



Sofia Alexandra
Alves Lopes **Vulnerabilidade Sísmica de Box-
culverts**

Dissertação apresentada para cumprimento dos requisitos necessários à obtenção do grau de Mestre em Construção Civil Ramo Estruturas, realizada sob a orientação científica do Prof. Doutor Mário Manuel Paisana dos Santos Lopes e Prof. Doutor António José Brazão de Brito.

Março, 2012



Sofia Alexandra **Vulnerabilidade Sísmica de Box-**
Alves Lopes **culverts**

Dissertação apresentada para cumprimento dos requisitos necessários à obtenção do grau de Mestre em Construção Civil Ramo Estruturas, realizada sob a orientação científica do Prof. Doutor Mário Manuel Paisana dos Santos Lopes e Prof. Doutor António José Brazão de Brito.

Março, 2012

AGRADECIMENTOS

A realização desta dissertação envolveu várias pessoas que de uma forma directa ou indirecta cooperaram ao longo da sua execução, por isso não poderia deixar de expressar o meu sincero agradecimento e apreço.

Ao Professor Mário Lopes pela disponibilidade demonstrada para a orientação deste trabalho e por toda a colaboração prestada no seu desenvolvimento. Agradeço-lhe ainda a leitura cuidadosa e com espírito crítico do presente manuscrito.

Ao Professor António Brito por me ter dado a oportunidade de realizar esta dissertação, mas também por toda a disponibilidade, compreensão e ensinamentos concedidos ao longo de todo o desenvolvimento do trabalho, pelo vasto conhecimento que possui e está sempre disponível para partilhar que ultrapassa em larga escala o domínio académico.

Aos docentes e colegas da ESTBarreiro, aos primeiros pelos ensinamentos e apoio que me transmitiram ao longo dos anos e aos colegas pela motivação e incentivo.

À minha mãe e ao meu pai, pelas facilidades concedidas para que eu pudesse realizar os estudos, mas também pela paciência e compreensão. À minha irmã pela assistência que me deu na parte da verificação ortográfica deste trabalho e por tudo o resto, também ao meu cunhado pelas ajudas informáticas. À tia Helena pela ajuda dispensada na verificação do abstract.

RESUMO

VULNERABILIDADE SÍSMICA DE BOX-CULVERTS

SOFIA ALEXANDRA ALVES LOPES

As *box-culverts* são estruturas com grande aplicação em obras rodoviárias para garantir a continuação de linhas de água existentes, ou como passagens agrícolas. Normalmente no nosso país estas são realizadas em betão armado, podendo ser betonadas “in situ” ou pré-fabricadas, por razões de rapidez de execução geralmente as estruturas são pré-fabricadas, no entanto neste trabalho deu-se maior ênfase às estruturas realizadas em obra.

A realização deste trabalho tem como objectivo principal a avaliação dos danos que podem ocorrer em *box-culverts* devido à acção sísmica, tentando para isso distinguir as situações em que se tem de considerar explicitamente, a acção sísmica e quando esta pode ser dispensada.

Como o estudo se realizou sobre estruturas enterradas, a acção sísmica foi considerada como um deslocamento horizontal imposto sendo as análises desenvolvidas com base em comparação dos valores exigidos e disponíveis de grandezas cinemáticas como curvaturas, distorções e extensões dos materiais.

Demonstrou-se que com aplicação dos conceitos do *capacity design* e explorando a fase plástica dos materiais se conseguem alcançar valores de deformações e distorções superiores aos obtidos apenas para análises elásticas e que a ductilidade poderá ser ainda superior se confinadas correctamente as rótulas plásticas.

Efectuou-se uma breve análise à distorção do solo, de modo a obter valores comparativos entre um solo de aterro e as análises das *box-culverts*, constatou-se que para a acção sísmica (tipo 1.1 [EC8-1]) de Portugal Continental a distorção do solo é inferior à capacidade de distorção das estruturas analisadas em regime elástico, o que implica que não será necessário considerar a acção sísmica no dimensionamento das estruturas quando os solos utilizados como material de aterro apresentarem boa qualidade.

PALAVRAS-CHAVE: *Box-culvert*, acção sísmica, deslocamentos impostos, ductilidade, análise não-linear, confinamento

ABSTRACT

SEISMIC VULNERABILITY OF BOX-CULVERTS

SOFIA ALEXANDRA ALVES LOPES

Box-culverts are structures mainly applied to road works to ensure the continuity of existing water lines, or as agricultural passages. Usually in our country they are made of reinforced concrete, which can be cast-in-place or prefabricated. For reasons of speed of implementation, generally the structures are prefabricated, however in this work was given greater emphasis to the cast-in-place structures.

The main goal of this work is the assessment of damage that can occur in box-culverts due to the seismic action, trying to distinguish the situation where we have to consider explicitly the seismic action and when this may be disregarded.

As the study was based on underground structures, the seismic action was regarded as an imposed horizontal displacement and the analysis based on comparison of the cinematic variables required and available of curvatures, distortions, and strains in structural materials

It was demonstrated that by applying the concepts of capacity design and exploring the plastic phase of materials, the structures can reach values of distortions and deformations higher than those obtained only for elastic analysis and the ductility may be even higher if plastic hinges are properly confined.

A brief analysis was made to soil distortion, in order to obtain comparative figures from a landfill soil and analysis of box-culverts. We learned that for the seismic action (type 1.1 [EC8-1]) in mainland Portugal distortion of the soil is lower than the capacity of distortion of the structures analyzed in elastic regime, which implies that it is not necessary to consider the seismic action in the design of structures when the soils used as fill material present good characteristics.

KEYWORDS: box-culverts, seismic action, imposed displacements, ductility, non-linear analysis, confinement.



ÍNDICE

I.	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	1
I.1	Introdução	1
I.2	Organização da dissertação	2
I.3	Objectivos.....	3
II.	ENQUADRAMENTO DO TEMA	5
II.1	Introdução	5
II.2	Registos de danos ocorridos em estruturas subterrâneas	6
II.3	Regulamentação para o dimensionamento de estruturas	9
II.4	Conceitos sobre o dimensionamento adoptado	11
II.4.1	Consideração da acção sísmica	11
II.4.2	Metodologia de dimensionamento	12
II.5	Verificação de segurança	14
II.5.1	Relações constitutivas dos materiais	14
II.5.1.1	Betão.....	14
II.5.1.2	Aço.....	16
II.5.2	Propriedades dos materiais	17
III.	DIMENSIONAMENTO DIRECTO DE ESTRUTURAS.....	19
III.1	Introdução.....	19
III.2	Descrição geral das estruturas	20
III.3	Definição dos materiais.....	21
III.4	Acções consideradas.....	22
III.4.1	Acções permanentes	22
III.4.2	Acções variáveis	23
III.5	Combinações de acções.....	25

III.6	Modelação das estruturas.....	26
III.7	Verificação aos Estados Limites Últimos (ULS)	27
III.7.1	Paredes	28
III.7.1.1	Flexão composta	28
III.7.1.2	Esforço transverso.....	30
III.7.2	Lajes.....	31
III.7.2.1	Flexão	31
III.7.2.2	Esforço transverso.....	33
III.8	Verificação aos Estados Limites de Utilização (SLS)	35
III.8.1	Controlo da fendilhação	36
III.8.2	Controlo da deformação	38
IV.	CAPACIDADE DE DEFORMAÇÃO DE <i>BOX-CULVERTS</i>	42
IV.1	Introdução.....	42
IV.2	Distorção	44
IV.2.1	Distorção do Solo	44
IV.2.2	Distorção das estruturas	46
IV.3	Regime elástico	47
IV.3.1	Análises realizadas	47
IV.3.1.1	Análise realizada através do Programa <i>SAP2000</i>	47
IV.3.1.2	Análise realizada através do Programa <i>Pier</i>	49
IV.4	Dimensionamento de box-culverts susceptíveis à acção sísmica	52
IV.4.1	Introdução.....	52
IV.4.2	Confinamento	53
IV.4.2.1	Armadura de confinamento	53
IV.4.3	Dimensionamento por “Capacity design”	55
IV.4.4	Análises em regime pós-elástico.....	61
IV.4.4.1	Estruturas sem armadura de confinamento nas rótulas plásticas	62
IV.4.4.2	Estruturas com armadura de confinamento nas rótulas plásticas	67
IV.5	Comparação de resultados	71
IV.5.1	Comparação entre estruturas betonadas “in situ” e pré-fabricadas. .	76

V. CONCLUSÕES	78
VI. BIBLIOGRAFIA.....	80
ANEXOS	83
Anexo 1- Cálculo das Acções.....	84
Anexo 2- Dimensionamento dos Modelos Analisados	85
2.1 Verificação aos estados Limites Últimos.....	85
Dimensionamento das Paredes (Dimensionamento Directo)	85
Dimensionamento das Lajes (Dimensionamento directo)	88
Dimensionamento por Capacity Design	92
Dimensionamento das Paredes	92
Dimensionamento das Lajes.....	93
2.2 Verificação aos estados limites de utilização	95
Anexo 3- Apresentação dos resultados das análises realizadas	98
3.1 Comparação de resultados para valores médios	98
Anexo 4- Peças desenhadas.....	103

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura II. 1- Estação de Metro de Dakai (corte longitudinal). [Pitilakis, et al, 2011].....	6
Figura II. 2-Estação do metro de Dakai. Vista da secção transversal. [Pitilakis, et al, 2011]	7
Figura II. 3- Exemplo de Embankment Penetration. [Power, et al, 2004]	9
Figura II. 4- Modos de deformação de estruturas subterrâneas submetidas à acção sísmica. [Anderson, et al , 2008]]	11
Figura II. 5- Gráfico de força/deslocamento genérico. [Brito, 2011]	14
Figura III. 1- Esquema de corte transversal dos modelos de <i>Box-culverts</i>	21
Figura III. 2- Carregamento do veículo tipo (em planta); [Vinagre, 2004]	23
Figura III. 3-Degradação do carregamento do veículo tipo.	24
Figura III. 4- Efeito de Marston.	25
Figura III. 5- Esquema geral da modelação e carregamento dos modelos em estudo.	26
Figura III. 6- Diagrama de momentos para a combinação envolvente da <i>box-culvert</i> E.	27
Figura III. 7- Diagrama de esforço transversal para a combinação envolvente da <i>box-culvert</i> E.	28
Figura III. 8- Diagrama de momentos para a combinação de acções quase permanentes da <i>box-culvert</i> E.....	36
Figura III. 9- Resultado da verificação à fendilhação para momentos positivos na laje de cobertura do modelo E.....	38
Figura IV. 1- Deformação do solo. (EC8-2).....	44
Figura IV. 2- Modo da deformada geral da secção transversal dos modelos analisados.	46

Figura IV. 3- Exemplo de definição de elementos de barra através do programa Pier.....	50
Figura IV. 4- Modo de imposição de deslocamentos horizontais às estruturas.	50
Figura IV. 5- Confinamento por efeito de arco. [Lopes, 2008].....	53
Figura IV. 6- Tensão de confinamento. [Lopes, 2008]	54
Figura IV. 7- Exemplo de Capacidade resistente da corrente com elos frágeis e dúcteis. [Lopes, M., 2008].....	56
Figura IV. 8- Localização das zonas possíveis de formação da rótula plástica.	57
Figura IV. 9- Pormenor da armadura de confinamento, corte transversal e longitudinal.	68
Figura IV. 10 - Deformadas dos modelos	77

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela II. 1 - Dados registados em sismos ocorridos nos Estados Unidos da América. [Power, et al, 2004].....	8
Tabela III. 1 -Dimensões e alturas de aterro dos modelos de estruturas.	21
Tabela III. 2- Propriedades dos materiais utilizados.....	22
Tabela IV. 1- Cálculo da distorção do solo.	45
Tabela IV. 2- Propriedades dos materiais (valores de dimensionamento).	47
Tabela IV. 3- Resultados obtidos para a análise linear realizada através do programa <i>SAP2000</i>	48
Tabela IV. 4- Resultados da análise linear efectuada através do programa Pier.	51
Tabela IV. 5- Cálculo do momento resistente na extremidade das paredes dos modelos.....	59
Tabela IV. 6- Verificação do momento resistente nas extremidades das lajes dos modelos.....	60
Tabela IV. 7- Propriedades dos materiais (valores médios).....	62
Tabela IV. 8- Resultados da análise não-linear para os modelos sem armadura de confinamento das R.P..	64
Tabela IV. 9-Resultados da comparação das quantidades de armadura de flexão.....	66
Tabela IV. 10- Resultados da análise não-linear para os modelos com armadura de confinamento nas R.P..	70
Tabela IV. 11- Resultados da análise linear para valores de cálculo e valores médios.....	72
Tabela IV. 12- Comparação entre estruturas pré-fabricadas e estruturas realizadas em obra.	77

Tabela A1. 1-Dados para os cálculos das acções.	84
Tabela A1. 2- Valores das acções consideradas na modelação	84
Tabela A2. 1- Verificação à flexão composta e cálculo de armaduras longitudinais a colocar nas paredes.....	85
Tabela A2. 2- Cálculo de armaduras longitudinais a colocar nas paredes.	86
Tabela A2. 3- Verificação ao esforço transversal das paredes.	87
Tabela A2. 4- Verificação à flexão e cálculo de armaduras longitudinais a colocar nas lajes.....	89
Tabela A2. 5- Verificação ao esforço transversal na laje e cálculo de quantidade de armadura.	90
Tabela A2. 6- Verificação ao esforço transversal e cálculo de quantidade de armaduras a colocar nas lajes.	91
Tabela A2. 7- Quantidade de armadura de flexão composta a colocar na parede A para o dimensionamento por <i>capacity design</i>	92
Tabela A2. 8- Quantidade de armadura de flexão a colocar nas lajes para o dimensionamento por <i>capacity design</i>	94
Tabela A2. 9- Verificação à fendilhação das paredes.	95
Tabela A2. 10- Verificação à fendilhação das lajes.....	96
Tabela A2. 11- Verificação da dispensa do cálculo do controlo da deformação para as Paredes.	97
Tabela A2. 12- Verificação da dispensa do cálculo do controlo de deformação para as Lajes.....	97
Tabela A3. 1- Resultados obtidos das análises desenvolvidas para as propriedades médias dos materiais.	102

ÍNDICE DE GRÁFICOS

Gráfico II. 1- Gráfico extensão/tensão do betão. [Anexo E, EC8-2]	15
Gráfico II. 2-Relação constitutiva do aço desenvolvida por Pipa (1993), [Brito, 2011].....	17
Gráfico IV. 1- Resultados de momento-curvatura para diferentes alturas de aterros para box-culverts pequenas sem armadura de confinamento.....	63
Gráfico IV. 2-Resultados de momento-curvatura para diferentes alturas de aterros para box-culverts média sem armadura de confinamento.....	63
Gráfico IV. 3-Resultados de momento-curvatura para diferentes alturas de aterros para box-culverts grandes sem armadura de confinamento.	63
Gráfico IV. 4- Diagrama de momentos curvaturas para diferentes quantidades de armadura de flexão.....	66
Gráfico IV. 5- Diagramas de momentos-curvatura das box-culverts de (2,50x2,50 m ²) com diferentes alturas de aterro, secção da extremidade inferior da parede esquerda para A e B e secção da extremidade superior da parede da direita para o modelo C.	69
Gráfico IV. 6- Diagramas de momentos-curvatura das box-culverts de (4,00x5,00 m ²) com diferentes alturas de aterro, secção da extremidade superior da parede direita.....	69
Gráfico IV. 7- Diagramas de momentos-curvatura das box-culverts de (6,00x8,00 m ²) com diferentes alturas de aterro, secção da extremidade superior da parede da direita.....	69
Gráfico IV. 8- Diagrama momentos/curvatura (pormenor da rigidez) diagrama truncado para $\chi=50\%/m$	73
Gráfico IV. 9- Comparação dos resultados obtidos para as diferentes análises realizadas à extremidade superior da parede direita da box-culvert E.....	74
Gráfico A3. 1- Comparação dos resultados obtidos das diferentes análises para a secção da extremidade inferior da parede da esquerda da box-culvert A.	98

Gráfico A3. 2-Comparação dos resultados obtidos das diferentes análises para a da extremidade inferior da parede da esquerda (análise linear e análise não-linear com confinamento) e extremidade superior da parede da esquerda (análise não-linear sem confinamento) da box-culvert B.....	98
Gráfico A3. 3- Comparação dos resultados obtidos das diferentes análises para a secção da extremidade inferior da parede esquerda (análise linear) e extremidade superior da parede da direita (análises não-lineares) da box-culvert C.....	99
Gráfico A3. 4- Comparação dos resultados obtidos das diferentes análises para a secção da extremidade superior da parede da direita da box-culvert D.....	99
Gráfico A3. 5- Comparação dos resultados obtidos das diferentes análises para a secção da extremidade superior da parede da direita da box-culvert E.....	99
Gráfico A3. 6- Comparação dos resultados obtidos das diferentes análises para a secção da extremidade superior da parede da direita da box-culvert F.....	100
Gráfico A3. 7- Comparação dos resultados obtidos das diferentes análises para a secção da extremidade superior da parede da direita da box-culvert G.....	100
Gráfico A3. 8- Comparação dos resultados obtidos das diferentes análises para a secção da extremidade superior da parede da direita da box-culvert H.....	100
Gráfico A3. 9- Comparação dos resultados obtidos das diferentes análises para a secção da extremidade superior da parede da direita da box-culvert I.....	101

LISTA DE SIGLAS

EC2-1.1- Eurocódigo 2: Projecto de estruturas de betão - parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios;

EC8-1 – Eurocódigo 8:Projecto de estruturas para resistência aos sismos – Parte 1:Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios

EC8-2 – Eurocódigo 8:Projecto de estruturas para resistência aos sismos – Parte 2: Pontes

NCHRP - National Cooperative Highway Research Program;

RSA - Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes;

SLS - Estados limites de utilização;

ULS - Estado Limite Último;

LISTA DE SÍMBOLOS

Letras maiúsculas latinas

A_c - Área da secção transversal de betão;

A_{cc} – Área de betão confinada;

$A_{s,min}$ - Área da secção mínima da armadura;

A_{sw} - Área da secção das armaduras de esforço transversal;

B_c – Largura à linha média da laje de soleira;

E – Módulo de elasticidade (até à cedência);

$E_c, E_{c(28)}$ - Módulo de elasticidade tangente na origem, para um betão de massa volúmica normal aos 28 dias de idade;

E_{cm} - Módulo de elasticidade secante do betão;

E_s – Módulo de elasticidade do aço;

E_{sh} – Módulo de elasticidade tangente no início do endurecimento;

EI_{real} - Rigidez da secção onde ocorre a rotura;

H_{aterro} – Altura de solo acima da laje de cobertura;

M_0 - Momento de sobrerresistência;

M_y – Momento de cedência;

M_{Rd} - Momento resistente;

M_u - Momento último;

N_{Rd} – Esforço axial resistente;

S - Coeficiente de solo;

T_c – Período de transição no limite superior da zona de aceleração constante no espectro elástico;

V_{Rd} – Esforço transversal resistente.

Letras minúsculas Latinas

a_g – Valor de cálculo da aceleração à superfície;

b - Largura total de uma secção transversal, ou largura real do banzo de uma viga em T ou L;

b_w - Largura da secção transversal (ou a menor espessura caso a secção seja variável);

d - Altura útil de uma secção transversal;

f_{cd} - Valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão;

f_{ck} – Valor característico da tensão de rotura do betão à compressão aos 28 dias;

f_{cm} – Tensão máxima de compressão do betão não-confinado;

$f_{cm,c}$ – Máxima tensão de compressão (betão confinado);

f_{ctm} - Valor médio da tensão de rotura do betão à tracção;

f_{yd} - Valor de cálculo da tensão de cedência do aço;

f_{yk} - Valor característico da tensão de cedência do aço;

h - Altura total de uma secção transversal;

s - espaçamento dos estribos na direcção do eixo da peça

v_g – Velocidade de pico á superfície;

v_s – Velocidade das ondas de corte associadas às deformações no solo causadas pelo sismo (tabela 4.1 do EC8 parte 5);

z - Braço do binário das forças interiores;

Letras gregas

α_{cw} - Coeficiente que tem em conta o estado de tensão do banzo comprimido;

γ - Distorção da secção transversal;

γ_0 - Coeficiente de sobrerresistência dos momentos;

γ_G - Coeficiente parcial relativo às forças permanentes, G;

γ_Q - Coeficiente parcial relativo às acções variáveis, Q;

γ_{solo} – Peso volúmico do solo;

δ - Deslocamento;

$\delta_{máx,y}$ – Deslocamento máximo na cedência;

$\delta_{máx,u}$ – Deslocamento máximo na rotura;

ϵ_c - Extensão do betão;

$\epsilon_{c1,c}$ - Extensão do betão à compressão correspondente à tensão máxima (para betão confinado);

ϵ_{cu} - Extensão última do betão à compressão;

$\epsilon_{cu,c}$ – Extensão última do betão (betão confinado) ;

$\epsilon_{fibra\ extrema}$ – Extensão máxima da fibra extrema;

ϵ_{yd} - Valor de cálculo da extensão de tracção do aço na cedência;

ϵ_{sh} – Extensão no início do endurecimento;

ϵ_{su} – Extensão última;

η_k - Factor de normalização do esforço axial ($\eta_k = N_{Ed}/A_c f_{ck} > 0,08$);

λ – Factor da tabela 6.1 do ponto 6.2.1.3 EC8-2;

μ – Momento reduzido;

θ – Ângulo entre o eixo da peça e a direcção das bielas comprimidas, considerando o efeito favorável da transmissão de tensões tangenciais por atrito entre os bordos das fendas na inclinação das bielas

v – Esforço transverso reduzido;

ρ_{min} - Percentagem mínima de armadura;

ρ_{max} - Percentagem máxima de armadura;

ρ' - Percentagem de armadura de compressão;

ρ_l - Percentagem de armadura longitudinal total;

ρ_L – Taxa de armadura de confinamento longitudinal;

σ_c - Tensão de compressão no betão;

σ_{cp} - Tensão de compressão no betão devido a um esforço normal;

σ_y – Tensão de cedência;

σ_u – Tensão última;

χ_y - Curvatura de cedência da secção transversal;

χ_u - Curvatura última da secção transversal;

ω - Percentagem mecânica de armadura vertical;

$\omega_{w,min}$ – Valor mínimo da taxa mecânica de armadura de confinamento.

I. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

I.1 Introdução

A realização desta dissertação é parte fundamental do currículo do Mestrado de Construção Civil - Ramo de Estruturas, implementado pelo IPS-Escola Superior de Tecnologia do Barreiro. A sua realização permite não só fortalecer os conhecimentos obtidos nas restantes unidades curriculares como também a oportunidade de adquirir novos conhecimentos em áreas mais específicas dentro da Engenharia Civil. No presente trabalho esse conhecimento recai sobre a acção sísmica em *box-culverts*.

As *box-culvert* são estruturas que podem ser rígidas, se forem de betão armado, feitas em obra ou pré-fabricadas; ou estruturas flexíveis podem ser fabricadas em PVC ou metal. Apresentam-se em várias formas tais como: circulares, ovais, em arco, rectangulares e quadradas. Usualmente são empregues no estabelecimento de continuidade de linhas de água existentes em obras rodoviárias, galerias de drenagem de águas pluviais (passagens hidráulicas) e ainda como passagens agrícolas ou pedonais (passagens inferiores). [Sing Sang, 2000]

É referido na bibliografia que as estruturas subterrâneas em geral são pouco sensíveis à acção sísmica, uma vez que normalmente estas não apresentam danos significativos aquando da ocorrência de abalos sísmicos. O que já não se verifica para estruturas correntes como edifícios e pontes.

Por tal facto por vezes a acção sísmica poderá ser menosprezada em relação aos danos que esta pode causar mesmo em estruturas subterrâneas. Tomemos como exemplo a estação de Dakai em Kobe que foi parcialmente destruída devido ao sismo de 1995 [Parra-Montesinos, 2006], bem como outras, sendo que também é corrente ocorrerem roturas nas redes de drenagem de águas devido a essa mesma acção.

Tendo por base todos os pressupostos anteriores, este estudo desenvolveu-se com o intuito de perceber até que ponto se poderá melhorar o desempenho face à acção sísmica das estruturas aqui analisadas, aumentando a sua ductilidade.

I.2 Organização da dissertação

O presente trabalho está organizado em seis capítulos.

No segundo capítulo realiza-se uma descrição de danos que ocorreram em estruturas subterrâneas devido à acção sísmica, descreve-se a regulamentação existente para a elaboração de projectos de estruturas de betão armado. Faz-se uma breve descrição de um modelo de dimensionamento para estruturas subterrâneas desenvolvido por Brito, (2011) e de como se deverá ter em conta a acção sísmica. No ponto II.5 efectua-se a especificação dos materiais estruturais (aço e betão), de como se definiram as suas relações constitutivas e as propriedades a utilizar para as análises realizadas no capítulo 4.

No terceiro capítulo efectua-se o dimensionamento directo das estruturas (baseado na análise elástica), onde se apresentam os modelos que foram analisados bem como a quantificação do carregamento permanente para os nove modelos de *box-culverts* que foram analisados. A modelação também foi contemplada neste capítulo assim como a verificação dos estados limites de utilização. Salienta-se que este tipo de dimensionamento que é frequente ser utilizado nas estruturas correntes não é correcto ser empregue nas estruturas analisadas sendo apenas um ponto de partida.

No quarto capítulo apresentam-se os resultados obtidos através das análises desenvolvidas. Tendo sido efectuadas dois tipos de análises distintas, inicialmente realizaram-se estudos sobre os modelos até à cedência das armaduras e posteriormente em regime pós-elástico de forma a poder explorar a fase não-linear dos materiais. Para a obtenção das análises recorreu-se a programas de cálculo automático como o *SAP2000* e o *Pier*. As análises pós-elásticas foram desenvolvidas para dois casos distintos sendo que numa das análises as estruturas foram dotadas de armadura de confinamento na zona das rótulas plásticas e a análise seguinte foi efectuada sem a armadura de confinamento apenas para o dimensionamento por capacidade resistente. Por fim realizou-se a comparação dos resultados de todas as análises realizadas ao longo do capítulo podendo-se concluir que o confinamento das rótulas plásticas confere às estruturas elevada capacidade de deformação.

Por fim, no quinto capítulo são apresentadas as conclusões provenientes da elaboração do presente trabalho, no sexto capítulo são enumeradas as referências bibliográficas que serviram de suporte à elaboração do presente trabalho.

I.3 Objectivos

O desenvolvimento deste trabalho tem como objectivo principal o estudo sobre os danos que podem ocorrer em box-culverts devido à acção sísmica, tentando para isso distinguir as situações em que se terá de considerar explicitamente, a acção sísmica e quando esta pode ser dispensada. As *box-culvert* que serão alvo de análises são de betão armado e com secção rectangular. As análises foram efectuadas com base no estudo das curvaturas máximas que as estruturas podem suportar para diferentes modelos (onde se fez variar as dimensões das estruturas e a altura de aterro). Realizaram-se análises lineares e não-lineares, sendo o dimensionamento efectuado sem a consideração da acção sísmica, e ainda com a colocação de armadura de confinamento nas zonas de formação das rótulas plásticas na fase final das análises.

Através das análises aqui desenvolvidas foi possível compreender qual a forma mais adequada de pormenorização de armaduras e de dimensionamento, de maneira a garantir maiores níveis de ductilidade das estruturas, para que dessa forma estas possam garantir um melhor desempenho perante o sismo.

II. ENQUADRAMENTO DO TEMA

II.1 Introdução

Neste capítulo serão expostos alguns conceitos teóricos relevantes para a concretização deste trabalho, no que diz respeito ao dimensionamento, consideração da acção sísmica e verificação da segurança.

Inicialmente serão enumerados alguns casos de colapso de estruturas subterrâneas e ainda a descrição de estudos efectuados sobre levantamento de danos ocorridos em *box-culverts* durante abalos sísmicos na América do Norte. Posteriormente, será descrita de forma sucinta a regulamentação em vigor para o dimensionamento de estruturas de betão armado e quantificação da acção sísmica. No ponto II.4 far-se-á uma breve descrição sobre a forma como se deverá considerar a acção sísmica em estruturas subterrâneas e ainda o seu dimensionamento.

Por fim serão descritas as propriedades dos materiais, betão e aço, e a forma de cálculo para a consideração do comportamento das armaduras e da tensão de confinamento do betão.

II.2 Registos de danos ocorridos em estruturas subterrâneas

Tem-se constatado que as estruturas enterradas demonstram ter uma menor probabilidade de colapso devido à acção sísmica do que as estruturas que se desenvolvem acima do solo. [Gomes, 1999]

No entanto, com a ocorrência do sismo de Kobe (Japão) de 17 de Janeiro de 1995 de magnitude 6.9, deu-se o colapso parcial da estação de metro de Dakai, entre seis outras que também sofreram danos. Esta foi a primeira ocorrência grave a ser registada em estações de metro devido à acção sísmica. O colapso da estação ocorreu por rotura das armaduras de esforço transversal dos pilares, devido à sua fraca pormenorização, o que levou à rotura dos pilares centrais e conseqüentemente, provocou o colapso da laje de cobertura e o abatimento da auto-estrada que passava por cima da estação. [Parra-Montesinos, 2006]

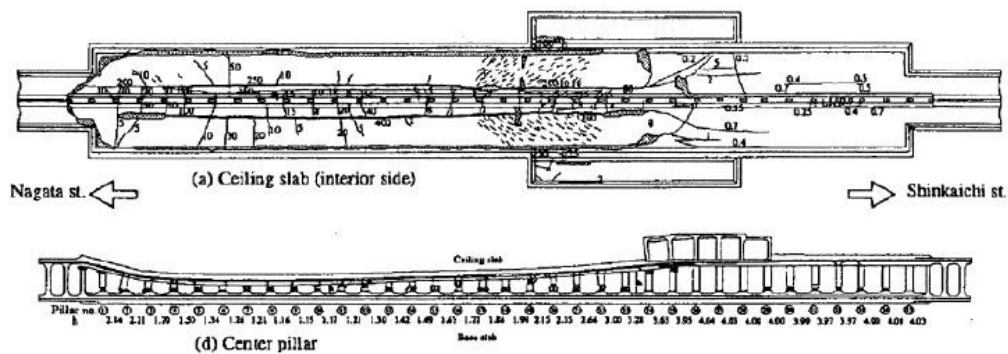


Figura II. 1- Estação de Metro de Dakai (corte longitudinal). [Pitilakis, et al, 2011]

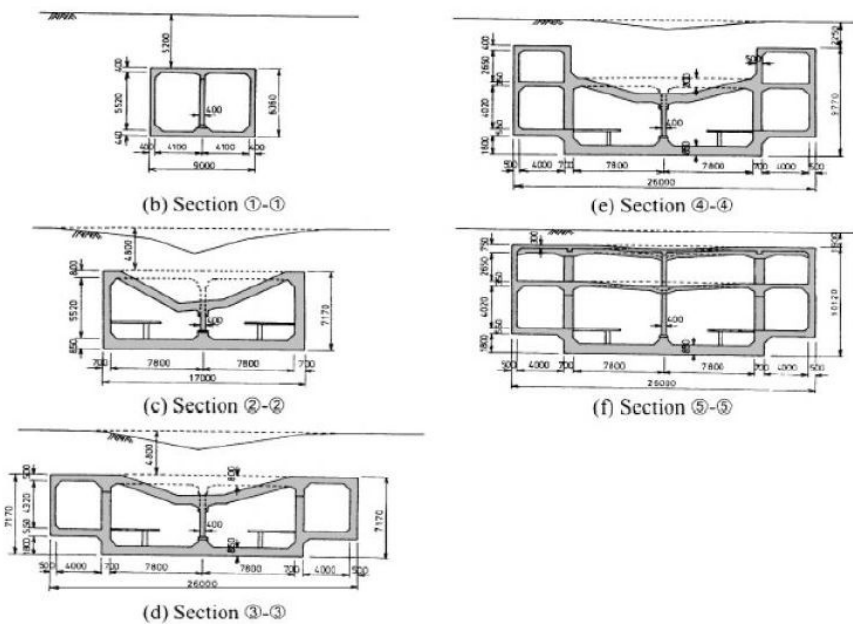


Figura II. 2-Estação do metro de Dakai. Vista da secção transversal. [Pitilakis, et al, 2011]

No que se refere a danos ocorridos em *box-culverts*, que são as estruturas sobre o qual será desenvolvido este estudo, existem referências sobre estudos efectuados nos Estados Unidos da América que foram descritos no NCHRP *report* 611 [Anderson, et al, 2008], onde é referido que estas estruturas apresentam um melhor comportamento à acção sísmica que outras estruturas, como por exemplo pontes, uma vez que estas estão rodeadas de solo, o que, segundo o documento em questão, impedirá os deslocamentos excessivos que poderiam causar o colapso. Ainda em manuais elaborados na América do Norte, neste caso o *Seismic Retrofitting Manual for Highway structures - Part 2* [Power, et al, 2004], é referido que as *box-culverts* com menores vãos, terão menos tendência à ocorrência de danos do que as estruturas de vãos superiores. Também neste manual é apresentado um quadro em que se resumem os tipos de danos causados em *culverts* construídas com materiais diversos (condutas de ferro fundido, termoplástico, betão, betão armado e *box-culverts* de betão armado) conforme indicado na Tabela II. 1. Dos dados recolhidos, são relevantes para este estudo somente os valores de referência para as *box-culverts* de betão armado, que como indicado na tabela, das 31 estruturas observadas, apenas 11 necessitaram de reparação ou reconstrução. Os danos ocorridos foram em grande parte devido às características do solo de fundação que cedeu devido à acção sísmica tanto

para o *embankment penetration* (solo do aterro que devido ao seu peso e às fracas características do solo de fundação, leva à fendilhação das lajes de soleira das *box-culvert*) Figura II. 3, como para o *lateral spread* (deslocação do solo, o que causa danos nas juntas das estruturas devido ao choque que provoca a quebra do betão, deixando as armaduras expostas). Devido à vibração do solo (*ground shaking*), também foram identificados danos em *box-culvert*, sendo importante referir que todas as estruturas tinham alturas de aterro superiores a 7.5m. Os danos causados tanto por *embankment penetration* como por *lateral spread* terão de ser tratados com melhorias ao nível do solo, logo não fazem parte do âmbito deste estudo. Unicamente os danos devidos ao *ground shaking* poderão ser controlados a partir das conclusões retiradas deste trabalho.

Site Manifestation of Seismic Event	Permanent Ground Deformation						Transient Ground Deformation			Totals
	EP	LS	SL	LQ	LA	FR	SG	GS	LO	
CMP Pipe										
Replace	4	1	1						1	7
Repair		1							1	2
No Repair	1						24			25
Thermoplastic Pipe										
Replace										0
Repair										0
No Repair							1			1
Reinforced Concrete Pipe										
Replace						1				1
Repair		1			1		1			3
No Repair										0
Unreinforced Concrete Pipe										
Replace								1		1
Repair										0
No Repair										0
Reinforced Concrete Box										
Replace						1			1	2
Repair	2	4						3		9
No Repair				1			4	14	1	20
Notes: EP = Embankment Penetration LS = Lateral Spread SL = Slumping LQ = Liquefaction LA = Landslide FR = Fault Rupture SG = Strong Ground Shaking GS = Ground Shaking LO = Lateral Overpressures										

compiled from Youd and Beckman, 1996

Tabela II. 1 - Dados registados em sismos ocorridos nos Estados Unidos da América. [Power, et al, 2004]

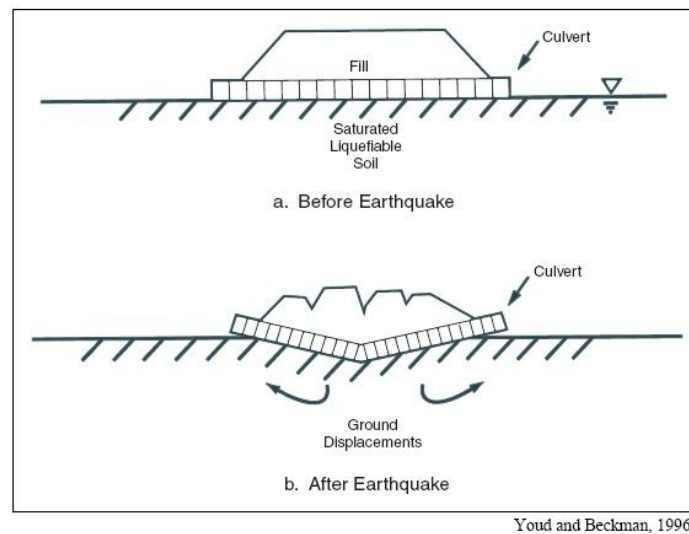


Figura II. 3- Exemplo de Embankment Penetration. [Power, et al, 2004]

II.3 Regulamentação para o dimensionamento de estruturas

A regulamentação em vigor no nosso país para o cálculo e dimensionamento de estruturas de betão armado consiste no Regulamento de estruturas de betão armado e pré-esforçado (REBAP) e no Regulamento de segurança e acções para estruturas de edifícios e pontes (RSA). Ambos os regulamentos datam de 1983, sendo que actualmente estão a ser substituídos por regulamentação a nível Europeu, de tal forma que a regulamentação passará a ser os Eurocódigos. Para o dimensionamento das estruturas de betão armado através dos Eurocódigos será necessário consultar o Eurocódigo 0 e 1 para o cálculo das acções (excepto a acção sísmica) e combinações, o Eurocódigo 2 para as verificações dos estados limites últimos e de utilização e ainda nos países como Portugal, de risco sísmico, o Eurocódigo 8 para ter em conta a consideração da acção sísmica.

Para o dimensionamento através dos regulamentos descritos, a modelação estrutural é efectuada com a geometria real das secções mas só com a consideração do material estrutural, betão, realizando-se dessa forma uma análise elástica nos programas de cálculo automático. Posteriormente para se ter em conta a acção sísmica através do RSA são calculadas as forças estáticas equivalente a colocar na estrutura de forma a simular as forças devido

ao sismo. Para chegar ao valor das forças é necessário calcular a frequência própria da estrutura e o coeficiente sísmico, que tem em conta a zona do país onde se irá implantar a estrutura, e o coeficiente de comportamento, que depende do tipo de estrutura e da sua ductilidade, para que se tenha em conta o regime não-linear. Partindo do Eurocódigo 8, a acção sísmica é calculada com base em espectros de resposta de aceleração do solo em que os valores variam consoante o tipo de solo de fundação, o tipo de acção sísmica a considerar (tipo 1 ou 2) e ainda a importância da estrutura em análise, sendo estes valores também afectados por um coeficiente de comportamento. Na verificação de segurança aos estados limites últimos e de utilização, após o cálculo dos valores de esforços que actuam nas estruturas, são calculadas as quantidades de armadura necessárias para resistir a esses esforços.

No entanto qualquer regulamentação, Portuguesa ou a Europeia, não apresentam definições adequadas para o dimensionamento de estruturas subterrâneas, sendo que no caso da regulamentação Nacional, esta foi elaborada especificamente para a construção de edifícios e pontes. Os Eurocódigos são mais abrangentes, existindo regulamentos específicos para uma grande variedade de estruturas. Desta forma para a realização do dimensionamento das estruturas em causa neste estudo, à partida não existe qualquer regulamento que possa ser aplicado directamente para a concretização das análises efectuadas. Uma vez que não existe regulamentação apropriada, o dimensionamento aqui efectuado teve por base os critérios propostos por, Brito [2011].

II.4 Conceitos sobre o dimensionamento adoptado

II.4.1 Consideração da acção sísmica

A regulamentação em vigor, com já discutido anteriormente, não é aplicável de forma directa ao dimensionamento das estruturas em estudo, desta forma, a aplicação da acção sísmica na modelação das estruturas também não o será.

A acção sísmica pode provocar vários tipos de deformações nas estruturas subterrâneas, (Figura II. 4) sendo para a secção longitudinal a compressão ou tracção e ainda a curvatura segundo o eixo da estrutura, quando as ondas sísmicas se propagam paralelamente ao eixo, e para a secção transversal a distorção. A distorção da secção transversal ocorre quando as ondas sísmicas se propagam perpendicularmente ao eixo da secção, sendo que será esta deformação que se terá em conta nas análises efectuadas.

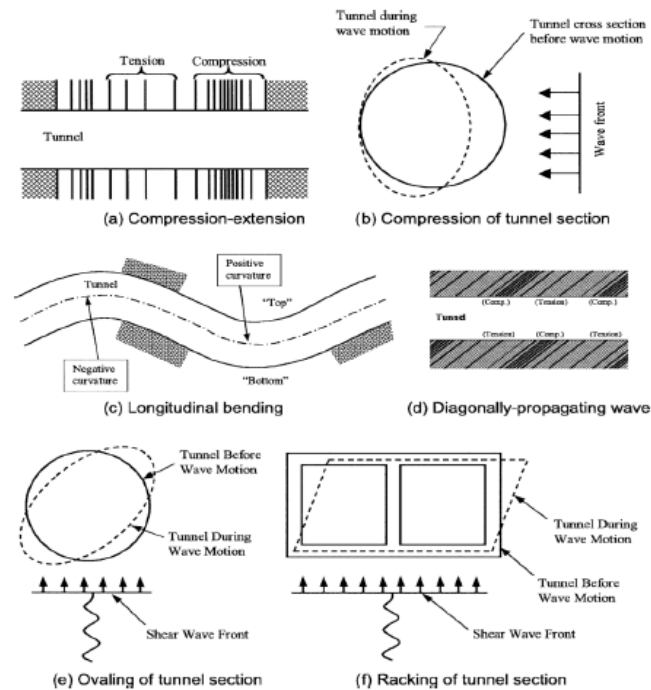


Figura II. 4- Modos de deformação de estruturas subterrâneas submetidas à acção sísmica. [Anderson, et al , 2008]]

Uma vez que a acção sísmica é um ponto fundamental deste trabalho será essencial compreender a melhor forma de realizar a sua modelação. Para isso recorreu-se ao estudo desenvolvido por, Brito, [2011] sobre as análises dinâmicas da interacção solo-estrutura onde se pode constatar que, para os modos de vibração horizontais as frequências e configurações modais são significativamente influenciadas pelas propriedades do solo envolvente. Desta forma pode reconhecer-se que a acção sísmica deverá ser considerada, para estruturas subterrâneas, como a imposição de um deslocamento horizontal à estrutura e não como a aplicação de forças, que seria a metodologia proposta tanto através do RSA como EC8 para estruturas em geral. As forças originadas devido à vibração horizontal são encaminhadas para o solo que rodeia as estruturas, sem que seja necessário o encaminhamento da mesma para as fundações, como sucede nas estruturas de edifícios e pontes, de maneira que a estrutura terá somente de conseguir acomodar os deslocamentos impostos através do solo sem perder a sua capacidade de carga, para os restantes carregamentos a que estas estão sujeitas.

Nas estruturas com secção transversal rectangular, que será o tipo de secção em análise, o sismo provoca a distorção da secção, surgindo dessa forma deformações importantes principalmente nos cantos. Será nessas zonas importante que se seja rigoroso no dimensionamento e pormenorização das armaduras, como ficará evidente nas análises realizadas no ponto IV.4.4.2.

