

DIMENSIONAMENTO E COMPARAÇÃO DE CUSTOS DE EXECUÇÃO DE LAJES A GRANDE ALTURA COM SOLUÇÕES TRADICIONAIS ESCORADAS E EM ESTRUTURA MISTA AÇO BETÃO

NUNO FILIPE ALMEIDA CARDOSO

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

Professor Doutor Jorge Manuel Chaves Gomes Fernandes

JANEIRO DE 2013

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2013/2014

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2012/2013 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2013*.

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

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

Aos meus Pais, Irmão e Avós.

“ A tarefa não é tanto ver aquilo que ninguém viu, mas pensar o que ninguém pensou sobre aquilo que todo mundo vê.”

Arthur Schopenhauer

AGRADECIMENTOS

A todos os que me acompanharam ao longo desta etapa e que contribuíram de diversas formas para que a realização deste trabalho fosse possível. Desta forma gostaria de vincar o meu agradecimento:

Ao meu orientador Professor Jorge Chaves pelo modo cativante com que me transmitiu os conhecimentos, pela disponibilidade constante e pelos meios que me facultou.

Ao Engenheiro Pona, à Engenhaira Armanda e ao Senhor Guilherme pela disponibilidade e amabilidade na partilha de informação.

Aos meus colegas por todo o companheirismo e troca de conhecimentos.

À Diana pela preocupação, palavras de conforto e compreensão nos momentos de maior tensão.

Aos meus pais, irmão e família por toda a paciência, apoio e incentivo manifestado na minha formação pessoal a profissional.

A todos os que não referi e que me ajudaram, ainda que fosse indiretamente, a realizar o trabalho.

RESUMO

O sector da construção civil é frequentemente criticado pelos seus atrasos, pelas suas derrapagens orçamentais, pela sua baixa produtividade e pelos problemas de qualidade dos seus produtos.

Numa economia cada vez mais competitiva e numa sociedade cada vez mais exigente a todos os níveis, torna-se indispensável que as empresas satisfaçam plenamente as necessidades indo de encontro às necessidades dos clientes. Neste contexto, a fase de escolha da melhor solução construtiva revela-se um fator determinante, particularmente ao nível da gestão de recursos e preços quer para a empresa quer para o cliente final. Apesar das características do sector da construção, onde as “rotinas” são pouco frequentes e onde a inovação e a necessidade de adaptação são constantes, torna-se difícil a implementação das novas técnicas construtivas existentes no mercado.

Este estudo vai de encontro a esta temática e procura perceber se as alternativas existentes no mercado da construção civil são economicamente mais vantajosas em relação às que são aplicadas correntemente na construção.

Com este trabalho pretende-se efetuar a comparação de custos de duas soluções executadas numa laje de cobertura de um auditório a grande altura. Para o efeito recorreu-se ao dimensionamento de uma laje tradicional em betão armado com recurso a escoramento e de uma laje mista aço-betão sem recurso a qualquer tipo escoramento. Foi considerado que a laje tradicional objeto de estudo seria uma laje maciça vigada e os aspetos referentes ao dimensionamento e verificação da segurança das duas soluções construtivas basearam-se na aplicação das normas europeias em vigor (Eurocódigo 0, Eurocódigo 2 e Eurocódigo 4).

No que concerne aos sistemas estruturais, descrevem-se os processos existentes no mercado e tipos de escoramento que são utilizados para o caso da laje tradicional.

Com base nos resultados obtidos do dimensionamento, recolha de preços dos elementos e com o levantamento das medições é possível quantificar os custos de execução e prazos de cada solução construtiva.

Por último efetua-se uma comparação entre os diferentes processos construtivos ao nível de custos finais, prazos e outras variáveis consideradas pertinentes.

Este caso em estudo permite quantificar os valores finais das duas soluções e avaliar qual a solução mais económica.

PALAVRAS-CHAVE: lajes tradicionais, lajes mistas, cofragens e escoramentos, custos, prazos.

ABSTRACT

The construction industry is often criticized for its delays, its budget overruns because of its low productivity and the quality problems of their products.

In an increasingly competitive economy and a society increasingly demanding on all levels, it is essential that companies change the view to meeting customer needs. In this context, the process of choosing the best constructive solution proves to be a decisive factor, particularly in terms of management of resources and prices either to the company or to the end customer. Although the characteristics of the construction sector, where the "routines " are infrequent and where innovation and the need for adaptation are constant , it is difficult to implement the existing new construction techniques on the market.

This study goes against this issue and seeks to understand whether the existing alternatives in the construction market are more cost effective compared to those currently applied in the construction. This work is intended to make the cost comparison of two solutions with a slab of an auditorium at a great height. For this purpose was chosen a composite slab and a traditional slab without use of any type shoring. Aspects relating to the design and verification of safety were based on the application of European standards (Eurocode 0 , Eurocode 2 and Eurocode 4).

With respect to structural systems are described existing processes and types on the market that are used for bracing the case of traditional slab.

Based on the results of the sizing, price collection of elements and the lifting of the measurements it is possible to quantify the costs of implementation and timing of each construction solution.

Finally a comparison is made between different to the final level of cost, time and other variables considered relevant construction processes.

This case study is used to quantify the final values of the two solutions and evaluate what is the most economical solution.

KEYWORDS : traditional slabs , composite slabs , formwork and shoring , costs , deadlines.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v

1. INTRODUÇÃO

1

1.1. ASPETOS GERAIS	1
1.2. ENQUADRAMENTO DO TRABALHO	2
1.3. OBJETIVO DOS CONTEÚDOS	2
1.4. ESTRUTURAÇÃO DOS CONTEÚDOS.....	2

2. LAJES TRADICIONAIS

5

2.1. INTRODUÇÃO	5
2.2. REGULAMENTAÇÃO APLICÁVEL.....	5
2.3. CARGAS OU AÇÕES PERMANENTES	6
2.4. CARGAS OU AÇÕES VARIÁVEIS.....	6
2.5. CLASSIFICAÇÃO DAS LAJES.....	7
2.5.1. TIPO DE APOIO	7
2.5.2. QUANTO À CONSTITUIÇÃO	9
2.5.3. QUANTO AO MODO DE FLEXÃO DOMINANTE.....	9
2.5.4. QUANTO À CARACTERIZAÇÃO DO COMPORTAMENTO	10
2.5.5. QUANTO AO MODO DE FABRICO.....	10
2.6. PRÉ-DIMENSIONAMENTO DE UMA LAJE	10
2.7. PRÉ-DIMENSIONAMENTO DE LAJES VIGADAS ARMADAS NUMA DIREÇÃO	11
2.8. PRÉ-DIMENSIONAMENTO DE LAJES VIGADAS ARMADAS EM DUAS DIREÇÕES OU EM CRUZ	11
2.9. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA AOS ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS E DE UTILIZAÇÃO	11
2.10. LAJES FUNGIFORMES	13

3. COFRAGENS E ESCORAMENTO DE LAJES TRADICIONAIS. DIMENSIONAMENTO LAJE TRADICIONAL

15

3.1. INTRODUÇÃO	15
3.2. TIPOS DE COFRAGEM.....	16

3.2.1. COFRAGENS RECUPERÁVEIS	16
3.2.1.1. COFRAGENS RECUPERÁVEIS TRADICIONAIS	16
3.2.1.2. COFRAGENS RECUPERÁVEIS MELHORADAS	18
3.2.1.3. COFRAGENS RECUPERÁVEIS RACIONALIZADAS	19
3.2.1.4. COFRAGENS LIGEIRAS OU DESMEMBRÁVEIS.....	19
3.2.1.5. COFRAGENS RECUPERÁVEIS-MÓDULOS PARA LAJES	20
3.2.1.6. COFRAGENS RECUPERÁVEIS PARA FUNDAÇÕES.....	22
3.2.1.7. DESMONTAGEM DO SISTEMA COFRAGEM	22
3.2.1.8. COFRAGENS RECUPERÁVEIS SEMI-DESMEMBRÁVEIS	23
3.2.1.9. SISTEMA DE MESA (E PAREDE)	24
3.2.1.10. PRÉ-COFRAGEM TREPANTE	24
3.2.1.11. COFRAGEM AUTO-TREPANTE	24
3.2.1.12. COFRAGENS RECUPERÁVEIS PESADAS OU MONOLÍTICAS	26
3.2.1.13. SISTEMA TÚNEL	26
3.2.1.14. SISTEMA TÚNEL VARIANTE PAREDE	26
3.2.1.15. SISTEMA TÚNEL VARIANTE MESA.....	27
3.2.1.16. COFRAGEM DESLIZANTE	27
3.2.1.17. COFRAGENS RECUPERÁVEIS ESPECIAIS	27
3.2.1.18. VIGAS DE LANÇAMENTO.....	27
3.2.1.19. CARROS DE AVANÇO	28
3.2.1.20. COFRAGENS PNEUMÁTICAS	29
3.2.1.21. COFRAGENS PERDIDAS	29
3.2.2. COFRAGENS PERDIDAS ESTRUTURAIS OU COLABORANTES	29
3.2.2.1. Tipos de cofragem perdida estrutural	29
3.2.3. COFRAGENS PERDIDAS NÃO ESTRUTURAIS	31
3.2.25. EQUIPAMENTOS UTILIZADOS NA MONTAGEM DE COFRAGENS	31
3.3. CUIDADOS A TER NA EXECUÇÃO DE COFRAGENS	31
3.3.1. REMOÇÃO DAS COFRAGENS	32
3.3.2. LIMPEZA DOS MOLDES APÓS A COFRAGEM.....	32
3.4. ESCORAMENTO	32
3.4.1. ESCORAMENTO EM MADEIRA	33
3.4.2. ESCORAMENTO METÁLICO	34
3.4.3. ESCORAMENTO COM ESCORAS TUBULARES OU AJUSTÁVEIS	35

3.4.4. ESCORAMENTO COM TORRES TUBULARES	39
3.5. REMOÇÃO DO ESCORAMENTO	42
3.6. PRÉ-DIMENSIONAMENTO DA LAJE TRADICIONAL	43
3.6.1. CARGAS OU AÇÕES A CONSIDERAR	46
3.6.2. CARGAS OU AÇÕES PERMANENTES	46
3.6.3. CARGAS OU AÇÕES A VARIÁVEIS	46
3.6.4. COMBINAÇÃO DE AÇÕES.....	46
3.7. PRÉ-DIMENSIONAMENTO DE VIGAS E PILARES	47
3.8. DIMENSIONAMENTO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS	51
3.8.1. DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA DAS LAJES DE COBERTURA	51
3.8.2. ARMADURA LONGITUDINAL.....	52
3.8.2.1. Armadura superior.....	52
3.8.2.2. Armadura inferior.....	52
3.8.2.3. Armadura mínima.....	53
3.8.2.4. Armadura de canto e armaduras de bordo simplesmente apoiada.....	52
3.8.2.5. Armadura de esforço transversal	52
3.8.3. DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA DAS VIGAS DE COBERTURA	54
3.8.3.1. Armadura longitudinal	54
3.8.3.1. Armadura transversal	58
 4. DIMENSIONAMENTO DE ELEMENTOS MISTOS	 59
4.1. INTRODUÇÃO	59
4.2. APLICAÇÃO DA CONSTRUÇÃO MISTA	59
4.2.1. VANTAGENS DA SUA APLICAÇÃO NA CONSTRUÇÃO	59
4.2.2. DESVANTAGENS DA SUA APLICAÇÃO NA CONSTRUÇÃO	60
4.3. LAJES MISTAS	60
4.3.1. VIGAS MISTAS.....	61
4.3.2. PILARES MISTOS	61
4.2.1. VANTAGENS DA SUA APLICAÇÃO NA CONSTRUÇÃO	61
4.2.3. ENQUADRAMENTO NORMATIVO	61
4.4. MÉTODO CONSTRUTIVO	61
4.4.1. CONEXÃO AO CORTE	61
4.4.2. TIPO DE CONEXÃO	62

4.5. DIMENSIONAMENTO LAJES MISTAS	63
4.5.1. DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS.....	63
4.5.1.1. Espessura das lajes	63
4.5.1.2. Condições de apoio.....	63
4.5.1.3. Armadura das lajes	64
4.5.1.4. Resistência ao fogo.....	65
4.5.1.5. Fixação das chapas	66
4.5.2. PRÉ-DIMENSIONAMENTO LAJE MISTA.....	66
4.6. DIMENSIONAMENTO VIGAS MISTAS.....	67
5. ANÁLISE DE CUSTOS E PRAZOS DAS DUAS SOLUÇÕES CONSTRUTIVAS	69
5.1. INTRODUÇÃO	69
5.2. ELEMENTOS EM ANÁLISE NA LAJE TRADICIONAL	69
5.3. MEDIÇÕES	69
5.3.1. BETÃO.....	70
5.3.2. ARMADURA.....	70
5.3.3. COFRAGEM.....	70
5.3.4. MEDIÇÕES DO ESCORAMENTO	70
5.4. PRAZOS	71
5.4.1. LISTAGEM DE TAREFAS.....	72
5.4.2. DURAÇÃO DAS TAREFAS.....	72
5.4.3. ENCADEAMENTO DAS TAREFAS	75
5.4.4. CUSTOS FINAIS	75
5.5. LAJE MISTA	78
5.5.1. MEDIÇÕES.....	78
5.5.2. PRAZOS	78
5.5.2.1. Listagem de tarefas.....	78
5.5.2.2. Duração das tarefas	79
5.5.2.3. Encadeamento das tarefas	80
5.5.3. CUSTOS	80
6. COMPARAÇÃO DE RESULTADOS	83

6.1. COMPARAÇÃO DOS CUSTOS GLOBAIS	83
6.2. INFLUÊNCIA DO CUSTO FINAL NA VARIAÇÃO DA ALTURA DE ESCORAMENTO	85
6.3. PRAZOS DE EXECUÇÃO	87
6.4. VARIAÇÃO DO CUSTO DO BETÃO E DO AÇO EM PERFIL	87
 7. CONCLUSÃO	 91
7.1. CONCLUSÕES	91
7.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	92

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 2.1 – Lajes vigadas	7
Fig. 2.2 – Lajes fungiformes com capitéis	8
Fig. 2.3 – Laje fungiforme aligeirada com moldes recuperáveis.....	9
Fig. 2.4 – Lajes armadas em duas direções ou em cruz	10
Fig. 3.1 – Tipos de cofragem.....	16
Fig. 3.2 – Aplicação dos sistemas de cofragens tradicionais numa varanda	17
Fig. 3.3 - Cofragem de pilar e muro de suporte	17
Fig. 3.4 – Aplicação dos sistemas de cofragens tradicionais em sapatas e lajes	18
Fig. 3.5 – Aplicação dos sistemas de cofragens tradicionais em pilares e vigas	18
Fig. 3.6 – Prumos metálicos tubulares	18
Fig. 3.7 - Cofragem de escada com moldes “melhorados” (1º e 2º vãos)	19
Fig. 3.8 - Quatro exemplos de painéis de cofragem de diferentes materiais (solho tosco, contraplacado plastificado, solho tosco revestido com fibra de madeira e solho com barra de ferro – painel “melhorado”	19
Fig. 3.9 – Sistema de painéis para paredes, vigas e pilares	20
Fig. 3.10 – Prumos (cimbres para pés-direitos elevados)	20
Fig. 3.11 – Longarinas vigas principais e carlingas vigas secundárias	20
Fig. 3.12 – Decomposição dos sistemas racionais para execução de lajes.....	21
Fig. 3.13 – Sistemas racionais para execução de lajes.....	21
Fig. 3.14 – Moldes de plástico vulgarmente conhecidos como “cocos”	22
Fig. 3.15 – Viga rigidificadores, grampos e barra dywing	22
Fig. 3.16 – Porcas de placa giratória e espaçadores.....	22
Fig. 3.17 – Desmontagem das cofragens de uma laje de cobertura	23
Fig. 3.18 – Exemplos de montagem de cofragens em lajes	23
Fig. 3.19 – Exemplos de montagem de cofragens.....	23
Fig. 3.15 – Viga rigidificadores, grampos e barra dywing	22
Fig. 3.20 – Sistema mesa (e parede), cofragem trepante, cofragem auto-trepante.....	24
Fig. 3.21 – Sistema de mesa (e parede).....	24
Fig. 3.22 – Sistema túnel.....	24
Fig. 3.23 – Sistema túnel – variante parede	25
Fig. 3.24 – Sistema túnel – variante mesa.....	25
Fig. 3.25 – Vigas de lançamento.....	26

Fig. 3.26 – Carros de avanço	27
Fig. 3.27 – Cofragens pneumáticas	29
Fig. 3.28 – Aplicação de chapas de aço galvanizado	30
Fig. 3.29 – Fixação de chapas nos apoios.....	30
Fig. 3.30 – Prumos metálicos extensíveis, de grande capacidade e asnas	31
Fig. 3.31 – Cantanhetas e macacos tensores.....	31
Fig. 3.32 – Escoramento e envitação/orientação.....	32
Fig. 3.33 – Escoramento em madeira e escoramento metálico.....	33
Fig. 3.34 – Escoramento e viga de lançamento.....	33
Fig. 3.35 – Escoramento em madeira	33
Fig. 3.36 – Operário a medir espaço entre prumos	34
Fig. 3.37 – Prumo tubular com ajuste telescópico	34
Fig. 3.38 – Torres metálicas tubulares	35
Fig. 3.39 – Fundações e muros de suporte	35
Fig. 3.40 – Escoramento tubular ajustável.....	35
Fig. 3.41 – Escoramento metálico.....	35
Fig. 3.42 – Escoras metálicas	36
Fig. 3.43 – Painéis de cofragem sem gravatas.....	37
Fig. 3.44 – Colocação das gravatas no painel	37
Fig. 3.45 – Aplicação de prumos no pilar	37
Fig. 3.46 – Montagem dos painéis de cofragem em vigas	38
Fig. 3.47 – Regularização e fixação das escoras	38
Fig. 3.48 – Colocação das vigas principais e secundárias	38
Fig. 3.49 – Colocação das chapas de cobertura.....	39
Fig. 3.50 – Nivelamento	39
Fig. 3.51 – Montagem de torre tubular	40
Fig. 3.52 – Prumos dos quadros e contraventamento com tubos e braçadeiras	40
Fig. 3.53 – Escoramento lajes maciças	41
Fig. 3.54 – Escoramento laje de vigotas	41
Fig. 3.55 – Escoramento escadas.....	41
Fig. 3.56 – Escoramento de coberturas	42
Fig. 3.57 – Retirada das gravatas	42
Fig. 3.58 – Retirada dos painéis laterais em pilares	42

Fig. 3.59 – Retirada dos painéis laterais em vigas	43
Fig. 3.60 – Retirada das escoras em lajes.....	43
Fig. 3.61 – Planta do auditório	44
Fig. 3.62 – Laje de cobertura	44
Fig. 3.63 – Quadro 7.4.N do Eurocódigo 2	44
Fig. 3.64 – Pilares do auditório.....	49
Fig. 3.65 – Vista geral da solução final	51
Fig. 3.66 – Armadura de canto e armadura de bordo	53
Fig. 3.67 – Momentos na viga 0,40x2,20 m ²	55
Fig. 3.68 – Momentos na viga 0,40x0,60 m ²	57
Fig. 3.69 – Valor de $V_{Rd,c}$ da viga de secção 0,40x2,20 m ²	57
Fig. 3.70 – Armadura da viga com dimensão de 0,40x2,20m ²	58
Fig. 3.71 – Valor de $V_{Rd,c}$ da viga de secção 0,40x0,60 m ²	59
Fig. 3.72 – Armadura da viga com dimensão de 0,40x0,60m ²	59
Fig. 4.1 – Conexão entre laje e viga.....	62
Fig. 4.2 – Formas típicas de ligações nas lajes mistas.....	62
Fig. 4.3 – Espessuras mínimas [mm] da secção transversal de uma laje sem funções de contraventamento.....	63
Fig. 4.4 – Espessuras mínimas [mm] da secção transversal de uma laje que faz parte de uma viga mista ou que é utilizada como diafragma.....	63
Fig. 4.5 – Distâncias mínimas de apoio da chapa em vigas metálicas	64
Fig. 4.6 – Distâncias mínimas [mm] de apoio da chapa em vigas de betão armado	64
Fig. 4.7 – Distâncias mínimas [mm] de apoio da chapa para outros materiais	64
Fig. 4.8 – Armadura de distribuição	65
Fig. 4.9 –Disposição de todas as armaduras imagem de documento de apoio ao projetista	65
Fig. 4.10 – Fixação de chapas nos apoios.....	66
Fig. 4.11 – Geometria (mm) de uma unidade de chapa perfilada colaborante Haircol 59 S.....	69
Fig. 4.13 – Tabela de dimensionamento chapa colaborante Haircol 59S	70
Fig. 5.1 – Escoramento em torre.....	75
Fig. 5.2 – Viga de madeira VT20.....	75
Fig. 5.3 – Gráfico de Gantt	80
Fig. 5.4 – Distribuição média dos custos da estrutura	82
Fig. 6.1 – Custos finais dos elementos de ambas soluções construtivas.....	89
Fig. 6.2 – Gráfico das percentagens dos custos.....	90

Fig. 6.3 – Custos finais das soluções construtivas	91
Fig. 6.4 – Custos finais das soluções construtivas variando a altura de escoramento	92
Fig. 6.5 – Gráfico das percentagens dos custos com agravação de 10% do custo do betão e perfis metálicos da laje tradicional e laje mista.....	95
Fig. 6.6 – Custos finais das soluções construtivas	95

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1 – Tipo de laje e espessura h tendo em conta o maior vão	14
Quadro 3.1 – Comprimentos dos vãos das lajes	45
Quadro 3.2 – Momentos atuantes na viga direção x	48
Quadro 3.3 – Momentos atuantes na viga direção y	48
Quadro 3.5 – Dimensões das seções das vigas de cobertura direção y	48
Quadro 3.6 – Área de influência.....	50
Quadro 3.7 – Armaduras de bordo e de canto.....	54
Quadro 4.1 – Largura da laje	70
Quadro 4.2 – Perfis das vigas	71
Quadro 5.1 – Medições betão, aço e cofragem.....	74
Quadro 5.2 – Listagem de tarefas para execução da laje tradicional.....	76
Quadro 5.3 – Rendimento dos trabalhadores	76
Quadro 5.4 – Tempo necessário de manutenção de escoramento e cofragens	77
Quadro 5.5 – Determinação da duração das tarefas	77
Quadro 5.6 – Duração das tarefas	78
Quadro 5.7 – Mapa de tarefas.....	80
Quadro 5.9 – Custos diretos.....	80
Quadro 5.10 – Fornecimento de aço	80
Quadro 5.11 – Custo em euros dos componentes da laje tradicional	81
Quadro 5.12 – Medições vigas metálicas.....	82
Quadro 5.13 – Medições betão, armadura e chapa Haircol 59S	83
Quadro 5.14 – Listagem de tarefas para execução da laje mista.....	83
Quadro 5.15 – Rendimento dos trabalhadores	83
Quadro 5.16 – Determinação da duração das tarefas	84
Quadro 5.17 – Duração das tarefas	84
Quadro 5.18 – Custos diretos.....	85
Quadro 5.19 – Preço malhasol	86
Quadro 5.20 – Custo em euros dos componentes da laje mista	86
Quadro 6.1 – Custos e quantidades de escoramento variando altura	92
Quadro 6.2 – Custos total da laje tradicional variando altura de escoramento.....	92
Quadro 6.1 – Custos e quantidades de escoramento variando altura	92

Quadro 6.2 – Custo total da laje tradicional variando altura de escoramento (€)	92
Quadro 6.3 – Custo em euros dos componentes da laje tradicional	94
Quadro 6.4 – Custo em euros dos componentes da laje mista	94

ÍNDICE DE ANEXOS

ANEXO 1	100
ANEXO 2	106
ANEXO 3	109
ANEXO 4	112
ANEXO 5	113
ANEXO 6	119

SÍMBOLOS, ACRÓNIMOS E ABREVIATURAS

A_c - área da seção transversal em betão armado

A_s - área da seção de uma armadura para betão armado

$A_{s,min}$ - área da seção mínima de armaduras

c – recobrimento

d - altura útil de uma seção transversal

E_c - módulo de elasticidade do betão

f_{ck} - Valor característico da tensão de cedência do betão à compressão aos 28 dias de Idade

f_{cd} - valor de cálculo da tensão de cedência do betão à compressão

f_{yd} - valor de cálculo da tensão de rotura à tração do aço das armaduras

f_{yk} - valor característico da tensão de cedência do aço para armaduras de betão armado

G_k - valor caraterístico de uma ação permanente

h - altura da seção

l - comprimento do vão

M_{rd} - valor de cálculo do momento fletor resistente

M_{sd} - valor de cálculo do momento fletor atuante

N_{Rd} - valor de cálculo do esforço normal resistente

N_{sd} - valor de cálculo do esforço normal atuante

PP- peso próprio

Q_k - valor caraterístico de uma ação variável

RCP- restantes cargas permanentes

SC – sobrecarga

V_{rd} - valor de cálculo do esforço transversal resistente

V_{sd} - valor de cálculo do esforço transversal atuante

EC- Eurocódigo

EN´s- Normas europeias

IPQ- Instituto português da qualidade

LNEC- Laboratório nacional de engenharia civil

MPa- Megapascal

RSA- Regulamento de segurança e ações

REBAP- Regulamento de estruturas de betão armado e pré-esforçado

1

INTRODUÇÃO

1.1. ASPETOS GERAIS

Desde o início da sua existência que o Homem procurou encontrar várias soluções para se abrigar protegendo-se do calor, chuva, frio e dos possíveis ataques de animais ou de visitantes inconvenientes. A habitação servia como um elemento de abrigo, proteção e conforto imprescindível para a sua sobrevivência e um ponto de referência fundamental para o seu relacionamento com o mundo. As primeiras populações humanas encontraram nas cavernas existentes na natureza a solução ideal para se protegerem destas adversidades exteriores percebendo assim que a necessidade de abrigo era imperativa e que permaneceu constante ao longo de toda a história até aos nossos dias. Através da observação e busca de melhor conforto o Homem desenvolveu a técnica da construção pedra por pedra, semelhante à das cavernas, nascendo assim uma nova técnica construtiva que perduraria por longos anos. Os egípcios são exemplo disto transportando através da força humana rochas que serviram para construir imponentes pirâmides que ainda hoje perduram. A técnica consistia no assentamento consecutivo de rochas fragmentadas, mas cedo se percebeu que a lapidação das mesmas moldando-as consoante as formas e dimensões pretendidas era mais conveniente e trazia enormes vantagens no campo do transporte e racionalização de material. Esta técnica foi usada durante muitos anos pelos diferentes povos da história na construção dos seus palácios, catedrais e habitações mas apresentava como principais desvantagens a necessidade de recorrer a um grande número de trabalhadores para deslocar as rochas lapidadas, obrigava à execução de enormes fundações devido ao grande peso das paredes e o tempo de execução da obra era extremamente longo devido ao processo ser moroso e de difícil execução.

Na Europa ocidental o Império Romano foi o responsável pelo aparecimento da arte de construir de forma organizada [1]. As grandes construções religiosas e castelos foram executados na sua grande maioria na Idade Média. Os responsáveis por todas as fases da obra desde o seu planeamento à sua execução eram designados por “mestres construtores” que se baseavam nas tradições, em regras generalizadas e na experiência adquirida em erros do passado para executarem as edificações pretendidas sendo que o projecto era realizado à medida que se executava a obra. No século XV com o surgimento do período Renascentista, novas ideias são implementadas e o conceito de arquitectura começa a ser enraizado passando este conhecimento a ser adquirido a nível académico em França e em Itália. Esta nova corrente de ideais originou um rompimento com as ideias de outrora, passando a haver uma separação das fases de projecto e execução da obra assim como é dada maior valorização aos aspectos estéticos da obra a executar. Com o aparecimento da Revolução Industrial é dado um grande salto tecnológico e com o aparecimento de novos materiais e soluções construtivas foi necessário criar Universidades e cursos de Engenharia onde esta temática era lecionada com o objetivo de formar profissionais especializados. Em 1624 Sir Henry Wotton definia como qualidades essenciais num edifício, a firmeza, a comodidade e beleza. Nos dias de hoje um edifício deve ter estabilidade estrutural, durabili-

dade, deve ser funcional, garantir aos seus utilizadores um ambiente de conforto e comodidade, e ser ainda economicamente ajustado, para além de que deve ser também agradável do ponto de vista estético [1].

1.2. ENQUADRAMENTO DO TRABALHO

A atividade da engenharia civil para acompanhar as tendências do mercado e para ser competitiva tem vindo a progredir gradualmente sofrendo aperfeiçoamentos que têm como mais valia a contínua melhoria da qualidade das obras. “A evolução da sociedade no século XX é patente nos mais diversos aspectos da vida humana, e o século XXI indicia que essa evolução continuará de forma ainda mais acelerada e com contornos e implicações talvez impossíveis de identificar plenamente. Mas, no passado tal como no futuro, o Engenheiro Civil é o profissional que fisicamente constrói a Civilização. Esta realidade nem sempre é reconhecida pela sociedade e infelizmente é pouco assumida pelos próprios Engenheiros Cívicos. Obviamente, aos construtores da civilização cabe uma responsabilidade muito acrescida de se prepararem para tal futuro, pois a capacidade de construir marcha a par da capacidade para destruir. A criação e introdução no mercado de novos materiais, a adoção correcta das novas técnicas de construção, bem como, a utilização de novas tecnologias no apoio ao projecto e controlo da obra, nomeadamente, o encadeamento e sistematização de processos, promovem e estimulam a evolução constante do sector. Em consequência deste desenvolvimento, assiste-se a uma evolução rápida dos processos construtivos dos edifícios, que melhoram o produto final sendo vantajoso quer para as empresas, quer para o cliente. A utilização destas novas tendências de rentabilização e melhoramento de processos abrangem também as lajes e coberturas que sofreram processos de mutação ao longo dos tempos. As lajes de cobertura são constituintes de um edifício que tem como principal função proteger o interior do edifício das adversidades exteriores (vento, chuva, calor, poeiras, gases...). A melhor escolha estrutural deverá ter em consideração o factor económico e o desempenho da mesma para o fim a que se destina, sendo importante ter em conta aspectos como estanquidade, conforto acústico, isolamento térmico, iluminação, ventilação, drenagem de águas e segurança contra incêndio.

1.3. OBJETIVO DO TRABALHO

Pretende-se com o presente trabalho dimensionar uma laje de cobertura executada a grande altura (19 metros) e estabelecer uma comparação de custos utilizando duas soluções construtivas distintas. Para tal foi fornecido um projecto real de um auditório situado em Coimbra onde se considerou para a execução da laje de cobertura uma solução tradicional maciça vigada com recurso a escoramento e uma solução mista aço betão sem recurso a escoramento. O objetivo principal prende-se na comparação dos custos finais de execução das duas soluções construtivas.

Com a realização de um caso prático pretende-se ter uma noção prática da realidade do tema deste estudo. Este estudo pretende também demonstrar a forma como se podem estudar as diferentes alternativas estruturais que o mercado oferece.

1.4. ESTRUTURAÇÃO DE CONTEÚDOS

Com vista a alcançar os objetivos anteriormente descritos, estruturou-se o presente trabalho em 7 capítulos.

No capítulo 1 faz-se uma introdução geral ao tema abordado no presente trabalho, descrevendo-se os objectivos do trabalho realizado e a estrutura organizativa.

No capítulo 2 apresentam-se os diferentes tipos de lajes utilizados na construção e legislação existente, com especial incidência nas utilizadas neste trabalho.

No capítulo 3 apresentam-se as soluções existentes de cofragem e escoramento e suas características principais utilizadas em lajes tradicionais. Apresenta-se ainda um esquema geral do procedimento, bem como o dimensionamento da laje tradicional (vigada) em betão.

No capítulo 4 descrevem-se os elementos utilizados no dimensionamento da solução mista (betão + aço estrutural) e apresenta-se o dimensionamento da estrutura.

No capítulo 5 efectua-se a análise de custos e prazos das duas soluções.

No capítulo 6 comparam-se os resultados obtidos entre as várias metodologias aplicadas, tirando as principais conclusões dessa mesma análise.

No capítulo 7 apresentam-se as principais conclusões que se retiram após a realização deste trabalho, deixando em aberto propostas de desenvolvimento e investigação futuras.

Em anexos apresentam-se os elementos que serviram para a parte prática deste estudo.

2

LAJES TRADICIONAIS

2.1. INTRODUÇÃO

De uma forma genérica as lajes são elementos laminares planos, em geral horizontais, que possuem duas dimensões denominadas comprimento e largura muito maiores que a terceira denominada como espessura ou altura e inserem-se no grupo de elementos com um modelo de comportamento bidimensional. A função principal das lajes é receber todo o peso das cargas que actuam no andar, nomeadamente cargas permanentes (peso próprio, divisórias e revestimentos) e a sobrecarga proveniente da solução a dimensionar (coberturas, pavimentos, varandas e acessos, e ainda as ações em guardas e para-rios). De acordo com o REBAP (D.L n° 349-C/83, de 30 de Julho, art. 100), para o efeitos de aplicação das regras do mesmo, definem-se lajes como os elementos laminares planos sujeitos principalmente a flexão transversal ao seu plano e cuja largura exceda 5 vezes a sua espessura.

2.2. REGULAMENTAÇÃO APLICÁVEL

Historicamente a actividade de construção em Portugal para estruturas de aço, betão, metálicas ou mistas era regulamentada pelo Regulamento de Segurança e Ações para Edifícios e Pontes (RSA), Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado (REBAP), Regulamento de Estruturas de Aço para Edifícios (RSAE). No sentido de se uniformizar regras de cálculo e dimensionamento para as diversas estruturas, foram desenvolvidos e aprovados a nível europeu um conjunto de regulamentos, designados por Eurocódigos estruturais. Em 1989 com a publicação da Diretiva Comunitária 89/106/EEC foram estabelecidos requisitos a que os produtos de construção devem obedecer nomeadamente resistência mecânica e estabilidade, resistência ao fogo, higiene, saúde e ambiente, segurança na utilização, protecção contra o ruído, economia de energia e retenção de calor. Em 1990 a Comissão Europeia mandatou no CEN (Comité Europeu de Normalização) a elaboração de 9 eurocódigos designados da seguinte forma:

- EN 1990 Eurocódigo: Bases de Projecto
- EN 1991 Eurocódigo 1: Ações em Estruturas
- EN 1992 Eurocódigo 2: Projeto de Estruturas de Betão
- EN 1993 Eurocódigo 3: Projeto de Estruturas de Aço
- EN 1994 Eurocódigo 4: Projeto de Estruturas Mistas Aço – Betão
- EN 1995 Eurocódigo 5: Projeto de Estruturas de Madeira
- EN 1996 Eurocódigo 6: Projeto de Estruturas de Alvenaria
- EN 1997 Eurocódigo 7: Projeto Geotécnico

- EN 1998 Eurocódigo 8: Disposições para Projecto de Estruturas Resistentes aos Sismos
- EN 1999 Eurocódigo 9: Projecto de Estruturas de Alumínio

Os Eurocódigos estruturais são complementados com Anexos Nacionais da responsabilidade do Instituto Português da Qualidade (IPQ), e do Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), através do Comité Técnico CT 115, onde estão incluídas as especificações relativas a cada país (aspetos climáticos, zonamento sísmico, etc). Estes regulamentos numa fase inicial apresentaram-se como pré – normas (ENV's) tendo sido posteriormente convertidos em Normas Europeias (EN's) que coabitam actualmente com os regulamentos nacionais sendo estes últimos extintos numa fase posterior.

2.3. CARGAS OU AÇÕES PERMANENTES

As cargas ou ações permanentes são aquelas que assumem valores constantes, ou uma pequena variação em torno do seu valor médio, durante toda ou praticamente toda a vida da estrutura. Consideram-se como ações permanentes os pesos próprios dos elementos estruturais e não estruturais da construção, os pesos dos equipamentos fixos, os impulsos de terras, certos casos de pressões hidroestáticas, os pré-esforços e os efeitos de retração do betão e dos assentamentos de apoios [2]

As ações permanentes são ações com elevada probabilidade de actuar durante um determinado período de referência e cuja variação de intensidade no tempo é desprezável ou é sempre no mesmo sentido (monotónica) até a ação atingir um certo valor limite [3].

Os valores característicos e os valores médios das ações permanentes a considerar na verificação da segurança das estruturas devem, em cada caso, ser convenientemente justificados. Nos casos correntes, e desde que as ações apresentem pequena variabilidade, os valores característicos podem ser identificados com os respectivos valores médios [2]

De acordo com (Eurocódigo 0) o valor característico é o valor de uma propriedade de um material ou de um produto que tem uma probabilidade preestabelecida de não ser atingido num hipotética série ilimitada de ensaios. Este valor corresponde, em geral a um quantilho especificado da distribuição estatística admitida para essa propriedade do material ou do produto. Em certos casos, utiliza-se um valor nominal como valor característico [3].

2.4. CARGAS OU AÇÕES VARIÁVEIS

As cargas ou ações variáveis são aquelas que assumem valores com variação significativa em torno do seu valor médio durante a vida da estrutura. Consideram-se como ações variáveis as sobrecargas (e efeitos dinâmicos dela dependentes, tais como forças de frenagem, de lacete e centrífugas) e as ações do vento, dos sismos, das variações de temperatura, da neve, dos atritos em aparelhos de apoio e, em geral, as pressões hidrostáticas e hidrodinâmicas [2].

O (Eurocódigo 0) define as ações variáveis como ações que resultam de uma ação cuja variação de intensidade no tempo não é desprezável nem monotónica [3].

Existem outro tipo de ações designadas por:

- Ações de acidente que são aquelas que só com muito fraca probabilidade assumem valores significativos durante a vida da estrutura e cuja quantificação apenas pode em geral ser feita por meio de valores nominais estrategicamente escolhidos. Consideram-se como ações de aci-

dente as que resultam de causas tais como explosões, choques de veículos e incêndios. (Artigo 5º RSA).

- Ações acidentais são ações normalmente de curta duração mas com intensidade significativa, com pequena probabilidade de ocorrência numa dada estrutura durante o período de vida útil do projecto. [2].
- Ações sísmicas, ações devidas aos movimentos do terreno provocados pelos sismos [2].
- Ação geotécnica, acção transmitida à estrutura pelo terreno, por um aterro ou por água no terreno [2].
- Ação fixa, acção que tem uma distribuição espacial fixa na estrutura ou no elemento estrutural, tal que a sua intensidade e direcção são determinadas sem ambiguidade a partir da determinação da sua intensidade e direcção num ponto da estrutura ou do elemento estrutural [2].
- Ação livre, acção que poderá ter diversas distribuições espaciais na estrutura [2].
- Acção independente, acção que se pode admitir como estaticamente independente no tempo e no espaço de qualquer outra acção actuando na estrutura [2].
- Ação estática, acção que não provoca aceleração significativa da estrutura ou dos elementos estruturais [2].
- Ação dinâmica acção que provoca aceleração significativa da estrutura ou dos elementos estruturais [2].
- Ação quase-estática, acção dinâmica representada por uma acção estática equivalente num modelo estático [2].
- As ações directamente relacionadas com a utilização dos edifícios, isto é, as sobrecargas variam de acordo com o tipo de estrutura a dimensionar, coberturas, pavimentos, varandas e acessos, e ainda as ações em guardas e parapeitos [5].

2.5. CLASSIFICAÇÃO DAS LAJES

De entre as diferentes possíveis soluções de lajes as mesmas podem ser classificadas quanto ao tipo de apoio, quanto à constituição, quanto ao modo de flexão dominante e quanto ao modo de fabrico e quanto à caracterização do comportamento.

2.5.1. TIPO DE APOIO

Lajes vigadas são lajes que se apoiam em vigas.

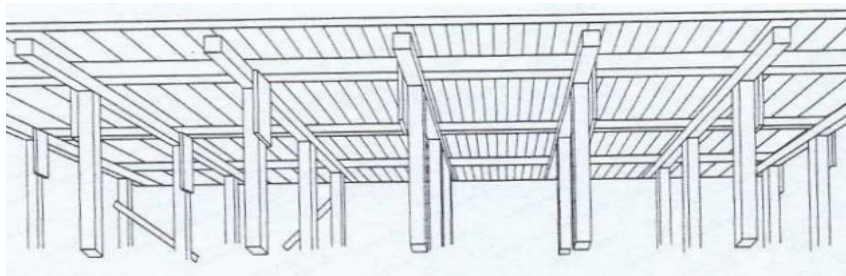


Fig. 2.1 – Lajes vigadas

- Lajes apoiadas numa superfície deformável: são lajes apoiadas em meios de suporte elásticos como por exemplo lajes de pavimento apoiadas em solos de fundação.

Lajes fungiformes: são definidas como lajes contínuas que se apoiam diretamente em pilares ou em paredes de betão armado sem vigas. Esta transferência é feita diretamente no caso de lajes maciças de espessura constante ou através de capitéis ou espessamento da laje na ligação aos pilares. De acordo com o tipo de situação (carga a suportar, exigências arquitectónicas ou vão a vencer), existem várias soluções de lajes fungiformes.

- Lajes fungiformes maciças de espessura constante são normalmente utilizadas em vãos na ordem dos 4.5 a 6.0 m e para cargas de utilização de valor moderado. Estas lajes constituem a solução mais económica para vãos desta grandeza e tem vantagem de proporcionar tectos lisos. Devido à facilidade de execução e da menor incorporação de mão-de-obra, este tipo de laje apresenta um menor custo face às outras soluções existentes.
- Lajes fungiformes maciças com capitéis são adotadas quando estamos perante cargas mais elevadas ou vãos maiores; esta laje necessita de maior espessura que a necessária para os esforços de flexão e de punçoamento para que sejam transmitidas as cargas verticais aos pilares. Para resolver o problema de transferência da carga para o pilar procede-se ao alargamento da secção do pilar na zona superior de ligação com a laje, como se pode verificar no exemplo (figura 2.2). As primeiras lajes fungiformes que apareceram foram construídas com este tipo de solução com pilares circulares que se alargavam ao chegar à ligação na laje conhecidas hoje como lajes cogumelo devido à forma do pilar. Este tipo de solução consegue vencer vãos até cerca de 10 m e recomenda-se o uso a partir de 6 m.
- Lajes fungiformes maciças com capitéis de espessura constante (figura 2.2), tal como se sucede com o caso anterior, procede-se ao espessamento da laje junto ao pilar para resolver o problema de transferência da carga vertical para o pilar. Para conduzir a uma maior resistência aos momentos fletores e esforços de corte na região do pilar é usual estender-se cerca de 1/6 do vão para cada lado do pilar. Este tipo de solução apresentada é adequada para vãos de 6 a 10 m.

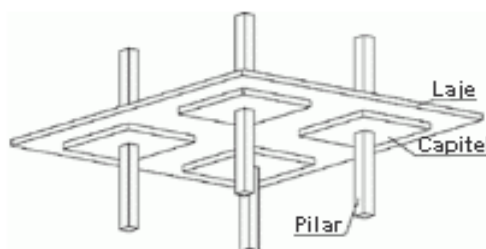


Fig. 2.2 – Lajes fungiformes com capitéis

- Lajes fungiformes aligeiradas com blocos de aligeiramento perdidos: é um processo construtivo utilizado quando existe a necessidade de diminuir o peso próprio. Este tipo de laje incorpo-

ra os blocos de aligeiramento na laje. As lajes aligeiradas de espessura constante têm pequenas nervuras nas duas direcções entre os blocos de aligeiramento, que permitem obter resistência às trações na fase inferior. Na zona do pilar normalmente define-se uma zona maciça para aumentar a resistência às forças de corte. Este tipo de laje é adequado para vencer vãos de 6 a 10 m conseguindo-se uma solução de espessura constante e que permite um acabamento direto na face inferior.

- Lajes fungiformes aligeiradas com moldes recuperáveis apresentam como principal vantagem o fato de haver economia da cofragem assim como apresentar um padrão regular de blocos de aligeiramento ou espaços vazios utilizáveis para iluminação e ventilação este tipo de laje tem sido cada vez mais utilizado para uma gama de vãos na ordem dos 6 a 12 m. As dimensões do aligeiramento resultam em geral de disposições regulamentares que indicam as condições para que as lajes aligeiradas possam ser tratadas como lajes maciças para efeito de análise. A zona de maciçamento é definida de forma a serem resolvidos adequadamente a zona de momentos negativos mais importantes.



Fig. 2.3 – Laje fungiforme aligeirada com moldes recuperáveis [24]

2.5.2. QUANTO À CONSTITUIÇÃO

Lajes só em betão armado:

- Maciças - com uma espessura constante ou de variação contínua;
- Aligeiradas ou nervuradas possuem um peso inferior ao de uma laje maciça com a mesma espessura. A redução de peso é obtida através da introdução de blocos de cofragem recuperáveis ou perdidos, que formam nervuras dispostas numa só direcção ou em duas direcções perpendiculares, solidarizadas por uma lajeta de compressão.

Lajes de vigotas pré-esforçadas são lajes constituídas por vigotas pré-esforçadas nas quais se apoiam blocos de cofragem (abobadilhas ou "tijoleiras") cerâmicos ou de argamassa de cimento, os quais são solidarizados por uma lajeta de betão;

Lajes mistas são constituídas por perfis metálicos que suportam as forças de tração, ligados através de conectores metálicos a uma lajeta de betão que absorve as forças de compressão.

2.5.3. QUANTO AO MODO DE FLEXÃO DOMINANTE

Adoptam-se lajes armadas numa direcção quando os esforços que se desenvolvem numa direcção são muito superiores aos que se desenvolvem na direcção perpendicular. Segundo EC2 “uma laje sujeita predominantemente a cargas uniformemente distribuídas pode ser considerada como resistente numa só direcção nos casos seguintes:

- (a) Possuir dois bordos livres (não apoiados) sensivelmente paralelos;
- (b) Corresponder à parte central de uma laje sensivelmente rectangular apoiada nos quatro bordos e com uma relação do vão mais longo para o vão mais curto superior a 2.

Lajes armadas em duas direcções ou em cruz: quando a relação entre esforços a actuar em ambas as direcções tem a mesma ordem de grandeza e quando a relação entre vãos for próxima ou inferior a 2.

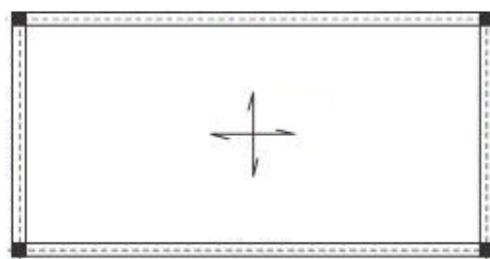


Fig. 2.4 – Lajes armadas em duas direcções ou em cruz

De acordo com a classificação exposta, as lajes do projeto em estudo são lajes maciças vigadas de betão armado, armado numa direcção.

2.5.4. QUANTO À CARACTERIZAÇÃO DO COMPORTAMENTO

São classificadas como laje espessas, lajes finas quando a espessura é inferior a $1/10$ do vão e lajes isotrópicas quando são formadas por material homogéneo e de comportamento elástico linear.

2.5.5. QUANTO AO MODO DE FABRICO

Quanto ao modo de fabrico, as lajes classificam-se como lajes betonadas no local, lajes de pré-fabricação total, onde a laje é colocada sobre vigas sendo solidarizada localmente e lajes de pré-fabricação parcial onde só uma parte da laje é pré-fabricada.

2.6. PRÉ-DIMENSIONAMENTO DE UMA LAJE

A espessura das lajes é condicionada por:

- Resistência – flexão e esforço transversal
- Características de utilização – Deformabilidade, isolamento sonoro, vibrações, protecção contra incêndio, etc.

A espessura das lajes varia em função do vão. No que se refere a lajes maciças vigadas, em geral, a sua espessura varia entre 0.12 m e 0.30 m [7]. Para fazer face às ações horizontais incidentes na estrutura, as lajes devem ligar-se a paredes resistentes e/ou pórticos pilar-viga na periferia, sendo dotados de bandas maciças entre pilares (nas lajes nervuradas) [8].

2.7. PRÉ-DIMENSIONAMENTO DE LAJES VIGADAS ARMADAS NUMA DIREÇÃO

Considera-se que as lajes são armadas numa direcção (ou funcionam predominantemente numa direcção) se:

- As condições de apoio o exigirem;
- A relação entre o vão maior e o vão menor deve respeitar a seguinte condição:

$$\frac{L_{maior}}{L_{menor}} \geq 2 \quad (2.1)$$

Para sobrecargas correntes em edifícios ($s_c < 5 \text{ kN/m}^2$), a espessura das lajes armadas numa direcção pode ser determinada a partir da seguinte relação:

$$h \cong \frac{L}{25 \text{ a } 30} \quad (2.2)$$

Esta expressão tem por base o controlo indirecto da deformação e o nível de esforços na laje.

2.8. PRÉ-DIMENSIONAMENTO DE LAJES VIGADAS ARMADAS EM DUAS DIREÇÕES OU EM CRUZ

Considera-se uma laje armada em duas direcções ou em cruz quando a relação entre o maior e o menor vão apresenta a seguinte relação:

$$\frac{L_{maior}}{L_{menor}} \leq 2 \quad (2.3)$$

Para se proceder à análise e dimensionamento de lajes vigadas pode-se recorrer a elementos elásticos ou modelos plásticos.

A análise elástica pode ser efectuada recorrendo a tabelas de esforços elásticos ou a métodos numéricos (exemplo: modelo de grelha, elementos finitos). Pode efectuar-se uma redistribuição dos esforços elásticos, não devendo esta ultrapassar mais ou menos 25% do valor dos momentos elásticos nos apoios [7].

A análise plástica pode ser aplicada quando a ductilidade do comportamento à flexão é garantida, ou seja, quando o dimensionamento das armaduras de flexão é efectuado para que a posição da L.N. correspondente a este E.L.U. seja tal que: $\frac{x}{d} \leq 0.25$.

Este dimensionamento pode ser efectuado por dois métodos distintos:

Método estático: o valor da carga que satisfaz as equações de equilíbrio, para que em nenhum ponto seja excedida a capacidade resistente, é um valor inferior da carga última (método conservativo) – exemplo: método das bandas.

Método cinemático: o valor da carga associado a um mecanismo cinematicamente admissível é um valor superior da carga última – exemplo: método das linhas de rotura.

2.9. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA AOS ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS E DE UTILIZAÇÃO

Devido à necessidade de dimensionar uma estrutura segura, o EC 0 estabelece que no cálculo devem ser classificados dois diferentes estados, os estados limites últimos e os estados limites de utilização.

Os estados limites últimos referem-se a:

- Segurança das pessoas;
- Segurança da estrutura;

Em certos casos os estados limites que dizem respeito à protecção do recheio de construções deverão ser classificados como estados limites últimos.

Os estados que precedem o colapso estrutural e que, por simplificação, são considerados em vez do colapso propriamente dito, poderão ser tratados como estados limites últimos.

Quando for pertinente, devem ser verificados os seguintes limites últimos:

Perda de equilíbrio do conjunto ou de parte da estrutura, considerada como corpo rígido;

Ruína por deformação excessiva, transformação do conjunto ou de parte da estrutura num mecanismo, rotura, perda de estabilidade da estrutura ou de parte da estrutura, incluindo apoio e fundações.

Rotura provocada por fadiga ou por outros efeitos dependentes do tempo.

Dado que a espessura da laje é condicionada pela flexão são dimensionadas para o estado limite últimas armaduras de flexão, que são calculadas por metro de largura, ou seja, considerando uma secção com 1 m de base, e altura igual à altura da laje.

O momento flector reduzido (μ) deve estar contido no intervalo $0.10 < \mu < 0.20$.

Outro factor condicionante no pré dimensionamento da laje e que é necessário verificar o seu cumprimento é o esforço transversal que de acordo com o EC 2 estabelece que os elementos não precisam de armadura de esforço transversal se:

$$V_{sd} \leq V_{rd,c} = \left[C_{Rd,c} \times k \times (100 \times \rho_l \times f_{ck} \times f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \times \tau_{cp} \right] \times b_w \times d \geq \left(0.035 \times k^{\frac{3}{2}} \times f_{ck}^{\frac{1}{2}} + k_1 \times \sigma_{cp} b_w \times d \right) \quad (2.4)$$

Onde,

$$C_{Rd,c} = \frac{0.18}{\gamma_c} \quad (2.5)$$

$$k = 1 + \sqrt{200/d} \leq 2, \text{ com } d \text{ em mm} \quad (2.6)$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \times d} \leq 0.02 \quad (2.7)$$

$$\tau_{cp} = \frac{N_{sd}}{A_c}, \text{ em MPa} \quad (2.8)$$

Outro estado limite que o EC 0 estabelece é o estado limite de utilização que se referem a:

- Funcionamento da estrutura ou dos seus elementos estruturais em condições normais de utilização;
- Ao conforto das pessoas;
- Ao aspecto da construção;

A verificação dos estados limites de utilização deverá basear-se nos seguintes aspectos:

- a) Deformações que afetem:
 - O aspeto;
 - O conforto dos utentes;
 - O funcionamento da estrutura;
- b) Vibrações:
 - Que causem desconforto às pessoas;
 - Que limitem a eficiência funcional da estrutura;
- c) Danos que afectam negativamente:
 - O aspecto;
 - Durabilidade;
 - Funcionamento da estrutura;

Para cálculo da espessura da laje é considerado para o estado limite de utilização a verificação ao estado limite de fendilhação e a verificação ao estado limite de deformação.

A verificação ao estado limite de fendilhação pode ser efectuada de forma directa ou indirecta.

A forma directa consiste no cálculo da abertura característica de fendas e comparação com os valores admissíveis.

O controle indirecto da fendilhação, de acordo com o EC 2, consiste na adopção de armadura mínima e na imposição de limites ao diâmetro máximo dos varões e/ou afastamento máximo dos mesmos (Quadros 7.2 e 7.3).

Tal como acontece para o caso da fendilhação, a verificação ao estado limite de deformação pode ser efectuada de forma directa ou indirecta.

A forma directa consiste no cálculo da flecha a longo prazo (pelo Método dos Coeficientes Globais, por exemplo) e comparação com os valores admissíveis.

Conforme recomendado no EC 2, o cálculo das flechas poderá ser omitido, desde que se respeitem os limites da relação vão / altura útil estabelecidos no Quadro 7.4N do EC 2. Na interpretação deste quadro, deve ter-se em atenção que:

Os valores indicados são conservativos, podendo os cálculos revelar frequentemente que é possível utilizar elementos menos espessos;

Os elementos em que o betão é fracamente solicitado são aqueles em que $p \leq 0.5\%$, podendo na maioria dos casos admitir-se que as lajes são fracamente solicitadas (o betão é fortemente solicitado se $p \geq 1.5\%$).

Para lajes vigadas armadas em duas direcções, a verificação deverá ser efectuada em relação ao menor vão. Para lajes fungiformes deverá considerar-se o maior vão.

2.10. LAJES FUNGIFORMES

A espessura das lajes fungiformes para sobrecargas correntes em edifícios ($sc < 5 \text{ kN/m}^2$), pode ser determinada a partir das seguintes relações:

$$\text{Lajes maciças: } h = \frac{L_{\text{maior}}}{25 \text{ a } 30} \quad (2.9)$$

$$\text{Lajes aligeiradas: } h = \frac{L_{\text{maior}}}{20 \text{ a } 25} \quad (2.10)$$

Estas expressões têm por base o controlo indirecto da deformação e o nível de esforços na laje (nomeadamente no que se refere ao punçoamento e flexão).

No quadro seguinte apresenta-se quer a gama de vãos em que se utiliza cada um dos tipos de lajes fungiformes, quer as espessuras adoptadas em cada situação.

Quadro 2.1- Tipo de laje e espessura h tendo em conta o maior vão [7]

Laje fungiforme tipo	Esbelteza (L / h)	h [m]								
		L [m]								
		4	5	6	7	8	9	10	12	20
Laje maciça	25 a 30	0.15→		≅ 0.20	≅ 0.25					
Laje maciça com capitel	35 a 40	0.15	→		≅ 0.20	≅ 0.25				
Laje aligeirada	20 a 25		0.225→	≅ 0.25		0.30	≅ 0.35			
Laje aligeirada com capitel	25 a 30			0.225→		≅ 0.25	≅ 0.30	≅ 0.35		
Laje maciça pré-esforçada	40					0.20		≅ 0.25	≅ 0.30	
Laje aligeirada pré-esforçada	35					0.225	≅ 0.25	≅ 0.30	≅ 0.35	≅ 0.60

Deve-se ter sempre presente que:

$h \geq 0.15$ caso não seja necessário armadura de punçoamento;

$h \geq 0.20$ caso seja necessário armadura transversal para resistência ao punçoamento.

3

COFRAGENS E ESCORAMENTO DE LAJES TRADICIONAIS. DIMENSIONAMENTO LAJE TRADICIONAL

3.1. INTRODUÇÃO

A cofragem é o elemento que sustenta o betão no seu estado fluido, enquanto ele não tem capacidade para se auto-suportar e tem como objectivo dar a forma pretendida para a estrutura que vai nascer (sapatas, lajes, paredes, pilares, vigas, muros de suporte, escadas). Como se trata de uma construção provisória, deve ser facilmente montável, desmontável e reutilizável, pois é montada rapidamente, solicitada durante algumas horas durante a colocação do betão e passado poucos dias é desmontada para preferencialmente ser reutilizada. Os materiais mais utilizados na superfície de contacto com o betão são a madeira, o contraplacado, aglomerados, aço, alumínio, PVC e fibra de vidro.

De forma a mitigar o custo da mão-de-obra e dos materiais usados para a realização das cofragens devem-se considerar as seguintes medidas:

Conhecer as solicitações impostas pelo betão fresco para não sobre-dimensionar as cofragens;

Racionalizar a utilização destes elementos para que possam ser usados várias vezes;

Facilitar a montagem e desmontagem dos elementos utilizados, reduzindo a mão-de-obra e aumentando a durabilidade;

Utilizar elementos pré-fabricados e reutilizáveis; embora o custo inicial seja mais elevado, o custo por aplicação é reduzido.

Para que não existam anomalias ou roturas durante a execução dos trabalhos de construção deve-se proceder ao dimensionamento de sistemas de cofragens.

O mau dimensionamento ou execução das cofragens podem provocar danos e custos elevados de materiais e/ou equipamentos e, acima de tudo, podem ser prejudiciais para a segurança dos trabalhadores.

A cofragem, devido a suportar as solicitações produzidas durante a colocação do betão, deve ser o menos deformável possível.

Quanto à sua permeabilidade e absorção, as mesmas deverão ser suficientemente reduzidas para que a água ou as partículas finas do betão fresco não se dissipem podendo afectar as características desejadas para o betão.

A cofragem deve reunir as características adequadas ao aspecto pretendido para o elemento quando este é descofrado. Deverá ter-se especial cuidado quando as superfícies de cofragem se apresentam demasiado lisas, como é o caso do aço ou painéis fenólicos o que dificulta a colocação de revestimentos na superfície de betão.

Tal como é exposto na figura 3.1 existem diferentes tipos de sistemas de cofragens que podem ser classificados de distintas formas e dependem essencialmente do tipo de material usado, sendo os mais correntes o aço e a madeira. O tipo de material é escolhido em função dos custos (o aço é mais dispendioso do que a madeira), da execução de geometrias, da estereotomia (geometria das juntas), do acabamento pretendido e da disponibilidade do material.

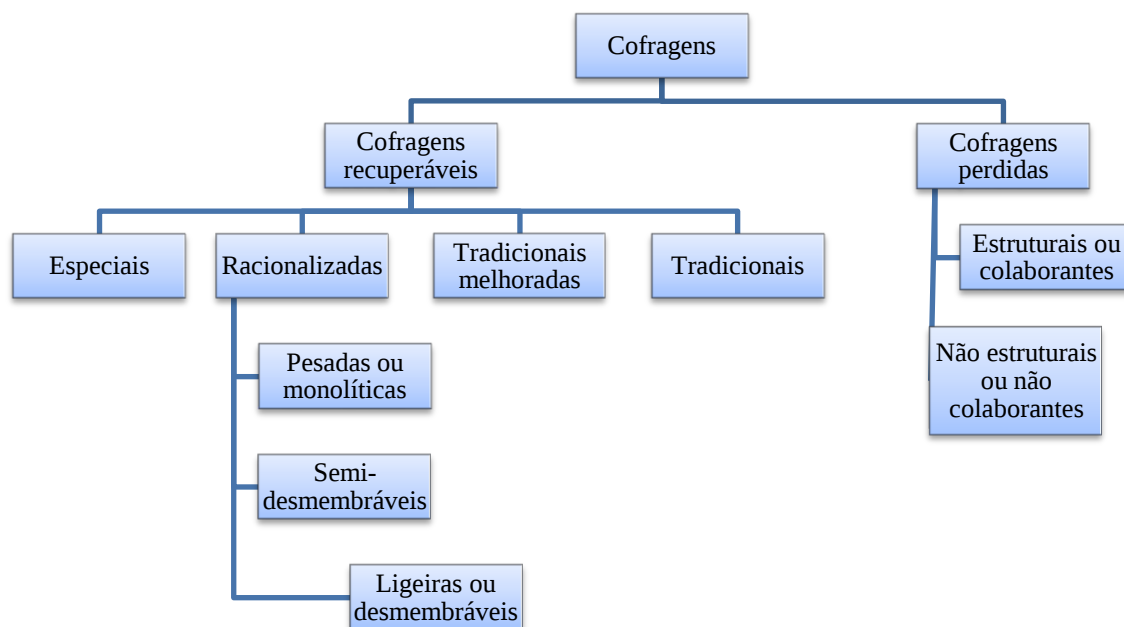


Fig. 3.1 -Tipos de cofragem

3.2. TIPOS DE COFRAGEM

3.2.1 COFRAGENS RECUPERÁVEIS

As cofragens recuperáveis, uma vez que possibilitam a melhor rentabilização do investimento feito na sua aquisição / fabrico constituem o grupo maior de sistemas de cofragens.

3.2.1.1 COFRAGENS RECUPERÁVEIS TRADICIONAIS

Cofragens tradicionais são as executadas integralmente com barrotes e tábuas de madeira maciça, sem recurso a outros materiais, ainda que possam ser criadas assemblagens de tábuas e barrotes sob a forma de taipais e estrados e também possa existir alguma standardização ao nível das dimensões dos elementos. As cofragens tradicionais podem ser utilizadas para a execução de qualquer elemento de betão armado, designadamente vigas, lajes, pilares, muros, escadas e paredes [9].

Neste tipo de cofragem, as peças são de madeira executadas à medida e ligadas entre si com pregos e enquanto permitir reutilização a cofragem é desmontada peça por peça sofrendo uma reparação e res-

pectiva limpeza. Os elementos de suporte são constituídos por vigas de secções mais ou menos normalizadas, e por prumos de forma cilíndrica.

Esta solução de cofragem apresenta como desvantagens o facto de apresentar um pequeno número de reutilizações, forte incidência de mão-de-obra, elevados tempos de cofragem e descofragem, dificuldade de limpeza dos moldes. Estes factores têm feito com que se procurem alternativas passando a madeira a perder terreno em relação a outros materiais, especialmente ao nível dos elementos de suporte dos painéis de cofragem. As figuras 3.2, 3.3, 3.4 e 3.5 mostram a aplicação deste sistema de cofragem em varadas, pilares, muros de suporte, lajes e sapatas.



Fig. 3.2 – Aplicação dos sistemas de cofragens tradicionais numa varanda [7]

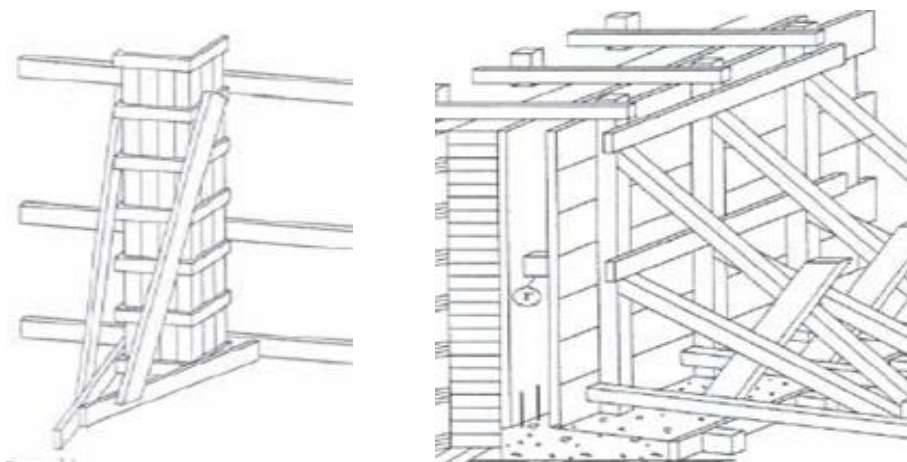


Fig. 3.3 - Cofragem de pilar e muro de suporte [7]



Fig. 3.4 – Aplicação dos sistemas de cofragens tradicionais em sapatas e lajes [8]



Fig. 3.5 – Aplicação dos sistemas de cofragens tradicionais em pilares e vigas [8]

3.2.1.2 COFRAGENS RECUPERÁVEIS TRADICIONAIS MELHORADAS

No sentido de aumentar a produtividade surgem as cofragens semi-racionalizadas que apresentam como principais vantagens em relação às tradicionais o facto de tornar o processo mais rápido e mais fácil de executar. A introdução deste sistema originou a inserção de alguns elementos que se distinguem dos que são utilizados nos sistemas tradicionais, nomeadamente:

- Prumos metálicos ajustáveis em altura e vigas metálicas extensíveis em substituição de prumos e de vigas de madeira, respectivamente;
- Painéis de cofragem - racionalização;
- Painéis reforçados e/ou de outros materiais, tais como contraplacado plastificado e solho tosco revestido com fibra de madeira;
- Melhoria dos sistemas de fixação /contraventamento.

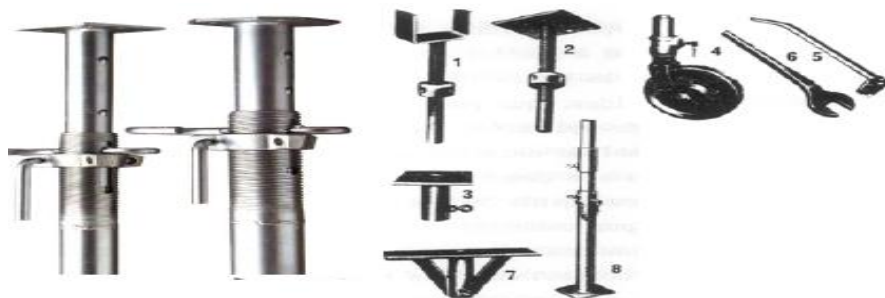


Fig. 3.6 – Prumos metálicos tubulares [9]

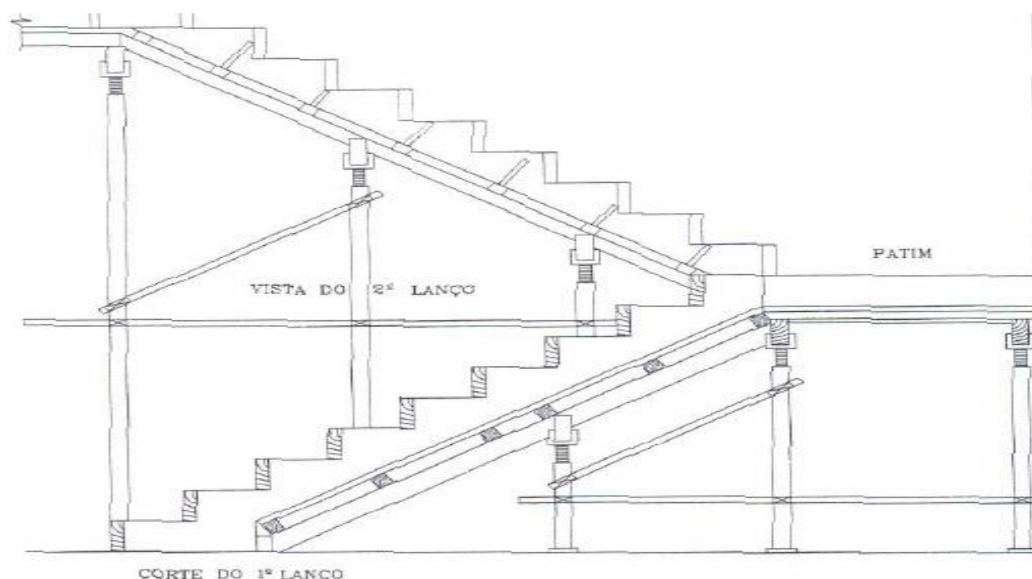


Fig. 3.7 - Cofragem de escada com moldes “melhorados” (1º e 2º vãos) [9]

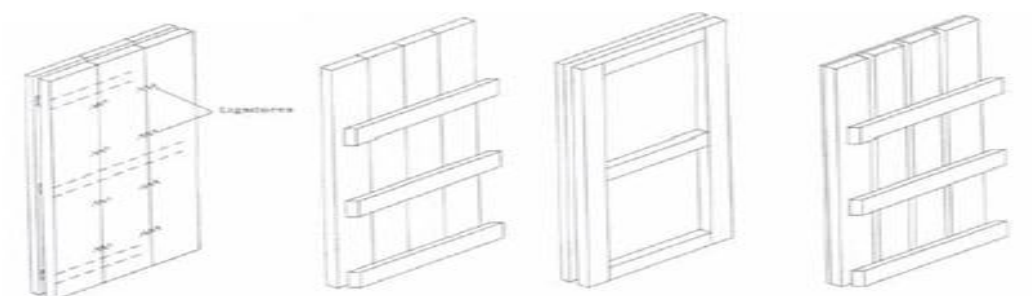


Fig. 3.8 - Quatro exemplos de painéis de cofragem de diferentes materiais (solho tosco, contraplacado plastificado, solho tosco revestido com fibra de madeira e solho com barra de ferro – painel “melhorado” [9]

3.2.1.3 COFRAGENS RECUPERÁVEIS RACIONALIZADAS

As cofragens recuperáveis racionalizadas são dimensionadas para admitirem um elevado número de reutilizações e permitirem uma fácil montagem e desmontagem das mesmas. Estas distinguem-se das anteriores fundamentalmente por terem sido concebidas de forma a aumentar a rentabilidade e sobretudo com base numa normalização das dimensões dos processos de montagem e desmontagem.

De acordo com o peso das unidades elementares que constituem os sistemas, ter-se-á as cofragens ligeiras ou desmembráveis, as semi-desmembráveis e as pesadas ou monolíticas.

3.2.1.4 COFRAGENS LIGEIRAS OU DESMEMBRÁVEIS

Em relação aos outros sistemas racionalizados, este apresenta-se como o mais versátil e flexível adaptando-se facilmente a várias formas geométricas.

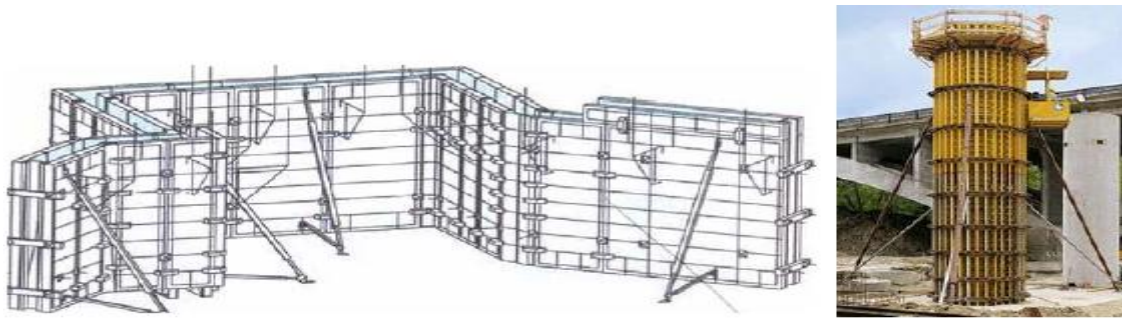


Fig. 3.9 – Sistema de painéis para paredes, vigas e pilares [9]

3.2.1.5. COFRAGENS RECUPERÁVEIS-MÓDULOS PARA LAJES

Os sistemas racionais para a execução de lajes decompõem-se nos seguintes elementos: prumos (para pés-direitos muito elevados, pode-se recorrer a cimbres), figura 3.10, longarinas (vigas principais), carlingas (vigas secundárias), figura 3.11 e painéis de cofragem.



Fig. 3.10 – Prumos (cimbres para pés-direitos elevados) [9]



Fig. 3.11 – Longarinas vigas principais e carlingas vigas secundárias [31]

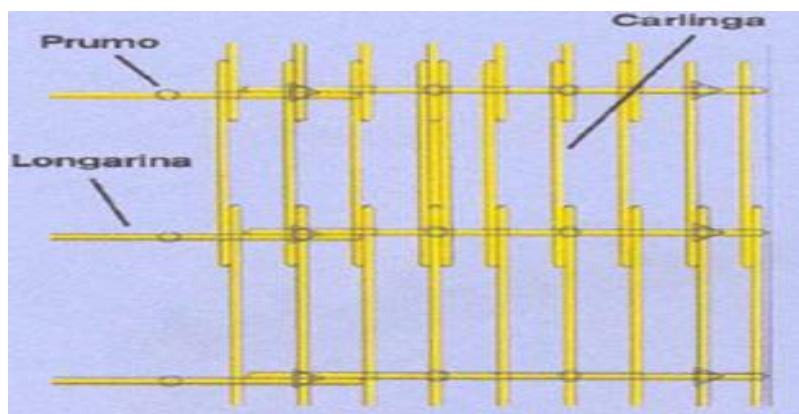


Fig. 3.12 – Decomposição dos sistemas racionais para execução de lajes [8]

A montagem de sistemas modulados para lajes deve ser definida da seguinte forma [9]:

- 1) Marcação da cota de nível do fundo da laje nos pilares e/ou paredes;
- 2) Definição do local onde serão colocados os prumos (existem sistemas com calhas que facilitam bastante esta tarefa;
- 3) Colocação dos prumos com a altura correcta (na situação em que os prumos têm tripé de apoio e alavanca de aperto, esta operação é facilitada;
- 4) Colocação das longarinas (vigas principais) apoiadas nos topos dos prumos e respectivo nivelamento;
- 5) Colocação de apoios intermédios;
- 6) Colocação das carlingas sobre as longarinas;
- 7) Quando os painéis de cofragem e os negativos das aberturas estiverem colocados, pode iniciarse a colocação da armadura, seguindo-se a betonagem;



Fig. 3.13 – Sistemas racionais para execução de lajes [8]

Na execução de lajes fungiformes este sistema apresenta a particularidade de possuir moldes de plástico que são vulgarmente conhecidos por “cocos”, usados em substituição dos painéis de cofragem. Estes moldes são colocados directamente sobre o sistema reticulado de vigas, porta travessa e travessa (figura 3.14) e no final são recuperados para posterior reutilização. Atualmente é exigida a montagem de um estrado completo para a maioria dos casos por razões de estabilidade e segurança.

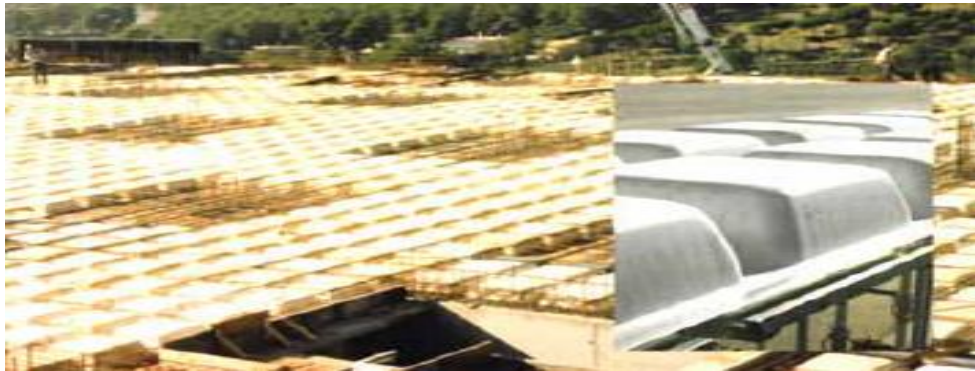


Fig. 3.14 – Moldes de plástico vulgarmente conhecidos como “cocos” [8]

3.2.1.6 COFRAGENS RECUPERÁVEIS PARA FUNDAÇÕES

São semelhantes aos usados para paredes e pilares sendo por isso ligados entre si por vigas rigidificadoras, grampos e barra dywidag (figura 3.15) e por porcas de placa giratória e espaçadores (figura 3.16).



Fig. 3.15 – Viga rigidicadores, grampos e barra dywing [7]

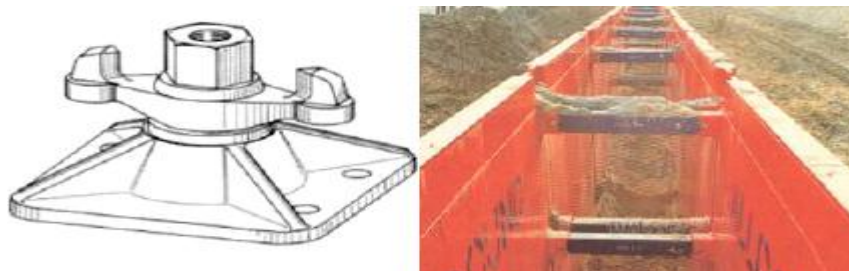


Fig. 3.16 – Porcas de placa giratória e espaçadores [7]

3.2.1.7 DESMONTAGEM DO SISTEMA DE COFRAGEM

A desmontagem de um sistema cofragem deve seguir o seguinte processo (fig. 3.17):

Retiram-se os apoios intermédios;

A cofragem é descida com a ajuda de cabeças rebaixáveis que o topo superior do prumo tem;

Deste modo, cria-se folga suficiente para tombar as carlingas (vigas secundárias) e retirá-las, assim como aos painéis de cofragem;

Finalmente, retiram-se as vigas principais e os tripés após o que os painéis são limpos.



Fig. 3.17 – Desmontagem das cofragens de uma laje de cobertura [8]

3.2.1.8 COFRAGENS RECUPERÁVEIS SEMI-DESMEMBRÁVEIS

As cofragens semi-desmembráveis são sistemas onde apenas são necessários algumas escoras em função da altura do elemento a betonar dado que os painéis de cofragem funcionam como elementos de suporte.

Dentro deste grupo de cofragens, destacam-se os subgrupos sistema de mesa (e parede), cofragem trepante, cofragem auto-trepante

3.2.1.9. SISTEMA DE MESA (E PAREDE)

O sistema mesa (e parede) figura 3.21 é constituído pela cofragem de mesa para lajes e painéis para paredes (menos correntes que a mesa). Apresenta como mais valia a sua versatilidade por poder ser utilizado em vários tipos de estrutura, constitui uma alternativa ao sistema de cofragem desmembrável de lajes, permite uma rapidez e flexibilidade na execução, economia de tempo assim como mão-de-obra e número elevado de utilizações.

No final, a remoção das mesas de piso, tem de ser efectuada pela fachada, o que condiciona a sua aplicação em estruturas que não permitam, a sua posterior saída.



Fig. 3.21 – Sistema de mesa (e parede) [9]

3.2.1.10. PRÉ-COFRAGEM TREPANTE

A cofragem trepante é um sistema normalmente constituído por dois painéis (um em cada face da parede a ser betonada) que se deslocam em paralelo. Como características intrínsecas apresenta um sistema versátil, pois pode ser utilizado em vários tipos de estrutura, a estrutura apresenta-se rígida e

metálica funcionando em paralelo com elementos de fixação, a ancoragem do sistema é efectuada a cones de suspensão embutidos na parede. Esta cofragem é indicada para trabalhos em altura para edifícios e barragens, pilares de pontes, etc. A betonagem é efectuada por troços, o painel tem até 7 m de altura adaptável a qualquer inclinação, os trabalhos são realizados em segurança mesmo em condições climáticas adversas.

3.2.1.11. COFRAGEM AUTO-TREPANTE

Sistema semelhante ao trepante com a diferença de o próprio conjunto dispor de um sistema hidráulico capaz de o movimentar autonomamente. Apresenta como características relevantes um sistema versátil, pois pode ser utilizado em vários tipos de estrutura. É um sistema vocacionado para a execução de construções em altura (até 400 m). O seu deslocamento é autónomo, efectuado por um sistema hidráulico e a estrutura rígida metálica contém 3 plataformas de trabalho (topo, meio e base). A sua segurança é boa mesmo em condições climáticas adversas e conseguem-se velocidades de cofragem superiores às conseguidas com cofragens trepantes.

3.2.1.12. COFRAGENS RECUPERÁVEIS PESADAS OU MONOLÍTICAS

As cofragens pesadas ou monolíticas são sistemas em que os seus elementos de suporte e os painéis de cofragem não se separam durante a montagem ou desmontagem do sistema.

Os sistemas de cofragens pesadas dividem-se em sistema túnel, sistema de túnel variante parede, sistema de túnel variante mesa e cofragens deslizantes [8].

3.2.1.13 SISTEMA TÚNEL

Este sistema (figura 3.22) agrega os painéis de cofragem de paredes e de laje com a estrutura de suporte formando túneis não necessariamente completos. A estrutura de suporte é metálica, os painéis são de contraplacado de boa durabilidade ou metálicos, o sistema permite a moldagem em simultâneo de paredes e lajes, dando origem a uma estrutura laminar, grande capacidade de produção associada à rapidez de construção.



Fig. 3.22 – Sistema túnel [9]

3.2.1.14. SISTEMA TÚNEL-VARIANTE PAREDE

Corresponde ao desmembramento do sistema túnel, apenas com o objectivo de executar paredes. O sistema (figura 3.23) é composto por uma estrutura de suporte que sustenta os painéis de cofragem interiores e exteriores das paredes e possui rodas na base para se deslocar até ao próximo troço a betonar [9].



Fig. 3.23 – Sistema túnel – variante parede [9]

3.2.1.15. SISTEMA TÚNEL-VARIANTE MESA

A variante mesa não é mais do que uma simplificação do sistema túnel, mas desta vez apenas para a realização de lajes. O sistema é composto por uma estrutura de suporte metálica e por painéis de cofragem da laje que estão solidários (figura 3.24).



Fig. 3.24 – Sistema túnel – variante mesa [9]

3.2.1.16. COFRAGEM DESLIZANTE

A cofragem deslizante é constituída por um tipo de cofragem que se desloca de forma contínua e sem interrupções, à medida que se vai betonando o elemento a construir. Esta solução é indicada para construções verticais em betão com altura significativa, como é o caso das paredes resistentes dos edifícios

correntes, só deve ser utilizada em obras que mantenham as secções constantes em toda a altura ou tenham pequenas variações, a estrutura é rígida e constituída por vários elementos, que são os painéis exteriores e interiores, as plataformas de trabalho superiores e inferiores, e os equipamentos de suspensão e elevação da cofragem (macacos pneumáticos, hidráulicos ou eléctricos).

3.2.1.17. COFRAGENS RECUPERÁVEIS ESPECIAIS

Estas cofragens subdividem-se em vigas de lançamento, carros de avanço e cofragens pneumáticas.

3.2.1.18. VIGAS DE LANÇAMENTO

As vigas de lançamento podem funcionar com a colocação inferior, funcionando sob o tabuleiro de betão suportando as cofragens em suspensão.

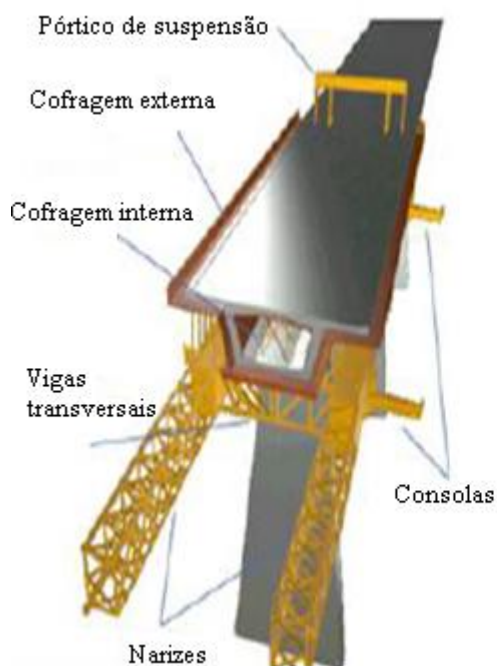


Fig. 3.25 – Vigas de lançamento [37]

As vigas de lançamento também podem funcionar com a colocação superior, funcionando sobre o tabuleiro de betão recebendo sobre ele as cofragens. Apresenta como vantagens o facto de necessitar de pouca mão-de-obra, apresenta uma elevada resistência, a sua montagem é fácil e adapta-se a diferentes secções do tabuleiro.

3.2.1.19. CARROS DE AVANÇO

Os carros de avanço são utilizados na construção de tabuleiros de pontes pelo método dos avanços sucessivos (figura 3.26).



Fig. 3.26 – Carros de avanço [37]

3.2.1.20. COFRAGENS PNEUMÁTICAS

Estas cofragens são constituídas por moldes insufláveis que contêm tecidos sintéticos cobertos com resinas especiais. Permitem cerca de 200 aplicações, a sua utilização é aplicada à execução de canais, tubagens de grandes dimensões, aligeiramento de lajes, construção de cúpulas semi-esféricas ou outras estruturas com formas curvas, a sua utilização é simples e económica.

Apresenta uma reduzida velocidade de betonagem, a vibração deve ser bastante cuidada, a pressão de enchimento do molde não deve ser superior a 0.25 bar, o molde deve ser limpo apenas com água, apresenta um recobrimento de armaduras eficaz, a descofragem deve ser efectuada 12 h após a betonagem.



Fig. 3.27 – Cofragens pneumáticas [37]

3.2.1.21. COFRAGENS PERDIDAS

As cofragens perdidas tal como o nome indica são cofragens que não são reutilizadas devido a ficarem solidárias com o betão após a betonagem. Estas cofragens são classificadas em estruturais ou colaborantes e em não estruturais ou não colaborantes.

3.2.2. COFRAGENS PERDIDAS ESTRUTURAIS OU COLABORANTES

As cofragens estruturais não só moldam o elemento enquanto o betão está fresco, como contribuem de forma activa para a resistência da peça após o endurecimento do betão.

As cofragens estruturais ou colaborantes estão circunscritas às lajes, podendo ser em betão armado (pré-lajes) ou metálicas (geralmente em aço galvanizado).

3.2.2.1. TIPOS DE COFRAGEM PERDIDA ESTRUTURAL:

- Pré-lajes;

São elementos pré-fabricados, de betão armado ou pré-esforçado, com armadura resistente constituída por uma malha ortogonal de varões de aço ordinário ou fios de pré-esforço de aço de alta resistência (estes últimos aderentes não soldados), respectivamente [9].

Funcionam como estrutura e como tecto acabado, servindo ainda de cofragem à camada de betão complementar.

- **Chapas de aço galvanizado**

As chapas de aço galvanizado, tal como as pré-lajes, apresentam a função de cofragem, armadura e acabamento. As suas nervuras dão a possibilidade aumentar não só a área de armadura bem como a aumentar a superfície de aderência. A sua montagem é efectuada através da colocação dos prumos para apoio de vigas, as vigas resistentes são fixadas com um espaçamento definido no projecto e os moldes de aço galvanizado são colocados e encaixados nos rebordos das vigas anteriormente colocadas, devendo-se sobrepor as nervuras dos moldes contíguos.



Fig. 3.28 – Aplicação de chapas de aço galvanizado [37]

- **Cofragem em chapa colaborante**

É utilizada a resistência intrínseca da chapa metálica nervurada colocada para servir de apoio ao betão no dimensionamento da própria laje. Normalmente, este tipo de laje anda associado a pequenos vãos, mas tem a vantagem de dispensar quaisquer operações de descofragem e, muitas vezes, qualquer escoramento adicional, pelo que é interessante em lajes betonadas a grande altura. É este o tipo de cofragem utilizada neste estudo (figura 3.29).



Fig. 3.29 – Fixação de chapas nos apoios [37]

3.2.2.2. COFRAGENS PERDIDAS NÃO ESTRUTURAIS

As cofragens não estruturais possuem de uma forma geral a capacidade de limitar o acesso do betão fresco a determinadas zonas, garantindo assim o aligeiramento. Estas cofragens têm como objectivo aligeirar as estruturas, em particular lajes, possuindo um pequeno peso em relação ao volume ocupado. Devem ser rígidas de maneira a aguentar com o peso da deslocação do pessoal em obra, queda do betão e estanquidade à água durante a betonagem. Exigem normalmente uma cofragem principal como apoio [10].

3.2.3. EQUIPAMENTOS UTILIZADOS NA MONTAGEM DE COFRAGENS

Nas montagens de cofragens recorre-se a prumos metálicos extensíveis, prumo de grande capacidade, estruturas porticadas/asnas (figura 3.30), castanhetas e macacos tensores (figura 3.31).



Fig. 3.30 – Prumos metálicos extensíveis, de grande capacidade e asnas [22]

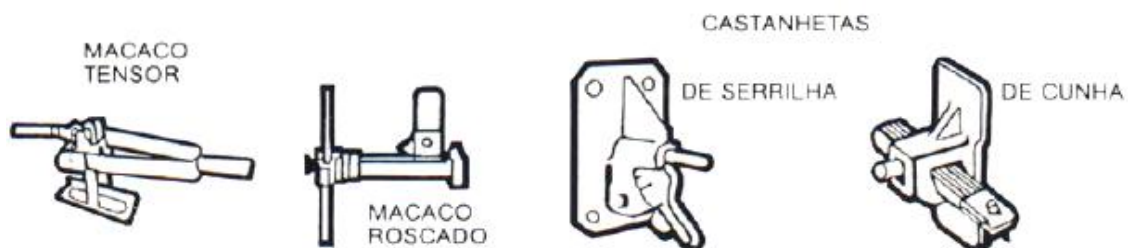


Fig. 3.31 – Cantanhetas e macacos tensores [22]

3.3. CUIDADOS A TER NA EXECUÇÃO DE COFRAGENS

Para confirmar que as dimensões e a localização das peças a betonar estão conforme a planta estrutural, a cofragem e a flecha devem ser inspeccionadas e verificadas antes da colocação da armadura. As cofragens antes da colocação do betão devem ser cuidadosamente limpas de terra ou argamassa excedente da utilização anterior, e devem ser revestidas interiormente com um agente de descofragem. Esta descofragem deve ser feita de forma a não submeter a estrutura a choques, sobrecargas ou danos. As passarelas de deslocação de equipamento devem ser providas de escoras e devem ser suportadas directamente pela cofragem ou um membro estrutural. A cofragem deve ser capaz de suportar este equipamento sem flechas significativas, vibrações ou movimentos laterais. As lajes recentemente betonadas não devem ser sobrecarregadas com materiais temporários amontoados em stock ou com outro tipo de cargas de maneira a não as danificarem [10].

3.3.1. REMOÇÃO DE COFRAGENS

A remoção das cofragens só deve ser efectuada após se cumprir a resistência mínima que o projectista estabeleceu para o projecto. A cofragem dos pilares em regra é removida antes das cofragens das vigas e lajes. As operações de remoção das cofragens devem ser executadas cuidadosamente de forma a não causarem deformações ou estragos nas superfícies de betão. O tempo mínimo de descofragem pode ser previsto através de ensaios in situ determinando-se assim a resistência do betão ou então através de um coeficiente de endurecimento.

3.3.2. LIMPEZA DOS MOLDES APÓS A DESCOFRAGEM

Os moldes de cofragem deverão ser imediatamente limpos após a sua utilização, a limpeza de elementos em madeira deve ser efectuada com escovas duras para remover o betão acumulado no molde. Depois de se executarem as tarefas de limpeza os moldes deverão ser armazenados em local específico para futuras aplicações.

3.4. ESCORAMENTO

É o conjunto de construções provisórias, em geral constituídas por peças acopladas e depois desmontáveis, destinadas a suportar o peso de uma estrutura permanente durante a execução, até que esta se torne autoportante [11].

O escoramento é utilizado com o objectivo de aferir capacidade de resistência às estruturas de betão, absorver as cargas dos equipamentos e peso próprio das estruturas e constitui apoio provisório para materiais, peças estruturais ou equipamentos. O escoramento pode ser realizado no solo para edificações no geral e aéreo no caso de pontes. A sua orientação poderá ser vertical ou horizontal (figura 3.35) e deverão ser constituídas por peças de madeira ou metálicas sem deformações, irregularidades ou pontos frágeis (figuras 3.33 e 3.34). Os elementos horizontais de escoramento devem estar bem fixados e os elementos verticais devem apoiar-se na maior dimensão das sapatas de forma a distribuir os esforços pela sapata garantindo maior estabilidade.



Fig. 3.32 - Escoramento e entivação/ orientação [21]



Fig. 3.33 - Escoramento em madeira e escoramento metálico [40]



Fig 3.34 - Escoramento (cimbra ao solo) e viga de lançamento (cimbra aérea) [40]

3.4.1. ESCORAMENTO EM MADEIRA

São escoramentos que podem ser executados com barrotes de madeira de primeira qualidade (0.075 m x 0.075 m) ou com escoras de eucalipto de secção circular com diâmetro superior a 0,10 m ou através de prumos em pinho bravo de secção rectangular: 0.10 m x 0.07 m. As escoras não devem possuir falhas que reduzam a secção ou rachas de forma a não diminuírem a capacidade de suporte de carga [11].



Fig. 3.35 - Escoramento em madeira [40]

A dificuldade de alinhamento e aprumo, dificuldade de emendas, ataque de insectos, características mecânicas variáveis, capacidade de carga desconhecida, risco elevado no caso de incêndio, despesa maior em mão de obra e maior gasto de tempo na sua aplicação são as desvantagens que estão inerentes à aplicação da madeira como material de escoramento.



Fig. 3.36 - Operário a medir espaçamento entre prumos [43]

3.4.2. ESCORAMENTO METÁLICO

O escoramento metálico é caracterizado por apresentar componentes muito leves e de alta resistência, reduzido número de componentes e montagem rápida, elevada segurança e estabilidade, elevada rentabilidade e facilidade de adaptação a diferentes alturas e larguras (figura 3.37).



Fig. 3.37 - Escoramento metálico [43]

O escoramento metálico pode ser efectuado com recurso a prumos tubulares com ajuste telescópico (figura 3.38).



Fig. 3.38 - Prumo tubular com ajuste telescópico [43]

Para lajes e vigas com alturas elevadas recorre-se ao escoramento composto por torres metálicas modulares, ou vigas treliçadas (figura 3.39) com ajustes de altura na base e no topo através de sapatas e focados ajustáveis. Pode ser utilizado em conjunto com escoras metálicas aliando resistência e versatilidade. No caso de estudo em questão como a laje é de grande altura seleccionou-se este tipo de escoramento.



Fig. 3.39 - Torres metálicas tubulares [11]

Como vantagens, o escoramento metálico apresenta maior aproveitamento do equipamento, elevada resistência no suporte de cargas em relação ao seu peso próprio, não necessita de trabalhos suplementares para aplicação em obra e a sua montagem é rápida e simples.

Os escoramentos são necessários em todas as fases da obra desde a fase de demolições, abertura de valas, cofragem dos elementos estruturais entre outros.



Fig. 3.40 - Fundações e Muros de suporte [14]

3.4.3. ESCORAMENTO COM ESCORAS TUBULARES AJUSTÁVEIS

Os escoramentos estão intimamente relacionados com as cofragens e dependem do tipo destas para se definir o modo de execução. Todas as escoras e outros elementos do escoramento devem ser aplicados com o espaçamento correcto. Os prumos e escoras deverão ser alinhados com o eixo de cargas, contraventados e rigidamente ligados entre si de modo a trabalharem em conjunto.



Fig. 3.41 - Escoramento tubular ajustável [11]

O escoramento com recurso a escoras tubulares é indicado para estruturas que possuam pé-direito inferior a 4,0 m de altura e possuem diferentes peças que devem ser acopladas para se obter o resultado pretendido, figura 3.42.



Fig. 3.42 – Escoras metálicas [11]

A montagem de um sistema de escoramento com escoras ajustáveis deve seguir uma sequência que se inicia com a montagem de painéis na carpintaria e posterior transporte para o local de trabalho sem as gravatas figura 3.43, e montados parcialmente com recurso a prumos.

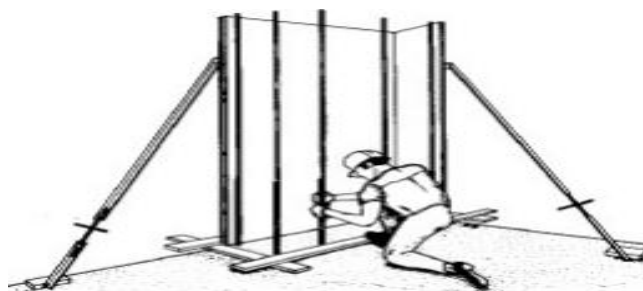


Fig. 3.43 – Painéis de cofragem sem gravatas [14]

As gravatas serão colocadas ou pregadas no painel lateral do pilar. O seu travamento será feito através da pressão das cunhas (figura 3.44).

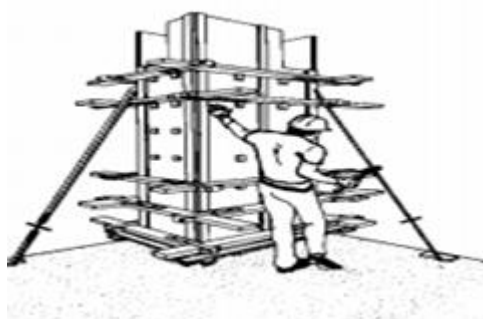


Fig. 3.44 – Colocação das gravatas no painel [14]

Em seguida procede-se à montagem dos painéis das vigas que serão ligados lateralmente e no fundo através de gravatas pregadas ou firmadas através de cunhas de pressão.

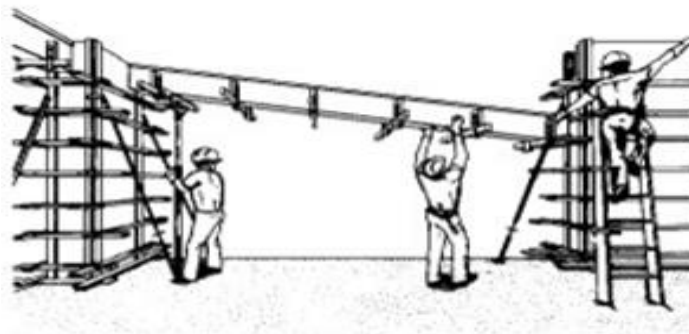


Fig. 3.45 - Montagem dos painéis de cofragem em vigas

As escoras principais serão posicionadas e mantidas na posição vertical através da utilização de tripés e, através do tubo telescópico é fixada a altura pretendida, (figura 3.46).

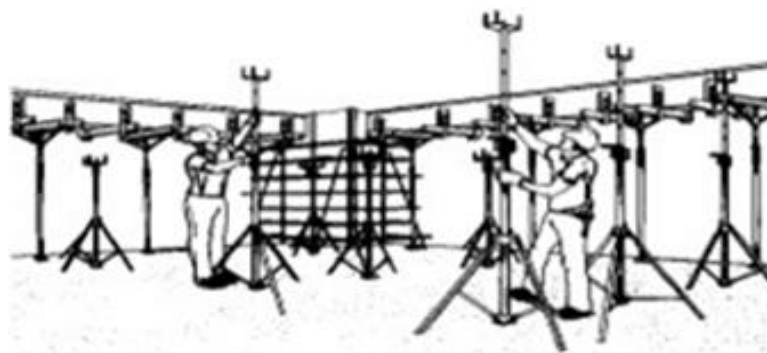


Fig. 3.46 – Regularização e fixação das escoras

As vigas principais são colocadas sobre as escoras principais, assim como as secundárias, que são ajustadas às dimensões da laje.

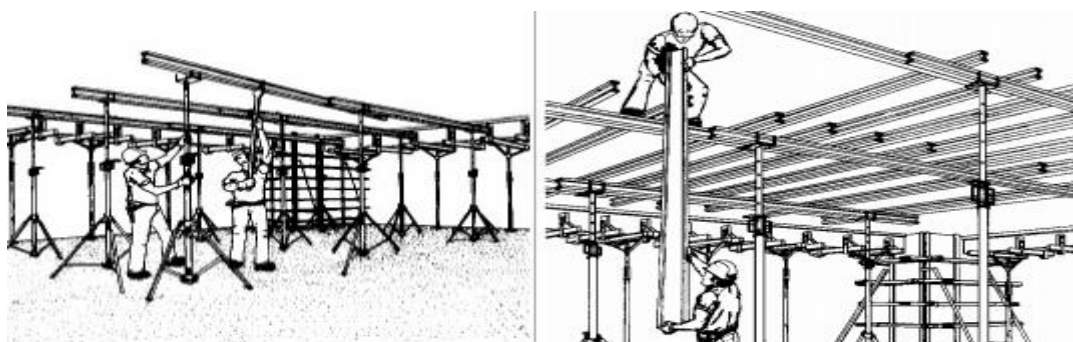


Fig 3.47 – Colocação das vigas principais e secundárias

As chapas de cobertura serão posicionadas sobre as vigas secundárias e fixadas nos cantos com pregos, (figura 3.48).

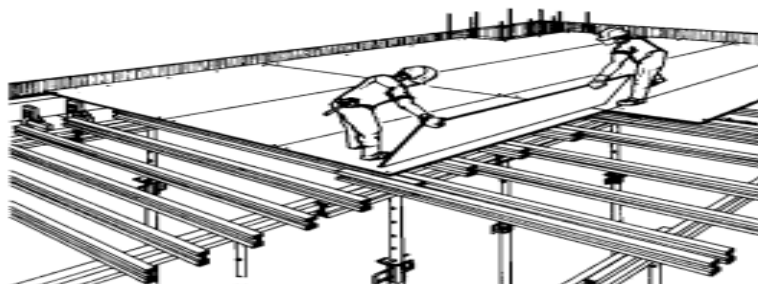


Fig. 3.48 – Colocação das chapas de cobertura

Depois de efectuado todo este processo colocam-se as escoras intermédias cuja quantidade varia de acordo com o peso da laje e efectua-se a verificação do nivelamento das vigas e das lajes, firmeza das cunhas e estanquidade dos painéis.

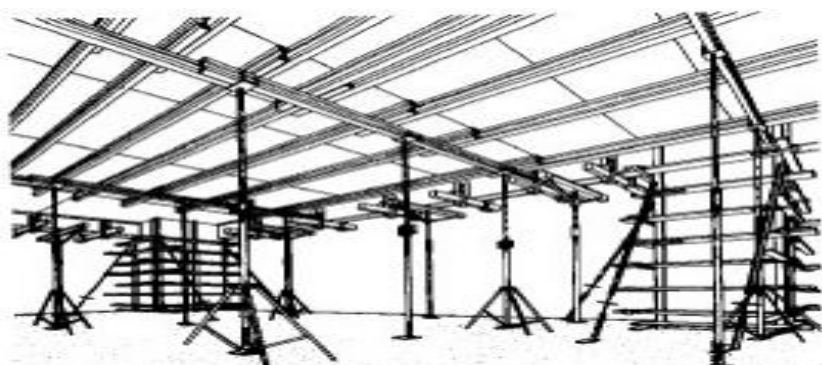


Fig. 3.49 – Nivelamento

3.4.4. ESCORAMENTO COM TORRES TUBULARES

Para a realização desta tarefa é necessário definir-se o posicionamento do equipamento e dos níveis superiores a serem escorados e dos níveis inferiores que servirão de apoio. A montagem das torres é efectuada passo a passo sendo que as cornetas são posicionadas da forma pretendida e aparafusadas aos pinos. As cruzetas irão funcionar como elemento estabilizador e são engatadas nos quadros. Entre os diversos níveis serão acoplados conectores que proporcionarão a correcta centralização dos quadros e no topo da torre montado e ajustados os forcados. Os quadros deverão ser contraventados utilizando-se para o efeito tubos e braçadeiras. As vigas principais posicionadas nos forcados, deverão ser sempre encunhadas para evitar a torção. Após a montagem da torre a sequência de escoramento é idêntica ao escoramento com escoras tubulares ajustáveis.

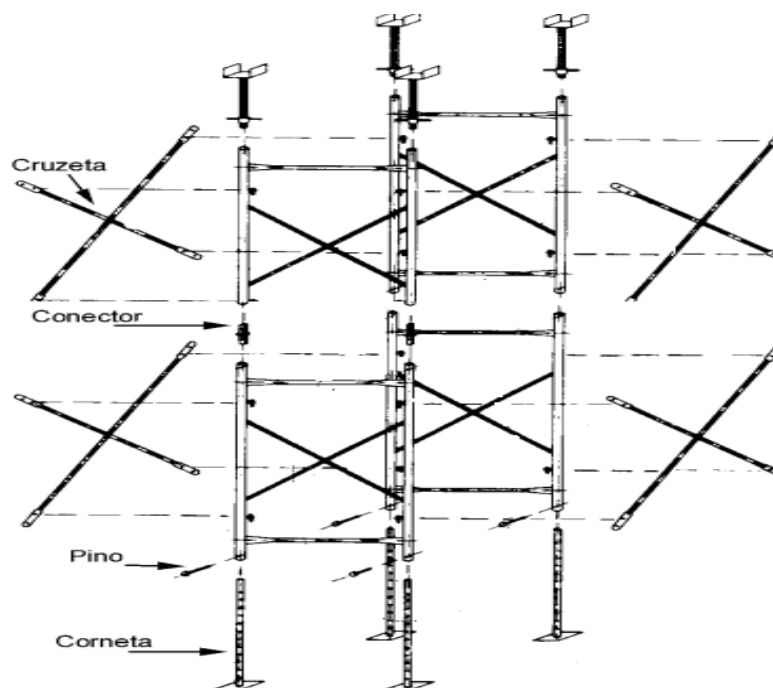


Fig. 3.50 – Montagem de torre tubular

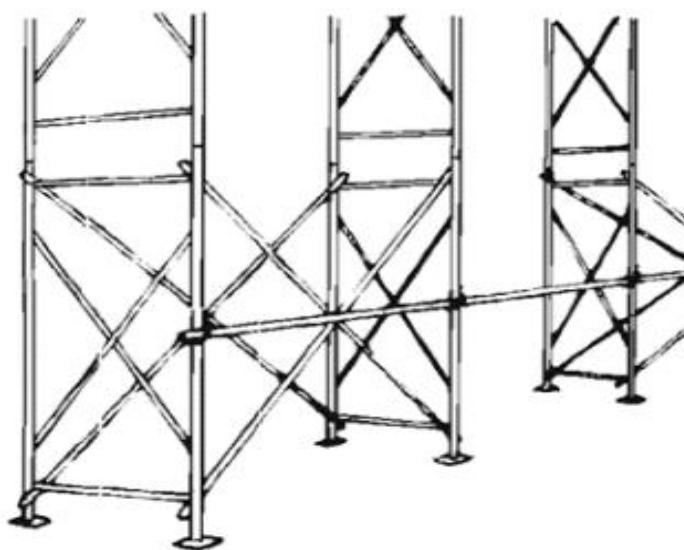


Fig. 3.51 – Prumos dos quadros e contraventamento com tubos e braçadeiras

Na figura 3.52 mostra a aplicação deste escoramento em lajes maciças em que as vigas devem ser contínuas e sem emendas e devem estar apoiadas em prumos cuja base de apoio deve ser regularizada.



Fig. 3.52 - Escoramento lajes maciças [41]

Na figura 3.53, 3.54 e 3.55 estão presentes a aplicação deste tipo de escoramento em lajes de vigotas, em escadas e em coberturas.



Figura 3.53 - Escoramento lajes de vigotas [41]



Fig. 3.54 – Escoramento escadas [42]



Fig. 3.55 – Escoramento de coberturas [42]

3.5. REMOÇÃO DO ESCORAMENTO

Após a fiscalização dar o aval positivo, procede-se à retirada do escoramento que deve obedecer a uma sequência de acordo com o tipo de estrutura executada. O processo inicia-se pela retirada das gravatas dos pilares, soltando-se as cunhas com um martelo. Após empilhadas, caso necessário serão levadas para outras empreitadas.

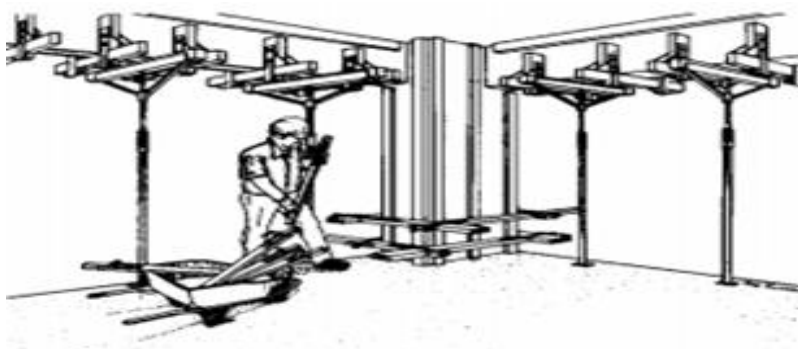


Fig. 3.56- Retirada das gravatas

Seguidamente os painéis laterais serão retirados com auxílio de alavancas ou cunhas de madeira.



Fig. 3.57 – Retirada dos painéis laterais em pilares

Nas vigas inicialmente é colocado o re-escoramento no ponto previsto em projecto e são retiradas as escoras com cruzetas, cunhas e sarrafos de fundo nas gravatas. Os painéis laterais são retirados inteiros com as gravatas pregadas para serem usados noutras obras com o auxílio de alavancas ou cunhas de madeira.

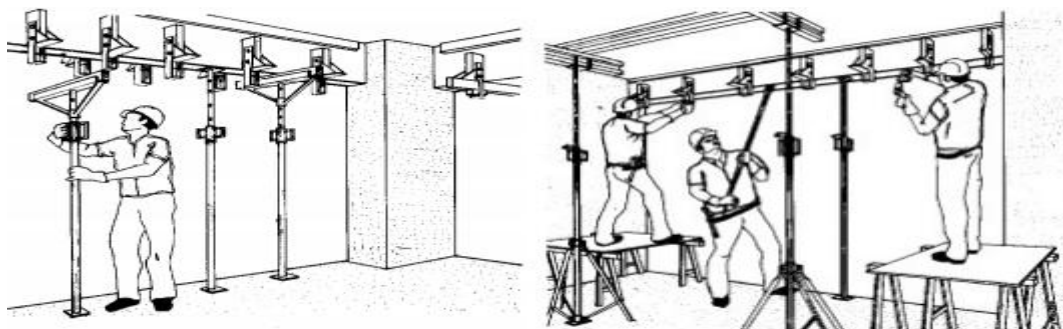


Fig. 3.58 – Retirada dos painéis laterais em vigas

Em lajes efectua-se o re-escoramento em faixas previamente definidas em projecto podendo-se assim remover as restantes escoras.

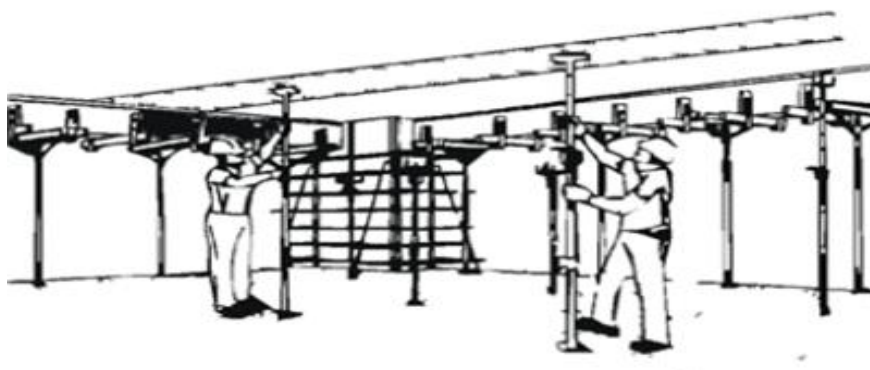


Fig. 3.59 – Retirada das escoras em lajes

O correto escoramento deverá impedir que ocorram deformações prejudiciais na forma e secção dos elementos a betonar e esforços no betão na fase de endurecimento que possam condicionar o bom desempenho e a durabilidade da estrutura.

Pelo atrás exposto, é possível inferir que o custo do emprego desta tecnologia/dimensionamento em alturas de escoramento não habituais será elevado, como se verá adiante.

3.6. PRÉ-DIMENSIONAMENTO DA LAJE TRADICIONAL

O pré dimensionamento da laje é efectuado com dimensões que foram estabelecidas de forma a ir de encontro aos requisitos e necessidades estipuladas para a execução de lajes deste tipo. O edifício em causa é composto por um piso com intuito de se destinar a acolher um auditório. Para o caso em estudo irá ser dimensionada a laje de cobertura do auditório. A laje do pavimento térreo desse auditório não será dimensionada, porque os esforços que aí atuam serão absorvidos pelo solo, não interferindo no estudo realizado.

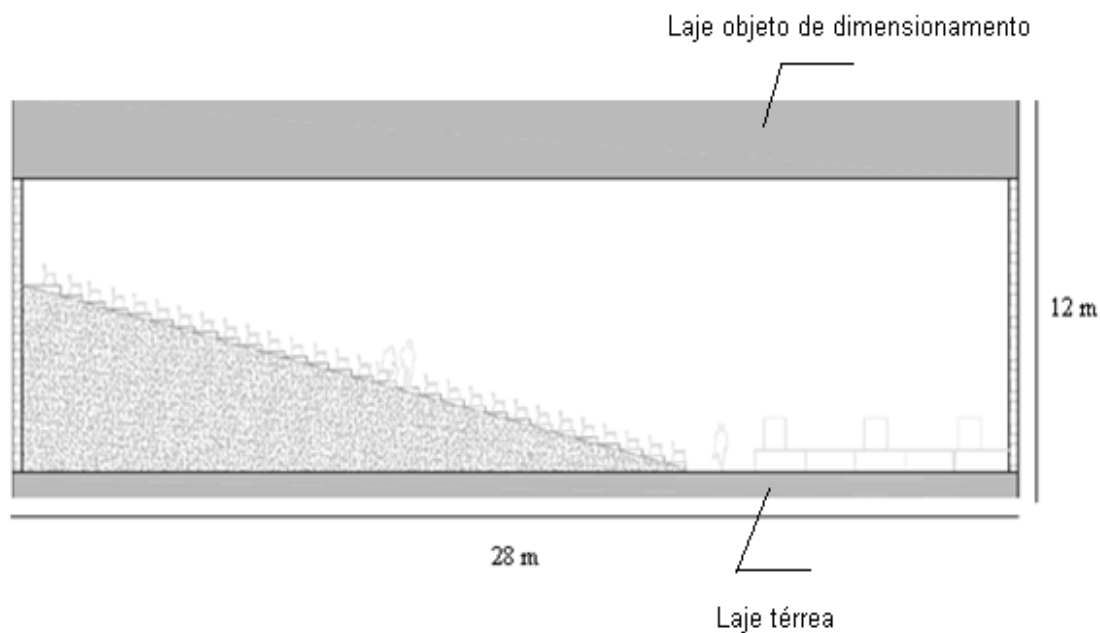


Fig. 3.60 – Planta do auditório

Para a cobertura foi adotado como solução uma laje maciça vigada. A figura 3.64 mostra as lajes de cobertura do auditório.

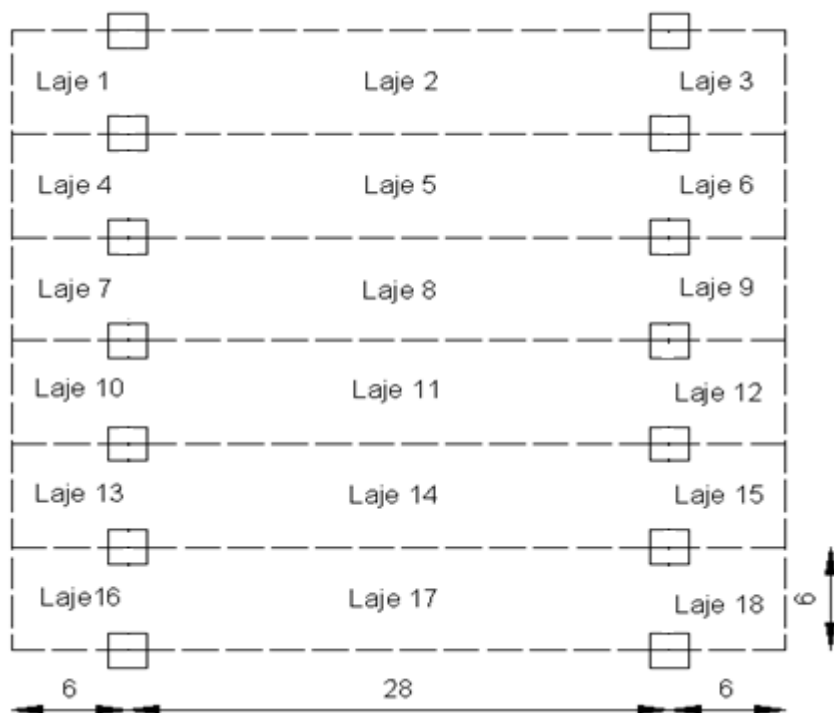


Fig.3.61 – Lajes da Cobertura em metros

O comprimento dos vãos das lajes está resumido na figura 3.1 onde são referidos os comprimentos horizontais e verticais de cada laje.

