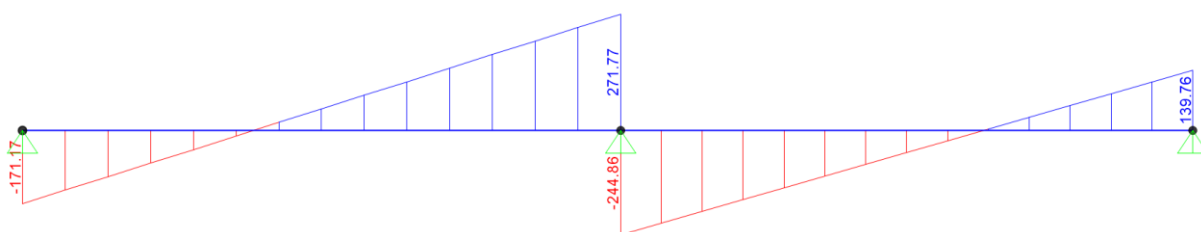


Figura 83 – Diagrama de esforços cortantes viga V4: Combinação última C1

Tabela 37 – Verificação de segurança: Vigas do térreo

Viga	A_{sw/s^+} , adotado [cm ² /m]	V_{Rd} [kN]	A_s^+ , adotado [cm ²]	M_{Rd}^+ [kNm]	A_s^- , adotado [cm ²]	M_{Rd}^- [kNm]
VPF10	6.7 ($\Phi 8$ c/15)	269	6.03 (3 $\Phi 16$)	98	3.69 (3 $\Phi 12.5$)	-58
VN3	5.02 ($\Phi 8$ c/20)	256	9.42 (3 $\Phi 20$)	393	1.0 (2 $\Phi 8$)	-37
VN6	5.02 ($\Phi 8$ c/20)	256	10.05 (5 $\Phi 16$)	414	1.0 (2 $\Phi 8$)	-37
V4	6.7 ($\Phi 8$ c/15)	341	8.04 (4 $\Phi 16$)	334	12.56 (4 $\Phi 20$)	-410

Piso Térreo

As vigas V2 a V19 foram analisadas, de forma simplificada e conservativa, com recurso a modelos planos. Na figura abaixo apresentam-se, a título de exemplo, os esforços solicitantes de flexão e esforço cortante para as vigas V2, V4, V10 e V17. As vigas V4, V10 e V17 são vigas representativas dos baldrame do piso, pelo que se considera suficiente conhecer os esforços solicitantes destas. De uma forma conservativa, desprezou-se qualquer interação entre solo e estrutura. Na tabela abaixo indicam-se os respetivos esforços resistentes, que se verificaram ser superiores aos solicitantes.

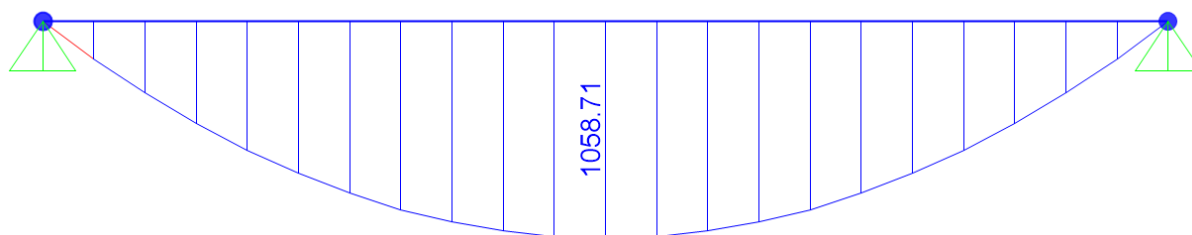


Figura 84 – Diagrama de momentos fletores (Viga V2)

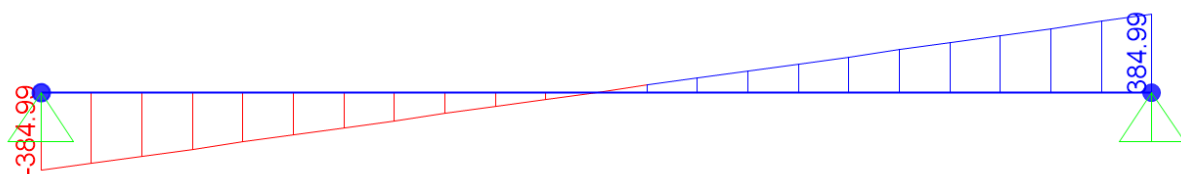


Figura 85 – Diagrama de esforços cortantes (Viga V2)



Figura 86 – Diagrama de momentos fletores (Viga V4)

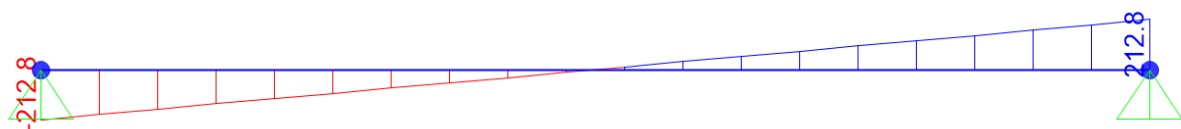


Figura 87 – Diagrama de esforços cortantes (Viga V4)



Figura 88 – Diagrama de momentos fletores (Viga V10)

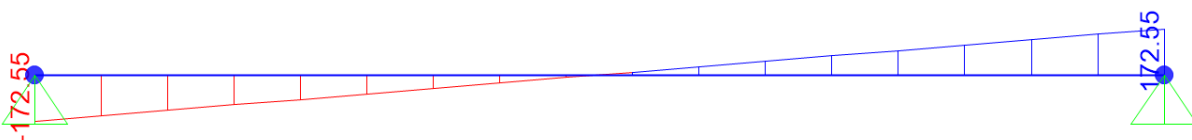


Figura 89 – Diagrama de esforços cortantes (Viga V10)



Figura 90 – Diagrama de momentos fletores (Viga V17)

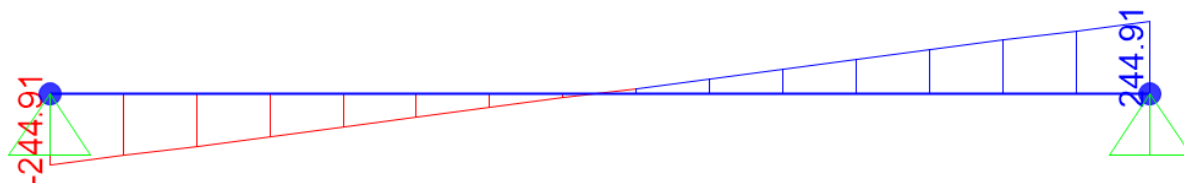


Figura 91 – Diagrama de esforços cortantes (Viga V17)

Tabela 38 – Esforços resistente de cálculo

Viga	VRd [kN]	M _{Rd} ⁺ [kNm]	M _{Rd} ⁻ [kNm]
V2	733	1142	-228
V3	664	908	-228
V4	578	703	-228
V5	615	703	-228
V6	578	703	-228
V7	578	703	-228
V8	498	703	-224
V9	498	703	-224
V10	496	550	-224
V11	496	550	-224
V12	496	333	-98
V15	496	333	-98
V16	498	541	-224
V17	496	628	-224
V18	496	628	-224
V19	496	628	-224

Está assim verificada a segurança à rotura segundo a NBR 6118:2014.

1º PAVIMENTO

Estado limite Último de Flexão e de Esforço Cortante

Na verificação de segurança à flexão considerou-se a protensão do lado da resistência. Assim, os esforços são obtidos para a combinação Fundamental e comparados com a resistência das vigas. Para o cálculo do momento fletor resistente adotou-se uma largura efetiva do banzo superior igual a 1.5m, sem, no entanto, considerar a armadura da laje para a resistência total da seção da viga.

As vigas do 1º pavimento têm, na sua maioria, uma seção de 1.00x0.60, e dispõe-se transversalmente e longitudinalmente, constituindo assim uma grelha. Neste capítulo apresenta-se a verificação de segurança das vigas protendidas, que são as mais relevantes para o comportamento global do piso. Nesta seção analisa-se com maior detalhe as vigas V25 e V27. Na figura abaixo ilustra-se a seção tipo adotada para análise.

Na figuras seguintes apresentam-se os diagramas de momentos fletores das vigas em análise.

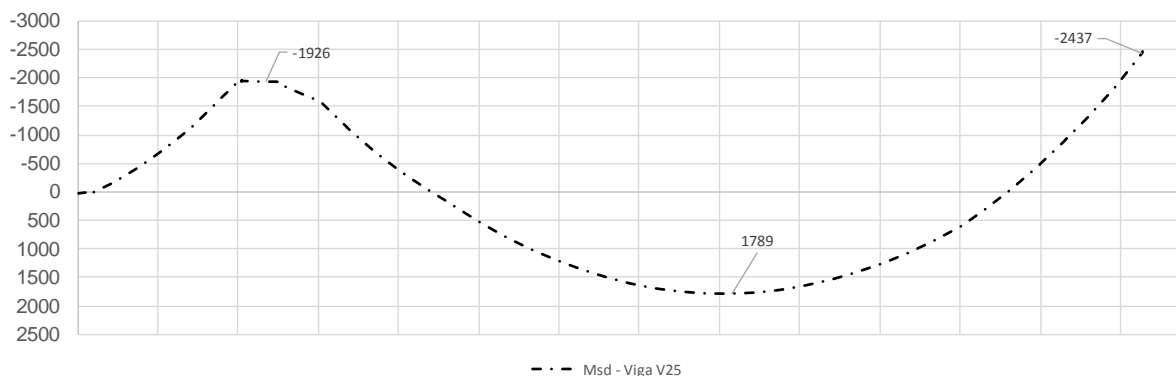


Figura 92 – Diagrama momentos solicitantes viga V25 [kNm]

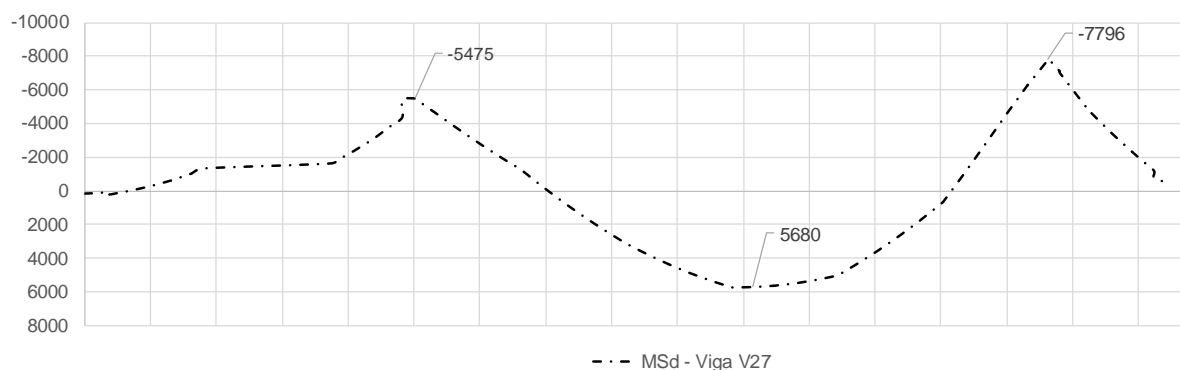


Figura 93 – Diagrama momentos fletores – Viga V27 [kNm]

Em relação à viga V25 registam-se momentos negativos de cerca de -2440 kNm na zona de ligação à parede PAR2. Em termos de verificação de segurança à rotura não se irá tirar partido dessa resistência pois a laje não tem continuidade devido à abertura da escada. Desta forma realiza-se um novo equilíbrio estático com equilíbrio do momento de encastramento (-2440) no vão.

Na tabela seguinte encontram-se os valores dos momentos fletores solicitantes em cada secção após o ajuste acima referido. A segurança encontra-se verificada com grande folga, como se pode observar na tabela. Seria normal, uma vez que a protensão está condicionada pelas condições de comportamento em serviço. Verifica-se também a segurança ao cisalhamento com base nas premissas adotadas para o cálculo.

Tabela 39 – Verificação de segurança à flexão

Viga	M_{Sd}^+ [kNm]	M_{Rd}^+ [kNm]	Verificação	M_{Sd}^- [kNm]	M_{Rd}^- [kNm]	Verificação
V25	3324	3675	OK	-1926	-4036	OK
V27	5680	8816	OK	-7796	-10708	OK

Tabela 40 – Verificação de segurança ao cisalhamento

Viga	V_{Sd} [kN]	V_c [kN]	V_{Rd2} [kN]	V_{Rd3} [kN]	Verificação
V25	720	771	4120	1381	OK
V27	2221	1015	7646	2236	OK

Nas tabelas seguintes apresentam-se os esforços solicitantes de flexão e cortantes, assim como o valor do esforço resistente de cálculo para as restantes vigas

que compõem a grelha estrutural do piso. As restantes vigas que não constam na tabela seguinte são vigas com áreas de influência muito pequenas e com uma segurança à rotura bastante folgada. Os esforços solicitantes apresentados nas tabelas são os máximos e os mais condicionantes para cada viga. Por exemplo, no caso específico da viga V7, este máximo ocorre na zona do apoio da parede PAR2 onde a secção desta viga é 2.00x0.60.

Tabela 41 – Verificação de segurança à flexão das vigas da grelha estrutural do piso 1

Viga	M_{Sd}^+ [kNm]	M_{Rd}^+ [kNm]	Verificação	M_{Sd}^- [kNm]	M_{Rd}^- [kNm]	Verificação
V3	821	1661	OK	0	-123	OK
V4	998	2159	OK	-635	-482	OK
V5	300	522	OK	0	-57	OK
V6	920	2803	OK	-1300	-2564	OK
V7	2400	3824	OK	-4900	-3084	OK
V8	1320	4080	OK	-2115	-3520	OK
V9	1260	3723	OK	-2370	-3764	OK
V10	1160	3403	OK	-2160	-3054	OK
V11	1060	3115	OK	-1580	-3806	OK
V12	1100	3369	OK	-3200	-6409	OK
V14	305	2075	OK	-525	-3466	OK
V15	110	153	OK	0	-153	OK
V16	100	153	OK	0	-153	OK
V17	175	2740	OK	0	-133	OK
V18	333	2427	OK	0	-342	OK
V19	330	1656	OK	-300	-1536	OK
V20	260	973	OK	-400	-1411	OK
V21	1010	2590	OK	-1350	-2790	OK
V22	3015	3494	OK	-2700	-3167	OK
V23	1650	3438	OK	-2525	-3170	OK
V24	515	663	OK	0	-86	OK
V26	3700	3723	OK	-3830	-3133	OK
V28	1635	3784	OK	-2600	-3586	OK
V29	1260	3477	OK	-1450	-3466	OK
V30	1130	3624	OK	0	0	OK
V31	2900	7557	OK	0	0	OK

Tabela 42 – Verificação de segurança ao cisalhamento das vigas da grelha estrutural do piso 1

Viga	V_{Sd} [kN]	V_c [kN]	V_{Rd2} [kN]	V_{Rd3} [kN]	$A_{sw/s}$ [cm ² /m]	Verificação
V3	360	588	3143	1198	16.1	OK

Viga	V _{Sd} [kN]	V _c [kN]	V _{Rd2} [kN]	V _{Rd3} [kN]	A _{sw/s} [cm ² /m]	Verificação
V4	320	588	3143	1198	16.1	OK
V5	170	588	3143	1097	13.4	OK
V6	900	420	3143	1030	16.1	OK
V7	1700	858	6285	3033	57.3	OK
V8	600	476	3143	1086	16.1	OK
V9	640	468	3143	1079	16.1	OK
V10	740	450	3143	1060	16.1	OK
V11	600	476	3143	1086	16.1	OK
V12	1300	933	6285	2192	33.2	OK
V14	340	588	3143	1198	16.1	OK
V15	110	294	1571	548	6.7	OK
V16	100	294	1571	548	6.7	OK
V17	125	588	3143	1198	16.1	OK
V18	130	588	3143	1198	16.1	OK
V19	140	588	3143	1198	16.1	OK
V20	305	588	3143	1198	16.1	OK
V21	550	588	3143	1198	16.1	OK
V22	890	421	3143	1032	16.1	OK
V23	860	427	3143	1038	16.1	OK
V24	200	1117	5971	1626	13.4	OK
V26	630	470	3143	1081	16.1	OK
V28	700	457	3143	1068	16.1	OK
V29	480	588	3143	1198	16.1	OK
V30	600	476	3143	1086	16.1	OK
V31	600	717	3834	1328	16.1	OK

Está assim verificada a segurança segundo as disposições regulamentares da segundo a NBR 6118:2014.

2º PAVIMENTO – ARQUIBANCADA

Na presente seção analisam-se as vigas paredes da arquibancada. Para as restantes apresentam-se os esforços de cálculos resistentes. Estas têm áreas de influência relativamente pequenas e por isso, a resistência está folgada.

Para a análise dos esforços das vigas da arquibancada criou-se um modelo isolado para uma viga tipo – a mais condicionantes (V5/V6) – em elementos finitos. No modelo isolado simulou-se as paredes PAR2 e PAR6 com elementos shell e foram colocados apoios fixos na base. Foram aplicadas cargas nodais, correspondentes às

cargas das vigas transversais da bancada e à viga V13 e foi aplicada uma carga uniformemente distribuída corresponde à laje superior, por cima das aberturas. A verificação de segurança e consequente detalhamento de armação teve como base a trajetória elástica das tensões, como é corrente neste tipo de vigas.

Em seguida apresenta-se os esforços de membrana F11, F22 e ainda as forças máximas de membrana e suas orientações, que permitem perceber o caminho das cargas. Para análise aos estados limites últimos utilizou-se a combinação última “combo 1”. Observa-se que o apoio exterior, corresponde à parede PAR2.

Verifica-se que na zona superior da arquibancada, surgem as trações de maior valor (F11) da ordem dos 2500 kN/m. As trações vão diminuindo em direção à zona em balanço até um valor de cerca de 1200 kN/m. Junto à abertura da direita surgem ainda algumas trações, nomeadamente a tração inferior que resulta do desvio da força de compressão (isto é, do equilíbrio) até chegar ao apoio da parede PAR6. Verificou-se ainda que a zona do apoio da parede PAR2 encontra-se tracionada. Esta tração vai diminuindo progressivamente na altura da viga parede, uma vez que se vai transferindo para a parede PAR2, à custa da armadura vertical e horizontal prevista nesta.

Em relação às forças de membrana F22, verifica-se que a parede PAR6 ao subir 1m em relação ao fundo da viga parede tem um efeito bastante favorável, permitindo que a compressão se apoie ao longo da altura da parede e não apenas na seção de cruzamento da PAR6 e da viga parede (0.30x0.30 m2). Observa-se uma distribuição em altura com maiores concentrações de tensões no topo da PAR6 e na seção de cruzamento entre a viga e a PAR6 ao nível da base.