II.4.2 Metodologia de dimensionamento

A realização deste trabalho foca-se essencialmente no estudo do dimensionamento de *box-culvert*, para que estas possam garantir um bom desempenho face à acção sísmica. Neste ponto da dissertação ficará registado como se procedeu ao dimensionamento total das estruturas, sendo que nos capítulos III e IV será novamente comentado o dimensionamento, porém de forma indicada para cada análise efectuada. Refira-se que esta metodologia foi aplicada nas análises desenvolvidas por Brito (2011) e anteriormente em diversos estudos, cursos de formação e textos científicos [Brito, 2011]

Numa primeira fase o dimensionamento realiza-se de forma directa, considerando as acções de peso próprio da estrutura e do solo e as acções variáveis de atrito negativo e sobrecarga, sem se contabilizar a acção sísmica. Com os esforços obtidos das combinações que se realizam para as acções indicadas, calcula-se as quantidades de armadura de modo a verificar aos Estados Limites Últimos. Desta forma garante-se que as estruturas resistem aos carregamentos aplicados. No ponto IV.3 encontram-se os resultados para as curvaturas e deslocamentos máximos em regime elástico para o dimensionamento realizado até esta fase.

Após a obtenção das quantidades de armaduras passa-se à verificação da capacidade que as estruturas terão de comportar para acomodar os deslocamentos impostos para dessa forma resistir à acção sísmica. Nesta fase pretende-se garantir a ductilidade e capacidade de deformação das estruturas em regime não-linear, para isso, seguem-se os princípios do Capacity design (indicados mais em pormenor no ponto IV.4.3). De forma a garantir a ductilidade das estruturas é necessário escolher um mecanismo de deformação, que para o caso das estruturas em estudo é relativamente simples de definir, e com isso a localização das rótulas plásticas. Para garantir que na realidade se forme o mecanismo admitido em projecto é necessário que as zonas que permanecem em regime linear tenham sobrerresistência, (poderá ser necessário o aumento das quantidades de armadura). As zonas onde se prevê a formação das rótulas plásticas têm de ser dúcteis, para que isso ocorra é conveniente a colocação de armadura de confinamento. A armadura de confinamento vai aumentar a capacidade de deformação do betão que está confinado.

Com a obtenção de novas armaduras é necessário recorrer a uma análise, esta em regime não-linear para poder ter em conta as quantidades de armadura e a sua pormenorização de modo a estimar a capacidade de deformação. Na realização da análise é ainda necessário fornecer a definição das relações constitutivas do aço e do betão que estão indicadas no ponto seguinte deste trabalho. Posteriormente realiza-se a verificação de segurança, sendo esta apenas a comparação dos valores obtidos da análise em regime

não-linear com os valores admissíveis dos materiais para cada secção. Esta verificação deve ser realizada com grandezas cinemáticas, tais como deslocamentos (δ), curvaturas (χ) e/ou extensões, (ϵ), uma vez que a acção é considerada como uma grandeza cinemática (deslocamento horizontal imposto) e porque pequenas variações dos resultados dos esforços podem resultar em grandes diferenças de valores de deslocamentos ou curvatura, conforme se pode observar através da Figura II. 5. [Brito, 2011]

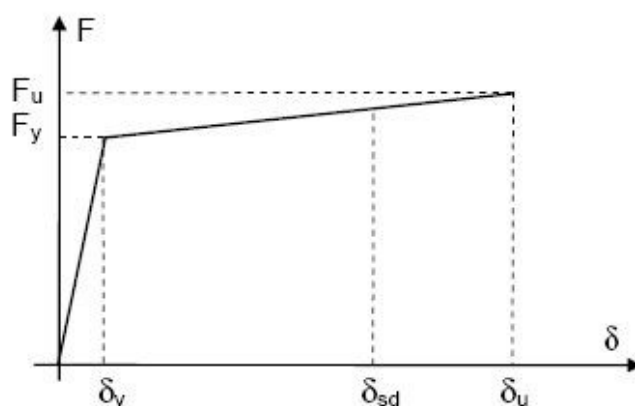


Figura II. 5- Gráfico de força/deslocamento genérico. [Brito, 2011]

II.5 Verificação de segurança

II.5.1 Relações constitutivas dos materiais

II.5.1.1 Betão

O betão é um material composto que resiste de forma razoável à compressão e apresenta menor resistência a forças de tracção, É também um material frágil, em que na sua relação constitutiva não apresenta patamar de cedência, sendo a sua resistência representada unicamente pela sua tensão de rotura, como pode ser observado no Gráfico II. 1. Uma forma de melhorar significativamente a capacidade de deformação do betão é confinando-o, ou seja, impedindo o seu deslocamento lateral, dessa forma o patamar de

cedência vai aumentar expressivamente devido ao acréscimo da extensão para a qual se verifica a extensão máxima.

De modo a garantir o confinamento do betão é necessário uma boa pormenorização das armaduras de cintagem e amarração das mesmas, no ponto IV.4.2 discute-se mais em pormenor as vantagens do confinamento. No Gráfico II. 1 apresentam-se as relações constitutivas, tanto do betão confinado como do betão não confinado retiradas do Anexo E do EC8-2. A observação do gráfico evidencia que o betão confinado pode suportar extensões e tensões superiores ao betão não confinado.

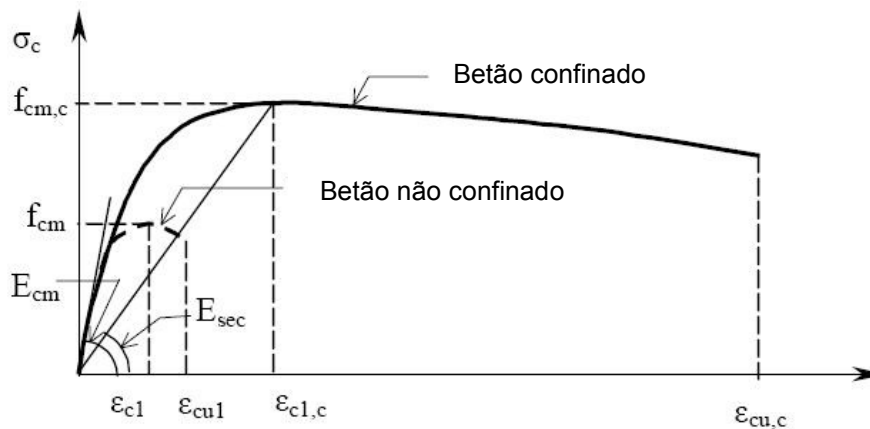


Gráfico II. 1- Gráfico extensão/tensão do betão. [Anexo E, EC8-2]

Em que:

$f_{cm,c}$ – máxima tensão de compressão (betão confinado);

f_{cm} – máxima tensão de compressão para o betão não confinado;

ϵ_{c1} – extensão do betão à compressão correspondente à tensão máxima (para betão não confinado)

ϵ_{cu1} – extensão última do betão (não-confinado)

$\epsilon_{c1,c}$ – extensão do betão à compressão correspondente à tensão máxima (para betão confinado);

$\epsilon_{cu,c}$ – extensão última do betão (betão confinado);

E_{cm} - módulo de elasticidade secante do betão.

Na realização das análises do capítulo IV onde se utilizam armaduras de confinamento, a fórmula utilizada para o cálculo da tensão de confinamento é a enunciada no Anexo E do EC8-2.

II.5.1.2 Aço

O aço é um material dúctil que pode ser caracterizado, de uma forma geral, através da observação do gráfico tensão-extensão do ensaio de tracção.

No Gráfico II. 2 é indicado o diagrama da relação constitutiva das armaduras de aço utilizando as equações desenvolvidas por Pipa, (1993), onde se pode observar que até atingir a cedência (ponto 1) o comportamento dos varões é linear, sendo a relação entre tensões e extensões constante, tal que o declive da recta corresponde ao valor do módulo de elasticidade (E). Após o ponto 1 o aço entra em regime não-linear, seguindo-se no gráfico um troço recto que é correspondente ao patamar de cedência, onde existe aumento de extensões mas não de tensão aplicada. A partir do ponto 2 será necessário o aumento da tensão para que exista aumento de extensões, entrando dessa forma o aço na fase de endurecimento. O ponto de tensão máxima (3) dá-se quando se atinge a tensão de rotura, seguido do fenómeno de estrição que ocorre quando o aumento de extensão trás consigo uma diminuição da força total aplicada ao varão, devido ao facto da redução da área transversal do varão na zona da rotura ser superior, em termos relativos, ao aumento da tensão nessa área. Por isso o valor da tensão registado no gráfico, igual à força aplicada dividida pela área inicial, diminui. É perceptível também que após a cedência, e até atingir a rotura, a extensão pode aumentar consideravelmente o que é importante já que será possível às armaduras sofrerem grandes deformações sem que percam a sua capacidade de carga. [Lopes, 2008]

Para o cálculo do comportamento dos varões de aço nas análises não-lineares efectuadas para este estudo, foram utilizadas as equações desenvolvidas por Pipa, (1993). No Gráfico II. 2 apresentam-se os parâmetros que definem a relação constitutiva do aço tendo por base as equações desenvolvidas pelo autor.

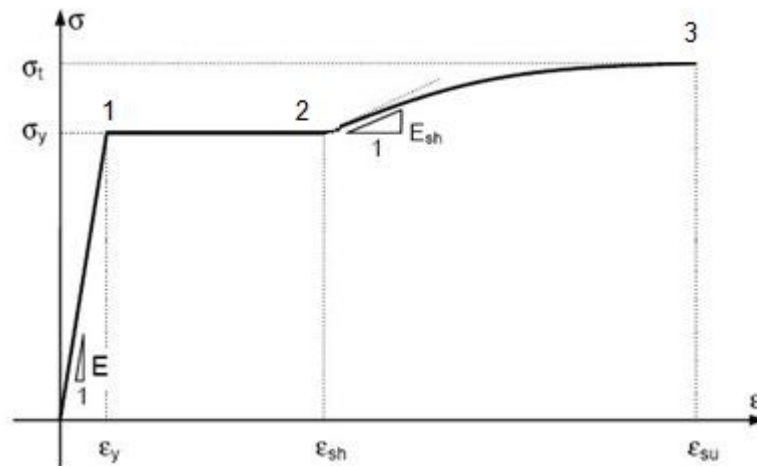


Gráfico II. 2-Relação constitutiva do aço desenvolvida por Pipa (1993), [Brito, 2011]

Em que:

σ_y – tensão de cedência;

σ_u – tensão última;

ϵ_y – extensão de cedência;

ϵ_{sh} – extensão no início do endurecimento;

ϵ_{su} – extensão última;

E – módulo de elasticidade (até à cedência);

E_{sh} – módulo de elasticidade tangente no início do endurecimento.

II.5.2 Propriedades dos materiais

As propriedades dos materiais (são expressas em tensão de cedência do aço e tensão de compressão do betão) são grandezas aferidas através de vários ensaios realizados aos materiais que posteriormente são contabilizados estatisticamente fazendo uma distribuição de probabilidades da sua ocorrência. Tendo o conhecimento dos valores característicos, através dos coeficientes parciais relativos a cada material, podem ser calculados os valores de dimensionamento e com estes valores outras grandezas que são necessárias

para que dessa forma se obtenham as relações constitutivas dos diferentes materiais. Os valores de dimensionamento, que correspondem ao quantilho de 5‰, são os valores frequentemente utilizados para o dimensionamento de estruturas correntes devido às incertezas sobre as características que terão os materiais empregues em fase de construção [Brito, 2011].

No dimensionamento e análise de estruturas subterrâneas não está ainda definido quais as propriedades que se devem aplicar para a verificação de segurança, se os valores médios ou os valores de dimensionamento. [Brito, 2011] Tomem-se como exemplo as propriedades do aço A500, que será o material a colocar nos modelos utilizados para as análises desenvolvidas neste estudo. Se a sua resistência por um lado aumenta quando se passa das propriedades de dimensionamento, onde a tensão de cedência é 435MPa para 575MPa quando as propriedades dos materiais são as médias, por outro lado a sua extensão na rotura irá diminuir significativamente sendo que a partir da metodologia desenvolvida por Pipa (1993), [Brito, 2011] a extensão última para as propriedades de dimensionamento é de 131.8‰ diminuindo para 97.7‰ quando as propriedades aplicadas são as médias, o que fará diminuir a ductilidade do aço.

Para um correcto dimensionamento das estruturas subterrâneas a verificação de segurança deverá ser realizada tanto para as propriedades de dimensionamento como para as propriedades médias dos materiais, contabilizando-se o valor mais reduzido de deformação de entre as duas análises. [Brito, 2011]

III. DIMENSIONAMENTO DIRECTO DE ESTRUTURAS

III.1 Introdução

Para a realização das análises das *box-culvert* foi necessário efectuar o dimensionamento das estruturas de maneira a obter as quantidades de armadura. No entanto, como o dimensionamento foi algo já estudado em várias unidades curriculares durante o curso, neste capítulo a explicação dos cálculos efectuados, foi executada de forma sucinta.

No cálculo das acções e combinações, como se poderá constatar nos pontos III.4, III.5, os valores de referência para os pesos dos materiais e dos coeficientes de segurança foram retirados do RSA.

A modelação das *box-culverts*, em regime linear realizou-se com recurso ao programa de cálculo automático SAP 2000 v14.0.

Todas as verificações realizadas para o dimensionamento foram efectuadas de acordo com os pressupostos do EC2-1.1, tanto para as verificações aos estados limites últimos (ULS) como aos estados limites de utilização (SLS).

Numa primeira fase do dimensionamento, este efectuou-se de forma directa, o que consistiu em dimensionar as estruturas para os esforços obtidos directamente através do programa de cálculo automático, que obrigatoriamente teriam que ser os máximos dos elementos, passando por garantir que as resistências fossem superiores aos esforços actuantes. No entanto este método de dimensionamento, sugerido pela maior parte das regulamentações

actualmente em vigor, torna impossível controlar o mecanismo de rotura, que iria condicionar o comportamento estrutural. É necessário para a realização das análises efectuadas em regime não-linear saber o exacto local da formação das rótulas plásticas. O EC8 propõe uma nova filosofia, baseada no controlo das zonas onde potencialmente se irá atingir em primeiro lugar a capacidade resistente da secção. Nestas deve-se assegurar a ductilidade e capacidade de dissipação de energia necessária, enquanto as restantes zonas se mantêm em regime elástico durante as deformações plásticas das regiões pretendidas. Esta metodologia é normalmente designada como Dimensionamento por capacidade resistente (Capacity Design).

Para a aplicação do método descrito anteriormente foi necessário:

- Efectuar inicialmente o dimensionamento das zonas em regime elástico, garantido que essas regiões apresentem uma resistência superior às restantes;
- Garantir a ductilidade na localização das rótulas plásticas. [Lopes, 2008]

III.2 Descrição geral das estruturas

As estruturas em estudo nesta dissertação são estruturas simples de forma rectangular compostas por laje de soleira, cobertura e paredes laterais em betão armado. É de referir que para a obtenção de valores que possam servir como referência posteriormente, a análise foi efectuada a nove estruturas fazendo-se variar os parâmetros abaixo enumerados:

- Dimensões das box-culverts;
- Altura de aterro acima da laje de cobertura.

Na Tabela III. 1 apresenta-se detalhadamente a nomenclatura de cada modelo a analisar bem como as suas dimensões, a espessura dos elementos (laje e paredes) e as alturas de aterro consideradas.

Box culverts	h_{solo} (m)	h_{paredes} (m)	l_{laje} (m)	e_{laje} (m)	e_{paredes} (m)
A	2.00	2.50	2.50	0.25	0.20
B	4.00	2.50	2.50	0.35	0.25
C	8.00	2.50	2.50	0.45	0.30
D	2.00	4.00	5.00	0.35	0.25
E	4.00	4.00	5.00	0.40	0.30
F	8.00	4.00	5.00	0.50	0.35
G	4.00	6.00	8.00	0.60	0.45
H	6.00	6.00	8.00	0.70	0.50
I	8.00	6.00	8.00	0.85	0.65

Tabela III. 1 -Dimensões e alturas de aterro dos modelos de estruturas.

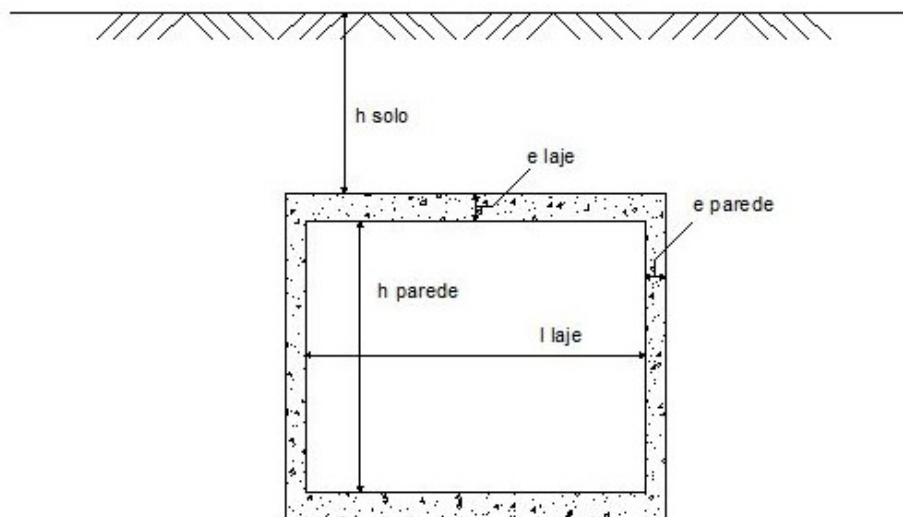


Figura III. 1- Esquema de corte transversal dos modelos de *Box-culverts*.

III.3 Definição dos materiais

Os materiais utilizados para os cálculos foram o aço A500 ao qual está associado um f_{yd} de 435MPa e o betão C30/37 ao qual corresponde um f_{cd} de 20MPa e um f_{ck} de 30MPa. Uma vez que estas estruturas se desenvolvem abaixo do solo, a classe de exposição ambiental escolhida foi o XC2 (ambientes húmidos raramente secos) para os cálculos de recobrimento mínimo e estados limites de utilização. Na Tabela III. 2 estão os valores

utilizados no dimensionamento dos modelos analisados tanto para o betão como para o aço.

f_{ctm} (MPa)	f_{ck} (MPa)	f_{cd} (kPa)	f_{yd} (kPa)	f_{yk} (MPa)	E_s (GPa)	$E_{c,28}$ (GPa)
2.9	30	20000	435000	500	200	33

Tabela III. 2- Propriedades dos materiais utilizados.

Em que:

f_{ctm} – valor médio da tensão de rotura do betão à tracção simples;

f_{ck} – valor característico da tensão de rotura do betão à compressão aos 28 dias;

f_{cd} – valor de cálculo da tensão do betão à compressão;

f_{yd} – valor de cálculo da tensão de cedência à tracção do aço;

f_{yk} – valor característico da tensão de cedência à tracção do aço;

E_s – módulo de elasticidade do aço;

$E_{c,28}$ – módulo de elasticidade do betão aos 28 dias.

III.4 Acções consideradas

III.4.1 Acções permanentes

As cargas permanentes a actuarem nas estruturas são o peso próprio e o peso do solo. Na sua quantificação considera-se que o peso volúmico do betão armado é de 25kN/m^3 , e o peso próprio do solo é 20kN/m^3 . Para o cálculo das cargas horizontais ou impulsos de terras, o coeficiente de impulso em repouso utilizado foi de $K_0=0,5$ e o coeficiente de impulso activo de $K_a=0,333$, calculados a partir da teoria de Rankine, considerando um ângulo de atrito do solo de 30°

Os resultados das acções permanentes a aplicar nas *box-culvert* estão indicados na Tabela A1. 2 do Anexo 1.

III.4.2 Acções variáveis

O carregamento variável a actuar nas estruturas foi obtido considerando os valores prescritos no RSA. A sobrecarga uniforme do terrapleno de 10 KN/m^3 ou a sobrecarga devido ao veículo tipo, ponte de classe I ($6 \times 100\text{kN}$), com a respectiva degradação em altura, conforme o valor mais gravoso.

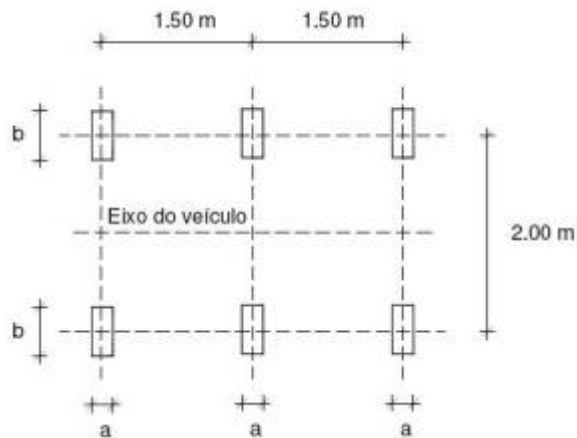


Figura III. 2- Carregamento do veículo tipo (em planta); [Vinagre, 2004]

Na determinação da carga proveniente do veículo tipo, aplicou-se um modelo de degradação de cargas que se apresenta de forma esquemática na Figura III. 3. O cálculo através deste método considera que, a partir de uma aplicação de carga com uma área rectangular à superfície, área de um rodado do veículo tipo, esta se degrada com o aumento em profundidade da sua área de influência segundo uma inclinação de $1/2$. Desta forma, existirá uma redução do valor da carga por área resultante da relação entre o valor da carga aplicada à superfície, que permanece constante, e a área de influência projectada no plano horizontal, que aumenta com a profundidade, até à laje de cobertura das *box-culvert*. Os valores da sobrecarga a actuar nas estruturas estão representados na Tabela A1.2 do Anexo 1.

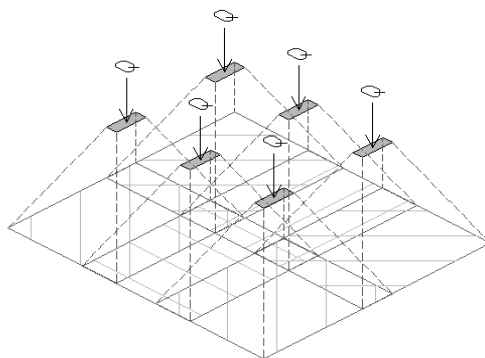


Figura III. 3-Degradação do carregamento do veículo tipo.

A carga do veículo tipo foi calculada no topo da laje de cobertura a partir da seguinte expressão:

$$q_{v.t.} = \frac{6 \times 100}{(((a + 2 \times 1,50) + H_{aterro}) \times ((b + 2,00) + H_{aterro}))}$$

Em que:

a – menor dimensão do rodado;

b – maior dimensão do rodado,

H_{aterro} – altura de solo acima da laje de cobertura.

Devido às diferenças de rigidez entre as estruturas e o solo, é importante ainda contabilizar a acção de atrito negativo ou efeito de Marston. Este efeito surge devido às diferenças que existem entre as deformações do aterro sobre a laje de cobertura das estruturas (que são pouco deformáveis), o que resulta num menor assentamento do solo existente neste local em comparação com os assentamentos que ocorrem nos aterros adjacentes às estruturas que são de maior espessura. Os movimentos relativos entre o solo da parte superior da *box-culvert* e o restante solo causam tensões tangenciais de forma que o solo adjacente como que se “*apoie*” sobre o solo que cobre a estrutura o que por si vai provocar um aumento de carga sobre a mesma. [Ferraz e Lello, 2000]

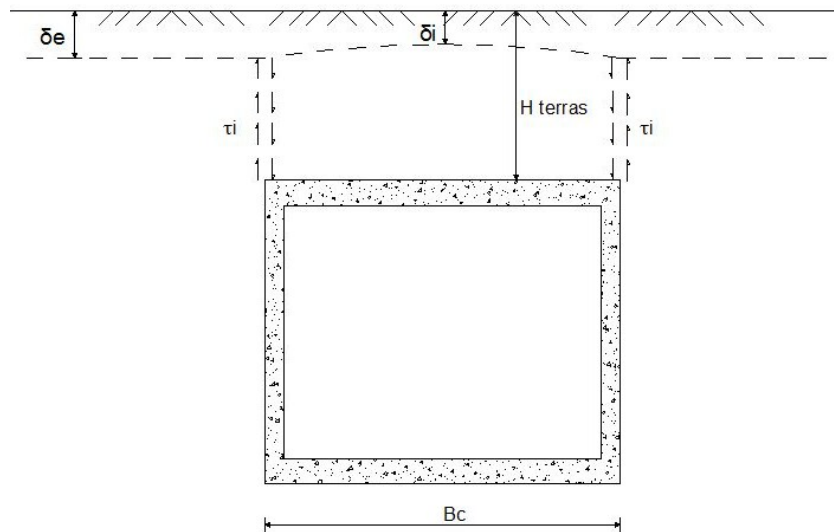


Figura III. 4- Efeito de Marston.

Para o cálculo do aumento de carga devido ao aumento de tensões do solo, foi utilizada uma simplificação da equação de Marston que se indica abaixo, sendo que os resultados do carregamento a aplicar nas estruturas se encontram na Tabela A1. 2 do Anexo 1.

$$q_{\text{atrito neg.}} = \alpha \times (H_{\text{aterro}} \times \gamma_{\text{solo}})$$

$$\alpha = 0,20 \times \frac{H_{\text{aterro}}}{B_c} \leq 0,15$$

Em que:

H_{aterro} – Altura de terras acima da laje de cobertura;

γ_{solo} – peso volúmico do solo (20kN/m^3);

B_c – Largura à linha média da laje de soleira.

III.5 Combinações de acções

Os coeficientes de segurança utilizados no cálculo das combinações foram os valores seguintes, para as diferentes acções.

- Acções permanentes

Peso próprio $\gamma_g = 1,35$ ou $1,0$

Impulsos de terras $\gamma_g = 1,50$ ou $1,0$

- Acções variáveis:

Sobrecargas rodoviárias (Uniforme e veículo tipo)

$$\gamma_q = 1,5 \quad \phi_0 = 0,6 \quad \phi_1 = 0,4 \quad \phi_2 = 0,2 \text{ ou } 0,0$$

III.6 Modelação das estruturas

O dimensionamento das estruturas efectuou-se com recursos a modelos planos, simulados no programa de cálculo automático por elementos de barra para a simulação das lajes e paredes (secção transversal das estruturas). A interacção solo/estrutura na laje de soleira foi modelada através de apoios elásticos verticais, pouco espaçados, sendo a rigidez adoptada para o solo de 10000kN/m^3 . Com base neste valor foi calculada a rigidez a colocar em cada mola consoante as áreas de influência.

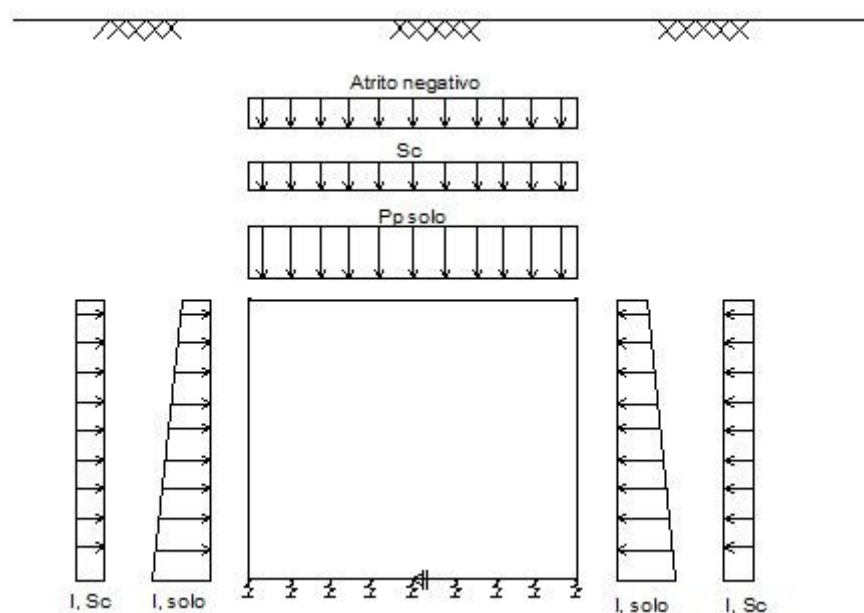


Figura III. 5- Esquema geral da modelação e carregamento dos modelos em estudo.

III.7 Verificação aos Estados Limites Últimos (ULS)

A verificação aos ULS tem como principal objectivo garantir o não colapso parcial ou total das estruturas sendo independentes da sua duração. Para se garantir o não colapso estrutural, ou que a probabilidade da sua ocorrência seja muito reduzida é estimado os valores das acções aplicadas às estruturas por excesso e o valor característico das propriedades dos materiais estruturais por defeito, desta forma tenta-se garantir a salvaguarda de vidas humanas.

Os esforços actuantes nas *box-culverts* foram retirados do programa de cálculo automático, (*SAP2000*) sendo que se efectuou a análise dos efeitos de todas as acções consideradas, das combinações referidas e da envolvente de todas as combinações. De seguida apresentam-se os diagramas de momentos actuantes e esforço transverso obtidos para a estrutura “E”. Este modelo foi o escolhido para demonstrar os passos efectuados para a realização do dimensionamento directo.

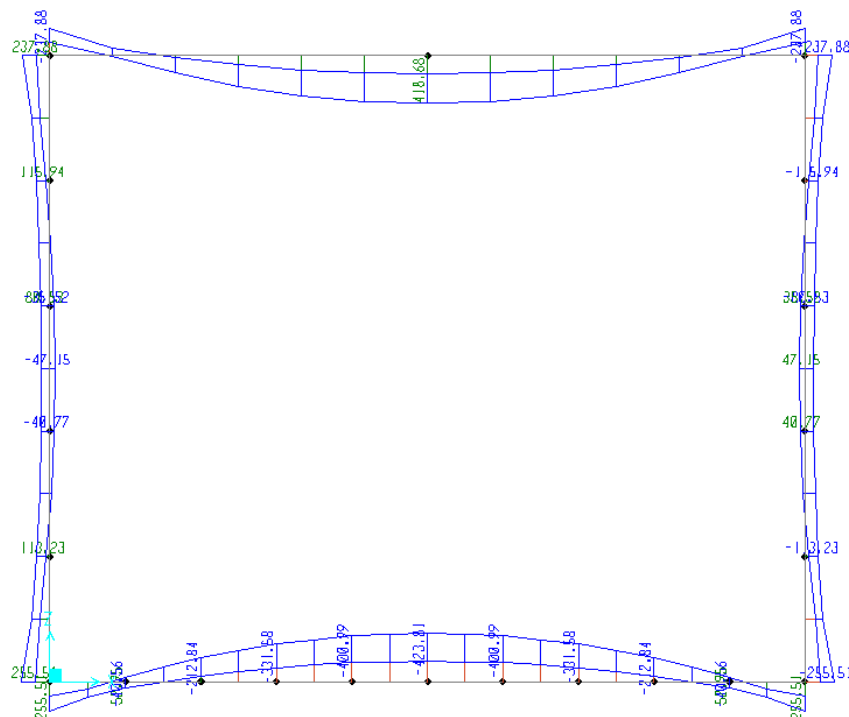


Figura III. 6- Diagrama de momentos para a combinação envolvente da *box-culvert* E.

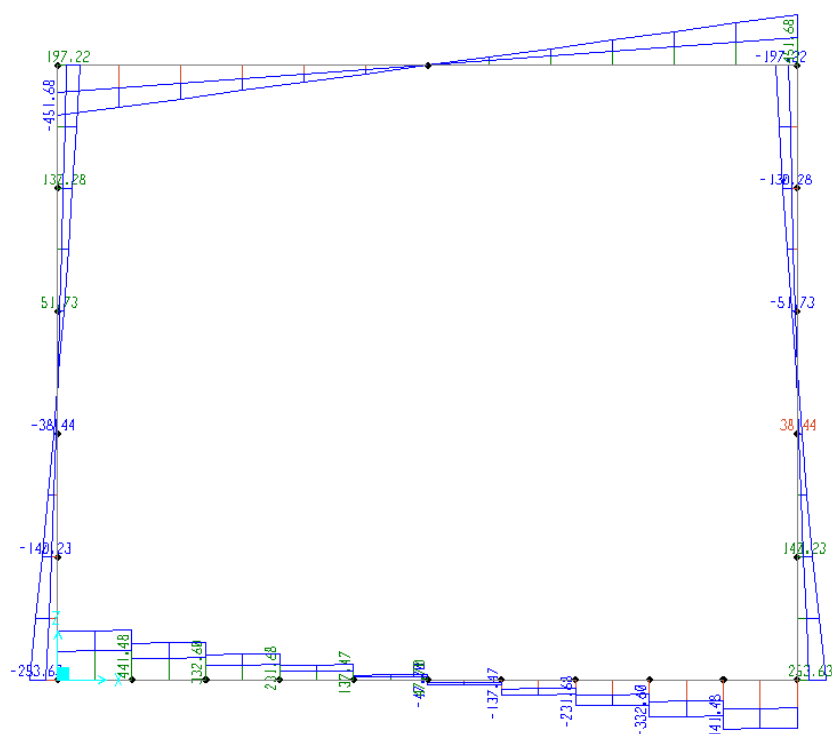


Figura III. 7- Diagrama de esforço transverso para a combinação envolvente da *box-culvert* E.

III.7.1 Paredes

III.7.1.1 Flexão composta

O cálculo das armaduras longitudinais foi elaborado através de tabelas de flexão composta, sendo os cálculos de uma das estruturas exemplificado abaixo Estrutura “E” (de dimensão 4m x 5m e altura de aterro de 4m) e os resultados de todas as estruturas apresentados na Tabela A2. 2 do Anexo 2. As disposições construtivas, ou seja, o cálculo de armaduras máximas e mínimas foram efectuados segundo o ponto 9.6.2 (1) EC2 parte 1.

Estrutura E

Dimensões da secção:

$$b = 1,00\text{m}$$

$$h = 0,30\text{m}$$

$$\frac{d_1}{h} = \frac{0,045}{0,30} = 0,15\text{m}$$

Esforços actuantes

- Extremidade inferior da parede:

$$M_{Ed}=255,51\text{kN.m/m}$$

$$N_{Ed}=496,23\text{kN/m}$$

- Meio-vão da parede:

$$M_{Ed}=47,15\text{kN.m/m}$$

$$N_{Ed}=473,95\text{kN/m}$$

Cálculo da armadura vertical:

- Extremidade da parede:

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{bh^2f_{cd}} = \frac{255,51}{1 \times 0,30 \times 20000} = 0,1419$$

$$\vartheta = \frac{N_{Ed}}{bhf_{cd}} = \frac{496,23}{1 \times 0,30 \times 20000} = 0,0827$$

Do ábaco das tabelas de flexão composta de Vinagre, [2007] obtêm-se $\omega=0,28$.

$$A_{S,tot} = \omega_{tot}bh \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,28 \times 1 \times 0,30 \times \frac{20000}{435000} = 0,002148\text{m}^2/\text{m} \rightarrow 21,48\text{cm}^2/\text{m}$$

- Meio-vão da parede:

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{bh^2f_{cd}} = \frac{47,15}{1 \times 0,30 \times 20000} = 0,0262$$

$$\vartheta = \frac{N_{Ed}}{bhf_{cd}} = \frac{473,95}{1 \times 0,30 \times 20000} = 0,0790$$

Do ábaco das tabelas de flexão composta de Vinagre, [2007] retira-se $\omega=0,016$.

$$A_{S,tot} = \omega_{tot}bh \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,016 \times 1 \times 0,30 \times \frac{20000}{435000} = 0,000227\text{m}^2/\text{m}$$

$$\rightarrow 2,27\text{cm}^2/\text{m}$$

Cálculo da armadura horizontal (distribuição):

O cálculo da armadura de distribuição a colocar nas paredes foi realizado com base em regras de boa prática, assim como com as regras de armadura mínima e máxima estabelecidas no ponto 9.6.3 do EC2-1.1.

$$\begin{aligned} A_{s,h} &= \max\left((0,20\%h); (25\%A_{s,v}); (0,001A_c)\right) = \\ &= \max\left((0,002 \times 0,3); (0,25 \times 0,002148); (0,001 \times 1 \times 0,30)\right) \\ &= 0,0006m^2/m \rightarrow 6,00cm^2/m \end{aligned}$$

III.7.1.2 Esforço transverso

Para a verificação do esforço transverso nas paredes aplicou-se a fórmula (6.2.a/b) do ponto 6.2.2 do EC2 -1, sendo esta fórmula destinada aos elementos em que não é exigida a aplicação de armadura de esforço transverso. A verificação foi efectuada, tanto para a parcela do esforço transverso como para a combinação do esforço transverso e do esforço axial, uma vez que estes elementos estão sujeitos a esforços axiais consideráveis. É ainda de referir que com a adição do esforço axial existente nos elementos, na verificação o valor do esforço transverso resistente foi superior ao esforço transverso actuante. Desta forma não é necessário, a colocação de armadura transversal, o que não se verificava sem a parcela da tensão de compressão no betão devido ao esforço normal. Os resultados da verificação ao esforço transverso das paredes estão no Anexo 2, Tabela A2. 3.

Estrutura E

Dimensões da secção:

$$b = 1,00m$$

$$h = 0,30m / d = 0,25m$$

Esforços actuantes na base da parede (valor mais condicionante):

$$V_{Ed} = 202.09 \text{ kN/m}$$

Verificação do esforço transverso:

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} K (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + K_1 \sigma_{cp} \right] b_w d$$

com o mínimo de:

$$V_{Rd,c} = \left((0,035 K^{3/2} f_{ck}^{1/2}) + K_1 \sigma_{cp} \right) b_w d$$

dados:

$$C_{Rd,c} = 0,12$$

$$K = 1,89$$

$$K_1 = 0,15$$

$$\rho_l = 0,0103$$

$$\sigma_{cp} = 1,65 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} V_{Rd,c} &= \left[\left[0,12 \times 1,89 \times (100 \times 0,0103 \times 30)^{1/3} + 0,15 \times 1,65 \right] 1000 \right. \\ &\quad \left. \times 250 \right]; \left[(0,035 \times 1,89^{3/2} 30^{1/2}) + 0,15 \times 1,65 \right] 1000 \times 250 \\ &= 240393 \text{ N/m} \rightarrow 240,4 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Como $V_{Rd,c} > V_{Ed}$, a estrutura não necessita de armadura de esforço transverso.

III.7.2 Lajes

III.7.2.1 Flexão

As áreas de armadura dos varões de flexão a colocar nas lajes das *box-culvert* foram calculadas a partir das fórmulas simplificadas, sendo que os resultados obtidos estão na Tabela A2. 4 do Anexo 2. As análises às disposições construtivas, como o cálculo de armaduras máximas e mínimas, foram efectuadas segundo o ponto 9.2.1.1 do EC2- 1, sendo que os resultados para todas as estruturas podem ser consultados na tabela indicada acima.

Estrutura E

Dimensões da secção:

$$b = 1,00\text{m}$$

$$d = 0,36\text{m}$$

Esforços actuantes

- Extremidade da laje:

$$M_{Ed} = 255,85 \text{ kN.m/m}$$

- Meio-vão da laje:

$$M_{Ed} = 423,81 \text{ kN.m/m}$$

Cálculo da armadura longitudinal:

- Extremidade da laje:

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{bh^2f_{cd}} = \frac{255,85}{1 \times 0,30 \times 20000} = 0,099$$

$$\omega = \frac{1 - \sqrt{1 - 2,056\mu}}{1,028} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2,056 \times 0,099}}{1,028} = 0,104$$

$$A_s = \omega bd \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,104 \times 1,00 \times 0,36 \times \frac{20000}{435000}$$

$$= 0,001726 \text{ m}^2/\text{m} \rightarrow 17,26 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- Meio vão da laje:

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{bh^2f_{cd}} = \frac{423,81}{1 \times 0,30 \times 20000} = 0,164$$

$$\omega = \frac{1 - \sqrt{1 - 2,056\mu}}{1,028} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2,056 \times 0,164}}{1,028} = 0,180$$

$$A_s = \omega bd \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,180 \times 1,00 \times 0,36 \times \frac{20000}{435000}$$

$$= 0,002983 \text{ m}^2/\text{m} \rightarrow 29,83 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Cálculo da armadura de distribuição:

Para o cálculo da armadura de distribuição foram tidos em conta os pressupostos do ponto 9.3.1.1(2) do EC2-1.1 e ainda regras de boa prática tendo o cálculo sido realizado através da seguinte expressão.

$$\begin{aligned} A_{s,h} &= \text{máx}((0,20\%h); (20\%A_s)) = \\ &= \text{máx}((0,002 \times 0,40); (0,20 \times 0,002983)) = 0,0008\text{m}^2/\text{m} \\ &\rightarrow 8,00\text{cm}^2/\text{m} \end{aligned}$$

III.7.2.2 Esforço transversal

O cálculo da verificação às armaduras de esforço transversal foi realizado pela equação (6.2.a/.b), do ponto 6.2.2 do EC2-1, sendo exemplificado abaixo para uma estrutura e para consulta no Anexo 2, Tabela A2. 6 os resultados obtidos para todas as box-culverts analisadas.

Estrutura E

Dimensões da secção:

$$b = 1,00\text{m}$$

$$h = 0,40\text{m} / d = 0,36\text{m}$$

Dados:

$\theta = 30^\circ$ (De acordo com o EC2 e o respectivo Anexo Nacional, o valor de $\cot\theta$ deve estar contido entre $1 \leq \cot\theta \leq 2.5$, como valor de $v_{Ed} < 0.1$ para todas as estruturas, adoptou-se o valor de $\theta = 30^\circ$)

$$z = 0,90 \times d = 0,90 \times 0,36 = 0,324\text{m}$$

$$z \cot\theta = 0,324 \times \frac{1}{\tan 30} = 0,56\text{m}$$

Esforços actuantes da laje de cobertura (valor mais condicionante):

$$V_{Ed}=356,23 \text{ kN/m}$$

Verificação do esforço transverso:

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} K (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} \right] b_w d$$

com o mínimo de:

$$V_{Rd,c} = \left(0,035 K^{3/2} f_{ck}^{1/2} \right) b_w d$$

dados:

$$C_{Rd,c} = 0,12$$

$$K=1,75$$

$$\rho_l = 0,0112$$

$$\begin{aligned} V_{Rd,c} &= \left[\left[0,12 \times 1,75 \times (100 \times 0,0112 \times 30)^{1/3} \right] \times 1000 \right. \\ &\quad \left. \times 360 \right]; \left[\left(0,035 \times 1,75^{3/2} 30^{1/2} \right) \times 1000 \times 360 \right] \\ &= 243162,2 \text{ N/m} \rightarrow 243,16 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Como $V_{Rd,c} < V_{Ed}$, a estrutura necessita de armadura de esforço transverso.

Para obter a armadura de esforço transverso, primeiro calculou-se o valor de esforço resistente máximo pela equação (6.9) do ponto 6.2.3(3) do EC2-1, e de seguida calculou-se a área de armadura de esforço transverso como indicado abaixo, os resultados de todas as estruturas estão na Tabela A2. 6 do Anexo 2 para consulta.