Quadro 3.1- Comprimentos dos vãos das lajes

Nº laje	Lado X (m)	Lado Y (m)
Laje 2	28	6
Laje 5	28	6
Laje 8	28	6
Laje 11	28	6
Laje 14	28	6
Laje 17	28	6

No pré-dimensionamento das lajes foi utilizado o critério resultante do estado limite de deformação, uma vez que uma estrutura ou elemento estrutural não deve ter o seu funcionamento ou aspeto prejudicado pela deformação. De acordo com o Eurocódigo 2 capítulo 7, estabelece que é necessário estabelecer valores limite tendo sempre em conta qual a natureza da utilização do elemento estrutural. Para o caso apresentado, esse critério rege-se pela fórmula 3.1.

$$\frac{l}{d} \leq 26 \quad (3.1)$$

No quadro 7.4 N do EC 2 para betão levemente solicitado, no caso de lajes armadas em duas direcções, o valor básico da relação entre vão/altura é de 26, sendo o vão da laje (l) o menor comprimento.

Por aplicação direta da fórmula o valor obtido da espessura da laje é de 0,24 m, sendo o mesmo utilizado para todas as lajes de cobertura do edifício.

Fig. 3.62 – Quadro 7.4.N do Eurocódigo 2

Sistema estrutural	K	Betão fortemente solicitado $\rho = 1,5\%$	Betão levemente solicitado $\rho = 0,5\%$
Viga simplesmente apoiada, laje simplesmente apoiada armada numa ou em duas direcções	1,0	14	20
Vão extremo de uma viga contínua ou de uma laje contínua armada numa direcção ou de uma laje armada em duas direcções contínua ao longo do lado maior	1,3	18	26
Vão interior de uma viga ou de uma laje armada numa ou em duas direcções	1,5	20	30
Laje sem vigas apoiada sobre pilares (laje fungiforme) (em relação ao maior vão)	1,2	17	24
Consola	0,4	6	8

Nota 1: Em geral, os valores indicados são conservativos, podendo frequentemente o cálculo revelar que é possível utilizar elementos mais esbeltos.

Nota 2: Para lajes armadas em duas direcções, a verificação deverá ser efectuada em relação ao menor vão. Para lajes fungiformes deverá considerar-se o maior vão.

Nota 3: Os limites indicados para lajes fungiformes correspondem para a flecha a meio vão a uma limitação menos exigente do que a de vão/250. A experiência demonstrou que estes limites são satisfatórios.

3.6.1. CARGAS OU AÇÕES A CONSIDERAR

Para o cálculo é necessário considerar as ações permanentes (G) e as ações variáveis (Q). Serão seguidamente apresentadas as ações G e as ações Q correspondentes ao projeto em estudo.

3.6.2 CARGAS OU AÇÕES PERMANENTES

Para o cálculo as ações permanentes foram consideradas as seguintes ações:

- O peso próprio dos elementos estruturais (laje) - PP;
- Restantes cargas permanentes (peso próprio do betão leve, telas de isolamento, protecção das telas) – RCP.

O peso próprio das lajes é calculado pela fórmula 4.2.

$$PP_{laje} = h_{laje} \times \gamma \quad (3.2)$$

Onde:

h - espessura da laje (m);

γ - peso volúmico (KN/m^3) do material.

Segundo o EC 1, o peso volúmico do betão armado e pré-esforçado é de 25 KN.

$$PP_{Laje} = 0,24 \times 25 = 6,0 \text{ KN/m}^2 \quad (3.3)$$

Os valores das RCP's correspondentes ao revestimento são calculados da seguinte maneira:

$$RCP_{Cobertura} = 0,05 \times 24 = 1,20 \text{ KN/m}^2 \quad (3.4)$$

A cobertura apresenta telas de isolamento que incrementam uma carga de $0,10 \text{ KN/m}^2$ e uma protecção das telas de 4 KN/m^2 .

O que perfaz um total de RCP's de:

$$RCP_{Total Cobertura} = 1,20 + 0,10 + 4,0 = 5,30 \text{ KN/m}^2 \quad (3.5)$$

3.6.3. CARGAS OU AÇÕES VARIÁVEIS

Como estamos perante uma cobertura considerada como não acessível, excepto para operações de manutenção e reparação, de acordo com o EC 1 corresponde à categoria H e apresenta um valor de sobrecarga 1 KN/m^2 .

As ações do vento e as ações sísmicas (ações horizontais) não serão contabilizadas, uma vez que o objetivo do presente trabalho prende-se na comparação do dimensionamento entre lajes tradicionais e lajes mistas e estas ações têm uma influência desprezável no dimensionamento em causa.

3.6.4. COMBINAÇÕES DE AÇÕES

Para verificar a segurança da estrutura é efectuado um cálculo de variação das ações para se determinar o efeito mais gravoso a atuar na estrutura.

3.7. PRÉ-DIMENSIONAMENTO DE VIGAS E PILARES

Após quantificar as ações encontram-se reunidas as condições necessárias para pré-dimensionar os restantes elementos estruturais do projeto.

A altura da laje de cobertura e de pavimento determinada no pré-dimensionamento das lajes foi de 0,24 metros. O pré-dimensionamento das vigas e dos pilares é apresentado de seguida.

3.7.1 VIGAS

O dimensionamento de vigas sujeitas à flexão simples é feito tendo em conta a economia dos materiais.

$$\mu = \frac{M_{sd}}{b \times d^2 \times f_{cd}} \cong 0,25 \quad (3.6)$$

Onde:

μ - Momento reduzido (adimensional);

M_{sd} - Momento atuante de cálculo (KN/m²);

b - Base da viga (m);

d - Altura útil (m);

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

Da fórmula anterior obtêm-se se seguinte simplificação:

$$d \cong \sqrt{M_{sd} / (0,25 \times b \times f_{cd})} \quad (3.7)$$

Onde:

$$d = h - c \quad (3.8)$$

$$b \cong 0,4 \times d \quad (3.9)$$

Sendo:

d - Altura útil (m);

h - Espessura da laje (m);

c - Recobrimento (m).

Com as equações anteriores, torna-se possível determinar as dimensões da viga, uma vez que resulta a seguinte fórmula:

$$d \cong \sqrt[3]{M_{sd} / (0,1 \times f_{cd})} \quad (3.10)$$

Para determinar o momento atuante M_{sd} aplica-se a fórmula:

$$M_{sd} = \frac{\rho_{sd} \times l^2}{10} \quad (3.11)$$

A carga atuante é determinada através de:

$$\rho_{sd} = 1,35 \times (PP + RCP) + 1,5 \times SOB \quad (3.12)$$

$$\rho_{sd} = [1,35 \times (6,0 + 5,30) + 1,50 \times 1,0] \times 6 = 100,53 \text{ KN/m}^2 \quad (3.13)$$

Dimensões do vão (l):

$$l = 28,0 \text{ m}$$

$$l = 6,0 \text{ m}$$

Largura de influência = 6,0 m

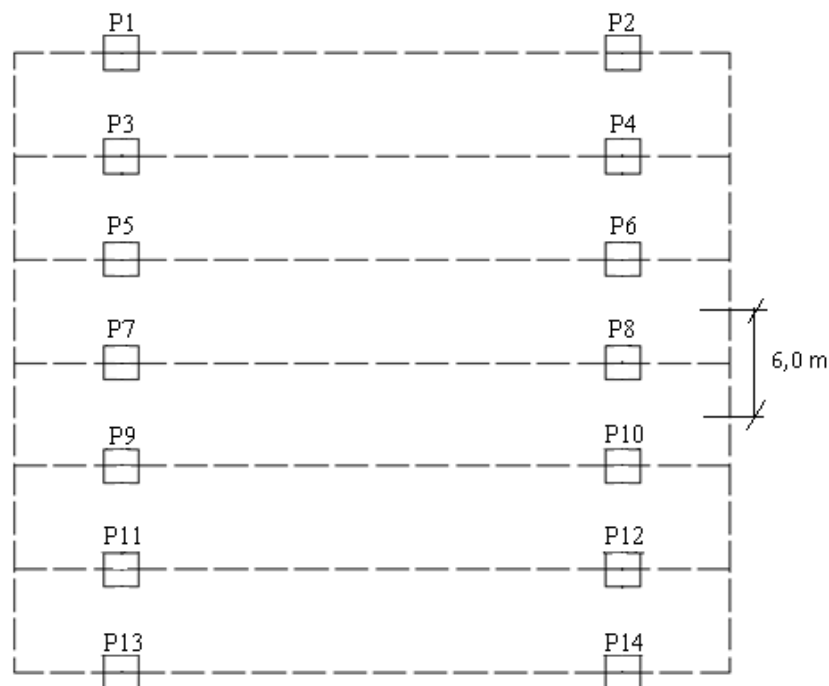


Figura 3.63 - Largura de influência

Para estes valores foram calculados os momentos atuantes, No anexo 1 é possível encontrar todos os cálculos efetuados para determinar as dimensões das vigas.

Quadro 3.2 -Momentos atuantes viga direção x

l (m)	$M_{sd} \text{ (KN/m)}$
28,0	7884
6,0	1810

Quadro 3.3 -Momentos atuantes viga direção y

l (m)	M_{sd} (KN/m)
6,0	402,24
6,0	391,99
6,0	181

Através dos momentos actuantes calculados e considerando que o betão a utilizar é um C30/37, é possível determinar o valor de d (m), que corresponde à altura útil e correspondente valor da base das vigas b (m). O quadro 3.4 apresenta as dimensões da secção das vigas da cobertura para os diferentes valores possíveis de vão (l).

Quadro 3.4 -Dimensões da secção das vigas de cobertura direcção x

l (m)	b (m)	h (m)
28,0	0,63	1,62
6,0	0,38	1,01

Quadro 3.5-Dimensões da secção das vigas de cobertura direcção y

l (m)	b (m)	h (m)
6,0	0,23	0,63
6,0	0,23	0,61
6,0	0,18	0,49

Assim sendo, e por simplificação para o vão de 6,0 metros a adota-se uma secção da viga de 0,40x0,60 m² e para o vão de 28 metros por ser um vão de grande extensão adopta-se uma viga de 0,40 x2,20 m².

3.7.2 PILARES

O auditório é composto por 14 pilares, determinou-se aproximadamente o esforço axial que cada pilar suporta, sendo necessário calcular as diferentes áreas de influência que se encontram no quadro 3.6.

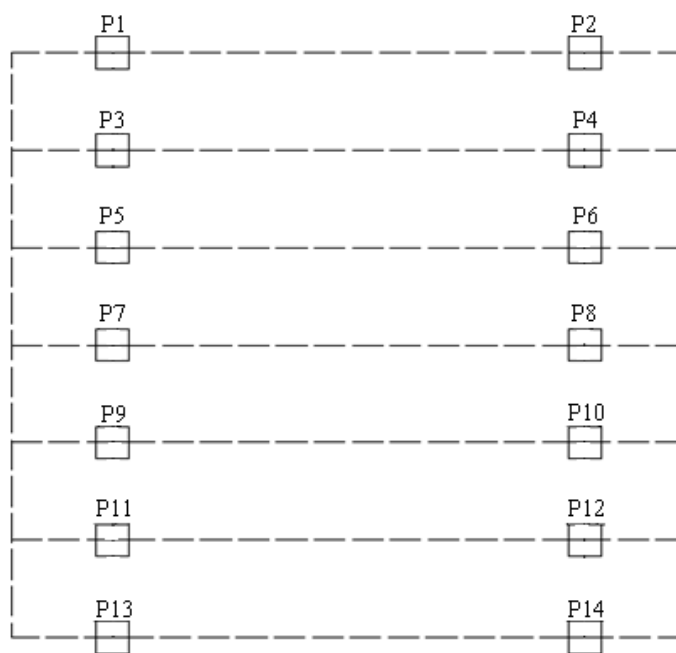


Figura 3.64– Pilares do auditório

No caso dos pilares, para dimensionar a secção de betão e de aço “poderemos começar por determinar A_c admitindo uma percentagem de armadura na secção de cerca de 1%, isto é, $A_s \approx 0.01 A_c$ ”[11].

$$N_{Rd} = f_{cd} \times A_c + f_{cd}^* \times A_s \therefore A_c = \frac{N_{Ed}}{f_{cd} + 0,01 \times f_{cd}^*}$$

Onde:

f_{cd}^* - valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão;

f_{yd} - valor de cálculo da tensão de rotura à tração do aço das armaduras;

A_c - área da secção transversal em betão armado;

A_s - área da secção da armadura.

Quadro 3.6 – Áreas de influência

Pilar	Área de influência m ²
1	60
2	60
3	120
4	120
5	120
6	120
7	120
8	120

9	120
10	120
11	120
12	120
13	60
14	60

Determinadas as áreas, determina-se o esforço axial em cada pilar. Esse cálculo é feito pela fórmula 3.14.

$$N_{Rd} = (1,35 \times (PP + RCP) + 1,50 \times SOB) \times A_{inf} \times n^{\circ}pisos \times 1,1 \quad (3.14)$$

Sendo que:

A_{inf} - Área de influência da laje no pilar (m^2);

PP – Peso próprio da laje (KN/m^2);

RCP – Restante carga permanente (KN/m^2);

SOB – Sobrecarga sobre a laje (KN/m^2);

$n^{\circ}pisos$ – Números de pisos.

Os valores de N_{Rd} estão presentes no quadro A1.1 do anexo 1. Assumindo que os pilares são quadrangulares, os valores dos lados da secção dos pilares calculam-se aplicando a fórmula 3.15 e os valores dos mesmos estão presentes no mesmo quadro do anexo 1.

$$Lado\ pilar\ (m) = \sqrt{Área\ da\ secção\ de\ betão\ no\ pilar\ (m^2)} \quad (3.15)$$

3.8. DIMENSIONAMENTO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS

Finalizado o pré-dimensionamento foi elaborado um modelo de cálculo com o auxílio do programa *Autodesk Robot 2010*, onde se introduziram as dimensões e ações atrás calculadas. Verificou-se em seguida se as armaduras resultantes eram compatíveis com as secções adotadas e com a regulamentação. Para o efeito, o auditório apresenta as seguintes dimensões para os diferentes elementos estruturais:

- Lajes: 0,24 m;
- Vigas: $0,40 \times 2,20\ m^2$ (vãos de 28 metros)
- Vigas: $0,40 \times 0,60\ m^2$
- Pilares: $0,40 \times 1,0\ m^2$

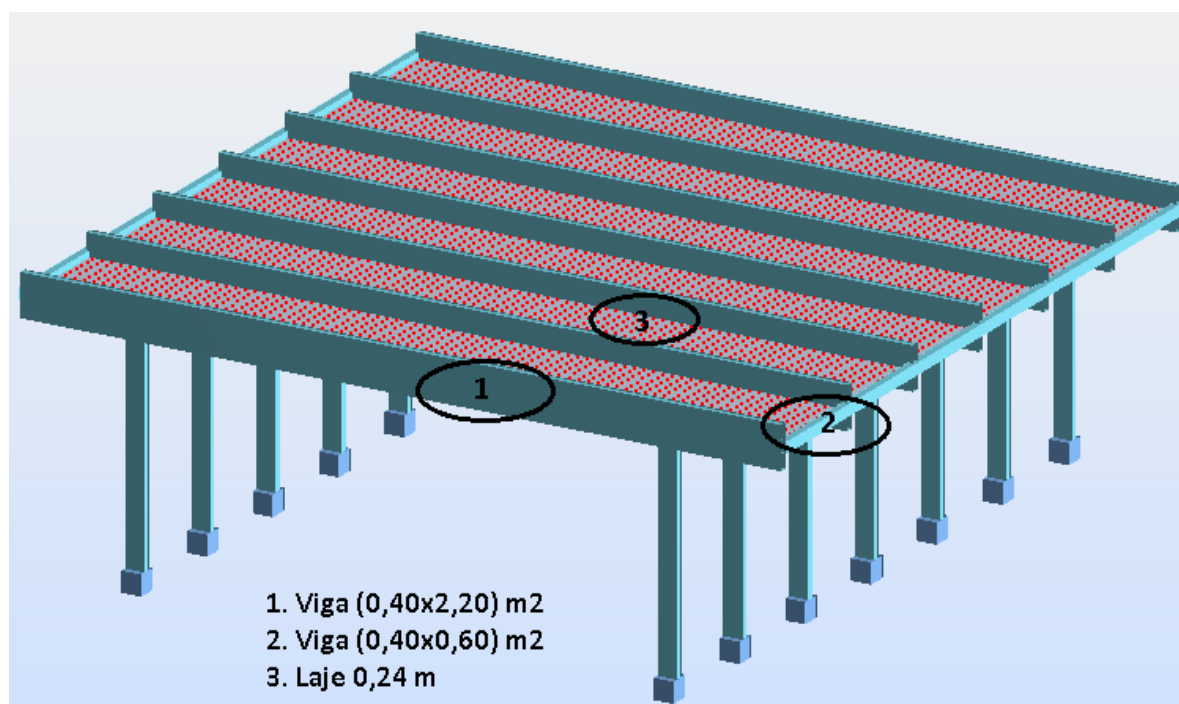


Fig. 3.65 – Vista geral da solução final

3.8.1. DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA DAS LAJES DE COBERTURA

Para se contabilizar o custo final, além da quantidade de betão é necessário determinar a quantidade de armadura a utilizar. A contabilização da armadura foi efetuada com auxílio do programa *Autodesk Robot 2010*, uma vez que fornece os valores dos momentos máximos positivos e negativos que atuam nos elementos estruturais.

3.8.2. ARMADURA LONGITUDINAL

3.8.2.1. ARMADURA SUPERIOR

A determinação do momento negativo médio foi feita pela opção “*Panel Cuts*” do programa *Autodesk Robot*, determinando um integral correspondente à área de momento negativo num determinado comprimento. Com esse integral foi calculado o momento médio por unidade de comprimento e assim calculadas as armaduras necessárias, uma vez que dimensionar para os momentos máximos (“picos”) pode levar ao desperdício de armadura.

Os momentos médios para a armadura superior são:

$$M_x = 30 \text{ KN.m}$$

$$M_{med,y} = 66,5 \text{ KN.m}$$

Com auxílio das tabelas de dimensionamento de betão [11] a armadura necessária (A_s) é calculada pelas fórmulas seguintes:

$$\mu = \frac{M_{sd}}{b \times d^2 \times f_{cd}} \quad (3.16)$$

$$\omega = \frac{A_s \times f_{yd}}{b \times d \times f_{cd}} \quad (3.17)$$

Onde:

$$b = 1,0 \text{ m}$$

$$d = 0,9h$$

$$h = 0,24 \text{ m}$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (3.18)$$

Betão C30/37, $f_{ck} = 30 \text{ Mpa}$

$$\gamma_c = 1,5$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad (3.19)$$

$$f_{yk} = 500 \text{ Mpa}$$

$$\gamma_s = 1,15$$

A armadura final a adotar na direção x é de ($\emptyset 12//0,30$) que corresponde a um $A_{s,x} = 3,77 \text{ cm}^2/\text{m}$, na direção y a armadura final na direção y é de $A_{s,y} = 6,98 \text{ cm}^2/\text{m}$, que corresponde a ($\emptyset 12//0,15$). No anexo 1 podemos encontrar os cálculos em detalhe que deram origem a este resultado final.

3.8.2.2. ARMADURA INFERIOR

Para o cálculo da armadura inferior nas direcções x e y os momentos máximos são:

$$M_x = 35 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 57 \text{ KN.m}$$

Conforme foi calculado a armadura superior, a armadura inferior segue o mesmo procedimento de cálculo. A armadura final na direção x é de $A_{s,x} = 3,85 \text{ cm}^2/\text{m}$ que corresponde a ($\emptyset 12//0,25$) e na direção y a armadura final na direção y é de $A_{s,y} = 6,17 \text{ cm}^2/\text{m}$, que corresponde a ($\emptyset 12//0,175$). No anexo 1 podemos encontrar os cálculos em detalhe que deram origem a este resultado final.

3.8.2.3 ARMADURA LONGITUDINAL MÍNIMA

A área da armadura longitudinal de tração não deve ser inferior a:

$$A_{s,min} = 0,26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \times b_t \times d \quad (3.20)$$

$$f_{ctm} = 2,9 \text{ Mpa}$$

$$f_{yk} = 500 \text{ Mpa}$$

$$b_t = 1,0 \text{ m}$$

$$d = 0,22 \text{ m}$$

$$A_{s,min} = 3,32 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow ok! \rightarrow (\emptyset 12//0,30 = 3,77 \text{ cm}^2/\text{m})$$

3.8.2.4 ARMADURA LONGITUDINAL MÁXIMA DE TRAÇÃO E COMPRESSÃO

A armadura máxima segundo o EC2 a armadura máxima não deverá ser superior a:

$$A_{s,max} = 0,04 \times A_c \quad (3.21)$$

Sendo A_c a área da secção de betão.

$$A_{s,máx} = 0,04 \times (1,0 \times 0,24) = 0,01 \text{ m}^2/\text{m} = 100 \text{ cm}^2/\text{m}$$

3.8.2.4. ARMADURA DE CANTO E ARMADURA DE BORDO SIMPLEMENTE APOIADA

A armadura de canto e de bordo são determinadas de acordo com a figura 3.66.

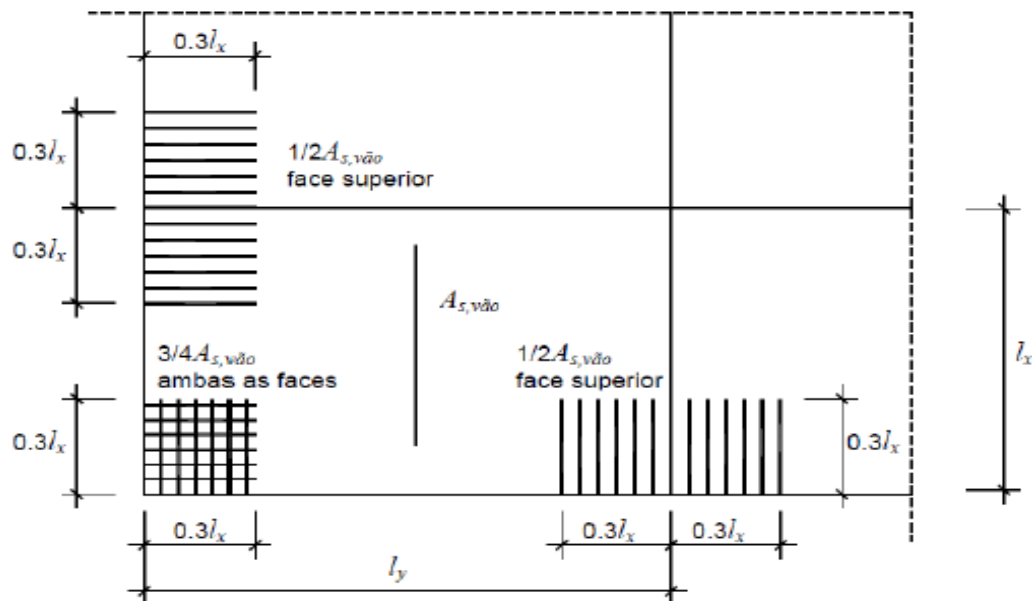


Fig. 3.66 - Armadura de Canto e Armadura de Bordo Simplesmente Apoiada

Quadro 3.7- Armaduras de bordo e de canto

	$A_s(\text{cm}^2/\text{m})$	Extensão $0,30 l_x$ (m)	Armadura adotada (cm^2/m)
$A_{s, \text{bordo}}$	3,23	1,80	$\emptyset 12/0,30$
$A_{s, \text{canto}}$	4,85	1,80	$\emptyset 12/0,20$

3.8.2.5. ARMADURA DE ESFORÇO TRANSVERSO

Segundo o EC2, a armadura imposta para resistir ao esforço transversal tem de verificar a seguinte condição:

$$V_{rd,c} \leq V_{ed}, \text{ onde:}$$

$V_{rd,c}$ é o valor de cálculo do esforço transversal resistente do elemento sem armadura de esforço transversal;

V_{ed} é o valor de cálculo do esforço transversal na secção considerada resultante das ações exteriores e do pré-esforço (aderente ou não aderente).

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \times (100 \times \rho_l \times f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \times \sigma_{cp}] \times b_w \times d \quad (3.22)$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \text{ com } d \text{ em mm} \quad (3.23)$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{222}} = 1,95 \leq 2,0$$

$$\rho_{1l} = \frac{A_{sl}}{b_w \times d} \leq 0,02 \quad (3.24)$$

$$\rho_l = \frac{6,46}{100 \times 22,2} = 0,003 \leq 0,002 \text{ KO!} \rightarrow \rho_l = 0,002$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} \quad (3.25)$$

$$\frac{0,18}{1,5} = 0,12$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = 0 \quad (3.26)$$

$$V_{Rd,c \min} = [v_{\min} + k_1 \times \sigma_{cp}] \times b_w \times d \quad (3.27)$$

$$V_{Rd,c \min} = [0,522 + 0] \times 1000 \times 222 = 115,9 \text{ KN}$$

$$v_{\min} = 0,035 \times k^{3/2} \times f_{ck}^{1/2} \quad (3.28)$$

$$0,035 \times 1,95^{3/2} \times 30^{1/2} = 0,552 \text{ MPa}$$

Onde:

N_{Ed} (esforço normal na secção devido às ações aplicadas ou ao pré-esforço (em N) ($N_{Ed} > 0$ para compressão).

b_w - menor largura da secção transversal na área tracionada (mm);

A_c - área da secção transversal do betão (mm²);

A_{sl} - área da armadura de tração prolongada de um comprimento $\geq (lbd + d)$ para além da secção considerada;

$$V_{Rd,c} = 0,12 \times 1,95 \times (100 \times 0,002 \times 30)^{\frac{1}{3}} \times 1000 \times 222 = 94,4 \text{ KN}$$

$$V_{Ed} = 47,0 \text{ KN}$$

$$V_{Rd,c} \leq V_{Ed} \rightarrow \text{Ok! Verifica resistência ao esforço transversal}$$

3.8.3. DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA DAS VIGAS DE COBERTURA

Os momentos fletores das vigas foram determinados com auxílio do programa *Autodesk Robot e* e o seu pré dimensionamento foi efetuado no ponto 4.4.1.

3.8.3.1. ARMADURA LONGITUDINAL

As vigas foram dimensionadas com o auxílio das tabelas de dimensionamento de secções de betão [17]. No anexo 1 estão detalhados os cálculos do respetivo dimensionamento da armadura.

A viga da cobertura com dimensões de $0,40 \times 2,20 \text{ m}^2$ apresente 1 troço com 28,0 metros e outro troço com 6,0 metros.

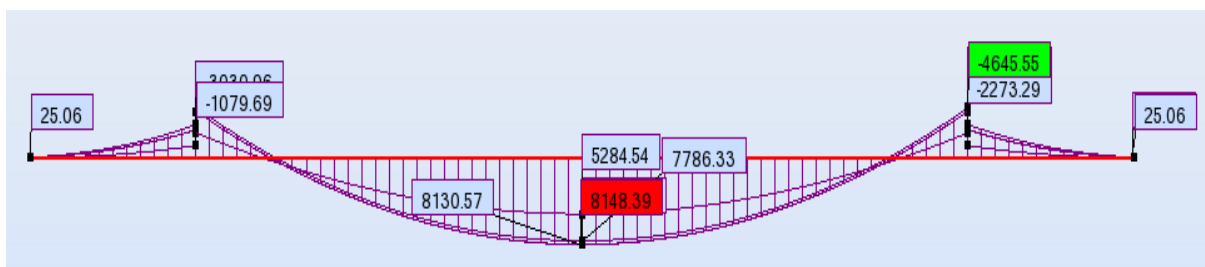


Figura 3.67 – Momentos da viga $0,40 \times 2,20 \text{ m}^2$

Os momentos atuantes para a viga de cobertura com dimensões $0,40 \times 2,20 \text{ m}^2$ são:

$$M_{m\acute{a}x.}^{-} = 4646 \text{ KN.m}$$

$$M_{m\acute{a}x.}^{+} = 8148 \text{ KN.m}$$

Pelas fórmulas 3.20 e 3.21 determina-se a armadura máxima e mínima:

$$A_{s\ m\acute{a}x} = 352 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\ m\acute{i}n} = 13,03 \text{ cm}^2 = 4\emptyset 25 = 19,64 \text{ cm}^2$$

Pelas fórmulas 3.16 e 3.17 determina-se a armadura superior e inferior:

$$\mu = 0,132$$

$$\omega = 0,145$$

$$A_s^{+} = 52,83 \text{ cm}^2 - 13,03 = 39,80 \text{ cm}^2 = 5\emptyset 32 = 40,21 \text{ cm}^2$$

$$\mu = 0,260$$

$$\omega = 0,260$$

$$A_s^{-} = 112,60 \text{ cm}^2 = 15\emptyset 32 = 120,64 \text{ cm}^2$$

A armadura a colocar na parte superior da viga será de $4\emptyset 25 + 5\emptyset 32$.

A armadura a colocar na parte inferior da viga será de $15\emptyset 32$.

A viga da cobertura com dimensões de $0,40 \times 0,60 \text{ m}^2$ apresente 6 troços iguais de 6,0 metros cada.

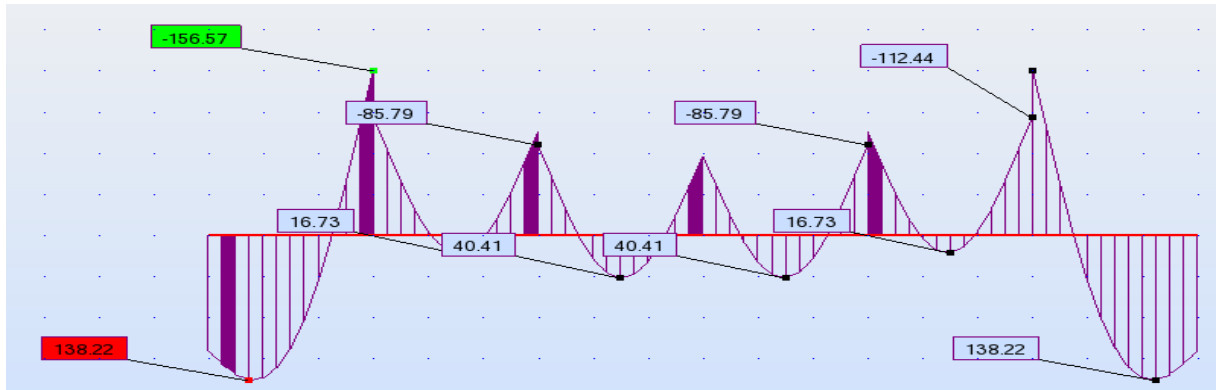


Figura 3.68 – Momentos da viga 0,40x0,60 m²

Os momentos atuantes para a viga de cobertura com dimensões 0,40x0,60 m² são:

$$M_{m\acute{a}x.}^{-} = 157 \text{ KN.m}$$

$$M_{m\acute{a}x.}^{+} = 139 \text{ KN.m}$$

Seguindo o mesmo raciocínio, aplicando as fórmulas 3.20 e 3.21 determina-se a armadura máxima e mínima:

$$A_{s \text{ m}\acute{a}x} = 352 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ m}\acute{i}n} = 13,03 \text{ cm}^2 = 4\emptyset 25 = 19,64 \text{ cm}^2$$

Aplicando as fórmulas 3.16 e 3.17 determina-se a armadura superior e inferior:

$$\mu = 0,60$$

$$\omega = 0,062$$

$$A_s^{+} = 6,16 \text{ cm}^2 = 6\emptyset 12 = 6,79 \text{ cm}^2$$

$$\mu = 0,067$$

$$\omega = 0,069$$

$$A_s^{-} = 6,86 \text{ cm}^2 = 4\emptyset 16 = 8,04 \text{ cm}^2$$

A armadura a colocar na parte superior da viga será de 6Ø12.

A armadura a colocar na parte inferior da viga será de 4Ø16.

3.8.3.2 ARMADURA TRANSVERSAL

Segundo o EC 2 para determinar a armadura transversal aplica-se a seguinte fórmula:

$$V_{Rd,c} = \frac{A_{sw}}{s} \times z \times f_{ywd} \times \cot \theta \quad (3.30)$$

Onde:

A_{sw} é a área da secção transversal das armaduras de esforço transversal;

s é o espaçamento da armadura;

f_{ywd} é o valor de calculo da tensão de cedência das armaduras de esforço transversal;

$$z = 0,9 \times d$$

Os valores limites de $\cot \theta$ segundo o EC2 são:

$$1 \leq \cot \theta \leq 2,5$$

Admitindo que $\cot \theta = 2,0$

Aplicando estas fórmulas para a viga de secção $0,40 \times 2,20 \text{ m}^2$ obtemos:

$$V_{Rd,c} = \frac{A_{sw}}{s} \times 0,90 \times 2,20 \times \frac{500 \times 10^3}{1,15} \times 2$$

$$V_{Rd,c} = 1820 \text{ KN (valor obtido através do Autodesk Robot)}$$

$$\frac{A_{sw}}{s} = 1,06 \text{ cm}^2/\text{m}$$

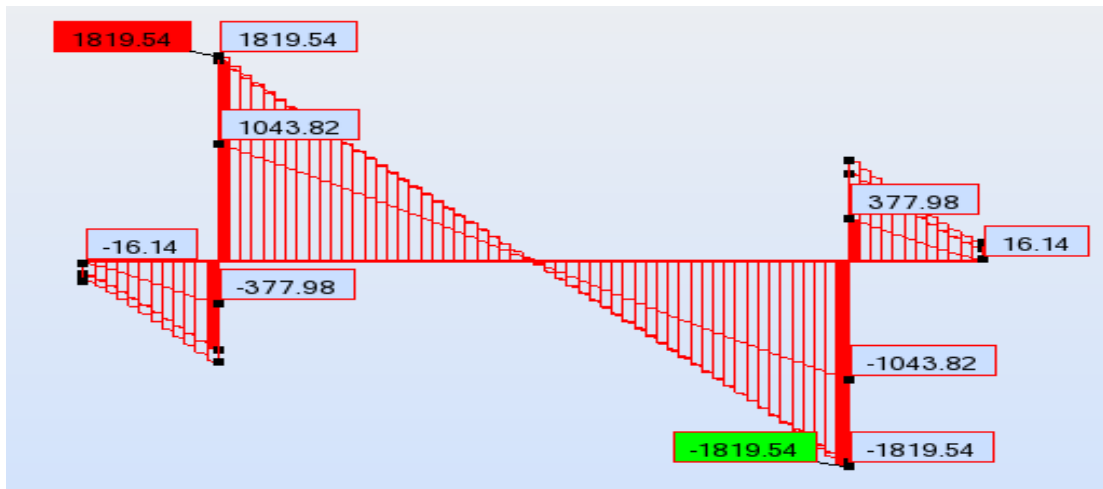


Figura 3.69 – Valor de $V_{Rd,c}$ da viga de secção $0,40 \times 2,20 \text{ m}^2$

A taxa de armadura de esforço transversal é dada pela seguinte fórmula:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{(s \times b_w \times \sin \alpha)} \quad (3.31)$$

$$\rho_{w,min} = (0,08 \sqrt{f_{ck}}) / f_{yk} \quad (3.32)$$

$$\rho_{w,min} = (0,08 \sqrt{30}) / 500$$

$$\rho_{w,min} = 0,0009$$

$$0,0009 = \frac{A_{sw}}{(s \times 0,40 \times \sin 90)}$$

$$\frac{A_{sw}}{s} = 3,60 \text{ cm}^2/\text{m} = \emptyset 8 / 0,10 = 5,03 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Como $1,06 \text{ cm}^2/\text{m}$ é inferior à armadura mínima necessária, a armadura de esforço transversal a colocar é de $\emptyset 8 / 0,10 = 5,03 \text{ cm}^2/\text{m}$.

O espaçamento longitudinal máximo é determinado pela seguinte fórmula:

$$S_{l,máx.} = 0,75 \times d \times (1 + \cot \alpha) \quad (3.33)$$

$$S_{l,máx.} = 0,75 \times 0,54 \times (1 + \cot 90)$$

$$S_{l,m\acute{a}x.} = 0,405 \text{ m}$$

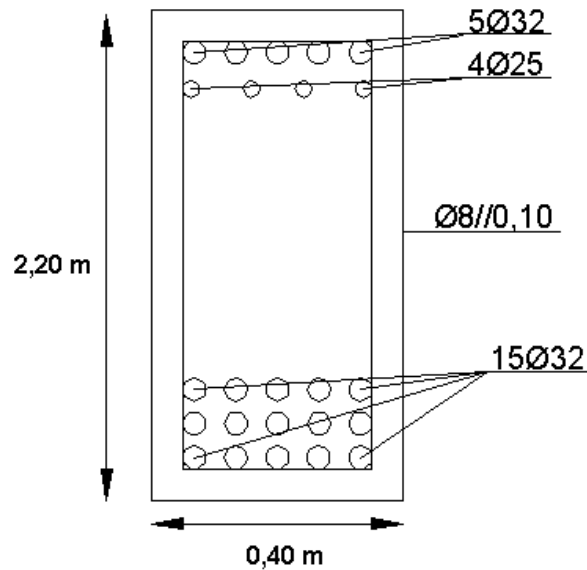


Figura 3.70 – Armadura da viga com dimensão de 0,40x2,20m2

Seguindo o mesmo processo de cálculo utilizado na viga anterior, para a viga de secção 0,40x0,60m² obtém-se:

$$V_{Rd,c} = \frac{A_{sw}}{s} \times 0,90 \times 0,60 \times \frac{500 \times 10^3}{1,15} \times 2 \quad (3.34)$$

$V_{Rd,c} = 111,26 \text{ KN}$ (valor obtido através do *Autodesk Robot*)

$$\frac{A_{sw}}{s} = 2,37 \text{ cm}^2/\text{m}$$

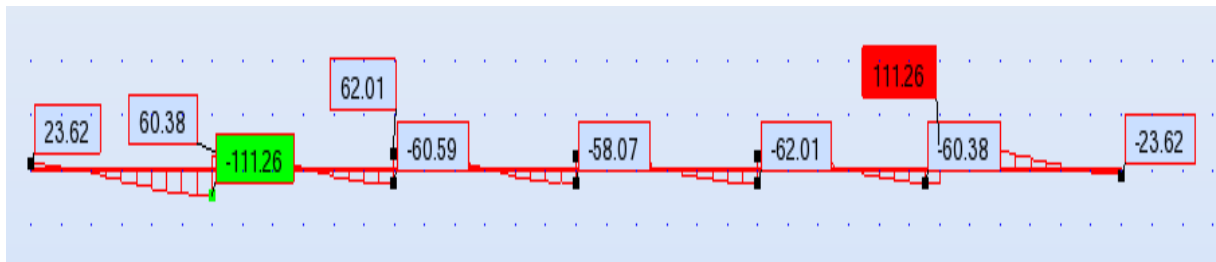


Figura 3.71 – Valor de $V_{Rd,c}$ da viga de secção 0,40x0,60 m2

A taxa de armadura de esforço transversal é dada pela fórmula 3.31 e 3.32:

$$\rho_{w,min} = (0,08\sqrt{30})/500$$

$$\rho_{w,min} = 0,0009$$

$$0,0009 = \frac{A_{sw}}{(s \times 0,40 \times \sin 90)}$$

$$\frac{A_{sw}}{s} = 3,60 \text{ cm}^2/\text{m} = \phi 8//0,10 = 5,03 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Como $2.37 \text{ cm}^2/\text{m}$ é inferior à armadura mínima necessária, a armadura de esforço transversal a colocar é de $\phi 8//0,10 = 5,03 \text{ cm}^2/\text{m}$.

O espaçamento longitudinal máximo é determinado pela seguinte fórmula:

$$S_{l,m\acute{a}x.} = 0,75 \times d \times (1 + \cot \alpha)$$

$$S_{l,m\acute{a}x.} = 0,75 \times 0,54 \times (1 + \cot 90)$$

$$S_{l,m\acute{a}x.} = 0,405 \text{ m}$$

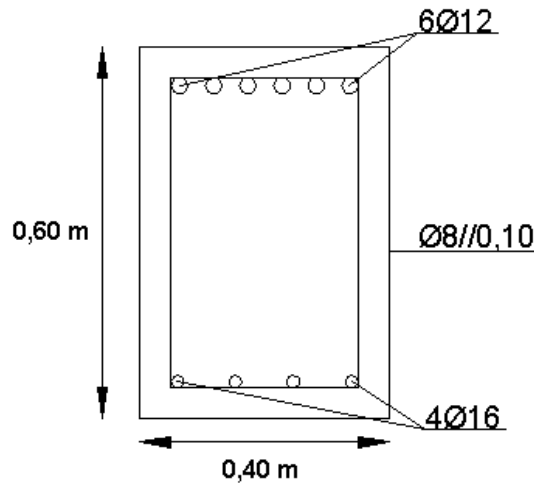


Figura 3.72 – Armadura da viga com dimensão de 0,40×0,60m²

4

ELEMENTOS MISTOS E DIMENSIONAMENTO

4.1. INTRODUÇÃO

Estruturas mistas são secções resistentes nas quais dois ou mais materiais estão ligados entre si e trabalham solidariamente, obtendo-se assim elementos estruturais com comportamento diferente do dos materiais individuais. Os principais elementos da construção mista são o aço estrutural (perfis), o betão e os conectores. Estes últimos têm como principal função ligar o betão à secção de aço e controlar o escorregamento entre eles. A colocação do betão nas zonas de compressão e do aço nas de tracção faz com que cada material esteja a resistir a esforços e deformações para os quais tem maior aptidão. Deste modo pode compreender-se a existência deste tipo de estruturas nas quais o betão e o aço coexistem e trabalham solidariamente.

4.2. APLICAÇÃO DA CONSTRUÇÃO MISTA

De uma maneira geral um elemento estrutural em construção é definido como misto quando combina dois materiais de natureza diferente (aço e betão) com o objectivo de melhorar o desempenho global da estrutura. A construção mista representa nos dias de hoje uma parcela muito considerável do mercado em algumas tipologias de edifícios. A tendência é para aumentar, devendo-se à evolução dos sistemas construtivos, à economia de fabricação, ao desenvolvimento de regulamentos aplicados a este tipo de construção, etc. As estruturas em que a construção mista é hoje em dia mais aplicada são:

- Edifícios comerciais;
- Edifícios industriais;
- Edifícios de escritórios;
- Parques de estacionamento;
- Pontes;
- Edifícios de habitação;
- Hospitais;

4.2.1. VANTAGENS DA SUA APLICAÇÃO NA CONSTRUÇÃO

- Liberdade no projecto de arquitectura, porque o uso do aço permite a elaboração de projectos arrojados e de expressão arquitectónica marcante.
- Ideais para edifícios altos em estrutura de aço, dada a sua rapidez de execução.

- Facilidade e rapidez de montagem, especialmente para o caso de lajes mistas com chapas perfiladas. Após a montagem dos perfis e da chapa perfilada obtém-se uma boa plataforma de trabalho e simultaneamente a cofragem para betonagem das lajes e das vigas mistas.
- Flexibilidade, dado que a estrutura metálica é ideal para casos onde seja necessário adaptações, ampliações, reabilitações, facilitando a passagem das tubagens de ar condicionado, água, saneamento, electricidade, telefone ou inserção de novos elementos estruturais.
- Compatibilidade com outros materiais: o sistema construtivo em aço é perfeitamente compatível com outros materiais (tijolos, blocos, lajes moldadas) e componentes pré fabricados (lajes, painéis de betão).
- Menor prazo de execução, quando comparado com os processos convencionais, diminuição dos moldes e escoramentos assim como diminuição do tempo de execução pelo facto de não ser afectado pela ocorrência de chuvas.
- Racionalização de materiais e mão-de-obra: a adopção deste tipo de estrutura possibilita adopção de sistemas industrializados, reduzindo sensivelmente o desperdício de materiais (madeiras, ferro, areia, cimento, brita).
- Alívio das cargas de fundação: como as estruturas metálicas são mais leves, estas reduzem o peso e custo das fundações.
- A utilização deste tipo de estrutura é 100% reciclável, podendo ser desmontada e reaproveitada gerando menores desperdícios preservação do meio ambiente.
- Garantia de qualidade: como estas estruturas são executadas em sua maioria em fábrica e posteriormente montadas em obra, oferecem uma maior qualidade devido aos processos de controlo que são efectuados durante a sua produção.

4.2.2. DESVANTAGENS DA SUA APLICAÇÃO NA CONSTRUÇÃO

- É necessário maior nível de especialização do pessoal;
- Devem existir planos de montagem detalhados com pormenores de ligação;
- Resistência do aço sob acção do fogo, sendo esta última limitação muitas vezes determinante no seu custo.

4.3. LAJES MISTAS

Segundo (EC4 1.5.2.6) uma laje mista é uma laje na qual chapas perfiladas de aço são inicialmente utilizadas como cofragem permanente e posteriormente participam estruturalmente com o betão endurecido e actuam como armaduras de tracção no pavimento acabado. São constituídas por perfis de aço nervurados que servem de molde permanente de suporte para o betão antes de atingir a presa e das cargas de utilização. Após o betão atingir a presa, este forma com o aço um sistema que se designa como estrutura mista aço-betão, que se estabelece depois de a conexão ter atingido a sua eficácia pelo endurecimento do betão (EC4 1.5.2.3). As estruturas mistas de aço e betão constituem um sistema estrutural de barras porticadas em que as cargas atuantes na laje tem funcionamento idêntico às de betão armado e onde as cargas actuantes na laje são conduzidas para as vigas e seguidamente para os pilares e por fim conduzidas para as fundações, com as mesmas características que qualquer outro tipo de solução. Desta forma, estamos perante uma estrutura mista sempre que a interface de dois elemen-

tos constituídos por materiais diferentes estão ligados impedindo os deslizamentos provocados pelo esforço de corte longitudinal (esforço rasante). Este funcionamento em conjunto confere maior resistência à estrutura final do que actuando cada um isoladamente.

4.3.1. VIGAS MISTAS

Um elemento misto é solicitado principalmente à flexão. (EC4 1.5.2). A construção mista aço betão promove a ligação mecânica entre vigas mistas que são constituídas por perfis laminados, treliças ou secção em caixa com a laje de betão com o objectivo de otimizar a solução final. A laje de betão armado que actua como superfície resistente horizontal é utilizada como elemento da secção composta trabalhando à compressão. Deste modo ao juntar o perfil metálico à solução, este irá incrementar tanto a resistência como a rigidez da solução, constituindo o elemento que absorve as trações sob solicitações de flexão.

4.3.2. PILARES MISTOS

Um elemento misto solicitado principalmente à compressão ou à compressão e flexão (EC4 1.5.2.5). De acordo com a posição que o betão ocupa em relação ao aço os pilares classificam-se como pilares de secção parcial ou totalmente preenchidos por betão e pilares com secção metálica aparente preenchidos por betão.

Vantagens:

- Grande capacidade de carga com menor secção transversal quando comparados com soluções de betão armado, boa resistência ao fogo para pilares totalmente revestidos a betão, possibilidade de formação de rótulas plásticas, poucos problemas com a encurvadura local, possibilidade de pré-fabricação, ligações simples, economia de material.

4.3.3 ENQUADRAMENTO NORMATIVO

O dimensionamento de elementos mistos é previsto no Eurocódigo 4, Projeto de Estruturas Mistas Aço-betão. No regulamento são apresentados modelos de cálculo para a verificação da resistência à flexão, ao esforço transversal, ao punçoamento, bem como para a verificação de condições de serviço, deformações, vibrações e fendilhação.

4.4. MÉTODO CONSTRUTIVO

Nas estruturas mistas é importante a consideração do método construtivo desde a fase de projecto até à de execução da estrutura. Para o caso em estudo optou-se por realizar a construção sem escoramentos o que requer perfis de maiores dimensões e mais resistentes a fim de evitar deformações excessivas ou mesmo colapso em relação a fenómenos de instabilidade.

4.4.1. CONEXÃO DE CORTE

A conexão entre o aço estrutural e o betão figura 4.1 é estabelecida de forma a garantir que estes dois materiais distintos trabalhem solidariamente e possam ser projectados como partes de um mesmo elemento estrutural. Os meios de conexão actuam na interface entre os dois materiais, sendo designados

por conexão de corte, já que o esforço a que ficam predominantemente submetidos é o de corte. A conexão é efectuada com recurso a meios mecânicos como conectores soldados, conectores cravados e as saliências de chapa perfilada.

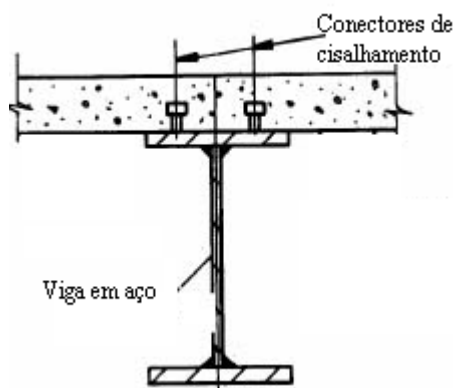


Fig. 4.1- Conexão entre laje e viga

4.4.2. TIPOS DE CONEXÃO

Segundo o EC4, o comportamento misto entre as chapas perfiladas e o betão deve ser assegurado por um ou mais dos seguintes meios, (figura 4.2):

- interligação mecânica realizada através de deformações do perfil (recortes ou bossas);
- interligação por atrito para os perfis com formas reentrantes;
- interligação de extremidade através de pernos soldados ou de outro tipo de conexão local entre o betão e a chapa de aço, unicamente em combinação com (a) ou (b);
- amarração de extremidade por deformação das nervuras na extremidade das chapas, unicamente em combinação com (b);

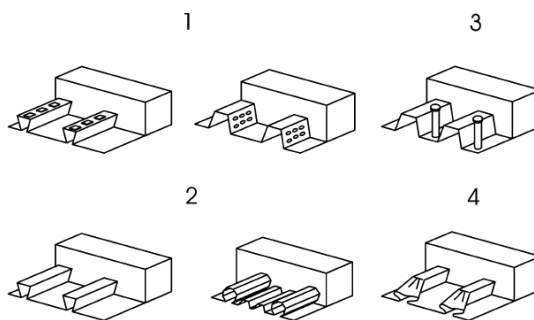


Fig. 4.2- Formas típicas de ligações nas lajes mistas

Legenda:

1. Interligação mecânica
2. Interligação por atrito
3. Amarração de extremidade através de pernos de cabeça soldados através da chapa
4. Amarração de extremidade por deformação das nervuras

4.5. DIMENSIONAMENTO LAJES MISTAS

A utilização de lajes mistas acarreta na obra várias vantagens, sendo uma das mais importantes a possibilidade de diminuir ou até mesmo dispensar o uso de escoramento e de cofragem.

No presente capítulo foram dimensionadas as lajes mistas de cobertura do edifício de forma a resistir ao seu peso próprio, à sobrecarga sujeita na fase de construção, à camada de betão de compressão e às ações permanentes referentes ao tipo de ocupação. Como o objectivo do trabalho é dimensionar este tipo de laje sem o recurso a escoramento, os mesmos não foram considerados no seu dimensionamento.

4.5.1. DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS

Para dimensionar lajes maciças, estas necessitam de respeitar limites impostos no EC 4 relativas ao nível da secção de betão e ao nível das condições de apoio da chapa perfilada.

4.5.1.1 ESPESSURA DAS LAJES

Para uma laje sem funções de contraventamento a espessura mínima é de: (ver figura 4.3)

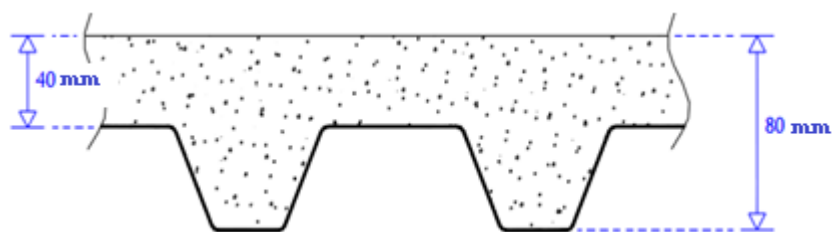


Fig. 4.3 – Espessuras mínimas [mm] da secção transversal de uma laje sem funções de contraventamento.

Para uma laje que faz parte de uma viga mista ou é utilizada como diafragma a espessura total é de: (ver figura 4.4)

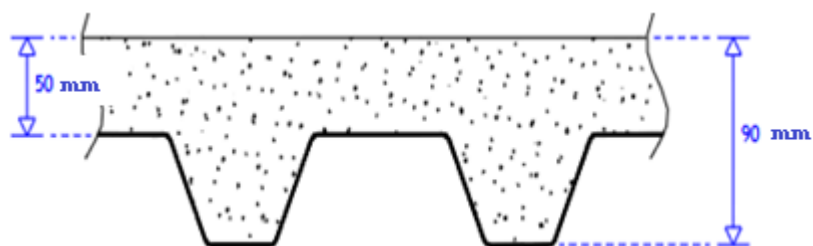


Fig. 4.4 – Espessuras mínimas [mm] da secção transversal de uma laje que faz parte de uma viga mista ou que é utilizada como diafragma

4.5.1.2. CONDIÇÕES DE APOIO

Para permitir que a fixação da chapa ocorra sem danificação dos apoios e para impedir a ocorrência de colapso devido a possíveis deslocamentos acidentais durante a construção, os apoios devem preencher os requisitos descritos na figura 4.5.

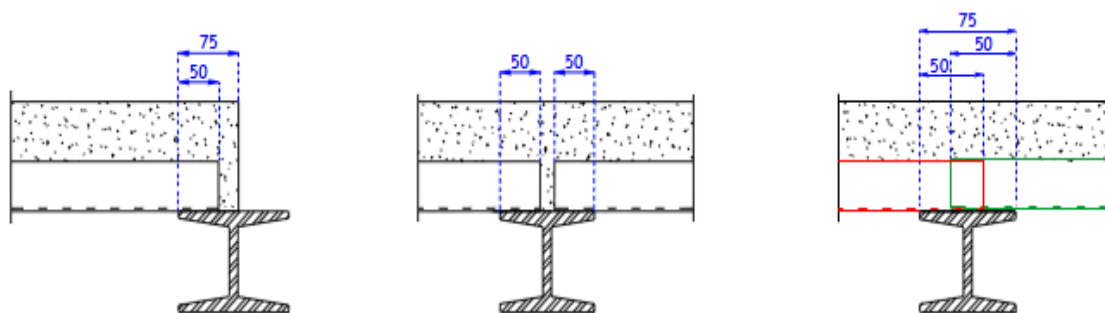


Fig. 4.5 – Distâncias mínimas [mm] de apoio da chapa em vigas metálicas.

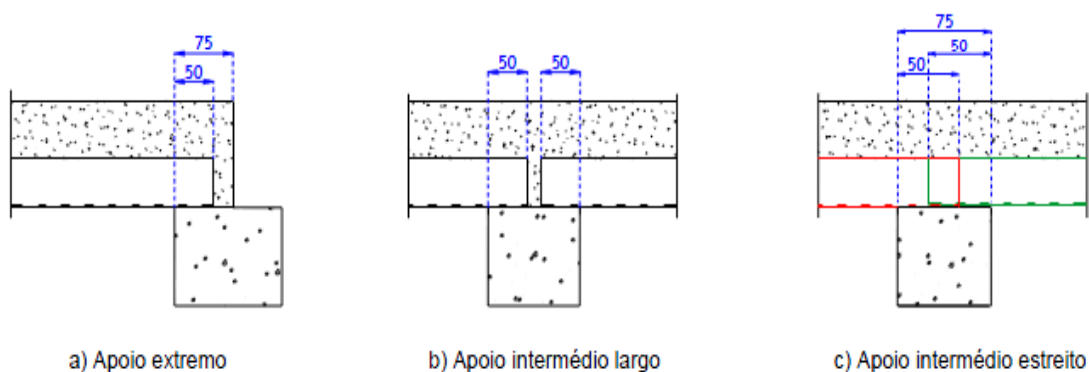


Fig. 4.6 – Distâncias mínimas [mm] de apoio da chapa em vigas de betão armado

Em lajes mistas sobre apoios de outros materiais figura 4.8.

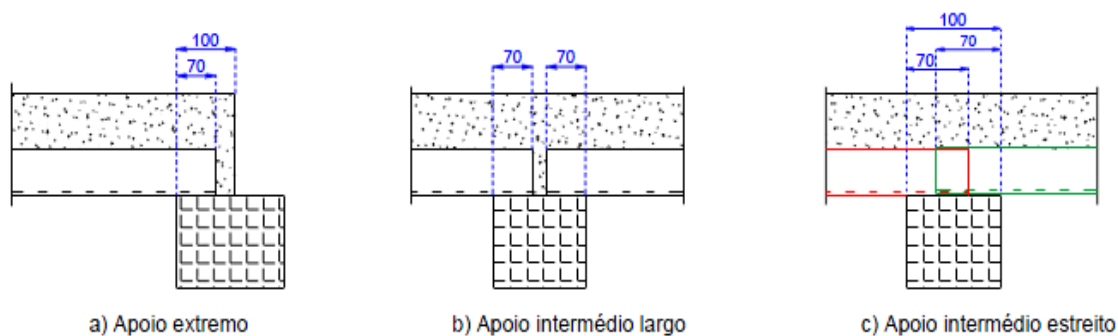


Fig. 4.7 – Distâncias mínimas [mm] de apoio da chapa para outros materiais

4.5.1.3 ARMADURA DAS LAJES

Deve ser considerada uma armadura de distribuição para atender à retracção do betão e à distribuição de cargas pontuais que deve ser colocada a 25 mm da superfície superior de betão (figura 4.8). Para o caso em estudo foi considerado uma rede eletrosoldada AQ 38 (ver anexo 6).

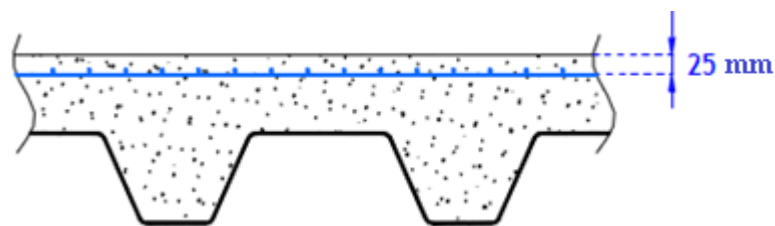


Figura 4.8 – Armadura de distribuição

Para aumentar a resistência aos momentos fletores negativos e para garantir a continuidade e limitar a fendilhação nos apoios, pode-se proceder à colocação de armaduras nos apoios intermédios.

4.5.1.4. RESISTÊNCIA AO FOGO

Os requisitos a ter em conta para a resistência ao fogo são descritos no EC4 na Parte 1.2, do Sub capítulo 2.1.2 que estabelece os critérios E (integridade), I (isolamento) e R (resistência mecânica).

O EC4 parte 1.2, sub capítulo 4.3.2, estabelece que para lajes mistas sem protecção especial ao fogo como é o caso das lajes executadas com chapa perfilada Haircol 59S, apresentam resistência ao fogo de pelo menos 30 minutos quando se usa o critério R.

No caso de se pretender adoptar lajes mistas com resistência ao fogo superior a 30 minutos poder-se-á recorrer a uma ou mais das seguintes medidas [19]:

Colocação de armaduras adicionais dispostas longitudinalmente centradas no interior das nervuras e elevadas a 30 mm relação à chapa perfilada, podendo ser interrompidas na zona dos apoios (figura 4.9);

Adopção de protecções na face inferior da chapa perfilada através de:

- Tectos falsos adequados (por exemplo, com recurso a placas de gesso cartonado);
- Projeção de argamassa;
- Pintura com tinta intumescente.

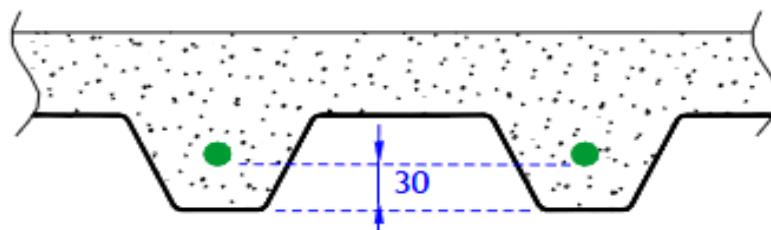


Fig. 4.9- Disposição da armadura adicional para momentos positivos

No estudo em questão optou-se pela colocação de armaduras adicionais no interior das nervuras. Os respetivos cálculos de resistência ao fogo encontram-se no anexo 5.

As armaduras acima mencionadas dispõem-se da seguinte forma (figura 4.10):

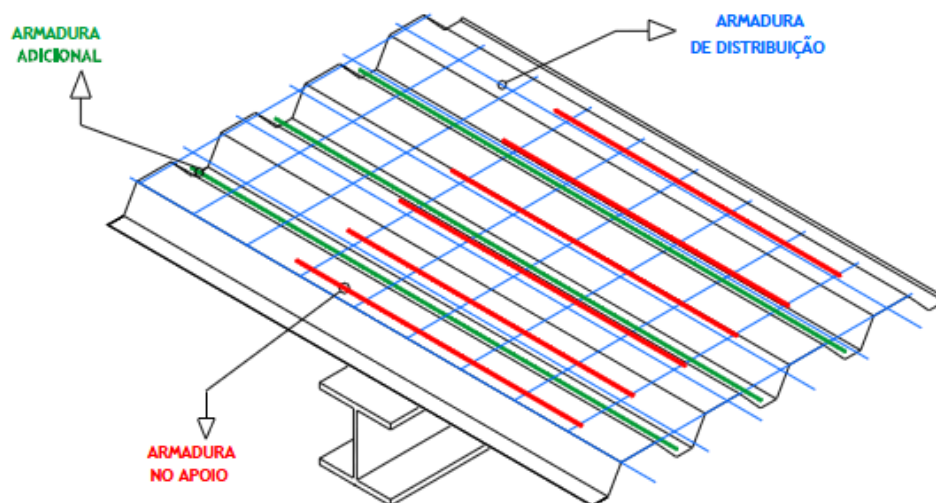


Fig. 4.10 – Disposição de todas as armaduras imagem de documento de apoio ao projetista

4.5.1.5. FIXAÇÃO DE CHAPAS

As chapas devem ser fixadas em todos os apoios definitivos. No mínimo, deve existir uma fixação por cada duas nervuras de chapa perfilada, figura 4.12. Contudo, fica ao critério do projectista a definição deste parâmetro, tendo em conta as cargas de construção previstas e essencialmente a acção do vento. No caso de apoio em vigas metálicas é corrente o uso de conectores e de parafusos auto-roscentes para a execução destas fixações. Para apoio em vigas de betão, se estas foram executadas em estado prévio, também é corrente o uso de parafusos autoroscantes; caso a betonagem das vigas e das lajes mistas seja conjunta a chapa perfilada terá de ser fixada à cofragem das vigas através de elementos removíveis após a betonagem, que não poderão danificar a laje mista [13].

4.5.2. PRÉ-DIMENSIONAMENTO LAJE MISTA

Para o pré dimensionamento da laje mista em estudo foi decidido adotar a solução Haircol 59 S que apresenta a geometria apresentada na figura 4.11.

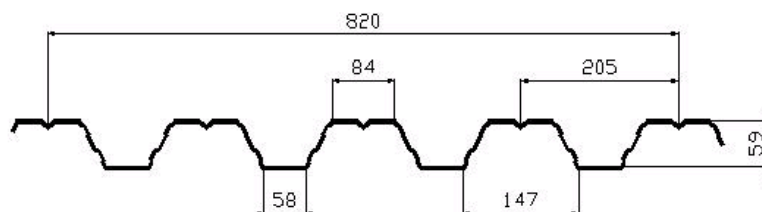


Figura 4.11 – Geometria (mm) de uma unidade de chapa perfilada colaborante Haircol 59 S

Estabeleceu-se que na direção Y esta solução construtiva irá ser constituída por vãos espaçados de 3 metros sem recurso a escoramento.

As tabelas de dimensionamento partem do princípio que toda a carga adicional ao peso próprio da laje é incluída na sobrecarga.

Para se proceder ao cálculo multiplicam-se as cargas permanentes por um fator de $\gamma_G = 1,35$ e dividem-se as mesmas cargas por um fator de $\gamma_Q = 1,50$. O cálculo da carga a considerar vem da seguinte forma:

$$\rho_{sd} = \frac{1,35 \times RCP}{1,5} + Sob \quad (4.1)$$

$$\rho_{sd} = \frac{1,35 \times 5,3}{1,5} + 1,0 = 5,77 \text{ kN/m}^2$$

Tabela de cargas admissíveis não ponderada em daN/m²
Flecha de serviço máxima de L/350, Flecha de montagem máxima de L/240

Espessura 0,88 mm. ☐ Com 1 apoio provisório

H cm	▲								▲								▲							
Vão m	10	11	12	13	14	16	18	20	10	11	12	13	14	16	18	20	10	11	12	13	14	16	18	20
2,00	1048	1165	1283	1400	1518	1755	1993	2232	1249	1435	1614	1762	1910	2208	2507	2280	1263	1404	1545	1686	1828	2113	2400	2687
2,20	869	966	1063	1161	1258	1455	1652	1356	1093	1215	1337	1460	1583	1830	2078	2327	1046	1163	1280	1397	1515	1752	1989	2227
2,40	732	814	896	978	1061	1248	1435	1066	921	1024	1127	1230	1334	1542	1751	1961	881	980	1078	1177	1277	1476	1676	1877
2,60	625	695	765	834	904	1066	1228	841	786	874	962	1051	1140	1317	1496	1676	753	837	921	1006	1091	1261	1432	1604
2,80	541	597	653	709	765	904	1043	662	680	756	832	908	985	1139	1294	1475	651	723	796	870	943	1091	1239	989
3,00	267	291	316	340	365	415	466	517	594	660	727	793	860	995	1124	1289	568	632	696	760	824	946	1069	812

Fig. 4.12– Tabela de dimensionamento chapa colaborante Haircol 59S

De acordo com as tabelas de dimensionamento a solução escolhida poderia ser de 10 ou de 11 cm de espessura total com uma chapa de espessura de 0.88 mm. No entanto em lajes deste tipo o mais comum é que adotar-se soluções de H=12cm. Como pretendido, a mesma tabela indica que não é necessário o uso de qualquer tipo de escoramento.

Dado tratar-se de um caso sem limitação especial de flechas e fendilhação é possível, com o valor determinado pelas tabelas de pré - dimensionamento, considerar a estrutura dimensionada.

4.6. DIMENSIONAMENTO VIGAS MISTAS

O início da resolução de um problema de vigas mistas consiste na definição do vão da viga em estudo, espessura da laje, espaçamento das vigas metálicas, perfil metálico a utilizar e materiais empregues. Para o caso em estudo foi adotado a solução de chapa colaborante da Haircol 59S e considerou-se um espaçamento entre vigas de 3,0 metros.

A definição da largura de laje considerada resistente no cálculo, depende das condições de apoio da viga e da secção em estudo (a meio vão ou sobre o apoio). Para determinar a distância entre pontos de momento nulo (L_0) considerou-se para os momentos positivos o tipo de vão como viga simplesmente apoiada e para os momentos negativos o tipo de vão como apoio intermédio.

Na determinação dos momentos fletores resistentes são admitidas de acordo com o EC 4 as seguintes hipóteses:

- O perfil metálico da secção mista é simétrico relativamente ao plano da alma, que coincide com o eixo de solicitação;

- A conexão empregue permite a mobilização da resistência máxima no perfil metálico, na chapa perfilada, nas armaduras ou no betão, consoante o que for requerido para a obtenção do momento resistente plástico (trata-se da modalidade de conexão completa);
- Não será considerada qualquer interacção com o esforço transversal, nem qualquer forma de instabilidade por bambeamento da viga ou enfunamento da alma;
- As fibras do perfil metálico são mobilizadas até à tensão de cedência do cálculo f_y/γ_a , quer em tracção, quer em compressão;
- As armaduras longitudinais das lajes são mobilizadas até à tensão de cedência de cálculo f_{sk}/γ_s quando traccionadas;
- Quando comprimidas as armaduras longitudinais da laje e a chapa perfilada serão desprezadas no cômputo das resistências da viga mista;
- O betão comprimido localizado na largura efectiva contribui com uma tensão resistente $0.85f_{ck}/\gamma_c$, uniforme em toda a altura compreendida entre o eixo neutro plástico e o topo da laje;
- A contribuição do betão traccionado é desprezada.

Destas características vai depender a capacidade resistente da viga e todos os demais cálculos. Na figura 4.15 estão presentes os perfis metálicos resultantes dos cálculos para os vãos de 28,0 metros e para os vãos de 6,0 metros em ambas as direcções. Os momentos das vigas determinados com recurso ao programa Autodesk Robot e os cálculos das vigas metálicas encontram-se no anexo 2.

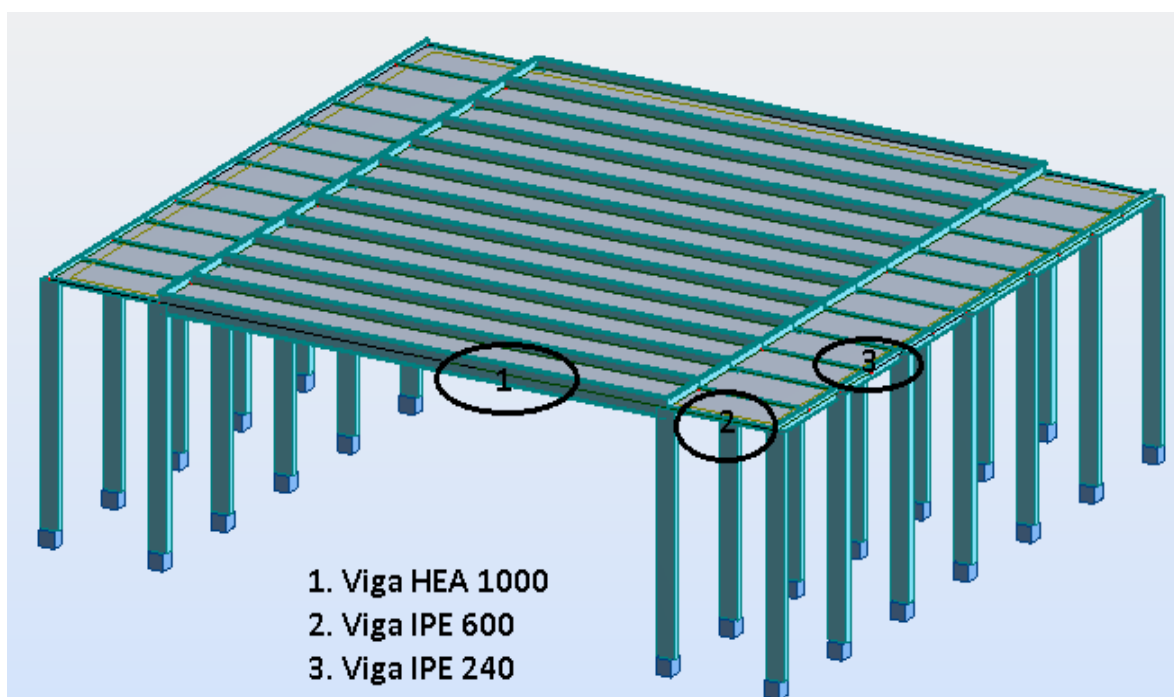


Fig. 4.13 – Perfis das vigas metálicas

5

ANÁLISE DE CUSTOS E PRAZOS DAS DUAS SOLUÇÕES CONSTRUTIVAS

5.1. INTRODUÇÃO

Após os respetivos dimensionamentos das lajes de cobertura do auditório estarem concluídos, estão reunidas as condições necessárias para se proceder à análise de custos e prazos de execução. Para se quantificar os custos e prazos, foi efetuado um levantamento das medições das quantidades e dos materiais necessários à construção da laje tradicional e da laje mista. As metodologias adotadas para esta análise encontram-se descritas ao longo do capítulo.

5.2. ELEMENTOS EM ANÁLISE NA LAJE TRADICIONAL

Para a laje tradicional, os elementos em análise são os seguintes:

- Vigas de betão armado, betão C30/37 e aço A500NR;
- Lajes vigadas de betão C30/37 e aço A500NR.

5.3. MEDIÇÕES

Os trabalhos previstos em projeto ou executados em obra podem ser quantificados através de medições que envolvem regras que lhes estão associadas. Constituem assim uma ferramenta importante, quer para o dono de obra, quer para o empreiteiro, por quantificarem valores que são essenciais para a gestão e controlo económico do processo, desde as fases de planeamento à de execução.

As medições de um projecto, segundo M. Santos Fonseca, determinam de forma analítica e ordenada as quantidades dos diferentes trabalhos que são a base para a determinação dos encargos definidos no projeto ou que integram a obra. A lista ou mapa de medições é a descrição resumida das quantidades dos trabalhos e dos encargos calculados nas medições. O orçamento é o resultado da aplicação dos preços unitários às descrições das quantidades dos trabalhos indicados na lista de medições.

5.3.1. BETÃO

Como as vigas e a laje requerem técnicas de execução diferentes, as medições do betão utilizado na execução das vigas e da laje são efetuadas de formas distintas. Segundo M. Santos Fonseca, adotaram-se neste trabalho as seguintes regras [15]:

- Em lajes, a medição do betão é feita em m^3 e o comprimento e a largura serão determinados entre as faces das vigas, lintéis, pilares e paredes entre as quais se inserem. As dimensões de superfície das lajes são determinadas entre as faces das vigas principais e secundárias onde estão inseridas.
- Nas vigas, a medição também é realizada em m^3 e os comprimentos são determinados segundo formas geométricas simples definidas pelas faces dos pilares ou das vigas que intercetam as vigas, lintéis ou cintas.

5.3.2. ARMADURA

Em armaduras a medição do aço é realizada em quilogramas (kg) e a determinação das medidas para o cálculo das medições estabelecem que os comprimentos são determinados em metros e convertidos em kg, de acordo com a massa nominal dos varões. [15].

5.3.3. COFRAGEM

Nas cofragens, a medição é realizada em metro quadrado (m^2) [15]. As cofragens por serem elementos que conferem forma estão presentes em todos os elementos estruturais e calculam-se as suas necessidades usando a expressão [comprimento x largura].

As medições de betão, armadura e cofragem das vigas e das lajes de cobertura do edifício encontram-se resumidas no quadro 5.1 e em detalhe no anexo 3.

Quadro 5.1- Medições betão, aço e cofragem

Elemento	Betão (m^3)	Armadura (Kg)	Cofragem (m^2)
Vigas	263,68	37673	1294,28
Lajes	345,60	22489	1440
Total	609,28	60162	2734,28

5.3.4. MEDIÇÕES DO ESCORAMENTO

No projeto em questão estabeleceu-se que o escoramento mais indicado para a solução tradicional seria a utilização de escoramento em torre.

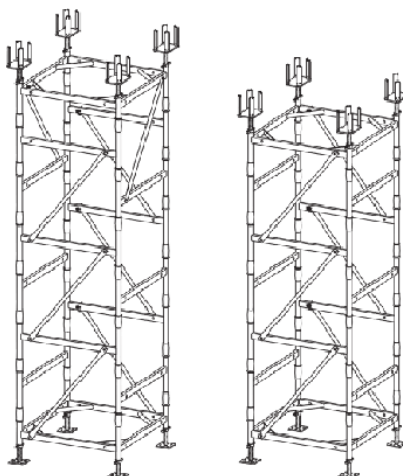


Fig. 5.1 – Escoramento em torre

O escoramento é composto por prumos, travessas, diagonais, vigas principais e vigas secundárias. Por serem vigas que conferem elevado nível de estabilidade, robustez, foram adotadas vigas VT20 da empresa PERI.

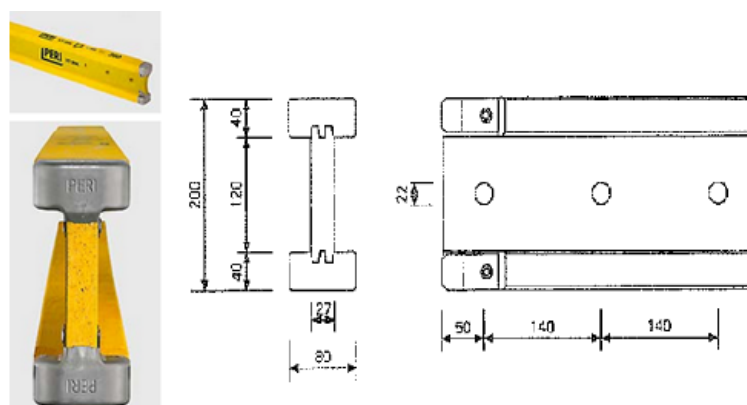


Fig. 5.2 – Viga de madeira VT20 [20]

A contabilização do escoramento a utilizar é determinada pelo volume do auditório.

$$\text{Escoramento} = \text{comprimento} \times \text{largura} \times \text{pé - direito}$$

$$\text{Escoramento} = 40 \times 36 \times 19 = 27360 \text{ m}^3$$

A este valor é multiplicado o custo por m³ e pelos dias de aluguer (ver quadro 5.11).

5.4. PRAZOS

Para estimar o prazo de execução, é necessário estruturar um plano de atividades para posteriormente indexá-las ao calendário. A forma mais simples de estabelecer prazos e de organizar as atividades a desenvolver durante o processo construtivo é através da elaboração de uma lista de tarefas necessária à concretização da obra.

5.4.1. LISTAGEM DE TAREFAS

A listagem de tarefas consiste em definir quais as tarefas necessárias à realização de um fim. Esta deve ser simples e juntar todas as atividades que possam ser consideradas organicamente necessárias. Para o caso em estudo o quadro 5.2 apresenta a listagem de todas as tarefas que são necessárias para a execução da laje tradicional.

Quadro 5.2- Listagem de tarefas para execução da laje tradicional

Nº da tarefa	Descrição da tarefa
1	Montagem do escoramento das lajes e vigas
2	Montagem da cofragem das lajes e vigas
3	Montagem das armaduras
4	Betonagem dos elementos cofrados
5	Tempo de espera
6	Descofragem das lajes e vigas
7	Remoção do escoramento das lajes e vigas

5.4.2. DURAÇÃO DAS TAREFAS

Na construção civil a mão-de-obra está organizada por equipas formadas de acordo com as necessidades da empreitada. A nível de recursos humanos para esta obra foi definido que são necessários 28 Operários (8 carpinteiros, 8 ferrageiros, 8 serventes e 4 cimenteiros).

O cálculo da duração das tarefas é realizado com recurso a rendimentos de mão-de-obra. Para o trabalho em questão os rendimentos necessários foram retirados do livro “Informação sobre custos: Fichas de Rendimentos” de Armando Costa Manso et al, 2004.

Quadro 5.3- Rendimento dos trabalhadores

Tarefas	Rendimento trabalhadores
Cofragem de vigas com 3 utilizações dos moldes	Carpinteiro: 1,5 h/m ²
Descofragem de vigas sem cuidados especiais	Servente: 0,210 h/m ²
Cofragem para lajes maciças (3 utilizações)	Carpinteiro: 1,060 h/m ²
Descofragem de lajes maciças sem cuidados especiais	Servente: 0,125 h/m ²
Armaduras de aço - Armaduras A500NR em pilares e vigas incluindo corte, dobragem e montagem	Servente: 0,030 h/Kg

Para determinar os períodos necessários para a manutenção de cofragem e escoramento (prumos) recorreu-se ao quadro 5.4.

Quadro 5.4 - Tempo necessário de manutenção de escoramento e cofragens

		Temperatura face ao betão
		8 °C
Pilares	Cofragens Verticais	18 h
Lajes	Cofragem da face inferior	6 dias
	Prumos	15 dias
	Cofragem da face inferior	15 dias
Vigas	Prumos	21 dias

Nesta fase já reunimos todos os dados necessários para proceder ao cálculo da duração total de cada tarefa através da fórmula 5.1 [15].

$$D_1 = Q \times R_{eq} \quad (5.1)$$

Onde:

D_1 – Duração para uma equipa;

Q – Quantidade associada à tarefa (medições);

R_{eq} – Rendimento da equipa que realiza a tarefa.

O cálculo da duração de cada tarefa está exposto no quadro 5.5.

Quadro 5.5 – Determinação da duração das tarefas

	Tarefa	Rendimento	Quantidade	Duração (horas)*
Vigas	Montagem de Cofragem	1,5 h/m ²	1294,28 m ²	1942
	Colocar Armadura	0,03 h/Kg	37673 Kg	1169
	Betonagem	2,65 h/m ³	263,68 m ³	698
	Descofragem	0,21 h/m ²	1294,28 m ²	272
Lajes	Montagem de Cofragem	1,06 h/m ²	1440 m ²	1527
	Colocar Armadura	0,02 h/Kg	22489 Kg	450
	Betonagem	1,9 h/m ³	345,6 m ³	657
	Descofragem	0,125 h/m ²	1440 m ²	180
Montagem do escoramento das lajes e vigas		0,05 h/m ³	27360 m ³	1368
Desmontagem do escoramento das lajes e vigas		0,025 m ³ /h	27360 m ³	684

*Na duração em horas considera-se que um dia de trabalho equivale a 8 horas.

Após a determinação da duração das tarefas há que ter em conta que as mesmas são apenas efetuadas durante o horário de trabalho que corresponde a 8 horas diárias, durante 5 dias úteis em cada semana. Nesta fase importa também quantificar o número de equipas que atua em cada fase. O escalonamento destas atividades foi feito da seguinte maneira:

Quadro 5.6 -Duração das tarefas

Tarefa	Duração (horas)	Duração (dias)
1. Montagem do Escoramento das lajes e vigas	1368	
2. Montagem da Cofragem das lajes e vigas	3470	
3. Montagem de armaduras de lajes e vigas	1620	
4. Betonagem de lajes e vigas	1355	
5. Tempo de espera:		
• Cofragem da face inferior das lajes		6
• Escoramento das lajes		15
• Cofragem da face inferior das vigas		15
• Escoramento das Vigas		21
6. Descofragem das lajes e das vigas	452	
7. Remoção do escoramento das lajes e das vigas	684	

1. Montagem do Escoramento de lajes e vigas

Para esta tarefa foi definido que seriam necessárias 8 equipas compostas por 1 carpinteiro e 1 servente. Sabendo que temos 1369 horas de trabalho e que o horário de trabalho é de 8 horas diárias:

$$1369 \text{ horas} \div 8 \text{ horas de trabalho} = 175 \text{ dias}$$

$$175 \text{ dias} \div (8 \text{ equipas} \times (1 + 1)) \cong 11 \text{ dias}$$

2. Montagem da Cofragem de lajes e vigas

Na montagem da cofragem para lajes e vigas cada equipa é composta por 1 carpinteiro e 1 servente e foram escalonadas para esta tarefa 8 equipas de trabalho.

$$3470 \text{ horas} \div 8 \text{ horas de trabalho} \cong 434 \text{ dias}$$

$$434 \text{ dias} \div (8 \text{ equipas} \times (1 + 1)) \cong 27 \text{ dias}$$

3. Montagem de Armaduras de lajes e vigas

No caso da montagem da armadura de lajes e vigas cada equipa é composta por um ferrageiro e foi considerado que eram necessários 8 ferrageiros.

$$1620 \text{ horas} \div 8 \text{ horas de trabalho} \cong 227 \text{ dias}$$

$$227 \text{ dias} \div 8 \text{ equipas} \cong 25 \text{ dias}$$

4. Betonagem de lajes e vigas

Assumiu-se que a betonagem das lajes e das vigas têm uma duração de 3 dias.

5. Tempo de espera

O tempo de espera corresponde ao tempo necessário de manutenção de escoramento e cofragens que foi considerado no quadro 5.4.

6. Descofragem das lajes e das vigas

Na operação de descofragem são necessárias 3equipas compostas 1 carpinteiro e 1 servente.

$$452 \text{ horas} \div 8 \text{ horas de trabalho} \cong 57 \text{ dias}$$

$$57 \text{ dias} \div (3 \times (1 + 1)) \cong 9 \text{ dias}$$

7. Remoção do escoramento das lajes e das vigas

A remoção do escoramento das lajes e vigas é efetuada por 5 equipas compostas cada uma por um carpinteiro e um servente.

$$684 \text{ horas} \div (8 \text{ horas de trabalho}) \cong 86 \text{ dias}$$

$$86 \text{ dias} \div (5 \times (1 + 1)) \cong 9 \text{ dias}$$

5.4.3 ENCADEAMENTO DAS TAREFAS

Todas as tarefas tem um tipo de ligação entre si e essas ligações podem ser de carácter de segurança, programáticas ou de meios. Para o presente estudo só são consideradas as ligações de carácter de segurança e pragmáticas considerando que existem todos os meios necessários sem necessidade de haver rotatividade. A nível programático, existem tarefas com precedência de outras o que não é possível avançar sem estas estarem concluídas. Com o auxílio do programa informático *Microsoft Project 2010* é possível elaborar um gráfico de Gantt encadeando todas as tarefas necessárias para a elaboração da obra. Considera-se que a obra se inicia a 1 de Julho de 2014 e que a mão-de-obra trabalha oito horas diárias durante 5 dias úteis da semana. O encadeamento das tarefas segue o pressuposto indicado no quadro 5.2. Depois de realizado o mapa de tarefas, o encadeamento e a calendarização, conclui-se que o prazo de execução é de 72 dias. O mapa de tarefas e o gráfico de Gantt relativos à execução desta solução encontram-se no anexo 4.

5.4.4. CUSTOS FINAIS

O conhecimento dos custos de produção é parte indispensável para a gestão de empresas por ser uma ferramenta de informação fundamental para tomar decisões em relação aos itens que mais consomem custos e a partir daí caso necessário implementar medidas de controlo. Na construção civil os custos associados à atividade são:

- Custos diretos que são todos os custos imputáveis às tarefas, como mão de obra, materiais e equipamentos.
- Custos indiretos dependem de cálculos ou estimativas para se poderem determinar como são o caso dos salários, depreciação física dos equipamentos e alugueres;
- Custos de estaleiro são despesas que não são imputáveis separadamente a determinadas atividades ou tarefas específicas [16]. São exemplos destes custos a eletricidade, água, salários do pessoal da chefia, vedações [16].

Para a análise dos custos recorre-se aos custos diretos, custos indiretos e custos do estaleiro gentilmente cedidos pela empresa *Soares da Costa* e estão apresentados no quadro 5.7 e quadro 5.8.

Quadro 5.7 – Custos diretos

Artigo	Custo
Betão C30/37	80 €/m ³
Aluguer do escoramento	0,07 €/m ³ /dia
Cofragem em lajes e vigas	12 €/m ²
Mão-de-obra betão (betonagem)	5 €/m ³
Mão-de-obra aço (corte, dobragem e montagem)	0,17 €/Kg

Quadro 5.8 – Fornecimento do aço (€/Kg)

Aço A500 (€/Kg)							
Ø6	Ø8	Ø10	Ø12	Ø16	Ø20	Ø25	Ø32
0,78	0,76	0,73	0,71	0,70	0,70	0,71	0,74

Os custos totais das armaduras estão descritos no quadro 5.9.

Quadro 5.9 Custo armaduras

Aço A500NR(€/Kg)					
Diametro (mm)	Ø8	Ø12	Ø16	Ø25	Ø32
Custo do aço (€/Kg)	0,76	0,71	0,70	0,71	0,74
Armadura (Kg)	5937	22698,2	484,8	4315,3	26727,1
Custo parcial das armaduras (€)	4512	16115	339	3063	19778
Custo total das armaduras (€)	43807				

Os custos indiretos e custos de estaleiros foram representados, respetivamente, com a adição de 7 % e 15 % dos custos diretos de cada artigo.

Com base nas medições do quadro 5.1 e dos custos por unidade apresentados nos quadros 5.7 e 5.8 considerando as percentagens relativas aos custos de estaleiro e custos indiretos, é possível efetuar o cálculo do custo global da laje tradicional. (quadro 5.11).

O tempo de aluguer do escoramento é de 21 dias. O quadro 5.11 mostra o custo total da obra.

Quadro 5.11 – Custo em euros dos componentes da laje tradicional

		Quantidade	Preço (€)/ un.	Custos diretos (€)
Betão	Betão	609,28 m ³	80	48742,4
	Mão-de-obra		5	3047,4
Cofragem		2734,28 m ²	12	32811,36
Armadura	Armadura	60162 Kg	Quadro 5.8	43807
	Mão-de-obra		0,17	10227,54
Escoramento		27360 m ³	0,07	40219,20
Custos indiretos				12519,84
Custos de estaleiro				26828,23
Total (€)				218202,98

A execução desta solução construtiva recorrendo a este método tradicional apresenta um custo final sem I.V.A. de 218203 €.

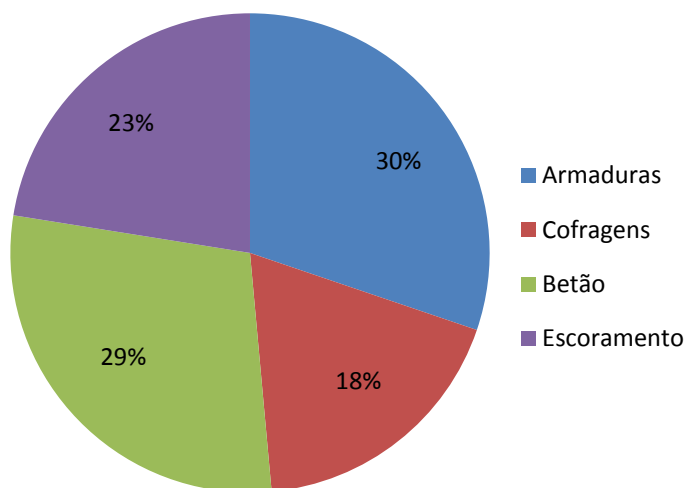


Figura 5.3 -Distribuição média dos custos da estrutura

Da análise da figura 5.3 consta-se a influência do custo da armadura e do betão e armaduras no custo global da estrutura, enquanto que as componentes escoramento e cofragens têm uma menor relevância na construção da laje tradicional.

5.5. LAJE MISTA

Recorrendo à solução construtiva de laje de cobertura mista, os elementos a analisar são os seguintes:

- Chapa perfilada Haircol 59S;
- Betão da camada de compressão betonado “*in situ*” C30/37;
- Vigas metálicas;

5.5.1. MEDIÇÕES

As medições relativas às vigas metálicas apresentam-se no quadro 5.12 onde se indicam as quantidades resultantes das medições para cada estrutura segundo as suas componentes.

Quadro 5.12- Medições vigas metálicas

Vigas	l (m)	Peso (Kg/m)	Peso total do perfil (Kg)
HEA 1000	28,0	272	53312
IPE 600	6,0	122	10248
IPE 240	6,0	30,70	2210,40
Total (Kg)			65770,40

No quadro 5.13 estão expostas as medições do betão, armaduras e chapa metálica necessárias para executar o caso em estudo.

Quadro 5.13- Medições betão, armadura e chapa Haircol 59S

Elemento	Betão (m ³)	Armadura (kg)	Chapa Haircol 59S (m ²)
Laje	125,28	1684,80	1440

5.5.2. PRAZOS

Tal como no estudo da laje tradicional, a determinação da duração dos prazos é efetuado com recurso a uma listagem de tarefas a fim de determinar as durações e encadeá-las para ser possível determinar o prazo final da obra. A metodologia adotada é semelhante à efetuada para a determinação dos prazos de execução da laje tradicional. O prazo final para executar esta estrutura é de 30 dias e o mapa de tarefas e diagrama de Gantt encontra-se no anexo 4.

5.5.2.1 LISTAGEM DE TAREFAS

O quadro 5.14 descreve a listagem de tarefas necessárias para executar a laje mista de cobertura do auditório.

Quadro 5.14- Listagem de tarefas para execução da laje mista

Nº	Tarefa
1	Colocação das vigas metálicas
2	Colocação chapa metálica Haircol 59S
3	Aplicação dos conetores
4	Montagem das armaduras
5	Betonagem da chapa metálica

5.5.2.2. DURAÇÃO DAS TAREFAS

Os rendimentos usados para determinar as durações das tarefas referentes à construção da laje mista foram cedidos pela empresa Soares da Costa. Para que seja possível uma comparação coerente foi considerado que na execução desta solução se utilizam o mesmo número de trabalhadores (28) considerado na solução anterior. (8 serralheiros, 8 ferrageiros, 8 serventes e 4 cimenteiros).

No quadro 5.15 estão presentes os rendimentos dos trabalhadores que foram definidos para o estudo.

Quadro 5.15- Rendimento dos trabalhadores

Tarefas	Rendimento trabalhadores
Montagem chapa Haircol 59S	Serralheiro 0,30 h/m ²
Conetores	Serralheiro 0,16 h/uni
Armaduras de aço- Armaduras A500NR	Ferrageiro 0,03h/Kg

O cálculo da duração de cada tarefa está exposto no quadro 5.16.

Quadro 5.16 – Determinação da duração das tarefas

	Tarefa	Rendimento	Quantidade	Duração (horas)*
Vigas	Colocação perfis metálicos	0,045 h/Kg	65770,40 Kg	2959
	Montagem chapa Haircol 59S	0,30 h/m ²	1440 m ²	432
Lajes	Colocação armadura	0,03 h/Kg	1684,8 Kg	51
	Cravação conetores	0,16 h/uni	1298 uni	207
	Betonagem	1,9 h/m ³	125,28 m ³	238

Tal como em 5.4.2 também foi preciso definir as equipas de trabalho e o respetivo horário. Considera-se que se trabalha durante 5 dias úteis por semana 8 horas por dia.

Quadro 5.17- Duração das tarefas

Tarefa	Duração (horas)
1. Colocação das vigas metálicas	2959
2. Colocação chapa metálica Haircol 59S	432
3. Cravação de conetores	207
4. Montagem das armaduras	51
5. Betonagem da chapa metálica	238

1. Colocação das vigas metálicas (8 serralheiros + 8 serventes);

$$2959 \text{ horas} \div 8 \text{ horas de trabalho} = 368 \text{ dias}$$

$$368 \div (8 \times (1 + 1)) \cong 22 \text{ dias}$$

2. Colocação chapa metálica Haircol 59S (8 serralheiros + 8 serventes);

$$432 \text{ horas} \div 8 \text{ horas de trabalho} = 54 \text{ dias}$$

$$54 \div (8 \times (1 + 1)) \cong 4 \text{ dias}$$

3. Cravação conetores (8 serralheiros + 8 serventes);

$$207 \text{ horas} \div 8 \text{ horas de trabalho} \cong 26 \text{ dias}$$

$$26 \div (8 \times (1 + 1)) \cong 2 \text{ dias}$$

4. Montagem das armaduras (8 ferrageiros);

$$51 \text{ horas} \div 8 \text{ horas de trabalho} \cong 7 \text{ dias}$$

$$7 \div (8 \times (1 + 1)) \cong 1 \text{ dia}$$

5. Betonagem da chapa metálica (4 cimenteiros);

$$238 \text{ horas} \div 8 \text{ horas de trabalho} \cong 29 \text{ dias}$$

$$29 \div (8 \times (1 + 1)) \cong 1 \text{ dias}$$

5.5.2.3 ENCADEAMENTO DAS TAREFAS

No anexo 4 está presente a listagem elaborada com auxílio do programa Microsoft Project e a contabilização dos dias necessário para a execução da laje de cobertura em estudo. Este prazo é de 30 dias. Foi admitido que a obra se inicia a 1 de Julho de 2013.

5.5.3. CUSTOS

O cálculo dos custos finais de execução da solução em estudo segue os mesmos pressupostos que foram considerados em 5.4.4. Os custos considerados são:

- Custos diretos;
- Custos indiretos;
- Custos de estaleiro.

O quadro 5.18 mostra em resumo os custos unitários a ter em conta para a contabilização dos custos totais.

Quadro 5.18- Custos diretos

Artigo	Custo Uni.
Chapa perfilada Haircol 59S	19 €/m ²
Betão C30/37	80 €/m ³
Aço em perfil	2 €/Kg
Aço em varão	1 €/Kg
Mão-de-obra aço (corte, dobragem e montagem)	0,17 €/Kg
Mão-de-obra (betonagem)	5 €/m ³

O preço da malhasol foi obtido através do gerenciador de preços e orçamentos na construção civil e está exposto no quadro 5.19 [24].

Quadro 5.19- Preço malhasol por m²

Tipo	Preço €/m ²
AQ38	1,60

A contabilização dos custos em euros de todos os componentes necessários para execução da laje mista estão expostos no quadro 5.20.

Quadro 5.20 – Custo em euros dos componentes da laje mista

		Quantidade	Preço (€)/ un.	Custos diretos (€)
Betão	Betão	125,28 m ³	80	10022,40
	Mão-de-obra		5	626,40
Cofragem		1440 m ²	19	27360
Perfis metálicos		65770,40 Kg	2	131540,80
Armadura	Armadura	1684,8 Kg	1,60	2822,18
	Mão-de-obra		0,17	286,41
	Custos indiretos			12086,07
	Custos de estaleiro			25898,73
	Total (€)			210642,99

O custo total da execução deste tipo de solução construtiva sem I.V.A. é de 210643€.

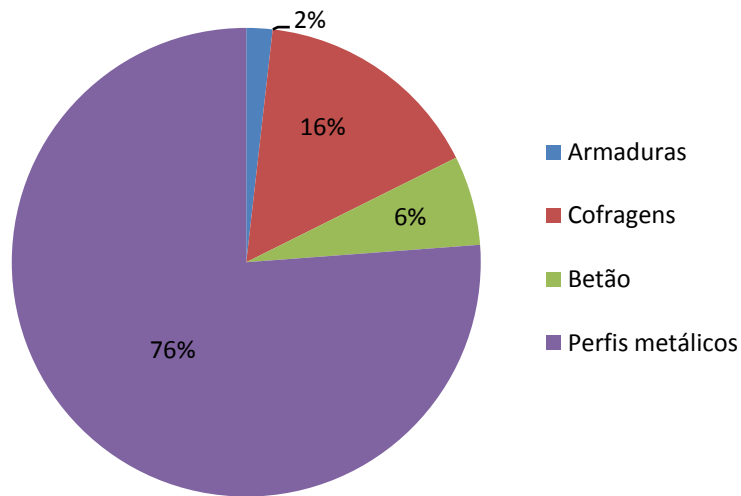


Figura 5.4 -Distribuição média dos custos da estrutura

Da análise da figura 5.3 consta-se a enorme influência do custo dos perfis metálicos no custo global da estrutura, enquanto que os custos da cofragem e da armadura tem pouca relevância na construção da laje mista.

6

COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS

6.1. COMPARAÇÃO DOS CUSTOS GLOBAIS

O estudo de um caso prático mostra-se de especial relevância no auxílio à decisão, na medida em que permite abordar de uma forma generalizada as soluções construtivas existentes no mercado que um potencial cliente tem ao dispor na construção de qualquer edifício.

O estudo do custo/benefício é atualmente uma ferramenta importante, principalmente quando se tratam de investimentos elevados como é o caso. Aparentemente, este tipo de estudos podem ter um carácter aproximado no que diz respeito aos valores concretos obtidos. No entanto, na tomada de decisões prévias em relação a qualquer tipo de solução construtiva, os valores padrão que daqui se obtêm são significativos, reduzindo erros ligados a investimentos desnecessários.

A análise dos componentes necessários para a execução das lajes de cobertura em questão é feita por menorizadamente, tendo em conta o preço final de cada um. Para isso realiza-se uma confrontação das duas soluções, através dos resultados obtidos no capítulo 5. Para tal, foi criado o gráfico da figura 6.1 que mostra a contribuição parcial que cada elemento tem para o custo final de cada uma das soluções em estudo.

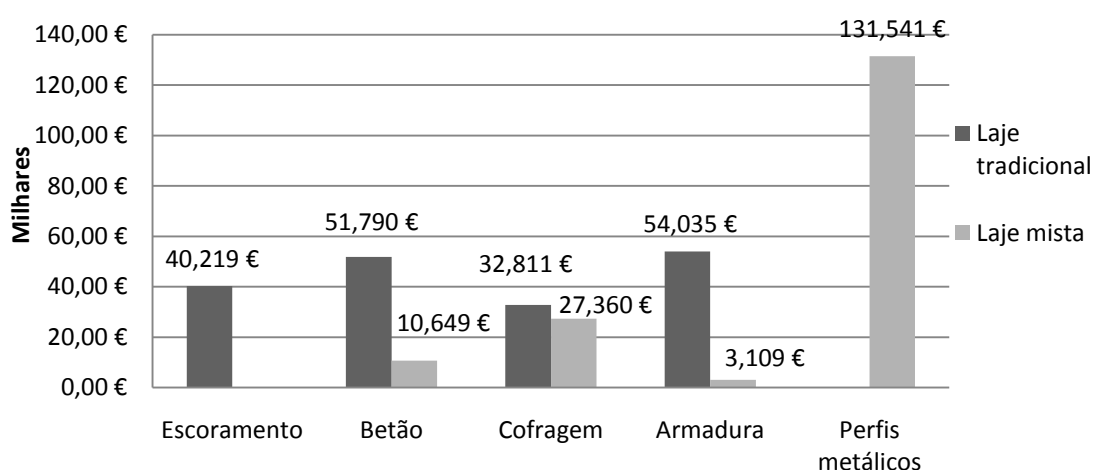


Fig. 6.1 – Custos finais dos elementos de ambas soluções construtivas

Pela observação deste gráfico rapidamente saltam à vista dois encargos inerentes a cada uma das soluções (custo do escoramento para a solução tradicional e o custo dos perfis metálicos para o caso da solução mista) que têm um peso importante no custo final. Ao nível dos gastos como escoramento a solução mista não apresenta encargos. Ao nível do custo total despendido de betão e armadura a escolha da solução mista implica uma poupança de 41141€ e de 50926€, respetivamente. Os custos de cofragem são mais elevados na laje mista porque a chapa definida para a solução funciona como cofragem perdida e apresenta um custo por m² superior à cofragem utilizada na execução da laje tradicional.

Os gráficos da figura 6.2 estabelecem uma comparação percentual entre os custos que cada elemento representa no custo total de cada solução.

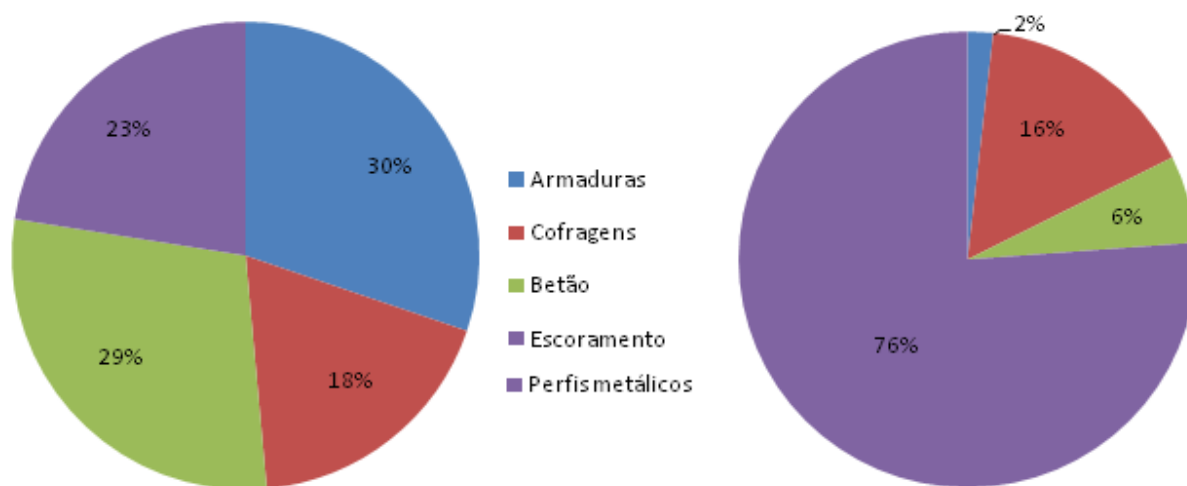


Fig. 6.2 – Gráfico das percentagens dos custos laje tradicional e laje mista

A comparação dos gráficos permite verificar que os pesos no custo final de cada um dos elementos constituintes varia significativamente conforme a solução adotada. Se no caso da laje tradicional, o betão representa 29% do custo total da obra, na laje mista o betão passa a representar 6% desse mesmo custo, o que implica uma redução de 23%. Esta redução também se encontra nas armaduras a utilizar, que na laje tradicional têm um peso de 30% do custo final enquanto que na laje mista representam 2% desse custo.

Os custos de escoramento têm o valor de 23% do custo final. Estes custos não estão contabilizados na laje mista, porque a laje foi dimensionada considerando que a sua execução se processará sem recurso a qualquer tipo de escoramento.

Os constituintes que apresentam um maior peso nos custos totais da solução tradicional são o betão (29%) e a armadura (30%).

Na laje mista a maior fatia é ocupada pelos custos dos perfis metálicos que representam 76% do total, seguindo-se a cofragem com 16%.

De uma forma geral a utilização da solução mista reduziu em 23% o uso de betão e em 28% a armadura.

A comparação das soluções em estudo é feita no gráfico da figura 6.3 onde são apresentados os custos finais de cada uma.

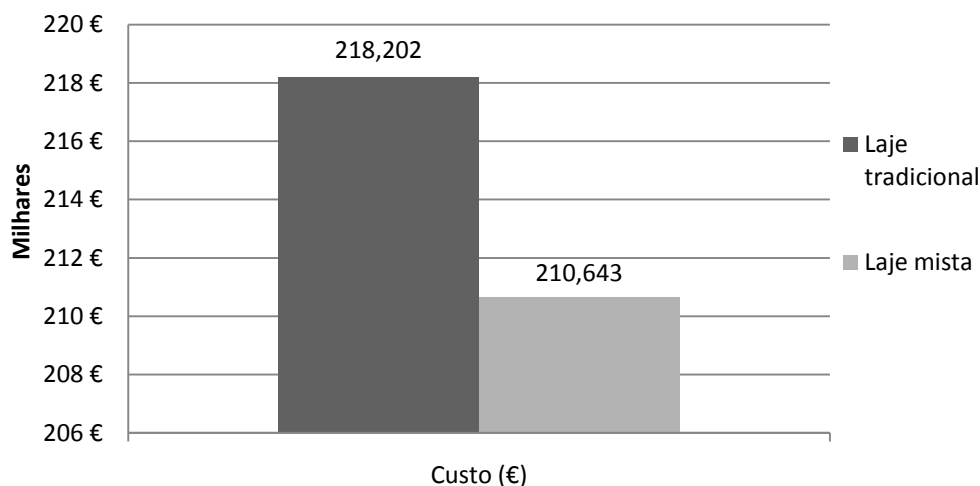


Fig. 6.3 – Custos finais das soluções construtivas

A observação direta do gráfico permite afirmar que a solução construtiva mista é mais vantajosa, pois apresenta um preço final global mais baixo. A solução tradicional apresenta um custo final de execução sem I.V.A de 218202 € e a solução mista apresenta um custo final sem I.V.A de 210643€, o que permite poupar 7559€.

Depois de comparados os resultados relacionados com os custos, é possível afirmar que a primeira solução (tradicional), para a cobertura do auditório, com todos as condições exigidas e aplicadas, é mais cara do que a solução que recorre ao uso de lajes mistas.

Conclui-se assim que o uso de lajes mistas aço-betão é uma boa alternativa para a redução dos custos finais desta obra.

6.2. INFLUÊNCIA NO CUSTO FINAL DA VARIAÇÃO DA ALTURA DE ESCORAMENTO

O estudo desenvolvido em 6.1 conclui que a laje mista para um pé direito de 19 metros apresenta um custo final de execução inferior ao da laje tradicional. Desta forma, torna-se importante verificar se esse facto se verifica para outras alturas de escoramento.

Foi assim decidido variar a altura de escoramento da laje tradicional, estudando mais duas situações, para a altura de 16,0 metros e para 14,0 metros.

Os restantes pressupostos de cálculo relativos a dimensões de pilares vigas e lajes mantêm-se intactos, variando somente a altura do escoramento.

Para o estudo foi considerado que o escoramento a utilizar seria o mesmo (escoramento em torre) com o preço estabelecido no quadro 5.6.

No quadro 6.1 estão representadas as variações de altura, o preço, as quantidades necessárias de escoramento e implicações que têm no custo total por dia.

Quadro 6.1 – Custos e quantidades de escoramento variando altura(€/dia)

Altura (m)	Custo unitário escoramento (€/m ³ /dia)	Quantidade (m ³)	Custo total (€/dia)
19	0,07	27360	1915,20
16	0,07	23040	1612,80
14	0,07	20160	1411,20

Considerando que a duração do escoramento seria de 21 dias, independentemente da variação da altura do escoramento, o quadro 6.5 mostra o valor dos custos totais de escoramento para as diferentes alturas consideradas.

Quadro 6.2 – Custo total da laje tradicional variando altura de escoramento (€)

Altura (m)	Custo do escoramento (€)	Custo total (€)
19	40219,20	218202
16	33868,80	211857
14	29635,20	207618

Por observação dos valores totais de custo de escoramento é possível verificar que à medida que a altura de escoramento é reduzida, os preços, quer do escoramento, quer da laje tradicional, também diminuem.

O gráfico da figura 6.4 apresenta os valores dos custos totais de ambas as soluções variando o pé direito do auditório.

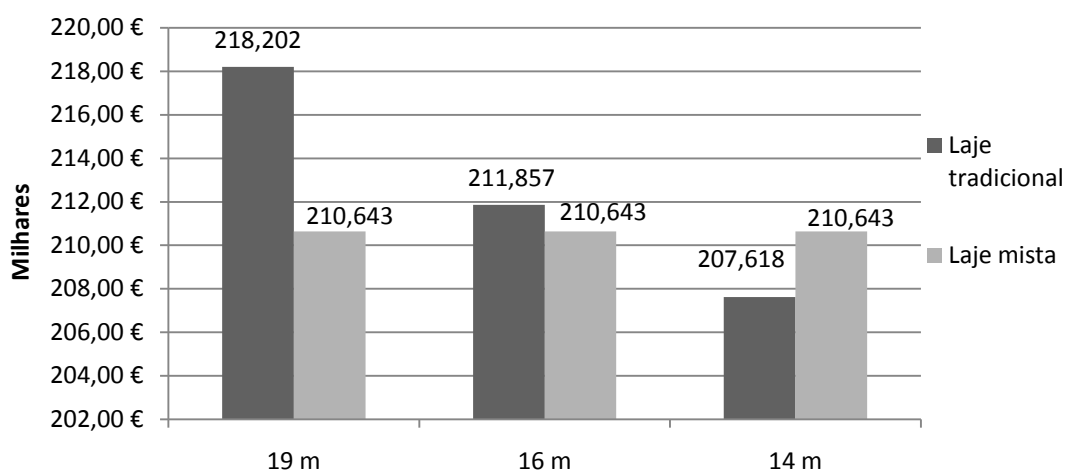


Fig. 6.4 – Custos finais das soluções construtivas variando a altura de escoramento

Pela análise da figura 6.4 verifica-se que a solução mista apresenta um custo fixo independentemente da variação de altura de 210643€. A observação do gráfico também permite ver que para a altura de 19,0 metros a solução tradicional é mais cara, tal como já tínhamos verificado em 6.1, mas variando essa mesma altura para 16,0 metros continua-se a verificar que a laje escorada continua a ser mais

cara. A diferença de custos para esta altura passa a ser de 1214€, o que representa uma grande aproximação de custos relativamente à altura inicial onde a diferença de custos era de 7559€. A partir da altura de 14,0 metros, a laje tradicional passa a ser mais económica em 3025€ em relação à laje mista.

6.3 PRAZOS DE EXECUÇÃO

Nos capítulos 5 foram estudados os prazos de execução de cada uma das soluções de laje de cobertura.

Prazo para lajes escoradas- 72 dias

Prazo para lajes mistas- 30 dias

6.3.1 COMPARAÇÃO DOS PRAZOS

Comparando os prazos das duas soluções, é perceptível ao observar a figura 4.1 do anexo 4 que existe uma redução de 42dias ao executar a obra com recurso à solução à solução mista. A redução dos prazos em qualquer obra contribui positivamente para a diminuição dos custos finais de uma obra (menor tempo de aluguer de estaleiro, escoramento, menor valor de ordenados, etc.).

Desta forma, é possível mais uma vez afirmar que a cobertura do auditório recorrendo à solução mista é mais vantajosa que a solução habitualmente usada neste caso, no que diz respeito aos prazos.

6.4 VARIAÇÃO CUSTO DO BETÃO E DO AÇO EM PERFIL

Após a análise efetuada em 6.1, verifica-se que o betão e o aço representam a maior parcela dos custos dos elementos da solução tradicional e os perfis metálicos da solução mista. Como o custo final da solução mista é mais vantajoso que o da tradicional, resolveu-se diminuir em 10% o preço de custo do betão, aumentando na mesma proporção o preço do aço em perfil e tentar perceber o efeito dessas no custo final de cada solução.

Os cálculos relativos à alteração de custos estão presentes nos quadros 6.3 e 6.4, com o novo preço estabelecido para o betão 72€/m³, enquanto que o aço em perfil passou a ter um preço por quilograma de 2,20€.

Quadro 6.3 – Custo em euros dos componentes da laje tradicional

		Quantidade	Preço (€)/ un.	Custos diretos (€)
Betão	Betão	609,28m ³	72	43868,16
	Mão-de-obra		5	3046,4
Cofragem		2734,28m ²	12	32811,36
Armadura	Armadura	60162Kg	Quadro 5.8	43807
	Mão-de-obra		0,17	10227,54
Escoramento		27360m ³	0,07	40219,20
Custos indiretos				12178,57

Custos de estaleiro	26096,94
Total(€)	212255,18

Quadro 6.4 – Custo em euros dos componentes da laje mista

		Quantidade	Preço (€)/ un.	Custos diretos (€)
Betão	Betão	125,28 m ³	72	9020,16
	Mão-de-obra		5	626,40
Cofragem		1440 m ²	19	27360
Perfis metálicos		65770,40 Kg	2,20	144694,88
Armadura	Armadura	1684,8 Kg	1,60	2822,18
	Mão-de-obra		0,17	286,42
Custos indiretos				12936,70
Custos de estaleiro				27721,51
Total (€)				225468,25

Na solução tradicional o custo do betão utilizado diminui, assim como o custo final da estrutura. Na solução mista passou-se exatamente o contrário, e o preço foi agravado pelo aumento do preço do aço em perfil.

Os gráficos da figura seguinte estabelecem uma comparação percentual entre os custos dos elementos construtivos de ambas as soluções.

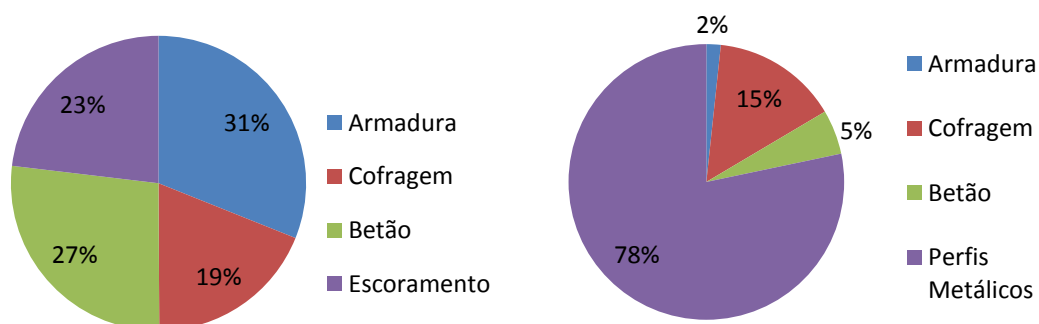


Fig. 6.5 – Gráfico das percentagens dos custos com agravação de 10% do custo do betão e perfis metálicos da laje tradicional e laje mista

Através da observação dos gráficos das figuras 6.2 e 6.5 é possível apurar que a diminuição do preço do betão da laje tradicional em 10% originou um recuo da sua influência no custo final da estrutura. Esse custo traduz-se numa diminuição em 2%, enquanto que os restantes elementos se mantêm relativamente iguais salvo a armadura, que aumenta em 1% a sua contribuição para o custo final.

O gráfico da figura 6.6 compara o preço das duas soluções construtivas com os novos pressupostos de cálculo (redução em 10% do preço do betão e incremento em 10% do preço do aço em perfil).

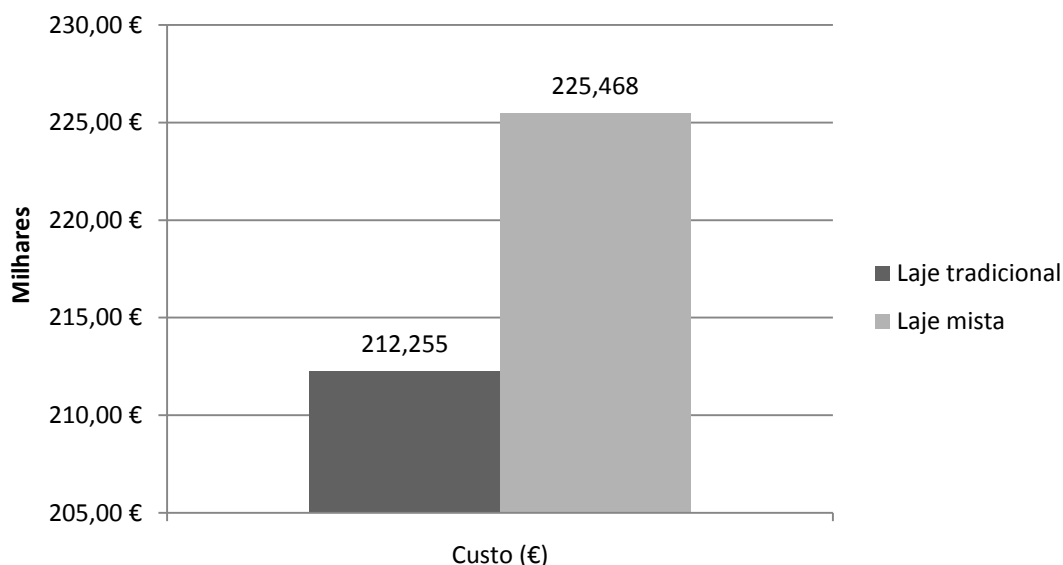


Fig. 6.6 – Custos finais das soluções construtivas

No que toca aos custos globais, com a redução de custo do betão a solução economicamente mais vantajosa passa a ser a solução tradicional. Esta solução apresenta um preço de 212255 € enquanto que a solução mista apresenta um custo de 225468 €, o que se traduz numa redução de 13213 €. Comparando os gráficos das figuras 6.3 e 6.6 verifica-se que a solução tradicional passa a apresentar um custo inferior de 5947 € que perfaz um total de 212255 €. A solução mista viu o seu custo final aumentado em 14825€ em relação ao inicial, passando a ter um custo final de 225468€.

7

CONCLUSÃO

7.1 CONCLUSÕES

A realização do presente trabalho teve como objetivo o estudo de duas soluções construtivas de uma laje de cobertura executada a grande altura (19,0 m), com a determinação da solução economicamente mais vantajosa. Dentro das possíveis soluções para execução da laje de cobertura foram selecionadas para o estudo de comparação uma laje tradicional escorada e uma laje mista aço betão sem recurso a qualquer tipo de escoramento. Após a realização de uma pesquisa sobre o caso em estudo, procedeu-se ao dimensionamento de ambas as soluções e verificou-se que a solução mista apresenta um custo de 210643€ enquanto que a solução tradicional apresenta um custo de 218203€, o que faz da solução mista a solução mais económica, permitindo uma poupança de 7560€.

Avaliando todo o processo de pesquisa recolhido e exposto no capítulo 4, podemos concluir que a laje mista, além de ser mais económica, é um processo mais rápido de executar. Além disso, o perfil trapezoidal da chapa permite reduzir o volume de betão a usar, obtendo-se lajes mais leves, o que se traduz em menor peso do edifício.

A solução mista permite obter superfícies de trabalho mais seguras em relação às usadas durante a execução tradicional, o que aumenta consideravelmente a velocidade de construção que se traduz em ganhos de tempo e dinheiro.

Verifica-se ainda que o processo construtivo da laje tradicional é mais moroso, por implicar a realização de mais tarefas e recurso a maior número de trabalhadores.

A ausência da necessidade de se usarem cofragens na construção da laje mista constitui um fator determinante para a rapidez e economia em relação à laje tradicional.

É possível concluir que quando admitimos um prazo de execução igual para as duas soluções, a execução com lajes mistas necessitaria de menos mão-de-obra, uma vez que esta é de execução mais rápida (caso em que tenha o mesmo número de equipas, como no caso estudado).

Ao nível dos prazos quando comparados, verifica-se que a solução mista é mais rápida de executar (30 dias). A ausência de escoramento, cofragem e o uso de perfis metálicos auto-portantes são determinantes para que esta solução seja a mais eficaz ao nível da rapidez de execução. Este estudo remete para a necessidade de se estudar a implementação de processos de construção pré fabricados, dado aumentarem os níveis de produtividade. A utilização de elementos metálicos pré fabricados permite facilidade de aplicação, versatilidade ao nível das formas a adotar, rapidez de execução e diminuição de trabalhos em altura, que ao nível da segurança é uma mais valia. Fica assim provado que a execução de uma cobertura a grande altura com lajes mistas é mais barata e mais rápida.

Ao nível do estudo efetuado na variação de alturas, verifica-se que à medida que se baixa a altura de escoramento a laje tradicional fica cada vez mais competitiva. A partir da altura de 14,0 metros a solução tradicional passa a ser mais barata sendo por isso mais económica. A variação da altura do escoramento permitiu depreender que as estruturas mistas aço-betão são ideais para executar em grandes alturas tirando-se assim maior partido económico. Mantêm-se no entanto as conclusões obtidas relativamente a prazos: a solução metálica será sempre de mais rápida execução.

7.2 DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

No domínio da construção é sempre importante a continuação de estudos que permitam comparar as diversas soluções e determinar quais as melhores soluções quer a nível económico quer a nível de prazos. Refere-se assim algumas possibilidades de futuros desenvolvimentos:

- Explorar mais detalhadamente o mercado da construção em Portugal e verificar quais os métodos a que empresas recorrem para executar lajes a grande altura e tentar perceber se recorrem ao método mais económico;
- Comparar os processos de montagem, transporte, colocação e manutenção das soluções adotadas neste estudo e riscos que envolvem para os trabalhadores na execução destas lajes em grande altura;
- Efetuar o mesmo estudo mas com a comparação entre outros tipos de lajes, de forma a ver qual o mais económico;
- Dimensionar o edifício todo com estrutura metálica e verificar se o resultado obtido neste estudo se mantém.

BIBLIOGRAFIA

- [1] David R. Fritchen and Timothy C. Tredway;1998, Kansas State University Architectural Engineering, Journal of Architectural Engineering, Vol 4, No 1 March 1998.
- [2] Eurocódigo 0 (EC1) Norma Europeia NP EN 1990:2002.
- [3] Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes, Porto Editora, Porto, 2005 Eurocódigo.
- [4] Eurocódigo 2 (EC2) Norma Europeia EN 1992-1-1:2004.
- [5] Eurocódigo 4 (EC4) Norma Europeia EN 1994-1-1:2007.
- [6] 1 (EC1) Norma Europeia NP EN 1991-1-1: 2002.
- [7] Marchão, Carla; Appleton, Júlio. *Módulo 2 – Lajes de Betão Armado*. Instituto Superior Técnico, 2011.
- [8] Reis, Luís (2005). Apoio à disciplina de Procedimentos da Construção, ESTIG.
- [9] Brito, Jorge; Paulo, Pedro. “*Cofragens tradicionais*”, Folhas de Apoio à Cadeira de Tecnologia de Construção de Edifícios, IST, Lisboa, Outubro 2001.
- [10] Jorge de Brito e Pedro Paulo. “*Sistemas racionalizados de cofragem*”, Folhas de Apoio à Cadeira de Tecnologia de Construção de Edifícios”, IST, Lisboa, Novembro 2001.
- [11] Jorge de Brito e Pedro Paulo. “*Noções Gerais sobre Sistemas de Cofragens*”, Curso sobre Sistemas de Cofragens, FUNDEC / ICIST, Lisboa, Dezembro de 2000.
- [12] Simões, Rui. “*Manual de dimensionamento de estruturas metálicas*”. Universidade de Coimbra, 2007.
- [13] Calado, Luís; Santos, João. “*Estruturas mistas de aço e betão*”, Instituto Superior Técnico, 2009.
- [14] Dias, Pedro; Gomes, João; Serrado, Duarte; Peneda, Susana. “*Escoramentos e cofragens*”, Instituto Superior Técnico.
- [15] Fonseca, M. Santos. *Regras de medição na construção*. LNEC, Lisboa, 2005.
- [16] Faria, José Amorim. Apontamentos Académicos da Unidade Curricular Gestão e Segurança em Obra do MIEC, FEUP, 2013.
- [17] Barros, Helena; Figueiras, Joaquim. Tabelas e Ábacos de dimensionamento de Secções de Betão. Solicitadas à Flexão e a Esforços Axiais Segundo o Eurocódigo 2, FEUP edições, 2010.
- [18] Catálogo da PERI.
- [19] Figueiras, Joaquim; Faria Rui; Santos, José, “*Dimensionamento de lajes mistas executadas com chapas da marca colaborante*”, Julho de 2006.
- [20] Haironville Portugal, SA. “*Ficha de cofragens Haircol 59S*”.
- [21]
http://www.construlink.com/Homepage/2003_GuiaoTecnico/Ficheiros/dt_01_sistcofragens_2010_01_06.pdf (8) (28/11/2013)

- [22] Abreu, Rita; Martínez, Márcia; Dias, Pedro; Gomes, João; Serrado, Duarte; Peneda, Susana. “Estruturas betonadas *in situ*”, Instituto Superior Técnico.
- [23] <http://www.ufrgs.br/eso/content/?tag=laje> 12
- [24] http://www.locguel.com.br/_layouts/Produtoslocguel/BuscaProdutos.aspx?categoriaP=&Categoria=30&Produto=&txtBusca= (28/11/2013)
- [25] <http://orcamentos.eu/custos-de-estaleiro/> (02/01/2014)
- http://www.ordemengenheiros.pt/fotos/dossier_artigo/10122012pvilareal1_150540036550c9f9bf66c09.pdf (02/01/2014)
- [26] <http://www.jsj.pt/index.php?action=consultoriaContent&vControl=1&i=4> (02/12/2013)
- [27] <http://www.martinsferreira.pt/perfil4.php> (02/01/2014)
- [28] <http://orcamentos.eu/perfis-metalicos-hea/> (08/01/2014)
- [29] <http://www.civil.ist.utl.pt/~cristina/bape2/TABELAS/Areas&Pesos.pdf> (02/12/2013)
- [30] <http://orcamentos.eu/preco-malhasol/> (02/012/2013)
- [31] http://www.ofeliz.pt/arq/fich/O_FELIZ_Laje_Mista_-_H60.pdf (17/12/2013)
- [32] http://www.colaborante.pt/files/catalogo_colaborante.pdf (17/12/2013)
- [33] <http://www.peri.com/en/index.cfm> (02/012/2013)
- [34] <http://www.metalica.com.br/lajes-mistas> (17/012/2013)
- [35] http://www.constructalia.com/portugues_pt/products/pavimentos/laje_colaborante/haircol_59s (17/012/2013)
- [36] <http://www.futureng.pt/chapas-perfiladas-colaborantes> (18/12/2013)
- [37] http://ds.arcelormittal.com/repo/BSemedo/Fichas%20Tecnicas/Catalogo_Lajes_Mistas_Haircol59S.gif (18/012/2013)
- [38] <http://www.cbca-acobrasil.org.br/noticias-ultimas-ler.php?cod=5713> (27/12/2013)
- [39] <http://www.colaborante.pt/inovacao.php> (03/01/2014)
- [40] <http://www.comunidadeaconstrucao.com.br/sistemas-construtivos/3/cimbramento-sistemas/execucao/46/cimbramento-sistemas.html>
- [41] <http://metroform.com.br/blog/?p=107>
- [42] <http://antonioesonia.wordpress.com/tag/escada/>
- [43] <http://www.selidomus.pt/servicos/escoramento-met-lico>

Anexos

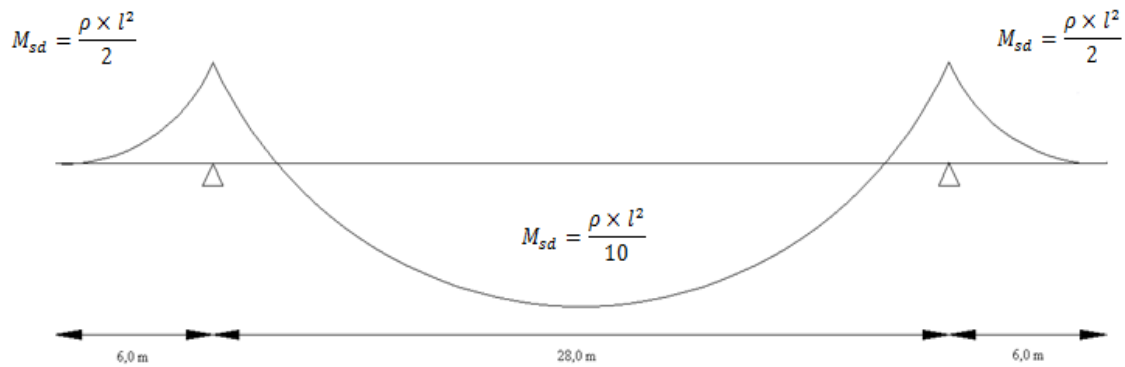
Anexo 1

Pré dimensionamento elementos estruturais.

Vigas

$$\rho_{sd} = [1,35 \times (6 + 5,30) + 1,50 \times 1,0] \times 6 = 100,56 \text{ KN/m}$$

Direção X:



$$l_x = 28,0 \text{ m}$$

$$M_{sd} = \frac{100,56 \times 28,0^2}{10} = 7884 \text{ KN.m}$$

$$d \cong \sqrt[3]{\frac{7884}{0,10 \times \frac{30 \times 10^3}{1,5}}}$$

$$d \cong 1,58$$

$$b = 0,40 \times d$$

$$b = 0,40 \times 1,58 = 0,632 \text{ m}$$

$$h = d + c$$

$$h = 1,58 + 0,04 = 1,62 \text{ m}$$

$$l_x = 6,0 \text{ m}$$

$$M_{sd} = \frac{100,56 \times 6,0^2}{2} = 1810,08 \text{ KN.m}$$

$$d \cong \sqrt[3]{\frac{1810,08}{0,10 \times \frac{30 \times 10^3}{1,5}}}$$

$$d \cong 0,967$$

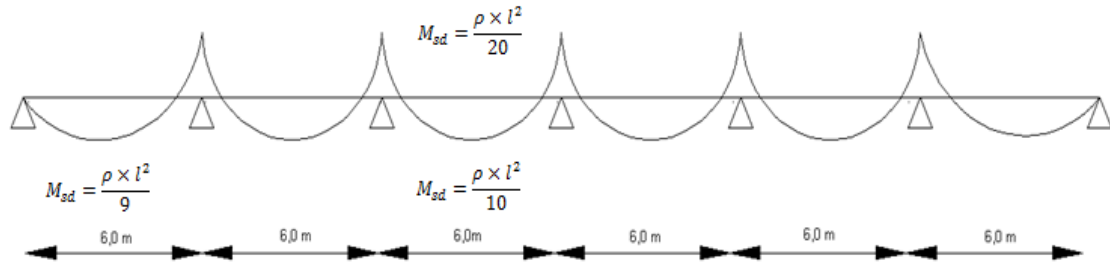
$$b = 0,40 \times d$$

$$b = 0,40 \times 0,967 = 0,387 \text{ m}$$

$$h = d + c$$

$$h = 0,967 + 0,04 = 1,007 \text{ m}$$

Direção Y:



$$l_y = 6,0 \text{ m}$$

$$M_{sd} = \frac{100,56 \times 6,0^2}{9} = 402,24 \text{ KN.m}$$

$$d \cong \sqrt[3]{\frac{402,24}{0,10 \times \frac{30 \times 10^3}{1,5}}}$$

$$d \cong 0,586$$

$$b = 0,40 \times d$$

$$b = 0,40 \times 0,586 = 0,234 \text{ m}$$

$$h = d + c$$

$$h = 0,586 + 0,04 = 0,626 \text{ m}$$

$$M_{sd} = \frac{100,56 \times 6,0^2}{10} = 361,98 \text{ KN.m}$$

$$d \cong \sqrt[3]{\frac{361,98}{0,10 \times \frac{30 \times 10^3}{1,5}}}$$

$$d \cong 0,566$$

$$b = 0,40 \times d$$

$$b = 0,40 \times 0,566 = 0,226 \text{ m}$$

$$h = d + c$$

$$h = 0,566 + 0,04 = 0,606 \text{ m}$$

$$M_{sd} = \frac{100,56 \times 6,0^2}{20} = 181 \text{ KN.m}$$

$$d \cong \sqrt[3]{\frac{181}{0,10 \times \frac{30 \times 10^3}{1,5}}}$$

$$d \cong 0,449$$

$$b = 0,40 \times d$$

$$b = 0,40 \times 0,449 = 0,180 \text{ m}$$

$$h = d + c$$

$$h = 0,449 + 0,04 = 0,489 \text{ m}$$

Pilares

$$N_{Rd} = f_{cd} \times A_c \times f_{cd}^* \times A_s$$

$$A_s \cong 0,01 \times A_s$$

Quadro A1.1

Pilar	Área de influência	Nrd Cobertura (KN)	Ac (m2)	Lado pilar (m)
1	60	1105,83	0,05	0,21
2	60	1105,83	0,05	0,21
3	120	2211,66	0,09	0,30
4	120	2211,66	0,09	0,30
5	120	2211,66	0,09	0,30
6	120	2211,66	0,09	0,30
7	120	2211,66	0,09	0,30
8	120	2211,66	0,09	0,30
9	120	2211,66	0,09	0,30
10	120	2211,66	0,09	0,30
11	120	2211,66	0,09	0,30
12	120	2211,66	0,09	0,30
13	60	1105,83	0,05	0,21
14	60	1105,83	0,05	0,21

Dimensionamento das armaduras das lajes de cobertura.

Armadura longitudinal –

Armadura inferior

$$M_x = 35 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 57 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{sd}}{b \times d \times f_{cd}}$$

$$\omega = \frac{A_s \times f_{yd}}{b \times d \times f_{cd}}$$

$$\mu = \frac{35}{1,0 \times 0,22^2 \times \frac{30 \times 10^3}{1,5}} = 0,036$$

$$\omega = 0,038$$

$$0,038 = \frac{A_s \times \frac{500 \times 10^3}{1,15}}{1,0 \times 0,22 \times \frac{30 \times 10^3}{1,5}}$$

$$A_s = 3,85 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\mu = \frac{57}{1,0 \times 0,22^2 \times \frac{30 \times 10^3}{1,5}} = 0,059$$

$$\omega = 0,061$$

$$0,061 = \frac{A_s \times \frac{500 \times 10^3}{1,15}}{1,0 \times 0,22 \times \frac{30 \times 10^3}{1,5}}$$

$$A_s = 6,17 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Armadura superior

$$M_x = 30 \text{ KN.m}$$

$$M_{med,y} = 66,5 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{30}{1,0 \times 0,22^2 \times \frac{30 \times 10^3}{1,5}} = 0,031$$

$$\omega = 0,032$$

$$0,032 = \frac{A_s \times \frac{500 \times 10^3}{1,15}}{1,0 \times 0,22 \times \frac{30 \times 10^3}{1,5}}$$

$$A_s = 3,24 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\mu = \frac{66,5}{1,0 \times 0,22^2 \times \frac{30 \times 10^3}{1,5}} = 0,069$$

$$\omega = 0,072$$

$$0,072 = \frac{A_s \times \frac{500 \times 10^3}{1,15}}{1,0 \times 0,22 \times \frac{30 \times 10^3}{1,5}}$$

$$A_s = 6,98 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Consola

$$M = 51,57 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{51,57}{1,0 \times 0,22^2 \times \frac{30 \times 10^3}{1,5}} = 0,053$$

$$\omega = 0,057$$

$$0,057 = \frac{A_s \times \frac{500 \times 10^3}{1,15}}{1,0 \times 0,22 \times \frac{30 \times 10^3}{1,5}}$$

$$A_s = 5,77 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Dimensionamento das vigas de cobertura

Armadura longitudinal

Viga (0,40×2,20)m²

$$M^- = 4146 \text{ KN.m}$$

$$M^+ = 8148 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{4146}{0,40 \times 1,98^2 \times \frac{30 \times 10^3}{1,5}} = 0,132$$

$$\omega = 0,145$$

$$0,145 = \frac{A_s \times \frac{500 \times 10^3}{1,15}}{0,40 \times 1,98 \times \frac{30 \times 10^3}{1,5}}$$

$$A_s = 52,83 \text{ cm}^2$$

$$\mu = \frac{8148}{0,40 \times 1,98^2 \times \frac{30 \times 10^3}{1,5}} = 0,260$$

$$\omega = 0,309$$

$$0,309 = \frac{A_s \times \frac{500 \times 10^3}{1,15}}{0,40 \times 1,98 \times \frac{30 \times 10^3}{1,5}}$$

$$A_s = 112,6 \text{ cm}^2/m$$

Viga (0,40×0,60)m²

$$M^- = 157 \text{ KN.m}$$

$$M^+ = 139 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{157}{0,40 \times 0,54^2 \times \frac{30 \times 10^3}{1,5}} = 0,067$$

$$\omega = 0,069$$

$$0,069 = \frac{A_s \times \frac{500 \times 10^3}{1,15}}{0,40 \times 0,54 \times \frac{30 \times 10^3}{1,5}}$$

$$A_s = 6,86 \text{ cm}^2$$

$$\mu = \frac{139}{0,40 \times 1,98^2 \times \frac{30 \times 10^3}{1,5}} = 0,060$$

$$\omega = 0,062$$

$$0,062 = \frac{A_s \times \frac{500 \times 10^3}{1,15}}{0,40 \times 1,98 \times \frac{30 \times 10^3}{1,5}}$$

$$A_s = 6,16 \text{ cm}^2/m$$

Quadro A 1.2

Área de secção de varões (cm ²)	
Ø	1
6	0,28
8	0,50
10	0,79
12	1,13
16	2,01
20	3,14
25	4,91
32	8,04

Anexo 2

Momentos Robot vigas metálicas

Dimensionamento Vigas metálicas

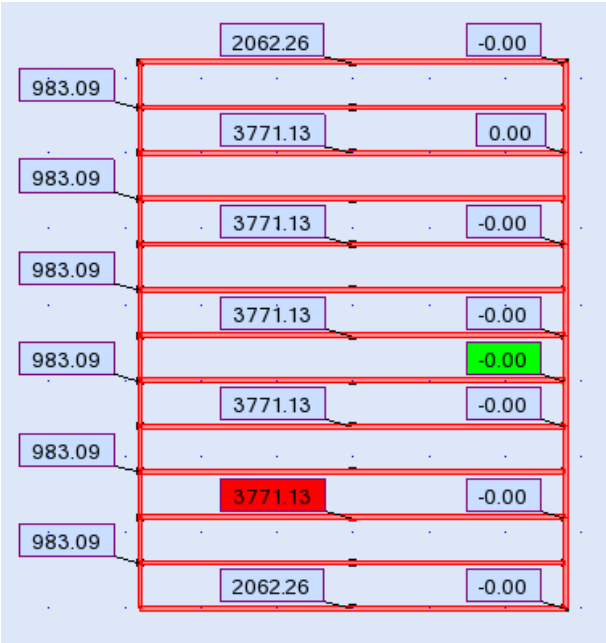


Figura 2.1 – Msd perfil metálico HEA 1000

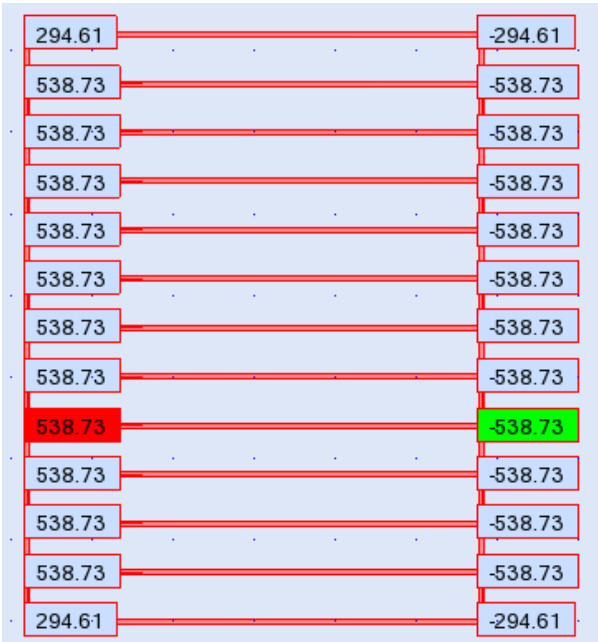


Figura 2.2 – Vsd perfil metálico HEA 1000

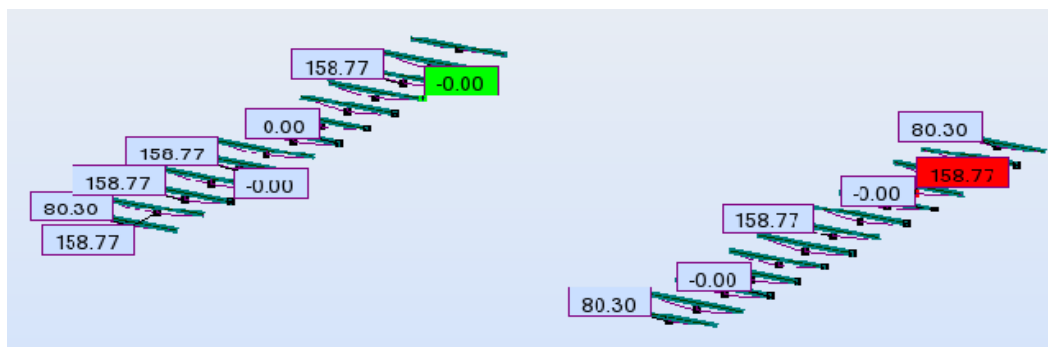


Figura 2.3 – Msd perfil metálico IPE 240

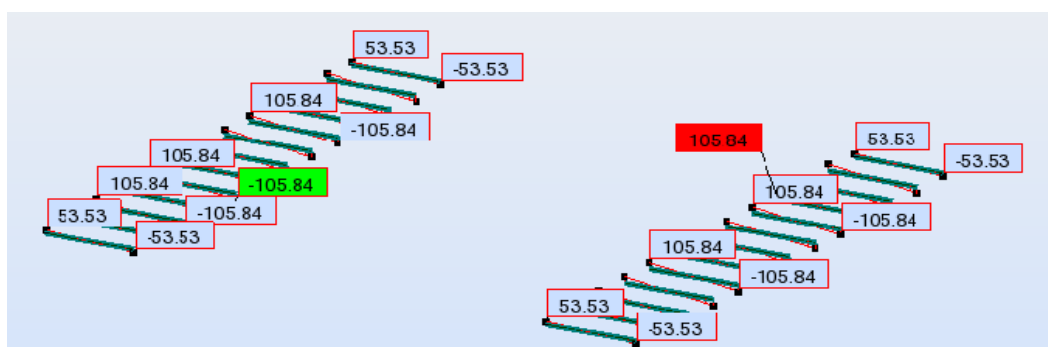


Figura 2.4 – Vsd perfil metálico IPE 240

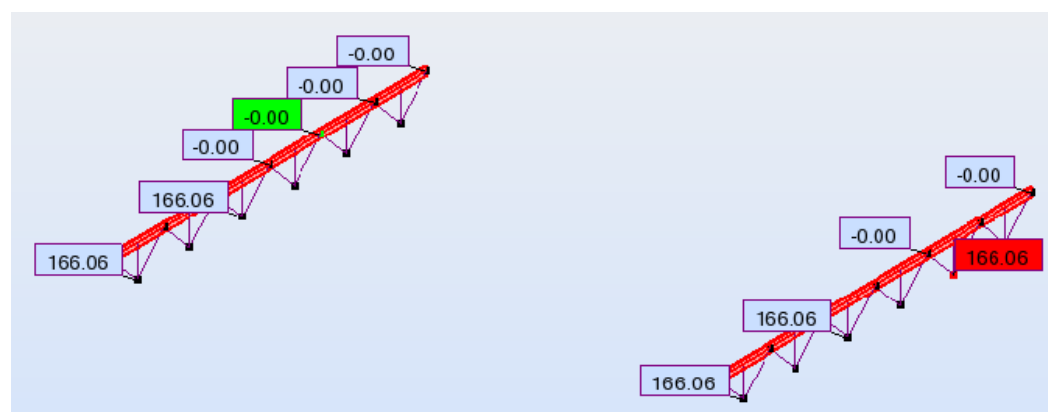


Figura 2.5 – Msd perfil metálico IPE 600

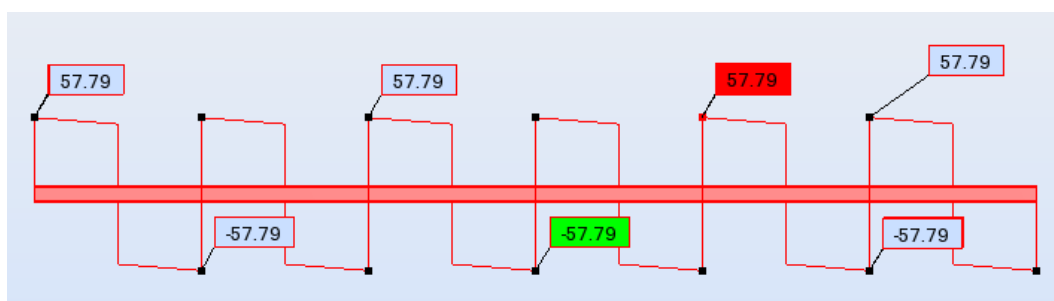


Figura 2.5 – Vsd perfil metálico IPE 600

Cálculo de viga HEA 1000

1. Dados gerais

Vão da viga	$L =$	28,00	m
Espaçamento entre vigas	$b =$	3,00	m
Metade do espaçamento entre vigas	$b_1 =$	1,50	m
Espessura da camada de betão	$h_c =$	61	mm
Altura das nervuras da chapa (só em lajes mistas)	$h_p =$	59	mm
Espessura total da laje	$h_t =$	120	mm

Perfil Metálico	HE 1000 A	Altura do perfil metálico	$h_a =$	990	mm
		Largura do banzo do perfil	$b_f =$	300	mm
		Área da secção do perfil	$A_a =$	346,85	cm ²
		Espessura do banzo	$t_f =$	31,0	mm
		Espessura da alma	$t_w =$	16,5	mm
		Momento de inércia do perfil	$I =$	553800,0	cm ⁴
		Módulo de flexão plástico	$W_{pl} =$	12820	cm ³
		Raio de ligação da alma ao banzo	$r =$	30,0	mm

Materiais:

Perfil	Aço	Fe	430	$\gamma_a =$	1,10	$f_{syd} =$	275	MPa
Laje	Betão	B	35	$\gamma_c =$	1,50	$f_{ck} =$	30	MPa
Armaduras	Aço	A	500	$\gamma_s =$	1,15	$f_{sk} =$	500	MPa

Módulo de elasticidade do betão	$E_{cm} =$	33,0	GPa	$E'_c = E_{cm}/k$
Módulo de elasticidade do aço	$E_a =$	200,0	GPa	$k =$ 2
Coeficiente de homogeneização aço/betão	$n =$	20,80		(k depende da fluência)

A preencher no caso de existirem momentos negativos sobre o apoio:

Armadura longitudinal de tracção sobre o apoio	$A_s =$	2,51	cm ²
Distância do eixo da armadura à face superior do perfil	$h_s =$	25	mm

2. Largura efectiva da laje de betão

Momentos positivos (assinalar com $\underline{x}$ a situação em estudo)

$\underline{x}$	Viga simplesmente apoiada	L_0	28,00 m
	Vão extremo		
	Vão intermédio		

Momentos negativos (assinalar com $\underline{x}$ a situação em estudo)

$\underline{x}$	Apoio intermédio	$L_{\text{vão anexo}} =$	7,00 m
	Apoio de consola:	$L_{\text{consola}} =$	

Comprimento da viga entre pontos de momento nulo	$L_0 =$	28,00	m
Largura de laje colaborante com o perfil metálico	$b_{e1} =$	1,50	m

$$b_{e2} = 1,50 \text{ m}$$

$$b_{eff} = 3,00$$

3. Características gerais de esforços na secção

Momento flector máximo de cálculo
 Momento antes do funcionamento misto (conexão não-dúctil)
 Momento elástico resistente da secção (conexão não-dúctil)
 Momento plástico resistente do perfil metálico
 Momento plástico resistente desprezando a contribuição da alma
 Momento plástico positivo resistente da secção
 Momento plástico negativo resistente da secção

$$M_{Sd} = 3748,50 \text{ kNm}$$

$$M_{a,Sd} = 0,00 \text{ kNm}$$

$$M_{el,Rd} = 3236,10 \text{ kNm}$$

$$M_{apl,Rd} = 3205,00 \text{ kNm}$$

$$M_{f,Rd}^- = 861,68 \text{ kNm}$$

$$M_{pl,Rd}^+ = 4436,81 \text{ kNm}$$

$$M_{pl,Rd}^- = 3261,03 \text{ kNm}$$

Força plástica máxima mobilizada pelo aço
 Força plástica máxima mobilizada pelo betão
 Força de compressão na laje de betão (conexão parcial dúctil)
 Força de compressão na laje para o $M_{el,Rd}$ (conexão não-dúctil)
 Força resistente plástica das armaduras (momentos negativos)
 Esforço transverso máximo de cálculo
 Esforço transverso plástico resistente da secção
 Área de corte
 Eixo neutro plástico cotado à fibra superior da camada de betão
 Eixo neutro plástico cotado à fibra inferior do perfil metálico
 Eixo neutro elástico cotado ao eixo da camada de betão
 Momento de inércia da secção homogeneizada em aço

$$F_{af} = 8671,25 \text{ kN}$$

$$F_{cf} = 3111,00 \text{ kN}$$

$$F_c = 1372,63 \text{ kN}$$

$$F_{el} = 1672,19 \text{ kN}$$

$$F_s = 109,13 \text{ kN}$$

$$V_{Sd} = 538,73 \text{ kN}$$

$$V_{pl,Rd} = 2663,97 \text{ kN}$$

$$A_v = 184,6 \text{ cm}^2$$

$$x^+ = 237,9 \text{ mm}$$

$$x^- = 508,2 \text{ mm}$$

$$x_n = 466,2 \text{ mm}$$

$$I' = 793833,6 \text{ cm}^4$$

4. Momento flector positivo

O eixo neutro situa-se na alma do perfil.

- a) Eixo neutro na laje de betão (rotura pelo aço):
 b) Eixo neutro no banzo superior do perfil:
 c) Eixo neutro na alma do perfil:

$$x = - \text{ mm}$$

$$M_{pl,Rd} = - \text{ kNm}$$

$$x = - \text{ mm}$$

$$M_{pl,Rd} = - \text{ kNm}$$

$$z_w = 377,1 \text{ mm}$$

$$M_{pl,Rd} = 4436,8 \text{ kNm}$$

5. Momento flector negativo

O eixo neutro situa-se na alma do perfil.

- a) Eixo neutro no banzo superior do perfil
 b) Eixo neutro na alma do perfil

$$z_f = - \text{ mm}$$

$$M_{pl,Rd} = - \text{ kNm}$$

$$z_w = 13,2 \text{ mm}$$

$$M_{pl,Rd} = 3261,03 \text{ kNm}$$

6. Interação flexão-corte

Desde que não exista enfunamento da alma do perfil, o fenómeno de interação pode ser ignorado.

7. Conexão

A. Conectores tipo perno (em lajes maciças ou mistas):

Altura total do conector	$h =$	100	mm
Diâmetro da espiga do conector	$d =$	16	mm
Resistência última à tracção do aço do perno	$f_u =$	430	MPa
Coeficiente parcial de segurança relativo à conexão	$\gamma_v =$	1,25	
	$\alpha =$	1	
Resistência do conector relativa à resistência do betão	$P_{Rd} =$	59,09	kN
Resistência ao corte do conector	$P_{Rd} =$	55,33	kN

Conectores dúcteis se cumprirem o grau de conexão mínimo.

Factor correctivo para os conectores tipo perno: (só em lajes mistas nervuradas)	Altura das nervuras da chapa	$h_p =$	59 mm
	Largura média da nervura	$b_0 =$	84 mm
	Nº de conectores por nervura	$N_r =$	1

Assinalar com x a situação em estudo (se laje mista):

☒	Nervuras longitudinais ($k_l \times P_{Rd}$)	$k_l = 0,59$
☒	Nervuras transversais ($k_t \times P_{Rd}$)	$k_t = 0,49$

Resistência de cálculo de um conector $P_{Rd} = 55,33$ kN

B. Conectores:

Conector HVB80	$P_{Rd} =$	23 kN
Conector HVB105	$P_{Rd} =$	31 kN

P_{Rd} a considerar no cálculo da conexão = 32,85 kN

8. Resistência da conexão ao corte longitudinal

A. Conexão completa (assinalar com x a situação em estudo):

☒	Entre a secção de momento positivo máximo e um apoio articulado
☐	Entre a secção de momento positivo máximo e um apoio com momento negativo

Corte longitudinal $V_l = 3111,00$ kN

9. Número de conectores

Esforço de corte longitudinal considerado	$V_l =$	3111,00 kN
Conexão completa	$N_r =$	94,7 (nº de conectores)

Para conexão parcial assinalar com x a situação em estudo (só aceita o primeira x assinalado):

☒	Secção de aço com banzos iguais
☐	Secção de aço em que o banzo inferior tenha área não superior ao triplo da área do banzo superior
☐	Conectores tipo perno com cabeça em que: a laje é do tipo misto as nervuras da chapa são perpendiculares ao perfil

$$b_0/h_p > 2 \text{ e } h_p < 60\text{mm}$$

o perfil metálico é **I** ou **H** com banzos iguais

1 conector/nervura com $h > 75\text{mm}$ e $d = 19$ ou 20 mm

Número de conectores por fiada

Comprimento crítico (entre o apoio e o $M_{\max}$)

$$L_{\text{cr}} = \begin{array}{|c|} \hline 1 \\ \hline 6,00 \\ \hline \end{array} \text{m}$$

Número mínimo de conectores dispostos no comprimento crítico

Número de conectores dispostos no comprimento crítico

Espaçamento entre fiadas de conectores

$$N = \begin{array}{|c|} \hline 94,7 \\ \hline 95 \\ \hline 0,06 \\ \hline \end{array}$$

Cálculo de vigas mistas**Obra:** Experiência**1. Dados gerais**

Vão da viga	$L =$ 6,00 m
Espaçamento entre vigas	$b =$ 6,00 m
Metade do espaçamento entre vigas	$b_1 =$ 3,00 m
Distância ao bordo da laje (só em vigas de bordo)	$b_2 =$
Espessura da camada de betão	$h_c =$ 61 mm
Altura das nervuras da chapa (só em lajes mistas)	$h_p =$ 59 mm
Espessura total da laje	$h_t =$ 120 mm

Perfil Metálico	IPE 240	Altura do perfil metálico	$h_a =$ 240 mm
		Largura do banzo do perfil	$b_f =$ 120 mm
		Área da secção do perfil	$A_a =$ 39,12 cm ²
		Espessura do banzo	$t_f =$ 9,8 mm
		Espessura da alma	$t_w =$ 6,2 mm
		Momento de inércia do perfil	$I =$ 3891,6 cm ⁴
		Módulo de flexão plástico	$W_{pl} =$ 367 cm ³
		Raio de ligação da alma ao banzo	$r =$ 15,0 mm

Materiais:

Perfil	Aço	Fe	430	$\gamma_a =$ 1,10	$f_{syd} =$ 275 MPa
Laje	Betão	B	35	$\gamma_c =$ 1,50	$f_{ck} =$ 30 MPa
Armaduras	Aço	A	500	$\gamma_s =$ 1,15	$f_{sk} =$ 500 MPa

Módulo de elasticidade do betão	$E_{cm} =$ 33,0 GPa	$E'_c = E_{cm}/k$
Módulo de elasticidade do aço	$E_a =$ 200,0 GPa	$k =$ 2
Coeficiente de homogeneização aço/betão	$n =$ 20,80	(k depende da fluência)

A preencher no caso de existirem momentos negativos sobre o apoio:

Armadura longitudinal de tracção sobre o apoio	$A_s =$ 2,51 cm ²
Distância do eixo da armadura à face superior do perfil	$h_s =$ 25 mm

2. Largura efectiva da laje de betãoMomentos positivos (assinalar com x a situação em estudo)

☒	Viga simplesmente apoiada	$L_0 =$ 6,00 m
☐	Vão extremo	
☐	Vão intermédio	
☐	Vão anexo a consola:	$L_{consola} =$

Momentos negativos (assinalar com x a situação em estudo)

☒	Apoio intermédio	$L_{vão anexo} =$ 1,50 m
☐	Apoio de consola:	$L_{consola} =$

Comprimento da viga entre pontos de momento nulo	$L_0 =$ 6,00 m
Largura de laje colaborante com o perfil metálico	$b_{e1} =$ 0,75 m

$$b_{e2} = 0,75 \text{ m}$$

$$b_{eff} = 1,50 \text{ m}$$

3. Características gerais de esforços na secção

Momento flector máximo de cálculo	$M_{Sd} = 158,77 \text{ kNm}$
Momento antes do funcionamento misto (conexão não-dúctil)	$M_{a,Sd} = 0,00 \text{ kNm}$
Momento elástico resistente da secção (conexão não-dúctil)	$M_{el,Rd} = 142,02 \text{ kNm}$
Momento plástico resistente do perfil metálico	$M_{apl,Rd} = 91,66 \text{ kNm}$
Momento plástico resistente desprezando a contribuição da alma	$M_{f,Rd} = 36,16 \text{ kNm}$
Momento plástico positivo resistente da secção	$M_{pl,Rd}^+ = 230,03 \text{ kNm}$
Momento plástico negativo resistente da secção	$M_{pl,Rd}^- = 105,57 \text{ kNm}$
Força plástica máxima mobilizada pelo aço	$F_{af} = 978,00 \text{ kN}$
Força plástica máxima mobilizada pelo betão	$F_{cf} = 1555,50 \text{ kN}$
Força de compressão na laje de betão (conexão parcial dúctil)	$F_c = 474,32 \text{ kN}$
Força de compressão na laje para o $M_{el,Rd}$ (conexão não-dúctil)	$F_{el} = 469,70 \text{ kN}$
Força de compressão no aço (se o eixo neutro no banzo do perfil)	$F_{a1} = -$
Força resistente plástica das armaduras (momentos negativos)	$F_s = 109,13 \text{ kN}$
Esforço transversal máximo de cálculo	$V_{Sd} = 105,84 \text{ kN}$
Esforço transversal plástico resistente da secção	$V_{pl,Rd} = 276,37 \text{ kN}$
Área de corte	$A_v = 19,1 \text{ cm}^2$
Eixo neutro plástico cotado à fibra superior da camada de betão	$x^+ = 9,6 \text{ mm}$
Eixo neutro plástico cotado à fibra inferior do perfil metálico	$x^- = 155,2 \text{ mm}$
Eixo neutro elástico cotado ao eixo da camada de betão	$x_n = 98,6 \text{ mm}$
Momento de inércia da secção homogeneizada em aço	$I' = 13116,0 \text{ cm}^4$

4. Momento flector positivo

O eixo neutro situa-se na laje de betão.

a) Eixo neutro na laje de betão (rotura pelo aço):	$x = 9,6 \text{ mm}$
	$M_{pl,Rd} = 230,0 \text{ kNm}$
b) Eixo neutro no banzo superior do perfil:	$x = - \text{ mm}$
	$M_{pl,Rd} = - \text{ kNm}$
c) Eixo neutro na alma do perfil:	$z_w = - \text{ mm}$
	$M_{pl,Rd} = - \text{ kNm}$

5. Momento flector negativo

O eixo neutro situa-se na alma do perfil.

a) Eixo neutro no banzo superior do perfil	$z_f = - \text{ mm}$
	$M_{pl,Rd} = - \text{ kNm}$
b) Eixo neutro na alma do perfil	$z_w = 35,2 \text{ mm}$
	$M_{pl,Rd} = 105,57 \text{ kNm}$

6. Interação flexão-corte

Desde que não exista enfunamento da alma do perfil, o fenómeno de interação pode ser ignorado.

7. Conexão

A. Conectores tipo perno (em lajes maciças ou mistas):

Altura total do conector	$h =$	100	mm
Diâmetro da espiga do conector	$d =$	16	mm
Resistência última à tracção do aço do perno	$f_u =$	430	MPa
Coeficiente parcial de segurança relativo à conexão	$\gamma_v =$	1,25	
	$\alpha =$	1	

Resistência do conector relativa à resistência do betão	$P_{Rd} =$	59,09	kN
Resistência ao corte do conector	$P_{Rd} =$	55,33	kN

Conectores dúcteis se cumprirem o grau de conexão mínimo.

Factor correctivo para os conectores tipo perno: (só em lajes mistas nervuradas)	Altura das nervuras da chapa	$h_p =$	59	mm
	Largura média da nervura	$b_0 =$	84	mm
	Nº de conectores por nervura	$N_r =$	1	

Assinalar com x a situação em estudo (se laje mista):

☒	Nervuras longitudinais ($k_l \times P_{Rd}$)	$k_l =$	0,59
☒	Nervuras transversais ($k_t \times P_{Rd}$)	$k_t =$	0,49

Resistência de cálculo de um conector	$P_{Rd} =$	55,33	kN
---------------------------------------	------------	------------------------------------	----

B. Conectores HILTI:

Conector HVB80	$P_{Rd} =$	23	kN
Conector HVB105	$P_{Rd} =$	31	kN
dimensões = 24 x 50 x 105 mm ³			

P_{Rd} a considerar no cálculo da conexão = kN

8. Resistência da conexão ao corte longitudinal

A. Conexão completa (assinalar com x a situação em estudo):

☒	Entre a secção de momento positivo máximo e um apoio articulado
☐	Entre a secção de momento positivo máximo e um apoio com momento negativo

Corte longitudinal $V_l =$ kN

B. Conexão parcial com conectores dúcteis (assinalar com x a situação em estudo):

☐	Entre a secção de momento positivo máximo e um apoio articulado
☐	Entre a secção de momento positivo máximo e um apoio com momento negativo

Corte longitudinal $V_l =$ kN

C. Conexão parcial com conectores não-dúcteis (assinalar com x a situação em estudo):

- ☐ Entre a secção de momento positivo máximo e um apoio articulado
☐ Entre a secção de momento positivo máximo e um apoio com momento negativo

Corte longitudinal

$$V_l = \boxed{-} \text{ kN}$$

9. Número de conectores

Esforço de corte longitudinal considerado

$$V_l = 978,00 \text{ kN}$$

Conexão completa

$$N_f = 29,8 \quad (\text{n}^\circ \text{ de conectores})$$

Para conexão parcial assinalar com x a situação em estudo (só aceita o primeira x assinalado):

- ☒ Secção de aço com banzos iguais
☐ Secção de aço em que o banzo inferior tenha área não superior ao triplo da área do banzo superior
☐ Conectores tipo perno com cabeça em que: a laje é do tipo misto
 as nervuras da chapa são perpendiculares ao perfil
 $b_o/h_p > 2$ e $h_p < 60\text{mm}$
 o perfil metálico é **I** ou **H** com banzos iguais
 1 conector/nervura com $h > 75\text{mm}$ e $d = 19$ ou 20 mm

Número de conectores por fiada

$$\boxed{1}$$

Comprimento crítico (entre o apoio e o $M_{\max}$)

$$L_{cr} = \boxed{6,00} \text{ m}$$

Número mínimo de conectores dispostos no comprimento crítico

$$N = 12,8 \quad \text{O.K.}$$

Número de conectores dispostos no comprimento crítico

$$\boxed{30}$$

Espaçamento entre fiadas de conectores

$$\boxed{0,21} \text{ m}$$

10. Verificação dos estados limites de utilização

Geralmente cumpre os valores limites da flecha se relação vão/altura total estiver entre:

Vigas simplesmente apoiada principais	15-18
Vigas simplesmente apoiada secundárias	18-20
Vigas contínuas principais	18-22
Vigas contínuas secundárias	22-25

$$\text{Relação vão/altura total} \quad 16,7$$

Cálculo de viga IPE 600

1. Dados gerais

Vão da viga	$L =$	6,00	m
Espaçamento entre vigas	$b =$	3,00	m
Metade do espaçamento entre vigas	$b_1 =$	1,50	m
Espessura da camada de betão	$h_c =$	61	mm
Altura das nervuras da chapa (só em lajes mistas)	$h_p =$	59	mm
Espessura total da laje	$h_t =$	120	mm

Perfil Metálico	IPE 600	Altura do perfil metálico	$h_a =$	600	mm
		Largura do banzo do perfil	$b_f =$	220	mm
		Área da secção do perfil	$A_a =$	155,98	cm ²
		Espessura do banzo	$t_f =$	19,0	mm
		Espessura da alma	$t_w =$	12,0	mm
		Momento de inércia do perfil	$I =$	92080,0	cm ⁴
		Módulo de flexão plástico	$W_{pl} =$	3512	cm ³
		Raio de ligação da alma ao banzo	$r =$	24,0	mm

Materiais:

Perfil	Aço	Fe	430	$\gamma_a =$	1,10	$f_{syd} =$	275	MPa
Laje	Betão	B	35	$\gamma_c =$	1,50	$f_{ck} =$	30	MPa
Armaduras	Aço	A	500	$\gamma_s =$	1,15	$f_{sk} =$	500	MPa

Módulo de elasticidade do betão	$E_{cm} =$	33,0	GPa	$E'_c = E_{cm}/k$
Módulo de elasticidade do aço	$E_a =$	200,0	GPa	$k =$ 2
Coeficiente de homogeneização aço/betão	$n =$	20,80	(k depende da fluência)	

A preencher no caso de existirem momentos negativos sobre o apoio:

Armadura longitudinal de tracção sobre o apoio	$A_s =$	2,51	cm ²
Distância do eixo da armadura à face superior do perfil	$h_s =$	25	mm

2. Largura efectiva da laje de betão

Momentos positivos (assinalar com x a situação em estudo)

x	Viga simplesmente apoiada	L_0	6,00	m
--------------------------------	---------------------------	-------	-----------------------------------	---

Momentos negativos (assinalar com x a situação em estudo)

x	Apoio intermédio
--------------------------------	------------------

Comprimento da viga entre pontos de momento nulo	$L_0 =$	6,00	m
Largura de laje colaborante com o perfil metálico	$b_{e1} =$	0,75	m

$$b_{e2} = 0,75 \text{ m}$$

$$b_{eff} = 1,50 \text{ m}$$

3. Características gerais de esforços na secção

Momento flector máximo de cálculo
 Momento antes do funcionamento misto (conexão não-dúctil)
 Momento elástico resistente da secção (conexão não-dúctil)
 Momento plástico resistente do perfil metálico
 Momento plástico resistente desprezando a contribuição da alma
 Momento plástico positivo resistente da secção
 Momento plástico negativo resistente da secção

M_{Sd}	=	158,77	
$M_{a,Sd}$	=	0,00	kNm
$M_{el,Rd}$	=	935,18	kNm
$M_{apl,Rd}$	=	878,10	kNm
$M_{f,Rd}^-$	=	231,86	kNm
$M_{pl,Rd}^+$	=	1282,34	kNm
$M_{pl,Rd}^-$	=	912,57	kNm

Força plástica máxima mobilizada pelo aço
 Força plástica máxima mobilizada pelo betão
 Força de compressão na laje de betão (conexão parcial dúctil)
 Força de compressão na laje para o $M_{el,Rd}$ (conexão não-dúctil)
 Força resistente plástica das armaduras (momentos negativos)

F_{af}	=	3899,50	kN
F_{cf}	=	1555,50	kN
F_c	=	-2767,98	kN
F_{el}	=	866,32	kN
F_s	=	109,13	kN

Esforço transversal máximo de cálculo
 Esforço transversal plástico resistente da secção

V_{Sd}	=	105,84	kN
$V_{pl,Rd}$	=	1209,26	kN

Área de corte
 Eixo neutro plástico cotado à fibra superior da camada de betão
 Eixo neutro plástico cotado à fibra inferior do perfil metálico
 Eixo neutro elástico cotado ao eixo da camada de betão
 Momento de inércia da secção homogeneizada em aço

A_v	=	83,8	cm ²
x^+	=	160,8	mm
x^-	=	318,2	mm
x_n	=	303,8	mm
I'	=	144273,0	cm ⁴

4. Momento flector positivo

O eixo neutro situa-se na alma do perfil.

a) Eixo neutro na laje de betão (rotura pelo aço):

x	=	-	mm
$M_{pl,Rd}$	=	-	kNm

b) Eixo neutro no banzo superior do perfil:

x	=	-	mm
$M_{pl,Rd}$	=	-	kNm

c) Eixo neutro na alma do perfil:

z_w	=	259,3	mm
$M_{pl,Rd}$	=	1282,3	kNm

5. Momento flector negativo

O eixo neutro situa-se na alma do perfil.

a) Eixo neutro no banzo superior do perfil

z_f	=	-	mm
$M_{pl,Rd}$	=	-	kNm

b) Eixo neutro na alma do perfil

z_w	=	18,2	mm
$M_{pl,Rd}$	=	912,57	kNm

6. Interacção flexão-corte

Desde que não exista enfunamento da alma do perfil, o fenómeno de interacção pode ser ignorado.

7. Conexão

A. Conectores tipo perno (em lajes maciças ou mistas):

Altura total do conector	$h =$	100	mm
Diâmetro da espiga do conector	$d =$	16	mm
Resistência última à tracção do aço do perno	$f_u =$	430	MPa
Coefficiente parcial de segurança relativo à conexão	$\gamma_v =$	1,25	
	$\alpha =$	1	

Resistência do conector relativa à resistência do betão	$P_{Rd} =$	59,09	kN
Resistência ao corte do conector	$P_{Rd} =$	55,33	kN

Conectores dúcteis se cumprirem o grau de conexão mínimo.

Factor correctivo para os conectores tipo perno: (só em lajes mistas nervuradas)	Altura das nervuras da chapa	$h_p =$	59
	Largura média da nervura	$b_0 =$	84
	Nº de conectores por nervura	$N_r =$	1

Assinalar com x a situação em estudo (se laje mista):

☒	Nervuras longitudinais ($k_l \times P_{Rd}$)	$k_l = 0,59$
☒	Nervuras transversais ($k_t \times P_{Rd}$)	$k_t = 0,49$

Resistência de cálculo de um conector	$P_{Rd} =$	55,33	kN
---------------------------------------	------------	------------------------------------	----

B. Conectores:

Conector HVB80	$P_{Rd} = 23$ kN
Conector HVB105	$P_{Rd} = 31$ kN

P_{Rd} a considerar no cálculo da conexão = kN

8. Resistência da conexão ao corte longitudinal

A. Conexão completa (assinalar com x a situação em estudo):

☒	Entre a secção de momento positivo máximo e um apoio articulado
☐	Entre a secção de momento positivo máximo e um apoio com momento negativo

Corte longitudinal $V_l =$ kN

9. Número de conectores

Esforço de corte longitudinal considerado
Conexão completa

$V_l = 1555,50 \text{ kN}$
 $N_f = 47,4$ (nº de conectores)

Para conexão parcial assinalar com x a situação em estudo (só aceita o primeira x assinalado):

x	Secção de aço com banzos iguais
	Secção de aço em que o banzo inferior tenha área não superior ao triplo da área do banzo superior
	Conectores tipo perno com cabeça em que: a laje é do tipo misto as nervuras da chapa são perpendiculares ao perfil $b_0/h_p > 2$ e $h_p < 60\text{mm}$ o perfil metálico é I ou H com banzos iguais 1 conector/nervura com $h > 75\text{mm}$ e $d = 19$ ou 20 mm

Número de conectores por fiada
Comprimento crítico (entre o apoio e o $M_{\max}$)

$L_{cr} = \begin{array}{|c|} \hline 1 \\ \hline 6,00 \\ \hline \end{array} \text{m}$

Número mínimo de conectores dispostos no comprimento crítico
Número de conectores dispostos no comprimento crítico
Espaçamento entre fiadas de conectores

$N = 20,4$
 $\begin{array}{|c|} \hline 48 \\ \hline 0,13 \\ \hline \end{array} \text{m}$

Anexo 3

Medições das quantidades de aço e betão da solução tradicional

Quadro 3.1 – Medições betão e cofragem

Designação	U.N.	P.S.	Dimensões			Quantidades		
Betão								
C30/37								
Vigas	m ³							
(0,40 × 2,20)m	m ³	7	0,40	2,20	40	246,40		
(0,40 × 0,60)m	m ³	12	0,40	0,60	6	17,28		
(0,40 × 0,60)m	m ³						263,68	
Laje	m ³							
0,24 m	m ³	6	28	6	0,24	241,92		
		12	6	6	0,24	103,68		
							345,60	
								609,28
Cofragem								
(madeira)								
Vigas	m ²							
(0,40 × 2,20)m	m ²	14	1,96	40	-	1097,60		
	m ²	14	0,40	1,96	-	10,98		
	m ²	7	0,40	38	-	106,40		
							1214,98	
(0,40 × 0,60)m	m ²	24	0,36	6	-	51,84		
	m ²	24	0,40	0,36	-	3,46		
	m ²	12	0,40	5	-	24		
							79,30	
							1294,28	
Laje								
0,24 m	m ²	6	6	28	-	1008		

	m ²	12	6	6	-	432		
							1440	
								2734,28

Quadro 3.2 – Medições da Armadura da Cobertura

Designação	Nº partes iguais	Nº de varões	Comprimento de cada varão (m)	Peso (Kg/m.l.)						
				Φ8	Φ10	Φ12	Φ16	Φ20	Φ25	Φ32
				0,395	0,617	0,888	1,578	2,466	3,853	6,31
Armadura na laje										
A500NR										
Laje										
0,24 m										
Armadura longitudinal										
Armadura Superior										
Segundo x	6	21	3,5			391,6				
	6	95	2,20			1113,6				
	6	21	40,4			4520,3				
Segundo y	6	95	6,4			3239,4				
Armadura inferior										
Segundo x	6	25	40,4			5381,3				
Segundo y	6	230	6,4			7842,8				
Armadura nas vigas										
A500NR										
Viga (0,40×2,20) m										
Armadura longitudinal										
Vigas (0,40x2,20)m										
Armadura de compressão	7	5	24							5300,4
	7	4	40						4315,3	

Armadura de tracção	7	10	29							12809,3
	7	5	44							9717,4
Armadura transversal										
	7	380	5,2	5463,6						
Vigas (0,40x0,60)m										
Armadura longitudinal										
Armadura de compressão	12	6	6,4			409,2				
Armadura de tracção	12	4	6,4				484,8			
Armadura transversal										
	12	50	2	474						
Total (kg)				5937		22598,2	484,8		4315,3	26827,1

Anexo 4

Prazos de execução das lajes

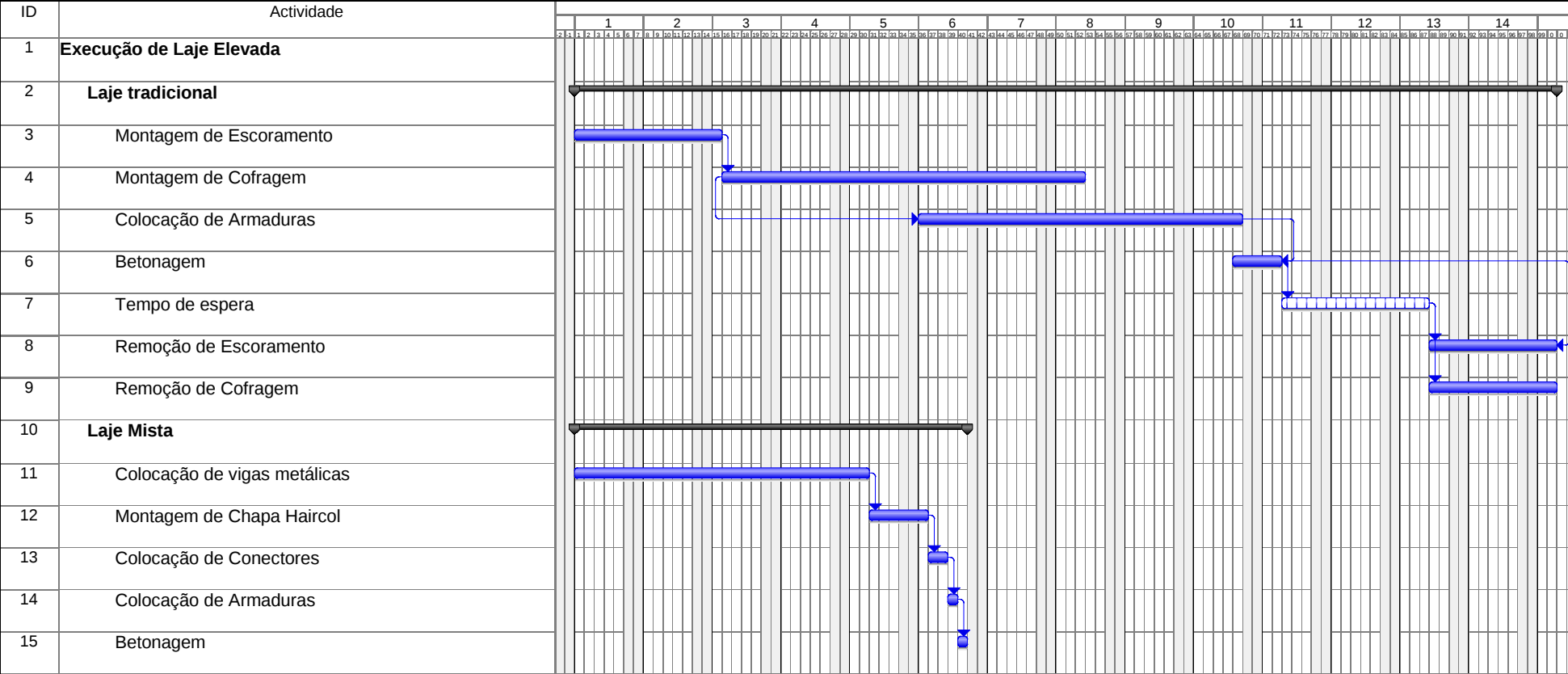
PRAZO DE EXECUÇÃO DE LAJE DE COBERTURA DE AUDITÓRIO

Plano de Trabalhos

ID	Actividade	Duração (dias)	Dia de Início	Dia de Fim	Antecessoras	Recursos
1	Execução de Laje Elevada					
2	Laje tradicional	72 d	1	100		
3	Montagem de Escoramento	11 d	1	15		8 carp. + 8 Serv.
4	Montagem de Cofragem	27 d	16	52	3	8 carp. + 8 Serv.
5	Colocação de Armaduras	25 d	36	68	4SS+14 d	8 ferrag.
6	Betonagem	3 d	68	72	5FF+2 d	4 Ciment.
7	Tempo de espera	15 ed	72	87	6	
8	Remoção de Escoramento	9 d	88	100	7;6FF+20 d	5 carp. + 5 Serv.
9	Remoção de Cofragem	9 d	88	100	7	3 carp. + 3 Serv.
10	Laje Mista	30 d	1	40		
11	Colocação de vigas metálicas	22 d	1	30		8 serr. + 8 Serv.
12	Montagem de Chapa Haircol	4 d	31	36	11	8 serr. + 8 Serv.
13	Colocação de Conectores	2 d	37	38	12	8 serr. + 8 Serv.
14	Colocação de Armaduras	1 d	39	39	13	8 ferrag.
15	Betonagem	1 d	40	40	14	4 Ciment.

PRAZO DE EXECUÇÃO DE LAJE DE COBERTURA DE AUDITÓRIO

Plano de Trabalhos



Anexo 5

Cálculo de resistência ao fogo da laje mista

O cálculo de resistência ao fogo para lajes mistas desprotegidas, de acordo com os critérios de isolamento térmico "I" e de resistência mecânica "R", estão calculados em seguida de acordo com o EC4 parte 1.2, sub capítulo 4.3.2.

Resistência ao fogo de acordo com o critério "I".

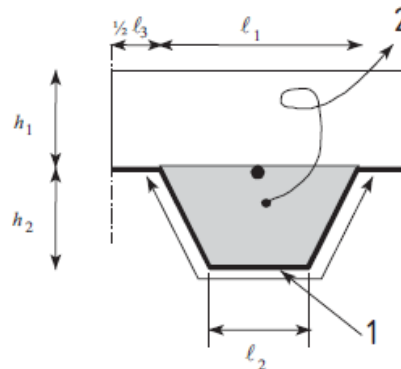


Fig. A5.1

Espessura efetiva de uma laje mista.

A espessura eficaz é dada pela fórmula (D.15a) do EC4:

$$h_{eff} = h_1 + 0,5 \times h_2 \times \left(\frac{L_1 + L_2}{L_1 + L_3} \right) \quad \text{para } \frac{h_2}{h_1} \leq 1,5 \text{ e } h_1 > 40 \text{ mm}$$

$$L_1 = 121 \text{ mm}$$

$$L_2 = 58 \text{ mm}$$

$$L_3 = 58 \text{ mm}$$

$$h_1 = 61 \text{ mm}$$

$$h_2 = 59 \text{ mm}$$

1- Superfície exposta: L_r

2- Área: A

$$h_{eff} = 61 + 0,5 \times 59 \times \left(\frac{121 + 58}{121 + 58} \right) = 90,5 \text{ mm} \rightarrow \text{tabela A4.1} \rightarrow R60$$

Após o cálculo da espessura efetiva da laje mista podemos recorrer à tabela A4.1 que está presente no EC4 parte 1.2 anexo D que relaciona a resistência ao fogo, o isolamento térmico e a espessura mínima efetiva da laje.

Tabela A5.1- Espessura mínima eficaz em função da resistência ao fogo padrão

Resistência ao fogo padrão	Espessura mínima eficaz
R 30	60-h ₃
R 60	80-h ₃
R 90	100-h ₃
R 120	120-h ₃
R 180	150-h ₃
R 240	175-h ₃

$$t_i = a_0 + a_1 \times h_1 + a_2 \times \emptyset + a_3 \times \frac{A}{L_r} + a_4 \times \frac{1}{l_3} + a_5 \times \frac{A}{L_r} \times \frac{1}{l_3}$$

Volume de betão na nervura por metro de nervura:

$$A = h_2(L_1 + L_2)/2$$

$$A = 59 \times \frac{121 + 58}{2} = 5280,50 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Área exposta da nervura por metro de nervura:

$$L_r = L_2 + 2 \times \sqrt{h_2^2 + \left(\frac{L_1 - L_2}{2}\right)^2}$$

$$L_r = 58 + 2 \times \sqrt{59^2 + \left(\frac{121 - 58}{2}\right)^2} = 191,76 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$\frac{A}{L_r} = \frac{5280,50}{191,76} = 27,536$$

A resistência ao fogo no que respeita ao critério isolamento térmico é determinada a partir da seguinte fórmula que está presente no EC4 anexo D:

$$t_i = a_0 + a_1 \times h_1 + a_2 \times \emptyset + a_3 \times \frac{A}{L_r} + \frac{a_4}{L_3} + a_5 \times \frac{A}{(L_r \times L_3)}$$

O fator $\emptyset$ da nervura superior pode ser determinado como se segue:

$$\emptyset = \frac{\sqrt{h_2^2 + \left(L_3 + \frac{L_1 - L_2}{2}\right)^2} - \sqrt{h_2^2 + \left(\frac{L_1 - L_2}{2}\right)^2}}{L_3}$$

$$\emptyset = \frac{\sqrt{59^2 + \left(58 + \frac{121 - 58}{2}\right)^2} - \sqrt{59^2 + \left(\frac{121 - 58}{2}\right)^2}}{58} = 0,695$$

Os coeficientes para determinação da resistência ao fogo em relação ao isolamento térmico estão descritos na tabela A4.2.

	a_0 [min]	a_1 [min/mm]	a_2 [min]	a_3 [min/mm]	a_4 [min mm]	a_5 [min]
Betão normal	-28,8	1,55	-12,6	0,33	-735	48,0

$$t_i = -28,8 + 1,55 \times 61 - 12,6 \times 0,695 + 0,33 \times 27,536 - 735 \times \frac{1}{58} + 48 \times 27,536 \times \frac{1}{58}$$

$$= 76,20 \text{ min}$$

A laje de acordo com o critério I de isolamento térmico possui uma resistência ao fogo de 76,20 minutos.

Resistência ao fogo de acordo com o critério “R”.

A tabela A4.3 apresenta os coeficientes para determinação das temperaturas da parte superior da chapa, da parte lateral da chapa e da parte inferior.

Tabela A5.3- Coeficientes para determinação da temperatura nas diferentes partes da chapa

Betão	Resistência ao fogo [min]	Parte da chapa de aço	b_0 [°C]	b_1 [°C]. mm	b_2 [°C]. mm	b_3 [°C]	b_4 [°C]
Betão normal	60	Parte inferior	951	-1197	-2,32	86,4	-- 150,7
		Parte lateral	661	-833	-2,96	537,7	-351,9
		Parte superior	340	-3269	-2,62	1148,4	-679,8

A temperatura da parte inferior, lateral e superior da chapa de aço é dada por:

$$\theta = b_0 + b_1 \times \frac{1}{L_3} + b_2 \times \frac{A}{L_r} + b_3 \times \phi + b_4 \times \phi^2$$

Parte inferior:

$$\theta_a = 951 - 1191 \times \frac{1}{58} - 2,32 \times 27,532 + 86,4 \times 0,695 - 150,7 \times 0,695^2$$

$$\theta_a = 853,74^\circ\text{C}$$

Parte lateral:

$$\theta_a = 661 - 833 \times \frac{1}{58} - 2,96 \times 27,532 + 537,7 \times 0,695 - 351,9 \times 0,695^2$$

$$\theta_a = 768,87^\circ\text{C}$$

Parte superior:

$$\theta_a = 340 - 3269 \times \frac{1}{58} - 2,62 \times 27,532 + 1148,4 \times 0,695 - 679,8 \times 0,695^2$$

$$\theta_a = 681,28^\circ\text{C}$$

Tabela A5.4- Fatores de redução k_θ para relações tensão deformação do aço estrutural para temperaturas elevadas

Temperatura do aço $\theta_a [^{\circ}C]$	$k_{E,\theta} = \frac{E_{a,\theta}}{E_a}$	$k_{p,\theta} = \frac{f_{ap,\theta}}{f_{ay}}$	$k_{y,\theta} = \frac{f_{ay,\theta}}{f_{ay}}$	$k_{u,\theta} = \frac{f_{au,\theta}}{f_{ay}}$
20	1,00	1,00	1,00	1,25
100	1,00	1,00	1,00	1,25
200	0,90	0,807	1,00	1,25
300	0,80	0,613	1,00	1,25
400	0,70	0,420	1,00	
500	0,60	0,360	0,78	
600	0,31	0,180	0,47	
700	0,13	0,075	0,23	
800	0,09	0,050	0,11	
900	0,0675	0,0375	0,06	
1000	0,0450	0,0250	0,04	
1100	0,0225	0,0125	0,02	
1200	0	0	0	

Fator de redução parte inferior $\rightarrow k_{y,\theta} = 0,084$

Fator de redução parte lateral $\rightarrow k_{y,\theta} = 0,147$

Fator de redução parte superior $\rightarrow k_{y,\theta} = 0,275$

A temperatura dos varões de reforço é calculada de acordo com a fórmula D.5 do anexo D do EC4 parte 1.2:

$$\theta_s = c_0 + \left(c_1 \times \frac{u_3}{h_2}\right) + (c_2 \times z) + \left(c_3 \times \frac{A}{L_r}\right) + (c_4 \times \alpha) + \left(c_5 \times \frac{1}{L_3}\right)$$

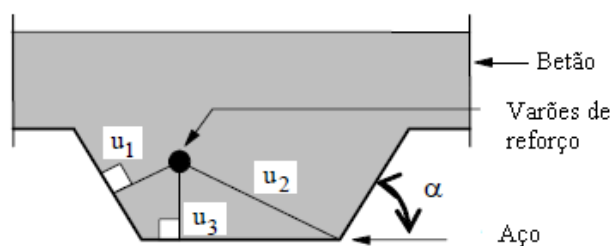


Fig. A5.2- Posição dos varões de reforço

Os valores correspondentes à posição dos varões de reforço são:

$$u_1 = 44,8 \text{ mm}$$

$$u_2 = 45,1 \text{ mm}$$

$$u_3 = 35,0 \text{ mm}$$

$$\alpha = 61,90^{\circ}$$

O factor z indica a posição do varão de reforço e é dado por:

$$\frac{1}{z} = \frac{1}{\sqrt{u_1}} + \frac{1}{\sqrt{u_2}} + \frac{1}{\sqrt{u_3}}$$

$$z = 2,141$$

Os valores referentes a c_i para betão leve encontram-se na tabela D.3 do EC4 parte 1.2 e são transcritos na tabela seguinte.

Tabela A5.5- Coeficientes para a determinação das temperaturas dos varões de reforço na nervura

Betão	Resistência ao fogo [min]	c_0 [°C]	c_1 [°C]	c_2 [°C].mm ^{0,5}	c_3 [°C].mm	c_4 [°C /°]	c_5 [°C].mm
Betão normal	60	1191	-250	-240	-5,01	1,04	-925
	90	1342	-256	-235	-5,30	1,39	-1267
	120	1387	-238	-227	-4,79	1,68	-1326

$$\theta_s = c_0 + \left(c_1 \times \frac{u_3}{h_2}\right) + (c_2 \times z) + \left(c_3 \times \frac{A}{L_r}\right) + (c_4 \times \alpha) + \left(c_5 \times \frac{1}{L_3}\right)$$

$$\theta_s = 1191 + \left(-250 \times \frac{35}{59}\right) + (-240 \times 2,141) + (-5,01 \times 27,536) + (1,04 \times 61,90) + (-925 \times \frac{1}{58})$$

$$\theta_s = 439,3 \rightarrow k_{y,\theta} = 0,91$$

O cálculo do momento resistente é efetuado de acordo com a fórmula 4.3 do EC4 parte 1.2.

$$M_{fi,t,Rd} = \sum_{i=1}^n A_i \times z_i \times k_{y,\theta,i} \times \left(\frac{f_{y,i}}{\gamma_{M,fi}}\right) + \alpha_{slab} \times \sum_{j=1}^m A_j \times z_j \times k_{c,\theta,j} \times \left(\frac{f_{c,j}}{\gamma_{M,fi,c}}\right)$$

Área de aço da nervura:

Parte inferior:

$$A_{p,l} = 58 \times 0,96 = 55,68 \text{ mm}^2$$

$$F_{p,l,\theta} = f_{yp,d} \times A_{p,l} \times k_{y,\theta}$$

$$F_{p,l,\theta,1} = 1,49 \text{ KN}$$

Parte lateral:

$$A_{p,l} = 2 \times \frac{75}{\sin 61,90 \times 0,96} = 123,46 \text{ mm}^2$$

$$F_{p,l,\theta,2} = 5,81 \text{ KN}$$

Parte superior:

$$A_{p,l} = 58 \times 0,96 = 55,68 \text{ mm}^2$$

$$F_{p,l,\theta,3} = 4,90 \text{ KN}$$

Tipo de aço da chapa: Q320 - $f_{yp,d} = 320 \text{ MPa}$

Varão de reforço:

$$\emptyset 8 \rightarrow A_s = 50,3 \text{ mm}^2$$

$$F_{p,l,\theta,4} = 22,89 \text{ KN}$$

Posição do eixo neutro:

$$z_{pl} \times 0,85 \times f_{cd} \times d = F_{p,l,\theta,1} + F_{p,l,\theta,2} + F_{p,l,\theta,3} + F_{p,l,\theta,4}$$

$$z_{pl} \times 0,85 \times 30 \cdot 10^{-3} \times 205 = 1,49 + 5,81 + 4,90 + 22,89$$

$$z_{pl} = 6,71 \text{ mm}$$

Valor da força de compressão da laje:

$$F_{c,\theta} = 0,85 \times z_{pl} \times d \times f_{cd}$$

$$F_{c,\theta} = 0,85 \times 6,71 \times 205 \times 30 \cdot 10^{-3} = 35,01 \text{ KN}$$

$$M_{fi,t,Rd} = (1,49 \times 120 + 5,81 \times 82,5 + 4,90 \times 61 + 22,89 \times 85) - (35,01 \times \frac{6,71}{2})$$

$$M_{fi,t,Rd} = 2,78 \text{ KNm/nerv.}$$

O momento máximo positivo considerando o vão simplesmente apoiado:

$$p_{sd} = (5,30 + 2,19) + 0,5 \times 1,0 = 7,99 \text{ KN/m}^2$$

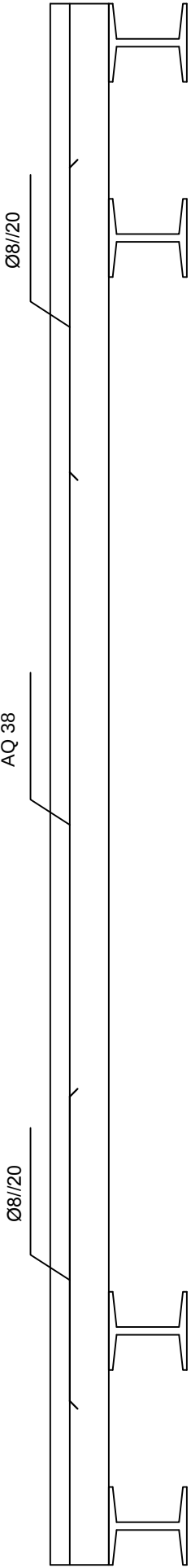
$$M_{fi,t,Ed} = 0,205 \times \frac{7,99^2}{8} = 1,64 \text{ KNm/nerv.}$$

$$M_{fi,t,Ed} < M_{fi,t,Rd}$$

Anexo 6

Desenhos armadura vigas e laje

Corte
transversal
laje mista



As Superior direção X

[illegible]

As Superior direção Y

	$\Phi 12//0,30$	$\Phi 12//0,30$
$\Phi 12//0,30$		$\Phi 12//0,30$
	$\Phi 12//0,30$	$\Phi 12//0,30$
$\Phi 12//0,30$		$\Phi 12//0,30$
	$\Phi 12//0,30$	$\Phi 12//0,30$
$\Phi 12//0,30$		$\Phi 12//0,30$
	$\Phi 12//0,30$	$\Phi 12//0,30$

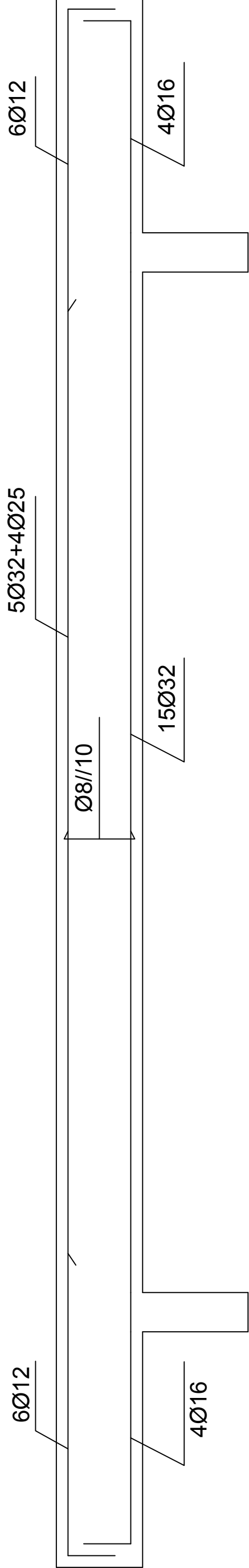
As Inferior direção Y

[illegible]

As Inferior direção X

[illegible]

Vigas



Corte

