

DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL DO EDIFÍCIO DE DESCARGA E COMANDO DA CENTRAL HIDROELÉCTRICA DE MONTANTE DO BAIXO SABOR

ANTÓNIO CARLOS PARREIRA PINHEIRO

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

Orientador: Professor Doutor Manuel Maria Basílio Pinho de Miranda

Co-Orientador: Professor Doutor Nelson Saraiva Vila Pouca

JUNHO DE 2010

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2009/2010

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2009/2010 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2009.*

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

Este documento foi produzido a partir de versão electrónica fornecida pelo respectivo Autor.

AGRADECIMENTOS

É com elevada consideração e respeito que agradeço ao Sr. Professor Manuel Pinho de Miranda, toda a disponibilidade, dedicação e estímulo na orientação deste trabalho.

Ao Sr. Engenheiro Nelson Vila Pouca, co-orientador deste trabalho, agradeço ajuda prestada na interpretação do problema estrutural.

Agradeço a todos os colaboradores da empresa EDP Produção, onde sempre fui bem recebido, mostrando-se sempre disponíveis para me tirar dúvidas e ajudar no que fosse necessário. Destes, saliento o Eng. Mahomed Irfan e o Eng. Morais Sarmiento pelos conselhos e esclarecimentos essenciais para a elaboração deste trabalho.

A uma pessoa muito especial, Marisa Santos, agradeço o encorajamento demonstrado, e os demais esclarecimentos e ajudas que contribuíram para a elaboração deste trabalho.

De forma muito especial agradeço aos meus pais, António Celestino Pinheiro e Maria da Conceição Martins Parreira Pinheiro pela educação que me deram, por me terem proporcionado todas as condições para poder chegar a este patamar na minha vida, confiando nas minhas decisões e opções.

RESUMO

Este trabalho consiste no dimensionamento estrutural do edifício de descarga e comando da central hidroeléctrica de montante do baixo Sabor. Em primeiro lugar fez-se uma breve observação do tipo de edifício em questão, o porquê da sua construção e a razão de ser naquele lugar. Em seguida são avaliadas as cargas associadas a cada tipo de utilização de cada espaço. Com essas cargas são pré-dimensionadas todas as soluções estruturais de modo a que se possa concluir qual é a que melhor se enquadra neste edifício. Tendo as dimensões de todos os elementos prossegue-se para o dimensionamento das armaduras. Resta verificar se a estrutura cumpre os limites estipulados para as tensões instaladas nos materiais, para a abertura de fendas e para as deformações.

Palavras-Chave: tipo de edifício, cargas, solução estrutural, pré-dimensionamento, dimensionamento, verificações.

ABSTRACT

This thesis consists on the dimensioning of the discharge building structural design and control of the hydroelectric central on the upstream of “Baixo Sabor”. Firstly, there was a brief observation of the building in question, evaluating its design and the reasons for its place of construction. Then, charges associated with each type of use for each space are assessed. These charges are used to pre-dimension all structural solutions so conclusions can be made on which one fits the building the best. After possessing all dimensions, the scaling of the armors can be done. It remains only to determine whether the structure complies with the limits for the tensions in the materials installed, so that the opening of cracks and deformations is avoided.

KEYWORDS: type of building, loads, structural solution, pre-sizing, sizing, checks.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. A ORIGEM DAS BARRAGENS	1
1.2. A FINALIDADE DAS BARRAGENS	1
1.3. AS BARRAGENS PARA PRODUÇÃO DE ENERGIA ELÉCTRICA	4
1.4. TIPOS DE APROVEITAMENTOS HIDROELÉCTRICOS	4
1.5. LOCALIZAÇÃO E DESCRIÇÃO DO APROVEITAMENTO HIDROELÉCTRICO DO BAIXO SABOR	5
1.6. LOCALIZAÇÃO DO EDIFÍCIO EM ESTUDO NO CONTEXTO DO APROVEITAMENTO HIDROELÉCTRICO	6
1.7. DESCRIÇÃO DO EDIFÍCIO EM ESTUDO	7
2. MATERIAIS E REGULAMENTOS	9
2.1. MATERIAIS A USAR	9
2.1.1. BETÃO	10
2.1.2. VARÕES DE AÇO	10
2.1.3. ARMADURA DE PRÉ-ESFORÇO	11
2.1.4. PERFIS METÁLICOS	11
2.2. REGULAMENTOS A USAR	11
2.2.1. ACÇÕES	11
2.2.2. DIMENSIONAMENTO	11
3. ACÇÕES	13
3.1. ACÇÕES PERMANENTES E SOBRECARGAS	13
3.1.1. CARGAS PERMANENTES	13
3.1.1.1. Cargas permanentes uniformemente distribuídas	13
3.1.1.2. Cargas permanentes linearmente distribuídas	13
3.1.2. SOBRECARGAS	13
3.1.2.1. Sobrecargas uniformemente distribuídas	14

3.1.2.2. Sobrecargas especiais – ponte rolante	16
3.2. ACÇÕES DEVIDAS À NEVE	17
3.3. ACÇÕES DEVIDAS AO VENTO	17
3.4. IMPERFEIÇÕES	20
3.5. ACÇÕES DEVIDAS AO SISMO	21

4. PRÉ-DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA METÁLICA .. 23

4.1. ACÇÕES	23
4.2. SOLUÇÃO 1	24
4.2.1. COMBINAÇÕES	24
4.2.1.1. Combinação 1 – Acção base: sobrecarga	24
4.2.1.2. Combinação 2 – Acção base vento	24
4.3. SOLUÇÃO 2	25
4.3.1. COMBINAÇÕES	25
4.3.1.1. Combinação 1 – Acção base: sobrecarga	25
4.3.1.2. Combinação 2 – Acção base vento	26
4.4. DIMENSIONAMENTO DAS SOLUÇÕES	26
4.4.1. SOLUÇÃO 1	27
4.4.1.1. Envolvente dos diagramas	27
4.4.1.2. Perfis	28
4.4.2. SOLUÇÃO 2	28
4.4.2.1. Envolvente dos diagramas	28
4.4.2.2. Perfis	29
4.5. QUANTIFICAÇÃO DO MATERIAL DAS SOLUÇÕES	30
4.5.1. SOLUÇÃO 1	30
4.5.2. SOLUÇÃO 2	30
4.6. SOLUÇÃO ESCOLHIDA	30

5. PRÉ-DIMENSIONAMENTO – A ESCOLHA DE UMA SOLUÇÃO

5.1. DIVISÃO POR EDIFÍCIOS	31
5.2. CRITÉRIOS DE PRÉ-DIMENSIONAMENTO	32
5.2. BLOCO 2 E 3	32

5.2.1. LAJE E VIGAS DO PISO À COTA 178.10	32
5.2.1.1 Solução 1	33
5.2.1.2 Solução 2	34
5.2.1.3 Solução 3	36
5.2.1.4 Solução 4	37
5.2.1.5. Solução para a laje e vigas do piso à cota 178.10	38
5.2.2. LAJE E VIGAS DO PISO À COTA 182.60	38
5.2.2.1. Solução 1	39
5.2.2.2. Solução 2	40
5.2.2.3. Solução 3	42
5.2.2.4. Solução para a laje e vigas da zona A do piso à cota 182.6	43
5.2.2.5 Solução 1	44
5.2.2.6 Solução 2	45
5.2.2.7 Solução para a laje e vigas da zona B do piso à cota 182.6	46
5.2.2.8 Solução para a laje e vigas da zona C do piso à cota 182.6	47
5.2.2.9 Solução para a laje e vigas do piso à cota 182.60	49
5.2.3. LAJE E VIGAS DO PISO À COTA 186.20 - COBERTURA	50
5.2.4. VIGA ONDE APOIA A PONTE ROLANTE	51
5.2.5. PILARES	52
5.3. BLOCO 1	53
5.3.1. LAJE E VIGAS DO PISO À COTA 182.60	53
5.3.2. LAJE E VIGAS DO PISO À COTA 186.20 - COBERTURA	54
5.3.3. PILARES	55
 6. IMPERFEIÇÕES E COMBINAÇÃO DE ACÇÕES	 57
6.1. IMPERFEIÇÕES	57
6.1.1. BLOCO 1	57
6.1.1.1. Acção das imperfeições ao nível do primeiro piso (cota 182.60)	58
6.1.1.2. Acção das imperfeições ao nível da cobertura (cota 186.20)	58
6.1.2. BLOCO 2	58
6.1.2.1. Acção das imperfeições ao nível do piso à cota 182.60	59
6.1.2.2. Acção das imperfeições ao nível da cobertura (cota 186.20)	59

6.1.2.3. Acção das imperfeições, devido a peso próprio da viga e da cobertura metálica, ao nível da viga onde apoia a ponte rolante (cota 188.6)	59
6.1.2.4. Acção das imperfeições, devido à acção vertical da ponte rolante, ao nível da viga onde apoia a ponte rolante (cota 188.6)	59
6.1.3. BLOCO 3	60
6.1.3.1. Acção das imperfeições ao nível piso à cota 182.60	60
6.1.3.2. Acção das imperfeições ao nível da cobertura (cota 186.20)	60
6.1.3.3. Acção das imperfeições, devido a peso próprio da viga e da cobertura metálica, ao nível da viga onde apoia a ponte rolante (cota 188.6)	61
6.1.3.4. Acção das imperfeições, devido à acção vertical da ponte rolante, ao nível da viga onde apoia a ponte rolante (cota 188.6)	61
6.2. COMBINAÇÃO DE ACÇÕES E ALTERNÂNCIA DE SOBRECARGAS	61
6.2.1. BLOCO 1	61
6.2.1.1 Sem acção sísmica	61
6.2.1.2 Com acção sísmica	62
6.2.2. BLOCO 2 E 3	62
6.2.2.1 Sem acção sísmica	62
6.2.2.1 Com acção sísmica	63
 7. DIMENSIONAMENTO	 65
7.1. BLOCO 1	65
7.1.1. PILARES	65
7.1.1.1. Pilar 1	65
7.1.1.2. Pilar 2	66
7.1.1.3. Pilar 3	67
7.1.1.4. Pilar 4	67
7.1.1.5. Pilar 5	68
7.1.2. VIGAS	68
7.1.2.1. Viga 1	69
7.1.2.2. Viga 2	70
7.1.2.3. Viga 3	71
7.1.2.4. Viga 4	72
7.1.2.5. Viga 5	73
7.1.2.6. Viga 6	74

7.1.3. LAJES	75
7.1.3.1. Laje com blocos de aligeiramento do piso à cota 182.6	75
7.1.3.2. Laje maciça do piso à cota 182.6	76
7.1.3.3. Laje de cobertura	76
7.2. BLOCO 2 E 3	76
7.2.1. PILARES	76
7.2.1.1. Pilar 1	77
7.2.1.2. Pilar 2	78
7.2.1.3. Pilar 3	78
7.2.1.4. Pilar 4	79
7.2.1.5. Pilar 5, parte inferior, onde o pilar é dividido em dois	80
7.2.1.6. Pilar 5, parte superior	80
7.2.1.7. Pilar 6	81
7.2.2. VIGAS	81
7.2.2.1. Vigas longitudinais do piso à cota 178.1	81
7.2.2.2. Vigas longitudinais do piso à cota 182.6	82
7.2.2.3. Viga do terraço do piso à cota 182.6	83
7.2.2.4. Vigas transversais do piso à cota 182.6	84
7.2.2.5. Vigas longitudinais da cobertura	85
7.2.2.6. Viga onde apoia a ponte rolante	86
7.2.3. LAJES	89
7.2.3.1. Laje do piso à cota 178.1	89
7.2.3.2. Laje com blocos de aligeiramento do piso à cota 182.6	89
7.2.3.3. Laje maciça do piso à cota 182.6	90
7.2.3.4. Laje da cobertura	90

8. CONCLUSÃO	91
---------------------------	-----------

BIBLIOGRAFIA	93
---------------------------	-----------

ANEXOS

1

INTRODUÇÃO

1.1. A ORIGEM DAS BARRAGENS

Desde sempre que a água é um recurso indispensável à sobrevivência das populações. Assim quando as populações passaram de nómadas a sedentárias, procuraram locais com grande abundância em recursos hídricos. Contudo, à medida que estas populações iam crescendo, os recursos hídricos em período de estiagem tornavam-se insuficientes. Tornava-se pois necessário armazenar água para os períodos de escassez. Surgiram então há mais de 5000 anos as primeiras barragens em locais considerados como berços da civilização, tais como Babilónia, Egipto, Índia, Pérsia e em países situados no oriente. Grande parte das barragens dessa altura eram construídas com pedra e terra. Devido à fraca resistência destes materiais à erosão da água, essencialmente da terra, em caso de cheias, estas obras de arte não resistiam e acabavam por ser arrastadas pela corrente. Existem registos de barragens muito antigas como é o caso de uma barragem em alvenaria de pedra, no rio Nilo, situada em Kosheish, cerca de 20 quilómetros a montante da cidade mais importante do antigo Egipto, Memphis. Segundo o historiador Heródoto esta construção datava de entre 5.700 a 2.700 a.C.

1.2. A FINALIDADE DAS BARRAGENS

Com o avançar da história e da ciência, as barragens passaram a ter um campo de aplicações bastante alargado. Surgem então barragens, não só com o objectivo de servir as populações, mas também com o objectivo de as proteger. Podemos encontrar barragens para as seguintes funcionalidades:

- Abastecimento – Tem que ter capacidade de armazenar a quantidade de água necessária ao consumo de uma determinada população durante um determinado tempo, geralmente, pelo menos, durante o período seco.



Figura 1.1 – Barragem de Crestuma-Lever, exemplo de uma barragem destinada ao abastecimento de populações, neste caso da cidade do Porto (autor desconhecido)

- Rega – À semelhança das barragens que servem populações, estas servem campos agrícolas com o objectivo de lhes fornecer água em abundância e a baixo custo para rega dos campos agrícolas.



Figura 1.2 – Barragem de Alqueva, exemplo de uma barragem cuja uma das finalidades é armazenar água para rega (autor desconhecido).

- Produção de energia – A queda de um determinado caudal de uma determinada altura está directamente relacionada com uma energia potencial que pode ser transformada em energia mecânica. Este é o princípio que fazia funcionar as azenhas. A evolução desta técnica passou pelo aperfeiçoamento das turbinas e em vez de as associar a uma mó associá-las a alternadores. Hoje em dia as principais barragens de produção de energia são de produção de energia eléctrica, sendo designada por energia hidroeléctrica.



Figura 1.3 – Barragem de Bemposta, exemplo de uma barragem destinada a produção de energia eléctrica (autor desconhecido).

- Recreio – Não existem grandes barragens exclusivamente para este fim, devido ao seu elevado custo de construção. A construção destes tipos de barragens está ligada a actividades ligadas ao lazer, como a prática de desportos náuticos, ao embelezamento de parques de diversão ou à construção de unidades hoteleiras. No entanto muitas das barragens construídas para outros fins também são usadas para a prática de actividades aquáticas, como é o caso da barragem de Alqueva no rio Guadiana.
- Defesa contra cheias – Em zonas muito montanhosas, onde o terreno, geralmente por ser rochoso, não tem capacidade de absorção, em que na presença de chuvas com média intensidade se formam logo escoamentos superficiais, é necessário proteger as populações que se situam perto das linhas de água. Esta protecção passa pela construção de uma barragem a montante da população em questão, com o objectivo de regular o caudal da linha de água que atravessa a povoação, prevenindo assim grandes enxurradas.



Figura 1.4 – Barragem de Castelo de Bode, exemplo de uma barragem cuja uma das funções é defesa contra cheias (Osvaldo Gago)

- Retenção de rejeitados – têm o objectivo de decantar a água de minérios rejeitados. Em geral são pequenas barragens localizadas em locais para onde são escoadas as águas de explorações

mineiras ou industriais que fazem com que a velocidade da água diminua naquele local possibilitando o depósito de partículas que vinham suspensas na água.

1.3. AS BARRAGENS PARA PRODUÇÃO DE ENERGIA ELÉCTRICA

Como este trabalho se vai centralizar num elemento de um aproveitamento hidroeléctrico, analisemos agora com mais detalhe este tipo estruturas.

Em Portugal a maior quantidade de energia eléctrica produzida provém de centrais hidroeléctricas. Este tipo de centrais aproveita a energia contida na água dos rios para produzir energia eléctrica. A queda de um determinado caudal, de uma determinada altura está directamente relacionada com uma energia potencial que pode ser transformada em energia mecânica. A potência hidráulica máxima pode ser obtida para um determinado caudal a um determinado desnível e pode ser calculada pelo produto:

$$P = \rho Q H g$$

Em unidades do sistema internacional de unidades (SI)

Potência (P): Watt (W)

Queda (H): m

Densidade (ρ): kg / m³ $\rho_{\text{água}} = 1000 \text{ kg / m}^3$

Vazão volumétrica (Q): m³ / s

Aceleração da gravidade (g): m / s² $g = 9.81 \text{ m / s}^2$

A energia total produzida é igual ao integral da potência em ordem ao tempo, que é equivalente ao integral do caudal em ordem ao tempo multiplicado por $\rho H g$. Como o integral do caudal em ordem ao tempo que é igual ao volume de água escoado, a densidade (ρ) e a aceleração da gravidade (g) são constantes que é impossível alterar, interessa-nos então ter uma altura de queda tão alta quanto possível de modo a maximizar a energia produzida ao longo de um ano.

As centrais hidroeléctricas são responsáveis por alguns impactos ambientais como o alagamento das áreas vizinhas, aumento no nível dos rios, em alguns casos podem até mudar o curso do rio onde são implantadas, podendo, ou não, prejudicar a fauna e a flora da região. Todavia, é ainda um tipo de energia mais barata do que outras, como a que se produz a partir da energia nuclear, e menos agressiva ambientalmente do que a utilização do petróleo ou do carvão nas centrais termoeléctricas, por exemplo. Pode utilizar-se este tipo de produção de energia em grande escala, quando existem os recursos hídricos adequados. Em países como Portugal não há problemas de falta de água para este efeito.

1.4. TIPOS DE APROVEITAMENTOS HIDROELÉCTRICOS

Uma central hidroeléctrica pode ser de quatro tipos: poço, Caverna, pé de barragem e central de margem. A escolha por um destes tipos depende de inúmeros factores como por exemplo a altura de queda que é possível obter, do traçado do rio em planta, o caudal, a largura entre margens, o declive do rio que está relacionado com a velocidade da água, a qualidade dos solos no local onde se pretende o aproveitamento e muitos mais factores, como o custo de construção, manutenção e o rendimento previsto para cada tipo.

1.5. LOCALIZAÇÃO E DESCRIÇÃO DO APROVEITAMENTO HIDROELÉCTRICO DO BAIXO SABOR

Este aproveitamento hidroeléctrico está em fase de construção e é localizado na região de Trás-os-Montes no concelho de Torre de Moncorvo. Insere-se no rio Sabor cerca de 15km a montante do local onde este desagua no rio Douro.



Figura 1.5 – Localização do aproveitamento hidroeléctrico do Baixo Sabor (www.a-nossa-energia.edp.pt)

O aproveitamento hidroeléctrico do Baixo Sabor será constituído por dois escalões. A albufeira criada pelo escalão de Montante estende-se ao longo de 60 km, desde a zona da barragem até cerca de 5 km a jusante da confluência do rio Maças com o rio Sabor, ocupando áreas dos concelhos de Torre de Moncorvo, Alfândega da Fé, Mogadouro e Macedo de Cavaleiros. A albufeira criada pelo escalão de Jusante, com uma extensão de cerca de 9,6 km, ficará compreendida entre as duas barragens, localizando-se no concelho de Torre de Moncorvo.

A construção desta albufeira aumentará para mais do dobro a capacidade de armazenamento de água na bacia hidrográfica do rio Douro. O aproveitamento será equipado com grupos reversíveis, possibilitando uma melhor gestão da produção em conjunto com a sua localização estratégica que permite otimizar a produção de toda a cascata do Douro a jusante. Está previsto que comece a produzir energia para a rede em Setembro de 2013.

Todo o processo requerido para a construção deste aproveitamento avançou mais rapidamente após todos os entraves que adiaram a construção da barragem de Foz Coa.

1.6. LOCALIZAÇÃO DO EDIFÍCIO EM ESTUDO NO CONTEXTO DO APROVEITAMENTO HIDROELÉCTRICO

No aproveitamento em questão, o escalão de montante do Baixo Sabor, é do tipo em poço. Este tipo consiste em uma galeria de tomada de água que contorna a barragem e a restitui ao rio a jusante desta. Próximo do local da restituição é escavado um poço na vertical desde a galeria até à superfície. Nesse local da galeria é onde vão ser colocadas as turbinas e à superfície é construído o edifício a que este trabalho se refere, que servirá de apoio a uma ponte móvel com capacidade de transportar as turbinas desde a superfície até à galeria ou vice-versa. Também é nesse edifício que se vai localizar o posto de comando da barragem e outros equipamentos necessários para o correcto funcionamento da produção de energia eléctrica. O edifício em estudo é assinalado na imagem em baixo com o número 10.

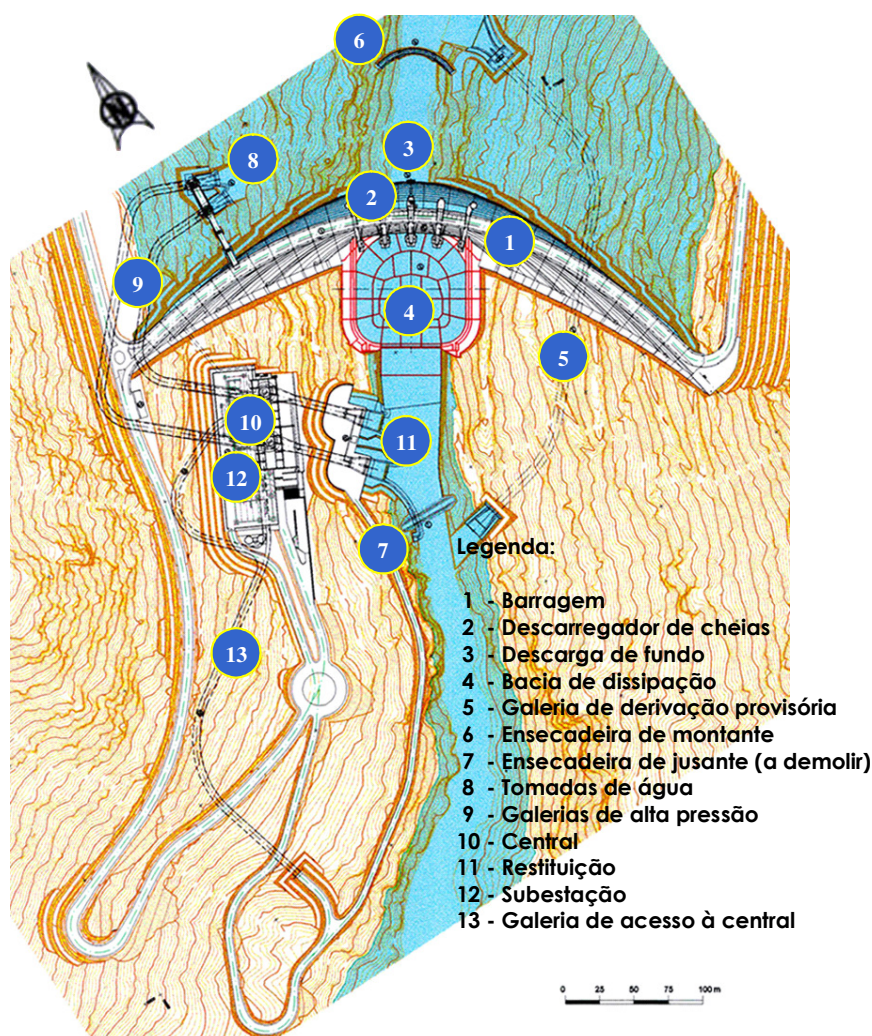


Figura 1.6 – Esquema da barragem de montante do Baixo Sabor (EDP, Aproveitamento Hidroeléctrico do Baixo Sabor, Memória Geral)

1.7. DESCRIÇÃO DO EDIFÍCIO EM ESTUDO

O edifício é constituído essencialmente por duas zonas distintas: a área de montagem e o edifício de comando. A área de montagem é uma área ampla com cerca de 66m de comprimento por 20m de largura. Ela é localizada à cota 178.10m sobre os dois poços onde são instaladas as turbinas. À cota 188.60m existe uma ponte rolante que abrange toda esta zona do edifício. A sua cobertura está à cota 194.70m. O edifício de comando é composto por três pisos, cuja altura do pé-direito é próxima dos 4m. O piso inferior está situado à cota 174.10m e a cobertura à cota 186.40m. Esta zona tem um comprimento de 64m e 10m de largura. As plantas do edifício encontram-se em anexo.

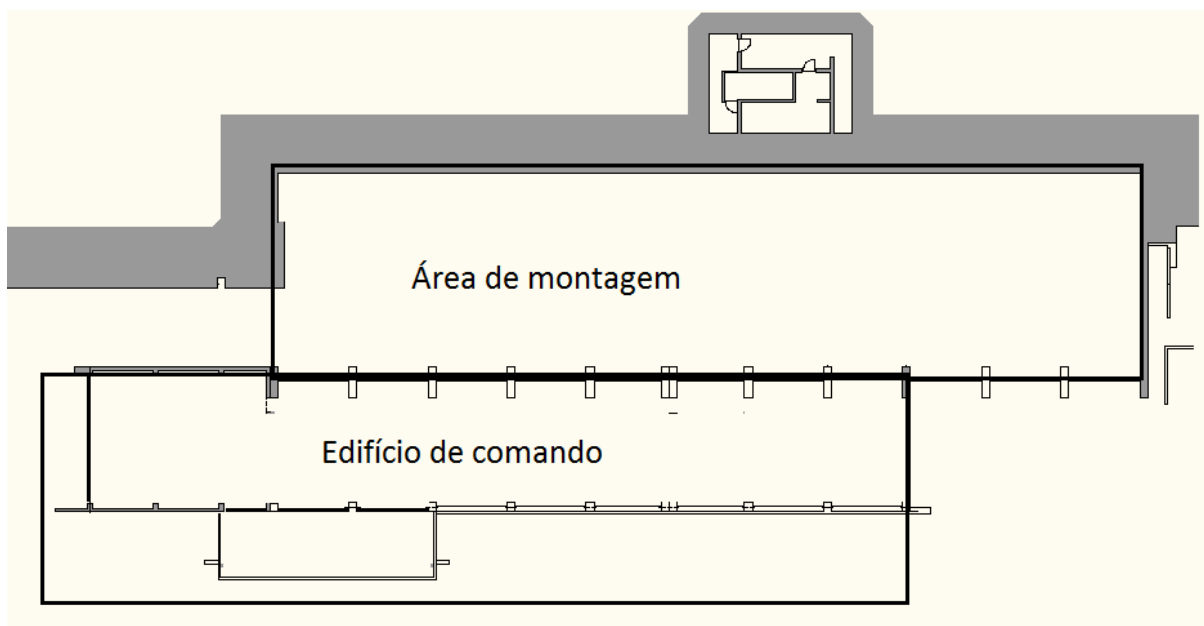


Figura 1.7 – Duas zonas distintas do edifício.

2

MATERIAIS E REGULAMENTOS

2.1. MATERIAIS A USAR

A escolha dos materiais a utilizar em qualquer construção está directamente relacionada com o tipo de obra, com a arquitectura, orçamentos para construção e manutenção, tempo de construção, durabilidade, entre outros factores. Atendendo a todos estes factores e à grande competitividade entre os materiais não é tão trivial como parece, à primeira vista, optar por um deles. Para a concepção estrutural deste tipo de edifício há dois materiais que se destacam, betão armado e perfis de aço. O betão armado é um material fácil de modelar, apropriado para estruturas onde a esbelteza não é um factor importante e é utilizado correntemente em praticamente todos os tipos de edifícios. Os perfis de aço permitem estruturas muito mais esbeltas e o seu maior campo de aplicações é a construção de pavilhões industriais devido à capacidade de vencer grandes vãos a um baixo custo e à rápida execução em obra. É então necessário conhecer o edifício de modo a seleccionar os materiais mais adequados para este. O projecto inicial do edifício é todo em betão armado. No entanto iremos averiguar se existem soluções alternativas.

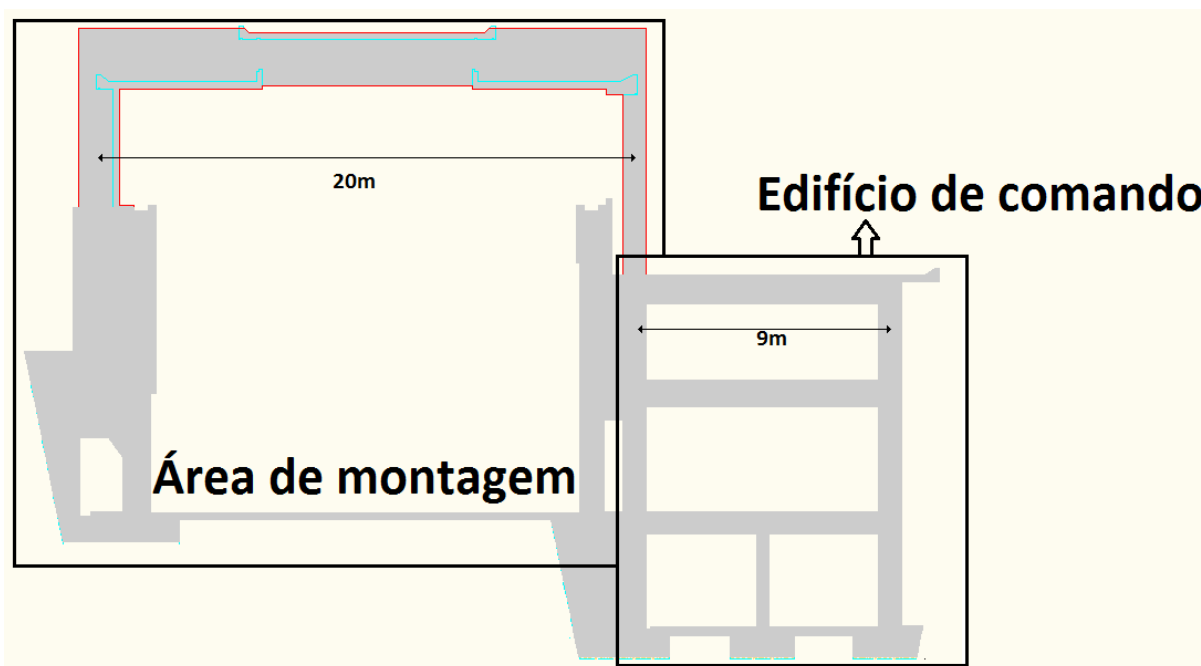


Fig.2.1 – Corte transversal do edifício evidenciando as duas zonas distintas

Ao analisar o edifício observa-se que este é composto por duas partes distintas: a zona da área de montagem e o edifício de comando. O edifício de comando é constituído por três pisos e a sua largura é cerca de 9m. Para este caso a melhor solução é sem dúvida em betão armado. Na zona da área de montagem apenas temos um piso térreo. Existem ainda duas vigas longitudinais onde apoia a ponte rolante a uma altura, medida a partir do chão, de cerca de 11m. Até à cota desta viga a melhor solução também é betão armado, uma vez que as cargas da ponte rolante são elevadas, e do lado esquerdo é construído um maciço que, para além de suportar o apoio da ponte rolante, também suporta o impulso do material de enchimento uma vez que, desse lado, o terreno está a uma cota superior à da área de montagem. Quanto à cobertura desta zona, uma solução de betão armado não é a melhor uma vez que, para se conseguir vencer esse vão, é necessário uma viga relativamente robusta e as acções sobre ela exercidas são em grande parte relativas ao peso próprio. Para este caso a melhor solução seria uma cobertura metálica. Esta alternativa é muito mais económica e o seu peso é muito inferior ao de uma cobertura em betão armado. Uma das maiores vantagens desta solução é o ser de construção mais rápida e, como esta tarefa está no caminho crítico da construção do aproveitamento hidroeléctrico, reduz o tempo total de obra. A única desvantagem desta solução é a estética.

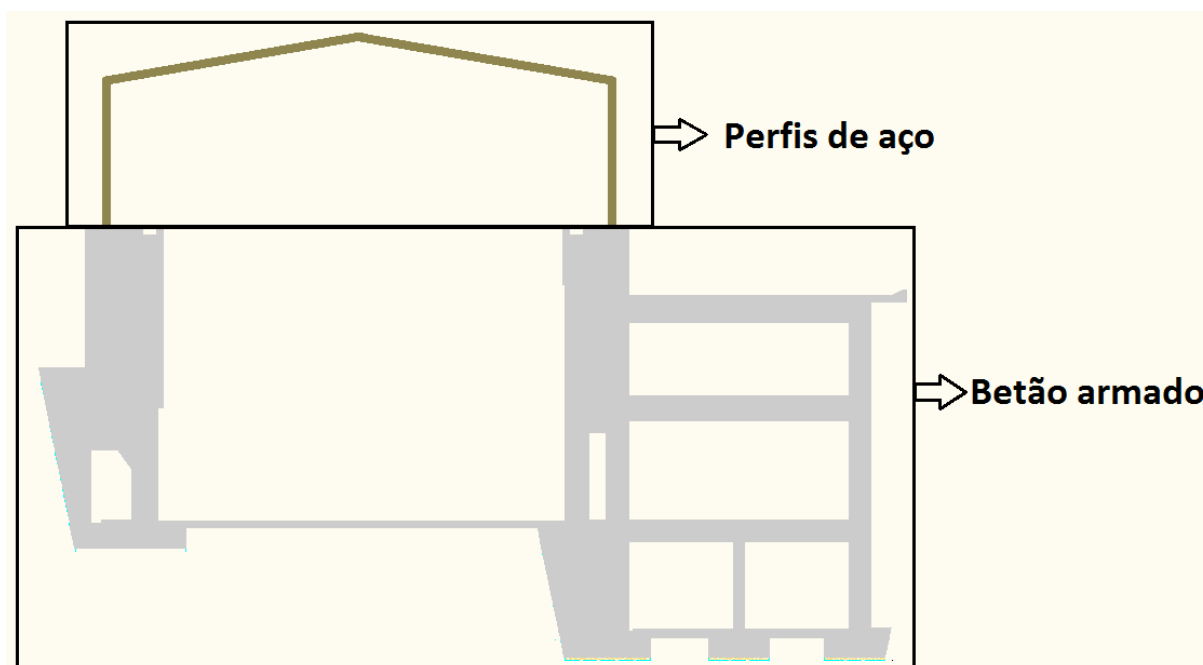


Fig.2.2 – Corte transversal do edifício evidenciando os materiais a usar em cada zona

2.1.1. BETÃO

O tipo de betão usado mais correntemente é o C25/30 devido ao preço e à sua capacidade resistente e como é suficiente para este tipo de obra é o que irá ser usado.

2.1.2. VARÕES DE AÇO

A armadura de reforço deste edifício será constituída por varões nervurados e redes electrossoldadas de aço da classe A500 pois devido à sua capacidade resistente juntamente com o preço é o tipo de aço mais usado. O recobrimento das armaduras, deverá ser igual ou superior a 35 mm para todos os elementos.

2.1.3. ARMADURA DE PRÉ-ESFORÇO

Atendendo à relação preço / tensão de rotura, a armadura de pré-esforço a utilizar, terá uma tensão de rotura $f_{puk}=1860$ MPa.

2.1.4. PERFIS METÁLICOS

Os perfis da estrutura metálica serão da classe S355 pois é esta a classe que proporciona uma melhor relação preço / tensão.

2.2. REGULAMENTOS A USAR

2.2.1. ACÇÕES

Como esta é uma estrutura especial é necessário recorrer a regulamentos específicos. O valor das sobrecargas é estimado a partir do documento *Companhia Energética de Minas Gerais – Critérios de Projecto Civil de Usinas Hidrelétricas (CEMIG)* fornecido pela EDP. Os coeficientes para os valores reduzidos de carga utilizados na combinação de várias acções serão obtidos por analogia a algumas acções do mesmo tipo indicados no Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA). As acções do vento e da neve serão obtidas pelo RSA. As forças sísmicas serão calculadas de acordo com o RSA utilizando os coeficientes de comportamento relacionados com o tipo de estrutura indicados no Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado (REBAP).

2.2.2. DIMENSIONAMENTO

A estrutura de betão armado será dimensionada de acordo com o EUROCÓDIGO 2 e a estrutura metálica dimensionada de acordo com o EUROCÓDIGO 3.

3

ACÇÕES

3.1. ACÇÕES PERMANENTES E SOBRECARGAS

A correcta avaliação de acções é um dos passos mais importantes para o projecto de todo o tipo de edifícios.

3.1.1. CARGAS PERMANENTES

Este tipo de cargas é relativo a todo o tipo de elementos integrados no edifício. No edifício em questão as cargas permanentes são o peso próprio da própria estrutura, o peso dos materiais de revestimento, divisórias e equipamentos que são consideradas como cargas uniformemente distribuídas aplicadas a uma área e o peso das paredes exteriores como cargas no local das próprias paredes. No entanto nesta fase ainda não podemos quantificar o peso próprio da estrutura pois esta ainda não foi pré-dimensionada.

3.1.1.1. Cargas permanentes uniformemente distribuídas

Devido à dificuldade em avaliar correctamente a localização de todas as divisões interiores e devido à possibilidades de estas poderem ser alteradas opta-se por uma carga distribuída que traduza a acção destes elementos. Essa carga distribuída engloba também o peso de todos os revestimentos e equipamentos fixos existentes no edifício. Como o pé direito livre tem uma altura de cerca de 3.5m, superior à média, ir-se-á adoptar o valor de 4kN/m^2 para as cargas permanentes uniformemente distribuídas, para além do peso próprio da estrutura, em toda a área interior. Para áreas exteriores, como o terraço e a cobertura, o valor a usar será 2.5kN/m^2 .

3.1.1.2. Cargas permanentes linearmente distribuídas

As paredes exteriores têm uma espessura muito superior às paredes das divisórias interiores, e consequentemente o seu peso por metro linear também é maior. Como este tipo de paredes só é construído no contorno do edifício, sabemos a sua posição exacta, podendo aplicar nesse local uma carga equivalente ao seu peso. Esse valor será de 10kN/m

3.1.2. SOBRECARGAS

Este tipo de cargas está directamente relacionado com a utilização prevista do edifício.

3.1.2.1. Sobrecargas uniformemente distribuídas

Para estruturas especiais, como é o caso desta, temos que consultar regulamentos específicos para este tipo de estrutura. O regulamento indicado para este caso foi o CEMIG fornecido pela EDP. Segundo ele, em nenhuma hipótese as sobrecargas uniformemente distribuídas deverão ser menores do que 5 kN/m² para os pisos e 1 kN/m² para as coberturas. No entanto este regulamento não abrange todo o tipo de utilizações previstas para o edifício em questão. Em seguida é apresentada uma tabela onde são comparadas as sobrecargas indicadas no CEMIG e no RSA.

