

Alfredo Narciso Neves

**Estudo de Estabilidade Estrutural e Soluções de Recuperação de Edifício
- Estudo de Caso: Escritório da EDM em Mocuba**

Licenciatura em Engenharia de Construção Civil com Habilitações em Construção e
Manutenção de Edifícios

Universidade de Pedagógica de Maputo

Maputo, 2022

Alfredo Narciso Neves

**Estudo de Estabilidade Estrutural e Soluções de Recuperação de Edifício
- Estudo de Caso: Escritório da EDM em Mocuba**

Monografia Científica apresentada na Faculdade de Engenharias e Tecnologias, para a obtenção do grau académico de Licenciatura em Engenharia Civil com Habilitações em Construção e Manutenção de Edifícios.

Supervisor:

Engº Eneas Emanuel Arone

Universidade Pedagógica de Maputo

Maputo, 2022

ÍNDICE

Pg

LISTA DE SÍMBOLOS E ABREVIATURAS	v
Símbolos	v
Abreviaturas.....	vi
LISTA DE FIGURAS, GRÁFICOS E TABELAS.....	vii
Lista de Figuras.....	vii
Lista de Gráficos	vii
Lista de Tabelas	vii
DECLARAÇÃO	viii
AGRADECIMENTOS.....	ix
DEDICATÓRIA	x
RESUMO.....	xi
ABSTRACT.....	xii
CAPÍTULO I - CONTEXTO DO ESTUDO.....	13
1.1. Introdução.....	13
1.2. Delimitação do tema	14
1.3. Problematização ou problema	14
1.4. Hipóteses	15
1.5. Justificativa.....	15
1.6. Objectivos do trabalho	15
1.6.1. Objectivo Geral.....	16
1.6.2. Objectivos específicos.....	16
CAPÍTULO II – FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA.....	17
2.1. Definição de termos e Conceitos	17
2.2. Revisão da Literatura	18
2.3. Ligações em Estruturas Metálicas	19
CAPÍTULO III – METODOLOGIA DE PESQUISA	21
METODOLOGIA DE PESQUISA.....	21

3.1. Técnica de pesquisa	21
3.2. Área geográfica de estudo	23
3.3. População e amostra	24
3.4. Cálculo amostral	24
3.5. Instrumento e técnica usada para colheita de dados	25
3.6. Técnica de diagnóstico.....	26
3.7. Procedimentos usados para a análise e sistematização de dados.....	27
3.8. Aspectos éticos observados durante a pesquisa.....	28
CAPITULO IV - ANÁLISE DE DADOS, INTERPRETAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS.....	29
4.1. Análise de Dados	29
4.2. Estabelecimento dos Modelos de análise.....	30
4.3. Interpretação e Discussão dos Resultados.....	30
4.3.1. Cálculo de ensaio não destruído por esclerometria feito in situ.....	30
4.4. Escolha de método de reforço estrutural e tipo de perfil a aplicar	32
4.5. Recolha de dados do projecto executivo e levantamento no edifício de estudo. .	32
4.6. Avaliação de dados	32
4.7. Combinações de Acções	34
4.8. Verificação da flecha	35
4.9. Pré-dimensionamento.....	36
4.10. Pré-dimensionamento da espessura da laje.	36
4.11. Análise dos resultados obtidos	37
4.12. Cálculo de perfis metálicos para reforço estrutural	37
4.13. Ligações Soldadas.....	38
4.14. Condicionamentos das dimensões dos cordões.....	38
4.15. Ligações Aparafusadas.....	39
4.16. Capitel metálico	40

4.17. Dimensionamento dos pilares.....	41
4.18. Verificação da encurvadura.....	43
CAPÍTULO V - CONCLUSÕES E SUGESTÕES	45
5.1. Conclusões.....	45
5.2. Sugestões.....	46
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	47
APÊNDICES	49
ANEXOS	56

LISTA DE SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

Símbolos

- a – Aceleração da gravidade (m/s^2)
- AEd – Valor de cálculo para a acção sísmica
- Cd – valor limite do critério de utilização
- D - Diâmetro
- e - Espessura
- Ed – Valor de dimensionamento para o efeito de uma acção de cálculo;
- EI - Inercia
- Gk – Valor característico de uma acção permanente;
- KN– Kilonewton
- KNm – Kilonewton metro
- kPa- Kilopascal
- L – Comprimento
- m – Metro linear
- m^2 – Metro ao quadrado
- MPa – Mega pascal
- M – Momento
- Msd – Momento de cálculo
- N- Newton
- P– Peso (N)
- $Q_{k,i}$ – Valor característico de uma acção variável;
- Q_{k1} – Valor característico de uma acção variável base;
- Tsd – Esforço transversal
- γ_G – Coeficiente parcial para as acções permanentes;
- γ_Q – Coeficiente parcial para as acções variáveis;
- γ – Massa volúmica expressa em Kg/m^3
- γ_c – Coeficiente de segurança para o betão
- σ_r – Tensão de resistência
- σ_{adm} – Tensão admissível
- Rd - Representa a resistência do cálculo

v – Volume do provete (m^3)

W - Modulo de resistência

ψ - Valores dos coeficientes

τ_b - tensão de corte na ligação

“+” – Significa “a combinar com”;

Σ – Significa “o efeito combinado de”;

ψ_0 – Coeficiente de combinação para as acções variáveis;

ψ_1 – Coeficiente de combinação frequente para as acções variáveis;

ψ_2 – Coeficiente de combinação quase-permanente para as acções variáveis;

Abreviaturas

EC – Eurocódigo

EC0 – Eurocódigo 0

EC1 – Eurocódigo 1

EC2 – Eurocódigo 2

EC3 – Eurocódigo 3

EC8 – Eurocódigo 8

EDM - Electricidade de Moçambique

EN1 - Estrada Nacional número 1

EN - Norma Europeia

FRP - Fiber reinforced polymer (Compósitos reforçados com fibras)

LEM - Laboratório de Engenharia de Moçambique.

UPM - Universidade Pedagógica de Maputo

RSAEEP - Regulamento de segurança e Acções em Estruturas de Edifícios e Pontes

REAE - Especificação do Aço: Regulamento de Estruturas de aço para Edifícios

REBAP - Especificação de betão: Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas Edifícios e Pontes.

LISTA DE FIGURAS, GRÁFICOS E TABELAS

Lista de Figuras

Figura. 1: Assentamento no chumbador	20
Figura. 2: Lilar -plinto.....	20
Figura. 3: Ligação Pilar -Viga	20
Figura. 4: Localização geográfica do Distrito de Mocuba.....	23
Figura. 5: Vista Posterior	33
Figura. 6: Vista Frontal	33
Figura. 7: Vista laterar direito.....	33
Figura. 8: Vista em Perspetiva do Edifício.....	33
Figura. 9: Imagem interior do edifício	33
Figura. 10: Cordões de ângulo	39
Figura. 11: Comprimentos do cordão	39
Figura. 12: Reforço da laje, com uso de perfis horizontais.....	41
Figura. 13: nas Ligação de vigas que vencem a compressão lajes	41
Figura. 14: Reação máxima do pórtico	41
Figura. 15: Disposição de ligação viga pilar	42

Lista de Gráficos

Gráfico 1: : Parâmetro de Betão	Gráfico 2: Ábaco esclerómetro.....	30
---------------------------------	---	----

Lista de Tabelas

Tabela 1: Verificação de dados colhidos no relatório.....	31
Tabela 2: Valores dos coeficientes ψ	34
Tabela 3: Valores dos coeficientes parciais de segurança.....	35
Tabela 4: Tipo de laje e espessura h (m) tendo em conta o maior vão l(m)	36
Tabela 5: Valores de cálculo das tensões resistentes em ligações em todas vigas	37
Tabela 6: Valores de cálculo das tensões resistentes em ligações	38
Tabela 7: Características geométricas do perfil.....	42
Tabela 8: Valores de coeficiente de encurvadura, φ	43
Tabela 9: Valores de cálculo de tensões de verificação.....	43
Tabela 10: Armadura do plinto – pilar de arranque. Anexo ‘‘H’’	44
Tabela 11: Dimensões de sapatas.....	44

DECLARAÇÃO

Declaro que esta Monografia é resultado da minha investigação pessoal e das orientações do meu supervisor, o seu conteúdo é original e todas as fontes consultadas estão devidamente mencionadas no texto, nas notas e na bibliografia final.

Declaro ainda que este trabalho não foi apresentado em nenhuma outra instituição para a obtenção de qualquer grau académico.

Maputo, Agosto de 2022

(Alfredo Narciso Neves)

AGRADECIMENTOS

Esta Monografia representa o fruto de um longo percurso de vida académica e marca o fim de um ciclo importante da minha vida pessoal e académica, por isso não posso deixar de expressar a minha gratidão a todos que directa ou indirectamente prestou o seu apoio durante o processo da elaboração desta monografia.

Ao meu supervisor, Eng. Eneas Emanuel Eduardo Arone, agradeço pelo facto de ter acreditado em prestar apoio na elaboração desta monografia, pela disponibilidade que sempre demonstrou e que se mostrou necessário, sobretudo pela observação que ia emitindo para melhorar o meu trabalho.

À EDM, pela ajuda que me foi dada na recolha de dados, pelos trabalhadores para poder complementar os conhecimentos adquiridos durante a caminhada académica. À minha família, pelo amor e afecto, pela educação e exemplo, o carácter em mim moldado e ao apoio que me têm demonstrado na busca dos meus ideais. Aos, docentes da UPM em especial os do Curso de Engenharia de Construção Civil, pelos ensinamentos e conhecimentos transmitidos, pela experiência compartilhada e pelos conselhos transmitidos no processo de ensino e aprendizagem durante o processo de formação. Aos, colegas do curso, de turma (UP civil 2016) e amigos, pelo auxílio que me foi dado durante a jornada estudantil, pelo carinho, as convivências e os momentos compartilhados. Por fim, agradecimento em especial a direcção do curso, pelo esforço imensurável e dedicação para crescimento e reconhecimento do curso de Engenharia Civil na UPM.

DEDICATÓRIA

Dedico este trabalho aos meus pais, Narciso Neves e Meriamo Bié, e em especial a minha família, Alsená Mindo esposa e filhos, Cândido, Shelton, Deisy e Ashley, meus irmãos Paulo, Ermelinda e Arlete, e amigos no caso do Eng. Ribeiro Júlio, Edson Uamusse, Nelson Perlito, Dúlcio Macatane, Baptista Januário, Elvis Macamo, João Cuamba, Hélder Saute e a todos que fazem parte deste grande desafio académico.

Dedico em paralelo a todos que fizeram parte deste percurso académico na Universidade Pedagógica de Maputo.

RESUMO

Os Resultados de Baixa Resistência à Compressão de Betão são um dos principais factores para uma degradação gradual até à ruína de qualquer infraestrutura, factor que é avaliado como um desafio no ramo da construção civil. O presente trabalho tem como objetivo, fazer um estudo de causa de resultados de baixa resistência à compressão de betão, com destaque para os emitidos pelo ensaio não destrutivo nos escritórios da electricidade de Moçambique, no distrito de Mocuba, tendo em consideração as inspecções visuais nas estruturas do edifício com auxílio de máquina fotográfica, ensaios feitos in situ por aparelho esclerómetro, leitura de dissertações relacionadas com a matéria a fim de aprofundar mais a compreensão. É feita uma análise de projecto arquitectónico, estrutural e relatório para uma análise de betão e processo construtivo. Pretende-se também enunciar algumas das técnicas de reforço e reparação de estruturas de betão armado e conclui-se que o ensaio não destrutivo não pode ser considerado conclusivo, sendo que, a técnica de reforço necessário será de aplicação de reforço estrutural.

Palavras-chave: Resistência à compressão, Reforço estrutural, Ensaio não destrutivo

ABSTRACT

The Results of Low Compressive Strength of Concrete are one of the main factors for a gradual degradation to the ruin of any infrastructure, a factor that is evaluated as a challenge in the field of civil construction. The objective of this work is to carry out a cause study of the results of low compressive strength of concrete, with emphasis on those issued by non-destructive testing at the Mozambican electricity offices, in the district of Mocuba, taking into account the visual inspections in the building structures with the aid of a camera, tests carried out in situ by a sclerometer device, reading of dissertations related to the subject in order to further deepen understanding. An analysis of the architectural and structural project and a report for an analysis of the concrete and construction process is carried out. It is also intended to list some of the reinforcement and repair techniques for reinforced concrete structures and it is concluded that the non-destructive test cannot be considered conclusive, and the necessary reinforcement technique will be the application of structural reinforcement.

Keywords: Compressive strength, Structural reinforcement, Non-destructive testing.

CAPÍTULO I - CONTEXTO DO ESTUDO

1.1.Introdução

No ramo da engenharia civil, o profissional tem enfrentado grandes desafios devido a má construção, ou erro de concepção do projecto executivo, o que poderá abrir muitos temas de debates a busca de melhores técnicas e soluções de resolução, olhando para uma gigantesca evolução de conhecimento e edificações inteligentes. O presente caso de estudo aborda sobre a avaliação dos resultados de baixa resistência à compressão de betão emitidos pelo ensaio não destrutivo, localizado na vila de Mocuba, Avenida Eduardo Mondlane, e Estrada Nacional número um. O Edifício foi construído com fundação em sapatas isoladas e lajes fungiformes maciças em betão Armado. Com as acções definidas do projecto, procedeu-se às combinações de acções de acordo com o projecto estrutural.

O edifício é de dois pisos, com a fachada frontal virada para Avenida de Moçambique, com uma área de 519 m². Pela magnitude do imóvel, a Eletricidade de Moçambique, solicitou à instituição credível com um laboratório para uma avaliação de todos elementos estruturais do edifício de Mocuba e desta forma, o Laboratório de Engenharia de Moçambique, foi a Mocuba, onde avaliou e emitiu um relatório não favorável em relação à resistência mecânica de betão aplicado.

Os resultados do betão quanto à compressão, são apresentados no relatório número 31271, com uma variação de valores médios de resistência à compressão, de 10Mpa para lajes, 11.5Mpa nos pilares, 13.6Mpa nas vigas e 26Mpa nas sapatas, sendo que, o valor previsto de resistência à compressão pelo projectista é de 20Mpa. Este trabalho, apresenta-se estruturado em texto de cinco capítulos distintos, conforme o descrito a seguir:

No capítulo (1) expõe uma visão geral do trabalho, partindo da introdução, a delimitação do tema, a justificativa, até à apresentação dos objectivos;

O capítulo (2) apresenta a fundamentação teórica em que se elabora uma revisão em torno da literatura científica;

O capítulo (3) apresenta a elaboração metodológica do trabalho;

O capítulo (4) observa a análise de dados e discute os resultados obtidos; e

O capítulo (5) apresenta as principais conclusões do trabalho e apresenta sugestões

1.2. Delimitação do tema

Delimitar um estudo significa determinar a profundidade, abrangência, tipo de abordagem e extensão do assunto. Nos casos em que o tema é apresentado como problema ou indagação, pode-se, na introdução, levantar uma ou mais questões cuja resposta será explicitada no decorrer da exposição. Estabelecem-se limites em relação ao assunto, à extensão, ao prazo etc. Lakatos & Marconi (2007). A delimitação do tema está dividida em dois aspectos: Delimitação contextual que mostra o contexto a qual se enquadra o trabalho e delimitação espacial, onde decorre o trabalho em termos físicos.