Verificação do esforço transverso máximo:

$$V_{Rd,máx} = \frac{\alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd}}{(\cot\theta + \tan\theta)}$$

dados:

$$\alpha_{cw} = 1 - EC2 - 1 \text{ ponto } 6.2.3 (3) \text{ nota } 3$$

$$v_1 = v - EC2 - 1 \text{ ponto } 6.2.3(3) \text{ nota } 2$$

$$v = 0,60 \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] \quad (f_{ck} \text{ em MPa})$$

$$V_{Rd,max} = \frac{1 \times 1 \times 0,324 \times \left(0,6 \left[1 - \frac{30}{250} \right] \right) \times 20000}{\cot 30^\circ + \tan 30^\circ} = 1481,53 \text{ kN/m}$$

Cálculo da área de armadura de esforço transverso:

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{Ed}^{z \cot \theta}}{f_{yd} z \cot \theta} = \frac{356,23}{435000 \times 0,324 \times \cot 30^\circ} = 0,00146 \text{ m}^2/\text{m}$$

$$\rightarrow 14,60 \text{ cm}^2/\text{m}$$

III.8 Verificação aos Estados Limites de Utilização (SLS)

Na verificação aos SLS o fundamental será garantir a boa funcionalidade das estruturas, podendo ser efectuadas verificações para as deformações excessivas, vibrações excessivas e fissuração das peças de betão armado que pode conduzir à corrosão das armaduras. Para as *box-culvert* a verificação à fendilhação é mais condicionante que as deformações, para as estruturas betonadas “in situ”. Já para as *box-culverts* pré-fabricadas as deformações serão mais condicionantes devido à união entre as duas peças em forma de “U” que perfazem a estrutura. Na zona de união entre as duas peças existe a formação de uma rótula que impede a continuidade dos momentos e permite que estas estruturas possam sofrer maiores deslocamentos sem que ocorram danos significativos.

Ao contrário dos estados limites últimos, para as verificações desenvolvidas neste ponto a combinação que se utiliza para a obtenção dos esforços actuantes nas estruturas é para as acções quase permanente (valor

que tem probabilidade de ser excedido 50% da vida útil da estrutura), desta forma os resultados obtidos serão inferiores aos anteriores, uma vez que estas acções pretendem garantir o bom aspecto e a funcionalidade das estruturas e não o colapso.

A Figura III. 8 foi retirada do programa *SAP2000* e representa o diagrama de momentos actuantes para a combinação quase permanente para a estrutura “E”.

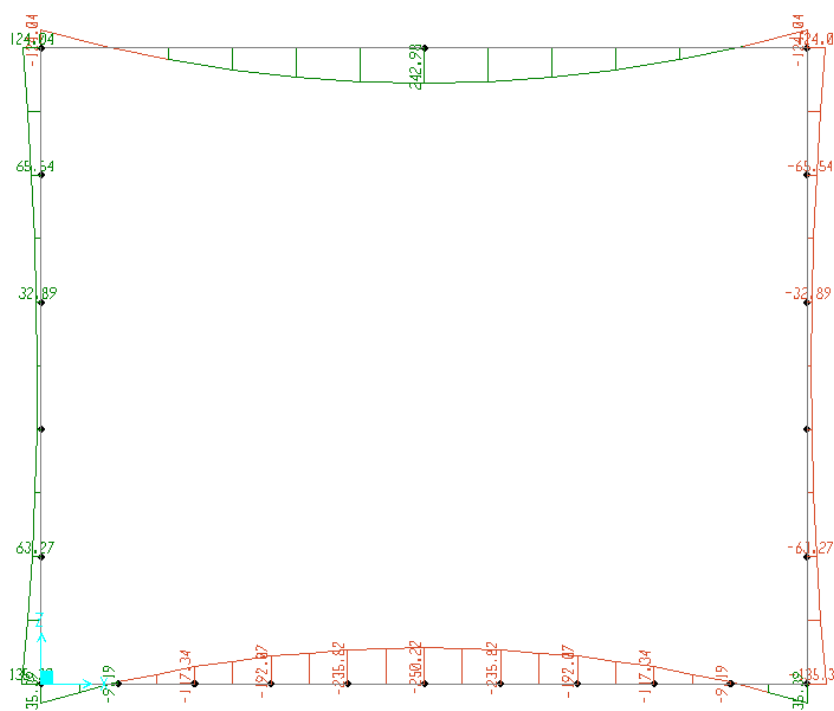


Figura III. 8- Diagrama de momentos para a combinação de acções quase permanentes da *box-culvert* E.

III.8.1 Controlo da fendilhação

O controlo da fendilhação, ou seja, o cálculo da largura de fenda foi realizado segundo o ponto 7.3.4 do EC2-1 e posteriormente comparado com os valores recomendados apresentados no quadro 7.1N do EC2-1. A verificação da fendilhação foi realizada através do programa de cálculo automático *Flexão* (desenvolvido por Brito, 2005), sendo os resultados da análise para o meio-vão da laje de cobertura (local mais condicionante) da Estrutura “E” indicados abaixo, e os valores obtidos para as restantes estruturas indicados em forma

de tabela no Anexo 2 Tabela A2. 9 para os valores das paredes e na Tabela A2. 10 para os resultados da verificação das lajes.

Estrutura E

Esforço actuante no meio-vão:

$$M_{Ed} = 250,22 \text{ kNm/m}$$

Dimensões da secção:

$$b = 1,00\text{m}$$

$$h = 0,40\text{m} / d = 0,36\text{m}$$

Armadura longitudinal a meio-vão:

$$\text{Armadura superior: } A_s = 15,71 \text{ cm}^2/\text{m} - \text{Ø}20//0,20$$

$$\text{Armadura inferior: } A_s = 40,25 \text{ cm}^2/\text{m} - \text{Ø}20//0,20 + \text{Ø}25//0,20$$

Fendilhação

Género de Secções
 Secções Gerais Secções Standard

Secção [ES_000001] - Rect_100x40_B35_A500_f20a.2_f20a.2+f25a.2

Rotação do Referencial 0.000

Esforços actuantes
 N 0.00 kN
 M 250.22 kNm

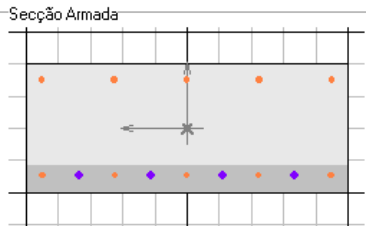
Duração da acção Intermédia
 Combinação Outra

Incluir Armadura nos Esforços de Fendilhação

Esforços de Fendilhação
 Proporcionais à acção
 N constante
 M constante

Regulamento
 REBAP ACI
 EC2 (1998) BS
 EC2 (2002 Abr) EHE

Secção Armada



Área 0.4000 m²
 Aço 51.06 cm²
 Taxa 1.276 %

Afastamento máximo das Fendas		Extensão do aço (devido aos esforços)			
Afastamento máximo entre Fendas	s _{max}	0.233 m	Extensão das armaduras	ε _{sm}	0.855 ‰
Recobrimento	c	0.040 m	Tensão máxima de tracção	σ _s	233.565 MPa
Características de Aderência	k ₁	0.800	Módulo de elasticidade do aço	E _s	210.000 GPa
Distribuição de extensões	k ₂	0.5000	Coefficiente de homogeneização ...	α	13.125
Extensão Fibra mais traccionada ..	ε ₁	1.3806 ‰	Coefficiente de permanência	k _t	0.500
Extensão Fibra menos traccionada ..	ε ₂	0.0000 ‰	Resistência à tracção do betão	f _{ct,eff}	2 800 kPa
Diâmetro dos varões traccionados	φ	22.5 mm			
Área da armadura traccionada	A _s	35.346 cm ²			
Área de betão fendilhada	A _{c,r}	900.158 cm ²			

Resultados

Afastamento entre Fendas s_{max} 0.233 m

Extensão das armaduras ε_{sm} 0.855 ‰

Abertura de Fendas (característico) w_k 0.200 mm

Status na avaliação da fendilhação OK

Figura III. 9- Resultado da verificação à fendilhação para momentos positivos na laje de cobertura do modelo E.

III.8.2 Controlo da deformação

O controlo das deformações foi calculado de forma indirecta, ou seja, realizou-se a verificação do limite de vão/altura pela aplicação da equação (7.16.a); (7.16.b) do ponto 7.4.2 do EC2-1 e comparou-se com os valores de cada elemento estrutural. Sendo que a equação anterior teria necessariamente de ser corrigida através da equação (7.17) do mesmo ponto do EC2-1, de modo a garantir que o valor de tensão na secção fendilhada corresponde à tensão real.

No caso de o valor de vão/altura ser inferior ao limite imposto pela equação (7.16.a); (7.16.b) do ponto 7.4.2 do EC2-1, será razoável admitir-se que a flecha não excederá os limites estabelecidos sem a realização do cálculo explícito da flecha. No entanto, foi efectuado o cálculo da flecha a longo prazo através do método dos coeficientes globais para uma das estruturas em análise, (Estrutura “E”) para desta forma, poder garantir que o limite da relação vão/altura realmente pode ser empregue como verificação ao controlo da deformação, no caso das *box-culverts*.

Os resultados da análise do controlo indirecto da deformação encontram-se no Anexo 2 Tabela A2. 11 para a verificação efectuada para as paredes e na Tabela A2. 12 os resultados da verificação das lajes. Posteriormente indicam-se como foram realizados os cálculos para a estrutura “E”, e efectua-se o cálculo da verificação para a flecha a longo prazo.

Estrutura E

Dados da secção:

$$b = 1,00\text{m}$$

$$h = 0,40\text{m} / d = 0,36\text{m}$$

Armadura longitudinal a meio-vão:

$$\text{Armadura superior: } A_s = 31,42 \text{ cm}^2/\text{m} - \text{Ø}20//0,10$$

$$\rho' = \frac{31,42 \times 10^{-4}}{1,00 \times 0,36} = 0,008$$

$$\text{Armadura inferior: } A_s = 40,25 \text{ cm}^2/\text{m} - \text{Ø}20//0,20 + \text{Ø}25//0,20$$

$$\rho = \frac{40,25 \times 10^{-4}}{1,00 \times 0,36} = 0,010$$

Valor de vão/altura da laje em análise:

$$\frac{l}{d} = \frac{5,30}{0,36} = 14,72$$

Cálculo de vão/altura limite através da equação (7.16.b) EC2-1:

Dados:

$K=1,3$ – valor retirado do quadro 7.4N, EC2-1

$$\rho_0 = \sqrt{f_{ck}} 10^{-3} = \sqrt{30} \times 10^{-3} = 0,0055$$

$$\begin{aligned} \frac{l}{d} &= \left[K \left[11 + 1,5 \sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho - \rho'} + \frac{1}{12} \sqrt{f_{ck}} \sqrt{\frac{\rho'}{\rho_0}} \right] \right] = \\ &= \left[1,3 \left[11 + 1,5 \times \sqrt{30} \frac{0,0055}{0,010 - 0,008} + \frac{1}{12} \sqrt{30} \times \sqrt{\frac{0,008}{0,0055}} \right] \right] \\ &= 44,39 \end{aligned}$$

Ajustar o valor das armaduras de acordo com equação (7.17) do ponto 7.4.2(2) do EC2-1.1:

$$\begin{aligned} \left(\frac{l}{d} \right) \times \left[\frac{300}{\sigma_s} = \frac{500}{(f_{yk} A_{s,req} / A_{s,prov})} \right] &= \\ = 44,39 \times \left[\frac{500}{(30 \times (15,98 \times 10^{-4}) / 31,42 \times 10^{-4})} \right] &= 58 \end{aligned}$$

Como a relação vão/altura da laje em análise é de 14,72 e o valor limite já ajustado aos parâmetros das armaduras aplicadas no modelo é de 58, fica aferido que a relação do vão/altura é inferior ao valor limite.

- Verificação da flecha a longo prazo da laje (Método dos coeficientes globais):

Determinação do momento de fendilhação da laje:

Esforço actuante no meio-vão:

$$M_{Ed} = 250,22 \text{ kNm/m}$$

Cálculo do momento de fendilhação:

$$M_{cr} = \frac{bh^2 f_{ctm}}{6} = \frac{1 \times 0,40^2 \times 2900}{6} = 77,33 \text{ kNm/m}$$

Dados:

$$\alpha\rho = 6,061 \times 0,010 = 0,0678$$

$M_{Ed} > M_{cr}$ – Estado II

$$\frac{M_{cr}}{M_{Ed}} = \frac{77,33}{250,22} = 0,309 \rightarrow \text{Estado II}$$

$a_c = 3,547\text{mm}$ (valor de flecha retirado do SAP 2000 para combinação quase permanente)

Através dos ábacos de Vinagre, [2007] retira-se:

$$K_t = 2,9$$

$$\eta = 0,84$$

Cálculo da flecha a longo prazo:

$$a_t = \left(\frac{h}{d}\right)^3 \eta k_t a_c = \left(\frac{0,40}{0,36}\right)^3 \times 0,84 \times 2,9 \times 3,547 = 11,853 \text{ mm}$$

Valor limite da flecha é:

$$\frac{l}{250} = \frac{5300}{250} = 21,1\text{mm}$$

O cálculo explícito da flecha a longo prazo foi realizado apenas para a Estrutura “E”, de forma a demonstrar que a verificação do valor de vão/altura é por si só, garantia que a flecha a longo prazo também será inferior ao valor limite indicado pelo regulamento para as estruturas em análise nesta dissertação.

IV. CAPACIDADE DE DEFORMAÇÃO DE *BOX-CULVERTS*

IV.1 Introdução

A acção sísmica em edifícios ou pontes é considerada através da imposição de forças horizontais às estruturas. Já no caso das estruturas subterrâneas em análise, uma vez que se encontram totalmente cobertas por solo, a acção sísmica deverá ser tida em conta como um deslocamento horizontal imposto pelo solo circundante, que domina o comportamento dinâmico do conjunto, pois a sua massa é muito superior à da estrutura. Assim as estruturas subterrâneas, ao contrário das estruturas que se desenvolvem acima do solo só terão de suportar os deslocamentos impostos pelo solo sem perder a sua capacidade de suporte das restantes cargas presentes durante o sismo. No entanto terá de se garantir que as estruturas sejam dotadas de ductilidade necessária por forma a comportar as deformações impostas pelo solo.

Dado que as análises efectuadas recaem sobre deslocamentos impostos, é conveniente realçar que o estudo foi feito com base na comparação dos valores exigidos e disponíveis de grandezas cinemáticas como deslocamentos, curvaturas e extensões dos materiais, uma vez que são estes parâmetros que permitem aferir a capacidade de deformação de uma estrutura. Ao contrário, o dimensionamento de estruturas correntes é realizado para os esforços actuantes, sendo a ductilidade da estrutura considerada através da aplicação de coeficientes de comportamento.

No ponto 6.7.4 do EC8-2, encontra-se a forma como este regulamento prescreve o dimensionamento das *culverts* para a acção sísmica, que se realizou através do cálculo das distorções. É de salientar que o regulamento não refere explicitamente a forma de ter em conta os deslocamentos, sendo deixado ao critério de cada projectista. Pode assim ser efectuado como o cálculo de edifícios e pontes, ou seja, efectuar o cálculo de forma linear e considerar os efeitos não-lineares através dos coeficientes de comportamento, o que não será a abordagem mais correcta [Brito, 2011].

Neste capítulo serão apresentadas as análises efectuadas para dois estudos. O primeiro (ponto IV.3) em regime linear onde se determinou a capacidade de deformação das *box-culverts* cujo dimensionamento não contabiliza explicitamente a acção sísmica, com o intuito de conhecer o limite a partir do qual é necessário considerar efectivamente essa acção. O segundo (ponto IV.4.4) para situações em que as distorções impostas pelo solo circundante ultrapassem os limites anteriormente estabelecidos. Neste segundo caso foi essencial proceder-se a um dimensionamento específico (ponto IV.4.3), sendo necessário dotar as estruturas de capacidade de deformação (distorção) adequada, mantendo a capacidade resistente para as restantes acções. Explorou-se explicitamente o regime pós-elástico do comportamento do betão armado, recorrendo ao conceito do “Capacity Design” e procedendo-se a análises fisicamente não-lineares. A capacidade de deformação dos elementos de betão armado é fundamentalmente condicionada pelo confinamento do betão, pelo que o assunto também foi alvo de uma breve descrição.

IV.2 Distorção

IV.2.1 Distorção do Solo

Como referido no ponto anterior a acção sísmica foi considerada como um deslocamento imposto, sendo por isso importante o cálculo das distorções ocorridas tanto ao nível do solo como das próprias estruturas.

A capacidade de deformação do solo deve ser analisada considerando a degradação das propriedades do solo, ou de forma mais específica para as *culverts* a distorção do solo no *free-field* provocada pela acção sísmica pode ser calculada de acordo com a seguinte expressão retirada do ponto 6.7.4 do EC8-2, quando o recobrimento de terras acima da *culvert* for superior a metade do seu vão.

$$\gamma_s = \frac{v_g}{v_s} \quad (4.1)$$

Em que:

v_g - velocidade de pico à superfície;

v_s - velocidade das ondas de corte associada às deformações do solo causadas pelo sismo (Tabela 4.1 EC8 parte 5)

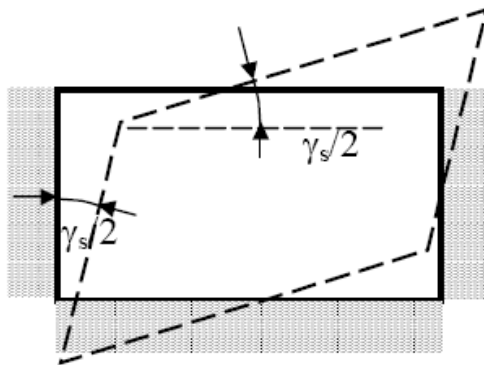


Figura IV. 1- Deformação do solo. (EC8-2)

A velocidade de pico à superfície é obtida através da seguinte expressão retirada do ponto 6.6.4 do EC8-2.

$$v_g = 0,16 \times S \times T_c \times a_g \quad (4.2)$$

Em que:

S - coeficiente de solo;

T_c - limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante;

a_g - valor de cálculo da aceleração para um terreno tipo A ($a_g = \gamma_I \cdot a_{gR}$)

Através do cálculo das expressões indicadas será simples analisar as deformações para qualquer tipo de solo onde se poderá realizar uma obra do género das estruturas aqui analisadas, e desta forma saber até que ponto terá a estrutura de ser dotada de capacidade de deformação para acomodar as distorções do solo sem colapsar e/ou sofrer danos elevados. Neste estudo, de modo a existir um valor de distorção do solo para posterior comparação com os valores de distorção máxima admissível que os modelos estruturais analisados poderão acomodar, efectuou-se o cálculo da distorção para um solo tipo C no Concelho de Portimão, tanto para a acção sísmica tipo 1 (epicentro afastado) como para a acção sísmica tipo 2 (epicentro próximo), uma vez que este Concelho se situa na zona em que a acção sísmica com epicentro afastado (tipo 1) é mais gravosa. Este tipo de solo será semelhante aos solos utilizados como material de aterro.

Zona sísmica	S	T_c (s)	a_g (m/s ²)	v_g (m/s)	v_s (m/s)	γ_s (‰)
1.1	1.30	0.60	2.5	0.312	200.00	1.560
2.3	1.50	0.25	1.7	0.102		0.510

Tabela IV. 1- Cálculo da distorção do solo.

Os valores de S , T_c e a_g que se encontram na Tabela IV. 1 foram retirados do Anexo nacional do EC8-1 (versão de 17 Junho de 2009). Tendo em conta o tipo de acção sísmica e o tipo de solo os valores de v_g e γ_s foram calculados através da equação (4.2) e (4.1) respectivamente. O valor de distorção do solo mais gravoso é o de 1.56‰, que corresponde à acção sísmica tipo 1, ou seja com epicentro afastado.

IV.2.2 Distorção das estruturas

Para a obtenção dos valores de distorções reais que ocorrem nas estruturas de betão armado, quando é imposto um deslocamento horizontal relativo entre as lajes da *box-culvert*, efectuou-se um cálculo simplificado conforme indicado na equação seguinte. As variáveis utilizadas identificadas na Figura IV. 2 (deslocamentos nos vértices da estrutura), permitem representar a deformação que ocorre na secção transversal genérica das *box-culverts* analisadas, quando sujeitas a um campo de deslocamentos horizontais.

$$\gamma_{real} = \frac{\delta_{h1} - \delta_{h2}}{\Delta y} - \frac{\delta_{v1} - \delta_{v2}}{\Delta x} \quad (4.3)$$

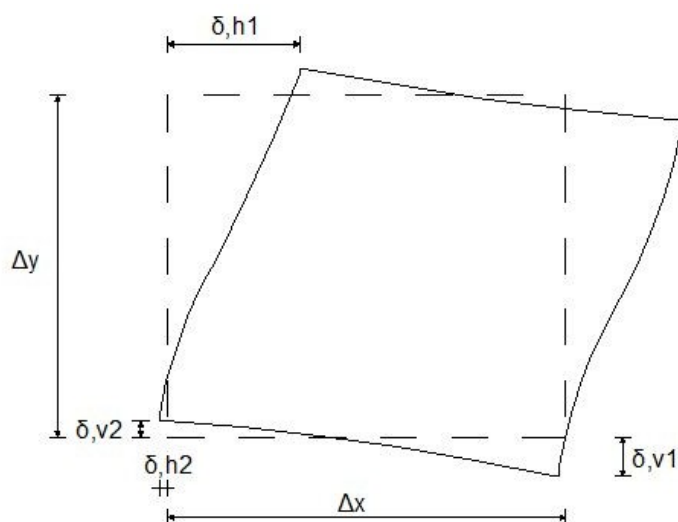


Figura IV. 2- Modo da deformada geral da secção transversal dos modelos analisados.

IV.3 Regime elástico

Para o dimensionamento directo das estruturas correntes é habitual a modelação das estruturas realizar-se em regime elástico, sendo posteriormente contabilizada a acção sísmica através de coeficientes de comportamento e dessa forma tem-se em conta o regime pós elástico do betão armado.

Devido ao exposto, a seguinte análise foi efectuada somente para o regime elástico de modo a posteriormente, se poder comparar valores obtidos para os diferentes modos de análise realizados nesta dissertação.

Foram desenvolvidas duas análises para os modelos estruturais já apresentados, a primeira através do programa de cálculo automático *SAP2000*, e uma segunda análise através do programa *Pier* (desenvolvido por Brito, A.).

Os valores das propriedades dos materiais utilizados neste estudo foram os valores de cálculo (dimensionamento) que vêm indicados no capítulo 3 do EC2-1.1, que seriam os valores a utilizar no caso de um dimensionamento corrente, sendo os valores específicos para os materiais aço A500 e betão C30/37, os indicados na Tabela IV. 2.

Propriedades do Betão		Propriedades do Aço	
Tensão máxima (MPa) [f_{cm}]	20	Tensão de cedência (MPa) [f_{yd}]	435
Módulo de elasticidade (GPa) [$E_{c,28}$]	27.085	Módulo de elasticidade (GPa) [E]	210

Tabela IV. 2- Propriedades dos materiais (valores de dimensionamento).

IV.3.1 Análises realizadas

IV.3.1.1 Análise realizada através do Programa *SAP2000*

Para esta análise, inicialmente obtiveram-se os momentos e curvaturas de cedência das paredes para cada uma das secções transversais, posteriormente, através do programa *SAP2000*, retirou-se o momento actuante devido às cargas permanentes (M_{CP}) e o momento actuante quando imposto à estrutura um deslocamento horizontal unitário (M_{1cm}). Com base nos valores do momento de cedência e curvatura de cedência calculou-se a rigidez secante da

secção ($EI_{sec.} = \frac{M_y}{\chi_y}$), tendo conhecimento da rigidez, determinaram-se os valores das curvaturas para os momentos obtidos através do *SAP2000*. Uma vez que eram conhecidas as curvaturas, calculou-se o deslocamento máximo horizontal que a estrutura consegue comportar em regime linear através da seguinte expressão:

$$\delta_{m\acute{a}x} = \frac{\chi_y - \chi_{CP}}{\chi_{\delta=1cm}} \quad (4.4)$$

Posteriormente para determinar a distorção admissível dos modelos em análise, no programa de cálculo automático foi aplicado o deslocamento horizontal relativo máximo para cada estrutura e através dos deslocamentos dos vértices da secção transversal das *box-culverts* calculou-se a distorção real (γ) de cada uma, através da equação (4.3).

Box-culvert	Secção analisada (*)	M_y (kNm)	χ_y ($m^{-1}/\text{‰}$)	$EI_{sec.}$ (kNm^2)	M_{CP} (kNm)	χ_{CP} ($m^{-1}/\text{‰}$)	$M_{\delta=1cm}$ (kNm)	$\chi_{\delta=1cm}$ ($m^{-1}/\text{‰}$)	$\delta_{m\acute{a}x.}$ (cm)	γ (‰)
A	parede da esquerda	51.32	18.700	2744.39	28.37	10.337	12.99	4.733	1.77	1.024
B	parede da esquerda	88.53	14.230	6221.36	48.26	7.757	14.07	2.262	2.86	1.377
C	parede da esquerda	137.44	11.370	12087.95	87.09	7.205	14.78	1.223	3.41	1.664
D	parede da direita	198.84	17.740	11208.57	93.85	8.373	36.7	3.274	2.86	2.776
E	parede da direita	268.52	13.630	19700.66	156.38	7.938	45.08	2.288	2.488	1.857
F	parede da direita	493.46	13.115	37625.85	273.49	7.269	52.28	1.389	4.21	2.165
G	parede da direita	772.86	9.430	81957.58	427.05	5.211	92.38	1.127	3.74	2.604
H	parede da direita	919.57	8.080	113808.17	584.35	5.135	109.91	0.966	3.05	1.739
I	parede da direita	1319.68	5.660	233159.01	820.68	3.520	138.36	0.593	3.607	1.415

Tabela IV. 3- Resultados obtidos para a análise linear realizada através do programa *SAP2000*.

Nota: (*) para a parede da esquerda a secção analisada foi a extremidade inferior, para a parede da direita a secção analisada foi a extremidade superior.

Através da observação dos resultados obtidos através da análise linear realizada com o auxílio do programa *SAP2000* para os valores da capacidade

máximos de deformação das estruturas constata-se as distorções dos modelos variam entre os 1 a 2.80‰, o que são valores relativamente baixos, sendo que será de esperar aumentos significativos para as análises realizadas em regime não-linear. É ainda relevante indicar que os modelos estruturais denominados pelas letras A, D e G, ou seja os que têm menor alturas de aterro, são os que suportam maiores valores de distorção, uma vez que serão as estruturas que apresentam menores esforços axiais. Como a presença de esforço normal nos elementos de betão armado provoca um aumento da dimensão da zona comprimida da secção transversal, o que conduz ao acréscimo da extensão de compressão, leva a que a rotura se dê para curvaturas inferiores, que teriam se os modelos não estivessem sujeitos a esforço axial [Brito, 2011].

IV.3.1.2 Análise realizada através do Programa *Pier*

O programa *Pier* efectua análises de estruturas planas em regime não-linear para carregamentos monotónicos a partir da formulação do método dos deslocamentos [Brito, 2011], sendo os resultados obtidos sob a forma de esforços, deformada das estruturas, curvaturas e extensões.

Para a modelação das estruturas foram criados os elementos barra conforme indicado na Figura IV. 3. Como no programa *Pier* não se definem as propriedades dos materiais, as diferentes secções que constituem cada elemento foram desenvolvidas inicialmente noutro programa e posteriormente exportadas para que se possa realizar a análise.

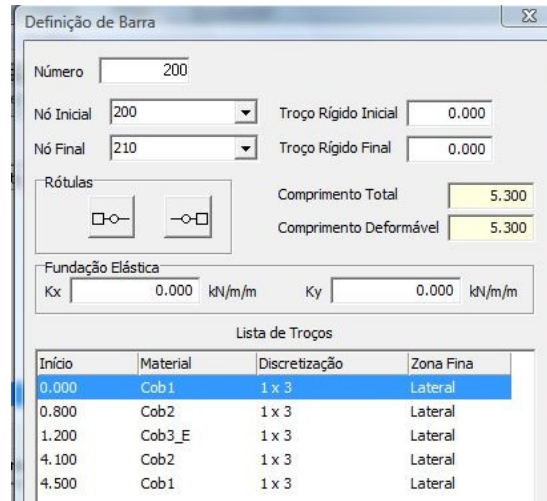


Figura IV. 3- Exemplo de definição de elementos de barra através do programa Pier.

A modelação dos apoios das estruturas foi efectuada colocando-se molas verticais, conforme já mencionado no capítulo III para restringir os movimentos verticais devido às cargas permanentes. Para os movimentos horizontais e, uma vez, que se iria aplicar um deslocamento horizontal no topo superior da parede da esquerda, restringiu-se o deslocamento horizontal no nó mais à direita da base conforme indicado na Figura IV. 4.

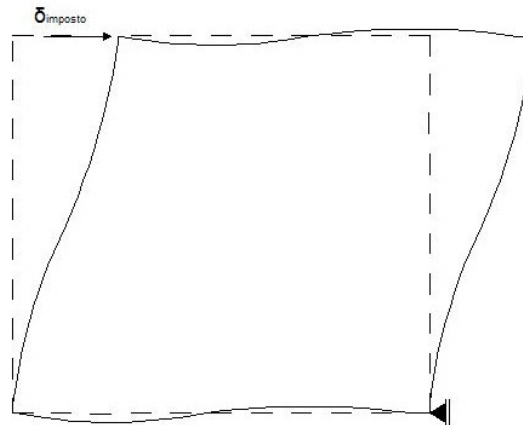


Figura IV. 4- Modo de imposição de deslocamentos horizontais às estruturas.

Para que a análise fosse efectuada até ao patamar de cedência das armaduras, na definição inicial das secções foi admitido que a extensão máxima das armaduras seria o valor da cedência do aço A500, ou seja, a extensão máxima considerada para as armaduras tomou o valor de 2.071‰.

Seria espectável que os valores de distorções e deslocamentos máximos fossem idênticos aos obtidos na análise anterior, sendo realizada esta análise inicialmente apenas para comparação de resultados. No entanto através da leitura dos resultados obtidos que estão indicados na Tabela IV. 4, conclui-se que somente os valores de momentos e curvaturas de cedência ficaram aproximadamente análogos aos da análise realizada no *SAP2000*. O valor médio de deslocamento máximo admissível para os modelos estruturais analisados foi de 5.8 cm, sendo que o modelo G que é do grupo de modelos estruturais maiores com 6.00mx8.00m e têm 2.00m de solo acima da laje de cobertura, obteve o valor mais elevado de deslocamento máximo admissível com 8.11cm. O valor de máxima capacidade de distorção para os modelos analisados varia entre os 4.26‰ para o modelo C que tem 2.50mx2.50m e altura de aterro de 6m aos 11.39‰ do modelo D que tem a dimensão de 4.00mx5.00m e altura de aterro de 2.00m. Seria expectável que as menores distorções ocorressem nas estruturas com maiores valores de esforço axial (modelos C, F, H e I), já que a sua ductilidade será mais reduzida que para as restantes estruturas.

Box-culverts	Secção analisada (*)	N (kN)	M _y (kNm)	χ _y (m ⁻¹ /‰)	E _I sec. (kNm ²)	δ _{máx, y} (cm)	γ (‰)
A	parede da esquerda	41.00	51.37	17.725	2898.17	3.63	6.4915
B	parede da esquerda	92.00	88.65	14.257	6218.00	4.41	5.3929
C	parede da esquerda	210.00	137.35	11.360	12090.67	4.98	4.2635
D	parede da direita	158.00	200.82	18.001	11155.94	6.90	11.3878
E	parede da direita	296.00	270.70	13.790	19630.17	5.16	7.0635
F	parede da direita	586.00	498.00	13.335	37345.33	6.42	6.1367
G	parede da direita	468.00	776.37	9.529	81474.24	8.11	8.5416
H	parede da direita	692.00	924.22	8.161	113248.01	6.14	5.5216
I	parede da direita	948.00	1320.06	5.672	232732.72	6.45	4.4967

Tabela IV. 4- Resultados da análise linear efectuada através do programa Pier.

Nota: (*) para a parede da esquerda a secção analisada foi a extremidade inferior, para a parede da direita a secção analisada foi a extremidade superior.

As variáveis representadas na tabela têm o seguinte significado:

M_y – momento de cedência;

χ_y - curvatura de cedência;

EI_{sec} - rigidez secante da secção onde ocorre a rotura;

$\delta_{máx}$ – deslocamento máximo na cedência;

γ – distorção da box-culvert na cedência.

IV.4 Dimensionamento de box-culverts susceptíveis à acção sísmica

IV.4.1 Introdução

Seguidamente, será demonstrado como se pode aumentar a capacidade de deformação das *box-culverts*, sem alteração da sua capacidade resistente, uma vez que, para determinados tipos de solos, a capacidade de deformação destes poderá ser superior aos valores obtidos para as distorções das estruturas na análise executada no ponto IV.3.

Para a realização da nova análise foi necessário recorrer a um novo dimensionamento e análise das estruturas em que: i) se efectuou a verificação do dimensionamento por capacidade resistente, (ou *capacity design*); ii) as análises foram efectuadas em regime pós-elástico; iii) e dotou-se as estruturas de armadura de confinamento na zona das rótulas plásticas (para a análise realizada no ponto IV.4.4.2). Com as alterações posteriormente enumeradas foi possível aumentar consideravelmente a ductilidade das *box-culverts*, como ficará demonstrado nos pontos IV.4.4.1 e IV.4.4.2.

IV.4.2 Confinamento

Para as análises em regime não-linear é importante determinar com exactidão onde se formarão as rótulas plásticas, sendo que estas devem ser correctamente cintadas para dessa forma garantir uma boa ductilidade. As estruturas dúcteis, ao serem sujeitas à acção sísmica podem ser susceptíveis a elevadas extensões de compressão provocadas pela imposição de curvaturas superiores à de cedência, uma vez que um confinamento adequado das secções conduz a um aumento da ductilidade, elevando o valor da extensão para o qual se verifica a tensão máxima [Santos, 2010].

IV.4.2.1 Armadura de confinamento

O confinamento conferido pelas armaduras não é contínuo ao longo do eixo, sendo por isso as tensões de confinamento transmitidas ao betão em pontos específicos, ficando o betão intermédio menos confinado sendo que nas zonas mais afastadas só se faz sentir por efeito de arco, Figura IV. 5

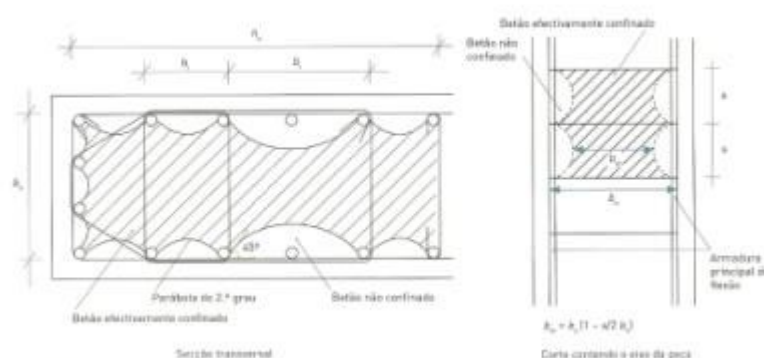


Figura IV. 5- Confinamento por efeito de arco. [Lopes, 2008]

No caso específico de cintas rectangulares que foram as utilizadas neste estudo, nos cantos, as tensões de confinamento são mobilizadas por rigidez axial à tracção, já no caso das partes rectas da cinta as tensões são transmitidas por rigidez de flexão. Como a rigidez axial das cintas é muito superior à rigidez de flexão, as tensões de confinamento são transmitidas ao

betão principalmente nos cantos, como se pode observar através da Figura IV. 5.[Lopes, 2008]

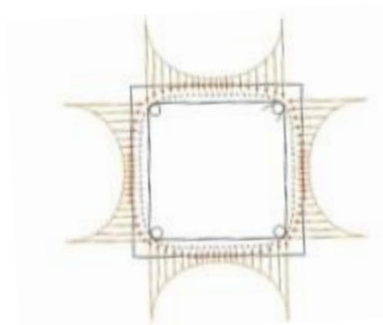


Figura IV. 6- Tensão de confinamento. [Lopes, 2008]

O EC8-2 determina no ponto 6.2.1.3 as quantidades de armadura de confinamento a colocar, tanto para cintas rectangulares como circulares. Sendo a expressão para o cálculo da quantidade de armadura mínima para as cintas rectangulares, a seguinte:

$$\omega_{wd,r} \geq \max \left(\omega_{w,req}, \frac{2}{3} \omega_{w,min} \right)$$

Em que:

$\omega_{w,min}$ - valor mínimo da taxa mecânica de armadura de confinamento
(tabela 6.1 ponto 6.2.1.3 EC8-2)

$$\omega_{w,req} = \frac{A_c}{A_{cc}} \lambda \eta_k + 0,13 \frac{f_{yd}}{f_{cd}} (\rho_L - 0,01)$$

e:

A_c – área total de betão;

A_{cc} – área de betão confinada;

λ – factor especificado na tabela 6.1 do ponto 6.2.1.3 EC8-2;

ρ_L – taxa de armadura de confinamento longitudinal;

η_k – esforço axial normalizado ($\eta_k = N_{Ed}/A_c f_{ck} > 0,08$)

Para a realização das análises das estruturas com armadura de confinamento, a quantidade de armadura adoptada como armadura de confinamento para a zona das rótulas plásticas foi de $\Phi 12//0,10//0,20$, não tendo sido efectuado o cálculo explícito da quantidade de armadura.

IV.4.3 Dimensionamento por “Capacity design”

O efeito do comportamento não-linear das estruturas nas forças de inércia e esforços devido à acção sísmica é regularmente tido em conta nos projectos de estruturas correntes com a aplicação dos coeficientes de comportamento. Assim a aplicação desses coeficientes tem, implícito que a estrutura terá capacidade de deformação e dessa forma consegue dissipar energia. O dimensionamento por capacidade resistente pretende garantir que, se uma estrutura for projectada para resistir à acção sísmica em regime não-linear, tal facto ocorra na prática quando as estruturas forem solicitadas por essa acção sendo a estrutura forçada a entrar em regime não-linear em algumas das suas secções que estejam dimensionadas de acordo. [Lopes, 2008]

Nas estruturas dimensionadas por *capacity design* vão existir algumas zonas (rótulas plásticas) que vão entrar em regime não-linear, nessas secções será essencial dotá-las de ductilidade e capacidade de deformação, mantendo as restantes zonas da estrutura em regime elástico. Uma forma acessível para compreender o conceito deste modo de dimensionamento que está desenvolvido em Lopes, [2008] é concebendo a imagem de uma corrente traccionada em que um dos elos é dúctil e os restantes que a constituem são frágeis. Se o elo dúctil for mais resistente que os elos frágeis, (em regime não-linear) e a análise for efectuada só para o regime linear, ou seja para um dimensionamento directo em que o coeficiente de comportamento adoptado é 1, quando se aplicar uma força à corrente e se chegar ao patamar de cedência, sendo este idêntico para todos os elos da corrente, os elos frágeis irão entrar em rotura, devido ao valor de cedência dos elos frágeis ser também o valor de rotura, provocando a rotura total da corrente (Figura IV. 7). De tal forma que o deslocamento total que a corrente pode comportar até à rotura é de $5d_{ced}$.

No caso do elo dúctil ser menos resistente que os restantes; aquando da aplicação da força na corrente até ao patamar de cedência do elo dúctil, este vai plastificar, e não romper (valor de deslocamento da corrente de $4,2d_{ced}$), uma vez que os restantes elos têm maior resistência. A corrente só quebrará quando se atingir a rotura em todos os elos da corrente, ou seja, a capacidade de deformação da corrente será substancialmente superior ($54d_{ced}$) ao valor obtido na primeira situação, podendo desta forma explorar-se o regime pós-elástico do elo dúctil.

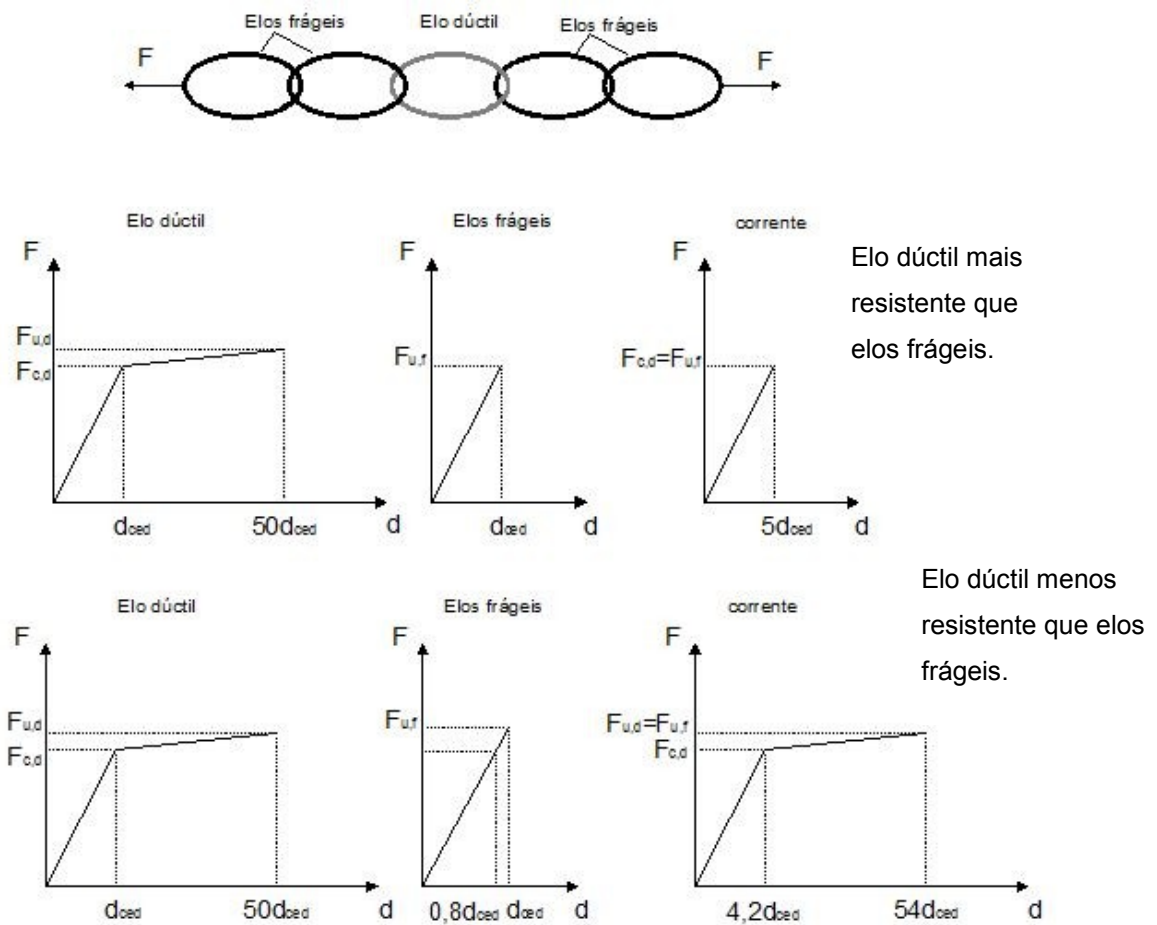


Figura IV. 7- Exemplo de Capacidade resistente da corrente com elos frágeis e dúcteis. [Lopes, M., 2008]

Com base no exemplo da corrente fica explícito que para conceber estruturas de betão armado com ductilidade elevada o que será fundamental é forçar que a rotura ocorra nos locais previamente dotados de ductilidade os “elos dúcteis” das estruturas e garantir a sobrerresistência das restantes

secções (“elos frágeis”) mantendo-as em regime linear durante a deformação das restantes secções.