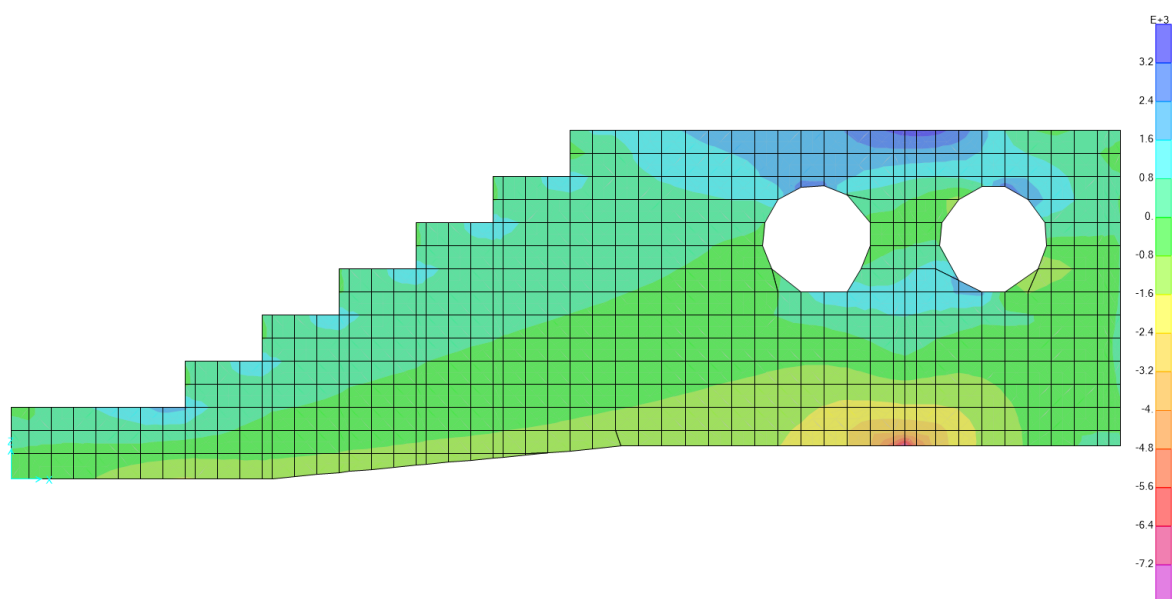


Figura 94 – Forças de membrana F11 [kN/m]

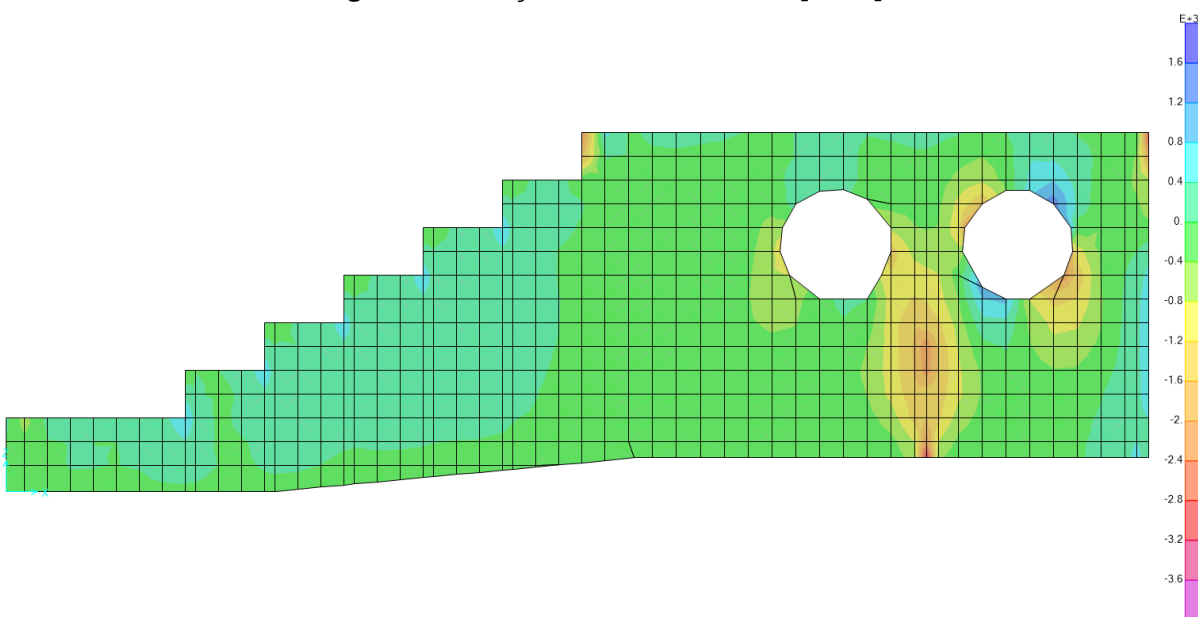


Figura 95 – Forças de membrana F22 [kN/m]

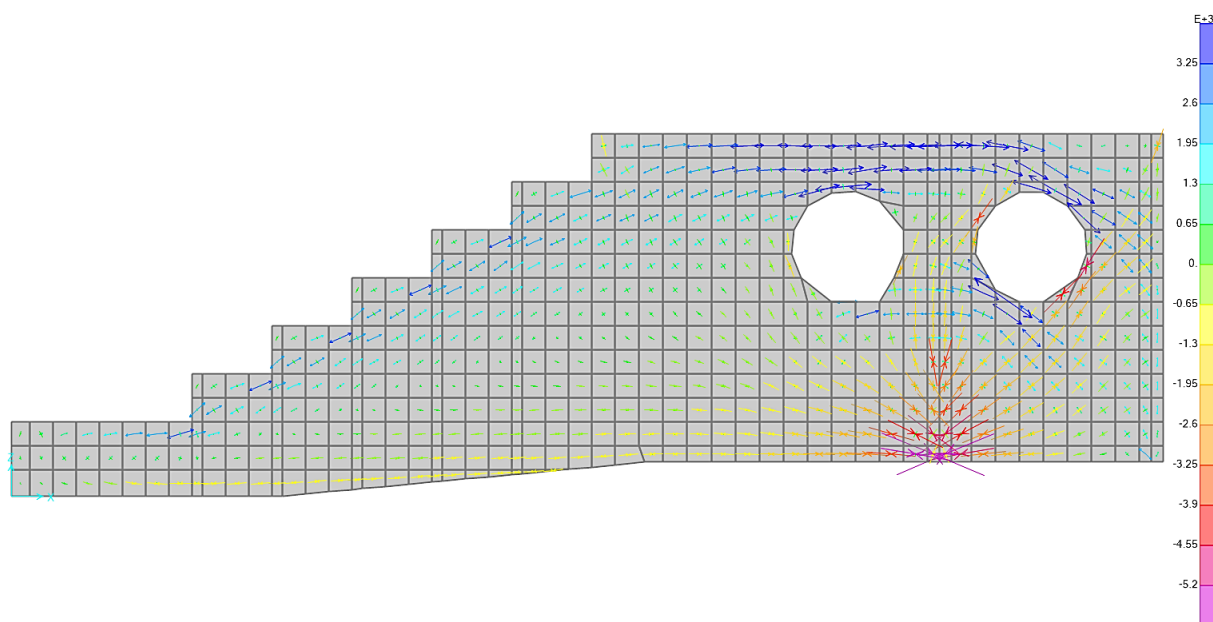


Figura 96 – Trajetória das máximas forças de membrana (FMAX e FMIN) [kN/m]

Tabela 43 – Verificação dos tirantes tracionados

T _{Sd} [kN]	A _{s,adotado} Disposição	A _{s,adotado} [cm ²]	T _{Rd} [kN]	Verificação
1900	16 Ø 20	50.24	2185	Ok
800	8 Ø 20	25.12	1093	Ok

Em relação à região com tensões de compressão mais crítica, o nó na base da viga parede (nó CCC) e no topo da parede PAR6, apresenta-se na tabela seguinte respetiva verificação de segurança. Para a verificação do nó considera-se a seguinte formulação, segundo a NBR 6118:2014:

$$\sigma_{Rd,max} \leq f_{cd1} = 0.85 \alpha_{v2} f_{cd}$$

Tabela 44 - Verificação de segurança dos nós

Zona	$\sigma_{Sd,máx}$ [MPa]	$\sigma_{Rd,máx}$ [MPa]
Topo Parede	7.7	20.4
Base Parede	11.2	20.4

Considera-se verificada a segurança segundo a NBR 6118:2014.

NIVEL INTERMÉDIO – PISO DE SUSTENTAÇÃO

Na verificação de segurança à flexão da grelha de vigas do piso intermédio, considerou-se a protensão como ação, sendo a resistência avaliada sem contar com a parcela de resistência do aço associada à protensão e em flexão composta. Esta opção teve a ver com a importância do efeito da protensão na distribuição de esforços e na alguma dificuldade em distinguir as parcelas isostáticas e hiperestáticas.

Ilustra-se na figura seguinte, a título de exemplo, a seção tipo adotada para o cálculo da viga V1.

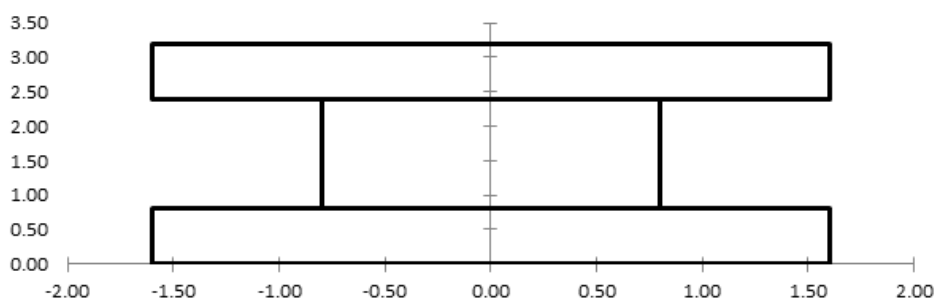


Figura 97 – Seção adotada para o cálculo dos momentos fletores resistentes

Observa-se, pela tabela seguinte que as vigas verificam a segurança com uma folga considerável em relação ao estado limite último correspondente à **combinação última C1**, segundo as disposições regulamentares da NBR 6118:2014. Os diagramas de momentos fletores apresentam-se na figura abaixo.

Tabela 45 – Verificação de segurança da grelha de vigas

Viga	M_{Sd}^+ [kNm]	M_{Rd}^+ [kNm]	Verificação	V_{Sd} [kN]	V_c [kN]	V_{Rd2} [kN]	V_{Rd3} [kN]	Verificação
V1	23590	138980	OK	4460	6297	33658	14681	OK
V2	16500	37821	OK	2330	1664	11190	12144	OK
V4	5863	9673	OK	1124	3717	19866	11569	OK

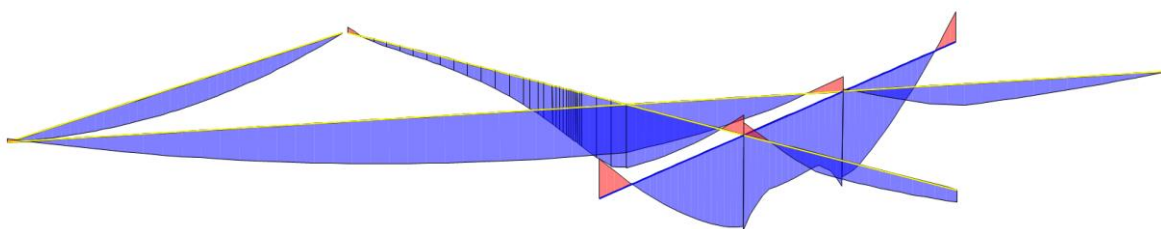


Figura 98 – Diagrama de momentos fletores das vigas do piso de sustentação – Combinação C1

Na figura seguinte apresenta-se, a título de exemplo, a envolvente dos momentos resistentes para a viga V1. Consta-se uma sobrerresistência significativa, superior ao habitual, que advém do fato de se ter uma solução com quase anulação de deformações relativas da grelha de vigas, mas que se justifica pela grande sensibilidade deste sistema para a estabilidade do conjunto desta obra.

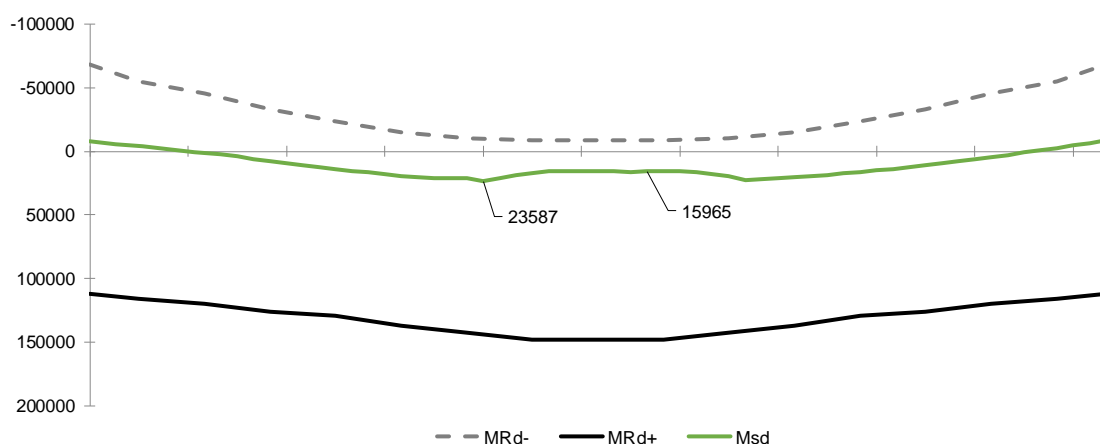


Figura 99 – Momentos fletores solicitantes e momento fletor resistente – Viga V1

Na figura abaixo, apresenta-se a título de exemplo a relação momento curvatura da viga V1 ($M-1/R$), até a um valor máximo de aproximadamente 140000 kNm.

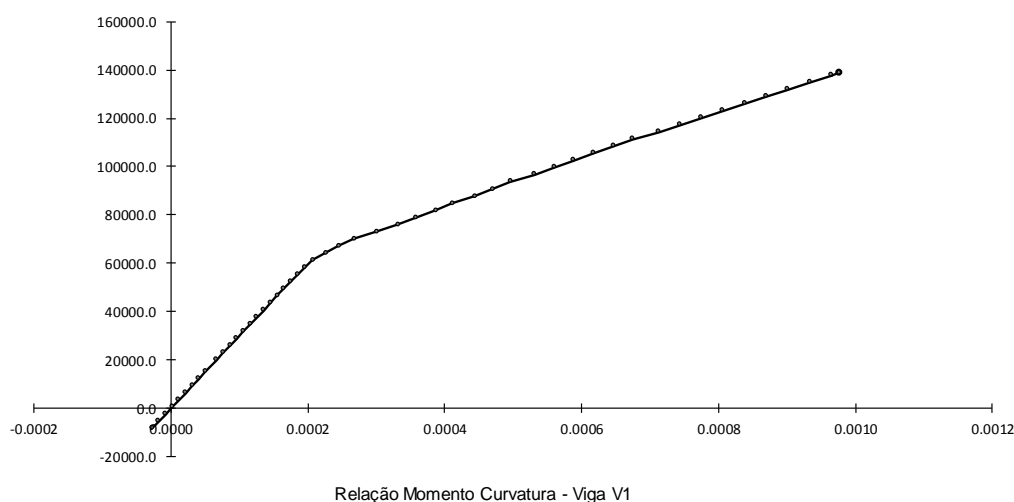


Figura 100 – Relação momento-curvatura (M-1/R): Viga V1

Em relação à viga V1, considera-se ainda pertinente analisar os nós de apoio das almas desta viga na parede PAR 2. O esforço cortante é transportado nas almas até aos apoios, pelo que se analisará o nó CCT em termos de tensão de compressão e em termos de amarração da armadura longitudinal de flexão que será necessária para equilibrar os esforços cortantes.

Como mencionado anteriormente, a reação R_{sd} condicionante na viga V1 é **4460 kN**, pelo que se tem **2230 kN/alma**. Em termos de tensões de compressão, estas devem ser limitadas a $\sigma_{Rd} = f_{cd3} = 0.72\alpha_{v2}f_{cd} = 17.3 \text{ MPa}$.

A área de apoio das almas é bastante considerável, dado que existe um espessamento da parede de 0.50m para 0.80m na área de apoio destas vigas do piso. Assim, a área é dada por $0.80 \times 0.80 = 0.64 \text{ m}^2$ e a tensão atuante $\sigma_{sd} = 2230 / 0.64 = 3.5 \text{ MPa} < \sigma_{Rd}$. De forma conservativa, e assumindo um ângulo $\theta_1 = 40^\circ$, como definido na figura abaixo, temos que a força longitudinal de tração $F_T = 1.20 R_{sd} = 2676 \text{ kN}$.

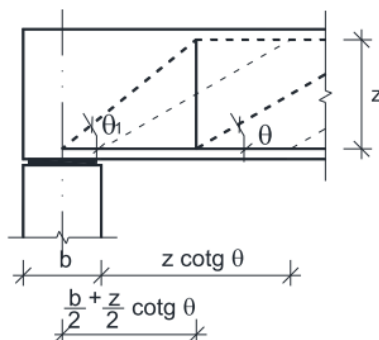


Figura 101 – Esquematização do equilíbrio de forças junto ao apoio de extremidade de uma viga

Em relação ao comprimento de amarração (l_b) disponível para a armadura longitudinal, é dado que a parede apresenta 80cm de espessura, considera-se que $l_{b,eff} = 70\text{cm}$. De acordo com as recomendações da FIP (*"FIP Recommendations 1999"*) o comprimento de ancoragem necessário é:

$$l_b = \frac{2}{3} \cdot \frac{\Phi}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}} = \frac{2}{3} \cdot \frac{25}{4} \cdot \frac{435}{3.0} = 453 \text{ mm} < 700\text{mm}$$

Conclui-se assim que seria possível tirar partido das armaduras longitudinal, devidamente dobradas, de forma a amarrar a tração longitudinal resultante do equilíbrio da força cortante.

A força de amarração ("bond force") para varões tracionados com amarrações em curva é dada por:

$$f_{bd,\Phi} = \pi \cdot \Phi \cdot f_{bd} \cdot l_{b,eff} \cdot 1.5 / 0.7$$

Para o caso de armaduras $\Phi=25 \text{ mm}$, $f_{bd,\Phi=25}=353 \text{ kN}$.

Caso a amarração acaba em "ponta" ("straight bar"), isto é, sem que haja a dobragem da armadura o valor é $f_{bd,\Phi=25} = 247 \text{ kN}$.

Dada a pormenorização da viga, pode se contar com 11 Φ 25 em cada alma, resultando uma força de amarração $f_{bd,\Phi=25}=3883 \text{ kN}$, **valor superior à força de tração longitudinal.**

Está assim verificada a segurança local do nó de apoio.

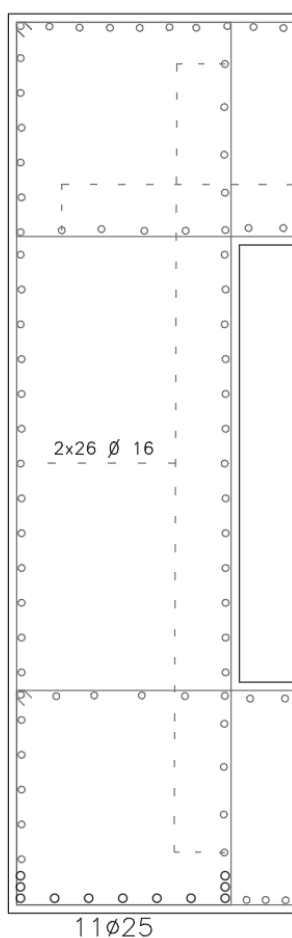


Figura 102 – Identificação da armadura longitudinal de tração no alinhamento da alma

COBERTURA

Na verificação de segurança à flexão considerou-se neste caso a protensão do lado da resistência. Assim, os esforços são obtidos para a **combinação última C1** e comparados com a resistência das vigas. Para o cálculo do momento fletor resistente adotou-se uma largura efetiva do banzo superior igual a 1.0m, sem, no entanto, considerar a armadura da laje para a resistência total da secção da viga.

Ilustra-se na figura seguinte uma da secção tipo adotada para o cálculo.

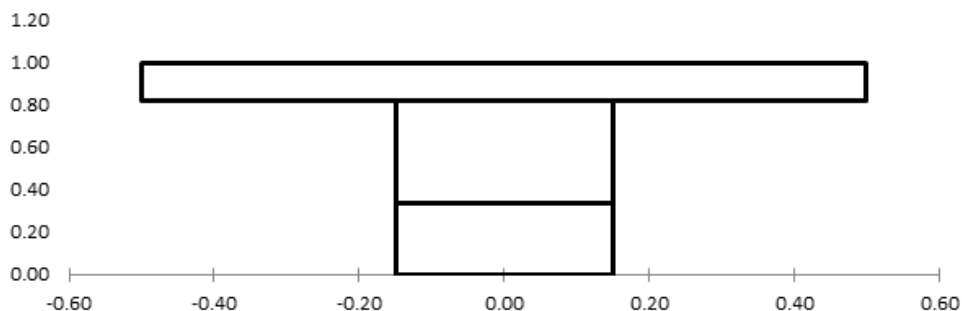


Figura 103 – Seção adotada para o cálculo dos momentos fletores resistentes

Na tabela seguinte encontram-se os valores dos momentos fletores solicitantes e resistentes em cada secção condicionantes para as diversas vigas da cobertura. A segurança encontra-se verificada com maior folga nas vigas protendidas, como se pode observar na tabela, uma vez que a protensão foi condicionada pelas condições de comportamento em serviço.

Tabela 46 –Verificação de segurança aos momentos fletores das vigas da cobertura

Viga	M_{Sd}^+ [kNm]	M_{Rd}^+ [kNm]	Verificação
V1	799	2267	OK
V2	1084	4566	OK
V3	717	2688	OK
V4	783	2408	OK
V5	481	1770	OK
V6	469	1770	OK
V7	303	1770	OK
V8	389	1396	OK
V9	361	1396	OK
V10	325	1302	OK
V11	290	1302	OK
V12	341	1302	OK
V13	217	1002	OK
V14	227	1002	OK
V15	227	1002	OK
V16	215	1002	OK
V17	202	908	OK
V18	178	815	OK
V19	147	815	OK
V20	175	318	OK
V21	108	318	OK

Viga	M _{Sd} ⁺ [kNm]	M _{Rd} ⁺ [kNm]	Verificação
V22	195	318	OK
V23	223	318	OK
V24	254	318	OK
V25	254	318	OK
V26	275	318	OK
V27	305	318	OK
V28	293	318	OK
V29	281	318	OK
V30	281	318	OK
V31	144	275	OK
V32	190	275	OK
V33	173	275	OK
V34	167	275	OK
V35	102	275	OK
V36	122	233	OK
V37	105	233	OK
V38	101	233	OK
V39	123	233	OK
V40	139	191	OK
V41	157	318	OK
V42	120	1002	OK
V43	233	1770	OK
V44	457	3739	OK
V45	637	4566	OK
V46	834	4222	OK
V47	649	2688	OK
V48	675	4222	OK
V49	938	4222	OK
V50	919	4222	OK
V51	1100	2688	OK
V52	766	3739	OK
V53	768	3108	OK
V54	579	3739	OK
V55	1103	5634	OK
V56	1117	5634	OK
V57	1171	5634	OK
V58	1114	5634	OK
V59	1021	3407	OK
V60	903	3407	OK
V61	564	2408	OK
V62	237	1396	OK

Viga	M_{Sd}^+ [kNm]	M_{Rd}^+ [kNm]	Verificação
V63	107	815	OK

Com base nas premissas adotadas para o cálculo do esforço cortante resistente, a segurança encontra-se também verificada segundo a NBR 6118:2014 como se verifica na tabela seguinte.

Tabela 47 – Verificação de segurança ao esforço cortante das vigas

Viga	V_{Sd} [kN]	V_c [kN]	V_{Rd2} [kN]	V_{Rd3} [kN]	$A_{sw/s}$ [cm ² /m]	$A_{sw,req/s}$ [cm ² /m]	Verificação
V1	176	174	928	322	5.0	2.7	OK
V2	255	174	928	495	7.7	4.0	OK
V3	201	174	928	460	7.1	3.1	OK
V4	209	236	1264	322	5.0	3.2	OK
V5	150	187	998	339	6.7	2.9	OK
V6	151	187	998	339	6.7	3.0	OK
V7	123	187	998	339	6.7	2.4	OK
V8	140	176	943	282	5.6	2.7	OK
V9	132	176	943	282	5.6	2.6	OK
V10	126	176	943	254	5.0	2.5	OK
V11	110	176	943	254	5.0	2.2	OK
V12	126	176	943	254	5.0	2.5	OK
V13	90	129	691	249	6.7	2.4	OK
V14	90	129	691	249	6.7	2.4	OK
V15	94	129	691	249	6.7	2.5	OK
V16	88	129	691	249	6.7	2.4	OK
V17	90	129	691	186	5.0	2.4	OK
V18	80	129	691	196	5.3	2.1	OK
V19	74	129	691	196	5.3	2.0	OK
V20	80	158	842	282	5.6	1.6	OK
V21	50	158	842	282	5.6	1.0	OK
V22	85	158	842	282	5.6	1.7	OK
V23	121	158	842	282	5.6	2.4	OK
V24	140	158	842	282	5.6	2.8	OK
V25	140	158	842	282	5.6	2.7	OK
V26	149	158	842	282	5.6	2.9	OK
V27	143	158	842	282	5.6	2.8	OK
V28	138	158	842	282	5.6	2.7	OK
V29	130	158	842	282	5.6	2.6	OK
V30	122	158	842	282	5.6	2.4	OK
V31	66	137	730	220	5.0	1.5	OK

Viga	V _{Sd} [kN]	V _c [kN]	V _{Rd2} [kN]	V _{Rd3} [kN]	A _{sw/s} [cm ² /m]	A _{sw,req/s} [cm ² /m]	Verificação
V32	91	137	730	220	5.0	2.1	OK
V33	81	137	730	220	5.0	1.8	OK
V34	82	137	730	220	5.0	1.9	OK
V35	62	137	730	220	5.0	1.4	OK
V36	65	116	617	186	5.0	1.7	OK
V37	61	116	617	186	5.0	1.6	OK
V38	58	116	617	186	5.0	1.6	OK
V39	73	116	617	186	5.0	2.0	OK
V40	93	142	758	152	5.0	3.0	OK
V41	87	158	842	282	5.6	1.7	OK
V42	65	129	691	249	6.7	1.7	OK
V43	97	187	998	339	6.7	1.9	OK
V44	143	236	1264	429	6.7	2.2	OK
V45	168	299	1599	495	7.7	2.6	OK
V46	207	205	1096	537	8.3	3.2	OK
V47	175	205	1096	585	9.1	2.7	OK
V48	187	299	1599	585	9.1	2.9	OK
V49	243	299	1599	585	9.1	3.8	OK
V50	239	299	1599	585	9.1	3.7	OK
V51	284	205	1096	585	9.1	4.4	OK
V52	183	205	1096	537	8.3	2.8	OK
V53	215	205	1096	495	7.7	3.3	OK
V54	137	205	1096	537	8.3	2.1	OK
V55	273	210	1123	779	10.0	3.5	OK
V56	261	210	1123	779	10.0	3.3	OK
V57	269	210	1123	779	10.0	3.4	OK
V58	246	210	1123	390	5.0	3.2	OK
V59	229	210	1123	650	8.3	2.9	OK
V60	203	210	1123	650	8.3	2.6	OK
V61	167	236	1264	322	5.0	2.6	OK
V62	77	176	943	282	5.6	1.5	OK
V63	64	129	691	196	5.3	1.7	OK

4.5. FUNDAÇÕES

Para a definição do tipo de fundação a realizar no bloco B foram pedidos e realizadas sondagens mistas de forma a obter uma caracterização geológica-geotécnica do local de implantação do edifício.

Serviram ainda de base para a definição da tensão admissível do solo para o Bloco B, as tensões admissíveis adotadas em projeto quer para o Bloco A quer para o Bloco D já construídos. Para estes edifícios já construídos, foram adotadas tensões mínimas admissíveis de 10 kgf/cm², como se verifica em imagem abaixo.

- 2 – Fundação direta, em sapata assentada em terreno limpo e regularizado com tensão mínima de 10kg/cm² conforme orientação do consultor de solos/fundações.
- 3 – Topo da sapata nível +1043.12, exceto onde indicado.

Figura 104 – Extrato das “NOTAS GERAIS DE PROJETO” extraído do documento de projeto original das estruturas dos subsolos TRF_R03EX16_SUBSOLO_EST

Com relação aos métodos de escavação a adotar na área de intervenção do bloco B, estão previstos executar taludes não superiores a 45°.

Os documentos que serviram de base de apoio à definição da fundação projetada são:

- 85EA16-EACE-PE-XXX-XXX-PG-XXX-01-R00
- 85EA16-EACE-PE-XXX-XXX-RL-SND-02-R00

A cota de referência para as sondagens mistas (RN) localiza-se junto ao muro de contenção da estrutura do subsolo, à cota de projeto Z=1049.50m como indicado em figura abaixo.



Figura 105 – Locação cota RN



Figura 106 – Execução dos trabalhos de sondagens

As sondagens que serviram de base ao projeto de fundações encontram-se identificadas no documento 85EA16-EACE-PE-XXX-XXX-PG-XXX-01-R00 e 85EA16-EACE-PE-XXX-XXX-RL-SND-02-R00. Na figura abaixo apresenta-se um trecho deste documento, com a identificação das sondagens mistas realizadas.

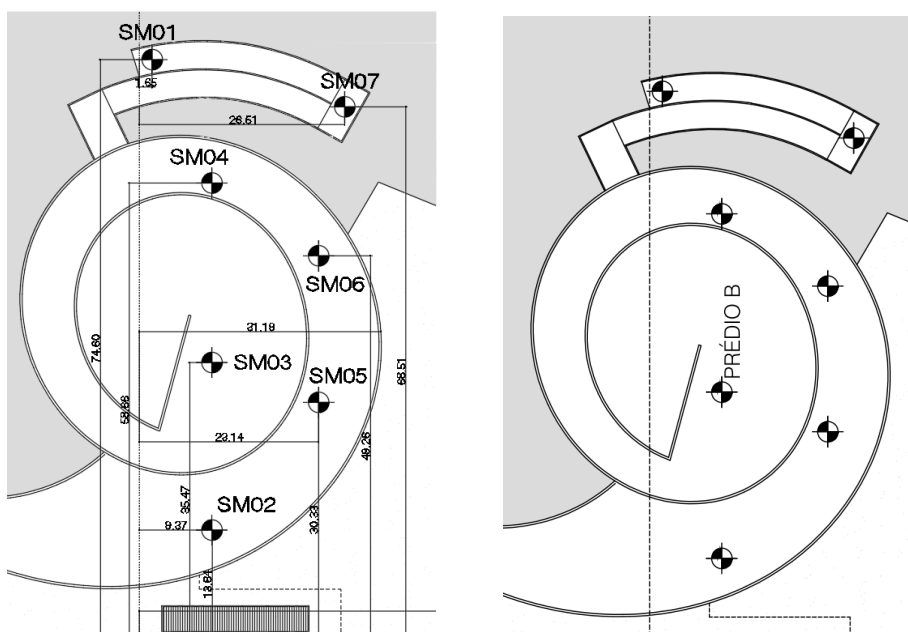


Figura 107 – Identificação das sondagens mistas realizadas para o bloco B

Os furos de sondagem mistas executados na projeção da edificação foram as SM2, SM3, SM4, SM5 e SM6. As furações SM1 e SM7 estão locados na projeção da rampa externa.

Como o furo SM6 foi executado a partir da cota mais alta, usaremos este furo para fazer as considerações de caracterização geológica (boletim da sondagem mista SM06 encontra-se em anexo). O perfil deste furo apresenta uma camada de aterro de argila arenosa rija de cor vermelha com pedregulhos, com espessura de 3.60m. A partir daí foram encontradas camadas de argila arenosa rija a dura de cor avermelhada, uma camada de silte argiloso, duro, cor roxa até à profundidade de 16.23m, correspondente à cota de projeto Z=1038.80m. A partir desta profundidade existe uma camada de rocha alterada, incoerente, medianamente fraturada, com fraturas inclinadas, sub-horizontais, subverticais de cor amarronzada. O nível de água no dia da sondagem (02-02-2017) foi encontrado à profundidade 17.60 (Z=1037.43)

De acordo com as sondagens realizadas e o tipo de solo existente no local, podemos admitir os seguintes parâmetros geotécnicos:

- $\gamma = 1.8 \text{ t/m}^3 = 18 \text{ kN/m}^3$
- $c = 3.0 \text{ kN/m}^2$
- $\Phi = 30^\circ$

Com relação à verificação da tensão admissível adotada no projeto original, foram utilizados métodos semí empíricos, com base nos resultados dos ensaios SPT, usualmente adotadas na região onde se insere o empreendimento. Para tal adotou-se a seguinte formulação empírica, equivalente à expressão apresentada na pág. 306 do Livro: Fundações - Teoria e Prática 2ª Edição, Editora Pini, 1998, com as respectivas alterações ao sistema de unidades:

$$\sigma_s = \frac{\gamma h}{10} + \frac{N}{5} [\text{kgf/cm}^2]$$

Onde,

- γ representa o peso específico do solo;
- h representa a profundidade do elemento de fundação (tubulão);
- N representa o número de pancadas obtidas através do ensaio, SPT

Em termos de cota de assentamento da base dos tubulões, assume-se a cota Z=1041.10 (profundidade h=13.93 em relação ao furo SM06), tal como estava previsto no projeto inicial. Esta cota garante que a base dos tubulões esteja assente à cota das

fundações existentes do subsolo e garante ainda que o nível de água não seja atingido. Para esta cota o SPT registrado é de cerca de 36 para 15 cm (equivalente a 72 para 30cm), o que garante, sem reservas, um nível de tensão admissível adotado em projeto. Por aplicação direta da formulação empírica apresentada anteriormente, obtém uma tensão $\sigma_s = 14,55 \text{ kgf/cm}^2$.

Assim, tendo em conta a tensão admissível adotada em projeto original para o Bloco B ($\sigma_s=8.0 \text{ kgf/cm}^2$), a tensão admissível adotada para as fundações dos Blocos A e D já construídos ($\sigma_s=10.0 \text{ kgf/cm}^2$) e o resultado obtido através da formulação empírica, assume-se a tensão admissível de 8 kgf/cm^2 para o solo de fundação.

Para a definição da geometria do tubulão (fuste e base) foram seguidas as indicações normativas da NBR 6122:2010. Admitiu-se bases dos tubulões com altura máxima de 1.80m e diâmetros máximos de 3.30m. Para a definição dos diâmetros dos fustes admitiu-se uma tensão máxima admissível de 6MPa. O ângulo que define a forma de tronco de cone da base alargada foi limitado a 60° .

Em seguida verifica-se sucintamente as fundações existentes, admitindo como hipóteses as premissas de projeto:

- Concreto fundações - $f_{ck} = 30\text{MPa}$
- Cargas admissíveis ($\sigma_{\text{max,tubulão}} = 6\text{MPa}$)

Φ [m]	Carga admissível [kN]
0.8	3016
1.0	4712
1.2	6786
1.4	9236

Na tabela seguinte apresenta-se o esforço resistente de cada conjunto de tubulões de cada bloco de fundação. Verifica-se que de uma forma geral as fundações encontram-se com larga folga, tendo em conta as premissas adotadas. Para a obtenção das reações de apoio considerou-se a **combinação rara C7**.

Tabela 48 – Verificação de segurança estrutural do fuste dos tubulões

"Pilar Fictício"	Carga [kN]	Bloco	Nº Tubulões	T _{tubulão} [m]	N _{R, tubulão} [kN]	N _{R/Bloco} [kN]	Verificação
P2	1210	BL1	1	0.8	3016	3016	OK
P3	1297	BL1	1	0.8	3016	3016	OK

P4	1974	BL1	1	0.80	3016	3016	OK
P14	422	BL1	1	0.8	3016	3016	OK
P10	670	BL1	1	0.8	3016	3016	OK
P13	368	BL1	1	0.8	3016	3016	OK
P9	333	BL1	1	0.8	3016	3016	OK
P1	404	BL1	1	0.8	3016	3016	OK
P20	272	BL1	1	0.8	3016	3016	OK
P19	277	BL1	1	0.8	3016	3016	OK
P11	2808	BL2	1	1.2	6786	6786	OK
P15	3259	BL2	1	1.2	6786	6786	OK
P16	9752	BL3.A	2	1.2	6786	13572	OK
P8	2929	BL2	1	1.2	6786	6786	OK
PN10	405	BL1	1	0.8	3016	3016	OK
P17	23000	BL4	3	1.4	9236	27709	OK
P12	808	BL1	1	0.8	3016	3016	OK
P6	1107	BL1	1	0.8	3016	3016	OK
P7	936	BL1	1	0.8	3016	3016	OK
P32	601	BL1	1	0.8	3016	3016	OK
P31	991	BL1	1	0.8	3016	3016	OK
P5	1191	BL1	1	0.8	3016	3016	OK
PN8	479	BL1	1	0.8	3016	3016	OK
PN2	1097	BL1	1	0.8	3016	3016	OK
PN3	1865	BL1	1	0.8	3016	3016	OK
PN4	2000	BL1	1	0.8	3016	3016	OK
PN6	1058	BL1	1	0.8	3016	3016	OK
PN7	603	BL1	1	0.8	3016	3016	OK
PN1	609	BL1	1	0.8	3016	3016	OK
PN9 / PN5	9374	BL3.A	2	1.2	6786	13572	OK
P21	2900	BL1	1	0.8	3016	3016	OK
P22	1449	BL1	1	0.8	3016	3016	OK
P23	1058	BL1	1	0.8	3016	3016	OK
P24	879	BL1	1	0.8	3016	3016	OK
P25	780	BL1	1	0.8	3016	3016	OK
P26A	1172	BL1	1	0.8	3016	3016	OK
P26B	1113	BL1	1	0.8	3016	3016	OK
P27	1053	BL1	1	0.8	3016	3016	OK
P28	2271	BL2	1	1.2	6786	6786	OK
P29	4596	BL2	1	1.2	6786	6786	OK
P30	8987	BL3.B	2	1.0	4712	9424	OK

Na tabela seguinte apresenta-se a geometria da base do tubulão, indicando-se o diâmetro e altura da base:

Tabela 49 – Geometria da base dos tubulões

Bloco	D (diâmetro) [m]	h (altura) [m]
BL1	2.2	1.2
BL2	2.8	1.5
BL3.A	3.3	1.8
BL3.B	2.8	1.5
BL4	3.5	1.8

Tabela 50 – Verificação de segurança da base de fundações

"Pilar Fictício"	σ_{atuante} [MPa]	σ_{adm} [MPa]	Verificação
P2	0.32	0.80	OK
P3	0.34	0.80	OK
P4	0.52	0.80	OK
P14	0.11	0.80	OK
P10	0.18	0.80	OK
P13	0.10	0.80	OK
P9	0.09	0.80	OK
P1	0.11	0.80	OK
P20	0.07	0.80	OK
P19	0.07	0.80	OK
P11	0.46	0.80	OK
P15	0.53	0.80	OK
P16	0.57	0.80	OK
P8	0.48	0.80	OK
PN10	0.11	0.80	OK
P17	0.80	0.80	OK
P12	0.21	0.80	OK
P6	0.29	0.80	OK
P7	0.25	0.80	OK
P32	0.16	0.80	OK
P31	0.26	0.80	OK
P5	0.31	0.80	OK
PN8	0.13	0.80	OK
PN2	0.29	0.80	OK
PN3	0.49	0.80	OK
PN4	0.53	0.80	OK
PN6	0.28	0.80	OK
PN7	0.16	0.80	OK
PN1	0.16	0.80	OK
PN9 / PN5	0.76	0.80	OK
P21	0.76	0.80	OK
P22	0.38	0.80	OK

P23	0.28	0.80	OK
P24	0.23	0.80	OK
P25	0.21	0.80	OK
P26A	0.31	0.80	OK
P26B	0.29	0.80	OK
P27	0.28	0.80	OK
P28	0.37	0.80	OK
P29	0.75	0.80	OK
P30	0.73	0.80	OK

BLOCOS DE FUNDAÇÃO

Em seguida apresenta-se o dimensionamento de 4 tipos de bloco de fundações distintos e que são representativos dos restantes. Foram desenvolvidos modelos de escoras e tirantes para o equilíbrio e verificação da segurança.

Os esforços horizontais são desprezáveis e por isso a verificação de segurança é realizada para a **combinação última C1**.

Foram desenvolvidos modelos de escoras e tirantes para o equilíbrio e verificação da segurança. O modelo de verificação de segurança dos blocos de fundação com 1 tubulão segue essencialmente um modelo, cujo o equilíbrio das forças é realizado à custa de trações verticais e horizontais que se geram por equilíbrio do esforço axial. Um modelo secundário ("bottle effect"), foi igualmente utilizado, no qual se equilibra uma carga equivalente à força F_{TRd} da armadura transversal dos tubulões, que entra dentro do bloco de fundação. Apresenta-se apenas a verificação na face mais condicionante, adotando-se a mesma armação na outra direção (vertical). Os modelos para a verificação dos blocos de fundação com mais de um tubulão seguem um comportamento próximo de uma viga contínua.

Em seguida apresentam-se os diversos modelos criados, com indicação dos respetivos valores das bielas de compressão e dos tirantes.

As compressões (bielas) são valores moderados a baixos, apresentando-se apenas as verificações dos nós que se consideram pertinentes, porque de uma forma geral, a verificação dos nós está folgada.

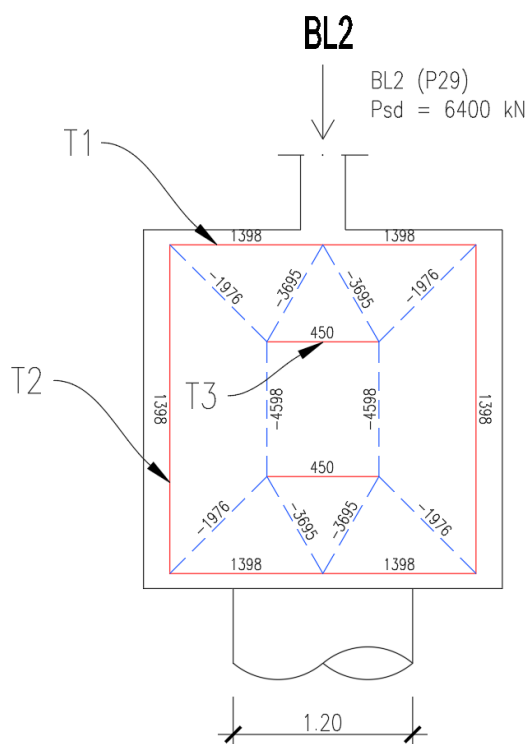


Figura 109 – Modelos de escoras e tirantes para verificação dos blocos BL2

Tabela 54 – BL2: Valores das bielas e tirantes

Bloco	$T_{Sd,1}$ [kN/m]	$T_{Sd,2}$ [kN/m]	$T_{Sd,3}$ [kN]*
BL2	$1398/2.40 = 583$	$1398/2.40 = 583$	450

*O valor de $T_{Sd,3}$ foi fixo no modelo, e é equivalente à força resistente dos estribos adotados nos tubulões ($\Phi 10/0.15$ (2R) = $5.24 \cdot 2 \cdot 43.5 = 455.9$ kN)

Tabela 55 – BL2: Verificação dos tirantes

Bloco	$A_{s1/s, adotado}$ [cm ² /m]	$T_{Rd,1}$ [kN/m]	$A_{s2/s, adotado}$ [cm ² /m]	$T_{Rd,2}$ [kN/m]	$A_{s3/s, adotado}$ [cm ² /m]	$T_{Rd,3}$ [kN]
BL2	$\Phi 16/0.125$ 16.08	699	$\Phi 16/0.125$ 16.08	699	5.24	455.9

Tabela 56 – BL2: Verificação do nó CCT principal

Nó	C1=R [kN]	σ_1 [MPa]	C2/C3 [kN]	a / b [m]	σ_2 [MPa]	$\sigma_{Rd,max} = f_{cd3}$ [MPa]
CCT	6400	5.66	3695	1.20 / 1.11	2.80	13.58 MPa

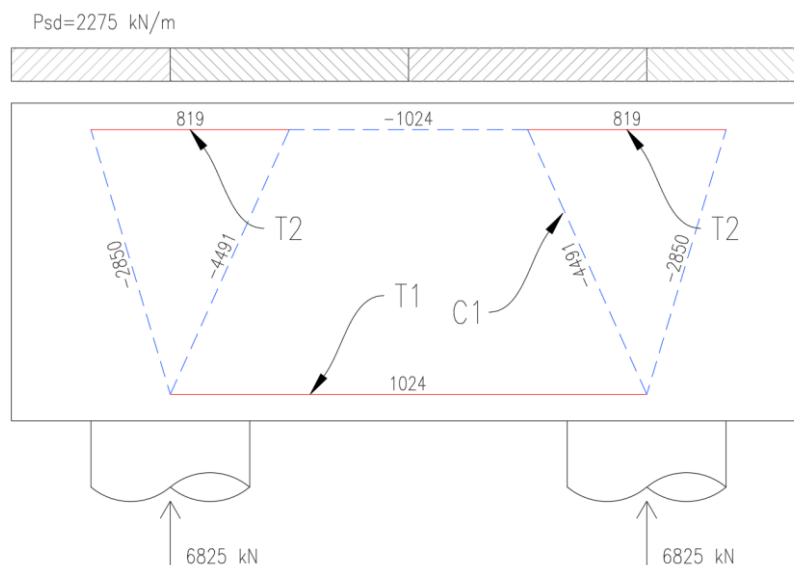


Figura 110 – Modelo de escoras e tirantes para verificação do bloco BL3.A (P16)

Tabela 57 – BL2: Valores das bielas e tirantes

Bloco	$T_{Sd,1}$ [kN]	$T_{Sd,2}$ [kN]
BL3	1024	819

Tabela 58 – BL2: Verificação dos tirantes

Bloco	A_{s1} , adotado [cm ²]	$T_{Rd,1}$ [kN]	A_{s2} , adotado [cm ²]	$T_{Rd,2}$ [kN]
BL3	16Φ20	2185	16Φ20	2185

Tabela 59 – BL2: Verificação do nó CCT principal

Nó	C1=R [kN]	σ_1 [MPa]	C2/C3 [kN]	a / b [m]	σ_2 [MPa]	$\sigma_{Rd,max} = f_{cd3}$ [MPa]
CCT	6825	6.05	2850/4491	1.20 / 1.15	3.30	13.58 MPa

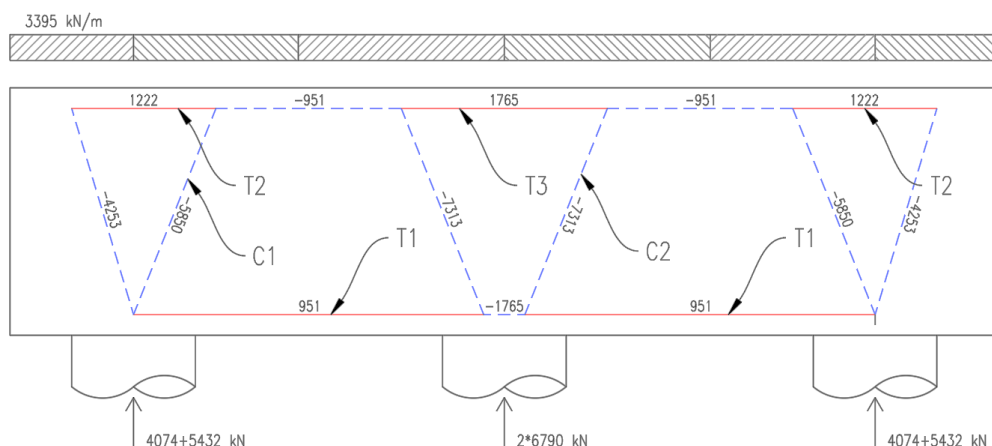


Figura 111 – Modelo de escoras e tirantes para verificação do bloco BL4

Tabela 60 – BL4: Valores das bielas e tirantes

Bloco	$T_{Sd,1}$ [kN]	$T_{Sd,2}$ [kN]	$T_{Sd,3}$ [kN]
BL4	951	1765	1222

Tabela 61 – BL2: Verificação dos tirantes

Bloco	A_{s1} , adotado [cm ²]	$T_{Rd,1}$ [kN]	A_{s2} , adotado [cm ²]	$T_{Rd,2}$ [kN]	A_{s3} , adotado [cm ²]	$T_{Rd,3}$ [kN]
BL4	16Φ20	2185	20Φ20	2732	16Φ20	2185

Tabela 62 – BL2: Verificação do nó CCT principal

Nó	C1=R [kN]	σ_1 [MPa]	C2 [kN]	a / b [m]	σ_2 [MPa]	$\sigma_{Rd,max} = f_{cd3}$ [MPa]
CCT	13580	8.9	4491	1.20 / 1.15	3.25	13.58 MPa

Verificam-se que a armação adotada garante a verificação de segurança, segundo a NBR 6118:2014, dos blocos em análise e, por analogia, de todos os restantes blocos de fundação.

4.6. ELEMENTOS DE PAREDE – PAREDE PAR 2

A parede PAR2 do contorno do bloco B está sujeita, essencialmente, a esforços de membrana. No entanto, os esforços mais importantes que se podem gerar, fora das zonas de maior especificidade como são os casos das zonas mais espessas, que recebem a grelha de vigas do piso de sustentação, são sobretudo devido a deformações impostas.

Para simular os efeitos da retração na estrutura, aplicou-se uma temperatura equivalente de -30°C e de forma a ter em conta a fluência ao longo do tempo, reduziu-se o módulo de elasticidade para $(1/3) E_c$.

Na figura seguinte apresenta-se as tensões S11 (direção horizontal), utilizando a **envolvente das combinações frequentes C5 e C6** numa parte da parede PAR2. Observam-se picos de tensões na base da parede, devido à restrição das fundações, com valores da ordem dos 4.0Mpa , tensões que são relevantes face à necessidade de controlar o comportamento em serviço. Assim, é expetável que a parede fissure, especialmente nas zonas inferiores, devendo ser prevista quantidades de armadura que assegurem aberturas de fendas inferiores a determinados limites.

Na parte superior, em particular acima do nível do piso 1 podem se identificar compressões devidos ao efeito de anel por compressão da laje do piso 1 (diminuição do diâmetro por efeito também da sua retração).

Com base no alçado da parede PAR2, identifica-se na figura seguinte a parte representada na figura anterior, correspondente ao contorno exterior da parede PAR2.

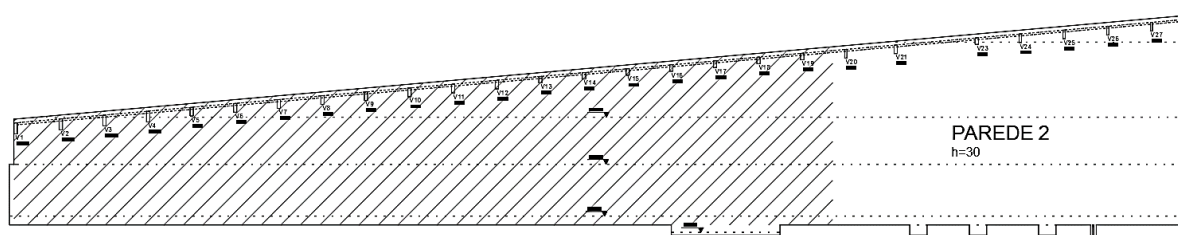


Figura 112 – Identificação da zona em análise na memória

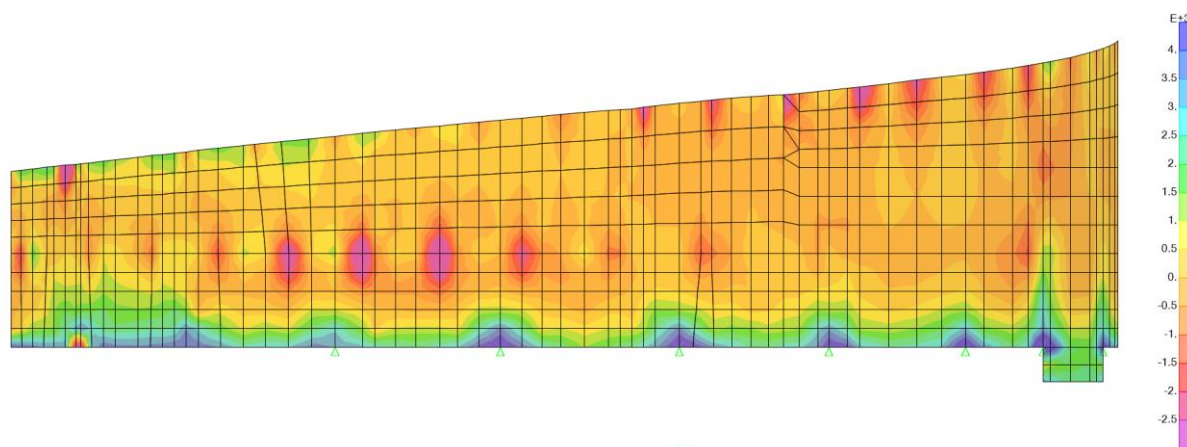


Figura 113 – Tensões S11: Parede PAR 2 [kN/m²]

As forças de membrana máximas concentram-se na base da parede, com valores máximos da ordem dos 750 kN/m. Cerca de 2.0m acima da base registam-se forças de tração da ordem dos 500 kN/m.

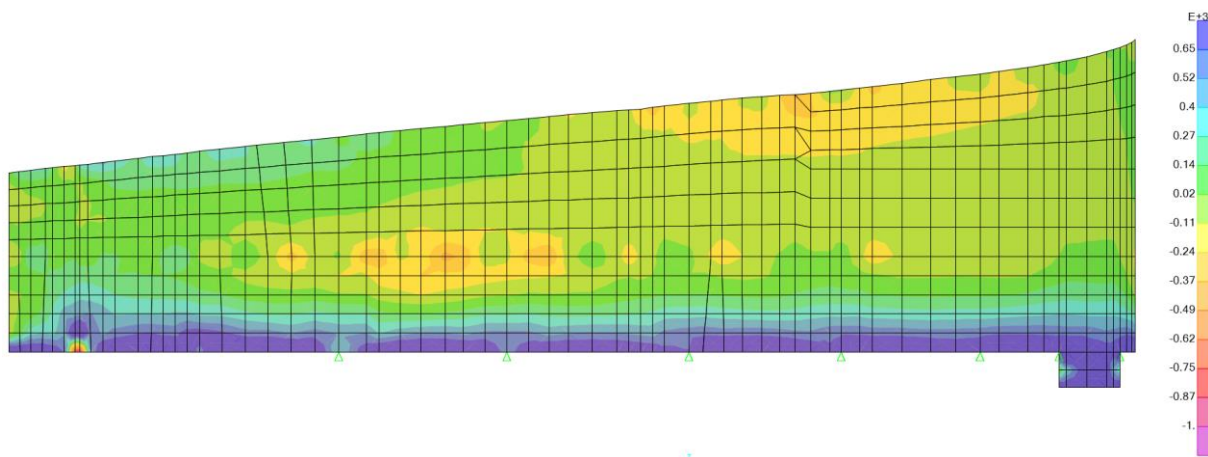


Figura 114 – Forças de membrana F11: Parede PAR 2 [kN/m]

De forma a atender uma abertura de fissura máxima de 0.3mm, adota-se uma disposição de armaduras tal que respeita os valores máximos de diâmetro e espaçamento conforme disposto na tabela 17.2 da NBR 6118:2014.

Tabela 17.2 – Valores máximos de diâmetro e espaçamento, com barras de alta aderência

Tensão na barra σ_{sl} ou $\Delta\sigma_{pi}$ MPa	Valores máximos			
	Concreto sem armaduras ativas		Concreto com armaduras ativas	
	$\phi_{m\acute{a}x}$ mm	$s_{m\acute{a}x}$ cm	$\phi_{m\acute{a}x}$ mm	$s_{m\acute{a}x}$ cm
160	32	30	25	20
200	25	25	16	15
240	20	20	12,5	10
280	16	15	8	5
320	12,5	10	6	-
360	10	5	-	-
400	8	-	-	-

Figura 115 – Tabela 17.2 extraída da NBR6118:2014

Desta forma, considerou-se fundamental adotar uma armação de controlo da eventual abertura de fendas na parte inferior da parede, caso estas ocorram. Segundo a NBR, esta armadura é calculada da seguinte forma:

$$A_s = k k_c f_{ct.ef} \frac{A_{ct}}{\sigma_s}$$

Onde, k é um coeficiente que depende da espessura da parede, como se verifica na seguinte figura:

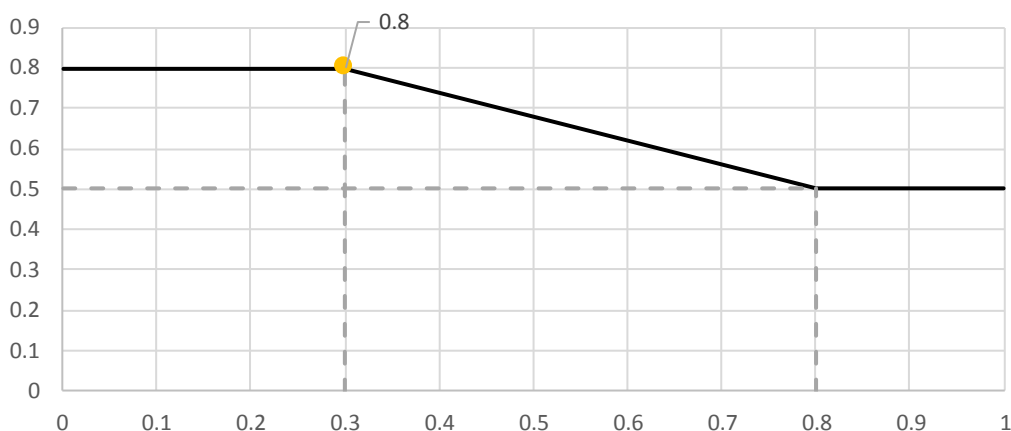


Figura 116 – Coeficiente K, segundo a NBR

Adotou-se ainda $K_c=1$ pois é um problema de tração.

Na tabela seguinte apresenta-se a área mínima horizontal a dispor pelas duas faces, para a espessura de parede considerada referindo-se a área de armadura adotada.

Tabela 63 - Cálculo da armadura mínima para deformações impostas

b [m]	K	K_c	A_{ct} [m ² /m]	$A_{s/s}$ (2 faces) [cm ² /m]	$A_{s/s}$, adotada (2 faces) [cm ² /m]
0.30	0.8	1	0.3	16.8	19.63 ($\Phi 12.5$ c/12.5)

Esta armadura é adotada em toda a parede PAR 2, em geral, até a um metro acima do nível do piso 1 e, ainda, nas partes acima das aberturas existentes na parede entre o térreo e o piso 1, sendo essa armadura prolongada até a 1 metro acima do nível do 2º piso, para contrariar aê o efeito do incremento de tensões.

Na parte superior considerou-se, em geral, uma quantidade de armadura de forma a superar a armadura mínima em vigas/parede. Esta armadura permite garantir uma tensão nas armaduras inferior a 280MPa, respeitando o espaçamento máximo de 15cm.

Na base da parede adota-se 7 $\Phi 16$ em cada face, distribuídos no primeiro metro de parede, o que corresponde a 13.40 cm²/m e conduz a uma tensão de armadura inferior a 280MPa.

Por outro lado, o sistema de ligação da parede PAR2 à laje existente foi dimensionado para a ação do vento, admitindo a **combinação última C1.B**, com um detalhe e ferrolhos verticais, de forma a conferir uma ligação e uma estabilidade lateral adequada à estrutura. Refira-se que a utilização dos ferros de espera existentes, quando devidamente posicionados podem, eventualmente, substituir os ferrolhos de projeto, com áreas equivalentes.

Em relação às tensões axiais de compressão a que a parede PAR 2 está sujeita, analisa-se com maior detalhe os alinhamentos verticais correspondentes ao apoio da viga V1 do piso de sustentação, que correspondem aos pilares fictícios P17 e P18. Para o alinhamento da parede correspondente ao pilar fictício P17, analisa-se as tensões de compressões axiais numa largura de 7.20m, correspondente à distância entre os tubulões de extremidade da fundação deste alinhamento, como se mostra na figura abaixo.

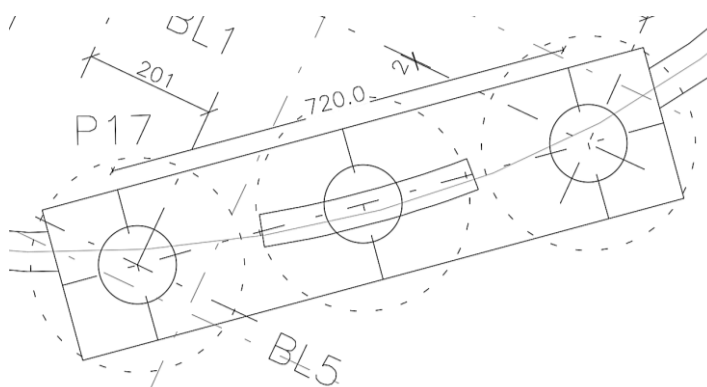


Figura 117 – Localização em planta do alinhamento em análise

Em relação ao alinhamento vertical do pilar fictício P18, a zona em análise cinge-se à largura da viga V60 (5.0m).

Na figura abaixo, que corresponde as tensões axiais S22 (direção vertical) no alinhamento em análise, para a **combinação última C1**, encontram-se identificados os pisos e os valores de tensões médias.

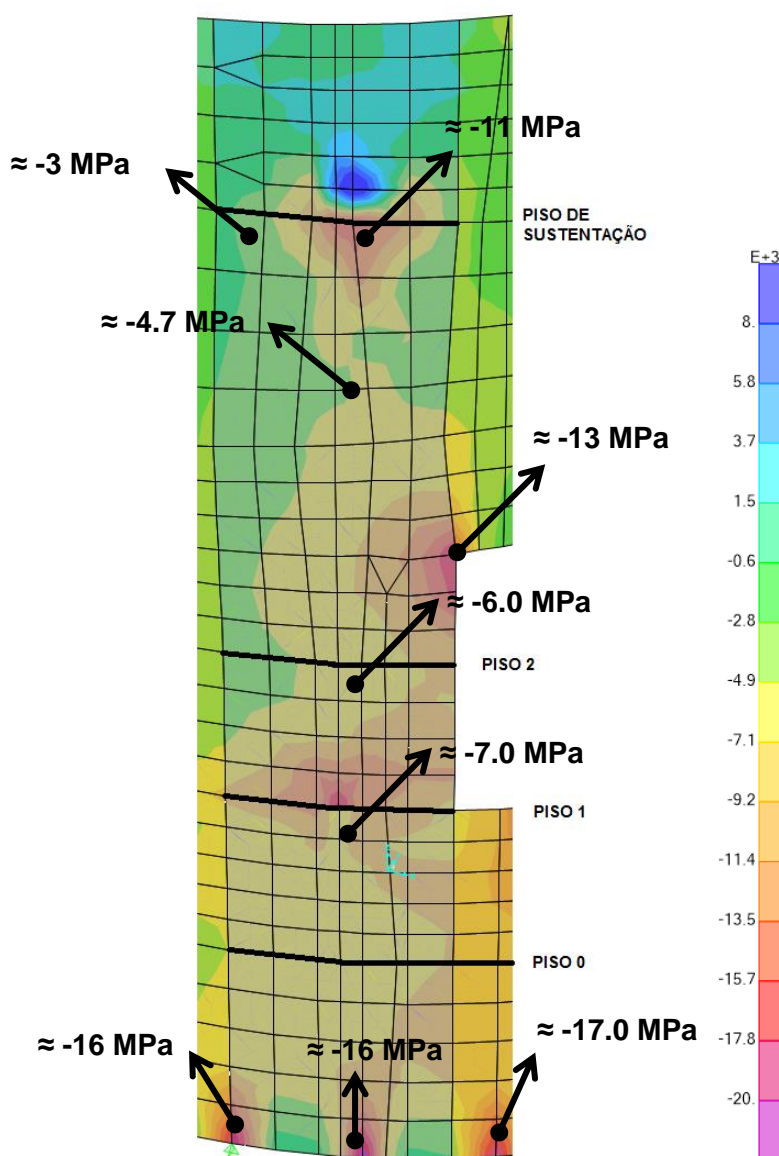


Figura 118 - Alinhamento da parede PAR2 correspondente ao pilar fictício P17: Tensões S22 [kN/m²]

Verifica-se que, de uma forma geral, a parede está sujeita a níveis de tensão de compressão relativamente baixos, da ordem dos 7/8 MPa na zona abaixo do piso 0. Ao nível do apoio da parte da parede PAR2 que está por cima da arquibancada do piso 2, regista-se maiores concentrações de tensões, da ordem dos 13MPa. Naturalmente, junto aos pontos de apoio, correspondentes aos tubulões, verifica-se um acréscimo significativo de tensão, da ordem dos $0.60f_{cd}$, mas sempre dentro de uma gama de valores muito aceitáveis para condições de estado limite último e tipo de concreto utilizado (C40).

Na figura seguinte apresenta-se o alinhamento correspondente ao pilar fictício P18, que apoia sobre a viga V60 existente. Verifica-se que, os níveis de tensão de compressão são muito semelhantes aos do alinhamento anterior. Na zona da base, a largura da viga V60 e a correspondente protensão permite que a tensão de compressão se uniformize de uma melhor forma, ao contrário do que se passa na parte da parede que apoia nos blocos/tubulões de fundação. Os níveis de tensão de compressão são igualmente aceitáveis ao longo da parede, registando-se apenas um pico na zona de apoio da ordem dos $0.7f_{cd}$.

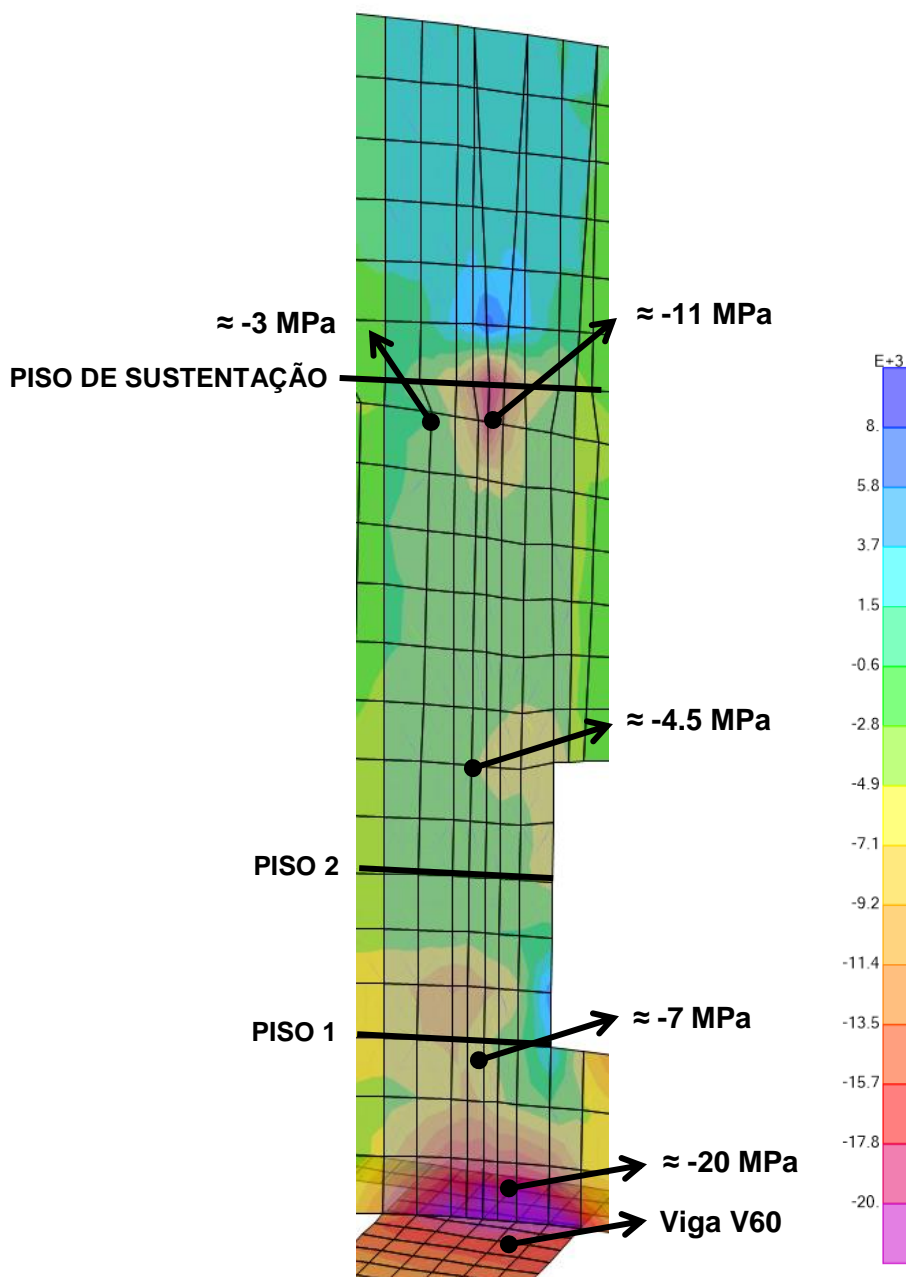
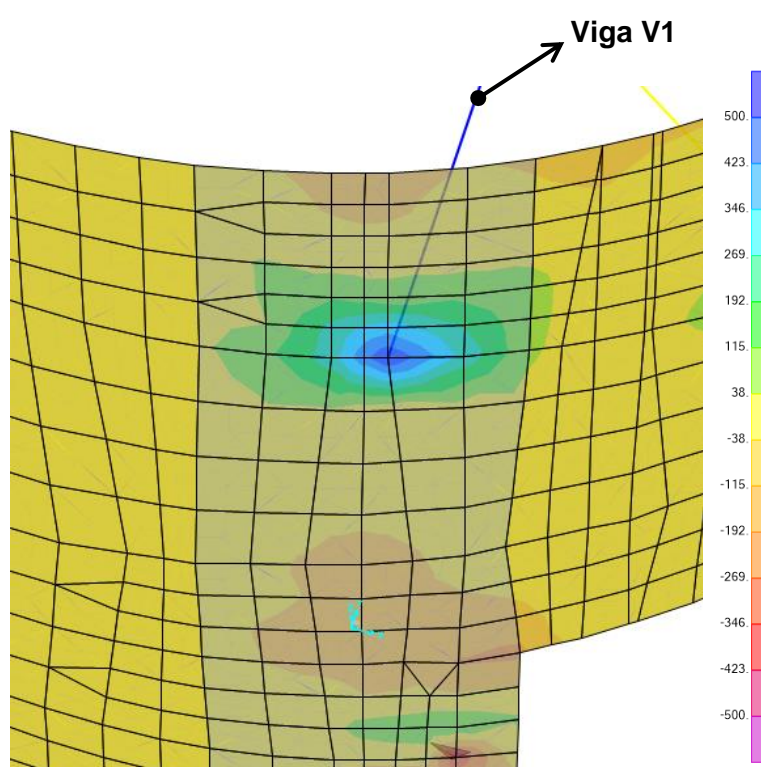


Figura 119 – Alinhamento da parede PAR2 correspondente ao pilar fictício P18: Tensões S22 [kN/m²]

Em relação aos momentos que se geram na ligação das vigas V1 do piso de sustentação com a parede PAR2, apresenta-se nas figuras abaixo os momentos verticais existente na ligação. Fazendo uma média dos momentos que se verificam na parede na largura da viga V1, verifica-se que o momento é da ordem dos 250 kNm/m.

Tomando a largura de 0.50m para efeitos de cálculos, obtem-se uma quantidade de armadura necessária cerca de 14 cm²/m. A armadura vertical adotada na parede PAR2 (65.5 cm²/m), no alinhamento da viga V1, é muito superior a esta armadura de cálculo.



Verifica-se assim que, os momentos de compatibilidade que se transferem da viga para a parede são relativamente baixos e não interferem na transmissão adequada das cargas verticais.

De seguida realiza-se a mesma verificação para o caso de ligação das vigas da cobertura à parede PAR2. Na figura seguinte apresenta-se os momentos verticais m_y para a **combinação C1** na parede PAR2, com foco na ligação das vigas à parede. As vigas em análise são as vigas V1 a V12. Considera-se que estas vigas são representativas para esta verificação.

Na figura seguinte apresenta-se os momentos elásticos na ligação das vigas V1 a V5. Os momentos que se geram são da ordem dos 25 kNm/m, como se verifica no mapa de cores.

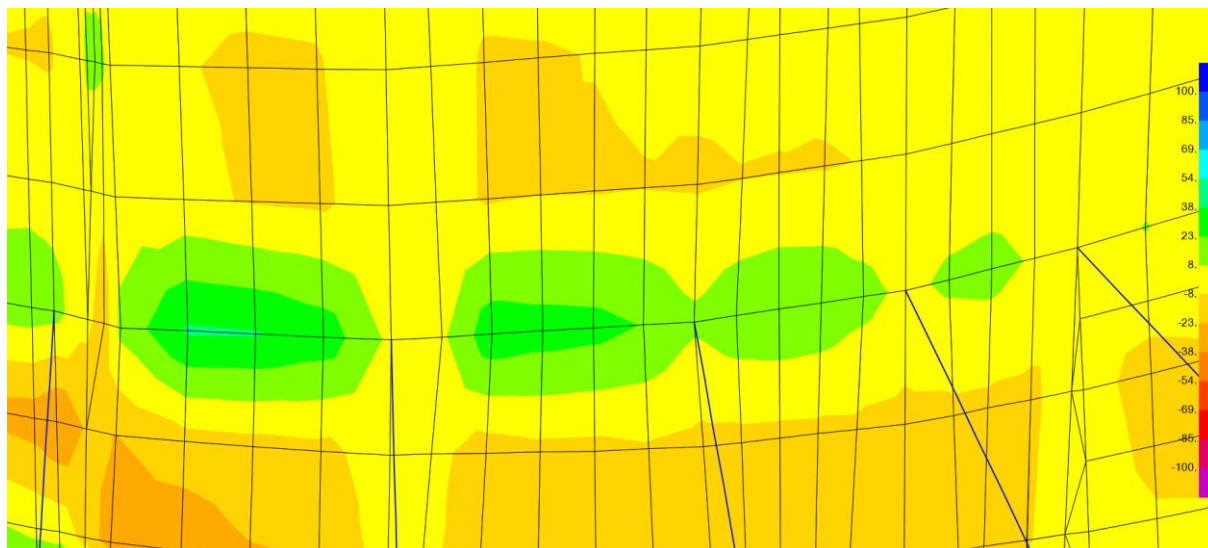


Figura 120 – Momentos verticais m_y [kNm/m] na ligação das vigas V1 a V5 com a parede PAR2

Os momentos elásticos de compatibilidade que se geram na ligação das vigas V6 a V12 são momentos bastante reduzidos, da ordem dos 15 kNm/m. Estes momentos não têm expressão, nem são relevantes na verificação de segurança global, nem local da parede PAR2.

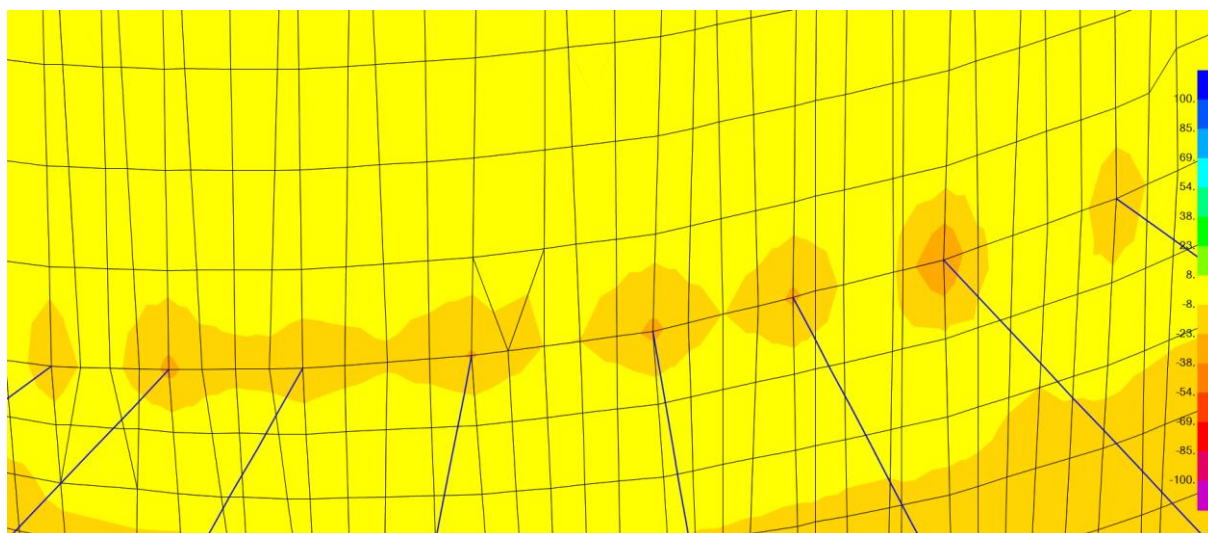


Figura 121 – Momentos verticais m_y [kNm/m] na ligação das vigas V6 a V12 com a parede PAR2

A armadura vertical adotada para a parede é $\Phi 10/0.15$, o que corresponde a um momento resistente de 54 kNm/m, estando verificado assim a segurança local.

4.7. PILARES

Analisa-se neste capítulo os 6 pilares que fazem parte da estrutura do Bloco B. Estes pilares desenvolvem-se apenas entre a fundação (piso do subsolo) e a laje do térreo, com uma altura entre pisos de 6.25m.

Os 6 pilares têm como função principal o apoio da laje do térreo, mas também desempenham uma função muito importante na fase de construção. Como referido na seção do processo construtivo, parte do cimbria ficará apoiado nestes pilares.

Assim, estes elementos deverão ter a sua verificação de segurança garantida para a fase de construção. Para além do peso próprio dos elementos de concreto, considera-se uma carga vertical de construção de 1 kN/m². O peso próprio dos elementos provisórias (cimbria e formas) não foi explicitamente definido, optando-se por considerar um critério para o esforço axial reduzido ou força normal adimensional ($v = \frac{N_{sd}}{bh f_{cd}}$) um valor inferior a 0.70, de forma a controlar as tensões de compressão no concreto e reservar folga para o peso próprio dos elementos provisórios. A altura do pilar e a sua esbelteza motivaram também a adoção deste critério de dimensionamento.

Para a situação de construção definiu-se a seguinte combinação na avaliação de segurança dos pilares: Cconst – 1.3x(PP+RCP) + 1.2SC.

Nas figuras seguintes apresentam-se os valores dos coeficientes de ponderação a adotar para a combinação de construção considerada.

Tabela 12.1 – Valores dos coeficientes γ_c e γ_s

Combinações	Concreto γ_c	Aço γ_s
Normais	1,4	1,15
Especiais ou de construção	1,2	1,15
Excepcionais	1,2	1,0

Figura 122 – Tabela 12.1 da NBR 6118:2014

Tabela 11.1 – Coeficiente $\gamma = \gamma_1 \cdot \gamma_3$

Combinações de ações	Ações							
	Permanentes (g)		Variáveis (q)		Protensão (p)		Recalques de apoio e retração	
	D	F	G	T	D	F	D	F
Normais	1,4 ^a	1,0	1,4	1,2	1,2	0,9	1,2	0
Especiais ou de construção	1,3	1,0	1,2	1,0	1,2	0,9	1,2	0
Excepcionais	1,2	1,0	1,0	0	1,2	0,9	0	0

onde
D é desfavorável, F é favorável, G representa as cargas variáveis em geral e T é a temperatura.

^a Para as cargas permanentes de pequena variabilidade, como o peso próprio das estruturas, especialmente as pré-moldadas, esse coeficiente pode ser reduzido para 1,3.

Figura 123 – Tabela 11.1 da NBR 6118:2014

A área de influência dos pilares P5, P6, P7, P12, P31 e P32 está bem delimitada uma vez que os pontos de apoio do cimbre estão definidos. Na figura seguinte apresenta-se uma figura com a identificação dos pontos de apoio (sejam eles a parede estrutural PAR2 ou paredes sobre as quais o cimbre pode apoiar diretamente, como no caso do alinhamento das paredes de contenção que morrem na laje do térreo), onde se identifica claramente a área de influência dos pilares.

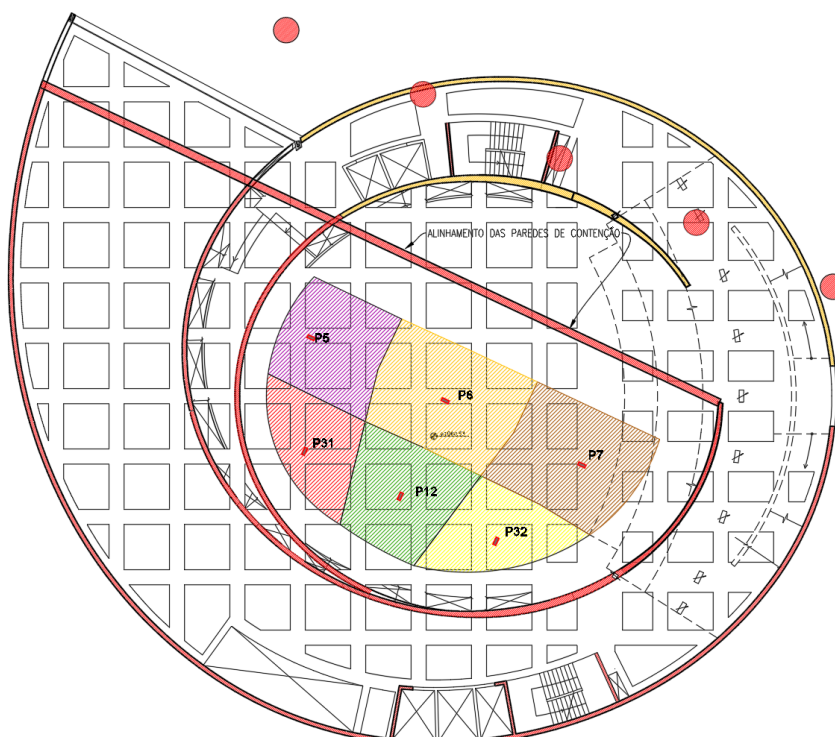


Figura 124 – Identificação das áreas de influência dos pilares

A estimativa do esforço axial em cada pilar foi calculada através desta área de influência. O valor médio de espessura das lajes dos pisos é apresentado na tabela abaixo.

Tabela 64 – Espessuras médias das lajes dos pisos e correspondente peso próprio

Piso 0	Piso 1		Cobertura	
PP _{médio} [kN/m ²]	h _{médio} [m]	PP _{médio} [kN/m ²]	h _{médio} [m]	PP _{médio} [kN/m ²]
7.4	0.35	8.75	0.24	6.0

Na tabela seguinte apresenta-se as respectivas áreas de influência ao longo dos pisos.

Pilar	A _{inf} [m ²]				Influência [m]				Concreto	Sobrecarga Construção	P _{Total} [kN]	PS _d Total [kN]
	Piso 0	Piso 1	Piso 2	Cobertura	Piso sustentação							
					V1	V2	V3	V4				
P5	50	50	0	50	0	3.8	0	7.5	1429	150	1579	2038
P6	70	70	0	70	0	10.2	7.7	0	2067	210	2277	2939
P7	66	66	0	66	8	4	0	0	3113	198	3311	4285
P12	42	42	0	42	0	0	7.6	0	1149	126	1275	1646
P31	40	40	0	40	7	0	0	0	2230	120	2350	3043
P32	42	42	0	42	4.6	0	0	0	1814	126	1940	2509

Figura 125 – Áreas de influencia e estimativa das cargas dos pilares em análise.

Para a verificação de segurança destes pilares considerou-se estes elementos inseridos numa estrutura de nós fixos (piso enterrado em que os deslocamentos dos nós dos pilares são desprezáveis), considerando-se apenas os efeitos locais e localizados de 2ª ordem. Uma vez que a esbelteza dos pilares não ultrapassa os 90, não se considera relevante a consideração da fluência. Na determinação dos efeitos locais de 2ª ordem empregou-se o método do pilar-padrão com curvatura aproximada.

Pilar	b [m]	h [m]	l _e [m]	i [m]	λ	λ ₁	α _b	v	(1/r) [m ⁻¹]	e ₂ [m]	M _{1d,A} [kNm]	M _{d,tot} [kNm]	N _d [kN]
P5	0.3	0.5	6.23	0.087	71.9	43.3	0.6	0.41	0.017	0.065	33	152	2038
P6	0.3	0.5	6.23	0.087	71.9	43.3	0.6	0.59	0.015	0.059	49	204	2939
P7	0.5	0.5	6.25	0.144	43.3	42.9	0.6	0.51	0.010	0.039	82	214	4285
P12	0.3	0.5	6.23	0.087	71.9	43.3	0.6	0.33	0.017	0.065	26	122	1646
P31	0.3	0.5	6.23	0.087	71.9	43.3	0.6	0.61	0.015	0.058	46	205	3043
P32	0.3	0.5	6.23	0.087	71.9	43.3	0.6	0.50	0.017	0.064	39	185	2509

Figura 126 – Determinação dos esforços de dimensionamento (menor direção)

Na figura seguinte apresenta-se a envoltória M-N na menor direção dos pilares (e mais condicionante) 0.30x0.50 (P5, P6, P12, P31 e P32). Para a maior direção os pilares

apresentam uma folga razoável e os efeitos locais de 2º ordem podem ser desprezados.

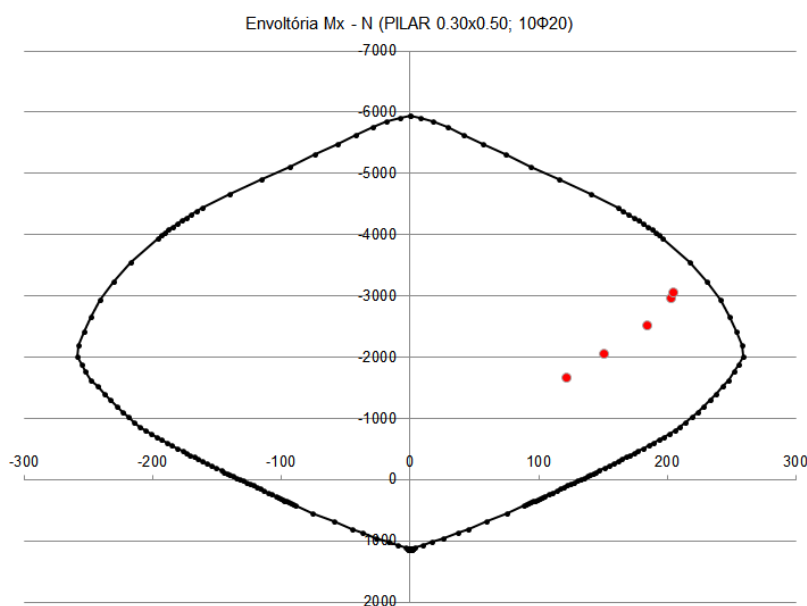


Figura 127 – Envoltória Pilares 0.30x0.50; Verificação de segurança para fase de construção

Na figura seguinte apresenta-se a envoltória Mx-N dos pilares 0.30x0.50 com os esforços quer da fase de construção quer os esforços a que estarão sujeitos na fase final para qual a edificação será concebida. Consta-te que a fase de construção é a condicionante, o que era expetável dado que o cimbramento deverá estar totalmente a funcionar até à cobertura, pelo que a área de influência destes pilares deixar ser apenas a área de influência do piso 0, passando a receber a carga de concretagem dos pisos 1, cobertura e parte das vigas de sustentação.

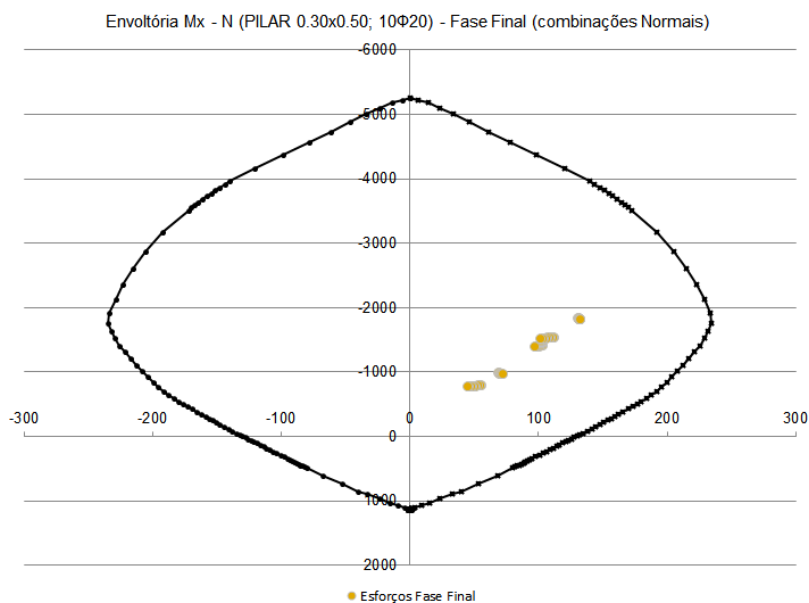


Figura 128 – Envoltória Pilares 0.30x0.50 para a fase final (coeficientes correspondentes à situação de combinação normal)

Fica assim verificada a segurança dos pilares do bloco B.

4.8. RAMPA EXTERIOR

A rampa exterior do bloco B é caracterizada por dois vãos livres semelhantes, com cerca de 23m de comprimento. A estrutura é constituída por uma seção tipo constituída por uma viga principal e por duas lajes. A laje inferior permite restringir os efeitos de torção associados ao desenvolvimento curvo que a rampa apresenta. Apresenta-se na figura seguinte a seção tipo.

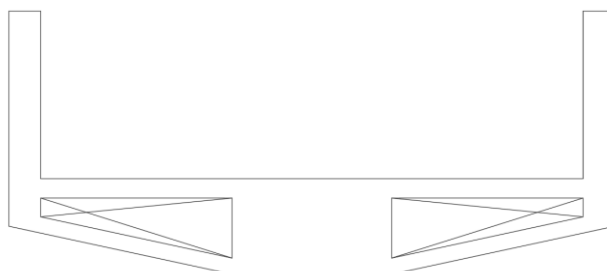


Figura 129 – Seção tipo da rampa.

Propriedades Dinâmicas Da Estrutura

A determinação das propriedades dinâmicas da estrutura consistiu numa análise de valores e vetores próprios dos primeiros 12 modos de vibração, utilizando-se para este efeito o modelo global. Na tabela seguinte apresentam-se os valores das frequências e das participações de massa dos modos de vibração obtidos.

Modo	Período	Freq.	Massa			Massa acumulada			Massa	Massa acumulada
	[s]	[Hz]	X	Y	Z	UX	UY	UZ	RZ	RZ
1	0.30	3.34	0.000	0.000	0.011	0.000	0.000	0.011	0.000	0.000
2	0.18	5.67	0.001	0.046	0.354	0.002	0.047	0.365	0.000	0.000
3	0.16	6.22	0.006	0.231	0.033	0.008	0.278	0.399	0.006	0.006
4	0.16	6.29	0.010	0.110	0.016	0.018	0.387	0.414	0.000	0.006
5	0.13	7.80	0.421	0.022	0.000	0.439	0.409	0.414	0.114	0.121
6	0.10	10.43	0.007	0.021	0.000	0.446	0.431	0.415	0.040	0.161
7	0.09	11.20	0.000	0.000	0.026	0.446	0.431	0.441	0.000	0.161
8	0.07	14.54	0.001	0.000	0.000	0.447	0.431	0.441	0.001	0.162
9	0.06	16.42	0.086	0.002	0.000	0.533	0.433	0.441	0.339	0.501
10	0.06	16.65	0.013	0.149	0.000	0.546	0.582	0.442	0.018	0.519
11	0.06	16.82	0.005	0.005	0.001	0.551	0.587	0.443	0.012	0.531
12	0.05	18.59	0.017	0.010	0.002	0.568	0.598	0.444	0.015	0.546

Figura 130 – Participação das massas

Observa-se que os valores das frequências são superiores a 3.3 Hz. Apesar de o primeiro modo estar próximo de uma gama sensível a vibrações, estes valores de frequência verticais, são aceitáveis para o tipo de utilização previsto.

Estados Limites de Serviço: Controlo da deformação e da fissuração

Para a verificação em serviço do estado limite de deformações excessivas foi considerada a combinação quase permanente C2. Adotou-se como critério, limitar o deslocamento a $l/250$, tal como previsto na NBR, tendo presente que as deformações numa obra deste tipo deverão ser bem inferiores a estes limites.

Na figura seguinte apresenta-se a deformação global da rampa para a **combinação quase permanente de serviço C2**. Observa-se que, a meio vão as deformações no trecho 1 da viga VR1 são cerca de 2.5mm (positiva) e no trecho 2 são praticamente nulas, dada a eficiência da protensão adotada. Na zona em balanço

da rampa (L=7.60m), na ligação ao bloco B, registam-se deformações entre -8 e -10 mm.

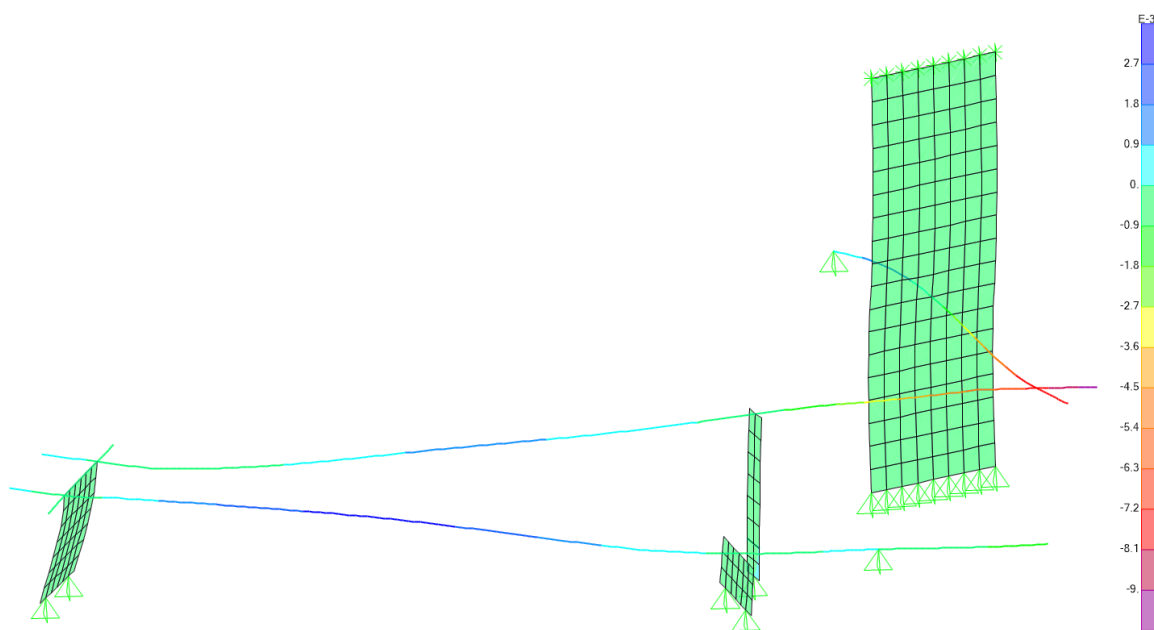


Figura 131 – Deformação da rampa: Combinação C2 [m]

Na tabela seguinte apresentam-se os momentos para a **combinação frequente C4**. Não é exetável que a rampa se encontre fissurada. Apresentam-se apenas os valores dos momentos solicitantes na zona dos apoios.

Tabela 65 – Momentos fletores solicitantes para combinação C4; Momento de fissuração

Viga	Mfreq-	Mcr-	Verificação
VR1	-605	-2942	OK
VR2	-890	-2211	OK
VR3	-950	-2749	OK

Desta forma, considera-se que a laje **não se encontra fissurada** (estádio I), pelo que a deformação diferida no tempo é calculada da seguinte forma:

$$\delta(t=\infty) = \delta_{\text{elástico}} \times (1 + \varphi), \text{ onde } \varphi \text{ representa o coeficiente de fluência.}$$

Para o coeficiente de fluência adotou-se um valor usual de 2.5.

Tabela 66 – Deformada da rampa; Deslocamentos a longo prazo

Zona da laje do piso 2	$\delta_{\text{elástico}}$ [mm]	$\delta (t=\infty)$ [mm]	Deslocamento	Deslocamento limite ($l/250$)[mm]
Balanço (Viga VR3)	10.0	35.0	L/435	$(2 \cdot 7.6)/250 = 60.8$

É possível concluir que o deslocamento limite de $l/250$ não é excedido, com uma folga considerável, em nenhum vão da estrutura, o que é bastante confortável.

Assim, consideram-se satisfeitas as disposições normativas presentes na seção 13.3 da NBR 6118 para o deslocamento limite de $l/250$.

Estado limite Último de Flexão e de Esforço Cortante

Nas figuras seguintes apresentam-se os diagramas dos momentos fletores solicitantes da viga VR1. Para a verificação da segurança adotou-se a **combinação última C1**.

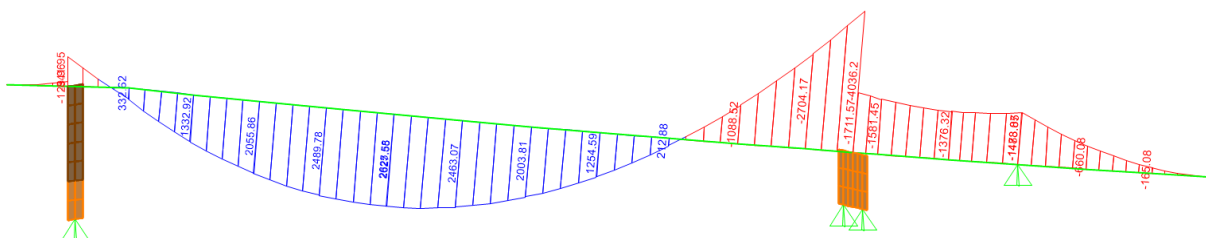


Figura 132 – Momentos fletores Viga VR1 (trecho 1)

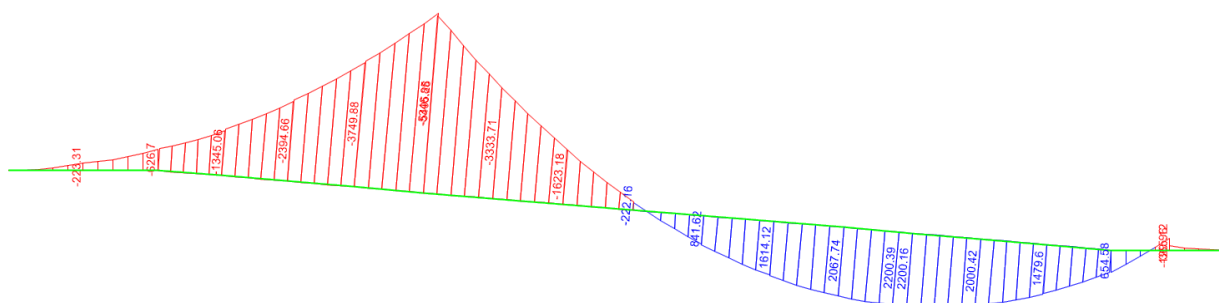


Figura 133 – Momentos fletores Viga VR1 (trecho 2)

Nas tabelas abaixo encontram-se resumidos os esforços solicitantes de cálculo para

os momentos fletores e esforço cortante. A segurança segundo a NBR 6118:2014 encontra-se verificada.

Tabela 67 - Verificação da segurança aos momentos fletores

Viga	M_{Sd}^+ [kNm]	M_{Rd}^+ [kNm]	Verificação	M_{Sd}^- [kNm]	M_{Rd}^- [kNm]	Verificação
VR1	2625	4247	OK	-4036	-7227	OK
VR2	2200	4219	OK	-5347	-6084	OK
VR3	-	341	OK	-2249	-10105	OK

Tabela 68 – Verificação da segurança aos esforços cortantes

Viga	V_{Sd} [kN]	V_c [kN]	V_{Rd2} [kN]	V_{Rd3} [kN]	$A_{sw/s}$ [cm ² /m]	Verificação
VR1	983	266	2406	1942	32.7	OK
VR2	993	264	2406	1484	20.9	OK
VR3	684	778	4156	2126	32.7	OK

4.9. ARMADURAS MÍNIMAS

Nesta seção apresentam-se as verificações para vigas representativas dos pisos do bloco B das quantidades de **armadura mínima de tração e de pele em vigas com altura superior a 60cm**, definidas segundo as disposições regulamentares das seções 17.3.5.2.1 e 17.3.5.2.3 da mesma norma são avaliadas para um conjunto de vigas, como, por exemplo, as vigas V1 e V3 protensionada do piso que serve de apoio à cobertura, bem como para a viga V25, que integra o sistema do vigas do primeiro pavimento e, ainda, a viga V60 que pertencendo ao estacionamento e apoia a parede PAR 2 do Bloco B.

Nas tabelas seguintes apresentam-se as características geométricas daquelas vigas e as quantidades de armadura mínima regulamentares são comparadas com os presentes nos desenhos do projeto executivo de estruturas. Verifica-se que, em termos de armadura mínimas de tração e armaduras de pele, as vigas verificam as disposições regulamentares.

Tabela 69 – Armaduras Mínimas de tração em vigas

Viga	Dimensões	Armadura Mínima de Tração (NBR 6118 17.3.5.2.1)					
		Md, min [kN.m]	$As(Md, min)$ [cm²]	As ($\rho=0.15$ %)	As, min [cm²]	Projeto [cm²]	Situação
V60	5.00 x 1.00	3529	86.56	75.00	86.56	125.60	OK
V25	1.00 x 0.60	254	10.78	9.00	10.78	49.10	OK
V2 = V3	1.20 x 3.20	1220	24.71	21.60	24.71	93.29	OK
V1	3.20 x 3.20	21681	160.12	115.20	160.12	230.77	OK

Tabela 70 – Armaduras Mínimas de Pele em vigas

Viga	Dimensões	Armadura de Pele (NBR 6118 17.3.5.2.3)			
		As, min [cm²]	$(As, min)_{limite}$ [cm²]	Projeto [cm²]	Situação
V60	5.00 x 1.00	32.00	5.00	6.32	OK
V25	1.00 x 0.60	4.00	5.00	6.14	OK
V2 = V3	1.20 x 3.20	33.6	5.00	38.19	OK
V1	3.20 x 3.20	25.60	5.00	52.26	OK

As quantidades de armaduras transversal mínima e de ligação mesa-alma verificam também, em geral, as disposições regulamentares das seções 17.4.1.1.1 e 18.3.7 da NBR 6118-2014 como mostram as tabelas seguintes.

Tabela 71 – Armadura Transversal Mínima em vigas

Viga	Dimensões	Armadura Transversal Mínima (NBR 6118)			
		ρ_{sw}	As, min	Projeto	Situação
V60	5.00 x 1.00	0.14	70.18	94.20	OK
V25	1.00 x 0.60	0.14	14.04	16.08	OK
V2 = V3	1.20 x 3.20	0.14	16.84	49.09	OK
V1	3.20 x 3.20	0.14	22.46	24.521	OK

Tabela 72 – Armaduras mínimas de Ligação Mesa-Alma

Viga	Dimensões	Armadura Ligação Mesa-Alma (NBR 6118 18.3.7)			
		As, min	$As, calc$	Projeto	Situação
V60	5.00 x 1.00	1.50	-*	-*	-*
V25	1.00 x 0.60	1.50	-*	-*	-*
V2 = V3	1.20 x 3.20	1.50	-*	-*	-*
V1	3.20 x 3.20	1.50	0.00	24.52	OK

*Não aplicável às vigas em causa

Brasília, 17 de Outubro de 2017

Equipe Técnica

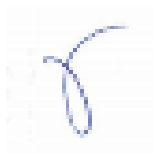
Eng.º André Abreu

Eng.º Filipe Reis

Eng.º Guilherme Machado

Eng.º José Camara

Eng.º Luís Oliveira



Eng.º Guilherme Machado
(Coordenador de Projeto)



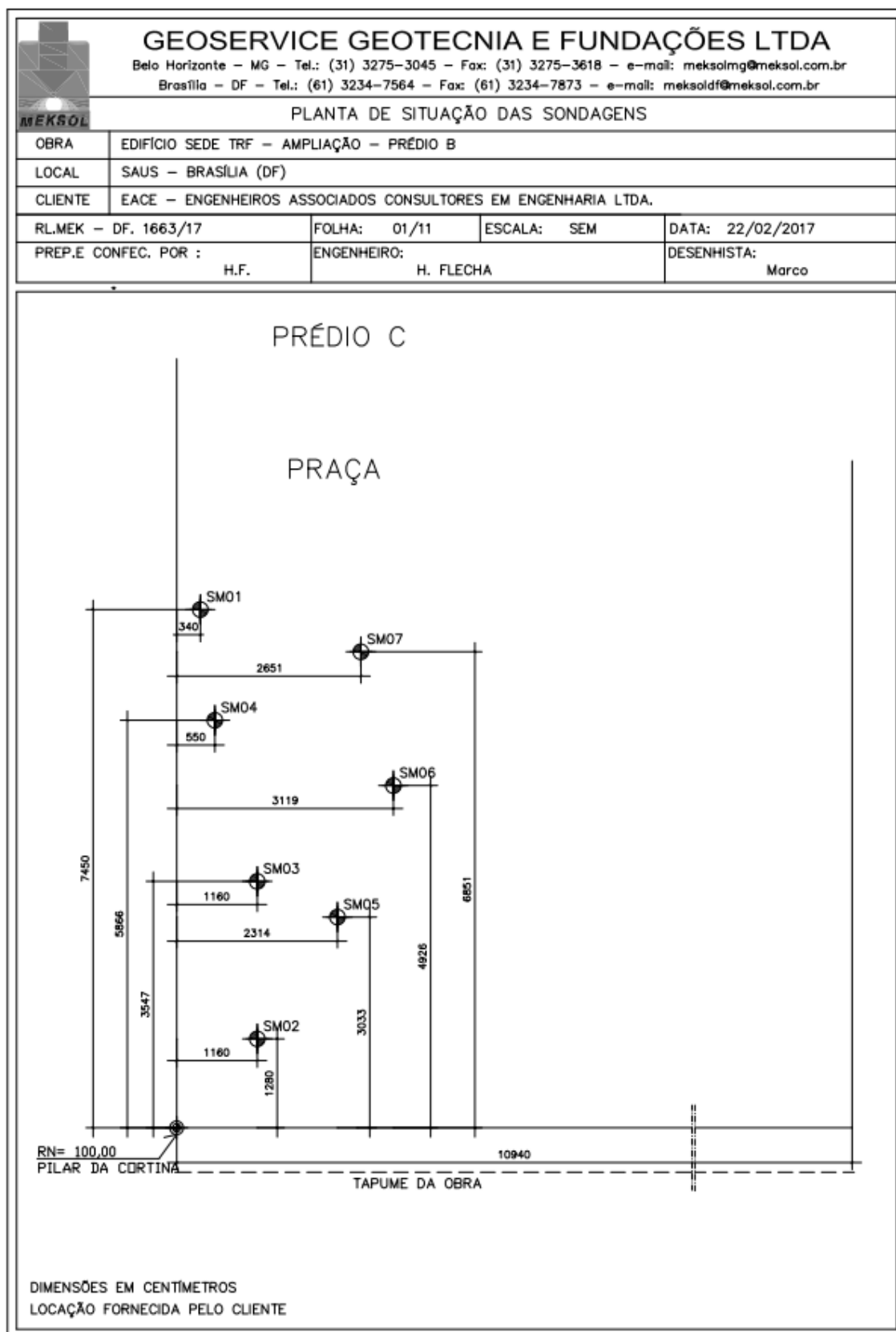
Eng.º Luís Oliveira
(Aprovação)



Eng.º André Abreu
(Eng.º Civil)

ANEXOS

BOLETIM SONDAGEM MISTA SM06



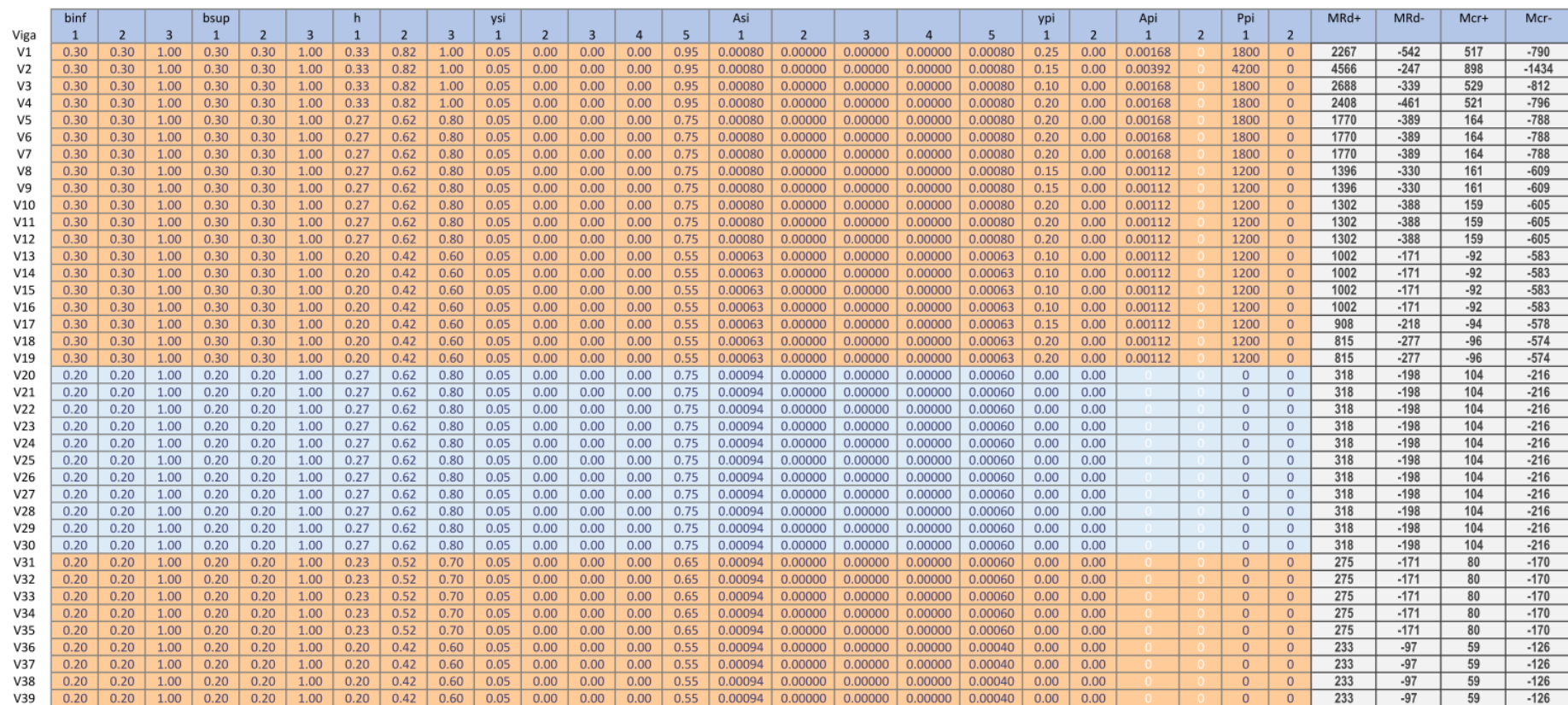
GEOSERVICE GEOTECNIA E FUNDAÇÕES LTDA												
Belo Horizonte - MG - Tel.: (31) 3275-3045 - Fax: (31) 3275-3618 - e-mail: meksolmg@meksol.com.br Brasília - DF - Tel.: (61) 3234-7564 - Fax: (61) 3234-7873 - e-mail: meksoldf@meksol.com.br												
SONDAGEM			MISTA			Ø NW/SPT			FURO	SM06	COTA 105,53	
GRÁFICO SPT X PROFUNDIDADE			PENETRAÇÕES GOLPES/15cm			SPT			CLASSIFICAÇÃO			
10 20 30			1° 2° 3°			R Q D (%)			CAMADAS			
25 50 75 100						MÉTODO			ESPESURA (m)			
GRAU DE RECUPERAÇÃO (%)						NÍVEL D'ÁGUA						
						PROFUNDIDADE						
						W						
						D						
						02/02/2017						

GEOSERVICE GEOTECNIA E FUNDAÇÕES LTDA Belo Horizonte - MG - Tel.: (31) 3275-3045 - Fax: (31) 3275-3618 - e-mail: meksolmg@meksol.com.br Brasília - DF - Tel.: (61) 3234-7564 - Fax: (61) 3234-7873 - e-mail: meksoldf@meksol.com.br													
SONDAGEM MISTA Ø NW/SPT										FURO	SM06	COTA	105,53
GRÁFICO SPT X PROFUNDIDADE			PENETRAÇÕES GOLFES/15cm			SPT	R.D.D. (%)	METODO	NÍVEL D'ÁGUA	PROFUNDIDADE	CAMADAS	ESPESURA (m)	CLASSIFICAÇÃO
10	20	30	1ª	2ª	3ª								
			30			30	27	D				21,09	Continuação... Rocha muito alterada (A3) incoerente (C4), medianamente fraturada (F3) a extremamente fraturada (F4), fraturas inclinadas (I), subhorizontais (SH), subverticais (SV). Cor amarronzada. (ARGILITO)
			30			30							Limite do Furo
										25,00			
										30,00			
										35,00			
										40,00			
25 50 75 100 GRAU DE RECUPERAÇÃO (%)													
REVESTIMENTO Ø 2 ½" AMOSTRADOR { Ø Interno 1 ⅝" { Ø Externo 2" PESO 65 Kg - Altura de Queda 75cm						PROFUNDIDADE DO NÍVEL D'ÁGUA INICIAL : N.F.E. em 31/01/2017 FINAL : 17,60m em 02/02/2017				DADOS DA EXECUÇÃO INÍCIO : 31/01/2017 TÉRMINO : 01/02/2017 PROF. DO REVESTIMENTO : 14,00m			
PROCESSO DE PERFURAÇÃO W = WIDE D = DIAMANTE						OBSERVAÇÕES : N.F.E. = Não foi encontrado				DATA : 22/02/2017 FOLHA : 09/11 RL.MEK.DF.1663/17 ESCALA : 1:100 ENG* : H. Flecha DES. Marco			

A folha de cálculo utilizada para a verificação de segurança à rotura por flexão está organizada em diversas células de entrada e de saída de informação. As células a cor laranja são células de entrada. Para as vigas retangulares, realizou-se 3 subdivisões da secção. Em termos de armadura passiva, foram criadas 5 layers, como se constata na figura abaixo. Para a armadura activa utilizou-se duas layers para a definição da posição dos cabos de protensão. As células de entrada estão organizadas da seguinte forma:

- Binf: largura inferior de cada subdivisão da secção.
- Bsup: largura superior de cada subdivisão da secção.
- h: Altura cada subdivisão da secção desde a base da viga
- ysi: Posição em altura da armadura passiva na secção.
- Asi: Quantidade de armadura passiva em cada posição definida em ysi.
- ypi: Posição em altura da armadura activa na secção.
- Api: Quantidade de armadura activa em cada posição definida em ysi.
- Ppi: Força de protensão a longo prazo (P_{∞})

A título de exemplo, mostra-se nas figuras abaixo duas folhas tipo de cálculo utilizadas para as verificações de segurança à flexão e ao esforço cortante.



V40	0.30	0.30	1.00	0.30	0.30	1.00	0.17	0.32	0.50	0.05	0.00	0.00	0.00	0.45	0.00094	0.00000	0.00000	0.00000	0.00040	0.00	0.00	0	0	0	0	191	-81	56	-99
V41	0.20	0.20	1.00	0.20	0.20	1.00	0.27	0.62	0.80	0.05	0.00	0.00	0.00	0.75	0.00094	0.00000	0.00000	0.00000	0.00060	0.00	0.00	0	0	0	0	318	-198	104	-216
V42	0.30	0.30	1.00	0.30	0.30	1.00	0.20	0.42	0.60	0.05	0.00	0.00	0.00	0.55	0.00063	0.00000	0.00000	0.00000	0.00063	0.10	0.00	0.00112	0	1200	0	1002	-171	-92	-583
V43	0.30	0.30	1.00	0.30	0.30	1.00	0.27	0.62	0.80	0.05	0.00	0.00	0.00	0.75	0.00080	0.00000	0.00000	0.00000	0.00080	0.20	0.00	0.00168	0	1800	0	1770	-389	164	-788
V44	0.30	0.30	1.00	0.30	0.30	1.00	0.33	0.82	1.00	0.05	0.00	0.00	0.00	0.95	0.00080	0.00000	0.00000	0.00000	0.00080	0.10	0.00	0.00252	0	2700	0	3739	-295	677	-1053
V45	0.30	0.30	1.00	0.30	0.30	1.00	0.33	0.82	1.00	0.05	0.00	0.00	0.00	0.95	0.00080	0.00000	0.00000	0.00000	0.00080	0.15	0.00	0.00392	0	4200	0	4566	-247	898	-1434
V46	0.30	0.30	1.00	0.30	0.30	1.00	0.33	0.82	1.00	0.05	0.00	0.00	0.00	0.95	0.00080	0.00000	0.00000	0.00000	0.00080	0.10	0.00	0.00294	0	3150	0	4222	-265	749	-1176
V47	0.30	0.30	1.00	0.30	0.30	1.00	0.33	0.82	1.00	0.05	0.00	0.00	0.00	0.95	0.00080	0.00000	0.00000	0.00000	0.00080	0.10	0.00	0.00168	0	1800	0	2688	-339	529	-812
V48	0.30	0.30	1.00	0.30	0.30	1.00	0.33	0.82	1.00	0.05	0.00	0.00	0.00	0.95	0.00080	0.00000	0.00000	0.00000	0.00080	0.10	0.00	0.00294	0	3150	0	4222	-265	749	-1176
V49	0.30	0.30	1.00	0.30	0.30	1.00	0.33	0.82	1.00	0.05	0.00	0.00	0.00	0.95	0.00080	0.00000	0.00000	0.00000	0.00080	0.10	0.00	0.00294	0	3150	0	4222	-265	749	-1176
V50	0.30	0.30	1.00	0.30	0.30	1.00	0.33	0.82	1.00	0.05	0.00	0.00	0.00	0.95	0.00080	0.00000	0.00000	0.00000	0.00080	0.10	0.00	0.00294	0	3150	0	4222	-265	749	-1176
V51	0.30	0.30	1.00	0.30	0.30	1.00	0.33	0.82	1.00	0.05	0.00	0.00	0.00	0.95	0.00080	0.00000	0.00000	0.00000	0.00080	0.10	0.00	0.00168	0	1800	0	2688	-339	529	-812
V52	0.30	0.30	1.00	0.30	0.30	1.00	0.33	0.82	1.00	0.05	0.00	0.00	0.00	0.95	0.00080	0.00000	0.00000	0.00000	0.00080	0.10	0.00	0.00252	0	2700	0	3739	-295	677	-1053
V53	0.30	0.30	1.00	0.30	0.30	1.00	0.33	0.82	1.00	0.05	0.00	0.00	0.00	0.95	0.00080	0.00000	0.00000	0.00000	0.00080	0.25	0.00	0.00252	0	2700	0	3108	-529	657	-1008
V54	0.30	0.30	1.00	0.30	0.30	1.00	0.33	0.82	1.00	0.05	0.00	0.00	0.00	0.95	0.00080	0.00000	0.00000	0.00000	0.00080	0.10	0.00	0.00252	0	2700	0	3739	-295	677	-1053
V55	0.30	0.30	1.00	0.30	0.30	1.00	0.40	1.02	1.20	0.05	0.00	0.00	0.00	1.15	0.00098	0.00000	0.00000	0.00000	0.00098	0.09	0.21	0.00168	0.002	1800	1800	5634	-477	907	-859
V56	0.30	0.30	1.00	0.30	0.30	1.00	0.40	1.02	1.20	0.05	0.00	0.00	0.00	1.15	0.00098	0.00000	0.00000	0.00000	0.00098	0.09	0.21	0.00168	0.002	1800	1800	5634	-477	907	-859
V57	0.30	0.30	1.00	0.30	0.30	1.00	0.40	1.02	1.20	0.05	0.00	0.00	0.00	1.15	0.00098	0.00000	0.00000	0.00000	0.00098	0.09	0.21	0.00168	0.002	1800	1800	5634	-477	907	-859
V58	0.30	0.30	1.00	0.30	0.30	1.00	0.40	1.02	1.20	0.05	0.00	0.00	0.00	1.15	0.00098	0.00000	0.00000	0.00000	0.00098	0.09	0.21	0.00168	0.002	1800	1800	5634	-477	907	-859
V59	0.30	0.30	1.00	0.30	0.30	1.00	0.40	1.02	1.20	0.05	0.00	0.00	0.00	1.15	0.00098	0.00000	0.00000	0.00000	0.00098	0.10	0.00	0.00168	0	1800	0	3407	-503	898	-837
V60	0.30	0.30	1.00	0.30	0.30	1.00	0.40	1.02	1.20	0.05	0.00	0.00	0.00	1.15	0.00098	0.00000	0.00000	0.00000	0.00098	0.10	0.00	0.00168	0	1800	0	3407	-503	898	-837
V61	0.30	0.30	1.00	0.30	0.30	1.00	0.33	0.82	1.00	0.05	0.00	0.00	0.00	0.95	0.00080	0.00000	0.00000	0.00000	0.00080	0.20	0.00	0.00168	0	1800	0	2408	-461	521	-796
V62	0.30	0.30	1.00	0.30	0.30	1.00	0.27	0.62	0.80	0.05	0.00	0.00	0.00	0.75	0.00080	0.00000	0.00000	0.00000	0.00080	0.15	0.00	0.00112	0	1200	0	1396	-330	161	-609
V63	0.30	0.30	1.00	0.30	0.30	1.00	0.20	0.42	0.60	0.05	0.00	0.00	0.00	0.55	0.00063	0.00000	0.00000	0.00000	0.00063	0.20	0.00	0.00112	0	1200	0	815	-277	-96	-574

Tabela I – Folha de cálculo para a verificação de segurança à flexão das vigas da cobertura.

VIGAS	b	nφ	φ	bw	h	d	Vsd	VRd	VRd2	VRd3	Asw/s	Asw,req/s	Δ Asw/s	Check	sw,req/s,mi	Asw/s,min	Check	Vc	Vc0	Vc1
V1	0.30	4	63	0.17	1.00	0.95	176	463	928	463	0.00050	0.00027	2.27	OK	2.44	5.00	OK	141	174	141
V2	0.30	4	63	0.17	1.00	0.95	255	621	928	621	0.00077	0.00040	3.73	OK	2.44	7.69	OK	126	174	126
V3	0.30	4	63	0.17	1.00	0.95	201	596	928	596	0.00071	0.00031	4.03	OK	2.44	7.14	OK	136	174	136
V4	0.30	2	63	0.24	1.00	0.95	209	558	1264	558	0.00050	0.00032	1.75	OK	3.32	5.00	OK	236	236	236
V5	0.30	2	63	0.24	0.80	0.75	150	526	998	526	0.00067	0.00029	3.72	OK	3.32	6.67	OK	187	187	187
V6	0.30	2	63	0.24	0.80	0.75	151	526	998	526	0.00067	0.00030	3.69	OK	3.32	6.67	OK	187	187	187
V7	0.30	2	63	0.24	0.80	0.75	123	526	998	526	0.00067	0.00024	4.24	OK	3.32	6.67	OK	187	187	187
V8	0.30	2	76	0.22	0.80	0.75	140	459	943	459	0.00056	0.00027	2.81	OK	3.14	5.56	OK	176	176	176
V9	0.30	2	76	0.22	0.80	0.75	132	459	943	459	0.00056	0.00026	2.95	OK	3.14	5.56	OK	176	176	176
V10	0.30	2	76	0.22	0.80	0.75	126	431	943	431	0.00050	0.00025	2.52	OK	3.14	5.00	OK	176	176	176
V11	0.30	2	76	0.22	0.80	0.75	110	431	943	431	0.00050	0.00022	2.84	OK	3.14	5.00	OK	176	176	176
V12	0.30	2	76	0.22	0.80	0.75	126	431	943	431	0.00050	0.00025	2.52	OK	3.14	5.00	OK	176	176	176
V13	0.30	2	76	0.22	0.60	0.55	90	378	691	378	0.00067	0.00024	4.26	OK	3.14	6.67	OK	129	129	129
V14	0.30	2	76	0.22	0.60	0.55	90	378	691	378	0.00067	0.00024	4.24	OK	3.14	6.67	OK	129	129	129
V15	0.30	2	76	0.22	0.60	0.55	94	378	691	378	0.00067	0.00025	4.15	OK	3.14	6.67	OK	129	129	129
V16	0.30	2	76	0.22	0.60	0.55	88	378	691	378	0.00067	0.00024	4.30	OK	3.14	6.67	OK	129	129	129
V17	0.30	2	76	0.22	0.60	0.55	90	316	691	316	0.00050	0.00024	2.58	OK	3.14	5.00	OK	129	129	129
V18	0.30	2	76	0.22	0.60	0.55	80	326	691	326	0.00053	0.00021	3.13	OK	3.14	5.26	OK	129	129	129
V19	0.30	2	76	0.22	0.60	0.55	74	326	691	326	0.00053	0.00020	3.27	OK	3.14	5.26	OK	129	129	129
V20	0.20			0.20	0.80	0.75	80	440	842	440	0.00056	0.00016	3.97	OK	2.80	5.56	OK	158	158	158
V21	0.20			0.20	0.80	0.75	50	440	842	440	0.00056	0.00010	4.57	OK	2.80	5.56	OK	158	158	158
V22	0.20			0.20	0.80	0.75	85	440	842	440	0.00056	0.00017	3.88	OK	2.80	5.56	OK	158	158	158
V23	0.20			0.20	0.80	0.75	121	440	842	440	0.00056	0.00024	3.18	OK	2.80	5.56	OK	158	158	158
V24	0.20			0.20	0.80	0.75	140	440	842	440	0.00056	0.00028	2.80	OK	2.80	5.56	OK	158	158	158
V25	0.20			0.20	0.80	0.75	140	440	842	440	0.00056	0.00027	2.81	OK	2.80	5.56	OK	158	158	158
V26	0.20			0.20	0.80	0.75	149	440	842	440	0.00056	0.00029	2.61	OK	2.80	5.56	OK	158	158	158
V27	0.20			0.20	0.80	0.75	143	440	842	440	0.00056	0.00028	2.74	OK	2.80	5.56	OK	158	158	158
V28	0.20			0.20	0.80	0.75	138	440	842	440	0.00056	0.00027	2.83	OK	2.80	5.56	OK	158	158	158
V29	0.20			0.20	0.80	0.75	130	440	842	440	0.00056	0.00026	3.00	OK	2.80	5.56	OK	158	158	158
V30	0.20			0.20	0.80	0.75	122	440	842	440	0.00056	0.00024	3.16	OK	2.80	5.56	OK	158	158	158
V31	0.20			0.20	0.70	0.65	66	357	730	357	0.00050	0.00015	3.49	OK	2.80	5.00	OK	137	137	137
V32	0.20			0.20	0.70	0.65	91	357	730	357	0.00050	0.00021	2.93	OK	2.80	5.00	OK	137	137	137
V33	0.20			0.20	0.70	0.65	81	357	730	357	0.00050	0.00018	3.16	OK	2.80	5.00	OK	137	137	137
V34	0.20			0.20	0.70	0.65	82	357	730	357	0.00050	0.00019	3.15	OK	2.80	5.00	OK	137	137	137
V35	0.20			0.20	0.70	0.65	62	357	730	357	0.00050	0.00014	3.59	OK	2.80	5.00	OK	137	137	137
V36	0.20			0.20	0.60	0.55	65	302	617	302	0.00050	0.00017	3.26	OK	2.80	5.00	OK	116	116	116
V37	0.20			0.20	0.60	0.55	61	302	617	302	0.00050	0.00016	3.37	OK	2.80	5.00	OK	116	116	116
V38	0.20			0.20	0.60	0.55	58	302	617	302	0.00050	0.00016	3.45	OK	2.80	5.00	OK	116	116	116
V39	0.20			0.20	0.60	0.55	73	302	617	302	0.00050	0.00020	3.03	OK	2.80	5.00	OK	116	116	116
V40	0.30			0.30	0.50	0.45	93	294	758	294	0.00050	0.00030	1.97	OK	4.20	5.00	OK	142	142	142
V41	0.20			0.20	0.80	0.75	87	440	842	440	0.00056	0.00017	3.84	OK	2.80	5.56	OK	158	158	158
V42	0.30	2	76	0.22	0.60	0.55	65	378	691	378	0.00067	0.00017	4.94	OK	3.14	6.67	OK	129	129	129
V43	0.30	2	63	0.24	0.80	0.75	97	526	998	526	0.00067	0.00019	4.76	OK	3.32	6.67	OK	187	187	187
V44	0.30	2	63	0.24	1.00	0.95	143	666	1264	666	0.00067	0.00022	4.44	OK	3.32	6.67	OK	236	236	236
V45	0.30			0.30	1.00	0.95	168	795	1599	795	0.00077	0.00026	5.08	OK	4.20	7.69	OK	299	299	299
V46	0.30	3	63	0.21	1.00	0.95	207	703	1096	703	0.00083	0.00032	5.12	OK	2.88	8.33	OK	166	205	166
V47	0.30	3	63	0.21	1.00	0.95	175	790	1096	790	0.00091	0.00027	6.38	OK	2.88	9.09	OK	205	205	205
V48	0.30			0.30	1.00	0.95	187	885	1599	885	0.00091	0.00029	6.19	OK	4.20	9.09	OK	299	299	299

V49	0.30			0.30	1.00	0.95	243	885	1599	885	0.00091	0.00038	5.32	OK	4.20	9.09	OK	299	299	299
V50	0.30			0.30	1.00	0.95	239	885	1599	885	0.00091	0.00037	5.39	OK	4.20	9.09	OK	299	299	299
V51	0.30	3	63	0.21	1.00	0.95	284	737	1096	737	0.00091	0.00044	4.68	OK	2.88	9.09	OK	152	205	152
V52	0.30	3	63	0.21	1.00	0.95	183	742	1096	742	0.00083	0.00028	5.50	OK	2.88	8.33	OK	205	205	205
V53	0.30	3	63	0.21	1.00	0.95	215	660	1096	660	0.00077	0.00033	4.35	OK	2.88	7.69	OK	165	205	165
V54	0.30	3	63	0.21	1.00	0.95	137	742	1096	742	0.00083	0.00021	6.21	OK	2.88	8.33	OK	205	205	205
V55	0.30	4	63	0.17	1.20	1.15	273	938	1123	938	0.00100	0.00035	6.50	OK	2.44	10.00	OK	159	210	159
V56	0.30	4	63	0.17	1.20	1.15	261	941	1123	941	0.00100	0.00033	6.65	OK	2.44	10.00	OK	161	210	161
V57	0.30	4	63	0.17	1.20	1.15	269	939	1123	939	0.00100	0.00034	6.55	OK	2.44	10.00	OK	160	210	160
V58	0.30	4	63	0.17	1.20	1.15	246	554	1123	554	0.00050	0.00032	1.85	OK	2.44	5.00	OK	164	210	164
V59	0.30	4	63	0.17	1.20	1.15	229	817	1123	817	0.00083	0.00029	5.39	OK	2.44	8.33	OK	167	210	167
V60	0.30	4	63	0.17	1.20	1.15	203	860	1123	860	0.00083	0.00026	5.72	OK	2.44	8.33	OK	210	210	210
V61	0.30	2	63	0.24	1.00	0.95	167	558	1264	558	0.00050	0.00026	2.40	OK	3.32	5.00	OK	236	236	236
V62	0.30	2	76	0.22	0.80	0.75	77	459	943	459	0.00056	0.00015	4.04	OK	3.14	5.56	OK	176	176	176
V63	0.30	2	76	0.22	0.60	0.55	64	326	691	326	0.00053	0.00017	3.54	OK	3.14	5.26	OK	129	129	129

Tabela II – Folha de cálculo para a verificação de segurança ao esforço cortante das vigas da cobertura.