A seguinte pesquisa operacionaliza-se no centro do país, na província de Zambézia, distrito de Mocuba edifício da EDM, na Avenida de Moçambique e Avenida Eduardo Mondlane. Tem como fundamento avaliar a estabilidade estrutural e buscar soluções para vencer a baixa compressão de betão, do edifício construído entre aos anos de 2011 à 2013. Com efeito, o tema de pesquisa é formulado nos seguintes termos: “**Estudo de Estabilidade Esreurural e Soluções e Recuperação de Edifício** – estudo de caso: Escritórios em Mocuba”. O trabalho será avaliado em duas etapas sendo, a primeira é, avaliação de dados colhidos pelo LEM e a segunda é, dimensionamento de capaz de vencer a baixa compressão.

1.3. Problematização ou problema

A Electricidade de Moçambique-EP, tem uma Infraestrutura com construção de raiz no distrito de Mocuba, e que não está autorizado para o uso público e privado, sendo que, o Laboratório de Engenharia de Moçambique (LEM), emitiu um parecer técnico de todos elementos estruturais, no que envolve a qualidade e estabilidade do edifício devido à baixa resistência à compressão de betão, tendo ditado como impedimento na sua ocupação.

Dessa forma, identifiquei um problema de baixa resistência à compressão de betão no edifício da EDM, e avaliei a possibilidade de trazer soluções com recurso à aplicação de reforço estrutural. Assim tenho o seguinte:

-Tecnicamente, será que os resultados de baixa resistência à compressão de betão emitidos pelo ensaio não destrutivo, podem ser considerados conclusivos de modo a recuperar edifício?

1.4.Hipóteses

São formuladas as hipóteses que vão dissipar algumas dúvidas e clarificar os objectivos de estudo a ser levado em consideração. Partindo da problematização efectuada, são propostas duas hipóteses para o problema que é colocado.

- H1: Todos resultados emitidos pelo ensaio não destrutivos, podem ser analisados e considerados conclusivos, desde que sejam acompanhados de outros método complementares;
- H2: Tecnicamente é possível reverter resultados da baixa resistência à compressão e torna-los conclusivos com o uso de reforço estrutural, de acordo com as vantagens e desvantagens de ensaio não destrutivo.

1.5.Justificativa

O presente tema proposto para o estudo, é de maior relevância, pois, apresenta um problema estrutural no edifício localizado no Distrito de Mocuba na Província de Zambézia, imóvel construído no ano de 2011 e após a sua conclusão nunca foi ocupado devido ao problema estrutural apresentado pelo laboratório de Engenharia de Moçambique (LEM), relativo a baixa resistência à compressão de betão nos seus elementos, e com este estudo, vai servir de um grande desafio na sua análise de estrutura, recorrendo a uma solução de aplicação de reforço estrutural.

Será possível ter respostas para poder continuar a efectuar estudos em vários imóveis com problemas similares, assim como recuperar vários edifícios de grande envergadura, com recurso ao reforço estrutural.

1.6.Objectivos do trabalho

A definição dos objectivos determina o que o pesquisador quer atingir com a realização do trabalho de pesquisa. Segundo LAKATOS & MARCONI (2007) “Os objectivos da pesquisa indicam o que

o autor pretende alcançar e, as metas a serem atingidas com a pesquisa”. Os objectivos de uma pesquisa são propostos como um indicador do que se tem como intenção da pesquisa.

1.6.1. Objectivo Geral

Analisar até que ponto é viável o uso de ensaio não destrutivo na avaliação de betão à compressão

1.6.2. Objectivos específicos

1. Analisar as causas da baixa compressão do betão que resultaram de ensaio não destrutivo para saber até que ponto é considerado conclusivo;
2. Determinar o tipo de método complementar a ser usado;
3. Realizar uma comparação entre ensaio destrutivo e não destrutivo relativo à compressão de betão;
4. Propor uma solução técnica capaz de vencer a baixa resistência á compressão com o uso de reforço estrutural, recorrendo ao método eficaz.

CAPÍTULO II – FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

2.1. Definição de termos e Conceitos

Resistência à Compressão - A resistência à compressão é uma propriedade do betão utilizada como parâmetro na qualidade, segurança e estabilidade estrutural das edificações

Ensaio não destrutivo - Denomina-se ensaio não destrutivo (END ou NDT em inglês nondestructive testing) a qualquer tipo de ensaio praticado a um material que não altere de forma e permanente suas propriedades físicas, químicas, mecânicas ou dimensionais. Os ensaios não destrutivos implicam um dano imperceptível ou nulo.

Reforço estrutural - Reforço estrutural é a alteração das características da estrutura existente buscando a recomposição da capacidade inicial de projecto e/ou adequá-la a novos parâmetros devido a mudança e/ou aumento das cargas actantes.

Lajes – são elementos planos bidimensionais, onde o comprimento e a largura são da mesma ordem de grandeza e muito maiores que a espessura. Também são chamadas de elementos de superfície ou placas.

Vigas – são elementos horizontais reesposáveis receber as cargas das lajes e descarregar as cargas para os pilares na estrutura.

Pilares – é uma estrutura vertical que sustenta as vigas e a laje, muitas vezes sujeitas a compressão.

Fundações – são elementos estruturais que tem função à transmissão de cargas presentes na estrutura, para o solo. Com isso as fundações devem suportar as cargas e tensões que são causadas pelos esforços solicitantes

2.2.Revisão da Literatura

Ensaio não destrutivo

A construção do edifício de Mocuba, foi executado com betão feito in situ por falta de central de betão, e a brita foi processada manualmente, o que significa que, não há pedreira neste distrito. Por este motivo foi convidado o Laboratório de Engenharia de Moçambique, para que apresentasse relatório relativo à qualidade de betão, o mesmo ocorreu ao ensaio não destrutivo, foi escolhido o método não destrutivo, com aplicação de um esclerómetro de reflexão, e neste estudo, que permite a análise da rigidez superficial, o qual, não danifica a superfície do betão, e permite a identificação de problemas em estágio inicial. É muito importante frisar que o ensaio com esclerómetro não dispensa qualquer outro método de verificação para determinação final da resistência à compressão do betão, sendo um método adicional ou ensaio complementar. por ser rápido na apresentação de resultados, é de menor custo e menos tempo de execução. Segundo (Amaral, 2013; Sampaio, 2010). O LEM fez avaliação por esclerometria, nos elementos tais como, sapata, pilar, viga e laje fungiforme, onde foram emitidos resultados que determinam baixa resistência à compressão. O Esclerómetro baseando-se no método do ressalto que consiste no lançamento de uma massa contra a superfície em estudo e a medição do seu retorno (Amaral, 2013; Gonçalves, 2010). Pelos resultados apresentados pelo LEM, não me senti confortável em assumir-lhos, porque ditaria em demolição total do edifício, assim, foi à Mocuba para refazer a verificação de resistência média do betão e os valores encontrados apresentam uma grande disparidade comparados com os de LEM.

Resistência à compressão

Resistência à compressão A resistência à compressão é a característica mecânica mais importante do betão, pois nas estruturas a função deste material é essencialmente resistir às tensões de compressão enquanto as armaduras têm a função de resistir às tensões de tracção. O betão do edifício ensaiado pelo LEM, apresenta dados muito baixos, e desta forma, fui medir a resistência mecânica e encontrei para sapatas, 28MPa, pilares, 22Mpa, vigas 21Mpa e laje 20Mpa, comparados com os dados de projectistas, os motivos de baixa resistência são seguintes: a perda de aderência do betão, a presença de humidade ou a existência de descontinuidades, que podem

afetar o valor do ressalto e conseqüentemente o valor do índice esclerométrico e em casos de degradação acentuada do betão pode conduzir a valores nulos do ressalto (Amaral, 2013; Sampaio, 2010).

A resistência à compressão deveria ter sido determinada em provetes submetidos a uma solicitação axial num ensaio de curta duração, isto é, com uma velocidade de carregamento elevada.

Reforço estrutural

O edifício em estudo, uma vez apresenta dados da resistência para média de betão, através do relatório do LEM, motivou para que fosse colocada a hipótese de reforçar a estrutura de modo a vencer a baixa resistência do betão. Trata-se de um tipo de obra de engenharia civil, realizada em situações em que a estrutura de uma edificação sofre com alguma deficiência, falha original ou quando existe a necessidade de aumentar a carga suportada. Nos vários tipos de técnica de reforço, foi escolhido o método Introdução de perfis metálicos, por este ter vantagens de vencer longos vãos, facilidades no assentamento dos elementos, mão de obra qualificada e reduzida, foi escolhida a aplicação de perfil IPE para todos seus elementos. Segundo Branco (2011) este tipo de reforço permite uma melhoria significativa da capacidade resistente, uma intervenção sem necessidade de interrupção do uso da estrutura, uma ausência de ruído excessivo ou de pó,

2.3.Ligações em Estruturas Metálicas

Define-se ligação metálica pela união entre duas ou mais peça. Normalmente o tipo de ligação a ser usado é elaborado levando em conta o tipo de montagem que será realizado, pois a dificuldade de ajuste “in loco” pode gerar atrasos e provocar acidentes durante o processo de ligação das partes. Existem duas maneiras principais de se tornar as ligações seguras, o uso de solda e o de parafusos, ou até mesmo as duas em conjunto.

Para dimensionar uma ligação metálica vários factores devem ser considerados. O comportamento destas ligações é complexo, pois, as ligações não apresentam um comportamento linear ou multilinear. (Silva, 2005) apresenta o comportamento de dois tipos de ligações viga-pilar, onde se pode observar como estas se comportam com o carregamento.

Ligações aparafusadas

As ligações aparafusadas são empregues em grande escala em uniões de partes de estruturas, nas montagens finais de campo, os parafusos substituíram as ligações rebitadas que foram usadas durante muito tempo na construção civil.

As ligações aparafusadas possuem, de maneira geral, as seguintes vantagens:

- ✓ Economia no consumo de energia.
- ✓ Rapidez na fabricação das peças.
- ✓ Rapidez nas ligações no campo.
- ✓ Necessidade de poucos montadores sem grandes qualificações.
- ✓ Melhor resposta às tensões de fadiga.

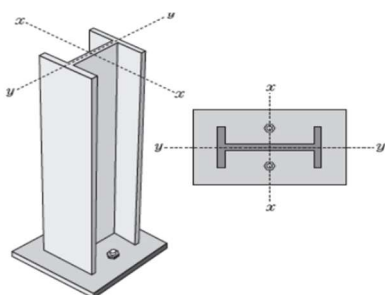


Figura. 2: Lilar -plinto

Fonte: Adaptado por Autor

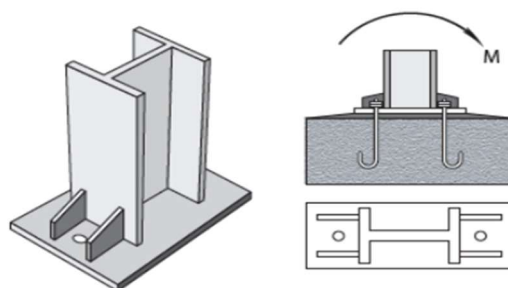


Figura. 1: Assentamento no chumbador

Fonte: Adaptado por Autor

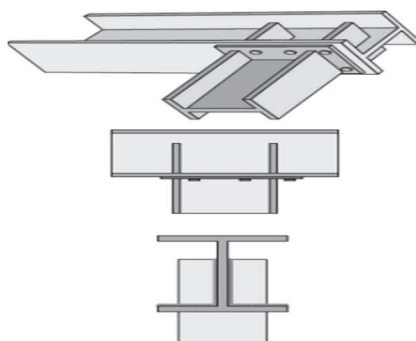


Figura. 3: Ligação Pilar -Viga

Fonte: Adaptado por Autor

CAPITULO III – METODOLOGIA DE PESQUISA

METODOLOGIA DE PESQUISA

3.1.Técnica de pesquisa

A metodologia científica é um conjunto de abordagens, técnicas e processos utilizados pela ciência para formular e resolver problemas de aquisição objectiva do conhecimento, de uma maneira sistemática (RODRIGUES, 2007)

A seguinte pesquisa é científica classificando-se da seguinte maneira:

- ✓ Quanto a área de ciência: É pratica
- ✓ Quanto a natureza: pesquisa aplicada
- ✓ Quanto aos procedimentos: bibliográfica, documental e exploratória
- ✓ Quanto à abordagem: quantitativa e qualitativa.
- ✓ Quanto aos objectivos: Exploratória.
- ✓ Quanto ao método: hipotético dedutivo.

Quanto a área de ciência: É pratica

Segundo Lakatos & Marconi (2007), as pesquisas práticas se propõem a intervir na realidade em que se investiga

Quanto a natureza: pesquisa aplicada

Prodanov & Freitas (2013), classificam a pesquisa quanto a natureza como sendo de caracter aplicada pois procura produzir conhecimentos para aplicação pratica dirigidos a solução de problemas específicos.

Quanto aos procedimentos: bibliográfica, documental e exploratória

A pesquisa usa o método monográfico ou estudo de caso. Tem como preocupação realizar um estudo aprofundado e exaustivo sobre determinado assunto buscando sua generalização (Lakatos & Marconi, 2007).

Quanto à abordagem: quantitativa e qualitativa

A pesquisa quanto à forma de abordagem é pesquisa quantitativa. Segundo Lakatos & Marconi (2007), a pesquisa quantitativa traduz em números as opiniões e informações, utilizando técnicas estatísticas para serem classificadas e analisadas.

O método de pesquisa utilizado sob o ponto de vista de abordagem é o misto, ou seja, pesquisa quantitativa e qualitativa. Segundo Lakatos e Marconi (2003), esse método é usado quando tanto os dados quantitativos e qualitativos são colectados e analisados para estudar um determinado caso ou fenómeno.

Quanto aos objectivos: Exploratória

A pesquisa quanto aos objectivos é do tipo exploratória. Segundo Prodanov & Freitas (2013), visa a proporcionar maior familiaridade com o problema, tornando-o explícito ou construindo hipóteses sobre ele. Este tipo de pesquisa faz o levantamento bibliográfico ou entrevistas e pode ser uma pesquisa bibliográfica ou estudo de caso, acrescenta (Rodrigues, 2007).

Quanto ao método: hipotético indutivo

O método de abordagem usado nesta pesquisa é o método indutivo. Para Prodanov & Freitas (2013), a pesquisa indutiva o argumento passa do particular para o geral, uma vez que as generalizações derivam de observações de casos da realidade concreta.

3.2. Área geográfica de estudo

Mocuba é um distrito situado no centro da província da Zambézia, em Moçambique, com sede na cidade de Mocuba. Tem limite, a norte com o distrito de Lugela, a noroeste com o distrito de Milange, a oeste com o distrito de Morrumbala, a sul com os distritos de Nicoadala e Namacurra, a leste com o distrito de Maganja da Costa e a nordeste com o distrito de Ile. Em 2007 Mocuba, com 300 628 residentes, era o terceiro distrito com mais população na Zambézia, só sendo ultrapassado pelos vizinhos Milange e Morrumbala.

População

O Censo de 2007 indicou uma população de 300 628 residentes. Com uma área de 8803 km², a densidade populacional rondava os 34,15 habitantes por km². Esta população representa um aumento de 40,0% em relação aos 214 748 habitantes registados no Censo de 1997.