Como já foi mencionado na introdução do capítulo III, seria de grande importância que o dimensionamento das estruturas em estudo fosse efectuado através do método de capacidade resistente. Desta forma seria possível de forma clara, indicar as zonas onde se pretendia que se formassem as rótulas plásticas, no caso das *box-culvert* aqui em análise, esse local foi na extremidade das paredes conforme indicado na Figura IV. 8. A zona das rótulas plásticas foi considerada nas extremidades das paredes, uma vez que estes elementos têm uma espessura inferior à das lajes. Aquando do cálculo dos momentos de sobrerresistência se estes ocorrerem nas lajes, como é o caso neste trabalho, e dado que a altura da secção da laje é superior à da parede, para alguns modelos analisados, não será necessário a colocação de maiores quantidades de armadura para que seja verificada a sobrerresistência das lajes, o que não iria ocorrer no caso de se forçar as rótulas plásticas a formarem-se nas extremidades das lajes. Para que isso acontecesse seria necessária a colocação de grandes quantidades de armadura nas paredes, tornando o processo dispendioso.

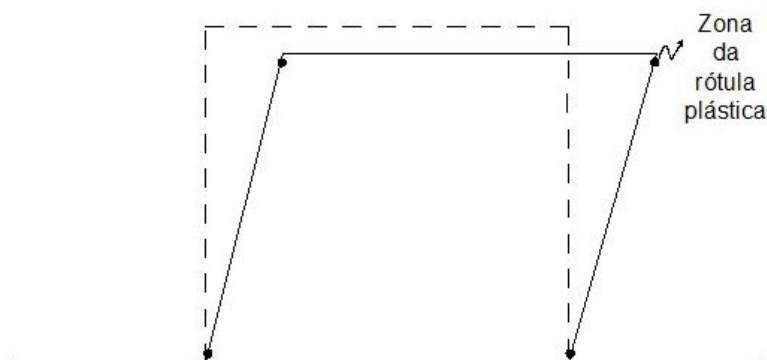


Figura IV. 8- Localização das zonas possíveis de formação da rótula plástica.

Para assegurar que a rótula plástica se forme nas extremidades das paredes foi necessário proceder à verificação do momento de sobrerresistência nas extremidades das lajes. Essa verificação, foi realizada como indicado no ponto 5.3 do EC8-2, efectuada de modo a garantir que o momento resistente

na extremidade das lajes fosse 1,35 vezes superior [EC8-2, (2003)] ao momento resistente da extremidade da parede.

É de referir que em algumas das *box-culverts* foi verificada a superioridade de resistência nas lajes sem ser necessário o aumento de armadura, isto é, através do dimensionamento directo ficou garantido que a rótula plástica, ao formar-se seria na parede.

Abaixo estão indicados os passos realizados para calcular o momento de sobrerresistência para a laje do modelo estrutural “E” (dimensão 4mx5m e altura de aterro de 4m).

Estrutura E

De seguida apresentam-se as áreas de armadura e momentos resistentes para a extremidade da laje e para a parede que foram obtidos através do dimensionamento directo.

Área de armadura a colocar na parede =25,76cm²/m-
Ø16//0,20+Ø20//0,20

$$M_{Rd} = 289,56 \text{ kNm/m}$$

Área de armadura a colocar na laje = 25,76cm²/m- Ø16//0,20+Ø20//0,20

$$M_{Rd} = 371,13 \text{ kNm/m}$$

Através da Equação (5.1) EC8-2, retira-se o valor de momento de sobrerresistência que a laje terá, no mínimo, de ter para garantir que a zona da rótula plástica se forme na extremidade da parede:

$$M_0 = \gamma_0 M_{Rd} = 1,35 \times 289,56 = 390,91 \text{ kNm/m}$$

Em que:

M_0 - momento de sobrerresistência;

γ_0 - coeficiente de sobrerresistência;

M_{Rd} - momento resistente da parede.

Como $M_{Rd, laje} = 371,13 \text{ kNm/m} < M_o = 390,91 \text{ kNm/m}$, foi necessário colocar mais armadura na extremidade da laje, passando assim a área de armadura a ser a seguinte:

$$A_s = 31,42 \text{ cm}^2/\text{m} - \text{Ø}20//0,10$$

$$M_{Rd, laje} = 444,03 \text{ kNm/m}$$

Desta forma garante-se que a estrutura no seu todo terá um comportamento dúctil, sendo que ao existir a formação de rótulas plásticas estas ocorrerão nas paredes.

Os resultados das verificações realizadas para todas as estruturas apresentam-se em forma de tabela. O cálculo do momento resistente na extremidade da parede está indicado na Tabela IV. 5 e os resultados da análise à capacidade resistente da laje estão apresentados na Tabela IV. 6.

Parede	d (m)	b (m)	A_s adoptada (cm^2/m)	N_{sd} (kN/m)	M_{Rd} (kNm/m)		
A	apoio	0.20	1.00	$\Phi 10//0,20 + \Phi 12//0,20$	9.58	173.89	71.19
B	apoio	0.25	1.00	$\Phi 16//0,20$	10.05	256.09	91.19
C	apoio	0.30	1.00	$\Phi 12//0,10$	11.31	458.53	167.25
D	apoio	0.25	1.00	$\Phi 16//0,20 + \Phi 20//0,20$	25.76	336.56	209.38
E	apoio	0.30	1.00	$\Phi 16//0,20 + \Phi 20//0,20$	25.76	496.229	289.56
F	apoio	0.35	1.00	$\Phi 20//0,20 + \Phi 25//0,20$	40.25	876.722	476.39
G	apoio	0.45	1.00	$\Phi 25//0,10$	49.09	755.36	749.3
H	apoio	0.50	1.00	$\Phi 25//0,10$	49.09	1163.109	928.9
I	apoio	0.65	1.00	$\Phi 25//0,10$	49.09	1532.925	1367.14

Tabela IV. 5- Cálculo do momento resistente na extremidade das paredes dos modelos.

Laje		d (m)	b (m)	A _s adoptada (cm ² /m)		ω	μ	M _{Rd} (kNm/m)	M _{Rd} = γ ₀ *M _{Rd, Par.}	Verificação	A _s adoptada (cm ² /m)		ω	μ	M _{Rd} (kNm/m)	Verificação
A	apoio	0.22	1.00	Φ12//0,15	7.54	0.075	0.072	69.39	96.11	não verifica	Φ12//0,10	11.31	0.112	0.105	102.02	verifica
B	apoio	0.32	1.00	Φ16//0,20	10.05	0.068	0.066	134.98	123.11	verifica	Φ16//0,20	10.05	0.068	0.066	134.98	verifica
C	apoio	0.40	1.00	Φ12//0,10	11.31	0.061	0.060	190.57	225.79	não verifica	Φ12//0,20 + Φ16//0,20	15.7	0.085	0.082	261.19	verifica
D	apoio	0.30	1.00	Φ16//0,20 + Φ20//0,20	25.76	0.187	0.169	303.90	282.66	verifica	Φ16//0,20 + Φ20//0,20	25.76	0.187	0.169	303.90	verifica
E	apoio	0.36	1.00	Φ16//0,20 + Φ20//0,20	25.76	0.156	0.143	371.13	390.91	não verifica	Φ20//0,10	31.42	0.190	0.171	444.03	verifica
F	apoio	0.45	1.00	Φ20//0,20 + Φ25//0,20	40.25	0.195	0.175	709.11	643.48	verifica	Φ20//0,20 + Φ25//0,20	40.25	0.195	0.175	709.11	verifica
G	apoio	0.54	1.00	Φ25//0,10	49.09	0.198	0.178	1035.93	1011.56	verifica	Φ25//0,10	49.09	0.198	0.178	1035.93	verifica
H	apoio	0.64	1.00	Φ25//0,10	49.09	0.167	0.153	1249.47	1254.02	não verifica	Φ25//0,20 + Φ32//0,20	64.75	0.220	0.195	1598.75	verifica
I	apoio	0.78	1.00	Φ25//0,10	49.09	0.137	0.127	1548.43	1845.64	não verifica	Φ25//0,20 + Φ32//0,20	64.75	0.181	0.164	1993.08	verifica

Tabela IV. 6- Verificação do momento resistente nas extremidades das lajes dos modelos

IV.4.4 Análises em regime pós-elástico

Na análise realizada neste ponto em que se estudou a capacidade das estruturas em regime não-linear, as propriedades dos materiais utilizadas foram os seus valores médios (Tabela IV. 7). Foram utilizados estes valores devido ao facto de, nas análises em regime pós-elástico das estruturas em causa não existir forma de separar a fase de dimensionamento da fase de análise, uma vez que, sabendo que a análise é não-linear, para a sua realização é essencial saber quais as armaduras presentes na secção tanto de flexão como de confinamento. [Brito, 2011]

Será relevante também referir que o recobrimento das armaduras não foi considerado, uma vez que nas estruturas de edifícios foi observado que este perde totalmente a sua resistência na zona das rótulas plásticas após a ocorrência de um sismo [Lopes, 2008]. Tendo também em conta estudos comparativos de estruturas com e sem recobrimento, concluiu-se que as diferenças entre os dois casos eram pouco relevantes, podendo dessa forma ser desprezada a consideração do efeito do betão de recobrimento nas análises realizadas. [Brito, 2011]

Efectuaram-se duas análises em regime não-linear para comparação dos resultados. A primeira sem a consideração de armadura de confinamento, onde a extensão última para as armaduras foi de $\epsilon = 97.7\%$ (Pipa, 1993) e para o betão sem confinamento de $\epsilon = 4\%$ (Anexo E, EC8-2). A segunda foi efectuada com armaduras de confinamento nas rótulas plásticas, sendo a quantidade de armadura igual em todas as estruturas analisadas, ou seja, $\emptyset 12//0,10//0,20$, colocada de acordo com a Figura IV. 9, a extensão na rotura do aço é idêntica à da primeira análise e a extensão última do betão confinado está compreendida entre os 10% e os 12% variando consoante os modelos estruturais.

Propriedades do Betão		Propriedades do Aço	
Tensão máxima (MPa) [f_{cm}]	38	Tensão de cedência (MPa) [f_{yd}]	575
Módulo de elasticidade (GPa) [$E_{c,28}$]	33	Módulo de elasticidade (GPa) [E]	210

Tabela IV. 7- Propriedades dos materiais (valores médios)

IV.4.4.1 Estruturas sem armadura de confinamento nas rótulas plásticas

Nesta análise foram constituídas as secções de cada elemento estrutural no programa *Flexão*, tendo sido especificadas as propriedades dos materiais. Uma vez que a análise efectuada se refere à rotura optou-se por retirar a área de betão de recobrimento, conforme referido anteriormente. A análise foi efectuada no programa *Pier* onde ao impor um deslocamento no topo da parede, foi possível obter o valor de deslocamento máximo para a rotura da estrutura e com isso os valores de curvatura e extensão última das *box-culverts*. Nos gráficos os resultados estão agrupados por dimensões das estruturas, em que o primeiro corresponde às estruturas de dimensão 2.5m x 2.5m, fazendo-se variar as alturas de aterro (A-2m; B-4m e C-8m). O segundo gráfico representa os resultados obtidos para as estruturas de dimensão 4.00m x 5.00m, sendo as alturas de solo acima da laje de cobertura variáveis entre os 2m, 4m e 8m. Por fim, no último gráfico os valores das estruturas de maior dimensão (6.00m x 8.00m) em que as alturas de solo variaram da seguinte forma; estrutura G com 4m de aterro, estrutura H com 6m e a I com 8m. Os gráficos representam a relação entre momentos-curvaturas (M-C) considerando o esforço axial de cada um dos modelos estruturais devido à acção das cargas permanentes para as secções onde ocorre a rotura que se localizou na extremidade inferior da parede da esquerda para o modelo A e para na extremidade superior da parede da direita para os restantes modelos estruturais em análise.

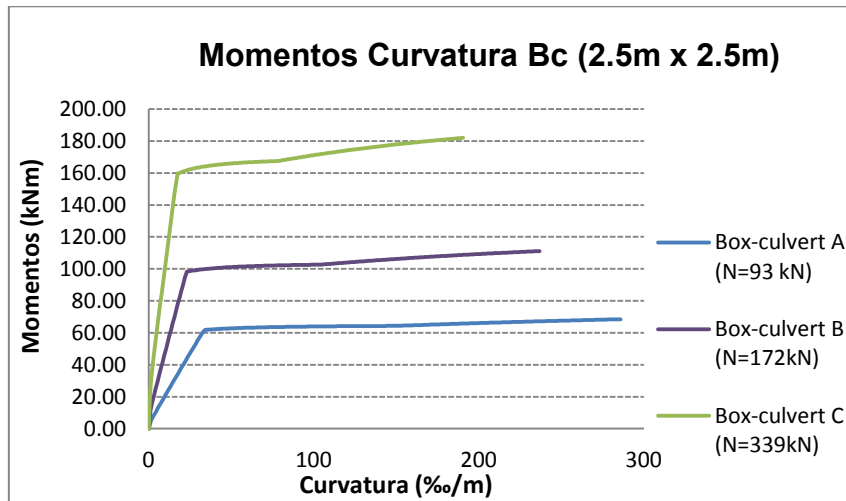


Gráfico IV. 1- Resultados de momento-curvatura para diferentes alturas de aterros para box-culverts pequenas sem armadura de confinamento.

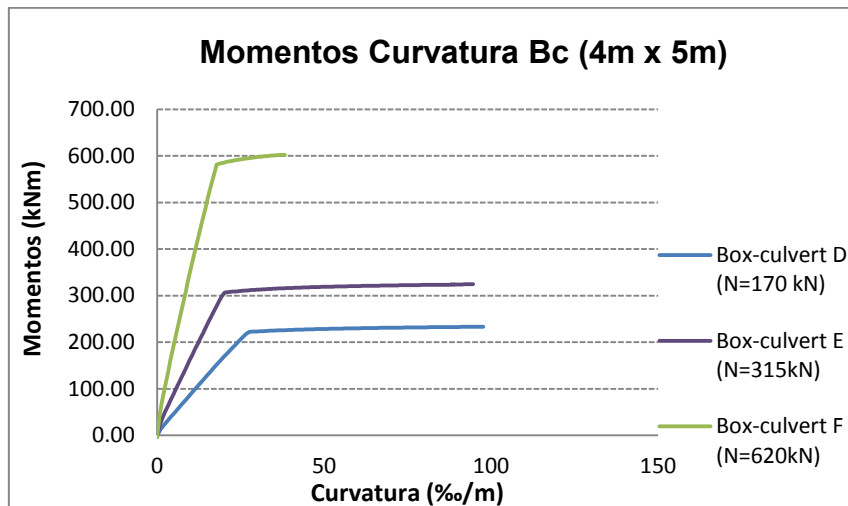


Gráfico IV. 2-Resultados de momento-curvatura para diferentes alturas de aterros para box-culverts média sem armadura de confinamento.

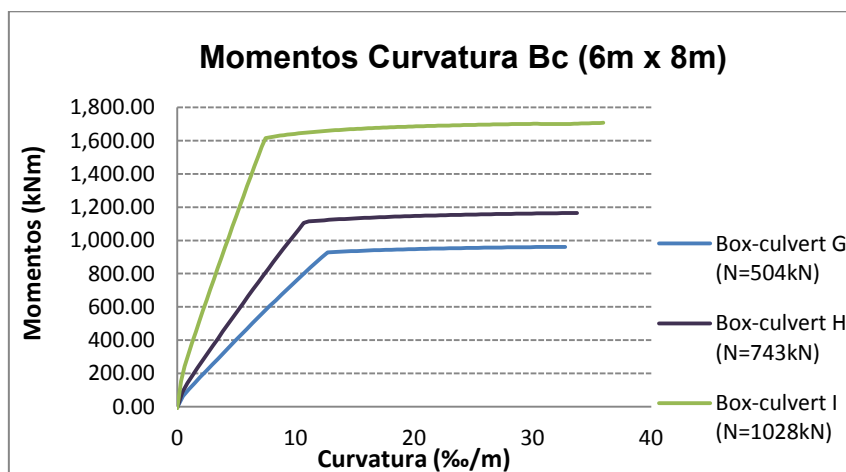


Gráfico IV. 3-Resultados de momento-curvatura para diferentes alturas de aterros para box-culverts grandes sem armadura de confinamento.

Na Tabela IV. 8 encontram-se os valores de algumas variáveis que foram obtidas a partir das análises realizadas até a rotura das *box-culvert*, para dimensionamento realizado por *Capacity design* mas sem armadura de confinamento nas zonas das rótulas plásticas.

Box-culverts	Secção analisada (*)	N (kN)	M _u (kNm)	χ_u (m ⁻¹ /‰)	$\delta_{máx, u}$ (cm)	γ (‰)	$\epsilon_{fibra\ extrema}$ (‰)
A	parede da esquerda	93.00	65.74	189.556	7.69	18.325	2.939
B	parede da direita	172.00	106.58	154.520	7.48	13.106	2.914
C	parede da direita	339.00	181.95	190.962	10.69	14.745	3.956
D	parede da direita	170.00	233.81	98.085	11.91	21.412	3.483
E	parede da direita	315.00	324.46	94.374	9.13	14.123	3.846
F	parede da direita	620.00	604.24	36.899	10.33	12.156	2.537
G	parede da direita	504.00	964.36	30.225	13.96	15.816	2.968
H	parede da direita	743.00	1168.21	32.261	10.99	10.808	2.973
I	parede da direita	1028.00	1707.23	36.114	11.48	9.161	3.297

Tabela IV. 8- Resultados da análise não-linear para os modelos sem armadura de confinamento das R.P..

Nota 1: R.P. Rótula plástica

Nota 2: (*) para a parede da esquerda a secção analisada foi a extremidade inferior, para a parede da direita a secção analisada foi a extremidade superior.

Em que:

M_u - Momento último;

χ_u - Curvatura última;

$\epsilon_{fibra\ extrema}$ - Extensão máxima da fibra extrema;

$\delta_{máx, u}$ - Deslocamento máximo na rotura;

γ - Distorção da box-culvert na rotura

Com a entrada em regime pós-elástico os valores obtidos para deslocamentos na rotura foram relativamente superiores aos da análise em regime linear, sendo que esse aumento médio ronda os 190%, o que é um valor considerável, mas que se pensa poder ainda aumentar com o

confinamento das rótulas plásticas (valores apresentadas no ponto IV.4.4.2). Já para os valores obtidos das distorções que é o parâmetro de referência do estudo realizado, este valor em média duplicou para as análises efectuadas em regime não-linear aqui apresentadas quando em comparação com os valores obtidos para a análise linear. O valor médio de distorção obtido para a análise realizada até à rotura foi de 14.41‰, sendo que a distorção inferior ocorreu no modelo estrutural I, ou seja a estrutura de maiores dimensões e com maior recobrimento de terras em que se obteve o resultado de 9.16‰ e o maior valor no modelo denominado por D em que a sua dimensão é de 4.00mx5.00m e o recobrimento de terras de 2m com 21.41‰.

Será mais uma vez importante referir que como já indicado nas análises lineares também para o regime não-linear o efeito do esforço axial se faz sentir, de tal forma que os deslocamentos e distorções para os modelos estruturais A, D e G são marcadamente superiores que para os restantes, pois nestes as alturas de aterro são inferiores tornando inferior também o valor de esforço normal, já para os restantes modelos com o aumento da altura de aterro a capacidade de deformação e ductilidade vai diminuir.

A rotura de todos os modelos estruturais ocorreu para extensões na ordem dos 3 a 4‰, ou seja a rotura deu-se por deformação excessiva de compressão do betão.

IV.4.4.1.1 Relevância da quantidade de armadura.

É frequente admitir-se que quanto mais elevada for a taxa de armadura de uma secção, maior será a sua resistência e melhor o seu desempenho. Para analisar a validade dessa afirmação face ao comportamento das estruturas aqui apresentadas, efectuou-se a análise para uma das estruturas. A estrutura "E" (dimensão 4.00m x 5.00m com altura de aterro de 4m), onde para a mesma secção de betão se aumentou gradualmente a quantidade de armadura de flexão, conforme indicado na Tabela IV. 9. Na mesma tabela apresentam-se também os valores obtidos para momentos de cedência e na rotura para cada secção, bem como as curvaturas associadas.

	As Tracção		As Compressão		M_y (kNm)	χ_y ($m^{-1}/\%$)	M_u (kNm)	χ_u ($m^{-1}/\%$)
Parede original	$\Phi 16//,2+\Phi 20//,20$	25.76	$\Phi 12//0,10$	11.31	261.75	14.973	271.59	45.514
Parede 02	$\Phi 20//0,10$	31.42	$\Phi 16//0,15$	13.40	308.28	15.784	318.18	40.757
Parede 03	$\Phi 20//0,2+\Phi 25//,20$	40.25	$\Phi 20//0,175$	17.95	350.95	16.598	360.95	38.275
Parede 04	$\Phi 25//0,10$	49.09	$\Phi 20//0,15$	20.95	406.41	17.472	417.99	34.835
Parede 04	$\Phi 25//0,2+\Phi 32//,20$	64.75	$\Phi 20//0,10$	31.42	499.40	19.938	509.60	30.627

Tabela IV. 9-Resultados da comparação das quantidades de armadura de flexão.

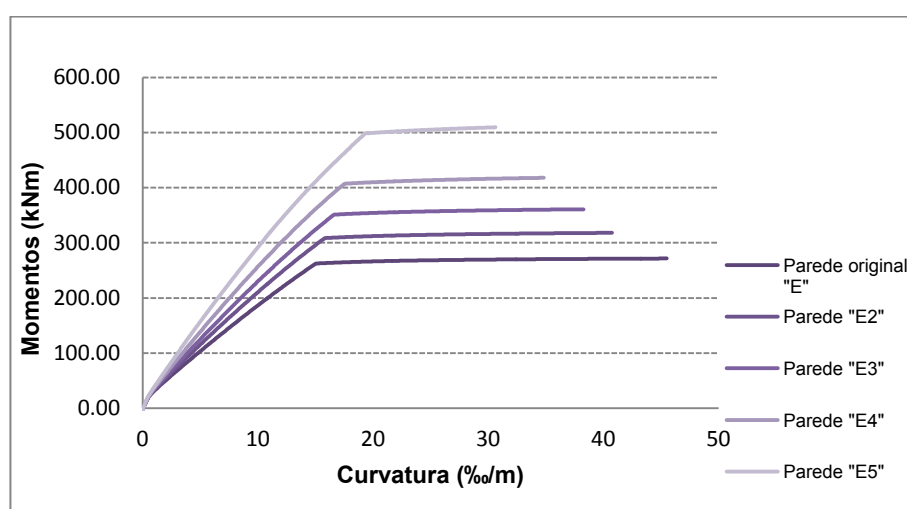


Gráfico IV. 4- Diagrama de momentos curvaturas para diferentes quantidades de armadura de flexão.

Apesar do aumento da armadura se reflectir num aumento do momento resistente na cedência, os valores da curvatura de cedência são muito próximos, o que leva a que se constata que o aumento da quantidade de armadura só se irá reflectir na maior resistência a esforços e não num aumento de ductilidade e de capacidade de deformação das estruturas. A variação que existe nos valores de curvaturas de cedência deve-se ao aumento da força de tracção que terá que ser compensada com o aumento da zona comprimida da secção transversal o que causa o ligeiro aumento das curvaturas. [Brito, 2011]. A curvatura de cedência depende principalmente da extensão de cedência do aço.

Para o estudo aqui efectuado, que consiste em conferir maior deformabilidade para melhorar a resposta das estruturas face à acção sísmica, a colocação de armadura para além do valor específico para suportar as cargas permanentes não é solução, só tendo impacto para o aumento da resistência.

Analisando os valores de curvaturas na rotura é de referir que a estrutura original, ou seja, a secção armada com a menor quantidade de armadura é a estrutura mais dúctil, logo a que teria melhor desempenho face à acção sísmica.

IV.4.4.2 Estruturas com armadura de confinamento nas rótulas plásticas

De seguida apresentam-se os resultados da última análise realizada, onde para além do dimensionamento ter sido efectuado com base nos princípios de capacidade resistente, já abordados no ponto IV.4.3, dotou-se as estruturas de armadura de confinamento nas zonas onde é esperado que ocorra a rotura, logo as secções que terão de apresentar maior capacidade de deformação (extremidade das paredes). A quantidade de armadura de confinamento adoptada foi de varões de diâmetro 12, sendo o afastamento longitudinal de 0,20m e o transversal de 0,10m (Figura IV. 9). A análise foi executada no programa Pier de maneira idêntica à análise anterior, para que dessa forma se possam comparar os resultados obtidos para os diferentes estudos.

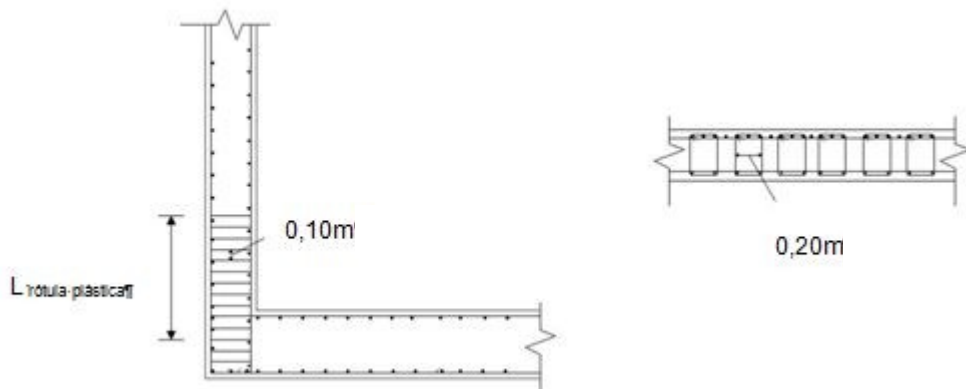


Figura IV. 9- Pormenor da armadura de confinamento, corte transversal e longitudinal.

Através da análise dos diagramas de M-C pode constatar-se que, as estruturas de menor dimensão apresentam valores muito superiores de curvatura, logo maior ductilidade que as restantes estruturas. É também relevante referir que com o aumento do esforço axial, devido ao aumento da altura de aterro, vai haver uma redução da capacidade de deformação, (este facto é mais acentuado nos dois primeiros gráficos) uma vez que o esforço axial aumenta a zona comprimida, o que leva a um aumento da extensão máxima, o que por si conduz à rotura para curvaturas inferiores.[Brito, 2011] Os resultados dos esforços foram os expectáveis, ou seja, a resistência aumenta com o aumento das dimensões das estruturas e com o aumento do carregamento.

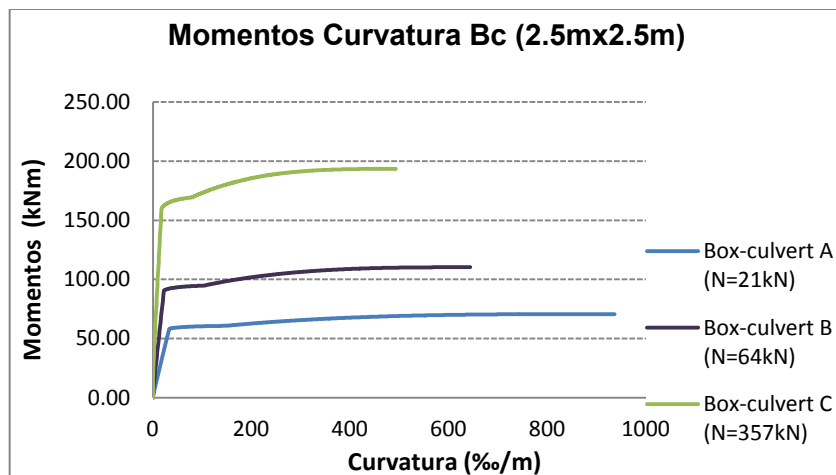


Gráfico IV. 5- Diagramas de momentos-curvatura das box-culverts de (2,50x2,50 m²) com diferentes alturas de aterro, secção da extremidade inferior da parede esquerda para A e B e secção da extremidade superior da parede da direita para o modelo C.

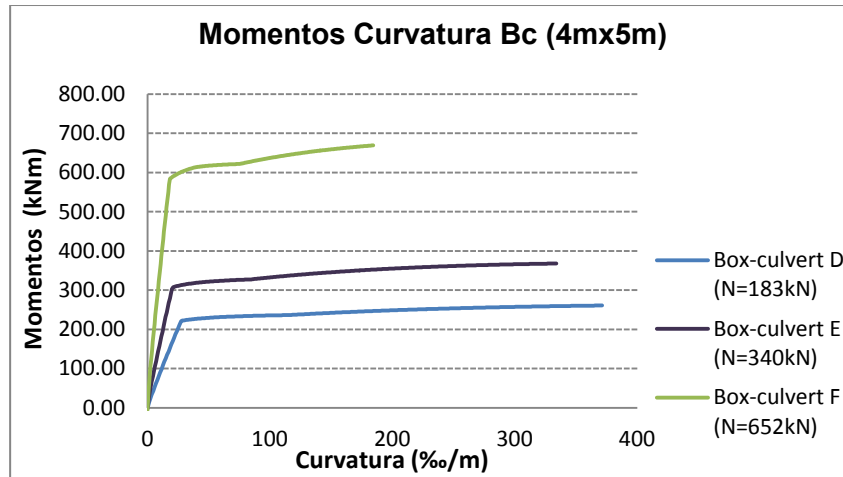


Gráfico IV. 6- Diagramas de momentos-curvatura das box-culverts de (4,00x5,00 m²) com diferentes alturas de aterro, secção da extremidade superior da parede direita

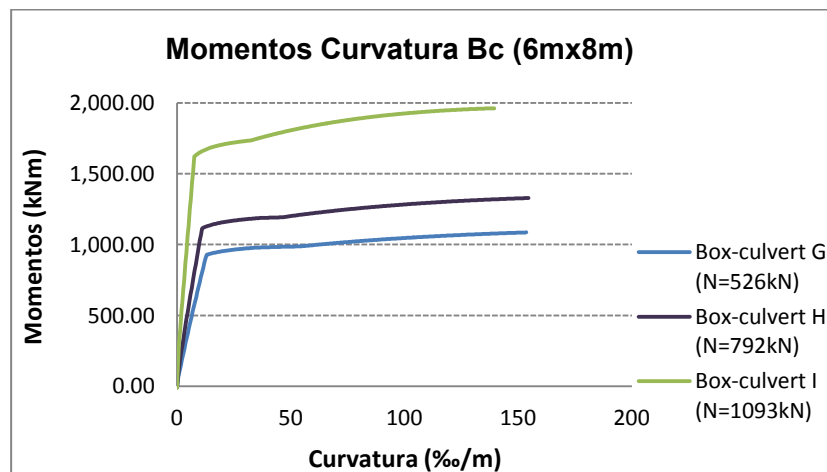


Gráfico IV. 7- Diagramas de momentos-curvatura das box-culverts de (6,00x8,00 m²) com diferentes alturas de aterro, secção da extremidade superior da parede da direita.

Pela observação dos gráficos e dos valores obtidos indicados na Tabela IV. 10, verifica-se que a capacidade máxima de deformação dos modelos estruturais analisados aumentou substancialmente quando comparada com os valores obtidos para os modelos sem armadura de confinamento. O que vem demonstrar os benefícios da aplicação de armadura de confinamento para assegurar o aumento da ductilidade de estruturas sujeitas a deslocamentos impostos. Os valores de capacidade máxima de deformação variam entre os

13.86cm para o modelo estrutural B em que as suas dimensões são de 2.50mx2.50m e recobrimento de terras de 4m e os 26.63cm para a estrutura G de dimensão 6.00mx8.00m e altura de terras acima da laje de cobertura de 4m. As distorções máximas para a análise não-linear com armadura de confinamento variam entre os 22.006‰ e os 45.166‰.

Box-culverts	Secção analisada	N (kN)	M _u (kNm)	χ _u (m ⁻¹ /‰)	δ _{máx, u} (cm)	γ (‰)	ε _{cu,c} (‰)	ε _{fibra extrema} (‰)
A	parede da esquerda	21.00	70.66	945.970	15.91	45.166		10.051
B	parede da esquerda	64.00	110.51	647.035	13.86	31.038		7.114
C	parede da direita	357.00	192.89	367.547	14.24	22.349		6.142
D	parede da direita	183.00	259.39	347.310	22.24	43.694	11.444	11.236
E	parede da direita	340.00	366.64	312.753	18.97	34.023	11.096	10.891
F	parede da direita	652.00	665.01	172.868	16.25	22.006	10.881	10.662
G	parede da direita	526.00	1078.78	142.42	26.63	34.013	10.65	10.315
H	parede da direita	792.00	1321.48	144.371	22.74	26.463	10.567	10.344
I	parede da direita	1093.00	1956.03	130.605	24.62	26.259	10.41	10.194

Tabela IV. 10- Resultados da análise não-linear para os modelos com armadura de confinamento nas R.P..

Nota 1: R.P. Rótula plástica.

Nota 2: (*) para a parede da esquerda a secção analisada foi a extremidade inferior, para a parede da direita a secção analisada foi a extremidade superior.

Em que:

M_u - Momento último;

χ_u - Curvatura última;

$\delta_{máx,u}$ - Deslocamento máximo na rotura;

γ - Distorção da box-culvert na rotura;

$\epsilon_{cu,c}$ - Extensão última do betão confinado;

$\epsilon_{fibra\ extrema}$ - Extensão máxima da fibra extrema.

Verifica-se que as estruturas "A", "B" e "C", quando levadas à rotura, quebram pelas armaduras e não pelo betão, que seria o resultado esperado. A rotura surge nas armaduras, uma vez que nessa secção (a parede) os esforços axiais são reduzidos e as taxas de armadura rondam os 1%, o que origina tensões de compressão reduzidas. Para as restantes, a rotura ocorre devido à deformação excessiva de compressão do betão sendo os valores de extensões de compressão do betão na rotura muito próximos dos valores limite ($\epsilon_{cu,c}$).

IV.5 Comparação de resultados

As análises anteriormente realizadas foram desenvolvidas para diferentes propriedades dos materiais. As análises lineares foram efectuadas tendo por base as propriedades de cálculo que dizem respeito ao quantilho de 5% da distribuição de probabilidades das tensões de cedência do aço e de rotura do betão, uma vez que esta é forma correntemente adoptada de dimensionamento já que à partida em fase de projecto não são conhecidas as propriedades dos materiais que serão utilizados para a realização da estrutura. Para as análises não-lineares neste estudo optou-se por utilizar os valores médios dos materiais, uma vez que nestas estruturas não será possível separar a fase de dimensionamento da fase de análise. Uma vez que com as propriedades médias a extensão do aço é inferior ao valor da extensão obtido para as propriedades de cálculo assumiu-se estas propriedades para a realização das análises não-lineares. É de referir que a análise mais correcta de verificação de segurança para estruturas subterrâneas seria efectuar a análise para os dois tipos de propriedades, médias e de cálculo e com isso determinar para qual a capacidade de deformação conduziria ao valor mais baixo [Brito, 2011].

Sendo este ponto dedicado à comparação de resultados inicialmente foi necessário rectificar os resultados obtidos nas análises lineares para que estes possam ser comparáveis com os restantes resultados. Na Tabela IV. 11

encontram-se os valores de momentos e curvaturas de cedência da análise linear realizada no programa Pier para os valores de dimensionamento e para os valores médios.

Box-culverts	Secção analisada (*)	N (kN)	Propriedades de cálculo		Propriedades médias	
			M _y (kNm)	χ _y (m ⁻¹ /‰)	M _y (kNm)	χ _y (m ⁻¹ /‰)
A	parede da esquerda	41.00	51.37	17.725	68.64	23.492
B	parede da esquerda	92.00	88.65	14.257	115.66	17.618
C	parede da esquerda	210.00	137.35	11.360	178.03	14.168
D	parede da direita	158.00	200.82	18.001	270.25	21.041
E	parede da direita	296.00	270.70	13.790	358.87	16.261
F	parede da direita	586.00	498.00	13.335	666.19	14.852
G	parede da direita	468.00	776.37	9.529	1044.91	10.901
H	parede da direita	692.00	924.22	8.161	1181.42	9.975
I	parede da direita	948.00	1320.06	5.672	1687.39	6.993

Tabela IV. 11- Resultados da análise linear para valores de cálculo e valores médios.

Nota: (*) para a parede da esquerda a secção analisada foi a extremidade inferior, para a parede da direita a secção analisada foi a extremidade superior.

De seguida serão apresentados os diagramas de momentos curvatura obtidos para um dos modelos estruturais analisados neste estudo, com os resultados de três análises:

- análise em regime elástico realizada para as estruturas dimensionadas por dimensionamento directo através do programa Pier.
- análise não-linear sem armadura de confinamento com os modelos estruturais dimensionados por *capacity design*;
- e por fim a análise realizada também em regime não-linear, com a introdução de armadura de confinamento na zona de possível formação das rótulas plásticas.

Os diagramas apresentados são do modelo estrutural denominado com a letra E que tem dimensão de 4.00mx5.00m e recobrimento de terras de 4m de altura, os resultados obtidos para as restantes estruturas estão em anexo no Anexo 3, uma vez que o andamento dos diagramas é semelhante para todos os modelos só existindo diferenças nos valores alcançados de momentos e curvaturas devido às diferenças dos carregamentos e das dimensões de cada *box-culvert*. Por tal facto será aqui apresentado o diagrama de momentos curvaturas obtido para um dos modelos analisados e o comentário será realizado de uma forma geral.

A rigidez secante (EI_{sec}) dos modelos desenvolvidos foi calculada com base nas propriedades dos materiais utilizados e não através da análise dos resultados obtidos a partir do programa de cálculo automático *SAP2000*, pela observação do Gráfico IV. 8 pode-se verificar que a rigidez secante para as análises não-lineares é semelhante uma vez que as secções analisadas tem dimensões idênticas, logo o valor da inércia será semelhante. Para a análise em regime elástico a rigidez secante é superior porque para a secção analisada se teve em conta a contribuição do betão de recobrimento o que fez aumentar a altura da secção e com isso o valor da inércia em comparação com as análises não-lineares.

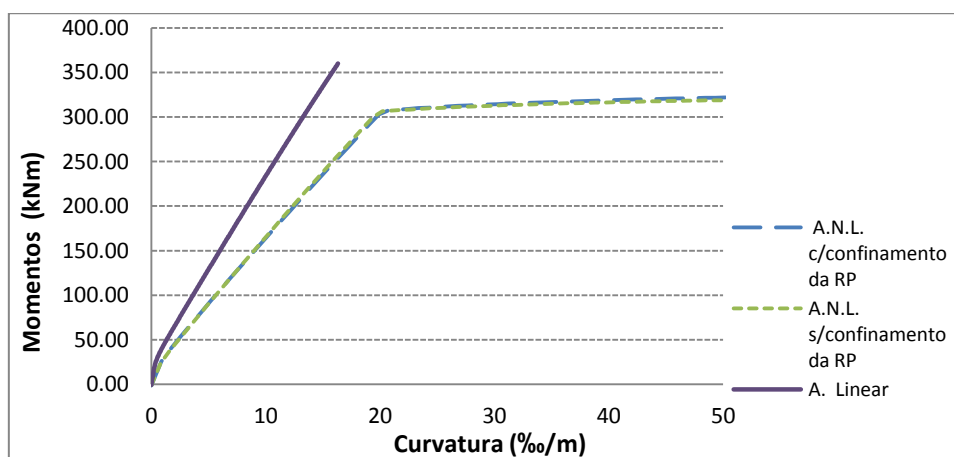


Gráfico IV. 8- Diagrama momentos/curvatura (pormenor da rigidez) diagrama truncado para $\chi=50\text{‰}/\text{m}$

Nota: secção analisada: extremidade superior da parede da direita.

Tomando como referência os valores e andamento do diagrama de momentos curvatura do Gráfico IV. 9 constata-se que para a análise linear o momento de cedência é superior aos restantes devido ao facto que, para as secções das estruturas analisadas em regime linear teve-se em conta a contribuição do betão de recobrimentos e para as análises não-lineares essa contribuição foi desprezada, logo a altura da secção é superior que a das análises não-lineares o que fez aumentar o valor do momento, uma vez que o braço do binário é superior. O momento de cedência da secção onde se deu a rotura para a análise não-linear sem confinamento da rótula plástica foi de 299.86 kNm ($N=315\text{kN}$) e para a análise não-linear com confinamento da rótula plástica foi de 300.49kNm ($N=340\text{kN}$), o ligeiro aumento do momento deve-se ao facto que o betão quando confinado comporta maiores tensões e extensões (ponto II.5.1.1).

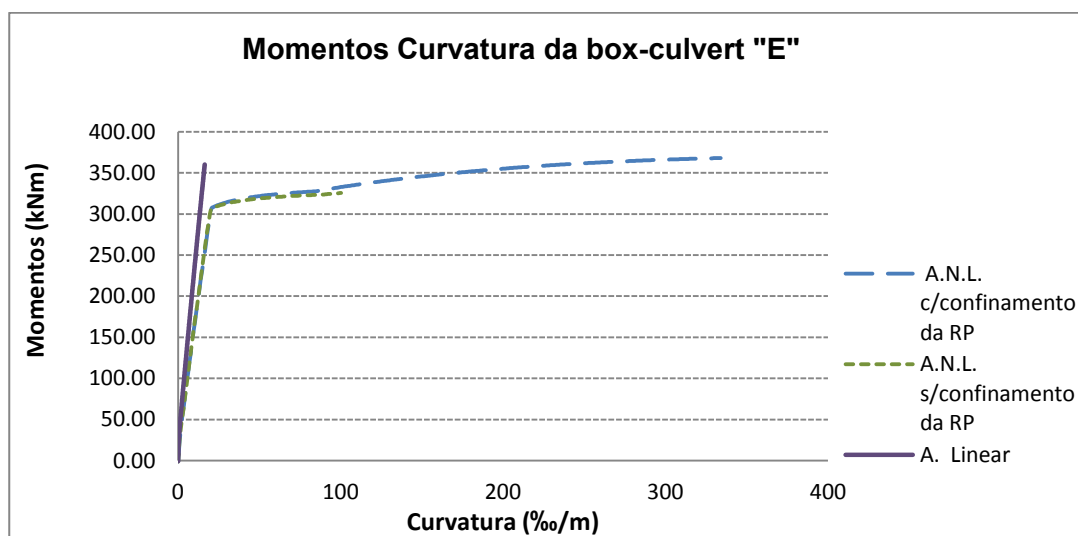


Gráfico IV. 9- Comparação dos resultados obtidos para as diferentes análises realizadas à extremidade superior da parede direita da box-culvert E.