Piso à cota 174.10					
Utilização	CEMIG	RSA			
	Sobrecarga	Sobrecarga	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Reservatório de combustível do grupo diesel	25 kN/m ²				
Arquivo	5 kN/m ²	5 kN/m ²	0.7	0.6	0.4
Instalações sanitárias	5 kN/m ²	3 kN/m ²	0.7	0.6	0.4
Vestuários e balneários	5 kN/m ²	3 kN/m ²	0.7	0.6	0.4
Área de circulação	10 kN/m ²	5 kN/m ²	Iguais aos das áreas a que dão acesso		
Escadas	5 kN/m ²	5 kN/m ²			

Quadro 3.1 – Comparação das sobrecargas indicadas no CEMIG e no RSA para o piso à cota 174.10

Piso à cota 178.10					
Utilização	CEMIG	RSA			
	Sobrecarga	Sobrecarga	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Área de montagem	60 kN/m ²				
Oficina	25 kN/m ²	5 kN/m ²	0.8	0.7	0.6
Transformadores	25 kN/m ²				
Sala de quadros	15 kN/m ²				
Sala de baterias	15 kN/m ²				
Quadro de 30kV	15 kN/m ²				
Sala do grupo diesel (gerador)	15 kN/m ²				
Hall de entrada	10 kN/m ²	5 kN/m ²	Iguais aos das áreas a que dão acesso		
Escadas	5 kN/m ²	5 kN/m ²			

Quadro 3.2 – Comparação das sobrecargas indicadas no CEMIG e no RSA para o piso à cota 178.10

Piso à cota 182.6					
Utilização	CEMIG	RSA			
	Sobrecarga	Sobrecarga	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Varanda/terraço	5 kN/m ²	5 kN/m ²			
Sala de reuniões	5 kN/m ²	3 kN/m ²	0.7	0.6	0.4
Gabinete	5 kN/m ²	3 kN/m ²	0.7	0.6	0.4
Sala de observação de estruturas	5 kN/m ²				
Sala de AF/telecomunicações	10kN/m ²				
Sala de comando	10 kN/m ²	4kN/m ²	0.7	0.6	0.4
Equipamento de climatização	10 kN/m ²				
Bar	5 kN/m ²	4 kN/m ²	0.7	0.6	0.4
Corredor	10 kN/m ²	5 kN/m ²	Iguais aos das áreas a que dão acesso		
Escadas	5 kN/m ²	5 kN/m ²			

Quadro 3.3 – Comparação das sobrecargas indicadas no CEMIG e no RSA para o piso à cota 182.60

Cobertura					
Utilização	CEMIG	RSA			
	Sobrecarga	Sobrecarga	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Cobertura	1 kN/m ²	1 kN/m ²			
Acção da neve		0.3 kN/m ²	0.6	0.3	0

Quadro 3.4 – Comparação das sobrecargas indicadas no CEMIG e no RSA para cobertura

Ao comparar os dois regulamentos observamos que o CEMIG tem na maioria dos casos sobrecargas mais elevadas. No regulamento CEMIG não estão indicados os coeficientes de carga, usando assim os indicados no RSA. Como o tipo de utilização de cada compartimento da estrutura poderá não se manter igual durante todo o período de vida da estrutura, adoptamos a carga máxima de cada piso, igual para o piso todo. Temos então a seguinte tabela de sobrecargas:

Sobrecargas					
Piso à cota		Sobrecarga	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
174.10		25 kN/m ²	0.8	0.7	0.6
178.10	Área de montagem	60 kN/m ²	0.8	0.7	0.6
	Edifício de comando	25 kN/m ²	0.8	0.7	0.6
182.60	Varanda	5 kN/m ²	0.8	0.7	0.6
	Interior do edifício	10 kN/m ²	0.8	0.7	0.6
Cobertura do edifício de comando		2 kN/m ²	0.8	0.7	0.6
Cobertura da área de montagem		1 kN/m ²	0	0	0
		0.3 kN/m ²	0.6	0.3	0

Quadro 3.5 – Sobrecargas a usar no edifício e respectivos coeficientes de carga.

3.1.2.2. Sobrecargas especiais – ponte rolante

A ponte rolante é um equipamento de transporte de cargas que se desloca sobre carris de modo a se poder abranger toda a área de montagem. Como é um equipamento móvel, para além das cargas estáticas verticais, é necessário aplicar forças dinâmicas devido às acelerações que este requer para se movimentar. Segundo o regulamento CEMIG as cargas totais (estáticas + dinâmicas) podem ser obtidas de forma simplificada a partir dos seguintes tópicos:

- Esforço Lateral - A força lateral em pontes rolantes e equipamentos em movimento deverá ser em torno de 10% da sua capacidade nominal, somada ao peso do respectivo "trolley", aplicados, no mesmo sentido, no topo de cada trilho da pista de rolamento ou, então, a força lateral total distribuída por trilho, em função das características de projecto da ponte rolante e das correspondentes estruturas de apoio.
- Esforço Longitudinal - O valor da força longitudinal de tracção ou frenagem, na ponte rolante e equipamentos em movimento, deverá ser em torno de 15% da carga estática máxima sobre as rodas.
- Esforço Vertical Máximo (caso excepcional de ruptura) - O valor do esforço vertical na ponte rolante, parada sobre a pista de rolamento, na direcção do esforço principal, em início de movimentação com empenamento, deverá ser da ordem de 1,8 vezes a capacidade do equipamento em questão. A reacção de apoio máxima, obtida a partir deste carregamento, será utilizada somente no dimensionamento da viga de rolamento de área de montagem.
- Esforço Vertical Máximo (Caso de Operação) - O valor do esforço vertical máximo, a ser utilizado no dimensionamento da viga de rolamento nos trechos fora da área de montagem, será igual a 1,25 vezes o valor da máxima acção por roda.

Foi fornecido pela EDP o seguinte esquema que representa as cargas verticais totais em cada carril (estáticas + dinâmicas) da ponte rolante que se prevê que seja instalada nesta central.

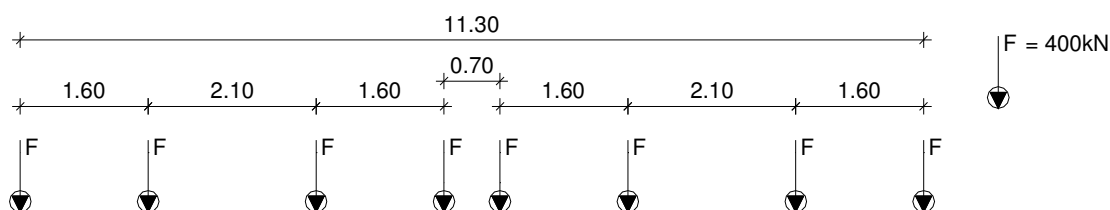


Figura 3.1 – Esquema das cargas verticais totais aplicadas em cada carril

Através do esquema anterior conhecemos a posição exacta e podemos calcular as cargas dinâmicas horizontais aplicadas em cada roda.

Direcção longitudinal = 33.3kN

Direcção transversal = 22.2kN

3.2. ACÇÕES DEVIDAS À NEVE

Esta acção será calculada pelo RSA

$\mu=0.8$ $h=200m$

$$S_k = \mu * \frac{1}{400} (h - 50) = 0.3kN/m^2$$

Comparando esta acção com todas as outras utilizadas para a cobertura, chega-se à conclusão que o seu valor é insignificante. Sendo assim, por simplificação, esta acção só será tida em conta na cobertura da área de montagem.

3.3. ACÇÕES DEVIDAS AO VENTO

Na quantificação da acção do vento, recorreremos ao Regulamento de Segurança e Acções para estruturas de edifícios e pontes (RSA). Inicialmente será feita uma breve apresentação dos aspectos relacionados com o cálculo da acção do vento.

Segundo o art.20º do RSA, a nossa zona de estudo corresponde à zona A uma vez que se situa na região continental de Trás-os-Montes e Alto Douro, à altitude de 200m.

Relativamente à rugosidade aerodinâmica do solo (art.21º), factor que influencia a variação do vento com a altura, a nossa área de estudo recai na rugosidade tipo II, visto que o edifício se situa numa zona rural afastado de qualquer outro tipo de edifícios.

Pelo art.24º, obtemos a pressão dinâmica do vento (w_k) que varia consoante a altura do edifício. A lei da variação da pressão dinâmica do vento depende da altura acima do solo e do tipo de rugosidade do local para a zona A e é traduzida pelo ábaco que se segue, sendo que para a zona B, os valores de w_k se obtêm multiplicando por 1,2 os valores resultantes para a zona A.

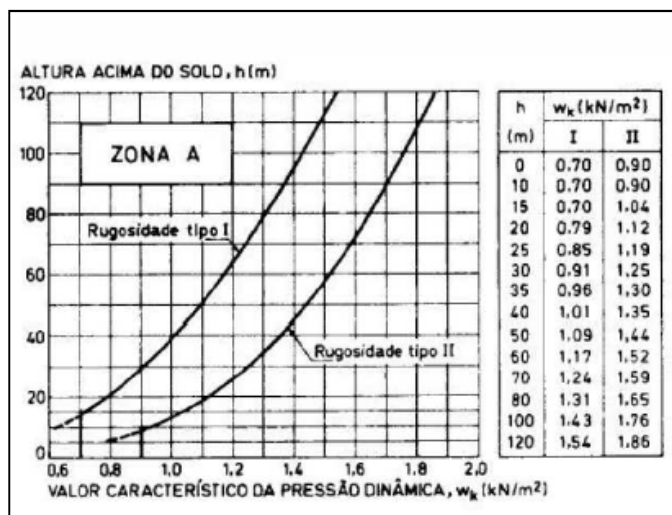


Figura 3.2 – w_k em função da rugosidade e da altura do edifício (RSA)

Para a determinação da acção do vento é necessário conhecer, além da pressão dinâmica do vento (w_k), os coeficientes de forma, relativos à construção em causa. São considerados dois tipos: coeficientes de pressão e coeficientes de força. No nosso edifício de estudo serão apenas consideradas as pressões exteriores que são definidas através de coeficientes de pressão exterior (δ_{pe}), que dependem fundamentalmente da forma do edifício e da direcção e sentido de actuação do vento (ver fig. 3.3).

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

Figura 3.3 – Coeficientes de pressão para as fachadas em função das dimensões do edifício onde o sinal positivo representa pressões e o sinal negativo sucções (RSA)

Os coeficientes de força (δf) são definidos, de modo a permitir determinar directamente a resultante F das pressões do vento sobre a construção, pela expressão:

$$F = \delta f \times w$$

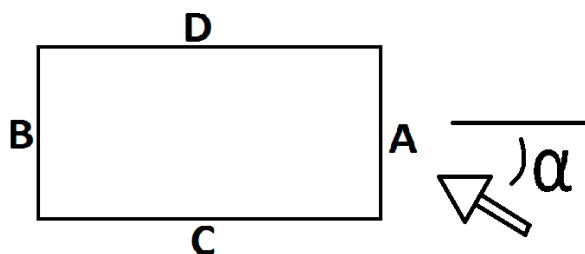


Figura 3.4 – Esquema da direcção do vento em relação às dimensões do edifício. C e D representam a maior dimensão do edifício em planta e A e B a menor.

Na tabela seguinte apresentam-se os resultados obtidos segundo o que foi exposto anteriormente.

Tipo II Zona A							
H (m)	Edifício	W _{kx}	α (graus)	P _A (kN/m ²)	P _B (kN/m ²)	P _C (kN/m ²)	P _D (kN/m ²)
0 - 10	Edifício de comando	0.9	0	0,63	-0.23	-0.54	-0.54
			90	-0.45	-0.45	0.63	-0.09
10 - 15	Cobertura da área de montagem	1.04	0	0.73	-0.26	-0.63	-0.63
			90	-0.52	-0.52	0.73	-0.11

Quadro 3.6 – Forças do vento aplicadas às diferentes fachadas

É ainda necessário ter em conta os coeficientes de pressão na cobertura do edifício, essencialmente na cobertura metálica devido ao seu baixo peso próprio. Na figura em baixo estão indicados os coeficientes de pressão para coberturas dependendo da geometria do edifício e da inclinação da cobertura.

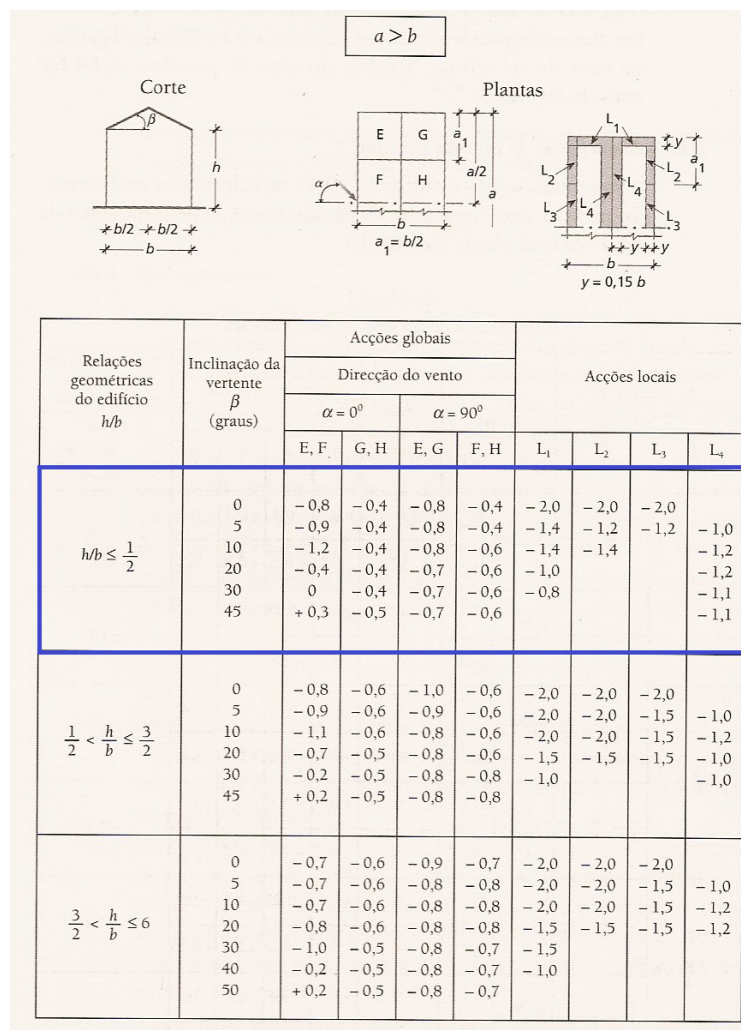


Figura 3.4 – Coeficientes de pressão em coberturas (RSA)

Os valores reduzidos da pressão dinâmica do vento são $\Psi_0=0.4$; $\Psi_1=0.2$ e $\Psi_2=0$

3.4. IMPERFEIÇÕES

O efeito das imperfeições pretende reflectir a possibilidade de o edifício não se encontrar completamente na vertical, dando uma inclinação teórica à estrutura. A simplificação deste efeito resulta em cargas horizontais aplicadas nas lajes e na viga onde apoia a ponte rolante, pois pode-se considerar que as cargas verticais estão concentradas nesses locais. Existe então uma inclinação θ para cada zona relacionada com o número de pilares e com a altura do edifício calculada de acordo com ponto 5.2 do EUROCÓDIGO 2. Nesta altura do trabalho, como ainda não existe uma planta estrutural, ainda não é possível calcular as forças devidas as imperfeições. Estas forças são tidas em conta como acções permanentes e apenas são tidas em conta nas combinações de estado limite último.

3.5. ACÇÕES DEVIDAS AO SISMO

Esta acção será calculada de acordo com o RSA. Serão tidos em conta N modos de vibração com os graus de liberdade segundo as direcções X, Y e Z, até conseguir um factor de participação de massa de pelo menos 95%. De modo a evitar modos de vibração locais, só serão considerados modos de vibração com um factor de massa maior do que 5%. Todas as acções verticais da combinação quase permanente serão transformadas em massa. A acção sísmica terá um factor de redução (α) igual a 0.3, pois a localização deste edifício será no concelho de Torre de Moncorvo, que pertence à zona D. O terreno é do Tipo I, pois toda a estrutura é fundada em rocha. O factor de redução da acção sísmica devido à ductilidade da estrutura será obtido de acordo com o Regulamento de Betão Armado e Pré-Esforçado (REBAP), pois é este que está mais de acordo com a acção sísmica calculada a partir do RSA. A estrutura é considerada mista, pórtico-parede, pois tem pilares com 2.3m de largura. Segundo o artigo 35.2 do REBAP, o coeficiente de comportamento para este tipo de estruturas é 2. No programa de cálculo ROBOT será usado um espectro de resposta que é composto pela envolvente dos espectros de resposta para acção do tipo 1 e 2 para terreno do tipo I.

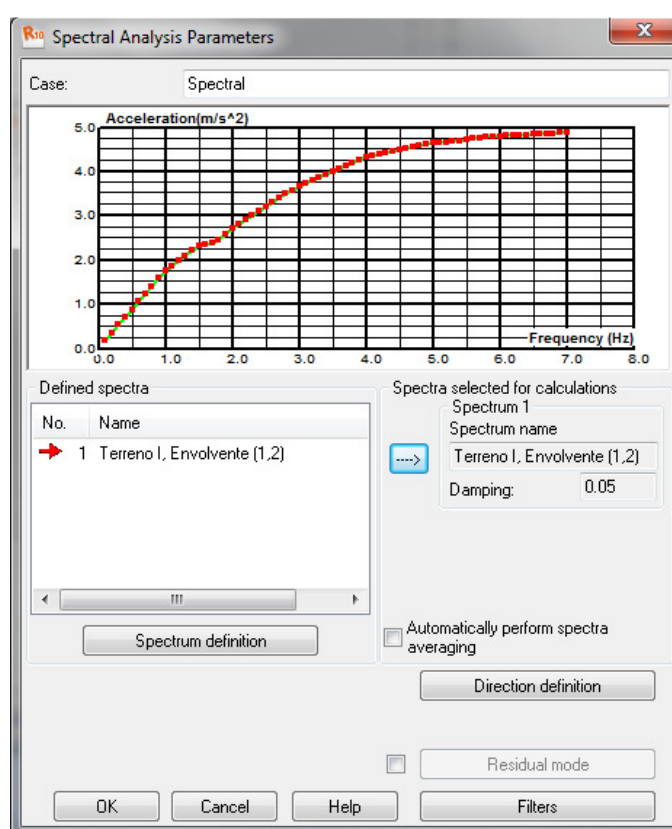


Figura 3.5 – Envolvente do espectro de resposta para acção do tipo 1 e 2 em terreno do tipo I.

A combinação das três direcções do sismo (X, Y e Z) será uma combinação quadrática com os coeficientes 1 para X e Y e 2/3 para Z.

4

Pré-dimensionamento da estrutura metálica

4.1. ACÇÕES

As acções aplicadas a esta estrutura são: o peso próprio, a sobrecarga, a neve e o vento.

- Peso próprio – considerando a cobertura com painel sanduíche tem-se um peso próprio que inclui o peso do próprio painel e das madres que o suportam de 0.3kN/m^2 . A escolha deste material é devida ao seu baixo peso próprio aliado à sua capacidade resistente que permite que o afastamento entre madres seja de 2m. Também é um material com uma forte capacidade de isolamento. O peso próprio dos perfis irá depender das suas dimensões.

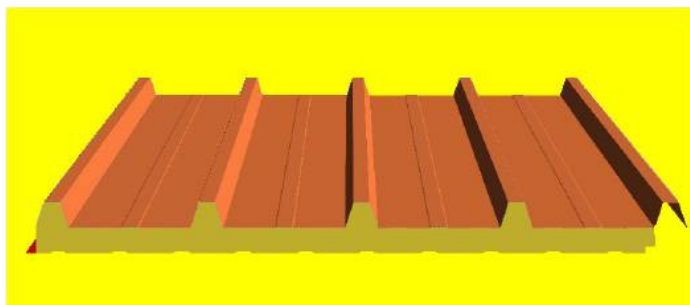


Figura 4.1 – Painel sanduíche constituído por duas chapas, uma ondulada em cima e outra lisa em baixo e isolamento no meio.

- Sobrecarga – a sobrecarga a utilizar é 1kN/m^2 e, segundo o ponto 3 do artigo 34 do Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes, os valores reduzidos das sobrecargas a considerar nas coberturas são geralmente nulos, o que também se considera neste caso.
- Neve – a acção da neve é de 0.3kN/m^2 e os valores reduzidos são: $\Psi_0=0.6$; $\Psi_1=0.3$; $\Psi_2=0$
- Vento – a direcção mais gravosa do vento é quando este actua na direcção do pórtico metálico, tendo o valor de 0.73kN/m^2 na fachada onde actua o vento e 0.11kN/m^2 na fachada oposta, ambos no mesmo sentido. A força de sucção varia com a inclinação da cobertura. Os valores reduzidos da pressão dinâmica do vento são $\Psi_0=0.4$; $\Psi_1=0.2$ e $\Psi_2=0$

4.2. SOLUÇÃO 1

Esta solução é composta por pilares HEA e vigas IPE. Os pilares são encastrados na base. Na ligação entre as vigas e os pilares não há transmissão de momentos de modo a que a estrutura metálica não exerça grandes acções horizontais no edifício de comando. A viga terá um comportamento como sendo simplesmente apoiada, o que origina momentos muito elevados a meio vão e o seu esforço axial será praticamente nulo. As madres impedem a encurvadura lateral do pórtico metálico, ficando este travado no seu próprio plano.

4.2.1. COMBINAÇÕES

As combinações realizadas para este caso têm o objectivo de majorar o momento nas vigas e nos pilares respectivamente.

4.2.1.1. Combinação 1 – Acção base: sobrecarga

$$\text{Acção vertical} = 1.35 \times 0.3 + 1.5 \times (1 + 0.3 \times 0.6) = 2.175 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Acção horizontal} = 0.657 \text{ kN/m}^2 \text{ na fachada frontal} + 0.105 \text{ kN/m}^2 \text{ na fachada oposta}$$

As forças de sucção não entram no cálculo desta combinação uma vez que apenas iriam aliviar a carga da viga.

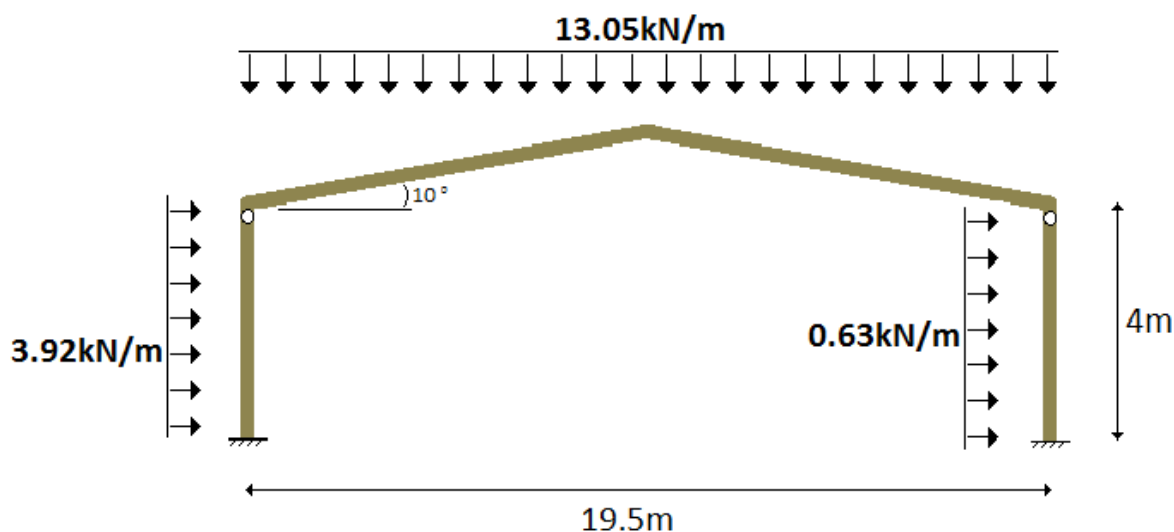


Figura 4.2 – Acções para a combinação 1 da solução 1

4.2.1.2. Combinação 2 – Acção base vento

$$\text{Acção vertical 1} = -0.3 + 1.5 \times 1.1 \times 1.04 = 1.416 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Acção vertical 2} = -0.3 + 1.5 \times 0.6 \times 1.04 = 0.636 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Acção horizontal} = 1.643 \text{ kN/m}^2 \text{ na fachada frontal} + 0.248 \text{ kN/m}^2 \text{ na fachada oposta}$$

As forças de sucção não são condicionantes embora produzam momento negativo, pois como a viga tem igual capacidade resistente, tanto para momentos positivos como para momentos negativos, e sendo os momentos positivos superiores, é para estes que a viga irá ser dimensionada.

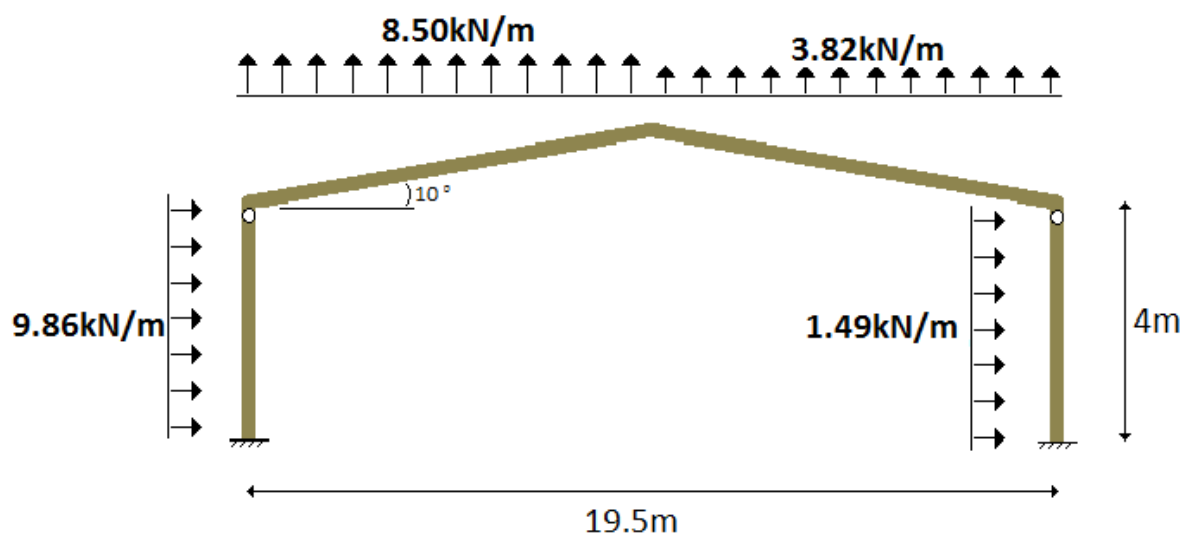


Figura 4.3 – Acções para a combinação 2 da solução 1

4.3. SOLUÇÃO 2

A diferença entre esta solução e a anterior é que, neste caso, existe um tirante a unir o topo dos dois pilares da mesma viga. Como este tirante impede que os dois apoios da mesma viga se afastem vai originar um apoio fictício a meio vão. As rótulas entre os pilares e as vigas também existem pela mesma razão que na solução anterior e a inclinação aumenta de 10 para 20 graus de forma a minorar o esforço de tracção no tirante e de compressão nas vigas. Neste caso, o pórtico já não tem a mesma resistência a cargas positivas ou negativas, pois o tirante só resiste à tracção, o que implica que também seja necessário analisar o caso em que o vento provoca sucção na cobertura.

4.3.1. COMBINAÇÕES

As combinações realizadas têm o objectivo de majorar o momento e o esforço axial nas vigas para as cargas verticais com sentido para baixo, na combinação 1, e os momentos nos pilares e nas vigas para cargas com direcção vertical e sentido para cima, na combinação 2.

4.3.1.1. Combinação 1 – Acção base: sobrecarga

Neste caso não se entra com o esforço de sucção na cobertura pois é uma acção variável e apenas vai aliviar o seu esforço máximo.

$$\text{Acção vertical} = 1.35 \times 0.3 + 1.5 \times (1 + 0.3 \times 0.6) = 2.175 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Acção horizontal} = 1.643 \text{ kN/m}^2 \text{ na fachada frontal} + 0.248 \text{ kN/m}^2 \text{ na fachada oposta}$$

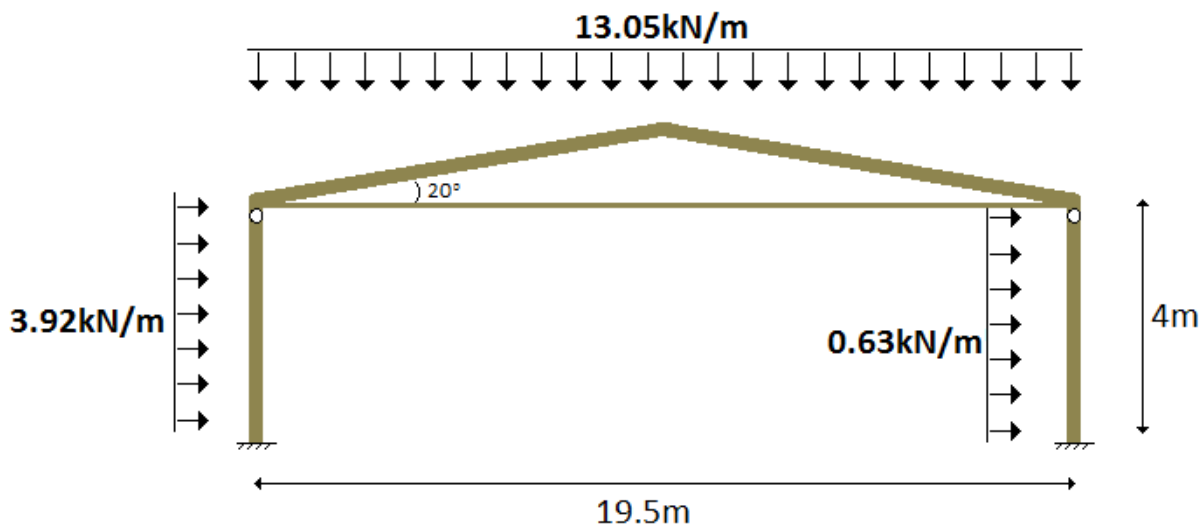


Figura 4.4 – Acções para a combinação 1 da solução 2

4.3.1.2. Combinação 2 – Acção base vento

$$\text{Acção vertical} = 0.3 - 1.5 \times 10.4 \times 0.7 = -0.792 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Acção horizontal} = 1.643 \text{ kN/m}^2 \text{ na fachada frontal} + 0.248 \text{ kN/m}^2 \text{ na fachada oposta}$$

Para esta combinação a força de sucção do vento também produz momentos negativos na viga de cobertura, e o tirante é como se não existisse pois não trabalha à compressão.

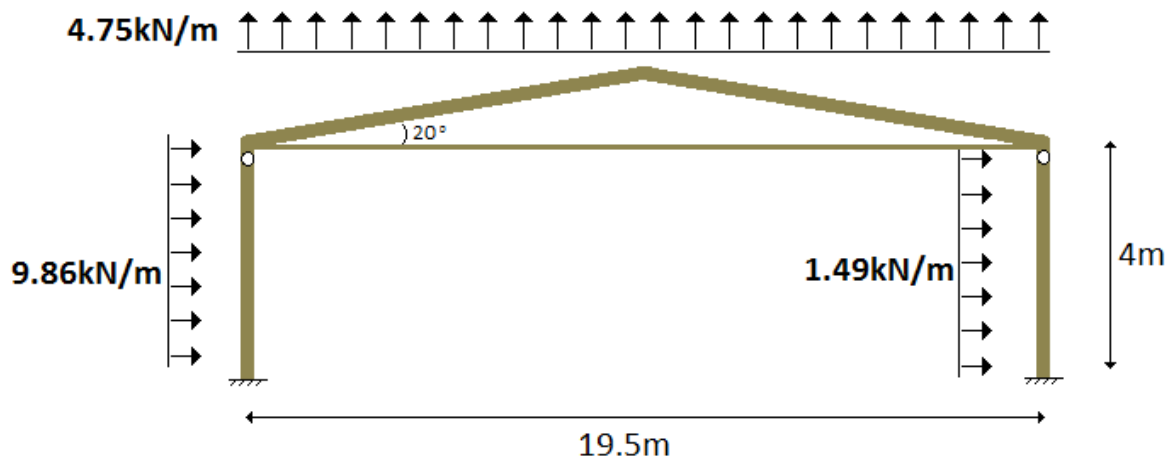


Figura 4.5 – Acções para a combinação 2 da solução 2

4.4. DIMENSIONAMENTO DAS SOLUÇÕES

O dimensionamento das soluções anteriormente descritas foi efectuado com recurso ao programa de cálculo estrutural *ROBOT* de acordo com o EUROCÓDIGO 3. Este dimensionamento é obtido tendo em conta a resistência da secção de cada elemento bem como todas as verificações regulamentares para os efeitos de instabilidade e inclui a verificação dos deslocamentos máximos da estrutura. A estrutura tem que ser simétrica uma vez que o vento pode actuar em ambas as direcções.

4.4.1. SOLUÇÃO 1

4.4.1.1. Envolvente dos diagramas

Momentos (kN.m)

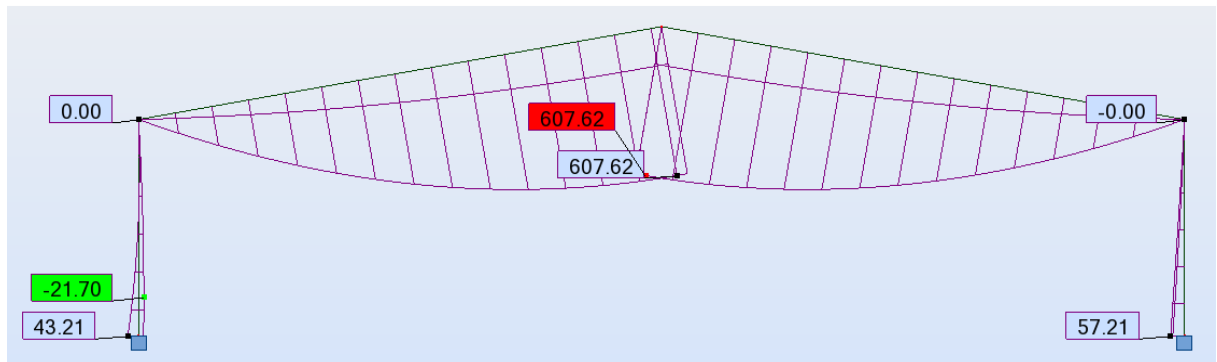


Figura 4.6 – Envolvente do diagrama de momentos da solução 1

Esforço transversal (kN)

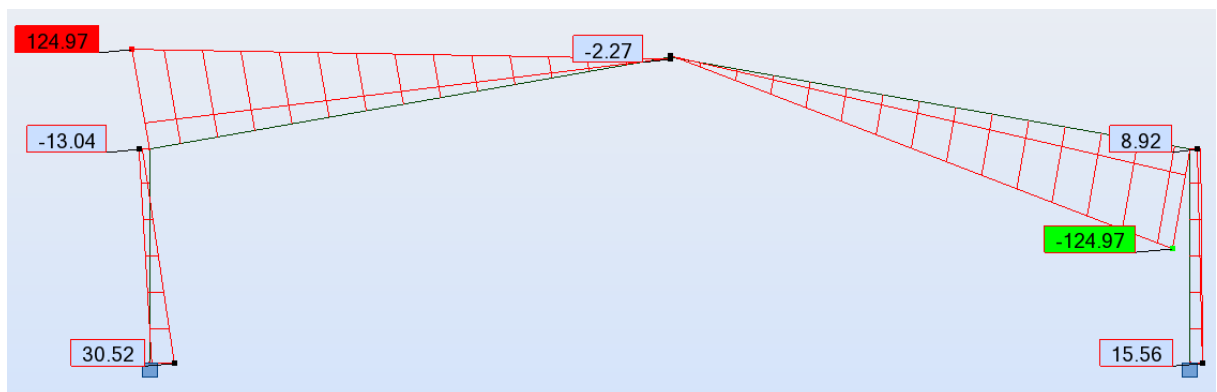


Figura 4.7 – Envolvente do diagrama de esforço transversal da solução 1

Esforço axial (kN; positivo – compressão; negativo – tracção)

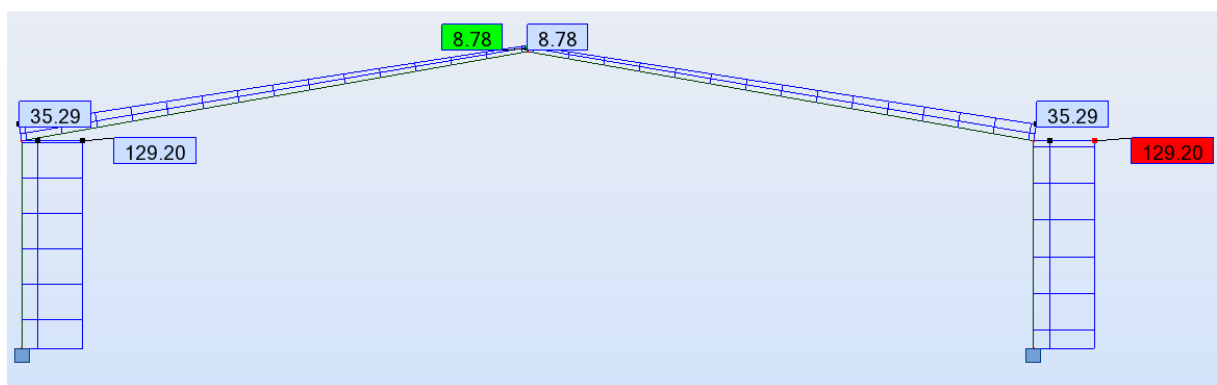


Figura 4.8 – Envolvente do diagrama de esforço axial da solução 1

4.4.1.2. Perfis

Pilares – HEA 180

Vigas – IPE 500

Peça		Perfil	Material	Lay	Laz	Solicita	Caso
1 Viga_1	OK	IPE 500	S 355	48.47	229.94	0.78	3 COMB1
2 viga_2	OK	IPE 500	S 355	48.47	229.94	0.78	3 COMB1
3 Pilar_3	OK	HEA 180	S 355	53.70	176.98	0.59	3 COMB1
4 Pilar_4	OK	HEA 180	S 355	53.70	176.98	0.69	3 COMB1

Figura 4.9 – Os perfis estão adequados aos esforços da solução 1

4.4.2. SOLUÇÃO 2

4.4.2.1. Envolvente dos diagramas

Momentos (kN.m)

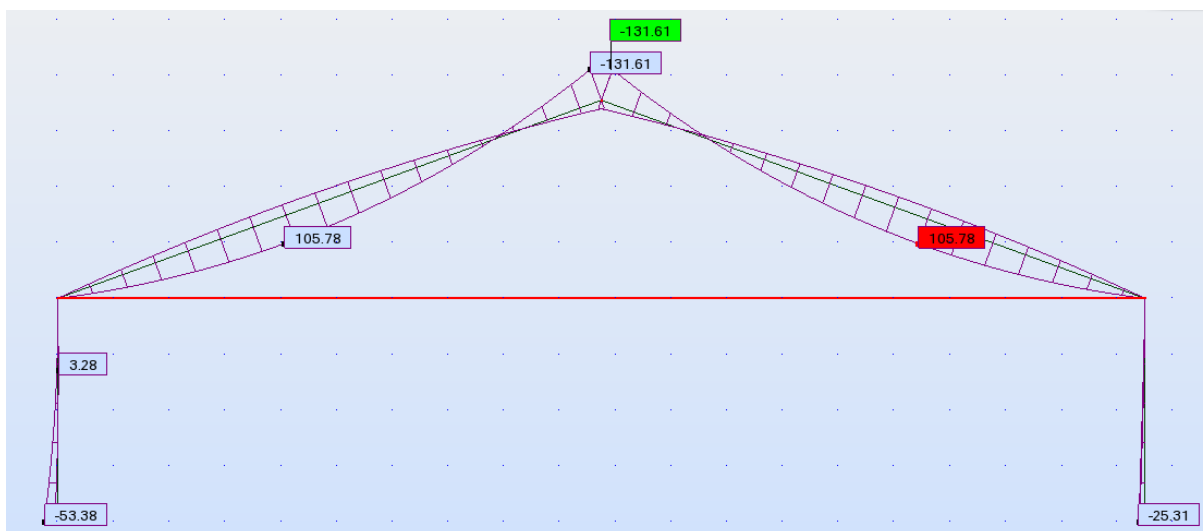


Figura 4.10 – Envolvente do diagrama de momentos da solução 2

Esforço transversal (kN)

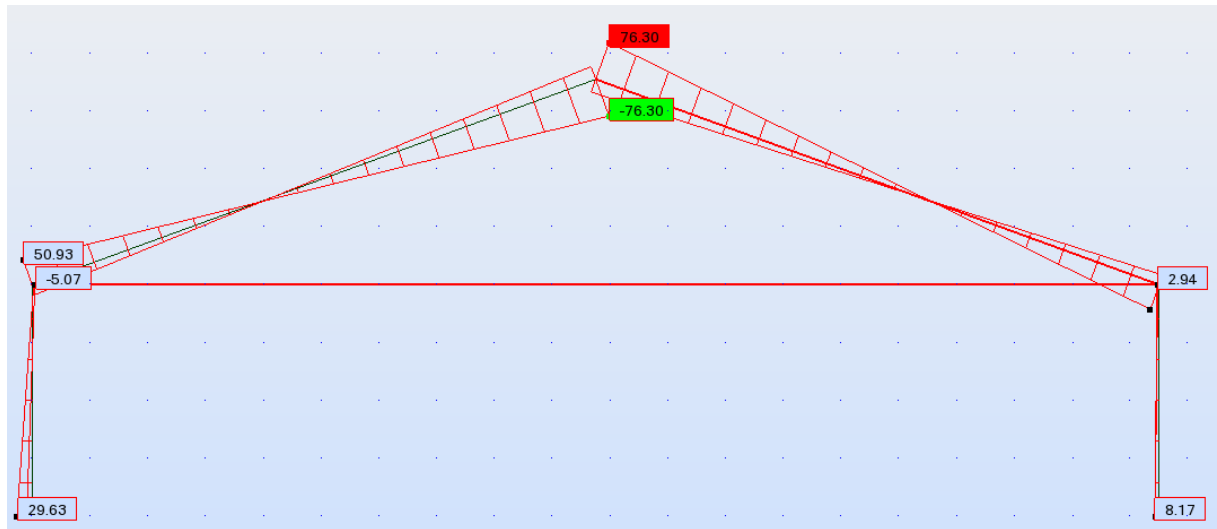


Figura 4.11 – Envoltória do diagrama de esforço transversal da solução 2

Esforço axial (kN; positivo – compressão; negativo – tracção)

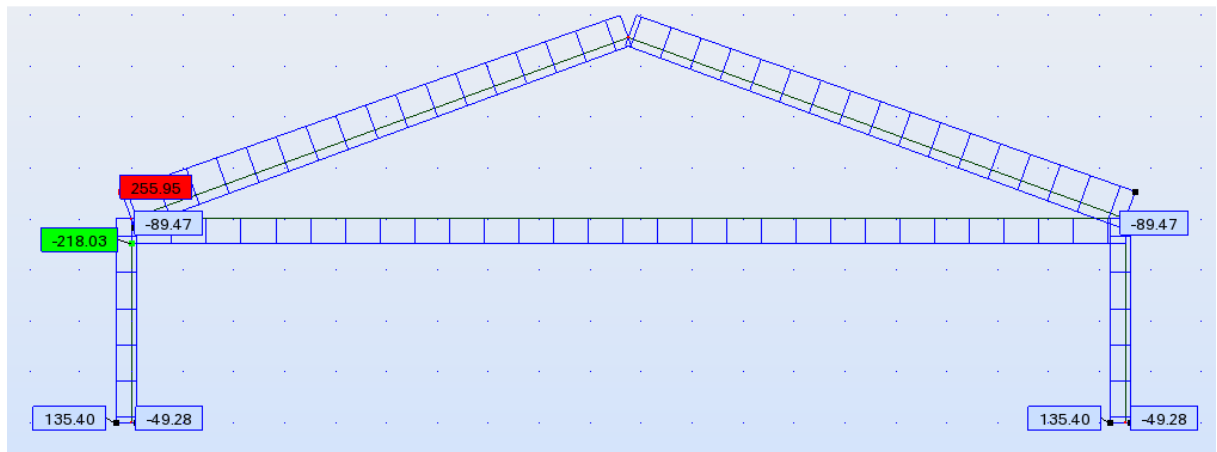


Figura 4.12 – Envoltória do diagrama de esforço axial da solução 2

4.4.2.2. Perfis

Pilares – HEA 180

Vigas – IPE 360

Tirante – ROND 35; no tirante apenas interessa que tenha capacidade de resistir ao esforço de tracção de 220kN. Pode ser um perfil redondo, como é o caso, ou rectangular de área equivalente, de aço S355, ou até mesmo um cabo de aço capaz de resistir a este esforço.

Peça		Perfil	Material	Lay	Laz	Solicita	Caso
1 Pilar 1	OK	HEA 180	S 355	53.70	176.98	0.61	3 COMB1
2 Pilar 2	OK	HEA 180	S 355	53.70	176.98	0.67	3 COMB1
3 Viga 1	OK	IPE 360	S 355	69.38	195.90	0.82	3 COMB1
4 Viga 2	OK	IPE 360	S 355	69.38	195.90	0.82	3 COMB1
5 Barra_5	OK	ROND 35	S 355	2228.57	2228.57	0.64	3 COMB1

Figura 4.13 – Os perfis estão adequados aos esforços da solução 2

4.5. QUANTIFICAÇÃO DO MATERIAL DAS SOLUÇÕES

A quantificação do material será feita em kg por pórtico e tem o objectivo de comparar economicamente as duas hipóteses, pois a mão-de-obra necessária é praticamente igual nas duas soluções.

4.5.1. SOLUÇÃO 1

Pilares – 8m de HEA180 → 284kg

Vigas – 19.80m de IPE500 → 1796kg

Total – 2080kg

4.5.2. SOLUÇÃO 2

Pilares – 8m de HEA180 → 284kg

Vigas – 20.75m de IPE360 → 1185kg

Tirante – 19.5m de ROND35 → 147kg

Total – 1616kg

4.6. SOLUÇÃO ESCOLHIDA

Como a diferença de consumo de materiais é significativa, atendendo ao factor económico, a solução escolhida é a 2.

Em anexo encontram-se todas as verificações regulamentares, calculadas pelo programa de cálculo estrutural ROBOT de acordo com o EUROCÓDIGO 3, para esta solução. Foi verificada a coerência desses resultados comparando os valores obtidos com os obtidos em cálculo manual.

5

PRÉ-DIMENSIONAMENTO A ESCOLHA DE UMA SOLUÇÃO

5.1. DIVISÃO POR EDIFÍCIOS

Com o comprimento total do edifício de aproximadamente 80m, e devido ao efeito da temperatura, a estrutura é dividida em três blocos. Para calcular a largura das juntas de dilatação utilizámos uma variação térmica de mais ou menos 15 graus, indicada pelo RSA para estruturas de betão armado e pré-esforçado, não protegidas, constituídas por elementos de pequena espessura. Multiplicando essa variação térmica pelo seu coeficiente de variação ($\alpha=1\times 10^{-5}$) e por 2/3 do comprimento dos dois edifícios adjacentes à junta obtém-se a sua largura mínima. É utilizado o valor de 2/3 devido à incerteza da rigidez do edifício e das próprias fundações, que não garantem que o ponto do edifício que fica imóvel, devido às variações térmicas, está ao seu centro. Consideram-se as duas juntas iguais com uma abertura igual à da maior delas, que é 1.5cm. Em baixo temos o edifício dividido em três blocos.

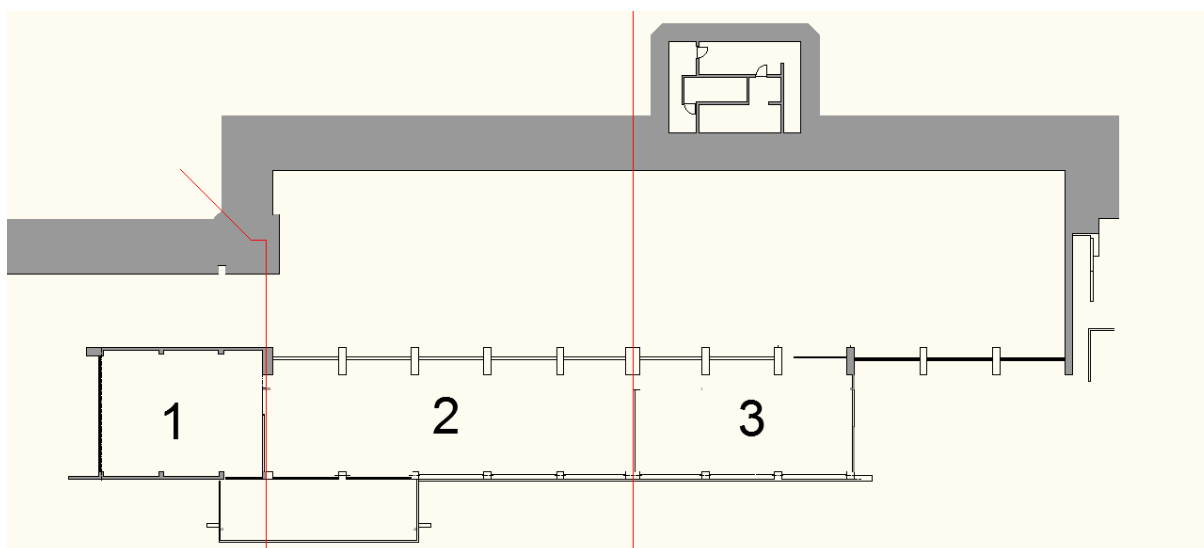


Figura 5.1 – Divisão por blocos

Vai-se começar por pré-dimensionar os blocos 2 e 3 em conjunto e em seguida verificar se é possível dar continuidade ao mesmo tipo de estrutura mantendo a mesma secção de lajes e vigas utilizadas no bloco 2 e 3, para o bloco 1.

5.2. CRITÉRIOS DE PRÉ-DIMENSIONAMENTO

Ao analisar o edifício deparamo-nos com a existência de várias soluções estruturais que resolvem o problema de uma forma lógica e com um bom comportamento estrutural. Assim, existindo várias soluções temos que atender a um factor importante, o custo.

Com o objectivo de analisar de forma imparcial cada uma das propostas, irão ser definidos os critérios de pré-dimensionamento para os elementos estruturais em estudo. Ao analisar várias soluções estruturais, de modo a que respeitem todos os critérios de pré-dimensionamento, estas apenas irão ser ordenadas quanto ao consumo de materiais. Essa análise vai ser limitada ao betão pois é o material que permite uma análise mais rápida e fácil e por aproximação pressupõe-se que todos os outros materiais, como armaduras e cofragens, irão ser consumidos nas mesmas proporções. Esta análise apenas servirá para comparar soluções e não terá um carácter vinculativo.

Critérios de pré-dimensionamento:

Lajes

- Casos em que o cálculo da deformação pode ser dispensado (EC2 7.4.2)

$$\frac{l}{d} = k_{\sigma s} \times k_t \times k_l \times \lambda_0 \quad (5.1)$$

Onde podemos admitir $k_{\sigma s} = 1.3$, valor esse que será verificado no cálculo da opção seleccionada.

- $\mu \leq 0.13$ para momentos negativos;
- $\mu \leq 0.06$ para momentos positivos;
- Elementos para os quais não é exigida armadura de esforço transversal (EC2 6.2.2);
- Altura (h) $\geq 25\text{cm}$.

Vigas

- $\mu \leq 0.17$ para momentos negativos com $b=0.45d$;
- $\mu \leq 0.15$ para momentos positivos com $b=0.45d$;

5.2. BLOCO 2 E 3

5.2.1. LAJE E VIGAS DO PISO À COTA 178.10

Devido à elevada sobrecarga (25kN/m^2) e como forma de minimizar o custo, todas as soluções referentes a este piso passam por estar apoiadas em pilares centrais. A utilização destes não tem quaisquer inconvenientes na planta do piso inferior, não havendo assim qualquer razão para que os possamos evitar.

5.2.1.1 Solução 1

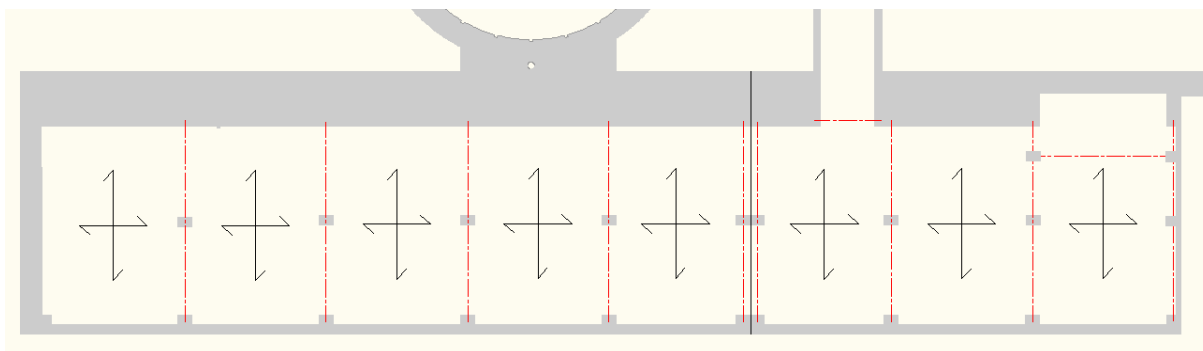


Figura 5.2 – Esquema estrutural da solução 1

Esta solução é composta por lajes armadas em duas direcções. Estas apoiam em todo o contorno exterior e em vigas transversais espaçadas de seis metros. Devido à elevada sobrecarga as vigas terão que ser apoiadas num pilar central. A dimensão de cada painel de laje com 6×8.3 permite tirar proveito da utilização de armadura em duas direcções. Esta é uma solução homogénea, de construção fácil e pouco embaraçosa.

Laje

- Casos em que o cálculo da deformação pode ser dispensado (EC2 7.4.2);

Para $l = 6\text{m}$ e $\lambda_0 = 30$ vem $d = 0.154\text{m}$

Para $l = 5.7\text{m}$ e $\lambda_0 = 26$ vem $d = 0.169\text{m}$

Tiramos então $d = 0.17\text{m}$ e $h = 0.21\text{m}$

$$P_{sd} = 49.7 \text{ kN/m}^2$$

- $\mu \leq 0.13$ para momentos negativos;

$$M_{sd \max}^- = 100.1 \text{ kN.m}$$

$$d = 0.215\text{m} \text{ e } h = 0.25\text{m}$$

- $\mu \leq 0.06$ para momentos positivos;

$$M_{sd \max}^+ = 76.9 \text{ kN.m}$$

$$d = 0.277\text{m} \text{ e } h = 0.31\text{m}$$

$$P_{sd} = 53.4 \text{ kN/m}^2$$

- Elementos para os quais não é exigida armadura de esforço transverso (EC2 6.2.2);

$$V_{sd \max} = 151 \text{ kN/m}$$

Considerando $A_{sl} = 14 \text{ cm}^2/\text{m}$

$$d = 0.31\text{m} \text{ e } h = 0.35\text{m}$$

- Altura (h) $\geq 25\text{cm}$.

Para a solução 1 temos uma laje com 35cm de espessura.

Vigas

- $\mu \leq 0.17$ para momentos negativos com $b=0.45d$;

$$M_{sd\ max}^- = 560\text{ kN.m}$$

$$b = 0.35\text{m e } h = 0.80\text{m}$$

- $\mu \leq 0.15$ para momentos positivos com $b=0.45d$;

$$M_{sd\ max}^+ = 464\text{ kN.m}$$

$$b = 0.35\text{m e } h = 0.80\text{m}$$

Volume de betão

Volume de betão = 17.2m^3 por módulo

Devido à elevada sobrecarga a espessura da laje é condicionada pelo corte. Tendo esta 35cm de espessura é uma laje bastante robusta, o que se reflecte no consumo de betão em cada módulo de 6m pelos 8.3m de largura.

5.2.1.2 Solução 2

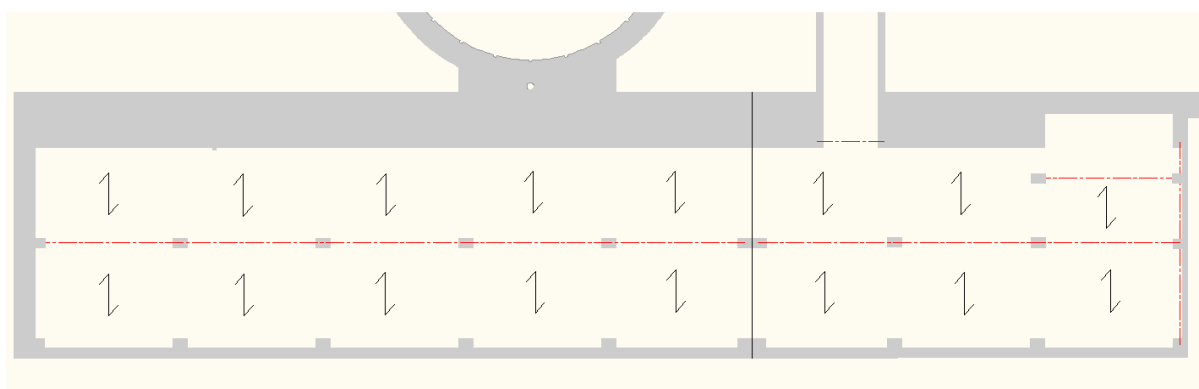


Figura 5.3 – Esquema estrutural da solução 2

Neste caso temos uma viga que divide o vão de 8.3m em dois de 4.15m. A laje só é armada numa direcção e apoia na viga central e em ambas as extremidades paralelas a esta viga. Também é uma solução homogénea de construção fácil e pouco embaraçosa.

Laje

- Casos em que o cálculo da deformação pode ser dispensado (EC2 7.4.2);

Para $l = 4.30\text{m}$ e $\lambda_0 = 26$ vem $d = 0.127\text{m}$ e $h = 0.17\text{m}$

$$P_{sd} = 48.3\text{ kN/m}^2$$

- $\mu \leq 0.13$ para momentos negativos;

$$M_{sd\ max}^- = 89.3\text{ kN.m}$$

$$d = 0.203\text{m e } h = 0.24\text{m}$$

- $\mu \leq 0.06$ para momentos positivos;

$$M_{sd \max}^+ = 74.4 \text{ kN.m}$$

$$d = 0.272 \text{ m e } h = 0.32 \text{ m}$$

$$P_{sd} = 53.4 \text{ kN/m}^2$$

- Elementos para os quais não é exigida armadura de esforço transversal (EC2 6.2.2);

$$V_{sd \max} = 114.3 \text{ kN/m}$$

$$\text{Considerando } A_{sl} = 10 \text{ cm}^2/\text{m}; d = 0.28 \text{ m e } h = 0.32 \text{ m}$$

$$V_{rd \text{ c}} \geq V_{sd \max}$$

- Altura (h) $\geq 25 \text{ cm}$.

Para a solução 2 temos uma laje com 32cm de espessura.

Vigas

- $\mu \leq 0.17$ para momentos negativos com $b=0.45d$;

$$M_{sd \max}^- = 823 \text{ kN.m}$$

$$b = 0.40 \text{ m e } h = 0.90 \text{ m}$$

- $\mu \leq 0.15$ para momentos positivos com $b=0.45d$;

$$M_{sd \max}^+ = 686 \text{ kN.m}$$

$$b = 0.40 \text{ m e } h = 0.90 \text{ m}$$

Volume de betão

Volume de betão = 15.4 m^3 por módulo

A espessura da laje é condicionada pelos momentos, pois nesta solução a laje está a trabalhar apenas em uma direcção. Relativamente à solução anterior a espessura da laje diminuiu e embora as vigas tenham ficado mais robustas o seu comprimento total é menor, o que leva a um menor consumo de betão.

5.2.1.3 Solução 3

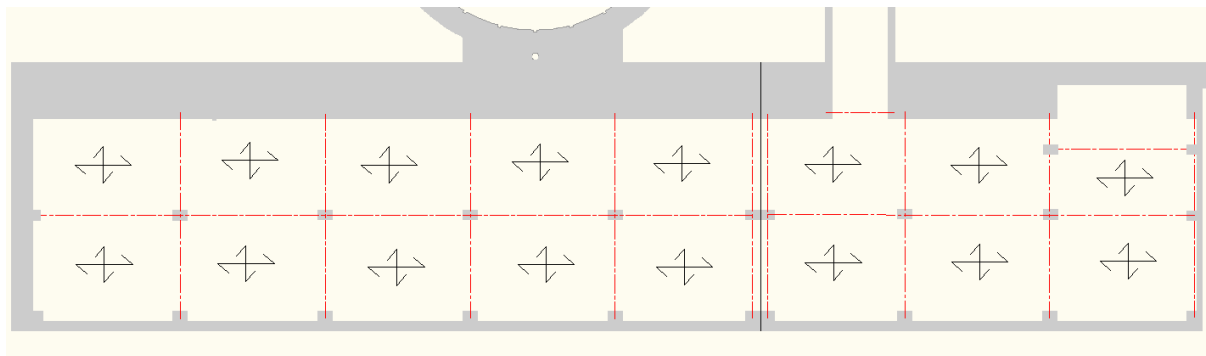


Figura 5.4 – Esquema estrutural da solução 3

Esta solução passa por vigas nas duas direcções dividindo a laje em painéis de $4.15 \times 6\text{m}$. Estes painéis são armados nas duas direcções e apoiam nas vigas e em todo o contorno exterior. Apesar de esta ser uma solução homogénea é uma solução muito embaraçosa.

Laje

- Casos em que o cálculo da deformação pode ser dispensado (EC2 7.4.2);

Para $l = 4.30\text{m}$ e $\lambda_0 = 26$ vem $d = 0.127\text{m}$ e $h = 0.17\text{m}$

$$P_{sd} = 48.3 \text{ kN/m}^2$$

- $\mu \leq 0.13$ para momentos negativos;

$$M_{sd \max}^- = 54.5 \text{ kN.m}$$

$$d = 0.159\text{m e } h = 0.20\text{m}$$

- $\mu \leq 0.06$ para momentos positivos;

$$M_{sd \max}^+ = 41.1 \text{ kN.m}$$

$$d = 0.202\text{m e } h = 0.25\text{m}$$

$$P_{sd} = 51.3 \text{ kN/m}^2$$

- Elementos para os quais não é exigida armadura de esforço transversal (EC2 6.2.2);

$$V_{sd \max} = 106 \text{ kN/m}$$

Considerando $A_{sl} = 10\text{cm}^2/\text{m}$; $d = 0.22\text{m}$ e $h = 0.26\text{m}$

$$V_{rd \text{ c}} \geq V_{sd \max}$$

- Altura (h) $\geq 25\text{cm}$.

Para a solução 3 temos uma laje com 25cm de espessura.

Vigas transversais

$$P_{sd} = 159 \text{ kN/m}$$

- $\mu \leq 0.17$ para momentos negativos com $b=0.45d$;

$$M_{sd\ max}^- = 294\text{ kN.m}$$

$$b = 0.30\text{m e } h = 0.65\text{m}$$

- $\mu \leq 0.15$ para momentos positivos com $b=0.45d$;

$$M_{sd\ max}^+ = 245\text{ kN.m}$$

$$b = 0.30\text{m e } h = 0.65\text{m}$$

Viga longitudinal

$$P_{sd} = 212\text{ kN/m}$$

- $\mu \leq 0.17$ para momentos negativos com $b=0.45d$;

$$M_{sd\ max}^- = 763\text{ kN.m}$$

$$b = 0.40\text{m e } h = 0.9\text{m}$$

- $\mu \leq 0.15$ para momentos positivos com $b=0.45d$;

$$M_{sd\ max}^+ = 635\text{ kN.m}$$

$$b = 0.40\text{m e } h = 0.90\text{m}$$

Volume de betão

$$\text{Volume de betão} = 14.40\text{m}^3 \text{ por módulo}$$

A espessura da laje é de 25cm condicionada simultaneamente pelos momentos e pela espessura mínima. Quanto às vigas, apesar de estas serem menos solicitadas o seu comprimento total é muito elevado, o que faz com que o volume de betão por módulo não diminua de forma acentuada. Embora esta solução seja a que exige um menor consumo de materiais é uma solução de difícil execução, o que faz com que seja excluída.

5.2.1.4 Solução 4

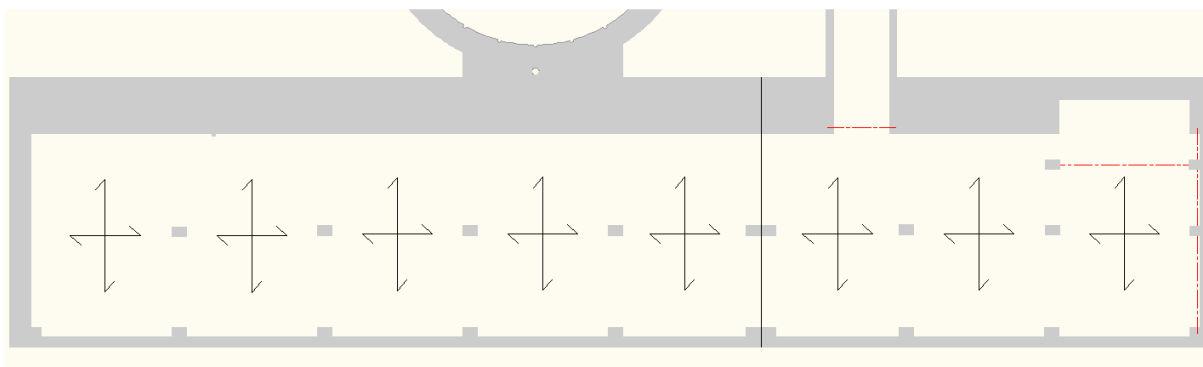


Figura 5.5 – Esquema estrutural da solução 4

Esta solução é composta por uma laje armada em duas direcções apoiada em todo o contorno e na parte central em pilares. Esta não é uma boa solução, pois se já na solução 1 a espessura era

condicionada pelo corte, neste caso a laje teria de ser ainda mais espessa ou os pilares centrais teriam de levar maciço de encabeçamento. A alternativa ao maciço de encabeçamento passa por apoiar a laje em vigas como numa das soluções anteriores, pois são de execução mais simples.

5.2.1.5. Solução para a laje e vigas do piso à cota 178.10

As potenciais soluções, para este piso, são a 1 e a 2. Ambas elas são homogéneas pois a sua configuração é igual ao longo de todo o piso, e a mão-de-obra requerida para cada uma destas soluções é praticamente igual. Atendendo ao consumo de materiais podemos dizer que a segunda solução é mais económica, e, sendo assim, será essa a solução seleccionada.

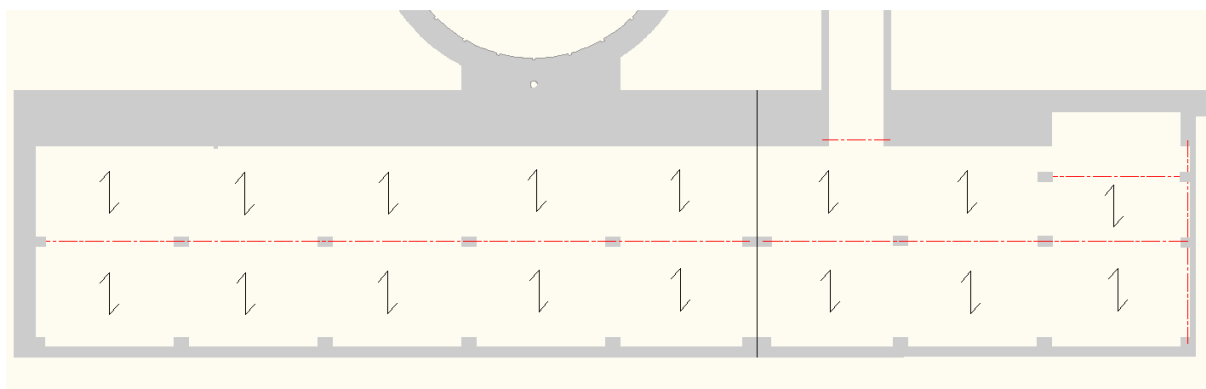


Figura 5.6 – Esquema estrutural adoptado para o piso à cota 178.10

Laje - espessura = 0.32m

Viga - $b = 0.40\text{m}$ e $h = 0.90\text{m}$

5.2.2. LAJE E VIGAS DO PISO À COTA 182.60

Para a elaboração de propostas, para uma boa solução estrutural deste piso, temos que ter presente que estamos condicionados pela planta de arquitectura, na colocação de pilares, e pela diferença entre três zonas do mesmo piso. Assim todos os apoios centrais estão condicionados pela planta do piso inferior. Devido à diferença de cotas entre o local onde se irá situar o bar e o resto do piso, e pela existência de um terraço, iremos dividir o edifício em três partes: parte A, parte B e parte C; como está ilustrado na seguinte figura. Neste piso já podemos ter vãos bastante maiores que no piso inferior, uma vez que a sobrecarga agora será apenas de 10kN/m^2 , em vez dos 25kN/m^2 anteriores.

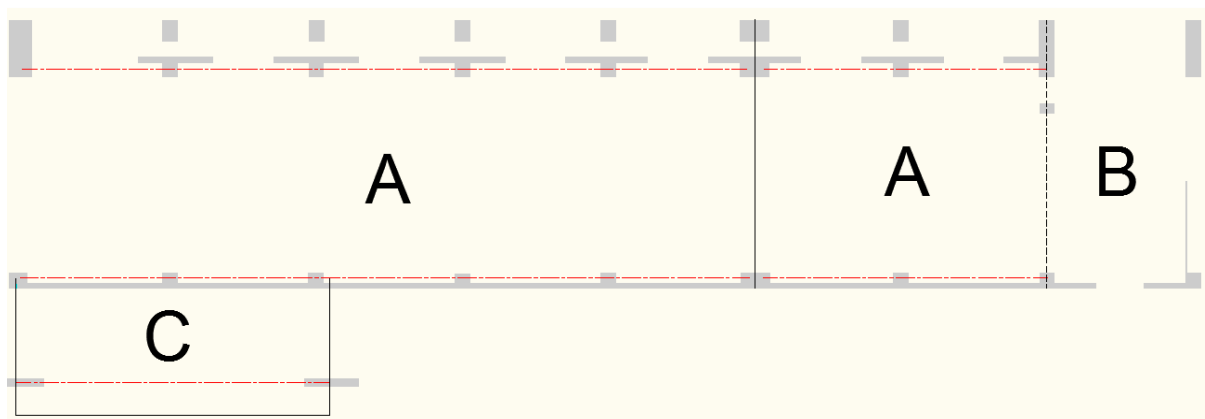


Figura 5.7 – Divisão do piso à cota 182.60 em 3 zonas diferentes

Zona A

5.2.2.1. Solução 1

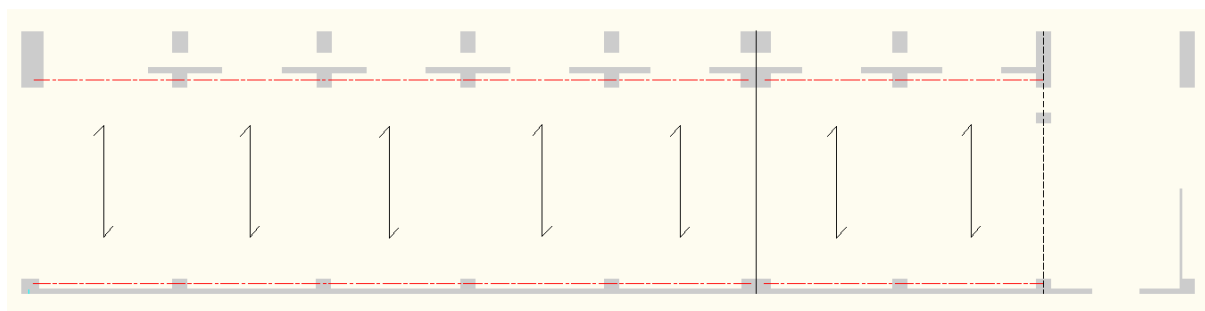


Figura 5.8 – Esquema estrutural da solução 1 da zona A

Esta solução consiste em construir uma viga em cada um dos lados maiores e nas quais vai apoiar a laje maciça, armada apenas em uma direcção. Esta solução é igual em toda a zona A, e uma das maiores vantagens que tem é o não introduzir barreiras para possíveis alterações futuras dos espaços do piso inferior. Em contrapartida, esta será uma solução bastante cara devido ao vão de 8.3m que a laje maciça tem que vencer.

Laje

- Casos em que o cálculo da deformação pode ser dispensado (EC2 7.4.2);

Para $l = 8.3\text{m}$ e $\lambda_0 = 20$ vem $d = 0.319\text{m}$ e $h = 0.35\text{m}$

$$P_{sd} = 32.21 \text{ kN/m}^2$$

- $\mu \leq 0.13$ para momentos negativos;

$$M_{sd \max}^- = 0 \text{ kN.m}$$

- $\mu \leq 0.06$ para momentos positivos;

$$M_{sd \max}^+ = 278 \text{ kN.m}$$

$$d = 0.557\text{m} \text{ e } h = 0.60\text{m}$$

$$P_{sd} = 39.64 \text{ kN/m}^2$$

- Elementos para os quais não é exigida armadura de esforço transversal (EC2 6.2.2);

$$V_{sd \max} = 160 \text{ kN/m}$$

Considerando $Asl = 10 \text{ cm}^2/\text{m}$; $d = 0.53 \text{ m}$ e $h = 0.56 \text{ m}$

$$V_{rd \ c} \geq V_{sd \max}$$

- Altura (h) $\geq 25 \text{ cm}$.

Vigas

- $\mu \leq 0.17$ para momentos negativos com $b=0.45d$;

$$M_{sd \max}^- = 576 \text{ kN.m}$$

$$b = 0.35 \text{ m e } h = 0.85 \text{ m}$$

- $\mu \leq 0.15$ para momentos positivos com $b=0.45d$;

$$M_{sd \max}^+ = 480 \text{ kN.m}$$

$$b = 0.35 \text{ m e } h = 0.85 \text{ m}$$

Volume de betão

Volume de betão = 32.20 m^3 por módulo

A espessura da laje é condicionada pelo momento a meio vão, o que dá uma espessura de 60cm. Devido a uma espessura tão elevada e por a laje ser maciça podemos dizer já que esta não é uma boa solução.

5.2.2.2. Solução 2

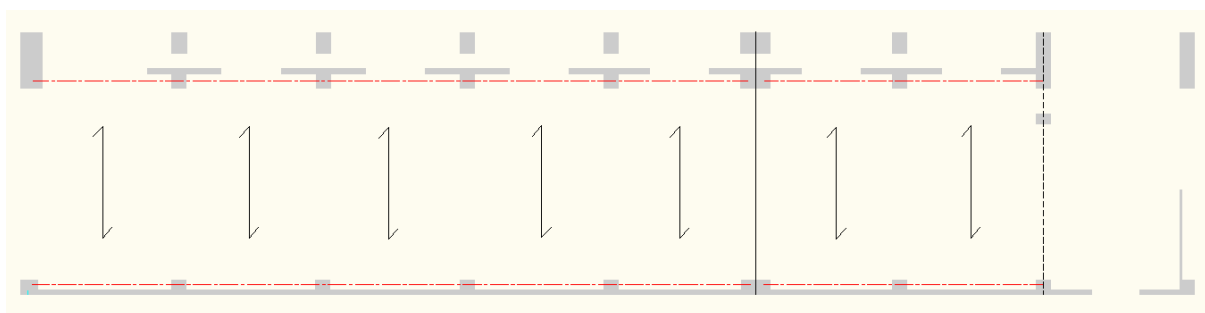


Figura 5.9 – Esquema estrutural da solução 2 da zona A

Esta solução trabalha exactamente da mesma forma que a solução anterior, mas neste caso em vez de a laje ser maciça, terá blocos de aligeiramento. Esta é uma laje ideal para utilizar blocos de aligeiramento, pois tem um vão elevado e pode considerar-se simplesmente apoiada, ou seja, a laje praticamente só tem momentos positivos.

Laje

Blocos de aligeiramento FBL 74 40 → 5 blocos → 0.75m × 1.25m e nervuras com 0.2m

Altura da laje $h = 0.50\text{m}$

$$P_{sd} = 22.67 \text{ kN/m}^2$$

- Casos em que o cálculo da deformação pode ser dispensado (EC2 7.4.2);

Para $l = 8.3\text{m}$ e $\lambda_0 = 20$ vem $d = 0.319\text{m}$ e $h = 0.35\text{m}$

- $\mu \leq 0.13$ para momentos negativos;

$$M_{sd \max}^- = 0 \text{ kN.m}$$

- $\mu \leq 0.06$ para momentos positivos;

$$M_{sd \max}^+ = 206 \text{ kN.m}$$

$$d = 0.457\text{m} \text{ e } h = 0.50\text{m}$$

- Elementos para os quais não é exigida armadura de esforço transverso (EC2 6.2.2);

$$V_{sd \max} = 90 \text{ kN/m}$$

O esforço transversal tem que ser analisado após se saber a posição exacta dos blocos de aligeiramento. No entanto admitimos uma faixa maciça na zona do apoio com 1.5m de largura.

- Altura (h) $\geq 25\text{cm}$.

Vigas

$$P_{sd} = 90 \text{ kN/m}$$

- $\mu \leq 0.17$ para momentos negativos com $b=0.45d$;

$$M_{sd \max}^- = 326 \text{ kN.m}$$

$$b = 0.30\text{m} \text{ e } h = 0.70\text{m}$$

- $\mu \leq 0.15$ para momentos positivos com $b=0.45d$;

$$M_{sd \max}^+ = 272 \text{ kN.m}$$

$$b = 0.30\text{m} \text{ e } h = 0.70\text{m}$$

Volume de betão

Volume de betão = 25.1m³ por módulo, mais os blocos de aligeiramento

Com os blocos de aligeiramento reduzimos significativamente o volume de betão, não só pelo volume que os blocos ocupam, mas também, com a redução do momento, é possível reduzir a espessura da laje de 60cm para 50cm. Podemos fazer umas contas simples para comprovar a eficácia dos blocos de aligeiramento. Dividindo o peso de cada bloco pelo seu volume chegamos ao valor de 400kg/m³, ou seja por cada metro cúbico ocupado com estes blocos a estrutura fica 2100kg mais leve. Dividindo também o custo de cada bloco pelo seu volume, chegamos ao valor de 22€, que é bastante inferior ao preço por metro cúbico de betão. Podemos então dizer que esta é uma boa solução, pois não introduz barreiras para possíveis alterações futuras dos espaços do piso inferior, e o volume de betão gasto por módulo de 8.3m × 6m não é um exagero.

5.2.2.3. Solução 3

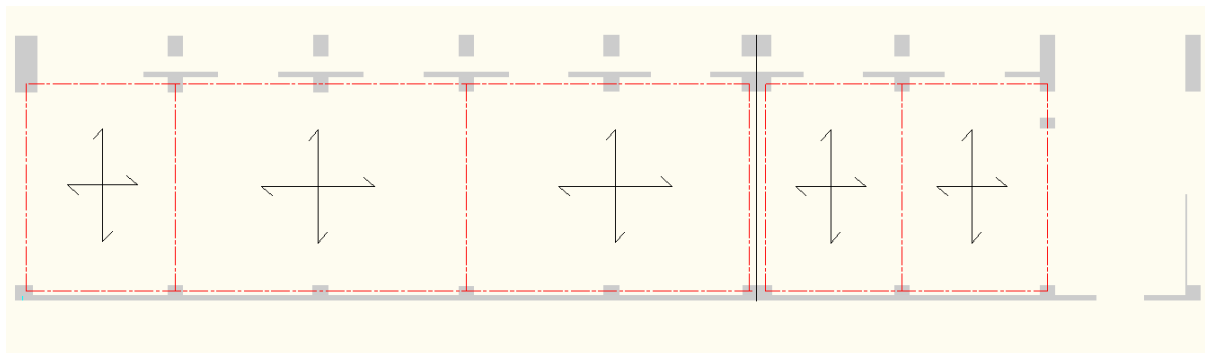


Figura 5.10 – Esquema estrutural da solução 3 da zona A

Atendendo à planta de arquitectura do piso inferior, deparamo-nos com a possibilidade de poder instalar vigas transversais em alguns pórticos, tendo assim a possibilidade de ter a laje a trabalhar nas duas direcções. No entanto, não existe a possibilidade de que os espaçamentos destas vigas sejam todos iguais. Sendo assim, e com o objectivo de homogeneizar esta solução, optamos por utilizar a mesma espessura de laje em todo o piso, ficando a laje, em algumas zonas, com uma espessura bastante superior ao necessário. Se esta proposta parecer competitiva, podemos ainda estudar a hipótese de introduzir pilares a meio vão das vigas transversais, ou mesmo substituir o pilar e a viga por uma parede de betão. No entanto, estas hipóteses condicionam fortemente possíveis alterações futuras à planta de arquitectura actualmente existente.

Laje

- Casos em que o cálculo da deformação pode ser dispensado (EC2 7.4.2);

Para $l = 6\text{m}$ e $\lambda_0 = 26$ vem $d = 0.178\text{m}$ e $h = 0.22\text{m}$

$$P_{sd} = 27.38 \text{ kN/m}^2$$

- $\mu \leq 0.13$ para momentos negativos;

$$M_{sd \max}^- = 159 \text{ kN.m}$$

$$d = 0.271\text{m} \text{ e } h = 0.31\text{m}$$

- $\mu \leq 0.06$ para momentos positivos;

$$M_{sd \max}^+ = 117 \text{ kN.m}$$

$$d = 0.342\text{m} \text{ e } h = 0.38\text{m}$$

- Elementos para os quais não é exigida armadura de esforço transverso (EC2 6.2.2);

$$V_{sd \max} = 134 \text{ kN/m}$$

Considerando $A_{sl} = 10\text{cm}^2/\text{m}$; $d = 0.34\text{m}$ e $h = 0.38\text{m}$

$$V_{rd \text{ c}} \geq V_{sd \max}$$

- Altura (h) $\geq 25\text{cm}$.

Vigas transversais

$$P_{sd} = 268 \text{ kN/m}^2$$

- $\mu \leq 0.17$ para momentos negativos com $b=0.45d$;

$$M_{sd \max}^- = 2750 \text{ kN.m}$$

$$b = 0.5\text{m e } h = 1.15\text{m}$$

- $\mu \leq 0.15$ para momentos positivos com $b=0.45d$;

$$M_{sd \max}^+ = 1460 \text{ kN.m}$$

$$b = 0.5\text{m e } h = 1.15\text{m}$$

Vigas longitudinais

$$P_{sd} = 111 \text{ kN/m}^2$$

- $\mu \leq 0.17$ para momentos negativos com $b=0.45d$;

$$M_{sd \max}^- = 400 \text{ kN.m}$$

$$b = 0.30\text{m e } h = 0.75\text{m}$$

- $\mu \leq 0.15$ para momentos positivos com $b=0.45d$;

$$M_{sd \max}^+ = 333 \text{ kN.m}$$

$$b = 0.30\text{m e } h = 0.75\text{m}$$

Volume de betão

Volume de betão = 25.4m^3 por módulo

Nesta solução a espessura da laje é condicionada pelos momentos, pois esta tem um vão considerável o que obriga a uma espessura de 38cm. Como o volume de betão necessário está próximo do da solução anterior, não é economicamente interessante estudar as possibilidades atrás referidas, de colocar um pilar ou substituir a viga e o pilar por uma parede de betão, pois certamente que o volume vai aumentar.

5.2.2.4. Solução para a laje e vigas da zona A do piso à cota 182.6

As duas melhores propostas, para esta zona deste piso, são a 2 e a 3. Não podemos optar por uma destas soluções atendendo ao volume de betão calculado pois dá valores muito próximos. Embora a laje da solução 2 seja mais espessa, não vai causar nenhuma barreira para possíveis alterações futuras do espaço inferior, pois não tem vigas transversais. Por este motivo é esta a opção escolhida.

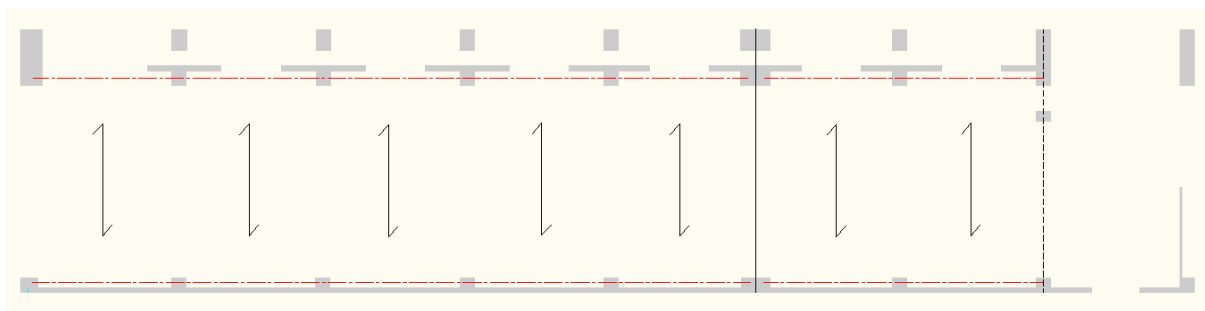


Figura 5.11 – Esquema estrutural adoptado para a zona A do piso à cota 182.60

Laje - espessura = 0.50m

Blocos de aligeiramento – FBL 74 40 → 5 blocos → 0.75m × 1.25m e nervuras com 0.2m

Vigas - b = 0.30m e h = 0.70m

Zona B

5.2.2.5 Solução 1

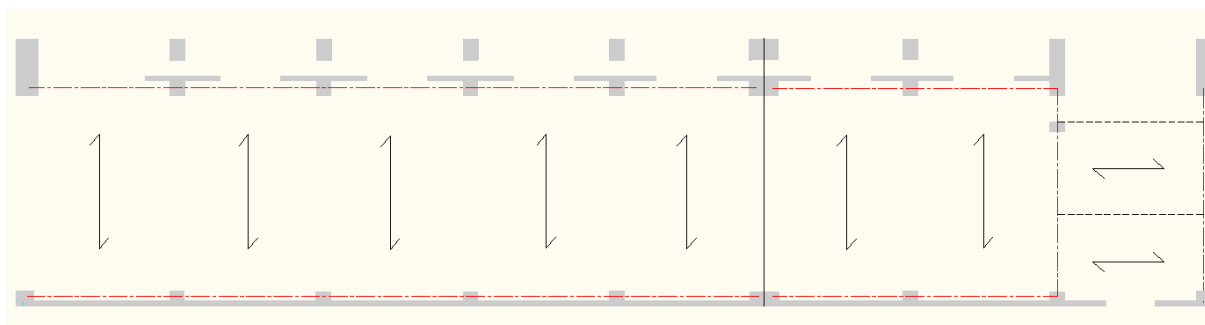


Figura 5.12 – Esquema estrutural da solução 1 da zona B

Esta solução consiste em duas lajes, a cotas diferentes, armadas apenas em uma direcção. As mesmas vigas suportam as duas lajes. Uma está apoiada em cima da viga e a outra está suspensa na parte inferior da mesma. A viga tem então que ter no mínimo uma altura igual ao desnível entre as duas lajes.

Laje

- Casos em que o cálculo da deformação pode ser dispensado (EC2 7.4.2);

Para $l = 6\text{m}$ e $\lambda_0 = 26$ vem $d = 0.178\text{m}$ e $h = 0.22\text{m}$

$$P_{sd} = 27.83 \text{ kN/m}^2$$

- $\mu \leq 0.13$ para momentos negativos;

$$M_{sd \max}^- = 100.2 \text{ kN.m}$$

$$d = 0.176\text{m e } h = 0.22\text{m}$$

- $\mu \leq 0.06$ para momentos positivos;

$$M_{sd\ max}^+ = 83.5\text{ kN.m}$$

$$d = 0.289\text{m e } h = 0.33\text{m}$$

$$P_{sd} = 31.53\text{ kN/m}^2$$

- Elementos para os quais não é exigida armadura de esforço transversal (EC2 6.2.2);

$$V_{sd\ max} = 90.0\text{ kN.m}$$

Considerando $Asl = 5\text{cm}^2/\text{m}$; $d = 0.29\text{m}$ e $h = 0.33\text{m}$

$$V_{rd\ c} \geq V_{sd\ max}$$

- Altura (h) $\geq 25\text{cm}$.

Vigas

$$P_{sd} = 224\text{ kN/m}$$

- $\mu \leq 0.17$ para momentos negativos com $b=0.45d$;

$$M_{sd\ max}^- = 1545\text{ kN.m}$$

$$b = 0.50\text{m e } h = 1.10\text{m}$$

- $\mu \leq 0.15$ para momentos positivos com $b=0.45d$;

$$M_{sd\ max}^+ = 1285\text{ kN.m}$$

$$b = 0.50\text{m e } h = 1.10\text{m}$$

Volume de betão

Volume de betão = 18.2m^3 por módulo

A espessura das lajes é condicionada pelo momento positivo, o que traduz uma altura de 33cm.

5.2.2.6 Solução 2

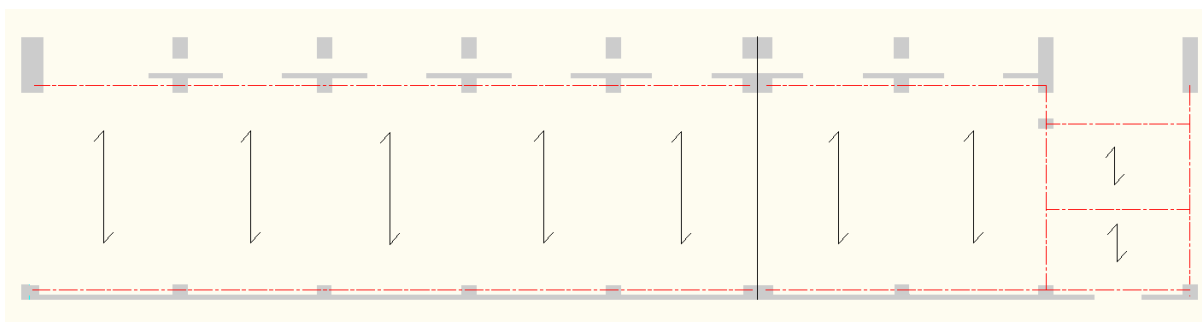


Figura 5.13 – Esquema estrutural da solução 2 da zona B

Nesta solução, o vão das lajes é menor e estas apoiam em vigas secundárias. Como uma dessas vigas não está no alinhamento vertical, onde é possível introduzir pilares, ela terá que apoiar sobre outras

vigas, o que faz desta uma má solução. Nesta solução ainda terão de existir pilares no alinhamento vertical dos pilares centrais do piso inferior.

Laje

- Casos em que o cálculo da deformação pode ser dispensado (EC2 7.4.2);

Para $l = 4.2\text{m}$ e $\lambda_0 = 20$ vem $d = 0.162\text{m}$ e $h = 0.20\text{m}$

$$P_{sd} = 27.15 \text{ kN/m}^2$$

- $\mu \leq 0.13$ para momentos negativos;

$$M_{sd \max}^- = 0 \text{ kN.m}$$

- $\mu \leq 0.06$ para momentos positivos;

$$M_{sd \max}^+ = 60 \text{ kN.m}$$

$$d = 0.245\text{m e } h = 0.30\text{m}$$

$$P_{sd} = 30.53 \text{ kN/m}^2$$

- Elementos para os quais não é exigida armadura de esforço transversal (EC2 6.2.2);

$$V_{sd \max} = 64 \text{ kN.m}$$

Considerando $A_{sl} = 5\text{cm}^2/\text{m}$; $d = 0.26\text{m}$ e $h = 0.30\text{m}$

$$V_{rd \ c} \geq V_{sd \max}$$

- Altura (h) $\geq 25\text{cm}$.

Vigas

As vigas terão todas a mesma altura, pois caso contrário apoiaria uma viga mais alta em outra viga com uma altura menor.

- $\mu \leq 0.17$ para momentos negativos com $b=0.45d$;

$$M_{sd \max}^- = 222 \text{ kN.m}$$

$$b = 0.25\text{m e } h = 0.55\text{m}$$

- $\mu \leq 0.15$ para momentos positivos com $b=0.45d$;

$$M_{sd \max}^+ = 540 \text{ kN.m}$$

$$b = 0.30\text{m e } h = 0.8\text{m}$$

Volume de betão

Volume de betão = 17.3m^3 por módulo

A espessura das lajes é de 30 cm e é condicionada pelos momentos positivos. Embora o volume de betão tenha diminuído relativamente à proposta anterior, temos que ter em conta que os pilares não foram contabilizados.

5.2.2.7 Solução para a laje e vigas da zona B do piso à cota 182.6

Para a zona B a melhor solução é a 1, pois é uma solução com menos mão-de-obra e consequentemente de execução mais fácil, rápida e económica.

5.2.2.8 Solução para a laje e vigas da zona C do piso à cota 182.6

Zona C - Solução única

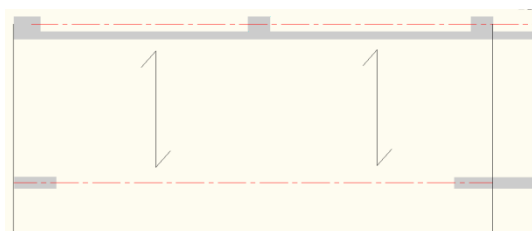


Figura 5.13 – Esquema estrutural da zona C

Nesta zona do piso já temos os locais de implantação dos pilares, definidos pela planta de arquitectura. Estes já estão desenhados de modo a verificar todos os critérios de pré-dimensionamento, tendo um $0.3\text{m} \times 1\text{m}$ e outro $0.3\text{m} \times 2\text{m}$. Com os pilares nestes locais, a melhor solução é, sem dúvida, a que está ilustrada na imagem em cima. Temos uma viga a unir os dois pilares que só suportam o terraço. A laje, armada apenas em uma direcção, apoia no edifício e neste pórtico. A laje tem um vão de 4.0m entre apoios e uma consola de 1.3m . O vão da viga é de 10.9m . Por simplificação, podemos considerar a sobrecarga igual em todo o terraço de 5kN/m^2 . Dependendo das fases de betonagem, temos que considerar a possibilidade da existência de uma rótula plástica na junção entre a zona A e C, uma vez que nesse local os momentos negativos vão ser elevados e as duas lajes que apoiam nessa viga não têm altura, nem secção igual, o que faz com que a rótula possa ficar concentrada só em uma das lajes.

Laje entre os dois apoios

- Casos em que o cálculo da deformação pode ser dispensado (EC2 7.4.2);

Para $l = 4.0\text{m}$ e $\lambda_0 = 26$ vem $d = 0.118\text{m}$ e $h = 0.16\text{m}$

$$P_{sd} = 18.3 \text{ kN/m}^2$$

- $\mu \leq 0.13$ para momentos negativos;

$$M_{sd \max}^- = 30 \text{ kN.m}$$

$$d = 0.118\text{m} \text{ e } h = 0.16\text{m}$$

- $\mu \leq 0.06$ para momentos positivos;

$$M_{sd \max}^+ = 22 \text{ kN.m}$$

$$d = 0.148\text{m} \text{ e } h = 0.20\text{m}$$

$$P_{sd} = 19.65 \text{ kN/m}^2$$

- Elementos para os quais não é exigida armadura de esforço transversal (EC2 6.2.2);

$$V_{sd \max} = 40 \text{ kN.m}$$

Considerando $Asl = 5\text{cm}^2/\text{m}$; $d = 0.15\text{m}$ e $h = 0.20\text{m}$

$$V_{rd\ c} \geq V_{sd\ max}$$

- Altura (h) $\geq 25\text{cm}$.

Laje em consola

- Casos em que o cálculo da deformação pode ser dispensado (EC2 7.4.2);

Para $l = 1.3\text{m}$ e $\lambda_0 = 8$ vem $d = 0.125\text{m}$ e $h = 0.17\text{m}$

$$P_{sd} = 18.6\text{ kN/m}^2$$

- $\mu \leq 0.13$ para momentos negativos;

$$M_{sd\ max}^- = 19\text{ kN.m}$$

$$d = 0.094\text{m e } h = 0.14\text{m}$$

- $\mu \leq 0.06$ para momentos positivos;

$$M_{sd\ max}^+ = 0\text{ kN.m}$$

- Elementos para os quais não é exigida armadura de esforço transversal (EC2 6.2.2);

$$V_{sd\ max} = 27\text{ kN.m}$$

Considerando $Asl = 5\text{cm}^2/\text{m}$; $d = 0.125\text{m}$ e $h = 0.17\text{m}$

$$V_{rd\ c} \geq V_{sd\ max}$$

- Altura (h) $\geq 25\text{cm}$.

A laje tem a altura mínima que é de 25cm.

$$P_{sd} = 21.3\text{ kN/m}^2$$

Viga

A largura da viga é igual à largura dos pilares, 30cm.

$$P_{sd} = 73\text{ kN/m}$$

- $\mu \leq 0.17$ para momentos negativos com $b=0.3\text{m}$;

$$M_{sd\ max}^- = 0\text{ kN.m}$$

- $\mu \leq 0.15$ para momentos positivos com $b=0.3\text{m}$;

$$M_{sd\ max}^+ = 1080\text{ kN.m}$$

$$b = 0.3\text{m e } h = 1.25\text{m}$$

Viga entre a zona A e a zona C

Esta viga já tinha sido calculada anteriormente, mas não se tinha tido em conta a acção que a zona C exerce sobre a mesma.

$$P_{sd} = 130\text{ kN/m}$$

- $\mu \leq 0.17$ para momentos negativos com $b=0.3\text{m}$;

$$M_{sd\max}^- = 468 \text{ kN.m}$$

$$b = 0.3\text{m e } h = 0.80\text{m}$$

- $\mu \leq 0.15$ para momentos positivos com $b=0.3\text{m}$;

$$M_{sd\max}^+ = 390 \text{ kN.m}$$

$$b = 0.3\text{m e } h = 0.80\text{m}$$

5.2.2.9 Solução para a laje e vigas do piso à cota 182.60

Temos então a seguinte planta estrutural para este piso.

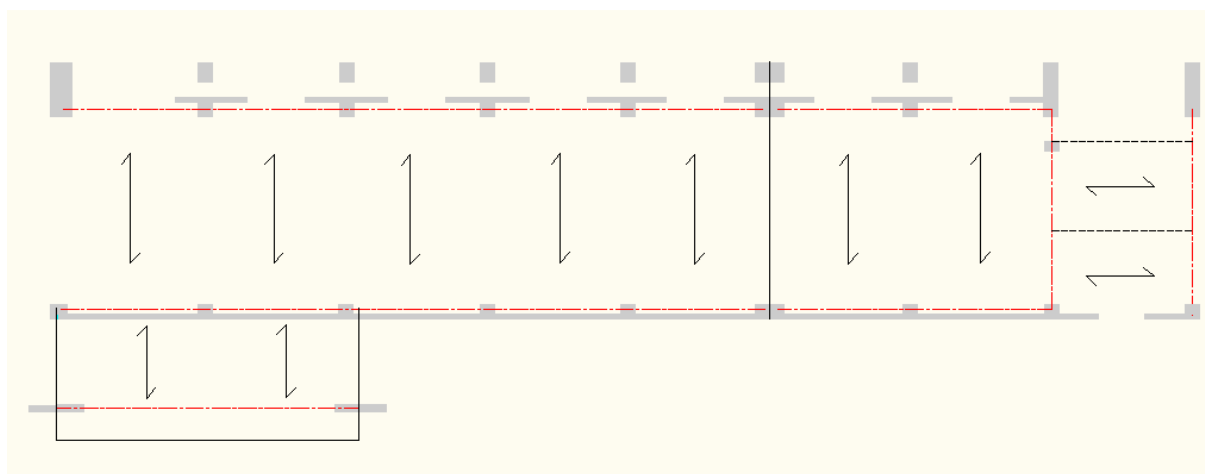


Figura 5.14 – Esquema estrutural do piso à cota 182.60

Zona A

Laje - espessura = 0.50m

Blocos de aligeiramento – FBL 74 40 → 5 blocos → 0.75m × 1.25m e nervuras com 0.2m

Vigas longitudinais - $b = 0.30\text{m}$ e $h = 0.80\text{m}$

Zona B

Laje - espessura = 0.33m

Vigas transversais - $b = 0.50\text{m}$ e $h = 1.10\text{m}$

Zona C

Laje maciça - espessura = 0.25m

Viga - $b = 0.30\text{m}$ e $h = 1.25\text{m}$

5.2.3. LAJE E VIGAS DO PISO À COTA 186.20 - COBERTURA

Por analogia com o piso à cota 182.6, podemos dizer, pelas mesmas razões, que a solução que melhor se adequa é do mesmo tipo que a da zona A, do piso anteriormente referido. No entanto, será necessário predimensioná-la novamente, uma vez que as sobrecargas se alteram.

Solução seleccionada:

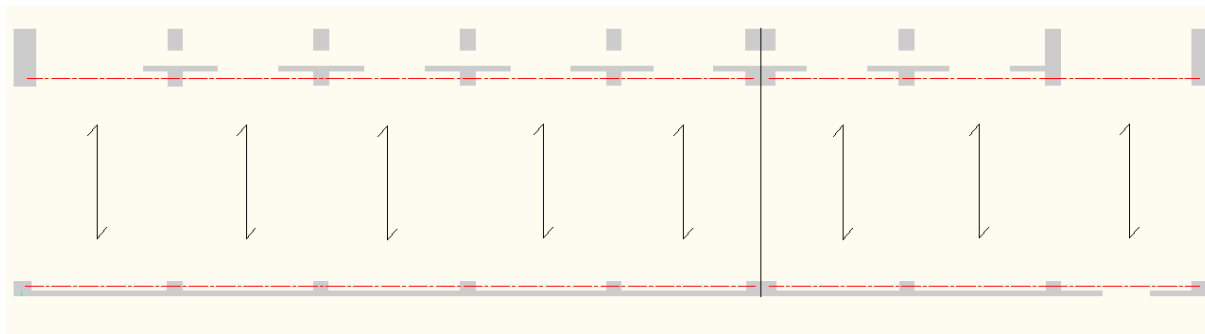


Figura 5.15 – Esquema estrutural do piso à cota 186.20

Esta solução consiste numa laje com blocos de aligeiramento a trabalhar só numa direcção. Esta laje pode considerar-se simplesmente apoiada.

Laje

Blocos de aligeiramento - FBL 74 30 → 5 blocos → 0.75m × 1.25m e nervuras com 0.2m

Altura da laje - $h = 0.37\text{m}$

$$P_{sd} = 13.25 \text{ kN/m}^2$$

- Casos em que o cálculo da deformação pode ser dispensado (EC2 7.4.2);

Para $l = 8.3\text{m}$ e $\lambda_0 = 20$ vem $d = 0.319\text{m}$ e $h = 0.35\text{m}$

- $\mu \leq 0.13$ para momentos negativos;

$$M_{sd \max}^- = 42.0 \text{ kN.m}$$

Com $b = 0.2\text{m}$ vem $d = 0.311\text{m}$ e $h = 0.36\text{m}$

- $\mu \leq 0.06$ para momentos positivos;

$$M_{sd \max}^+ = 113 \text{ kN.m}$$

Com $b = 1\text{m}$ vem $d = 0.332\text{m}$ e $h = 0.37\text{m}$

- Elementos para os quais não é exigida armadura de esforço transverso (EC2 6.2.2);

$$V_{sd \max} = 56 \text{ kN/m}$$

O esforço transversal tem que ser analisado após se saber a posição exacta dos blocos de aligeiramento. No entanto admitimos uma faixa maciça na zona do apoio com 1.5m de largura.

- Altura (h) $\geq 25\text{cm}$.

Vigas

$$P_{sd} = 85 \text{ kN/m}$$

- $\mu \leq 0.17$ para momentos negativos com $b=0.45d$;

$$M_{sd \max}^- = 306 \text{ kN.m}$$

$$b = 0.30 \text{ m e } h = 0.70 \text{ m}$$

- $\mu \leq 0.15$ para momentos positivos com $b=0.45d$;

$$M_{sd \max}^+ = 256 \text{ kN.m}$$

$$b = 0.30 \text{ m e } h = 0.70 \text{ m}$$

5.2.4. VIGA ONDE APOIA A PONTE ROLANTE

A ponte rolante é o elemento crucial deste edifício. Ela apoia num maciço do lado da encosta e numa viga do lado do rio. Em cada um desses apoios, terá de ser implantado um carril que servirá de apoio vertical e horizontal, onde a ponte poderá rolar para se deslocar no sentido longitudinal do edifício. A fissuração desta viga é o equivalente ao colapso de uma estrutura normal, pois se esta fissurar por cada ciclo de carga e descarga, a sua deformada vai aumentar. Por este motivo temos que dimensionar a viga para não fissurar no estado limite último, e para o estado limite de descompressão na combinação característica. Para poder instalar correctamente o carril nesta viga, a menor dimensão que ela pode ter, na largura, é de 1m. Para esta ter dimensões apropriadas de uma viga ($h > b$) podemos considerar a altura de 2m, e adicionar pré-esforço de modo a satisfazer as condições atrás mencionadas. A ponte, ao deslocar-se na direcção longitudinal do edifício, vai transmitir esforços de aceleração e frenagem à viga, que se podem considerar como uma carga aplicada no eixo da viga. Essa carga depois é distribuída por todos os pilares que suportam a viga. Numa situação extrema, quando a ponte se encontra toda numa extremidade da viga, e acelera ou trava, podemos considerar que esses esforços são iguais ao esforço axial da viga. Esta situação está pelo lado da segurança, pois no comprimento em que a ponte apoia na viga temos mais do que um pilar. Esta força terá que entrar no dimensionamento do pré-esforço. Existe, ainda, força horizontal na direcção perpendicular à da viga devido aos movimentos laterais da ponte e, como estas forças não são aplicadas no eixo da viga, mas sim na parte superior da mesma, também irão provocar torção. Devido ao seu baixo valor, comparado com as cargas verticais, estes esforços serão dispensados nesta fase.

Esforços na viga:

Combinação estado limite último

$$N_{sd \max} = \pm 400 \text{ kN}$$

$$M_{sd \max}^- = 1530 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd \max}^+ = 1275 \text{ kN.m}$$

Combinação característica

$$N_{sd \max} = \pm 265 \text{ kN}$$

$$M_{sd \max}^- = 1020 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd \max}^+ = 850 \text{ kN.m}$$

Para a viga proponho as seguintes dimensões para as quais irei calcular o pré-esforço. Em seguida irei verificar se cumpre todos os critérios.

$$b = 1m \quad h = 2m$$

Como a viga está, grande parte do tempo, sem carga, ou seja, o diagrama de momentos é nulo, o cabo de pré-esforço é recto e é colocado no eixo da peça. Recorrendo à seguinte equação, dimensionamos o pré-esforço para cada uma das combinações anteriormente referidas.

$$\sigma_c \leq \frac{P_\infty}{A} + \frac{M}{I_x} y \quad (5.2)$$

Para a combinação estado limite último $P_\infty = -6990\text{kN}$, com

$$\sigma_c = -\frac{f_{ctk,0.05}}{1.5} = -1.2\text{MPa} \quad (5.3)$$

Para a combinação característica $P_\infty = -3060\text{kN}$, com

$$\sigma_c = 0\text{MPa}$$

Ao P_∞ calculado anteriormente temos que somar o N_{sd} da combinação estado limite último, pois este pode ser de tracção o que dá um $P_\infty = -7710\text{kN}$

$$P_\infty = -7710\text{kN} \rightarrow +10\% \rightarrow P_0 = -8480\text{kN} \rightarrow +12.5\% \rightarrow P_{max} = -9540\text{kN}$$

Com P_{max} temos que verificar a tensão de compressão do betão para a combinação estado limite último.

$$\sigma_c = \frac{P_{max}}{A} + \frac{M}{I_x} y = 7.065\text{MPa (compressão)} \quad (5.4)$$

Com as dimensões de $b=1\text{m}$ e $h=2\text{m}$ a viga cumpre todos os requisitos indicados no ponto 7.2 do EC2.

5.2.5. PILARES

Nos blocos 2 e 3 só há quatro tipos de pilares diferentes, um tipo por cada alinhamento.

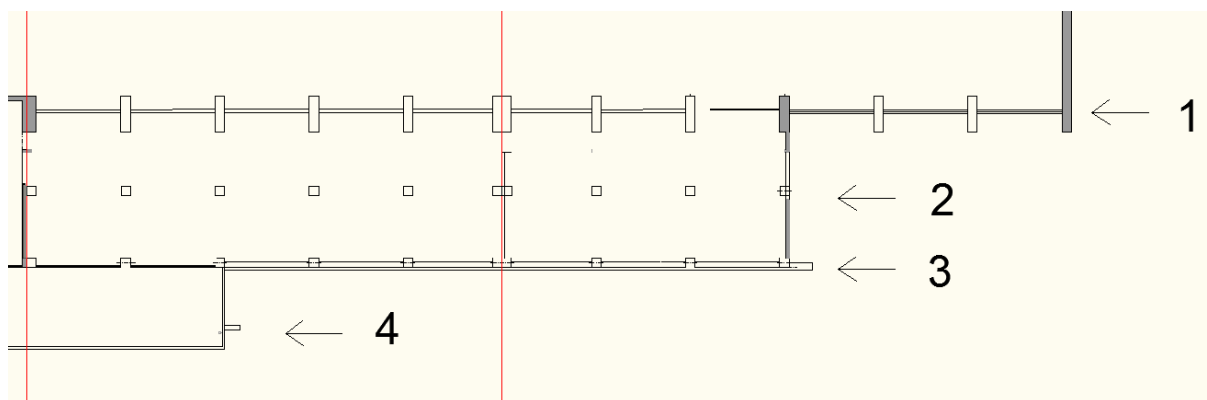


Figura 5.16 – Alinhamento de pilares diferentes

As dimensões dos pilares dos alinhamentos 1 e 4 são definidos pela planta de arquitectura, uma vez que as suas dimensões são superiores às exigidas pelos cálculos de pré-dimensionamento. As secções

dos pilares dos alinhamentos 2 e 3 são calculadas segundo a fórmula seguinte, utilizando o N_{ed} do pilar mais solicitado desse alinhamento.

$$A_{\text{Pilar}} \times f_{cd} \geq \alpha \times N_{ed} \quad \text{com:}$$

$\alpha = 1.2$ em pilares centrais

$\alpha = 2.0$ em pilares de bordo

Alinhamento 2

$$N_{ed} = 1400\text{kN} \rightarrow A_{\text{min Pilar}} = 0.1008\text{m}^2 \rightarrow 0.4\text{m} \times 0.4\text{m}$$

Alinhamento 3

$$N_{ed} = 1900\text{kN} \rightarrow A_{\text{min Pilar}} = 0.2280\text{m}^2 \rightarrow 0.6\text{m} \times 0.6\text{m}$$

5.3. BLOCO 1

5.3.1. LAJE E VIGAS DO PISO À COTA 182.60

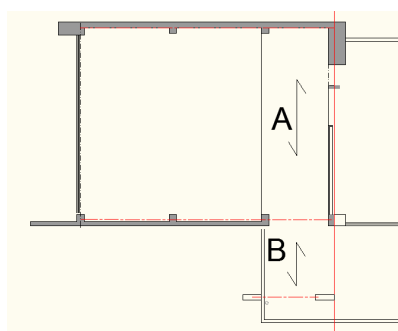


Figura 5.17 – Esquema estrutural e divisão do piso à cota 182.60 em duas zonas diferentes

Para as lajes deste piso ir-se-á verificar se há possibilidade de as manter com as mesmas características que as do bloco 2. As vigas onde apoiam as lajes também serão iguais às do bloco vizinho. Essas vigas são prolongadas até ao último pilar, embora com uma secção menor para suportar o peso das paredes exteriores e de modo a diminuir o comprimento de encurvadura na direcção da viga. Essa viga não será pré-dimensionada apenas de modo a que resista às suas cargas, pois nesse caso teria uma secção muito reduzida, mas terá uma altura igual à viga que suporta as lajes e uma largura igual à espessura da parede.

Zona A

Laje - espessura = 0.50m

Blocos de aligeiramento – FBL 74 40

Vigas longitudinais onde apoiam as lajes - $b = 0.30\text{m}$ e $h = 0.80\text{m}$

Continuação das vigas longitudinais - $b = 0.20\text{m}$ e $h = 0.80\text{m}$

Zona C

Laje maciça - espessura = 0.25m

Viga - $b = 0.30\text{m}$ e $h = 1.25\text{m}$

5.3.2. LAJE E VIGAS DO PISO À COTA 186.20 - COBERTURA

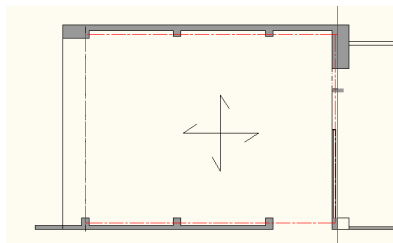


Figura 5.18 – Esquema estrutural do piso à cota 186.20 - cobertura

Para a laje de cobertura a melhor solução é a construção de uma viga em todo o seu contorno, onde irá apoiar a laje armada em duas direcções. A laje terá blocos de aligeiramento, pois só tem momentos positivos, e a sua espessura será relativamente alta, devido ao grande vão que ela tem que vencer.

Laje

Blocos de aligeiramento - FBL 74 40 → 3 blocos → $0.75\text{m} \times 0.75\text{m}$ e nervuras com 0.2m

Altura da laje - $h = 0.50\text{m}$

$$P_{sd} = 16.13 \text{ kN/m}^2$$

- Casos em que o cálculo da deformação pode ser dispensado (EC2 7.4.2);

Para $l = 10.5\text{m}$ e $\lambda_0 = 20$ vem $d = 0.403\text{m}$ e $h = 0.45\text{m}$

- $\mu \leq 0.13$ para momentos negativos;

$$M_{sd \max}^- = 0 \text{ kN.m}$$

- $\mu \leq 0.06$ para momentos positivos;

$$M_{sd \max}^+ = 140 \text{ kN.m}$$

$$d = 0.374\text{m} \text{ e } h = 0.41\text{m}$$

- Elementos para os quais não é exigida armadura de esforço transverso (EC2 6.2.2);

$$V_{sd \max} = 66 \text{ kN/m}$$

O esforço transverso tem que ser analisado após se saber a posição exacta dos blocos de aligeiramento. No entanto admitimos uma faixa maciça na zona do apoio com 1.5m de largura.

- Altura (h) $\geq 25\text{cm}$.

Vigas transversais (vão = 5m)

$$P_{sd} = 70 \text{ kN/m}$$

- $\mu \leq 0.17$ para momentos negativos com $b=0.45d$;

$$M_{sd\ max}^- = 175\text{ kN.m}$$

$$b = 0.30\text{m e } h = 0.60\text{m}$$

- $\mu \leq 0.15$ para momentos positivos com $b=0.45d$;

$$M_{sd\ max}^+ = 145\text{ kN.m}$$

$$b = 0.30\text{m e } h = 0.60\text{m}$$

Vigas longitudinais (vão = 10m)

$$P_{sd} = 90\text{ kN/m}$$

- $\mu \leq 0.17$ para momentos negativos com $b=0.45d$;

$$M_{sd\ max}^- = 1900\text{ kN.m}$$

$$b = 0.50\text{m e } h = 1.2\text{m}$$

- $\mu \leq 0.15$ para momentos positivos com $b=0.45d$;

$$M_{sd\ max}^+ = 1590\text{ kN.m}$$

$$b = 0.50\text{m e } h = 1.20\text{m}$$

5.3.3. PILARES

Neste bloco encontramos 5 tipos de pilares diferentes. Essa diferença não é quanto ao esforço de cada um, mas sim quanto à sua secção.

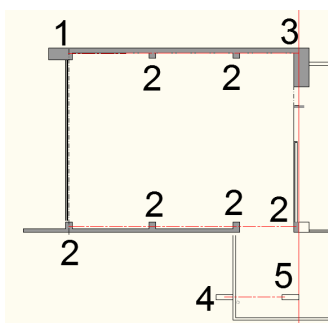


Figura 5.19 – Tipos de pilares no bloco 1

Os pilares do tipo 1, 3, 4 e 5 são definidos pelo projecto de arquitectura. O pré-dimensionamento do tipo 2 será efectuado atendendo aos esforços do pilar mais solicitado desse mesmo tipo, de acordo com o seguinte critério.

$$A_{\text{Pilar}} \times f_{cd} \geq \alpha \times N_{ed} \quad \text{com}$$

$$\alpha = 1.2 \text{ em pilares centrais}$$

$$\alpha = 2.0 \text{ em pilares de bordo}$$

Pilar tipo 2

$$N_{ed} = 1000\text{kN} \rightarrow A_{\min \text{ Pilar}} = 0.1200\text{m}^2 \rightarrow 0.4\text{m} \times 0.4\text{m}$$

No entanto devido ao elevado comprimento destes pilares as suas dimensões serão $0.4\text{m} \times 0.6\text{m}$, com a dimensão de 0.6m na direcção perpendicular ao eixo da viga que intercepta estes pilares a meia altura.

6

IMPERFEIÇÕES E COMBINAÇÃO DE ACÇÕES

6.1. IMPERFEIÇÕES

Após ser conhecida toda a planta estrutural do edifício, o peso próprio, bem como a sobrecarga, estamos em condições de avaliar as forças devidas as imperfeições. Será aplicada uma carga horizontal ao nível de cada piso, incluindo a cobertura, ou ao nível de um determinado patamar onde se prevê que haja a concentração de cargas, como é o caso da viga onde apoia a ponte rolante no bloco 2 e 3.

6.1.1. BLOCO 1

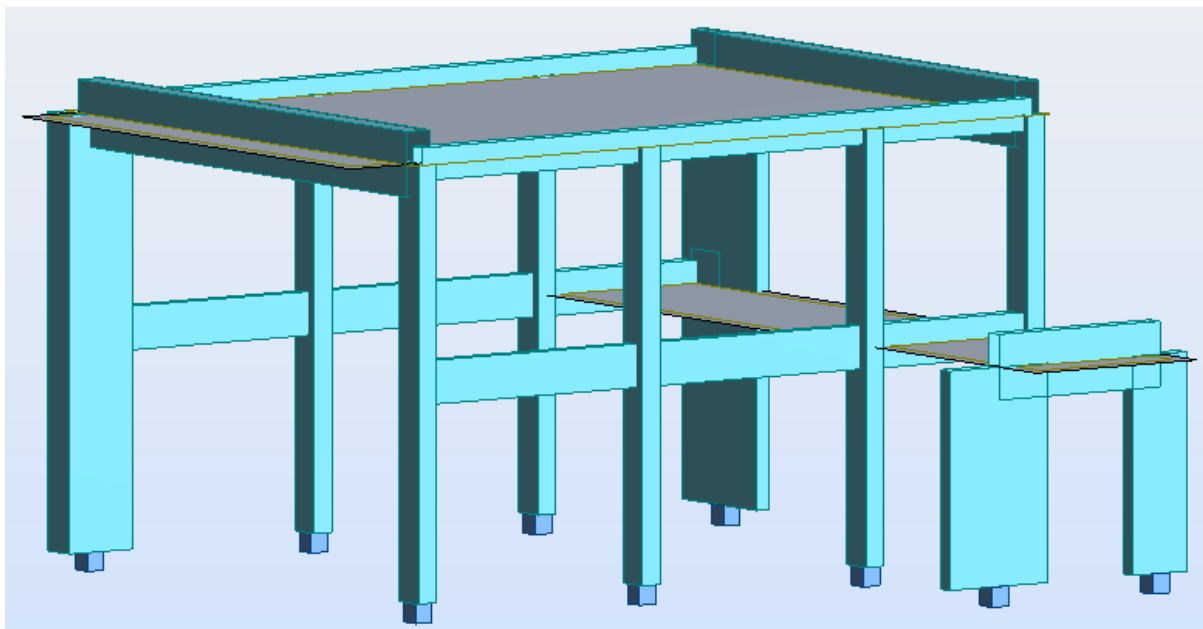


Figura 6.1 – Estrutura do bloco 1

Neste bloco a acção das imperfeições pode-se resumir a aplicar uma carga horizontal, distribuída ao nível do primeiro piso e outra ao nível da cobertura, que pode tomar os dois sentidos de cada direcção de análise.

6.1.1.1. Acção das imperfeições ao nível do primeiro piso (cota 182.60)

$$\theta_0 = 1/200$$

$$N^{\circ} \text{ de pilares} = 6 \rightarrow \alpha_m = 0.764$$

$$\text{Altura do edifício} = 8\text{m} \rightarrow \alpha_h = 0.707$$

$$\theta_i = 0.0027$$

$$F_{\text{imp}} = 0.0648 \text{ kN/m}^2$$

6.1.1.2. Acção das imperfeições ao nível da cobertura (cota 186.20)

$$\theta_0 = 1/200$$

$$N^{\circ} \text{ de pilares} = 8 \rightarrow \alpha_m = 0.750$$

$$\text{Altura do edifício} = 8\text{m} \rightarrow \alpha_h = 0.707$$

$$\theta_i = 0.0026$$

$$F_{\text{imp}} = 0.0378 \text{ kN/m}^2$$

6.1.2. BLOCO 2

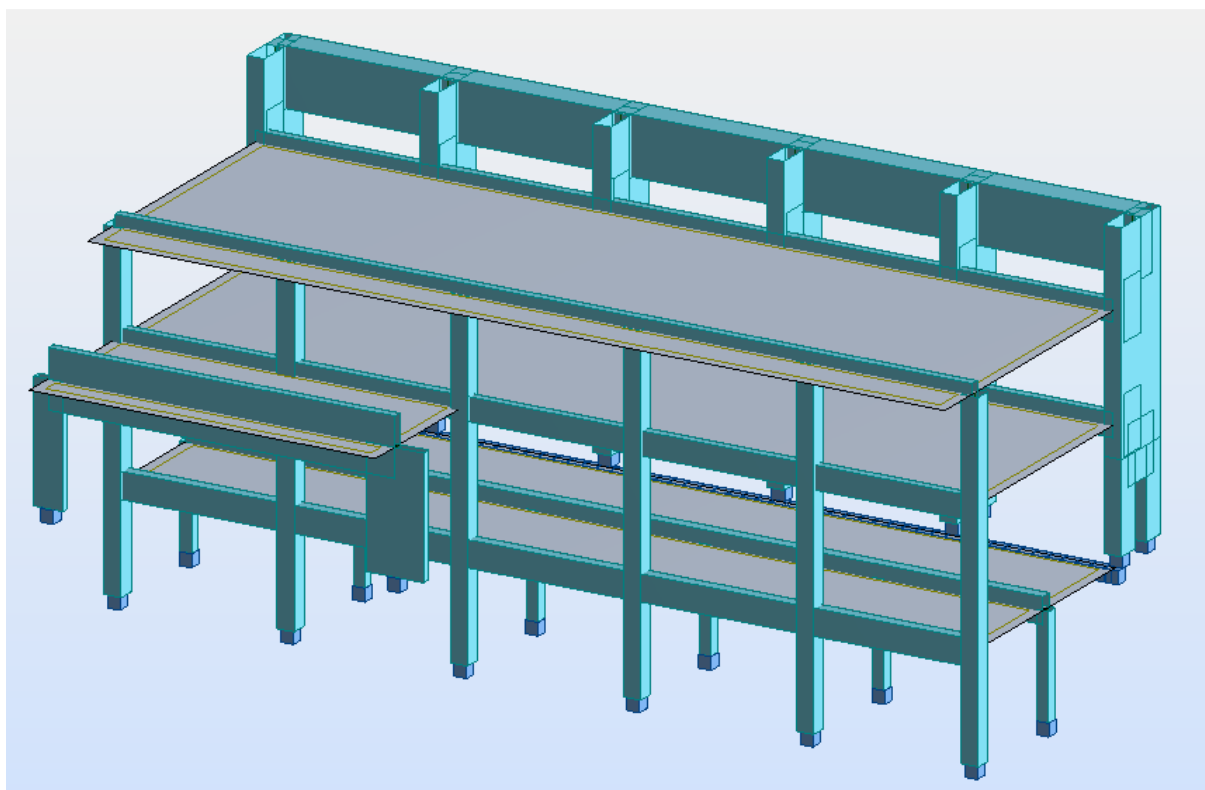


Figura 6.2 – Estrutura do bloco 2

A acção das imperfeições no piso inferior (cota 178.10) pode ser ignorada, pois como a laje desse piso é encastrada de um dos lados, irá travar todo o piso. Existe uma acção horizontal ao nível de cada um

dos outros pisos como no bloco anterior. No topo do edifício, ao nível da viga onde apoia a ponte rolante, existem duas acções: uma que é igual em todos os pilares e é devida ao peso próprio da viga e ao da cobertura metálica; e outra que é devida à ponte rolante. Estas duas acções irão ser tratadas em separado. No caso do peso próprio da viga, em conjunto com o peso da cobertura metálica, a acção das imperfeições irá ser distribuída por todos os pilares onde elas assentam. No caso da ponte rolante a acção das imperfeições irá ser somada às forças horizontais da ponte.

6.1.2.1. Acção das imperfeições ao nível do piso à cota 182.60

$$\theta_0 = 1/200$$

$$\text{N}^\circ \text{ de pilares} = 14 \quad \rightarrow \quad \alpha_m = 0.732$$

$$\text{Altura do edifício} = 10.5\text{m} \quad \rightarrow \quad \alpha_h = 0.617$$

$$\theta_i = 0.0023$$

$$F_{\text{imp}} = 0.0552 \text{ kN/m}^2$$

6.1.2.2. Acção das imperfeições ao nível da cobertura (cota 186.20)

$$\theta_0 = 1/200$$

$$\text{N}^\circ \text{ de pilares} = 12 \quad \rightarrow \quad \alpha_m = 0.739$$

$$\text{Altura do edifício} = 10.5\text{m} \quad \rightarrow \quad \alpha_h = 0.617$$

$$\theta_i = 0.0023$$

$$F_{\text{imp}} = 0.0322 \text{ kN/m}^2$$

6.1.2.3. Acção das imperfeições, devido a peso próprio da viga e da cobertura metálica, ao nível da viga onde apoia a ponte rolante (cota 188.6)

$$\theta_0 = 1/200$$

$$\text{N}^\circ \text{ de pilares} = 6 \quad \rightarrow \quad \alpha_m = 0.764$$

$$\text{Altura do edifício} = 10.5\text{m} \quad \rightarrow \quad \alpha_h = 0.617$$

$$\theta_i = 0.0024$$

$$F_{\text{imp}} = 1.04 \text{ kN/pilar}$$

6.1.2.4. Acção das imperfeições, devido à acção vertical da ponte rolante, ao nível da viga onde apoia a ponte rolante (cota 188.6)

$$\theta_0 = 1/200$$

$$\text{N}^\circ \text{ de pilares} = 2 \quad \rightarrow \quad \alpha_m = 0.866$$

$$\text{Altura do edifício} = 10.5\text{m} \quad \rightarrow \quad \alpha_h = 0.617$$

$$\theta_i = 0.0027$$

$F_{imp} = 12.96 \text{ kN}$ a adicionar às forças horizontais da ponte rolante

6.1.3. BLOCO 3

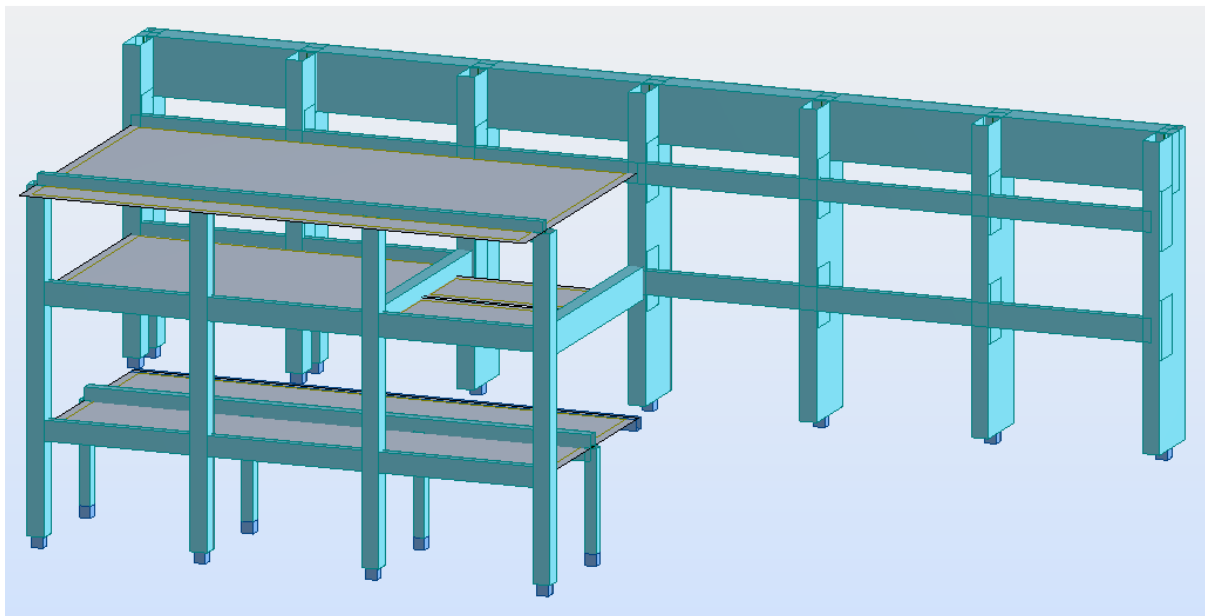


Figura 6.3 – Estrutura do bloco 3

Este bloco é em tudo análogo ao bloco 2.

6.1.3.1. Acção das imperfeições ao nível piso à cota 182.60

$$\theta_0 = 1/200$$

$$N^{\circ} \text{ de pilares} = 8 \quad \rightarrow \quad \alpha_m = 0.750$$

$$\text{Altura do edifício} = 10.5\text{m} \quad \rightarrow \quad \alpha_h = 0.617$$

$$\theta_i = 0.0023$$

$$F_{imp} = 0.0552 \text{ kN/m}^2$$

6.1.3.2. Acção das imperfeições ao nível da cobertura (cota 186.20)

$$\theta_0 = 1/200$$

$$N^{\circ} \text{ de pilares} = 8 \quad \rightarrow \quad \alpha_m = 0.750$$

$$\text{Altura do edifício} = 10.5\text{m} \quad \rightarrow \quad \alpha_h = 0.617$$

$$\theta_i = 0.0023$$

$$F_{imp} = 0.0322 \text{ kN/m}^2$$

6.1.3.3. Acção das imperfeições, devido a peso próprio da viga e da cobertura metálica, ao nível da viga onde apoia a ponte rolante (cota 188.6)

$$\theta_0 = 1/200$$

$$N^{\circ} \text{ de pilares} = 7 \quad \rightarrow \quad \alpha_m = 0.756$$

$$\text{Altura do edifício} = 10.5\text{m} \quad \rightarrow \quad \alpha_h = 0.617$$

$$\theta_i = 0.0023$$

$$F_{\text{imp}} = 1.00 \text{ kN/pilar}$$

6.1.3.4. Acção das imperfeições, devido à acção vertical da ponte rolante, ao nível da viga onde apoia a ponte rolante (cota 188.6)

$$\theta_0 = 1/200$$

$$N^{\circ} \text{ de pilares} = 2 \quad \rightarrow \quad \alpha_m = 0.866$$

$$\text{Altura do edifício} = 10.5\text{m} \quad \rightarrow \quad \alpha_h = 0.617$$

$$\theta_i = 0.0027$$

$$F_{\text{imp}} = 12.96 \text{ kN a adicionar às forças horizontais da ponte rolante}$$

6.2. COMBINAÇÃO DE ACÇÕES E ALTERNÂNCIA DE SOBRECARGAS

A combinação de acções e a alternância de sobrecargas têm o objectivo de determinar os esforços máximos a que todos os elementos podem estar sujeitos. Em seguida irá ser tratado cada um dos blocos em separado.

6.2.1. BLOCO 1

6.2.1.1 Sem acção sísmica

Acções a combinar:

- Peso próprio
- Restantes cargas permanentes (divisórias, revestimentos, ...)
- Imperfeições
- Sobrecarga
- Vento nas fachadas
- Vento na cobertura

Note-se que o vento e as imperfeições são acções horizontais e podem tomar todas as direcções. O caso mais gravoso será quando ambas actuam na mesma direcção e sentido, seja ela qual for. É ainda necessário considerar alternância de sobrecargas, de modo a determinar os momentos máximos na laje.

Combinação 1 – acção base: sobrecarga – pilares com esforço axial máximo (nos quatro sentidos associados as duas direcções em análise)

$$= 1.35 \times (\text{peso próprio} + \text{restantes cargas permanentes} + \text{imperfeições}) \\ + 1.5 \times (\text{sobrecarga} + \text{vento, fachada} \times \Psi_0)$$

Combinação 2 – acção base: vento nas fachadas – pilares com momento máximo e esforço axial máximo (nos quatro sentidos associados as duas direcções em análise)

$$= 1.35 \times (\text{peso próprio} + \text{restantes cargas permanentes} + \text{imperfeições}) \\ + 1.5 \times (\text{sobrecarga} \times \Psi_0 + \text{vento, fachada})$$

Combinação 3 – acção base: vento nas fachadas e na cobertura – pilares com momento máximo e esforço axial mínimo (nos quatro sentidos associados as duas direcções em análise)

$$= 1 \times (\text{peso próprio}) + 1.35 \times (\text{imperfeições}) + 1.5 \times (\text{vento, fachada} + \text{vento, cobertura})$$

6.2.1.2 Com acção sísmica

A acção sísmica é combinada com a combinação quase permanente. A força das imperfeições não entra para este cálculo e acção do vento desaparece, pois o seu Ψ_2 é 0. Temos então os seguintes esforços:

$$= \text{peso próprio} + \text{restantes cargas permanentes} + \text{sobrecarga} \times \Psi_2 + \text{acção sísmica}$$

6.2.2. BLOCO 2 E 3

6.2.2.1 Sem acção sísmica

Acções a combinar:

- Peso próprio
- Restantes cargas permanentes (divisórias, revestimentos, ...)
- Imperfeições
- Ponte rolante
- Sobrecarga
- Vento nas fachadas
- Vento na cobertura

Tal como no bloco 1, o vento e as imperfeições são acções horizontais e podem tomar todas as direcções. A juntar a estas temos as forças que a ponte rolante imprime na estrutura para se deslocar no plano horizontal. O caso mais gravoso será quando todas estas forças actuam na mesma direcção, seja ela qual for. Como não estão definidos os coeficientes de carga para a ponte rolante, são admitidos os seguintes valores: $\Psi_0 = 1$, pois a probabilidade de ter a ponte e o edifício carregados em simultâneo é grande, quer na altura da primeira montagem do equipamento, quer em possíveis avarias

mais tarde; $\Psi_2 = 0$, pois é um equipamento que embora possa ser utilizado muitas vezes, não está em carga durante longos períodos de tempo, pois apenas serve para o transporte de cargas dentro do edifício. Será, também, necessário analisar as alternâncias de sobrecarga de modo a majorar os momentos nas lajes e nas vigas

Combinação 1 – acção base: sobrecarga – pilares com esforço axial máximo (nos quatro sentidos associados as duas direcções em análise)

$$= 1.35 \times (\text{peso próprio} + \text{restantes cargas permanentes} + \text{imperfeições}) \\ + 1.5 \times (\text{sobrecarga} + \text{ponte rolante} + \text{vento, fachada} \times \Psi_0)$$

Combinação 2 – acção: base vento nas fachadas – pilares com momento máximo e esforço axial máximo (nos quatro sentidos associados as duas direcções em análise)

$$= 1.35 \times (\text{peso próprio} + \text{restantes cargas permanentes} + \text{imperfeições}) \\ + 1.5 \times (\text{sobrecarga} \times \Psi_0 + \text{ponte rolante} + \text{vento, fachada})$$

Combinação 3 – acção base: vento nas fachadas e na cobertura – pilares com momento máximo e esforço axial mínimo (nos quatro sentidos associados as duas direcções em análise)

$$= 1 \times (\text{peso próprio}) + 1.35 \times (\text{imperfeições}) + 1.5 \times (\text{ponte rolante} + \text{vento, fachada} + \text{vento, cobertura})$$

6.2.2.1 Com acção sísmica

A acção sísmica é combinada com a combinação quase permanente. A força das imperfeições não entra para este cálculo e a acção do vento desaparece, pois o seu Ψ_2 é 0. Temos então os seguintes esforços:

$$= \text{peso próprio} + \text{restantes cargas permanentes} + \text{sobrecarga} \times \Psi_2 + \text{acção sísmica}$$

7

DIMENSIONAMENTO

7.1. BLOCO 1

7.1.1. PILARES

Os pilares são dimensionados recorrendo aos ábacos de flexão desviada, composta com compressão, com armadura igual em todos os lados. Nos quadros em baixo, estão indicadas três combinações para a armadura longitudinal. Cada uma delas é referente ao esforço máximo de cada tipo, M_x , M_y e N . A armadura de esforço transversal é analisada em separado para cada peça. Os pilares são numerados como indicado na seguinte figura:

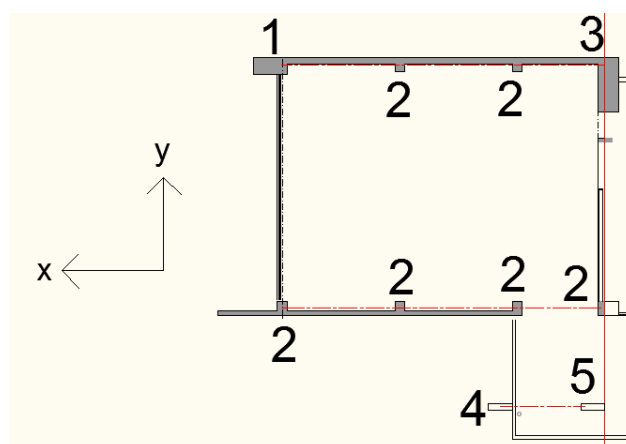


Figura 7.1 – Diferentes tipos de pilares do bloco 1

7.1.1.1. Pilar 1

Quadro 7.1 – Armadura longitudinal do pilar 1

M_x	M_y	N	$b(x)$	$h(y)$	μ_x	μ_y	v	$\bar{w}$	AS_{total}	AS_{max}	AS_{min}	Varões	AS_{real}
kN.m	kN.m	kN	m	m	-	-	-	-	cm ²	cm ²	cm ²	-	cm ²
540	930	1210	1,40	0,70	0,02	0,08	0,16	0,00	-	392,00	19,60	16Ø16	32.16
521	970	1210	1,40	0,70	0,02	0,08	0,16	0,00	-	392,00	19,60	16Ø16	32.16
348	231	2044	1,40	0,70	0,02	0,02	0,28	0,00	-	392,00	19,60	16Ø16	32.16

Quadro 7.2 – Armadura de esforço transverso e cintagem em x do pilar 1

V_x	z_x	θ_x	Asw/s_x	Asw/s_{min}	Varões	AS_{real}
kN	m	°	cm ² /m	cm ² /m	-	cm ² /m
159	1,134	22	1.31	5.6	4r	10.04
Ø8//20						

Quadro 7.3 – Armadura de esforço transverso e cintagem em y do pilar 1

V_y	z_y	θ_y	Asw/s_y	Asw/s_{min}	Varões	AS_{real}
kN	m	°	cm ² /m	cm ² /m	-	cm ² /m
148	0,567	22	2.43	11.2	6r	15.06
Ø8//20						

7.1.1.2. Pilar 2

Quadro 7.4 – Armadura longitudinal do pilar 2:

M_x	M_y	N	b (x)	h (y)	μ_x	μ_y	v	$\bar{w}$	AS_{total}	AS_{max}	AS_{min}	Varões	AS_{real}
kN.m	kN.m	kN	m	m	-	-	-	-	cm ²	cm ²	cm ²	-	cm ²
26	145	2126	0,40	0,60	0,02	0,06	0,39	0,00	-	96,00	4,80	8Ø16	16.09
2	654	866	0,40	0,60	0,00	0,27	0,16	0,60	0,01	96,00	4,80	8Ø16	16.09
41	90	239	0,40	0,60	0,03	0,04	0,04	0,00	-	96,00	4,80	8Ø16	16.09

Quadro 7.5 – Armadura de esforço transverso e cintagem em x do pilar 2

V_x	z_x	θ_x	Asw/s_x	Asw/s_{min}	Varões	AS_{real}
kN	m	°	cm ² /m	cm ² /m	-	cm ² /m
288	0,324	22	8.26	4.80	3r	7.53
Ø8//20						

Quadro 7.6 – Armadura de esforço transverso e cintagem em y do pilar 2

V_y	z_y	θ_y	Asw/s_y	Asw/s_{min}	Varões	AS_{real}
kN	m	°	cm ² /m	cm ² /m	-	cm ² /m
70	0,486	22	1.34	4.80	3r	7.53
Ø8//20						

7.1.1.3. Pilar 3

Quadro 7.7 – Armadura longitudinal do pilar 3

M_x	M_y	N	b (x)	h (y)	μ_x	μ_y	v	$\bar{w}$	AS_{total}	AS_{max}	AS_{min}	Varões	AS_{real}
kN.m	kN.m	kN	m	m	-	-	-	-	cm ²	cm ²	cm ²	-	cm ²
64	871	2444	0,30	2,30	0,02	0,03	0,03	0,00	-	276,00	13,80	18Ø16	36.20
280	1148	883	0,30	2,30	0,08	0,04	0,01	0,00	-	276,00	13,80	18Ø16	36.20
286	1113	881	0,30	2,30	0,08	0,04	0,01	0,00	-	276,00	13,80	18Ø16	36.20

Quadro 7.8 – Armadura de esforço transversal e cintagem em x do pilar 3

V_x	z_x	θ_x	Asw/s_x	Asw/s_{min}	Varões	AS_{real}
kN	m	º	cm ² /m	cm ² /m	-	cm ² /m
270	0,243	22	10.33	18.40	8r Ø8//20	20.08

Quadro 7.9 – Armadura de esforço transversal e cintagem em y do pilar 3

V_y	z_y	θ_y	Asw/s_y	Asw/s_{min}	Varões	AS_{real}
kN	m	º	cm ² /m	cm ² /m	-	cm ² /m
129	1,863	22	0.65	2.40	2r Ø8//20	5.02

7.1.1.4. Pilar 4

Quadro 7.10 – Armadura longitudinal do pilar 4

M_x	M_y	N	b (x)	h (y)	μ_x	μ_y	v	$\bar{w}$	AS_{total}	AS_{max}	AS_{min}	Varões	AS_{real}
kN.m	kN.m	kN	m	m	-	-	-	-	cm ²	cm ²	cm ²	-	cm ²
44	36	563	2,20	0,30	0,00	0,01	0,42	0,00	-	264,00	13,20	18Ø16	36.20
100	40	557	2,20	0,30	0,00	0,01	0,41	0,00	-	264,00	13,20	18Ø16	36.20
176	5	165	2,20	0,30	0,01	0,00	0,12	0,00	-	264,00	13,20	18Ø16	36.20

Quadro 7.11 – Armadura de esforço transversal e cintagem em x do pilar 4

V_x	z_x	θ_x	Asw/s_x	Asw/s_{min}	Varões	AS_{real}
kN	m	º	cm ² /m	cm ² /m	-	cm ² /m
15	1.782	22	0.08	2.4	2r Ø8//20	5.02

Quadro 7.12 – Armadura de esforço transversal e cintagem em y do pilar 4

V_y	z_y	θ_y	Asw/s_y	Asw/s_{min}	Varões	AS_{real}
kN	m	°	cm ² /m	cm ² /m	-	cm ² /m
50	0.243	22	1.91	17.6	8r	20.08
Ø8//20						

7.1.1.5. Pilar 5

Quadro 7.13 – Armadura longitudinal do pilar 5

M_x	M_y	N	b (x)	h (y)	μ_x	μ_y	v	$\bar{w}$	AS_{total}	AS_{max}	AS_{min}	Varões	AS_{real}
kN.m	kN.m	kN	m	m	-	-	-	-	cm ²	cm ²	cm ²	-	cm ²
90	20	421	1,20	0,30	0,01	0,01	0,31	0,00	-	144,00	7,20	10Ø16	20.11
84	22	419	1,20	0,30	0,01	0,01	0,31	0,00	-	144,00	7,20	10Ø16	20.11
120	10	278	1,20	0,30	0,02	0,01	0,21	0,00	-	144,00	7,20	10Ø16	20.11

Quadro 7.14 – Armadura de esforço transversal e cintagem em x do pilar 5

V_x	z_x	θ_x	Asw/s_x	Asw/s_{min}	Varões	AS_{real}
kN	m	°	cm ² /m	cm ² /m	-	cm ² /m
9	0,972	22	0.09	2.4	2r	5.02
Ø8//20						

Quadro 7.15 – Armadura de esforço transversal e cintagem em y do pilar 5

V_y	z_y	θ_y	Asw/s_y	Asw/s_{min}	Varões	AS_{real}
kN	m	°	cm ² /m	cm ² /m	-	cm ² /m
52	0,243	22	1.99	9.6	5r	12.55
Ø8//20						

7.1.2. VIGAS

Cada tipo de viga será dimensionado para o momento máximo positivo e negativo. Apenas serão tidos em conta os momentos flectores, pois o esforço axial é praticamente nulo. Como tal, serão dimensionadas para flexão simples. Nas células das colunas “Varões” e “ AS_{real} ” estão indicadas, na parte superior, a armadura superior da viga, e na parte inferior, a armadura inferior da mesma.

Nas zonas em que o esforço transversal actuante é menor que o V_{rd} da armadura mínima, apenas será introduzida essa armadura. As tabelas do esforço transversal são completadas do seguinte modo:

1. São introduzidas todas as dimensões das vigas;
2. É introduzido o esforço transversal máximo (2ª linha);

3. É verificado o ângulo θ ;
4. É calculada a armadura necessária para esse esforço (AS_w/s ; Varões; AS_{real});
5. É calculada a armadura mínima (AS_w/s , linha 1);
6. Obtêm-se os varões e o AS_{real} da primeira linha;
7. Com o AS_{real} calcula-se o esforço transversal máximo que a peça resiste com essa quantidade de armadura.

As vigas são numeradas de acordo com as seguintes figuras, atendendo ao piso onde estas se inserem.

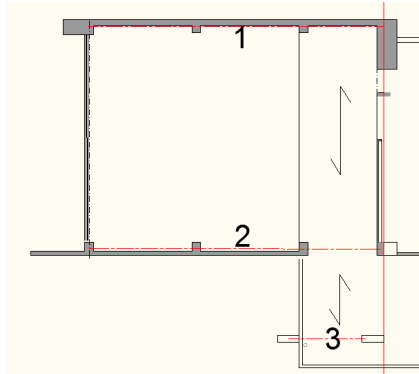


Figura 7.2 – Vigas do piso à cota 182.60 do bloco 1

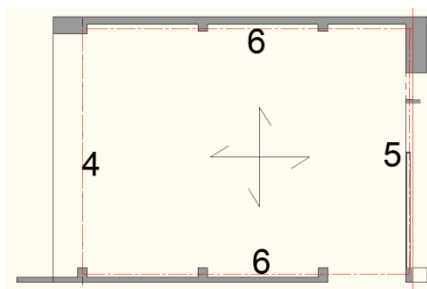


Figura 7.3 – Vigas da cobertura do bloco 1

7.1.2.1. Viga 1



Figura 7.4 – Diagrama de momentos flectores da viga 1

Quadro 7.16 – Armadura longitudinal da viga 1

	M	b	h	d	μ	A'/A	$\bar{w}$	A	AS_{min}	Varões	AS_{real}
	kN/m	m	m	m	-	-	-	cm ²	cm ²	-	cm ²
Negativo	80	0,3	0,8	0,75	0,028	1	0,030	2,59	3,04	2Ø20	6.28
										+	+
										2Ø20	6.28
Positivo	113	0,3	0,8	0,75	0,040	1	0,040	3,45	3,04	2Ø20	6.28
										+	+
										2Ø20	6.28

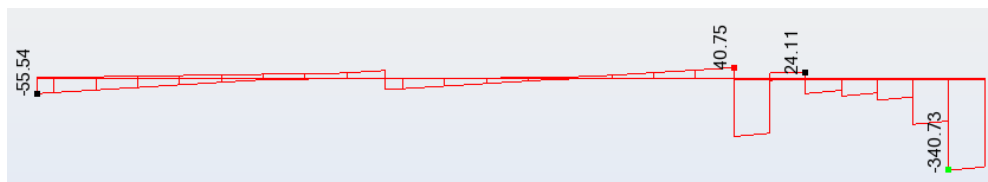


Figura 7.5 – Diagrama de esforço transverso da viga 1

Quadro 7.17 – Armadura de esforço transverso da viga 1

	V	z	θ_y	Asw/s	Varões	AS_{real}
	kN	m	º	cm ² /m	-	cm ² /m
Asw/s_{min}	351	0,65	22	2.4	2r	5.02
					Ø8//20	
	341	0.65	22	4.88	2r	5.02
					Ø8//20	

7.1.2.2. Viga 2



Figura 7.6 – Diagrama de momentos flectores da viga 2

Quadro 7.18 – Armadura longitudinal da viga 2

	M	b	h	d	μ	A'/A	$\bar{w}$	A	AS_{min}	Varões	AS_{real}
	kN/m	m	m	m	-	-	-	cm ²	cm ²	-	cm ²
Negativo	117	0,3	0,8	0,75	0,042	1	0,044	3,80	3,04	2Ø20	6.28
										+	+
										2Ø20	6.28
Positivo	204	0,3	0,8	0,75	0,073	1	0,076	6,56	3,04	2Ø20	6.28
										+	+
										2Ø20	6.28

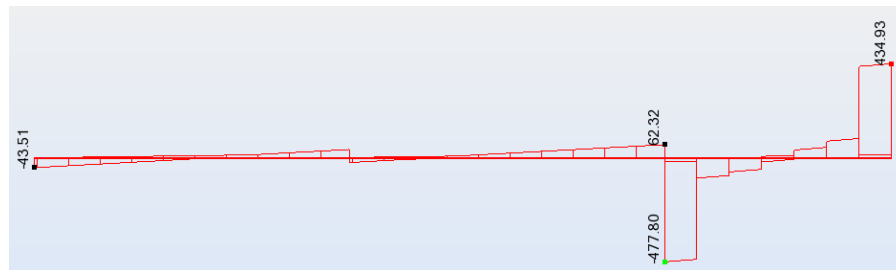


Figura 7.7 – Diagrama de esforço transversal da viga 2

Quadro 7.19 – Armadura de esforço transversal da viga 2

	V	z	θ_y	Asw/s	Varões	AS_{real}
	kN	m	º	cm ² /m	-	cm ² /m
Asw/s_{min}	167	0,65	22	2.4	2r	5.02
					Ø8//20	
	478	0.65	22	6.83	3r	7.53
					Ø8//20	

7.1.2.3. Viga 3

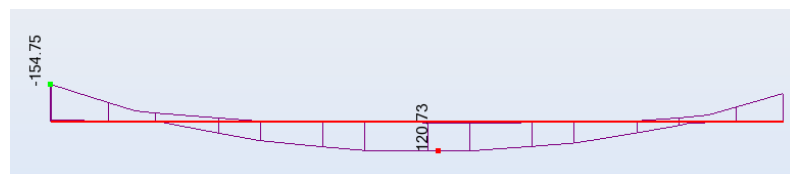


Figura 7.8 – Diagrama de momentos flectores da viga 3

Quadro 7.20 – Armadura longitudinal da viga 3

	M	b	h	d	μ	A'/A	$\bar{w}$	A	AS_{min}	Varões	AS_{real}
	kN/m	m	m	m	-	-	-	cm ²	cm ²	-	cm ²
Negativo	155	0,3	1,2	1,15	0,023	1	0,023	3,04	4,66	2Ø20	6.28
										+	+
										2Ø20	6.28
Positivo	121	0,3	1,2	1,15	0,018	1	0,018	2,38	4,66	2Ø20	6.28
										+	+
										2Ø20	6.28

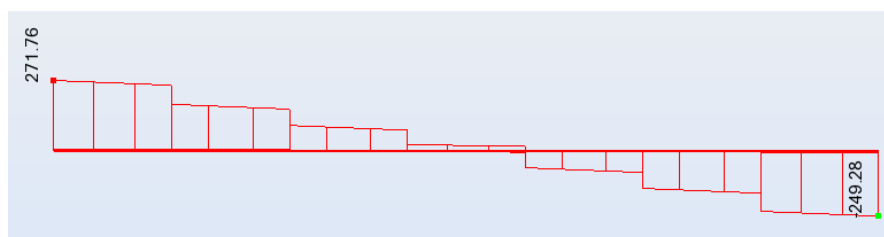


Figura 7.9 – Diagrama de esforço transverso da viga 3

Quadro 7.21 – Armadura de esforço transverso da viga 3

	V	Z	θ_y	Asw/s	Varões	AS_{real}
	kN	M	º	cm ² /m	-	cm ² /m
Asw/s _{min}	303	1.00	22	2.4	2r	5.02
					Ø8//20	
	271	1.00	22	2.52	2r	5.02
					Ø8//20	

7.1.2.4. Viga 4

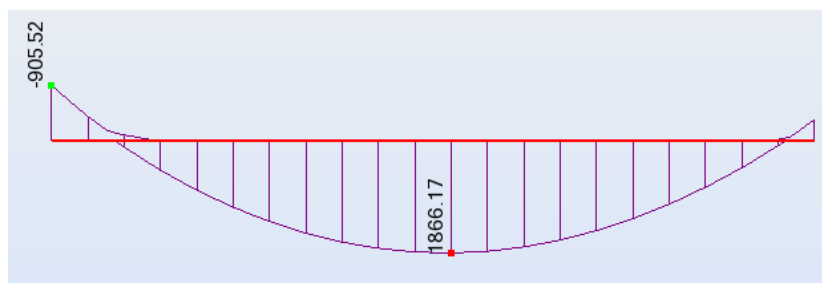


Figura 7.10 – Diagrama de momentos flectores da viga 4

Quadro 7.22 – Armadura longitudinal da viga 4

	M	b	h	d	μ	A'/A	$\bar{w}$	A	AS_{min}	Varões	AS_{real}
	kN/m	m	m	m	-	-	-	cm ²	cm ²	-	cm ²
Negativo	906	0,5	1,2	1,15	0,082	0,4	0,086	18,96	7,77	7Ø20	21.99
										+	+
										4Ø25	19.64
Positivo	1866	0,5	1,2	1,15	0,169	0,2	0,185	40,78	7,77	4Ø20	12.57
										+	+
										9Ø25	44.18

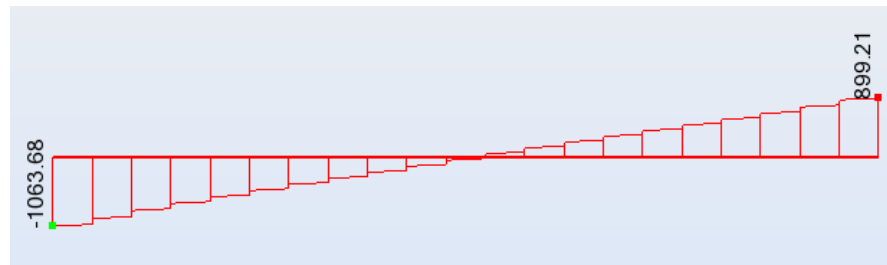


Figura 7.11 – Diagrama de esforço transverso da viga 4

Quadro 7.23 – Armadura de esforço transverso da viga 4

	V	z	θ_y	Asw/s	Varões	AS_{real}
	kN	m	º	cm ² /m	-	cm ² /m
Asw/s _{min}	540	1.00	22	4.00	2r	5.02
					Ø8//20	
	1064	1.00	22	9.89	4r	10.04
					Ø8//20	

7.1.2.5. Viga 5

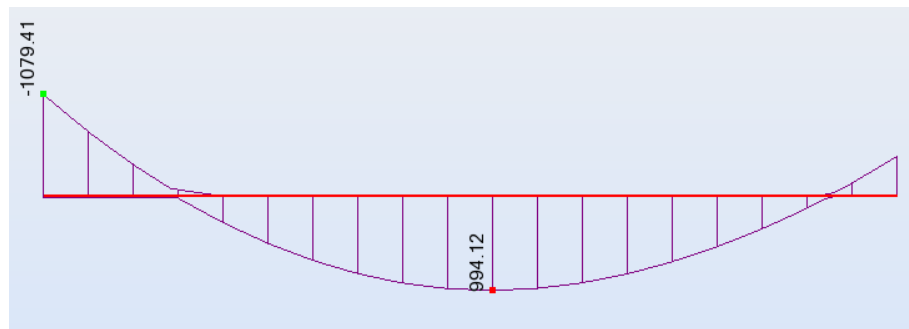


Figura 7.12 – Diagrama de momentos flectores da viga 5

Quadro 7.25 – Armadura longitudinal da viga 5

	M	b	h	d	μ	A'/A	$\bar{w}$	A	AS_{min}	Varões	AS_{real}
	kN/m	m	m	m	-	-	-	cm ²	cm ²	-	cm ²
Negativo	1079	0,5	1,2	1,15	0,098	0,2	0,106	23,36	7,77	8Ø20	25.13
										+	+
										2Ø20	6.28
Positivo	994	0,5	1,2	1,15	0,090	0,2	0,095	20,94	7,77	2Ø20	6.28
										+	+
										7Ø20	21.99

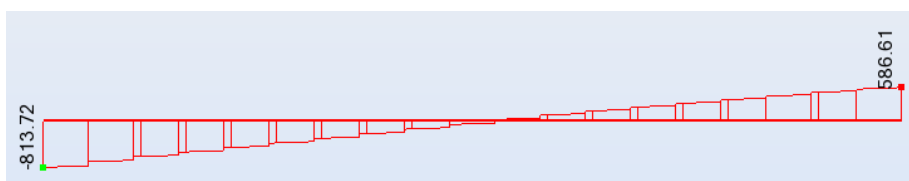


Figura 7.13 – Diagrama de esforço transversal da viga 5

Quadro 7.26 – Armadura de esforço transversal da viga 5

	V	z	θ_y	Asw/s	Varões	AS_{real}
	kN	m	°	cm ² /m	-	cm ² /m
Asw/s_{min}	540	1.00	22	4.00	2r	5.02
					Ø8//20	
	814	1.00	22	7.56	4r	10.04
					Ø8//20	

7.1.2.6. Viga 6

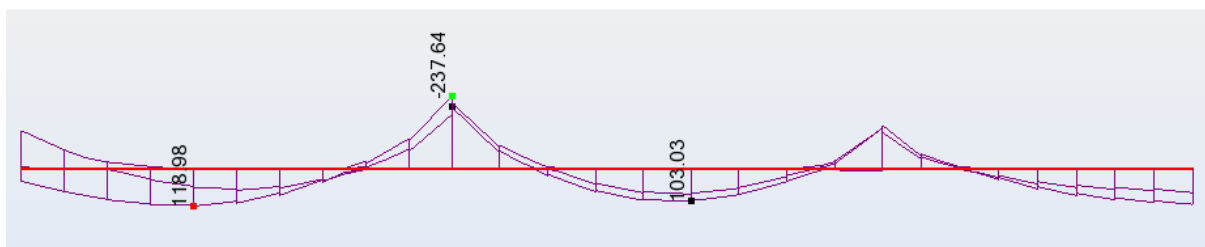


Figura 7.14 – Diagrama de momentos flectores da viga 6

Quadro 7.27 – Armadura longitudinal da viga 6

	M	b	h	D	μ	A'/A	$\bar{w}$	A	AS _{min}	Varões	AS _{real}
	kN/m	m	m	M	-	-	-	cm ²	cm ²	-	cm ²
Negativo	238	0,3	0,6	0,55	0,157	0.5	0,174	11,01	2,23	4Ø20	12.57
										+	+
										2Ø20	6.28
Positivo	119	0,3	0,6	0,55	0,079	1	0,084	5,31	2,23	2Ø20	6.28
										+	+
										2Ø20	6.28

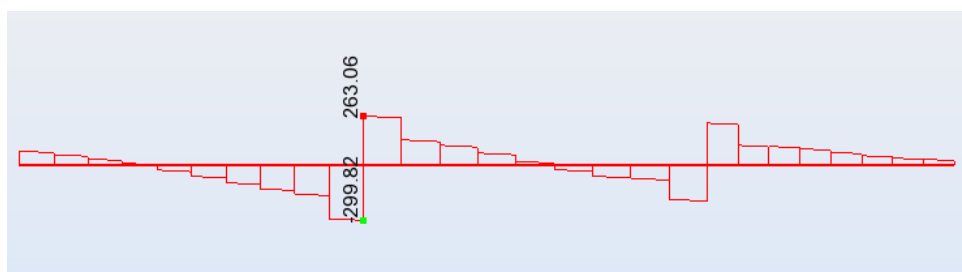


Figura 7.15 – Diagrama de esforço transverso da viga 6

Quadro 7.28 – Armadura de esforço transverso da viga 6

	V	z	θ_y	Asw/s	Varões	AS _{real}
	kN	m	°	cm ² /m	-	cm ² /m
Asw/s _{min}	151	0.5	22	2.40	2r	5.02
					Ø8//20	
	300	0.5	22	5.58	3r	7.53
					Ø8//20	

7.1.3. LAJES

7.1.3.1. Laje com blocos de aligeiramento do piso à cota 182.6

Nas duas extremidades da laje, paralelas à direcção em que esta trabalha, a laje é maciça, não tendo blocos de aligeiramento nesses locais. A armadura nessas zonas deverá ser equivalente à de duas nervuras.

Quadro 7.29 – Armadura longitudinal

	M	b	h	d	μ	A'/A	$\bar{w}$	A	AS _{min}	Varões	AS _{real}
	kN/m	m	m	m	-	-	-	cm ²	cm ²	-	cm ²
Negativo	160	1	0,5	0,45	0,047	0,2	0,051	8,80	6,08	Ø12//10	11.31
Positivo	470	1	0,5	0,45	0,139	0,2	0,150	25,88	6,08	6Ø25	29.45

7.1.3.2. Laje maciça do piso à cota 182.6

Quadro 7.30 – Armadura longitudinal

	M	b	h	d	μ	A'/A	$\bar{w}$	A	AS _{min}	Varões	AS _{real}
	kN/m	m	m	m	-	-	-	cm ²	cm ²	-	cm ²
Negativo	75	1	0,25	0,2	0,113	0,2	0,122	9,35	2,70	Ø12//10	11.31
Positivo	20	1	0,25	0,2	0,030	1	0,030	2,30	2,70	Ø12//15	7.54

7.1.3.3. Laje de cobertura

Quadro 7.31 – Armadura longitudinal na direcção x

	M	b	h	d	μ	A'/A	$\bar{w}$	A	AS _{min}	Varões	AS _{real}
	kN/m	m	m	m	-	-	-	cm ²	cm ²	-	cm ²
Negativo	100	1	0,37	0,32	0,059	0,2	0,062	7,61	4,33	Ø12//15	7.54
Positivo	130	1	0,37	0,32	0,076	0,2	0,080	9,81	4,33	4Ø20	12.57

Quadro 7.32 – Armadura longitudinal na direcção y

	M	b	h	d	μ	A'/A	$\bar{w}$	A	AS _{min}	Varões	AS _{real}
	kN/m	m	m	m	-	-	-	cm ²	cm ²	-	cm ²
Negativo	60	1	0,37	0,32	0,035	0,2	0,036	4,42	4,33	Ø12//15	7.54
Positivo	260	1	0,37	0,32	0,152	0,2	0,165	20,24	4,33	5Ø25	24.54

7.2. BLOCO 2 E 3

Devido à semelhança entre estes dois blocos, proceder-se-á ao dimensionamento dos dois em conjunto.

7.2.1. PILARES

O dimensionamento dos pilares nos blocos 2 e 3 é em tudo análogo ao dimensionamento dos pilares do bloco 1. Os pilares são numerados como o indicado na figura seguinte:

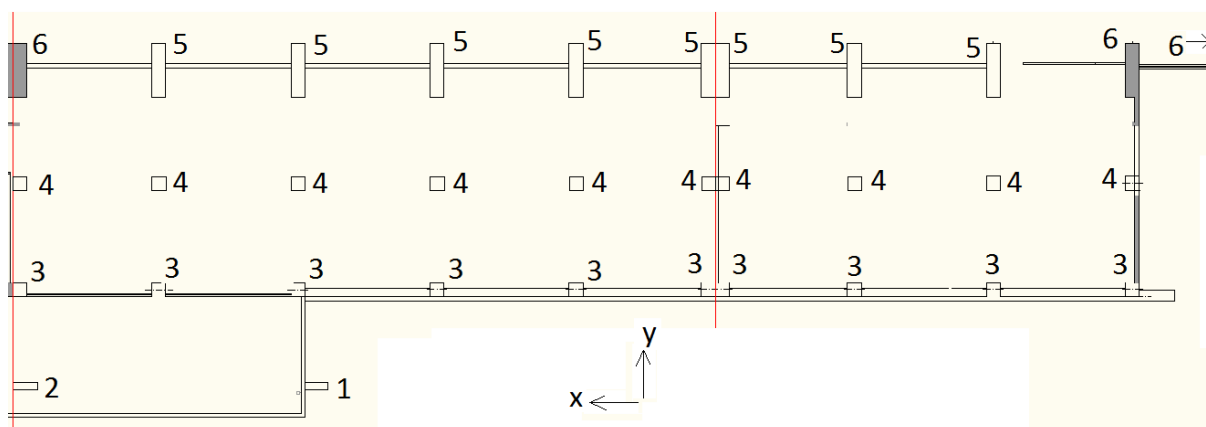


Figura 7.16 – Diferentes tipos de pilares do bloco 2 e 3

7.2.1.1. Pilar 1

Quadro 7.33 – Armadura longitudinal do pilar 1

M_x	M_y	N	b (x)	h (y)	μ_x	μ_y	v	$\bar{w}$	AS_{total}	AS_{max}	AS_{min}	Varões	AS_{real}
kN.m	kN.m	kN	m	m	-	-	-	-	cm ²	cm ²	cm ²	-	cm ²
6	617	580	0,30	2,00	0,00	0,03	0,01	0,00	-	240,00	12,00	14Ø16	28.15
27	1046	367	0,30	2,00	0,01	0,05	0,01	0,00	-	240,00	12,00	14Ø16	28.15
60	640	378	0,30	2,00	0,02	0,03	0,01	0,00	-	240,00	12,00	14Ø16	28.15

Quadro 7.34 – Armadura de esforço transversal e cintagem em x do pilar 1

V_x	z_x	θ_x	Asw/s_x	Asw/s_{min}	Varões	AS_{real}
kN	m	°	cm ² /m	cm ² /m	-	cm ² /m
451	1.62	22	2.58	2.4	2r	5.02
Ø8//20						

Quadro 7.35 – Armadura de esforço transversal e cintagem em y do pilar 1

V_y	z_y	θ_y	Asw/s_y	Asw/s_{min}	Varões	AS_{real}
kN	m	°	cm ² /m	cm ² /m	-	cm ² /m
20	0.243	22	0.76	16.00	7r	17.57
Ø8//20						

7.2.1.2. Pilar 2

Quadro 7.36 – Armadura longitudinal do pilar 2

M_x	M_y	N	b (x)	h (y)	μ_x	μ_y	v	$\bar{w}$	AS_{total}	AS_{max}	AS_{min}	Varões	AS_{real}
kN.m	kN.m	kN	m	m	-	-	-	-	cm ²	cm ²	cm ²	-	cm ²
7	169	433	1,00	0,30	0,00	0,03	0,32	0,00	-	120,00	6,00	8Ø16	16.09
12	378	269	1,00	0,30	0,01	0,08	0,20	0,00	-	120,00	6,00	8Ø16	16.09
46	254	317	1,00	0,30	0,03	0,05	0,23	0,00	-	120,00	6,00	8Ø16	16.09

Quadro 7.37 – Armadura de esforço transversal e cintagem em x do pilar 2

V_x	z_x	θ_x	Asw/s_x	Asw/s_{min}	Varões	AS_{real}
kN	m	º	cm ² /m	cm ² /m	-	cm ² /m
135	0.81	22	1.54	2.4	2r Ø8//20	5.02

Quadro 7.38 – Armadura de esforço transversal e cintagem em y do pilar 2

V_y	z_y	θ_y	Asw/s_y	Asw/s_{min}	Varões	AS_{real}
kN	m	º	cm ² /m	cm ² /m	-	cm ² /m
16	0.243	22	0.61	8.00	4r Ø8//20	10.04

7.2.1.3. Pilar 3

Quadro 7.39 – Armadura longitudinal do pilar 3

M_x	M_y	N	b (x)	h (y)	μ_x	μ_y	v	$\bar{w}$	AS_{total}	AS_{max}	AS_{min}	Varões	AS_{real}
kN.m	kN.m	kN	m	m	-	-	-	-	cm ²	cm ²	cm ²	-	cm ²
87	3	2563	0,60	0,60	0,02	0,00	0,47	0,00	-	144,00	7,20	8Ø16	16.09
117	224	259	0,60	0,60	0,03	0,06	0,05	0,00	-	144,00	7,20	8Ø16	16.09
270	0	517	0,60	0,60	0,08	0,00	0,10	0,00	-	144,00	7,20	8Ø16	16.09

Quadro 7.40 – Armadura de esforço transversal e cintagem em x do pilar 3

V_x	z_x	θ_x	Asw/s_x	Asw/s_{min}	Varões	AS_{real}
kN	m	°	cm ² /m	cm ² /m	-	cm ² /m
119	0.486	22	2.27	4.8	3r Ø8//20	7.53

Quadro 7.41 – Armadura de esforço transversal e cintagem em y do pilar 3

V_y	z_y	θ_y	Asw/s_y	Asw/s_{min}	Varões	AS_{real}
kN	m	°	cm ² /m	cm ² /m	-	cm ² /m
208	0.486	22	3.97	4.8	3r Ø8//20	7.53

7.2.1.4. Pilar 4

Quadro 7.42 – Armadura longitudinal do pilar 4

M_x	M_y	N	b (x)	h (y)	μ_x	μ_y	v	$\bar{w}$	AS_{total}	AS_{max}	AS_{min}	Varões	AS_{real}
kN.m	kN.m	kN	m	m	-	-	-	-	cm ²	cm ²	cm ²	-	cm ²
16	7	1600	0,40	0,40	0,02	0,01	0,67	0,00	-	64,00	3,68	4Ø16	8.04
23	102	569	0,40	0,40	0,02	0,10	0,24	0,00	-	64,00	3,20	4Ø16	8.04
107	2	995	0,40	0,40	0,10	0,00	0,41	0,00	-	64,00	3,20	4Ø16	8.04

Quadro 7.43 – Armadura de esforço transversal e cintagem em x do pilar 4

V_x	z_x	θ_x	Asw/s_x	Asw/s_{min}	Varões	AS_{real}
kN	m	°	cm ² /m	cm ² /m	-	cm ² /m
38	0.324	22	1.09	3.2	2r Ø8//20	5.02

Quadro 7.44 – Armadura de esforço transversal e cintagem em y do pilar 4

V_y	z_y	θ_y	Asw/s_y	Asw/s_{min}	Varões	AS_{real}
kN	m	°	cm ² /m	cm ² /m	-	cm ² /m
45	0.324	22	1.29	3.2	2r Ø8//20	5.02

7.2.1.5. Pilar 5, parte inferior, onde o pilar é dividido em dois

Quadro 7.45 – Armadura longitudinal da parte inferior do pilar 5

M_x	M_y	N	b (x)	h (y)	μ_x	μ_y	v	$\bar{w}$	AS_{total}	AS_{max}	AS_{min}	Varões	AS_{real}
kN.m	kN.m	kN	m	m	-	-	-	-	cm ²	cm ²	cm ²	-	cm ²
92	39	2297	0,60	0,80	0,01	0,01	0,24	0,00	-	192,00	9,60	14Ø16	28.15
136	147	1347	0,60	0,80	0,02	0,03	0,14	0,00	-	192,00	9,60	14Ø16	28.15
222	127	1359	0,60	0,80	0,03	0,03	0,14	0,00	-	192,00	9,60	14Ø16	28.15

Quadro 7.46 – Armadura de esforço transversal e cintagem em x da parte inferior do pilar 5

V_x	z_x	θ_x	Asw/s_x	Asw/s_{min}	Varões	AS_{real}
kN	m	º	cm ² /m	cm ² /m	-	cm ² /m
51	0.486	22	0.98	6.4	5r	12.55
Ø8//20						

Quadro 7.47 – Armadura de esforço transversal e cintagem em y da parte inferior do pilar 5

V_y	z_y	θ_y	Asw/s_y	Asw/s_{min}	Varões	AS_{real}
kN	m	º	cm ² /m	cm ² /m	-	cm ² /m
118	0.324	22	1.69	4.8	4r	10.04
Ø8//20						

7.2.1.6. Pilar 5, parte superior

Quadro 7.48 – Armadura longitudinal parte superior do pilar 5

M_x	M_y	N	b (x)	h (y)	μ_x	μ_y	v	$\bar{w}$	AS_{total}	AS_{max}	AS_{min}	Varões	AS_{real}
kN.m	kN.m	kN	m	m	-	-	-	-	cm ²	cm ²	cm ²	-	cm ²
69	8	4573	0,60	2,30	0,00	0,00	0,06	0,00	-	552,00	27,60	20Ø16	40.22
556	60	1211	0,60	2,30	0,01	0,00	0,02	0,00	-	552,00	27,60	20Ø16	40.22
1209	17	1265	0,60	2,30	0,02	0,00	0,02	0,00	-	552,00	27,60	20Ø16	40.22

Quadro 7.49 – Armadura de esforço transversal e cintagem em x da parte superior do pilar 5

V_x	z_x	θ_x	Asw/s_x	Asw/s_{min}	Varões	AS_{real}
kN	m	º	cm ² /m	cm ² /m	-	cm ² /m
89	0.486	22	1.70	18.4	8r	26.8
Ø8//20						

Quadro 7.50 – Armadura de esforço transversal e cintagem em y da parte superior do pilar 5

V_y	z_y	θ_y	Asw/s_y	Asw/s_{min}	Varões	AS_{real}
kN	m	°	cm ² /m	cm ² /m	-	cm ² /m
215	1.863	22	1.07	6.4	4r	10.04
Ø8//20						

7.2.1.7. Pilar 6

Quadro 7.51 – Armadura longitudinal do pilar 6

M_x	M_y	N	b (x)	h (y)	μ_x	μ_y	v	$\bar{w}$	AS_{total}	AS_{max}	AS_{min}	Varões	AS_{real}
kN.m	kN.m	kN	m	m	-	-	-	-	cm ²	cm ²	cm ²	-	cm ²
815	12	2896	0,60	2,30	0,02	0,00	0,04	0,00	-	552,00	27,60	16Ø16	32.16
1935	293	1055	0,60	2,30	0,04	0,02	0,01	0,00	-	552,00	27,60	16Ø16	32.16
1935	293	1055	0,60	2,30	0,04	0,02	0,01	0,00	-	552,00	27,60	16Ø16	32.16

Quadro 7.52 – Armadura de esforço transversal e cintagem em x do pilar 6

V_x	z_x	θ_x	Asw/s_x	Asw/s_{min}	Varões	AS_{real}
kN	m	°	cm ² /m	cm ² /m	-	cm ² /m
80	0.486	22	1.52	18.40	8r	20.08
Ø8//20						

Quadro 7.53 – Armadura de esforço transversal e cintagem em y do pilar 6

V_y	z_y	θ_y	Asw/s_y	Asw/s_{min}	Varões	AS_{real}
kN	m	°	cm ² /m	cm ² /m	-	cm ² /m
316	1.863	22	1.57	4.8	3r	2.53
Ø8//20						

7.2.2. VIGAS

7.2.2.1. Vigas longitudinais do piso à cota 178.1

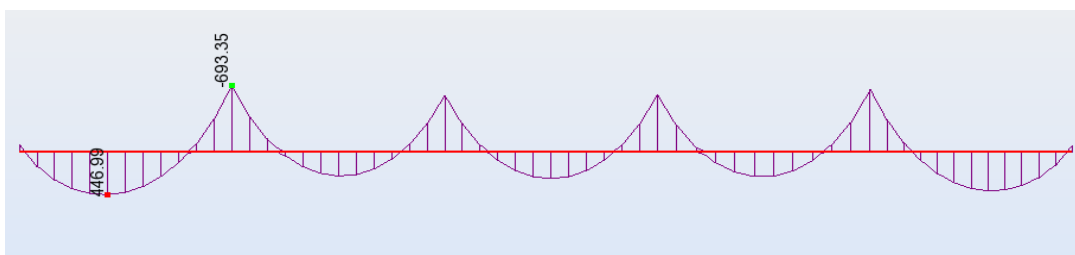


Figura 7.17 – Diagrama de momentos flectores das vigas do piso à cota 178.1

Quadro 7.54 – Armadura longitudinal

	M	b	h	d	μ	A'/A	$\bar{w}$	A	AS_{min}	Varões	AS_{real}
	kN/m	m	m	m	-	-	-	cm ²	cm ²	-	cm ²
Negativo	693	0,4	0,9	0,85	0,144	0,2	0,157	20,462	4,60	5Ø25	24.54
										+	+
										2Ø20	6.28
Positivo	447	0,4	0,9	0,85	0,093	0,5	0,100	13,033	4,60	2Ø25	9.82
										+	+
										5Ø20	15.71

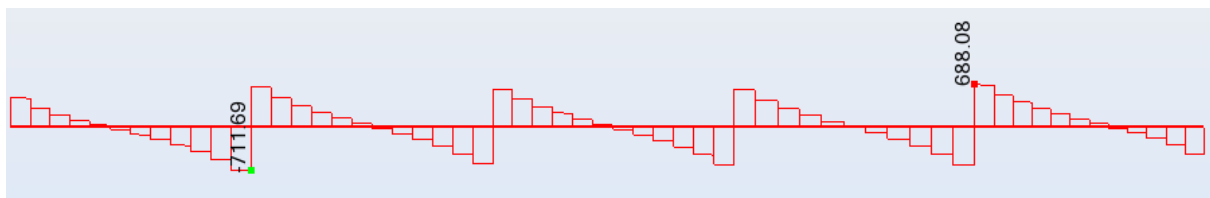


Figura 7.18 – Diagrama de esforço transverso das vigas do piso à cota 178.1

Quadro 7.55 – Armadura de esforço transverso

	V	z	θ_y	Asw/s	Varões	AS_{real}
	kN	m	º	cm ² /m	-	cm ² /m
Asw/s_{min}	415	0.77	22	3.20	2r Ø8//20	5.02
	712	0.77	22	8.58	4r Ø8//20	10.04

7.2.2.2. Vigas longitudinais do piso à cota 182.6



Figura 7.19 – Diagrama de momentos flectores das vigas do piso à cota 182.6

Quadro 7.56 – Armadura de longitudinal

	M	b	h	d	μ	A'/A	$\bar{w}$	A	AS_{min}	Varões	AS_{real}
	kN/m	m	m	m	-	-	-	cm ²	cm ²	-	cm ²
Negativo	513	0,3	0,8	0,75	0,182	0,2	0,199	17,16	3,04	4Ø25	19.64
										+	+
										2Ø20	6.28
Positivo	245	0,3	0,8	0,75	0,087	1	0,092	7,94	3,04	2Ø25	9.82
										+	+
										3Ø20	9.43

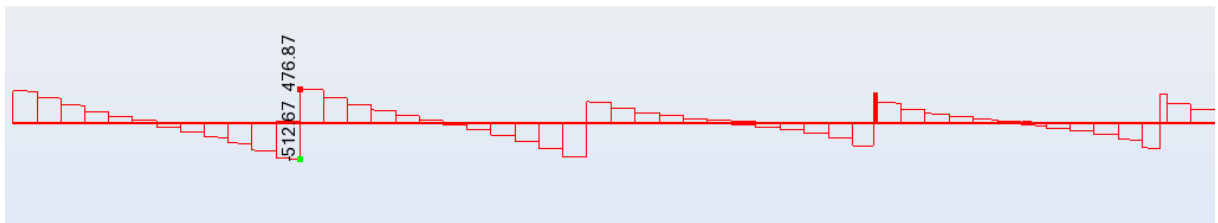


Figura 7.20 – Diagrama de esforço transverso das vigas do piso à cota 182.6

Quadro 7.57 – Armadura de esforço transverso

	V	z	θ_y	Asw/s	Varões	AS_{real}
	kN	m	º	cm ² /m	-	cm ² /m
Asw/s_{min}	227	0.75	22	2.4	2r	5.02
					Ø8//20	
	513	0.75	22	6.36	3r	7.53
					Ø8//20	

7.2.2.3. Viga do terraço do piso à cota 182.6

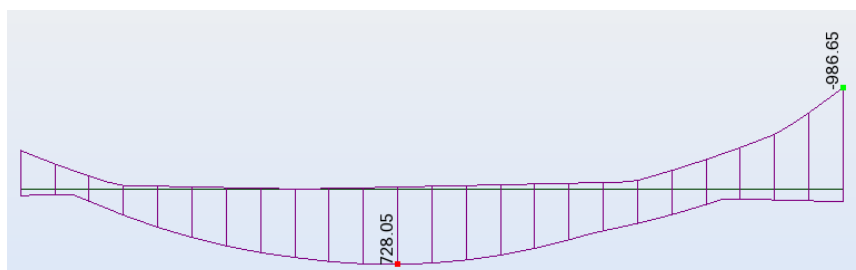


Figura 7.21 – Diagrama de momentos flectores da viga do terraço do piso à cota 182.6

Quadro 7.58 – Armadura de longitudinal

	M	b	h	d	μ	A'/A	$\bar{w}$	A	AS_{min}	Varões	AS_{real}
	kN/m	m	m	m	-	-	-	cm ²	cm ²	-	cm ²
Negativo	987	0,3	2	1,15	0,149	0,2	0,162	21,42	4,66	5Ø25	24.54
										+	+
										2Ø20	6.28
Positivo	728	0,3	2	1,15	0,110	0,5	0,117	15,47	4,66	2Ø25	9.82
										+	+
										5Ø20	15.71



Figura 7.22 – Diagrama de esforço transverso da viga do terraço do piso à cota 182.6

Quadro 7.59 – Armadura de esforço transverso

	V	Z	θ_y	Asw/s	Varões	AS_{real}
	kN	M	º	cm ² /m	-	cm ² /m
Asw/s _{min}	515	0.75	22	2.4	2r	5.02
					Ø8//20	
	491	1.7	22	2.68	2r	5.02
					Ø8//20	

7.2.2.4. Vigas transversais do piso à cota 182.6



Figura 7.23 – Diagrama de momentos flectores das vigas transversais do piso à cota 182.6

Quadro 7.60 – Armadura de longitudinal

	M	b	h	d	μ	A'/A	$\bar{w}$	A	AS_{min}	Varões	AS_{real}
	kN/m	m	m	m	-	-	-	cm ²	cm ²	-	cm ²
Negativo	1419	0,5	1,1	1,05	0,154	0,2	0,168	33,81	7,10	7Ø25	34.36
										+	+
										2Ø20	6.28
Positivo	715	0,5	1,1	1,05	0,078	0,5	0,084	16,91	7,10	2Ø25	9.82
										+	+
										6Ø20	18.85

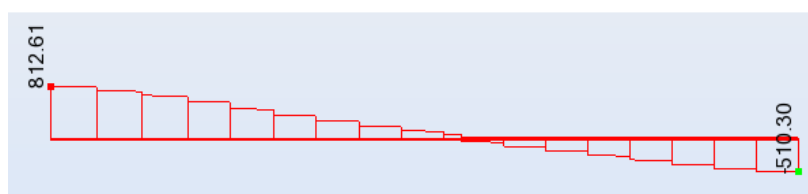


Figura 7.25 – Diagrama de esforço transverso das vigas transversais do piso à cota 182.6

Quadro 7.61 – Armadura de esforço transverso

	V	z	θ_y	Asw/s	Varões	AS_{real}
	kN	m	º	cm ² /m	-	cm ² /m
Asw/s _{min}	513	0.95	22	4	2r	5.02
					Ø8//20	
	813	0.95	22	7.95	4r	10.04
					Ø8//20	

7.2.2.5. Vigas longitudinais da cobertura

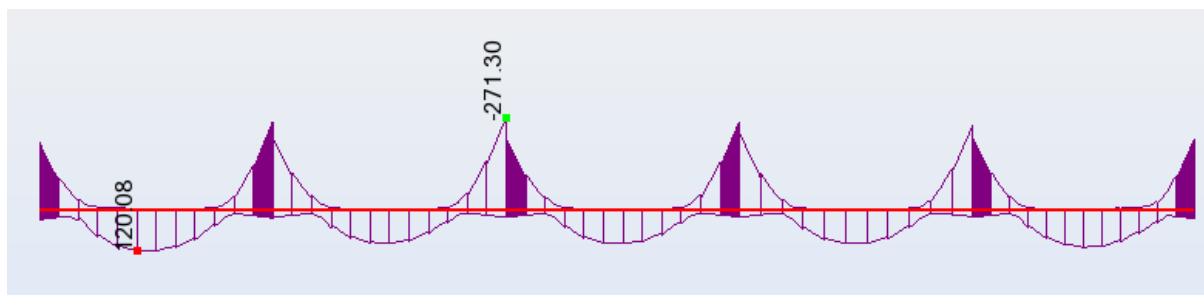


Figura 7.26 – Diagrama de momentos flectores das vigas da cobertura

Quadro 7.62 – Armadura longitudinal

	M	b	h	d	μ	A'/A	$\bar{w}$	A	AS_{min}	Varões	AS_{real}
	kN/m	m	m	m	-	-	-	cm ²	cm ²	-	cm ²
Negativo	271	0,3	0,7	0,65	0,128	0,2	0,139	10,39	2,64	4Ø20	12.57
										+	+
										2Ø20	6.28
Positivo	120	0,3	0,7	0,65	0,057	0,5	0,062	4,63	2,64	2Ø20	6.28
										+	+
										3Ø20	9.43



Figura 7.27 – Diagrama de esforço transverso das vigas da cobertura

Quadro 7.63 – Armadura de esforço transverso

	V	z	θ_y	Asw/s	Varões	AS_{real}
	kN	m	º	cm ² /m	-	cm ² /m
Asw/s _{min}	307	0.57	22	2.4	2r	5.02
					Ø8//20	
	280	0.57	22	4.73	2r	5.02
					Ø8//20	

7.2.2.6. Viga onde apoia a ponte rolante

Esforços na viga:

Combinação estado limite último

$$N_{sd \max} = 200 \text{ kN (tração)}$$

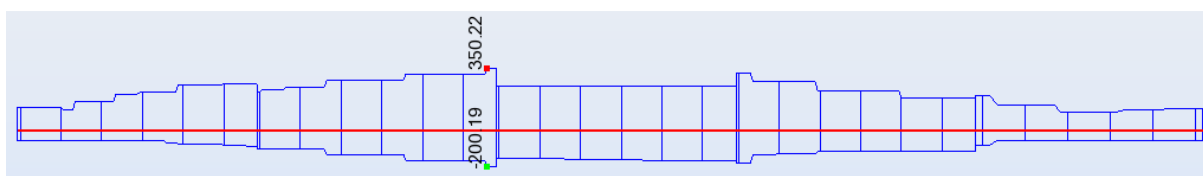


Figura 7.28 – Diagrama de esforço axial da viga da ponte rolante

$$M_{sd \max, z} = 175 \text{ kN.m}$$

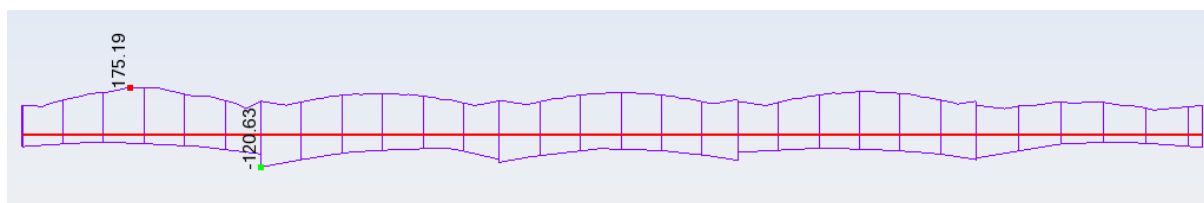


Figura 7.29 – Diagrama de momentos flectores na direcção horizontal da viga da ponte rolante

$$M_{sd\ max,y} = 2112\text{kN.m}$$

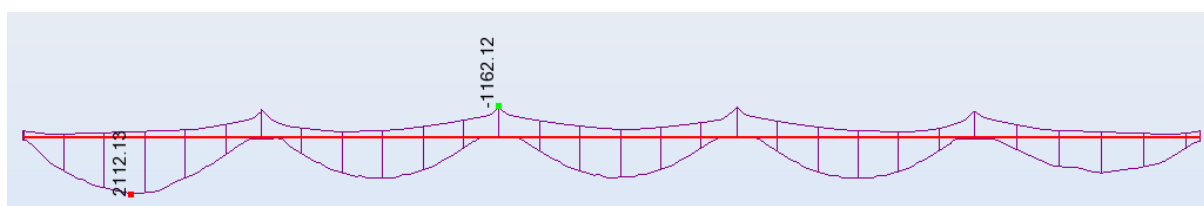


Figura 7.30 – Diagrama de momentos flectores na direcção vertical da viga da ponte rolante

Combinação característica

$$N_{sd\ max} = 164\text{kN (tracção)}$$

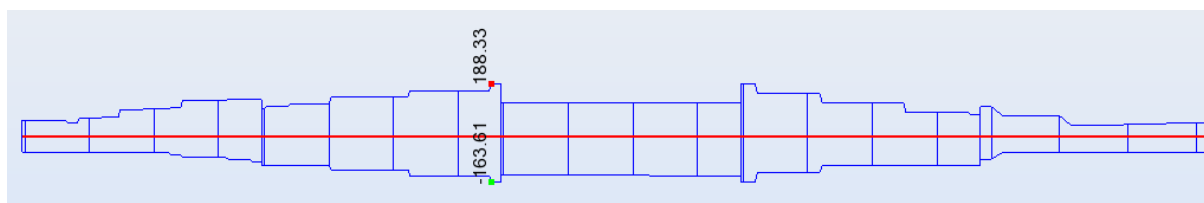


Figura 7.31 – Diagrama de esforço axial da viga da ponte rolante

$$M_{sd\ max,z} = 113\text{kN.m}$$

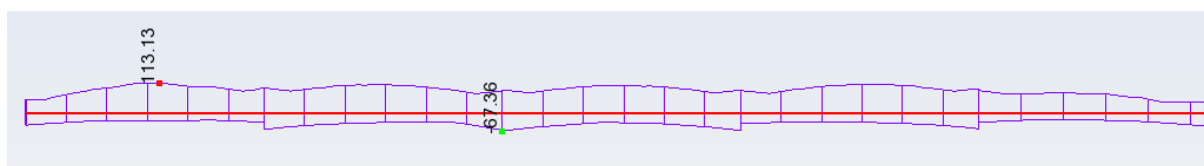


Figura 7.32 – Diagrama de momentos flectores na direcção horizontal da viga da ponte rolante

$$M_{sd\ max,y} = 1250\text{kN.m}$$

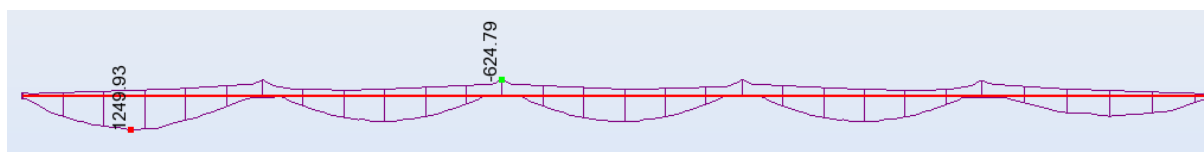


Figura 7.33 – Diagrama de momentos flectores na direcção vertical da viga da ponte rolante

Pré-esforço:

$$\sigma_c \leq \frac{P_\infty}{A} + \frac{M_y}{I_y} z + \frac{M_z}{I_z} y + \frac{N_{sd}}{A}$$

Para a combinação estado limite último $P_\infty = -5189\text{kN}$, com $\sigma_c = -\frac{f_{ctk,0.05}}{1.5} = -1.2\text{MPa}$

Para a combinação estado limite último $P_\infty = -4592\text{kN}$, com $\sigma_c = 0\text{ MPa}$

$P_{max} = 6418\text{kN} \rightarrow A_p = 43\text{cm}^2 \rightarrow 30\text{ cordões } 0.6'' f_{puk} = 1860\text{ MPa}$

Armadura longitudinal

$$AS_{min}=125\text{cm}^2 \rightarrow 30\text{Ø}25 \rightarrow 147.27\text{cm}^2$$

Armadura de esforço transverso na direcção vertical (z)

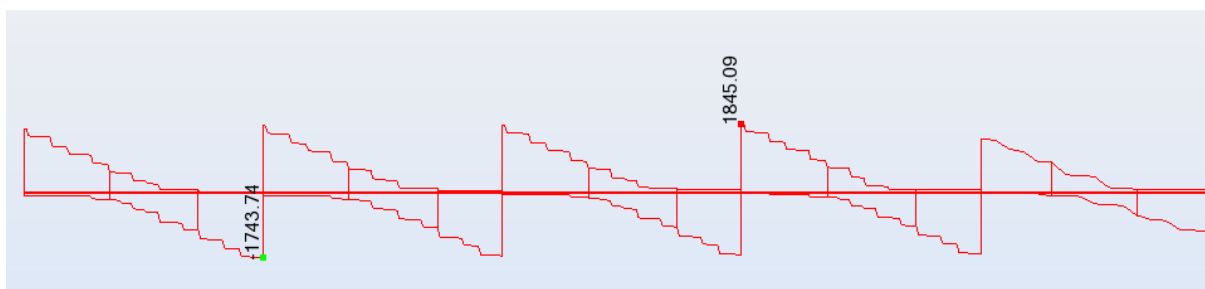


Figura 7.34 – Diagrama de esforço transverso na direcção vertical (z) da viga da ponte rolante

Quadro 7.64 – Armadura de esforço transverso

V	z	θ_y	Asw/s	Asw/s,min	Varões	AS _{real}
kN	m	°	cm ² /m	cm ² /m	-	cm ² /m
1845	1.6	22	10.71	8.00	5r	12.55
Ø8//20						

Armadura de esforço transverso na direcção horizontal (y)

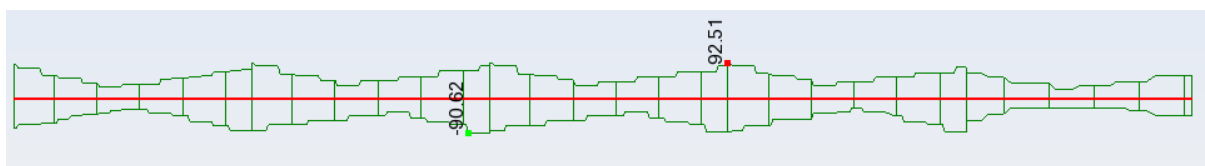


Figura 7.35 – Diagrama de esforço transverso na direcção horizontal (y) da viga da ponte rolante

Quadro 7.65 – Armadura de esforço transverso

V	z	θ_y	Asw/s	Asw/s,min	Varões	AS _{real}
kN	m	°	cm ² /m	cm ² /m	-	cm ² /m
93	0.85	22	1.02	16.00	8r Ø8//20	20.08

7.2.3. LAJES

As lajes aligeiradas, nos alinhamentos de pilares, paralelos à direcção em que estas trabalham, não têm blocos de aligeiramento, sendo maciças nessas zonas. A armadura nesse local é equivalente à de duas nervuras juntas.

7.2.3.1. Laje do piso à cota 178.1

Quadro 7.66 – Armadura longitudinal

	M	b	h	d	μ	A'/A	$\bar{w}$	A	AS _{min}	Varões	AS _{real}
	kN/m	m	m	m	-	-	-	cm ²	cm ²	-	cm ²
Negativo	120	1	0,33	0,29	0,086	0,2	0,090	10,01	3,92	Ø12//10	11.31
Positivo	65	1	0,33	0,29	0,046	0,2	0,046	5,11	3,92	Ø12//15	7.54

7.2.3.2. Laje com blocos de aligeiramento do piso à cota 182.6

Quadro 7.67 – Armadura longitudinal

	M	b	h	d	μ	A'/A	$\bar{w}$	A	AS _{min}	Varões	AS _{real}
	kN/m	m	m	m	-	-	-	cm ²	cm ²	-	cm ²
Negativo	120	1	0,5	0,45	0,036	0,2	0,037	6,38	6,08	Ø12//15	7.54
Positivo	130	1	0,5	0,45	0,039	0,2	0,041	7,07	6,08	3Ø20	9.43

7.2.3.3. Laje maciça do piso à cota 182.6

Quadro 7.68 – Armadura longitudinal

	M	b	h	d	μ	A'/A	$\bar{w}$	A	AS _{min}	Varões	AS _{real}
	kN/m	m	m	m	-	-	-	cm ²	cm ²	-	cm ²
Negativo	75	1	0,25	0,2	0,113	0,2	0,122	9,35	2,70	Ø12//10	11.31
Positivo	20	1	0,25	0,2	0,030	1	0,030	2,30	2,70	Ø12//15	7.54

7.2.3.4. Laje da cobertura

Quadro 7.69 – Armadura longitudinal

	M	b	h	d	μ	A'/A	$\bar{w}$	A	AS_{min}	Varões	AS_{real}
	kN/m	m	m	m	-	-	-	cm ²	cm ²	-	cm ²
Negativo	65	1	0,37	0,32	0,038	0,2	0,041	5,03	4,33	Ø12//15	7.54
Positivo	50	1	0,37	0,32	0,029	0,2	0,030	3,68	4,33	2Ø20	6.28

8

CONCLUSÃO

Em qualquer tipo de edifício com uma utilização diferente das utilizações convencionais, é de extrema importância a utilização de regulamentos específicos ao tipo de edifícios em questão, pois a diferença entre vários regulamentos pode ser significativa. Neste caso, observou-se uma grande discrepância entre o valor das sobrecargas obtidas a partir do RSA e do CEMIG. Em nenhum dos casos o RSA se mostrou mais gravoso do que o CEMIG.

Na busca da solução estrutural com menor recurso de materiais, foram propostas várias alternativas. Após todas elas estarem pré-dimensionadas verificou-se que o principal critério de selecção não foi a quantidade de material necessário, pois a diferença era pouco significativa, mas sim a complexidade de execução e a quantidade de mão-de-obra. Nos tempos que correm, estes são os factores que necessitam de uma maior racionalização.

As dimensões de todos os elementos, calculadas na fase de pré-dimensionamento, mostraram-se adequadas aos seus próprios esforços. No caso particular dos pilares, em que na fase de pré-dimensionamento se admitiram secções bem mais robustas do que as obtidas algebricamente, verificou-se que não necessitavam de armadura para resistir aos seus esforços. Isso é vantajoso, pois assim garante-se que todo o pilar está à compressão, o que implica que este não vai fissurar, e assim a estrutura fica mais protegida contra o passar dos anos. Neste tipo de obras, em que o betão é produzido na obra a um baixo custo, e o espaço não está condicionado, interessa ter estruturas robustas de modo a diminuir as tensões no betão, aumentando a durabilidade dos edifícios sem problemas de avarias.

Para dimensionar todas as peças de modo a terem apenas a armadura necessária, seria necessário ter em obra todos os tipos de varões e os espaçamentos variavam de peça para peça. Esta construção seria mais complicada, a probabilidade de ocorrência de erros era muito grande e a produtividade seria baixa. Deste modo, embora se aumentasse de forma significativa a quantidade de aço a usar, diminuiu-se ao máximo o tipo de varões diferentes a utilizar.

BIBLIOGRAFIA

Departamento de Engenharia Civil de Geração (1994). Critérios de projecto civil de usinas hidrelétricas. Companhia Energética de Minas Gerais (CEMIG), Belo Horizonte.

EN 1992-1-1 (2004). Eurocódigo 2: Projecto de estruturas de betão – Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios. Comité Europeu de Normalização (CEN), Bruxelas.

EN 1993-1-1 (2005). Eurocódigo 3: Projecto de estruturas de aço – Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios. Comité Europeu de Normalização (CEN), Bruxelas.

REBAP (2007). Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado. Porto Editora, Porto.

RSAEEP (2007). Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes. Porto Editora, Porto.

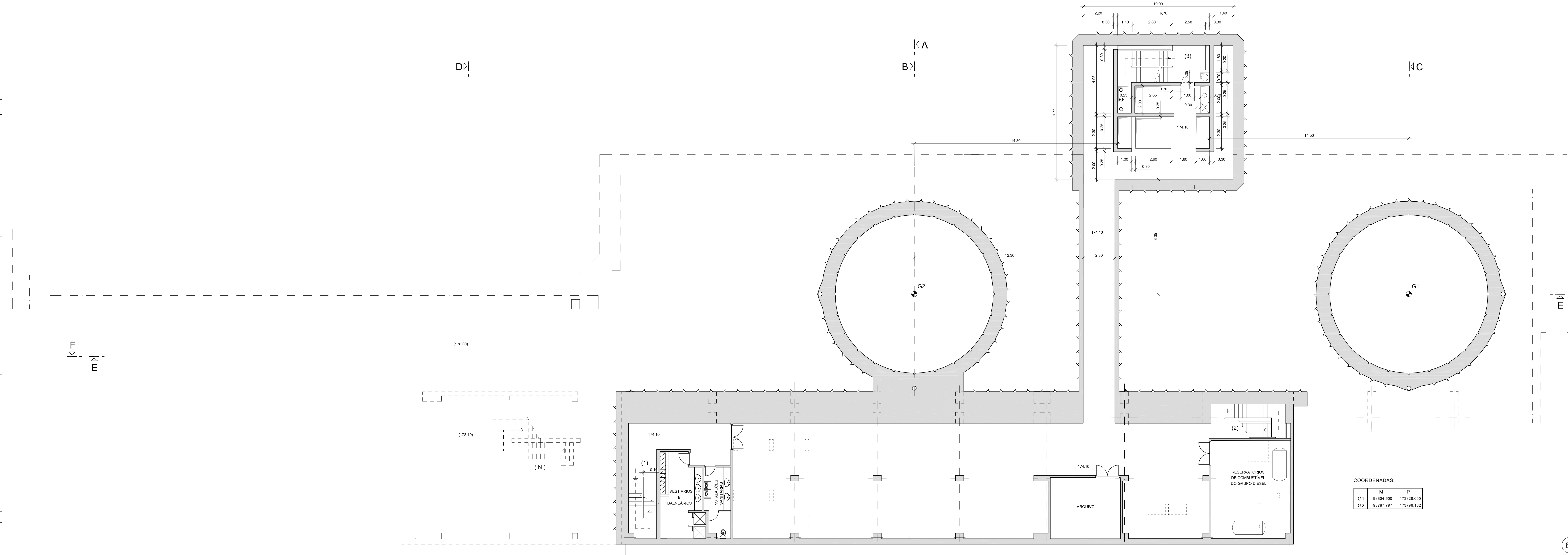
Wikipédia (2010): <http://pt.wikipedia.org/wiki/Barragens>, Portugal.

ANEXOS

ANEXO A

Plantas e cortes do edifício

ESTE SISTEMA E INDEPENDENTE DA REPRESENTAÇÃO DA DEPENDÊNCIA E E CONDIÇÃO. REGRAS DE PROJETO PARA SER ALTERNADO O COMANDO A INICIAR A AUTOMATIZAÇÃO DESEJA DA DEPENDÊNCIA.



COORDENADAS:		
	M	P
G1	93804.600	173828.000
G2	93767.787	173796.162

ACABAMENTOS DAS SUPERFÍCIES					
SUPERFÍCIE		ACABAMENTO		ACABAMENTO	
PAVIMENTO		PINTURA AUTONIVELANTE		PINTURA SIKAFLOOR	
PAREDES		AZULEJO (60x60 cm)		PINTURA SIKAGARD E AÇO INOX	
PILARES		PINTURA SIKAGARD			
VIGAS E TECTOS		PINTURA SIKAGARD			
LOUÇAS SANITÁRIAS		SÉRIE INDUSA E BALCÃO EM MÁRMORE RUIVINA			

SUPERFÍCIE		ACABAMENTO	
PAVIMENTO		PINTURA AUTONIVELANTE	
PAREDES		AZULEJO (60x60 cm)	
TECTOS		PINTURA ANTIFUNGOS	

SUPERFÍCIE		ACABAMENTO	
PAREDES		PINTURA SIKAFLOOR	
CORRIMÃO		PINTURA SIKAGARD E AÇO INOX	

PORTAS METÁLICAS		PINTURA A ESMALTE	
------------------	--	-------------------	--

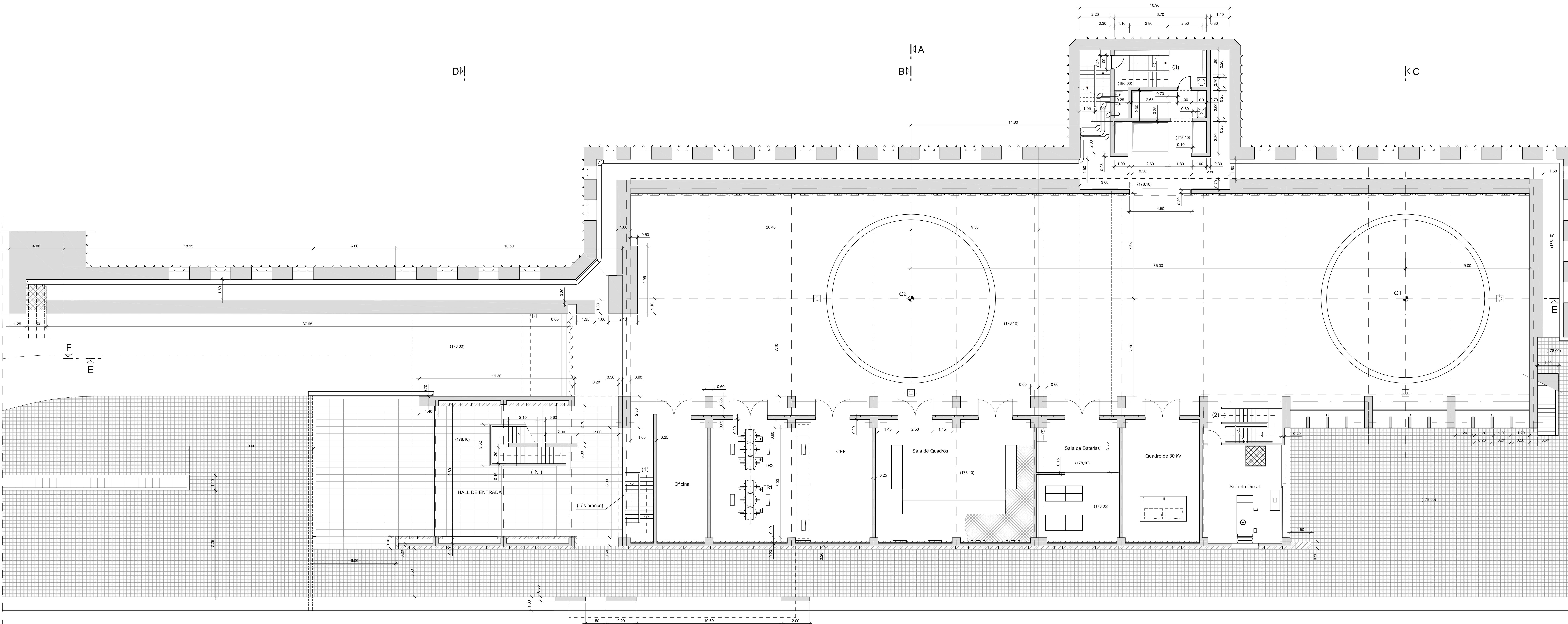
At	Data	Designação	Data	Edifício	Var./Cont.	Var.	Cont.
Exec. Engenheiro							
Projeto		EDP - Gestão da Produção de Energia, S.A.					

Projeto	2079P0937/07	Projeto	2079P0937/07
Empreitada Geral de Construção		Empreitada Geral de Construção	
Processo de Concurso		Processo de Concurso	
Central e Subestação		Central e Subestação	
Edifício de Descarga, Montagem e Comando		Edifício de Descarga, Montagem e Comando	
Planta a Cota 174.10		Planta a Cota 174.10	
Definição de Betões		Definição de Betões	

Projeto	2079P0937/07	Projeto	2079P0937/07
Empreitada Geral de Construção		Empreitada Geral de Construção	
Processo de Concurso		Processo de Concurso	
Central e Subestação		Central e Subestação	
Edifício de Descarga, Montagem e Comando		Edifício de Descarga, Montagem e Comando	
Planta a Cota 174.10		Planta a Cota 174.10	
Definição de Betões		Definição de Betões	

Projeto	2079P0937/07	Projeto	2079P0937/07
Empreitada Geral de Construção		Empreitada Geral de Construção	
Processo de Concurso		Processo de Concurso	
Central e Subestação		Central e Subestação	
Edifício de Descarga, Montagem e Comando		Edifício de Descarga, Montagem e Comando	
Planta a Cota 174.10		Planta a Cota 174.10	
Definição de Betões		Definição de Betões	

ESTE PLANO E HIERARQUIA DA REPRESENTAÇÃO DO PROJETO E E CONSIDERADA, PARA ALEGAÇÃO DE RESPONSABILIDADE, A RESPONSABILIDADE DO PROJETO E E CONSIDERADA, PARA ALEGAÇÃO DE RESPONSABILIDADE, A RESPONSABILIDADE DO PROJETO



ACABAMENTOS DAS SUPERFÍCIES

HALL DE ENTRADA NOBRE		ESCALADA NOBRE (N)		SALA DE QUADROS		SALA DE BATERIAS		TRANSFORMADORES, DIESEL, CEF, SALA DE 30 kV E OFICINA		PAVIMENTOS EXTERIORES	
SUPERFÍCIE	ACABAMENTO	SUPERFÍCIE	ACABAMENTO	SUPERFÍCIE	ACABAMENTO	SUPERFÍCIE	ACABAMENTO	SUPERFÍCIE	ACABAMENTO	SUPERFÍCIE	ACABAMENTO
PAVIMENTO	LAJEADO DE GRANITO	DEGRAUS	GRANITO (1º degrau) E MADEIRA	PAVIMENTO	PINTURA AUTONIVELANTE E PISO FALSO EM CHAPA XADREZ	PAVIMENTO	PINTURA AUTONIVELANTE	PAVIMENTO	AUTO NIVELANTE	PAVIM.	LAJEADO DE GRANITO
PAREDES	ALVENARIA DE GRANITO, BETÃO À VISTA, MÁRMORE LÍOS BACON, MADEIRA DE PAU-DE-ÍNDIA E PANGA PANGA NAS ORLAS	GUARDAS	MÁRMORE BRANCO E AÇO INOX	PAREDES	PINTURA SIKAGARD	PAREDES	PINTURA SIKAGARD	PAREDES	PINTURA SIKAGARD	ACESSO DIESEL	CUBOS DE GRANITO (10x10 cm)
ARMÁRIO		CORRIMÃO	BETÃO BUIARADO A 1/2 PICO	TECTO	PINTURA SIKAGARD	PAREDE DA PIA	ARDÓSIA	TECTOS	PINTURA SIKAGARD	ESTACIONAMENTO	CUBOS DE GRANITO (10x10 cm)
TECTO	BETÃO À VISTA		AÇO P/ PINTAR			TECTO	PINTURA SIKAGARD			SEPARADOR DO ESTACIONAMENTO	PAV. - LAJETAS DE GRANITO SERRADO (5cm)

ESCALADAS 1 e 3		ESCALADA 2		NAVE		POÇO DE ACESSO E BARRAMENTOS	
SUPERFÍCIE	ACABAMENTO	SUPERFÍCIE	ACABAMENTO	SUPERFÍCIE	ACABAMENTO	SUPERFÍCIE	ACABAMENTO
DEGRAUS	PINTURA SIKAFLOOR	DEGRAUS	PINTURA SIKAFLOOR	PAVIMENTO	PINTURA AUTONIVELANTE CÔR RAL 7015, JUNTAS DE TRABALHO EM BARRAS DE AÇO INOX 32x6 (Formando Quadrícula)	PAVIMENTO	PINTURA AUTONIVELANTE
PAREDES	PINTURA SIKAGARD	PAREDES	PINTURA SIKAGARD	PAREDES	ALVENARIA DE GRANITO E PINTURA SIKAGARD SOBRE BETÃO FRISO EM GRANITO POLIDO (Petro Absoluto) NA PAREDE DE MONTANTE (Viz. Cortes)	GALERIA DE DRENAGEM	PINTURA SIKAFLOOR
CORRIMÃO	PINTURA SIKAGARD	CORRIMÃO	PINTURA SIKAGARD E AÇO INOX	PILARES	PINTURA SIKAGARD	PAREDES E TECTOS	PINTURA SIKAGARD
TECTOS DOS LANÇOS	PINTURA SIKAGARD	TECTOS DOS LANÇOS	PINTURA SIKAGARD	TECTOS	PINTURA SIKAGARD	PORTA DO ELEVADOR	PINTURA A ESMALTE
				VIGAS	PINTURA SIKAGARD		
				PORTÃO	TIPO BOSTWICK		

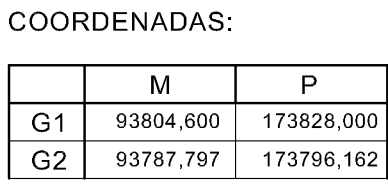
COORDENADAS:

	M	P
G1	93804.600	173828.000
G2	93787.787	173786.182

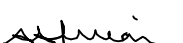
Edp	Projeto	2079P0938/07
Edp	Empreitada Geral de Construção	0.1/0.1
Edp	Processo de Concurso	0.1/0.1
Edp	Central e Subestação	0.1/0.1
Edp	Edifício de Descarga, Montagem e Comando	0.1/0.1
Edp	Planta à Cota 178.10	1:100
Edp	Definição de Betões	Substituição por



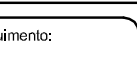
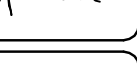
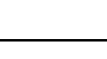
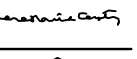
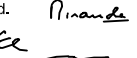
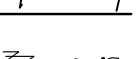
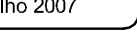
	M	P
G1	93804,600	173828,000
G2	93787,797	173796,162



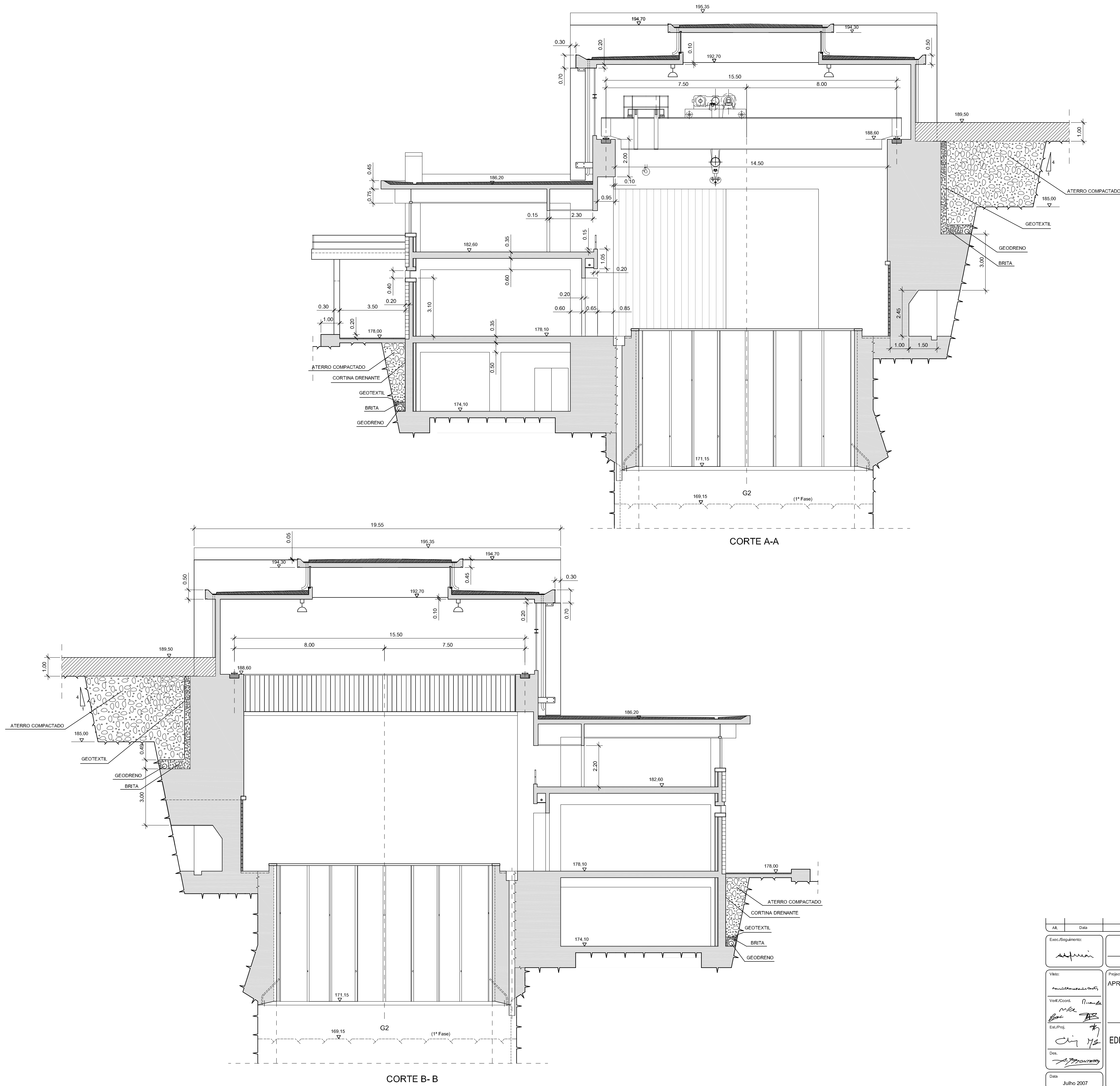
EXTERIOR / INTERIOR
AÇO INOX AÇO GALVANIZADO P/ PINTAR
PRUMOS PRÉ-FABRICADOS EM BETÃO BUJARDADOS A 1/2 PICO

18	2007	Designação	2007	Lot-Top	Lot-Comp	Matr.	Class.
Local designado: 		 EDP - Gestão da Produção de Energia, S.A.					
Nome: Identificação: Voto(s): Assinatura: Data:		Projeto: APROVEITAMENTO HIDROELECTRICO DO BAIXO SABOR ESCALÃO DE MONTANTE EMPRESA GERAL DE CONSTRUÇÃO PROCESSO DE CONCURSO CENTRAL E SUBESTAÇÃO EDIFÍCIO DE DESCARGA, MONTAGEM E COMANDO PLANTA A COTA 189.60		Proprietário:  Número: 207.09.094.1/07 Data: 01/10/11 Valor: 0.19.999.999,00 Escalas: 1:100 Semelhança: Substituição:			
Data: Julho 2007		DEFINIÇÃO DE BETÕES					

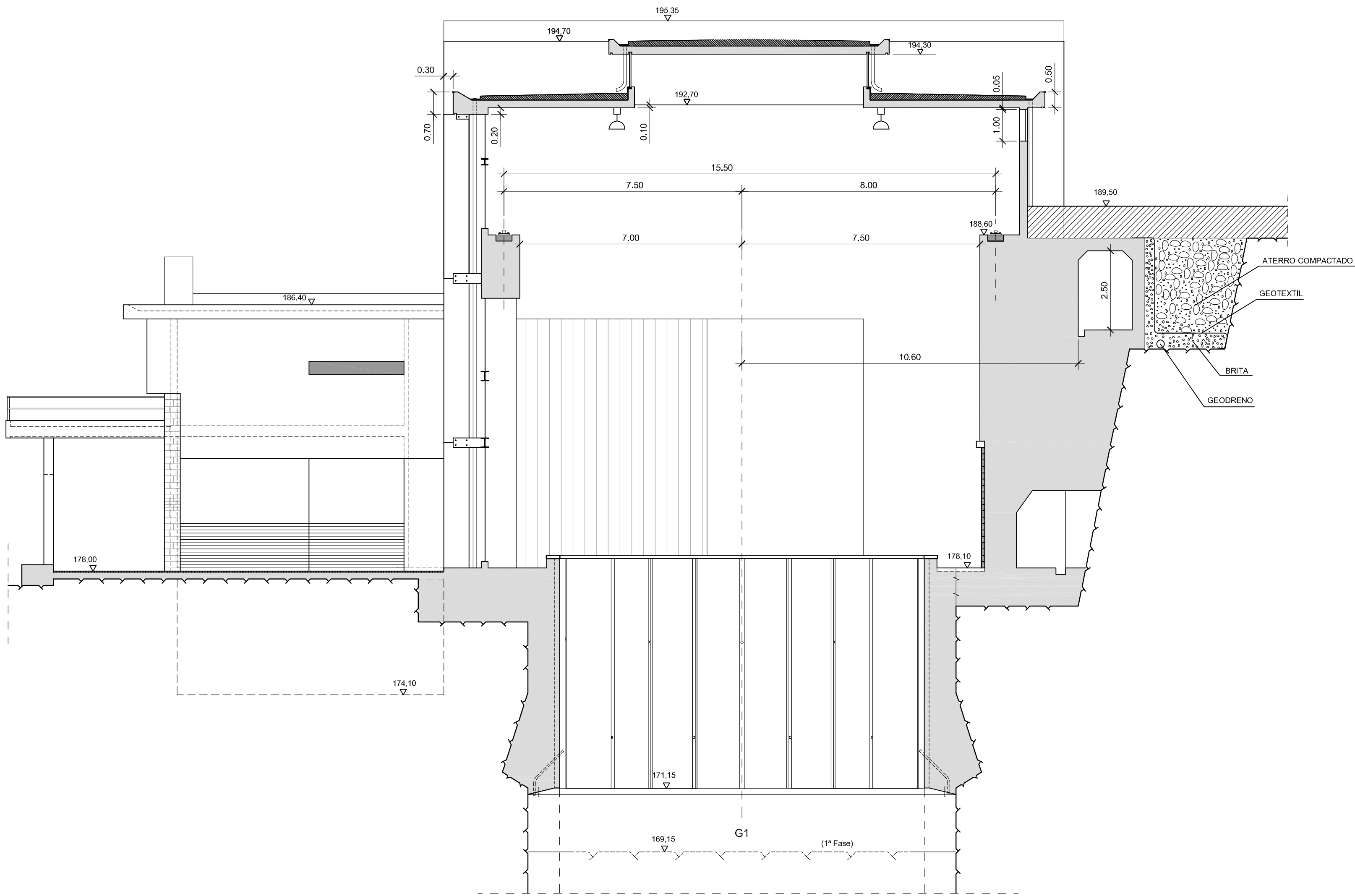
(*) - Descarga e Subestação

Ata	Data	Descrição	Obs.	Ed. PTE	Ver. Comp.	Valor	Unid.
Ext. Diagramas: 							
		EDP - Gestão da Produção de Energia, S.A.					
Voto: 	Projeto: APROVEITAMENTO HIDROELECTRICO DO BAIXO SABOR ESCALÃO DE MONTANTE EMPREITADA GERAL DE CONSTRUÇÃO PROCESSO DE CONCURSO	Proposta: 					
Voto/Grau:  Voto/Grau:  Voto/Grau:  Voto/Grau: 	Classificação: 						
Data: 	Classificação: 2,079 P0 9,42 / 0,7						
Data: 	Classificação: 0,1 (0,1) 0,1						
Data: 	Classificação: 0,0 (0,0) 9,9 (9,9) 0,0 (0,0)						
Data: Julho 2007	Escalas: 1-100						
		Quantidade: Indefinido por					
		Planta de Cobertura DEFINIÇÃO DE BETÕES					

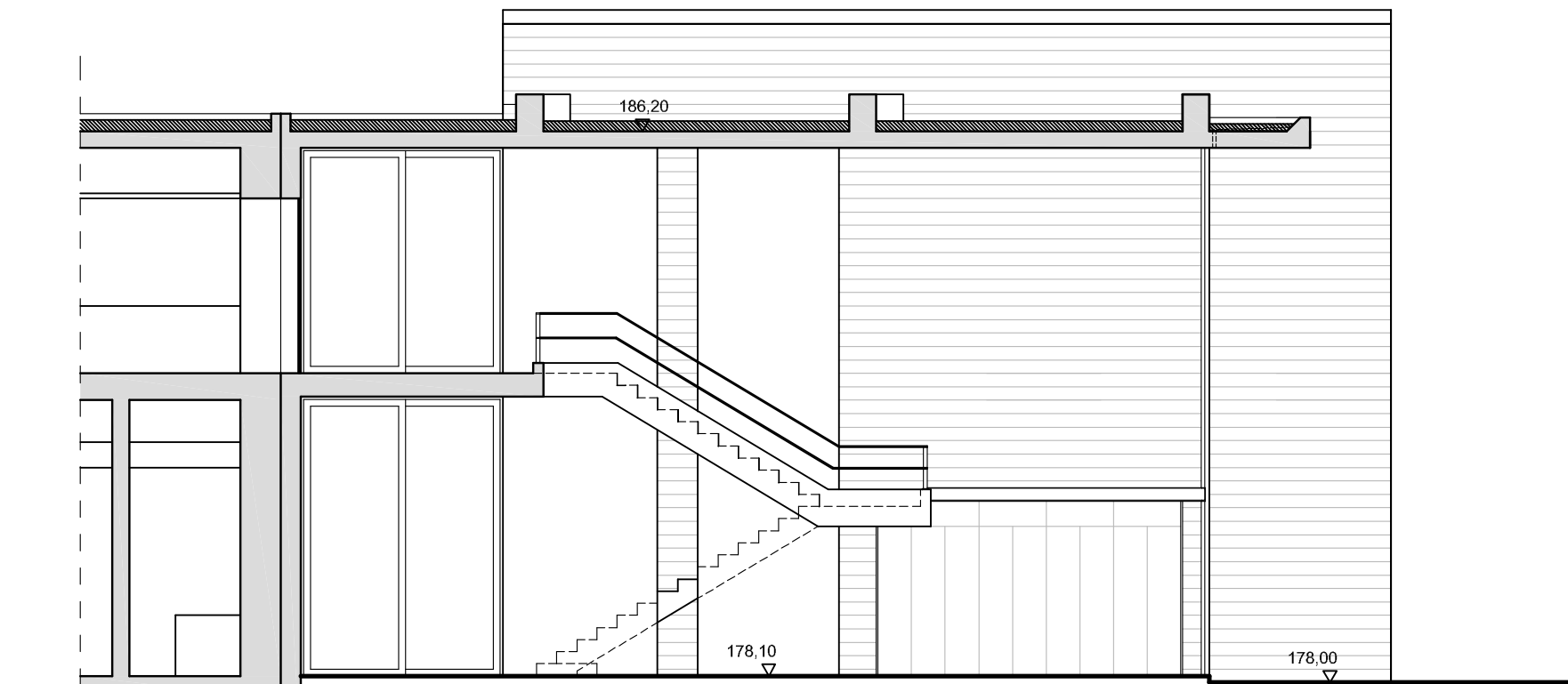
ESTE DESENHO É PROPRIEDADE DA EDP PRODUÇÃO. E É CONFIDENCIAL. REPRODUZIR SEM AUTORIZAÇÃO ESCRITA DA EDP PRODUÇÃO.



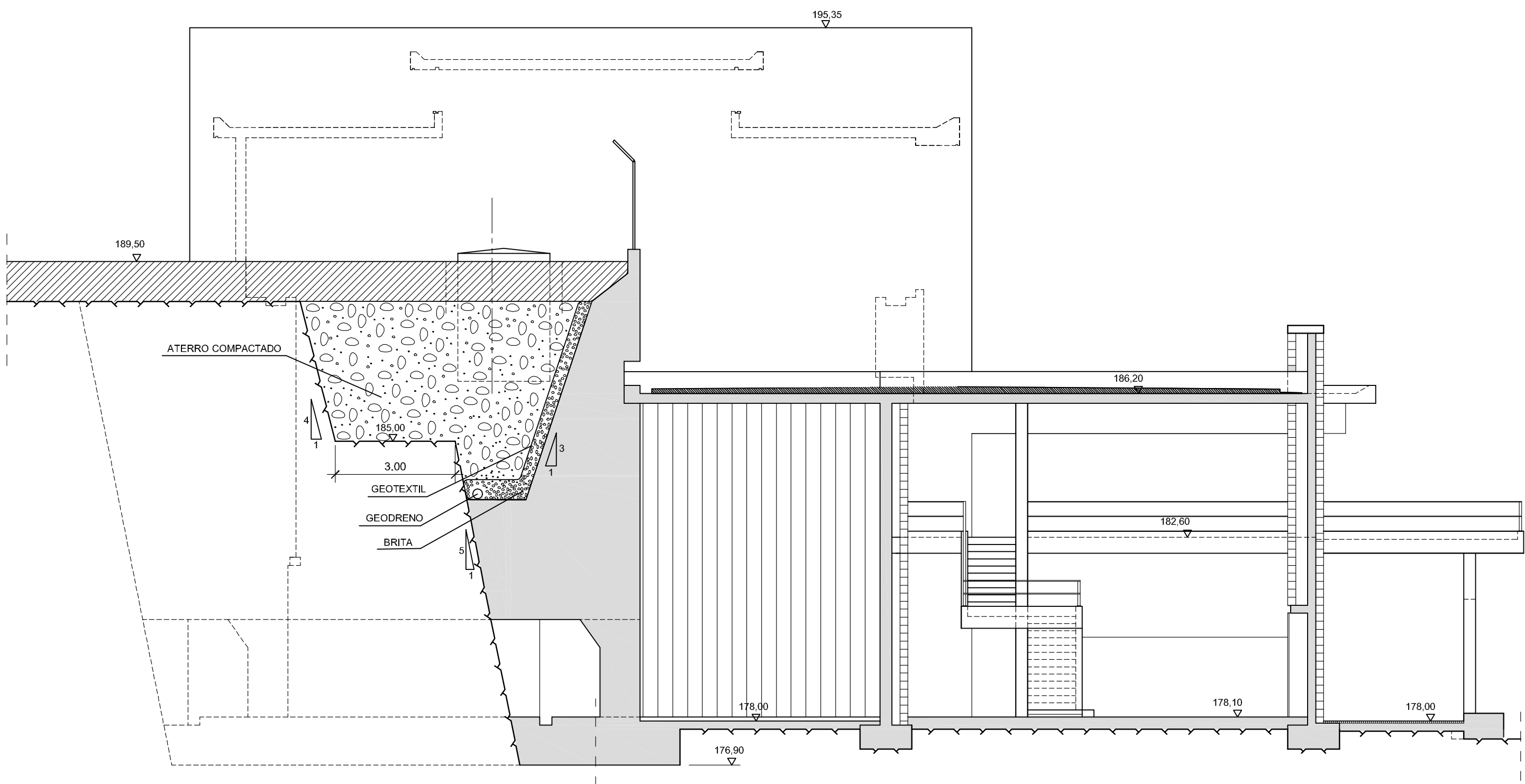
Alt.	Data	Designação	Des.	Est./Proj.	Ver./Cont.	Visto	Exec.
Exec./Seguinte:							
Visto:		Projecto:		Projectista:			
Verif./Coord.		APROVEITAMENTO HIDROELÉCTRICO DO BAIXO SABOR					
Est./Proj.		ESCALÃO DE MONTANTE		20,79P0944 / 0,7			
Des.		EMPREITADA GERAL DE CONSTRUÇÃO		0,1 / 0,1			
Data		PROCESSO DE CONCURSO		0,0 / 0,0			
		CENTRAL E SUBESTAÇÃO		Escalas: 1:100			
		EDIFÍCIO DE DESCARGA, MONTAGEM E COMANDO		Substituído por:			
		CORTES A-A e B-B					
		DEFINIÇÃO DE BETÕES					



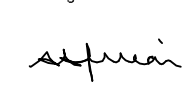
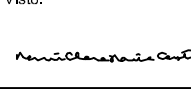
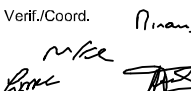
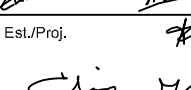
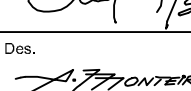
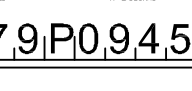
CORTE C-C



CORTE LONGITUDINAL PELA RECEPÇÃO



CORTE D-D

Alt.	Data	Designação	Des.	Est./Proj.	Ver./Cont.	Visto	Exec.
Exec./Seguinte:		 EDP - Gestão da Produção de Energia, S.A.					
Visto:	 Ver./Coord.  Est./Proj.  Des. 	Projecto: APROVEITAMENTO HIDROELÉCTRICO DO BAIXO SABOR ESCALÃO DE MONTANTE EMPREITADA GERAL DE CONSTRUÇÃO PROCESSO DE CONCURSO CENTRAL E SUBESTAÇÃO EDIFÍCIO DE DESCARGA, MONTAGEM E COMANDO CORTES C-C e D-D DEFINIÇÃO DE BETÕES	Projectista:  Visto:  Escalas: 1:100 Substituído por:	0,1 / 0,1 0,1 / 0,1 0,1 / 0,1			
Data	Julho 2007						

Este documento é propriedade da EDP e não pode ser usado ou copiado sem a autorização expressa da EDP.

Verificação: 15/07/2007 15:22:41

A
B
C
D
E
F
G
H

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

11

CENTRAL DE MONTANTE

ALÇADO SUDESTE

ALÇADO NORDESTE

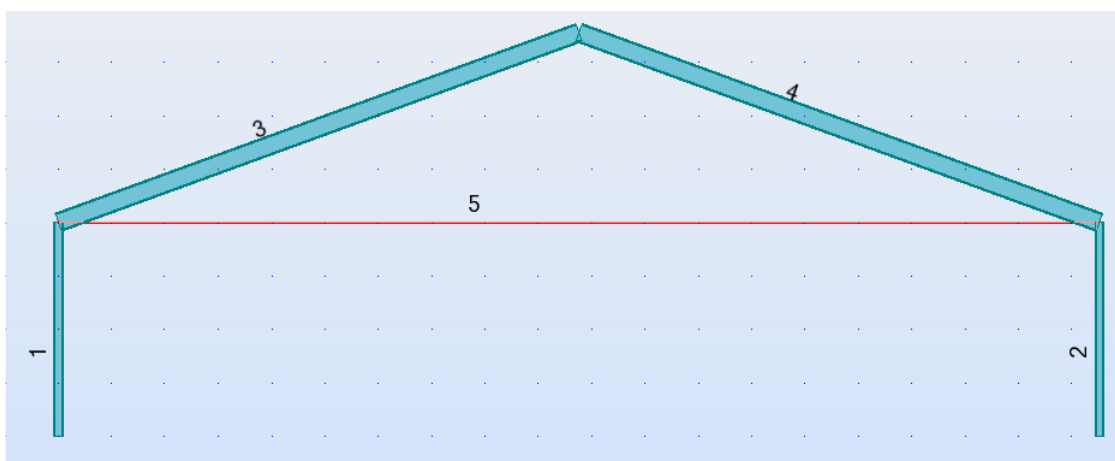
ALÇADO SUDOESTE

Alc.	Definição de Betões	Desenho	Des.	El.	Pls.	Ar.	Inst.	Out.	Out.
 EDP - Centro de Produção de Energia, S.A.									
Projeto		Projeto							
APROVEITAMENTO HIDROELECTRICO DO BAIXO SABOR		207.9P0947.07							
ESCALÃO DE MONTANTE		0.1/0.1							
EMPREITADA GERAL DE CONSTRUÇÃO		0.1/0.1							
PROCESSO DE CONCURSO		0.1/0.1							
CENTRAL E SUBESTAÇÃO		0.1/0.1							
EDIFÍCIO DE DESCARGA, MONTAGEM E COMANDO		0.1/0.1							
ALÇADOS		0.1/0.1							
DEFINIÇÃO DE BETÕES		0.1/0.1							

ANEXO B

Verificação da resistência seccional e da estabilidade das barras
da solução 2 da cobertura metálica.

A numeração das barras é de acordo com a seguinte figura:



Símbolo	Valores	Unidade	Descrição do símbolo	Artigo
BARRA: 1 Pilar 1 ; COORDEN ADA: x = 0.00 L = 0.00 m				
Característi cas da secção : HEA 180				
Ax	45.25	cm ²	Área da secção transversal	
Ay	37.93	cm ²	Área eficaz ao corte na direcção Y	
Az	14.47	cm ²	Área eficaz ao corte na direcção Y	
Ix	14.20	cm ⁴	Momento de inércia de torção	
Iy	2510.29	cm ⁴	Momento de inércia em relação ao eixo Y	
Iz	924.60	cm ⁴	Momento de inércia em relação ao eixo Z	
Wply	324.88	cm ³	Módulo de resistência plástico em relação ao eixo Y	
Wplz	156.50	cm ³	Módulo de resistência plástico em relação ao eixo Z	
h	17.1	cm	Altura da secção transversal	
b	18.0	cm	Largura da secção transversal	
tf	0.9	cm	Espessura do banzo	
tw	0.6	cm	Espessura da aba	
ry	7.4	cm	Raio de giração em relação ao eixo Y	
rz	4.5	cm	Raio de giração em relação ao eixo Z	
Material:				
Nome			S 355 (S 355)	
fy	355.00	MPa	Resistência de cálculo do material ao escoamento	(3.2)
fu	510.00	MPa	tensão limite de elasticidade - valor característico	(3.2)
gM0	1.00		Coefficiente de segurança parcial	(6.1.(1))
gM1	1.00		Coefficiente de segurança parcial	(6.1.(1))
gM2	1.25		Coefficiente de segurança parcial	(6.1.(1))
Designaçõe s de normas adicionais:				
EN112			EN 1991-1-2:2003 - Acções de fogo nas estruturas	
EN312			EN 1993-1-2:2005 - Estruturas de aço em situação de incêndio	
EN313			EN 1993-1-3:2005 - Estruturas de aço de perfis laminados em frio	
EN315			EN 1993-1-5:2005 - Estruturas de aço em chapas planas	
EC111			ECCS No111:2001 - Guia de disposições para os cálculos de fogo	
ENV311			ENV 1993-1-1:1992 - Estruturas de aço - norma geral	
Classe da secção				
cf	7.2	cm	espessura do banzo	(Table 5.2)
tf	0.9	cm	espessura do banzo	(Table 5.2)
cf/tf	7.58		Esbelteza da ala	(Table 5.2)
KLF	2		Classe da ala	(5.5.2)
cw	12.2	cm	altura da alma	(Table 5.2)
tw	0.6	cm	espessura da alma	(Table 5.2)
cw/tw	20.33		Esbelteza da aba	(Table 5.2)
KLW	1		Classe da aba	(5.5.2)
(hw/tw)lim	58.58		esbelteza limite da alma em corte	EN315(5.1)
hw/tw	25.33		esbelteza da alma em corte	EN315(5.1)
KLSZ	Plástico		Web class (shear)	EN315(5.1)

KL	2		Classe da secção	(5.5.2)
Parâmetros de análise de encurvadura				
Ao redor do eixo Y da secção				
Curva,y	b		Curva da encurvadura	(Table 6.2)
Lcr,y	4.00	m	Comprimento efectivo da encurvadura da barra	(6.3.1.2.(1))
Lam,y	53.70		Esbelteza da barra	(6.3.1.2.(1))
Lam_y	0.70		esbelteza relativa da barra para a encurvadura	(6.3.1.2.(1))
alfa,y	0.34		parâmetro de imperfecção	(6.3.1.2.(2))
fi,y	0.83		coeficiente para o cálculo de X	(6.3.1.2.(1))
Xy	0.78		Factor de redução para encurvadura	(6.3.1.2.(1))
Ny,b,Rd	1256.37	kN	Resistência de cálculo à encurvadura de barras comprimidas	(6.3.1.1.(3))
Ao redor do eixo Z da secção				
Curva,z	c		Curva da encurvadura	(Table 6.2)
Lcr,z	8.00	m	Comprimento efectivo da encurvadura da barra	(6.3.1.2.(1))
Lamz	176.98		Esbelteza da barra	(6.3.1.2.(1))
Lam_z	2.32		esbelteza relativa da barra para a encurvadura	(6.3.1.2.(1))
alfa,z	0.49		parâmetro de imperfecção	(6.3.1.2.(2))
fi,z	3.70		coeficiente para o cálculo de X	(6.3.1.2.(1))
Xz	0.15		Factor de redução para encurvadura	(6.3.1.2.(1))
Nz,b,Rd	243.86	kN	Resistência de cálculo à encurvadura de barras comprimidas	(6.3.1.1.(3))
Parâmetros de análise do encurvadura lateral				
XLT	1.00		Factor de redução para encurvadura lateral	(6.3.2.2.(1))
Parâmetros da análise da estabilidade global da barra				
métode de cálculo dos parâmetros de interacção - Anexo A				
Ncr,y	3251.79	kN	Esforço crítico de Euler na direcção Y	(Table A.1)
Ncr,z	299.43	kN	Esforço crítico de Euler na direcção Z	(Table A.1)
Miy	0.99		coeficiente para o cálculo dos coeficientes de interacção kij	(Table A.1)
Miz	0.59		coeficiente para o cálculo dos coeficientes de interacção kij	(Table A.1)
wy	1.11		coeficiente dependente da proporção dos factores de secção	(Table A.1)
wz	1.50		coeficiente dependente da proporção dos factores de secção	(Table A.1)
Lam_0	0.00		esbelteza relativa em encurvadura lateral (momento constante)	(Table A.1)
Cmy,0	1.00		parâmetro dependente da distribuição dos momentos flectores	(Table A.2)
Cmy	1.00		parâmetro dependente da distribuição dos momentos flectores	(Table A.1)

CmLT	1.00		parâmetro dependente da distribuição dos momentos flectores	(Table A.1)
aLT	0.99		coeficiente para o cálculo dos coeficientes de interacção kij	(Table A.1)
bLT	0.00		coeficiente para o cálculo de Cyy	(Table A.1)
Cyy	0.92		coeficiente para o cálculo dos coeficientes de interacção kij	(Table A.1)
dLT	0.00		coeficiente para o cálculo de Czy	(Table A.1)
Czy	0.61		coeficiente para o cálculo dos coeficientes de interacção kij	(Table A.1)
kyy	1.13		parâmetro de interacção	(Table A.1)
kzy	0.52		parâmetro de interacção	(Table A.1)
Esforços internos nos pontos característicos da secção				
N,Ed	135.40	kN	força axial N,Ed	
My,Ed	-11.09	kN*m	momento flector My,Ed	
Vz,Ed	10.61	kN	esforço transversal Vz,Ed	
Esforços de cálculo				
Nc,Rd	1606.42	kN	Resistência de cálculo à compressão	(6.2.4)
Nb,Rd	243.86	kN	Resistência de cálculo à encurvadura de barras comprimidas	(6.3.1.1)
Ao redor do eixo Y da secção				
My,pl,Rd	115.33	kN*m	Momento plástico resistente de cálculo	(6.2.5.(2))
My,el,Rd	104.23	kN*m	Momento último elástico	(6.2.5.(2))
My,c,Rd	115.33	kN*m	Momento último	(6.2.5.(2))
My,N,Rd	115.33	kN*m	Momento plástico resistente de cálculo reduzido	(6.2.9.1)
Vz,c,Rd	296.60	kN	Pesistência plástica de cálculo ao corte	(6.2.6.(2))
Formula de verificação:				
Control de resistência da secção:				
UFS[Nc]	0.08		N,Ed/Nc,Rd	(6.2.4.(1))
UFS[My]	0.10		My,Ed/My,c,Rd	(6.2.5.(1))
UFS[Vz]	0.04		Vz,Ed/Vz,c,Rd	(6.2.6.(1))
Control da estabilidade global da barra:				
UFB[Lambda a]	0.84		Max(Lambda,y/Lambda,max ; Lambda,z/Lambda,max)	estável
UFB[NyMy Mz]	0.22		$N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed/(XLT*My,Rk/gM1)$	(6.3.3.(4))
UFB[NzMy Mz]	0.61		$N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed/(XLT*My,Rk/gM1)$	(6.3.3.(4))
Solicitação:				
Taxa de trabalho (coeficiente)	0.61		Taxa de trabalho (coeficiente)	Perfil correcto

Símbolo	Valores	Unidade	Descrição do símbolo	Artigo
BARRA: 2 Pilar 2 ; COORDEN ADA: x = 0.00 L = 0.00 m				
Característi cas da secção : HEA 180				
Ax	45.25	cm2	Área da secção transversal	
Ay	37.93	cm2	Área eficaz ao corte na direcção Y	
Az	14.47	cm2	Área eficaz ao corte na direcção Y	
Ix	14.20	cm4	Momento de inércia de torção	
Iy	2510.29	cm4	Momento de inércia em relação ao eixo Y	
Iz	924.60	cm4	Momento de inércia em relação ao eixo Z	
Wply	324.88	cm3	Módulo de resistência plástico em relação ao eixo Y	
Wplz	156.50	cm3	Módulo de resistência plástico em relação ao eixo Z	
h	17.1	cm	Altura da secção transversal	
b	18.0	cm	Largura da secção transversal	
tf	0.9	cm	Espessura do banzo	
tw	0.6	cm	Espessura da aba	
ry	7.4	cm	Raio de giração em relação ao eixo Y	
rz	4.5	cm	Raio de giração em relação ao eixo Z	
Material:				
Nome			S 355 (S 355)	
fy	355.00	MPa	Resistência de cálculo do material ao escoamento	(3.2)
fu	510.00	MPa	tensão limite de elasticidade - valor característico	(3.2)
gM0	1.00		Coefficiente de segurança parcial	(6.1.(1))
gM1	1.00		Coefficiente de segurança parcial	(6.1.(1))
gM2	1.25		Coefficiente de segurança parcial	(6.1.(1))
Designaçõe s de normas adicionais:				
EN112			EN 1991-1-2:2003 - Acções de fogo nas estruturas	
EN312			EN 1993-1-2:2005 - Estruturas de aço em situação de incêndio	
EN313			EN 1993-1-3:2005 - Estruturas de aço de perfis laminados em frio	
EN315			EN 1993-1-5:2005 - Estruturas de aço em chapas planas	
EC111			ECCS No111:2001 - Guia de disposições para os cálculos de fogo	
ENV311			ENV 1993-1-1:1992 - Estruturas de aço - norma geral	
Classe da secção				
cf	7.2	cm	espessura do banzo	(Table 5.2)
tf	0.9	cm	espessura do banzo	(Table 5.2)
cf/tf	7.58		Esbelteza da ala	(Table 5.2)
KLF	2		Classe da ala	(5.5.2)
cw	12.2	cm	altura da alma	(Table 5.2)
tw	0.6	cm	espessura da alma	(Table 5.2)
cw/tw	20.33		Esbelteza da aba	(Table 5.2)
KLW	1		Classe da aba	(5.5.2)
(hw/tw)lim	58.58		esbelteza limite da alma em corte	EN315(5.1)

hw/tw	25.33		esbelteza da alma em corte	EN315(5.1)
KLSZ	Plástico		Web class (shear)	EN315(5.1)
KL	2		Classe da secção	(5.5.2)
Parâmetros de análise de encurvadura				
Ao redor do eixo Y da secção				
Curva,y	b		Curva da encurvadura	(Table 6.2)
Lcr,y	4.00	m	Comprimento efectivo da encurvadura da barra	(6.3.1.2.(1))
Lamy	53.70		Esbelteza da barra	(6.3.1.2.(1))
Lam_y	0.70		esbelteza relativa da barra para a encurvadura	(6.3.1.2.(1))
alfa,y	0.34		parâmetro de imperfecção	(6.3.1.2.(2))
fi,y	0.83		coeficiente para o cálculo de X	(6.3.1.2.(1))
Xy	0.78		Factor de redução para encurvadura	(6.3.1.2.(1))
Ny,b,Rd	1256.37	kN	Resistência de cálculo à encurvadura de barras comprimidas	(6.3.1.1.(3))
Ao redor do eixo Z da secção				
Curva,z	c		Curva da encurvadura	(Table 6.2)
Lcr,z	8.00	m	Comprimento efectivo da encurvadura da barra	(6.3.1.2.(1))
Lamz	176.98		Esbelteza da barra	(6.3.1.2.(1))
Lam_z	2.32		esbelteza relativa da barra para a encurvadura	(6.3.1.2.(1))
alfa,z	0.49		parâmetro de imperfecção	(6.3.1.2.(2))
fi,z	3.70		coeficiente para o cálculo de X	(6.3.1.2.(1))
Xz	0.15		Factor de redução para encurvadura	(6.3.1.2.(1))
Nz,b,Rd	243.86	kN	Resistência de cálculo à encurvadura de barras comprimidas	(6.3.1.1.(3))
Parâmetros de análise do encurvadura lateral				
XLT	1.00		Factor de redução para encurvadura lateral	(6.3.2.2.(1))
Parâmetros da análise da estabilidade e global da barra				
métode de cálculo dos parâmetros de interacção - Anexo A				
Ncr,y	3251.79	kN	Esforço crítico de Euler na direcção Y	(Table A.1)
Ncr,z	299.43	kN	Esforço crítico de Euler na direcção Z	(Table A.1)
Miy	0.99		coeficiente para o cálculo dos coeficientes de interacção kij	(Table A.1)
Miz	0.59		coeficiente para o cálculo dos coeficientes de interacção kij	(Table A.1)
wy	1.11		coeficiente dependente da proporção dos factores de secção	(Table A.1)
wz	1.50		coeficiente dependente da proporção dos factores de secção	(Table A.1)
Lam_0	0.00		esbelteza relativa em encurvadura lateral (momento constante)	(Table A.1)
Cmy,0	1.00		parâmetro dependente da distribuição dos momentos	(Table A.2)

			flectores	
Cmy	1.00		parâmetro dependente da distribuição dos momentos flectores	(Table A.1)
CmLT	1.00		parâmetro dependente da distribuição dos momentos flectores	(Table A.1)
aLT	0.99		coeficiente para o cálculo dos coeficientes de interacção kij	(Table A.1)
bLT	0.00		coeficiente para o cálculo de Cyy	(Table A.1)
Cyy	0.92		coeficiente para o cálculo dos coeficientes de interacção kij	(Table A.1)
dLT	0.00		coeficiente para o cálculo de Czy	(Table A.1)
Czy	0.61		coeficiente para o cálculo dos coeficientes de interacção kij	(Table A.1)
kyy	1.13		parâmetro de interacção	(Table A.1)
kzy	0.52		parâmetro de interacção	(Table A.1)
Esforços internos nos pontos característicos da secção				
N,Ed	135.40	kN	força axial N,Ed	
My,Ed	-25.31	kN*m	momento flector My,Ed	
Vz,Ed	7.59	kN	esforço transverso Vz,Ed	
Esforços de cálculo				
Nc,Rd	1606.42	kN	Resistência de cálculo à compressão	(6.2.4)
Nb,Rd	243.86	kN	Resistência de cálculo à encurvadura de barras comprimidas	(6.3.1.1)
Ao redor do eixo Y da secção				
My,pl,Rd	115.33	kN*m	Momento plástico resistente de cálculo	(6.2.5.(2))
My,el,Rd	104.23	kN*m	Momento último elástico	(6.2.5.(2))
My,c,Rd	115.33	kN*m	Momento último	(6.2.5.(2))
My,N,Rd	115.33	kN*m	Momento plástico resistente de cálculo reduzido	(6.2.9.1)
Vz,c,Rd	296.60	kN	Pesistência plástica de cálculo ao corte	(6.2.6.(2))
Formula de verificação:				
Control de resistência da secção:				
UFS[Nc]	0.08		N,Ed/Nc,Rd	(6.2.4.(1))
UFS[My]	0.22		My,Ed/My,c,Rd	(6.2.5.(1))
UFS[Vz]	0.03		Vz,Ed/Vz,c,Rd	(6.2.6.(1))
Control da estabilidade global da barra:				
UFB[Lambda a]	0.84		Max(Lambda,y/Lambda,max ; Lambda,z/Lambda,max)	estável
UFB[NyMy Mz]	0.36		$N,Ed/(Xy \cdot N,Rk/gM1) + kyy \cdot My,Ed/(XLT \cdot My,Rk/gM1)$	(6.3.3.(4))
UFB[NzMy Mz]	0.67		$N,Ed/(Xz \cdot N,Rk/gM1) + kzy \cdot My,Ed/(XLT \cdot My,Rk/gM1)$	(6.3.3.(4))
Solicitação:				
Taxa de trabalho (coeficiente)	0.67		Taxa de trabalho (coeficiente)	Perfil correcto

Símbolo	Valores	Unidade	Descrição do símbolo	Artigo
BARRA: 3 Viga 1 ; COORDENADA: x = 0.50 L = 5.19 m				
Características da secção : IPE 360				
Ax	72.73	cm ²	Área da secção transversal	
Ay	48.84	cm ²	Área eficaz ao corte na direcção Y	
Az	35.14	cm ²	Área eficaz ao corte na direcção Y	
Ix	36.20	cm ⁴	Momento de inércia de torção	
Iy	16265.60	cm ⁴	Momento de inércia em relação ao eixo Y	
Iz	1043.45	cm ⁴	Momento de inércia em relação ao eixo Z	
Wply	1019.22	cm ³	Módulo de resistência plástico em relação ao eixo Y	
Wplz	191.10	cm ³	Módulo de resistência plástico em relação ao eixo Z	
h	36.0	cm	Altura da secção transversal	
b	17.0	cm	Largura da secção transversal	
tf	1.3	cm	Espessura do banzo	
tw	0.8	cm	Espessura da aba	
ry	15.0	cm	Raio de giração em relação ao eixo Y	
rz	3.8	cm	Raio de giração em relação ao eixo Z	
Material:				
Nome			S 355 (S 355)	
fy	355.00	MPa	Resistência de cálculo do material ao escoamento	(3.2)
fu	510.00	MPa	tensão limite de elasticidade - valor característico	(3.2)
gM0	1.00		Coeficiente de segurança parcial	(6.1.(1))
gM1	1.00		Coeficiente de segurança parcial	(6.1.(1))
gM2	1.25		Coeficiente de segurança parcial	(6.1.(1))
Designações de normas adicionais:				
EN112			EN 1991-1-2:2003 - Acções de fogo nas estruturas	
EN312			EN 1993-1-2:2005 - Estruturas de aço em situação de incêndio	
EN313			EN 1993-1-3:2005 - Estruturas de aço de perfis laminados em frio	
EN315			EN 1993-1-5:2005 - Estruturas de aço em chapas planas	
EC111			ECCS No111:2001 - Guia de disposições para os cálculos de fogo	
ENV311			ENV 1993-1-1:1992 - Estruturas de aço - norma geral	
Classe da secção				
cf	6.3	cm	espessura do banzo	(Table 5.2)
tf	1.3	cm	espessura do banzo	(Table 5.2)
cf/tf	4.96		Esbelteza da ala	(Table 5.2)
KLF	1		Classe da ala	(5.5.2)
cw	29.9	cm	altura da alma	(Table 5.2)
tw	0.8	cm	espessura da alma	(Table 5.2)
cw/tw	37.33		Esbelteza da aba	(Table 5.2)
KLW	1		Classe da aba	(5.5.2)

(hw/tw)lim	58.58		esbelteza limite da alme em corte	EN315(5.1)
hw/tw	41.83		esbelteza da alma em corte	EN315(5.1)
KLSZ	Plástico		Web class (shear)	EN315(5.1)
KL	1		Classe da secção	(5.5.2)
Parâmetros de análise de encurvadura				
Ao redor do eixo Z da secção				
Curva,z	b		Curva da encurvadura	(Table 6.2)
Lcr,z	7.42	m	Comprimento efectivo da encurvadura da barra	(6.3.1.2.(1))
Lamz	195.90		Esbelteza da barra	(6.3.1.2.(1))
Lam_z	2.56		esbelteza relativa da barra para a encurvadura	(6.3.1.2.(1))
alfa,z	0.34		parâmetro de imperfecção	(6.3.1.2.(2))
fi,z	4.19		coeficiente para o cálculo de X	(6.3.1.2.(1))
Xz	0.13		Factor de redução para encurvadura	(6.3.1.2.(1))
Nz,b,Rd	344.23	kN	Resistência de cálculo à encurvadura de barras comprimidas	(6.3.1.1.(3))
Parâmetros de análise do encurvadura lateral				
XLT	1.00		Factor de redução para encurvadura lateral	(6.3.2.2.(1))
Parâmetros da análise da estabilidade global da barra				
métode de cálculo dos parâmetros de interacção - Anexo A				
Ncr,z	392.80	kN	Esforço crítico de Euler na direcção Z	(Table A.1)
Miy	1.00		coeficiente para o cálculo dos coeficientes de interacção kij	(Table A.1)
Miz	0.44		coeficiente para o cálculo dos coeficientes de interacção kij	(Table A.1)
wy	1.13		coeficiente dependente da proporção dos factores de secção	(Table A.1)
wz	1.50		coeficiente dependente da proporção dos factores de secção	(Table A.1)
Lam_0	0.00		esbelteza relativa em encurvadura lateral (momento constante)	(Table A.1)
Cmy,0	1.00		parâmetro dependente da distribuição dos momentos flectores	(Table A.2)
Cmy	1.00		parâmetro dependente da distribuição dos momentos flectores	(Table A.1)
CmLT	1.00		parâmetro dependente da distribuição dos momentos flectores	(Table A.1)
aLT	1.00		coeficiente para o cálculo dos coeficientes de interacção kij	(Table A.1)
bLT	0.00		coeficiente para o cálculo de Cyy	(Table A.1)
Cyy	1.00		coeficiente para o cálculo dos coeficientes de interacção kij	(Table A.1)
dLT	0.00		coeficiente para o cálculo de Czy	(Table A.1)
Czy	0.46		coeficiente para o cálculo dos coeficientes de interacção kij	(Table A.1)

kyy	1.00		parâmetro de interacção	(Table A.1)
kzy	0.54		parâmetro de interacção	(Table A.1)
Esforços internos nos pontos característicos da secção				
N,Ed	232.80	kN	força axial N,Ed	
My,Ed	99.22	kN*m	momento flector My,Ed	
Vz,Ed	-12.68	kN	esforço transversal Vz,Ed	
Esforços de cálculo				
Nc,Rd	2581.89	kN	Resistência de cálculo à compressão	(6.2.4)
Nb,Rd	344.23	kN	Resistência de cálculo à encurvadura de barras comprimidas	(6.3.1.1)
Ao redor do eixo Y da secção				
My,pl,Rd	361.82	kN*m	Momento plástico resistente de cálculo	(6.2.5.(2))
My,el,Rd	320.79	kN*m	Momento último elástico	(6.2.5.(2))
My,c,Rd	361.82	kN*m	Momento último	(6.2.5.(2))
My,N,Rd	361.82	kN*m	Momento plástico resistente de cálculo reduzido	(6.2.9.1)
Vz,c,Rd	720.17	kN	Pesistência plástica de cálculo ao corte	(6.2.6.(2))
Formula de verificação:				
Control de resistência da secção:				
UFS[Nc]	0.09		N,Ed/Nc,Rd	(6.2.4.(1))
UFS[My]	0.27		My,Ed/My,c,Rd	(6.2.5.(1))
UFS[Vz]	0.02		Vz,Ed/Vz,c,Rd	(6.2.6.(1))
Control da estabilidade global da barra:				
UFB[Lambda a]	0.93		Lambda,z / Lambda,max	estável
UFB[NzMy Mz]	0.82		$N,Ed/(X_z \cdot N,Rk/gM1) + kzy \cdot My,Ed/(XLT \cdot My,Rk/gM1)$	(6.3.3.(4))
Solicitação:				
Taxa de trabalho (coeficiente)	0.82		Taxa de trabalho (coeficiente)	Perfil correcto

Símbolo	Valores	Unidade	Descrição do símbolo	Artigo
BARRA: 4 Viga 2 ; COORDEN ADA: x = 0.50 L = 5.19 m				
Característi cas da secção : IPE 360				
Ax	72.73	cm2	Área da secção transversal	
Ay	48.84	cm2	Área eficaz ao corte na direcção Y	
Az	35.14	cm2	Área eficaz ao corte na direcção Y	
Ix	36.20	cm4	Momento de inércia de torção	
Iy	16265.60	cm4	Momento de inércia em relação ao eixo Y	
Iz	1043.45	cm4	Momento de inércia em relação ao eixo Z	
Wply	1019.22	cm3	Módulo de resistência plástico em relação ao eixo Y	
Wplz	191.10	cm3	Módulo de resistência plástico em relação ao eixo Z	
h	36.0	cm	Altura da secção transversal	
b	17.0	cm	Largura da secção transversal	
tf	1.3	cm	Espessura do banzo	
tw	0.8	cm	Espessura da aba	
ry	15.0	cm	Raio de giração em relação ao eixo Y	
rz	3.8	cm	Raio de giração em relação ao eixo Z	
Material:				
Nome			S 355 (S 355)	
fy	355.00	MPa	Resistência de cálculo do material ao escoamento	(3.2)
fu	510.00	MPa	tensão limite de elasticidade - valor característico	(3.2)
gM0	1.00		Coeficiente de segurança parcial	(6.1.(1))
gM1	1.00		Coeficiente de segurança parcial	(6.1.(1))
gM2	1.25		Coeficiente de segurança parcial	(6.1.(1))
Designaçõe s de normas adicionais:				
EN112			EN 1991-1-2:2003 - Acções de fogo nas estruturas	
EN312			EN 1993-1-2:2005 - Estruturas de aço em situação de incêndio	
EN313			EN 1993-1-3:2005 - Estruturas de aço de perfis laminados em frio	
EN315			EN 1993-1-5:2005 - Estruturas de aço em chapas planas	
EC111			ECCS No111:2001 - Guia de disposições para os cálculos de fogo	
ENV311			ENV 1993-1-1:1992 - Estruturas de aço - norma geral	
Classe da secção				
cf	6.3	cm	espessura do banzo	(Table 5.2)
tf	1.3	cm	espessura do banzo	(Table 5.2)
cf/tf	4.96		Esbelteza da ala	(Table 5.2)
KLF	1		Classe da ala	(5.5.2)
cw	29.9	cm	altura da alma	(Table 5.2)
tw	0.8	cm	espessura da alma	(Table 5.2)
cw/tw	37.33		Esbelteza da aba	(Table 5.2)
KLW	1		Classe da aba	(5.5.2)
(hw/tw)lim	58.58		esbelteza limite da alma em corte	EN315(5.1)

hw/tw	41.83		esbelteza da alma em corte	EN315(5.1)
KLSZ	Plástico		Web class (shear)	EN315(5.1)
KL	1		Classe da secção	(5.5.2)
Parâmetros de análise de encurvadura				
Ao redor do eixo Z da secção				
Curva,z	b		Curva da encurvadura	(Table 6.2)
Lcr,z	7.42	m	Comprimento efectivo da encurvadura da barra	(6.3.1.2.(1))
Lamz	195.90		Esbelteza da barra	(6.3.1.2.(1))
Lam_z	2.56		esbelteza relativa da barra para a encurvadura	(6.3.1.2.(1))
alfa,z	0.34		parâmetro de imperfecção	(6.3.1.2.(2))
fi,z	4.19		coeficiente para o cálculo de X	(6.3.1.2.(1))
Xz	0.13		Factor de redução para encurvadura	(6.3.1.2.(1))
Nz,b,Rd	344.23	kN	Resistência de cálculo à encurvadura de barras comprimidas	(6.3.1.1.(3))
Parâmetros de análise do encurvadura lateral				
XLT	1.00		Factor de redução para encurvadura lateral	(6.3.2.2.(1))
Parâmetros da análise da estabilidade e global da barra				
métode de cálculo dos parâmetros de interacção - Anexo A				
Ncr,z	392.80	kN	Esforço crítico de Euler na direcção Z	(Table A.1)
Miy	1.00		coeficiente para o cálculo dos coeficientes de interacção kij	(Table A.1)
Miz	0.44		coeficiente para o cálculo dos coeficientes de interacção kij	(Table A.1)
wy	1.13		coeficiente dependente da proporção dos factores de secção	(Table A.1)
wz	1.50		coeficiente dependente da proporção dos factores de secção	(Table A.1)
Lam_0	0.00		esbelteza relativa em encurvadura lateral (momento constante)	(Table A.1)
Cmy,0	1.00		parâmetro dependente da distribuição dos momentos flectores	(Table A.2)
Cmy	1.00		parâmetro dependente da distribuição dos momentos flectores	(Table A.1)
CmLT	1.00		parâmetro dependente da distribuição dos momentos flectores	(Table A.1)
aLT	1.00		coeficiente para o cálculo dos coeficientes de interacção kij	(Table A.1)
bLT	0.00		coeficiente para o cálculo de Cyy	(Table A.1)
Cyy	1.00		coeficiente para o cálculo dos coeficientes de interacção kij	(Table A.1)
dLT	0.00		coeficiente para o cálculo de Czy	(Table A.1)
Czy	0.46		coeficiente para o cálculo dos coeficientes de interacção kij	(Table A.1)
ky	1.00		parâmetro de interacção	(Table A.1)

kzy	0.54		parâmetro de interacção	(Table A.1)
Esforços internos nos pontos característicos da secção				
N,Ed	232.80	kN	força axial N,Ed	
My,Ed	99.22	kN*m	momento flector My,Ed	
Vz,Ed	12.68	kN	esforço transversal Vz,Ed	
Esforços de cálculo				
Nc,Rd	2581.89	kN	Resistência de cálculo à compressão	(6.2.4)
Nb,Rd	344.23	kN	Resistência de cálculo à encurvadura de barras comprimidas	(6.3.1.1)
Ao redor do eixo Y da secção				
My,pl,Rd	361.82	kN*m	Momento plástico resistente de cálculo	(6.2.5.(2))
My,el,Rd	320.79	kN*m	Momento último elástico	(6.2.5.(2))
My,c,Rd	361.82	kN*m	Momento último	(6.2.5.(2))
My,N,Rd	361.82	kN*m	Momento plástico resistente de cálculo reduzido	(6.2.9.1)
Vz,c,Rd	720.17	kN	Resistência plástica de cálculo ao corte	(6.2.6.(2))
Formula de verificação:				
Control de resistência da secção:				
UFS[Nc]	0.09		N,Ed/Nc,Rd	(6.2.4.(1))
UFS[My]	0.27		My,Ed/My,c,Rd	(6.2.5.(1))
UFS[Vz]	0.02		Vz,Ed/Vz,c,Rd	(6.2.6.(1))
Control da estabilidade global da barra:				
UFB[Lambda a]	0.93		Lambda,z / Lambda,max	estável
UFB[NzMy Mz]	0.82		$N,Ed/(Xz \cdot N,Rk/gM1) + kzy \cdot My,Ed/(XLT \cdot My,Rk/gM1)$	(6.3.3.(4))
Solicitação:				
Taxa de trabalho (coeficiente)	0.82		Taxa de trabalho (coeficiente)	Perfil correcto

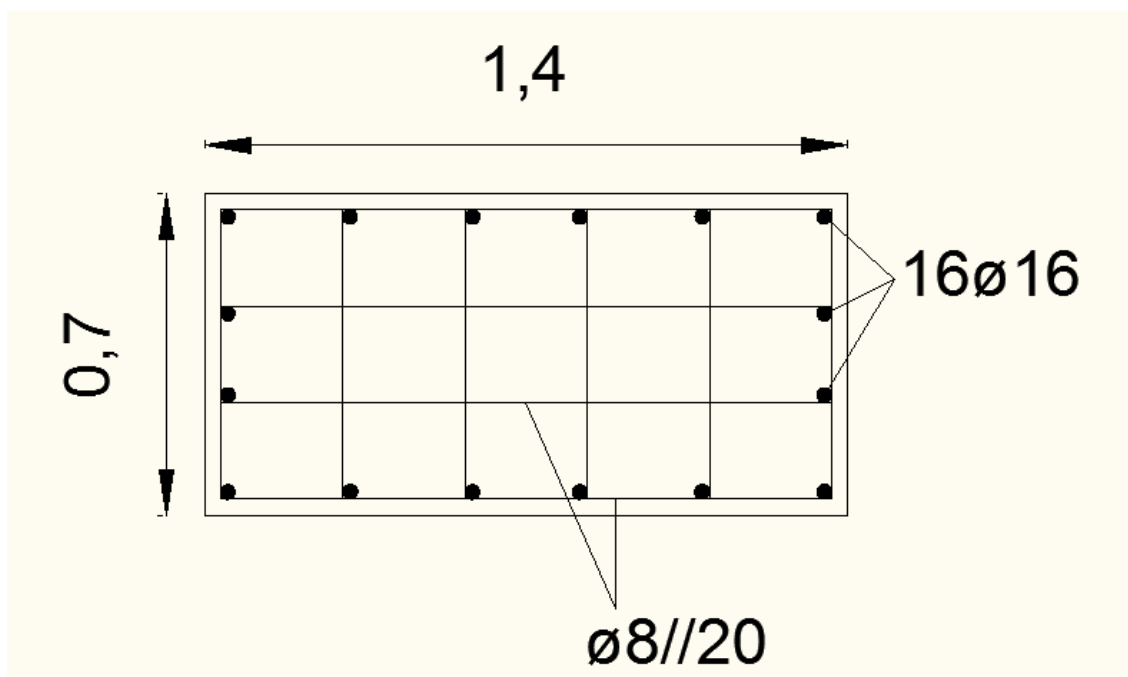
Símbolo	Valores	Unidade	Descrição do símbolo	Artigo
BARRA: 5 Barra_5 ; COORDEN ADA: x = 0.00 L = 0.00 m				
Característi cas da secção : ROND 35				
Ax	9.62	cm2	Área da secção transversal	
Ay	6.13	cm2	Área eficaz ao corte na direcção Y	
Az	6.13	cm2	Área eficaz ao corte na direcção Y	
Ix	14.73	cm4	Momento de inércia de torção	
Iy	7.37	cm4	Momento de inércia em relação ao eixo Y	
Iz	7.37	cm4	Momento de inércia em relação ao eixo Z	
Wply	7.15	cm3	Módulo de resistência plástico em relação ao eixo Y	
Wplz	7.15	cm3	Módulo de resistência plástico em relação ao eixo Z	
h	3.5	cm	Altura da secção transversal	
b	3.5	cm	Largura da secção transversal	
tf	1.8	cm	Espessura do banzo	
tw	1.8	cm	Espessura da aba	
ry	0.9	cm	Raio de giração em relação ao eixo Y	
rz	0.9	cm	Raio de giração em relação ao eixo Z	
Material:				
Nome			S 355 (S 355)	
fy	355.00	MPa	Resistência de cálculo do material ao escoamento	(3.2)
fu	510.00	MPa	tensão limite de elasticidade - valor característico	(3.2)
gM0	1.00		Coefficiente de segurança parcial	(6.1.(1))
gM1	1.00		Coefficiente de segurança parcial	(6.1.(1))
gM2	1.25		Coefficiente de segurança parcial	(6.1.(1))
Desgnação s de normas adicionais:				
EN112			EN 1991-1-2:2003 - Acções de fogo nas estruturas	
EN312			EN 1993-1-2:2005 - Estruturas de aço em situação de incêndio	
EN313			EN 1993-1-3:2005 - Estruturas de aço de perfis laminados em frio	
EN315			EN 1993-1-5:2005 - Estruturas de aço em chapas planas	
EC111			ECCS No111:2001 - Guia de disposições para os cálculos de fogo	
ENV311			ENV 1993-1-1:1992 - Estruturas de aço - norma geral	
Classe da secção				
KLF	1		Classe da ala	(5.5.2)
KLW	1		Classe da aba	(5.5.2)
KL	1		Classe da secção	(5.5.2)
Parâmetros de análise do encurvadur a lateral				

XLT	1.00		Factor de redução para encurvadura lateral	(6.3.2.2.(1))
Esforços internos nos pontos característicos da secção				
N,Ed	-218.03	kN	força axial N,Ed	
Esforços de cálculo				
Nt,Rd	341.55	kN	Resistência de cálculo à tracção	(6.2.3)
Formula de verificação:				
Control de resistência da secção:				
UFS[Nt]	0.64		N,Ed/Nt,Rd	(6.2.3.(1))
Solicitação:				
Taxa de trabalho (coeficiente)	0.64		Taxa de trabalho (coeficiente)	Perfil correcto

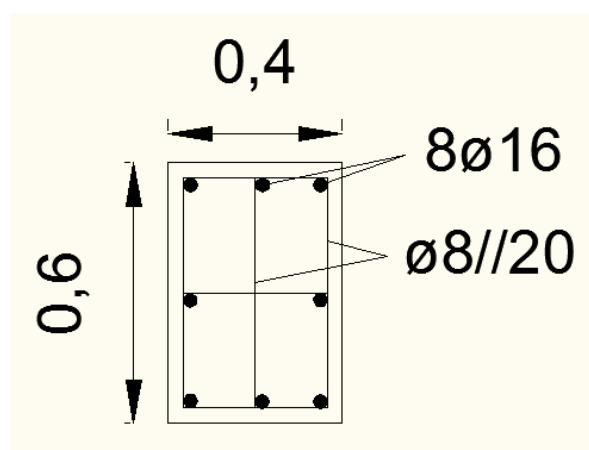
ANEXO C

Cortes de algumas secções do bloco 1

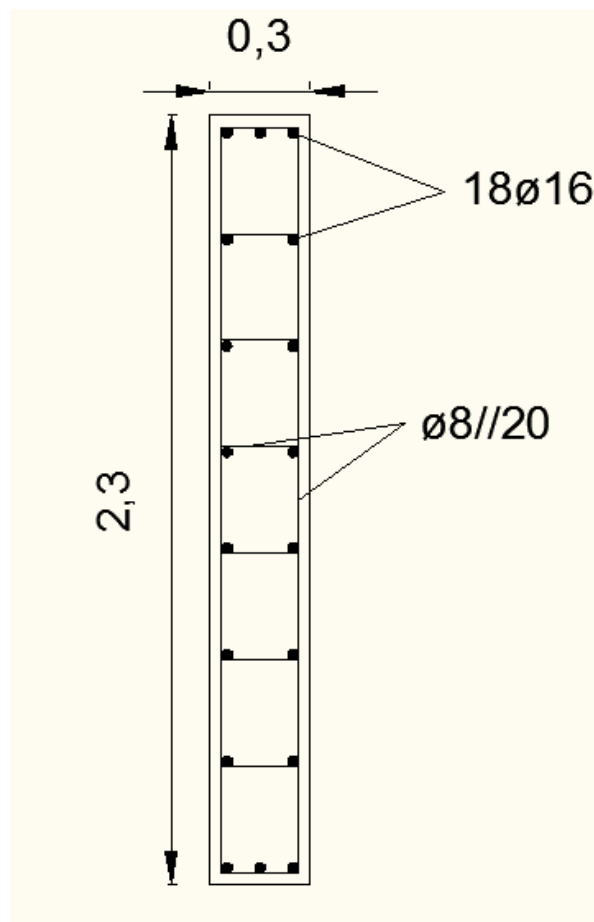
Pilar P1



Pilar P2

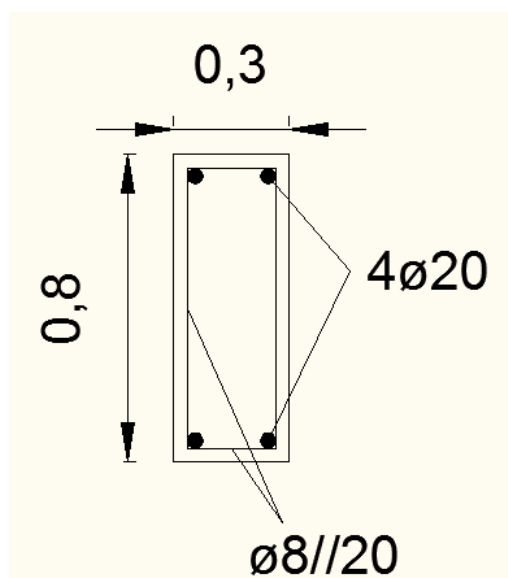


Pilar P3



Viga V1

Secção na zona do apoio é igual a secção a meio vão



Viga V4

Secção na zona do apoio