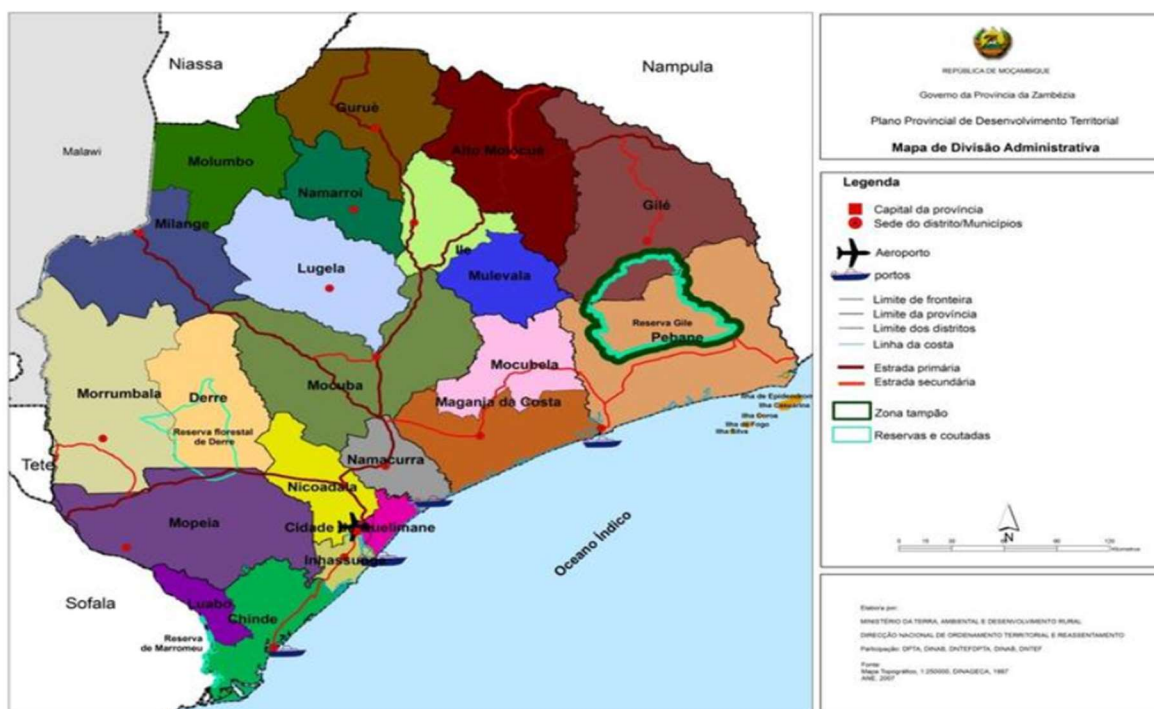


Figura. 4: Localização geográfica do Distrito de Mocuba

Fonte: MAE, 2005

3.3. População e amostra

A população ou universo é um conjunto que pode ser formado por moradias, edifícios, ou qualquer outro tipo de elemento. Sendo que, a população foi colectada na Província de Maputo, Província de Inhambane, Província de Nampula e Província de Zambêzia e estes por seu turno, amostra é um pedaço da população que se vai estudar. A amostra é tida como uma parcela conveniente seleccionada da população total da área em estudo (Lakatos & Marconi, 2005).

Para o estudo tornou-se como amostra o edifício da EDM que irá funcionar como escritórios em Mocuba, da amostra observada o edifício em análise, reúne todos requisitos aceitáveis para se torna um caso de estudo.

A presente pesquisa recorre à amostragem não probabilística, pois este é um tipo de amostragem em que existe uma dependência, pelo menos em parte, do julgamento do pesquisador de campo para a seleção dos elementos da população para compor a amostra.

Nesta pesquisa foi utilizada á amostragem não-probabilística intencional ou por julgamento onde os elementos selecionados são seguindo um critério de julgamento pessoal do pesquisador. De acordo com Malhotra (2001), a amostragem não-probabilística confia no julgamento pessoal do pesquisador e não na chance de selecionar os elementos amostrais. O pesquisador pode, arbitrária ou conscientemente, decidir quais serão os elementos a serem incluídos na amostra.

3.4. Cálculo amostral

Tamanho da amostra = $[z^2 * p(1-p)] / e^2$

- z = escore z.
- e = margem de erro.
- p = desvio padrão.

O escore Z. O escore Z, também chamado de "valor padronizado", é uma constante que é automaticamente definida de acordo com o nível de confiança. Ela indica o número de desvios padrão acima ou abaixo da média da população.

Para o Desvio de padrão, assumi 50%. A população de 15 edifícios e moradias

O intervalo ideal assumido de confiança de 99%, e o de desvio padrão de 50% e a margem de erro de 5%.

Para uma confiança de 99%, obtemos um escore z de 2,58.

Isso significa que:

$$N = 15.$$

$$z = 2.58.$$

$$e = 0.05.$$

$$p = 0.5.$$

$$\text{Tamanho da amostra} = [z^2 * p(1-p)] / e^2 / 1 + [z^2 * p(1-p)] / e^2 * N].$$

$$= [2.582 * 0.5(1-0.5)] / 0.052 / 1 + [2.582 * 0.5(1-0.5)] / 0.052 * 15].$$

$$= [6.6564 * 0.25] / 0.0025 / 1 + [6.6564 * 0.25] / 0.0375].$$

$$= 665 / 45.376$$

$$= 14.72,127 \text{ (que devemos arredondar para cima, obtendo 15 como resposta final)}$$

3.5.Instrumento e técnica usada para colheita de dados

Para a colheita de dados foram usados os seguintes documentos:

- ✓ Fita métrica;
- ✓ Esclerómetro;
- ✓ Bloco de nota;
- ✓ Entrevistas;
- ✓ Observações;
- ✓ Análise de materiais ou documental.

Entrevista

Foi possível efectuar uma coleta de informação, através de diálogo com pessoas que participaram da execução do edifício, com a idealização e formulação de questões.

Observação

Observar é uma técnica utilizada para inúmeras finalidades, desde os primórdios da vida na Terra. Através da observação, podemos visualizar e contestar os fatos com eventual clareza.

Foi feita uma observação de dados existentes sem interferir, e depois foi feita a consideração de dados coletados.

Análise de materiais ou documental

Esse procedimento trata conteúdos já existentes, esteja o material para análise disponível em livros, artigos, fotos, documentos ou relatórios arquivados.

A partir deles é possível comparar a diferença entre dados de diferentes épocas ou constatar semelhança de informações ao decorrer do tempo, visando sempre o tratamento do máximo de dados possível. Para analisar os materiais ou documentos, trabalhei com projecto arquitectónico, estrutural, artigos, e relatórios por forma a comparar a diferença entre dados de diferentes épocas deste a sua execução até a presente data.

3.6.Técnica de diagnóstico

Técnicas de diagnóstico segundo Appleton (2002) citado por Conceição (2015), entende-se que o estudo de diagnóstico compreende um conjunto de procedimentos destinados a garantir todo conhecimento necessário a cerca de uma infraestrutura ou edifício, para a determinação das causas das anomalias nelas observadas.

Da pesquisa para chegar-se ao diagnóstico do caso, recorreu-se ao método de análise visual, por este ser suficiente para chegar-se à solução do problema, sem custos e, portanto, é recomendável para as circunstâncias da presente pesquisa. Através deste estudo, constatou-se que, "O edifício não apresenta nenhuma anomalia visível, mesmo encontrando-se na Avenida com maior circulação de carga de grande tonelagem".

3.7.Procedimentos usados para a análise e sistematização de dados

A secção de análise dos dados tem por objectivo organizar e sintetizar os dados coletados e, obviamente, atingir os objectivos propostos. De acordo com bandeira (2011), a análise de dados é o processo pelo qual o pesquisador deverá planejar e explicar quais as principais operações que ele vai usar para analisar os dados que obteve, a fim de atingir os objectivos da pesquisa. Ele deverá decidir como será feita a análise dos dados, a fim de verificar cada hipótese da pesquisa.

E nesse trabalho, vai abordar sobre os princípios da boa análise de dados e apresentar algumas ferramentas que são muito úteis quando se está para analisar dados para resolver problemas científicos etc.

A análise de dados envolve a indagação de porque determinado facto, ou problema está ocorrendo; estudando as motivações de um determinado fenómeno ele é indutivo e ajuda a definir as hipóteses e tem um carácter exploratório, permite conhecer tendências.

Os comportamentos, atitudes, são formas de análise de dados que permite fornecer informações detalhadas a perguntas ou problemas sobre um projecto ou actividades do mesmo.

Segundo VERGARA (1997), uma das etapas mais importantes de uma pesquisa são as coletas de dados e informações. Uma coleta de dados ineficiente pode gerar resultados discrepantes da realidade e gerar equívocos na tomada decisão. Neste trabalho, foram executadas as seguintes actividades para fundamentar, analisar e propor uma metodologia aplicada e eficiente no apoio à tomada de decisão no dimensionamento de pórticos e perfis metálicos:

- Revisão de literatura referente ao ensaio não destrutivo e dimensionamento de estruturas metálicas e metodologias para tomada de decisão. Esta etapa foi realizada por meio de pesquisa em publicações científicas impressas e digitais, presentes nos meios oficiais de publicação, tais como as bibliotecas e bancos de dados de editoras científicas;
- Elaboração de um modelo para dimensionamento de pórticos de betão e perfis metálicos;
- Aplicação ou enquadramento do modelo elaborado como auxílio à tomada de decisão na verificação de dados do ensaio não destrutivo e dimensionamento de perfis metálicos, usando um estudo de caso de edifício da EDM em Mocuba;

- Conclusão dos resultados obtidos. As actividades descritas acima foram desenvolvidas no período de Fevereiro de 2022 a Junho de 2022.

Para a execução do dimensionamento estrutural desse edifício foi necessário o uso de três programas, sendo um o AutoCad, dois o ArchCad e que foi usado para execução dos projectos arquitectónicos e o terceiro foi o Excel para compilação de dados calculados manualmente. Um dos objetivos deste trabalho consiste em concentrar os dados do planeamento em uma implantação computacional, concebido para o cálculo e dimensionamento de pórticos e perfis metálico, recorrendo aos regulamentos e normas vigentes.

Para o desenvolvimento da rotina EXCEL, foi utilizada a plataforma do Microsoft Excel complementada com Microsoft Word para a criação de tabelas de para cálculo dos resultados do dimensionamento.

3.8.Aspectos éticos observados durante a pesquisa

A perspectiva ética da pesquisa depara-se com questionamentos em volta do valor, da utilidade e do benefício que determinada investigação proporciona. Os questionamentos decorrem no sentido de colher subsídios fundamentais para que a pesquisa científica pudesse apresentar grandes resultados capazes de trazer soluções esperadas.

No decorrer da realização da pesquisa procurou-se a observância da ética bem como o sigilo profissional, dos que estiveram envolvidos na entrevista, a sua identidade e dignidade.

Por esta razão, a presente pesquisa é acautelada por mecanismos que permitem a execução do trabalho com discrição e respeito pelos participantes, garantido aspecto ético em não revelar as identificações dos edifícios estudados, sendo este um sigilo da pesquisa.

CAPITULO IV - ANÁLISE DE DADOS, INTERPRETAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

A análise consistiu na “verificação e sumarização de dados obtidos no relatório do LEM, que fornecerá respostas ao problema de pesquisa”. A interpretação, por sua vez, terá o propósito de fazer a ligação das informações com outros conhecimentos previamente obtidos.

Com o instrumento aplicado para a colecta de dados, através de cálculo da média de resistência mecânica de betão à compressão.

As configurações do tipo de análise são aquelas que definem os parâmetros do modelo de cálculo, a partir do qual serão obtidos os esforços e deslocamentos da estrutura. Dentre os tópicos abordados nessa configuração, alguns devem ser destacados, em razão de sua importância. O item “Dimensionamento” permite ao usuário seleccionar a forma como a estrutura será calculada.

4.1. Analise de Dados

Na fase inicial, foi feito o levantamento de dados colhidos no relatório do LEM, onde apresentam valores não satisfatórios quanto a resistência à compressão do betão. O tipo de ensaio usado para extração de resultados apresentados abaixo, foi o ensaio não destrutivo, com o uso de esclerómetro.

- Sapatas - A resistência média do betão para as sapatas é de cerca de 26.0Mpa.
- Pilares - A resistência média do betão para os pilares é de cerca de 11.5Mpa.
- Vigas - A resistência média do betão para as vigas é de cerca de 13.6Mpa.
- Lajes - A resistência média do betão para as lajes é de cerca de 10Mpa.

Conforme os resultados apresentados acima, relativo à resistência média de betão, foram analisados os dados e assim abre-se o espaço para implementar um reforço estrutural, uma vez, que os valores apresentam baixa resistência à compressão de betão.

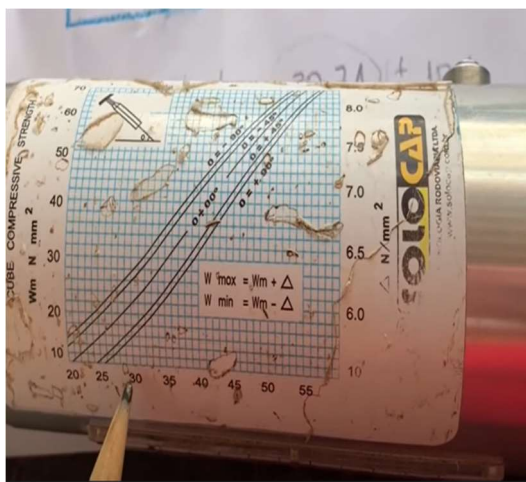


Gráfico 1: : Parâmetro de Betão

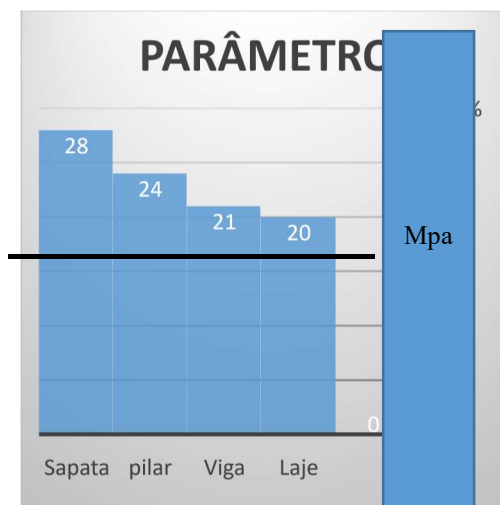


Gráfico 2: Ábaco esclerómetro

4.2. Estabelecimento dos Modelos de análise

Esta fase teve como objectivo definir o modelo de determinação de valores de referência a se adoptar para cada instrumento. Através das análises preliminares foi possível notar duas principais situações anteriormente referidas:

Cálculo de ensaio não destruído por esclerometria feito in situ;

Cálculo de perfis metálicos para reforço estrutural.

4.3. Interpretação e Discussão dos Resultados

São interpretados e discutidos os resultados por forma a chegar à conclusão e apresentação de sugestões que sustentem ao objectivos e as teses.

4.3.1. Cálculo de ensaio não destruído por esclerometria feito in situ

Uma vez ter se verificado a baixa resistência à compressão, foi necessário fazer um levantamento de parâmetros nos elementos estruturais, de modo a conhecer o comportamento da resistência do

betão actualmente. Com os parâmetros colhidos através de uso de esclerómetro, com observância de todos procedimentos pré-concebidos, e lançados numa tabela, com o mínimo de 9 parâmetros por cada elemento, prosseguiu-se ao cálculo de índice esclerómetro médio. Ver Anexo "A".

$$I.E = \frac{\sum n}{n}$$

$$I.E_{min} = I.E - 10\%(I.E) = A$$

$$I.E_{max} = I.E + 10\%(I.E) = B$$

$$I.E_{efectivo} = K.I.E_{médio}$$

I.E – índice esclerómetro médio

n- Número de parâmetros

I.E_{min} – Índice esclerómetro mínimo

I.E_{max} – Índice esclerómetro máximo

I.E_{efec} – Índice esclerómetro efectivo

Após ter feito o cálculo de I.E efectivo, fui consultar o valor da equivalência no abaco, para poder encontrar a resistência média de betão.

Os resultados encontrados na sapata, pilar, viga e laje fungiforme, são satisfatórios, olhando para idade e cura de betão. Vide tabela abaixo.