No caso específico da estrutura E o valor da curvatura máxima para a análise linear foi de 12.45 ‰/m. Nas análises não-lineares obtiveram-se valores de curvaturas últimas de 116.80‰/m para a análise sem confinamento das

rótulas plásticas e de 356.70‰/m na análise em que se colocou armadura de confinamento. Com a colocação de armadura de confinamento nas zonas prováveis de rótulas plásticas o valor médio de curvatura última triplica quando comparado com os valores da análise não-linear sem armadura de confinamento.

Não só os aumentos de curvatura são importantes como também os valores obtidos de distorção máxima que os modelos estruturais analisados podem comportar. Os valores já foram referidos anteriormente, mas de forma geral, da análise em regime elástico para a análise não-linear sem armadura de confinamento o valor aumentou em média para o dobro. A distorção média para os modelos analisados em regime elástico foi de 6.60‰, passando para 15.50‰. Se se fizer a comparação entre a distorção média da análise linear com a análise não-linear com confinamento esse aumento sobe para 4.8x, sendo o valor médio da distorção para a análise não-linear com armadura de confinamento de 31.60‰.

De uma forma muito geral pela observação do diagrama do Gráfico IV. 9 tendo em conta apenas as análises em regime pós-elástico constata-se que a colocação de armadura de confinamento nas zonas onde se prevê a formação de rótulas plásticas confere um aumento significativo da ductilidade geral dos modelos, uma vez que as curvaturas máximas admissíveis para cada uma das estruturas são bastante superiores aos resultados obtidos para as estruturas que não foram dotadas de armadura de confinamento. A armadura de confinamento vai assegurar que o betão possa comportar extensões superiores às admissíveis quando não confinado garantindo dessa forma que a secção possa comportar maiores deformações sem perder a sua capacidade resistente.

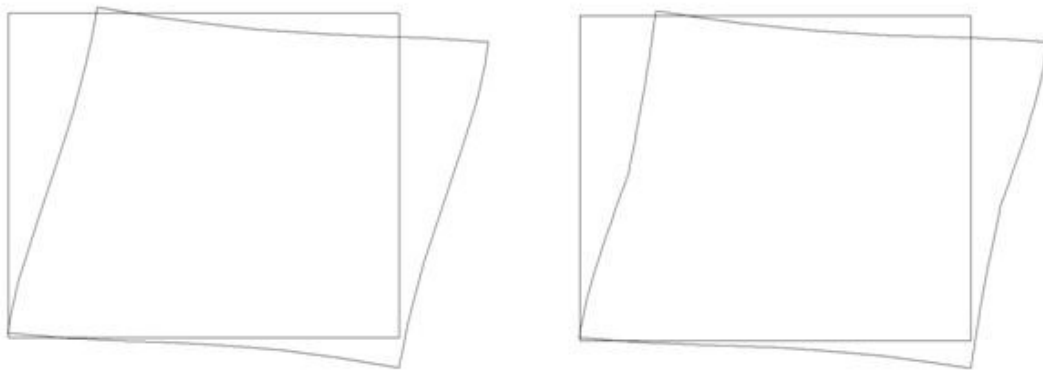
IV.5.1 Comparação entre estruturas betonadas “in situ” e pré-fabricadas.

As estruturas aqui em estudo são muitas vezes realizadas em estaleiro, ou seja estruturas pré-fabricas, por esse facto achou-se conveniente o desenvolvimento breve de uma análise aos deslocamentos horizontais máximos que se pode impor, comparando uma estrutura realizada em obra com uma estrutura “pré-fabricada”

Uma das vantagens da pré-fabricação é a rapidez de execução da obra, uma vez que o processo de construção vai resumir-se apenas a abertura da vala, a colocação das peças que constituem a box-culvert e posteriormente a execução dos aterros tanto laterais como superior. Estas estruturas normalmente são realizadas pela justaposição de duas peças em forma de *U*, sendo que o seu encaixe se consegue por ligação macho/fêmea, localizadas a meio vão das paredes. Esse encaixe vai introduzir uma rótula a meio vão da parede o que fará com que se liberte a rotação nesse ponto, por esse facto é de esperar que as deformações possam aumentar significativamente.

Para se poder analisar o descrito anteriormente modelou-se novamente a *box-culvert* denominada pela letra E, (que tem a dimensão de 4mx5m e altura de aterro de 4m) agora com a introdução de uma rótula a meio vão das paredes (denominada de E_PF) e fez-se a análise ao deslocamento máximo que esta estrutura pode comportar. É ainda necessário referir que o dimensionamento foi realizado por *capacity design* sem a colocação de armadura de confinamento na zona das rótulas plásticas e a análise efectuada para regime não-linear.

Na Figura IV. 10 indicam-se as deformadas obtidas tanto para a estrutura E_{original}, como para a deformada do modelo estrutural denominado de E_Pf que pretende simular a deformada que ocorre em estruturas pré-fabricadas compostas por duas peças em *U*.



a) deformada do modelo estrutural E

b) deformada do modelo estrutural E_Pf

Figura IV. 10 - Deformadas dos modelos

Na Tabela IV. 12 encontram-se os valores obtidos para o modelo E que são os valores já apresentados anteriormente no ponto IV.4.4.1 e para a estrutura “E-PF” onde se introduziu a rótula a meio vão das paredes. Através destes resultados, sendo que se trata apenas da análise de um único caso, não se podendo tratar de uma conclusão definitiva, será importante referir que ao contrário do esperado os deslocamentos máximos que a estrutura “E_PF” pode suportar sem perder a sua capacidade de carga são inferiores aos da estrutura “E” original, sendo também as suas distorções menores. Fica assim demonstrado que para este caso específico o uso de estruturas pré-fabricadas é menos favorável, uma vez que as distorções que esta estrutura pode acomodar são inferiores às estruturas realizadas em obra, sendo importante a realização de análises às grandezas cinemáticas deforma a poder aferir a sua capacidade de deformação.

Box-culverts	Secção analisada (*)	M _{último} (kNm)	χ _{último} (m ⁻¹ /‰)	δ _{máx, último} (cm)	γ (‰)
E original	parede da direita	324.46	94.374	9.13	14.1
E_Pf	parede da direita	323.95	94.295	7.81	11.9

Tabela IV. 12- Comparação entre estruturas pré-fabricadas e estruturas realizadas em obra.

Nota: (*) para a parede da direita a secção analisada foi a extremidade superior.

V. CONCLUSÕES

O principal objectivo deste estudo seria o de analisar as distorções que as *box-culvert* têm a capacidade de comportar e dessa forma compreender em que situação será necessário efectuar um dimensionamento onde seja fundamental contabilizar directamente a acção sísmica.

Constatou-se que para Portugal Continental a distorção máxima do solo, para um solo tipo C (solo que é comum utilizar em aterros) no Concelho de Portimão e zona sísmica 1.1, foi de 1.56‰. Os valores das distorções máximas admissíveis para os modelos estruturais analisados em regime linear através do programa *Pier* variaram entre os 4.26‰ e os 11.39‰. Como os valores máximos da distorção das *box-culverts* aqui analisadas em regime linear foram superiores às distorções do solo, verificou-se que para a realização de estruturas idênticas às aqui analisadas a efectuar no nosso país, e em solos de razoável qualidade, como os que se utilizam usualmente em obras de aterro rodoviário, não será necessário para a realização do dimensionamento ter em conta explicitamente a acção sísmica. No entanto poderão existir locais ou tipos de solo em que os campos de deslocamentos a impor às estruturas, ou as distorções do solo, sejam superiores à capacidade de deformação ou distorção das estruturas e nesse caso ficou demonstrado no ponto IV.4.4.1, que se poderá aumentar a ductilidade das estruturas aplicando os conceitos do *capacity design* e realizando análises que explorem o regime pós-elástico dos materiais o que levou a valores de distorções máximas das *box-culverts* de 21.41‰. No ponto IV.4.4.2 mostrou-se que com a colocação de armadura de confinamento nas zonas prováveis de formação das rótulas plásticas, essas secções aumentam significativamente a sua capacidade de deformação e com

isso a ductilidade geral das estruturas, uma vez que as extensões que o betão pode comportar aumentam.

Através das diferentes análises realizadas pode também verificar-se que com o aumento da altura de aterro acima da laje de cobertura a capacidade de ductilidade das estruturas irá diminuir, como esta é uma questão que não se pode controlar apenas com a redução de altura de recobrimento, o que será conveniente para aumentar a ductilidade será i) dotar as estruturas de armadura de confinamento nas zonas onde se prevêem a formação de rótulas plásticas, tal como ficou comprovado no ponto IV.4.4.2 aumenta a curvatura última e a ductilidade geral das estruturas e ii) aumentar a classe de resistência do betão que fará diminuir o valor do esforço axial reduzido.

Analisou-se a relevância da quantidade de armadura de flexão no ponto IV.4.4.1.1, e constatou-se que o seu aumento, faz aumentar o momento de cedência e o de rotura da secção analisada, logo o aumento da quantidade de armadura traduz-se numa maior resistência a esforços mas não a torna mais dúctil, pelo contrário os valores das curvaturas últimas diminuíram com o aumento da quantidade de armadura tornando a secção mais rígida, o que não será o resultado a atingir. Uma vez que o que se pretendia era conferir maior deformabilidade para melhorar a resposta das estruturas face à acção sísmica, a colocação de armadura para além do valor necessário para suportar as cargas permanentes e sobrecargas não é solução.

Por fim no ponto IV.5.1 comparou-se a capacidade de deformação máxima para dois modelos com as mesmas dimensões e carregamentos aplicados, sendo que um pretendia simular uma *box-culvert* pré-fabricada e o outro uma estrutura betonada “in situ”. Os valores obtidos de capacidade máxima de deformação e distorção para os dois modelos foram semelhantes, mas uma vez que este estudo não foi exaustivo seriam necessárias mais análises para se poderem retirar conclusões definitivas. No entanto caso se verifique a validade desta análise, as conclusões obtidas com este estudo podem também ser relevantes para a verificação do dimensionamento de *box-culvert* pré-fabricadas.

VI. BIBLIOGRAFIA

- Anderson, D.; Martin, G.R.; Lam, I.; Wang, J.N., “Seismic Analysis and Design of Retaining Walls, Buried Structures, Slopes, and Embankments”, NCHRP report 611, Transportation Report Board, Washington, 2008.
- Brito, A.J, “Dimensionamento de Estruturas Subterrâneas de Betão Armado Sujeitas a Acções Sísmicas”, Tese de doutoramento, Instituto Superior Técnico, Lisboa, 2011.
- Eurocódigo 2 – Projectos de Estruturas de betão. Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios; CEN, 2004.
- Eurocódigo 8 – Projectos de Estruturas para resistência aos sismos. Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios; Instituto Português da Qualidade, 2010.
- Eurocode 8 – Design of structures for earthquake resistance. Part 2: Bridges, draft No 4, 2003.
- Lopes, M, et al, “Sismos e Edifícios” , Edições Orion, Capítulos 5 e 12, Lisboa, 2008
- Ferraz, M e Lello, J.C. “Passagens enterradas em betão armado pré-fabricado tipo “Prefac””, 1º Congresso da Industria da Pré-fabricação em betão, 2000.
- Gomes, R., “Comportamento de estruturas subterrâneas submetidas a acções sísmica”, Dissertação de Mestrado, Instituto Superior Técnico, Lisboa, 1999.

Parra-Montesinos, Gustavo J; Bobet, A.; Ramirez, J.A.; "Evaluation of Soil-Structure Interaction and Structural Collapse in Dakai Subway Station During Kobe Earthquake". ACI ,Structural Journal, 2006.

Patilakis, K.; Argyroudis, S.e Tsinidis, G., "Seismic Design and risk assessment of underground long structures", Workshop MONICO, Universidade de Aristotle, Atenas, 2011.

Power, M.; Fishman, K.; "Seismic Retrofitting Manual for Highway Structures: Part 2 – Retaining Structures, Slopes, Tunnels, Culverts, and Roadways", publication no. FHWA-HRT-05-067, U.S. Department of transportation, 2004.

RSA; "Regulamento de Segurança e Acções para estruturas de Edifícios e Pontes"; Decreto-Lei nº 235/83, de 31 Maio, Porto Editora, 2005

Santos, P, "Projecto de estruturas de um edifício dimensionado de acordo com os Eurocódigos EC1, EC2 e EC8", Dissertação de Mestrado, Instituto Superior Técnico, Lisboa, 2010.

Sing Sang, P.A., "Comportamento e modelação numérica de estruturas enterradas de betão" Tese de mestrado, FEUP, Porto, 2000

Vinagre, J., "Folhas da unidade curricular de Betão I", disciplina de Betão I, Escola Superior de Tecnologia do Barreiro, IPS, 2004/2005

Vinagre, J; Gomes, A, "Tabelas Diversas", disciplina de Betão I, Escola Superior de Tecnologia do Barreiro, IPS, 2006/2007.

ANEXOS

Anexo 1- Cálculo das Acções

γ_{terras} (kN/m ³)	20
$\gamma_{\text{estrutura}}$ (kN/m ³)	25
$S_{c \text{ unif.}}$ (kN/m ²)	10
k_0	0.50
k_a	0.33
$K \text{ solo}$ (kN/m ³)	10000

Tabela A1. 1-Dados para os cálculos das acções.

Box Culverts	h_{Terras} (m)	P_{terras} (kN/m ²)	$S_{c \text{ terras}}$ (kN/m ²)	α	$q_{\text{atrito ngg.}}$ (kN/m ²)	$I_{\text{activo},i}$ (kN/m ²)	$I_{\text{activo},j}$ (kN/m ²)	I_{activo,S_c} (kN/m ²)	$I_{0,i}$ (kN/m ²)	$I_{0,j}$ (kN/m ²)	I_{0,S_c} (kN/m ²)
A	2.00	40.00	25.08	0.15	6.00	14.17	32.50	8.36	21.25	48.75	12.54
B	4.00	80.00	12.63	0.15	12.00	27.83	46.83	4.21	41.75	70.25	6.31
C	8.00	160.00	10.00	0.15	24.00	54.83	74.49	3.33	82.25	111.75	5.00
D	2.00	40.00	25.08	0.08	3.20	14.50	43.50	8.36	21.75	65.25	12.54
E	4.00	80.00	12.63	0.15	12.00	28.00	57.33	4.21	42.00	86.00	6.31
F	8.00	160.00	10.00	0.15	24.00	54.99	84.99	3.33	82.50	127.50	5.00
G	4.00	80.00	12.63	0.10	8.00	28.66	72.66	4.21	43.00	109.00	6.31
H	6.00	120.00	10.00	0.15	18.00	42.33	86.99	3.33	63.50	130.50	5.00
I	8.00	160.00	10.00	0.15	24.00	56.16	101.82	3.33	84.25	152.75	5.00

Tabela A1. 2- Valores das acções consideradas na modelação

Anexo 2- Dimensionamento dos Modelos Analisados

2.1 Verificação aos estados Limites Últimos

Dimensionamento das Paredes (Dimensionamento Directo)

Armaduras de Flexão composta:

		Armadura vertical											Armadura Horizontal				
Paredes	h (m)	d ₁ /h	M _{Ed} (kN/m/m)	N _{Ed} (kN/m)	μ	v	ω _{tot}	A _{s,v} (cm ² /m)	A _{s,v} min	A _{s,v} máx	S _{máx} (m)	A _s adoptada		A _{s,h} (cm ² /m)	A _s adoptada		
A	m _{1/2} vão	0.20	0.15	16.52	164.61	0.021	0.041	0.02	0.14	4.00	80.00	0.4	5.65	Φ12//0,20	4.00	5.65	Φ12//0,20
	m _i -	0.20	0.15	51.46	155.33	0.064	0.039	0.12	5.94	4.00	80.00	0.4	7.54	Φ12//0,15	4.00	5.65	Φ12//0,20
	m _j -	0.20	0.15	57.20	173.89	0.072	0.043	0.12	6.68	4.00	80.00	0.4	7.54	Φ12//0,15	4.00	5.65	Φ12//0,20
B	m _{1/2} vão+	0.25	0.15	26.83	244.06	0.021	0.049	0	0.00	5.00	100.00	0.4	5.65	Φ12//0,20	5.00	5.65	Φ12//0,20
	m _i -	0.25	0.15	71.94	232.04	0.058	0.046	0.1	5.47	5.00	100.00	0.4	10.05	Φ16//0,20	5.00	5.65	Φ12//0,20
	m _j -	0.25	0.15	79.52	256.09	0.064	0.051	0.12	6.14	5.00	100.00	0.4	10.05	Φ16//0,20	5.00	5.65	Φ12//0,20
C	m _{1/2} vão+	0.30	0.15	51.85	443.60	0.0288	0.0739	0.06	0.83	6.00	120.00	0.4	7.54	Φ12//0,15	6.00	7.54	Φ12//0,15
	m _i -	0.30	0.15	127.46	428.66	0.0708	0.0714	0.1	7.07	6.00	120.00	0.4	11.31	Φ12//0,10	6.00	10.05	Φ16//0,20
	m _j -	0.30	0.15	136.25	458.53	0.0757	0.0764	0.11	7.67	6.00	120.00	0.4	11.31	Φ12//0,10	6.00	10.05	Φ16//0,20
D	m _{1/2} vão+	0.25	0.15	42.61	318.21	0.0341	0.0636	0.07	0.78	5.00	100.00	0.4	5.65	Φ12//0,20	5.00	5.65	Φ12//0,20
	m _i -	0.25	0.15	165.94	299.86	0.1328	0.0600	0.28	17.92	5.00	100.00	0.4	25.76	Φ16//,20+Φ20//,20	6.44	11.31	Φ12//0,10
	m _j -	0.25	0.15	183.00	336.56	0.1464	0.0673	0.29	20.38	5.00	100.00	0.4	25.76	Φ16//,20+Φ20//,20	6.44	11.31	Φ12//0,10

Tabela A2. 1- Verificação à flexão composta e cálculo de armaduras longitudinais a colocar nas paredes.

Armadura vertical														Armadura Horizontal			
Paredes	h (m)	d _i /h	M _{Ed} (kN/m/m)	N _{Ed} (kN/m)	μ	v	ω _{tot}	A _{s,v} (cm ² /m)	A _{s,v} min	A _{s,v} máx	S _{máx} (m)	A _s adoptada		A _{s,h} (cm ² /m)	A _s adoptada		
E	m _{1/2} vão+	0.30	0.15	47.15	473.95	0.0262	0.0790	0.16	2.27	6.00	120.00	0.4	11.31	Φ12//0,10	6.00	10.05	Φ16//0,20
	m _i	0.30	0.15	237.88	451.68	0.1322	0.0753	0.27	19.59	6.00	120.00	0.4	25.76	Φ16//,20+ Φ20//,20	6.44	11.31	Φ12//0,10
	m _j	0.30	0.15	255.51	496.23	0.1419	0.0827	0.28	21.48	6.00	120.00	0.4	25.76	Φ16//,20+ Φ20//,20	6.44	11.31	Φ12//0,10
F	m _{1/2} vão+	0.35	0.15	82.42	850.14	0.0336	0.1214	0.27	4.40	7.00	140.00	0.4	11.31	Φ12//0,10	7.00	11.31	Φ12//0,10
	m _i	0.35	0.15	402.39	823.57	0.1642	0.1177	0.34	28.83	7.00	140.00	0.4	40.25	Φ20//0,20+ Φ25//,20	10.06	15.70	Φ12//0,20+ Φ16//0,20
	m _j	0.35	0.15	425.81	876.72	0.1738	0.1252	0.35	31.54	7.00	140.00	0.4	40.25	Φ20//0,20+ Φ25//,20	10.06	15.70	Φ12//0,20+ Φ16//0,20
G	m _{1/2} vão+	0.45	0.15	126.15	773.42	0.0311	0.0859	0.09	1.86	9.00	180.00	0.4	10.05	Φ16//0,20	9.00	10.05	Φ16//0,20
	m _i	0.45	0.15	627.99	723.30	0.1551	0.0804	0.34	34.46	9.00	180.00	0.4	49.09	Φ25//0,10	12.27	15.71	Φ20//0,20
	m _j	0.45	0.15	686.94	823.54	0.1696	0.0915	0.37	38.83	9.00	180.00	0.4	49.09	Φ25//0,10	12.27	15.70	Φ20//0,20
H	m _{1/2} vão+	0.50	0.15	149.43	1106.58	0.0299	0.1107	0.30	6.87	10.00	200.00	0.4	15.71	Φ20//0,20	10.00	10.05	Φ16//0,20
	m _i	0.50	0.15	841.94	1050.05	0.1684	0.1050	0.27	41.14	10.00	200.00	0.4	49.09	Φ25//0,10	12.27	15.71	Φ20//0,20
	m _j	0.50	0.15	910.21	1163.11	0.1820	0.1163	0.31	46.15	10.00	200.00	0.4	49.09	Φ25//0,10	12.27	15.71	Φ20//0,20
I	m _{1/2} vão+	0.65	0.15	142.27	1457.79	0.0168	0.1121	0.14	4.07	13.00	260.00	0.4	15.71	Φ20//0,20	13.00	15.71	Φ20//0,20
	m _i	0.65	0.15	1150.33	1382.65	0.1361	0.1064	0.25	36.46	13.00	260.00	0.4	49.09	Φ25//0,10	13.00	15.71	Φ20//0,20
	m _j	0.65	0.15	1263.79	1532.93	0.1496	0.1179	0.27	41.57	13.00	260.00	0.4	49.09	Φ25//0,10	13.00	15.71	Φ20//0,20

Tabela A2. 2- Cálculo de armaduras longitudinais a colocar nas paredes.

Armadura de Esforço Transverso.

A verificação ao esforço transverso foi realizada considerando o efeito que o esforço axial provoca nas paredes.

Verificação ao Esforço transverso (Com componente de esforço axial)

Parede	zcotgθ	V _{Ed} (KN/m)	C _{Rd,c}	K	b _w	d	A _{sl} (m ²)	ρ	N _{ed} (N)	σ _{cp} (Mpa)	V _{Rd,c} (N/m)	V _{Rd,c} (KN/m)	Verificação
A, topo	0.265	72.4	0.12	2.00	1	0.17	0.00075	0.0044	155330	0.78	116485.6	116.5	verifica
A, base	0.265	85.91	0.12	2.00	1	0.17	0.00075	0.0044	173890	0.87	118852.0	118.9	verifica
B, topo	0.327	95.93	0.12	1.98	1	0.21	0.00101	0.0048	232040	0.93	150256.4	150.3	verifica
B, base	0.327	109.32	0.12	1.98	1	0.21	0.00101	0.0048	256090	1.02	153286.7	153.3	verifica
C, topo	0.390	159.58	0.12	1.89	1	0.25	0.00113	0.0045	428660	1.43	189147.4	189.1	verifica
C, base	0.390	183.29	0.12	1.89	1	0.25	0.00113	0.0045	458530	1.53	192881.1	192.9	verifica
D, topo	0.327	111.27	0.12	1.98	1	0.21	0.00258	0.0123	299860	1.20	203403.1	203.4	verifica
D, base	0.327	126.54	0.12	1.98	1	0.21	0.00258	0.0123	336560	1.35	208027.3	208.0	verifica
E, topo	0.390	161.23	0.12	1.89	1	0.25	0.00258	0.0103	451679	1.51	234824.3	234.8	verifica
E, base	0.390	202.09	0.12	1.89	1	0.25	0.00258	0.0103	496229	1.65	240393.0	240.4	verifica
F, topo	0.468	250.93	0.12	1.82	1	0.30	0.00403	0.0134	823566	2.35	329995.9	330.0	verifica
F, base	0.468	274.76	0.12	1.82	1	0.30	0.00403	0.0134	876722	2.50	336830.3	336.8	verifica
G, topo	0.624	294.04	0.12	1.71	1	0.40	0.00491	0.0123	723299	1.61	369036.2	369.0	verifica
G, base	0.624	366.75	0.12	1.71	1	0.40	0.00491	0.0123	823536	1.83	382401.1	382.4	verifica
H, topo	0.701	369.82	0.12	1.67	1	0.45	0.00491	0.0109	1050050	2.10	429635.6	429.6	verifica
H, base	0.701	440.78	0.12	1.67	1	0.45	0.00491	0.0109	1163109	2.33	444898.6	444.9	verifica
I, topo	0.935	427.03	0.12	1.58	1	0.6	0.00491	0.0082	1382653	2.13	521495.7	521.5	verifica
I, base	0.935	495.41	0.12	1.58	1	0.6	0.00491	0.0082	1532925	2.36	542302.6	542.3	verifica

Tabela A2. 3- Verificação ao esforço transverso das paredes.

Dimensionamento das Lajes (Dimensionamento directo)

Armaduras de Flexão:

		A _S flexão									A _S dist.			
Lajes	d (m)	M _{Ed} (kN/m/m)	μ	Verificação	ω	A _s (cm ² /m)	A _S min (cm ² /m)	A _S máx (cm ² /m)	A _s adoptada		A _s (cm ² /m)	A _S , adoptada		
A	m _{cobertura} ⁻	0.22	51.46	0.053	Verifica	0.055	5.53	3.32	88.00	7.54	Φ12//0,15	5.00	5.65	Φ12//0,20
	m _{cobertura} ⁺	0.22	69.39	0.072	Verifica	0.075	7.54	3.32	88.00	11.31	Φ12//0,10	5.00	5.65	Φ12//0,20
	m _{soleira} ⁺	0.22	57.2	0.059	Verifica	0.061	6.17	3.32	88.00	7.54	Φ12//0,15	5.00	5.65	Φ12//0,20
	m _{soleira} ⁻	0.22	75.35	0.078	Verifica	0.081	8.22	3.32	88.00	11.31	Φ12//0,10	5.00	5.65	Φ12//0,20
B	m _{cobertura} ⁻	0.32	71.94	0.035	Verifica	0.036	5.26	4.83	128.00	10.05	Φ16//0,20	7.00	10.05	Φ16//0,20
	m _{cobertura} ⁺	0.32	112.82	0.055	Verifica	0.057	8.35	4.83	128.00	10.05	Φ16//0,20	7.00	10.05	Φ16//0,20
	m _{soleira} ⁺	0.32	79.52	0.039	Verifica	0.040	5.83	4.83	128.00	10.05	Φ16//0,20	7.00	10.05	Φ16//0,20
	m _{soleira} ⁻	0.32	122.01	0.060	Verifica	0.062	9.05	4.83	128.00	10.05	Φ16//0,20	7.00	10.05	Φ16//0,20
C	m _{cobertura} ⁻	0.40	127.46	0.040	Verifica	0.041	7.48	6.03	160.00	11.31	Φ12//0,10	9.00	10.05	Φ16//0,20
	m _{cobertura} ⁺	0.40	219.79	0.069	Verifica	0.071	13.11	6.03	160.00	15.7	Φ12//0,20+Φ16//0,20	9.00	10.05	Φ16//0,20
	m _{soleira} ⁺	0.40	136.26	0.043	Verifica	0.044	8.01	6.03	160.00	11.31	Φ12//0,10	9.00	10.05	Φ16//0,20
	m _{soleira} ⁻	0.40	232.46	0.073	Verifica	0.076	13.90	6.03	160.00	15.7	Φ12//0,20+Φ16//0,20	9.00	10.05	Φ16//0,20
D	m _{cobertura} ⁻	0.30	165.94	0.092	Verifica	0.097	13.38	4.52	120.00	15.71	Φ20//0,20	7.00	10.05	Φ16//0,20
	m _{cobertura} ⁺	0.30	272.51	0.151	Verifica	0.165	22.82	4.52	120.00	25.76	Φ16//0,20+Φ20//0,20	7.00	10.05	Φ16//0,20
	m _{soleira} ⁺	0.30	183.00	0.102	Verifica	0.108	14.84	4.52	120.00	15.71	Φ20//0,20	7.00	10.05	Φ16//0,20
	m _{soleira} ⁻	0.30	275.17	0.153	Verifica	0.167	23.07	4.52	120.00	25.76	Φ16//0,20+Φ20//0,20	7.00	10.05	Φ16//0,20

A _s flexão										A _s dist.				
Lajes	d (m)	M _{Ed} (kN/m/m)	μ	Verificação	ω	A _s (cm ² /m)	A _s min (cm ² /m)	A _s máx (cm ² /m)	A _s adoptada		A _s (cm ² /m)	A _s , adoptada		
E	m _{cobertura} ⁻	0.36	237.88	0.092	Verifica	0.097	15.98	5.43	144.00	25.76	Φ16//0,20+Φ20//0,20	8.00	10.05	Φ16//0,20
	m _{cobertura} ⁺	0.36	413.74	0.160	Verifica	0.175	29.04	5.43	144.00	40.25	Φ20//0,20+Φ25//0,20	8.05	10.05	Φ16//0,20
	m _{soleira} ⁺	0.36	255.85	0.099	Verifica	0.104	17.26	5.43	144.00	25.76	Φ16//0,20+Φ20//0,20	8.00	10.05	Φ16//0,20
	m _{soleira} ⁻	0.36	423.81	0.164	Verifica	0.180	29.83	5.43	144.00	40.25	Φ20//0,20+Φ25//0,20	8.05	10.05	Φ16//0,20
F	m _{cobertura} ⁻	0.45	402.39	0.099	Verifica	0.105	21.73	6.79	180.00	24.54	Φ25//0,20	9.80	10.05	Φ16//0,20
	m _{cobertura} ⁺	0.45	796.70	0.197	Verifica	0.222	45.94	6.79	180.00	49.09	Φ25//0,10	9.82	10.05	Φ16//0,20
	m _{soleira} ⁺	0.45	425.81	0.105	Verifica	0.112	23.08	6.79	180.00	24.54	Φ25//0,20	9.80	10.05	Φ16//0,20
	m _{soleira} ⁻	0.45	817.31	0.202	Não Verifica	0.229	47.31	6.79	180.00	49.09	Φ25//0,10	9.82	10.05	Φ16//0,20
G	m _{cobertura} ⁻	0.54	627.99	0.108	Verifica	0.114	28.40	8.14	216.00	49.09	Φ25//0,10	11.60	15.71	Φ20//0,20
	m _{cob.1/2 vão} ⁺	0.54	1046.51	0.179	Verifica	0.200	49.66	8.14	216.00	64.75	Φ25//0,20+Φ32//0,20	12.95	15.71	Φ20//0,20
	m _{soleira} ⁺	0.54	686.94	0.118	Verifica	0.126	31.27	8.14	216.00	49.09	Φ25//0,10	11.60	15.71	Φ20//0,20
	m _{sol 1/2 vão} ⁻	0.54	1035.03	0.177	Verifica	0.198	49.04	8.14	216.00	64.75	Φ25//0,20+Φ32//0,20	12.95	15.71	Φ20//0,20
H	m _{cobertura} ⁻	0.64	841.94	0.103	Verifica	0.109	32.03	9.65	256.00	49.09	Φ25//0,10	13.60	15.71	Φ20//0,20
	m _{cob.1/2 vão} ⁺	0.64	1608.97	0.196	Verifica	0.222	65.22	9.65	256.00	80.42	Φ32//0,10	16.08	20.11	Φ16//0,10
	m _{soleira} ⁺	0.64	910.21	0.111	Verifica	0.118	34.81	9.65	256.00	49.09	Φ25//0,10	13.60	15.71	Φ20//0,20
	m _{sol 1/2 vão} ⁻	0.64	1606.56	0.196	Verifica	0.221	65.11	9.65	256.00	80.42	Φ32//0,10	16.08	20.11	Φ16//0,10
I	m _{cobertura} ⁻	0.78	1150.33	0.095	Verifica	0.100	35.73	11.76	312.00	49.09	Φ25//0,10	16.60	20.11	Φ16//0,10
	m _{cob.1/2 vão} ⁺	0.78	2087.43	0.172	Verifica	0.190	68.19	11.76	312.00	80.42	Φ32//0,10	16.60	20.11	Φ16//0,10
	m _{soleira} ⁺	0.78	1263.79	0.104	Verifica	0.110	39.48	11.76	312.00	49.09	Φ25//0,10	16.60	20.11	Φ16//0,10
	m _{sol 1/2 vão} ⁻	0.78	2162.83	0.178	Verifica	0.198	70.96	11.76	312.00	80.42	Φ32//0,10	16.60	20.11	Φ16//0,10

Tabela A2. 4- Verificação à flexão e cálculo de armaduras longitudinais a colocar nas lajes.

Armadura de Esforço Transverso.

Verificação ao Esforço transverso													A _s , Esforço transverso				
Laje	z cotgθ (m)	V _{Ed} (KN/m)	C _{Rd,c}	K	d (m)	A _{sl} (m ²)	ρ	V _{Rd,c} (N/m)	V _{Rd,c} (kN/m)	Verificação	V _{Rd, máx} (kN/m)	Verificação	Asw/s (cm ² /m)	Asw/s, min	A _s adoptada		h do apoio (m)
A, cobertura	0.343	115.86	0.12	1.95	0.22	0.00113	0.0051	128369.8	128.37	verifica							
A, soleira	0.343	105.65	0.12	1.95	0.22	0.00113	0.0051	128369.8	128.37	verifica							
B, cobertura	0.499	147.83	0.12	1.79	0.32	0.00101	0.0031	146982.4	146.98	não verifica	1316.91	verifica	6.81	8.76	12.5	Φ8//0,20//0,20	0.45
B, soleira	0.499	147.4	0.12	1.79	0.32	0.00101	0.0031	146982.4	146.98	não verifica	1316.91	verifica	6.79	8.76	12.5	Φ8//0,20//0,20	0.45
C, cobertura	0.624	237.6	0.12	1.71	0.4	0.00157	0.0039	186418.5	186.42	não verifica	1646.14	verifica	8.76	8.76	12.5	Φ8//0,20//0,20	0.70
C, soleira	0.624	227.01	0.12	1.71	0.4	0.00157	0.0039	186418.5	186.42	não verifica	1646.14	verifica	8.37	8.76	12.5	Φ8//0,20//0,20	0.70
D, cobertura	0.270	246.4	0.12	1.82	0.3	0.00258	0.0086	193131.2	193.13	não verifica	1234.61	verifica	20.98	8.76	19.65	Φ10//0,20//0,20	0.85
D, soleira	0.468	261.2	0.12	1.82	0.3	0.00258	0.0086	193131.2	193.13	não verifica	1234.61	verifica	12.84	8.76	19.65	Φ10//0,20//0,20	0.85
E, cobertura	0.56	356.23	0.12	1.75	0.36	0.00403	0.0112	243162.2	243.16	não verifica	1481.53	verifica	14.59	8.76	19.65	Φ10//0,20//0,20	1.25
E, soleira	0.56	325.85	0.12	1.75	0.36	0.00403	0.0112	243162.2	243.16	não verifica	1481.53	verifica	13.35	8.76	19.65	Φ10//0,20//0,20	1.25
F, cobertura	0.70	608.05	0.12	1.67	0.45	0.00491	0.0109	287878.9	287.88	não verifica	1851.91	verifica	19.93	8.76	28.25	Φ12//0,20//0,20	1.65
F, soleira	0.70	581.21	0.12	1.67	0.45	0.00491	0.0109	287878.9	287.88	não verifica	1851.91	verifica	19.05	8.76	28.25	Φ12//0,20//0,20	1.65
G, cobertura	0.84	579.495	0.12	1.60	0.55	0.00648	0.0118	347122.7	347.12	não verifica	2263.44	verifica	15.83	8.76	19.65	Φ10//0,20//0,20	2.50
G, soleira	0.84	653.05	0.12	1.60	0.55	0.00648	0.0118	347122.7	347.12	não verifica	2263.44	verifica	17.83	8.76	19.65	Φ10//0,20//0,20	2.50

Tabela A2. 5- Verificação ao esforço transverso na laje e cálculo de quantidade de armadura.

Verificação ao Esforço transverso													A _s , Esforço transverso				
Laje	z cotgθ (m)	V _{Ed} (KN/m)	C _{Rd,c}	K	d (m)	A _{sl} (m ²)	ρ	V _{Rd,c} (N/m)	V _{Rd,c} (kN/m)	Verificação	V _{Rd, máx} (kN/m)	Verificação	Asw/s (cm ² /m)	Asw/s _{, min}	A _s adoptada		h do apoio (m)
H, cobertura	1.00	804.42	0.12	1.56	0.64	0.00804	0.0126	401464.5	401.46	não verifica	2633.83	verifica	18.54	8.76	19.65	Φ10//0,20//0,20	2.90
H, soleira	1.00	791.45	0.12	1.60	0.64	0.00804	0.0126	412796.5	412.80	não verifica	2633.83	verifica	18.24	8.76	19.65	Φ10//0,20//0,20	2.90
I, cobertura	1.22	992.63	0.12	1.51	0.78	0.00804	0.0103	442592.8	442.59	não verifica	3209.98	verifica	18.77	8.76	28.25	Φ12//0,20//0,20	3.00
I, soleira	1.22	1065.75	0.12	1.51	0.78	0.00804	0.0103	442592.8	442.59	não verifica	3209.98	verifica	20.15	8.76	28.25	Φ12//0,20//0,20	3.00

Tabela A2. 6- Verificação ao esforço transverso e cálculo de quantidade de armaduras a colocar nas lajes.

Dimensionamento por Capacity Design

De seguida apresentam-se as tabelas idênticas às anteriores, para a verificação à flexão, sendo que as alterações ocorreram em algumas estruturas devido à verificação de capacidade resistente em que foi necessário o aumento das áreas de armadura nomeadamente nas extremidades das lajes para ser garantido que as zonas das rótulas plásticas ocorreriam na extremidade das paredes. Houve necessidade de alteração da armadura de uma das paredes devido à alteração da armadura da laje.

Dimensionamento das Paredes

Armaduras de Flexão composta:

		Armadura vertical											Armadura Horizontal				
Box Culvert	h (m)	d ₁ /h	M _{Ed} (kNm/m)	N _{Ed} (kN/m)	μ	v	ω _{tot}	A _s	A _{s,v} min	A _{s,v} máx	S _{máx}	A _s adoptada		A _{s,h} (cm ² /m)	A _s adoptada		
A	m _{1/2} vão	0.2	0.15	16.52	164.61	0.021	0.041	0	0.14	4.00	80.00	0.4	5.65	Φ12//0,20	4.00	5.65	Φ12//0,20
	m _{i-}	0.2	0.15	51.46	155.33	0.064	0.039	0.12	5.94	4.00	80.00	0.4	9.58 (*)	Φ10//0,2+Φ12//0,2	4.00	5.65	Φ12//0,20
	m _{j-}	0.2	0.15	57.20	173.89	0.072	0.043	0.12	6.68	4.00	80.00	0.4	9.58 (*)	Φ10//0,2+Φ12//0,2	4.00	5.65	Φ12//0,20

Tabela A2. 7- Quantidade de armadura de flexão composta a colocar na parede A para o dimensionamento por *capacity design*.

(*) valor alterado de quantidade de armadura

A estrutura denominada por A foi a única em que houve necessidade de mudança de armadura na parede para o dimensionamento por capacity design devido a questões de pormenorização.

