



**INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA**  
**Área Departamental de Engenharia Civil**



## **Projecto de uma Passagem Superior à Auto Estrada 10**

**PAULO VALADAS**

**(Licenciado em Engenharia Civil)**

Plano de Trabalho Final de Mestrado para obtenção do grau de Mestre  
em Engenharia Civil

Orientador:

Luciano Alberto do Caermo Jacinto, prof. adjunto do ISEL, doutor

Júri:

Presidente: A designar

Arguente: António Carlos Teles de Sousa Gorgulho, prof. adjunto do ISEL, Mestre

**OUTUBRO DE 2014**



## RESUMO

O presente trabalho que ora se submete à apreciação e avaliação, refere-se ao projecto de uma Passagem Superior em betão armado e pré-esforçado, referente ao restabelecimento de um caminho municipal rodoviário, sobre a autoestrada A10, ao Km 2+078,409, na zona do Carregado e foi realizado no âmbito do trabalho final do mestrado do curso de Engenharia Civil, do ISEL - Instituto Superior de Engenharia de Lisboa.

O trabalho é composto por peças escritas e peças desenhadas. Nas peças escritas são apresentadas a descrição e a justificação do dimensionamento para cada elemento estrutural. Nas peças desenhadas são apresentados os respectivos elementos construtivos.

Ao longo do documento, designado por peças escritas, são apresentados para cada elemento estrutural e por esta ordem sequencial: - o tabuleiro, os pilares e suas fundações, os encontros e suas fundações, os aparelhos de apoio e juntas de dilatação, toda a informação relevante, quer a descritiva, quer a justificativa para a solução de dimensionamento apresentado; os critérios utilizados no pré-dimensionamento das secções, modelação dos elementos estruturais e acções intervenientes, e os critérios de combinação das acções para obtenção dos esforços de cálculo e das correspondentes verificações de segurança.

A análise estrutural foi efectuada através do “*software*” de cálculo sap2000, tendo-se modelado a estrutura com os elementos de barra, aos quais foram atribuídas características mecânicas e geométricas.

Partindo dos esforços e deslocamentos obtidos, procedeu-se às verificações de segurança, com recurso a uma folha de cálculo em Excel.

## **ABSTRACT**

The present work which hereby is submitted to evaluation refers to a prestressed concrete overpass design, referring to a road relocation at the km 2 + 078,409 A10 highway in the area of Carregado. The work was conducted in the context of the master's course in Civil Engineering, at ISEL - Instituto Superior de Engenharia de Lisboa.

It is composed of written documents and drawings. In the written documents is presented the description and justification of the dimensioning for each structural element. In the drawings the respective constructive elements are presented.

Throughout the document, termed written components is presented for each structural element and in the following order: - the bridge floor, the pillars and their foundations, abutments and their foundations, the bearings and expansion joints, all relevant information, that describes and justifies the dimensioning solution presented; the criteria used in the structural design, structural behavior modelling and actions combination.

The structural analysis was carried out using the software SAP2000, having the structure been modeled in bar elements, to which geometrical and mechanical characteristics were assigned.

With the forces and displacements obtained in the model, safety checks were carried out with Excel.

## **AGRADECIMENTOS**

Ao Eng.<sup>o</sup> Luciano Jacinto pela sua generosa e imprescindível orientação, disponibilidade total em sugerir, indicar e aconselhar e ainda pela amizade demonstrada; sem ele este trabalho não veria a luz do dia!

Ao ISEL, escola onde iniciei e finalizei a minha preparação académica e que ao fim e ao cabo, foi a impulsionadora deste ciclo que pretendo agora completar.

À família pelos grandes períodos de ausência.

Ao Jorge Tapada pelas sugestões para a organização da mancha de texto e revisão de texto.

## ÍNDICE DO TEXTO

Resumo.....	i
Abstract.....	ii
Agradecimentos .....	iii
1 Introdução .....	1
1.1 Âmbito e objectivo do trabalho .....	1
1.2 Metodologia do trabalho.....	1
2 Memória Descritiva.....	2
2.1 Descrição da obra .....	2
2.2 Condicionamentos Gerais a que obedeceu a elaboração do projecto .....	2
2.2.1 Localização, rasante e perfis.....	2
2.2.2 Geotecnia.....	3
2.3 Conceção Estrutural e processo construtivo .....	3
2.4 Classe da Obra de Arte e acções consideradas.....	3
2.5 Critérios de verificação de segurança .....	4
2.6 Caracterização da solução adoptada .....	7
2.6.1 Descrição da estrutura .....	7
2.6.2 Tabuleiro.....	7
2.6.3 Pilares.....	8
2.6.4 Encontros.....	9
2.6.5 Pré-esforço longitudinal do tabuleiro .....	9
3 Justificativos de cálculo .....	10
3.1 Materiais propostos.....	10
3.2 Quantificação de Acções.....	10
3.2.1 Acções permanentes .....	10
3.2.2 Acções Variáveis.....	11
3.2.3 Acção sísmica.....	12
3.3 Modelação estrutural.....	14
3.4 Modelação das sobrecargas .....	15

3.4.1	Sobrecarga Uniformemente Distribuída .....	15
3.4.2	Sobrecarga linear uniforme .....	16
3.4.3	Veículo Tipo .....	16
3.4.4	Variações de Temperatura .....	16
3.4.5	Modelação das forças de torção .....	16
3.5	Análise Longitudinal do Tabuleiro.....	18
3.5.1	Determinação do número e traçado dos cabos .....	18
3.5.2	Determinação das cotas dos pontos de inflexão .....	18
3.5.3	Determinação das acções equivalentes ao pré-esforço .....	19
3.5.4	Determinação da força de tensionamento do pré-esforço útil.....	20
3.5.5	Determinação do número de cabos.....	21
3.5.6	Cálculo das perdas de pré-esforço.....	22
3.5.7	Verificação de segurança ao estado limite de descompressão .....	35
3.5.8	Verificação de segurança ao estado limite de fendilhação .....	36
3.5.9	Verificação de segurança ao estado limite último de flexão .....	37
3.5.10	Verificação de segurança ao estado limite último de esforço transverso .....	42
3.5.11	Verificação de segurança ao estado limite último de torção .....	48
3.6	Análise transversal do tabuleiro .....	52
3.6.1	Verificação da Segurança ao estado limite último de flexão .....	53
3.6.2	Verificação de segurança ao estado limite último de esforço transverso .....	54
3.7	Análise dos Pilares.....	57
3.7.1	Análise modal .....	57
3.7.2	Análise sísmica .....	58
3.7.3	Dispensa de verificação da segurança à encurvadura .....	60
3.7.4	Efeitos de segunda ordem .....	60
3.7.5	Efeitos diferidos – fluência e retracção do tabuleiro .....	60
3.7.6	Efeito da variação uniforme de temperatura.....	62
3.7.7	Cálculo de excentricidades de adicionais ( $e_a+e_2+e_c$ ).....	62
3.7.8	Verificação da segurança ao estado limite último de flexão composta .....	65

3.7.9	Verificação de segurança ao estado limite último de esforço transverso ..	66
3.7.10	Verificação ao estado limite último de torção .....	68
3.8	Análise de Fundações dos pilares.....	68
3.8.1	Geometria das sapatas .....	68
3.8.2	Combinação das acções.....	69
3.8.3	Cálculo de armaduras .....	71
3.9	Análise dos Encontros.....	76
3.9.1	Solução adoptada .....	76
3.9.2	Acções actuantes.....	76
3.9.3	Verificação aos estados limites de equilíbrio e tensões no terreno.....	79
3.9.4	Verificação de segurança ao estado limite último de flexão .....	84
3.9.5	Verificação de segurança ao estado limite último de esforço transverso ..	88
3.9.6	Verificação da pressão local do betão.....	94
3.9.7	Cálculo da armadura de tracção .....	95
3.9.8	Cálculo da armadura dos plintos .....	96
3.10	Travessa de extremidade .....	97
3.10.1	Modelo de cálculo .....	97
3.10.2	Acções .....	98
3.10.3	Características geométricas da secção.....	98
3.10.4	Esforços.....	98
3.10.5	Combinação de acções.....	99
3.10.6	Verificação ao estado limite último de flexão.....	99
3.10.7	Verificação ao estado limite último de esforço transverso .....	100
3.11	Determinação das características dos aparelhos de apoio.....	101
3.12	Determinação das características das juntas de dilatação .....	102
	BIBLIOGRAFIA .....	103
	ANEXOS .....	104
	PEÇAS DESENHADAS.....	114



## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 – Posição do vazamento na direcção longitudinal .....	8
Figura 2 - Secção Transversal maciça .....	8
Figura 3 – Secção Transversal vazada .....	8
Figura 4 – Veiculo tipo Classe I .....	11
Figura 5 – (T-Ag) - Sismo 1 – Zona A – Solo tipo II . Amortecimento 5% .....	13
Figura 6 - (T-Ag) - Sismo 2 – Zona A – Solo tipo II . Amortecimento 5% .....	13
Figura 7 – Definição do caso de carga sismo 1 .....	14
Figura 8 – Definição do caso de carga sismo 2 .....	14
Figura 9 – Modelação da estrutura com elementos tipo “frame” .....	14
Figura 10 – Características geométricas e mecânicas das secções do tabuleiro.....	15
Figura 11 – Combinação dos 3 casos de carga de SCU .....	15
Figura 12 - Combinação de SCL .....	15
Figura 13 – Posicionamento das cargas para efeitos de torção.....	17
Figura 14 – Traçado dos cabos .....	18
Figura 15 - Acções equivalentes ao PE.....	19
Figura 16 – Alcance do efeito de reentrada das cunhas .....	23
Figura 17 – Diagramas de extensões e forças no aço e no betão .....	39
Figura 18 - Diagramas de extensões e forças nos aço e no betão.....	40
Figura 19 – Determinação do diâmetro def da secção oca.....	49
Figura 20 – Modelo de consola com respectivos carregamentos .....	52
Figura 21 - Forças que actuam no aço e no betão .....	53
Figura 22 – Zonas de influência de cargas concentradas no apoio .....	55
Figura 23 – Diagrama de interacção N-M.....	66
Figura 24 – Secção circular maciça e correspondente secção rectangular.....	67
Figura 25 – Determinação de def .....	68
Figura 26 – Esquema da geometria Sapata .....	69
Figura 27 – Modelo de cálculo para tensões no solo em mais de metade da sapata .....	71
Figura 28 – Modelo de cálculo da armadura superior da sapata .....	74
Figura 29 – Dimensões do encontro e cargas actuantes .....	78
Figura 30 - Modelo de cálculo da sapata do encontro .....	84
Figura 31 – Modelo de cálculo da armadura superior da sapata .....	85
Figura 32 – Modelo de cálculo da parede do encontro .....	86
Figura 33- Modelo de cálculo do espelho .....	89
Figura 34 – Muro de avenida – Modelo de cálculo .....	91
Figura 35 – Localização de forças tracção a absorver.....	95

Figura 36 – Forças de corte actuantes .....	96
Figura 37 – Modelo de cálculo da travessa de extremidade .....	97

## ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1 - Dimensões do perfil transversal tipo da A10.....	2
Tabela 2 - Dimensões do perfil transversal do CM1224-2 .....	3
Tabela 3 – Factores de segurança .....	6
Tabela 4 – Coeficiente a utilizar na obtenção dos valores reduzidos das sobrecargas.....	6
Tabela 5 – Quantificação das Restantes Cargas Permanentes .....	10
Tabela 6 –Valores (T-ag) para a acção sismo tipo I <sup>0</sup> .....	12
Tabela 7 – Valores (T-ag) para a acção sismo Tipo II <sup>(1)</sup> .....	12
Tabela 8 – Forças de torção aplicadas ao tabuleiro devidas a sobrecargas rodoviárias.....	17
Tabela 9 – Forças de torção aplicadas no tabuleiro devidas a sobrecargas em passeios ....	17
Tabela 10 - Acções equivalentes ao PE .....	19
Tabela 11 - Características mecânicas e geométricas das secções (cheia e vazada).....	20
Tabela 12 – Esforços nas secções críticas (P=1000kN).....	20
Tabela 13 – Cálculos dos parâmetros da equação (3.6).....	22
Tabela 14 – Valor de P após atrito .....	22
Tabela 15 - Valor de $\sigma$ após atrito .....	23
Tabela 16 – Valor de tensão nos cabos após reentrada das cunhas.....	24
Tabela 17 – Dados de cálculo .....	25
Tabela 18 – Cálculos das perdas de tensão.....	26
Tabela 19 – Cálculo de $h_0$ .....	27
Tabela 20 – Cálculo de $k_h$ .....	27
Tabela 21 - Cálculo de $\beta_{RH}$ .....	28
Tabela 22 – Calculo de $\varphi_0$ .....	30
Tabela 23 – Calculo de $\beta_c(t,t_0)$ .....	31
Tabela 24 – Características das secções .....	32
Tabela 25 – Cálculo das perdas por fluência.....	32
Tabela 26 – Cálculo das perdas por relaxação.....	33
Tabela 27 – Perdas de tensão instantâneas e diferidas .....	34
Tabela 28 – Cargas equivalente ao pré-esforço corrigidas.....	35
Tabela 29 – Esforços nas secções críticas (P=26529,10 kN) .....	35
Tabela 30 – Esforços nas secções críticas do tabuleiro .....	37
Tabela 31 – Cálculo de $M_{sd}$ nas secções de apoio e vão .....	38
Tabela 32 – Características da secção resistente .....	39
Tabela 33 – Determinação da força de tracção no aço e força de compressão no betão .....	39
Tabela 34 – Cálculo do momento resistente da secção.....	40
Tabela 35 – Características da secção resistente .....	41

Tabela 36 - Determinação da força de tracção no aço e força de compressão no betão.....	41
Tabela 37 - Cálculo do momento resistente da secção .....	41
Tabela 38 – Cálculo da largura bw .....	43
Tabela 39 – Cálculo de armaduras de esforço transverso no apoio .....	45
Tabela 40 – Esforços na secção de transição (maciça/vazada) .....	46
Tabela 41 – Cálculo de armaduras de esforço transverso secção maciça/vazada .....	47
Tabela 42 – Secção oca eficaz.....	49
Tabela 43 – Cálculo de Vcd e Trd .....	51
Tabela 44 – Esforços na secção de encastramento da consola .....	53
Tabela 45 – Cálculo da força no aço .....	54
Tabela 46 – Acções consideradas.....	55
Tabela 47 – Massas gravíticas intervenientes .....	57
Tabela 48 – Esforços na base dos pilares – modelo elástico.....	58
Tabela 49 - Esforços de cálculo (1) .....	59
Tabela 50 - Esforços de cálculo (2) .....	59
Tabela 51 - Esforços de cálculo (3) .....	60
Tabela 52 – Coeficientes de fluência.....	61
Tabela 53 - Esforços de cálculo (3) .....	64
Tabela 54 - Cálculo da excentricidade (e2) .....	64
Tabela 55 - Cálculo das excentricidades totais.....	64
Tabela 56 – Acréscimo de esforços.....	64
Tabela 57 – Esforços de cálculo.....	64
Tabela 58 – Esforços de cálculo.....	65
Tabela 59 – Características geométricas e mecânicas da secção.....	65
Tabela 60 – Secção oca eficaz.....	68
Tabela 61 – Combinação 1 – Variável base: Sismo2; N a aliviar .....	70
Tabela 62 – Combinação 2 – Variável base: sismo2; N a carregar .....	70
Tabela 63 – Combinação fundamental .....	70
Tabela 64 – Combinação rara .....	70
Tabela 65 – Geometria da sapata .....	71
Tabela 66 – Cálculo das excentricidades ex, ey devidas a e=M/N .....	72
Tabela 67 – Cálculo da área ativa da sapata para cada caso de carga.....	73
Tabela 68 – Cálculo das áreas de aço na direcção XX.....	73
Tabela 69 – Características dos materiais.....	74
Tabela 70 – Características da secção.....	74
Tabela 71 – Cálculo de coeficientes Ka, Ka' e Ks.....	77
Tabela 72 – Características geométricas.....	79

Tabela 73 – Reacções na extremidade do tabuleiro.....	79
Tabela 74 – Acções permanentes (verticais e horizontais).....	80
Tabela 75 – Sobrecargas (verticais e horizontais).....	80
Tabela 76 – Acções sísmicas.....	81
Tabela 77 – Outras acções variáveis.....	81
Tabela 78 – Factores de segurança.....	81
Tabela 79 – Cálculo de tensões no terreno de fundação.....	82
Tabela 80-Factores de segurança.....	82
Tabela 81-Cálculo de tensões no terreno de fundação.....	83
Tabela 82 - Factores de segurança.....	83
Tabela 83 – Cálculo de tensões no terreno de fundação.....	84
Tabela 84 – Características dos materiais.....	84
Tabela 85 – Características da secção.....	84
Tabela 86 – Cálculo de tensões no terreno de fundação.....	85
Tabela 87 – Cálculo de armaduras.....	85
Tabela 88 – Parâmetros de cálculo.....	86
Tabela 89 – Impulsos devidos a (SC; E; CP).....	87
Tabela 90 – Cálculo do centro de gravidade da parede.....	87
Tabela 91 – Cálculo de esforços devido a cargas provenientes do tabuleiro.....	87
Tabela 92 – Parâmetros de cálculo.....	89
Tabela 93 – Cálculo de impulsos.....	89
Tabela 94 – Parâmetros de cálculo.....	91
Tabela 95 – Cálculo de impulsos actuantes no muro de avenida.....	92
Tabela 96 – Reacções nos apoios de extremidade do tabuleiro.....	98
Tabela 97 – Esforços de cálculo nas secções críticas da travessa.....	98
Tabela 98 – Cálculo da armadura de esforço transversal.....	100



# **1 INTRODUÇÃO**

## **1.1 Âmbito e objectivo do trabalho**

Com a finalidade de concluir o 2º ciclo de estudos do Curso de Mestrado em Engenharia Civil, pretende-se com o presente trabalho final, aplicar, não só os conhecimentos adquiridos no ciclo designado por Licenciatura, como principalmente e fundamentalmente, os conhecimentos adquiridos na fase acima designada por 2º ciclo de estudos do Curso de Mestrado em Engenharia Civil, visando a obtenção do grau académico de Mestre em Engenharia Civil.

No presente trabalho foi projetada uma solução estrutural de uma Passagem Superior rodoviária, localizada no sublanço Arruda dos Vinhos – Carregado, da Autoestrada Bucelas – Carregado, que restabelecerá a via intersectada (CM-1224-2), no ponto de inserção de coordenadas  $M = -77971.849$ ,  $P = -74827.328$  e que faz a ligação entre o Casal do Ouro e os caminhos vicinais de acesso a propriedades agrícolas

Para vencer o vão, de cerca de 73 metros, a solução estrutural a utilizar consistirá na construção de um tabuleiro em laje nervurada com altura constante, de betão armado pré-esforçado, construído numa única fase, com recurso ao método de cimbra ao solo. Os pilares, igualmente em betão armado, terão geometria constante em toda a sua altura e ligação monolítica ao tabuleiro.

Nos encontros, a ligação do tabuleiro será executada através de aparelhos de apoio, que garantirão a absorção dos deslocamentos impostos pelas variações de temperatura, retração, fluência, frenagem e sismo; sendo a quantificação das ações e as verificações de segurança, efetuadas de acordo com a regulamentação nacional em vigor e referida na secção referente à Bibliografia.

## **1.2 Metodologia do trabalho**

Seguiu-se a metodologia normalmente utilizada na execução de qualquer Projeto de Execução desta natureza, tendo sido realizadas as seguintes etapas:

- a) Análise da informação disponível em que se estudou a informação disponível e necessária para a implantação da obra de arte, identificando as condicionantes, os constrangimentos, as imposições, os impedimentos, envolvidos na execução da mesma;
- b) Concepção e pré-dimensionamento;
- c) Verificação do dimensionamento;
- d) Elaboração das peças escritas e desenhadas.

## 2 MEMÓRIA DESCRITIVA

### 2.1 Descrição da obra

A presente memória refere-se ao projeto de execução da Passagem Superior rodoviária, localizada no sublanço Arruda dos Vinhos – Carregado, da Autoestrada Bucelas – Carregado, que restabelecerá a via intersectada (CM-1224-2), no ponto de inserção de coordenadas M=-77971.849, P=-74827.328 e que faz a ligação entre o Casal do Ouro e os caminhos vicinais de acesso a propriedades agrícolas.

O restabelecimento a ser executado intersecta a A10 numa zona em que esta se desenvolve num troço em escavação, com uma diferença altimétrica de cerca de 10 metros em relação ao terreno natural.

### 2.2 Condicionamentos Gerais a que obedeceu a elaboração do projecto

#### 2.2.1 Localização, rasante e perfis

O traçado do restabelecimento desenvolve-se entre os km 0+152,898 e km 0+223,898, segundo uma diretriz em alinhamento recto e a rasante apresenta-se inserida num trainel com uma pendente de  $i = -0,0175$ . A interceção entre a diretriz da A10 e a diretriz do caminho municipal verifica-se ao quilómetro Km 2+078,409 e segundo um ângulo de viés com o valor de 83,000 grad.

O perfil transversal da A10, no ponto quilométrico de inserção da passagem e perfil transversal do caminho municipal restabelecido, apresentam as seguintes características de perfil transversal tipo.

Tabela 1 - Dimensões do perfil transversal tipo da A10

A10	
Berma direita	3,00 m
Vias de Tráfego (3x3,50m)	10,50 m
Berma esquerda	1,00 m
Separador central e guardas de segurança	2,00 m
Berma esquerda	1,00 m
Vias de tráfego (3x3,50m)	10,50 m
Berma direita	3,00 m
<b>Total</b>	<b>31,00 m</b>

Tabela 2 - Dimensões do perfil transversal do CM1224-2

CM1224-2	
Bermas (2x1,0m)	2,00 m
Faixa de rodagem (2x3,00m)	6,00 m
Passeios (2x1,80m)	3,60 m
<b>Total</b>	<b>11,60 m</b>

### 2.2.2 Geotecnia

De acordo com a prospeção geotécnica efetuada no local de implantação da obra, de cujo relatório se dispõe, com vista ao estudo das condições de fundação, refere-se que as fundações dos pilares ocorrem a profundidades entre os 14,00m e os 19,00m (em relação ao terreno natural) onde ocorrem margas pouco alteradas rijas e muito compactas acinzentadas, ao nível  $J_c^{3b}$ , em que se admitem tensões de 400-500 kPa. As sapatas dos encontros fundam a profundidades de 6,00m, onde ocorrem margas amareladas pouco alteradas, ao nível  $J_c^{3c}$ , com tensões admissíveis de 300 kPa.

### 2.3 Conceção Estrutural e processo construtivo

Para efeitos de trabalho académico, a solução estrutural escolhida para esta passagem, consiste na construção de um pórtico de três tramos com dois pilares intermédios, tabuleiro em laje nervurada de altura constante, em betão armado pré-esforçado, construído numa única fase, com recurso ao método de cimbra ao solo. Os pilares, de secção circular, terão geometria constante em toda a sua altura e ligação monolítica ao tabuleiro.

O vão central apresenta uma extensão de 37,00m, e vãos laterais de 18,00m, perfazendo um total de 73,00m. O conjunto da passagem apresenta uma extensão total de 83 m, medida entre extremidades de encontros.

Nos encontros, a ligação do tabuleiro será executada através de aparelhos de apoio unidirecionais, que garantirão a absorção dos deslocamentos longitudinais (impostos pelas variações de temperatura, retração, fluência e sismo) e resistirão às forças transversais (sismo e vento).

### 2.4 Classe da Obra de Arte e acções consideradas

Foi considerada a obra de arte da classe I e as acções foram as estipuladas no R.S.A. (Regulamento de Segurança e Acções em Estruturas de Edifícios e Pontes) para pontes desta classe e para a zona territorial onde se localiza

Foram consideradas as seguintes acções:

### **Permanentes**

- Peso próprio + restante carga permanente;
- Pré-Esforço;
- Retração;
- Fluência;
- Impulso devido ao peso de terras.

### **Variáveis**

- Sobrecarga rodoviária;
- Sobrecarga em passeios;
- Variação uniforme de temperatura ( $\pm 15^\circ \text{C}$  em torno da média anual);
- Variação diferencial de temperatura (considera-se que o gradiente de temperatura entre a fibra superior e a inferior toma os seguintes valores:  $10^\circ\text{C}$  correspondente a um aquecimento diurno e  $-5^\circ\text{C}$  correspondente a um arrefecimento nocturno);
- Acção sísmica;

## **2.5 Critérios de verificação de segurança**

Nas verificações de segurança seguiu-se o preconizado na regulamentação portuguesa em vigor: o R.S.A. (Regulamento de Segurança e Acções em Estruturas de Edifícios e Pontes), o R.E.B.A.P. (Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado), e nos casos em que este é omissivo, de acordo com o Eurocódigo 2, (NP EN 1991-1-1 2010).

A verificação da segurança das estruturas foi feita em relação aos Estados Limites Últimos e de Utilização. Determinaram-se os valores dos esforços actuantes de cálculo em todos os elementos estruturais, para as acções intervenientes e suas combinações, sendo depois avaliadas as capacidades resistentes desses elementos com base nas hipóteses regulamentares, tendo em atenção os materiais constituintes dos elementos.

### **2.5.1.1 Estados limites de Utilização**

Para todas as peças pré-esforçadas garantiu-se a verificação do estado limite de utilização, correspondente:

### Descompressão

Combinações quase-permanentes (formula geral):

$$G_m + \sum_1^k \psi_2 Q_k \quad (2.1)$$

Sendo:

$G_m$  - Valor médio das acções permanentes

$\psi_2 Q_k$  – Valor quase permanente das acções variáveis

### Largura de fenda

Combinações frequentes (formula geral):

$$G_m + \psi_2 \cdot Q_1 \sum_1^k \psi_2 Q_k \quad (2.2)$$

Sendo:

$G_m$  - Valor médio das acções permanentes;

$\psi_1 Q_1$  – Valor frequente da acção variável de base;

$\psi_2 Q_k$  – Valor quase permanente das restantes acções.

#### 2.5.1.2 Estados limites últimos

Verificação da segurança em relação ao estado limite último de resistência, para as seguintes combinações:

### Combinações fundamentais

Em geral:

$$\sum_1^n \gamma_{gi} S_{Gik} + \gamma_q \left[ S_{Q1k} + \sum_2^n \psi_{0j} S_{Qjk} \right] \quad (2.3)$$

No caso de acção variável de base ser a acção sísmica:

$$\sum_1^n G_i + \gamma_q S_{Ek} + \sum_2^n \psi_{2j} Q_{jk} \quad (2.4)$$

Sendo:

$\gamma_{gi}$  – coeficiente de segurança relativo às acções permanentes;

$\gamma_q$  – coeficiente de segurança relativo às acções variáveis;

$S_{Gi}$  – Esforço resultante de uma acção permanente, tomada com o seu valor característico;

$S_{Q1}$  – Esforço resultante da acção variável de base da combinação, tomada com o seu valor característico;

$S_{Ek}$  – Esforço resultante da acção sísmica, tomada com o seu valor característico;

$S_{Qjk}$  – Esforço resultante de uma acção variável distinta da acção de base, tomada com o seu valor característico;

$\Psi_{0j}, \Psi_{2j}$  – Coeficientes  $\Psi_j$  correspondentes à acção variável de ordem  $j$ .

### 2.5.1.3 Coeficientes de segurança e coeficientes de combinação

Os valores dos coeficientes de segurança e dos coeficientes  $\Psi$ , a utilizar nas diversas combinações de acções, de acordo com as equações (2.1), (2.2), (2.3) e (2.4), são os que se apresentam nas tabelas Tabela 3 e Tabela 4.

Tabela 3 – Factores de segurança

Acções	$\gamma_f$	Efeito	Efeito
		Desfavorável	Favorável
Permanentes	$\gamma_G$	1,35 (PP)	1,0
		1,50 (RCP)	
Variáveis	$\gamma_Q$	1,5	0
Pré-esforço	$\gamma_P$	1,2	0,9

Tabela 4 – Coeficiente a utilizar na obtenção dos valores reduzidos das sobrecargas

Acção Variável	$\Psi_0$	$\Psi_1$	$\Psi_2$
VUT	0,6	0,5	0,3
VDT	0,6	0,5	0,3
Sismos	0	0	0
SC Passeios	0,6	0,40	0,2
			0 (acção base sismo)
SC rodoviárias	0,6	0,40	0,2
			0 (acção base sismo)

## **2.6 Caracterização da solução adoptada**

### **2.6.1 Descrição da estrutura**

A estrutura da passagem superior é constituída por um tabuleiro de 3 vãos; tendo os vãos extremos 18,00m e o vão central 37,00m, o que perfaz um total de 73 m de comprimento. O tabuleiro é apoiado em 2 pilares intermédios e dois encontros. A escolha dos vãos foi efectuada tendo em conta as condicionantes viárias do local, a fim de obedecer ao critério de que os vãos extremos se apresentem com um comprimento de cerca de 50% a 80% da extensão do vão central.

### **2.6.2 Tabuleiro**

O tabuleiro é constituído por uma laje nervurada, em betão armado e pré-esforçado e com uma largura de 11,60m, medida entre as extremidade das consolas. Esta laje nervurada apresenta duas secções distintas; sendo maciça nos vãos extremos (Figura 2) e vazada no vão central (Figura 3). A nervura é variável em altura, apresentando 5 metros na sua base e 5,60 metros no encastramento da laje. Pelo facto de laje ser betonada com uma pendente transversal de 2,5%, a altura da nervura é variável entre 1,60 e 1,54 metros, relativamente ao seu eixo de simetria vertical. A altura da secção foi determinada tendo como base o comprimento do vão central. O valor de 1,60 m corresponde à relação  $L/22$ . As consolas no encastramento, apresentam-se com secção variável entre 0,20 m nas extremidades e 0,40 m, na nervura, sendo que o seu comprimento representa aproximadamente 0,22 m da largura total da secção. No vão central a nervura será aligeirada através da inserção de 3 moldes perdidos, de secção circular, em poliestireno expandido, com 0,90m de diâmetro cada. Por razões de resistência ao corte e aos momentos flectores, na zona dos pilares e até cerca de um décimo do vão central, o vazamento é interrompido, conforme ilustrado na Figura 1. O diâmetro escolhido para os vazamentos e os afastamentos entre si, conjugados com o afastamento do conjunto às faces do tabuleiro, permitem posicionar os cabos de pré-esforço com uma trajetória simples, evitando assim desalinhamentos e intersecções com as armaduras transversais, garantindo assim que são mantidos os recobrimentos e afastamentos regulamentares das armaduras

Nas extremidades do tabuleiro, serão executadas travessas com 1,80m de altura e 0,80m de largura, que terão por função transmitir as cargas provenientes do tabuleiro aos aparelhos de apoio

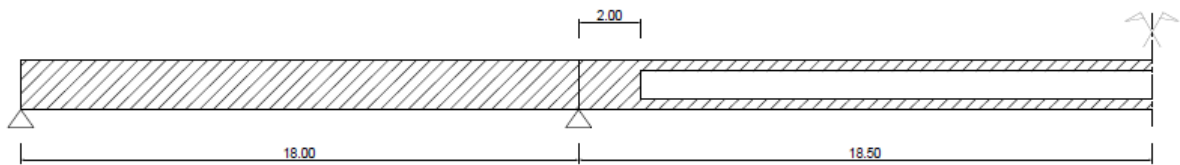


Figura 1 – Posição do vazamento na direcção longitudinal

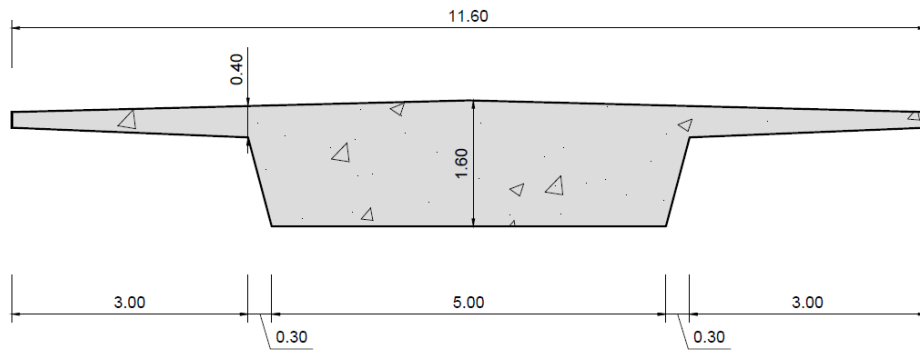


Figura 2 - Secção Transversal maciça

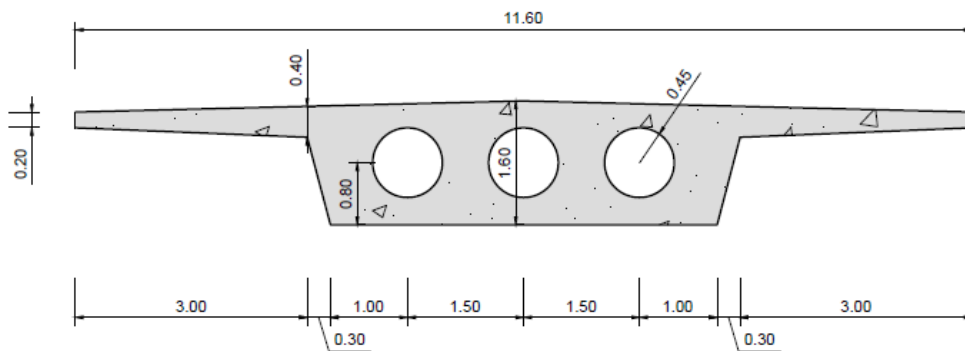


Figura 3 – Secção Transversal vazada

### 2.6.3 Pilares

A estrutura comporta dois pilares de secção circular, com 1,30m de diâmetro, ligados monoliticamente ao tabuleiro. Para obras deste género, recomenda-se que a esbelteza dos pilares esteja compreendida entre  $60 < \lambda < 70$ . Estes valores de  $\lambda$  permitem que os elementos verticais apresentem alguma flexibilidade, de modo a que os esforços de coação (retração, fluência e temperatura) e os esforços sísmicos sejam menos gravosos.

O pré-dimensionamento da secção transversal foi efectuado de acordo com o critério de esbelteza que a seguir se descreve.

#### Características geométricas dos pilares

$H_{\text{pilar}}=10,32 \text{ m}$ ;  $\Phi_{\text{pilar}}=1,30\text{m}$

### Comprimentos de encurvadura

Direção transversal:  $L_0 = 2L = 2 \times 10,32 = 20,64 \text{ m}$

Direção longitudinal:  $L_0 = L = 10,32 \text{ m}$

### Características mecânicas e geométricas da secção circular

$$I = \frac{\pi d^4}{64} = \frac{\pi \times 1,30^4}{64} = 0,1402 \text{ m}^4$$

$$A = \pi r^2 = \frac{\pi d^2}{4} = \frac{\pi \times 1,30^2}{4} = 1,327 \text{ m}^2$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{0,1402}{1,327}} = 0,325 \text{ m}$$

$$\lambda_{\text{transv}} = \frac{L_0}{i} = \frac{20,64}{0,325} = 63,51$$

$$\lambda_{\text{long}} = \frac{L_0}{i} = \frac{10,32}{0,325} = 31,75$$

Sendo que  $I$  representa a inércia da secção;  $A$  a área da secção transversal;  $i$  o raio de giração,  $\lambda$  representa a esbelteza do elemento e  $L_0$  representa o comprimento de encurvadura.

#### **2.6.4 Encontros**

Ambos são do tipo perdido e constituídos por uma parede de betão armado, com 11,60 m de largura e 1,00 m de espessura; onde apoiam se apoiam as extremidades do tabuleiro. A altura dos encontros é de 4,50m.

#### **2.6.5 Pré-esforço longitudinal do tabuleiro**

O tabuleiro será pré-esforçado na direção longitudinal, utilizando-se para o efeito oito (8) cabos com 22 cordões de  $\Phi 15.2 \text{ mm}$ , cuja secção transversal é de  $22 \times 1,4 \text{ cm}^2 = 30.8 \text{ cm}^2/\text{cabo}$ . Os cabos serão tensionados a partir das faces extremas do tabuleiro, dispendo de ancoragens ativas em ambas as extremidades. Os cordões, serão tensionados com  $P'_0 = 33700 \text{ kN}$ .

### 3 JUSTIFICATIVOS DE CÁLCULO

#### 3.1 Materiais propostos

Os materiais a utilizar na construção dos diversos elementos que constituem a obra de arte, são os seguintes:

##### Betões:

- Tabuleiro e Pilares ..... C35/45
- Fundações e Encontros ..... C35/45

##### Aços:

- Armaduras Passivas ..... A500NR
- Armaduras Ativas ..... Y1860S7

#### 3.2 Quantificação de Acções

##### 3.2.1 Acções permanentes

###### a) Peso próprio estrutural (PPE)

Peso volúmico do betão  $\gamma=25 \text{ kN/m}^3$

###### b) Restante carga permanente

Na tabela Tabela 5, apresenta-se um resumo da quantificação da restante carga permanente.

Tabela 5 – Quantificação das Restantes Cargas Permanentes

ELEMENTOS	L (m)	e (m)	A (m <sup>2</sup> )	PP (kN/m <sup>3</sup> )	Quant (un)	Total (kN/m)
Betão betuminoso	8,20	0,05	0,41	22	1	9,02
Lancil de betão	---	---	0,07	24	2	3,36
Enchimento passeios	1,04	0,1698	0,176592	24	2	8,48
Viga de bordadura	---	---	0,15	24	2	7,20
Guarda Corpos metálico	---	---	---	---	2	2,00
Guarda de segurança	---	---	---	---	2	2,00
<b>TOTAIS</b>						<b>32,06</b>

- c) **Acção do pré-esforço** – Para efeitos de modelação desta acção, foi admitida a hipótese do pré-esforço ser constante ao longo do seu traçado, sendo substituído pelas acções equivalentes que exerce nas peças estruturais. À força considerada nos cabos (P), foram deduzidas as perdas instantâneas e diferidas. A partir deste valor calcularam-se as cargas equivalentes ao pré-esforço, para os diferentes troços parabólicos que descrevem a trajectória dos cabos.

#### d) Retracção e Fluência

Os efeitos na estrutura devidos à retracção e fluência do betão, foram considerados através da aplicação da NP1992-1-1 de 2010, tendo-se obtido os seguintes coeficientes de fluência e extensão de retracção:

$$\varphi_1 = 2,4854 \text{ (Secção cheia)}; \varphi_2 = 2,5519 \text{ (Secção vazada)}; \epsilon_{cs} = 4,035 \times 10^{-4}$$

#### 3.2.2 Acções Variáveis

- a) Veículo tipo (VT) – Veículo da classe I, com carga total de 600 kN, distribuída por 3 eixos conforme definido no art.º 41.1 do RSA. O veículo tipo foi modelado através da introdução de um conjunto de 3 cargas pontuais de 200 kN cada, fazendo-se percorrer o veículo com passos de 1m, conforme ilustrado na Figura 4

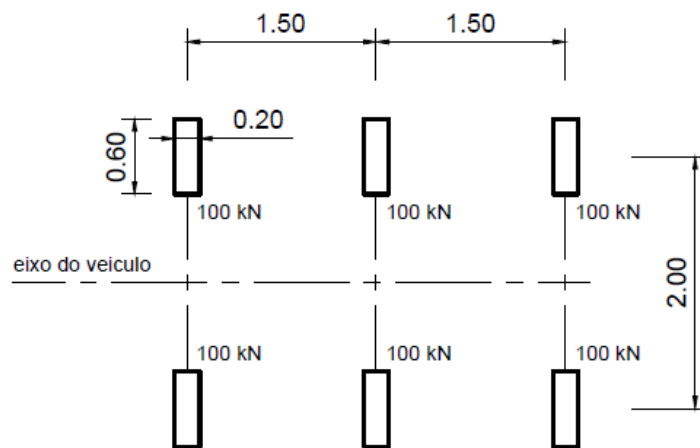


Figura 4 – Veículo tipo Classe I

- b) **Sobrecargas distribuídas** – Actuação simultânea de uma carga uniformemente distribuída,  $q_1$ , e de uma carga uniforme lineamente distribuída,  $q_2$ , conforme definido no art.º 41.1 b) do RSA e com os seguintes valores:

- $q_1$ : 4 kN/m<sup>2</sup> (SCU=4x8,20=32,80 kN/m)
- $q_2$ : 50 kN/m (SCL=50x8,20=410 kN)

- c) **Sobrecargas em passeios** – De acordo com o definido no artº 44º do RSA, considerar a actuação de uma sobrecarga uniformemente distribuída de valor característico 3 kN/m<sup>2</sup> (1,70m x 3kN/m<sup>2</sup> x 2passeios=10,20 kN/m) ou de uma sobrecarga concentrada de valor característico igual a 20 kN (análise transversal), conforme for mais desfavorável.

#### d) Variações de temperatura

##### Variações uniformes de temperatura (VUT)

- De acordo com art.º 18º do RSA, para estruturas de betão armado e pré-esforçado, foi considerada uma VUT= $\pm 15^{\circ}\text{C}$  em relação à temperatura média anual do local. Considerou-se  $T_{\text{méd}}= 15^{\circ}\text{C}$ , o que corresponde a admitir:  $T_{\text{máx}}= 15+15=30^{\circ}\text{C}$ ;  $T_{\text{min}}=15-15=0^{\circ}\text{C}$ .

##### Variações diferenciais de temperatura (VDT)

- Foram consideradas variações diferenciais de temperatura VDT= $T_s-T_i$  com dois gradientes: VDT= $+10^{\circ}\text{C}$  e VDT= $-5^{\circ}\text{C}$ , a primeira correspondendo a um aquecimento diurno e a segunda a um arrefecimento nocturno.

e) **Frenagem** – Esta acção não foi considerada por não ser condicionante

### 3.2.3 Acção sísmica

A acção sísmica foi quantificada por espectros de resposta, cujas componentes horizontais, para a zona A, são os que constam no anexo 3 do RSA. A componente vertical da acção sísmica foi obtida através dos espectros anteriores, multiplicando por 2/3 as respectivas ordenadas.

Admite-se que a estrutura tem comportamento linear, corrigindo-se os esforços obtidos, pelo coeficiente de comportamento  $\eta=2$ . Para deslocamentos considerou-se  $\eta=1$ .

Tabela 6 –Valores (T-ag) para a acção sismo tipo I <sup>(1)</sup>

<b>T (SEG.)</b>	0,04	0,045	0,05	0,055	0,06	0,07	0,08	0,09	0,1	0,12	0,14	0,16	0,18
$\zeta = 5\%$	1,791	2,056	2,609	3,146	3,404	3,683	3,948	4,091	4,138	4,101	4,075	4,146	4,165
<b>T (SEG.)</b>	0,2	0,25	0,3	0,4	0,5	0,8	1	2	3	4	5	10	
$\zeta = 5\%$	4,124	3,9	3,589	3,002	2,59	1,746	1,426	0,635	0,377	0,255	0,186	0,115	

Tabela 7 – Valores (T-ag) para a acção sismo Tipo II <sup>(1)</sup>

<b>T (SEG.)</b>	0,04	0,045	0,05	0,055	0,06	0,07	0,08	0,09	0,1	0,12	0,14	0,16	0,18	0,2
$\zeta = 5\%$	1,185	1,275	1,471	1,729	1,944	2,182	2,267	2,291	2,287	2,27	2,339	2,391	2,397	2,377
<b>T (SEG.)</b>		0,25	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	1	2	3	4	5	10
$\zeta = 5\%$		2,346	2,417	2,394	2,351	2,416	2,419	2,363	2,156	1,06	0,655	0,459	0,345	0,103

<sup>1</sup> In GURREIRO, Luis - <http://www.civil.ist.utl.pt/~luisg/rsa.htm>

Em função dos valores apresentados nas tabelas 33 e 34, foram criadas 2 funções espectrais, no SAP2000, tendo como ordenadas as acelerações e abcissas os períodos.

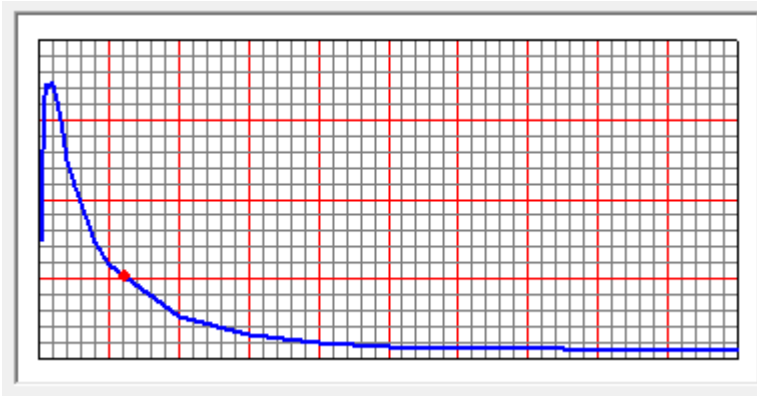


Figura 5 – (T-Ag) - Sismo 1 – Zona A – Solo tipo II . Amortecimento 5%

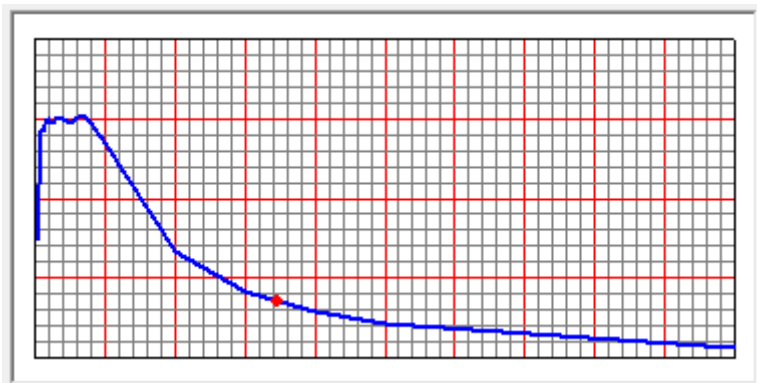


Figura 6 - (T-Ag) - Sismo 2 – Zona A – Solo tipo II . Amortecimento 5%

A combinação modal foi efectuada por CQC (combinação quadrática completa) e a combinação direccional por meio de SRSS (raiz quadrada da soma dos quadrados) da resposta devido a cada um dos espectros, pois os efeitos máximos das 3 componentes numa secção, não ocorrem em simultâneo.

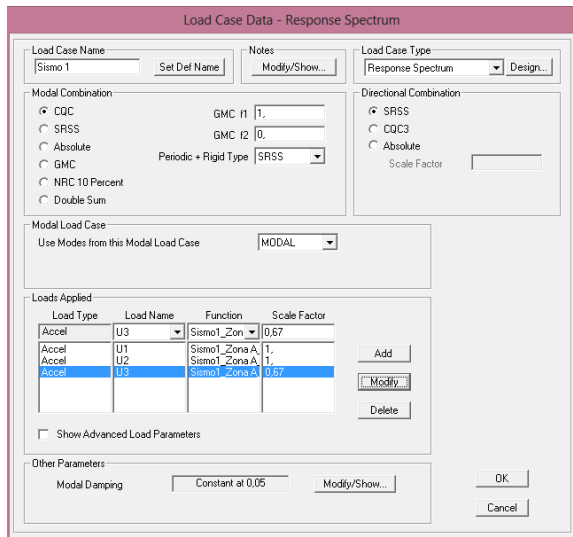


Figura 7 – Definição do caso de carga sismo 1

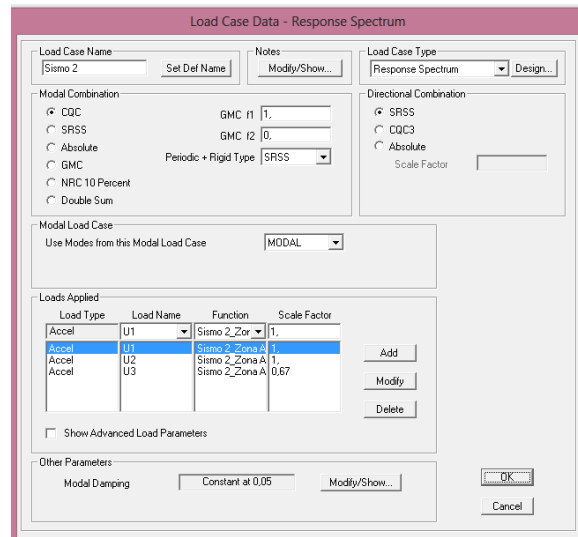


Figura 8 – Definição do caso de carga sismo 2

### 3.3 Modelação estrutural

A estrutura da passagem superior foi modelada no programa de cálculo SAP2000, através de elementos de barra, a que foram atribuídas características mecânicas e geométricas da secção, obtidas a partir do autocad (Figura 10). Foram definidos 3 modelos, para análise da estrutura: 1 modelo apenas com cargas estáticas para análise do tabuleiro; 2 modelos com cargas estáticas e dinâmicas (sismos) em que num deles se modificou a rigidez dos pilares para metade do valor real. Este assunto será explicado mais à frente.

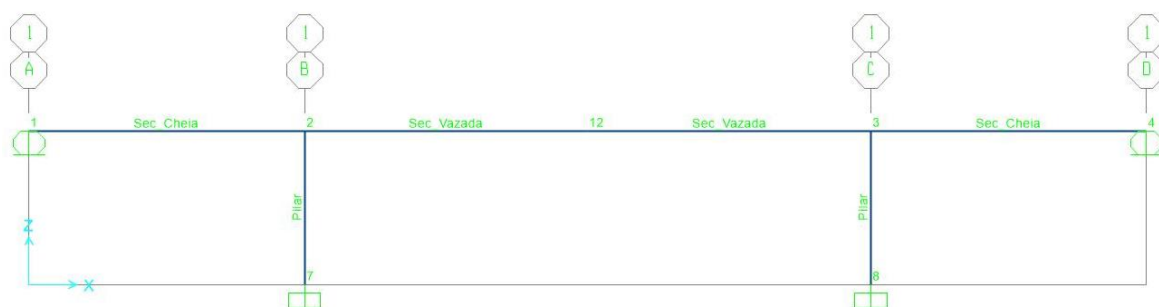


Figura 9 – Modelação da estrutura com elementos tipo “frame”

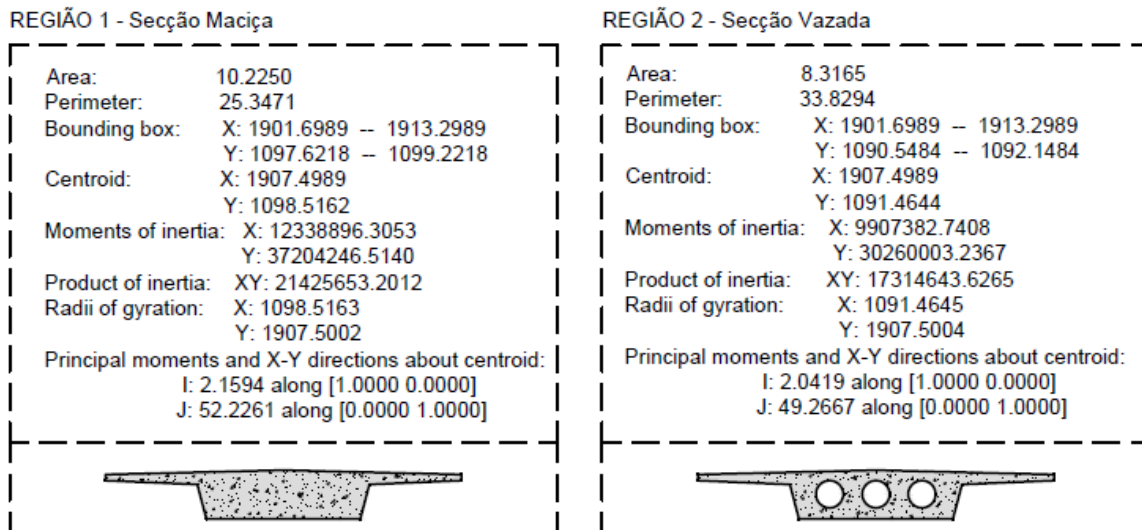


Figura 10 – Características geométricas e mecânicas das secções do tabuleiro

### 3.4 Modelação das sobrecargas

#### 3.4.1 Sobrecarga Uniformemente Distribuída

Para a sobrecarga uniformemente distribuída (SCU) foram criados 3 casos de carga distintos (SCU1, SCU2 e SCU3) aplicados no primeiro, segundo e terceiro tramos respectivamente, de modo a se obterem os esforços mais desfavoráveis, nas secções em estudo, por alternância de sobrecargas. Os esforços dos 3 carregamentos foram depois combinados, através da opção “Range add” no SAP2000, que permite obter o contributo dos 3 carregamentos para os valores máximos positivos ou negativos.

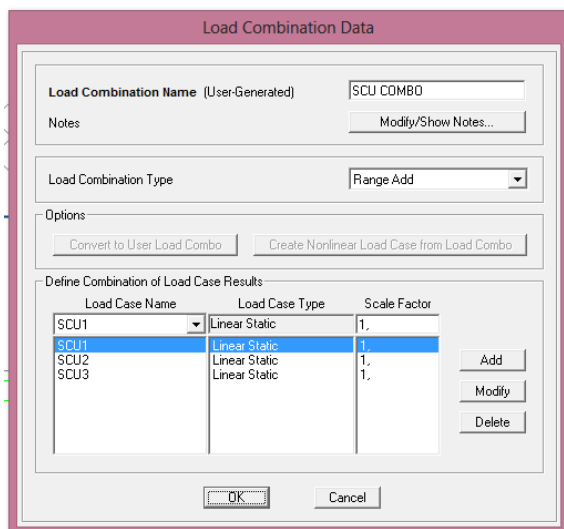


Figura 11 – Combinação dos 3 casos de carga de SCU

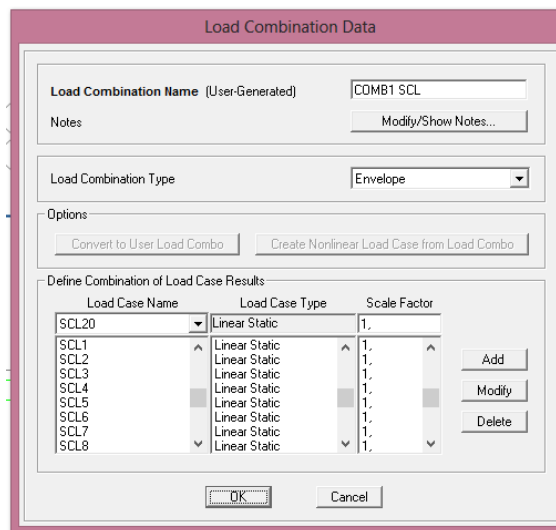


Figura 12 - Combinação de SCL

### **3.4.2 Sobrecarga linear uniforme**

A modelação da sobrecarga linear (SCL) foi efetuada criando 74 casos de carga, dispostos ao longo da barra que representa o tabuleiro, com afastamentos de um metro entre si. Todos os casos de carga foram combinados, de modo a obter-se a sua envolvente, através da opção “envelope” do SAP2000.

Posteriormente, estes 2 casos de cargas (Sobrecarga uniformemente distribuída e sobrecarga linear), foram novamente combinados através da opção “Linear add”, de modo a obter-se a soma dos efeitos de cada caso de carga, uma vez que os dois carregamentos actuam em simultâneo.

### **3.4.3 Veículo Tipo**

Para o veículo Tipo foram considerados 16 casos de carga diferentes, posicionados a cada metro de desenvolvimento do tabuleiro, após o qual foram combinados de modo a obter-se uma envolvente de valores, através da opção “envelope”.

### **3.4.4 Variações de Temperatura**

As variações uniformes de temperatura, designadas por VUT de expansão e VUT de contracção, foram introduzida na direcção do eixo da barra, X, que representa o tabuleiro.

As variações diferenciais de temperatura designadas por VDT(+) e VDT(-), foram introduzidas no tabuleiro, aplicando-se um gradiente de temperatura (6,25°C/m e -3,125°C/m) ao longo do eixo 3-3 (vertical) de cada secção do tabuleiro. Estes valores representam a variação de temperatura ao longo da altura da peça

$$VDT(+)/h=10/1,60=6,25^{\circ}\text{C}$$

$$VDT(-)/h=-5,0/1,60=-3,125^{\circ}\text{C}$$

### **3.4.5 Modelação das forças de torção**

Para efeitos de torção, e porque o tabuleiro foi modelado com recurso a um elemento de barra, foi necessário introduzir carregamentos adicionais para simular o efeito da torção, devido à excentricidade de cargas. Foram então introduzidas forças (momentos), ao longo do eixo longitudinal da barra (pontuais e distribuídas), cuja determinação se apresenta na Tabela 8 e Tabela 9, e que simulam a excentricidade dos carregamentos devidos às seguintes sobrecargas e conforme ilustrado na Figura 13.

## Faixa de rodagem

- Sobrecarga uniformemente distribuída (SCU);
- Sobrecarga linear uniforme (SCL);

Pretende-se com estas duas acções simular tráfego congestionado numa das vias, o que provoca esforços de torção no tabuleiro.

Veículo tipo (VT) – posicionado no limite da faixa de rodagem para simular tráfego fluido.

## Passeios

- Sobrecarga uniformemente distribuída em passeios (SCUD);
- Sobrecarga concentrada em passeios (SC).

Tabela 8 – Forças de torção aplicadas ao tabuleiro devidas a sobrecargas rodoviárias

Designação	Faixa de Rodagem	Valor	Un	Largura (m)	braço (m)	Valor
SCUt	SCU (Mom. distribuido)	4	kN/m/m	4,00	2,00	32,00 kNm/m
SCLt	SCL (Mom. concentrado)	50	kN/m	4,00	2,00	400,00 kNm
VTt	VT (Mom. concentrado)	600	kN	----	2,70	1620,00 kNm

Tabela 9 – Forças de torção aplicadas no tabuleiro devidas a sobrecargas em passeios

Designação	Passeios	Valor	Un	Largura (m)	braço (m)	Valor
SUDt	SUD (Mom. distribuido)	3	kN/m/m	1,7	4,95	25,25 kNm/m
SCt	SC (Mom. concentrado)	20	kN	----	4,95	99,00 kNm

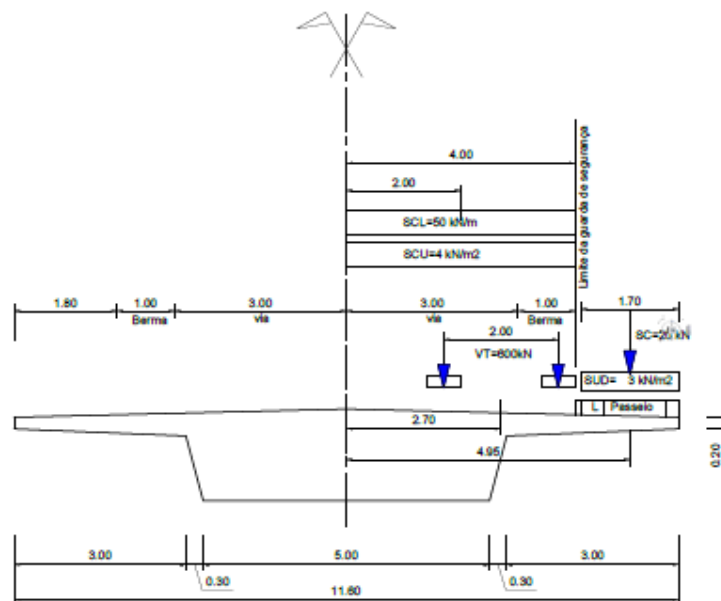


Figura 13 – Posicionamento das cargas para efeitos de torção

### 3.5 Análise Longitudinal do Tabuleiro

#### 3.5.1 Determinação do número e traçado dos cabos

O traçado dos cabos de pré-esforço foi efectuado de acordo com os seguintes critérios:

- Os cabos foram posicionados nas zonas onde ocorrem tracções, de modo a que os momentos isostáticos do pré-esforço tivessem um andamento semelhante ao dos momentos devido às cargas permanentes;
- Adoptaram-se traçados parabólicos para todos os cabos;
- Adoptou-se excentricidade máxima na zona de maiores momentos com recobrimento mínimo das bainhas de 15 cm ao eixo.
- A cota do ponto inicial foi colocada ligeiramente abaixo do centro de gravidade da secção;
- No vão central colocou-se um ponto de inflexão a 1/10 do vão central.

O pré-esforço mínimo foi calculado através da verificação do estado limite de descompressão nas secções críticas; Para tal, admitiu-se que o pré-esforço é constante ao longo do cabo e atribuiu-se o valor inicial de 1000 kN, definindo-se assim um sistema de cargas equivalentes;

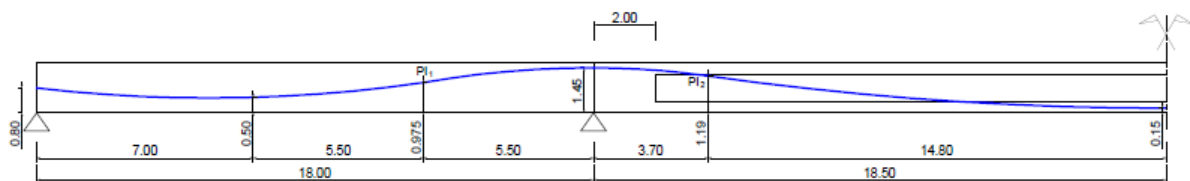


Figura 14 – Traçado dos cabos

#### 3.5.2 Determinação das cotas dos pontos de inflexão

A determinação das cotas dos pontos de inflexão foi efectuada através da equação reduzida da recta.

$$y = mx + b \quad (3.1)$$

Em que  $y$  representa a ordenada do ponto;  $m$  representa o declive da recta tangente;  $x$  representa a abcissa do ponto e  $b$  a ordenada na origem.

##### Ponto de inflexão 1 (PI1)

$$Y_{PI1} = \frac{1,45 - 0,50}{\frac{5,5}{2} + \frac{5,5}{2}} \times \frac{5,5}{2} + 0,50 = 0,975 \text{ m}$$

### Ponto de Inflexão 2 (PI2)

$$Y_{PI2} = \frac{1,45 - 0,15}{\frac{3,70}{2} + \frac{14,80}{2}} \times \frac{14,80}{2} + 0,15 = 1,19\text{m}$$

### 3.5.3 Determinação das acções equivalentes ao pré-esforço

As acções equivalentes do pré-esforço foram calculadas a partir da seguinte equação:

$$Q_{eq} = \frac{2fP}{L^2} \quad (3.2)$$

Em que  $Q_{eq}$  representa a carga equivalente ao pré-esforço,  $f$  representa a flecha da parábola em causa,  $P$  representa a força de pré-esforço aplicada na extremidade do cabo e  $L$  o comprimento da parábola.

Na tabela 11, apresentam-se os resultados de cálculos das cargas equivalentes, para cada troço de parábola, obtidos a partir da equação (3.2).

Tabela 10 - Acções equivalentes ao PE

Troços	L(m)	Flechas	Y (m)	Cargas	Valor (kN/m)
L1=	7,00	f1=	0,300	Qeq1=	12,24
L2=	5,50	f2=	0,475	Qeq2=	31,40
L3=	5,50	f3=	0,475	Qeq3=	31,40
L4=	3,70	f4=	0,260	Qeq4=	37,98
L5=	14,80	f5=	1,040	Qeq5=	9,50

A Figura 15 ilustra o carregamento equivalente ao pré-esforço aplicado ao modelo de cálculo

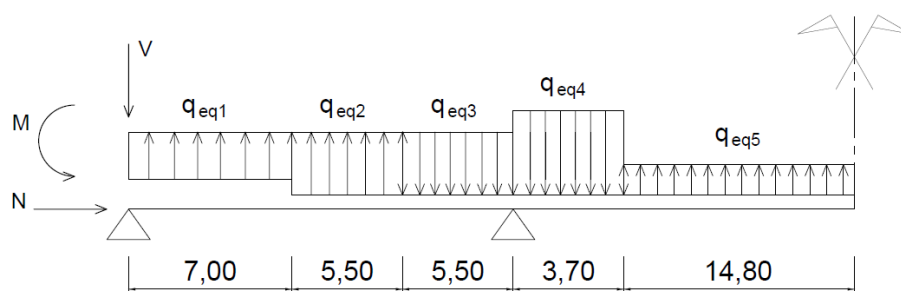


Figura 15 - Acções equivalentes ao PE

### 3.5.4 Determinação da força de tensionamento do pré-esforço útil

Através da verificação do EL Descompressão, foram determinadas as tensões nas fibras extremas das secções críticas (apoio e vão). Apresentam-se na Tabela 11 e Tabela 12, as características geométricas e mecânicas das secções e os esforços, retirados do sap2000.

Tabela 11 - Características mecânicas e geométricas das secções (cheia e vazada)

Secção do apoio			Secção do vão		
(Secção Cheia)			(Secção Vazada)		
<b>A=</b>	10,2250	m <sup>2</sup>	<b>A=</b>	8,3165	m <sup>2</sup>
<b>I=</b>	2,1594	m <sup>4</sup>	<b>I=</b>	2,0419	m <sup>4</sup>
<b>Vs=</b>	0,710	m	<b>Vs=</b>	0,680	m
<b>Vi=</b>	0,890	m	<b>Vi=</b>	0,920	m
<b>e=</b>	0,560	m	<b>e=</b>	0,770	m

Tabela 12 – Esforços nas secções críticas (P=1000kN)

Acções	Apoio (kNm)	Vão (kNm)
Peso Próprio	-20674,61	14904,41
RCP	-3104,99	2340,20
Sobrecargas em passeios	-995,32	750,16
SCU+SCL	-4932,77	4929,18
VDT+	5996,30	5692,09
VDT-	-2998,15	-2846,05
PE	722,30	-578,38

A verificação ao estado limite de descompressão será efectuada através das seguintes equações:

$$\sigma_{Mqp} = \frac{M_{QP}}{I} \quad (3.3)$$

$$\sigma_{PE} = \frac{M_{PE}}{I} \times V + \frac{P_{\infty}}{A} \quad (3.4)$$

$$\sigma_{fibra} = \frac{\sigma_{Mqp} - \sigma_{PE}}{1000} \quad (3.5)$$

Em que  $M_{qp}$  representa o momento quase permanente devido às acções actuantes (Peso próprio; restante carga permanente; sobrecarga rodoviária; sobrecarga em passeios; variação

diferencial de temperatura) na secção em estudo;  $\sigma_{M_{qp}}$  é a tensão nas fibras extremas dessa secção devida  $M_{qp}$ ;  $I$  representa a inércia da secção;  $M_{PE}$  é o momento devido ao pré-esforço;  $V$  é a distância do centro de gravidade da secção à fibra extrema;  $\sigma_{PE}$  é a tensão nas fibras extremas devida ao pré-esforço;  $P^\infty$  é valor do pré-esforço a tempo infinito;  $A$  representa a área da secção transversal.

### Combinação de acções

$$M_{qp} = M_{PP} + M_{RCP} + 0,2 \times M_{SCU+SCL} + 0,2 \times M_{s,pass} + 0,3 \times M_{VDT-} = -25864,66 \text{ kNm}$$

### Cálculo de tensões nas fibras extremas (secção de apoio)

$$\sigma_{M_{qp}} = \frac{M_{QP}}{I} \times V_s = 8504,17 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{PE} = \frac{M_{PE}}{I} \times V_s + \frac{P}{A} = -335,29 \text{ kN/m}^2$$

### Cálculo do valor de pré-esforço a tempo infinito

$$x. \sigma_{PE} - \sigma_{MPQ} = 0 \Rightarrow x = 25,37 \Rightarrow P^\infty = 25,37 \times 1000 = 25320 \text{ kN}$$

Adopta-se para  $P^\infty=25800 \text{ kN}$  (Valor resultante da verificação da descompressão);

### **3.5.5 Determinação do número de cabos**

$P^\infty=25800 \text{ kN}$ ;

Admitindo 13% de perdas instantâneas

$$P_0 = \frac{P^\infty}{0,87} = \frac{25800}{0,87} = 29655,17 \text{ kN}$$

Admitindo 12% de perdas diferidas

$$P'_0 = \frac{P_0}{0,90} = \frac{29655,17}{0,88} = 33699,06 \text{ kN}$$

Limitando o valor máximo da tensão de esticamento a 75% de  $f_{puk}$ , obtém-se a área da secção transversal dos cabos

$$A_p = \frac{P'_0}{0,75 \times 1860 \times 10^3} \times 10^4 = 241,57 \text{ cm}^2$$

Adopta-se cordões de  $\Phi 15.2 \text{ mm}$  cuja área é  $1,4 \text{ cm}^2$

$$n^{\circ} \text{cordões} = \frac{A_p}{1,4} = \frac{241,57}{1,4} = 172,55 \Rightarrow 8 \text{ cabos de 22 cordões de } \phi 15.2 \text{ mm}$$

$$P'_0 = 8 \times 22 \times 1,4 \times 10^{-4} \times 1860 \times 10^3 \times 0,75 = 34372,80 \text{ kN}$$

$$\sigma'_0 = \frac{34372,80}{8 \times 22 \times 1,4 \times 10^{-4} \times 10^3} = 1395 \text{ MPa}$$

### 3.5.6 Cálculo das perdas de pré-esforço

#### 3.5.6.1 Perdas Instantâneas

##### Perdas por atrito

Tendo em conta o traçado parabólico dos cabos, as perdas por atrito foram determinadas através da seguinte equação:

$$P_0 = P'_0 \times e^{-mx}, \text{ com } m = \mu(2a + k) \quad (3.6)$$

Em que m é o factor de atrito;  $\mu$  é o coeficiente de atrito entre o cabo e a bainha,  $a=(f/L^2)$  é o parâmetro da parábola e k é o desvio angular unitário.

Apresenta-se na Tabela 13, Tabela 14 e Tabela 15, os cálculos referentes às perdas por atrito dos cabos, bem como o valor de P e  $\sigma$ , após deduzidas estas perdas.

Tabela 13 – Cálculos dos parâmetros da equação (3.6)

Parábolas	f	L	L <sup>2</sup>	a=f/L <sup>2</sup>	2a	k	2a+k	$\mu$	m= $\mu(2a+k)$
1	0,300	7,00	49,000	6,12E-03	1,22E-02	0,004	1,62E-02	0,19	3,09E-03
2	0,475	5,50	30,250	1,57E-02	3,14E-02	0,004	3,54E-02	0,19	6,73E-03
3	0,475	5,50	30,250	1,57E-02	3,14E-02	0,004	3,54E-02	0,19	6,73E-03
4	0,260	3,70	13,690	1,90E-02	3,80E-02	0,004	4,20E-02	0,19	7,98E-03
5	1,040	14,80	219,040	4,75E-03	9,50E-03	0,004	1,35E-02	0,19	2,56E-03

Tabela 14 – Valor de P após atrito

Secção	X(m)	P após atrito	Perdas(%)
1	0,00	34372,8	0
2	7,00	33638,12	2,14
3	5,50	32416,31	5,69
4	5,50	31238,88	9,12
4A	2,00	30744,45	10,56
5	1,70	30330,35	11,76
6	14,80	29200,86	15,05

Nota: A secção A representa a transição de secção (maciça/vazada)

Tabela 15 - Valor de  $\sigma$  após atrito

Secção	X(m)	$\sigma$	Perdas(%)
1	0,00	1395	0
2	7,00	1365,18	2,14
3	5,50	1315,60	5,69
4	5,50	1267,81	9,12
4A	2,00	1247,75	10,56
5	1,70	1230,94	11,76
6	14,80	1185,10	15,05

### Perdas por reentrada das cunhas

Como o valor da reentrada das cunhas  $\delta r$ , depende do sistema de pré-esforço aplicado, arbitra-se para o efeito o valor de 5mm.

O gráfico representado na figura 16, representa a perda de tensão nos cabos, por efeito da reentrada de 5mm das cunhas. Admite-se que o efeito do alcance das perdas por reentrada das cunhas ( $\lambda$ ), se situa no segundo troço (2ª parábola) e que os troços 1-2 e 3-4 são simétricos, porque o atrito durante a reentrada é igual ao atrito nos cabos. Nestas condições, a área S, será a soma das áreas delimitadas pelas linhas 1-2 e 3-4 no 1º e 2º troços.

### Cálculo das áreas S1 e S2 do gráfico

$$S_1 = 2 \times \frac{1395 - 1365,18}{2} \times 7 + 2 \times (1365,18 - 1315,6) \times 7 = 902,86$$

$$S_2 = 2 \times \frac{1365,18 - 1315,6}{2} \times 5,5 = 272,69$$

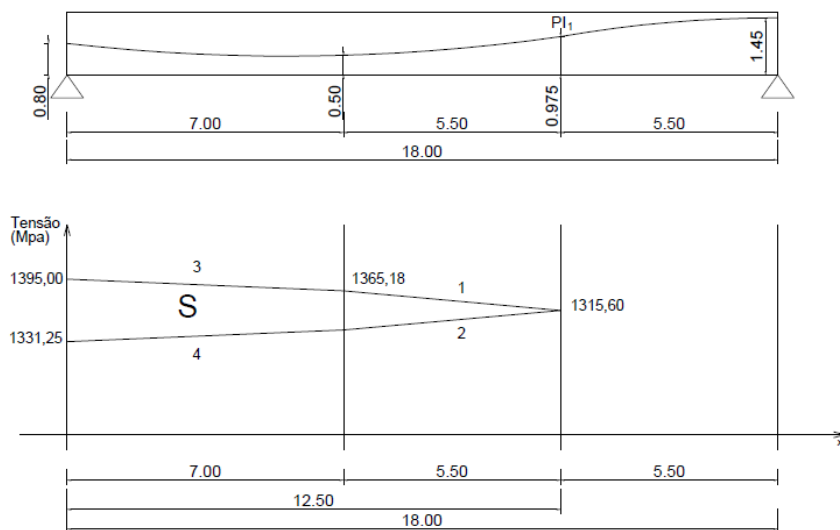


Figura 16 – Alcance do efeito de reentrada das cunhas

Por aplicação da fórmula fundamental das perdas por reentrada das cunhas:

$$S = E_p \delta_r \quad (3.7)$$

Em que S representa a área interior do gráfico,  $E_p$  representa o módulo de elasticidade do aço de pré-esforço utilizado e  $\delta$  o comprimento de reentrada da cunha.

$$S = 195 \times 5 = 975$$

$$S_1 + x \cdot S_2 = 975 \Rightarrow 902,86 + 272,69 \cdot x = 975 \Rightarrow x = 0,2645m$$

$\lambda = 7,00 + 0,2645 = 7,2645m$ , pelo que as hipóteses anteriormente admitidas estão correctas.

O calculo das perdas de tensão ao longo do cabo, poderá ser calculado de acordo com a seguinte equação:

$$\sigma_0 = \sigma'_0 \times e^{-mx}, \text{ com } m = \mu(2a + k) \quad (3.8)$$

Em que  $\sigma$  é o valor de cálculo da tensão nos cabos, no ponto em estudo e  $\sigma'_0$  é o valor da tensão nos cabos no ponto inicial.

$$\sigma_{(7,265)} = 1395 \times e^{(-3,09 \times 10^{-3} \times 7 - 6,73 \times 10^{-3} \times 0,265)} = 1362,75 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{(7,0)} = 1362,75 \times e^{(-3,09 \times 10^{-3} \times 7)} = 1333,62 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{(0)} = 1362,75 \times e^{(-6,73 \times 10^{-3} \times 0,265 - 3,09 \times 10^{-3} \times 7)} = 1331,25 \text{ MPa}$$

Tabela 16 – Valor de tensão nos cabos após reentrada das cunhas

Secção	Após atrito			Após reentrada das cunhas	
	X(m)	$\sigma$	Perdas(%)	$\sigma$	Perdas(%)
1	0	1395	0	1331,25	4,57
2	7	1365,18	2,14	1333,62	4,40
alcance $\lambda$	7,265	1300,07	6,81	1362,75	2,31
3	5,5	1315,60	5,69	1315,60	5,69
4	5,5	1267,81	9,12	1267,81	9,12
4A	2	1247,75	10,56	1247,75	10,56
5	1,7	1230,94	11,76	1230,94	11,76
6	14,8	1185,10	15,05	1185,10	15,05

### Perdas por deformação instantânea do betão

As perdas de pré-esforço, por deformação instantânea do betão, podem ser calculadas a partir das seguintes equações:

$$\Delta\sigma_{p0, e(x)} = \frac{1}{2} \cdot \frac{n-1}{n} \frac{E_p}{E_{cm}(t_0)} |\sigma_c(x)| \quad (3.9)$$

Em que  $n$  representa o número de cabos na secção,  $E_p$  é o módulo de elasticidade do aço de pré-esforço,  $E_{cm}(t_0)$  representa o módulo de elasticidade do betão à data de aplicação do pré-esforço e  $\sigma_c(x)$  representa a tensão de compressão no betão, ao nível dos cabos, resultante da acção do pré-esforço e de outras acções que actuem depois da aplicação do pré-esforço, no instante  $t$ .

$$E_{cm}(t) = \left( \frac{f_{cm}(t)}{f_{cm}} \right)^{0,3} E_{cm} \quad (3.10)$$

Em que  $E_{cm}(t)$  e  $f_{cm}(t)$  são os valores na idade de  $t$  dias, do módulo de elasticidade secante do betão e do valor médio da tensão de rotura do betão à compressão respectivamente, e  $E_{cm}$  e  $f_{cm}$  são os valores determinados à idade de 28 dias.

Tabela 17 – Dados de cálculo

Dados	Valor	Unid
<b>A<sub>secção vazada</sub></b>	8,3165	m2
<b>A<sub>secção maciça</sub></b>	10,225	m2
<b>A<sub>cabos</sub></b>	0,02464	m2
<b>nº cabos=</b>	8	cabos
<b>E<sub>p</sub>=</b>	195	Gpa
<b>T<sub>0</sub>=</b>	7	dias
<b>E<sub>cm</sub></b>	34	Gpa
<b>f<sub>cm</sub> (28d)</b>	43	Mpa
<b>s(classe N)</b>	0,25	
<b>f<sub>cm</sub>(t=7d)</b>	<b>33,488</b>	Mpa
<b>E<sub>cm</sub>(t=7d)</b>	<b>31,543</b>	Gpa

Na Tabela 18, apresentam-se os resultados dos cálculos das perdas de tensão nos cabos, por deformação instantânea do betão, nas várias secções críticas do tabuleiro. A secção x=0 é a zona onde se dá a transição da secção maciça para a secção vazada.

Tabela 18 – Cálculos das perdas de tensão

$\sigma(x)$	Secção (x)	Tensão após (Reentrada cunhas + atrito)		P/A	$\Delta\sigma_{p0,e}(x)$	Tensão após deformação instantânea
		$\sigma$ (Mpa)	Po (kN)	$\sigma$ (Mpa)		$\sigma$ (Mpa)
X=	0,00	1331,25	32801,98	3,21	8,68	1322,57
X=	7,00	1333,62	32860,51	3,21	8,69	1324,93
X=	7,265	1362,75	33578,21	3,28	8,88	1353,87
X=	12,50	1315,60	32416,31	3,17	8,57	1307,02
<b>Apoio</b>	18,00	1267,81	31238,88	<b>3,06</b>	<b>8,26</b>	<b>1259,55</b>
Secção M	20,00	1247,75	30744,45	3,01	8,13	1239,61
secção V		1247,75	30744,45	3,70	10,00	1237,75
X=	21,70	1230,94	30330,35	3,65	9,86	1221,08
<b>Vão</b>	36,50	1185,10	29200,86	<b>3,51</b>	<b>9,50</b>	<b>1175,60</b>

### 3.5.6.2 Perdas diferidas

#### Perdas por retracção do betão

O cálculo da retracção do betão foi efetuado de acordo com as regras enunciadas no ponto 3.1.4(6) e anexo B da NP EN1992-1-1 2010.

A extensão total de retracção foi calculada de acordo com a seguinte equação:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} \quad (3.11)$$

Em que  $\varepsilon_{cd}$  representa a extensão de retracção por secagem e  $\varepsilon_{ca}$  representa a parcela de retracção autogénea.

O cálculo de  $\varepsilon_{cd}$  foi efetuado a partir da seguinte equação:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, ts) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} \quad (3.12)$$

$\varepsilon_{cd}(t)$  representa a evolução com o tempo da extensão de retracção por secagem,  $k_h$  representa um coeficiente que depende da espessura equivalente  $h_0$ , e que é obtido a partir do quadro 3.3 da NP1991-1-1 2010,  $\varepsilon_{cd,0}$  é obtido a partir do quadro 3.2 do NP1991-1-1 2010 e  $\beta_{ds}(t, ts)$ , é obtido a partir da seguinte equação:

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0,04 \cdot \sqrt{h_0^3}} \quad (3.13)$$

Em que  $t$  é a idade do betão, em dias, na data considerada,  $t_s$  é a idade do betão no início da retracção por secagem e  $h_0$  é a espessura equivalente (mm) da secção transversal e toma o valor de  $h_0 = \frac{2A_c}{u}$ , em que  $A_c$  é a área da secção transversal do betão e  $u$  o perímetro da parte da secção transversal exposta à secagem.

Para  $t=20000$  dias e  $t_s=1$  dia, obtém-se os valores que constam na Tabela 19.

Tabela 19 – Cálculo de  $h_0$

Secção	Cheia	Vazada
Ac(m <sup>2</sup> )	10,225	8,3165
U (m)	25,3471	25,3471
h <sub>0</sub> (m)	0,807	0,656
h <sub>0</sub> (mm)	80,680	65,621
kh	1	1

O valor de  $Kh$  apresentado na Tabela 20 foi retirado do quadro 3.3 da NP1991-1-1 2010

Tabela 20 – Cálculo de  $k_h$

h <sub>0</sub> (mm)	kh
100	1
200	0,85
300	0,75
≥500	0,7

Aplicando a equação (3.13), obtemos para a secção vazada:

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(20000 - 1)}{(20000 - 1) + 0,04 \cdot \sqrt{65,621^3}} = 0,99855$$

E para a secção cheia:

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(20000 - 1)}{(20000 - 1) + 0,04 \cdot \sqrt{80,68^3}} = 0,99893$$

O Cálculo de  $\epsilon_{cd,0}$  de acordo com o anexo B do EC2 foi efetuado através das seguintes equações:

$$\epsilon_{cd,0} = 0,85 \left[ (220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot \exp \left( -\alpha_{ds2} \cdot \left( \frac{f_{cm}}{f_{cm0}} \right) \right) \right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH} \quad (3.14)$$

$$\beta_{RH} = 1,55 \left[ 1 - \left( \frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right] \quad (3.15)$$

Em que  $f_{cm}$  (Mpa) é o valor médio da tensão de rotura do betão à compressão,  $f_{cm0}=10$  Mpa, RH é a humidade relativa do ambiente (%),  $RH_0=100\%$  e os coeficientes  $\alpha_{ds1}$  e  $\alpha_{ds2}$  tomam os valores apresentados na Tabela 21, em função do tipo de cimento utilizado.

Tabela 21 - Cálculo de  $\beta_{RH}$

Parâmetros	Valores	Unid
$\beta_{RH} =$	1,01835	----
RH=	70	%
RH0=	100	%
$\alpha_{ds1} =$	4	Classe N
$\alpha_{ds2} =$	0,12	Classe N
$f_{cm} =$	43	<b>C35/45</b>
$f_{cm0} =$	10	Mpa

$$\varepsilon_{cd,0} = 0,85 \left[ (220 + 110 \times 4) \cdot \exp \left( -0,12 \times \left( \frac{43}{10} \right) \right) \right] \cdot 10^{-6} \times 1,01835 = 3,41 \times 10^{-4}$$

$$\varepsilon_{cd}(t) = 0,999 \times 1 \times 3,41 \times 10^{-4} = 3,41 \times 10^{-4}$$

O cálculo de  $\varepsilon_{ca}$  foi efetuado a partir da seguinte equação:

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \cdot \varepsilon_{ca}(\infty) \quad (3.16)$$

Sendo que:

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0,2t^{0,5}) \quad (3.17)$$

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2,5(f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} \quad (3.18)$$

Então, para  $f_{ck}=35$  Mpa e  $t=20000$  dias, temos:

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0,2 \cdot (20000)^{0,5}) = 1$$

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2,5(35 - 10) \cdot 10^{-6} = 6,25 \times 10^{-5}$$

$$\varepsilon_{ca}(t) = 1 \times 6,25 \times 10^{-5} = 6,25 \times 10^{-5}$$

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} = 3,41 \times 10^{-4} + 6,25 \times 10^{-5} = 4,035 \times 10^{-4}$$

### Cálculo das perdas por retracção

$$\Delta\sigma_{pt,s} = E_p \cdot \epsilon_{cs} \quad (3.19)$$

Em que  $E_p$  representa o módulo de elasticidade do aço de pré-esforço e  $\epsilon_{cs}$  representa a extensão total por retracção.

Desde modo,  $\Delta\sigma_{pt,s} = 195 \times 1000 \times 4,035 \times 10^{-4} = 78,684 \text{ MPa}$

### Perdas por fluência do betão

O cálculo da fluência do betão foi efetuado de acordo com as regras enunciadas no anexo B da NP EN1992-1-1 2010.

O coeficiente de fluência foi calculado a partir da seguinte equação:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0) \quad (3.20)$$

Em que  $\varphi_0$  representa o coeficiente de fluência calculado a partir da seguinte equação:

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) \quad (3.21)$$

Em que,  $\beta_c(t, t_0)$  é um coeficiente que traduz a evolução da fluência no tempo, após o carregamento, estimado a partir da seguinte equação:

$$\beta_c(t, t_0) = \left[ \frac{(t - t_0)}{\beta_H + t - t_0} \right]^{0,3} \quad (3.22)$$

### Cálculo de $\varphi_0$

O factor  $\beta(f_{cm})$ , que tem em conta a influência da resistência do betão foi calculado a partir da seguinte equação:

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}} \quad (3.23)$$

Em que  $f_{cm}$  é o valor médio de rotura do betão à compressão aos 28 dias, retirado do quadro 3.1 do EC2 e que toma o valor de 43 Mpa para um betão da classe C35/45.

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{43}} = 2,56198$$

O factor  $\beta(t_0)$ , que tem em conta a influência da idade do betão à data do carregamento, foi calculado a partir da seguinte equação:

$$\beta(t_0) = \frac{1}{(0,1 + t_0^{0,20})} \quad (3.24)$$

Em que é a idade do betão em dias à data do carregamento e vale  $t_0=7$  dias.

Logo:

$$\beta(t_0) = \frac{1}{(0,1 + 7^{0,20})} = 0,63461$$

O factor  $\varphi_{RH}$ , que tem em conta a influência da humidade relativa, foi calculado a partir da seguinte equação, para  $f_{cm}>35$  Mpa.

$$\varphi_{RH} = \left[ 1 + \frac{1 - RH/100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2 \quad (3.25)$$

Em que RH é a humidade relativa do ambiente (%),  $h_0$  é a espessura equivalente do elemento.

Os coeficientes  $\alpha$ , que têm em conta a influência da resistência do betão, são calculados a partir das seguintes equações:

$$\alpha_1 = \left[ \frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,7}; \alpha_2 = \left[ \frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,2}; \alpha_3 = \left[ \frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,5} \quad (3.26) \quad (3.27) \quad (3.28)$$

Através das equações anteriores, apresentam-se na seguinte tabela, os valores resultantes dos vários parâmetros utilizados no cálculo de  $\varphi_0$

Tabela 22 – Cálculo de  $\varphi_0$

Parâmetros	Secção cheia	Secção Vazada
RH (%)	70	70
h0 (mm)	80,680	65,621
$\alpha_1$	0,866	0,866
$\alpha_2$	0,960	0,960
$\alpha_3$	0,902	0,902
fcm (Mpa)	43,0	43,0
$\varphi_{RH} =$	1,53653	1,57765
$\varphi_0 =$	<b>2,4982</b>	<b>2,5650</b>

### Cálculo de $\beta_c(t,t_0)$

Este coeficiente foi calculado de acordo com a equação (3.22) e  $\beta_H$  calculado através da equação seguinte, para valores de  $f_{cm} > 35$  Mpa.

$$\beta_H = 1,5 \cdot [1 + (0,012RH)^{18} \cdot h_0 + 250\alpha_3 \leq 1500\alpha_3] \quad (3.29)$$

Na tabela seguinte, apresentam-se os diversos cálculos até à determinação dos valores de  $\beta_c(t,t_0)$  para as duas secções (cheia e vazada).

Tabela 23 – Cálculo de  $\beta_c(t,t_0)$

Parâmetros	Secção cheia	Secção Vazada
RH (%)	70	70
h0 (mm)	80,680	65,621
$\alpha_3$	0,9022	0,9022
t (dias)	20000	20000
t0 (dias)	7	7
$\beta_H$	345,07	344,09
1500. $\alpha_3$	1353,29	1353,29
$\beta_c(t,t_0)$	<b>0,99488</b>	<b>0,99489</b>

### Calculo dos coeficientes de fluência para as duas secções

Utilizando a equação (3.20), obtemos o seguintes valores de  $\varphi(t,t_0)$

$$\varphi(20000,7) = 2,4982 \times 0,99488 = \mathbf{2,4854} , \text{ para a secção cheia;}$$

$$\varphi(20000,7) = 2,5650 \times 0,99489 = \mathbf{2,5519} , \text{ para a secção vazada.}$$

### Cálculo das perdas devido à parcela de fluência

Na tabela em baixo, apresentam-se os cálculos das perdas de tensão devido à fluência, bem como as características mecânicas e geométricas das secções em causa.

Tabela 24 – Características das secções

Parâmetros	Valor
Ap (cm <sup>2</sup> )	246,4
Avão (m <sup>2</sup> )	8,3165
Aapoio (m <sup>2</sup> )	10,225
e, apoio (m)	0,56
e, vão (m)	0,77
I, apoio (m <sup>4</sup> )	2,1594
I, vão (m <sup>4</sup> )	2,0419

Na Tabela 25, apresentam-se os cálculos das perdas por fluência, nas secções do apoio e vão, de acordo com a seguinte equação:

$$\Delta\sigma_{pt,c} = \alpha \cdot \varphi(t, t_0) \cdot \sigma_{c,QP} \quad (3.30)$$

Em que  $\alpha$  representa o coeficiente  $E_p/E_{cm}$ ;  $\varphi(t, t_0)$  é o coeficiente de fluência entre o dia  $t$  e o dia da aplicação do pré-esforço e  $\sigma_{c,QP}$  representa a tensão no betão calculada ao nível do centro mecânico da armadura de pré-esforço, resultante da combinação quase permanente, incluindo a acção do pré-esforço.

Tabela 25 – Cálculo das perdas por fluência

Secção	Parâmetros	Valor
	Ep (Y1860) (GPa)	195
	Ecm (Gpa)	34
	$\alpha = E_p/E_{cm}$	5,735
Apoio	$\varphi(t, t_0)$	2,485
Vão	$\varphi(t, t_0)$	2,552
Apoio	$\sigma_c$ (Mpa)	3,06
Vão	$\sigma_c$ (Mpa)	3,51
Apoio	$\Delta\sigma_{pt,c}$ (MPa)	<b>43,5492</b>
Vão	$\Delta\sigma_{pt,c}$ (MPa)	<b>51,3902</b>

### Perdas por Relaxação

O cálculo das perdas de pré-esforço, devidas à relaxação, foi efetuado através do estipulado nos pontos 3.3.2(6) e 3.3.2(7) da NP EN1992-1-1 2010

Para a classe de relaxação 2 (fios e cordões), a equação de cálculo é a seguinte:

$$\Delta\sigma_{pt,r} = 0,66 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{9,1\mu} \left( \frac{t}{1000} \right)^{0,75(1-\mu)} \cdot 10^{-5} \cdot \sigma_{p0} \quad (3.31)$$

Em que  $\rho_{1000}$  é o valor da perda devida à relaxação à 1000 horas e toma o valor de 2,5% para a classe de relaxação 2,  $\mu$  toma o valor de  $\sigma_{pi}/f_{pk}$ , sendo  $\sigma_{pi} = \sigma_{po}$  valor absoluto da tensão inicial de pré-esforço;  $f_{pk}$  é o valor característico da resistência à tracção do aço de pré-esforço.

Apresenta-se na seguinte tabela, o resumo dos cálculos efectuados, para determinação das perdas de tensão por relaxação do aço, para as duas secções (maciça e vazada).

Tabela 26 – Cálculo das perdas por relaxação

Parâmetros	Valor
$\rho_{1000}$ (%)	2,5
t (horas)	500000
$f_{puk}$ (Mpa)	1860
$A_p$ (cm <sup>2</sup> )	246,4
$\sigma_{po}$ (Apoio) (Mpa)	1259,55
$\sigma_{po}$ (Vão) (Mpa)	1175,60
$\mu = \sigma_{po}/f_{puk}$	0,677
$\mu = \sigma_{po}/f_{puk}$	0,632
$\Delta\sigma_{pt,r}$ (Apoio) (Mpa)	<b>44,404</b>
$\Delta\sigma_{pt,r}$ (Vão) (Mpa)	<b>41,445</b>

### Cálculo das perdas diferidas totais

O cálculo das perdas diferidas totais, em cada secção, foi efetuado através da equação que consta nos elementos de estudo da disciplina de betão estrutural III e que a seguir se apresenta:

$$\Delta\sigma_{pt_{s+c+r}} = \frac{\Delta\sigma_{pt,s} + \Delta\sigma_{pt,c} + 0,80 \cdot \Delta\sigma_{pt,r}}{1 + \alpha \frac{A_p}{A} (1 + \frac{A}{I} e^2) (1 + 0,80 \cdot \varphi(t, t_0))} \quad (3.32)$$

Sendo:

$\Delta\sigma_{pt_{s+c+r}}$  - valor absoluto da variação de tensão nas armaduras devida à fluência, à retracção e à relaxação, na secção x, no instante t.

$\Delta \sigma_{pt,s} = E_p |\epsilon_{cs}(t)|$ ;  $\epsilon_{cs}(t)$  é a extensão de retracção desde o início até ao dia t;

$$\Delta \sigma_{pt,c} = \alpha \cdot \varphi(t, t_0) \cdot |\sigma_{c,QP}|;$$

$$\alpha = E_p / E_{cm};$$

$\varphi(t, t_0)$  - é o coeficiente de fluência entre o dia t e o dia t<sub>0</sub>, o dia de aplicação do pré-esforço;

$\sigma_{c,QP}$  - representa a tensão no betão calculada ao nível do centro mecânico da armadura de pré-esforço, resultante da combinação quase permanente, incluindo acção do pré-esforço.

$\Delta \sigma_{pt,r}$  - representa as perdas diferidas às t horas após a aplicação do pré-esforço, calculada para uma tensão inicial igual a  $\sigma_{p0}$  (pré-esforço após perdas instantâneas).

$A_p$  é a área dos cabos de pré-esforço na secção.

A e I representam, respectivamente, a área e a inércia da secção de betão.

e representa a excentricidade dos cabos (distância entre os cabos e o centro de gravidade da secção);

Por aplicação da equação 3.29, obtêm-se os seguintes valores:

$$\Delta \sigma_{pt_{s+c+r}} = 143,07 \text{ MPa} , \text{ na secção do apoio}$$

$$\Delta \sigma_{pt_{s+c+r}} = 138,74 \text{ MPa} , \text{ na secção do vão}$$

Na tabela seguinte, apresentam-se os valores finais de tensões e força de pré-esforço nas duas secções em causa (Apoio e vão)

Tabela 27 – Perdas de tensão instantâneas e diferidas

Secção	Após perdas inst. $\sigma$ (Mpa)	Após perdas dif. $\sigma$ (Mpa)	$A_p$ (cm <sup>2</sup> )	$P_{\infty}$ (kN)
Apoio	1259,55	1116,48	246,4	<b>27510,0</b>
Vão	1175,60	1036,86	246,4	<b>25548,2</b>

Os valores P após perdas, apresentados na Tabela 27, são superiores aos valores pré-dimensionados no ponto (3.5.5), pelo que não será necessário efectuar quaisquer alterações ao traçado dos cabos nem aos valores admitidos por estimativa para perdas instantâneas e diferidas.

Utilizar-se-á o valor médio de  $P_{\infty}$ , para verificação do estado limite de descompressão nas fibras extremas, uma vez que se recorreu ao método das cargas equivalentes ao pré-esforço, para efeitos de cálculo automático.

$$P_{méd} = \frac{27510 + 25548,2}{2} = 26529,10 \text{ kN}$$

### 3.5.7 Verificação de segurança ao estado limite de descompressão

Na tabela seguinte apresentam-se as acções equivalentes ao pré-esforço, calculadas a partir do valor de  $P$  após deduzidas as perdas instantâneas e diferidas.

Tabela 28 – Cargas equivalente ao pré-esforço corrigidas

Troços	L(m)	Flechas	Y (m)	Cargas	Valor (kN/m)
L1=	7,00	f1=	0,300	Qeq1=	324,85
L2=	5,50	f2=	0,475	Qeq2=	833,145
L3=	5,50	f3=	0,475	Qeq3=	833,145
L4=	3,70	f4=	0,260	Qeq4=	1007,679
L5=	14,80	f5=	1,040	Qeq5=	251,92

Tabela 29 – Esforços nas secções críticas (P=26529,10 kN)

Acções	Apoio (kNm)	Vão (kNm)
Peso Próprio	-20674,61	14904,41
RCP	-3104,99	2340,20
Sob. Passeios	-995,32	750,16
SCU+SCL	-4932,77	4929,18
VDT+	5996,30	<b>5692,09</b>
VDT-	<b>-2998,15</b>	-2846,05
PE	18769,55	-15718,30

Tomando como acção variável de base: SCU+SCL, para a combinação quase-permanente de acções e utilizando as equações (3.3), (3.4) e (3.5), obtemos os seguintes valores:

#### Secção de Apoio

$$M_{qp} = M_{PP} + M_{RCP} + 0,2 \times M_{SCU+SCL} + 0,2 \times M_{s,pass} + 0,3 \times M_{VDT-} = -25864,66 \text{ kNm}$$

$$\sigma_{Mqp} = \frac{M_{QP}}{I} \times V_s = 8504,17 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{PE} = \frac{M_{PE}}{I} \times V_s + \frac{P}{A} = -8768,80 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{fibra superior} = \frac{8504,17 - 8768,80}{1000} = -0,265 \text{ MPa}$$

### Secção do vão

$$M_{qp} = M_{PP} + M_{RCP} + 0,2 \times M_{SCU+SCL} + 0,2 \times M_{s,pass} + 0,3 \times M_{VDT-} = -20088,11 \text{ kNm}$$

$$\sigma_{Mqp} = \frac{M_{QP}}{I} \times V_{inf} = 9050,91 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{PE} = \frac{M_{PE}}{I} \times V_{inf} + \frac{P}{A} = -10271,98 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{fibra inferior} = \frac{9050,91 - 10271,98}{1000} = -1,221 \text{ MPa}$$

Ambas as fibras extremas, no vão e no apoio, estão comprimidas pelo que fica verificado o estado limite de descompressão.

### **3.5.8 Verificação de segurança ao estado limite de fendilhação**

Dada a localização da obra, considera-se, de acordo com o artº67 do REBAP, que a mesma se insere num meio moderadamente agressivo. De acordo com o art.º 68, a verificação ao estado limite de largura de fenda será efectuada para a combinação frequente de acções. Interessa antes verificar as tensões nas fibras extremas (inferiores e superiores) das secções críticas.

### Secção de Apoio

$$M_{freq} = M_{PP} + M_{RCP} + 0,4 \times M_{SCU+SCL} + 0,2 \times M_{s,pass} + 0,3 \times M_{VDT-} = -26851,22 \text{ kNm}$$

$$\sigma_{Mqp} = \frac{M_{freq}}{I} \times V_s = 8828,55 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{PE} = \frac{M_{PE}}{I} \times V_s + \frac{P}{A} = -8768,80 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{fibra superior} = \frac{8828,55 - 8768,80}{1000} = 0,06 \text{ MPa (tracção)}$$

### Secção do vão

$$M_{freq} = M_{PP} + M_{RCP} + 0,4 \times M_{SCU+SCL} + 0,2 \times M_{s,pass} + 0,3 \times M_{VDT-} = -20657,31 \text{ kNm}$$

$$\sigma_{Mqp} = \frac{M_{freq}}{I} \times V_{inf} = 9307,37 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{PE} = \frac{M_{PE}}{I} \times V_{inf} + \frac{P}{A} = -10271,98 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{fibra inferior} = \frac{9307,37 - 10271,98}{1000} = -0,964 \text{ MPa (Compressão)}$$

Verifica-se que as fibras extremas, na secção de apoio, apresentam uma tensão de tracção de 0,06 MPa, que é um valor muito baixo quando comparado com a tensão média de resistência do betão à tracção ( $f_{ctm}=3,2\text{MPa}$ ). Logo, considera-se que o betão não chega a fissurar, pelo que fica verificado o estado limite de largura de fenda.

### 3.5.9 Verificação de segurança ao estado limite último de flexão

A verificação de segurança em relação aos estados limites últimos de resistência foi feita em termos de esforços, satisfazendo a seguinte condição:

$$S_d \leq R_d \quad (3.33)$$

Em que:

$S_d$  é o valor de cálculo do esforço actuante e  $R_d$  é o valor de cálculo do esforço resistente.

Na tabela seguinte, apresentam-se os esforços retirados do modelo de cálculo

Tabela 30 – Esforços nas secções críticas do tabuleiro

Esforços nas Secções							
Acções Intervinentes	M (kN.m)		V (kN/m)		Acções	T (kN/m)	
	Apoio	Vão	Apoio,e	Apoio,d		Apoio	Vão
PP	-20674,61	14904,41	3846,38	-3365,60		----	----
RCP	-3105,00	2340,20	588,67	-444,46		----	----
SCU+SCL rodoviária	-4932,77	4929,19	1018,11	-847,54	SCUt+SCLt	-792,00	----
VT	-2343,56	2945,38	562,33	-441,00	VTt	-810,00	----
SCU passeios	-995,32	750,16	188,70	-142,47	SUDt	-467,03	----
VUT+	---	---	---	---	SCt	-49,50	----
VUT-	---	---	---	---		----	----
VDT-	---	---	---	---		----	----
VDT+	---	---	---	---		----	----
PE total	18769,56	-15718,30	0	138,02		----	----
PE iso	14856,30	-20427,41	---	---		---	---
PE hip	3913,26	4709,11	---	---		---	---

### Combinação de acções

O cálculo do momento actuante  $M_{sd}$ , tomando como acção variável de base, SCU+SCL, é feito de acordo com as seguintes equações:

$$M_{sd,ap} = 1,35.PP + 1,50.RCP + 1,5.(SCU + SCL) + 1,5.(SCU_{passeios}).0,6 + 0,9.PE_{hip}$$

$$M_{sd,vão} = 1,35.PP + 1,50.RCP + 1,5.(SCU + SCL) + 1,5.(SCU_{passeios}).0,6 + 0,9.PE_{hip}$$

Na tabela seguinte apresentam-se os resultados das combinações de acções efectuadas de acordo com as equações anteriores.

Tabela 31 – Cálculo de Msd nas secções de apoio e vão

Acções	Coef. $\gamma$	$\Psi_0$	$M_{\text{apoio}}(\text{kNm})$	$M_{\text{vão}}(\text{kNm})$	$M_{\text{sd apoio}}(\text{kNm})$	$M_{\text{sd vão}}(\text{kNm})$
PP	1,35		-20674,61	14904,41	-27910,72	20120,95
RCP	1,5		-3105,00	2340,20	-4657,50	3510,30
SCU+SCL rodoviária	1,5	0,6	-4932,77	4929,19	-7399,16	7393,79
VT	1,5	0,6	-2343,56	2945,38	0,00	0,00
SCU passeios	1,5	0,6	-995,32	750,16	-895,79	675,14
VUT+	não intervém	0,6				
VUT-	não intervém	0,6				
VDT-	não intervém	0,6				
VDT+	não intervém	0,6				
PE hiperestático	1,2					
	0,9		3913,26	4709,11	3521,94	5650,93
<b>Msd (kNm)</b>					<b>-37341,23</b>	<b>37351,11</b>

### Determinação da capacidade resistente das secções

#### Secção do Apoio

Cálculo da armadura mínima

O cálculo de  $A_{s,min}$  (de acordo com o artº90º do REBAP) é efectuado a partir da seguinte equação:

$$A_{s,min} = \frac{0,12 \times b_t \times d}{100} \quad (3.34)$$

Em que:

$A_s$  é a área da secção de armadura;  $b_t$  é a largura média da zona traccionada;  $d$  é a altura útil; 0,12 é a percentagem de armadura longitudinal de tracção para aços A500.

$A_{s,min}=102,92 \text{ cm}^2$ , pelo que se adopta 21 varões de 25mm, a que corresponde uma área de aço de  $103,11 \text{ cm}^2$

#### Determinação da posição da linha neutra, a partir das seguintes equações:

$$F_c = F_s + F_p;$$

$$F_c = f_{cd} \cdot b \cdot y;$$

$$y = 0,8 \cdot x;$$

Em que:  $F_c$  é a força de compressão no betão;  $F_s$  é a força de tracção nas armaduras passivas;  $F_p$  é a força de tracção nas armaduras activas;  $f_{cd}$  é a tensão de cálculo do betão à compressão;  $b$  é a largura da zona comprimida;  $y$  é a altura do bloco rectangular de tensões;  $x$  é a posição da linha neutra:

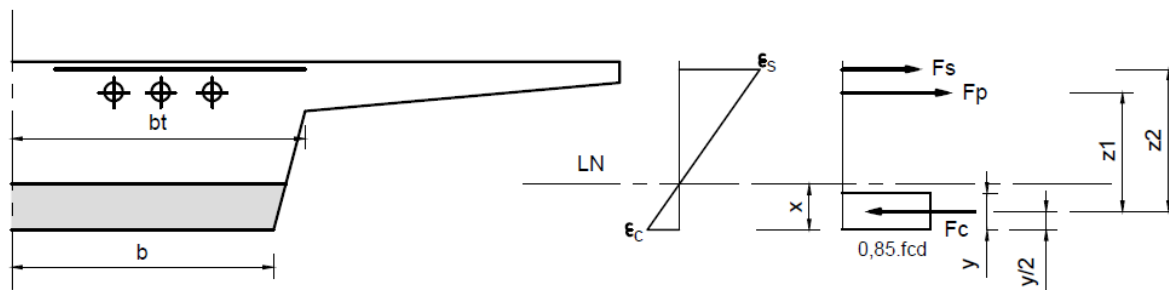


Figura 17 – Diagramas de extensões e forças no aço e no betão

Na determinação da capacidade resistente, admite-se que os aços estão em cedência. Esta hipótese será verificada posteriormente.

Tabela 32 – Características da secção resistente

Características da Secção	
H(m)	1,6
rec(m)	0,04
d(m)	1,53
bt(m)	5,6
b(m)	5,3
$A_{s_{min}}$ (cm <sup>2</sup> )	102,92
Área 1Φ25 (cm <sup>2</sup> )	4,91
Nº Varões Φ25, calc	20,96
Nº Varões Φ25, adopt	21
$A_{s_{min}}$ (cm <sup>2</sup> )	103,11
$A_p$ (cm <sup>2</sup> )	246,4

Tabela 33 – Determinação da força de tracção no aço e força de compressão no betão

Cálculos	
$F_s = f_{syd} \cdot A_s$ (kN)	4485,29
$F_p = f_{pyd} \cdot A_p$ (kN)	34273,17
$F_s + F_p$ (kN)	38758,45
$0,85 \cdot f_{cd}$ (kN)	19830,5
$y$ (m)	0,369
$x$ (m)	0,461
$y/2$ (m)	0,184
$z_1$ (m)	1,266
$z_2$ (m)	1,347

Tabela 34 – Cálculo do momento resistente da secção

Cálculo de Mrd no Apoio				
Forças	Força	braço		Mrd
$F_s = f_{syd} \cdot A_s$ (kN)	4485,29	1,3471	z2	6042,19
$F_p = f_{pyd} \cdot A_p$ (kN)	34273,17	1,2656	z1	43376,62
<b>Mrd (kNm)</b>				<b>49418,81</b>

### Verificação das hipóteses admitidas

#### Armaduras Activas

$$\frac{\varepsilon_c}{x} = \frac{\Delta \varepsilon_p}{1,6 - x - 0,15} \Rightarrow \Delta \varepsilon_p = \frac{3,5 \times (1,6 - 0,461 - 0,15)}{0,461} = 7,51 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_p = \frac{\sigma_{p\infty}}{E_p} = \frac{1116,48}{195 \times 10^3} + 7,51 = 13,24 \text{ ‰} > 8,20 \text{ ‰}$$

#### Armaduras Passivas

$$\frac{\varepsilon_c}{x} = \frac{\varepsilon_s}{d - x} \Rightarrow \varepsilon_s = \frac{3,5 \times (1,53 - 0,461)}{0,461} = 8,127 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_s > \frac{f_{syd} \text{ (MPa)}}{E \text{ (GPa)}} \Rightarrow 8,127 > \frac{435}{200} \Rightarrow 8,127 \text{ ‰} > 2,2 \text{ ‰}$$

logo o aço encontra-se em cedência.

### Secção do Vão

Cálculo da armadura mínima a partir da equação 3.34.

$A_{s_{min}} = 91,89 \text{ cm}^2$  pelo que se adopta 20 varões de 25mm, cuja área é  $98,20 \text{ cm}^2$

### Determinação da posição da linha neutra

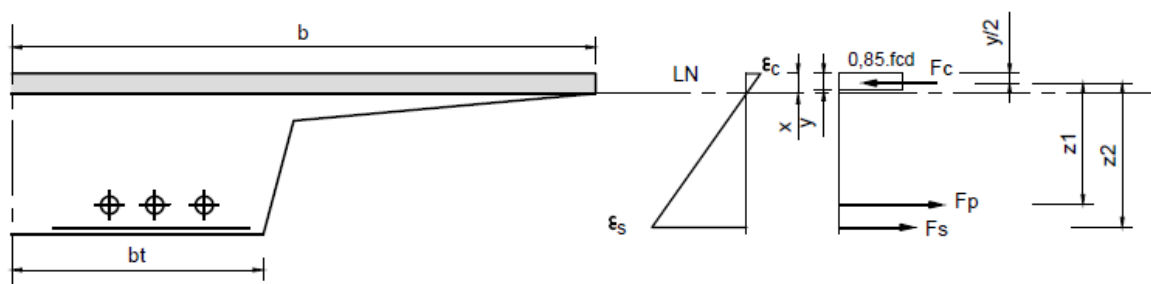


Figura 18 - Diagramas de extensões e forças nos aços e no betão

Tabela 35 – Características da secção resistente

Características da Secção	
H(m)	1,6
rec(m)	0,04
d(m)	1,53
bt(m)	5
b(m)	11,6
$A_{s_{min}}$ (cm <sup>2</sup> )	91,89
Area 1 $\Phi$ 25 (cm <sup>2</sup> )	4,91
Nº Varões $\Phi$ 25, calc	18,71
Nº Varões $\Phi$ 25, adopt	20
$A_{s_{min}}$ (cm <sup>2</sup> )	98,2
$A_p$ (cm <sup>2</sup> )	246,4

Tabela 36 - Determinação da força de tracção no aço e força de compressão no betão

Cálculos	
$F_s = f_{syd} \cdot A_s$ (kN)	4271,70
$F_p = f_{pyd} \cdot A_p$ (kN)	34273,17
$F_s + F_p$ (kN)	38544,87
$0,85 \cdot x \cdot f_{cd}$ (kN)	19830,5
y (m)	0,168
x (m)	0,209
y/2 (m)	0,084
z1 (m)	1,366
z2 (m)	1,448

Tabela 37 - Cálculo do momento resistente da secção

Cálculo de Mrd				
Forças	Força	braço		Mrd
$F_s = f_{syd} \cdot A_s$ (kN)	4271,70	1,4477	z2	6184,22
$F_p = f_{pyd} \cdot A_p$ (kN)	34273,17	1,3662	z1	46824,66
<b>Mrd (kNm)</b>				<b>53008,88</b>

## Verificação das hipóteses admitidas

### Armaduras Activas

$$\frac{\varepsilon_c}{x} = \frac{\Delta\varepsilon_p}{1,6 - x - 0,15} \Rightarrow \Delta\varepsilon_p = \frac{1,582 \times (1,6 - 0,209 - 0,15)}{0,209} = 9,39 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_p = \frac{\sigma_{p\infty}}{E_p} = \frac{1036,86}{195 \times 10^3} + 9,39 = 14,71 \text{ ‰} > 8,20 \text{ ‰}$$

logo o aço encontra-se em cedência.

### **3.5.10 Verificação de segurança ao estado limite último de esforço transversal**

A verificação da segurança ao esforço transversal foi efectuada no apoio, à esquerda e à direita, onde a secção é maciça e o esforço transversal actuante é máximo, e na zona de transição entre a secção maciça e a secção aligeirada, de modo a satisfazer a condição:

$$V_{sd} \leq V_{rd} \quad (3.35)$$

Em que  $V_{sd}$  é o valor de cálculo do esforço transversal actuante e  $V_{rd}$  é o valor de cálculo do esforço transversal resistente.

De acordo com artº 53 do REBAP, o valor de cálculo do esforço transversal resistente pode ser obtido a partir das seguintes equações:

$$V_{Rd} = V_{cd} + V_{wd} \quad (3.36)$$

$$V_{cd} = \tau_1 b_w d \quad (3.37)$$

$$V_{wd} = 0,9d \frac{A_{sw}}{s} f_{syd} (1 + \cot \alpha) \sin \alpha \quad (3.38)$$

Em que:

$V_{cd}$  representa a parcela da resistência dada pelo betão;  $V_{wd}$  é contributo das armaduras de esforço transversal para essa mesma resistência;  $\tau_1$  é a tensão cujo valor é retirado do quadro VI do art.º 53.2;  $b_w$  é a largura da alma da secção;  $d$  é a altura útil da secção;  $A_{sw}$  é a área da secção da armadura de esforço transversal;  $s$  é o espaçamento dessas mesmas armaduras;  $f_{syd}$  é o valor de cálculo da tensão de cedência das armaduras de esforço transversal e  $\alpha$  é o ângulo formado pelas armaduras com o eixo do elemento.

### Secção do Apoio

Pelo facto de existirem cabos de pré-esforço na secção, a largura da alma ( $b_w$ ) será corrigida da seguinte forma:

Caso  $\sum \phi_{cabos} > \frac{b_w}{8}$ ,

$$b_w = b_w - 0,5 \times (\sum \phi_{cabos}) \quad (3.39)$$

Na Tabela 38, apresentam-se os valores de cálculo da largura  $b_w$ .

Tabela 38 – Cálculo da largura  $b_w$

Parâmetros de cálculo de $b_w$	
$\tau_1$ (Mpa)	1
$b_w$ (m)	5
$d$ (m)	1,53
$b_w/8$ (m)	0,625
$\Phi_{ext}$ bainha (mm)	117
8 cabos x 117 (m)	0,936
$b_w$ (m)	4,532

### Cálculo de $V_{cd}$

Através da utilização da equação (3.37), o contributo do betão para a resistência ao esforço transversal é a seguinte:

$$V_{cd} = 1 \times 10^3 \times 4,532 \times 1,53 = 6940,76 \text{ kN}$$

### Armadura mínima de esforço transversal

De acordo com o artº 94º do REBAP, o cálculo da armadura mínima de esforço transversal, pode ser efectuado através da seguinte equação:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right), \min = \left(\frac{0,08}{100}\right). b_w. \sin \alpha \quad (3.40)$$

Em que:

$A_{sw}$  representa a área total da secção transversal dos vários ramos dos estribos;  $b_w$  é a largura da alma da secção;  $s$  é o espaçamento entre estribos;  $\alpha$  é o ângulo formado pelos estribos com o eixo da viga; 0,08 é a percentagem de estribos mínima para aços A500.

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{min} = \left(\frac{0,08}{100}\right) \cdot 4,532 \cdot \sin(90) = 36,26 \text{ cm}^2/m$$

### **Cálculo de Vwd**

Através da utilização da equação (3.38), o contributo das armaduras verticais para a resistência ao esforço transversal é a seguinte:

$$V_{wd} = 0,9 \times 1,53 \times 36,26 \times 10^{-4} \times 435 \times 10^3 \times (1 + \cotg(90)) \sin(90) = 2172,76 \text{ kN}$$

### **Cálculo de Vrd**

De acordo com a equação (3.36), a resistência da secção ao esforço transversal é a que a seguir se apresenta:

$$V_{Rd} = 6940,76 + 2172,76 = 9113,52 \text{ kN}$$

### **Cálculo de Vrd máximo**

Verificação de Vrd máximo de acordo com o artº 53.4 do REBAP

$$V_{Rd} \leq \tau_2 b_w d \Rightarrow V_{Rd} \leq 8 \times 10^3 \times 4,532 \times 1,53 = 55526,06 \text{ kN}$$

### **Cálculo de Vsd na secção de apoio (esq,dir)**

Os valores apresentados na Tabela 30, considerando a sobrecarga SCU+SCL como acção variável de base, foram combinados da seguinte forma:

$$V_{sd} = 1,35 \cdot PP + 1,50 \cdot RCP + 1,5 \cdot (SCU + SCL) + 1,5 \cdot (SCU_{passeios}) \cdot 0,6 + 0,9 \cdot PE_{hip}$$

$$V_{sd,esq} = 7772,61 \text{ kN}$$

$$V_{sd,dir} = -6485,57 \text{ kN}$$

Logo fica verificada a condição inicial, em que  $V_{sd}$  é menor do que  $V_{Rd}$

### **Espaçamento dos estribos**

De acordo com o artº 94.3 do REBAP, nas zonas em que  $V_{sd} \leq \frac{1}{6} \tau_2 b_w d$ , o espaçamento dos estribos deverá ser:  $s \leq 0,9d$  com máximo de 30 cm.

$$s \leq 0,9 \times 1,53 = 1,378 \text{ m, com } s_{m\acute{a}x} = 30 \text{ cm}$$

Considerando  $s=0,20$  m, apresenta-se na tabela seguinte o cálculo da armadura de esforço transversal.

Tabela 39 – Cálculo de armaduras de esforço transverso no apoio

<b>Asw/s (cm<sup>2</sup>/m)</b>	36,256
<b>Asw (cm<sup>2</sup>)</b>	7,2512
<b>s (m)</b>	0,2
<b>Nº de ramos</b>	2
<b>Asw/ramos (cm<sup>2</sup>)</b>	3,6256
<b>Nº estribos</b>	4
<b>As (cm<sup>2</sup>)</b>	0,9064
<b>Armadura</b>	Φ12//0,20

### **Secção de transição (maciça/vazada)**

Pelo facto de existirem vazamentos na secção, a largura da alma ( $b_w$ ) será corrigida da seguinte forma:

$$b_w = b_w - \sum \phi_{\text{vazamentos}} \quad (3.41)$$

$b_w = 2,72\text{m}$

### **Cálculo de Vcd**

Através da utilização da equação (3.37), o contributo do betão para a resistência ao esforço transverso é a seguinte:

$$V_{cd} = 1 \times 10^3 \times 2,72 \times 1,53 = 4165,68 \text{ kN}$$

### **Armadura mínima de esforço transverso**

Utilizando a equação (3.40), o cálculo da armadura mínima de esforço transverso é o que se apresenta a seguir:

$$\left(\frac{Asw}{s}\right), \text{min} = \left(\frac{0,08}{100}\right) \cdot 2,72 \cdot \sin(90) = 21,76 \text{ cm}^2/\text{m}$$

### **Cálculo de Vwd**

Através da utilização da equação (3.38), o contributo das armaduras verticais para a resistência ao esforço transverso é a seguinte:

$$V_{wd} = 0,9 \times 1,53 \times 21,76 \times 10^{-4} \times 435 \times 10^3 \times (1 + \cot g(90)) \sin(90) = 1304,04 \text{ kN}$$

### **Cálculo de Vrd**

De acordo com a equação (3.36), a resistência da secção ao esforço transverso é a que se apresenta:

$$V_{Rd} = 4165,68 + 1304,04 = 5469,72 \text{ kN}$$

### Cálculo de Vrd máximo

Verificação de Vrd máximo de acordo com ao artº 53.4 do REBAP

$$V_{Rd} \leq \tau_2 b_w d \Rightarrow V_{Rd} \leq 8 \times 10^3 \times 2,72 \times 1,53 = 33325,44 \text{ kN}$$

### Cálculo de Vsd na zona de transição (secção maciça/vazada)

Os valores apresentados na Tabela 40, considerando a sobrecarga SCU+SCL como acção variável de base, foram combinados da forma como a seguir se indica:

Tabela 40 – Esforços na secção de transição (maciça/vazada)

Acções	V (kN/m)	Acções	T (kN/m)
PP	3430,55		----
RCP	525,03		----
SCU+SCL rodoviaria	939,73	SCUt+SCLt	-2985,26
VT	498,54	VTt	-840
SCU passeios	168,30	SUDt.pass	-416,54
VUT+	----	SCT.pass	-49,5
VUT-	----		----
VDT-	----		----
VDT+	----		----
PE total	-2015,36		----
PE iso	----		----
PE hip	----		----

$$V_{Sd} = 1,35.PP + 1,50.RCP + 1,5.(SCU + SCL) + 1,5.(SCU_{passeios}).0,6 + 0,9.PE_{hip}$$

$$V_{Sd} = 5166,03 \text{ kN}$$

Logo fica verificada a condição inicial, em que  $V_{sd}$  é menor do que  $V_{Rd}$

### Espaçamento dos estribos

De acordo com o artº 94.3 do REBAP, nas zonas em que  $V_{sd} \leq \frac{1}{6} \tau_2 b_w d$ , o espaçamento dos estribos deverá ser:  $s \leq 0,9d$  com máximo de 30 cm.

$$V_{sd} \leq \frac{1}{6} \tau_2 b_w d = 5554,24 \text{ kN}$$

$$s \leq 0,9 \times 1,53 = 1,378 \text{ m, com } s_{\text{máx}} = 30 \text{ cm}$$

Considerando  $s=0,20$  m, apresenta-se na tabela seguinte o cálculo da armadura de esforço transverso.

Tabela 41 – Cálculo de armaduras de esforço transverso secção maciça/vazada

<b>Asw/s (cm<sup>2</sup>/m)</b>	21,76
<b>Asw (cm<sup>2</sup>)</b>	4,352
<b>s (m)</b>	0,2
<b>Nº de ramos</b>	2
<b>Asw/ramos (cm<sup>2</sup>)</b>	2,176
<b>Nº estribos</b>	4
<b>As (cm<sup>2</sup>)</b>	0,544
<b>Armadura</b>	Φ12//0,20

### 3.5.11 Verificação de segurança ao estado limite último de torção

A verificação ao estado limite último de torção foi efectuada de modo a satisfazer a condição:

$$T_{sd} \leq T_{rd} \quad (3.42)$$

Em que:

$T_{sd}$  representa o momento torsor actuante e  $T_{rd}$  representa o momento torsor resistente.

De acordo com artº 55º do REBAP, o valor de cálculo do momento torsor resistente é dado pelo menor dos valores das seguintes equações:

$$T_{Rd} = T_{cd} + T_{td} \quad (3.43)$$

$$T_{Rd} = T_{ld} \quad (3.44)$$

Em que os termos  $T_{cd}$ ,  $T_{td}$  e  $T_{ld}$ , dependem da geometria da secção, da classe do betão, da armadura transversal e longitudinal de torção.  $T_{cd}$  representa a resistência da secção à torção devida ao betão;  $T_{td}$  representa a resistência da secção à torção devido às armaduras transversais de esforço transverso e  $T_{ld}$  a resistência à torção devido à armaduras longitudinais.

Os termos anteriores são calculados a partir das seguintes equações:

$$T_{cd} = 2\tau_1 h_{ef} A_{ef} \quad (3.45)$$

$$T_{td} = 2A_{ef} \frac{A_{st}}{s} f_{syd} \quad (3.46)$$

$$T_{ld} = 2A_{ef} \frac{A_{sl}}{u_{ef}} f_{syd} \quad (3.47)$$

Em que:

$\tau_1$  é uma tensão cujo valor é definido no quadro VI do artº53;  $h_{ef}$  e  $A_{ef}$  são, relativamente a uma secção oca eficaz, fictícia, contida na secção real, a espessura da sua parede e a área limitada pela sua linha média;  $A_{st}$  é a área da armadura da cinta que constitui a armadura transversal de torção;  $s$  é o espaçamento dessa armadura;  $A_{sl}$  é a área total das secções dos varões que constituem a armadura longitudinal de torção e  $u_{ef}$  é o perímetro da linha média da secção oca eficaz.

## Cálculo da secção oca eficaz

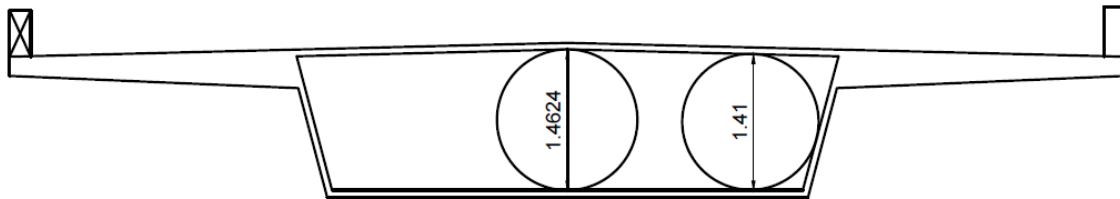


Figura 19 – Determinação do diâmetro def da secção oca

Tabela 42 – Secção oca eficaz

Geometria da secção oca	
Largura (m)	5,00
H (m)	1,60
rec (m)	0,04
$\Phi$ cinta.torção (mm)	16
$\Phi$ long.torçao (mm)	16
Lpolig (m)	4,872
Hpolig (m)	1,472
$\Phi$ max=def (m)	1,462
def/12 (m)	0,122
Lef ext (m)	4,994
Lef int (m)	4,750
Hef ext (m)	1,594
Hef int (m)	1,350
Hmed (m)	4,872
Lmed (m)	1,472
<b>hef (m)</b>	<b>0,122</b>
<b>Aef (m2)</b>	<b>7,172</b>
<b>Uef (m)</b>	<b>12,688</b>

Considerou-se para armadura longitudinal de torção 56 $\Phi$ 16 a que corresponde uma área de aço de 112,56 cm<sup>2</sup> e para armadura transversal de torção  $\Phi$ 16//0.20 a que corresponde uma área de aço de 10,05 cm<sup>2</sup>/m.

Estas armaduras serão posteriormente compatibilizadas com as armaduras de flexão e de esforço transversal.

Através da utilização das equações (3.43), (3.45) e (3.46), obtêm-se os seguintes valores para  $T_{cd}$ ,  $T_{td}$  e  $T_{Rd}$ :

$$T_{cd} = 2 \times 1000 \times 0,122 \times 7,172 = 1747,95 \text{ kNm}$$

$$T_{td} = 2 \times 7,172 \times \frac{2,01 \times 10^{-4}}{0,20} 435 \times 10^3 = 6267,34 \text{ kNm}$$

$$T_{Rd} = 1747,95 + 6267,34 = 8015,30 \text{ kNm}$$

Considerando para a armadura longitudinal de torção,  $56\Phi 16$ , distribuídos pelo contorno da secção, a que corresponde uma área de  $A_{si}=112,56 \text{ cm}^2$ , o valor de  $T_{ld}$  calculado a partir da equação (3.47).

$$T_{ld} = 2 \times 7,172 \times \frac{112,56 \times 10^{-4}}{12,688} 435 \times 10^3 = 5532,33 \text{ kNm}$$

Cálculo do valor  $T_{rd}$  máximo admissível

$$T_{Rd} \leq 2\tau_2 h_{ef} A_{ef} \Rightarrow T_{Rd} = 2 \times 8 \times 10^3 \times 0,122 \times 7,172 = 6991,82 \text{ kNm}$$

Então, o menor dos  $T_{rd}$  a considerar é que resulta do valor de  $T_{ld}=5532,33 \text{ kNm}$

### **Cálculo de Tsd nas secções críticas**

#### **Secção de apoio**

As acções consideradas no cálculo de  $T_{sd}$ , são as sobrecargas rodoviárias e sobrecargas nos passeios, pois são as únicas cuja resultante é excêntrica em relação ao eixo longitudinal do tabuleiro e por isso as que geram momentos torsões em torno do mesmo.

Os valores apresentados na Tabela 30 e considerando a sobrecarga  $V_{tt}$  como acção variável de base, foram combinados da seguinte forma:

$$T_{sd} = 1,5 \cdot (SCU_t SCL_t) + 1,5 \cdot (SUD_t + SCT_t) \cdot 0,6$$

Obtendo-se o seguinte valor de  $T_{sd}$ :

$$T_{sd} = -5336,43 \text{ kNm}$$

Logo fica verificada a condição inicial, em que  $T_{sd}$  é menor do que  $T_{Rd}$

### Secção de transição (maciça/vazada)

Na zona de transição entre a secção maciça e a secção vazada, o valor de cálculo do momento torsor actuante  $T_{sd} = -4897,33$  kNm, é menor que o valor no apoio e o valor de cálculo do momento torsor resistente mantêm-se constante ao longo de todo o tabuleiro. Logo, a equação (3.42) é validada, ficando assim garantida a segurança.

### Esforço transversal associado a torção

Devem ainda ser verificadas as condições do artº 56 do REBAP (Esforço transversal associado a torção), de acordo com as seguintes equações:

No caso em que  $\tau_v + \tau_t > \tau_1$ , que é o caso, em que  $\tau_v$  e  $\tau_t$  são dados pelas seguintes equações:

$$\tau_v = \frac{V_{sd}}{b_w d} \quad (3.48)$$

$$\tau_t = \frac{T_{sd}}{2h_{ef}A_{ef}} \quad (3.49)$$

Em que  $V_{sd}$  e  $T_{sd}$  são, respectivamente, os valores de cálculo do esforço transversal e do momento torsor actuantes. Como a condição  $\tau_v + \tau_t > \tau_1$  é verificada,  $V_{cd}$  toma o valor já calculado através da equação (3.37) e  $T_{cd} = 0$ , conforme se pode observar na Tabela 43.

Tabela 43 – Cálculo de  $V_{cd}$  e  $T_{rd}$

<b>Esforço de torção associado a Esforço transversal</b>		
	<b>Secção maciça</b>	<b>Secção M/V</b>
<b>bw (m)</b>	4,532	2,72
<b>d (m)</b>	1,53	1,53
<b>hef (m)</b>	0,122	0,122
<b>Aef (m)</b>	7,172	7,172
<b>Vsd,e (kN)</b>	7772,61	0
<b>Vsd,d (kN)</b>	6485,57	5166,03
<b>Tsd (kNm)</b>	5336,43	4897,33
<b><math>\tau_v</math></b>	934,42	1240,14
<b><math>\tau_t</math></b>	3052,96	2801,75
<b><math>\tau_v + \tau_t =</math></b>	3987,37	4041,89
<b><math>\tau_1</math> (Mpa)</b>	1000	1000
<b><math>\tau_v + \tau_t &gt; \tau_1</math></b>	sim	sim
<b>Vcd (kN)</b>	<b>6940,76</b>	<b>4165,68</b>
<b>Tcd (kNm)</b>	<b>0</b>	<b>0</b>
<b>TRd (kNm)</b>	<b>6267,34</b>	<b>6267,34</b>

Nestas condições, continua a verificar-se que  $V_{sd} < V_{rd}$  e  $T_{sd} < T_{rd}$ , verificando-se a segurança.

### 3.6 Análise transversal do tabuleiro

A análise transversal do tabuleiro foi efectuada considerado um modelo em consola com um encastramento de 20 cm na nervura do tabuleiro, conforme apresentado na Figura 20, em que as acções intervenientes são as seguintes:

#### Permanentes

- Peso próprio da consola;
- RCP (Betuminoso, Guarda Corpos, Guarda de segurança, Lancil, Peso próprio passeio, Viga de bordadura);

#### Variáveis

- Veiculo Tipo com o posicionamento indicado na figura;
- Sobrecarga concentrada em passeios (20 kN).

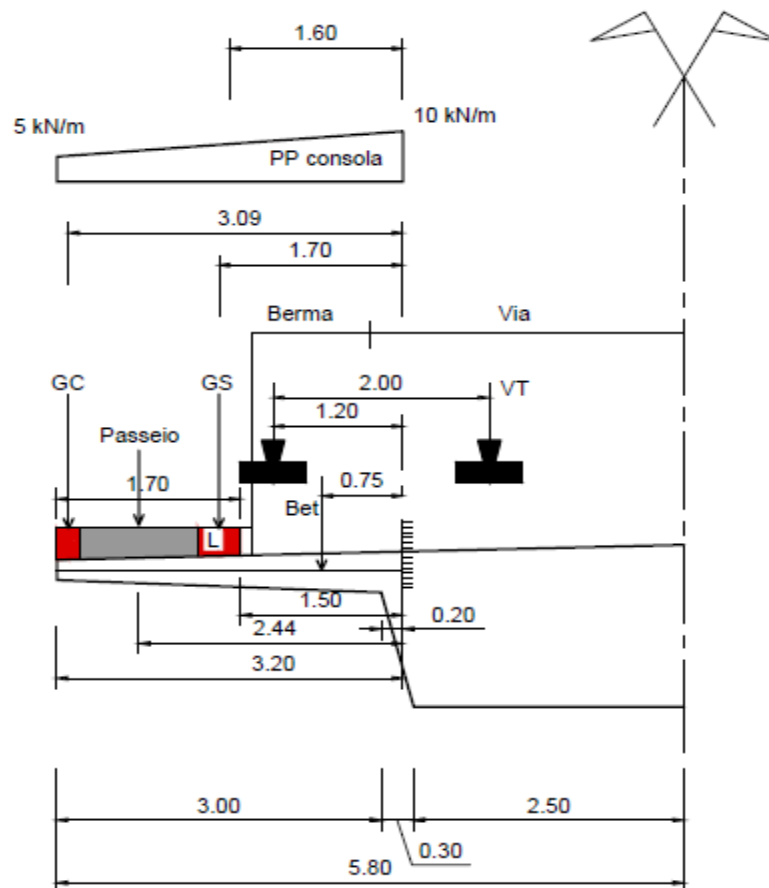


Figura 20 – Modelo de consola com respectivos carregamentos

### 3.6.1 Verificação da Segurança ao estado limite último de flexão

#### Esforços actuantes

Apresentam-se na tabela seguinte, o valor das acções intervenientes, bem como os esforços produzidos na secção de encastramento da consola. O momento flector originado pelo veículo tipo foi calculado através de superfícies de influência, que se apresenta em anexo.

Tabela 44 – Esforços na secção de encastramento da consola

Acções	Carga kN/m	Braço m	M kNm/m
<b>Acções Permanentes</b>			
PP consola (rect)	(5x3,20)	1,60	<b>25,60</b>
PP consola (triang)	(5x3,20x0,5)	1,60	<b>12,80</b>
Viga bordadura	3,6	3,09	11,12
Passeio	4,24	2,44	10,35
Lancil	1,68	1,7	2,86
G. Segurança	1	1,7	1,70
G. Corpos	1	3,09	3,09
Betuminoso	1,8	0,75	1,35
			<b>30,47</b>
<b>Acções Variáveis</b>			
SC pass 3kN/m <sup>2</sup>	5,1	2,44	12,44
CC (20 kN)	20		10,00
VT			70,00

#### Combinação de acções

Tomando para acção variável de base, o veiculo tipo:

$$M_{sd,consola} = 1,35.PP + 1,50.RCP + 1,5 \times VT + 1,5 \times 0,6 \times (SCpasseios) = 213,74 \text{ kNm}$$

#### Determinação da capacidade resistente da secção

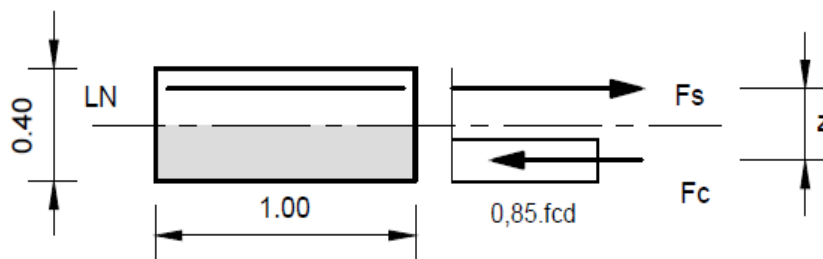


Figura 21 - Forças que actuam no aço e no betão

Em flexão simples, para cálculo de  $M_{Rd}$  em secções rectangulares, admite-se  $z=0,9d$  como aproximação razoável.

Tabela 45 – Cálculo da força no aço

Cálculo da armadura	
Altura da secção (m)	0,4
Recobrimento (cm)	4,0
Diâmetro armadura (mm)	20,00
d (m)	0,350
Z (aprox.)= 0,9d (m)	0,315
Msd (kNm)/m	213,74
FS=Msd/z (kN/m)	678,53
As=FS/fsyd (cm <sup>2</sup> /m)	15,60
Adoptar	<b>Φ20 // 0,20</b>
Área Φ20 // 0,20 (cm <sup>2</sup> /m)	<b>15,71</b>
Fs=As.fsyd (kN/m)	683,39

Fixando como extensão máxima no betão  $\varepsilon_c=3,5 \text{ ‰}$

Como  $F_c=F_s$  e  $F_c=0,85.b.y.fcd=683,39 \text{ kN}$

Então: a altura do bloco rectangular de tensões é dada por:

$$Y = \frac{683,39}{0,85 \times 1 \times 23300} = 0,0345 \text{ m}$$

E a posição da linha neutra x:

$$X = \frac{y}{0,80} = 0,0431 \text{ m}$$

$$\frac{\varepsilon_c}{x} = \frac{\varepsilon_s}{d-x} \Rightarrow \varepsilon_s = \frac{3,5 \times (0,35 - 0,0431)}{(0,35)} = 3,07 \text{ ‰} > 2,20 \text{ ‰}$$

Logo, adopta-se para as armaduras longitudinais de tracção  $\Phi 20//0,20$  em ambas as faces da consola e como armadura transversal  $\Phi 12//0,15$ .

### 3.6.2 Verificação de segurança ao estado limite último de esforço transversal

A verificação ao esforço transversal será em tudo semelhante ao que foi efetuado para a direcção longitudinal, conforme ponto 3.5.10

#### Cálculo do esforço transversal actuante (Vsd)

As acções intervenientes no cálculo de Vsd são as mesmas que foram utilizadas para cálculo de Mrd. O cálculo foi efectuado, considerando que a roda do veículo está em cima do apoio (situação mais desfavorável). Nesta posição, o valor da sobrecarga devido ao veículo tipo

(VT) é de 100 kN, uma vez que não se verifica a influência das restantes rodas, conforme indicado na figura seguinte. Para a carga concentrada nos passeios (20kN), a sua distribuição ao longo do apoio é efectuada da mesma forma que para o veículo tipo.

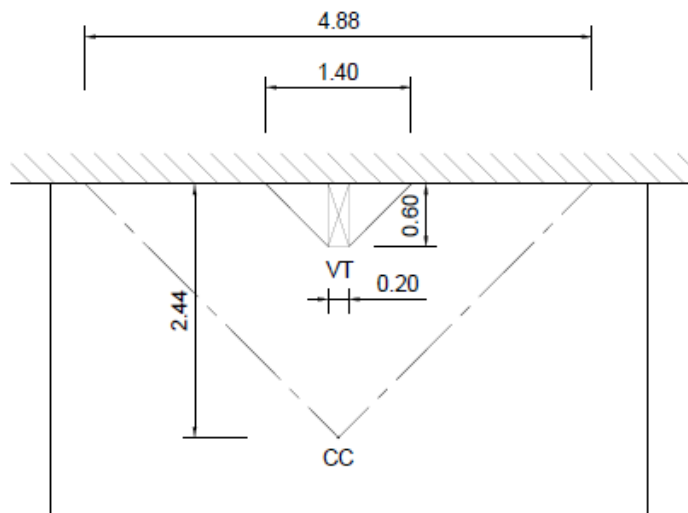


Figura 22 – Zonas de influência de cargas concentradas no apoio

Na tabela seguinte apresentam-se os valores das acções intervenientes no cálculo de  $V_{sd}$ .

Tabela 46 – Acções consideradas

Acções	V
<b>Acções Permanentes</b>	<b>(kN/m)</b>
PP consola	24
Viga bordadura	3,6
Passeio	4,24
Lancil	1,68
G. Segurança	1
G. Corpos	1
Betuminoso	1,8
	<b>13,32</b>
<b>Acções Variáveis</b>	
SC pass 3kN/m <sup>2</sup>	5,10
CC (20 kN)	4,10
VT	71,43

### **Combinação de acções**

$$V_{sd} = 1,35.PP + 1,50.RCP + 1,5.VT + 1,5.(SC_{\text{passaios}}).0,6 = 164,11 \text{ kN}$$

### **Determinação do esforço transversal resistente**

Cálculo de  $V_{Rd}$  de acordo com a equação (3.36), (3.37), (3.38) e artº 53º b) do REBAP, em que os valores de  $V_{cd}$  deverão ser multiplicados pelo seguinte factor:

$$0,6 \times (1,6 - d), \text{ com o mínimo de } 0,60$$

$$V_{cd} = (1000 \times 1 \times 0,35) \times 0,60 \times (1,6 - 0,35) = 262,5 \text{ kN}$$

Logo a parcela referente ao betão é suficiente para garantir a resistência ao esforço transversal, não sendo necessário armaduras de esforço transversal

$$V_{wd} = 0$$

$$V_{Rd} = V_{cd} + V_{wd} = 262,5 \text{ kN}$$

Como  $V_{sd} < V_{cd}$ , fica garantida a segurança

### 3.7 Análise dos Pilares

#### 3.7.1 Análise modal

As massas intervenientes na análise, são as que resultam das acções gravíticas, peso próprio da estrutura e restantes cargas permanentes.

Foram analisados 11 modos de vibração, tendo obtido no primeiro modo de vibração o período fundamental de  $T=0,8675$  s, a que corresponde uma frequência de  $f=1,152$  Hz, o que seria de esperar para estruturas deste género.

De modo a confirmar a certeza destes valores e se as massas envolvidas são as correctas foi efectuada uma análise analítica simples, na direcção longitudinal do tabuleiro. Nesta direcção, a estrutura pode ser assimilada a 1 oscilador com 1 grau de liberdade

#### Cálculo das massas

Tabela 47 – Massas gravíticas intervenientes

Elementos	Secção	Áreas (m <sup>2</sup> )	L(m)	PP (kN)
(2 Pilares)x0,5	cheia	1,327	10,32	342,45
Tabuleiro	cheia	10,225	40	10225,00
	Vazada	8,317	33	6861,11
RCP				2322,86
<b>Total</b>				<b>19751,42</b>

#### Cálculo da rigidez dos pilares

$$K = \frac{3EI}{L^3} = \frac{3 \times 34 \times 10^3 \times 0,1402}{10,32^3} = 104086,40 \text{ kN/m}$$

#### Cálculo da frequência e período fundamental

$$f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{gK}{m}} = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{9,8 \times 104086,40}{19751,42}} = 1,144 \text{ Hz} \Rightarrow P = 0,874 \text{ s}$$

Logo, os valores são coerentes com os obtidos no SAP2000

### 3.7.2 Análise sísmica

#### Esforços determinados (sap2000)

Na tabela seguinte, estão representados os valores máximos dos esforços que ocorrem na base do pilar. Estes valores foram retirados do modelo de inércia reduzida.

Tabela 48 – Esforços na base dos pilares – modelo elástico

TABLE: Element Forces - Frames										
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	N	XX	YY	torsor	YY	XX
Text	m	Text	Text	Text	P	V2	V3	T	M2	M3
					KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
7	0	DEAD	LinStatic		-7573,55	120,08	0,00	0,00	0,00	396,50
7	0	RCP	LinStatic		-1038,26	20,71	0,00	0,00	0,00	68,39
7	0	PE	LinStatic		166,21	-126,53	0,00	0,00	0,00	-500,55
7	0	SCPasseios	LinStatic		-332,82	6,64	0,00	0,00	0,00	21,92
7	0	VDT-	LinStatic		-163,56	-12,14	0,00	0,00	0,00	-40,07
7	0	VUTexp	LinStatic		24,34	116,46	0,00	0,00	0,00	590,91
7	0	VUTcont	LinStatic		-12,17	-58,23	0,00	0,00	0,00	-295,46
7	0	VDT+	LinStatic		327,12	24,27	0,00	0,00	0,00	80,14
7	0	Sismo 1	LinRespSpec	Max	679,38	1263,59	77,59	191,71	775,85	6380,92
7	0	Sismo 2	LinRespSpec	Max	427,81	1930,21	62,85	155,29	628,48	9747,80
7	0	SCL+SCU	Combination	Max	45,94	47,65	0,00	0,00	0,00	158,92
7	0	SCL+SCU	Combination	Min	-1506,31	-16,20	0,00	0,00	0,00	-60,42

#### Combinação de acções

Quando a acção variável de base for a acção sísmica, nas respectivas combinações de acções intervêm apenas os esforços devidos às acções permanentes e ao sismo, uma vez que os valores reduzidos das sobrecargas rodoviárias são nulos e as variações de temperatura não são consideradas em estado limite último. No caso da acção sísmica, foram considerados ainda os sentidos de actuação das acções.

#### Combinação 1: Acção variável de base: S<sub>CU</sub>+S<sub>CL</sub>

$$M_{sd,x} = 1,35. M_{PP} + 1,50. M_{RCP} + 0,90. M_{PE} + 1,5. M_{SCU+SCL} + 1,5. \Psi_0. M_{SCpass}$$

$$M_{sd,y} = 1,35. M_{PP} \text{ (Esforços das restantes acções são nulos na direcção YY)}$$

$$N_{sd} = 1,35. N_{PP} + 1,50. N_{RCP} + 0,90. N_{PE} + 1,5. N_{SCU+SCL} + 1,5. \Psi_0. N_{SCpass}$$

Tabela 49 - Esforços de cálculo (1)

Comb 1: Variavel base: SCU+SCL	
Esforços	Nmáx
Msd.xx=	116,47 kNm
Msd.yy=	0,00 kNm
Nsd=	-14191,09 kN

Combinação 2: Acção variável de base: Sismo 1

$$Msd, x = \frac{M_{sismo1}}{\eta} \times 1,5 + M_{PP} + M_{RCP} + M_{PE}$$

$$Msd, y = \frac{M_{sismo1}}{\eta} \times 1,5$$

Caso a) N a aliviar

$$Nsd = \frac{N_{sismo1}}{\eta} \times 1,5 + N_{PP} + N_{RCP} + N_{PE}$$

Caso b) N a carregar

$$Nsd = \frac{N_{sismo1}}{\eta} \times 1,5 + N_{PP} + N_{RCP} + N_{PE}$$

Tabela 50 - Esforços de cálculo (2)

Variavel base: sismo 1		
Esforços	Comb 2: N a aliviar	Comb 3: N a carregar
Msd.xx=	4750,03 kNm	4750,03 kNm
Msd.yy=	387,93 kNm	387,93 kNm
Nsd=	-7936,06 kN	-8955,13 kN

Combinação 3: Acção variável de base: Sismo 2

$$Msd, x = \frac{M_{sismo2}}{\eta} \times 1,5 + M_{PP} + M_{RCP} + M_{PE}$$

$$Msd, y = \frac{M_{sismo2}}{\eta} \times 1,5$$

Caso a) N a aliviar

$$Nsd = \frac{N_{sismo2}}{\eta} \times 1,5 + N_{PP} + N_{RCP} + N_{PE}$$

Caso b) N a carregar

$$N_{sd} = \frac{N_{sismo2}}{\eta} \times 1,5 + N_{PP} + N_{RCP} + N_{PE}$$

Tabela 51 - Esforços de cálculo (3)

Variavel base: sismo 2		
Esforços	Comb 4: N a aliviar	Comb 5: N a carregar
Msd.xx=	7275,19 kNm	7275,19 kNm
Msd.yy=	471,36 kNm	471,36 kNm
Nsd=	-8124,74 kN	-8766,46 kN

### 3.7.3 Dispensa de verificação da segurança à encurvadura

De acordo com o artº 61.4 do REBAP, a verificação à encurvadura não pode ser dispensada, por não se verificar a seguinte condição:

$$\frac{M_{sd}}{N_{sd}} \geq 3,5h \text{ para } \lambda \leq 70 \quad (3.50)$$

### 3.7.4 Efeitos de segunda ordem

De acordo com o artº 61.2 do REBAP, a verificação de segurança segundo uma dada direcção, deve ser efectuada considerando que o valor de cálculo do Msd na direcção em causa, é acrescido de  $N_{sd} \cdot (e_a + e_2 + e_c)$

Em que  $N_{sd}$  é o valor de cálculo do esforço normal actuante,  $e_a$  representa a excentricidade accidental,  $e_2$  representa a excentricidade de 2ª ordem e  $e_c$  representa a excentricidade de fluência do pilar. Além destas excentricidades, deverão ainda ser tidas em conta, o encurtamento do tabuleiro devido aos efeitos diferidos do betão (fluência e retracção) e o efeito da variação uniforme de temperatura.

### 3.7.5 Efeitos diferidos – fluência e retracção do tabuleiro

Os esforços provocados nos pilares, pelos deslocamentos impostos devidos à retracção e à fluência do betão do tabuleiro, podem ser muito significativos, sobretudo nos pilares mais afastados do ponto de deslocamento nulo, pelo que são tidos em conta como a seguir se mostra.

#### 3.7.5.1 Efeito da Fluência

Da análise da fluência efectuada no ponto 3.3.6.5, obtiveram-se os seguintes valores, para os coeficientes de fluência, e tensões de compressão ao nível dos cabos de pré-esforço, para as duas secções em estudo (maciça e vazada).

Tabela 52 – Coeficientes de fluência

<b>Apoio</b>	$\varphi(t, t_0)$	2,485
<b>Vão</b>	$\varphi(t, t_0)$	2,552
<b>Apoio</b>	$\sigma_c$ (Mpa)	3,06
<b>Vão</b>	$\sigma_c$ (Mpa)	3,51

De acordo com o estipulado no ponto 3.1.4(3) do EC2, a deformação do betão na idade  $t = \infty$ , para uma tensão de compressão constante  $\sigma_c$ , aplicada na idade do betão  $t_0$ , pode ser obtida a partir da seguinte equação:

$$\varepsilon_{cc}(t, t_0) = \varphi(\infty, t_0) \cdot \frac{\sigma_c}{E_c} \quad (3.51)$$

Em que:

$E_c$  é o módulo de elasticidade tangente e é obtido por  $E_c = 1,05 \cdot E_{cm}$

Como temos duas secções diferentes (maciça e vazada), a extensão média poderá ser obtida a partir da média dos 2 valores

$$\varphi_m = \frac{\varphi_M L_M + \varphi_V L_V}{L_M + L_V} \quad (3.52)$$

Em que:

$\varphi_M$  é o coeficiente de fluência na secção maciça;  $\varphi_V$  é o coeficiente de fluência na secção vazada;  $L_M$  e  $L_V$  são respectivamente, os comprimentos de tabuleiro em secção maciça e secção vazada.

Logo, de acordo com as equações (3.51) e (3.52) o cálculo da deformação do betão devida à fluência, foi efectuado da seguinte forma:

$$\varepsilon_{cc}(t, t_0) = \frac{1}{2} \times \left( 2,485 \cdot \frac{3,06}{(34 \times 10^3) \times 1,05} + 2,552 \cdot \frac{3,51}{(34 \times 10^3) \times 1,05} \right) = -23,20 \times 10^{-5}$$

O que equivale a um abaixamento de temperatura de 23,3°C, porque o coeficiente de dilatação térmica do betão é da mesma ordem de grandeza.

### 3.7.5.2 Efeito da Retracção

Da análise à retracção efectuada no ponto 3.5.6.2, obteve-se o seguinte valor para a extensão no betão do tabuleiro,  $\varepsilon_{cs}$ :

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} = 3,41 \times 10^{-4} + 6,25 \times 10^{-5} = -4,035 \times 10^{-4}$$

O que equivale a um abaixamento de temperatura de 40,35°C.

$$\Delta t_{equiv_{c+s}} = -63,55 \text{ } ^\circ\text{C}$$

Os deslocamentos dos efeitos diferidos podem ser estimados aplicando a seguinte equação:

$$\delta_{c+s} = \alpha \cdot \Delta t_{eq} \cdot L \quad (3.53)$$

Em que  $\alpha$  representa o coeficiente de dilatação térmica linear do betão;  $L$  é a distância aos pilares, medida a partir do ponto fixo e  $\Delta t_{eq}$  é a variação de temperatura equivalente aos efeitos da retracção e fluência.

Como a estrutura é simétrica, o ponto fixo do tabuleiro encontra-se a meio vão, sendo que o afastamento dos pilares ao ponto fixo é de  $L=18,50$  m.

No cálculo dos esforços de dimensionamento dos pilares deverá ser considerada uma excentricidade adicional, devido ao encurtamento do tabuleiro, e cujo valor resulta da aplicação da equação (3.53).

$$\delta_{c+s} = 10^{-5} \times 63,55 \times 18,50 = -0,012 \text{ m}$$

### 3.7.6 Efeito da variação uniforme de temperatura

O efeito da variação uniforme de temperatura nos pilares, também deverá ser considerado, uma vez que provoca deslocamentos no topo dos mesmos. Esta excentricidade provocará também um acréscimo de momento, na direcção considerada. O valor que a seguir se apresenta e que foi retirado do SAP2000, representa o deslocamento segundo a direcção U1 (eixo longitudinal do tabuleiro) devido a VUT.

$$\delta_{VUT} = \pm 0,0032 \text{ m}$$

Como a acção VUT é uma acção acompanhante, o valor de  $\delta_{VUT}$  deverá ser afectado de  $\Psi_2$ . Deste modo, o deslocamento a considerar para efeitos de cálculo é:

$$\delta_{VUT} = -0,0011 \text{ m}$$

### 3.7.7 Cálculo de excentricidades de adicionais ( $e_a+e_2+e_c$ )

#### 3.7.7.1 Cálculo da excentricidade acidental ( $e_a$ )

De acordo com o artº 63.2 do REBAP, valor de  $e_a$  pode ser determinado da seguinte forma:

$$e_a = \frac{l_0}{300} \quad (3.54)$$

Em que:

$l_0$  é o comprimento de encurvadura; e  $e_{a,\min}=2\text{cm}$ .

Logo, para cada direcção, obtêm-se os seguintes valores:

Direcção longitudinal:  $e_a = \frac{10,32}{300} = 0,0344\text{m}$

Direcção transversal:  $e_a = \frac{20,64}{300} = 0,0688\text{m}$

### 3.7.7.2 Cálculo da excentricidade de 2ª ordem ( $e_2$ )

De acordo com o artº 63.3 do REBAP, a excentricidade  $e_2$  pode ser calculada através da seguinte equação:

$$e_2 = \frac{1 (l_0)^2}{r 10} \quad (3.55)$$

Em que  $1/r$  representa a curvatura na secção crítica do pilar e  $1/r$  poderá ser calculado de modo simplificado, através das seguintes equações:

$$\frac{1}{r} = \frac{5}{h} \times 10^{-3} \eta \quad (3.56)$$

$$\eta = \frac{0,4 f_{cd} A_c}{N_{sd}} \quad (3.57)$$

Em que  $h$  representa a altura da secção no plano de encurvadura considerado;  $A_c$  representa a área da secção transversal do pilar e  $\eta$  é o coeficiente dado pela equação (3.57) com valor máximo igual à unidade.

Então, tendo em consideração que a hipótese de combinação mais desfavorável para o dimensionamento do pilar é a que resulta da combinação 4, com a acção variável de base sismo2 e esforço normal a aliviar:

Tabela 53 - Esforços de cálculo (3)

Variavel base: sismo 2		
Esforços	N a aliviar	
Msd.xx=	7275,19	kNm
Msd.yy=	471,36	kNm
Nsd=	-8124,74	kN

Obtem-se a seguinte excentricidade  $e_2$ :

Tabela 54 - Cálculo da excentricidade ( $e_2$ )

	Comb 4	
	Longitud.	Transv.
1/R ( $m^{-1}$ )	3,846E-03	3,846E-03
$\eta$ =	1	1
L0 (m)	10,32	20,64
fcd (Mpa)	23,333	23,333
Ac ( $m^2$ )	1,3273	1,3273
Nsd (kN)	-8124,74	-8124,74
<b><math>e_2</math> (m)</b>	<b>0,0410</b>	<b>0,1638</b>

### 3.7.7.3 Excentricidades totais

Tabela 55 - Cálculo das excentricidades totais

e	Longitud.	Transv.
$e_c$ (m)	0	0
$e_a$ (m)	0,0344	0,0688
$e_2$ (m)	0,0410	0,1638
$e_{c+s, tab}$ (m)	0,0120	0
VUT - (m)	0,0016	0
<b>e total (m)</b>	<b>0,08896</b>	<b>0,2342</b>

### 3.7.7.4 Esforços adicionais

Então, para cada direcção, aos esforços Msd,x e Msd,y, deverão ser acrescidos  $\Delta M$  resultantes dos efeitos de 2ª ordem, calculado de acordo com a equação  $Nsd.e_{total}$ .

Tabela 56 – Acréscimo de esforços

<b><math>\Delta M</math> (kNm)</b>	<b>722,80</b>	<b>1903,22</b>
------------------------------------	---------------	----------------

Tabela 57 – Esforços de cálculo

Esforços de cálculo		
Msdxx=	7997,99	kNm
Msdyy=	2374,58	kNm
Nsd=	-8124,74	kN

Como o pilar é circular, interessa verificar apenas a flexão composta com compressão, junto à base dos pilares, para o par de esforços (Nsd, Msd), em que Msd é obtido através da soma vectorial de Msd,x+Msd,y, de acordo com a seguinte equação:

$$M_{sd} = \sqrt{(M_{sd,xx})^2 + (M_{sd,yy})^2} \quad (3.58)$$

Obtendo-se os esforços de cálculo que se apresentam na tabela seguinte:

Tabela 58 – Esforços de cálculo

Soma vectorial (Mx+My)		
Msd=	8343,05	kNm
Nsd=	-8124,74	kN

### 3.7.8 Verificação da segurança ao estado limite último de flexão composta

Na determinação do momento resistente de cálculo da secção, utilizou-se uma folha de cálculo em excel. Para o pilar que questão, obteve-se o diagrama de interacção N-M, que se apresenta na Figura 23.

Tabela 59 – Características geométricas e mecânicas da secção

Diâmetro do pilar (m)	1,30
Recobrimento (cm)	5
Área (m <sup>2</sup> )	1,327
D-rec (m)	1,20
Perimetro (cm)	408,41
Nº Varões (un)	44
Espaçamento (cm)	9,28
Φ varão (mm)	32
Armadura (cm <sup>2</sup> )	353,76
Armadura (%)	2,67

Armadura longitudinal do pilar: 44Φ32

Características	Exterior	Interior	Materiais		(MPa)
Diâmetro (m)	1,30	0,00	Betão	$f_{cd}$	23,3
Armadura (cm <sup>2</sup> )	353,6	0,0	Aço	$f_{eyd}$	435,0
Recobrimento eixo (cm)	5,0	0,0			
Nº de varões	44	0			
Area betão (m <sup>2</sup> )	1,327				
Percentagem Armadura	2,67%				

Acções

N (kN)	M (kNm)
-8124,7	8343,1

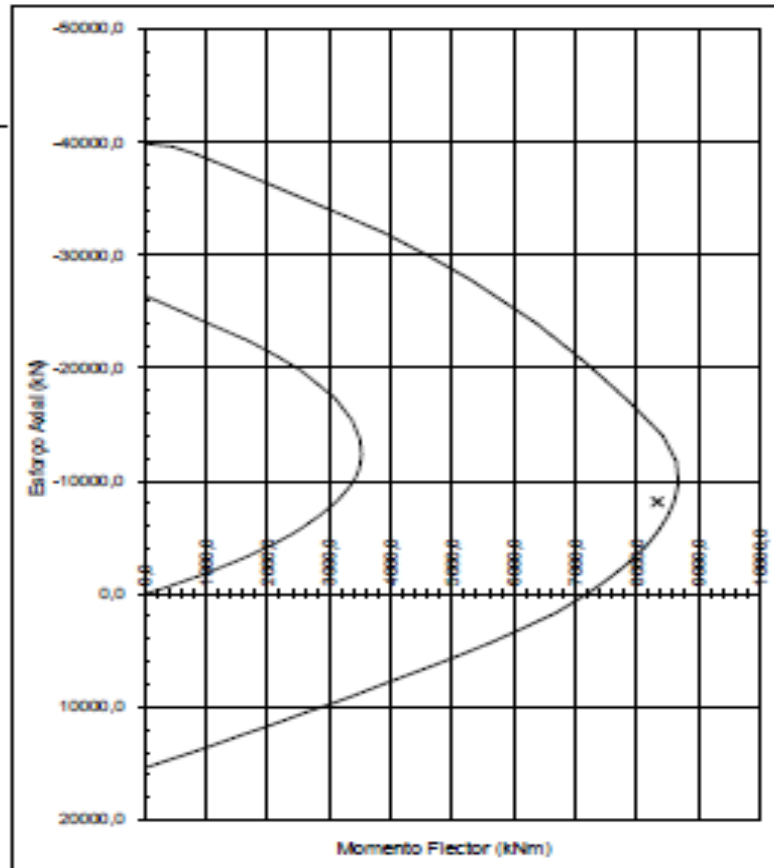


Figura 23 – Diagrama de interacção N-M

**3.7.9 Verificação de segurança ao estado limite último de esforço transversal**

$$V_{sd} = 1,50 \cdot \frac{V_{sismo1}}{\eta} + 1,0 \cdot PP + 1,0 \cdot RCP + 1,0 \cdot V_{PE}$$

$$V_{sd,x} = 1,50 \cdot \frac{1930,21}{2} + 1,0 \cdot (120,08) + 1,0 \cdot (20,71) + 1,0 \cdot (-126,53) = 1461,92 \text{ kN}$$

$$V_{sd,y} = 1,50 \cdot \frac{62,85}{2} = 47,14 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = \sqrt{(V_{sd,xx})^2 + (V_{sd,yy})^2} = \sqrt{1461,92^2 + 47,14^2} = 1462,68 \text{ kN}$$

## Cálculo da secção equivalente

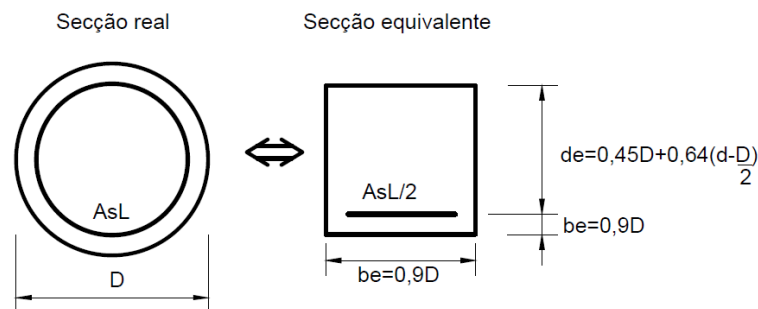


Figura 24 – Secção circular maciça e correspondente secção rectangular equivalente

De acordo com a figura anterior,  $d_e=1,0$  m e  $b_e=1,17$  m;

### Determinação de Vcd

$$V_{cd} = 1 \times 10^3 \times 1,17 \times 1 = 1171,17 \text{ kN}$$

Como a parcela da resistência pelo betão, é inferior a  $V_{sd}$ , então,  $V_{wd}$  tem que resistir a  $1462,68-1171,17=291,51$  kN

### Determinação de Vwd

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{min} = \left(\frac{0,08}{100}\right) \cdot 1,17 \times 10^4 \cdot \sin(90) = 9,36 \text{ cm}^2/m$$

$$V_{wd} = 0,9 \times 1,0 \times 9,36 \times 10^{-4} \times 435 \times 10^3 \times (1 + \cotg(90)) \sin(90) = 366,81 \text{ kN}$$

### Determinação de Vrd

$$V_{Rd} = 1171,17 + 366,81 = 1537,98 \text{ kN}$$

Logo, como  $V_{sd} \leq V_{Rd}$ , a armadura mínima de esforço transversal é suficiente.

### Determinação de VRD,máx

Verificação de  $V_{rd}$  máximo de acordo com ao artº 53.4 do REBAP

$$V_{Rd} \leq \tau_2 b_w d \Rightarrow V_{Rd} \leq 8 \times 10^3 \times 1,17 \times 1,0 = 9360 \text{ kN}$$

### Armadura

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{min} = 9,36 \text{ cm}^2/m$$

$$S=0,20\text{m}; A_{sw}=1,872 \text{ cm}^2$$

Adopta-se 1 estribo de 2 ramos  $\Phi 12//0,20$ , a que corresponde uma armadura de  $11,3 \text{ cm}^2/m$

### 3.7.10 Verificação ao estado limite último de torção

Os parâmetros  $A_{ef}$ ,  $u_{ef}$  e  $h_{ef}$  foram obtidos de forma geométrica, a partir do autocad

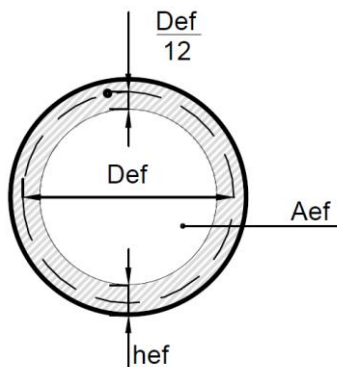


Figura 25 – Determinação de def

Tabela 60 – Secção oca eficaz

Secção circular maciça	
$\Phi_{max}=def$ (m)	1,1681
$def/12$ (m)	0,097
<b>hef (m)</b>	0,1659
<b>Aef (m<sup>2</sup>)</b>	1,0717
<b>Uef (m)</b>	3,670

De acordo com a equação (3.45), a parcela que contribui para a resistência à torção devida ao betão é:

$$T_{cd} = 2 \times 1000 \times 0,1659 \times 1,0717 = 355,59 \text{ kNm}$$

#### Cálculo de Tsd

Os únicos esforços que provocam torção no pilar, são os que resultam da acção sísmica, que de acordo com a Tabela 30, tomam o valor máximo para o sismo1.

$$T_{sd} = 1,5 \cdot \left( \frac{T_{simo1}}{\eta} \right) = 1,5 \times \frac{191,71}{2} = 143,78 \text{ kNm}$$

Logo fica verificada a condição inicial, em que  $T_{sd}$  é menor do que  $T_{Rd}$ , não sendo necessárias armaduras específicas de torção.

### 3.8 Análise de Fundações dos pilares

#### 3.8.1 Geometria das sapatas

As fundações dos pilares são directas, pois as características dos solos de fundação assim o permitem. A tensão no solo foi obtida a partir do conjunto de esforços mais desfavoráveis através de várias combinações de acções.

Para efeitos de pré-dimensionamento da área da sapata e da sua altura H, utilizaram-se as seguintes equações:

$$\text{Área em planta: } \sigma_{adm} \geq \frac{N_{raro}}{A \times B} \quad (3.59)$$

$$\text{Altura: } \frac{A - a}{4} \leq H \leq \frac{A - a}{2} \quad (3.60)$$

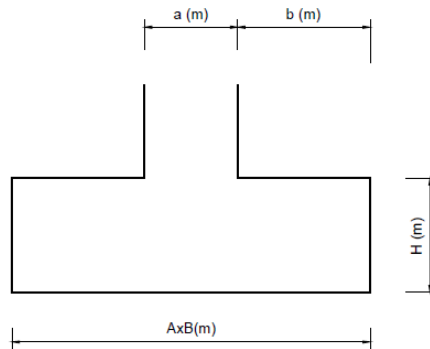


Figura 26 – Esquema da geometria Sapata

Em que  $N_{raro}$  representa o esforço normal para a combinação rara de acções; A e B são as dimensões em planta da sapata, nas duas direcções ortogonais; a é o diâmetro do pilar e H representa a altura da sapata.

Com o critério da equação (3.60) pretende-se obter uma dimensão de H de modo a que a sapata seja rígida, podendo-se admitir então, que as tensões no solo são uniformes.

De acordo com o relatório geotécnico, adopta-se para  $\sigma_{adm}$  o valor de 500 kPa, para o terreno de fundação dos pilares.

### 3.8.2 Combinação das acções

Apresentam-se nas tabelas seguintes, as várias combinações de acções consideradas na determinação de armaduras da sapata.

Tabela 61 – Combinação 1 – Variável base: Sismo2; N a aliviar

<b>Comb 1</b> (N a aliviar)	<b>Msd.xx (kNm)</b>	7275,195
	<b>Msd.yy (kNm)</b>	471,3568
	<b>Nsd (kN)</b>	-7803,88
	<b>Vsd.xx (kN)</b>	2909,571
	<b>Vsd.yy (kN)</b>	94,272
<b>Variavel Base</b>		<b>Sismo 2</b>

Tabela 62 – Combinação 2 – Variável base: sismo2; N a carregar

<b>Comb 2</b> (N a carregar)	<b>Msd.xx (kNm)</b>	7275,195
	<b>Msd.yy (kNm)</b>	471,3568
	<b>Nsd (kN)</b>	-9087,32
	<b>Vsd.xx (kN)</b>	2909,571
	<b>Vsd.yy (kN)</b>	94,272
<b>Variavel Base</b>		<b>sismo 2</b>

Tabela 63 – Combinação fundamental

		<b>Caso 1</b>	<b>Caso 2</b>	<b>Caso 3</b>	<b>Caso 4</b>
<b>Comb 3</b>		<b>Nmax</b>	<b>Nmin</b>	<b>Mmax +</b>	<b>Mmax -</b>
<b>Fundamental</b>	<b>Nsd (kN)</b>	-			
	<b>Vsd.xx (kN)</b>	15468,66	-7933,01	-12720,11	-9933,50
	<b>Vsd.yy (kN)</b>	3,00	155,48	287,16	-123,90
	<b>Vsd.yy (kN)</b>	0,00	0,00	0,00	0,00
	<b>Msd.xx (kNm)</b>	0,00	0,00	0,00	0,00
<b>Msd.yy (kNm)</b>	-176,09	616,38	1175,02	-669,39	
<b>Msd.yy (kNm)</b>	0,00	0,00	0,00	0,00	
<b>Ação Variavel Base=</b>		<b>SCL+SCU</b>	<b>VDT+</b>	<b>VUT+</b>	<b>VUT-</b>

Tabela 64 – Combinação rara

		<b>Caso 1</b>	<b>Caso 2</b>	<b>Caso 3</b>	<b>Caso 4</b>
<b>Comb 4</b>		<b>Nmax</b>	<b>Nmin</b>	<b>Mmax +</b>	<b>Mmax -</b>
<b>Rara</b>	<b>Nsd (kN)</b>	-			
	<b>Vsd.xx (kN)</b>	10172,90	-8106,31	-8390,82	-9142,07
	<b>Vsd.yy (kN)</b>	-34,47	96,76	145,51	-56,52
	<b>Vsd.yy (kN)</b>	0,00	0,00	0,00	0,00
	<b>Msd.xx (kNm)</b>	0,00	0,00	0,00	0,00
<b>Msd.yy (kNm)</b>	-255,07	339,94	604,10	-375,32	
<b>Msd.yy (kNm)</b>	0,00	0,00	0,00	0,00	
<b>Ação Variavel Base=</b>		<b>SCL+SCU</b>	<b>VDT+</b>	<b>VUT+</b>	<b>VUT-</b>

De acordo com as equações (3.59) e (3.60), apresentam-se na tabela seguinte, os cálculos para determinação da geometria da sapata.

Tabela 65 – Geometria da sapata

$\sigma_{adm}$ (kPa)	500
AxB (m <sup>2</sup> )	20,35
A (m) x B (m) calc.	4,51
Hpilar (m)	<b>1,3</b>
A (m) x B (m) adopt.	<b>5,0</b>
H <sub>min</sub> (m)	0,925
H <sub>max</sub> (m)	1,850
H <sub>sapata</sub> (m)	<b>1,70</b>
rec (m)	0,05
d (m)	<b>1,642</b>

### 3.8.3 Cálculo de armaduras

Para o cálculo de armaduras, utilizou-se o método das bielas, pois é o que simula melhor o comportamento de sapatas rígidas. A figura seguinte mostra o modelo utilizado na determinação das armaduras

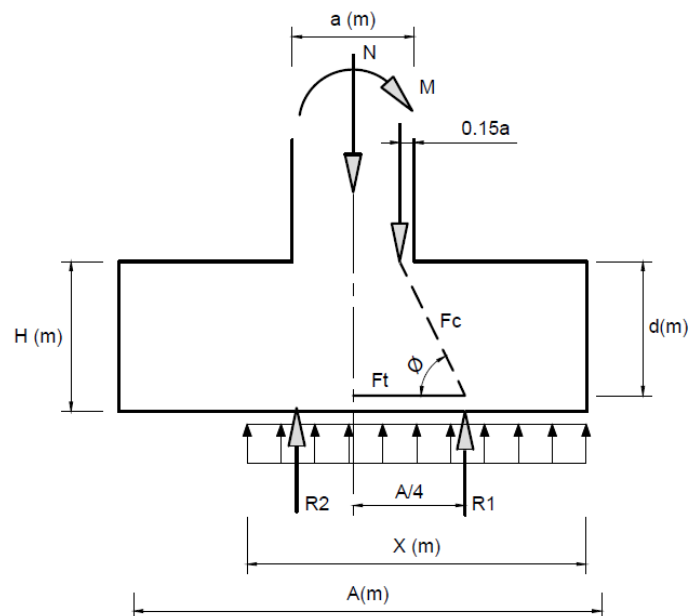


Figura 27 – Modelo de cálculo para tensões no solo em mais de metade da sapata

Como as dimensões das sapatas já foram determinadas, então o cálculo das armaduras de tração, para cada direcção, será efetuado da seguinte forma:

$$X; Y = \left(\frac{A}{2} - e\right) \times 2 = A - 2e \quad (3.61)$$

$$e_x; e_y = \frac{M}{N} \quad (3.62)$$

$$tg\phi = \frac{d}{\frac{A}{4} - 0,35a} = \frac{R1}{Ft} \quad (3.63)$$

$$Ft = \frac{R1\left(\frac{A}{4} - 0,35a\right)}{d} \quad (3.64)$$

$$R1 = \frac{A}{2} \times \frac{N}{A - 2e} \quad (3.65)$$

Em que X,Y são as dimensões da zona activa da sapata em cada direcção considerada;  $e_x$  e  $e_y$  são as coordenadas do ponto de aplicação de N, estaticamente equivalente ao conjunto (N e M), aplicados no centro de gravidade da sapata; M é o momento na base da sapata obtido a partir de:  $M = M_{base\ pilar} + VxH$ , em que V é o esforço transversal na base do pilar e H é a altura da sapata; d é a altura útil da sapata; R1 é a resultante de tensões em A/2; N é o esforço normal aplicado no cg da sapata; Ft é a força de tração nas armaduras;

Apresentam-se nas tabelas seguintes, o cálculo das armaduras inferiores da sapata

Tabela 66 – Cálculo das excentricidades  $e_x, e_y$  devidas a  $e=M/N$

Comb/caso	Acções	A (m)	B (m)	H(m)	d(m)	Nsd (kN)	Msd,x (kNm)	Msd,y (kNm)	$e_x$ (m)	$e_y$ (m)
Comb1	sismo 2	5,0	5,0	1,7	1,642	-8124,74	12944,26	2534,84	1,593	0,312
	sismo 2	5,0	5,0	1,7	1,642	-8766,46	12221,46	631,62	1,394	0,072
Comb 3	Nmax	5,0	5,0	1,7	1,642	-14174,47	148,55	0	0,010	0
Comb 4.1	Nmax	5,0	5,0	1,70	1,642	-10172,90	-313,67	0	0,031	0
Comb 4.2	Nmin	5,0	5,0	1,7	1,642	-8106,31	504,43	0	0,062	0
Comb 4.3	Mmax +	5,0	5,0	1,7	1,642	-8390,82	851,46	0	0,101	0
Comb 4.4	Mmax -	5,0	5,0	1,7	1,642	-9142,07	-471,41	0	0,052	0

Tabela 67 – Cálculo da área ativa da sapata para cada caso de carga

Combinações	Acções	A (dir XX)	B (dir yy)	e <sub>x</sub> (m)	e <sub>y</sub> (m)	A/4 (m)	B/4 (m)	X' (m)	Y' (m)	A' (m <sup>2</sup> )
Comb1	sismo2	5	5	1,593	0,312	1,25	1,25	1,81	4,38	7,94
Comb2	sismo2	5	5	1,394	0,072	1,25	1,25	2,21	4,86	10,74
Comb 3	Nmax	5	5	0,010	0,000	1,25	1,25	4,98	5,00	24,90
Comb 4.1	Nmax	5	5	0,031	0,000	1,25	1,25	4,94	5,00	24,69
Comb 4.2	Nmin	5	5	0,062	0,000	1,25	1,25	4,88	5,00	24,38
Comb 4.3	Mmax+	5	5	0,101	0,000	1,25	1,25	4,80	5,00	23,99
Comb 4.4	Mmax-	5	5	0,052	0,000	1,25	1,25	4,90	5,00	24,48

Tabela 68 – Cálculo das áreas de aço na direcção XX

Combinações	Acções	A' (m <sup>2</sup> )	σ(kpa)	σ <sub>adm</sub> (Mpa)	tg α	R1 (kN)	Ft (kN)	As (cm <sup>2</sup> )	As/s (cm <sup>2</sup> /m)
Comb1	sismo2	7,94	1023,72	750	2,065	11199,6	5422,47	124,7	28,49
Comb2	sismo2	10,74	816,23	750	2,065	9908,88	4797,54	110,3	22,71
Comb 3	Nmax	24,90	569,36	750	2,065	7117,07	3445,84	79,21	15,84
Comb 4.1	Nmax	24,69	411,99	500	2,065	5149,97	2493,44	57,32	11,46
Comb 4.2	Nmin	24,38	332,52	500	2,065	4156,62	2012,49	46,26	9,25
Comb 4.3	Mmax+	23,99	349,83	500	2,065	4372,91	2117,21	48,67	9,73
Comb 4.4	Mmax-	24,48	373,38	500	2,065	4667,30	2259,75	51,94	10,39

Considera-se As= Ø25//0,15 para ambas as direcções

### Cálculo da armadura mínima de tracção

$$A_{smin} = \frac{0,12 \times 1 \times 1,642}{100} = 19,7 \text{ cm}^2/\text{m}$$

### Cálculo da armadura superior da sapata

Considerou-se um modelo de consola, carregada com o peso próprio da sapata + peso de terras por cima da sapata

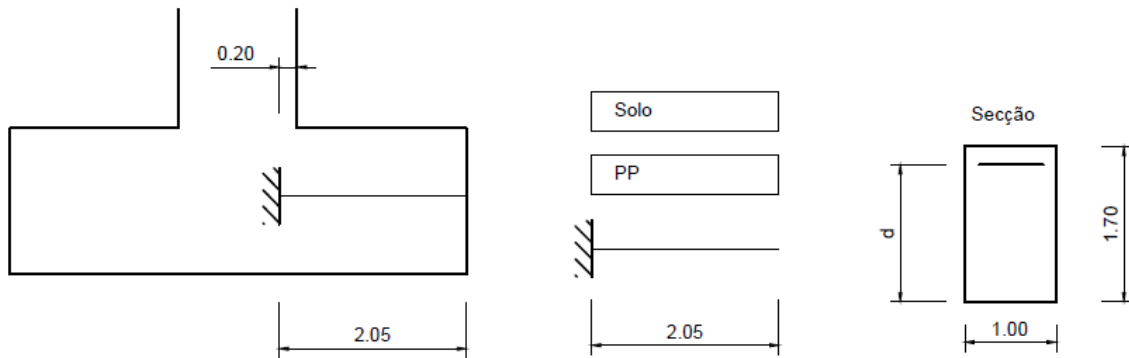


Figura 28 – Modelo de cálculo da armadura superior da sapata

Tabela 69 – Características dos materiais

Materiais	
$\gamma_{\text{betão}} \text{ (kN/m}^3\text{)}$	25
$\gamma_{\text{solos}} \text{ (kN/m}^3\text{)}$	20
$f_{cd} \text{ (kN/m}^2\text{)}$	23300
$f_{syd} \text{ (Mpa)}$	435

Tabela 70 – Características da secção

Características da Secção	
$H \text{ (m)}$	1,7
$b \text{ (m)}$	1
$d \text{ (m)}$	1,642
$L_{\text{consola}} \text{ (m)}$	2,05

### Acções

$$PP_{\text{sapata}} = 25 \times 1,70 = 42,5 \text{ kN/m}$$

$$\text{Solos} = 20 \times 10 = 200 \text{ kN/m}$$

### Esforços

$$M_{sd} = 1,35 \times \left[ 42,5 \times \frac{2,05^2}{2} \right] + 1,50 \times \left[ 200 \times \frac{2,05^2}{2} \right] = 750,93 \text{ kNm/m}$$

### Armaduras

O cálculo da área de aço foi efectuado através das seguintes equações:

$$\mu = \frac{M_{sd}}{bd^2 f_{cd}} \quad (3.66)$$

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \quad (3.67)$$

$$A_s = \omega \cdot b \cdot d \frac{f_{cd}}{f_{syd}} \quad (3.68)$$

Em que  $\mu$  representa o momento reduzido;  $M_{sd}$  é o valor de cálculo do esforço actuante;  $\omega$  é a percentagem mecânica de armadura;  $f_{cd}$  é o valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão;  $f_{syd}$  é o valor de cálculo da tensão de cedência das armaduras de tracção.

$$\mu = \frac{M_{sd}}{bd^2 f_{cd}} = \frac{750,93}{1 \times 1,642^2 \times 23300} = 1,195 \times 10^{-2}$$

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 1,195 \times 10^{-2}} = 0,01203$$

$$A_s = \omega \cdot b \cdot d \frac{f_{cd}}{f_{syd}} = 0,01203 \times 1 \times 1,642 \times \frac{23300}{43,5} = 10,58 \text{ cm}^2/\text{m} \Rightarrow \Phi 16/0,15$$

### 3.9 Análise dos Encontros

#### 3.9.1 Solução adoptada

Os encontros da passagem superior, designados por E1 e E2, são do tipo perdido e ambos com a mesma configuração. Cada encontro é constituído por uma parede de betão armado, com espessura constante de 1 metro ao longo de toda a sua altura, onde se apoiarão as extremidades do tabuleiro e um espelho de 0,32 metros de espessura. Lateralmente serão fechados por muros de avenida com 0,35m de espessura.

Para efeitos de cálculo de impulsos, os parâmetros adotados são os que constam no relatório geotécnico e que a seguir se apresentam:

$$\gamma_{solo} = 20kN/m^3; \Phi = 33 \text{ graus}$$

Considerou-se para o coeficiente de atrito entre a sapata do encontro e o terreno de fundação o valor de:

$$\mu = tg\left(\frac{2}{3}\phi\right) = tg\left(\frac{2}{3} \times 33\right) = 0,404$$

Considerou-se ainda um coeficiente de atrito nos aparelhos de apoio, cujo valor é:

$$\mu=0,05$$

#### 3.9.2 Acções actuantes

As acções actuantes no encontro, incluem o peso próprio, o peso de terras sobre a sapata, a acção sísmica, dada por forças estáticas, calculadas de acordo com as massas envolvidas e as acções provenientes do tabuleiro. Para tal, adoptou-se o seguinte coeficiente sísmico:

$$\beta = 0,16\alpha = 0,16 \times 1,00 = 0,16; (\text{zona sísmica A} \Rightarrow \alpha = 1,00)$$

##### 3.9.2.1 Impulso de terras

O impulso de terras será calculado através dos coeficientes de impulso e terá 3 parcelas:

- Impulsos devidos ao peso próprio das terras
- Acréscimo de impulso devido à acção sísmica
- Impulso devido a uma sobrecarga de 10 kN/m<sup>2</sup> actuante no terraplano

- Coeficiente de impulso activo

Calculado através da teoria de Coulomb, de acordo com a seguinte equação:

$$K_a = \left[ \frac{\operatorname{cosec}(\beta) \sin(\beta - \phi)}{\sqrt{\sin(\beta + \delta) + \frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - i)}{\sin(\beta - i)}}} \right]^2 \quad (3.69)$$

Em que  $\beta$  é o ângulo que o paramento interior faz com a fundação;  $\Phi$  é o ângulo de atrito interno do solo;  $\delta$  é o atrito parede-solo;  $i$  é a inclinação que o terrapleno faz com a horizontal.

De acordo com a equação (3.69) e para os parâmetros a seguir apresentados, calculou-se o coeficiente  $K_a$ .

$$\beta = 90^\circ; \phi = 33^\circ; \delta = 0; i = 0;$$

$$K_a = 0,2948$$

- Coeficiente de impulso para acção sísmica

Calculado através da teoria de Monobe-Okabe, de acordo com a seguinte equação:

$$K_s = [(1 + C_v) \sin^2(\beta + \theta) / \cos(\theta) \sin^2(\beta)] K'_a \quad (3.70)$$

Em que:

$C_h = \beta$  e  $C_v = (C_h/3)$  representam os parâmetros sísmicos, em que  $\beta$  é o coeficiente sísmico calculado em 3.9.2 e  $K'_a$  é o coeficiente de impulso activo obtido a partir da equação (3.69), em que  $\beta$  e  $i$  são substituídos por  $\beta' = \beta + \Phi$  e  $i' = i + \Phi$ .

Tabela 71 – Cálculo de coeficientes  $K_a$ ,  $K'_a$  e  $K_s$

Coef. Impulso $K_a$		Coef. Impulso $K'_a$		Coef. Impulso $K_s$	
Cosec( $\beta$ )=	1	Cosec( $\beta$ )=	1,011471	1+Cv=	1,053333
Sin( $\beta$ - $\Phi$ )=	0,838671	Sin( $\beta$ - $\Phi$ )=	0,910951	Sin <sup>2</sup> ( $\beta$ + $\Theta$ )	0,977447
Sin( $\beta$ + $\delta$ )=	1	Sin( $\beta$ + $\delta$ )=	0,988659	Cos( $\Theta$ )	0,988659
Sin( $\Phi$ + $\delta$ )=	0,544639	Sin( $\Phi$ + $\delta$ )=	0,544639	Sin <sup>2</sup> ( $\beta$ )	1
Sin( $\Phi$ - $i$ )=	0,544639	Sin( $\Phi$ - $i$ )=	0,412514	<b>Ks=</b>	<b>0,4101</b>
Sin( $\beta$ - $i$ )=	1	Sin( $\beta$ - $i$ )=	1		
<b>ka=</b>	<b>0,2948</b>	$\beta = \beta + \Theta =$	98,63713		
		$i = i + \Theta =$	8,637131		
		<b>K'a=</b>	<b>0,3938</b>		

O Valor do impulso devido à acção sísmica é obtido através de  $\Delta k_s = K_s - K_a = 0,4101 - 0,2948 = 0,1153$

Representa-se na figura seguinte, um esquema com as dimensões dos encontros, bem como as cargas atuantes no mesmo.

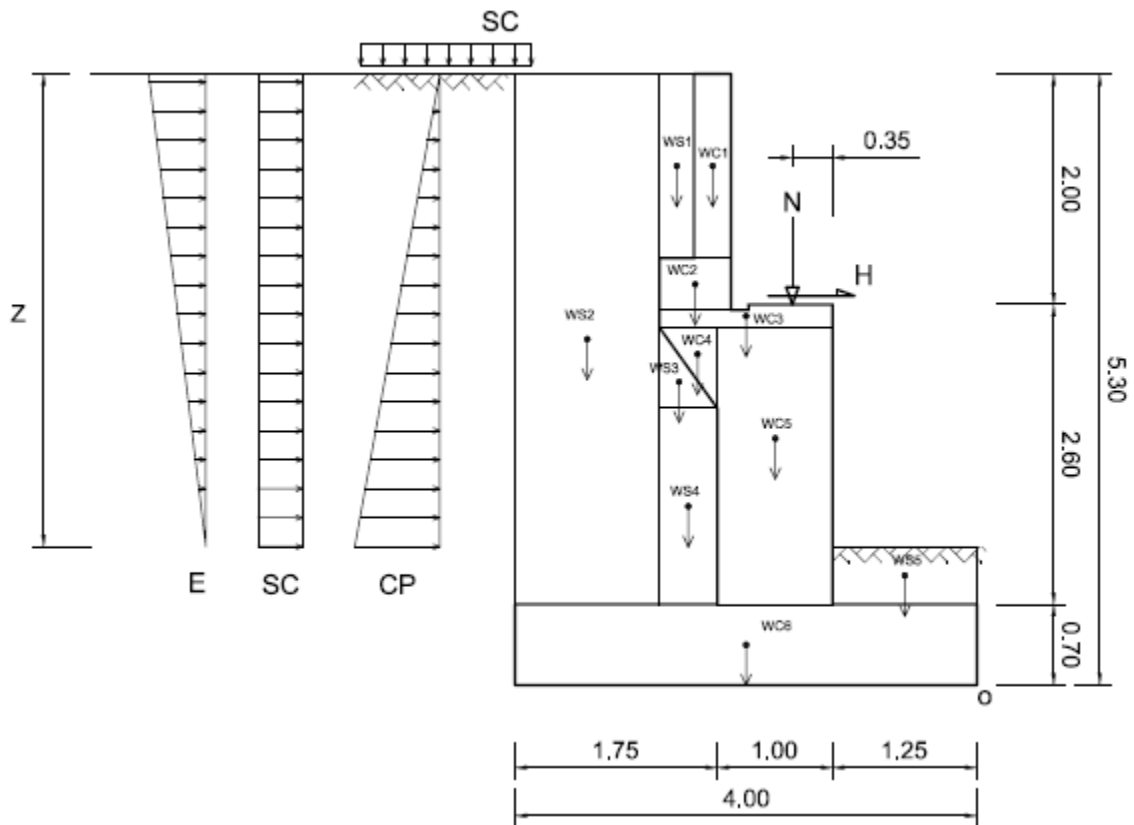


Figura 29 – Dimensões do encontro e cargas actuantes

A cota (z) representa a profundidade a que actuam os impulsos devidos ao peso do terreno, sobrecarga no terrapleno e sísmico). (N) representa a reacção vertical que é transmitida do tabuleiro ao encontro devido aos carregamentos; (H) representa a força de atrito no aparelho de apoio; (Wc) representa o peso de betão do encontro; (Ws) representa o peso de solos em cima da sapata; (E) é o diagrama de impulsos devido à acção sísmica; (SC) é o diagrama de impulsos devido à sobrecarga no terrapleno; (CP) é o diagrama de impulsos devido às terras no tardoz do encontro.

### 3.9.3 Verificação aos estados limites de equilíbrio e tensões no terreno

Tabela 72 – Características geométricas

<b>Características geométricas</b>	
H <sub>total</sub> (m)	5,30
z (m)	4,80
Largura Sapata (m)	4,00
H <sub>sapata</sub> (m)	0,70
Largura Encontro (m)	11,6

#### 3.9.3.1 Quantificação das acções

Na tabela seguinte, apresentam-se as reacções nas extremidades do tabuleiro, devidas aos carregamentos (PP, RCP, Pré-esforço, Sobrecargas rodoviárias, variações de temperatura e sismo).

Tabela 73 – Reacções na extremidade do tabuleiro

<b>Acções</b>	<b>Reacção (kN)</b>	<b>Reacção/m (kN/m)</b>
<b>Permanentes</b>		
PP	1205,91	103,96
RCP	123,17	10,62
PE	166,18	14,33
<b>Variáveis</b>		
SCL+SCU	-229,40	-19,78
SCL+SCU	675,47	58,23
Scpasseios	39,48	3,40
VT	541,03	46,64
VDT+	327,12	28,20
VDT-	-163,56	-14,10
<b>Sismo</b>		
Sismo 2	285,03	24,57

Nas tabelas Tabela 74, Tabela 75, Tabela 76 e Tabela 77, apresentam-se os valores das forças que actuam no encontro. Para efeitos de verificação da estabilidade ao derrube, foi efectuado o somatório de momentos relativamente ao ponto “o”, assinalado na Figura 29. Os momentos provocados pelas forças actuantes, em torno deste ponto, apresentam valores negativos para o sentido horário.

Tabela 74 – Acções permanentes (verticais e horizontais)

Designação		Área (m <sup>2</sup> )	Valor (kN)	braço (m)	Fxb (kNm)	
Pesos	Betão	WC1	0,512	12,80	2,29	29,312
		WC2	0,279	6,98	2,44	17,019
		WC3	0,2615	6,54	2,00	13,075
		WC4	0,1753	4,38	3,75	16,434
		WC5	2,40	60,00	1,75	105,00
		WC6	2,80	70,00	2,00	140,00
	Solos	WS1	0,48	9,60	2,600	24,96
		WS2	5,75	115,00	3,380	388,70
		WS3	0,1753	3,51	2,580	9,045
		WS4	0,8494	16,99	2,500	42,470
		WS5	0,625	12,50	0,625	7,813
Impulsos permanentes	Icp,0		76,55	2,567	196,469	
	Icp,a		49,56	2,567	-127,194	
Forças transmitidas tabuleiro	Ncp (RCP+PP)		114,58	1,600	183,321	
	N <sub>PE</sub>		14,33	1,600	22,921	
	Hcp (RCP+PP)		5,73	3,300	-18,905	
	H <sub>PE</sub>		0,72	3,300	-2,364	

Tabela 75 – Sobrecargas (verticais e horizontais)

Designação		Valor (kN)	braço (m)	Fxb (kNm)
Impulsos	Isc,0	18,670	3,25	60,68
	Isc,a	12,087	3,25	-39,28
Forças transmitidas pelo tabuleiro	Nsc,máx	58,230	1,60	93,17
	Nsc,min	-19,776	1,60	-31,64
	Nsc,pass	3,403	1,60	5,45

Tabela 76 – Acções sísmicas

Designação		Valor (kN)	braço (m)	Fxb (kNm)	
Sismo Actuante no próprio encontro	Betão	$\beta \times WC1$	2,048	4,50	-9,22
		$\beta \times WC2$	1,116	3,48	-3,88
		$\beta \times WC3$	1,046	3,20	-3,35
		$\beta \times WC4$	0,701	2,87	-2,01
		$\beta \times WC5$	9,600	2,14	-20,54
		$\beta \times WC6$	11,200	0,35	-3,92
		$\beta \times WS1$	1,536	4,50	-6,91
		$\beta \times WS2$	18,400	3,00	-55,20
		$\beta \times WS3$	0,561	2,63	-1,48
		$\beta \times WS4$	2,718	1,55	-4,21
		$\beta \times WS5$	2,000	0,95	-1,90
Impulso Sísmico	le	19,379	3,93	-76,23	

Tabela 77 – Outras acções variáveis

Designação		Valor (kN)	braço (m)	Fxb (kNm)
Forças transmitidas pelo tabuleiro	N,VDT+	28,20	1,60	45,12
	N,VDT-	-14,10	1,60	-22,56

## 3.9.3.2 Verificação da estabilidade global e das tensões no terreno

Combinação 1: [CP+E], impulsos activos

**- Estabilidade global**

Tabela 78 – Factores de segurança

	DESLIZAMENTO	DERRUBAMENTO
$\Sigma(\text{Forças estabilizantes})$	180,68	1000,07
$\Sigma(\text{Forças instabilizantes})$	126,31	337,31
<b>Factor de Segurança</b>	<b>1,43</b>	<b>2,96</b>

**- Tensões no terreno**

Redução de esforços em relação ao ponto "0", situado na extremidade exterior da base da sapata.

$$N_0 = N_{WC} + N_{WS} + N_{CP.tabuleiro} + N_{PE} \quad (3.71)$$

$$M_0 = \sum \text{forças estabilizantes} - \sum \text{forças instabilizantes} \quad (3.72)$$

Em que  $N_{wc}$  representa o peso devido à massa de betão do encontro;  $N_{ws}$  representa o peso da massa de solo por cima da sapata;  $N_{cp.tabuleiro}$  representa a reacção proveniente do tabuleiro devida ao peso próprio e restante carga permanente, e  $N_{PE}$  representa a reacção devida ao pré-esforço do tabuleiro.

Utilizando as equações (3.71) e (3.72) obtêm-se os seguintes valores:

$$N_0 = 160,70 + 157,59 + 114,58 + 14,33 = 471,76 \text{ kN}$$

$$M_0 = 1000,07 - 337,31 = 662,76 \text{ kNm}$$

A excentricidade em relação ao centro de gravidade da sapata será dada por:

$$eg = \frac{L_{sapata}}{2} - \frac{M_0}{N_0} = \frac{4}{2} - \frac{662,76}{471,76} = 0,5951m$$

Tabela 79 – Cálculo de tensões no terreno de fundação

A (m)	B (m)	Nsd (kN)	Msd,x (kNm)	ex (m)	ey (m)	A/4	X' (m)	Y' (m)	A' (m <sup>2</sup> )	$\sigma_{solo}$ (kpa)	$\sigma_{adm}$ (kpa)
4	1	471,76	662,76	0,5951	0	1,00	2,81	1	2,81	167,90	500

Combinação 2 [CP + SC<sub>max</sub> +  $\Psi_1$ (Scpass)+ $\Psi_1$ ( $\Delta T_{dif}$ )], impulsos activos

#### - Estabilidade global

Tabela 80-Factores de segurança

	DESLIZAMENTO	DERRUBAMENTO
$\Sigma$ (Forças estabilizantes)	210,5	1118,0
$\Sigma$ (Forças instabilizantes)	68,1	187,7
<b>Factor de Segurança</b>	<b>3,09</b>	<b>5,95</b>

#### - Tensões no terreno

Redução de esforços em relação ao ponto "0", situado na extremidade exterior da base da sapata.

Utilizando as equações (3.71) e (3.72) obtêm-se os seguintes valores:

$$N_0 = 160,70 + 157,59 + 114,58 + 14,33 + 58,23 + 0,4 \times 3,40 + 0,5 \times 28,20 = 520,88 \text{ kN}$$

$$M_0 = 1118 - 187,74 = 930,20 \text{ kNm}$$

A excentricidade em relação ao centro de gravidade da sapata será dada por:

$$eg = \frac{L_{sapata}}{2} - \frac{M_0}{N_0} = \frac{4}{2} - \frac{930,2}{520,88} = 0,2141m$$

Tabela 81-Cálculo de tensões no terreno de fundação

A (m)	B (m)	Nsd (kN)	Msd,x (kNm)	ex (m)	ey (m)	A/4	X' (m)	Y' (m)	A' (m2)	$\sigma_{solo}$ (kpa)	$\sigma_{adm}$ (kpa)
4	1	520,88	930,2	0,2141	0	1,00	3,5718	1	3,572	145,83	500

Combinação 3: [CP + SC<sub>min</sub> +  $\Psi_1(\Delta T_{dif})$ ], impulsos activos

#### - Estabilidade global

Tabela 82 - Factores de segurança

	DESLIZAMENTO	DERRUBAMENTO
$\Sigma(\text{Forças estabilizantes})$	170,4	1002,2
$\Sigma(\text{Forças instabilizantes})$	68,1	144,80
<b>Factor de Segurança</b>	<b>2,50</b>	<b>6,92</b>

#### - Tensões no terreno

Redução de esforços em relação ao ponto "0", situado na extremidade exterior da base da sapata.

Utilizando as equações (3.71) e (3.72) obtemos os seguintes valores:

$$N_0 = 160,70 + 157,59 + 114,58 + 14,33 + 58,23 - 19,78 - 0,5 \times 14,10 = 420,36 \text{ kN}$$

$$M_0 = 1002,2 - 144,80 = 857,43 \text{ kNm}$$

A excentricidade em relação ao centro de gravidade da sapata será dada por:

$$eg = \frac{L_{sapata}}{2} - \frac{M_0}{N_0} = \frac{4}{2} - \frac{857,43}{420,36} = 0,0397m$$

Tabela 83 – Válculo de tensões no terreno de fundação

A (m)	B (m)	Nsd (kN)	Msd,x (kNm)	ex (m)	ey (m)	A/4	X' (m)	Y' (m)	A' (m <sup>2</sup> )	$\sigma_{\text{solo}}$ (kpa)	$\sigma_{\text{adm}}$ (kpa)
4	1	420,36	857,4	0,0397	0	1,00	3,9206	1	3,921	107,22	500

### 3.9.4 Verificação de segurança ao estado limite último de flexão

#### Sapata

As armaduras inferiores da sapata foram calculadas pelo método das consolas, carregando-se a mesma com a tensão no solo, devido aos carregamentos já indicados.

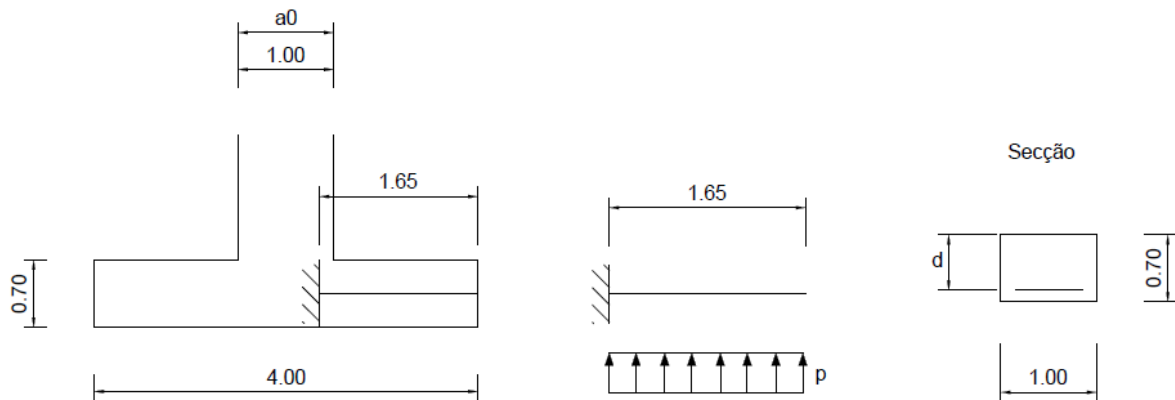


Figura 30 - Modelo de cálculo da sapata do encontro

Para o cálculo de armaduras inferiores foram efectuadas 3 combinações de acções: uma combinação fundamental e duas combinações sísmicas. A acções devidas às sobrecargas rodoviárias e passeios não intervêm nas combinações sísmicas ( $\Psi_2=0$ )

As variações de temperatura (diferencial e uniforme) também não intervêm nas combinações de acções, por ser uma verificação para estados limites últimos.

Combinação 1:  $[1,5 \times CP + 1,2 \times PE + 1,5 \times SC_{\text{máx}} + 1,5 \times \Psi_0 \times SC_{\text{passeios}}]$

Combinação 2:  $[1,5 \times E + CP + PE]$ , com  $N_{\text{sismo}}$  a carregar

Combinação 3:  $[1,5 \times E + CP + PE]$ , com  $N_{\text{sismo}}$  a aliviar

Tabela 84 – Características dos materiais

Materiais	
$\gamma_{\text{betão}}$ (kN/m <sup>3</sup> )	25
$\gamma_{\text{solos}}$ (kN/m <sup>3</sup> )	20
$f_{\text{cd}}$ (kN/m <sup>2</sup> )	23300
$f_{\text{syd}}$ (Mpa)	435

Tabela 85 – Características da secção

Características da Secção	
H(m)	0,7
b(m)	1
d(m)	0,63
$L_{\text{consola}}$ (m)	1,65

Tabela 86 – Cálculo de tensões no terreno de fundação

Combo	Nsd (kN)	Msd <sub>o</sub> (kN)	e' (m)	e <sub>x</sub> (m)	X (m)	A' (m <sup>2</sup> )	σ(kPa)
C1	756,90	1356,27	1,792	0,208	3,584	3,584	211,20
C2	484,05	627,31	1,296	0,704	2,592	2,592	186,75
C3	410,33	509,36	1,241	0,759	2,483	2,483	165,28

Na tabela seguinte, apresentam-se os resultados de cálculo das armaduras de tracção, efectuado através das equações (3.66), (3.67) e (3.68)

Tabela 87 – Cálculo de armaduras

p (kN/m <sup>2</sup> )	L <sub>consola</sub> (m)	Msd (kNm)	d (m)	b (m)	μ	ω	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> /m)
211,20	1,65	287,50	0,63	1,00	0,03	0,03	10,66
186,75	1,65	254,22	0,63	1,00	0,03	0,03	9,41
165,28	1,65	224,99	0,63	1,00	0,02	0,02	8,31

Adopta-se para armadura de tracção: Φ16//0,15

### Cálculo da armadura mínima de tracção

$$A_{s_{min}} = \frac{0,12 \times 1 \times 0,63}{100} = 7,56 \text{ cm}^2/\text{m}$$

### Cálculo da armadura na face superior da sapata

Considerou-se um modelo de consola, carregada com o peso próprio da sapata + peso de terras por cima da sapata

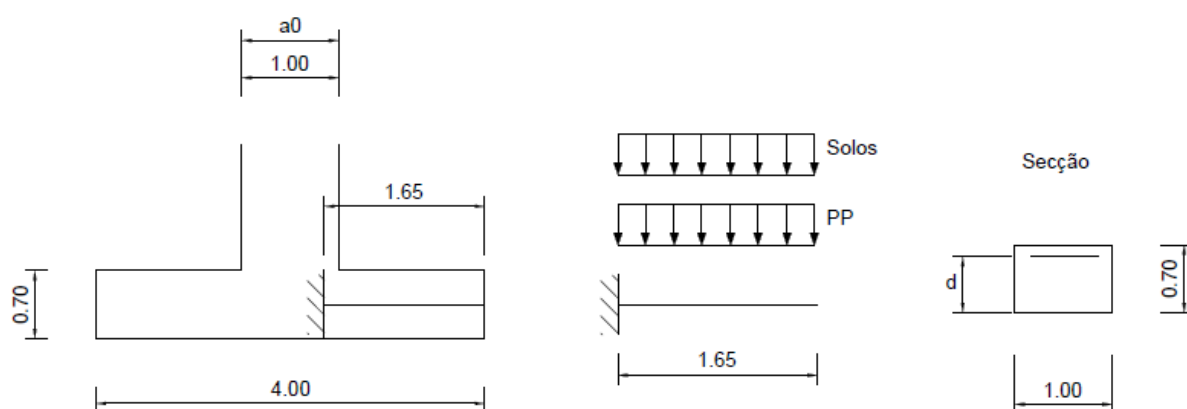


Figura 31 – Modelo de cálculo da armadura superior da sapata

### Accões

$$PP_{sapata} = 25 \times 0,70 = 17,5 \text{ kN/m}$$

$$Solos = 20 \times 4,60 = 92 \text{ kN/m}$$

### Esforços

$$Msd = 1,35 \times \left[ 17,5 \times \frac{1,65^2}{2} \right] + 1,50 \times \left[ 92 \times \frac{1,65^2}{2} \right] = 220,01 \text{ kNm/m}$$

### Armaduras

$$\mu = \frac{Msd}{bd^2 fcd} = \frac{220,01}{1 \times 0,63^2 \times 23300} = 2,379 \times 10^{-2}$$

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 2,379 \times 10^{-2}} = 0,024$$

$$A_s = \omega \cdot b \cdot d \frac{fcd}{f_{syd}} = 0,024 \times 1 \times 0,63 \times \frac{23300}{43,5} = 8,10 \text{ cm}^2/\text{m} \Rightarrow \Phi 12/0,20 + \Phi 10/0,20$$

### Parede do encontro

O modelo de cálculo da parede do encontro é o que se apresenta na figura seguinte, sendo assemelhado a uma consola vertical, onde actuam os esforços com origem no tabuleiro e os impulsos (terras, sísmico e sobrecarga no terrapleno).

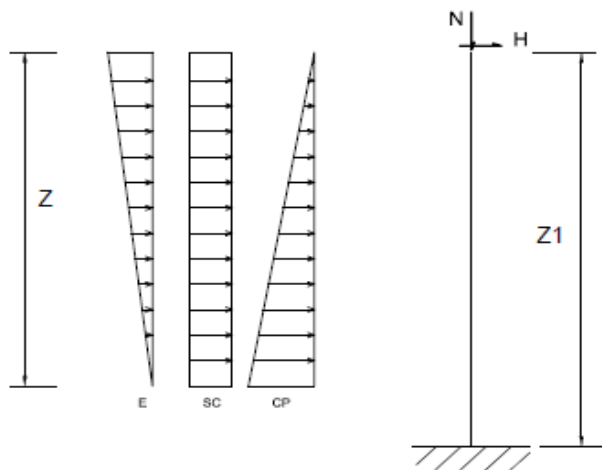


Tabela 88 – Parâmetros de cálculo

$\gamma_{solo}$ (kN/m <sup>3</sup> )	20
Ka	0,2948
(Ks-Ka)	0,1153
SC (kN/m <sup>2</sup> )	10
$\mu$	0,05
z (m)	4,10
z1 (m)	4,80

Figura 32 – Modelo de cálculo da parede do encontro

## - Cálculo de impulsos

Na tabela seguinte apresentam-se os resultados de cálculo dos impulsos que actuam na parede do encontro.

Tabela 89 – Impulsos devidos a (SC; E; CP)

Cálculo de impulsos			
SC (kN/m/m)	2,948	Isc (kN/m)	12,09
E (kN/m/m)	9,453	IE (kN/m)	19,38
CP (kN/m/m)	24,174	Icp (kN/m)	49,56

Como as forças provenientes do tabuleiro, actuam com excentricidade em relação ao C.G. da parede, surgem momentos que devem ser levados em conta no dimensionamento da mesma. Na tabela seguinte apresenta-se o cálculo da posição do centro de gravidade da parede do encontro

Tabela 90 – Cálculo do centro de gravidade da parede

Cálculo do CG da parede			
Área	F(kN)	b(m)	M <sub>0</sub> (kN.m)
WC1=	12,80	1,04	13,31
WC2=	6,98	1,19	8,30
WC3=	6,54	0,75	4,90
WC4=	4,38	1,17	5,13
WC5=	60,00	0,50	30,00
<b>Σ=</b>	<b>90,695</b>		<b>61,64</b>
CG <sub>parede</sub>	=M <sub>0</sub> /F (m)		0,68
e <sub>N</sub> (m)			<b>0,33</b>
e <sub>H</sub> (m)			<b>2,60</b>

Tabela 91 – Cálculo de esforços devido a cargas provenientes do tabuleiro

Acções		Forças verticais			Forças horizontais		
		N (kN)	e <sub>N</sub> (m)	M <sub>cg</sub> (kNm)	H (kN)	e <sub>H</sub> (m)	M <sub>cg</sub> (kNm)
Permanentes	PP <sub>tabuleiro</sub>	103,96	0,33	34,27	5,20	2,60	13,51
	RCP <sub>tabuleiro</sub>	10,62	0,33	3,50	0,53	2,60	1,38
	PE <sub>tabuleiro</sub>	14,33	0,33	4,72	0,72	2,60	1,86
Variáveis	SCL+SCU	58,23	0,33	19,20	2,91	2,60	7,57
	SCpass	3,40	0,33	1,12	0,17	2,60	0,44
	VDT+	28,20	0,33	9,30	1,41	2,60	3,67
Sismo	sismo.v=	24,57	0,33	8,10	1,23	2,60	3,19

### **Combinações de acções**

Combinação 1: [1,5xCP + 1,2xPE+1,5xSC<sub>máx</sub> + 1,5xΨ<sub>0</sub>xSC<sub>passeios</sub>], impulsos estáticos

$$M_{sd}=331,94 \text{ kNm}$$

$$V_{sd}=106,44 \text{ kN}$$

Combinação 2: [1,5xE +CP+PE], impulsos estáticos e dinâmicos

$$M_{sd}=311,65 \text{ kNm}$$

$$V_{sd}=86,91 \text{ kNm}$$

### **Armaduras**

A partir das equações (3.66), (3.67) e (3.68)

$$\mu = \frac{Msd}{bd^2 fcd} = \frac{331,94}{1 \times 0,942^2 \times 23300} = 1,605 \times 10^{-2}$$

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 1,605 \times 10^{-2}} = 0,016185$$

$$A_s = \omega \cdot b \cdot d \frac{fcd}{f_{syd}} = 0,016185 \times 1 \times 0,942 \times \frac{23300}{43,5} = 8,17 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s_{min}} = \frac{0,12 \times 1 \times 0,942}{100} = 11,30 \text{ cm}^2/\text{m} \Rightarrow \phi 12//0,10$$

### **3.9.5 Verificação de segurança ao estado limite último de esforço transversal**

#### **Cálculo de V<sub>cd</sub>**

$$V_{cd} = 1 \times 10^3 \times 1 \times 0,942 = 942,0 \text{ kN/m}$$

$$0,6 \times (1,6 - d) = 0,6 \times (1,6 - 0,942) = 0,3948, \text{ com o mínimo de } 0,60$$

$$V_{cd} = 1 \times 10^3 \times 1 \times 0,942 \times 0,60 = 565,2 \text{ kN/m}$$

Como a parcela da resistência pelo betão, é superior a V<sub>sd</sub>, então, fica garantida a segurança.

## Espelho

As verificações de segurança para o espelho são efetuadas à semelhança do que foi feito para a parede do encontro, em que o modelo de cálculo é o mesmo, mas com alturas  $z$  e  $z_1$  diferentes, onde actuam apenas os impulsos estáticos devidos a SC e PP terreno e impulsos dinâmicos devido ao sismo.

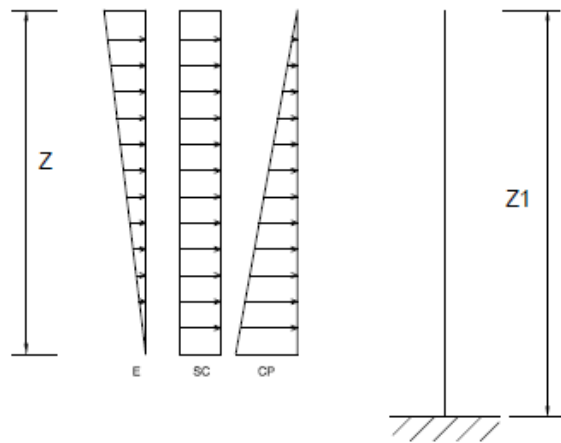


Figura 33- Modelo de cálculo do espelho

Tabela 92 – Parâmetros de cálculo

$\gamma_{\text{solo}}$ (kN/m <sup>3</sup> )	20
Ka	0,2948
(Ks-Ka)	0,1153
SC (kN/m <sup>2</sup> )	10
$\mu=$	0,05
$z$ (m)	1,60
$z_1$ (m)	1,80

Tabela 93 – Cálculo de impulsos

<b>Cálculo de impulsos</b>			
SC (kN/m/m)	2,948	Isc (kN/m)	4,72
E (kN/m/m)	3,689	IE (kN/m)	2,95
CP (kN/m/m)	9,434	Icp (kN/m)	7,55

### **Combinação de acções**

Combinação 1: [1,5xI<sub>CP</sub> + 1,5xI<sub>SC</sub>]

$$M_{sd}=11,70 \text{ kNm}$$

$$V_{sd}=18,40 \text{ kN}$$

Combinação 2: [1,5xE +CP], impulsos estáticos e dinâmicos

$$M_{sd}=12,52 \text{ kNm}$$

$$V_{sd}=11,97 \text{ kN}$$

### **Armaduras**

A partir das equações (3.66), (3.67) e (3.68)

$$\mu = \frac{M_{sd}}{bd^2 f_{cd}} = \frac{12,52}{1 \times 0,264^2 \times 23300} = 7,71 \times 10^{-3}$$

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 7,71 \times 10^{-3}} = 7,74 \times 10^{-3}$$

$$A_s = \omega \cdot b \cdot d \frac{f_{cd}}{f_{syd}} = 7,74 \times 10^{-3} \times 1 \times 0,264 \times \frac{23300}{43,5} = 1,10 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s_{min}} = \frac{0,12 \times 1 \times 0,264}{100} = 3,17 \text{ cm}^2/\text{m} \Rightarrow \phi 10//0,15$$

### **Cálculo de V<sub>cd</sub>**

$$V_{cd} = 1 \times 10^3 \times 1 \times 0,264 \times 0,6 \times (1,6 - 0,264) = 211,62 \text{ kN}$$

Como a parcela da resistência pelo betão, é superior a V<sub>sd</sub>, verifica-se a condição de segurança  $V_{sd} \leq V_{Rd}$ .

## Muros de avenida

A segurança do muro de avenida, cujas características geométricas estão definidas na figura seguinte, será verificada para estados limites últimos, adoptando consolas como modelos de cálculo, quer na determinação das armaduras verticais quer nas horizontais. Na determinação dos esforços actuantes, teve-se em conta as seguintes acções:

- Impulso estáticos devidos a sobrecarga rodoviária no terrapleno
- Impulso devido ao peso próprio das terras
- Impulso dinâmico devido ao sismo.

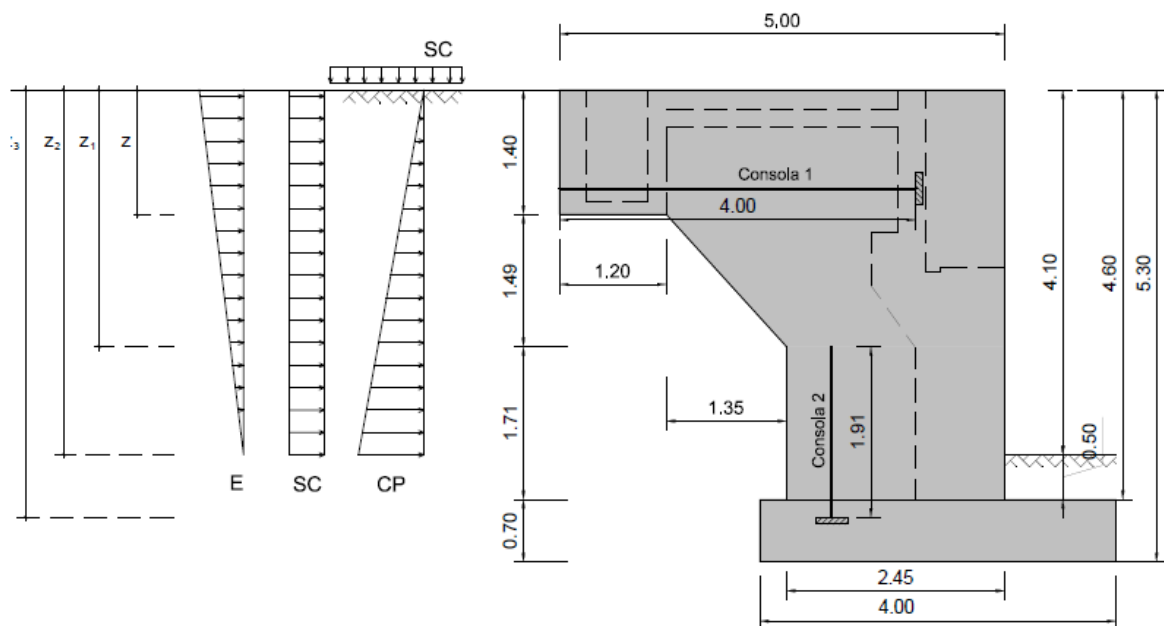


Figura 34 – Muro de avenida – Modelo de cálculo

Na tabela seguinte, apresentam-se os parâmetros de cálculo utilizados na verificação da segurança aos estados limites

Tabela 94 – Parâmetros de cálculo

$\gamma_{\text{solo}}$ (kN/m <sup>3</sup> )	20
Ka	0,2948
(Ks-Ka)	0,1153
SC (kN/m <sup>2</sup> )	10
z (m)	1,40
z <sub>1</sub> (m)	2,89
z <sub>2</sub> (m)	4,10
z <sub>3</sub> (m)	4,80
L (m)	4,00
e (m)	0,40

- Cálculo de impulsos

Tabela 95 – Cálculo de impulsos actuantes no muro de avenida

Acções	Cota z(m)	Valor (kN/m/m)	Impulsos	Valor (kN/m)	braço (m)	Fxb(kNm)	Consola
SC	1,40	2,95	Isc	11,79	2,00	<b>23,58</b>	horizontal
	2,89			3,57	1,31	<b>4,66</b>	vertical
E	1,40	5,01	IE	20,05	2,00	<b>40,09</b>	horizontal
	2,89	2,25		1,36	1,51	<b>2,05</b>	vertical
CP	1,40	8,25	Icp□	33,02	2,00	<b>66,04</b>	horizontal
	2,89	17,04	Icp□	20,62	1,31	<b>26,91</b>	vertical
	4,10	24,17	IcpΔ	4,32	1,10	<b>4,76</b>	vertical

**Combinação de acções**

**Direcção horizontal**

Combinação 1: [1,5xI<sub>CP</sub> + 1,5xI<sub>SC</sub>]

$$M_{sd}^{(inferior)} = 134,43 \text{ kNm}$$

$$V_{sd}^{(inferior)} = 67,21 \text{ kN}$$

Combinação 2: [1,5xE +CP], impulsos estáticos e dinâmicos

$$M_{sd}^{(inferior)} = 140,74 \text{ kNm}$$

$$M_{sd}^{(superior)} = 113,44 \text{ kNm}$$

$$V_{sd}^{(inferior)} = 70,37 \text{ kN}$$

$$V_{sd}^{(superior)} = 56,72 \text{ kN}$$

**Armaduras**

A partir das equações (3.66), (3.67) e (3.68)

$$\mu = \frac{Msd}{bd^2 fcd} = \frac{140,74}{1 \times 0,342^2 \times 23300} = 5,164 \times 10^{-2}$$

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 5,164 \times 10^{-2}} = 5,3 \times 10^{-2}$$

$$A_s = \omega \cdot b \cdot d \frac{fcd}{f_{syd}} = 5,3 \times 10^{-2} \times 1 \times 0,342 \times \frac{23300}{43,5} = 9,72 \text{ cm}^2/\text{m} \Rightarrow \phi 16//0,20$$

$$A_{smin} = \frac{0,12 \times 1 \times 0,344}{100} = 4,128 \text{ cm}^2/\text{m}$$

### Cálculo de Vcd

$$V_{cd} = 1 \times 10^3 \times 1 \times 0,342 \times 0,6 \times (1,6 - 0,342) = 258,14 \text{ kN}$$

Como a parcela da resistência pelo betão, é superior a Vsd, verifica-se a condição de segurança  $V_{sd} \leq V_{Rd}$ .

### Direcção vertical

Combinação 1: [1,5xI<sub>CP</sub> + 1,5xI<sub>SC</sub>]

$$M_{sd} = 82,88 \text{ kNm}$$

$$V_{sd} = 55,09 \text{ kN}$$

Combinação 2: [1,5xE +CP], impulsos estáticos e dinâmicos

$$M_{sd} = 35,48 \text{ kNm}$$

$$V_{sd} = 27,47 \text{ kN}$$

### Armaduras

A partir das equações (3.66), (3.67) e (3.68)

$$\mu = \frac{M_{sd}}{b d^2 f_{cd}} = \frac{82,88}{1 \times 0,342^2 \times 23300} = 3,041 \times 10^{-2}$$

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 3,041 \times 10^{-2}} = 3,088 \times 10^{-2}$$

$$A_s = \omega \cdot b \cdot d \frac{f_{cd}}{f_{syd}} = 3,088 \times 10^{-2} \times 1 \times 0,342 \times \frac{23300}{43,5} = 5,66 \text{ cm}^2/\text{m} \Rightarrow \phi 12 // 0,15$$

$$A_{s_{min}} = \frac{0,12 \times 1 \times 0,344}{100} = 4,128 \text{ cm}^2/\text{m}$$

### Cálculo de Vcd

$$V_{cd} = 1 \times 10^3 \times 1 \times 0,342 \times 0,6 \times (1,6 - 0,342) = 258,14 \text{ kN}$$

Como a parcela da resistência pelo betão, é superior a Vsd, verifica-se a condição de segurança  $V_{sd} \leq V_{Rd}$ .

### 3.9.6 Verificação da pressão local do betão

Nas zonas de localização dos aparelhos de apoio são exercidas forças concentradas provenientes do tabuleiro, pelo que a segurança em relação ao esmagamento localizado do betão, deve estar garantida.

De acordo com o artº139º do REBAP, nas zonas de actuação das forças concentradas deve ser verificada a seguinte condição:

$$F_{sd} \leq f_{cd} \sqrt{\frac{A_1}{A_0}} \cdot A_0 \quad (3.73)$$

Em que  $F_{sd}$  é o valor de cálculo da força concentrada;  $f_{cd}$  é o valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão;  $A_0$  é a área sobre a qual se exerce directamente a força;  $A_1$  é a maior área delimitada por um contorno fictício, contido no contorno da peça e com o mesmo centro de gravidade de  $A_0$ .

De acordo com a equação anterior, a determinação da área  $A_0$  (área onde assenta directamente o aparelho de apoio), será determinada de acordo com a seguinte equação:

$$A_0 = \frac{N_{sd}}{\sigma_c} \quad (3.74)$$

Em que  $N_{sd}$  é o valor de cálculo da força concentrada actuante, que resulta de uma combinação rara de acções e  $\sigma_c$  é a tensão de compressão no betão.

#### **Combinação de acções**

Combinação 1: [PP+RCP+PE+SC<sub>máx</sub> +  $\Psi_1 \times$ (SC<sub>passeios</sub>)+ $\Psi_1 \times$ (VDT+)]

Combinação 2: [PP+RCP+PE+E]

De acordo com as reacções da Tabela 73, obtém-se:

$$N_{sd} = 1205,91 + 123,17 + 166,18 + 675,47 + 39,48 \times 0,4 + 327,12 \times 0,5 = 2350,1 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 1205,91 + 123,17 + 166,18 + 285,03 = 1780,29 \text{ kN}$$

Como temos 2 aparelhos de apoio, a força concentrada que cada um tem que suportar toma o valor:

$$N_{sd} = \frac{2350,1}{2} = 1175,05 \text{ kN}$$

Limitando a tensão  $\sigma_c$ , da equação (3.74) a 15 MPa, obtém-se a área mínima do aparelho de apoio:

$$A_0 = \frac{1175,05}{15000} = 0,07834 \text{ m}^2$$

A que corresponde uma secção de 0,38x0,38m, em que foi dada uma largura adicional de 10 cm em cada direcção.

### 3.9.7 Cálculo da armadura de tracção

Devido à actuação de forças concentradas, geram-se forças de tracção transversais, quer na parede de suporte quer na travessa do tabuleiro, que deverão ser absorvidas por armaduras de tracção, dispostas em planos normais à direcção de actuação das forças concentradas e segundo as duas direcções.

De acordo com o artº140 do REBAP, essas armaduras devem ser dimensionadas para absorver a força de tracção resultante, dada pela seguinte equação:

$$F_{t1,sd} = 0,3 F_{sd} \left(1 - \frac{a_0}{a_1}\right) \quad (3.75)$$

Em que  $F_{sd}$  é o valor de calculo da força aplicada;  $a_0$  e  $a_1$  são dimensões das áreas  $A_0$  e  $A_1$ , segundo a direcção considerada, de acordo com a figura seguinte:

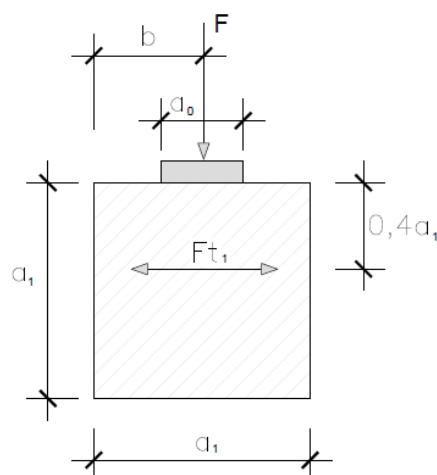


Figura 35 – Localização de forças tracção a absorver

### **Combinação de acções**

Combinação 1: [1,35xPP+1,5xRCP+1,2xPE+1,5xSC<sub>máx</sub> +  $\Psi_0$ (SC<sub>passeios</sub>)]

Combinação 2: [PP+RCP+PE+1,5xE]

De acordo com as reacções da tabela 46, obtém-se:

$$F_{sd} = 3060,9 \text{ kN}$$

$$F_{sd} = 1922,81 \text{ kN}$$

Como temos 2 aparelhos de apoio, a força concentrada que cada um tem que suportar toma o valor:

$$F_{sd} = \frac{3060,9}{2} = 1530,45 \text{ kN}$$

### **Cálculo de $F_{t1sd}$**

$a_0=0,38\text{m}$ ;  $b=0,35\text{m}$ ;  $a_1=2b=2 \times 0,35=0,70\text{m}$

$$F_{t1,sd} = 0,3 \times 1530,45 \times \left(1 - \frac{0,38}{0,70}\right) = 209,89 \text{ kN}$$

### **Armadura de tracção**

$$A_s = \frac{F_{t1sd}}{f_{syd}} = \frac{209,89}{43,5} = 4,83 \text{ cm}^2$$

Adopta-se 4 camadas de 4 $\Phi$ 8 em cada direcção

### **3.9.8 Cálculo da armadura dos plintos**

Aquando da actuação de forças horizontais, os plintos ficam sujeitos a esforços transversais, quer devido à acção sísmica quer à força de atrito. Na direcção longitudinal do encontro, direcção em que está restringido o movimento de translação, o plinto deverá ser capaz de suportar a força sísmica a que está sujeito e na direcção perpendicular a força de atrito que se gera no aparelho de apoio.

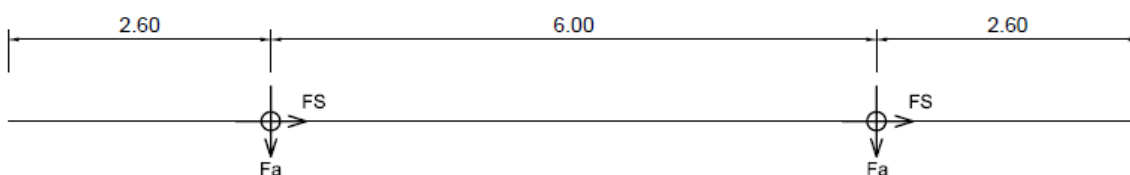


Figura 36 – Forças de corte actuantes

### Direcção longitudinal do encontro

Então, para cada plinto, a força de cálculo para dimensionamento das armaduras é:

$$F_{sd} = 1,5 \times \left[ \frac{2019,15}{2} \times \frac{1}{2} \right] = 757,18 \text{ kN}$$

$$A_s = \frac{757,18}{43,5} = 17,41 \text{ cm}^2 \Rightarrow 6\phi 20$$

### Direcção transversal do encontro

$$F_a = \mu \cdot N_{sd}$$

$\mu=0,05$  (coeficiente de atrito no aparelho de apoio)

$N_{sd}$  – Esforço normal actuante, resultante de uma combinação fundamental de acções, devido aos seguintes carregamentos:

Peso próprio; Restante carga permanente; pré-esforço; sobrecarga rodoviária

$$\begin{aligned} N_{sd} &= \frac{1}{2} [0,05 \times (1,5 \times (1205,91 + 123,17 + 166,18)) + 1,5 \times 675,47 + 1,5 \times 0,6 \times 39,48] \\ &= 82,29 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$A_s = \frac{82,29}{43,5} = 1,90 \text{ cm}^2 \Rightarrow 6\phi 8$$

## 3.10 Travessa de extremidade

### 3.10.1 Modelo de cálculo

A travessa de extremidade (carlinga) foi calculada no SAP2000, a partir do modelo representado na Figura 37, onde actuam as seguintes acções:

CP – Carga permanente; Q – Sobrecarga; Sismo – Acção sísmica proveniente do sismo 2

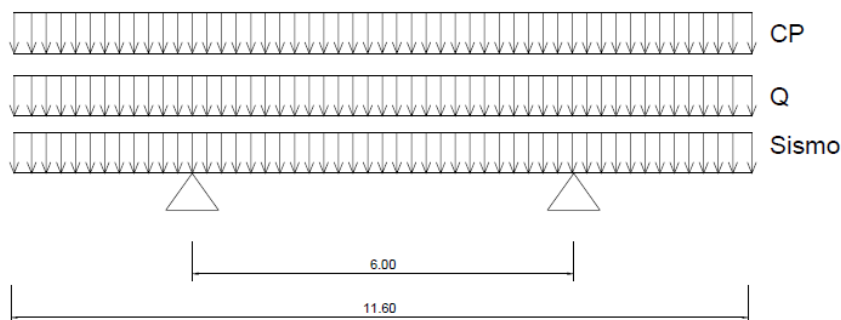


Figura 37 – Modelo de cálculo da travessa de extremidade

### 3.10.2 Acções

Apresenta-se na tabela seguinte, os valores das acções aplicadas ao modelo de cálculo utilizado no programa SAP2000.

Tabela 96 – Reacções nos apoios de extremidade do tabuleiro

<b>Acções</b>		
<b>Permanentes</b>	<b>Reacção (kN)</b>	<b>Reacção (kN/m)</b>
PP	1205,91	107,67
RCP	123,17	11,00
PE	166,18	14,84
<b>Variáveis</b>		
SCL+SCU	-229,40	-20,48
SCL+SCU	675,47	60,31
Scpasseios	39,48	3,53
VT	541,03	48,31
VDT+	327,12	29,21
VDT-	-163,56	-14,60
<b>Sismo</b>		
Sismo 2	285,03	25,45

### 3.10.3 Características geométricas da secção

Largura=0,80 m; Altura=1,80 m

### 3.10.4 Esforços

Apresenta-se na tabela seguinte, os esforços de cálculos nas secções críticas da travessa, retirados do programa de cálculo SAP2000.

Tabela 97 – Esforços de cálculo nas secções críticas da travessa

	<b>M (kNm)</b>		<b>V (kN)</b>	
	<b>Apoio</b>	<b>Vão</b>	<b>Apoio</b>	<b>Vão</b>
<b>Permanentes</b>				
PPTravessa	-52,53	17,41	-46,62	0,00
PPTabuleiro	-363,92	120,59	-323,01	0,00
RCPTabuleiro	-37,18	12,32	-33,00	0,00
PEtab	-50,16	16,62	-44,52	0,00
<b>Variáveis</b>				
SCL+SCU	-203,85	67,55	-180,93	0,00
Scpasseios	-11,93	3,95	-10,59	0,00
<b>Sismo</b>				
Sismo 2	-86,02	28,50	-76,35	0,00

### 3.10.5 Combinação de acções

Combinação 1: [1,5CP+1,5SCL+SCU+1,5xΨ<sub>0</sub>xSCpasseios]; tomando como variável de base a sobrecarga rodoviária.

$$M_{sd.apoio} = -1072,20 \text{ kNm}$$

$$M_{sd.vão} = 355,29 \text{ kNm}$$

$$V_{sd} = -951,65 \text{ kN}$$

Combinação 2: [1,5xE +CP], tomando como variável de base a sobrecarga rodoviária.

$$M_{sd.apoio} = -632,82 \text{ kNm}$$

$$M_{sd.vão} = 209,69 \text{ kNm}$$

$$V_{sd} = -561,68 \text{ kN}$$

### 3.10.6 Verificação ao estado limite último de flexão

#### Secção de apoio

A partir das equações (3.66), (3.67) e (3.68)

$$\mu = \frac{M_{sd}}{bd^2 f_{cd}} = \frac{1072,20}{0,80 \times 1,752^2 \times 23300} = 1,874 \times 10^{-2}$$

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 1,874 \times 10^{-2}} = 1,892 \times 10^{-2}$$

$$A_s = \omega \cdot b \cdot d \frac{f_{cd}}{f_{syd}} = 1,892 \times 10^{-2} \times 0,80 \times 1,752 \times \frac{23300}{43,5} = 14,21 \text{ cm}^2/m$$

$$A_{smin} = \frac{0,12 \times 0,80 \times 1,752}{100} = 16,82 \text{ cm}^2/m \Rightarrow \mathbf{6\phi 20}$$

#### Secção do vão

$$\mu = \frac{M_{sd}}{bd^2 f_{cd}} = \frac{355,29}{0,80 \times 1,752^2 \times 23300} = 6,21 \times 10^{-3}$$

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 6,21 \times 10^{-3}} = 6,229 \times 10^{-3}$$

$$A_s = \omega \cdot b \cdot d \frac{f_{cd}}{f_{syd}} = 6,229 \times 10^{-3} \times 0,80 \times 1,752 \times \frac{23300}{43,5} = 4,679 \text{ cm}^2/m$$

$$A_{smin} = \frac{0,12 \times 0,80 \times 1,752}{100} = 16,82 \text{ cm}^2/m \Rightarrow \mathbf{6\phi 20}$$

### 3.10.7 Verificação ao estado limite último de esforço transverso

Pretende-se verificar a equação (3.35), utilizando a equação (3.36).

#### Cálculo de $V_{cd}$

$$V_{cd} = 1 \times 10^3 \times 0,80 \times 1,752 = 1401,60 \text{ kN}$$

Logo, a parcela da equação (3.36) que contribui para a resistência ao esforço transverso devido ao betão, é suficiente para garantir a resistência da secção. Logo,  $V_{wd}=0$ ;

Adopta-se a armadura mínima

Cálculo da armadura mínima de esforço transverso através da equação (3.40)

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{min} = \left(\frac{0,08}{100}\right) \cdot 0,80 \cdot \sin(90) = 6,40 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Tabela 98 – Cálculo da armadura de esforço transverso

Cálculo de $A_s$ e espaçamento	
$A_{sw}/s$ (cm <sup>2</sup> /m)	6,40
$A_{sw}$ (cm <sup>2</sup> )	1,28
$s$ (m)	0,20
Nº de ramos	2
$A_{sw}/\text{ramos}$ (cm <sup>2</sup> )	0,640
Nº estribos	2
$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	0,32
Armadura	$\Phi 10//0,20 + \Phi 8//0,20$

### 3.11 Determinação das características dos aparelhos de apoio

Os aparelhos de apoio a instalar, serão do tipo “pot-bearing” e deverão ser capazes de suportar esforços verticais e horizontais a que estão sujeitos e os deslocamentos devidos aos efeitos diferidos no betão (retracção e fluência), deslocamento devido à variação uniforme de temperatura e deslocamento devido ao sismo.

#### Esforços Verticais

$$N_{CP}=747,63 \text{ kN}$$

$$N_{Sob}=337,74 \text{ kN}$$

$$N_{VDT}=163,56 \text{ kN}$$

#### Esforços Horizontais

$$H_i=504,79 \text{ kN}$$

#### Deslocamentos

$$\delta_{c+s} = \alpha \Delta t L = -63,55 \times 10^{-5} \times \frac{73}{2} = 23,20 \text{ mm}$$

$$\delta_{VUT} = \pm 6,4 \text{ mm}$$

$$\delta_{sismo} = \pm 43,7 \text{ mm}$$

#### Combinação de deslocamentos

$$\delta_{m\acute{a}x}^{(+)} = \delta_{c+s} + 1,5\delta_{sismo} + \psi 1. \delta_{VUT} = 23,20 + 1,5 \times 43,7 + 0,5 \times 6,4 = 91,95 \text{ mm}$$

$$\text{Adopta-se } \delta_{m\acute{a}x}^{(+)} = 100 \text{ mm}$$

$$\delta_{m\acute{a}x}^{(-)} = 1,5\delta_{sismo} + \psi 1. \delta_{VUT} = 1,5 \times 46,3 + 0,5 \times 4,3 = -68,75 \text{ mm}$$

$$\text{Adopta-se } \delta_{m\acute{a}x}^{(-)} = 70 \text{ mm}$$

#### Excentricidade da chapa superior

$$e= 30 \text{ mm}$$

### 3.12 Determinação das características das juntas de dilatação

A juntas de dilatação a instalar deverão ser estanques e capazes de absorver os seguintes deslocamentos:

$$\delta_{c+s} = \alpha \Delta t L = -63,55 \times 10^{-5} \times \frac{73}{2} = 23,20 \text{ mm}$$

$$\delta_{VUT} = \pm 6,4 \text{ mm}$$

$$\delta_{sismo} = \pm 46,3 \text{ mm}$$

#### Combinação de deslocamentos

$$\delta_{m\acute{a}x}^{(+)} = \delta_{c+s} + 0,5\delta_{sismo} + \psi 1. \delta_{VUT} = 23,20 + 0,5 \times 43,7 + 0,5 \times 6,4 = 49,55 \text{ mm}$$

Adopta-se  $\delta_{m\acute{a}x}^{(+)} = 50 \text{ mm}$

$$\delta_{m\acute{a}x}^{(-)} = 0,5\delta_{sismo} + \psi 1. \delta_{VUT} = 0,5 \times 43,7 + 0,5 \times 6,4 = -26,35 \text{ mm}$$

Adopta-se  $\delta_{m\acute{a}x}^{(-)} = 30 \text{ mm}$

Adopta-se para a abertura de junta  $e=50 \text{ mm}$

## BIBLIOGRAFIA

- Dec. Lei Nº 235/83 de 31 de Maio – *Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes*: Porto, Porto Editora Lda, s.d.
- Dec. Lei Nº 349-C/83 de 30 de Julho – *Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré Esforçado*, Lisboa: Rei dos Livros, 1994.
- *NP EN 1992-1-1 2010, EUROCÓDIGO 2*, Projecto de Estruturas de Betão Armado, termo de homologação nº 27/2010, Instituto Português da Qualidade, 2010: Caparica – Portugal.
- Elementos da disciplina de “Betão Estrutural III”, Instituto Superior de Engenharia de Lisboa (ISEL).
- Cachim, Paulo Barreto e Morais, Miguel Monteiro, *ESTRUTURAS DE BETÃO - Bases de Cálculo*, s.l. : Pubindústria Produção de Comunicações Lda., 2013.
- Appleton, Júlio, *ESTRUTURAS DE BETÃO*, Amadora: Edições Orion, Volumes 1 e 2, 1ª edição, Julho de 2013.
- D’Arga e Lima, J., Monteiro, Victor e Pipa, Manuel, *BETÃO ARMADO – Esforços Transversos de Torção e de Punçoamento (REBAP-83)*, Lisboa, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 3ª edição 2002. Reprodução integral da edição de 1989.
- D’Arga e Lima, J., Monteiro, Victor e Mun, Mary, *BETÃO ARMADO – Esforços normais e de Flexão (REBAP-83)*, s.l. LNEC - Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 1991.

**ANEXOS**

## Anexo 1 – Superfície de influência do VT

## Anexo 2 – Gráficos de Esforços

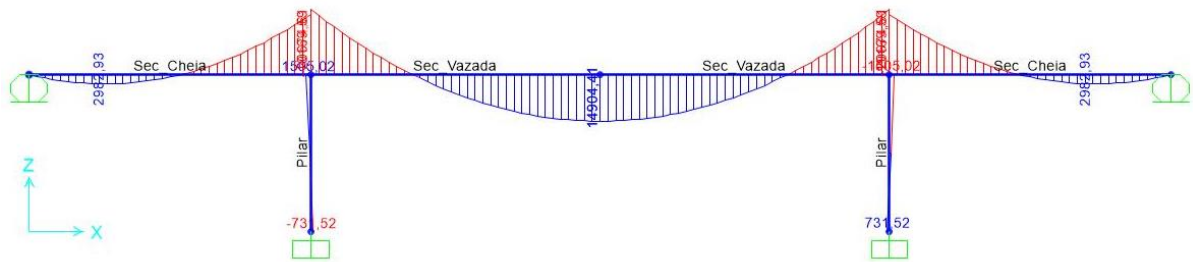


Diagrama de momentos flectores - Peso próprio

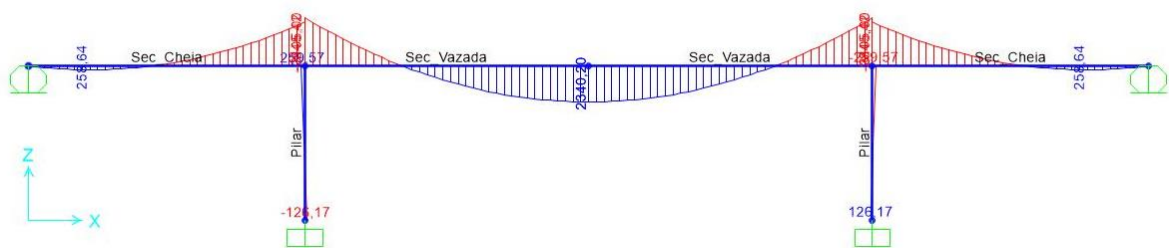


Diagrama de momentos flectores - RCP

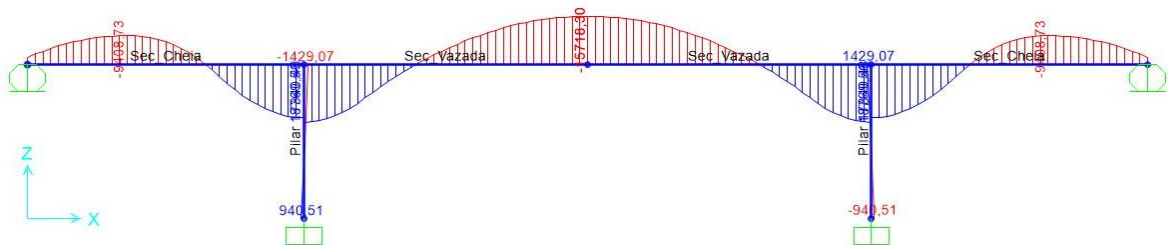


Diagrama de momentos flectores - Pré-esforço

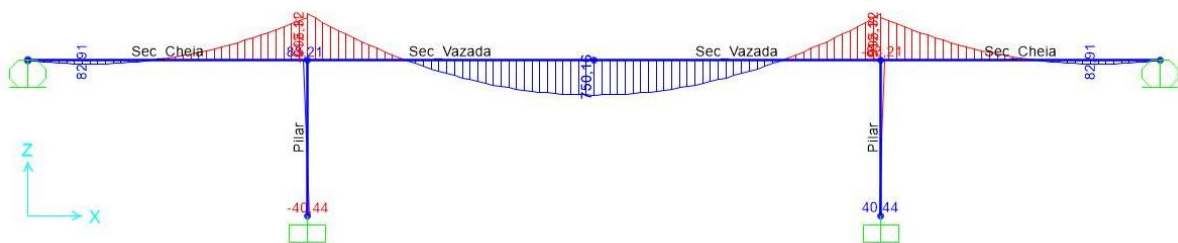


Diagrama de momentos flectores - Sobrecarga em passeios

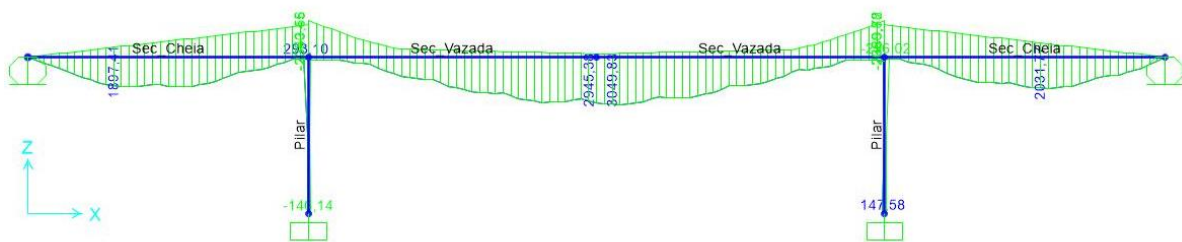


Diagrama de momentos flectores - Veiculo tipo

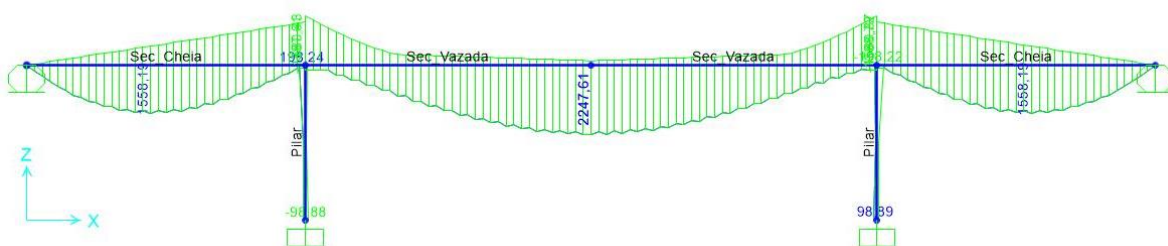


Diagrama de momentos flectores - Sobrecarga rodoviária Linear

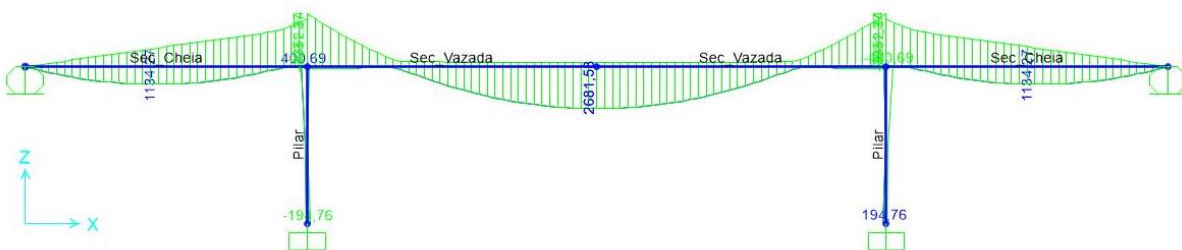


Diagrama de momentos flectores - Sobrecarga rodoviária uniforme

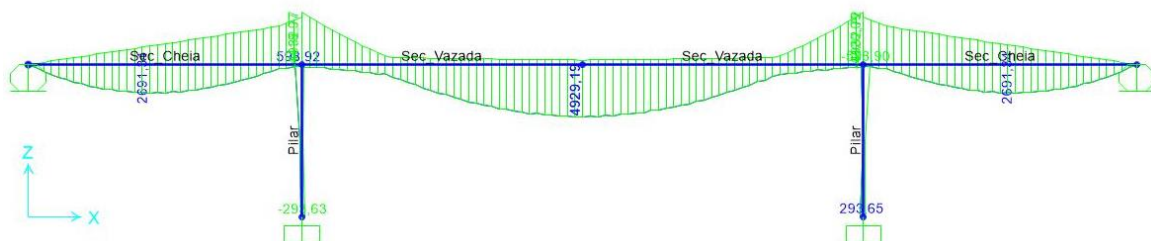


Diagrama de momentos flectores - Sobrecarga rodoviária – SCU+SCL

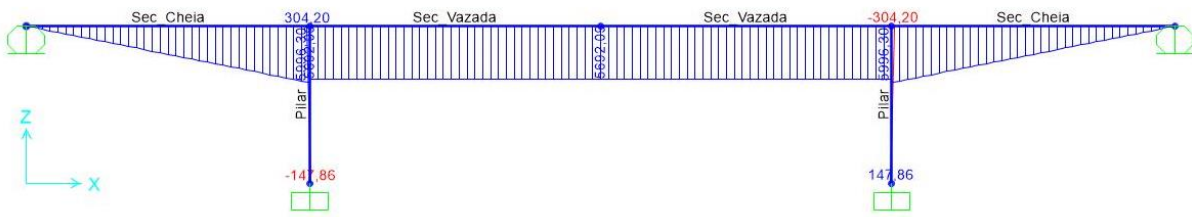


Diagrama de momentos flectores - Variação diferencial de temperatura (positiva)

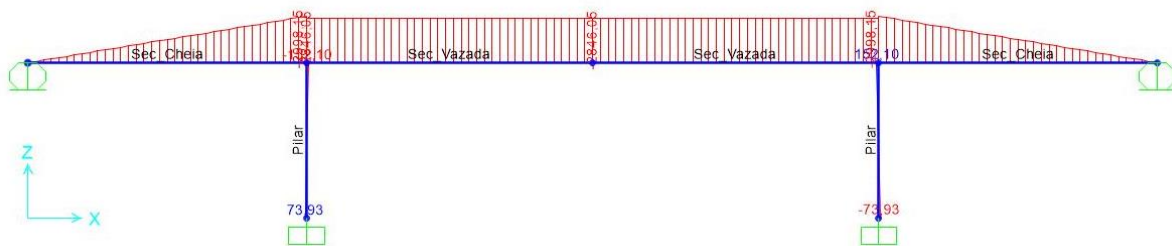


Diagrama de momentos flectores - Variação diferencial de temperatura (negativa)

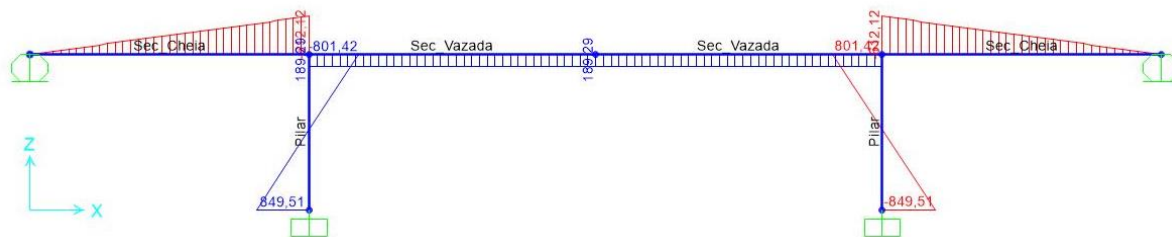


Diagrama de momentos flectores - Variação uniforme de temperatura (contração)

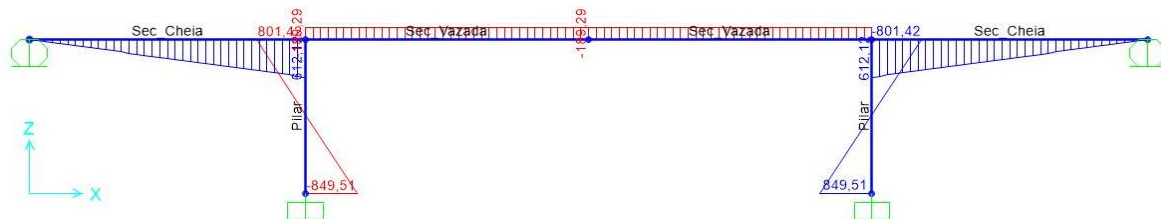


Diagrama de momentos flectores - Variação uniforme de temperatura (expansão)

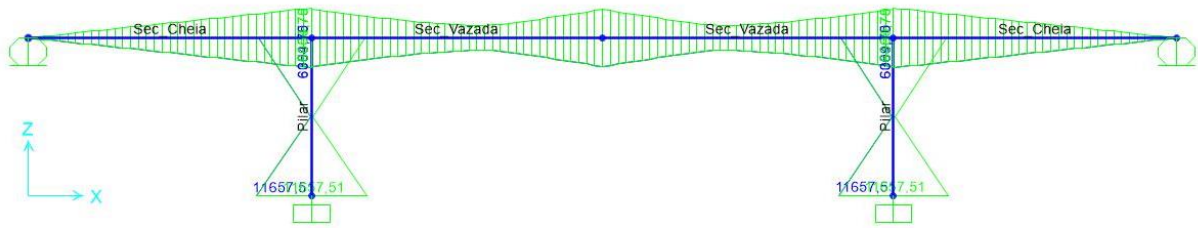


Diagrama de momentos flectores - Sismo (sismo1+sismo2)

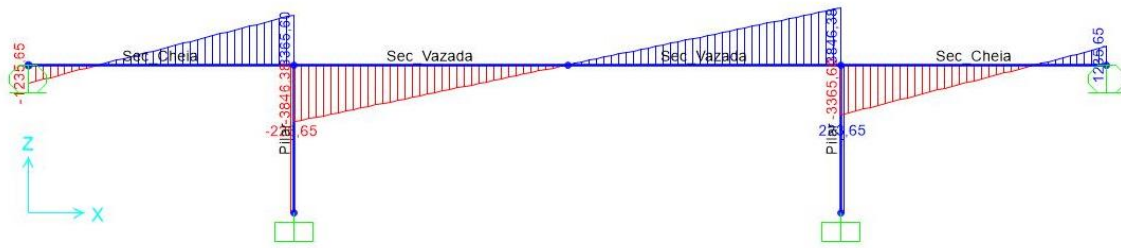


Diagrama de esforço transverso – Peso próprio

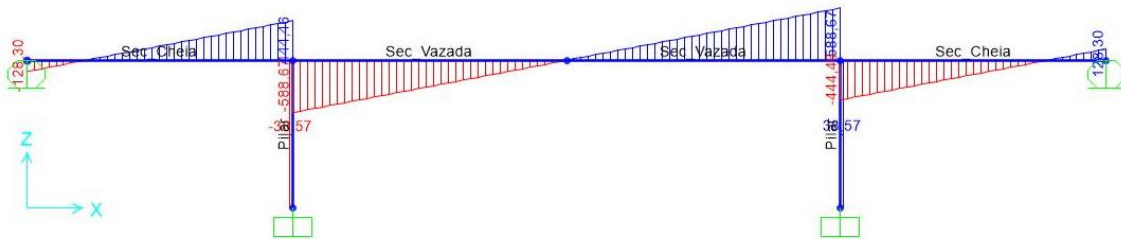


Diagrama de esforço transverso – RCP

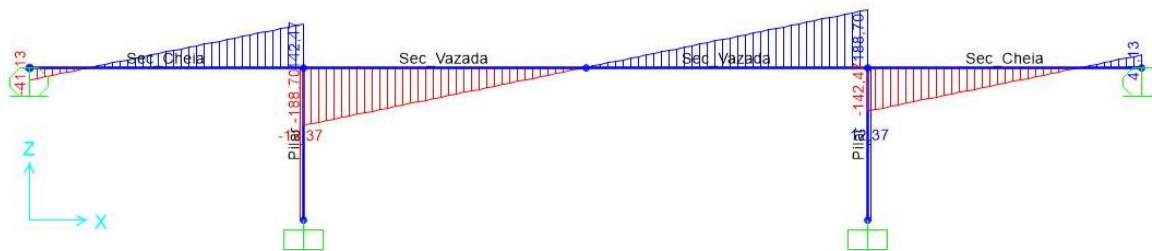


Diagrama de esforço transverso – Sobrecarga em passeios

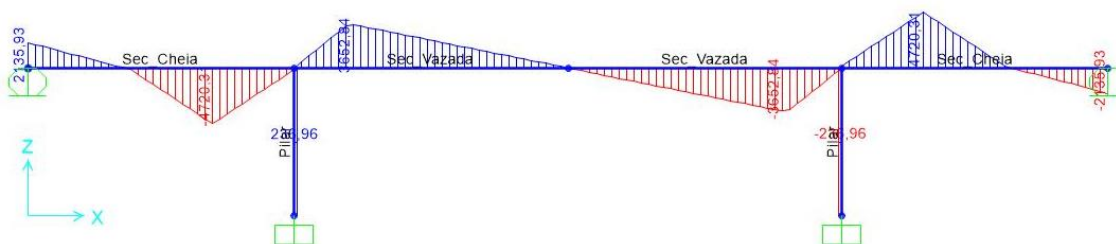


Diagrama de esforço transverso – Pré-esforço

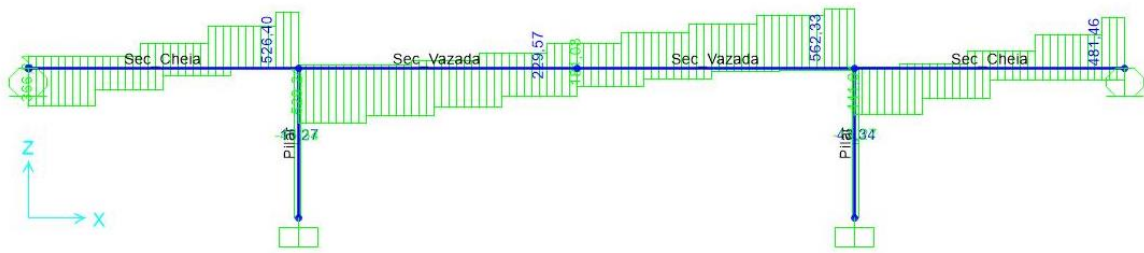


Diagrama de esforço transversal – Veículo tipo

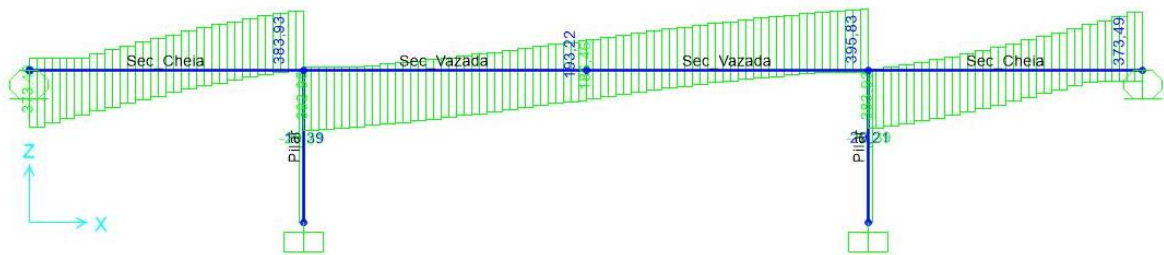


Diagrama de esforço transversal – Sobrecarga rodoviária linear

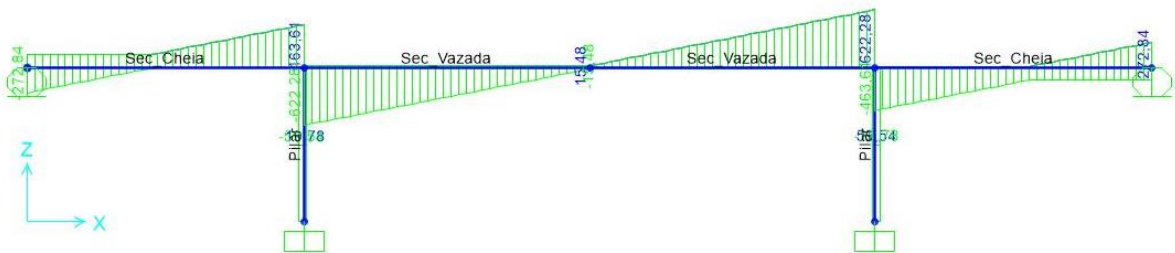


Diagrama de esforço transversal – Sobrecarga rodoviária uniforme

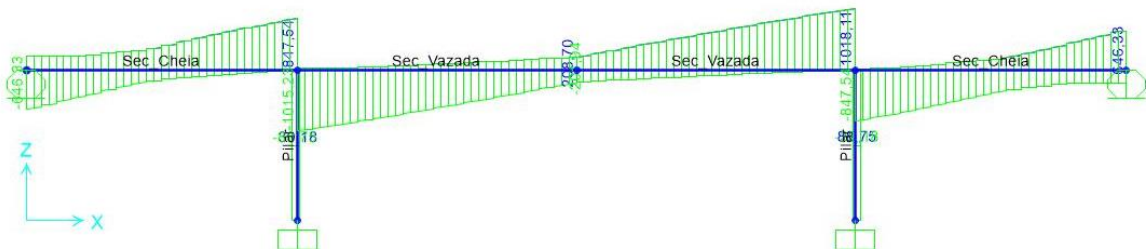


Diagrama de esforço transversal – SCU+SCL

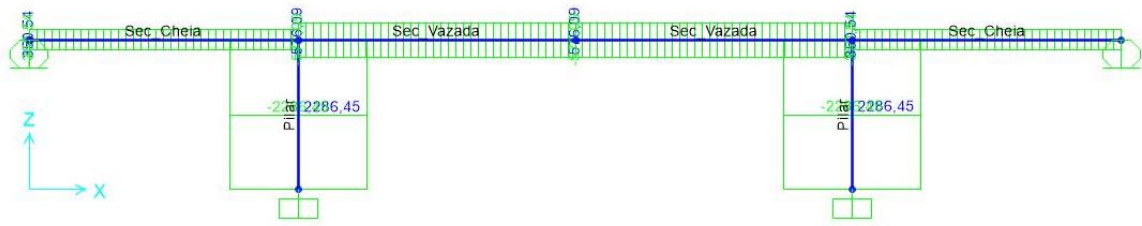


Diagrama de esforço transverso – sismo 1+ simo2

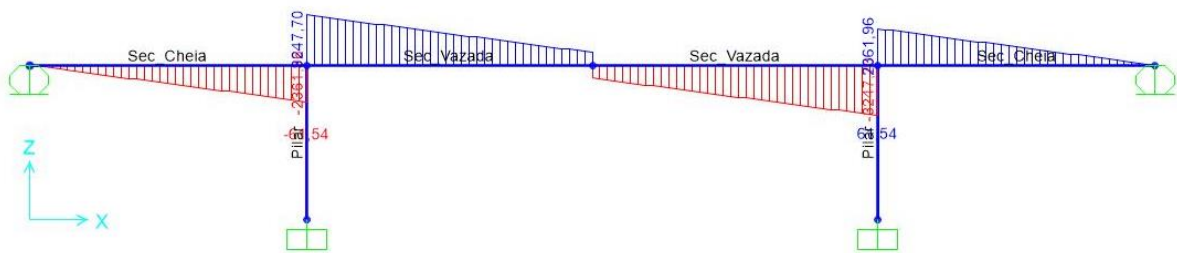
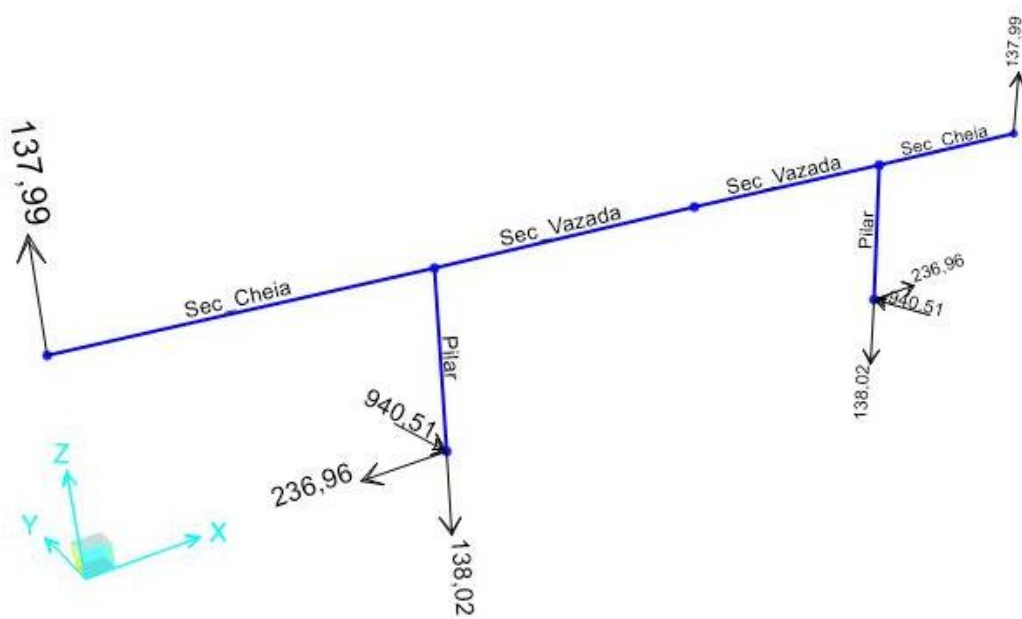
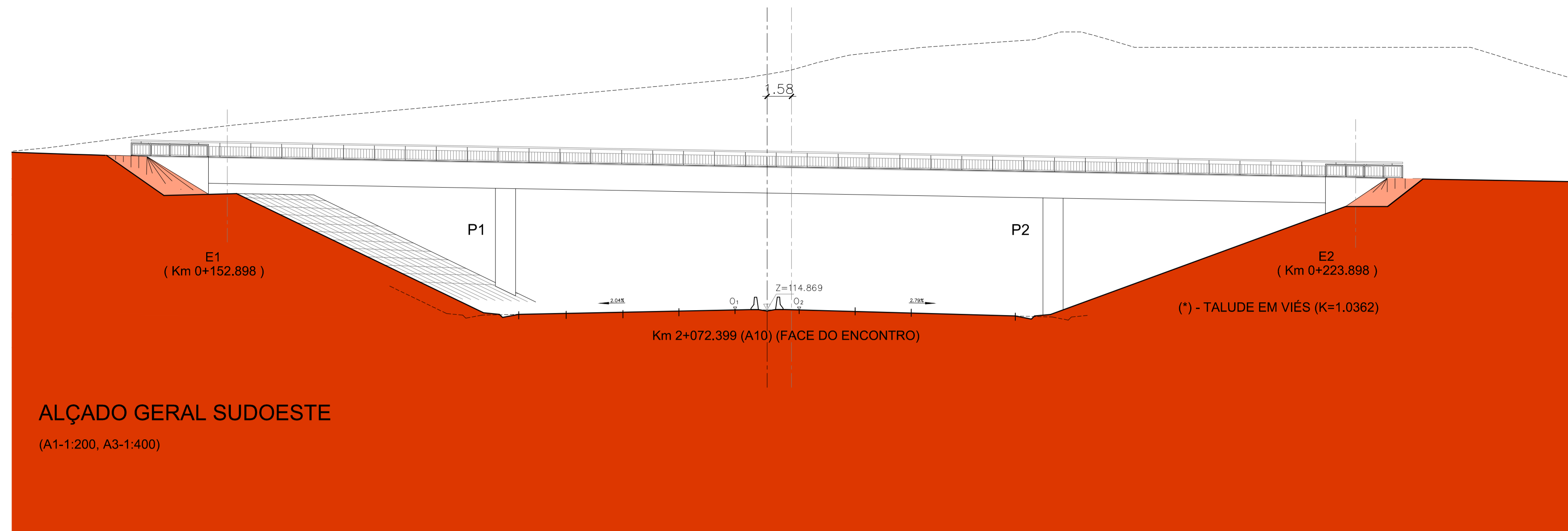


Diagrama de momentos torsores – Sobrecarga rodoviária (Linear+uniforme)

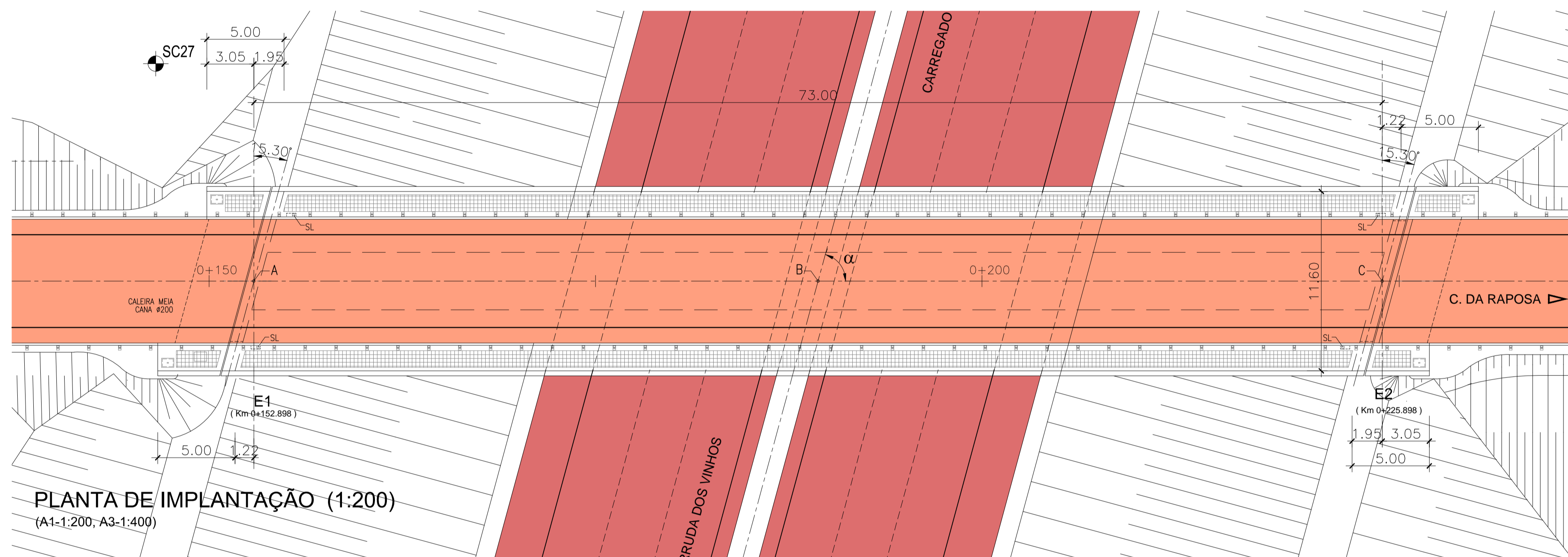


Pré-esforço – Reacções de apoio

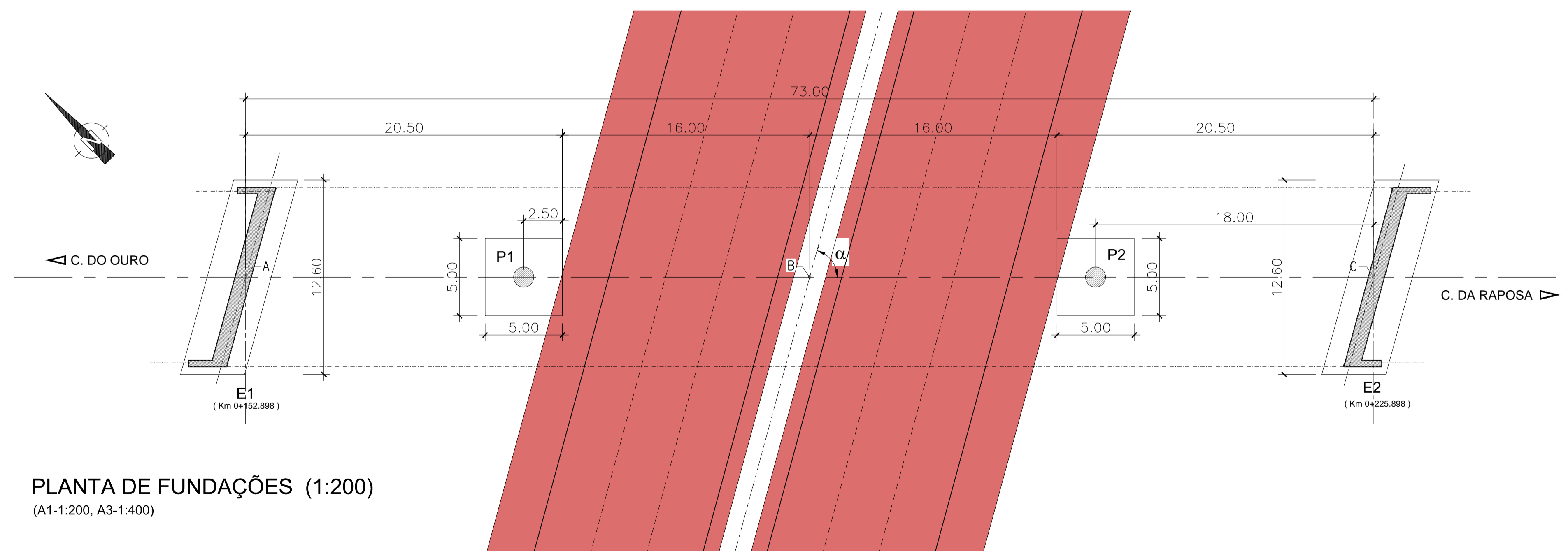
**PEÇAS DESENHADAS**



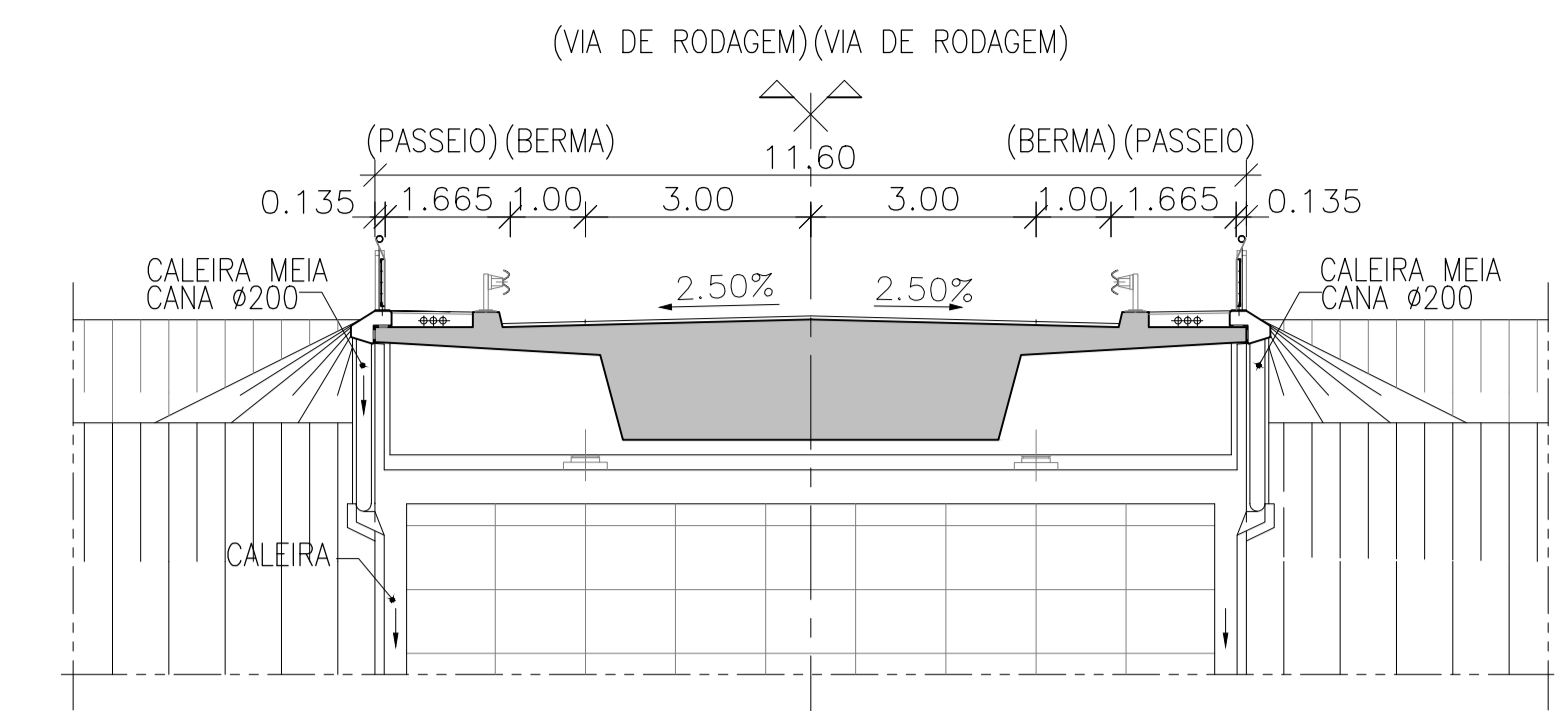
**ALÇADO GERAL SUDOESTE**  
(A1-1:200, A3-1:400)



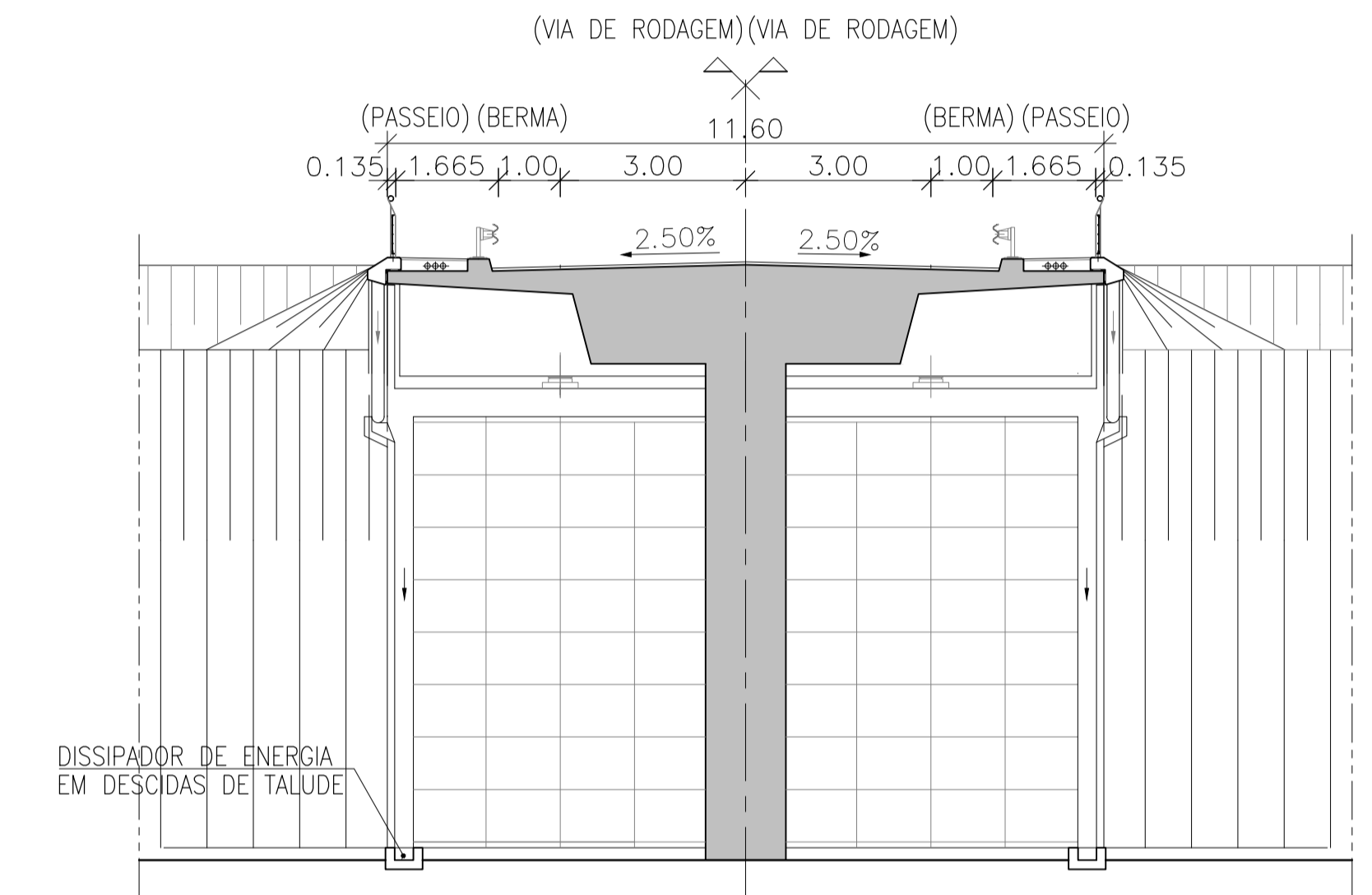
**PLANTA DE IMPLANTAÇÃO (1:200)**  
(A1-1:200, A3-1:400)



**PLANTA DE FUNDAÇÕES (1:200)**  
(A1-1:200, A3-1:400)



**ALÇADO FRONTAL - ENCONTRO**  
(A1-1:100, A3-1:200)

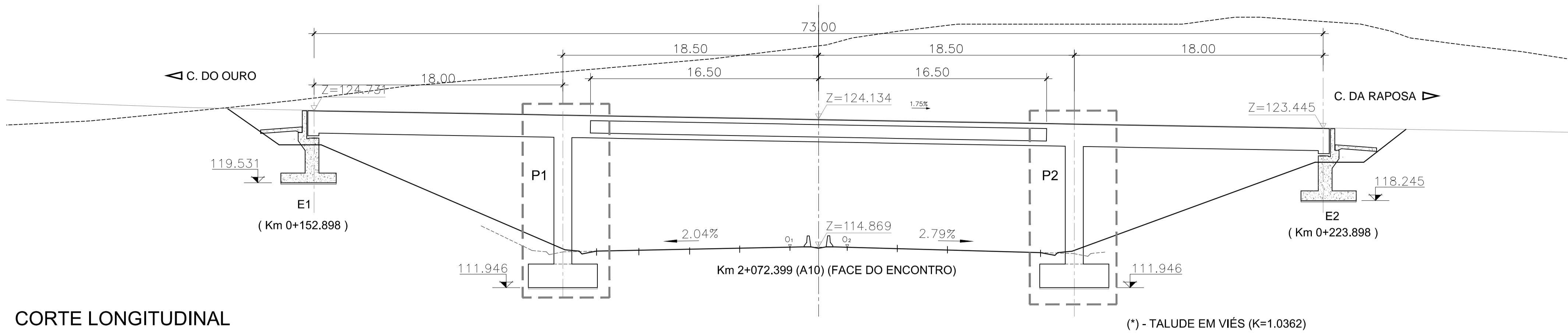


**CORTE TRANSVERSAL - PILAR**  
(A1-1:100, A3-1:200)

	MERIDIANO	PARALELO
A	-77997.975	-74801.838
B	-77971.849	-74827.328
C	-77947.156	-74851.421

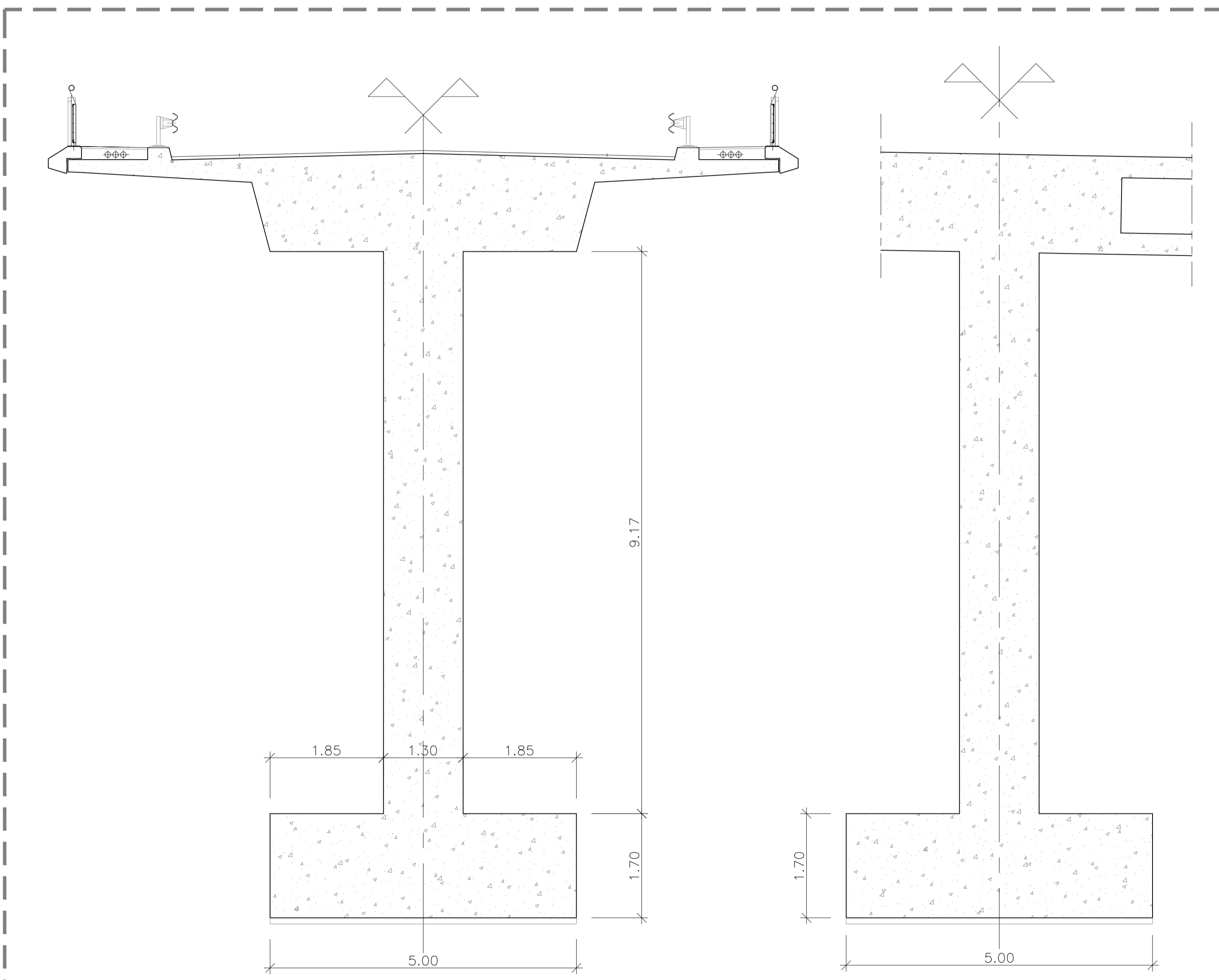
Obra: P.S. 1	Via Superior Rest. 1	Via Inferior A10
Km	0+189.398	2+078.409
Traçado em Planta	R=∞	R=∞
Traçado em Perfil	i=0.0175	R=10000
Cotas da Intersecção	Z=124.134	Z=114.869
Elementos da Intersecção	M=-77971.849 / P=-74827.328	α=83gr / K=1.036744916

SCI - SONDAGEM GEOTÉCNICA



**CORTE LONGITUDINAL**  
(A1-1:200, A3-1:400)

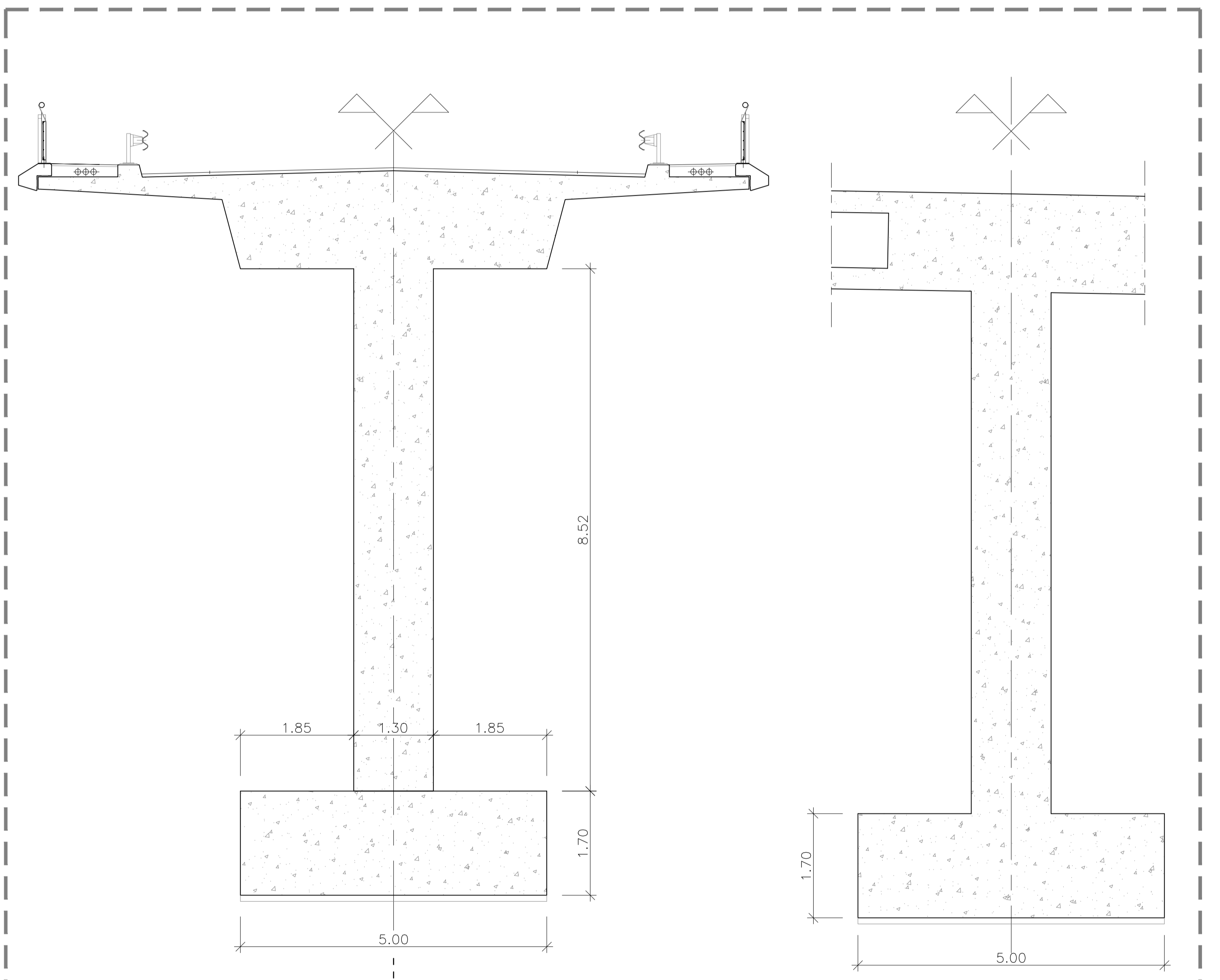
MATERIAIS	
<b>BETÕES</b>	
SELAGEM/REGULARIZAÇÃO .....	C12/15
ENCHIMENTO DOS PASSEIOS .....	Betão de agregados leves
SAPATAS .....	C35/45
LAJES DE TRANSIÇÃO .....	C25/30
ENCONTROS .....	C35/45
PILARES .....	C35/45
VIGAS DE BORDADURA PRÉ-FABRICADAS .....	C25/30
TABULEIRO .....	C35/45
<b>AÇO</b>	
ARMADURAS PASSIVAS .....	A400NR
ARMADURAS ACTIVAS .....	Y1860 S7 15.2
<b>RECOBRIMENTO</b>	
EM GERAL .....	3.5cm
SAPATAS, PILARES.....	5.0cm
ELEMENTOS EM CONTACTO COM SOLOS.....	5.0cm



**CORTE TRANSVERSAL**  
(\*) - GEOMETRIA NO EIXO DO PILAR  
(A1-1:50, A3-1:100)

**CORTE LONGITUDINAL**  
(A1-1:50, A3-1:100)

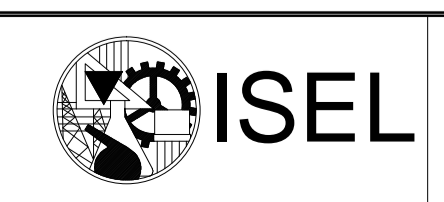
**P1 - CORTES VERTICAIS**



**CORTE TRANSVERSAL**  
(\*) - GEOMETRIA NO EIXO DO PILAR  
(A1-1:50, A3-1:100)

**CORTE LONGITUDINAL**  
(A1-1:50, A3-1:100)

**P2 - CORTES VERTICAIS**



INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Título:  
A10\_AUTO-ESTRADA\_-\_BUCELAS/CARREGADO/A13

Projector:  
**Paulo Valadas**  
Desenhador:  
**Paulo Valadas**

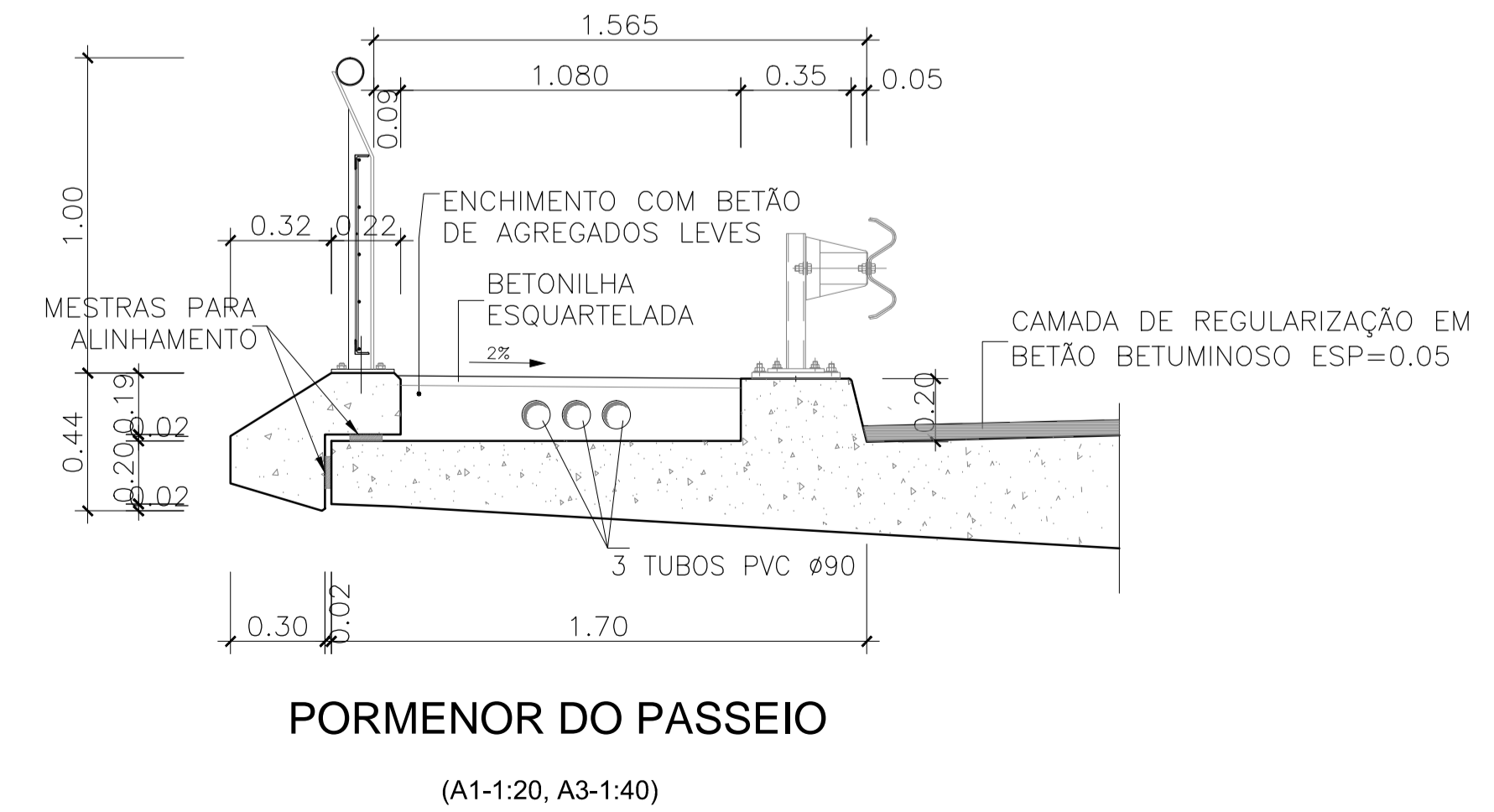
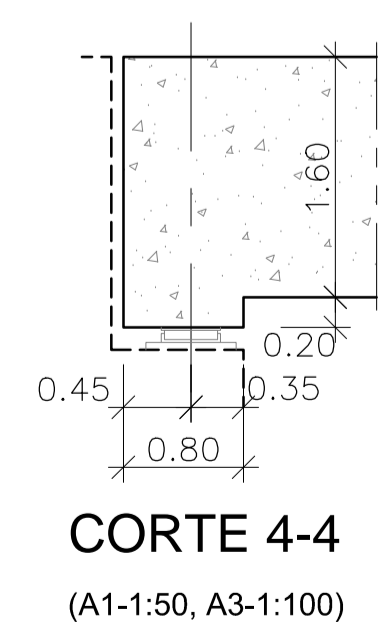
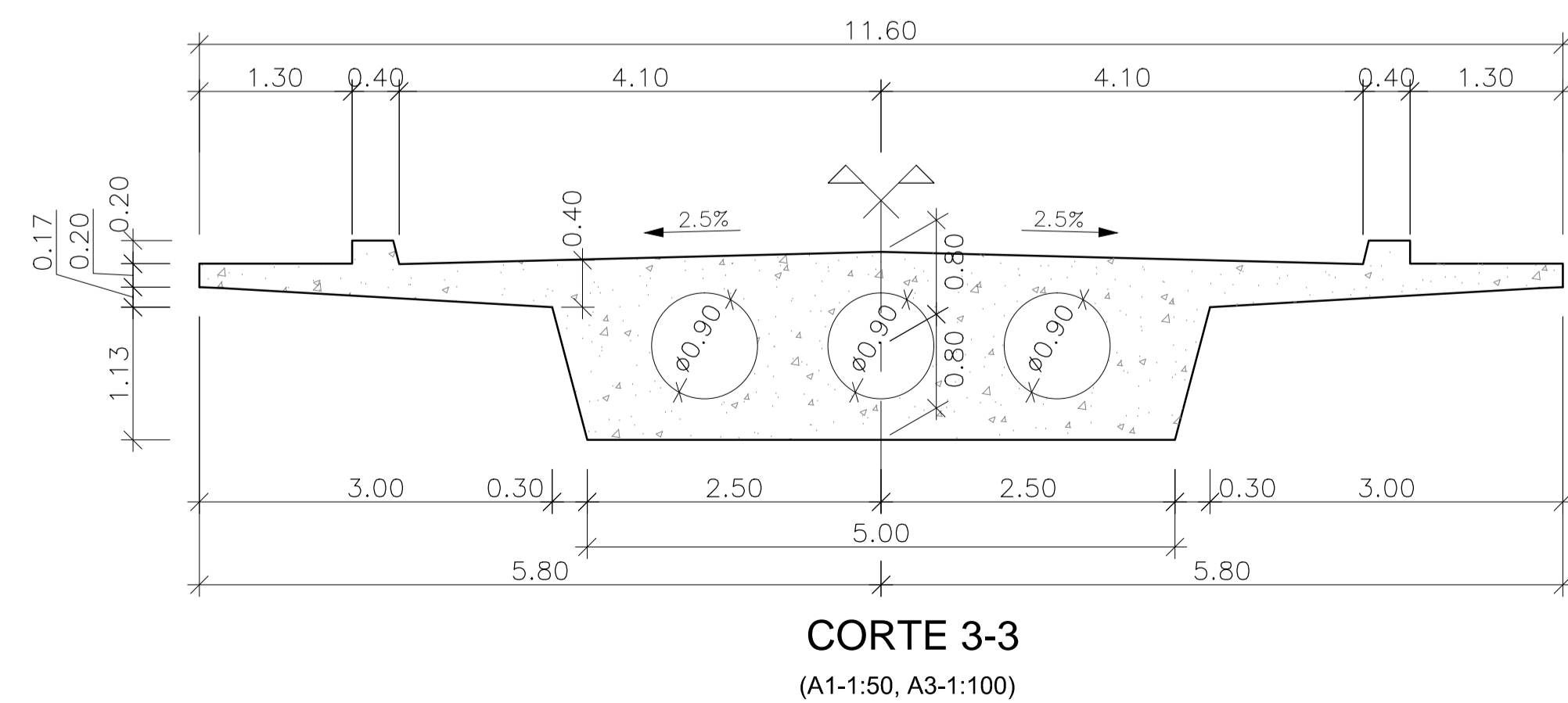
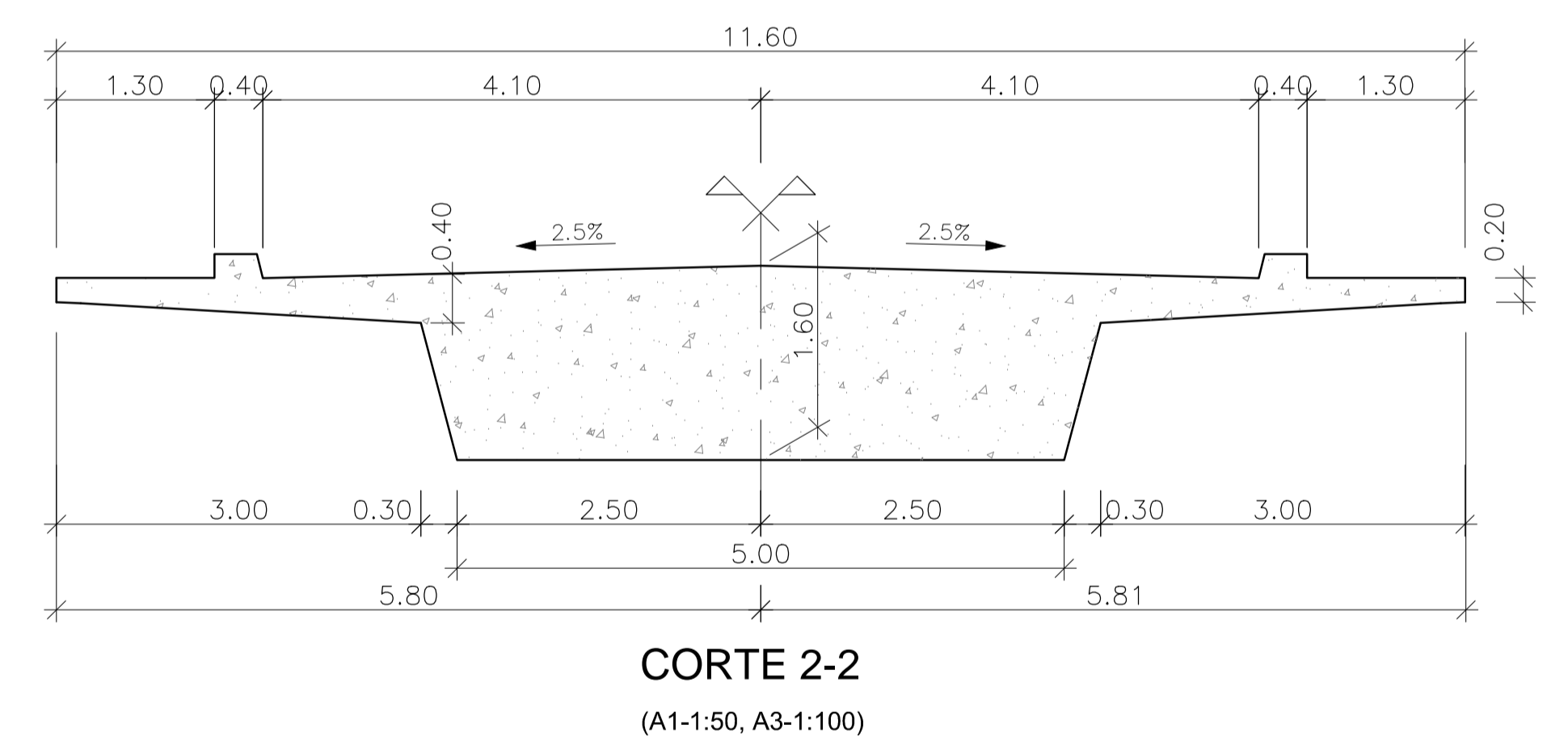
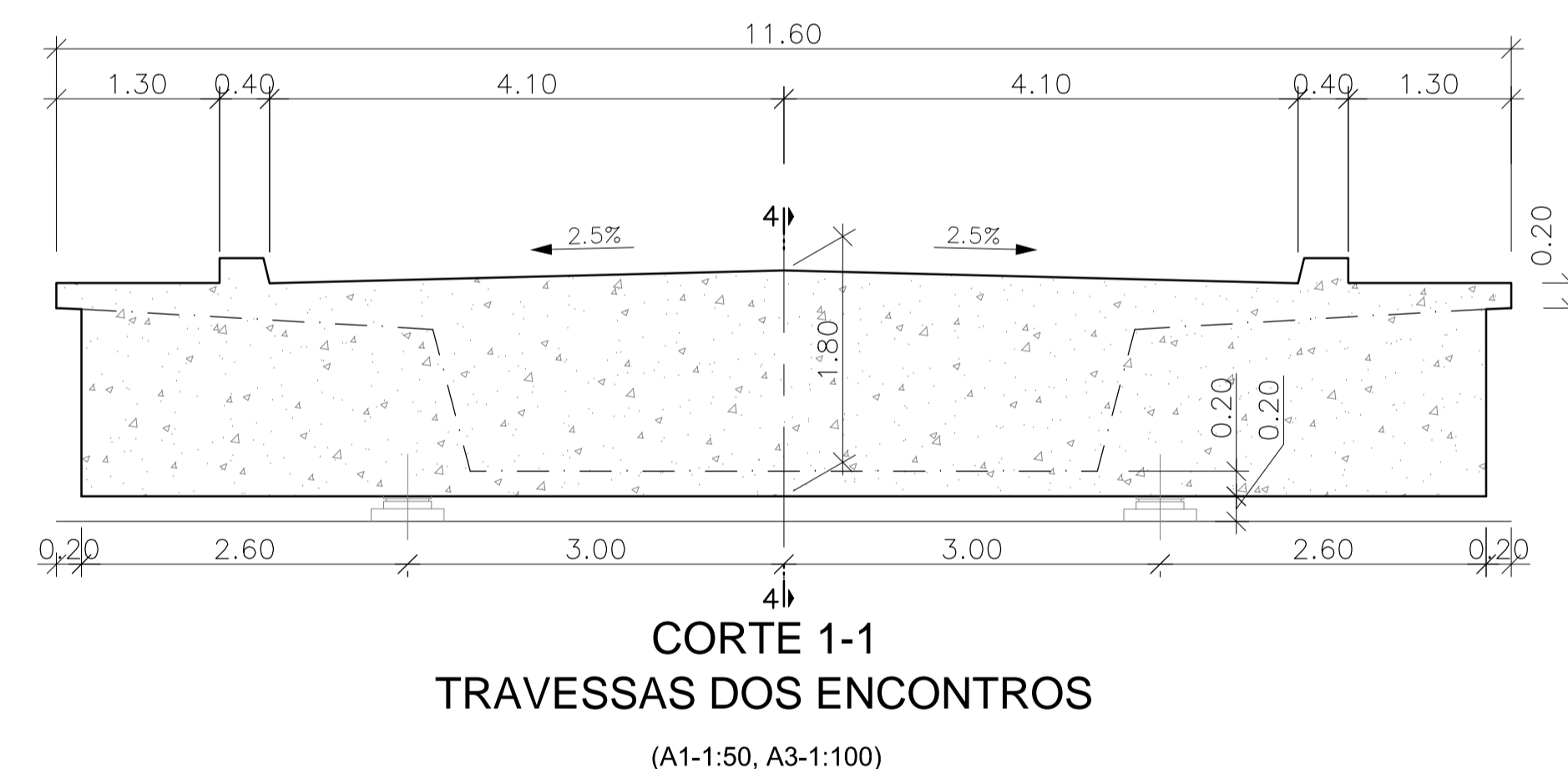
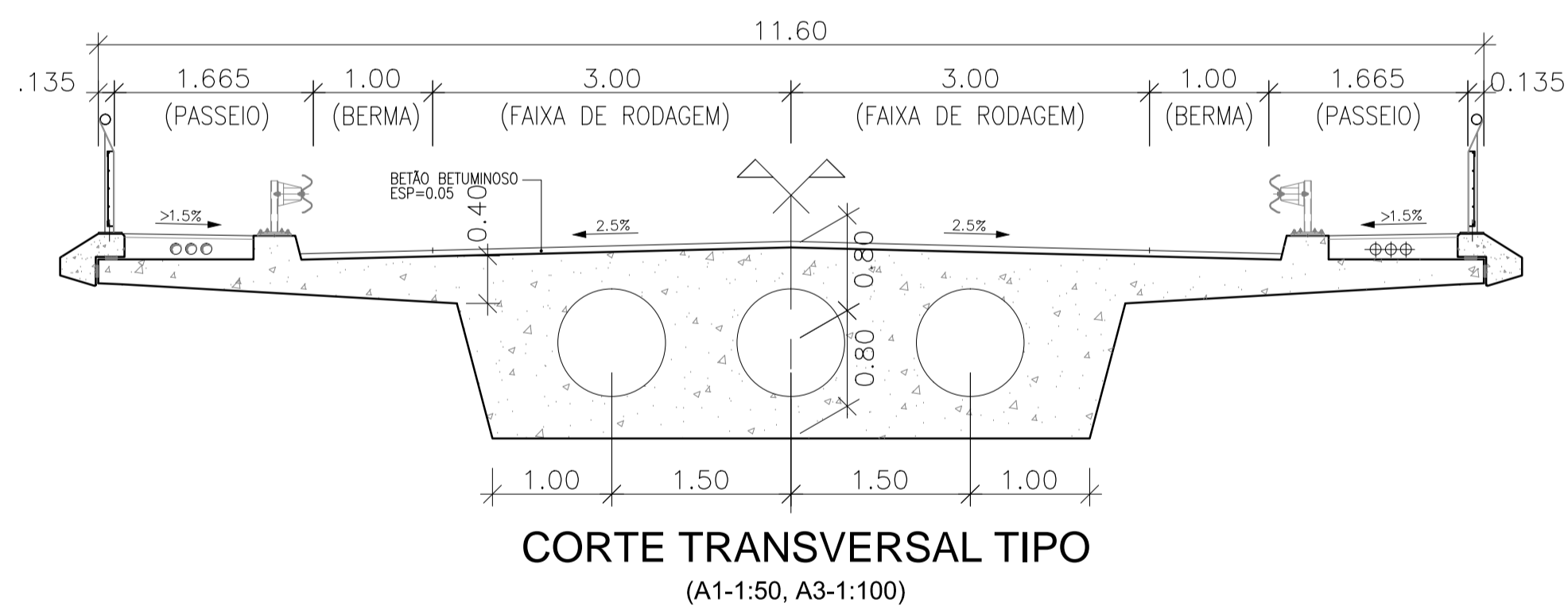
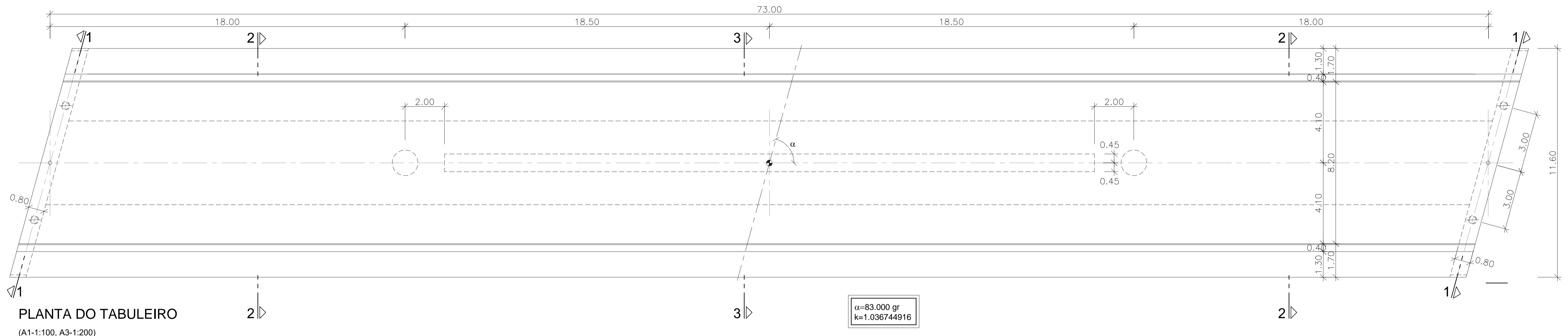
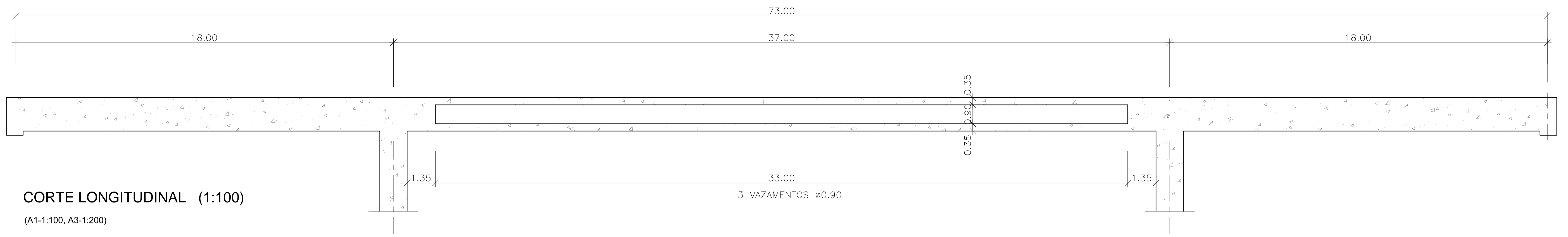
Título Complementar:  
A10\_AUTO-ESTRADA\_-\_BUCELAS/CARREGADO/A13  
SUBLANÇO\_ARRUDA\_DOS\_VINHOS\_-\_CARREGADO\_(A1)  
TRECHO\_1\_-\_ARRUDA\_DOS\_VINHOS/IC11

Escala:  
Como indicado

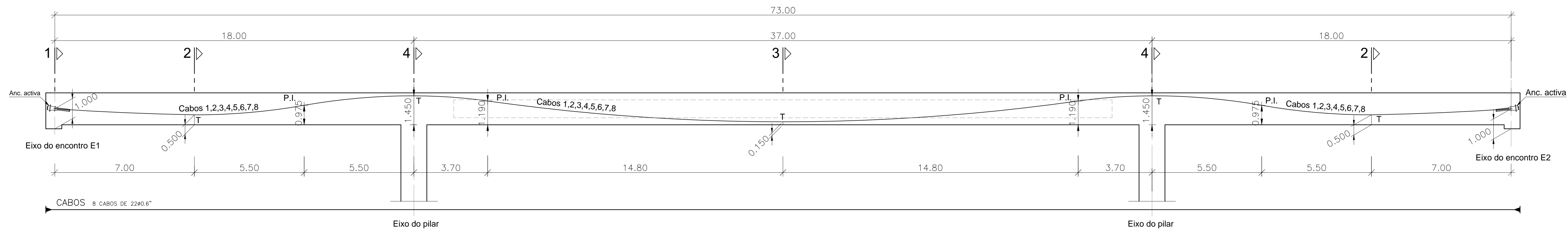
Substituído por:

Designações:  
**DIMENSIONAMENTO**  
CORTE TRANSVERSAL, PILARES, FUNDAÇÕES

N.º do desenho: **02**  
Data: OUTUBRO / 2014 Folha: / N.º ordem: /

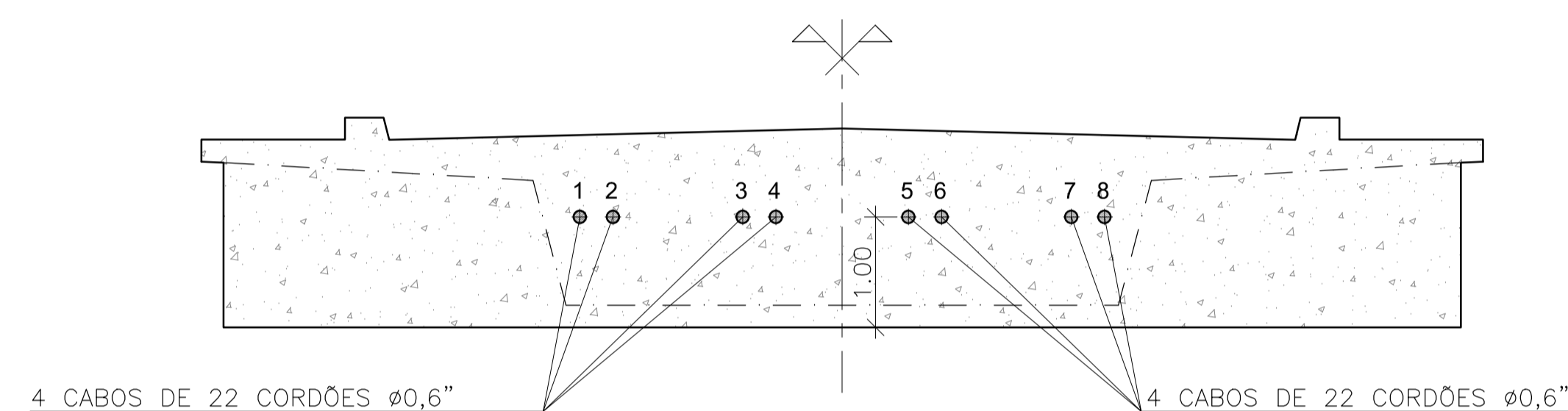


$\alpha=83.000\text{ gr}$   
 $k=1.036744916$



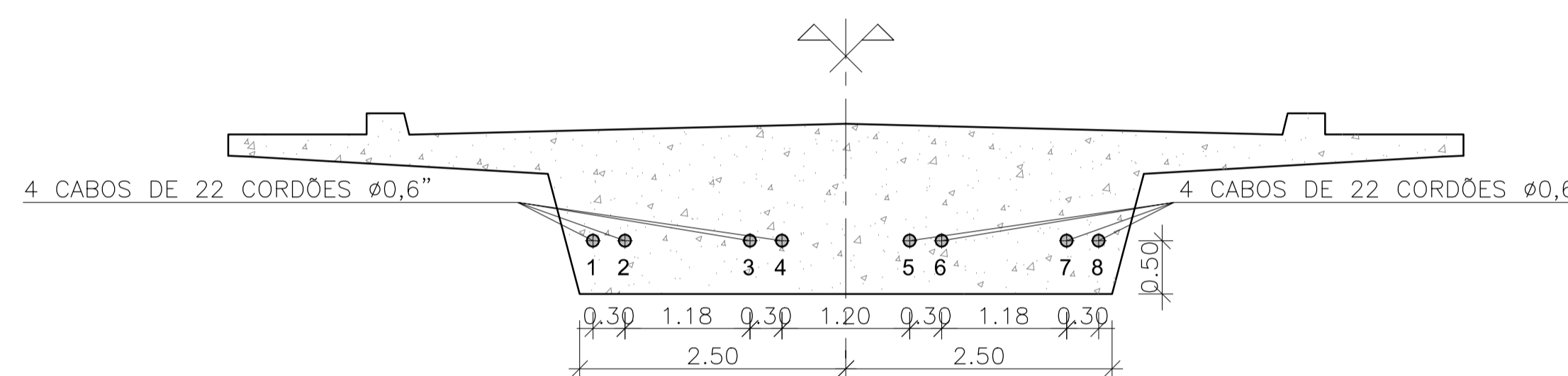
**CORTE LONGITUDINAL**

(A1-1:100, A3-1:200)



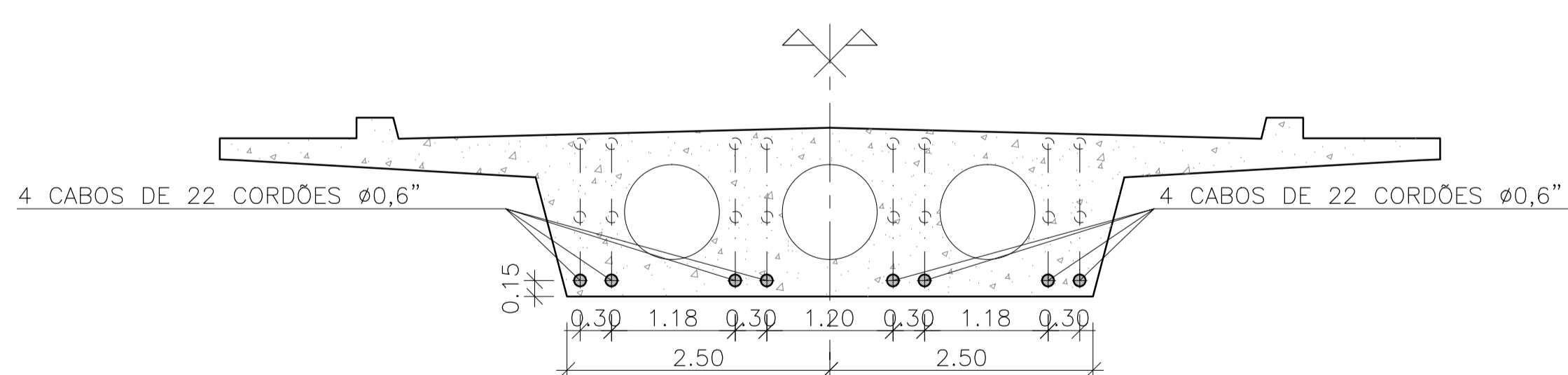
**CORTE 1  
TRAVESSAS DOS ENCONTROS**

(A1-1:50, A3-1:100)



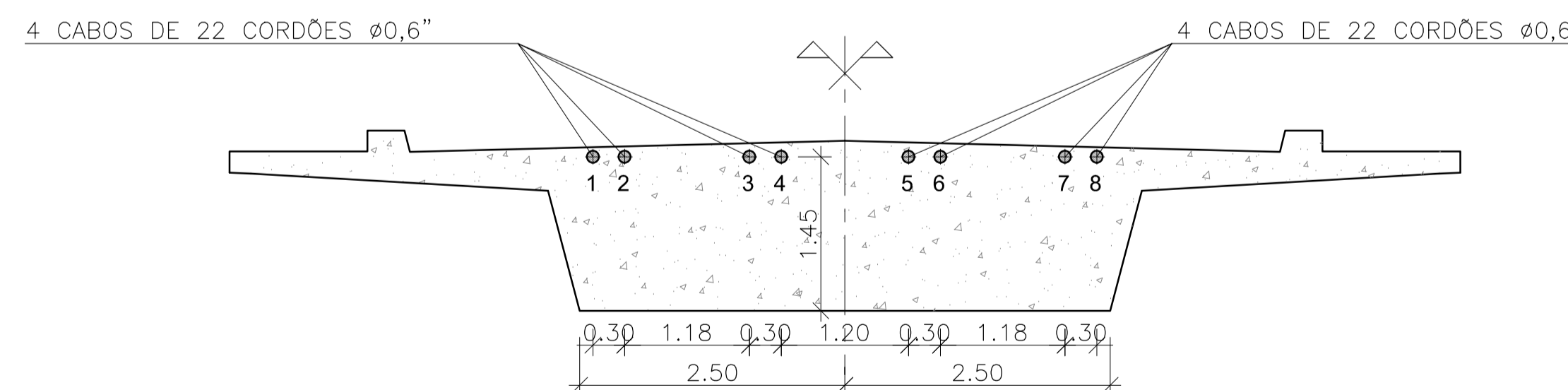
**CORTE 2**

(A1-1:50, A3-1:100)



**CORTE 3**

(A1-1:50, A3-1:100)



**CORTE 4**

(A1-1:50, A3-1:100)

**LEGENDA:**

- ▲ - ANCORAGEM ACTIVA
- T - PONTOS DE TANGENTE NULA
- P.I. - PONTOS DE INFLEXÃO

**NOTAS :**

- 1 - PRÉ-ESFORÇOS E ÁREA DOS CABOS :  
CABOS 22 CORDÕES  
 $P_{\infty} > 3317$  kN/cabo;  $Asp = 30,8$  cm<sup>2</sup>/cabo
- 2 - PODEM SER USADOS CABOS DIFERENTES DOS INDICADOS, DESDE QUE GARANTAM OS VALORES DE  $P_{\infty}$ ,  $P_{\infty}$  E  $Asp$  TOTAIS EM CONFORMIDADE COM A NOTA 1.

**MATERIAIS**

**BETÕES**

- SELAGEM/REGULARIZAÇÃO ..... C12/15
- ENCHIMENTO DOS PASSEIOS ..... Betão de agregados leves
- SAPATAS ..... C35/45
- LAJES DE TRANSIÇÃO ..... C25/30
- ENCONTROS ..... C35/45
- PILARES ..... C35/45
- VIGAS DE BORDADURA PRÉ-FABRICADAS ..... C25/30
- TABULEIRO ..... C35/45

**AÇO**

- ARMADURAS PASSIVAS ..... A400NR
- ARMADURAS ACTIVAS ..... Y1860 S7 15.2

**RECOBRIMENTO**

- EM GERAL ..... 3.5cm
- SAPATAS, PILARES..... 5.0cm
- ELEMENTOS EM CONTACTO COM SOLOS..... 5.0cm



INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Título:  
A10\_AUTO-ESTRADA\_-\_BUCELAS/CARREGADO/A13

Projector:  
Paulo Valadas  
Desenhov:  
Paulo Valadas

Título Complementar:  
A10\_AUTO-ESTRADA\_-\_BUCELAS/CARREGADO/A13  
SUBLANÇO\_ARRUDA\_DOS\_VINHOS\_-\_CARREGADO\_(A1)  
TRECHO\_1\_-\_ARRUDA\_DOS\_VINHOS/IC11

Escala:  
Como indicado

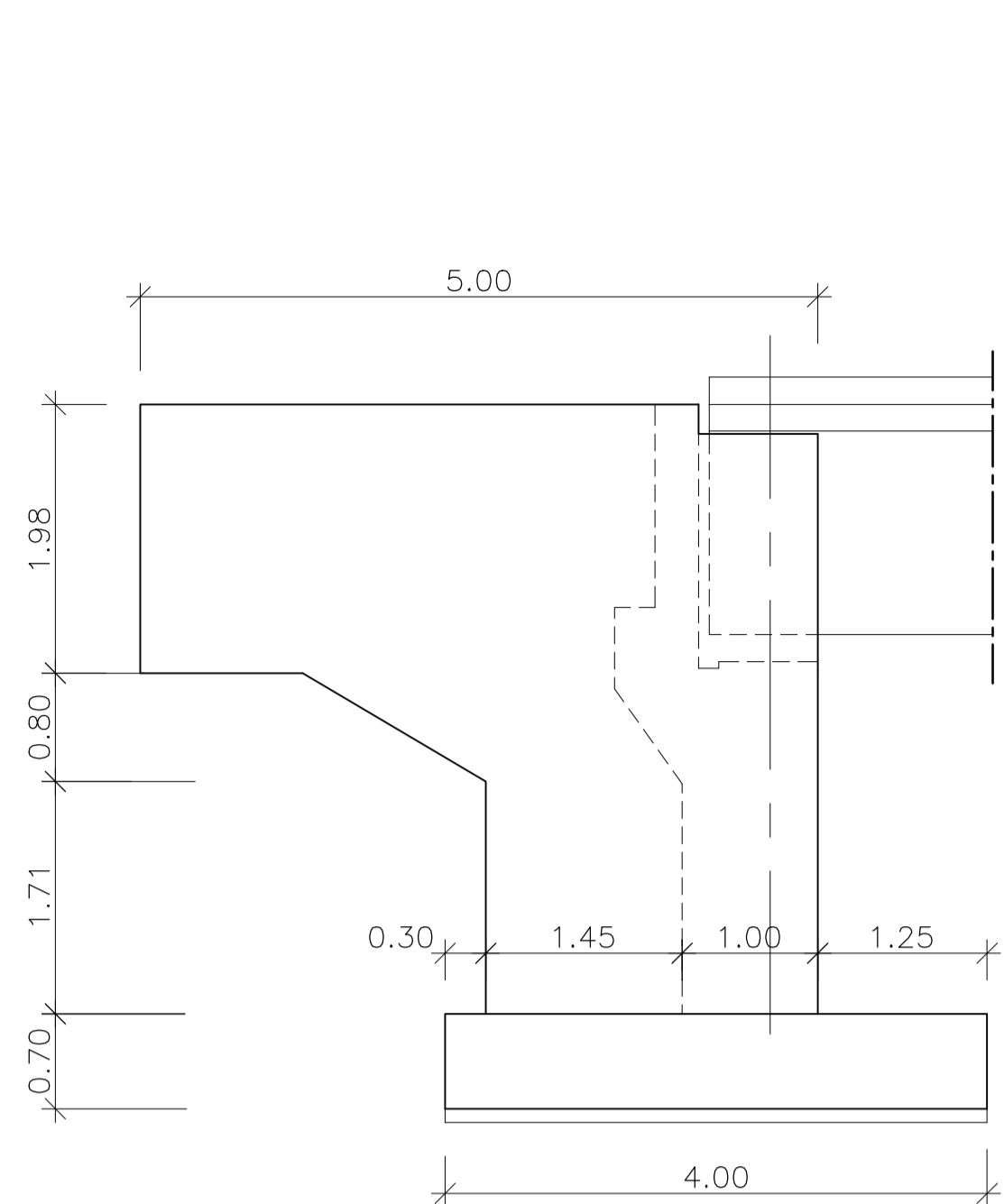
Substitui:  
Substituído por:

Designações:  
TRAÇADO DO PRÉ-ESFORÇO

N.º do desenho:

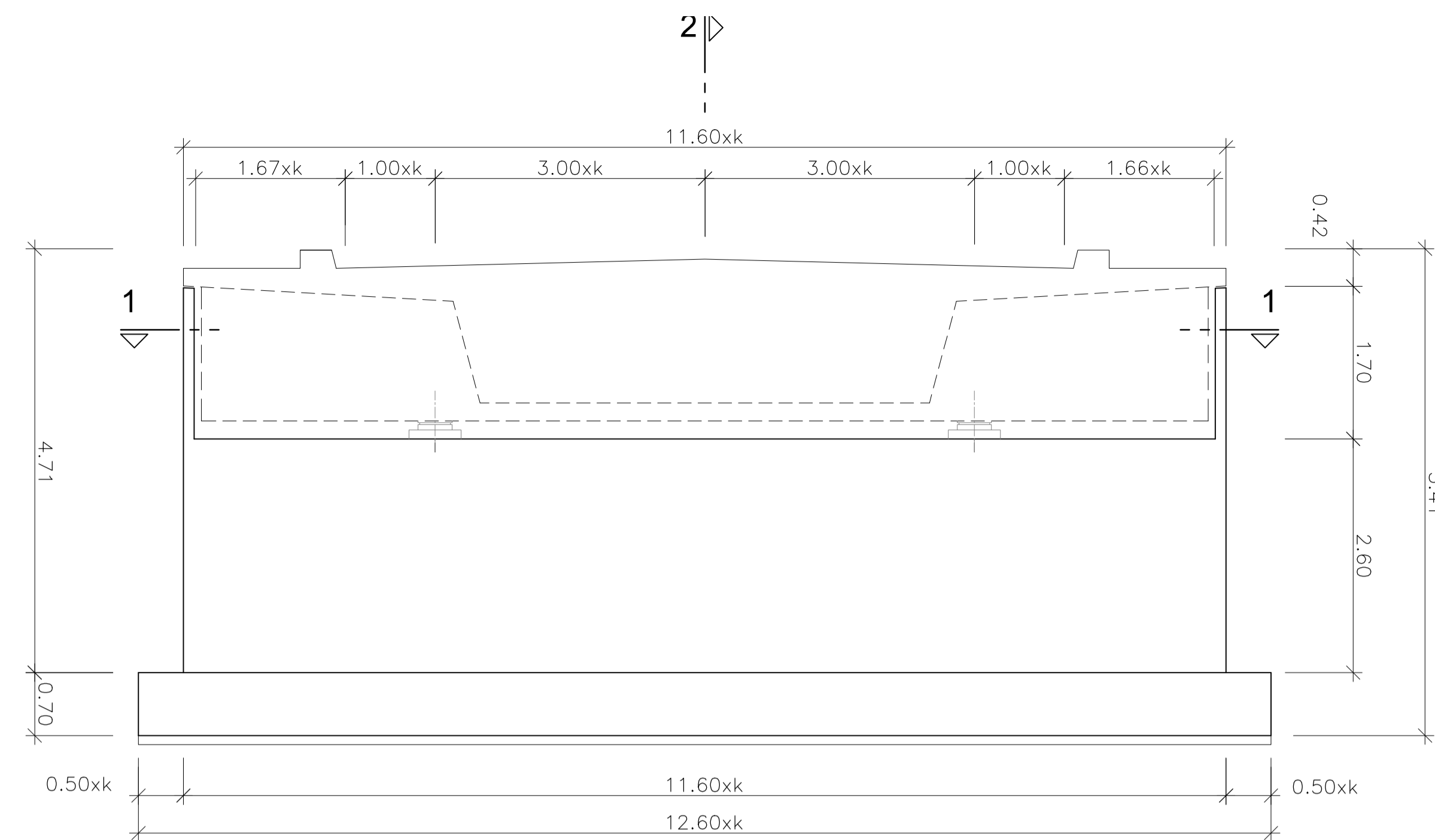
**04**

Data: OUTUBRO / 2014 Folha: / N.º ordem:



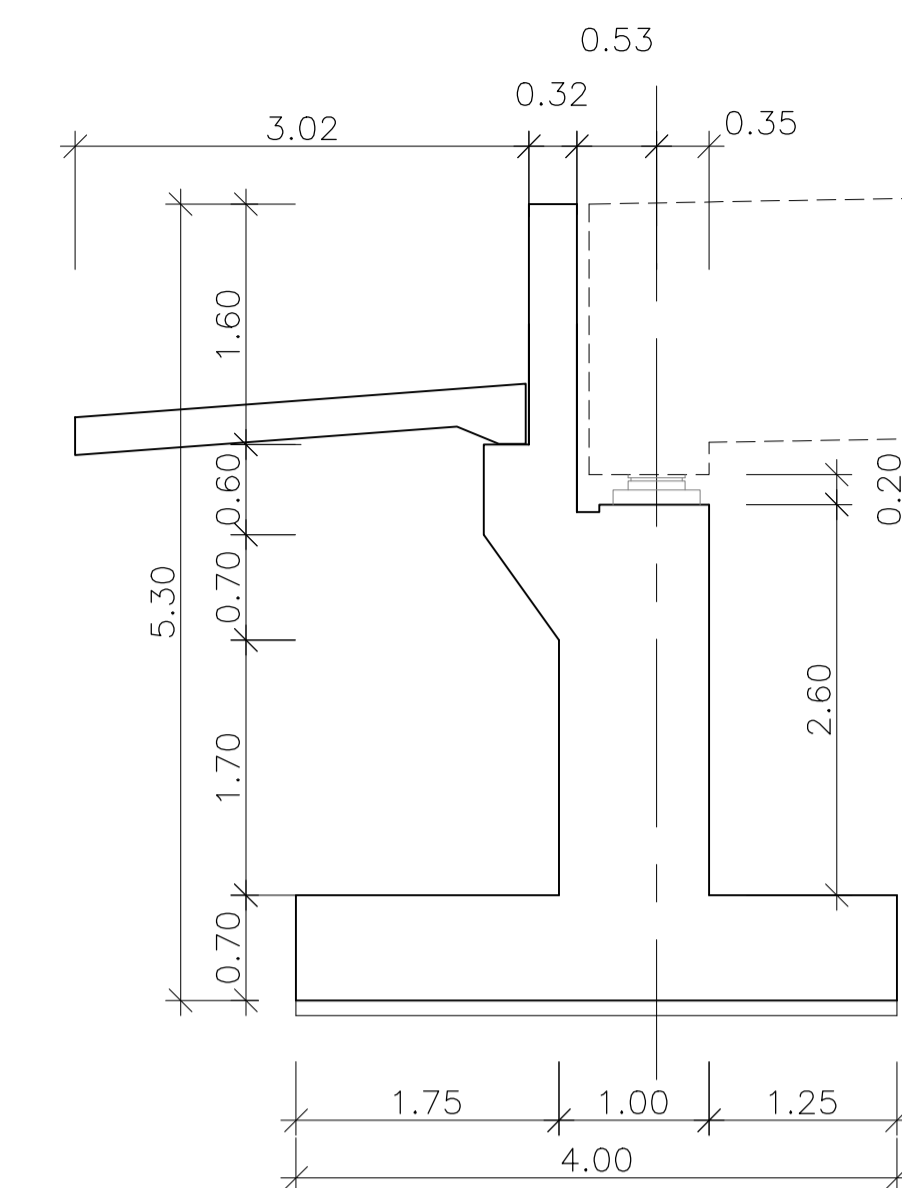
**ALÇADO LATERAL ESQUERDO**

(A1-1:50, A3-1:100)



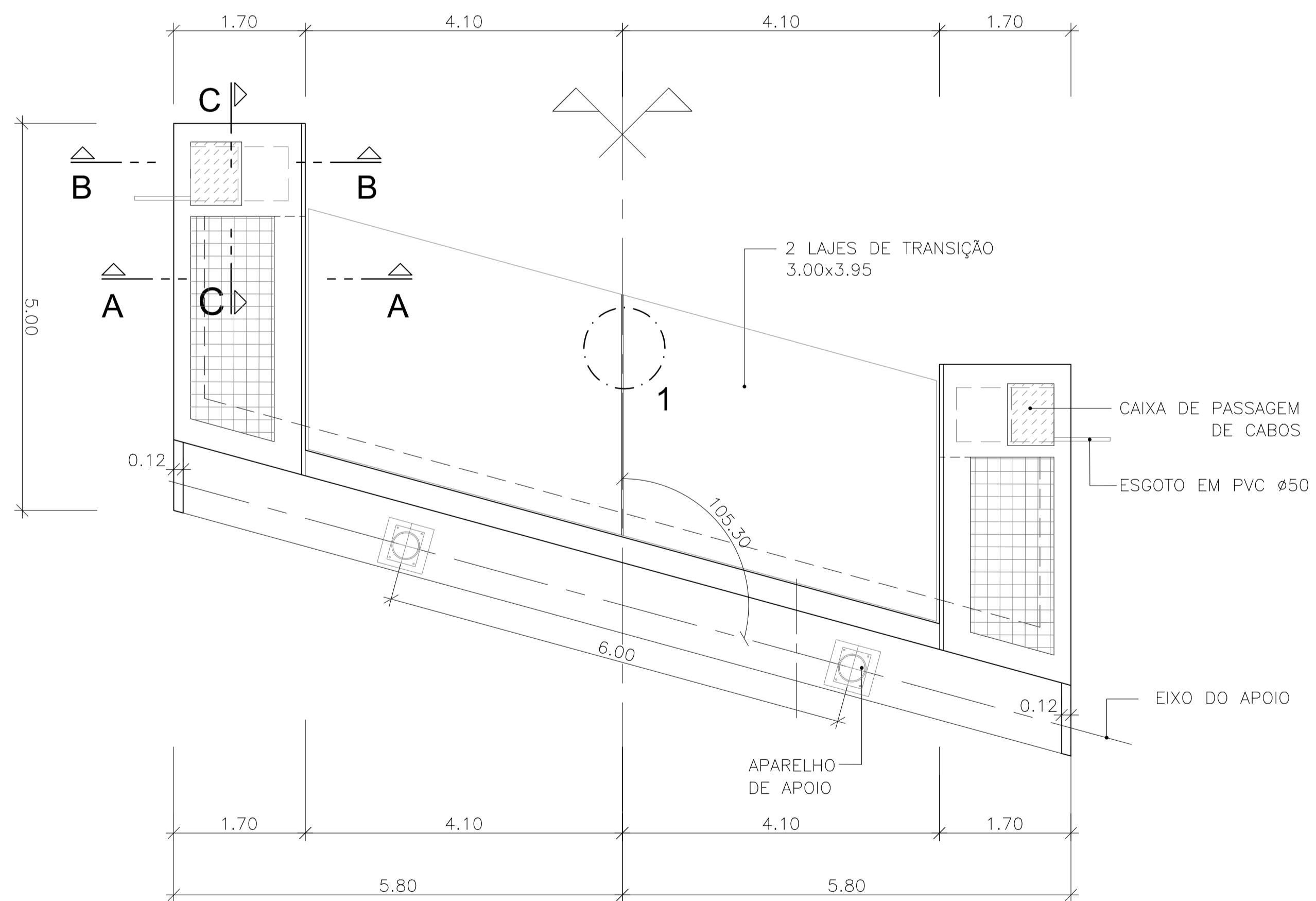
**ALÇADO FRONTAL**

(A1-1:50, A3-1:100)



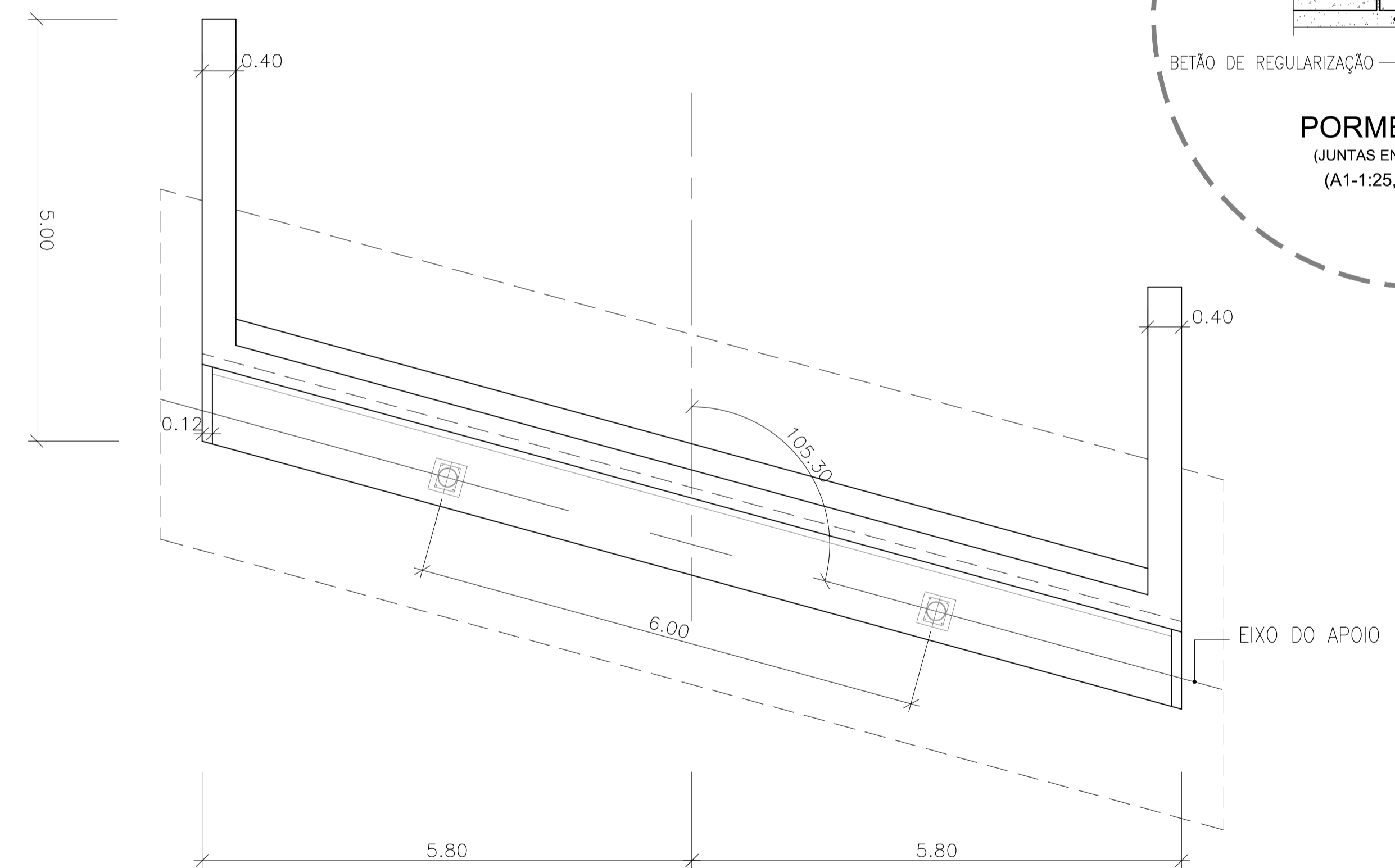
**CORTE 2-2**

(PELO EIXO)  
(A1-1:50, A3-1:100)



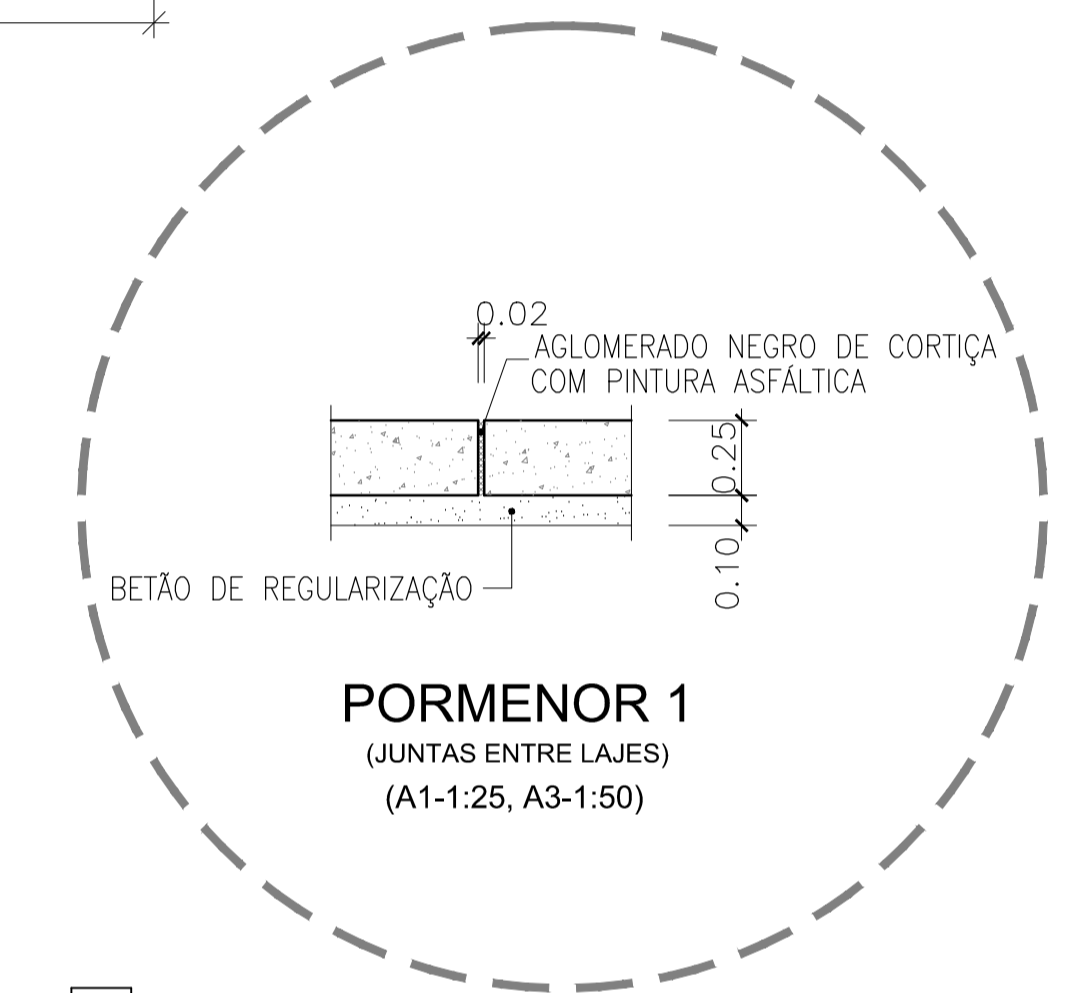
**PLANTA**

(A1-1:50, A3-1:100)

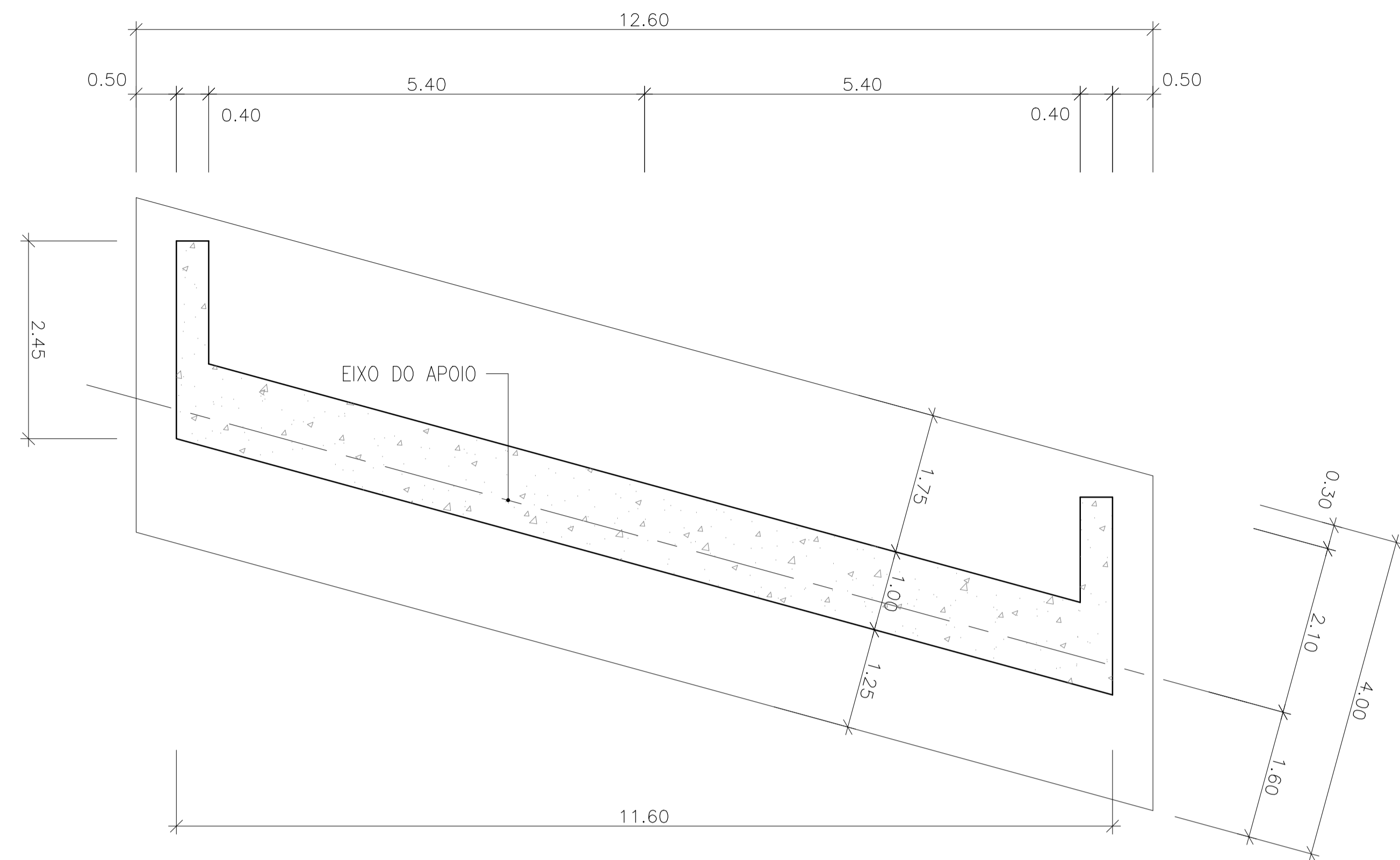


**CORTE 1-1**

(A1-1:50, A3-1:100)



**PORMENOR 1**  
(JUNTAS ENTRE LAJES)  
(A1-1:25, A3-1:50)

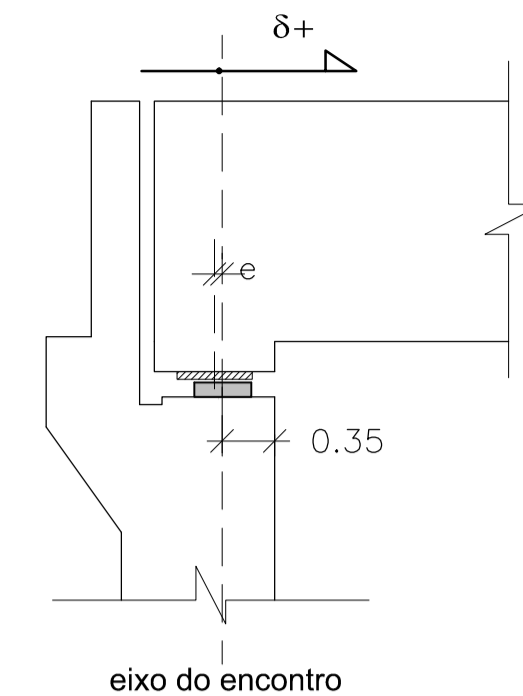


**PLANTA DE FUNDAÇÃO**  
(A1-1:50, A3-1:100)

**APARELHOS DE APOIO NOS ENCONTROS**

Pot-bearings unidireccionais - 4 aparelhos

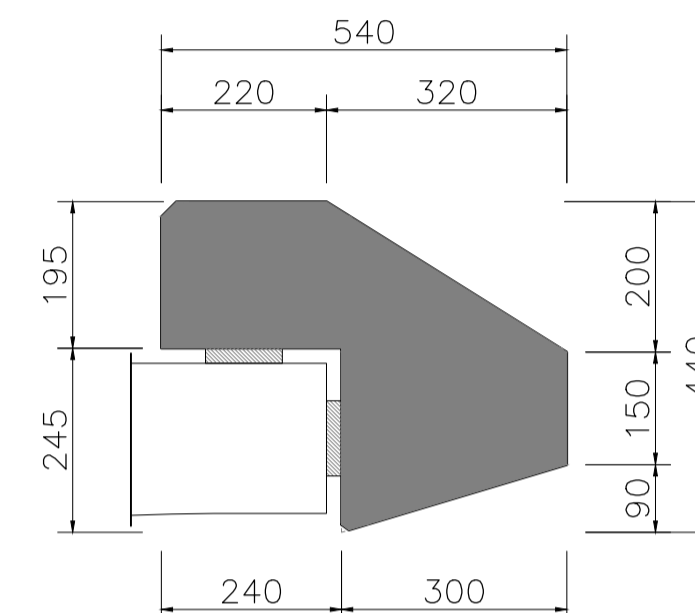
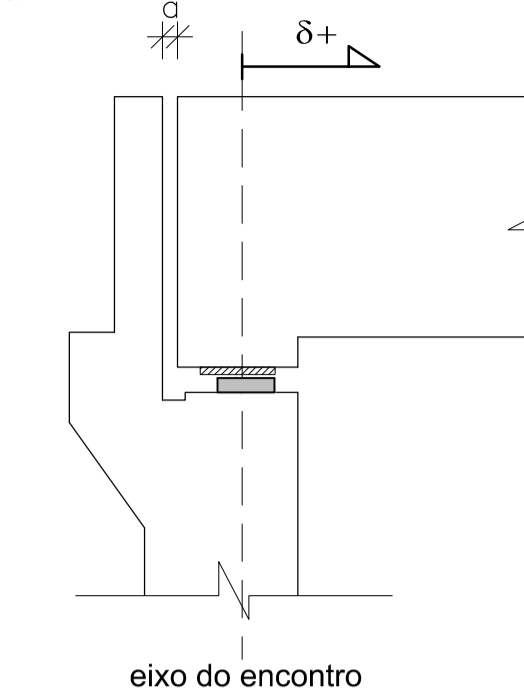
$N_{op} = 747,63 \text{ kN}$   
 $N_{sc} = 337,74 \text{ kN}$   
 $N_{vd} = 163,56 \text{ kN}$   
 $Ht = 504,79 \text{ kN}$   
 $\delta_{m\acute{a}x(+)} = 100\text{mm}$   
 $\delta_{m\acute{a}x(-)} = 70\text{mm}$   
 $e = 30\text{mm}$



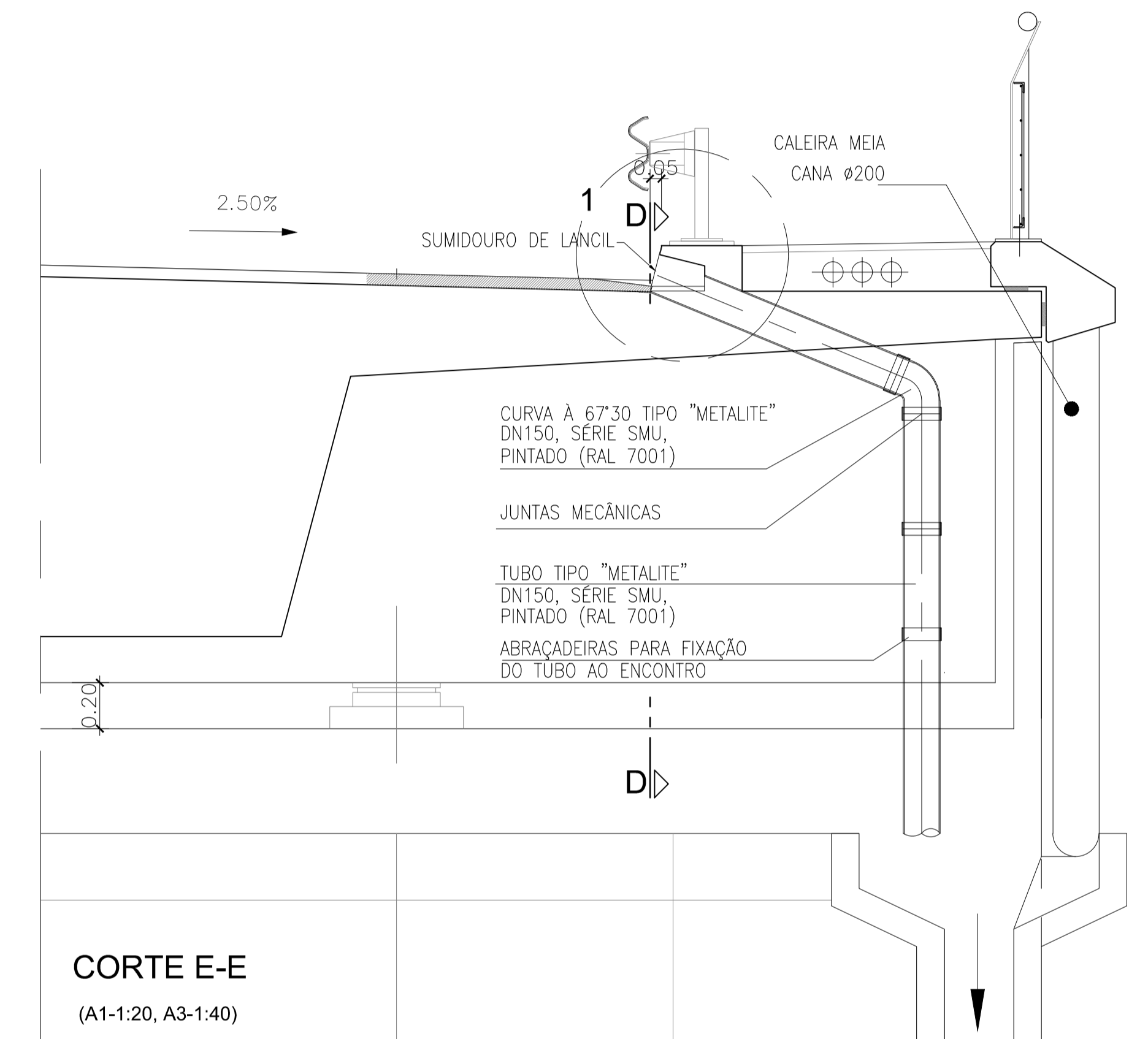
**JUNTAS DE DILATAÇÃO**

As juntas deverão ser estanques e capazes de absorver os seguintes deslocamentos:

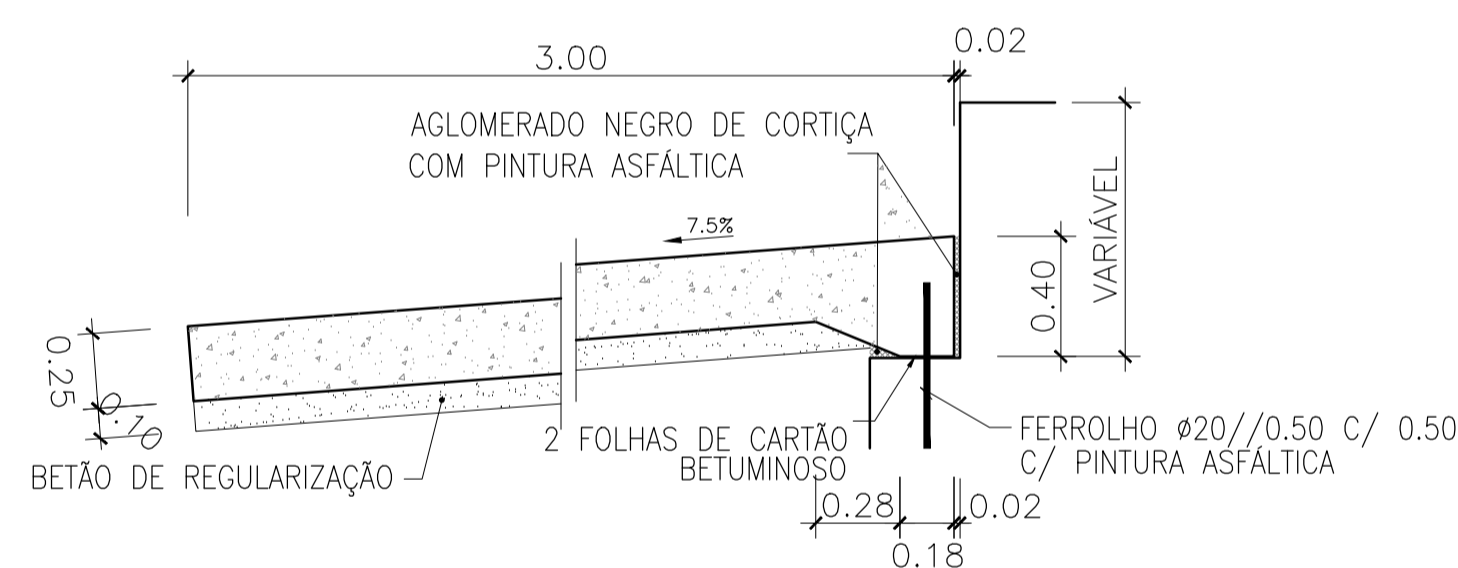
$\delta_{m\acute{a}x(+)} = 50\text{mm}$   
 $\delta_{m\acute{a}x(-)} = 30\text{mm}$   
 $a = 50\text{mm}$



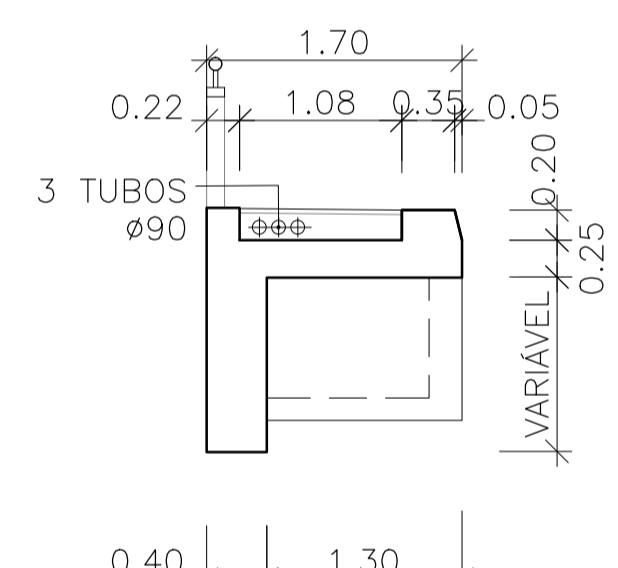
**VIGA DE BORDADURA**  
(A1-1:10, A3-1:20)



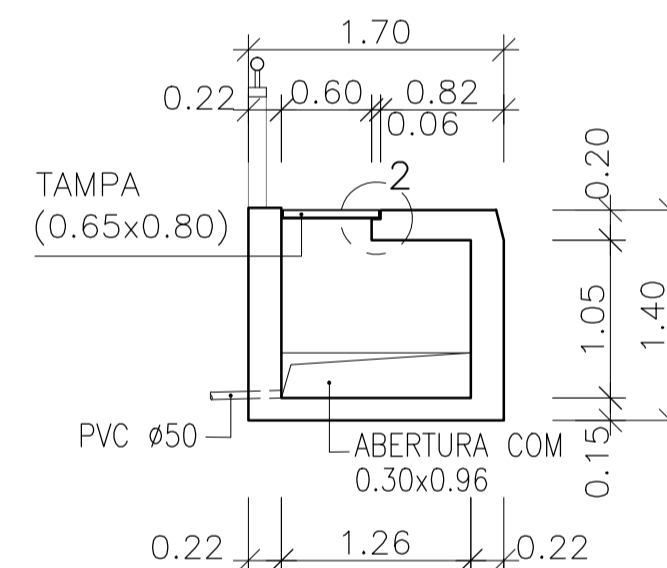
**CORTE E-E**  
(A1-1:20, A3-1:40)



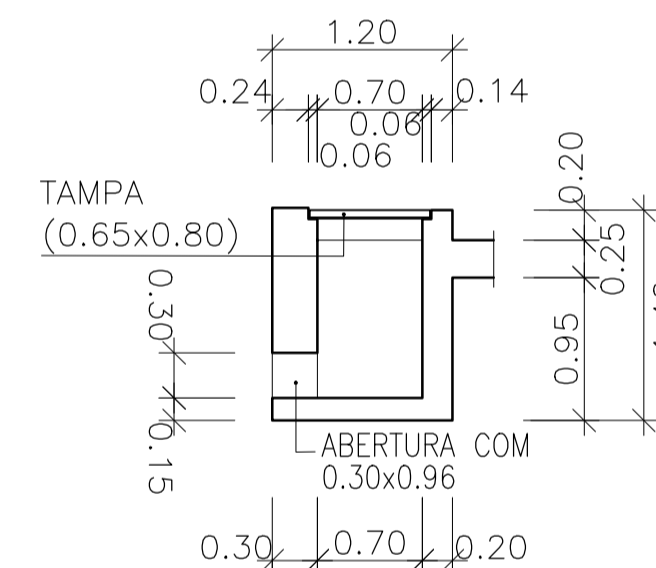
**LAJE DE TRANSIÇÃO**  
(A1-1:25, A3-1:50)



**CORTE A-A**  
(A1-1:50, A3-1:100)

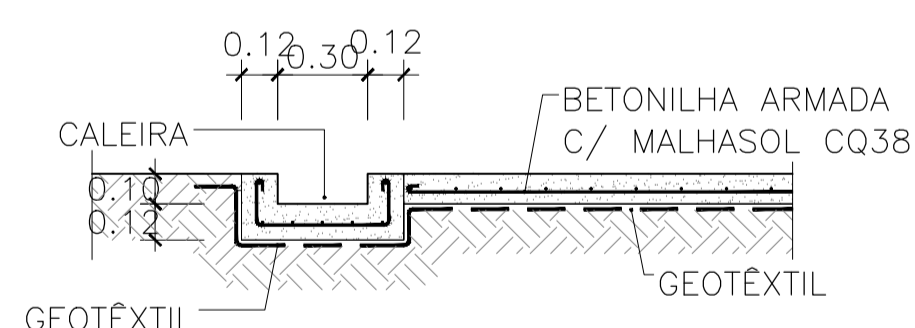


**CORTE B-B**  
(A1-1:50, A3-1:100)

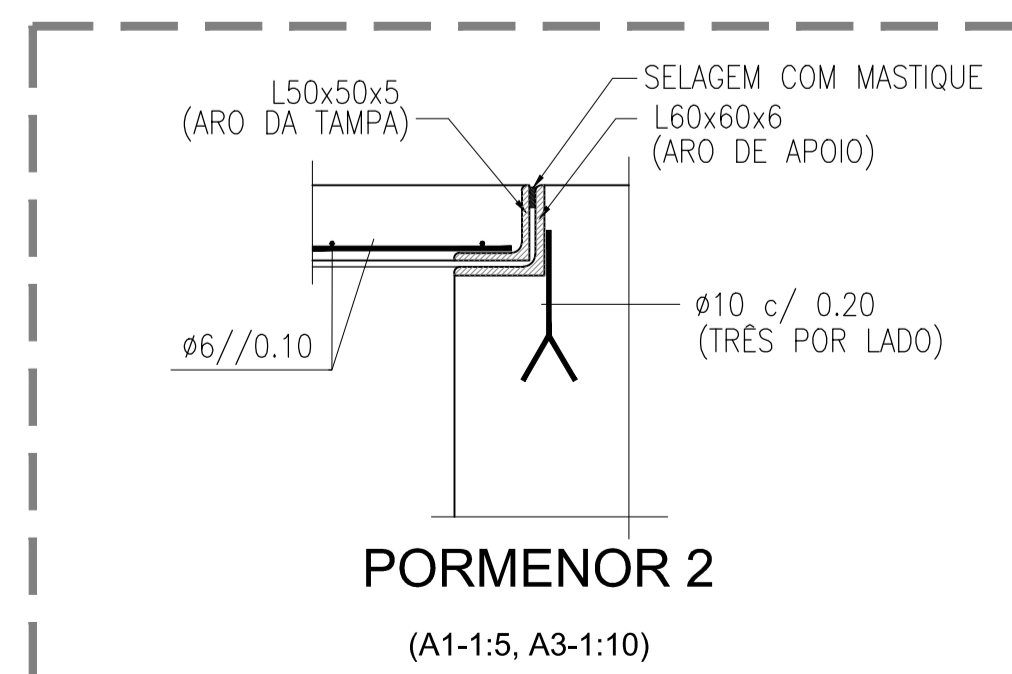


**CORTE C-C**  
(A1-1:50, A3-1:100)

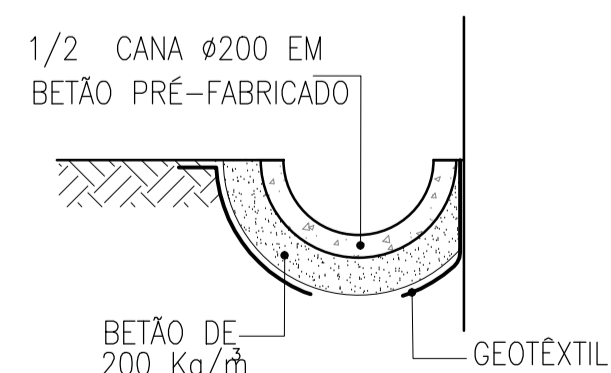
MATERIAIS	
<b>BETÕES</b>	
SELAGEM/REGULARIZAÇÃO .....	C12/15
ENCHIMENTO DOS PASSEIOS .....	Betão de agregados leves
SAPATAS .....	C35/45
LAJES DE TRANSIÇÃO .....	C25/30
ENCONTROS .....	C35/45
PILARES .....	C35/45
VIGAS DE BORDADURA PRÉ-FABRICADAS .....	C25/30
TABULEIRO .....	C35/45
<b>AÇO</b>	
ARMADURAS PASSIVAS .....	A400NR
ARMADURAS ACTIVAS .....	Y1860 S7 15.2
<b>RECOBRIMENTO</b>	
EM GERAL .....	3.5cm
SAPATAS, PILARES.....	5.0cm
ELEMENTOS EM CONTACTO COM SOLOS.....	5.0cm



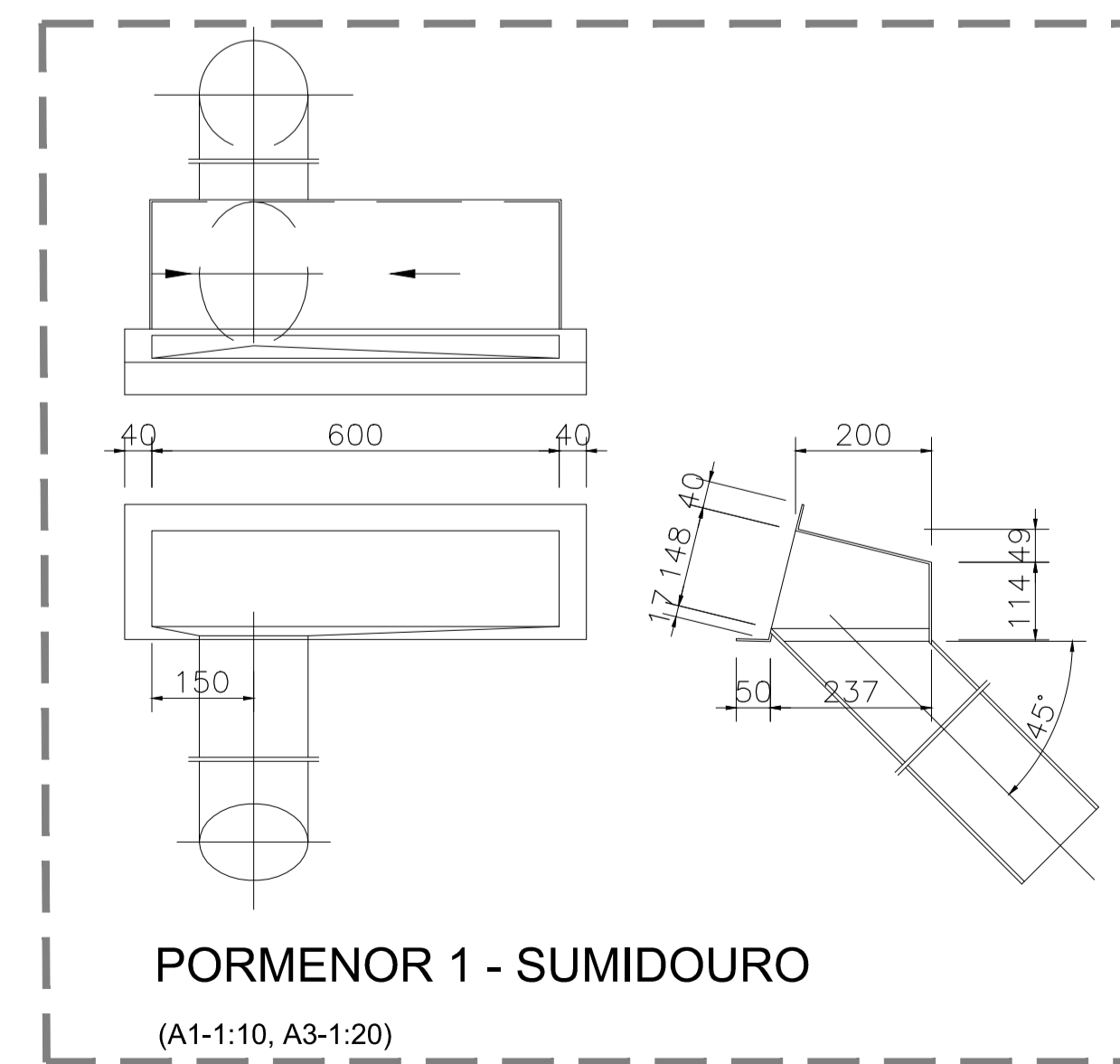
**REVESTIMENTO DO TALUDE**  
(A1-1:25, A3-1:50)



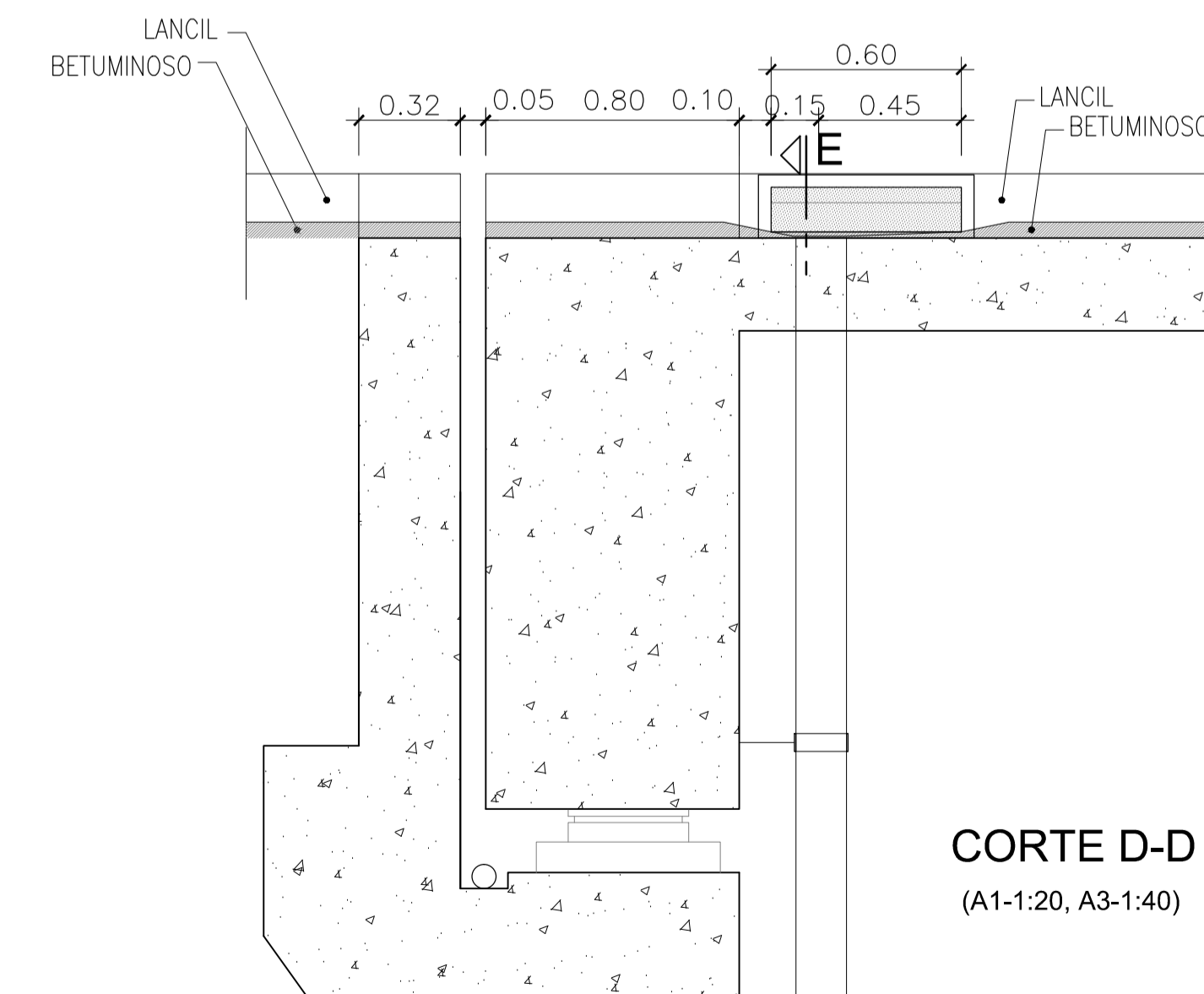
**PORMENOR 2**  
(A1-1:5, A3-1:10)



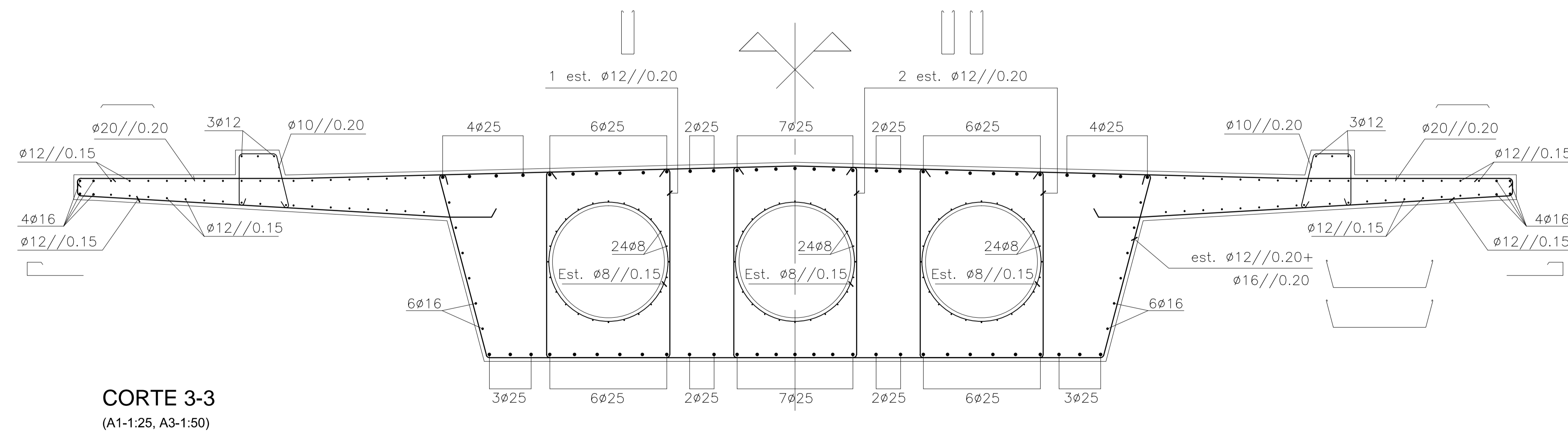
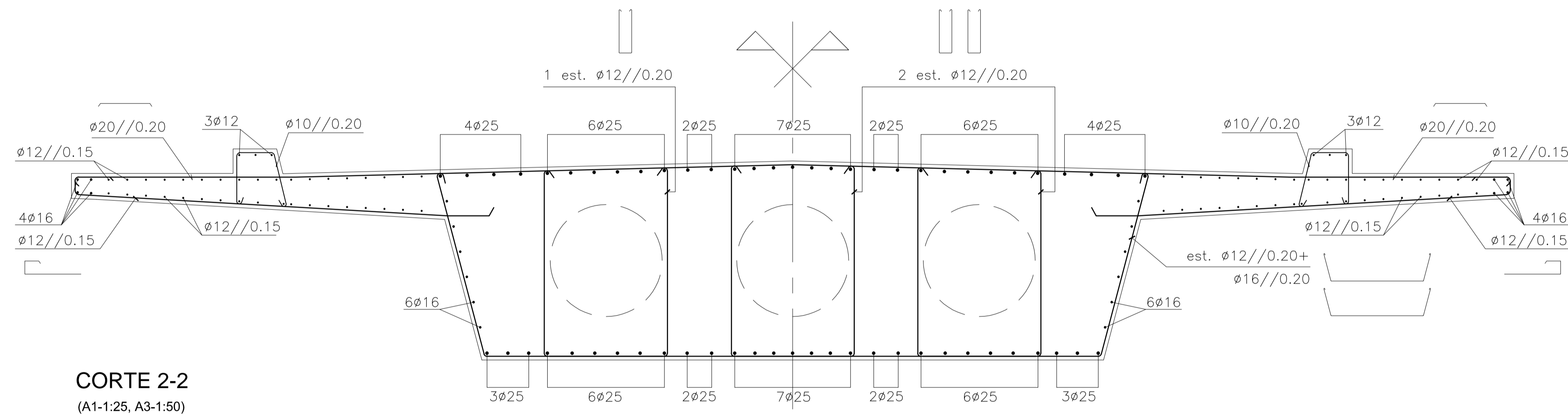
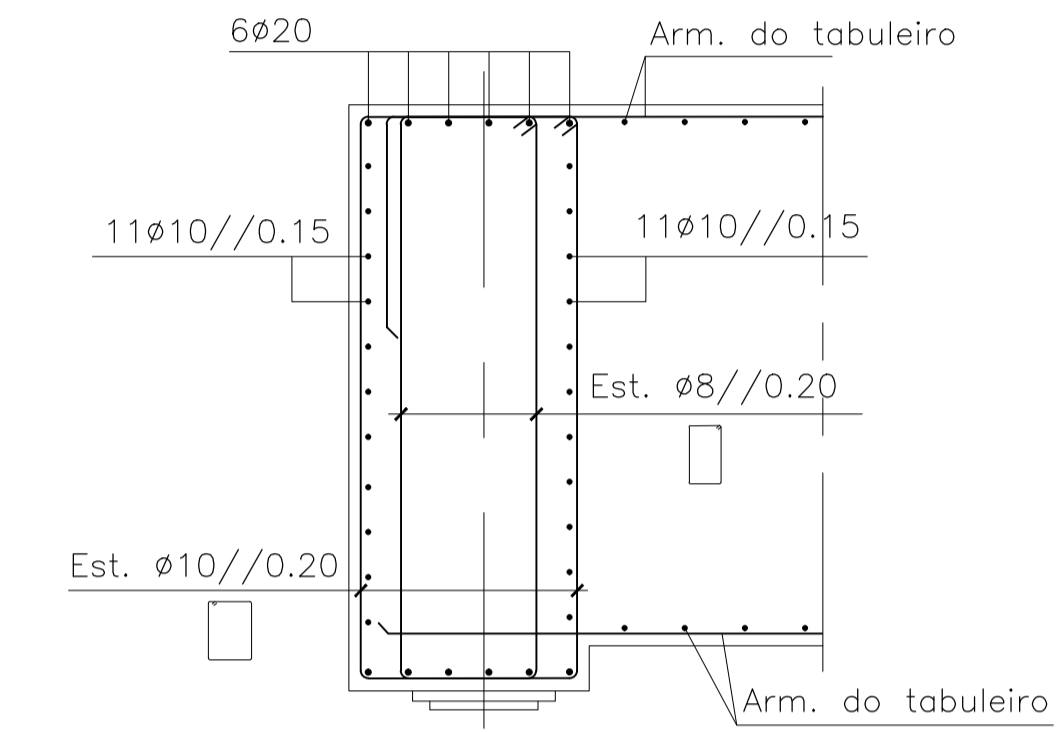
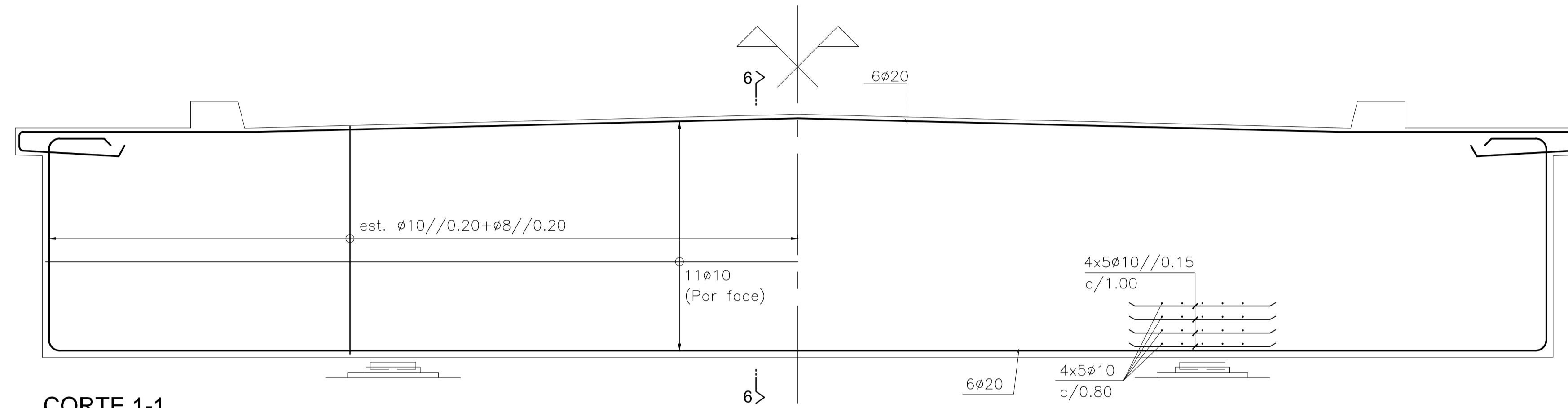
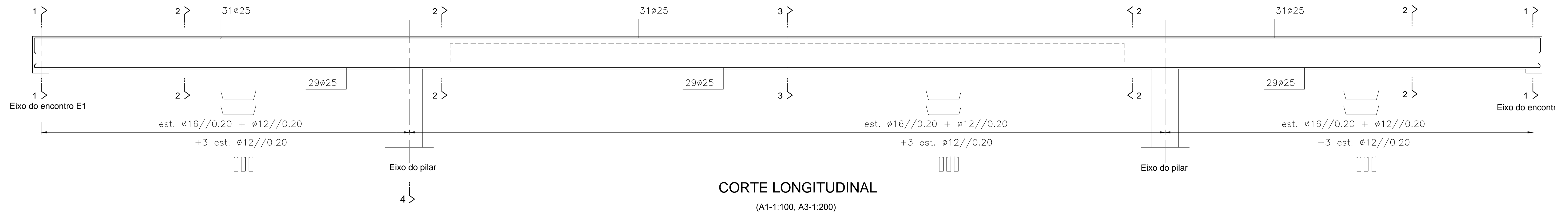
**CALEIRA DE DRENAGEM**  
(A1-1:10, A3-1:20)



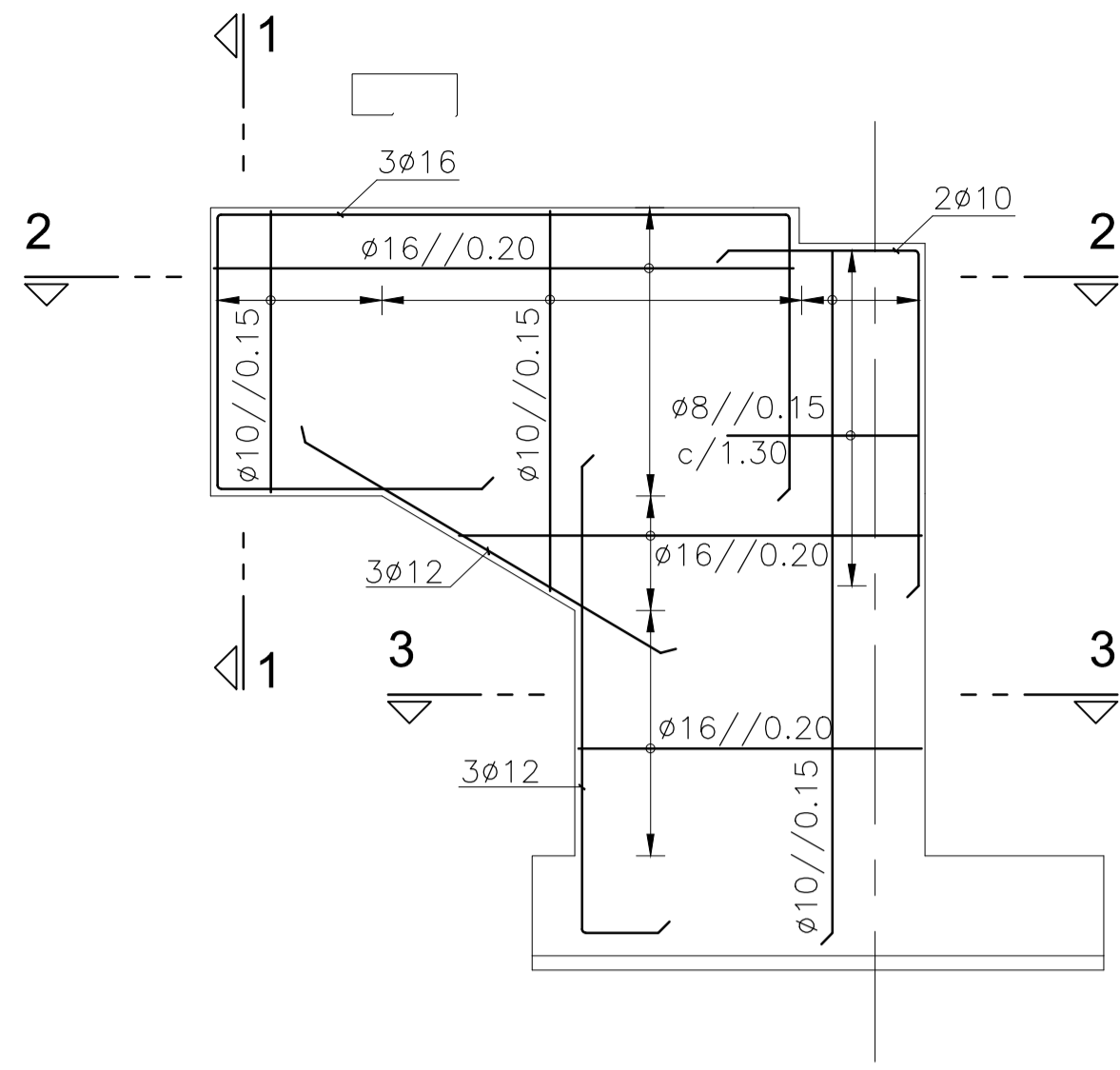
**PORMENOR 1 - SUMIDOURO**  
(A1-1:10, A3-1:20)



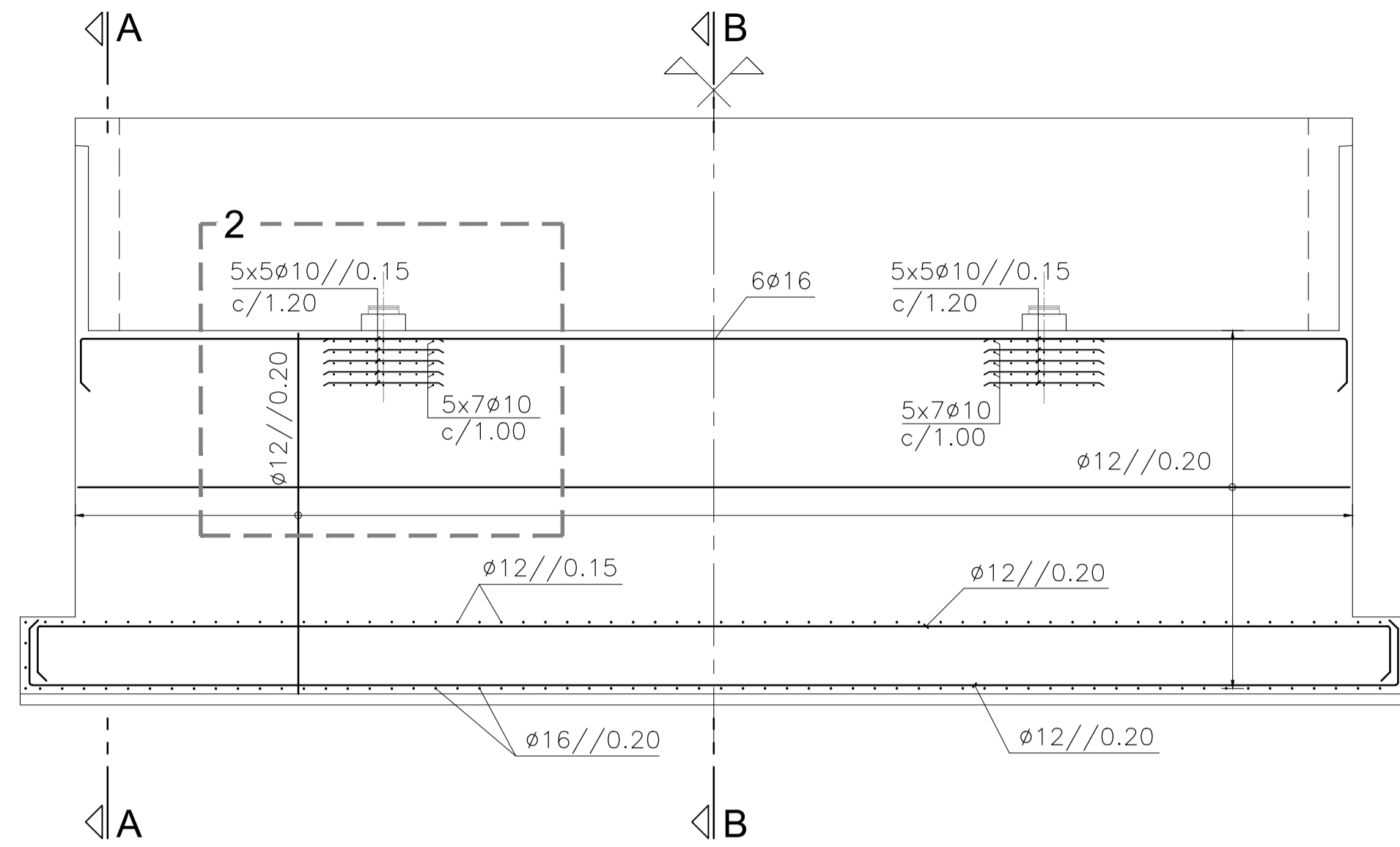
**CORTE D-D**  
(A1-1:20, A3-1:40)



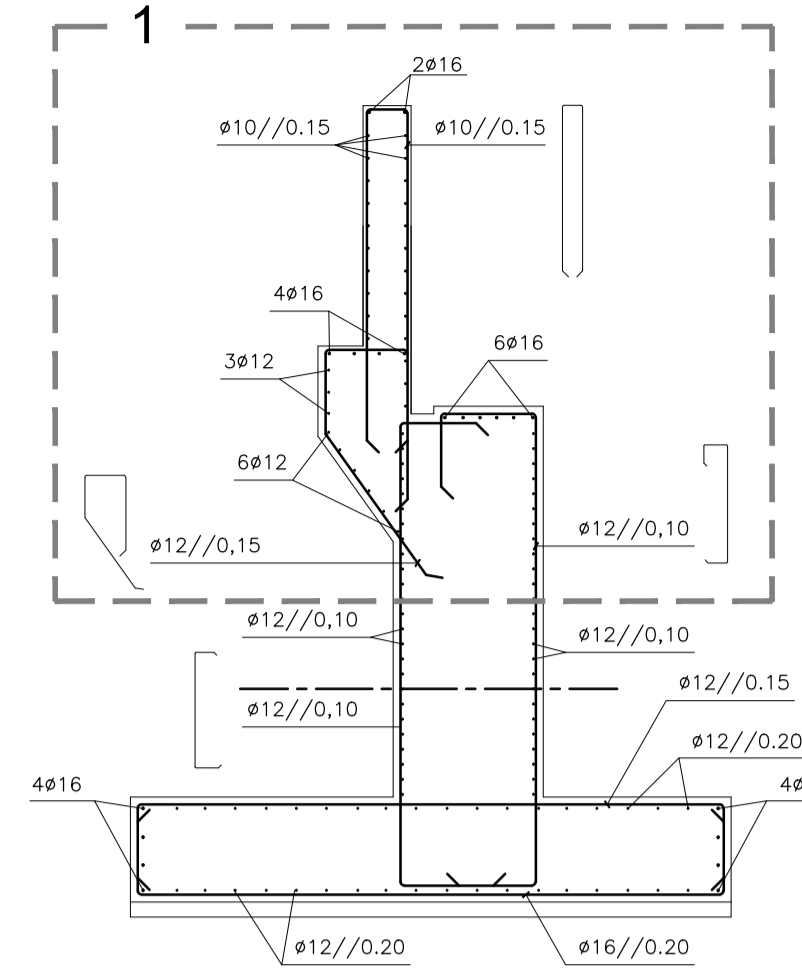
MATERIAIS	
<b>BETÕES</b>	
SELAGEM/REGULARIZAÇÃO .....	C12/15
ENCHIMENTO DOS PASSEIOS .....	Betão de agregados leves
SAPATAS .....	C35/45
LAJES DE TRANSIÇÃO .....	C25/30
ENCONTROS .....	C35/45
PILARES .....	C35/45
VIGAS DE BORDADURA PRÉ-FABRICADAS .....	C25/30
TABULEIRO .....	C35/45
<b>AÇO</b>	
ARMADURAS PASSIVAS .....	A400NR
ARMADURAS ACTIVAS .....	Y1860 S7 15.2
<b>RECOBRIMENTO</b>	
EM GERAL .....	3.5cm
SAPATAS, PILARES.....	5.0cm
ELEMENTOS EM CONTACTO COM SOLOS.....	5.0cm



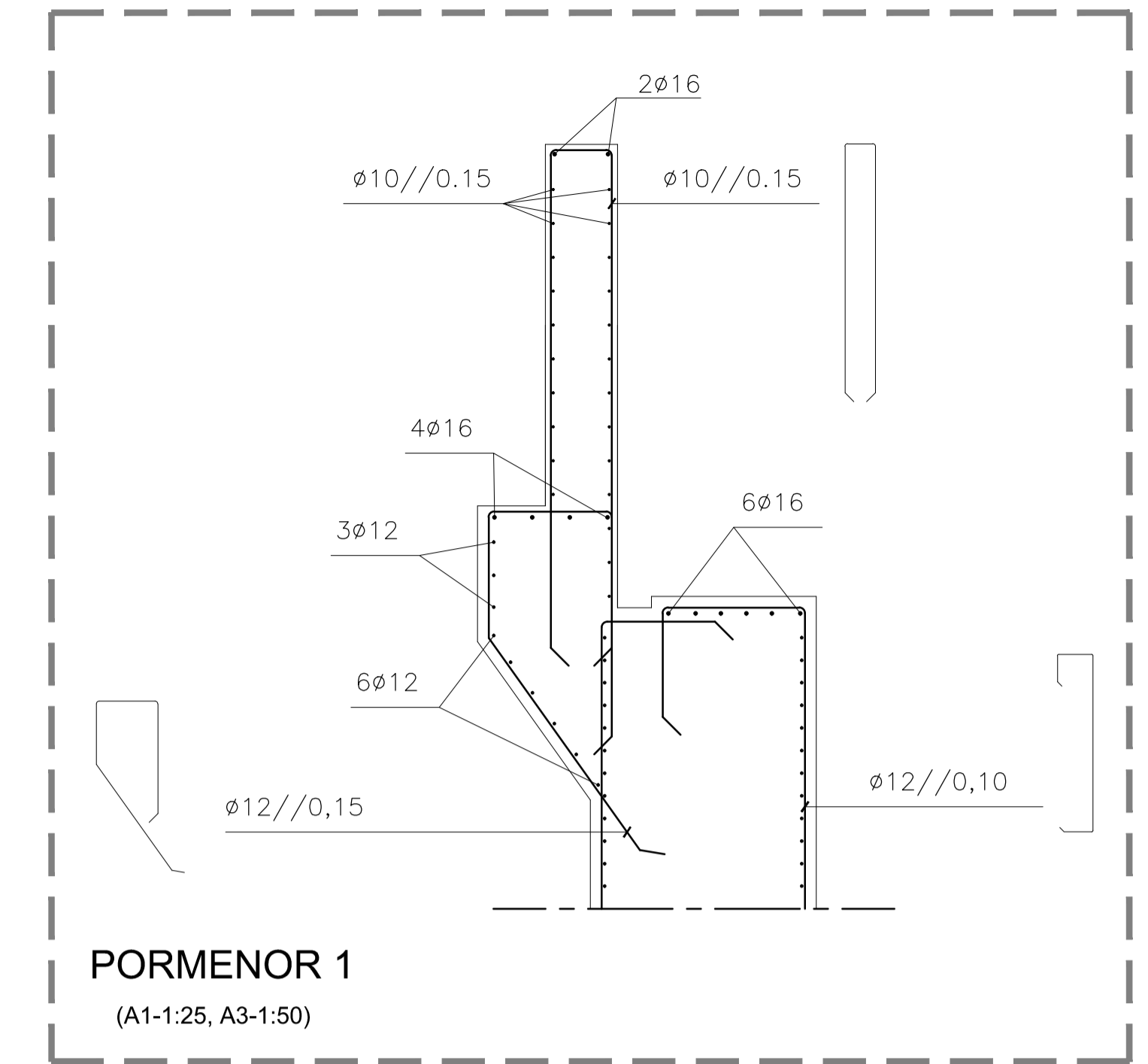
**CORTE A-A - E1 e E2**  
Face interior e exterior  
(A1-1:50, A3-1:100)



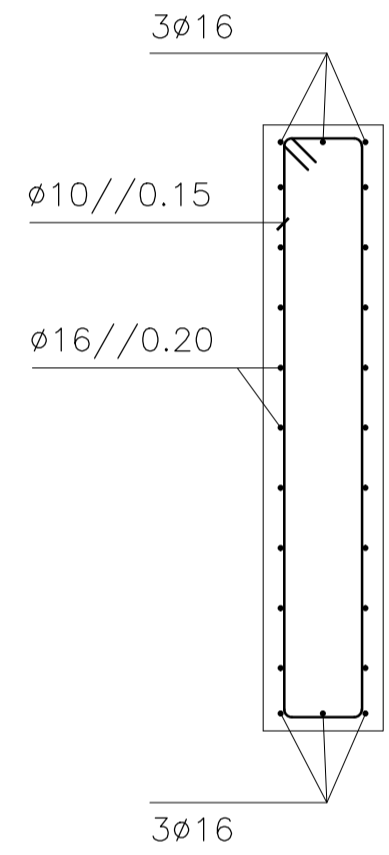
**ALÇADO FRONTAL E1 e E2**  
Face interior e exterior  
(A1-1:50, A3-1:100)



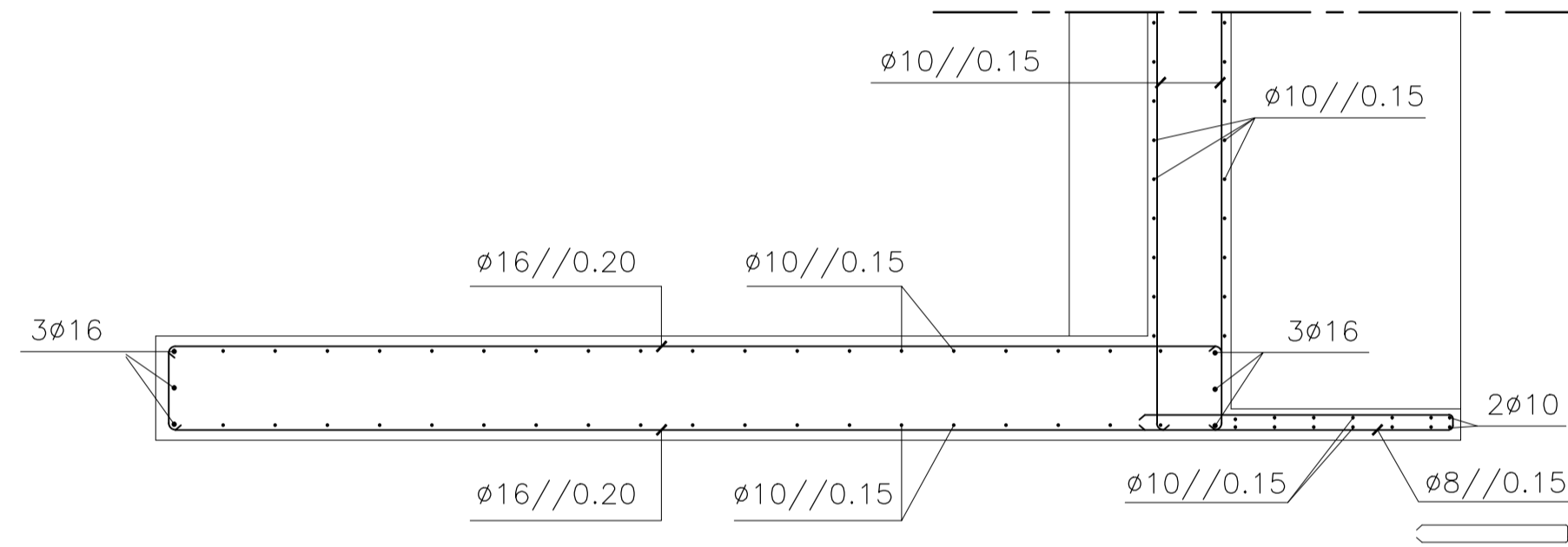
**CORTE B-B - E1 e E2**  
Face interior e exterior  
(A1-1:50, A3-1:100)



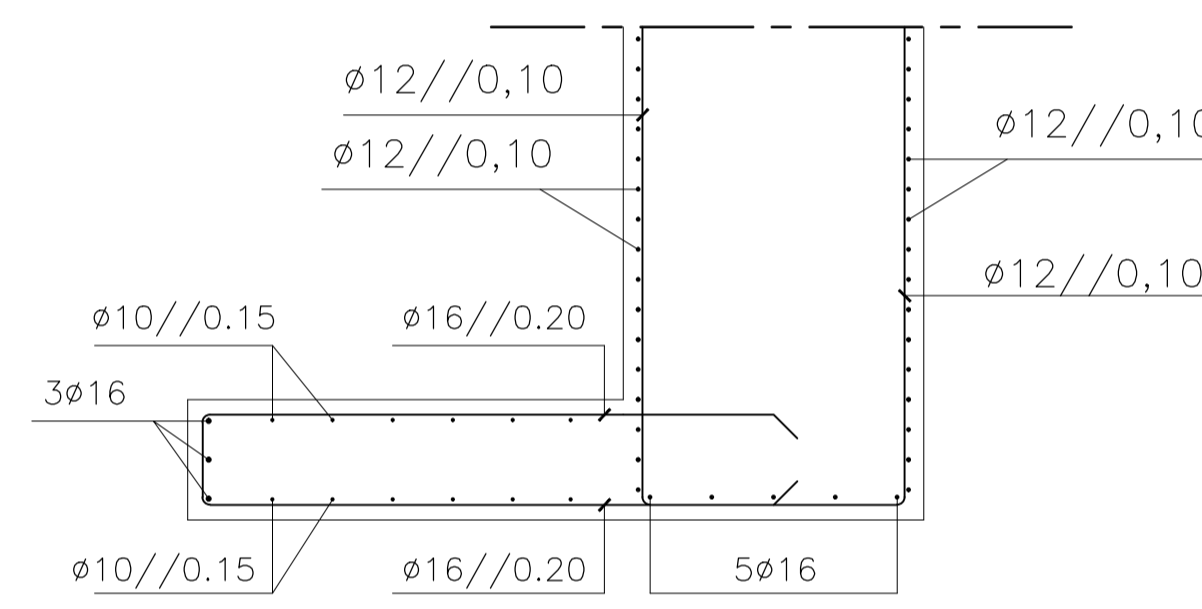
**PORMENOR 1**  
(A1-1:25, A3-1:50)



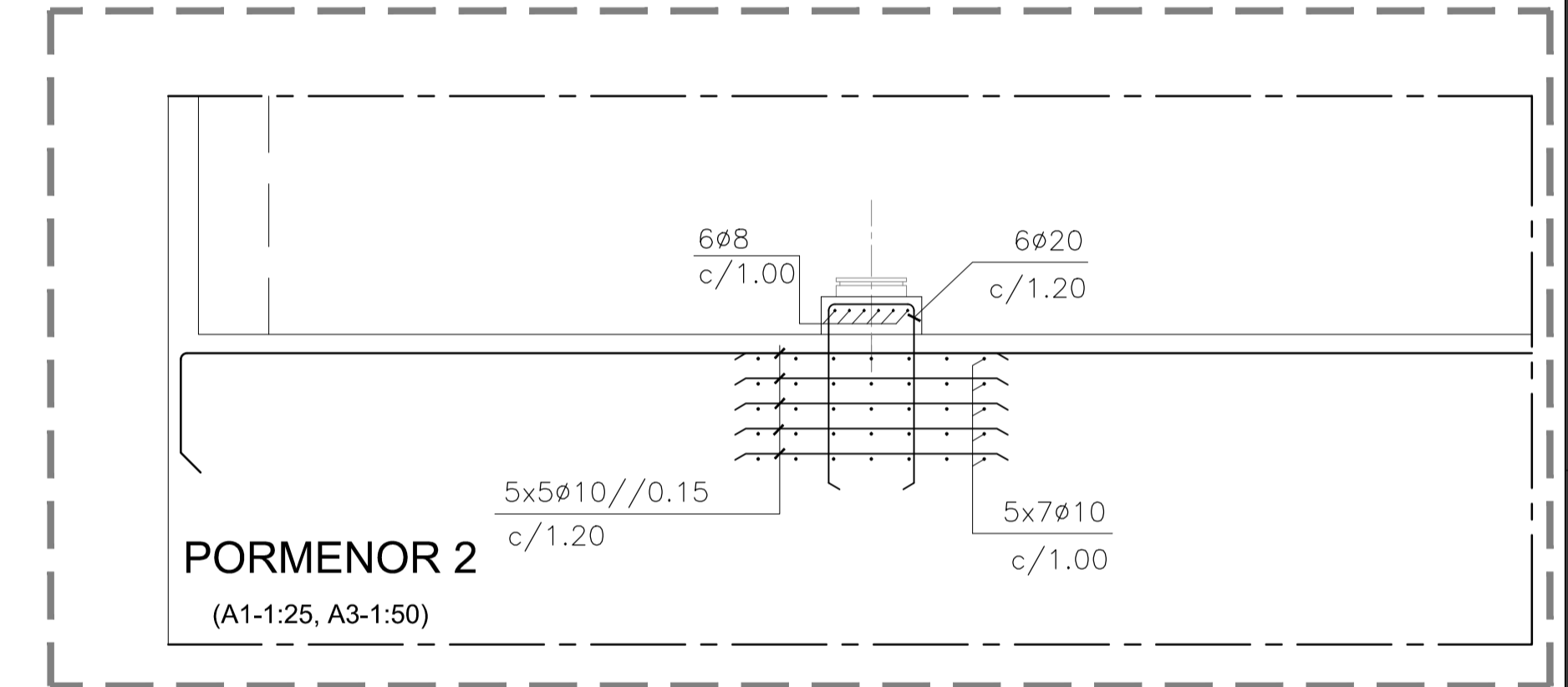
**CORTE 1-1**  
(A1-1:25, A3-1:50)



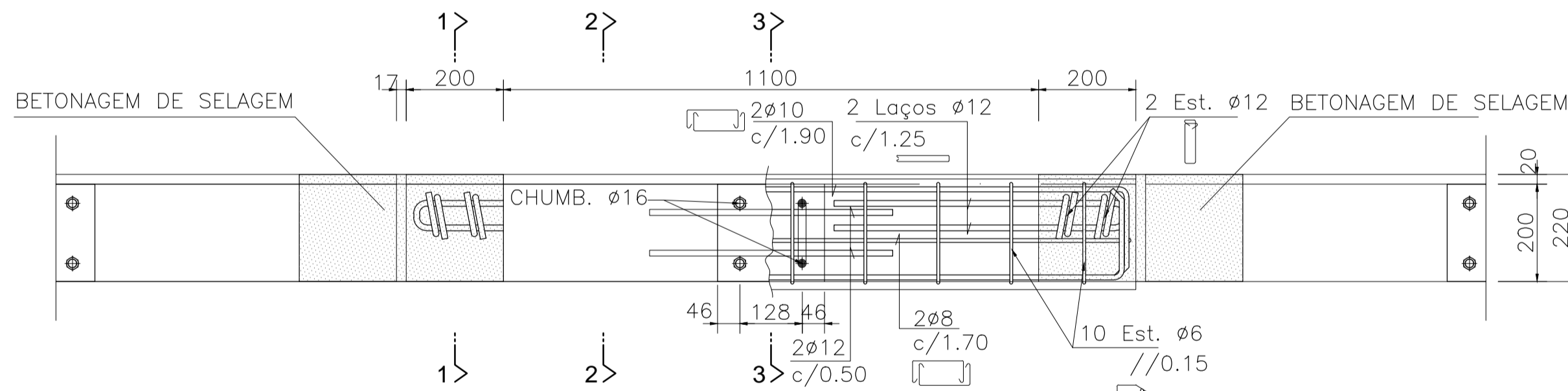
**CORTE 2-2**  
(A1-1:25, A3-1:50)



**CORTE 3-3**  
(A1-1:25, A3-1:50)

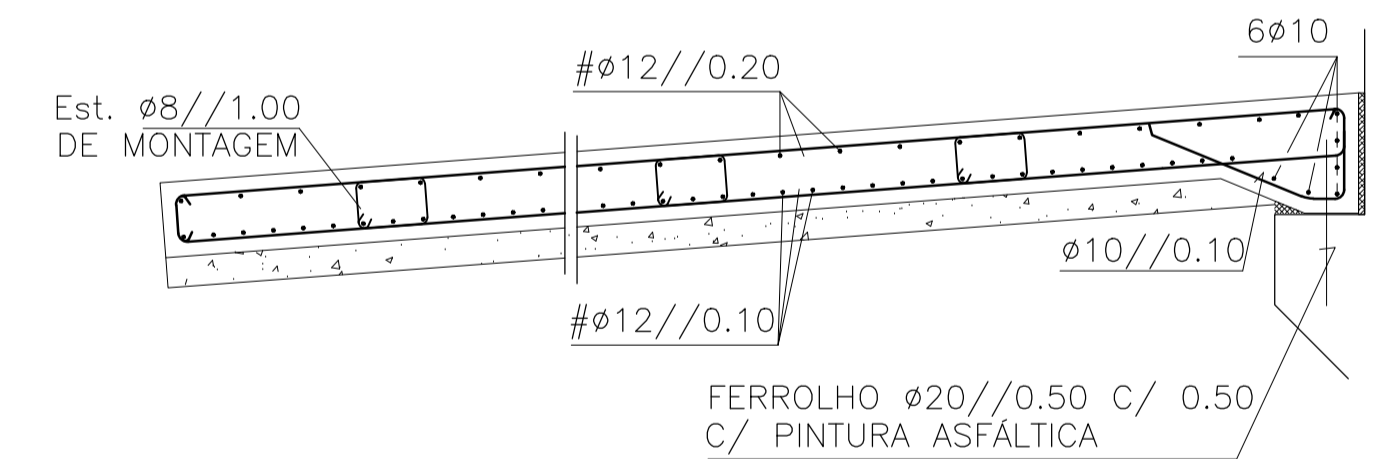


**PORMENOR 2**  
(A1-1:25, A3-1:50)

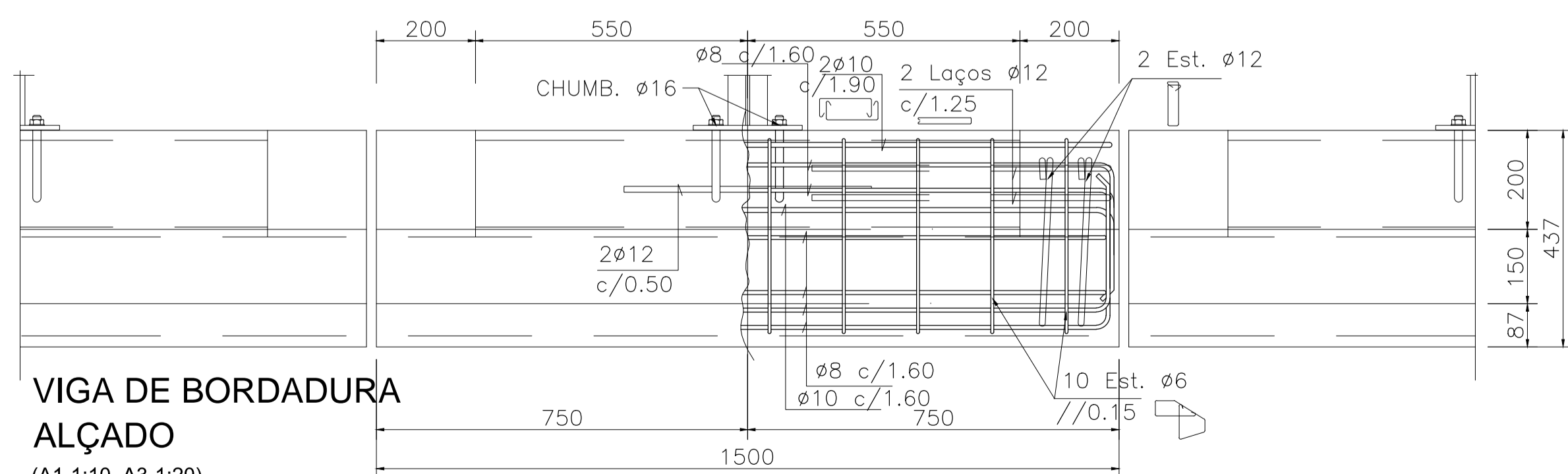


**VIGA DE BORDADURA**  
(A1-1:10, A3-1:20)

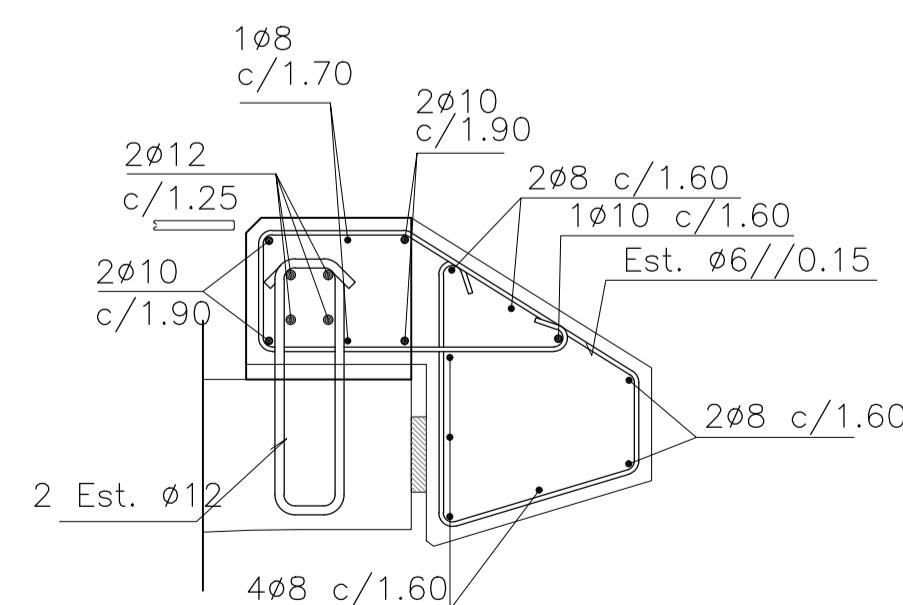
**PLANTA**



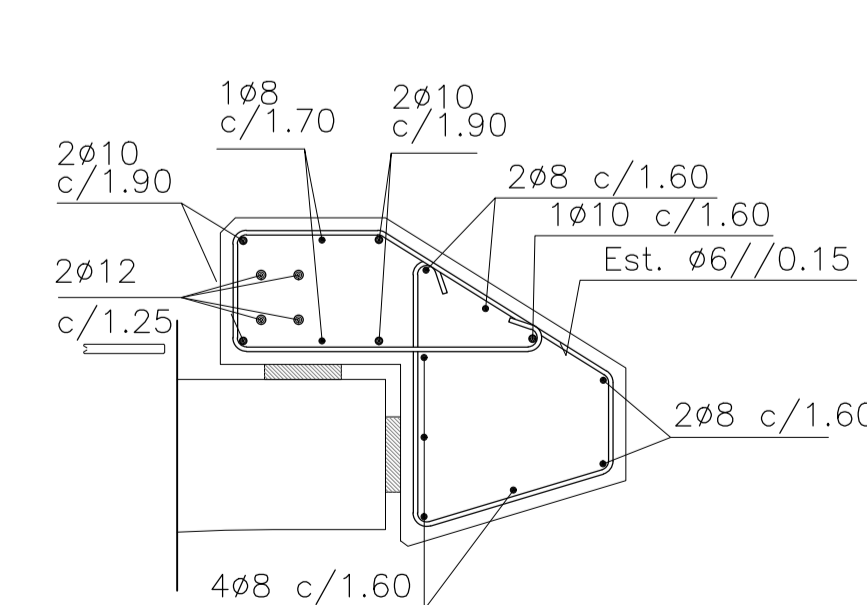
**LAJE DE TRANSIÇÃO**  
(A1-1:25, A3-1:50)



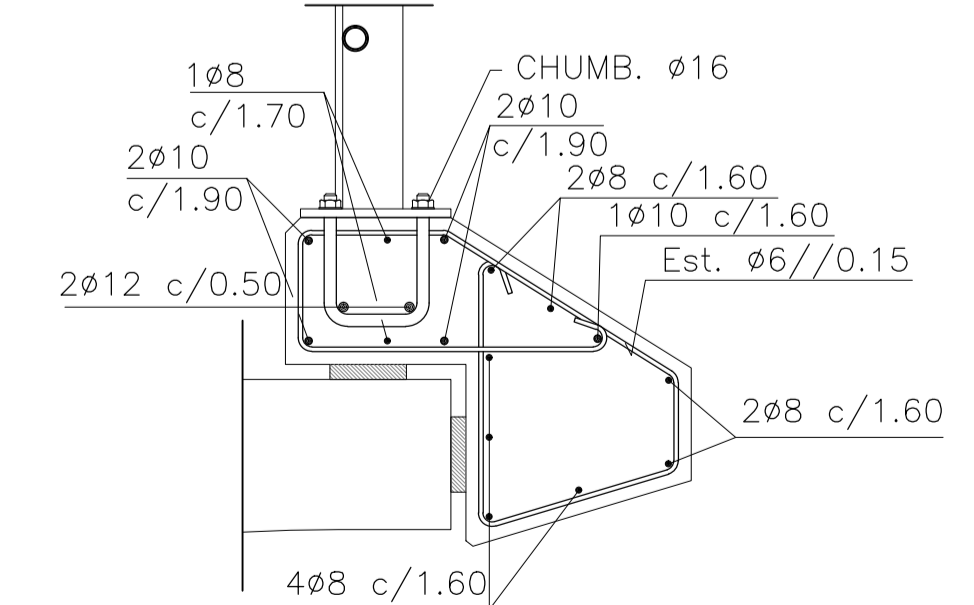
**VIGA DE BORDADURA ALÇADO**  
(A1-1:10, A3-1:20)



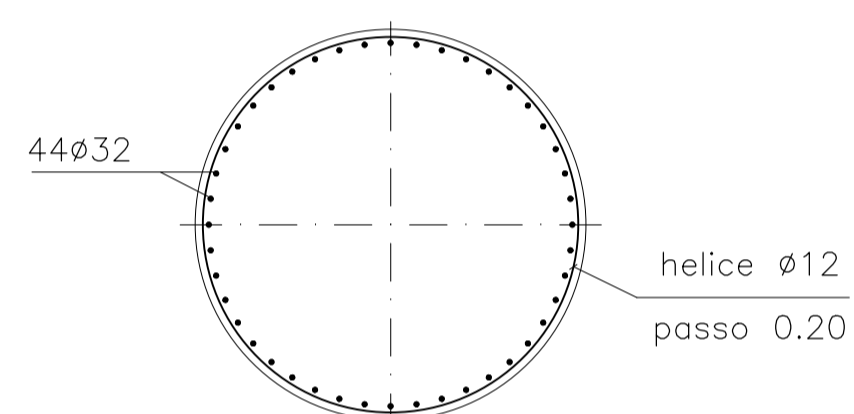
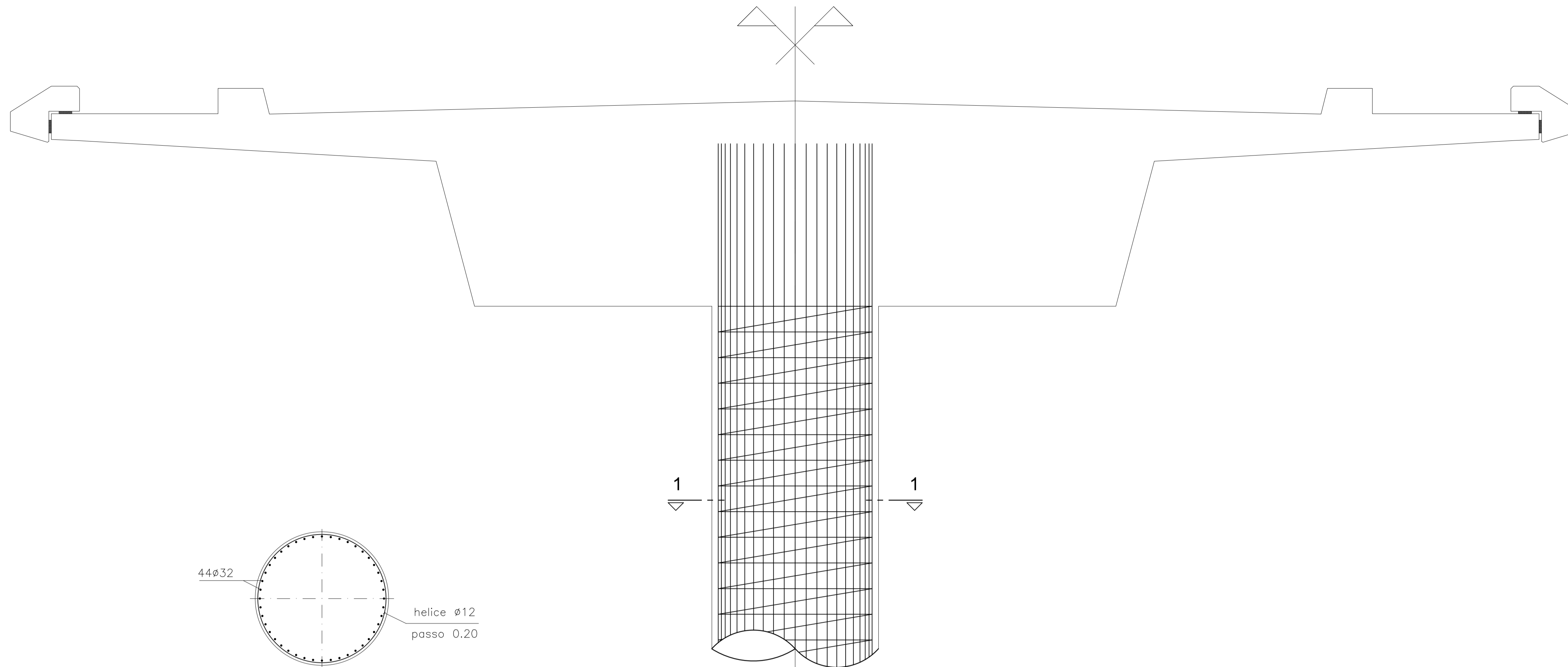
**CORTE 1-1**  
(A1-1:10, A3-1:20)



**CORTE 2-2**  
(A1-1:10, A3-1:20)

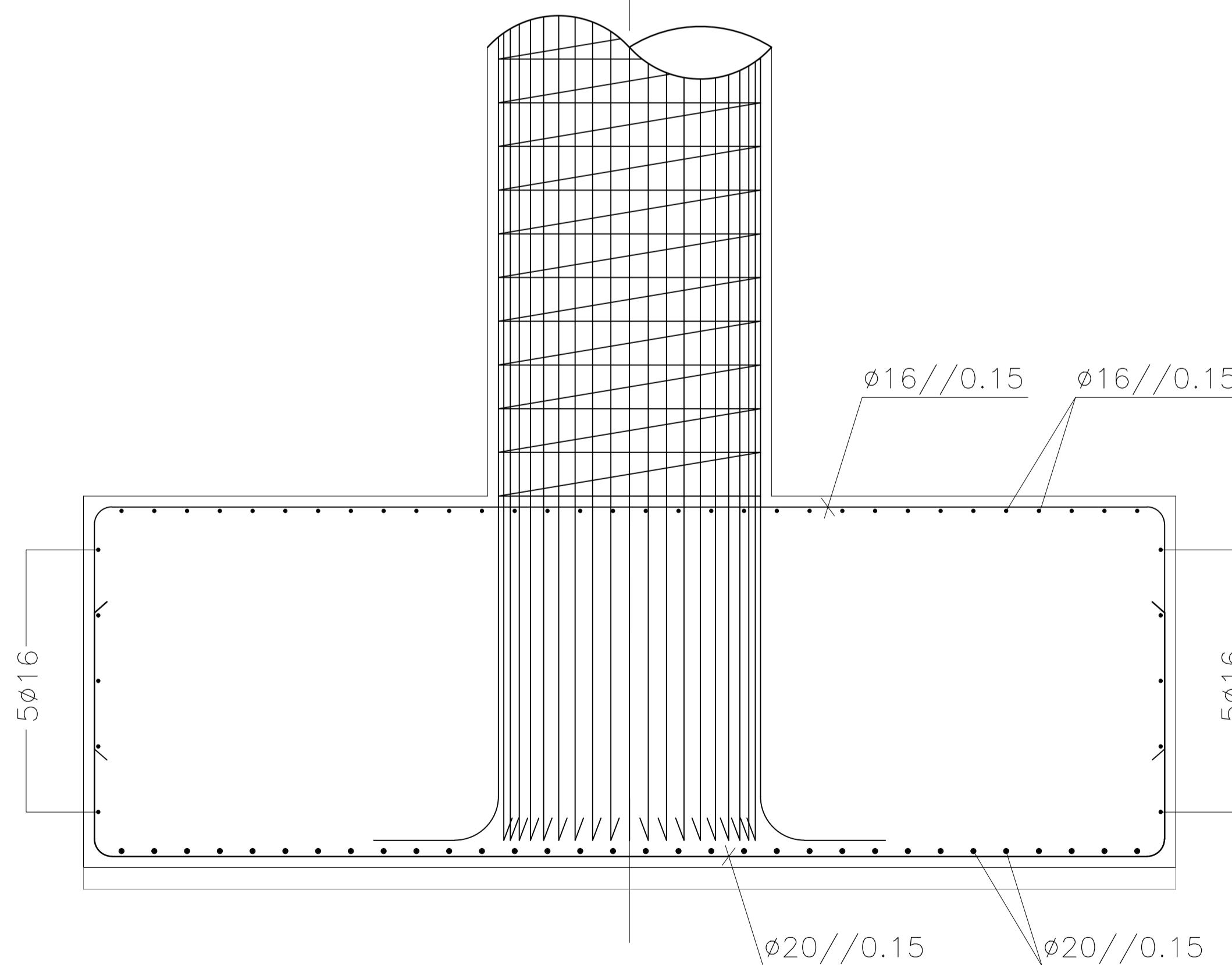


**CORTE 3-3**  
(A1-1:10, A3-1:20)

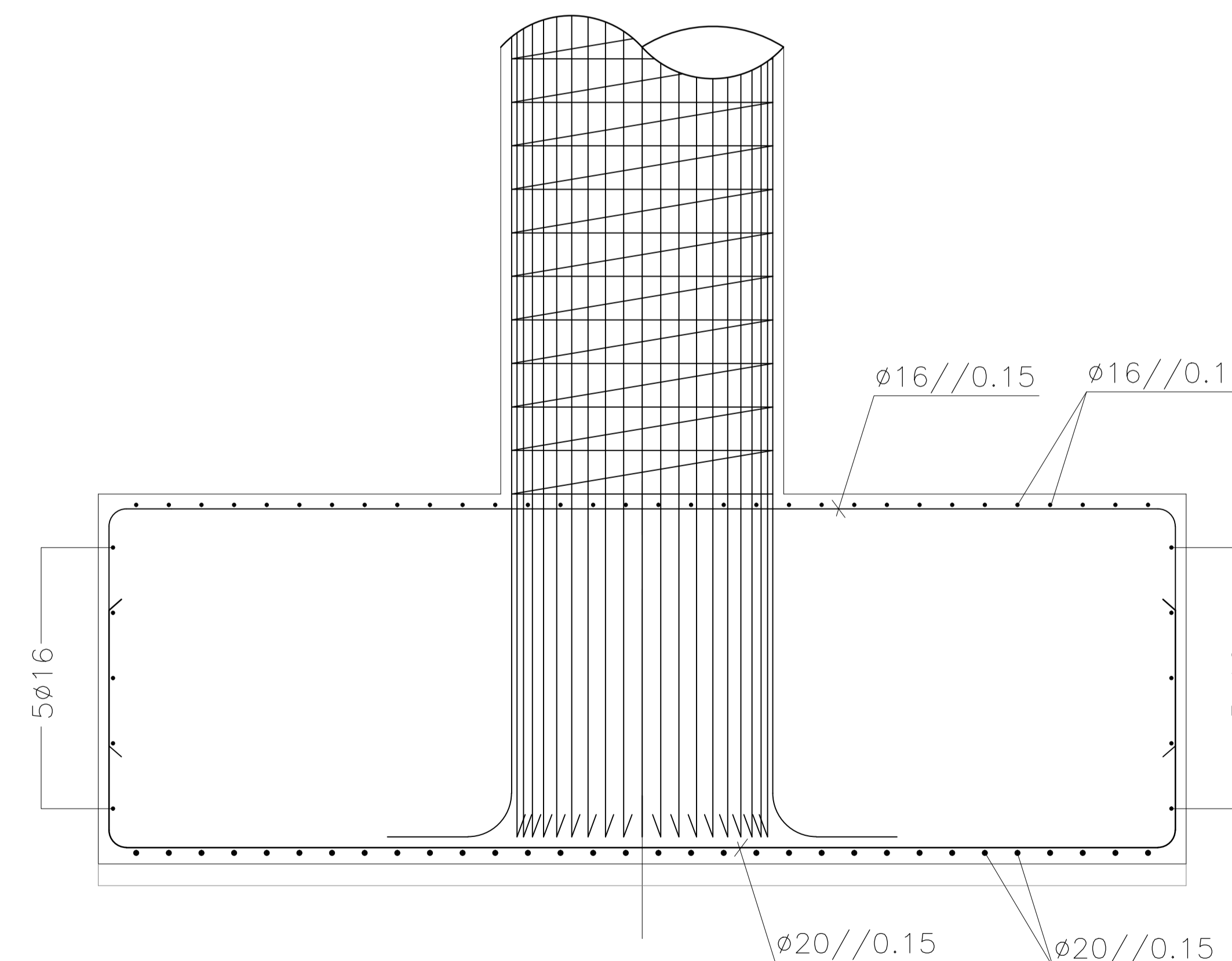


**CORTE 1-1**  
(A1-1:20, A3-1:40)

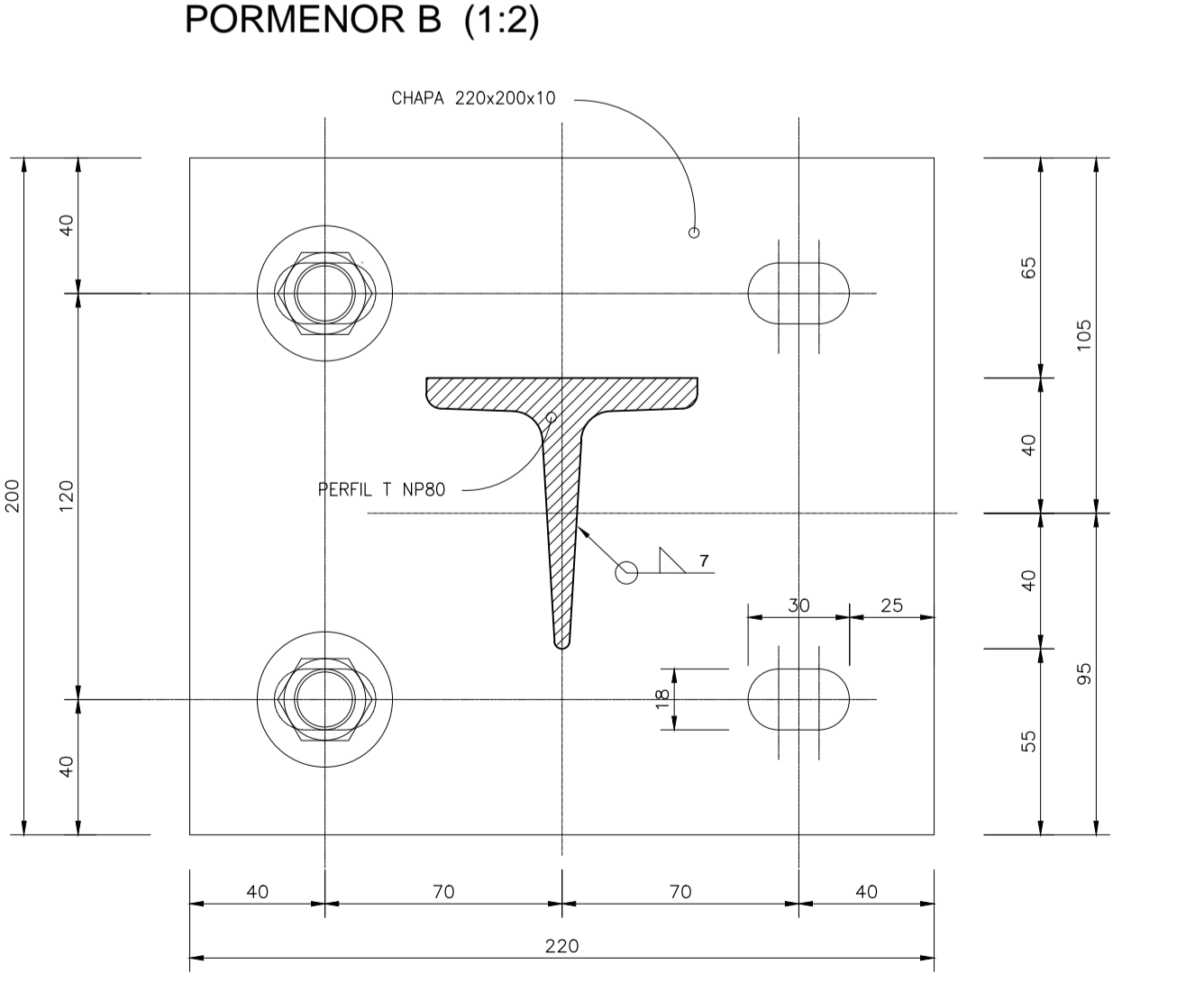
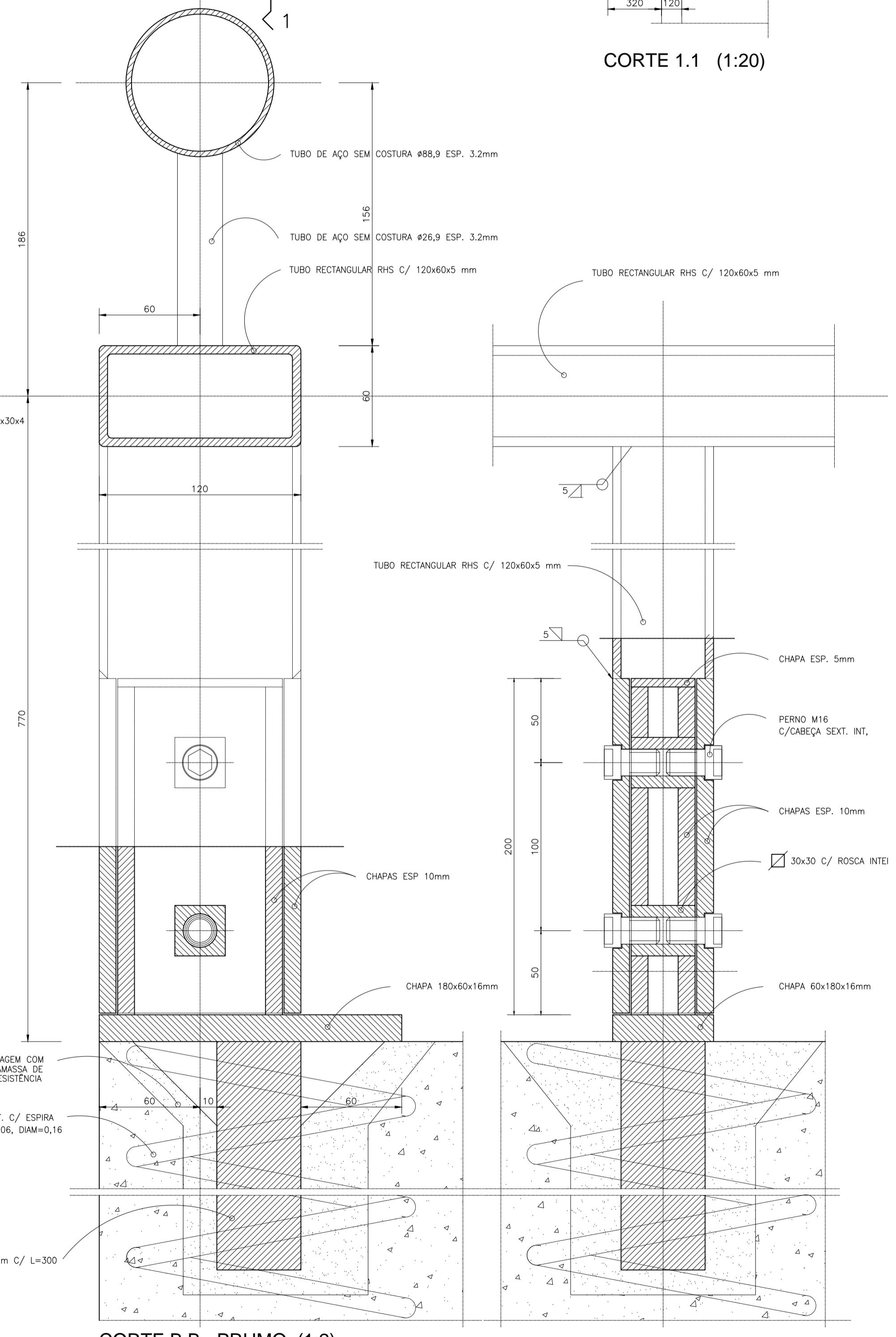
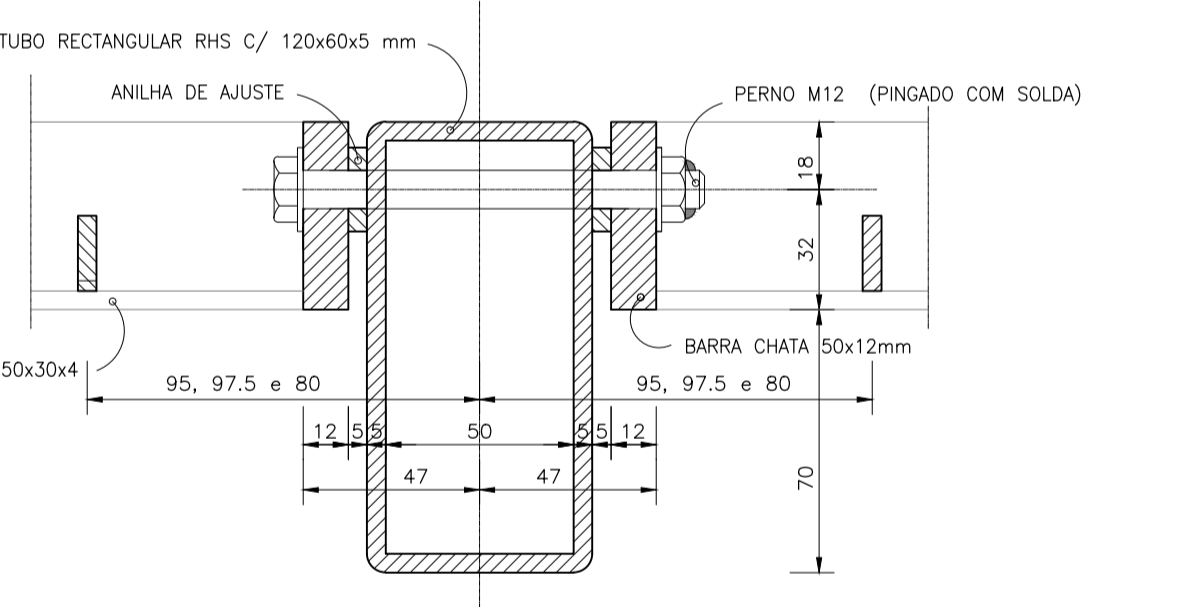
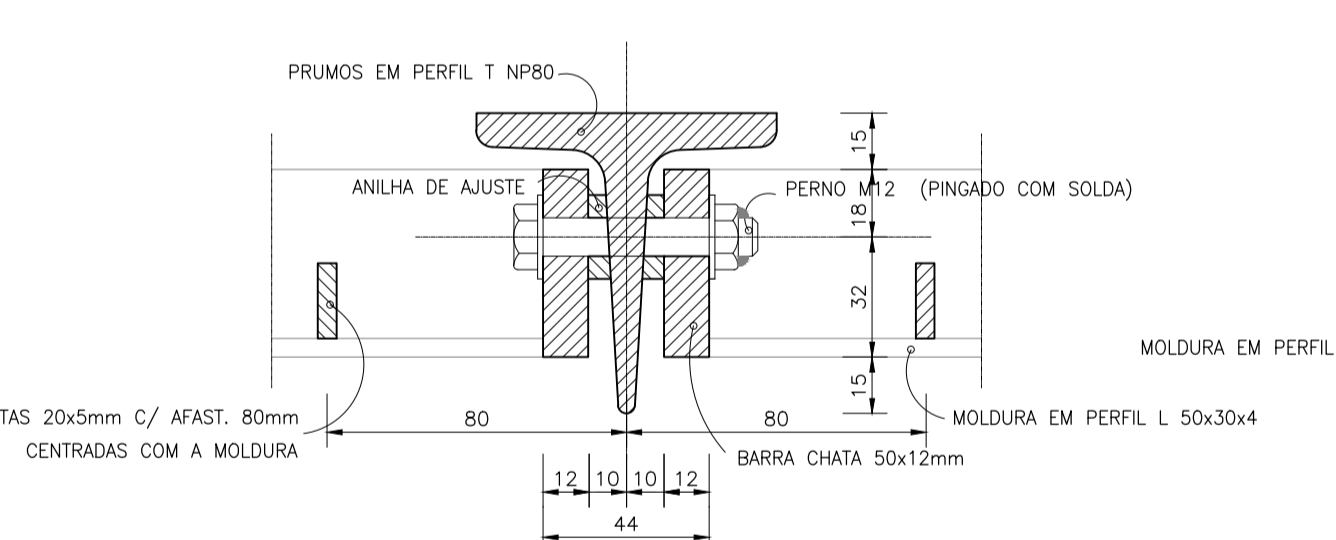
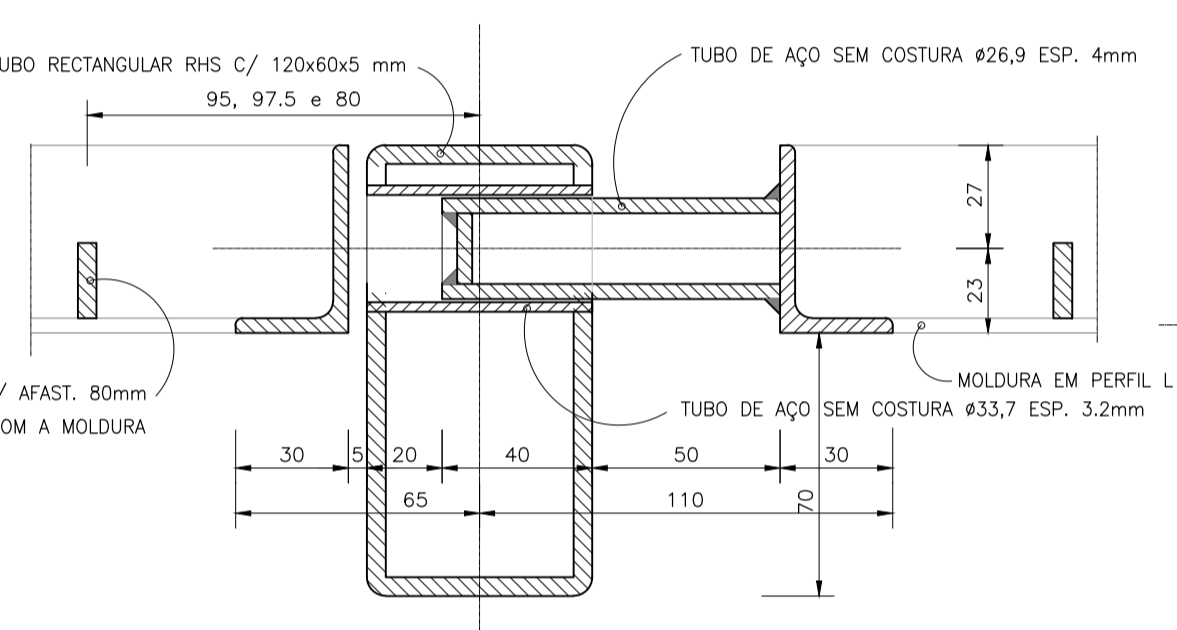
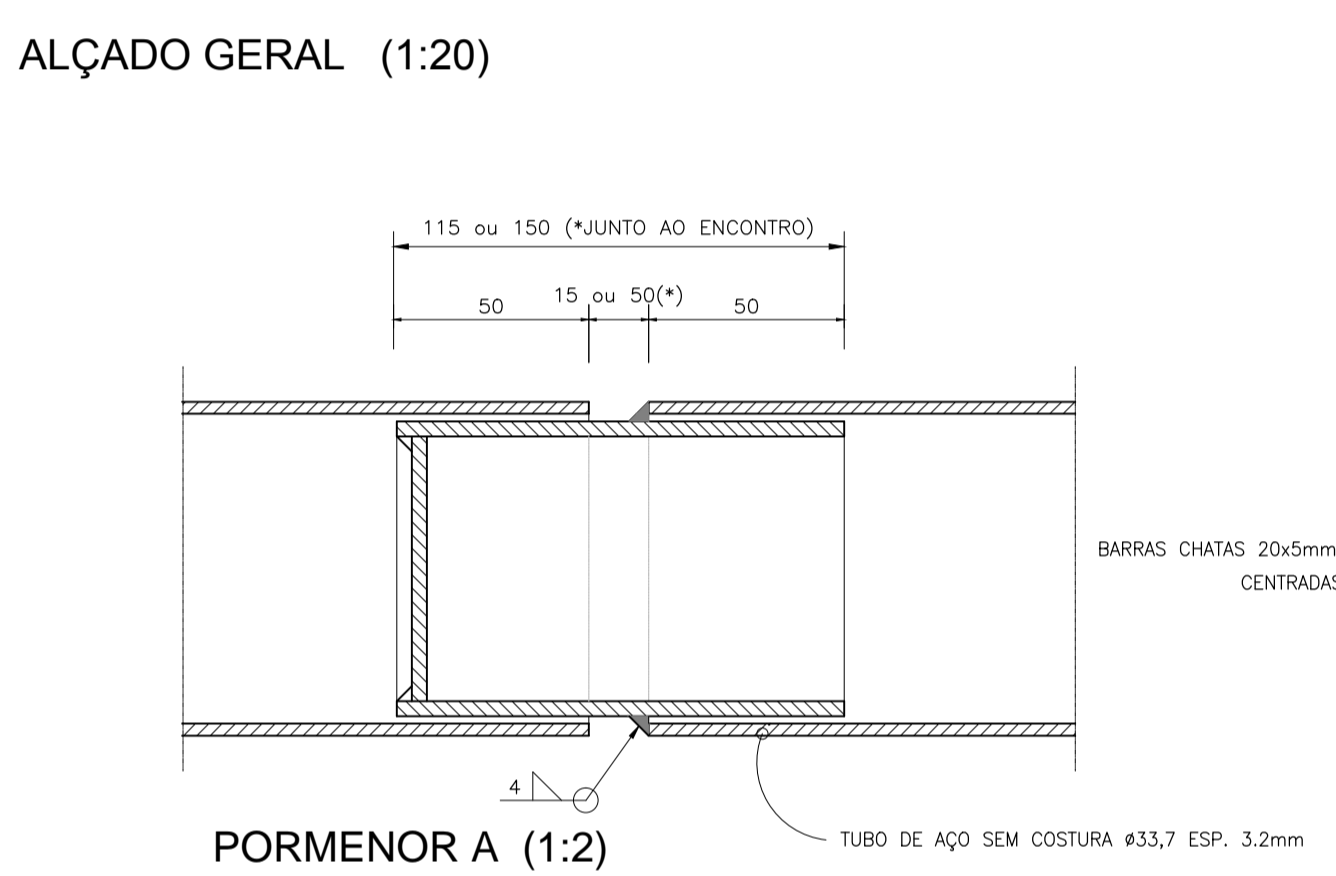
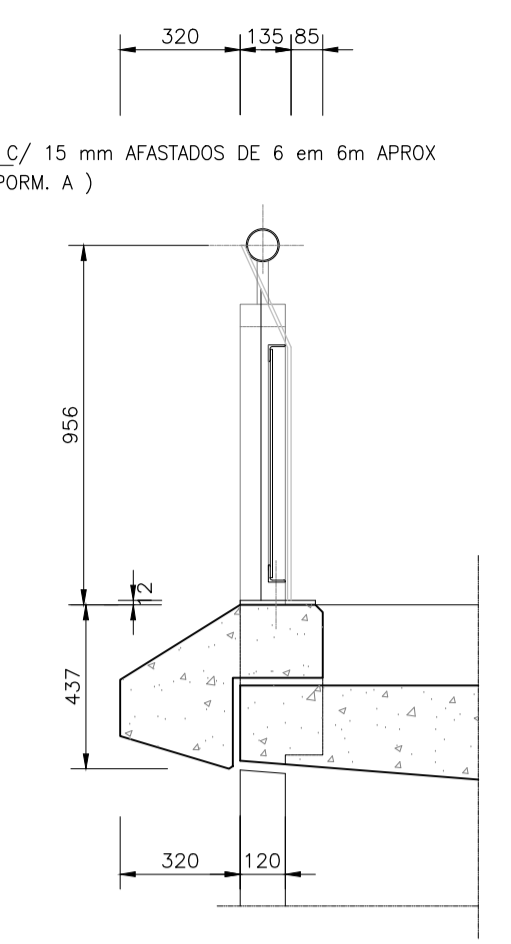
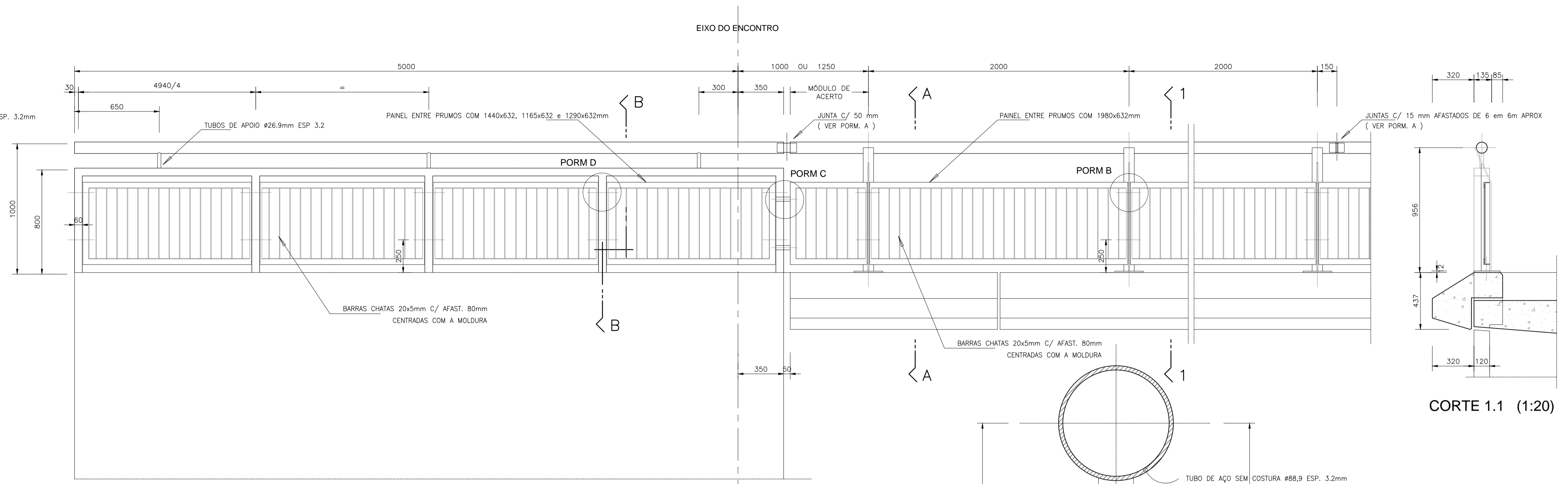
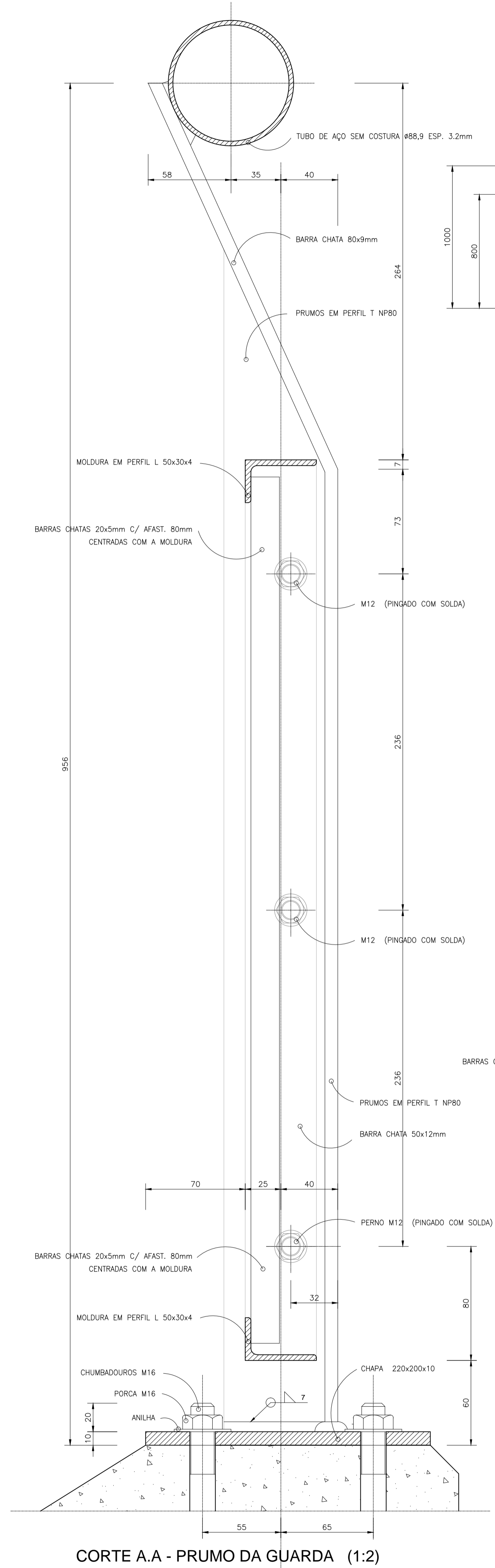
MATERIAIS	
<b>BETÕES</b>	
SELAGEM/REGULARIZAÇÃO .....	C12/15
ENCHIMENTO DOS PASSEIOS .....	Betão de agregados leves
SAPATAS .....	C35/45
LAJES DE TRANSIÇÃO .....	C25/30
ENCONTROS .....	C35/45
PILARES .....	C35/45
VIGAS DE BORDADURA PRÉ-FABRICADAS .....	C25/30
TABULEIRO .....	C35/45
<b>AÇO</b>	
ARMADURAS PASSIVAS .....	A400NR
ARMADURAS ACTIVAS .....	Y1860 S7 15.2
<b>RECOBRIMENTO</b>	
EM GERAL .....	3,5cm
SAPATAS, PILARES.....	5,0cm
ELEMENTOS EM CONTACTO COM SOLOS.....	5,0cm



**CORTE LONGITUDINAL**  
(A1-1:20, A3-1:40)



**CORTE TRANSVERSAL**  
(A1-1:20, A3-1:40)



**TRATAMENTO DE PEÇAS METÁLICAS**

- CHUMBADOUROS, PORCAS E ANILHAS :
  - DECAPAGEM AO GRAU SA 2 1/2
  - GALVANIZAÇÃO A ZINCO POR IMERSÃO A QUENTE, COM 120µ DE ESPESSURA
- GUARDAS E PEÇAS METÁLICAS DIVERSAS :
  - DECAPAGEM AO GRAU SA 2 1/2
  - PRIMÁRIO EPOXIDICO RICO EM ZINCO COM 50µ DE ESPESSURA
  - TINTA A BASE DE PRODUTO EPOXIDICO/FANINA, COM ALTO TEOR EM SÓLIDOS, COM 150µ DE ESPESSURA
  - DUAS CAMADAS DE TINTA DE REVESTIMENTO A BASE DE PRODUTO DE POLIURETANO, COM 50µ DE ESPESSURA

**NÃO SÃO PERMITIDAS SOLDADURAS EM OBRA**

**MATERIAIS :**

AÇO EM CHAPAS, TUBOS E PERFIS - Fe 360

**NOTAS:**

- 1 : AS GUARDAS SERÃO CONSTRUÍDAS EM PAINÉIS PARA MONTAGEM DE 6,00 m em 6,00 m aprox.
- 2 : OS PRUMOS DAS GUARDAS SERÃO COLOCADOS SEMPRE EM POSIÇÃO VERTICAL.