Tabela 1: Verificação de dados colhidos no relatório

Elementos estruturaria do edifício	Resistência mecânica de betão previstos pelo projectista	Dados do ensaio não destrutivo apresentados pelo LEM	Dados do -ensaio não destrutivo do autor
Sapata	B20	26 Mpa	28 Mpa
Pilares	B20	11.5 Mpa	24 Mpa
Vigas	B20	13.6 Mpa	21 Mpa
Lajes	B20	10 Mpa	20 Mpa

Por causa de vários factores que influenciam nos resultados de ensaio por esclerometria, não posso assumir os resultados obtidos com conclusivos. Há necessidade de fazer ensaios complementares para torna-los conclusivos.

4.4. Escolha de método de reforço estrutural e tipo de perfil a aplicar

O objectivo principal da escolha de método de reforço, está em torno das vantagens definidas nos capítulos anteriores, visto que, o edifício já está executado, o mesmo não apresenta nenhuma patologia nas estruturas, não há problemas de esbelteza nos pilares, ausência de corrosão de armaduras. como forma mais económica, paredes definidas, sendo estas razões fundamentais para a escolha de uso de método de aplicação de perfis metálico.

A escolha do tipo de reforço de uma estrutura requer sempre uma análise de diversos aspectos, o factor económico é um dos principais e determinantes. Apesar de este ainda ser um dos principais factores no tipo de escolha do reforço é também necessário avaliar outros aspectos importantes como por exemplo, o prazo previsto de execução, sendo este um factor muito importante nos dias

4.5. Recolha de dados do projecto executivo e levantamento no edifício de estudo.

Este material foi extraído do projecto executivo, que foi usado para construção dos escritórios do edifício de estudo.

- Aço: A400;
- Betão: B20;
- Capacidade de carga do solo de fundação: 350kPa;

4.6. Avaliação de dados

Na análise e verificação de dados, foi usado o método estatístico, com o calculo de média de índice de dureza.



Figura. 6: Vista Frontal
Fonte: Autor (2022)



Figura. 5: Vista Posterior
Fonte: Autor (2022)



Figura. 7: Vista laterar direito
Fonte: Autor (2022)

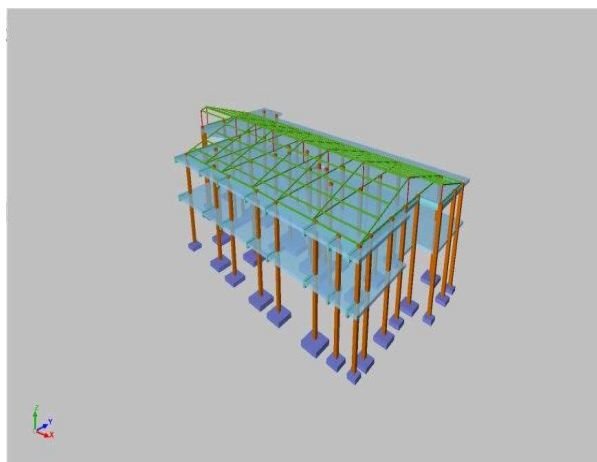


Figura. 8: Vista em Perspectiva do Edifício
Fonte: Autor (2022)



Figura. 9: Imagem interior do edifício
Fonte: Autor (2022)

Deformações

Na modelação Tridimensional CypeCad, da laje intermédia e da laje de cobertura do edifício, o edifício apresenta deformações abaixo de 5mm, conforme ilustram as figuras acima.

Observação

Para a simulação feita com o modelo tridimensional CypeCad, a laje não apresenta valores acima de 5mm de deformação, com um relatório de uma entidade credenciada para o feito, neste caso o LEM, o nível de segurança na solução a adoptar é bem maior.

Para além disso, um relatório do LEM irá sempre disponibilizar informação mais precisa, o que resulta na elaboração de um projecto de reforço menos oneroso, por força da não necessidade de consideração de soluções estruturais mais conservadoras, por ausência de informação técnica, não foi efectuada a detecção de armaduras, pelo que a verificação estrutural foi efectuada sem conhecimento das armaduras aplicadas nos pilares, diâmetros, espaçamentos e orientação.

Desta forma será feita um projecto de reforço estrutural neste caso usando estruturas metálicas.

4.7. Combinações de Acções

Para verificar a segurança e efectuar o dimensionamento de todos os elementos do edifício, foram utilizadas 3 combinações de acções, seguindo o método dos coeficientes parciais.

Tabela 2: Valores dos coeficientes ψ

Coeficientes Ψ	
ψ_0	0.7
ψ_1	0.6
ψ_2	0.4

Estado limite último

Um estado limite último é verificado quando a seguinte equação é verificada.

$$E_d \leq R_d$$

Nesta expressão E_d representa a acção cálculo e R_d representa a resistência do cálculo.

Combinação Fundamental

A combinação fundamental é calculada de acordo com REBAP, na seguinte expressão:

$$E_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} x S_{gik} + P + \gamma_q x (S_{qik} + \sum_{i=2}^n \varphi_{oj} x S_{qik})$$

Os coeficientes parciais de segurança para esta combinação são apresentados na tabela.

Tabela 3: Valores dos coeficientes parciais de segurança

Coeficientes γ'	
γ_g	1.5
γ_q	1.5

Estes coeficientes também são aplicados às cargas relativas à geotécnica.

4.8.Verificação da flecha

Os cálculos relativos às deformações, aplicando o método dos Coeficientes globais. Fez-se a verificação da flecha para o painel (laje) com maior vão, um vão equivalente a $L = 6.09$ m (VER ANEXO A).

Pelo método dos coeficientes globais obtém-se uma flecha de longo prazo na zona de ($= 6.09$ m) entre os painéis da laje continua de 1.56 mm. Conclui-se que os valores obtidos para a flecha do longo prazo estão dentro dos limites regulamentares ou permitida de $6.09/400 = 15.25$ mm.

4.9. Pré-dimensionamento

Na definição da solução estrutural teve-se em consideração a arquitectura. Já com as respectivas acções, procedeu-se ao pré-dimensionamento dos vários elementos estruturais.

De uma forma corrente, o pré-dimensionamento deve ser executado tendo em conta a transmissão das cargas em modo global pela seguinte ordem, (Lajes, Vigas, Pilares e Sapatas).

O processo de dimensionamento de estruturas consiste em sucessivas análises, o que pode dar origem a alterações de redimensionamento como estruturais.

4.10. Pré-dimensionamento da espessura da laje.

Os maiores vão livres são condicionantes para o pré-dimensionamento de uma laje fungiforme com capitel, o que nos leva a uma expressão específica para a determinação da sua espessura.

Tabela 4: Tipo de laje e espessura h (m) tendo em conta o maior vão l (m)

	Esbelteza	l [m] - vão										
		l/h	4	5	6	7	8	9	10	12	15	20
Laje fungiforme maciça	30	0.15		0.20								
Laje fungiforme maciça com capitel	35	0.15			0.20							
Laje fungiforme aligeirada	30			0.25		0.30	0.35	0.45				
Laje fungiforme maciça pré-esforçada	40					0.20		0.25	0.30			
Laje fungiforme aligeirada pré-esforçada	35						0.225	0.25	0.30	0.35	0.45	0.60

$$h \geq \frac{L_{maior}}{35}$$

Sendo o vão em destaque de aproximadamente 6.09 m, a espessura é dada por:

$$h \geq \frac{6.09}{35} \geq 0.174 \text{ m} \quad h_{laje} = 0.20 \text{ m}$$

Para a laje a espessura a adoptar será de $h=20$ cm

4.11. Análise dos resultados obtidos

Com o cálculo da deformação feita, a laje não apresenta valores acima de 5mm de deformação, com um relatório de uma entidade credenciada para o feito, neste caso o LEM, o nível de segurança na solução a adoptar é bem maior.

Para além disso, um relatório do LEM irá sempre disponibilizar informação mais precisa, o que resulta na elaboração de um projecto de reforço menos oneroso, por força da não necessidade de consideração de soluções estruturais mais conservadoras, por ausência de informação técnica.

Não foi efectuada a detecção de armaduras, pelo que a verificação estrutural foi efectuada sem conhecimento das armaduras aplicadas nas lajes e pilares (diâmetros, espaçamentos e orientação). Desta forma, será feito um projecto de reforço estrutural neste caso usando estruturas metálicas.

4.12. Cálculo de perfis metálicos para reforço estrutural

Todos cálculos das vigas metálicas estão representados no anexo 'E'.

Tabela 5: Valores de cálculo das tensões resistentes em ligações em todas vigas

#	Viga	L·m	S_d	q_{sd}	M_{sd}	T_{sd}	σ_{rd}	σ_{sd}	Área	IPE
			KN/m ²	KN/m	·KNm	·KN	Mpa	Mpa	·m ²	Adopta
										ra
1	01	4.19	13.5	56.56	183.4	193	275	257.22	62.6	330
2	02	3.64	13.5	49.14	144.1	165.2	275	251.48	53.8	300
3	03	6.01	13.5	81.36	166.4	164.3	275	233.38	62.6	330
4	04	6.01	13.5	81.14	368.8	244.6	275	245.87	98.8	450
5	05	3.67	13.5	49.54	99.4	122.6	275	231.70	45.9	300
6	06	4.81	13.5	64.93	130.2	160.2	275	227.23	53.8	300

Tabela 6: Valores de cálculo das tensões resistentes em ligações

#	Viga	d	n	f_{yd}	σ_{sd}	σ_{Rd}^{esm}	σ_{sd}^{esm}	τ_{Rd}^{corte}	τ_{sd}^{corte}
		mm	un	Mpa	Mpa	Mpa	Mpa	Mpa	Mpa
1	01	25	2	235	160.83	528.75	402.083	164.5	106.75
2	02	25	2	235	144.1	528.75	344.17	164.5	177
3	03	25	2	235	203.83	528.75	509.59	164.5	135.28
4	04	25	2	235	136.91	528.75	342.29	164.5	90.87
5	05	25	2	235	102.16	528.75	255.41	164.5	67.80
6	06	25	2	235	133.5	528.75	333.75	164.5	88.6

4.13. Ligações Soldadas

Condições Gerais

Nas ligações soldadas atendeu-se às seguintes condições gerais:

As disposições das soldaduras e a sua ordem de execução devem ser estabelecidas de modo a reduzir, quanto possível, os estados de tensão devido a operação de soldadura.

Deve-se evitar a concentração excessiva de soldadura numa mesma zona. Salvo justificação especial, evitar elementos de espessura superior a 30mm.

4.14. Condicionamentos das dimensões dos cordões

As dimensões dos cordões de soldadura devem satisfazer aos seguintes condicionamentos:

A espessura dos cordões não deve ser inferior a 3mm.

A espessura dos cordões de ângulo não deve ser superior a 0.7 da menor espessura dos elementos a ligar. Cordão de ângulo – A espessura será considerada igual à altura do triângulo isósceles inscritos na secção do cordão.



Figura. 10: Cordões de ângulo

Fonte: Tabelas técnicas, 1993

Comprimento dos cordões foi considerado de seguinte modo:

Para o projecto não existem crateras de extremidades (pela utilização de peças de extensão ou outros meios adequados), o comprimento do cordão a considerar será o seu comprimento total.

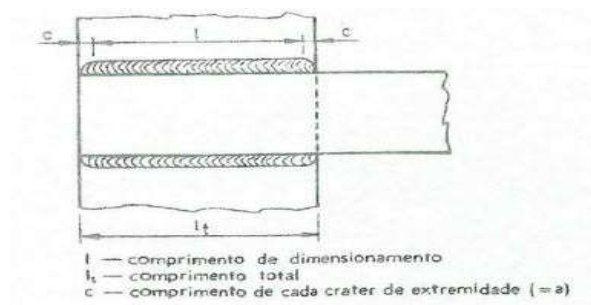


Figura. 11: Comprimentos do cordão

Fonte: Tabelas técnicas, 1993

4.15. Ligações Aparafusadas

As ligações aparafusadas de barras metálicas, devem utilizar-se substituição rebitadas, nos seguintes casos:

- ✓ Sempre que haja necessidade de efectuar ajustes ou proceder a desmontagem posterior.
- ✓ Quando a espessura total dos elementos a ligar exceder os limites indicados para as ligações rebitadas.
- ✓ Na ligação de peças de ferro fundido.
- ✓ Quando haja dificuldade de efectuar a rebitagem, em particular por condições de montagem ou por não se dispor de espaço para executar a cravação em boas condições.
- ✓ Quando se trate de transmitir esforços importantes de tracção paralelamente aos eixos dos rebites.

Consideram-se dois tipos de ligações aparafusadas, aquele cujo funcionamento se poder considerar semelhantemente ao das ligações rebitadas e que se designam por «correntes» e as ligações «pré-esforçadas», cujo funcionalmente se baseia na existência de forças de aperto e de atrito, resultantes do pré-esforço dos parafusos (e que se opõem ao desencosto e deslizamento dos elementos).

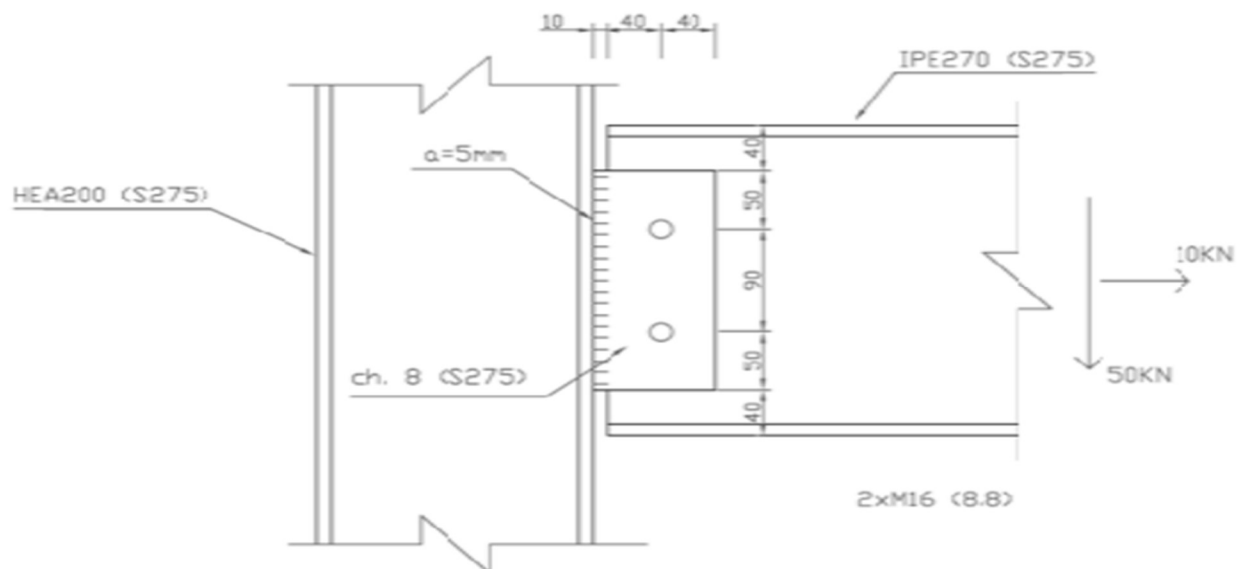


Figura 1: Comprimentos do cordão

Fonte: Autor

4.16. Capitel metálico

A colocação de elementos metálicos é uma alternativa para reforço ao punçoamento. Estes podem ser em chapas ou perfis, e a sua colocação aumenta o perímetro de punçoamento. A sua fixação pode ser realizada por colagem com resina epoxídica e buchas metálicas de expansão mecânica, assim como aparafusamento ou soldadura. Antes de se proceder à colagem, a superfície de betão deve ser preparada criteriosamente de forma a garantir uma boa aderência.

O preenchimento do espaçamento entre o capitel metálico e a superfície inferior da laje é essencial, para que este seja solicitado desde o início do carregamento.

Na aplicação de reforço de lajes, depois de assentamento de pilares e vigas, será montada uma estrutura metálica apoiada nas vigas para efeitos de aumentar a resistência mecânica de betão armado, sendo dessa forma, resolvida a preocupação estrutural da laje.



Figura. 12: Reforço da laje, com uso de perfis horizontais

Fonte: Internet

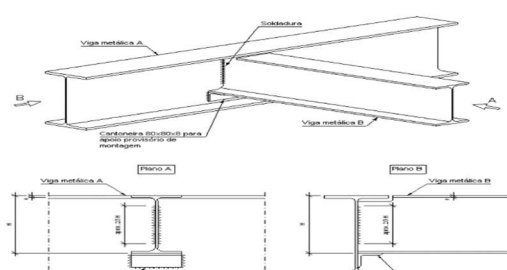


Figura. 13: nas Ligação de vigas que vencem a compressão lajes

Fonte: Internet

4.17. Dimensionamento dos pilares

Para o dimensionamento de pilares em perfil metálicos que compõem os pórticos vai se considerar compressão pura sendo que nos pilares actua uma carga vertical resultante das reacções de apoios das vigas. A tabela a seguir apresenta a carga final na cabeça de cada pilar na planta do rés-do-chão. Para o Pórtico 1 a reacção Máxima da viga encontra-se no pilar com a referencia $N_{sd} = P_2 = 698.6 \text{ kN}$. Ver Anexo G

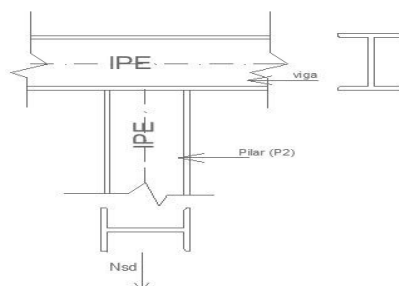


Figura. 14: Reacção máxima do pórtico

Fonte: Autor (2022)

$$\frac{N_{sd}}{A} \leq \sigma_{Rd}$$

$$\frac{698.6 \times 10^3}{A} \leq 235 \text{ MPa}$$

$$A \geq \frac{698.6 \times 10^3}{235 \times 10^6}$$

$$A = 29.7 \text{ cm}^2$$

Tabela 7: Características geométricas do perfil

#	Portico	Nsd Maximo KN	σ_{Rd} Mpa	Area Cm ²	Area Cm ²	IPE	Massa Kg	IPE Adoptado	Area Cm ²
1	01	698.6	235	29.7	33.4	220	22.6	330	62.6
2	02	537	235	22.85	23.9	180	18.2	300	53.8
3	03	489	235	20.8	23.9	180	18.2	330	62.6
4	04	328.6	235	13.98	16.4	140	12.9	450	98.8
5	05	480.6	235	20.05	23.9	180	18.5	300	45.9
6	06	629.6	235	26.79	28.5	200	22.4	300	53.8

NB: Para efeitos de melhor gestão de perfis nos pilares, é necessário que seja adoptado o perfil IPE 300 para os pórticos nº2, 5 & 6, IPE330 para os pórticos nº1 & 3 e IPE450 para o pórtico nº4 para elementos verticais e horizontais por fixar. O motivo de adopção destes perfis, tem como a combinação de secção de pilar e viga, por forma a garantir que o perfil de viga seja igual à secção de pilar.

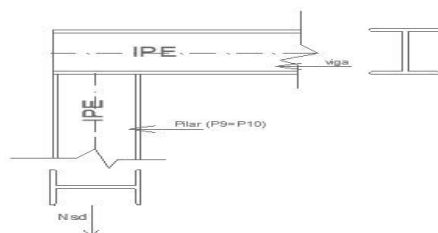


Figura. 15: Disposição de ligação viga pilar

Fonte: Autor (2022)

4.18. Verificação da encurvadura

Todos os elementos sujeitos a esforços de compressão em que se verifique o risco de um fenómeno instabilidade. Nestes casos, a condição a verificar deverá ser a seguinte: Anexo G.

$$\sigma_{sd} = \frac{N_{sd}}{A \times \varphi} \leq \sigma_{rd}$$

Tabela 8: Valores de coeficiente de encurvadura, φ

TIPO DE AÇO	COEFICIENTE DE ESBELTEZA λ	COEFICIENTE DE ENCURVADURA φ
S235	$\lambda \leq 20$ $20 < \lambda \leq 105$ $\lambda > 105$	$\varphi = 1$ $\varphi = 1.1328 - 0.00664\lambda$ $\varphi = 4802/\lambda^2$

Neste caso, para efeitos de melhor gestão de perfis nos pilares, é necessário que seja adoptado o perfil IPE 300 para os pórticos nº2, 5 & 6, IPE330 para os pórticos nº1 & 3 e IPE450 para o pórtico nº4.

Tabela 9: Valores de cálculo de tensões de verificação

#	Portico	IPE	Nsd Maximo KN	l_e Cm	σ_{Rd} Mpa	Área Cm ²	$i_x \cdot Cm$	λ	φ	σ_{sd} Mpa
1	01	330	698.6	268	235	62.6	13.7	19.59	1.0	111.59
2	02	300	537	268	235	53.8	12.5	21.44	0.994	100.41
3	03	330	489	268	235	62.6	13.7	19.59	1.0	78.11
4	04	450	328.8	268	235	98.8	18.5	14.48	1.0	33.28
5	05	300	480.6	268	235	45.9	12.5	21.44	0.994	105.33
6	06	300	629.6	268	235	53.8	12.5	21.44	0.994	117.73

Tabela 10: Armadura do plinto – pilar de arranque. Anexo ‘‘H’’

Compressao Simples

Armadura de plinto (Pilar de arranque)

#	Nsd MAX KN	BASE em M	Largura em m	As em cm^2	As min cm^2	Seccao de pilar em m	Aço adoptado	Estribo s
1	698.6	0.120	0.20	-71.34	0.96	0.24x0.12	4Ø12	Ø6@15
Secções da Sapata e verificação à flexão								
#	Nsd MAX KN	Centro de gravidade ($x_1; y_1$)	σ_{adm} em Mpa	σ_{ref} em Mpa	MSD em KNm	$\sigma_{m\acute{a}x}$ em Mpa	Comprim ento em m	Largur a m
1	698.6	(0.12; 0.60)	350	349.63	165.5	466.19	A = 1.4	B ≥ 1.60

Tabela 11: Dimensões de sapatas

Armadura da sapata

#	Nsd MAX KN	$V_{m\acute{a}x}$ em m	H adoptar em m	d alltura útil m	L max m	Msd em KNm	ρ na tabela de flexão simples	As em cm^2
1	698.6	0.74	0.45	0.40	0.75	32.77	0.059	Ø12@10

CAPÍTULO V - CONCLUSÕES E SUGESTÕES

Esta pesquisa abre espaço para dar continuidade com trabalhos investigativos referentes à compressão de betão, sendo que, a conclusão dada no relatório do LEM, não pode ser vista como definitiva, uma vez o ensaio não destrutivo, com o uso de esclerómetro só pode ser conclusivo com auxílio de outros métodos complementares. Ainda no processo de problematização, foram levantadas duas hipóteses como possíveis respostas, contudo, chegou-se à conclusão de que as hipóteses apontadas, vão ao encontro do caso de estudo.

5.1. Conclusões

- A conclusão emitida no relatório de pesquisa, não pode ser considerada conclusiva, visto que, emite uma opinião sobre a falta de garantia da durabilidade e segurança da estrutura do edifício de escritório, resultante de ensaio não destrutivo por esclerometria.
- Concluo que, as causas de baixa compressão de betão, são identificadas nos factores que influenciam o ensaio não destrutivo por esclerómetro.
- A resistência média de betão, determinada através de ensaio não destrutivo, só pode ser considerada conclusiva, se esta for acompanhada de outro tipo de ensaio complementar.
- Concluo que, a estrutura do edifício deve ser reforçada com perfis metálicos do tipo IPE com sistema de aparafusamento, com objectivo de vencer a baixa resistência à compressão, para garantir a durabilidade e segurança da estrutura.

5.2.Sugestões

Neste trabalho de pesquisa, houve limitações por parte de capacidade de extração de carotes ou outro tipo de ensaio, o que abre espaço para dar lugar a outras pesquisas para maior profundidade de resultados a serem alcançadas.

- Sugiro que seja feito outro tipo de ensaio destrutivo, que envolva a extração de carotes, e que, seja feita a comparação entre o ensaio destrutivo de ensaio não destrutivo, para determinar as suas vantagens e posterior continuidade de estudo, por motivo de ter encontrado dificuldades financeiras para extração de carotes.
- Pelas causas identificadas nos factores que influenciam os resultados, sugiro que todos ensaios não destrutivos que sejam acompanhados por outros complementas de acordo com (Amaral 2003);
- Sugiro o uso de macacos hidráulicos e escoras no processo de assentamento de perfis metálicos (vigas e pilares), na zona de transmissão de cargas, de modo a elevar a laje e assentar vigas entre 1.5 a 2cm, de modo a elevar a laje fungiforme e garantir a transmissão de cargas depois de montagem de elementos estruturais;
- Sugiro que, seja feita considerado o perfil IPE por este ser fácil de montagem num edifício de reforço, e a sua ligação entre pilar e viga, seja feita por aparafusamento, havendo soldadura como complementar nos elementos metálicos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALVES, S., - *Um contributo para a sistematização do conhecimento da patologia da construção*, Faculdade de Engenharia do Porto, 2008.

AMARAL, S. *Inspeção e diagnóstico de edifícios recentes. Estudo de um caso real*. Instituto Superior de Engenharia do Lisboa, 2013.

APPLETON J. *Técnicas de Diagnóstico de Patologias em Edifícios*. S.Paulo, 2002.

APPLETON J.; COSTA A. *Reabilitação e reforço de estruturas*. S.Paulo, 2011

BANDEIRA, H.M. *Necessidades de análise de dados*. São Paulo, 2011.

BRANCO F. (2011).; *“Reabilitação e reforço de estruturas”*, Porto, 2011

CÓIAS, V. *Inspeções e Ensaios na Reabilitação de Edifícios*. Lisboa: IST Press, Setembro de 2006.

GONÇALVES, A., *Estudo da influência dos factores de aplicação no desempenho de argamassas de revestimento recorrendo a técnicas de ensaio in-situ*, Instituto Superior Técnico, 2010

LAKATOS E MARCONI. *A importância da metodologia científica na construção da pesquisa*, Cidade de S.Paulo, 2007.

MALHOTRA, N. K. *Pesquisa de marketing: uma orientação aplicada*. Porto Alegre: Bookman, 2001

MOURA, D. *Deterioração e Reabilitação de Estruturas de Betão Armado*. Instituto Superior de Engenharia do Porto, 2012.

MUTTONI, A.; SCHWARTZ, J. E THÜRLIMANN, B. 1 *“Design of Concrete Structures With Stress Fields”*, Birkhäuser, Basel, 1998

NP EN 12504. 2012. – *Ensaio de betão nas estruturas – Parte 4: Ensaio não destrutivo, Determinação da velocidade de propagação dos ultra-sons*, Instituto Português da Qualidade, Monte da Caparica, 2012.

NICHOLAS, J., *Nondestructive and in place; the methods to evaluate concrete structures, Special Sessions on Inspection and Diagnostics of Structures*. National Laboratory of Civil Engineering (LNEC), Lisboa, 2010

PRODANOV, C. C., FREITAS, E. C. *Metodologia do Trabalho Científico: Métodos e Técnicas da Pesquisa e do Trabalho Académico. 2ed. Nova Hamburgo: Universidade Feevale, 2013.*

RODRIGUES, WILLIAM C. *Metodologia científica, FAETEC/IST*, Paracambi, 2007.

SAMPAIO, C., *Caracterização do betão através de técnicas não-destrutivas*, Faculdade de Engenharia do Porto, 2010.

SILVA, L. SIMÕES DA. *Ligações metálicas: métodos avançados de análise e dimensionamento*. Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Coimbra.2008

VERGARA, S. C. *Projectos e relatórios de pesquisa em administração*. São Paulo: Atlas, 2003

da Universidade do Porto. 184f.– Universidade do Porto, Madeira, 2002.

APÊNDECES

Apêndice I: Valores de cálculo das tensões resistentes em ligações aparafusadas.

Apêndice II: Relatório do Laboratório de Engenharia.

Apêndice I: Valores de cálculo das tensões resistentes em ligações aparafusadas

Tipo de aço	Corte	Tracção	Esmagamento
	$0,7.f_{yd}$	$0,8.f_{yd}$	$2,25.f_{yd}$
Fe 360	164,5	188	528,75
Fe 430	192,5	220	618,75
Fe 510	234,5	284	798,75

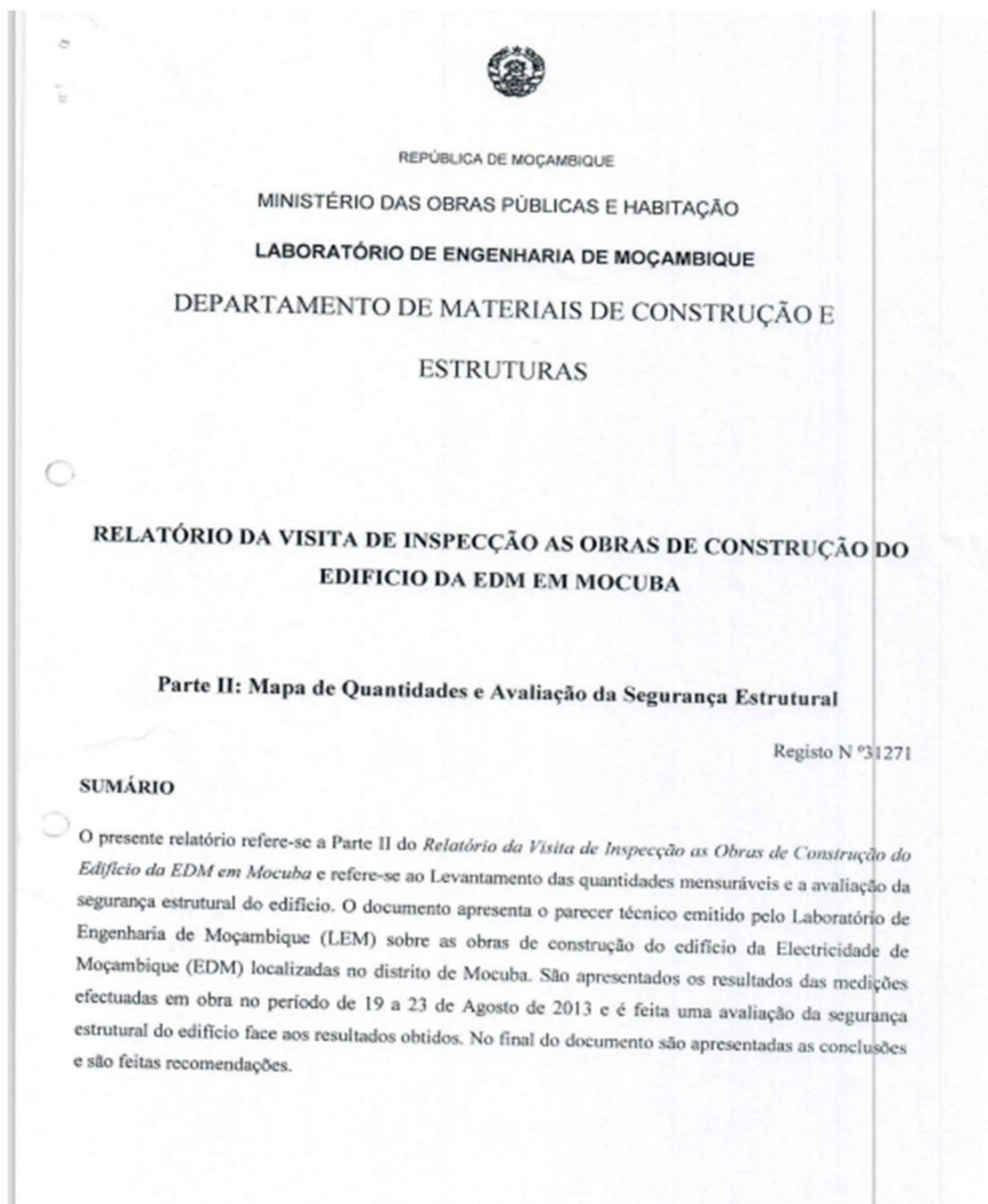
Apêndice II: Relatório do Laboratório de Engenharia



Figura 3 – Depósito assente numa base de betão.



Figura 4 – Condições de armazenamento da bomba.

4. AVALIAÇÃO DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO BETÃO, UTILIZANDO O ESCLERÓMETRO DE SCHMIDT

De modo a avaliar a resistência à compressão do betão foram realizados ensaios não-destrutivos em elementos da fundação, pilares, vigas e laje, com recurso a um esclerómetro de schmidt. O ensaio foi realizado, tendo por suporte o descrito na seguinte normalização de referência: **BS 1881 Part 202** e **ASTM C 805-85**. A Figura 5 ilustra os elementos estruturais, cujo betão foi submetido ao ensaio com o esclerómetro.

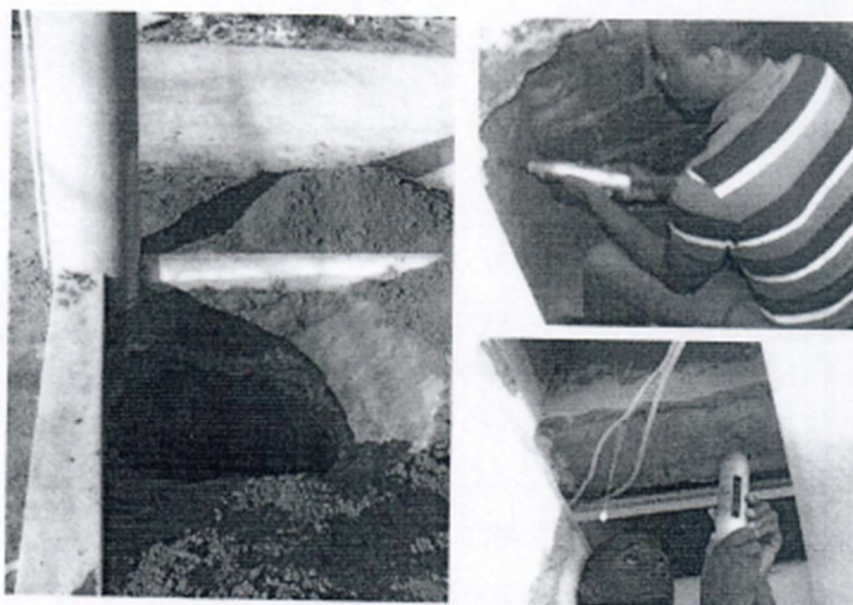


Figura 5 – Avaliação da resistência à compressão do betão (pilar, fundações e viga).

4.1. Resultado do ensaio do betão da fundação (sapata)

Tabela 3 – Resultados do ensaio na fundação.

Leitura	Parâmetro de Dureza	Critério de aceitação $ X_i - X_{med} < 7$		Resistência à Compressão [MPa]
		$ X_i - X_{med} $	Observação	
1	36	4	-	33
2	35	3	-	31
3	30	2	-	23
4	32	0	-	26
5	32	0	-	26
6	30	2	-	23
7	30	2	-	23
8	32	0	-	26
9	33	1	-	28
10	32	0	-	26
11	33	1	-	28
12	33	1	-	28
Média	32.0	-	-	26.0

Observação: A resistência média do betão da sapata é de cerca de 26,0 MPa.

4.2. Resultado do ensaio do betão do pilar

Tabela 4 – Resultados do ensaio no pilar.

Leitura	Parâmetro de Dureza	Critério de aceitação $ X_i - X_{med} < 7$		Resistência à Compressão [MPa]
		$ X_i - X_{med} $	Observação	
1	24	4.5	-	14
2	20	0.5	-	10
3	19	0.5	-	<10
4	19	0.5	-	<10
5	18	1.5	-	<10
6	20	0.5	-	10
7	20	0.5	-	10
8	21	1.5	-	10.5
9	22	2.5	-	12
10	24	4.5	-	14
11	18	1.5	-	<10
12	18	1.5	-	<10
13	17	2.5	-	<10
14	17	2.5	-	<10
Média	19.5	-	-	11.5

Observação: A resistência média do betão do pilar é de cerca de 11,5 MPa.

4.3. Resultado do ensaio do betão da viga

Tabela 5 – Resultados do ensaio na viga.

Leitura	Parâmetro de Dureza	Critério de aceitação $ X_r - X_{med} < 7$		Resistência à Compressão [MPa]
		$ X_r - X_{med} $	Observação	
1	22	4	-	<10
2	24	2	-	<10
3	26	0	-	11
4	29	3	-	16
5	27	1	-	15
6	30	4	-	16.5
7	26	0	-	11
8	29	3	-	16
9	26	0	-	11
10	29	3	-	16
11	25	1	-	10
12	24	2	-	<10
Média	26.0	-	-	13.6

Observação: A resistência média do betão da viga é de cerca de 13.6 MPa.

4.4. Resultado do ensaio do betão da laje

Tabela 6 – Resultados do ensaio na laje.

Leitura	Parâmetro de Dureza	Critério de aceitação $ X_r - X_{med} < 7$		Resistência à Compressão [MPa]
		$ X_r - X_{med} $	Observação	
1	19	0.5	-	<10
2	18	0.5	-	<10
3	17	1.5	-	<10
4	19	0.5	-	<10
5	20	1.5	-	<10
6	19	0.5	-	<10
7	17	1.5	-	<10
8	18	0.5	-	<10
9	16	2.5	-	<10
10	19	0.5	-	<10
Média	18.5	-	-	<10

Observação: O betão da laje apresentou valores de resistência à compressão bastante reduzidos, inferiores a 10MPa.

Este resultado reflete a má execução dos elementos estruturais, como é exemplo da laje e dos pilares ilustrado na Figura 6.

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS E RECOMENDAÇÕES

Da investigação realizada aos elementos da obra (vigas, pilares, lajes e fundações) pela equipa do LEM constatou-se que, as anomalias detectadas têm na sua maioria grande potencial para provocar ao longo do tempo elevados prejuízos de manutenção do edifício:

- Tendo como base os resultados dos ensaios não-destrutivos, pode-se afirmar que o betão usado na obra não satisfaz os requisitos para os quais foi projectado, sob o ponto de vista de segurança, funcionalidade e estética. Os pilares, vigas e lajes apresentam valores de resistência do betão

25

muito abaixo do preconizado no projecto de estruturas, chegando em alguns casos os valores da resistência à compressão do betão estarem abaixo dos 10MPa.

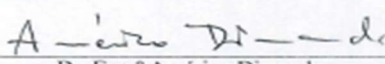
- Acresce ainda que, a deficiente execução e colocação do betão que teve como resultado a presença de vazios e de zonas com concentração de inertes (chochos), para além de facilitar a entrada de agentes agressivos ao betão, irá contribuir para uma deterioração precoce dos elementos estruturais.
- Desta investigação, concluiu-se ainda que a colocação e a compactação do betão não obedeceu as boas práticas de construção. Deve-se referir que estas práticas influenciam os requisitos de resistência e de durabilidade do betão endurecido na estrutura final.
- Estas deficiências são resultado de utilização de composições inadequadas de betão, fraca qualidade de mão-de-obra e misturas dos materiais no interior da betoneira não eficiente.
- Estamos perante um caso de negligência por parte do empreiteiro, que recorreu a procedimentos de construção não recomendados pelas boas práticas de construção, ao não levar em consideração todos os critérios técnicos recomendados pela regulamentação, bem como o estipulado no projecto de estruturas do edifício.

Face aos problemas detectados em obra somos do parecer que a Durabilidade e a Segurança da Estrutura do edifício dos escritórios da Electricidade de Moçambique em Mocuba não está garantida.


Maputo, 27 de Dezembro de 2013

A Equipa Técnica



Caetano Junior Cabral


Dr. Eng.º Américo Dimande
(Investigador Auxiliar)

☞ Chefe do Departamento


Eng.º Manuel Conceição
(Investigador Assistente)

☞ Director Geral


dr. Henrique Vísio Filimone
(Investigador Assistente)

26

ANEXOS

Anexo A: Cálculo de média de resistência à compressão

Anexo B: Cálculo de pilares

Anexo C: Cálculo de Vigas

Anexo D: Quantificação das acções

Anexo E: Cálculo de Vigas em Perfil IPE

Anexo F: Cálculo de Momento Flector e Esforço Transverso

Anexo G: Cálculo de encurvadura

Anexo H: Cálculo da sapata

Anexo I: Corte A-A, Detalhes de ligação (TLC-REF-S-)

Anexo J: Corte B-B, Detalhes de ligação (TLC-REF-S-)

Anexo K: Corte C-C, Detalhes de ligação (TLC-REF-S-)

Anexo L: Planta de Piso para determinação de Vão Máximo da laje (TLC-REF-S-)

Anexo M: Planta de distribuição de Áreas nas Lajes (TLC-REF-S-)

Anexo N: Plantas de Piso base de reforços estrutural (TLC-REF-S)

Anexo O: Planta de Piso Elementos de reforço, Pilares e Vigas (TLC-REF-S-)

Anexo A: Cálculo de média de resistência à compressão de betão**Cálculo de parâmetros de leituras das estruturas por esclerometria**

PARÂMETRO DE VIGA		
28	28	28
26	30	29
27	28	28
30	30	30
Resistência médio de Betão		
21MPa		

PARÂMETRO DO PILAR		
29	29	31
30	31	34
32	33	30
30	29	33
Resistência médio de Betão		
24MPa		

PARÂMETRO DA LAJE		
27	26	30
27	29	29
29	28	28
26	27	29
Resistência médio de Betão		
20MPa		

PARÂMETRO DA SAPATA		
36	35	30
32	32	30
30	32	33
32	33	33
Resistência médio de Betão		
28MPa		

Dados do fabricante IFES:80**Calibração 20kg****Coefficiente de correcção**

$$K = \frac{I_{Enormal} \cdot n}{\sum impactos} \quad K = \frac{80 \times 10}{784.31} = 1.02$$

k- Constante

Cálculo de índice esclerómetro médio

$$I.E = \frac{\sum n}{n} \quad I.E = \frac{342}{12} = 28.5$$

Factores que influenciam o ensaio:

Existem vários factores que podem condicionar ou influenciar o ensaio e os seus resultados. Entre alguns dos factores podem estar a perda de aderência do betão, a presença de humidade ou a existência de descontinuidades, que podem afetar o valor do ressalto e conseqüentemente o valor do índice esclerométrico e em casos de degradação acentuada do betão pode conduzir a valores nulos do ressalto (Amaral, 2013; Sampaio, 2010). Existem ainda outros fatores importantes com implicações nos resultados do ensaio, tais como (Amaral, 2013; Sampaio, 2010):

- ✓ Irregularidades superficiais: é importante verificar se a superfície do betão se encontra lisa e sem irregularidades;
- ✓ Idade do betão: nas situações de testes em betão com menos de três dias ou com resistência à compressão menor do que 7 MPa, poderá ocorrer um erro introduzido elevado, devido à obtenção de um valor reduzido do índice esclerométrico;
- ✓ Teor de humidade: em condições saturadas, mas com superfície seca, geralmente mostram índices esclerométrico mais baixos do que os dos provetes secos ao ar;
- ✓ Tipo de cimento: a resistência final do betão encontra-se dependente da natureza do cimento, logo quanto maior for a resistência da tipologia de cimento introduzida no betão, maior será o índice esclerométrico obtido do mesmo.

I.E- Índice de esclerómetro

Deve se calcular os valores referentes a -10% e +10%, para depois subtrair os parâmetros acima de W_{max} e abaixo de W_{min} , ou $I.E_{max}$ e $I.E_{min}$ e depois calcular a nova média.

$$I.E_{min} = 28.5 - 10\%(28.5) = 25.65$$

$$I.E_{max} = 28.5 + 10\%(28.5) = 31.35$$

W_{max} :- Índice esclerómetro máximo

W_{min} :- Índice esclerómetro mínimo

Assim, remove-se do quadro se necessário, os valores de parâmetros que se encontrarem abaixo de I.Min e acima de I.Max:

Cálculo da nova média

$$I.E = \frac{\sum n}{n} \quad I.E = \frac{342}{12} = 28.5$$

Após o cálculo da segunda média, calcula-se a correcção

I.Efectivo = K.I.Emédio

$$I.Eef=1.02 \times 28.5$$

$$I.Eef=29.07$$

Assim, vai-se no Ábaco para ser feita a consulta da resistência média do betão.

Resistência média do betão de Vigas é de 21Mpa

Anexo B: Cálculo de flecha da laje

Determinação da rigidez de flexão:

$$EI = 29 \times 10^9 \times \frac{6.09 \times (0.20)^3}{12} = 117.740 \text{ kN} \times \text{m}^2$$

Determinação da flecha de cálculo:

$$\delta_{cal} = \frac{1}{EI} \times \left(\frac{5 \times P \times L^4}{384} + \frac{L^2}{16} (M_1 + M_2) \right)$$

$$\delta_{cal} = \frac{1}{117.740} \times \left(\frac{5 \times 10.3 \times (6.09)^4}{384} + \frac{L^2}{16} (0 + 0) \right)$$

$$\delta_{cal} = 3.56 \text{ mm}$$

Anexo C: Cálculo de pilares

Pórtico	Referência dos Pilares	Carga (kN) do Piso 2	Carga (kN) do R/C
Pórtico 1	P1	221.6	443.2
	P2	349.3	698.6
	P3	181.9	363.8
	P4	167	334
Pórtico 2	P5	195	390
	P6	268.5	537
	P7	160.8	321.6
	P8	175.7	351.4
Pórtico 3	P9	244.6	489.2
	P10	244.6	489.2
Portico 4	P11	164.3	328.6
	P12	164.3	328.6
Pórtico 5	P13	174.1	348.2
	P14	240.3	480.6
	P15	222.2	444.4
	P16	172.1	344.2
Pórtico 6	P17	228.1	456.2
	P18	314.8	629.6
	P19	291.2	582.4
	P20	225.5	451

Anexo D: Quantificação das acções

Tratando-se de uma estrutura de reforço, as cargas de actuação serão em geral gravíticas, abaixo estão representados a acara que atuam no pórtico 1.

$$\text{Peso Próprio da laje } (P_p) = \gamma_{\text{betão}} \times h_{\text{espessura da laje}}$$

$$\text{Peso Próprio da laje } (P_p) = 25 \times 0.2 = 5.0 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Sobrecarga } (S_c) = 3.0 \text{ kN/m}^2$$

De acordo com RSA compartimentos destinados a utilização de carácter colectivo, neste caso trata-se de escritórios de EDM do edifício de Mocuba a sobrecarga em pavimentos deve ser de 3.0 kN/m².

$$\text{Revestimentos } (R_v) = 0.30 \text{ kN/m}^2.$$

$$\text{Sobre Carga das paredes divisorias } P_d = 0.70 \text{ kN/m}^2$$

Combinação fundamental das Acções

$$S_d = 1.5 \times (P_p + S_c + R_v + P_d)$$

$$S_d = 1.5 \times (5.0 + 3.0 + 0.3 + 0.70)$$

$$S_d = 13.5 \text{ kN/m}^2$$

Anexo E: Cálculo de Momento Flector e Esforço Transverso

Dimensionamento do Pórtico 1.

O pórtico 1 é um pórtico que apresenta uma largura de influência de $l = 4.19m$, desta forma a carga por metro linear que actua neste pórtico é:

$$l = \frac{4.02}{2} + \frac{4.36}{2} = 4.19m$$

$$q_{sd} = S_d \times l$$

$$q_{sd} = 13.5 \times 4.19$$

$$q_{sd} = 56.56 \text{ kN/m}$$

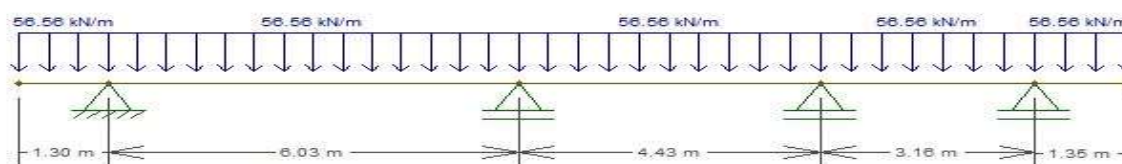


Figura 1: Sistema estático do pórtico 1.

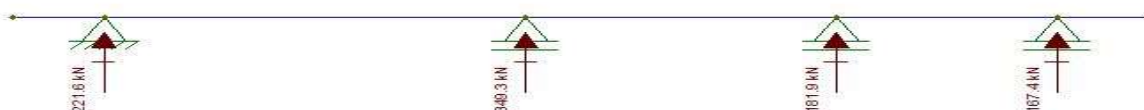


Figura 2: Reações de Apoio do pórtico 1 (kN).

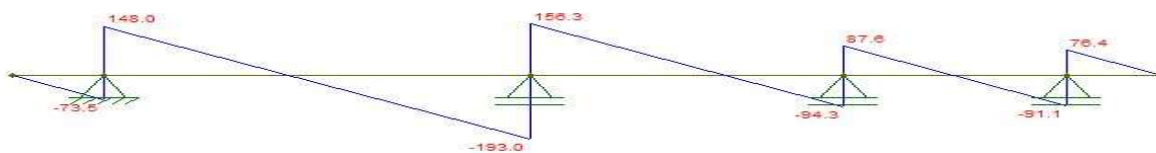


Figura 3: Diagrama de esforço Transverso do pórtico 1 em (kN).

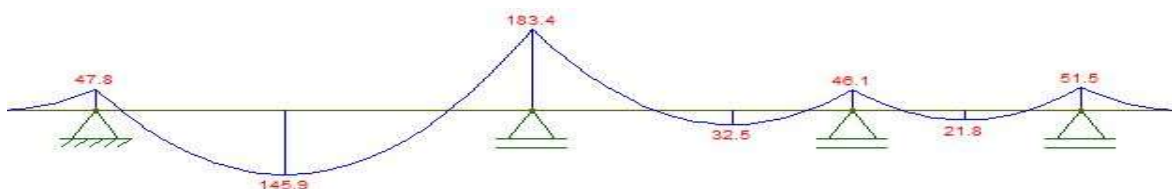


Figura 4: Diagrama do momento flector do pórtico 1 em kNm

Anexo F: Cálculo de Vigas em Perfil IPE

Pré-dimensionamento da viga em perfil IPE.

Como na viga actuam esforços de momento flector, a viga será dimensionada considerando flexão simples. Em seguida apresentam-se os esforços (esforço transverso e momento flector) que actuam na viga.

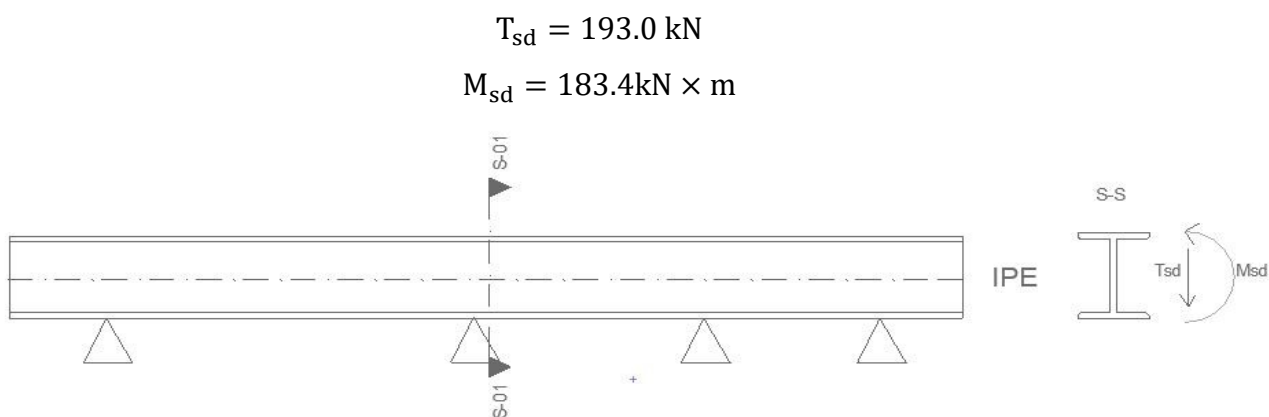


Figura 5: Perfil em I (IPE)

$$\frac{M_{sd}}{W_x} \leq \sigma_{rd}$$

$$W_x = \frac{M_{sd}}{\sigma_{rd}} = \frac{183.4 \times 10^3}{275} = 665.45 \text{ cm}^3$$

$$\frac{M_{sd}}{W_x} \leq \sigma_{rd}$$

$$\frac{183.4 \times 10^3}{713 \times 10^{-6}} \leq 275 \text{ MPa}$$

$$257.22 \text{ MPa} \leq 275 \text{ MPa} \text{ Ok}$$

Dimensionamento das ligações Viga 1 (pilar e viga)

Esforço transverso máximo (T_{sd}) = 193.0 kN

1º Passo: Características geométricas e verificações necessárias

$$\text{Área do parafuso: } A_p = \frac{\pi \times d^2}{4}$$

$$\text{Área total: } A = n \times A_p$$

$$\text{Resistência ao corte duplo: } \tau_{sd} = \frac{F_{sd}}{2 \times A} = \frac{F_{sd}}{2 \times n \times A_p} \leq \tau_{Rd}$$

$$\text{Resistência ao esmagamento: } \sigma_{sd} = \frac{T_{sd}}{d \times e} = \frac{T_{sd}}{n \times d \times e} \leq \sigma_{Rd}$$

Onde:

n é o número de parafusos

d: é o diâmetro dos parafusos

e: é a espessura da chapa de ligação entre os perfis (10 mm para o pré-dimensionamento)

Combinando a equação III e IV tem-se:

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_{Rd} = \frac{T_{Sd}}{2 \cdot n \cdot \frac{\pi \cdot d_1^2}{4}} \\ \sigma_{Rd} = \frac{T_{Sd}}{n \cdot d_1 \cdot e} \end{array} \right\} \left\{ \begin{array}{l} \tau_{Rd} = \frac{T_{Sd}}{2 \cdot \frac{T_{Sd}}{\sigma_{Rd} \cdot d_1 \cdot e} \cdot \frac{\pi \cdot d_1^2}{4}} \\ n = \frac{T_{Sd}}{\sigma_{Rd} \cdot d_1 \cdot e} \end{array} \right\} \left\{ \begin{array}{l} \tau_{Rd} = \frac{2 \cdot \sigma_{Rd} \cdot e}{\pi \cdot d_1} \\ d_1 = \frac{2 \cdot \sigma_{Rd} \cdot e}{\pi \cdot \tau_{Rd}} \end{array} \right.$$

Determinação do diâmetro do parafuso

$$d_1 = \frac{2 \times \sigma_{Rd} \times e}{\pi \times \tau_{Rd}} = \frac{2 \times 528,75 \times 10}{3,14 \times 164,5} = 20,46 \text{ mm (parafuso M24, } d=25 \text{ mm)}$$

$$A_p = \frac{\pi \times d^2}{4} = 4,52 \text{ cm}^2$$

Determinação de número de parafusos

Resistência ao corte duplo:

$$n = \frac{T_{sd}}{2 \times A_p \times \tau_{Rd}} = \frac{193 \times 10^{-3}}{2 \times 4.52 \times 10^{-4} \times 164.5} = 2 \text{ parafusos por cada lado, total 4}$$

Resistência ao esmagamento

$$n = \frac{T_{sd}}{d \times e \times \sigma^{esm}} = \frac{193 \times 10^{-3}}{2.4 \times 10^{-2} \times 10 \times 10^{-3} \times 528.75} = 1 \text{ parafuso}$$

Solução

$n = 1$ parafusos M 24 com $d_1 = 24$ mm. Porém, serão utilizados 2 parafusos por cada lado, totalizando 4 nos dois lados para tomar em conta as questões relativas às facilidades de execução, simetria e estética da ligação.

Dimensões da chapa

$$a = 2d_1 = 2 \times 24 = 48 \text{ mm}$$

$$b = 2.5d_1 = 2.5 \times 24 = 60 \text{ mm}$$

$$c = 5d_1 = 5 \times 24 = 120 \text{ mm}$$

Estabilidade da ligação

Verificação da resistência da chapa

$$\frac{0.8 \times T_{sd}}{n \times a \times e} \leq f_{yd}$$

$$\frac{0.8 \times 193 \times 10^{-3}}{2 \times 4.8 \times 10^{-3} \times 10 \times 10^{-3}} \leq 235 \text{ MPa}$$

$$160.83 \text{ MPa} \leq 235 \text{ MPa} \text{ Ok verifica}$$

Verificação da resistência ao corte

$$T_{sd} = \frac{T_{sd}}{2 \times n \times A_p} \leq \tau_{Rd}^{corte}$$

$$\frac{193 \times 10^{-3}}{2 \times 2 \times 4.52 \times 10^{-4}} \leq 164.5MPa$$

$$106.75MPa \leq 164.5MPa \text{ Ok Verifica}$$

Verificação da resistência ao esmagamento

$$\sigma_{sd}^{esm} = \frac{T_{sd}}{n \times d \times e} \leq \sigma_{Rd}^{esm}$$

$$\frac{193 \times 10^{-3}}{2 \times 2.4 \times 10^{-2} \times 10 \times 10^{-3}} \leq 528.75MPa$$

$$402.083MPa \leq 528.75MPa \text{ Ok Verifica}$$

Anexo G: Cálculo da encurvadura

Para o **Pórtico 1** a reacção Máxima da viga encontra-se no pilar com a referencia $N_{sd} = P_2 = 698.6 \text{ kN}$, e com secção do tipo IPE330.

$$A = 62.6 \text{ cm}^2$$

$$i_x = 13.7 \text{ cm}$$

Comprimento de Encurvadura

Para o projecto considerou-se que os pilares estão articulados nas duas extremidades, desta a forma comprimento efectivo de encurvadura será igual ao comprimento dos pilares.

Pórtico 1

$$l_e = L$$

Determinação do coeficiente de esbelteza λ .

$$\lambda = \frac{l_e}{i_x}$$

$$\lambda = \frac{268}{13.7} = 19.56 = \lambda \leq 20$$

Logo, o coeficiente de encurvadura é igual $\varphi = 1$. Determinação da Tensão solicitante de cálculo.

$$\sigma_{sd} = \frac{N_{sd}}{A \times \varphi} \leq \sigma_{rd}$$

$$\sigma_{sd} = \frac{698.6}{62.6 \times 10^{-4} \times 1} = 111.59 \text{ Mpa} \leq 235 \text{ Mpa} \text{ Ok! verifica a encurvadura}$$

Para o **Pórtico 2** a reacção Máxima da viga encontra-se no pilar com a referencia $N_{sd} = P_6 = 537 \text{ kN}$, e com secção do tipo IPE300

$$A = 53.8 \text{ cm}^2$$

$$i_x = 12.5 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{l_e}{i_y}$$

$$\lambda = \frac{268}{12.5} = 21.4$$

Logo o coeficiente de esbelteza está entre $20 < \lambda \leq 105$. Determinação do coeficiente de encurvadura.

$$\varphi = 1.1328 - 0.00664\lambda$$

$$\varphi = 1.1328 - 0.00664 \times 21.4$$

$$\varphi = 0.994$$

Determinação da Tensão solicitante de cálculo.

$$\sigma_{sd} = \frac{N_{sd}}{A \times \varphi} \leq \sigma_{rd}$$

$$\sigma_{sd} = \frac{537}{53.8 \times 10^{-4} \times 0.994} = 100.41 \text{Mpa} \leq 235 \text{Mpa} \text{ Ok! verifica a encurvadura}$$

Anexo H: Cálculo da sapata

Estrutura de arranque (Na sapata)

Dimensionamento do plinto

Determinação do pilar de arranque que será em betão Armado. O esforço máximo que verifica-se no pilar $P_1 = N_{sd} = 698.6\text{kN}$. Dimensionamento à compressão simples.

$$N_{sd} \leq 0.85 \times f_{cd} \times A_c + f_{yd} \times A_s$$

$$A_s = 2\%A_c$$

$$b = 0.35 \text{ m}$$

$$698.6 \leq 0.85 \times 13.3 \times 10^3 \times 0.35 \times b + 348 \times 10^3 \times 0.02 \times 0.35 \times b$$

$$b \geq 0.120 \text{ m}$$

Adopta-se o valo de $a = 0.20 \text{ m}$ largura mínima segundo os regulamentos. Determinação das Armaduras do pilar de arranque (plinto).

$$N_{sd} \leq 0.85 \times f_{cd} \times A_c + f_{sd} \times A_s$$

$$698.6 \leq 0.85 \times 13.3 \times 10^3 \times 0.20 \times 0.35 + 13 \times 10^3 \times A_s$$

$$A_s \geq -71.34 \text{ cm}^2$$

Como a área de Armadura é negativa significa que o pilar resiste pelo betão, será necessária armadura mínima. Cálculo de Armadura mínima do pilar segundo REBAP.

$$\rho = 0.15$$

Recobrimento de $C = 3.0 \text{ cm}$.

$$d = b - c$$

$$d = 0.35 - 0.03 = 0.32 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{A_s}{bt \times d} \times 100\%$$

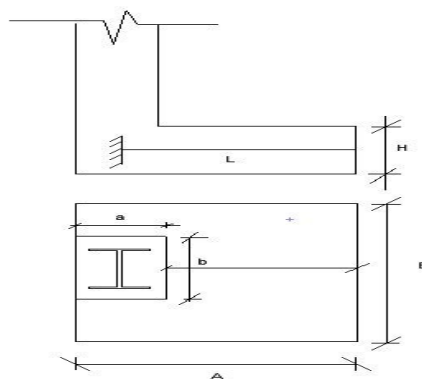
$$0.15 = \frac{A_s}{0.2 \times 0.32} \times 100\%$$

$$A_s \geq 0.96 \text{ cm}^2$$

Adopta – se 4Ø12 armadura longitudinal, estribos Ø6@15

Dimensionamento da fundação

Com o pré-dimensionamento da sapata isolada constatou-se que a maior área em planta encontra-se na sapata do pilar $P_2 = N_{sd} = 698.6\text{kN}$, pertencente ao Pórtico 1.



Vistas da sapata

Secção do pilar 0.24X0.12

Posição de centro de gravidade na direcção da maior inércia.

$$x = \frac{0.24}{2} = 0.120$$

Centro de gravidade $(x_1; y_1) \rightarrow (0.12; 0.60)$. Avaliação das dimensões geométricas

$$\frac{A}{12} = 0.120$$

$$A = 1.4 \text{ m}$$

Acções no centro de gravidade:

$$Nsd = 689.6 \text{ kN}$$

$$M = Nsd \times e = N \times \left(\frac{A}{2} - \frac{A}{3} \right)$$

$$M = 689.6 \times \left(\frac{1.4}{2} - \frac{1.4}{3} \right) = 165.5 \text{ kN}$$

Tensão máxima instalada

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{Nsd}{A \times B} + \frac{M \times 6}{A \times A^2}$$

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{689.6}{1.4 \times B} + \frac{165.5 \times 6}{B \times (1.4)^2} = \frac{745.9}{B}$$

Determinação da tensão de referência

$$\sigma_{ref} = \left(\frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \right)$$

$$\sigma_{ref} = \left(\frac{3 \times 745.9 + 0}{4 \times B} \right)$$

$$\sigma_{ref} = \frac{559.4}{B}$$

Determinação da largura B (m) da área em planta da sapata excêntrica.

$$\sigma_{ref} \leq \sigma_{adm}$$

$$\frac{559.4}{B} \leq 350$$

$$B \geq 1.60 \text{ m}$$

Determinação da altura da sapata.

$$V_{m\acute{a}x} = \frac{1.60 - 0.12}{2} = 0.74 \text{ m}$$

$$H \geq \frac{V_{m\acute{a}x}}{2} = \frac{0.74}{2} = 0.370 \text{ m}$$

A altura da sapata a adaptar é de $H = 0.45 \text{ m}$, A altura útil é $d = 0,40 \text{ m}$.

Verificação a flexão

Direcção y-y

$$l = V_{m\acute{a}x} + 0.15 \times a$$

$$l = 0.74 + 0.15 \times 0.12 = 0.75 \text{ m}$$



Sistema estático da fundação

Tensão de contacto:

$$\sigma_{ind} = \frac{559.4}{1.60} = 349.625 \text{ kN/m}^2$$

Determinação de momento flector.

$$M_{sd} = \frac{\sigma_{ind} \times l^2}{6}$$

$$M_{sd} = \frac{349.625 \times (0.75)^2}{6} = 32.77 \text{ kNm/m}$$

Das tabelas de flexão simples para secções rectangulares teremos.

$$\frac{M_{sd}}{b \times d^2} = \frac{32.77}{1 \times 0.4^2} = 0.20 \text{ MPa} \rightarrow \rho = 0.059$$

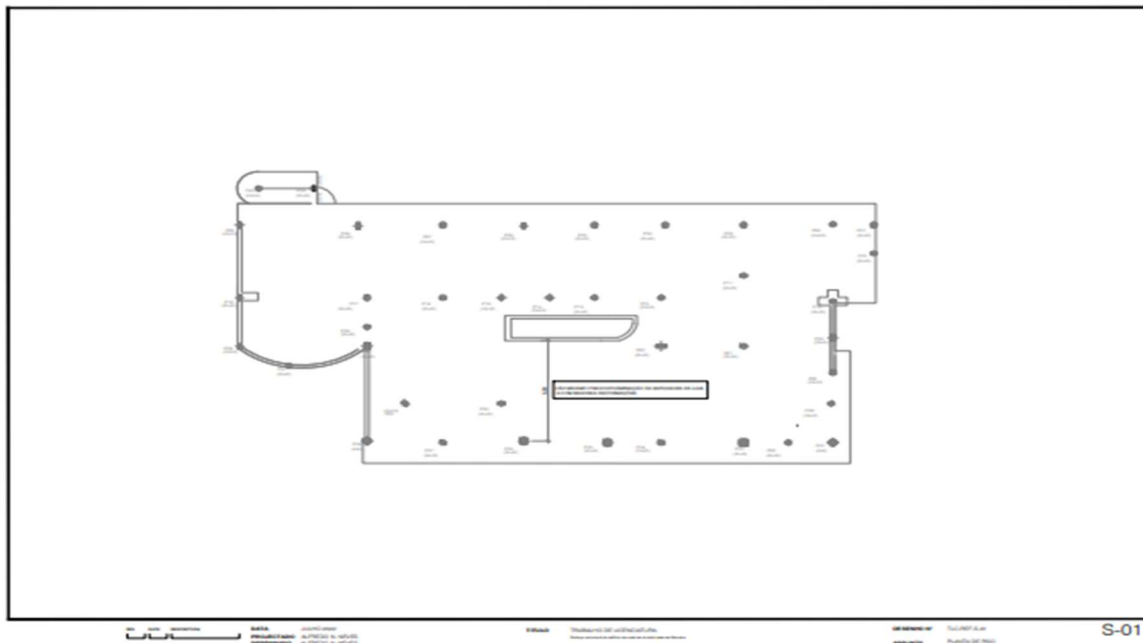
Tendo a percentagem mecânica das Armaduras a área de armaduras correspondente a essa armadura tem-se pela seguinte expressão.

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$$

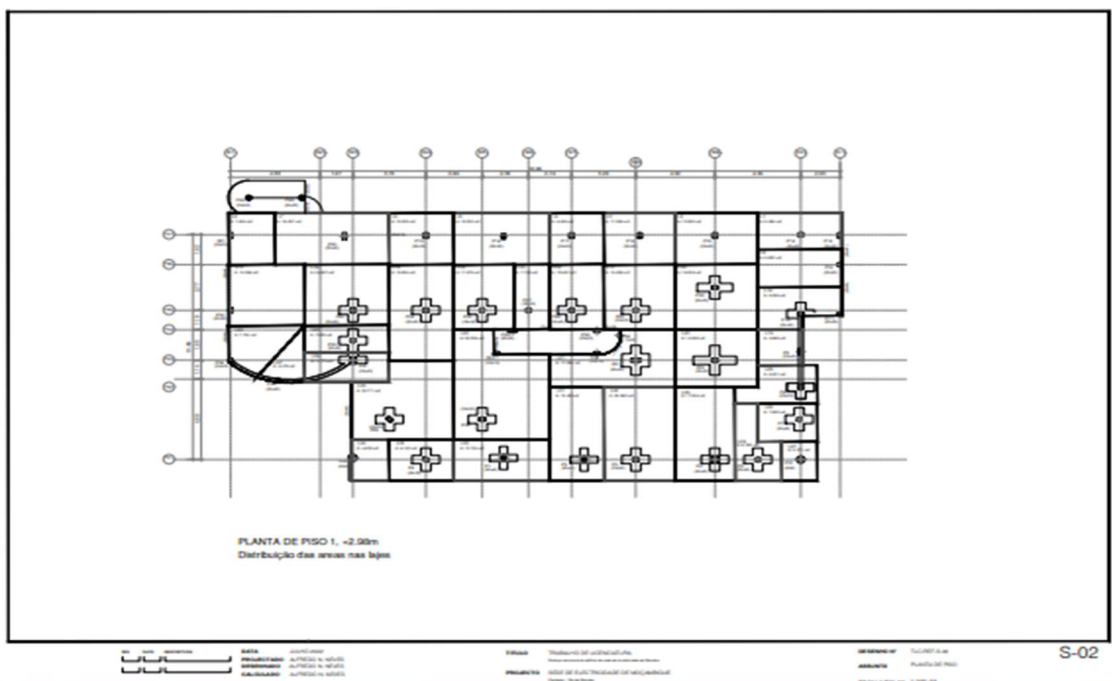
$$0.059 = \frac{100 \times A_s}{1 \times 0.40}$$

$$A_s = 10.92 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow \# \text{ } \emptyset 12 @ 10$$

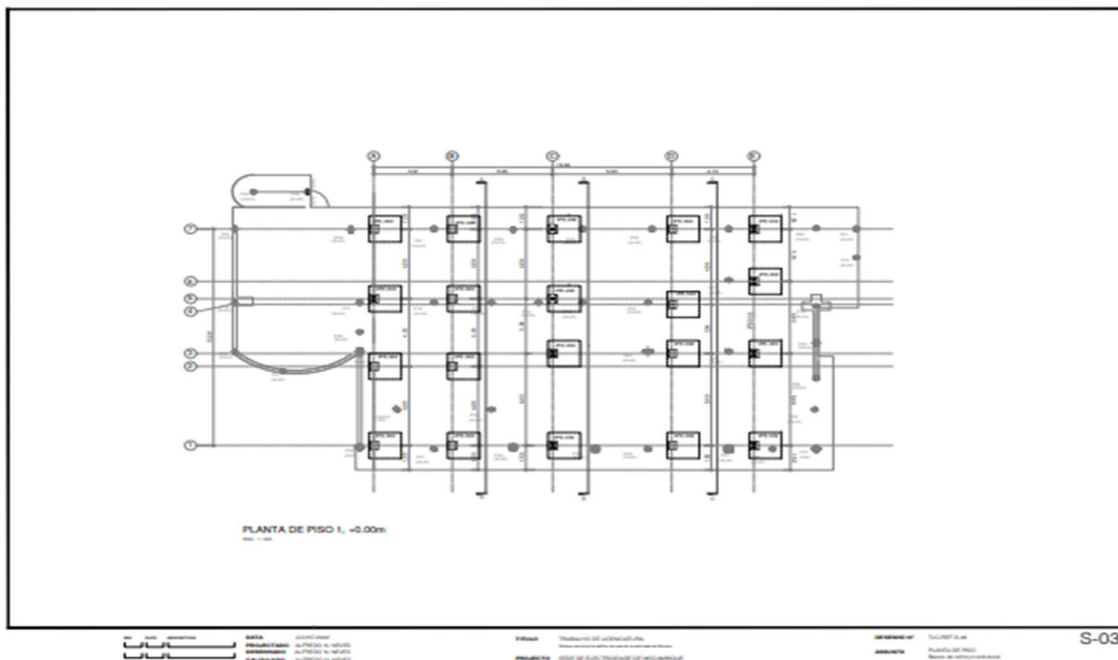
Anexo I: Corte A-A, Detalhes de ligação (TLC-REF-S-0)



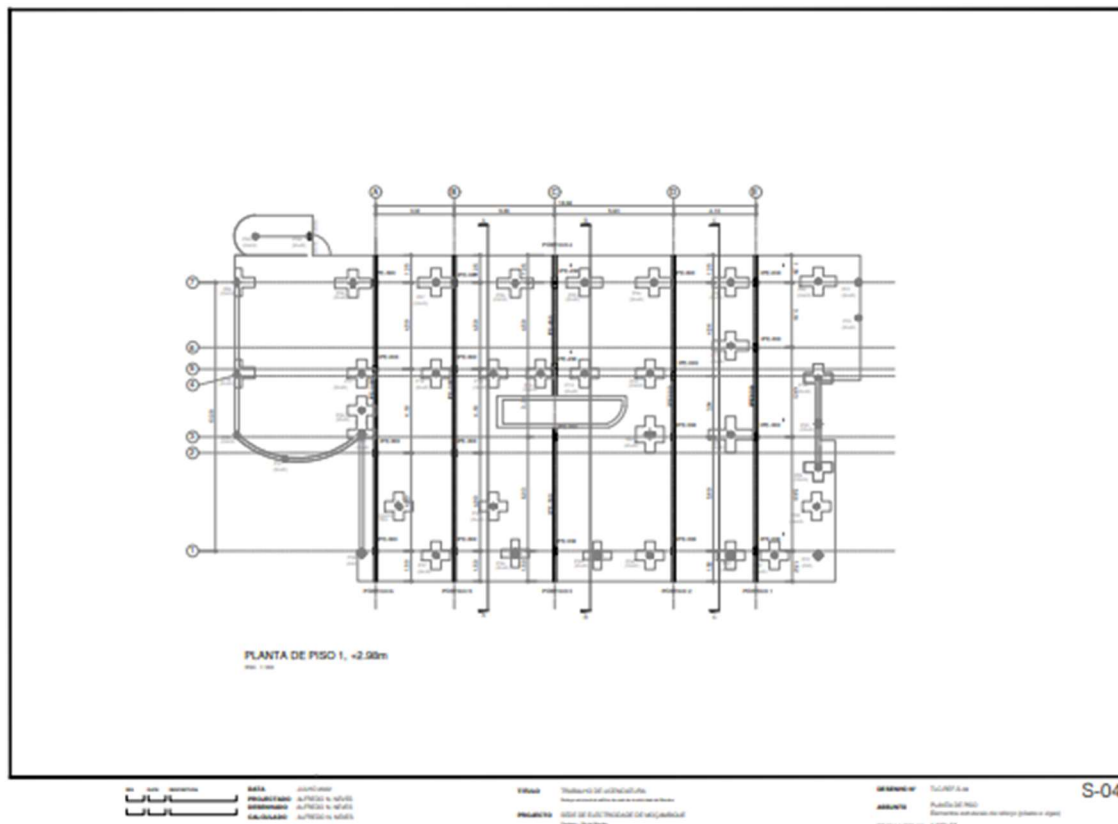
Anexo J: Corte A-A, Detalhes de ligação (TLC-REF-S-0)



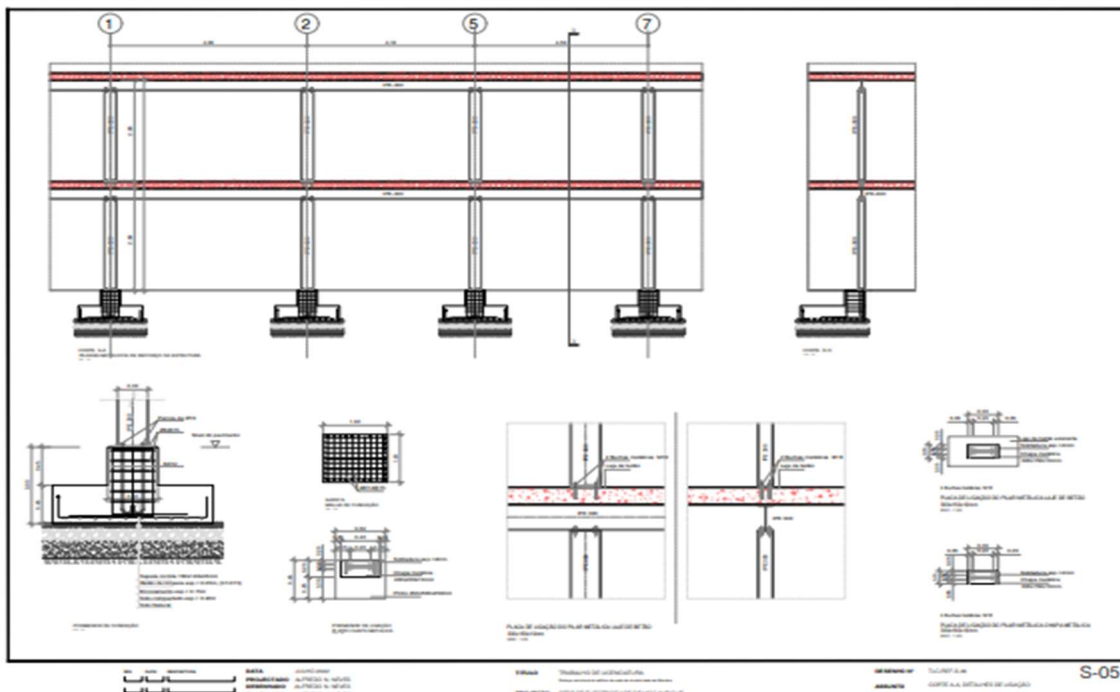
Anexo K: Corte B-B, Detalhes de ligação (TLC-REF-S-0)



Anexo L: Corte C-C, Detalhes de ligação (TLC-REF-S-06)



Anexo M: Planta de Piso para determinação de Vão Máximo da laje (TLC-REF-S-)



Anexo N: Planta de distribuição de Áreas nas Lajes (TLC-REF-S-)