Dimensionamento das Lajes

Armadura de Flexão:

Verificação à Flexão											A _s distribuição efectiva			
Lajes	d (m)	M _{Ed} (kNm/m)	μ	Verificação	ω	A _s (cm ² /m)	A _s _{min} (cm ² /m)	A _s _{máx} (cm ² /m)	A _s adoptada (cm ² /m)		A _s (cm ² /m)	A _{s, efect.} (cm ² /m)		
A	m _{cobertura} ⁻	0.22	51.46	0.053	Verifica	0.055	5.53	3.32	88.00	11.31(*)	Φ12//0,10	5.00	5.65	Φ12//0,20
	m _{cobertura} ⁺	0.22	69.39	0.072	Verifica	0.075	7.54	3.32	88.00	11.31	Φ12//0,10	5.00	5.65	Φ12//0,20
	m _{soleira} ⁺	0.22	57.20	0.059	Verifica	0.061	6.17	3.32	88.00	11.31(*)	Φ12//0,10	5.00	5.65	Φ12//0,20
	m _{soleira} ⁻	0.22	75.35	0.078	Verifica	0.081	8.22	3.32	88.00	11.31	Φ12//0,10	5.00	5.65	Φ12//0,20
B	m _{cobertura} ⁻	0.32	71.94	0.035	Verifica	0.036	5.26	4.83	128.00	10.05	Φ16//0,20	7.00	10.05	Φ16//0,20
	m _{cobertura} ⁺	0.32	112.82	0.055	Verifica	0.057	8.35	4.83	128.00	10.05	Φ16//0,20	7.00	10.05	Φ16//0,20
	m _{soleira} ⁺	0.32	79.52	0.039	Verifica	0.040	5.83	4.83	128.00	10.05	Φ16//0,20	7.00	10.05	Φ16//0,20
	m _{soleira} ⁻	0.32	122.01	0.060	Verifica	0.062	9.05	4.83	128.00	10.05	Φ16//0,20	7.00	10.05	Φ16//0,20
C	m _{cobertura} ⁻	0.4	127.46	0.040	Verifica	0.041	7.48	6.03	160.00	15.7(*)	Φ12//0,2+Φ16//0,2	9.00	10.05	Φ16//0,20
	m _{cobertura} ⁺	0.4	219.79	0.069	Verifica	0.071	13.11	6.03	160.00	15.7	Φ12//0,2+Φ16//0,2	9.00	10.05	Φ16//0,20
	m _{soleira} ⁺	0.4	136.26	0.043	Verifica	0.044	8.01	6.03	160.00	15.7(*)	Φ12//0,2+Φ16//0,2	9.00	10.05	Φ16//0,20
	m _{soleira} ⁻	0.4	232.46	0.073	Verifica	0.076	13.90	6.03	160.00	15.7	Φ12//0,2+Φ16//0,2	9.00	10.05	Φ16//0,20
D	m _{cobertura} ⁻	0.3	165.94	0.092	Verifica	0.097	13.38	4.52	120.00	15.71	Φ20//0,20	7.00	10.05	Φ16//0,20
	m _{cobertura} ⁺	0.3	272.51	0.151	Verifica	0.165	22.82	4.52	120.00	25.76	Φ16//0,2+Φ20//0,2	7.00	10.05	Φ16//0,20
	m _{soleira} ⁺	0.3	183.00	0.102	Verifica	0.108	14.84	4.52	120.00	15.71	Φ20//0,20	7.00	10.05	Φ16//0,20
	m _{soleira} ⁻	0.3	275.17	0.153	Verifica	0.167	23.07	4.52	120.00	25.76	Φ16//0,2+Φ20//0,2	7.00	10.05	Φ16//0,20

Verificação à Flexão											A _s distribuição efectiva			
Lajes	d (m)	M _{1,Ed} (kNm/m)	μ	Verificação	ω	A _s (cm ² /m)	A _s min (cm ² /m)	A _s max (cm ² /m)	A _s adoptada (cm ² /m)		A _s (cm ² /m)	A _s , efect. (cm ² /m)		
E	m _{cobertura} ⁻	0.36	237.88	0.092	Verifica	0.097	15.98	5.43	144.00	31.42(*)	Φ20//0,10	8.00	10.05	Φ16//0,20
	m _{cobertura} ⁺	0.36	413.74	0.160	Verifica	0.175	29.04	5.43	144.00	40.25	Φ20//0,2+Φ25//0,2	8.05	10.05	Φ16//0,20
	m _{soleira} ⁺	0.36	255.85	0.099	Verifica	0.104	17.26	5.43	144.00	31.42(*)	Φ20//0,10	8.00	10.05	Φ16//0,20
	m _{soleira} ⁻	0.36	423.81	0.164	Verifica	0.180	29.83	5.43	144.00	40.25	Φ20//0,2+Φ25//0,2	8.05	10.05	Φ16//0,20
F	m _{cobertura} ⁻	0.45	402.39	0.099	Verifica	0.105	21.73	6.79	180.00	24.54	Φ25//0,20	9.80	10.05	Φ16//0,20
	m _{cobertura} ⁺	0.45	796.70	0.197	Verifica	0.222	45.94	6.79	180.00	49.09	Φ25//0,10	9.82	10.05	Φ16//0,20
	m _{soleira} ⁺	0.45	425.81	0.105	Verifica	0.112	23.08	6.79	180.00	24.54	Φ25//0,20	9.80	10.05	Φ16//0,20
	m _{soleira} ⁻	0.45	817.31	0.202	Não Verifica	0.229	47.31	6.79	180.00	49.09	Φ25//0,10	9.82	10.05	Φ16//0,20
G	m _{cobertura} ⁻	0.54	627.99	0.108	Verifica	0.114	28.40	8.14	216.00	49.09	Φ25//0,10	11.60	15.71	Φ20//0,20
	m _{cob.1/2 vão} ⁺	0.54	1046.51	0.179	Verifica	0.200	49.66	8.14	216.00	64.75	Φ25//0,2+Φ32//0,2	12.95	15.71	Φ20//0,20
	m _{soleira} ⁺	0.54	686.94	0.118	Verifica	0.126	31.27	8.14	216.00	49.09	Φ25//0,10	11.60	15.71	Φ20//0,20
	m _{sol 1/2 vão} ⁻	0.54	1035.03	0.177	Verifica	0.198	49.04	8.14	216.00	64.75	Φ25//0,2+Φ32//0,2	12.95	15.71	Φ20//0,20
H	m _{cobertura} ⁻	0.64	841.94	0.103	Verifica	0.109	32.03	9.65	256.00	64.75(*)	Φ25//0,2+Φ32//0,2	13.60	15.71	Φ20//0,20
	m _{cob.1/2 vão} ⁺	0.64	1608.97	0.196	Verifica	0.222	65.22	9.65	256.00	80.42	Φ32//0,10	16.08	20.11	Φ16//0,10
	m _{soleira} ⁺	0.64	910.21	0.111	Verifica	0.118	34.81	9.65	256.00	64.75(*)	Φ25//0,2+Φ32//0,2	13.60	15.71	Φ20//0,20
	m _{sol 1/2 vão} ⁻	0.64	1606.56	0.196	Verifica	0.221	65.11	9.65	256.00	80.42	Φ32//0,10	16.08	20.11	Φ16//0,10
I	m _{cobertura} ⁻	0.78	1150.33	0.095	Verifica	0.100	35.73	11.76	312.00	64.75(*)	Φ25//0,2+Φ32//0,2	16.60	20.11	Φ16//0,10
	m _{cob.1/2 vão} ⁺	0.78	2087.43	0.172	Verifica	0.190	68.19	11.76	312.00	80.42	Φ32//0,10	16.60	20.11	Φ16//0,10
	m _{soleira} ⁺	0.78	1263.79	0.104	Verifica	0.110	39.48	11.76	312.00	64.75(*)	Φ25//0,2+Φ32//0,2	16.60	20.11	Φ16//0,10
	m _{sol 1/2 vão} ⁻	0.78	2162.83	0.178	Verifica	0.198	70.96	11.76	312.00	80.42	Φ32//0,10	16.60	20.11	Φ16//0,10

Tabela A2. 8- Quantidade de armadura de flexão a colocar nas lajes para o dimensionamento por *capacity design*.

(*) valor alterado de quantidade de armadura.

2.2 Verificação aos estados limites de utilização

2.2.1. Controlo da fendilhação:

- Paredes

Paredes	M_{qp} (kN/m)	N_{qp} (kN)	h (m)	M_{cr} (kN/m)	Estado	β	α_p	es/d	σ_s (MPa)	$s_r, \text{máx}$ (m)	ϵ_{sm} (‰)	W_k (mm)	$W_{máx}$ (mm)	verificação
A	1/2 vão	0.68	84.18	0.20	19.33	Estado I	0.6	0.0190	∞	Não existe armadura traccionada			0.30	Verifica
	apoio	-24.88	91.06	0.20	19.33	Estado I	0.6	0.0323	∞	140.13	0.227	0.4	0.091	0.30
B	1/2 vão	1.77	150.91	0.25	30.21	Estado I	0.6	0.0152	∞	Não existe armadura traccionada			0.30	Verifica
	apoio	-39.41	159.82	0.25	30.21	Estado I	0.6	0.0271	∞	136.91	0.289	0.391	0.113	0.30
C	1/2 vão	4.79	287.12	0.30	43.50	Estado I	0.7	0.0169	∞	Não existe armadura traccionada			0.30	Verifica
	apoio	-69.06	298.28	0.30	43.50	Estado I	0.7	0.0254	∞	142.96	0.253	0.408	0.103	0.30
D	1/2 vão	-3.07	163.13	0.25	30.21	Estado I	0.2	0.0694	∞	Não existe armadura traccionada			0.30	Verifica
	apoio	-81.36	176.72	0.25	30.21	Estado I	0.2	0.0694	∞	151.7	0.197	0.503	0.099	0.30
E	1/2 vão	-27.68	293.5	0.30	43.50	Estado I	0.4	0.0254	∞	Não existe armadura traccionada			0.30	Verifica
	apoio	-135.39	310	0.30	43.50	Estado I	0.4	0.0578	∞	186.01	0.21	0.638	0.134	0.30
F	1/2 vão	-45.74	550.68	0.35	59.21	Estado I	0.3	0.0218	∞	Não existe armadura traccionada			0.30	Verifica
	apoio	-231.94	570.362	0.35	59.21	Estado I	0.3	0.0774	∞	183.09	0.208	0.659	0.137	0.30
G	1/2 vão	-68.48	482.97	0.45	97.88	Estado I	0.2	0.0150	∞	Não existe armadura traccionada			0.30	Verifica
	apoio	-367.63	520.1	0.45	97.88	Estado I	0.2	0.0735	∞	193.15	0.322	0.7	0.225	0.30
H	1/2 vão	-112.83	715.19	0.50	120.83	Estado I	0.3	0.0212	∞	Não existe armadura traccionada			0.30	Verifica
	apoio	-500.72	757.06	0.50	120.83	Estado I	0.3	0.0661	∞	218.36	0.247	0.805	0.199	0.30
I	1/2 vão	-216.90	1004.33	0.65	204.21	Estado I	0.3	0.0163	∞	Não existe armadura traccionada			0.30	Verifica
	apoio	-722.50	1063.64	0.65	204.21	Estado I	0.3	0.0509	∞	209.03	0.275	0.716	0.197	0.30

Tabela A2. 9- Verificação à fendilhação das paredes.

- Lajes

Box-culverts	M_{qp} (kNm/m)	h (m)	M_{cr} (kNm/m)	Estado	β	α_p	es/d	σ_s (Mpa)	$s_{r, \text{máx}}$ (m)	ϵ_{sm} ‰	W_k (mm)	$W_{\text{máx}}$ (mm)	verificação	
A	meio-vão	35.60	0.25	30.21	Estado II	1.0	0.0305	∞	174.136	0.249	0.498	0.124	0.30	Verifica
	apoio	-24.88	0.25	30.21	Estado I	1.0	0.0305	∞	121.700	0.249	0.348	0.087	0.30	Verifica
B	meio-vão	69.70	0.35	59.21	Estado II	1.0	0.0193	∞	252.097	0.386	0.720	0.278	0.30	Verifica
	apoio	-39.41	0.35	59.21	Estado I	1.0	0.0193	∞	142.542	0.386	0.407	0.157	0.30	Verifica
C	meio-vão	138.94	0.40	77.33	Estado II	1.0	0.0264	∞	241.787	0.316	0.691	0.218	0.30	Verifica
	apoio	-69.06	0.40	77.33	Estado I	1.0	0.0264	∞	120.180	0.316	0.343	0.108	0.30	Verifica
D	meio-vão	132.26	0.35	59.21	Estado II	0.6	0.0496	∞	195.532	0.234	0.632	0.148	0.30	Verifica
	apoio	-81.36	0.35	59.21	Estado I	0.6	0.0302	∞	193.934	0.329	0.554	0.182	0.30	Verifica
E	meio-vão	250.22	0.4	77.33	Estado II	0.8	0.0678	∞	233.57	0.233	0.855	0.200	0.30	Verifica
	apoio	-135.39	0.4	77.33	Estado I	0.8	0.0529	∞	140.29	0.238	0.401	0.096	0.30	Verifica
F	meio-vão	504.265	0.50	120.83	Estado II	0.5	0.0661	∞	289.744	0.244	1.122	0.274	0.30	Verifica
	apoio	-231.945	0.50	120.83	Estado I	0.5	0.0331	∞	234.094	0.357	0.681	0.243	0.30	Verifica
G	meio-vão	616.408	0.60	174.00	Estado II	0.76	0.0727	∞	229.56	0.266	0.85	0.226	0.30	Verifica
	apoio	-367.624	0.60	174.00	Estado I	0.76	0.0551	∞	171.581	0.291	0.513	0.149	0.30	Verifica
H	meio-vão	981.15	0.70	236.83	Estado II	0.81	0.0774	∞	241.929	0.266	0.926	0.246	0.30	Verifica
	apoio	-458.06	0.70	236.83	Estado I	0.81	0.0623	∞	140.496	0.283	0.402	0.114	0.30	Verifica
I	meio-vão	1357.39	0.85	349.21	Estado II	0.81	0.0637	∞	268.002	0.268	1.048	0.281	0.30	Verifica
	apoio	-722.50	0.85	349.21	Estado I	0.81	0.0513	∞	177.249	0.283	0.577	0.164	0.30	Verifica

Tabela A2. 10- Verificação à fendilhação das lajes.

2.2.2 Controlo da deformação:

Cálculo da relação vão/altura, por forma a dispensar a verificação explícita do cálculo das flechas.

• Paredes

Parede		l (m)	d (m)	l/d	h (m)	ρ_0	ρ'	ρ	k	limite	verificação
A	meio-vão	2.75	0.17	16.18	0.2	0.0055	0.005	0.0028	1.3	56	Verifica
B	meio-vão	2.85	0.22	12.95	0.25	0.0055	0.004	0.0023	1.3	79	Verifica
C	meio-vão	2.95	0.26	11.35	0.3	0.0055	0.004	0.0025	1.3	67	Verifica
D	meio-vão	4.35	0.22	19.77	0.25	0.0055	0.010	0.0023	1.3	79	Verifica
E	meio-vão	4.40	0.26	16.92	0.3	0.0055	0.009	0.0038	1.3	37	Verifica
F	meio-vão	4.50	0.30	15.00	0.35	0.0055	0.012	0.0032	1.3	46	Verifica
G	meio-vão	6.60	0.40	16.50	0.45	0.0055	0.011	0.0022	1.3	80	Verifica
H	meio-vão	6.70	0.50	13.40	0.5	0.0055	0.010	0.0031	1.3	48	Verifica
I	meio-vão	6.75	0.60	11.25	0.65	0.0055	0.008	0.0024	1.3	71	Verifica

Tabela A2. 11- Verificação da dispensa do cálculo do controlo da deformação para as Paredes.

• Lajes

Lajes		l (m)	d (m)	l/d	h (m)	ρ_0	ρ'	ρ	k	limite	verificação
A	meio-vão	2.7	0.22	12.27	0.25	0.0055	0.005	0.005	1.3	44	Verifica
B	meio-vão	2.75	0.32	8.59	0.35	0.0055	0.003	0.003	1.3	65	Verifica
C	meio-vão	2.8	0.4	7.00	0.40	0.0055	0.004	0.004	1.3	42	Verifica
D	meio-vão	5.25	0.3	17.50	0.35	0.0055	0.004	0.007	1.3	40	Verifica
E	meio-vão	5.3	0.36	14.72	0.4	0.0055	0.008	0.010	1.3	58	Verifica
F	meio-vão	5.35	0.45	11.89	0.50	0.0055	0.005	0.010	1.3	29	Verifica
G	meio-vão	8.45	0.54	15.65	0.60	0.0055	0.008	0.011	1.3	49	Verifica
H	meio-vão	8.55	0.64	13.36	0.7	0.0055	0.009	0.011	1.3	51	Verifica
I	meio-vão	8.65	0.78	11.09	0.85	0.0055	0.008	0.009	1.3	55	Verifica

Tabela A2. 12- Verificação da dispensa do cálculo do controlo de deformação para as Lajes.

Anexo 3- Apresentação dos resultados das análises realizadas

3.1 Comparação de resultados para valores médios

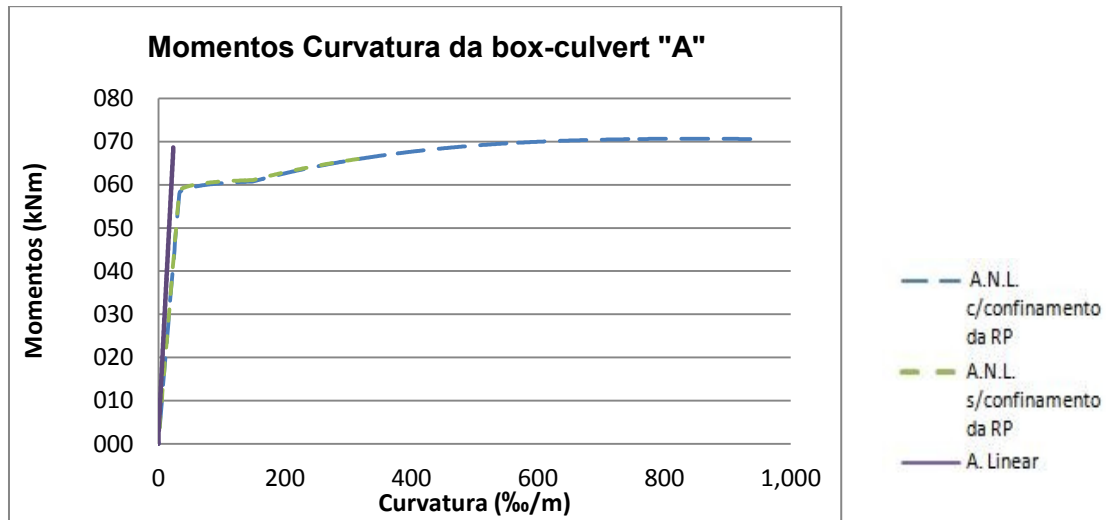


Gráfico A3. 1- Comparação dos resultados obtidos das diferentes análises para a secção da extremidade inferior da parede da esquerda da box-culvert A.

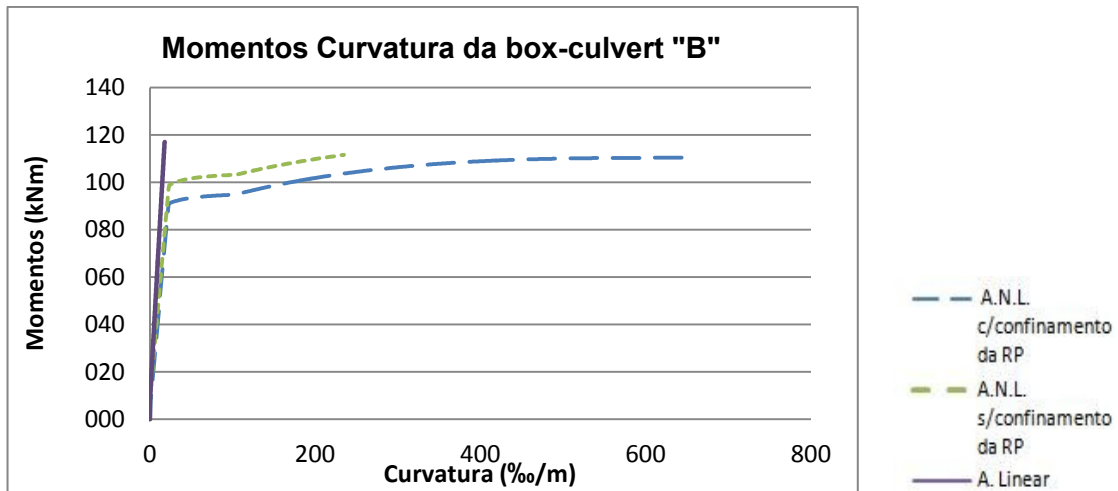


Gráfico A3. 2-Comparação dos resultados obtidos das diferentes análises para a da extremidade inferior da parede da esquerda (análise linear e análise não-linear com confinamento) e extremidade superior da parede da esquerda (análise não-linear sem confinamento) da box-culvert B.

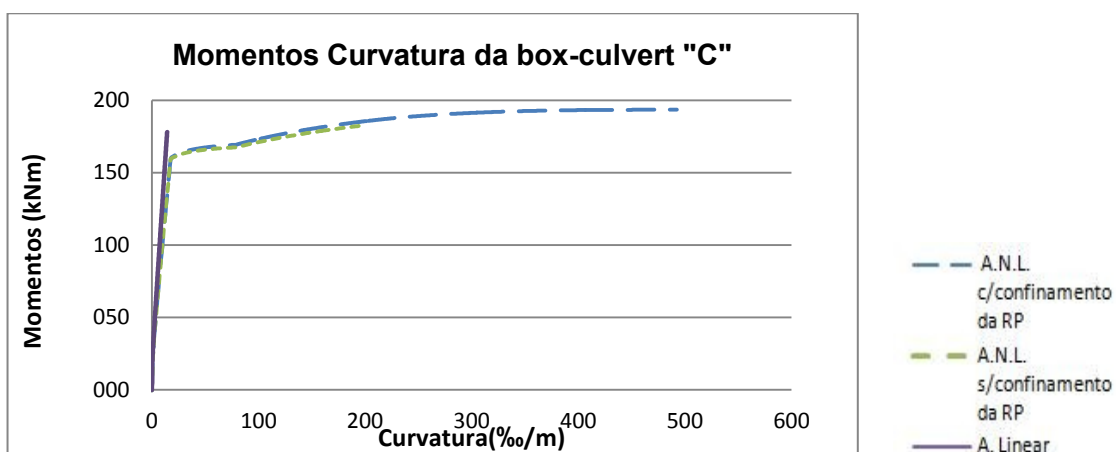


Gráfico A3. 3- Comparação dos resultados obtidos das diferentes análises para a secção da extremidade inferior da parede esquerda (análise linear) e extremidade superior da parede da direita (análises não-lineares) da box-culvert C.

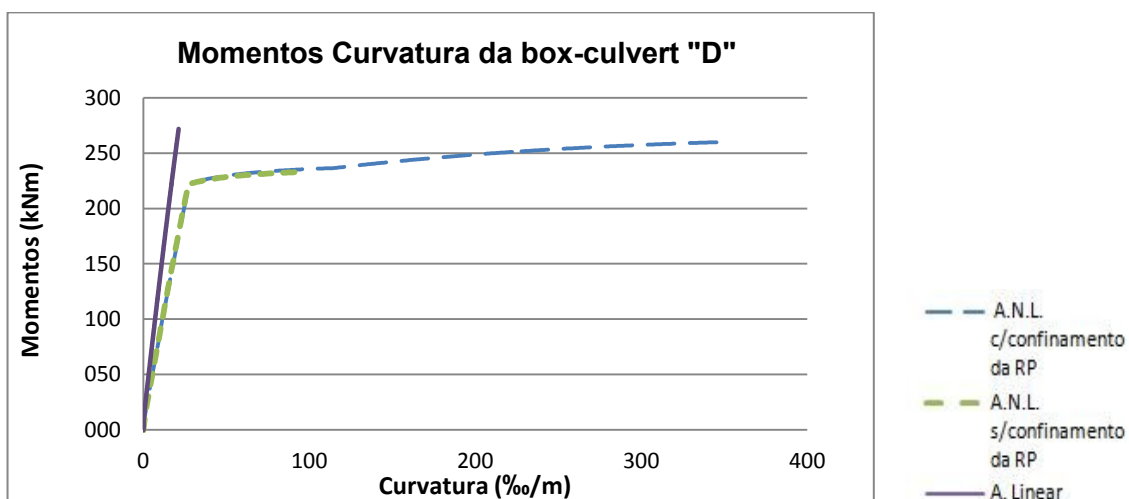


Gráfico A3. 4- Comparação dos resultados obtidos das diferentes análises para a secção da extremidade superior da parede da direita da box-culvert D.

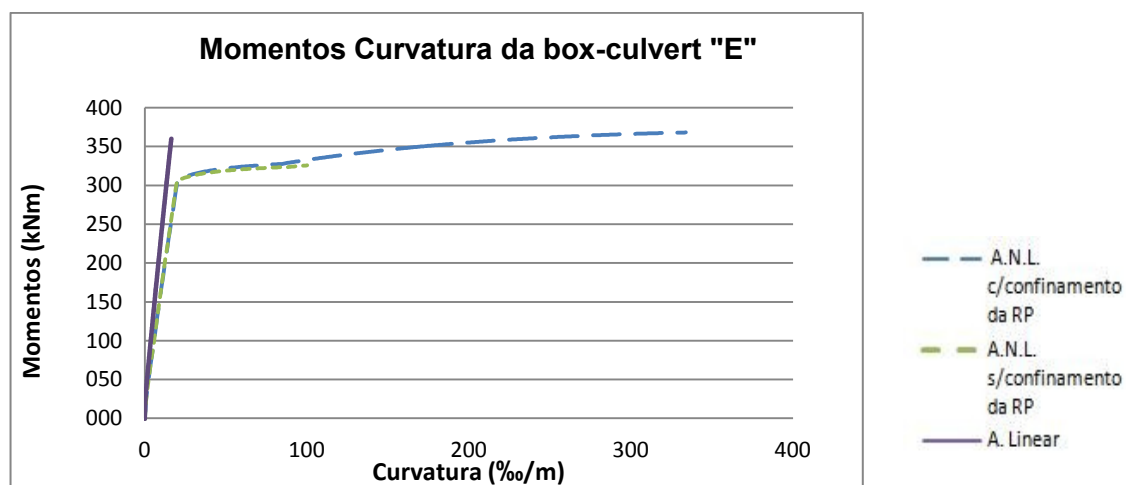


Gráfico A3. 5- Comparação dos resultados obtidos das diferentes análises para a secção da extremidade superior da parede da direita da box-culvert E.

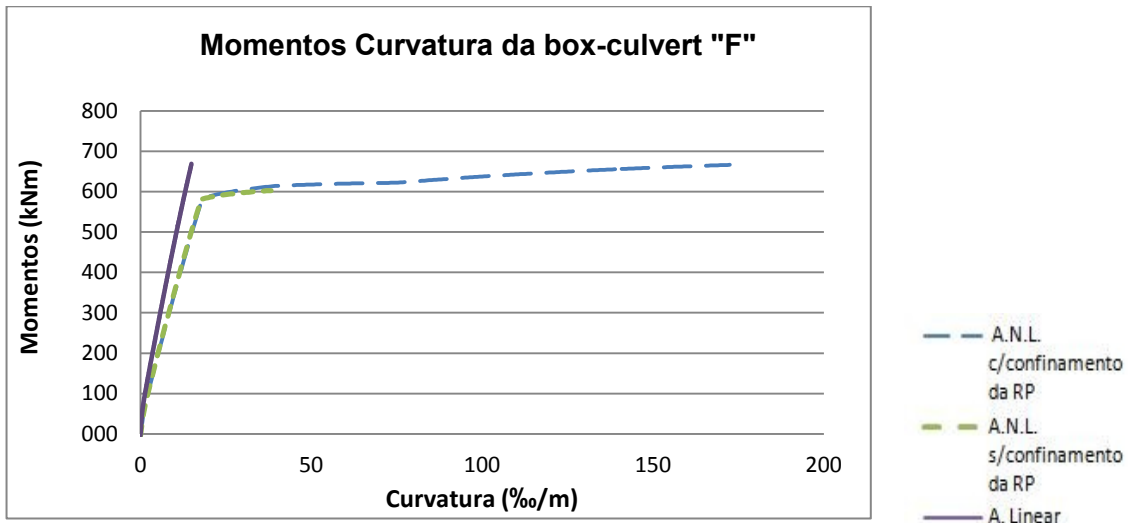


Gráfico A3. 6- Comparação dos resultados obtidos das diferentes análises para a secção da extremidade superior da parede da direita da box-culvert F.

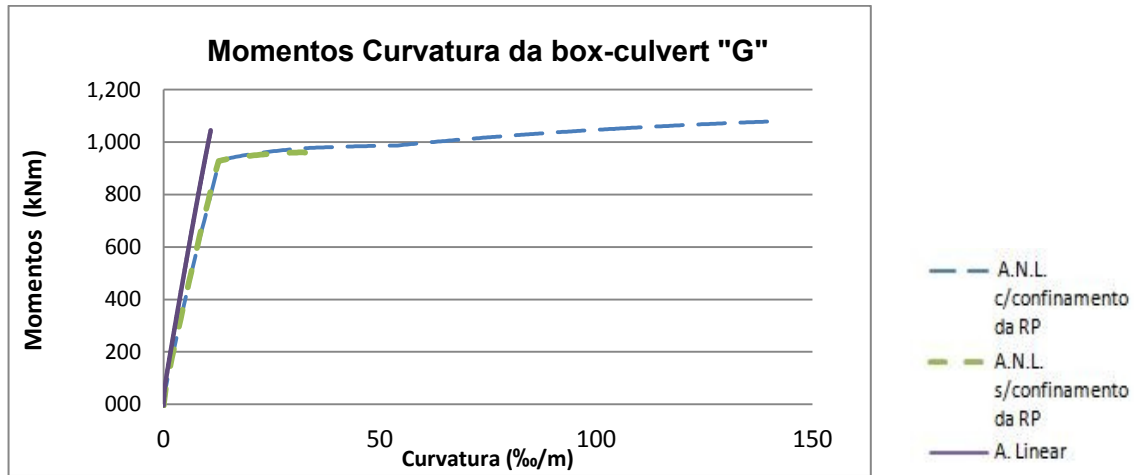


Gráfico A3. 7- Comparação dos resultados obtidos das diferentes análises para a secção da extremidade superior da parede da direita da box-culvert G.

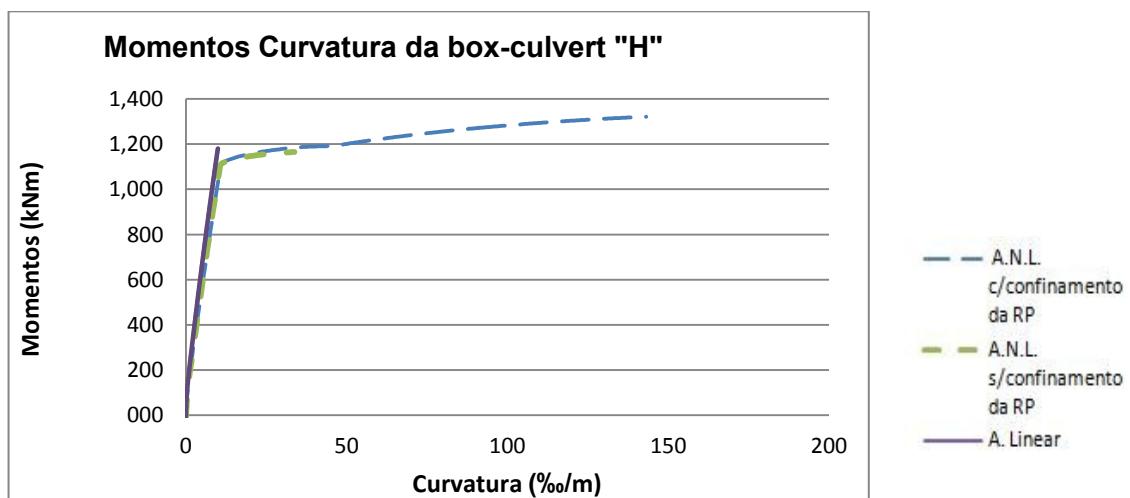


Gráfico A3. 8- Comparação dos resultados obtidos das diferentes análises para a secção da extremidade superior da parede da direita da box-culvert H.

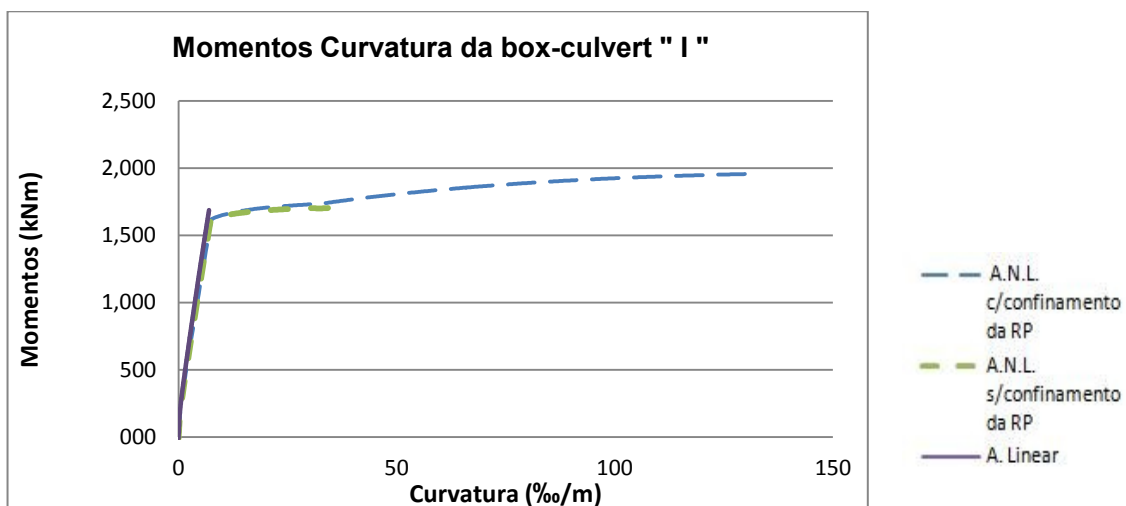


Gráfico A3. 9- Comparação dos resultados obtidos das diferentes análises para a secção da extremidade superior da parede da direita da box-culvert I.

Box-culverts	Análise Linear			Análise não-linear sem confinamento das R.P.					Análise não-linear com confinamento das R.P.				
	N (kN)	M _y (kNm)	X _y (m ⁻¹ /1000)	N (kN)	M _y (kNm)	X _y (m ⁻¹ /1000)	M _u (kNm)	X _u (m ⁻¹ /1000)	N (kN)	M _y (kNm)	X _y (m ⁻¹ /1000)	M _u (kNm)	X _u (m ⁻¹ /1000)
A	41.00 (*)	68.64	23.492	28.00(*)	58.84	33.041	65.75	307.970	21.00(*)	57.93	32.774	70.66	945.970
B	92.00 (*)	115.66	17.618	179.00	97.24	22.623	111.23	228.260	64.00 (*)	89.61	22.221	110.51	647.035
C	210.00(*)	178.03	14.168	339.00	157.85	17.126	181.95	190.962	357.00	158.22	17.273	192.89	367.547
D	158.00	270.25	21.041	170.00	219.08	26.723	233.81	98.085	183.00	220.68	27.313	259.39	347.310
E	296.00	358.87	16.261	315.00	299.86	19.391	324.46	94.374	340.00	300.49	19.707	366.64	312.753
F	586.00	666.19	14.852	620.00	570.40	17.395	604.24	36.899	652.00	573.47	17.728	665.01	172.868
G	468.00	1044.91	10.901	504.00	922.92	12.597	964.36	30.225	526.00	922.57	12.796	1078.78	142.417
H	692.00	1181.42	9.975	743.00	1112.19	10.756	1168.21	32.261	792.00	1107.14	10.906	1321.48	144.371
I	948.00	1687.39	6.993	1028.00	1586.76	7.252	1707.23	36.114	1093.00	1616.37	7.511	1956.04	130.605

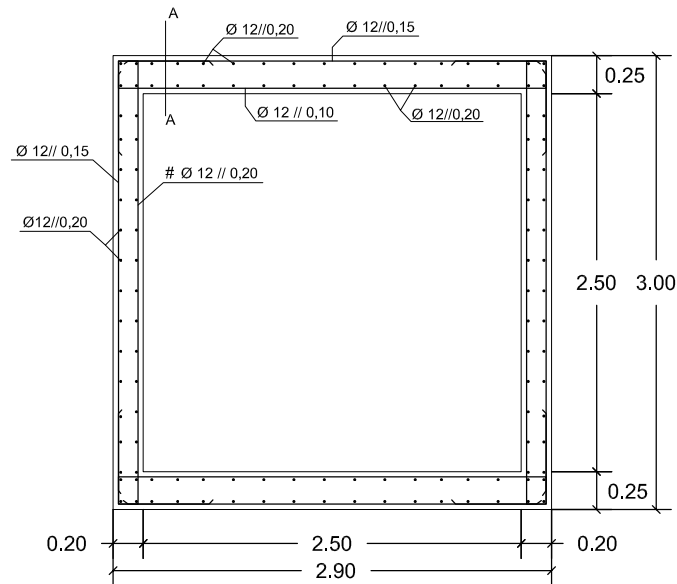
Nota1: (*) modelos estruturais que quebram pela secção de extremidade inferior da parede da esquerda.

Nota2: R.P.- rótula plástica

Tabela A3. 1- Resultados obtidos das análises desenvolvidas para as propriedades médias dos materiais.

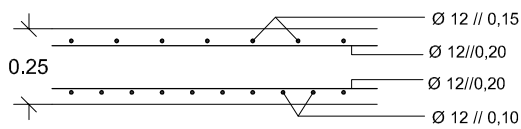
Anexo 4- Peças desenhadas

Box-culvert A




Escala 1:50

Corte A-A

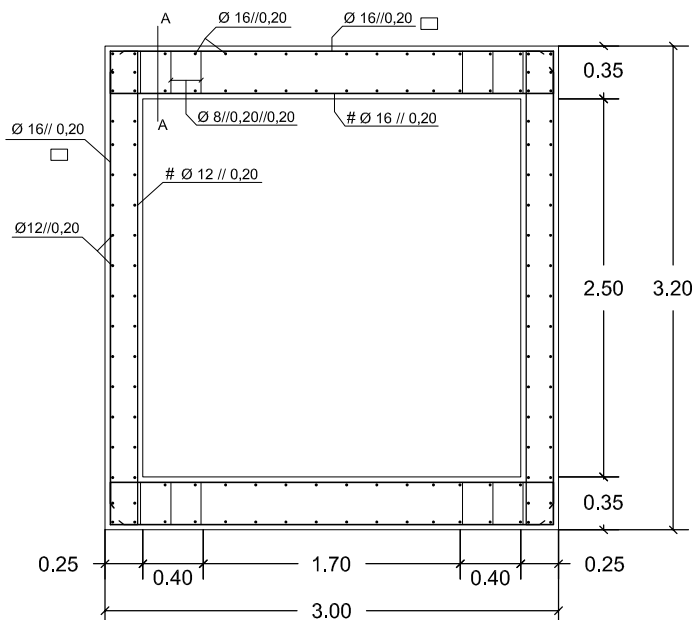


Escala 1:25

Materiais:
 Betão: C30/37
 Aço: A500 NR
 Rec. 4,0cm

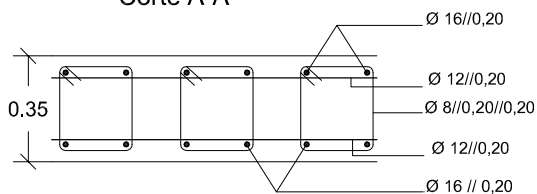
Projectou:	Data:	Rubrica:	CURSO / DISCIPLINA: Dissertação de Mestrado	
Desenhou:				
Verificou:				
Visto:				
OBSERVAÇÕES:			NOME / Nº / TURMA : Sofia Lopes nº 268	Desenho Nº: 01
ESCALA: 1/50 e 1/25			CONTÉM: Armadura da secção transversal da box-culvert A calculada por dimensionamento directo.	Substituído por:

Box-culvert B




Escala 1:50

Corte A-A

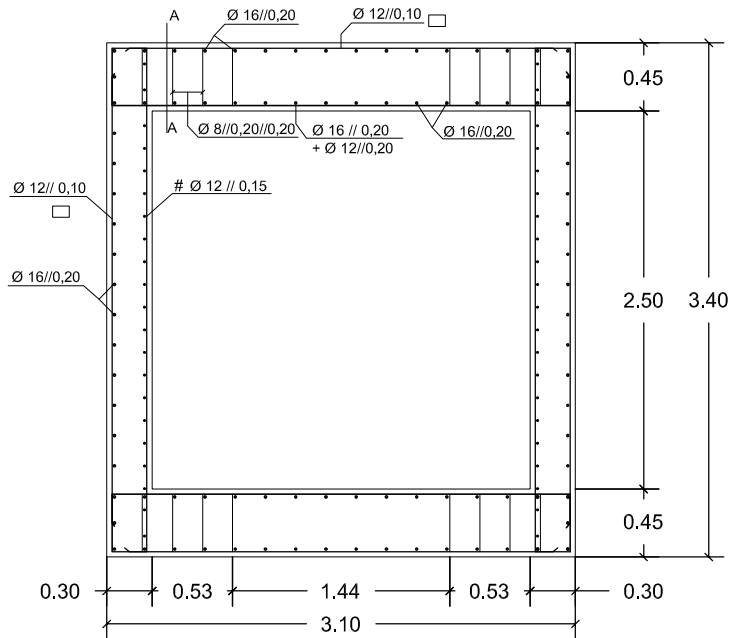


Escala 1:25

Materiais:
 Betão:C30/37
 Aço:A500 NR
 Rec. 4,0cm

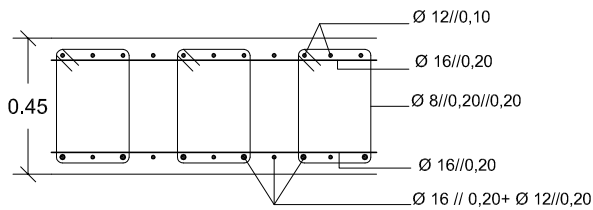
Projectou: Desenhou: Verificou: Visto:	Data: Rubrica:	CURSO / DISCIPLINA: <p style="text-align: center; font-weight: bold;">Dissertação de Mestrado</p> NOME / N° / TURMA : <p style="text-align: center; font-weight: bold;">Sofia Lopes nº 268</p>	 Escola Superior de Tecnologia do Barreiro
OBSERVAÇÕES:		CONTÉM: Armadura da secção transversal da box-culvert B calculada por dimensionamento directo.	Desenho N°: 02
ESCALA: <p style="text-align: center; font-weight: bold;">1/50 e 1/25</p>		Substituído por:	Substituído por:

Box-culvert C




Escala 1:50

Corte A-A

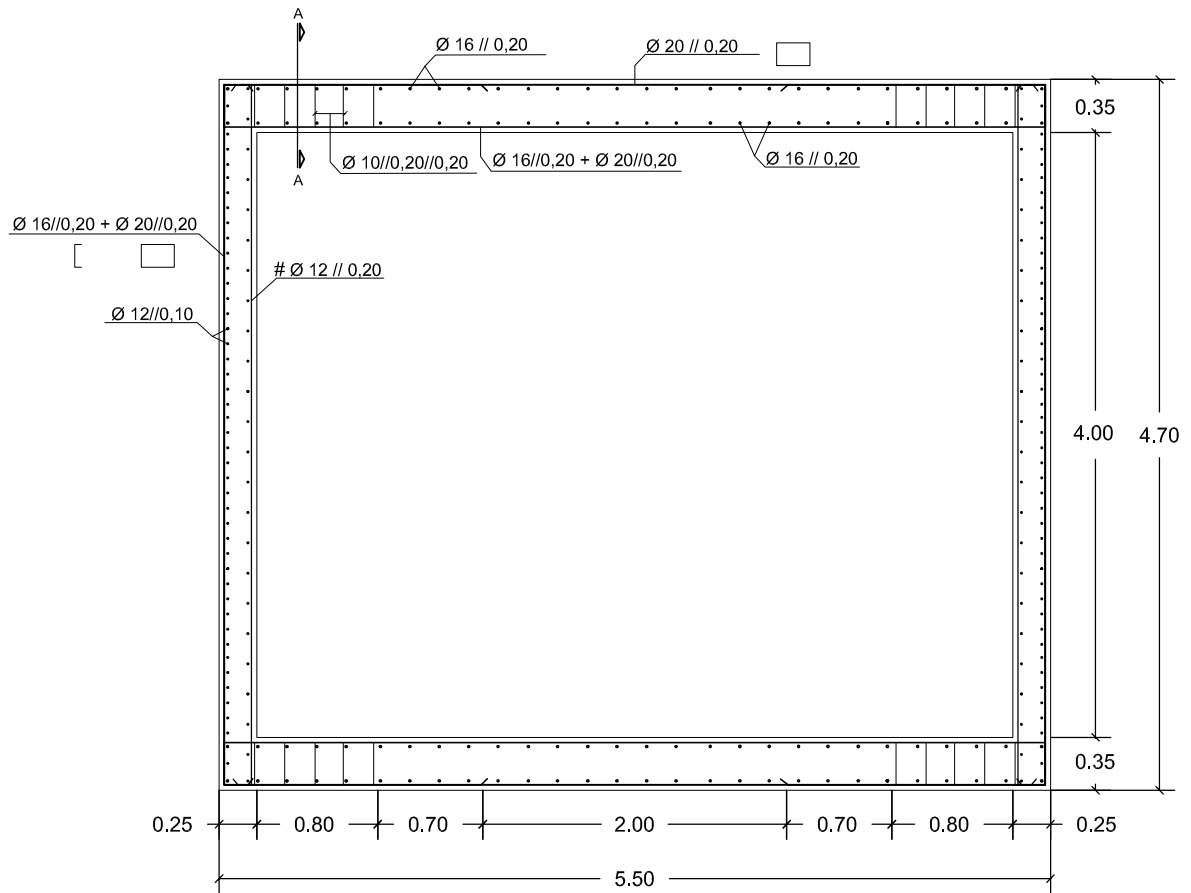


Escala 1:25

Materiais:
 Betão:C30/37
 Aço:A500 NR
 Rec. 4,0cm

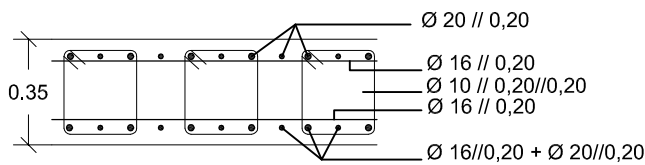
Projectou: Desenhou: Verificou: Visto:	Data: Rubrica:	CURSO / DISCIPLINA: Dissertação de Mestrado NOME / Nº / TURMA : Sofia Lopes nº 268	
OBSERVAÇÕES:		Escala: 1/50 e 1/25	Desenho Nº: 03
CONTÉM:		Armadura da secção transversal da box-culvert C calculada por dimensionamento directo.	Substituído por:

Box-culvert D




Escala 1:50

Corte A-A

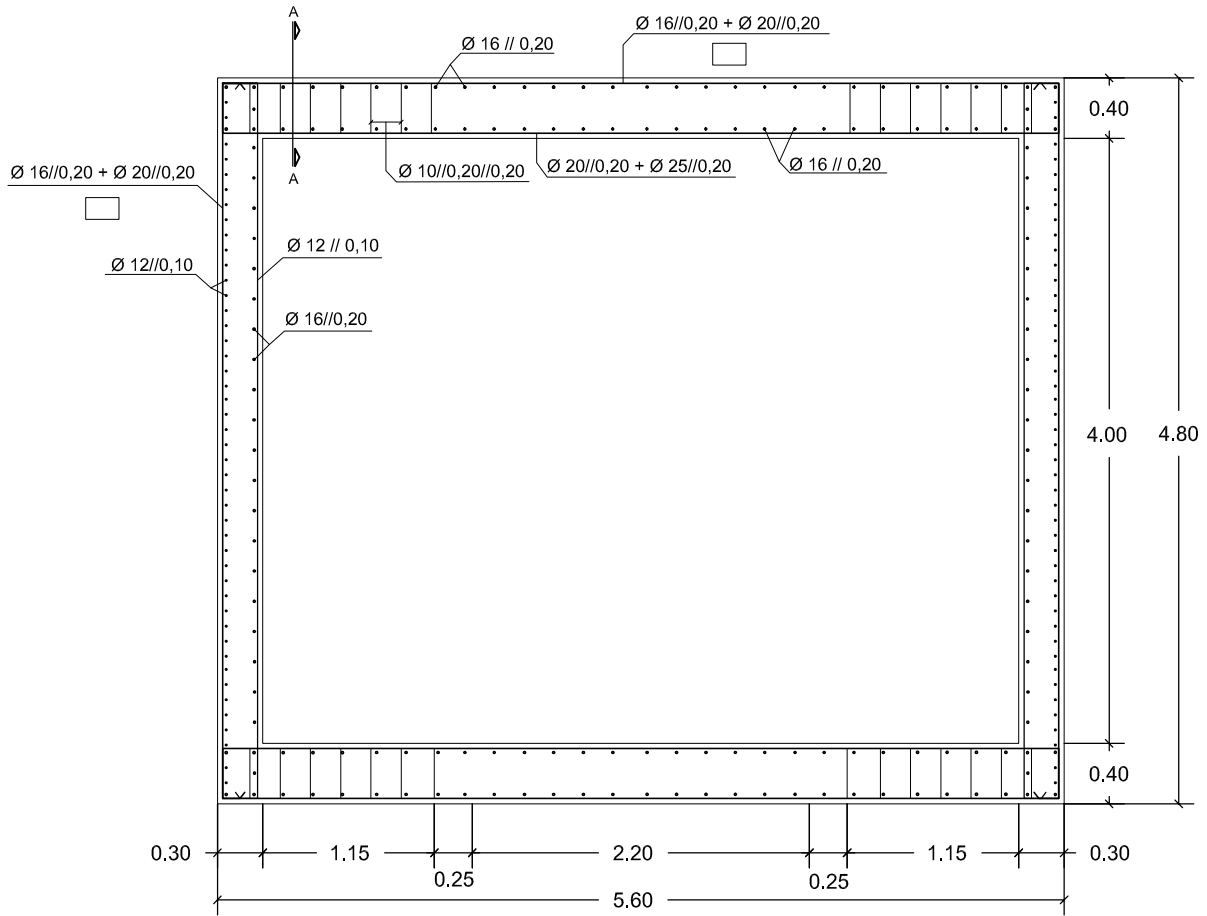


Escala 1:25

Materiais:
 Betão:C30/37
 Aço:A500 NR
 Rec. 4,0cm

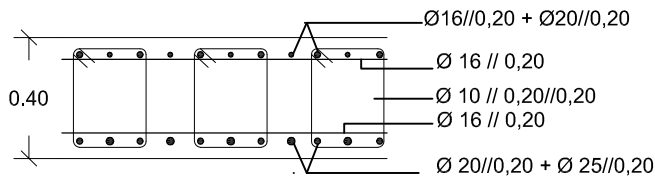
Projectou:	Data:	Rubrica:	CURSO / DISCIPLINA: Dissertação de Mestrado	
Desenhou:				
Verificou:				
Visto:				
OBSERVAÇÕES:			NOME / Nº / TURMA : Sofia Lopes nº 268	Desenho Nº: 04
ESCALA: 1/50 e 1/25			CONTÉM: Armadura da secção transversal da box-culvert D calculada por dimensionamento directo.	Substituído por:

Box-culvert E




Escala 1:50

Corte A-A

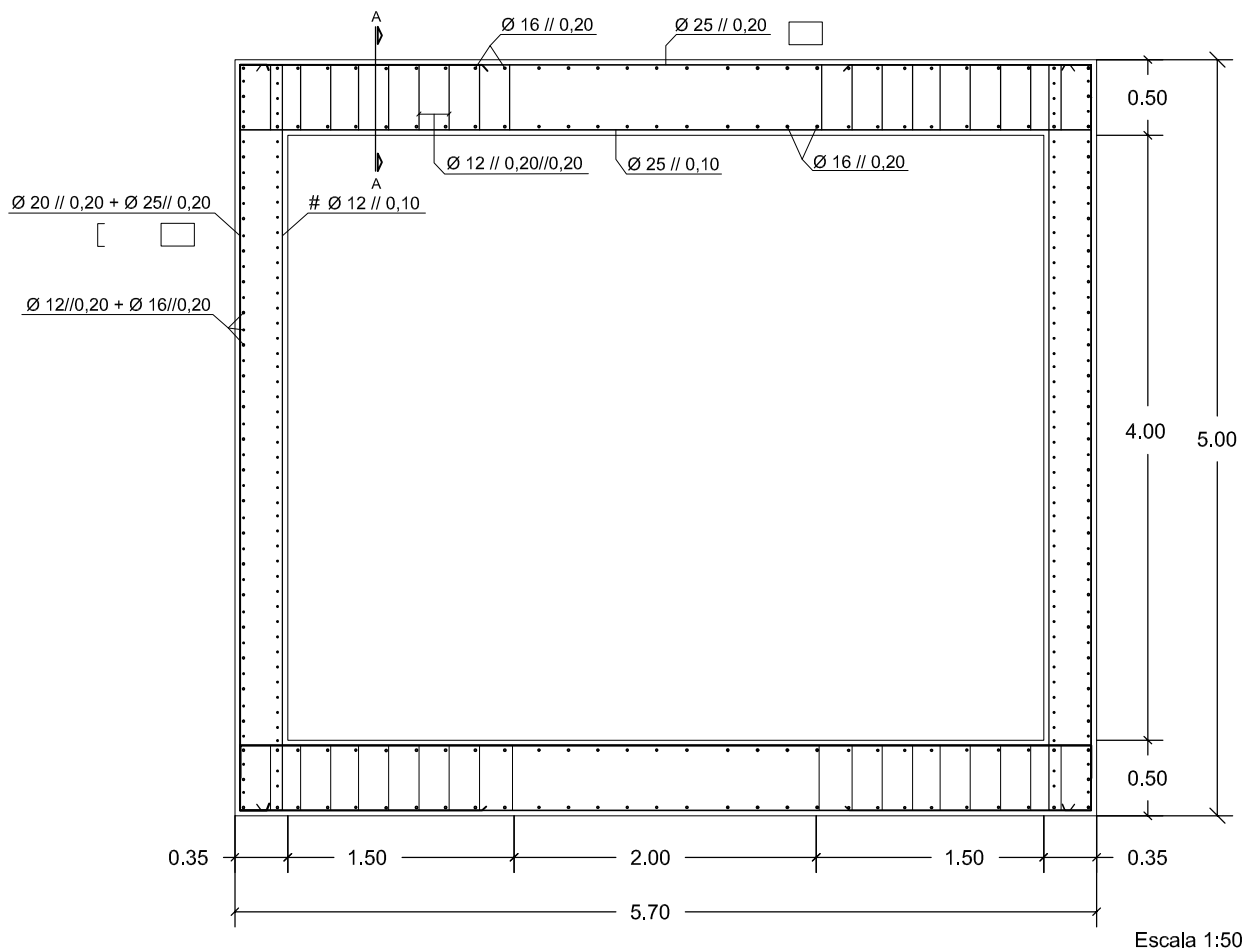


Escala 1:25

Materiais:
 Betão:C30/37
 Aço:A500 NR
 Rec. 4,0cm

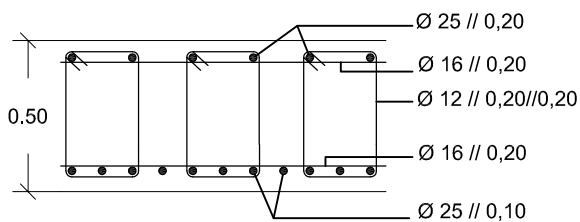
Projectou:	Data:	Rubrica:	CURSO / DISCIPLINA: Dissertação de Mestrado	
Desenhou:				
Verificou:				
Visto:				
OBSERVAÇÕES:			NOME / Nº / TURMA : Sofia Lopes nº 268	Desenho Nº: 05
ESCALA: 1/50 e 1/25			CONTÉM: Armadura da secção transversal da box-culvert E calculada por dimensionamento directo.	Substituído por:

Box-culvert F




Escala 1:50

Corte A-A

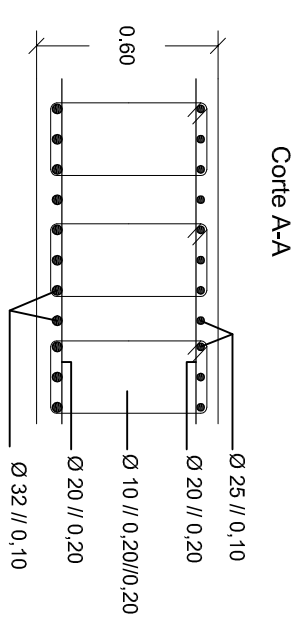
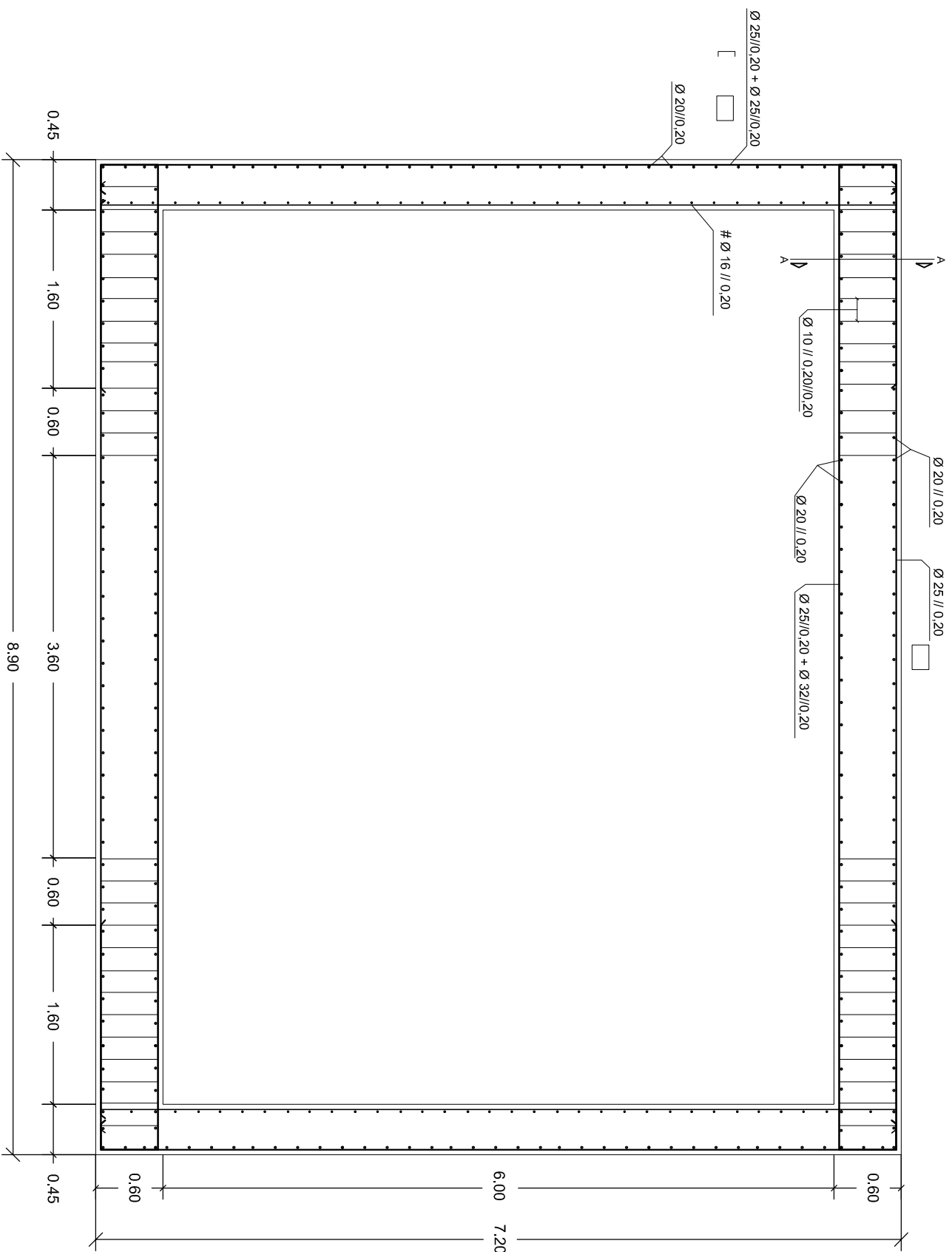


Escala 1:25

Materiais:
 Betão:C30/37
 Aço:A500 NR
 Rec. 4,0cm

Projectou:	Data:	Rubrica:	CURSO / DISCIPLINA: Dissertação de Mestrado													
Desenhou:																
Verificou:																
Visto:																
OBSERVAÇÕES:			NOME / Nº / TURMA : Sofia Lopes nº 268	Desenho Nº: 06												
ESCALA: 1/50 e 1/25			CONTÉM: Armadura da secção transversal da box-culvert F calculada por dimensionamento directo.	<table border="1"> <tr> <td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td> </tr> <tr> <td colspan="6">Substituído por:</td> </tr> </table>							Substituído por:					
Substituído por:																

Box-culvert G



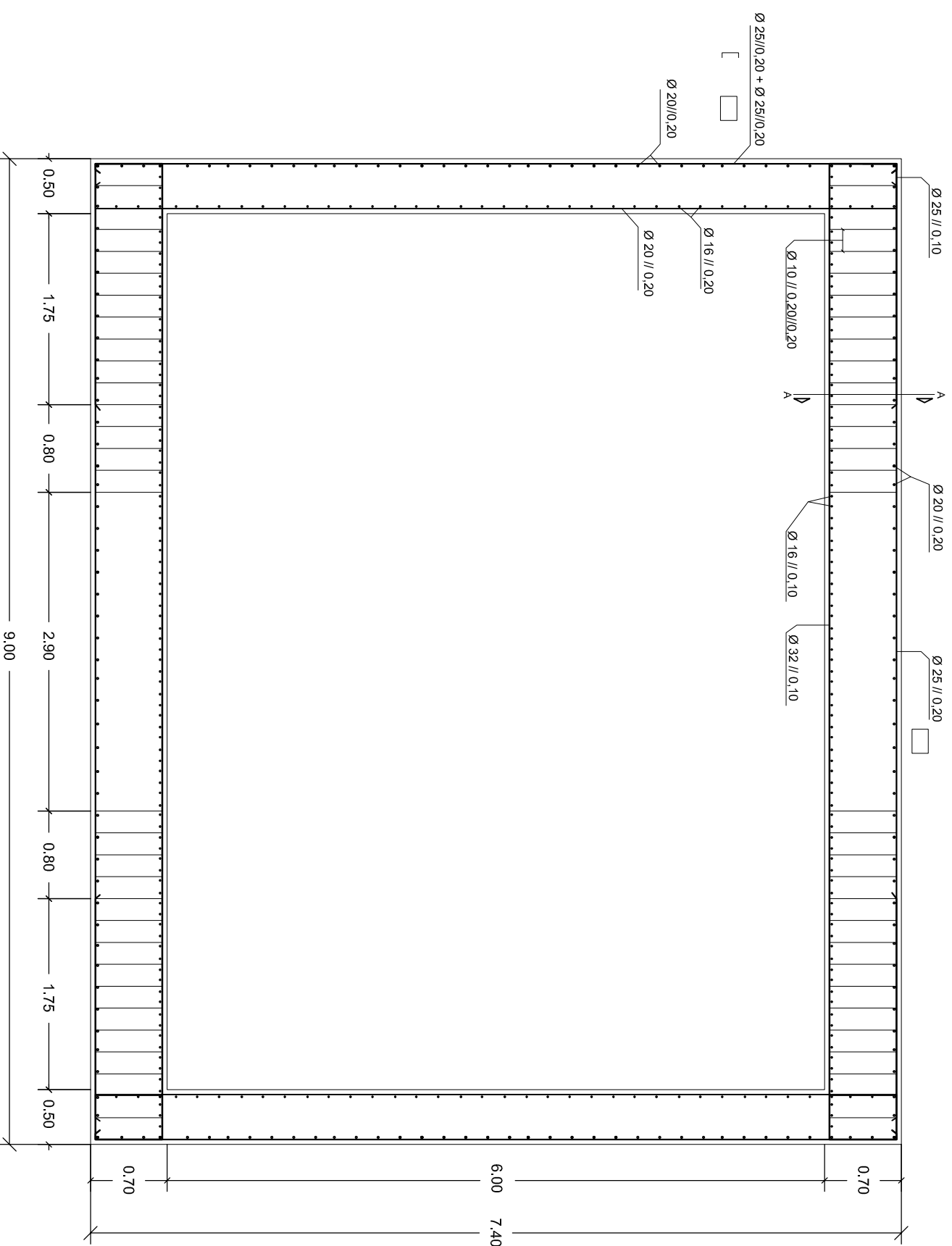
Escala 1:50

Escala 1:25

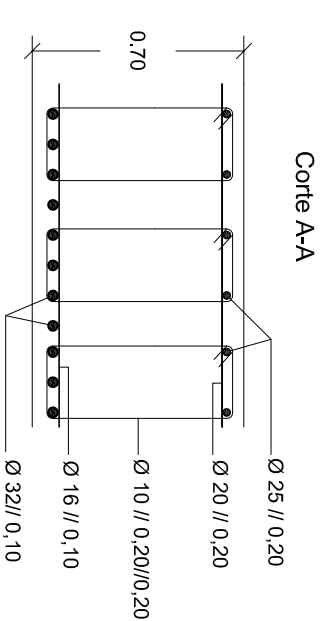
Materiais:
 Betão: C30/37
 Aço: A500 NR
 Rec. 4,5cm

Projectou:	União	Revisão:	
Desenhou:			
Verificou:			
Visto:			
OBSERVAÇÕES:			
ESCALA:		CURSO / DISCIPLINA:	
1/50 e 1/25		Dissertação de Mestrado	
CONTÉM:		NOME / Nº / TURMA:	
Armadura da secção transversal da box-culvert G calculada por dimensionamento directo.		Sofia Lopes nº 268	
Desenho Nº:			
07			
Sustentado por:		Sustentado por:	

Box-culvert H



Escala 1:50



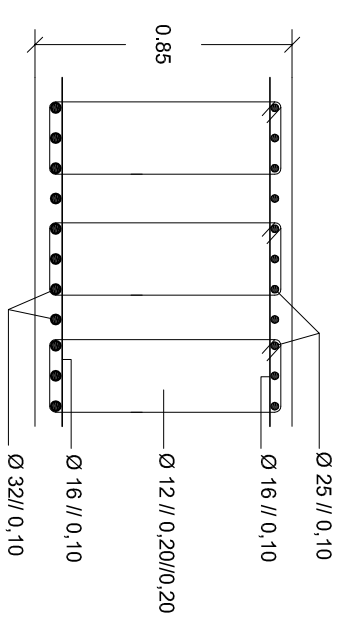
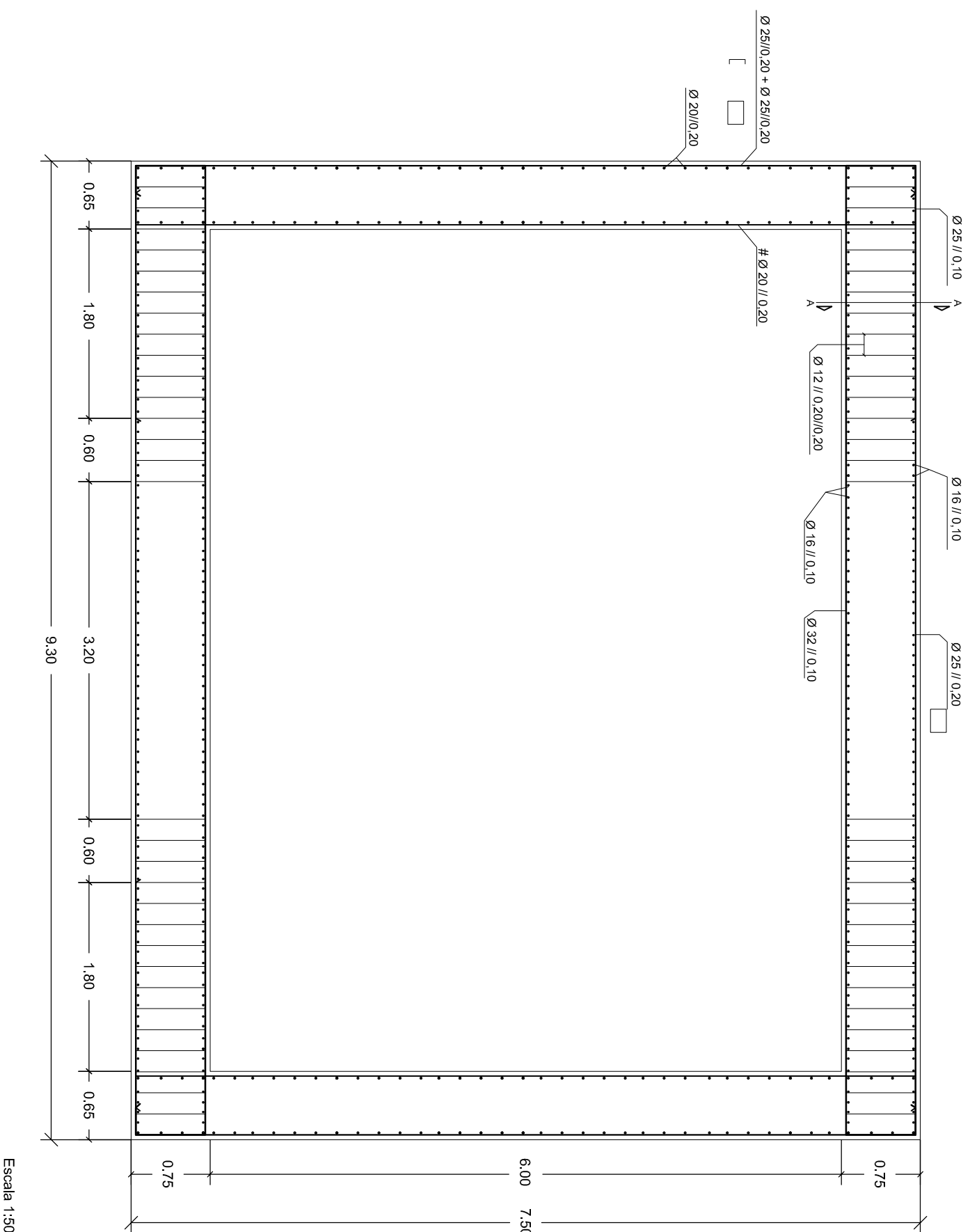
Escala 1:25

Materiais:
 Betão:C30/37
 Aço:A500 NR
 Rec. 4,5cm

Projectou:	Desenhou:	Verificou:	Visto:	OBSERVAÇÕES:	ESCALA:	1/50 e 1/25
CURSO / DISCIPLINA:	CURSO / DISCIPLINA:			CURSO / DISCIPLINA:		
Dissertação de Mestrado				Dissertação de Mestrado		
NOME / Nº / TURMA:				NOME / Nº / TURMA:		
Sofia Lopes nº 268				Sofia Lopes nº 268		
CONTÉM:				CONTÉM:		
Armadura da secção transversal da box-culvert H calculada por dimensionamento directo.				Armadura da secção transversal da box-culvert H calculada por dimensionamento directo.		
Desenho Nº:				Desenho Nº:		
08				08		
Sustentado por:				Sustentado por:		



Box-culvert I




Corte A-A

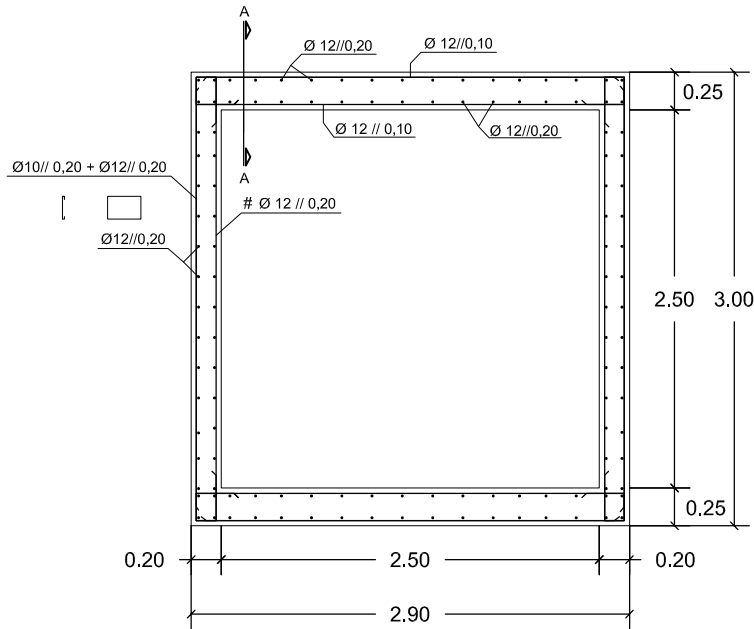
Escala 1:50

Escala 1:25

Materiais:
 Betão:C30/37
 Aço:A500 NR
 Rec. 4,5cm

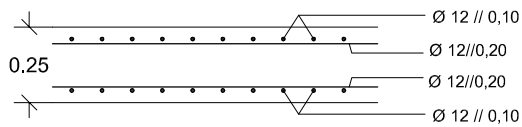
Projectou:	Desenhou:	Verificou:	Visto:	OBSERVAÇÕES:	ESCALA:	1/50 e 1/25
CURSO / DISCIPLINA:				Dissertação de Mestrado		
NOME / Nº / TURMA:				Sofia Lopes nº 268		
CONTÉM:				Armadura da secção transversal da box-culvert I calculada por dimensionamento directo.		
 Instituto Politécnico de Setúbal Faculdade de Engenharia				Desenho Nº: 09		
Sustentado por:				Sustentado por:		

Box-culvert A




Escala 1:50

Corte A-A

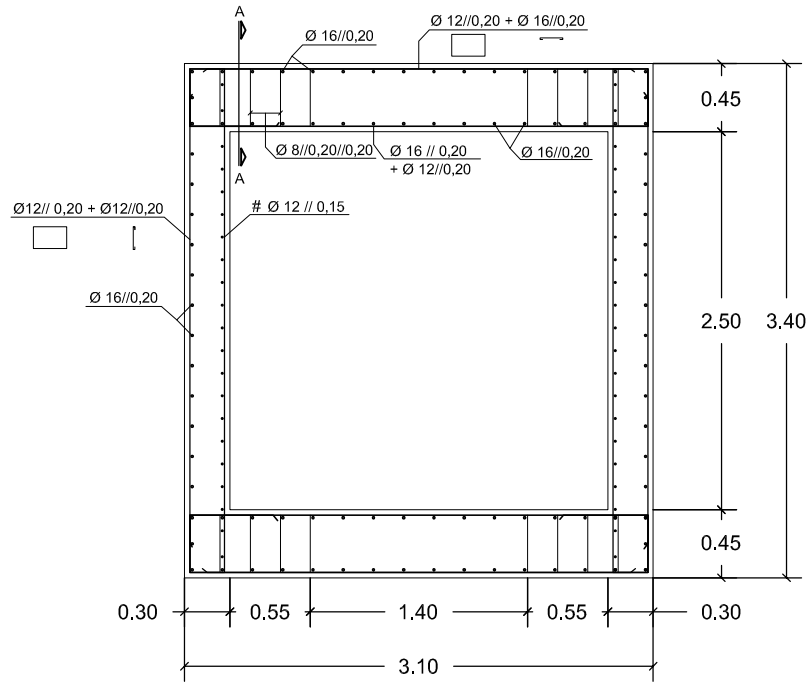


Escala 1:25

Materiais:
 Betão:C30/37
 Aço:A500 NR
 Rec. 4,0cm

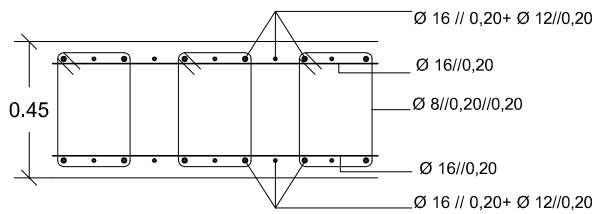
Projectou:	Data:	Rubrica:	CURSO / DISCIPLINA: Dissertação de Mestrado													
Desenhou:																
Verificou:																
Visto:																
OBSERVAÇÕES:			NOME / Nº / TURMA : Sofia Lopes nº 268	Desenho Nº: 10												
ESCALA: 1/50 e 1/25			CONTÉM: Armadura da secção transversal da box-culvert A dimensionada por Capacity Design.	<table border="1"> <tr> <td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td> </tr> <tr> <td colspan="6">Substituído por:</td> </tr> </table>							Substituído por:					
Substituído por:																

Box-culvert C




Escala 1:50

Corte A-A

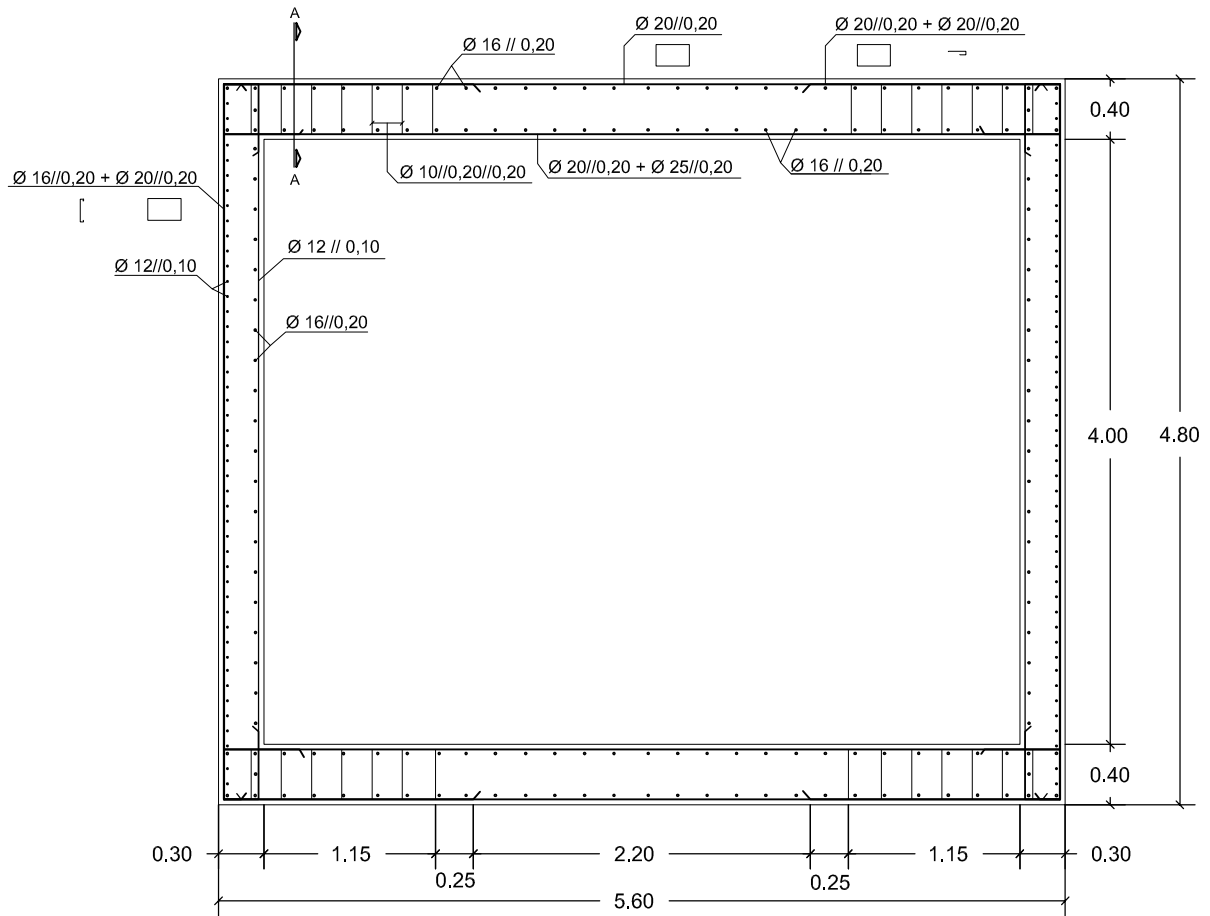


Escala 1:25

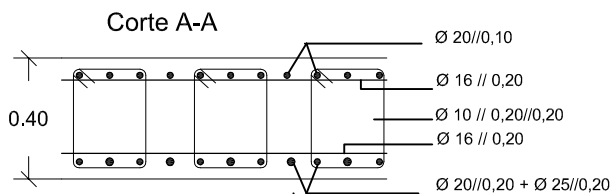
Materiais:
 Betão:C30/37
 Aço:A500 NR
 Rec. 4,0cm

Projectou: Desenhou: Verificou: Visto:	Data: Rubrica:	CURSO / DISCIPLINA: Dissertação de Mestrado NOME / Nº / TURMA : Sofia Lopes nº 268	
OBSERVAÇÕES:		CONTÉM: Armadura da secção transversal da box-culvert C dimensionada por Capacity Design.	Desenho Nº: 11
ESCALA: 1/50 e 1/25			Substituído por:

Box-culvert E




Escala 1:50

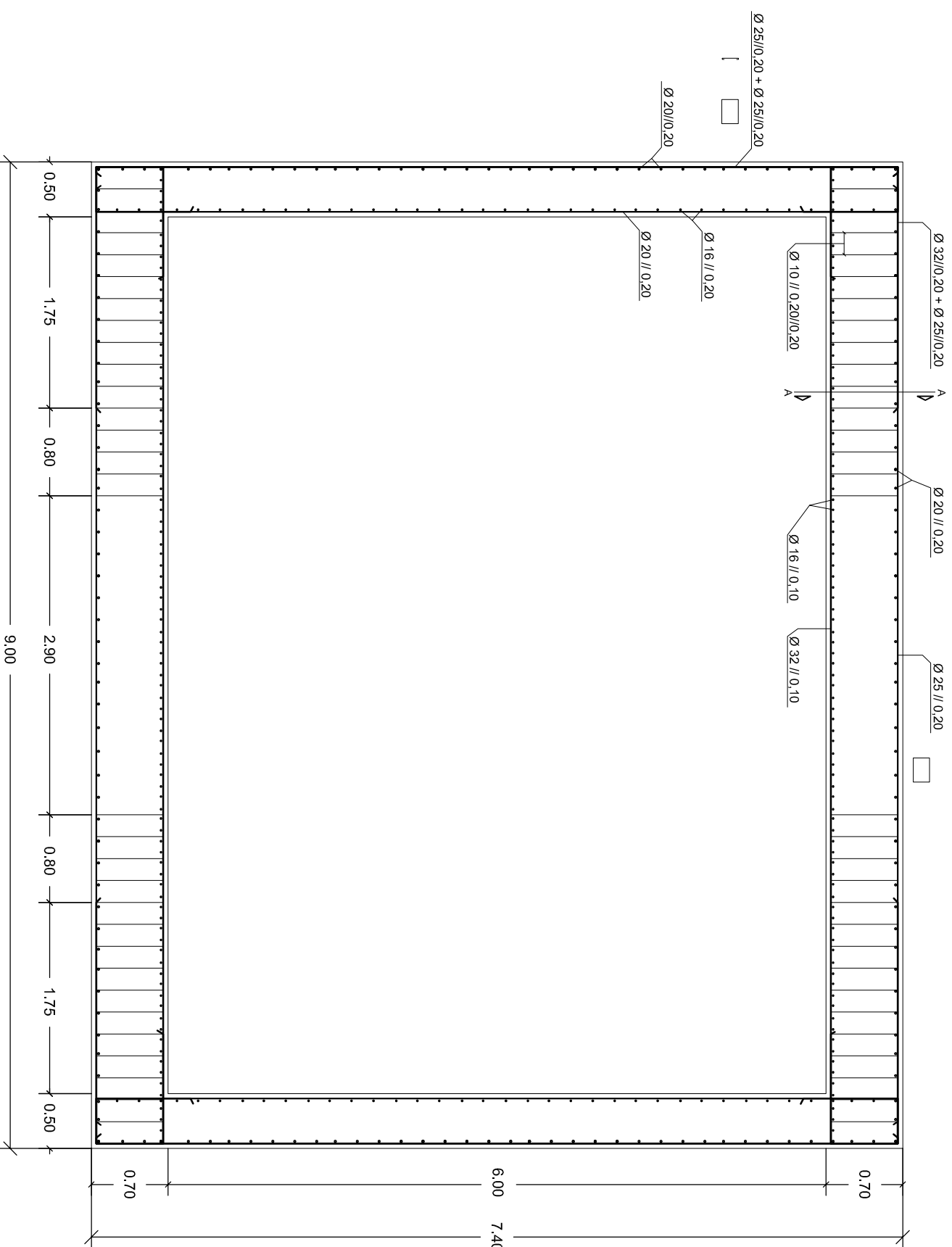


Escala 1:25

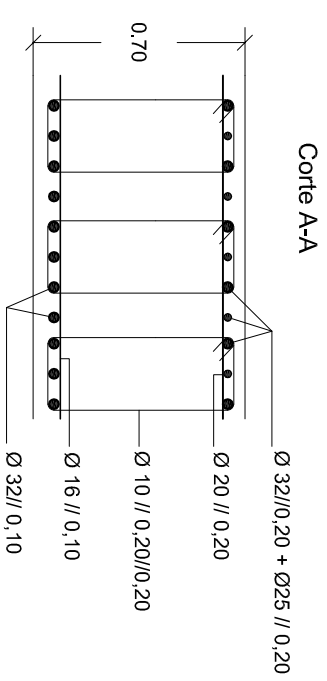
Materiais:
 Betão:C30/37
 Aço:A500 NR
 Rec. 4,0cm

Projectou:	Data:	Rubrica:	CURSO / DISCIPLINA: Dissertação de Mestrado	
Desenhou:				
Verificou:				
Visto:				
OBSERVAÇÕES:			NOME / Nº / TURMA : Sofia Lopes nº 268	Desenho Nº: 12
ESCALA: 1/50 e 1/25			CONTÉM: Armadura da secção transversal da box-culvert E dimensionada por Capacity Design.	Substituído por:

Box-culvert H



Escala 1:50



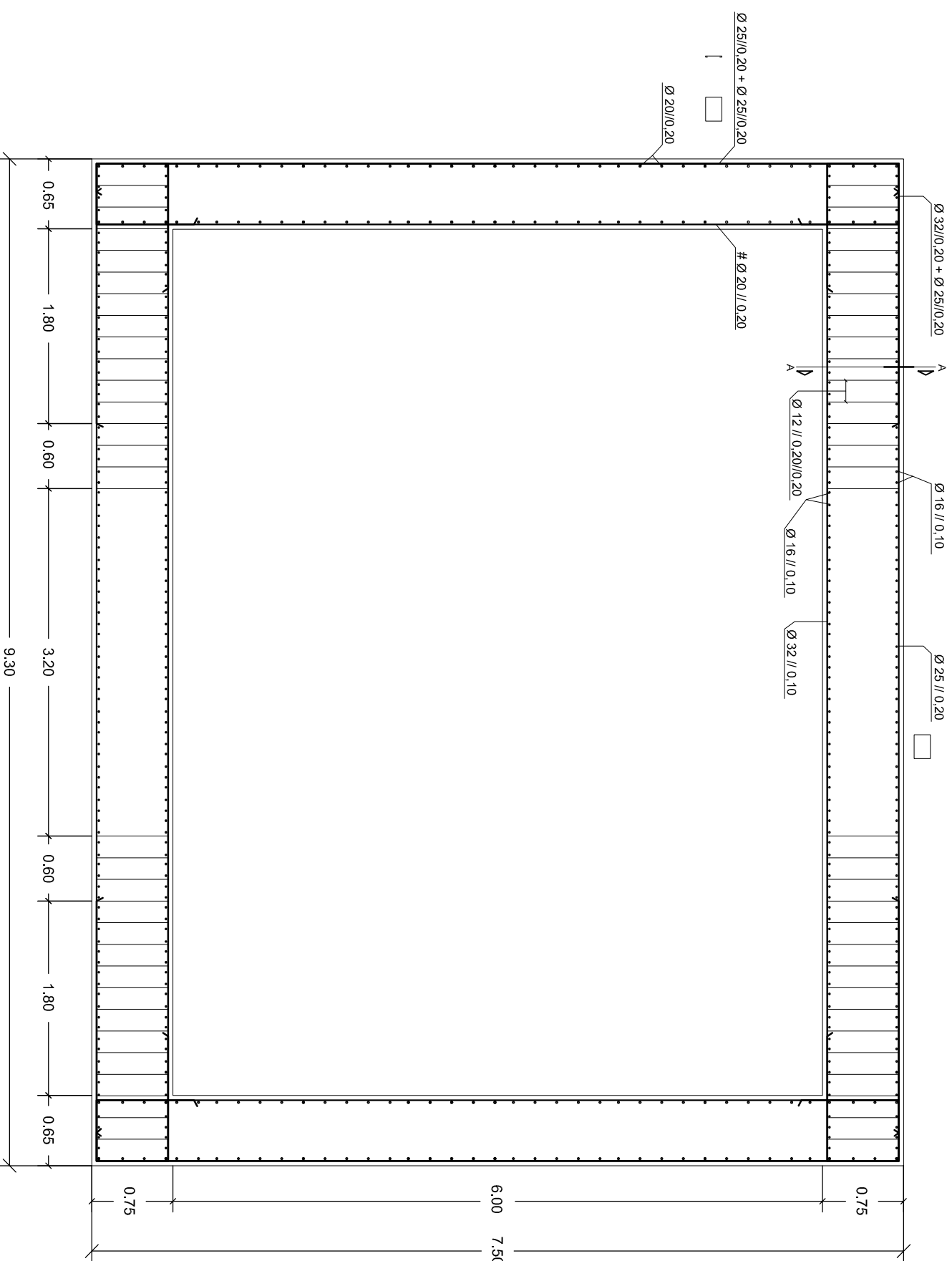
Escala 1:25

Materiais:
 Betão:C30/37
 Aço:A500 NR
 Rec. 4,5cm

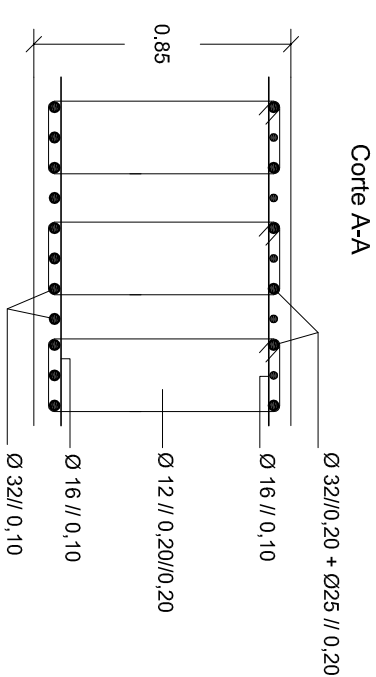
Projectou:	Data:	Revisão:	CURSO / DISCIPLINA:
Desenhou:			Dissertação de Mestrado
Verificou:			NOME / Nº / TURMA:
Visto:			Sofia Lopes nº 268
OBSERVAÇÕES:			CONTÉM:
ESCALA:			Armadura da secção transversal da box-culvert H dimensionada por Capacity Design.
1/50 e 1/25			
Desenho Nº:			13
Sustentado por:			



Box-culvert I



Escala 1:50

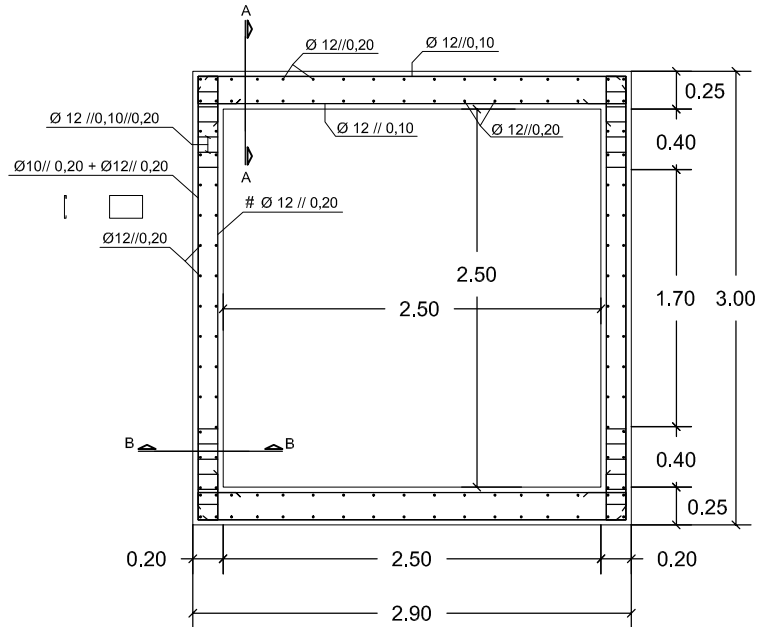


Escala 1:25

Materiais:
 Betão:C30/37
 Aço:A500 NR
 Rec. 4,5cm

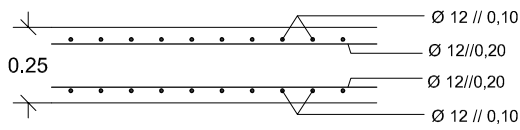
Projectou:	União	Revisou:	
Desenhou:			
Verificou:			
Visto:			
OBSERVAÇÕES:			
ESCALA:	CURSO / DISCIPLINA:		
1/50 e 1/25	Dissertação de Mestrado NOME / Nº / TURMA : Sofia Lopes nº 268		
CONTÉM:	Armadura da secção transversal da box-culvert I dimensionada por Capacity Design.		
	Instituto Politécnico de Setúbal Escola Superior de Tecnologia e Gestão	Desenho Nº: 14	Susetúbal por

Box-culvert A

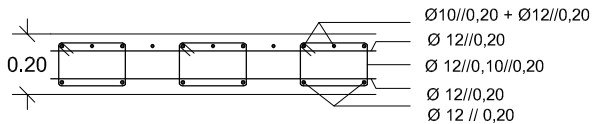


Escala 1:50

Corte A-A




Corte B-B

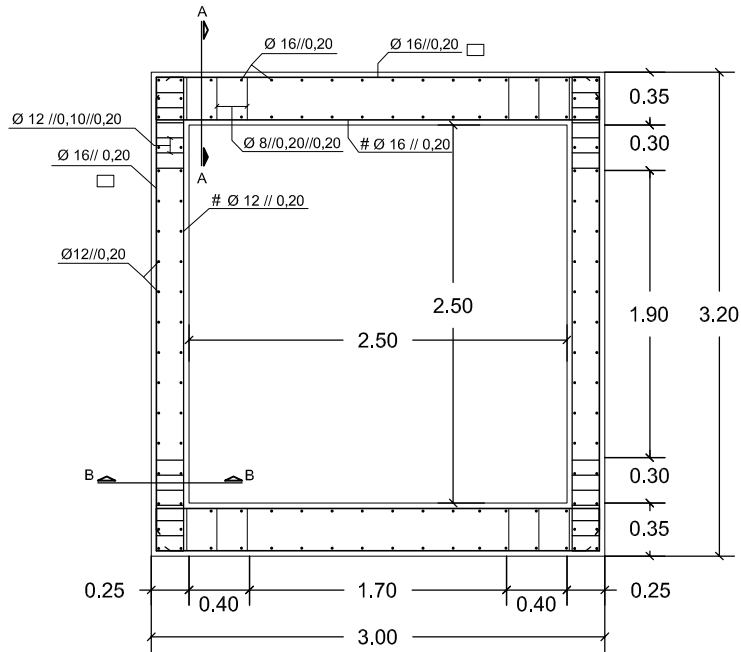


Escala 1:25

Materiais:
 Betão:C30/37
 Aço:A500 NR
 Rec. 4,0cm

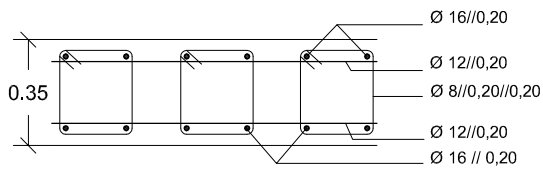
Projectou: Desenhou: Verificou: Visto:	Data: Rubrica:	CURSO / DISCIPLINA: Dissertação de Mestrado NOME / Nº / TURMA : Sofia Lopes nº 268	
OBSERVAÇÕES:		CONTÉM: Armadura da secção transversal da box-culvert A dimensionada por Capacity Design com confinamento.	Desenho Nº: 15
ESCALA: 1/50 e 1/25		Substituído por:	Substituído por:

Box-culvert B

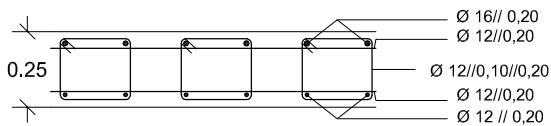


Escala 1:50

Corte A-A




Corte B-B

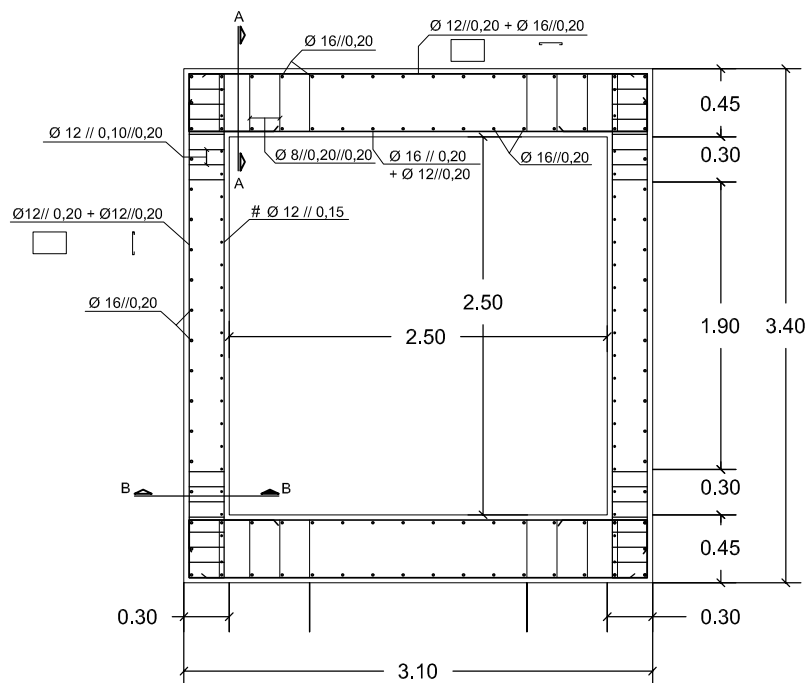


Escala 1:25

Materiais:
 Betão:C30/37
 Aço:A500 NR
 Rec. 4,0cm

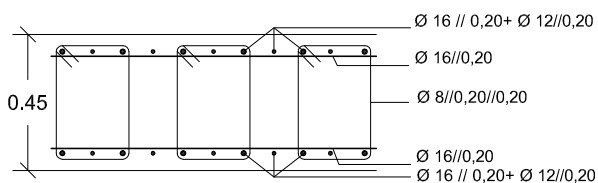
Projectou: Desenhou: Verificou: Visto:	Data: Rubrica:	CURSO / DISCIPLINA: Dissertação de Mestrado NOME / Nº / TURMA : Sofia Lopes nº 268	
OBSERVAÇÕES:		CONTÉM: Armadura da secção transversal da box-culvert B dimensionada por Capacity Design com confinamento.	Desenho Nº: 16
ESCALA: 1/50 e 1/25		Substituído por:	Substituído por:

Box-culvert C

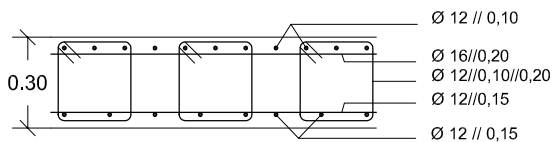


Escala 1:50

Corte A-A




Corte B-B

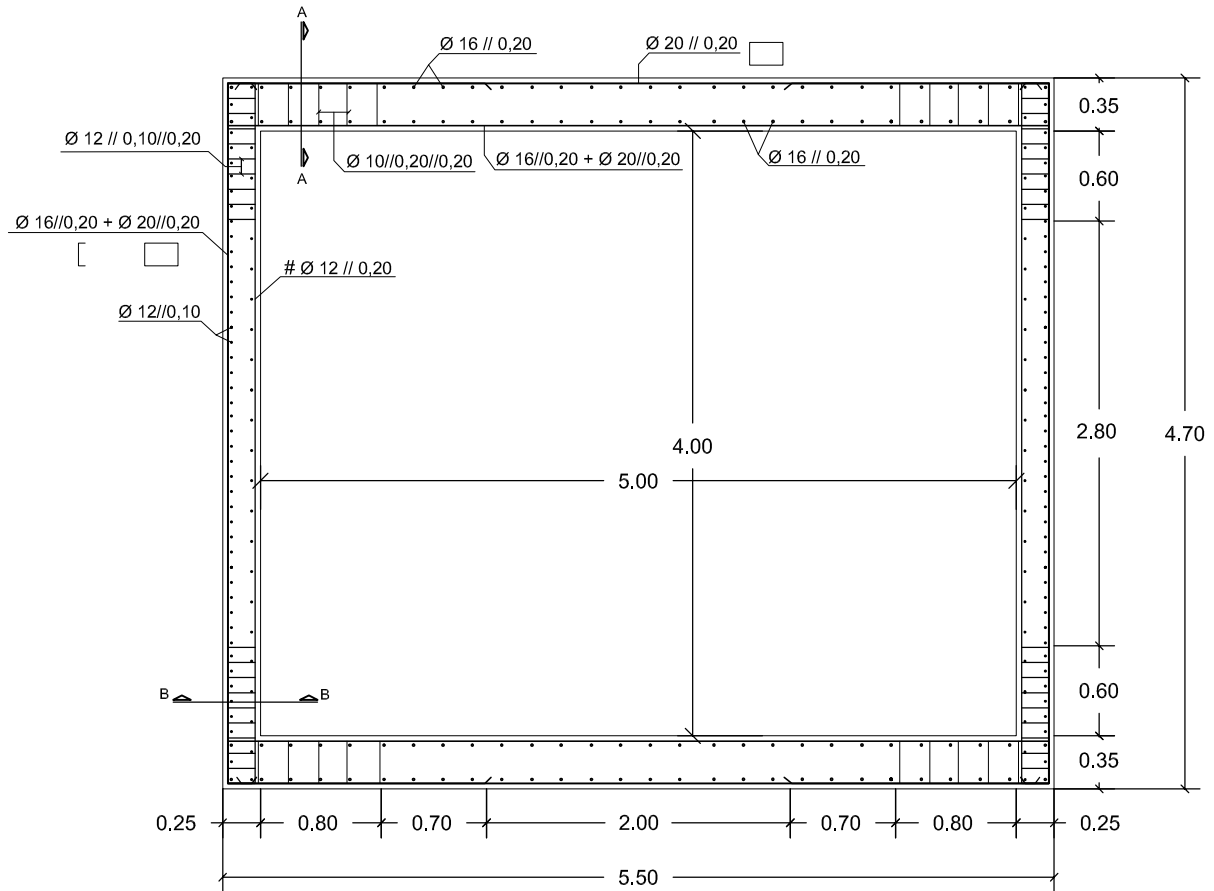


Escala 1:25

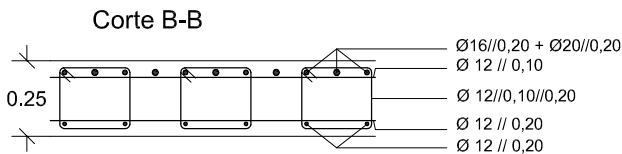
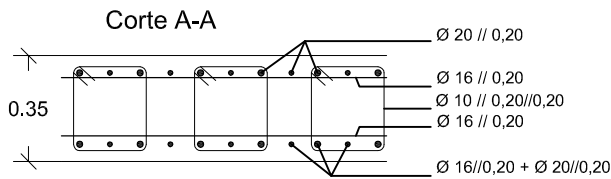
Materialis:
 Betão:C30/37
 Aço:A500 NR
 Rec. 4,0cm

Projectou: Desenhou: Verificou: Visto:	Data: Rubrica:	CURSO / DISCIPLINA: <p style="text-align: center;">Dissertação de Mestrado</p> NOME / Nº / TURMA : <p style="text-align: center;">Sofia Lopes nº 268</p>	 Desenho Nº: 17
OBSERVAÇÕES:		CONTÉM: Armadura da secção transversal da box-culvert C dimensionada por Capacity Design com confinamento.	Substituído por:
ESCALA: <p style="text-align: center;">1/50 e 1/25</p>			Substituído por:

Box-culvert D




Escala 1:50

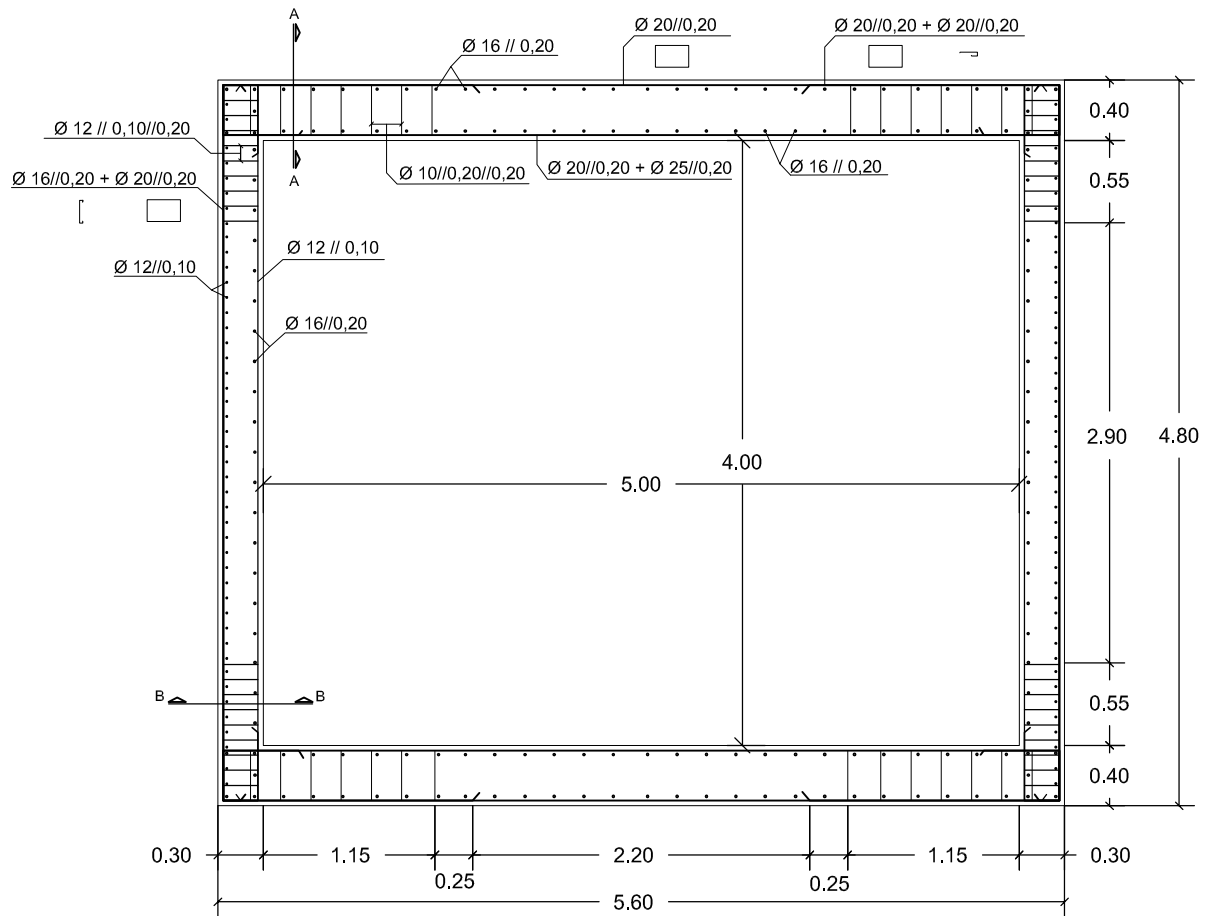


Escala 1:25

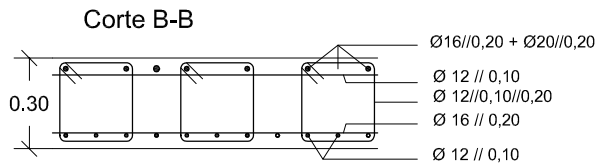
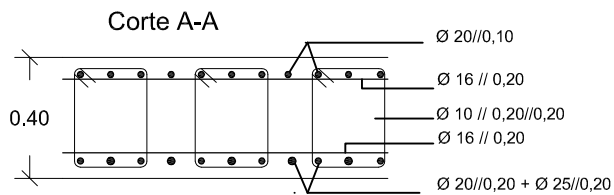
Materiais:
 Betão: C30/37
 Aço: A500 NR
 Rec. 4,0cm

Projectou: _____ Desenhou: _____ Verificou: _____ Visto: _____	Data: _____ Rubrica: _____	CURSO / DISCIPLINA: Dissertação de Mestrado NOME / Nº / TURMA : Sofia Lopes nº 268	
OBSERVAÇÕES:		ESCALA: 1/50 e 1/25	Desenho Nº: 18
CONTÉM:		Armadura da secção transversal da box-culvert D dimensionada por Capacity Design com confinamento.	Substituído por: _____ Substituído por: _____

Box-culvert E




Escala 1:50

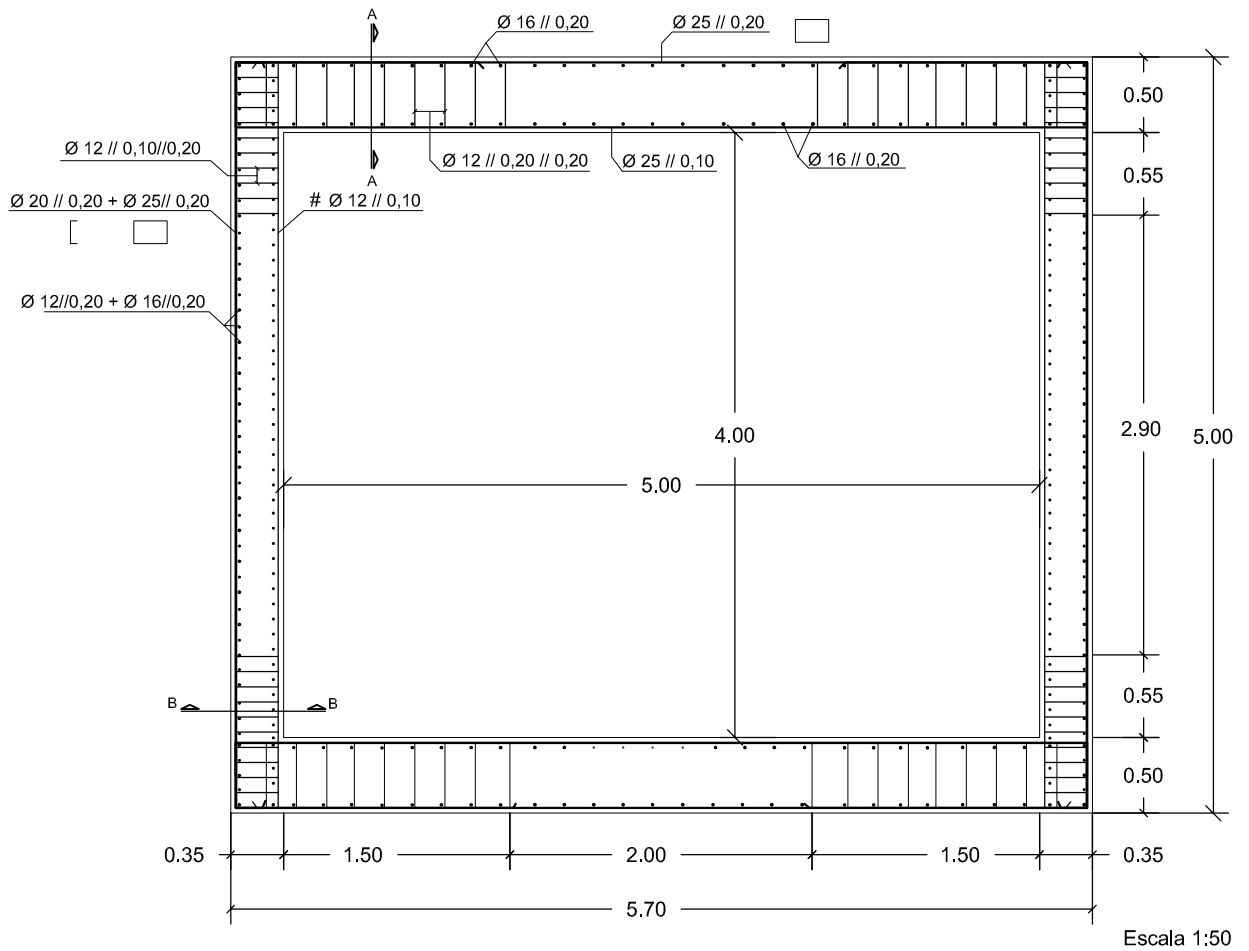


Escala 1:25

Materiais:
 Betão: C30/37
 Aço: A500 NR
 Rec. 4,0cm

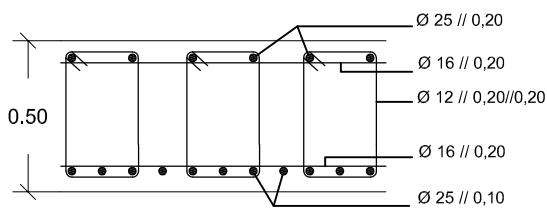
Projectou:	Data:	Rubrica:	CURSO / DISCIPLINA: Dissertação de Mestrado													
Desenhou:																
Verificou:																
Visto:																
OBSERVAÇÕES:			NOME / Nº / TURMA: Sofia Lopes nº 268	Desenho Nº: 19												
ESCALA: 1/50 e 1/25			CONTÉM: Armadura da secção transversal da box-culvert E dimensionada por Capacity Design com confinamento.	<table border="1"> <tr> <td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td> </tr> <tr> <td colspan="6">Substituído por:</td> </tr> </table>							Substituído por:					
Substituído por:																

Box-culvert F

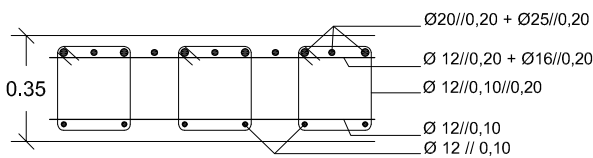


Escala 1:50

Corte A-A




Corte B-B

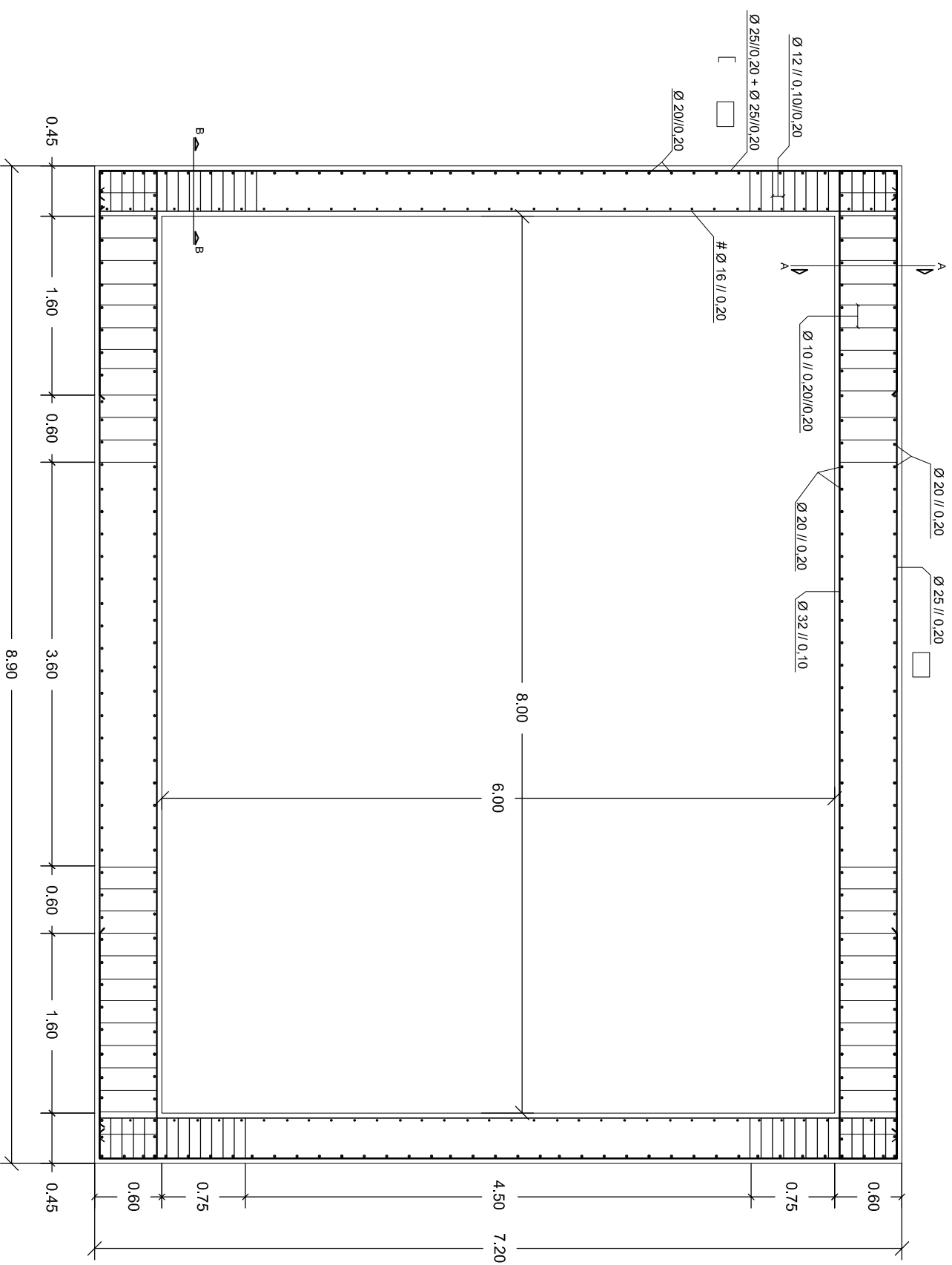


Escala 1:25

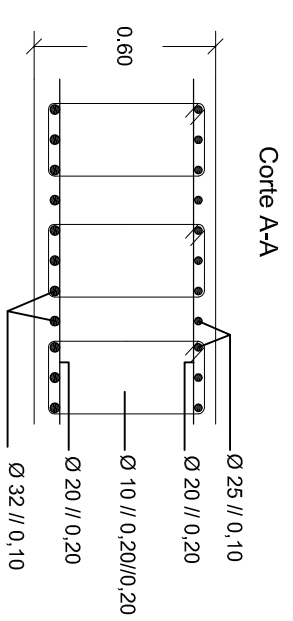
Materiais:
 Betão: C30/37
 Aço: A500 NR
 Rec. 4,0cm

Projectou:	Data:	Rubrica:	CURSO / DISCIPLINA: Dissertação de Mestrado	
Desenhou:				
Verificou:				
Visto:				
OBSERVAÇÕES:			NOME / N° / TURMA : Sofia Lopes n° 268	Desenho N°: 20
ESCALA: 1/50 e 1/25			CONTÉM: Armadura da secção transversal da box-culvert F dimensionada por Capacity Design com confinamento.	Substituído por:

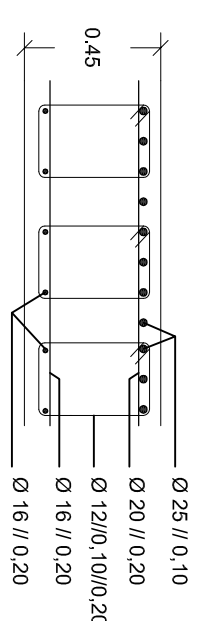
Box-culvert G



Escala 1:50




Corte A-A



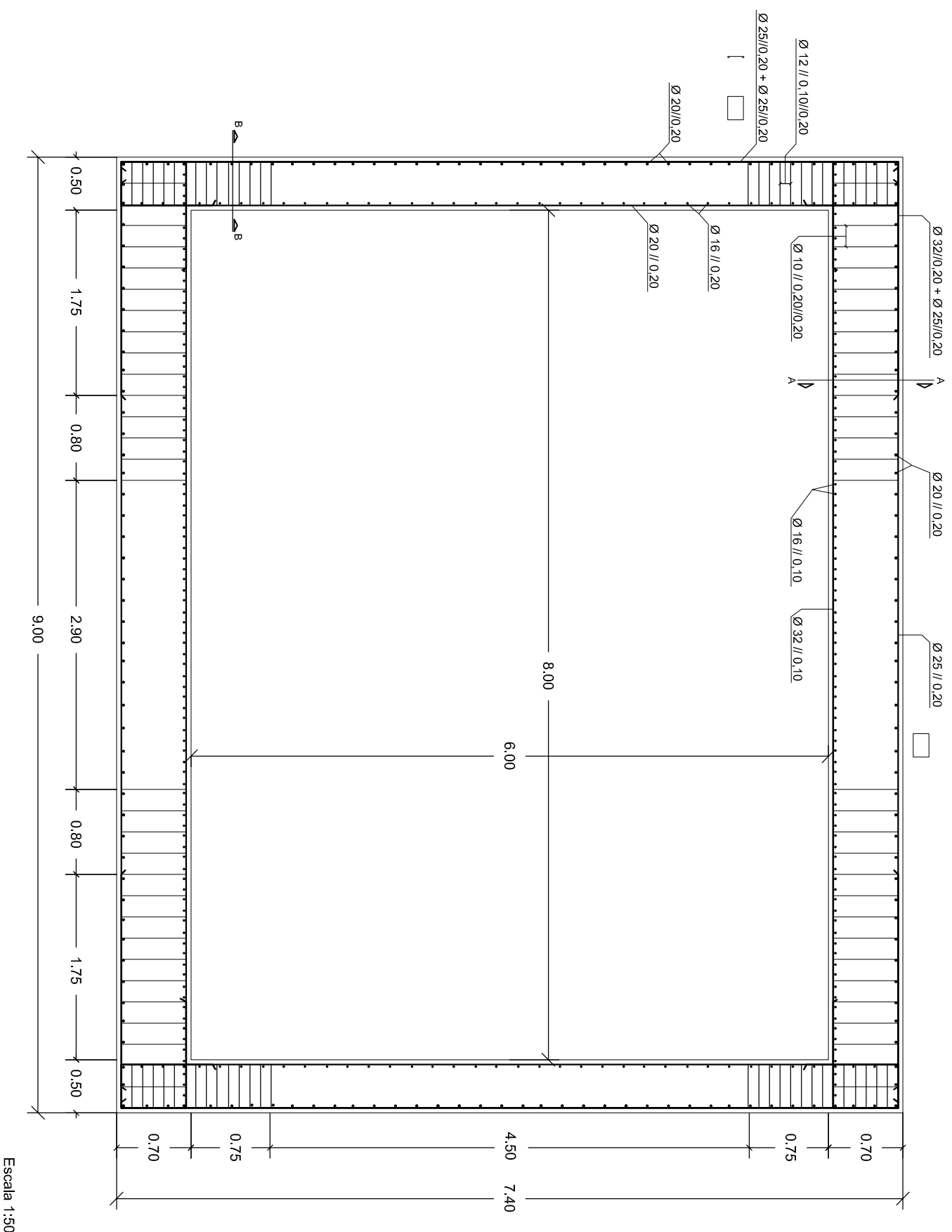
Corte B-B

Escala 1:25

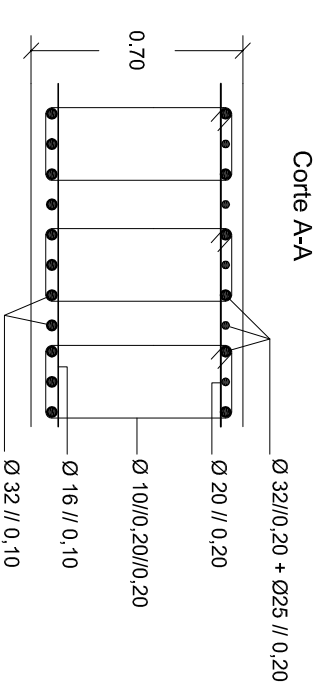
Materiais:
 Betão:C30/37
 Aço:A500 NR
 Rec. 4,5cm

Projectou:	Desenhou:	Verificou:	Visto:	OBSERVAÇÕES:	ESCALA:	1/50 e 1/25
CURSO / DISCIPLINA:				Dissertação de Mestrado		
NOME / Nº / TURMA:				Sofia Lopes nº 268		
CONTÉM:				Armadura da secção transversal da box-culvert G dimensionada por Capacity Design com confinamento.		
Desenho Nº:				21		
Sustentado por:				 Instituto Politécnico de Setúbal Escola Superior de Tecnologia e Gestão		

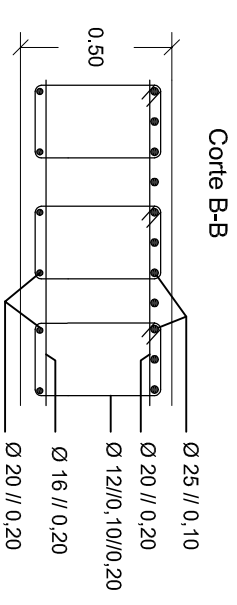
Box-culvert H



Escala 1:50



Corte A-A



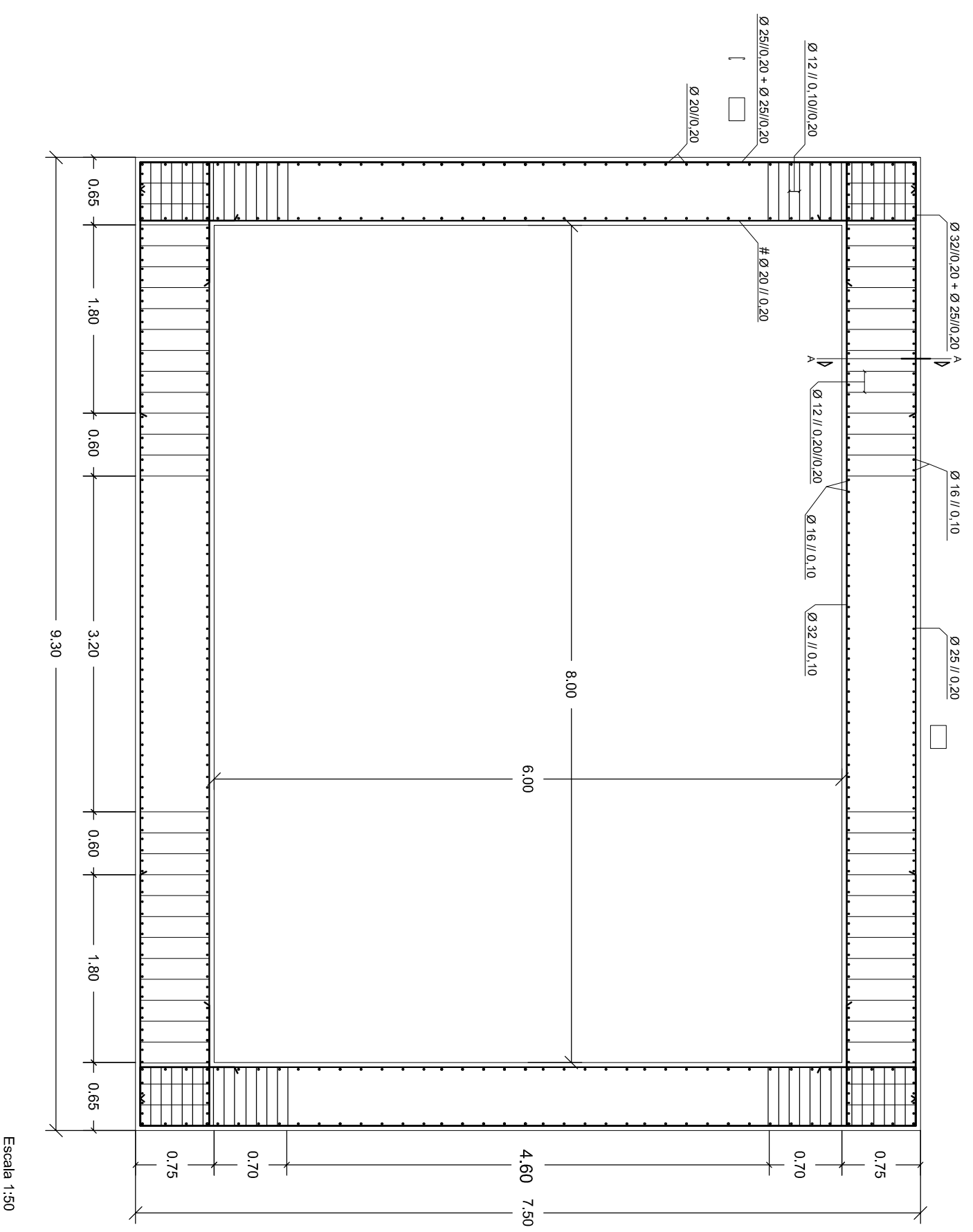
Corte B-B

Escala 1:25

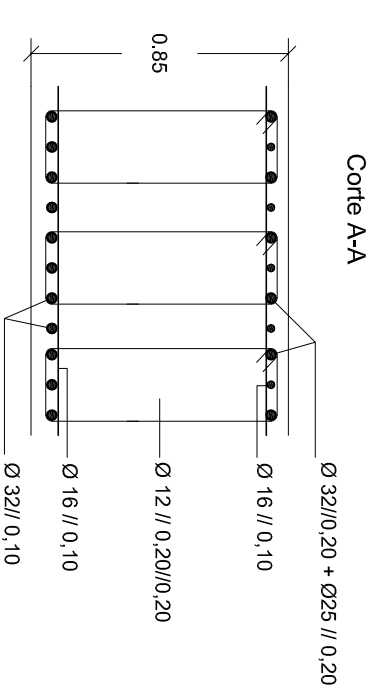
Materiais:
 Betão:C30/37
 Aço:A500 NR
 Rec. 4,5cm

Projectou:	Data:	Revisão:	CURSO / DISCIPLINA:
Desenhou:			Dissertação de Mestrado
Verificou:			NOME / Nº / TURMA:
Visto:			Sofia Lopes nº 268
OBSERVAÇÕES:			CONTÉM:
ESCALA:			Armadura da secção transversal da box-culvert H dimensionada por Capacity Design com confinamento.
1/50 e 1/25			
Desenho Nº:			
22			
Sustentado por:			

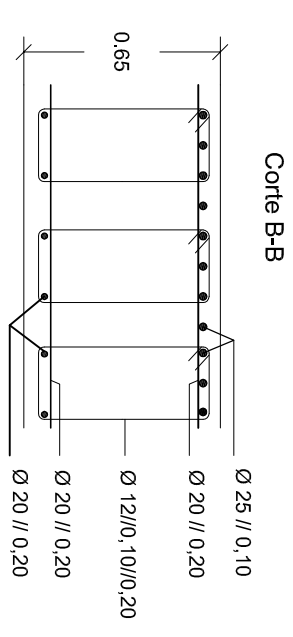
Box-culvert I



Escala 1:50



Corte A-A



Corte B-B

Escala 1:25

Materiais:
 Betão:C30/37
 Aço:A500 NR
 Rec. 4,5cm

Projectou:	Revisou:	CURSO / DISCIPLINA:	Dissertação de Mestrado NOME / Nº / TURMA : Sofia Lopes nº 268	CONTEM: Armadura da secção transversal da box-culvert I dimensionada por Capacity Design com confinamento.
Desenhou:	Verificou:	OBSERVAÇÕES:		
Visou:		ESCALA:		
Escala: 1/50 e 1/25			Desenho Nº: 23	Suseite: Suseite por:

