

Edmilton Armino Chambule

Estudo comparativo de custos dos materiais de estruturas semelhantes com diferentes sistemas de apoio.

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

Universidade Pedagógica de Maputo

Maputo

2023

Edmilton Armindo Chambule

Estudo comparativo de custos dos materiais de estruturas semelhantes com diferentes sistemas de apoio.

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

Supervisor:

Eng.º Eneas Emanuel Eduardo Arone

Universidade Pedagógica de Maputo

Maputo

2023

Índice

| | |
|--|----------|
| Lista de Figuras | I |
| Lista de Tabelas e Gráficos | II |
| Lista de Gráficos..... | II |
| Lista de Siglas, Acrónimos, Abreviaturas e Símbolos | III |
| Declaração de Honra | V |
| Dedicatória..... | VI |
| Agradecimentos | VII |
| Resumo | VIII |
| CAPÍTULO I – CONTEXTO DO ESTUDO | 4 |
| 1.1. Introdução | 4 |
| 1.2. Delimitação do Tema..... | 5 |
| 1.3. Justificativa | 5 |
| 1.4. Problematização e Problema..... | 5 |
| 1.5. Hipóteses..... | 5 |
| 1.6. Objectivos | 6 |
| CAPÍTULO II - FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA..... | 7 |
| 2.1. Definição de conceitos e termos | 7 |
| 2.2. Revisão da Literatura | 8 |
| 2.3. Acções em Estruturas..... | 9 |
| 2.4. Combinações de acções | 11 |
| 2.5. Materiais | 11 |
| 2.6. Elementos Estruturas | 13 |
| 2.6.1. Classificação dos Elementos Estruturais..... | 14 |
| 2.7. Lajes..... | 14 |
| 2.7.2. Lajes maciça..... | 15 |
| 2.8. Dimensionamento dos elementos estruturais..... | 16 |
| 2.9. DIMENSIONAMENTO DA LAJE..... | 18 |
| 2.10. DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS..... | 19 |
| 2.11. DIMENSIONAMENTO DE PILARES E SAPATAS DO SISTEMA 1 | 21 |
| 2.11.1. DIMENSIONAMENTO DE PILARES DO SISTEMA 1 (4 pilares)..... | 21 |
| 2.12. SAPATAS DO SISTEMA -1 | 22 |

| | |
|--|-----|
| 2.12.1. DIMENSIONAMENTO DE SAPATAS DO SISTEMA 1 | 22 |
| 2.13. DIMENSIONAMENTO DE PILARES E SAPATAS DO SISTEMA 2 | 23 |
| 2.13.1. DIMENSIONAMENTO DE PILARES DO SISTEMA 2 (2 PILARES))..... | 23 |
| 2.14. SAPATAS DO SISTEMA-2 | 24 |
| 2.15. QUATIFICAÇÃO DOS MATERIAIS..... | 25 |
| 2.15.1. SISTEMA-1 | 25 |
| 2.16 . SISTEMA-2 | 26 |
| CAPÍTULO III - METODOLOGIA | 28 |
| 3.1. Tipo de pesquisa | 28 |
| 3.2. População e Amostra | 29 |
| 3.3. Procedimentos e técnicas de recolha de dados | 29 |
| 3.4. Procedimentos usados para a análise e sistematização de dados..... | 29 |
| 3.5. Aspectos éticos | 30 |
| CAPÍTULO IV - ANÁLISE DE DADOS, INTERPRETAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS | 31 |
| CAPÍTULO V - CONCLUSÃO E RECOMENDAÇÕES..... | 35 |
| 5.1. Conclusão..... | 35 |
| 5.2. Recomendações para trabalhos futuros..... | 36 |
| REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS | 37 |
| APÊNDICES | 39 |
| ANEXOS..... | 107 |

Lista de Figuras

| | |
|--|----|
| Figura 1- Laje maciça rectângular apoiada em quatro vigas e quatro pilares..... | 8 |
| Figura 2- Laje maciça rectângular apoiada em quatro vigas e dois pilares | 9 |
| Figura 3- Desenho das armaduras na laje | 19 |
| Figura 4- Desenho das armaduras da viga da maior direcção | 20 |
| Figura 5- Desenho das armaduras da viga da menor direcção | 21 |
| Figura 6- Desenho das armaduras do pilar do sistema 1 | 22 |
| Figura 7- Planta das fundações | 22 |
| Figura 8- Desenho das armaduras da sapata do sistema 1 | 23 |
| Figura 9- Desenho das armaduras do pilar do sistema 2 | 24 |
| Figura 10- Planta das fundações | 24 |
| Figura 11- Desenho das armaduras da sapata do sistema 2..... | 25 |
| Figura 12- Laje apoiada em 4 vigas..... | 25 |
| Figura 13- Laje apoiada em 2 vigas opostas..... | 26 |

Lista de Tabelas e Gráficos

| | |
|--|----|
| Tabela 1 -Resumo da laje dos sistemas 1 e 2..... | 18 |
| Tabela 2 - Quadro resumo dos esforços das vigas dos 5 metros..... | 20 |
| Tabela 3 - Quadro resumo dos esforços das vigas de 4 metros | 21 |
| Tabela 4 - Quadro resumo dos esforços dos pilares do sistema 1..... | 21 |
| Tabela 5 - Quadro resumo dos esforços das sapatas do sistema 1 (apoiada em 4 pilares) | 23 |
| Tabela 6 - Quadro resumo dos esforços dos pilares do sistema 2 (apoiada em 2 pilares)..... | 23 |
| Tabela 7 - Quadro resumo dos esforços das sapatas do sistema 2 (apoiada em 2 pilares) | 24 |
| Tabela 8 -Quantificação do betão do sistema 1 | 26 |
| Tabela 9 – Quadro resumo da quantificação do aço | 26 |
| Tabela 10 -Quantização do betão do sistema 2..... | 27 |
| Tabela 11 – Quadro resumo da quantificação do aço | 27 |
| Tabela 12 - Consumo de materiais, correspondente ao sistema 1 (laje apoiada em 4 pilares) 31 | |
| Tabela 13 - Consumo de materiais, correspondente ao sistema 2 (laje vigada apoiada em 2 pilares)..... | 31 |
| Tabela 14 - Comparação do consumo dos materiais em relação aos dois sistemas..... | 31 |
| Tabela 15 - Custos dos materiais do sistema 1 (Laje apoiada em 4 pilares)..... | 32 |
| Tabela 16 -Custos dos materiais do sistema 2 (Laje apoiada em 2 pilares)..... | 33 |
| Tabela 17 - Custos total dos materiais dos sistemas (1 e 2)..... | 33 |

Lista de Gráficos

| | |
|--|----|
| Gráfico 1 – Representação dos preços totais dos materiais em percentagens | 33 |
| Gráfico 2 – Representação dos preços totais dos materiais em percentagens | 33 |
| Gráfico 3 - comparação do custo geral | 34 |

Lista de Siglas, Acrónimos, Abreviaturas e Símbolos

A400 NR – Designação do tipo corrente de armadura ordinária

RSA – Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes

REBAP – Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado

EI – Factor de regidiz de uma secção em flexão

E_c – Modulo de elasticidade do betão

$E_{c,28}$ - Módulo de elasticidade do betão aos 28 dias de idade

I – Momento de inércia de uma secção

L – comprimento

M- Momento Flector

M_{sd}- Valor do cálculo do momento flector

M_{sg} – Momento flector actuante devido as acções permanentes

N- Esforço do cálculo

N_{rd}- Valor de cálculo do esforço normal resistente

N_{sd} – valor de cálculo de esforço normal actuante

N_{sg}- Esforço normal actuante devido as acções permanentes

N_k - Esforço do cálculo não majorado

R- Reação

T_{rd} – Valor de cálculo do momento torsor resistente

V – Esforço transverso

V_{cd}- Valor do cálculo de esforço transverso resistente que depende da resistência do betão

V_{sd}- Valor do cálculo de esforço transverso actuante

V_{rd} – Valor de cálculo do esforço do punçoamento resistente

V_{wd} - Valor do cálculo transversal resistente que depende da armadura.

b_w – Largura da alma de uma secção

q - Carga

d – Altura útil de uma secção

f_{cd} - Valor de cálculo de tensão de rotura do betão a compressão

f_{syd} – Valor de cálculo de tensão de cedência

h - Altura total de uma secção

Declaração de Honra

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 e na bibliografia final.

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

Maputo, aos _____ De _____ 2023

(Edmilton Armindo Chambule)

Dedicatória

Pelo presente trabalho, dedico:

Aos meus pais Armindo Filipe Chambule e Telma Jerónimo Caifaz Mbembele, aos meus Irmãos Ana Paula, Edna, Hélio, Armindo Júnior, Wagner, ao meu tio Luís Mbembele, aos meus colegas do grupo pelo apoio, Romário Sidónio, José Bernardo Lumbela, Valeriano Gume, ao meu amigo Ernesto Eudito Bilone Cossa, ao meu amigo pelo apoio desde o início da formação até a fase final do curso Engenheiro Aldemiro Abel Machango.

Agradecimentos

O presente trabalho chegou ao fim com o apoio prestado por várias individualidades e personalidades. A eles quero endereçar os meus sinceros agradecimentos. Em primeiro lugar a Deus que possibilitou tudo para que corresse normalmente.

De seguida um especial agradecimento ao Engenheiro Eneas Emanuel Eduardo Arone, o meu orientador do trabalho, pela paciência e suporte técnico durante a elaboração do trabalho. Agradeço também, a todos docentes da Universidade Pedagógica de Maputo – Faculdade de Engenharia e Tecnologia pela formação, profissionalismo no que concerne nas matérias educativas.

De igual forma aos meus pais que tornaram a minha existência, a todos os meus irmãos, pela companhia durante todos os anos da minha formação, aos meus colegas do grupo de estudo Romário Sidónio, José Bernardo Lumbela, Valeriano Gume, ao meu amigo Ernesto Eudido Bilone Cossa pelo suporte, e um especial agradecimento ao Engenheiro Aldemiro Abel Machango pelo apoio na colaboração do seu suporte técnico durante o percurso da formação e elaboração do trabalho final, a todos o meu muito obrigado.

Resumo

O objectivo geral do nosso trabalho é Comparar os custos dos materiais estruturais com diferentes sistemas de apoios em estruturas semelhantes, e específicos: definir os sistemas de apoio simétricos a servirem de base para a análise estrutural, dimensionar as soluções estruturais propostos, e Fazer uma análise comparativa das quantidades dos materiais estruturais obtidos, o estudo foi de carácter exploratório com uma amostra escolhida de uma laje de cobertura maciça rectangular de betão armado com diferentes sistemas de suporte, foram criadas plantas arquitetónicas das estruturas, onde em seguida, considerando mesmas acções a solicitarem os dois sistemas estruturais, dimensionou – se os elementos estruturais por forma a responder as solicitações por parte das acções, feito o dimensionamento procedeu- se com a quantificação dos materiais constituintes dos elementos estruturais, o estudo do caso foi o procedimento técnico utilizado na pesquisa, e para o tratamento de dados recorreu - se aos diagramas para identificar e caracterizar relações entre os custos dos materiais, tendo-se concluído que a adopção de elementos estruturas com menor números de apoios (2 pilares) apresenta uma vantagem uma vez que há uma baixa complexidade de execução acompanhada de baixo custo em relação a estrutura com maior número de apoios (4 pilares), sendo que ambas as estruturas foram dimensionadas por forma a resistirem mesmas acções.

Palavras-chaves: Sistemas Estruturais, Apoios, materiais de construção.

CAPÍTULO I – CONTEXTO DO ESTUDO

1.1. Introdução

O propósito do ramo da engenharia é de resolver os diversos problemas que se podem observar na sociedade por forma a garantir melhor qualidade de vida na mesma. Visto que a sociedade é composta por camadas diversas de entre elas as que tem poucas capacidades financeiras, é costume dos profissionais da área criar soluções mais económicas buscando abranger todas as camadas no desempenho de suas actividades.

Em algumas situações pode constituir criar soluções económicas a redução ou acréscimo dos elementos estruturais numa certa obra. Decisão esta que carece de fundamentos visto que ao remover ou acrescentar um elemento estrutural surge a necessidade de reajustar a parte remanescente da estrutura por forma a resistir as acções que são impostas. É com o intuito de criar os fundamentos acima mencionados que se elabora o presente trabalho que consiste em avaliar possíveis diferenças em estruturas semelhantes com certas diferenças nos sistemas de apoios.

O presente estudo inicia com a formulação do problema onde são especificadas as perguntas de pesquisa, justificativa e respectivos objectivos. De seguida a revisão da literatura onde é feita descrição dos principais temas para a fundamentação da nossa pesquisa. Posteriormente é apresentada a metodologia no sentido de mencionarmos e compreendermos aquilo que foi o método escolhido para recolha de dados e dar a conhecer os procedimentos da análise da informação e do conteúdo.

Seguidamente são apresentados e discutidos os resultados, as conclusões e as recomendações, e por fim expõem-se os apêndices e os anexos.

1.2. Delimitação do Tema

O presente trabalho tem como objectivo comparar os custos dos materiais estruturais com diferentes sistemas de apoios em estruturas semelhantes. A análise é feita em elementos lineares reticuladas e elementos laminares planos em betão armado das estruturas, delimitando – se ao estudo dos sistemas estruturais numa laje de cobertura maciça retangular. A comparação dos custos dos materiais foi feita apenas ao consumo do betão e aço. A pesquisa baseou – se numa abordagem prática, e teve como base os regulamentos em vigor no nosso país (Moçambique) nomeadamente: Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré – Esforçado (REBAP) e Regulamento de Segurança Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA).

1.3. Justificativa

Nas obras, tem - se verificado em algumas análises estruturais uma incerteza da adopção de certos elementos estruturais por forma a responder à resistência e a segurança das estruturas, o que tem proporcionado em certas soluções sobrecargas estruturais colocando em causa a segurança da mesma, e o aumento dos custos. Mediante a esse cenário surge um interesse em elaborar o presente trabalho que irá definir bases na adequabilidade de cada solução estrutural por forma a garantir a segurança e a minimização de custos de obra, permitindo assim de um modo geral um direccionamento dos modelos estruturais seguros e económicas.

1.4. Problematização e Problema

O projecto estrutural é complementar ao projecto arquitectónico, cujo objectivo é o dimensionamento e detalhamento dos elementos estruturais que possam garantir a resistência e as cargas que lhe são solicitadas, permitindo que as estruturas cumpram a sua função sem deformar. É neste contexto que surge uma ambiguidade na tomada de decisões no que diz respeito a disposição dos elementos estruturais. Mediante este cenário, se pretende com este estudo responder à seguinte questão:

Até que ponto a adopção de sistemas de apoios diferentes para estruturas semelhantes afecta o custo dos materiais?

1.5. Hipóteses

“Hipótese é uma proposição testável que pode vir a ser a solução do problema” (Gil, 2002:30). Tendo em consideração a natureza do problema de pesquisa do presente estudo, colocaram-se as seguintes hipóteses:

H1 - Na adopção de sistemas de apoios diferentes para estruturas semelhantes, não terá diferença significativa em termos de custos, quando há simetria na disposição dos apoios.

H2 - Na adopção de sistemas de apoios diferentes para estruturas semelhantes, terá diferença dos custos dos materiais quando os apoios são posicionados nos cantos das vigas.

H3 - Na adopção de sistemas de apoios diferentes para estruturas semelhantes, terá diferença nos custos dos materiais quando os apoios são assimétricos na sua disposição.

1.6. Objectivos

1.6.1. Objectivo geral

- ✓ Comparar os custos dos materiais estruturais com diferentes sistemas de apoios em estruturas semelhantes.

1.6.2. Objectivos específicos

1.6.2.1. Definir os sistemas de apoios simétricos a servirem de base para a análise estrutural.

1.6.2.2. Dimensionar as soluções estruturais propostos considerando mesmas acções aos sistemas propostos.

1.6.2.3. Fazer uma análise comparativa das quantidades dos materiais estruturais obtidos considerando apenas o aço e o betão.

CAPÍTULO II - FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

2.1. Definição de conceitos e termos

2.1.1. Estrutura

Estrutura é um sistema destinado a proporcionar o equilíbrio de um conjunto de acções, capaz de suportar as diversas acções que vierem a solicitá-la durante a sua vida útil sem que ela perca a sua função (MONTEIRO, 2006).

Apoios - Os apoios são elementos responsáveis pela restrição de graus de liberdade das estruturas, despertando com isto reacções nas direcções dos movimentos impedidos, de modo a ficar assegurada sua imobilidade.

Pilares - Elemento estrutural linear vertical cuja missão é transmitir as cargas de vigas e paredes e se apoiam nas fundações (FARINHA & DOS REIS, 1993).

Vigas - Elemento estrutural linear disposto de forma horizontal ou inclinada e apoiada pelas extremidades sobre paredes ou pilares (FARINHA & DOS REIS, 1993).

Principais tipos de vigas

Os principais tipos de vigas são:

- ✓ Viga em balanço: viga com apoio único que obrigatoriamente deve ser um engaste fixo;
- ✓ Viga simplesmente apoiada: viga com apoio fixo e um apoio móvel;
- ✓ Viga biengastada: viga com as duas extremidades engastadas;
- ✓ Viga Gerber: viga articulada e isostática, sobre mais de dois apoios;
- ✓ Viga contínua: viga hiperestática, sobre mais de dois apoios;
- ✓ Viga balcão: viga de eixo curvo ou poligonal, com carregamento não pertencente ao plano formado pela viga;
- ✓ Viga-coluna: barra com solicitações de flexão e de compressão.

Pórticos - Pórticos planos são estruturas lineares planas com solicitações complanares. Podemos generalizar os pórticos planos para pórticos espaciais, cujas barras se dispõem em planos diversos.

2.2. Revisão da Literatura

2.2.1. Sistemas estruturais de betão armado

Segundo Souza (2008:20) Os sistemas estruturais podem ser definidos como conjuntos estáveis de elementos projectados e construídos para agir como um todo no suporte e na transmissão segura de cargas aplicadas ao solo, sem exceder os esforços permissíveis dos componentes. Os sistemas estruturais, consistem na reunião de elementos estruturais de betão, de aço, mistos e outros, de maneira que estes trabalhem de forma conjunta para resistir às acções actuantes no edifício e garantir sua estabilidade.

2.2.2. Sistemas estruturais adoptados

De acordo com SOUSA & RODRIQUIS (2008) As estruturas se caracterizam -se por serem as partes mais resistentes de uma construção. São elas que absorvem e transmitem os esforços, sendo essenciais para a manutenção da segurança de uma edificação. Uma estrutura é formada por elementos estruturais, que combinados dão origem aos sistemas estruturais.

A execução de uma construção, seja ela de grande ou pequeno porte, implica obrigatoriamente na construção de uma estrutura de suporte, que necessita de um projecto. Desta forma, a estrutura tem como finalidade assegurar a forma espacial idealizada garantindo integridade à edificação por tanto tempo quanto o necessário. Uma estrutura é constituída por barras (vigas, pilares, tirantes, arcos, etc.) ou Laminares (paredes, placas, cascas etc.).

Para o estudo adoptou – se sistemas estruturais de betão armado, constituídos por um conjunto de elementos e componentes inter – relacionados e completamente integrados no processo construtivo.

- a) **SISTEMA 1** - Laje maciça rectângular apoiada em quatro vigas e quatro pilares

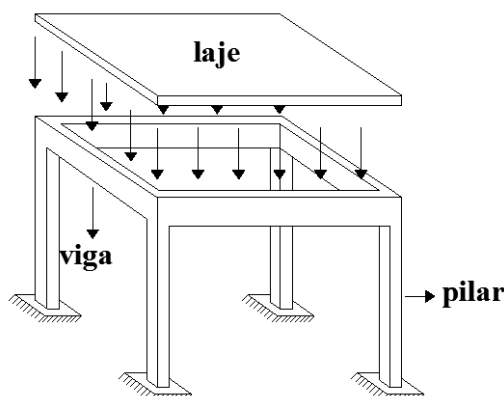


Figura 1 - Laje maciça rectângular apoiada em quatro vigas e quatro pilares

b) **SISTEMA 2** - Laje maciça rectângular apoiada em quatro vigas e dois pilares

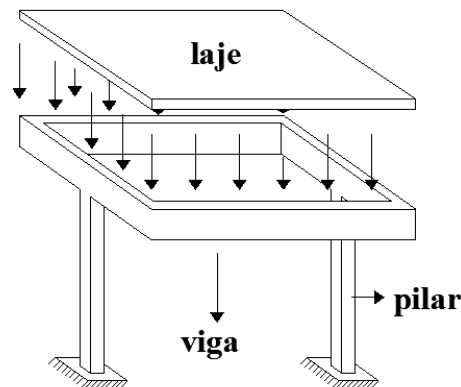


Figura 2- Laje maciça rectângular apoiada em quatro vigas e dois pilares

2.3. Acções em Estruturas

As acções foram determinadas e adotadas de acordo com o Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes (R.S.A) e com o Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré- Esforçado (R.E.B.A.P.).

Segundo (Bastos, 2021), Acções são as causas que provocam o aparecimento de esforços ou deformações nas estruturas. Quando há aplicação de forças, diz-se que estas forças são acções directas e quando há deformações impostas a uma estrutura e estas originam esforços na estrutura diz-se que estas deformações geram acções indirectas.

As acções em estruturas podem ser classificadas de acordo com a sua origem, variação no tempo, variação no espaço e natureza.

Origem:

- ✓ Directas: peso próprio, revestimentos, sobrecargas de utilização;
- ✓ Indirectas: assentamentos de apoios, variações de temperatura, acção sísmica.

Variação no tempo:

- ✓ Acções Permanentes (G): são acções que possuem valores praticamente constantes ao longo do período de vida da estrutura. Como exemplos temos: peso próprio da estrutura, de equipamentos, impulsos de terras, etc.;
- ✓ Acções Variáveis (Q): acções que vêm a sua intensidade variar de forma considerável ao longo do período de vida da estrutura. Como exemplos temos: sobrecargas nos pavimentos, coberturas, acção do vento, acção da neve;

- ✓ Acções Acidentais (A): acções cuja duração é bastante reduzida e com baixa probabilidade de ocorrência. Como exemplos temos: explosões ou choque de veículos, acção sísmica.

Variação no Espaço:

- ✓ Acções Fixas;
- ✓ Acções Livres.

Natureza:

- ✓ Estáticas: peso de equipamentos estáticos;
- ✓ Dinâmicas: são acções que devido à variabilidade no tempo ou espaço, introduzem acelerações não desprezáveis na estrutura, provocando assim um agravamento dos esforços. Como exemplos temos: peso de carros a passar no tabuleiro de uma ponte.

2.3.1. Acções permanentes

As cargas permanentes consideradas no projecto foram as seguintes:

- ✓ Peso Próprio da Estrutura;
- ✓ Revestimento.

2.3.2. Acções variáveis

As acções variáveis consideradas no projecto foram as seguintes:

- ✓ Sobrecargas de coberturas;
- ✓ Acção do Vento;

2.3.3. Acção do vento

A acção provocada pelo vento é especificada no R.S.A. que fornece orientações relativamente à sua determinação. Este tipo de acção deve ser considerado como acção variável fixa.

As acções do vento variam em função do tempo e atuam directamente, sob a forma de pressões, nas superfícies exteriores dos edifícios e nas superfícies interiores de construções abertas. Nas construções fechadas também actuam sobre as superfícies interiores, embora indirectamente, sob a forma de sucções.

A acção do vento é representada por um conjunto simplificado de pressões ou de forças, cujo efeito depende da dimensão, forma e das propriedades dinâmicas da estrutura. Segundo o (R.S.A.), os valores característicos da velocidade do vento correspondem a 0,95 da distribuição de probabilidade dos valores máximos em períodos de 50 anos, isto é, existe uma probabilidade anual de 0,05 (5%) de estes valores serem excedidos. O R.S.A (artigo 20º), começa por dividir o território português em duas zonas, A e B:

- ✓ **Zona A:** generalidade do território, excepto as regiões pertencentes à zona B;
- ✓ **Zona B:** arquipélagos dos Açores e da Madeira, e as regiões do continente situadas numa faixa costeira com 5km de largura ou altitude superior a 600 metros.

Depois de identificada a zona à qual pertence o edifício a analisar, é necessário quantificar a rugosidade dinâmica do solo, procurando assim quantificar a influência que os obstáculos e suas dimensões têm na acção do vento. Para tal, o R.S.A (artigo 21º) propõe dois tipos de rugosidades, I e II:

- ✓ **Rugosidade do tipo I:** locais situados no interior de zonas urbanas em que predominem edifícios de médio e grande porte;
- ✓ **Rugosidade do tipo II:** restantes locais, nomeadamente zonas rurais e periferia de zonas urbanas.

2.4. Combinações de acções

As acções permanentes são consideradas em sua totalidade. Já das acções variáveis, são consideradas apenas as parcelas que produzem efeitos desfavoráveis para a segurança da estrutura.

As acções incluídas em cada combinação devem ser consideradas com seus valores representativos, multiplicadas pelos respectivos coeficientes de ponderação das acções.

2.5. Materiais

Um material estrutural para ser considerado, deve possuir outras características, que não sejam somente a resistência à tração ou compressão, ele deve apresentar características como plasticidade e elasticidade. Quando tencionado, um material estrutural pode apresentar comportamento elástico ou plástico. Possui comportamento elástico quando retorna a sua posição original após sofrer uma tensão, sem deixar, portanto deformações residuais. Em contrapartida um material estrutural apresenta comportamento plástico quando fica com alguma deformação residual após sofrer um esforço de tensão. (Souza e rodriques, 2008)

Os principais materiais estruturais aplicados à construção civil são: o aço, Betão e a madeira.

2.5.1. Aço

O aço é muito empregado na construção civil. Possui como características: excelente resistência à tração, elevadas durezas e plasticidade, ductibilidade, alta condutividade térmica e elétrica.

Uma peça de aço, sob efeito de tensões de tração ou de compressão sofre deformações, que podem ser elásticas ou plásticas. Tal comportamento deve-se à natureza cristalina dos metais,

pela presença de planos de escorregamento ou de menor resistência mecânica no interior do reticulado.

Vantagens e desvantagens dos aços estruturais

Vantagens das estruturas de aço:

- ✓ Manutenção das dimensões e propriedades dos materiais.
- ✓ Material resistente a choques e vibrações.
- ✓ Os elementos de aço oferecem uma grande margem de segurança no trabalho, o que se deve ao facto de o material ser único e homogêneo, com limite de escoamento, ruptura e módulo de elasticidade bem definido.
- ✓ Os elementos de aço podem ser desmontados e substituídos com facilidade, o que permite reforçar ou substituir facilmente diversos elementos da estrutura.
- ✓ Possibilidade de reaproveitamento do material que não seja mais necessário à construção (valores que chegam a 100% de aproveitamento).

Desvantagens do Aço:

- ✓ Limitação na execução em fábrica em função do transporte até o local de sua montagem final.
- ✓ Necessidade de tratamento superficial das peças contra oxidação devido ao contacto com o ar atmosférico.
- ✓ Necessidade de mão-de-obra e equipamentos especializados para sua fabricação e montagem.
- ✓ Limitação de fornecimento de perfis estruturais.

2.5.2. Betão

Segundo Rodrigues e Souza (2008), definem betão como um material resultante da mistura de cimento, água, brita e areia. No estado fresco, o betão possui consistência plástica, podendo ser moldado em formas com dimensões desejadas. O betão no estado endurecido tem elevada resistência à compressão, porém sua resistência a tração é bastante reduzida (cerca de 10% da resistência à compressão.).

Vantagens do uso do betão armado como material de construção

- ✓ São materiais econômicos e abundantes no planeta;
- ✓ É de fácil moldagem, permitindo adoção das mais variadas formas;
- ✓ Emprego extensivo de mão-de-obra não qualificada e equipamentos simples;

- ✓ Elevada resistência à acção do fogo;
- ✓ Elevada resistência ao desgaste mecânico
- ✓ Grande estabilidade, sob acção de intempéries, dispensando trabalhos de manutenção;
- ✓ Aumento da resistência à ruptura com o tempo;

A principal desvantagem do betão armado é sua massa específica elevada (aproximadamente 2,5 t/m³). Em obras com grandes vãos, as solicitações de peso próprio se tornam excessivas, resultando em uma limitação prática dos vãos das vigas em betão armado.

2.5.3. Betão armado

É obtido através da colocação da armadura no interior do betão. As armaduras são posicionadas no interior da fôrma, antes do lançamento do betão (que possui excelente resistência à tração). O resultado é uma peça estrutural que pode resistir aos esforços de compressão e tração, (SOUSA,2008).

As armaduras colocadas no interior do betão, são protegidas contra a corrosão pelo facto de o betão ser um meio alcalino. Por outro lado, a fissuração do betão armado pode permitir o acesso de ar e água junto às armaduras, reduzindo o grau de protecção das mesmas contra oxidação o que reduz a eficiência e durabilidade do betão armado.

2.6. Elementos Estruturas

São corpos ligados entre si (ligações interiores) e aos apoios (ligações exteriores) de modo a constituir em sistema indeformável por forma a compor uma estrutura. Os elementos estruturas são projectados e construídos para sustentar e transmitir as cargas impostas até o solo de maneira segura.

De acordo com SOUSA & RODRIQUIS (2008) as estruturas ou sistemas estruturais são constituídas através da disposição racional e adequada de diversos elementos estruturais. Os elementos estruturais são os responsáveis por receber e transmitir as solicitações na estrutura, sofrendo como consequência deformações. Os elementos estruturais podem ser:

Barras: possuem dimensões da secção transversal da mesma ordem de grandeza, e menores em relação ao seu comprimento e cujo eixo é uma linha recta ou curva aberta.

As barras podem constituir diversos sistemas estruturais. Dentre os principais estão: (*Vigas, Arcos, Pórticos, Cabos, Treliça*)

Folhas ou estruturas de superfície - São elementos estruturais que apresentam grandes superfícies em relação a sua espessura. Nesta classe de elementos podemos ter as seguintes estruturas: (*Chapas, Placas, Membranas, blocos*)

2.6.1. Classificação dos Elementos Estruturais

De acordo com MONTEIRO (2006), os elementos estruturais são classificados em:

Elementos de Superfície - São elementos estruturais que apresentam duas de suas dimensões predominando sobre a terceira.

Elementos de Volume - São elementos estruturais que apresentam as três dimensões na mesma ordem de grandeza.

Elementos Lineares - São elementos estruturais que apresentam uma das suas dimensões predominando sobre as outras duas.

Elementos estruturais reticulados - Quando o seu eixo longitudinal esta contida numa certa recta.

2.7. Lajes

Segundo BASTOS (2006:11) As lajes são os elementos planos que se destinam a receber a maior parte das acções aplicadas numa construção, onde duas dimensões (comprimento e largura) predominam sobre uma terceira (espessura). Normalmente, estes elementos são executados para suportar as cargas verticais transmitidas a um plano horizontal (piso dos edifícios), como também para servirem de cobertura de estruturas. As lajes são submetidas essencialmente há momentos flectores e forças cortantes decorrentes das acções verticais. As lajes também possuem um importante papel no esquema resistente para acções horizontais, comportando-se como diafragmas rígidos ou chapas, compatibilizando o deslocamento dos pilares de cada piso.

2.7.1. Classificação das lajes

De acordo com MARCHÃO & APPLETON (2008) com as lajes obedecem a seguinte classificação;

2.7.1.1. Tipo de Apoio

- Lajes vigadas (apoiadas em vigas)
- Lajes fungiformes (apoiadas directamente em pilares)
- Lajes em meio elástico (apoiadas numa superfície deformável – ensoleiramentos, por exemplo)

2.7.1.2. Constituição

Monolíticas (só em betão armado)

- Maciças (com espessura constante ou de variação contínua)
- Aligeiradas
- Nervuradas

2.7.1.3. Mistas (constituídas por betão armado, em conjunto com outro material)

- Vigotas pré-esforçadas
- Perfis metálicos

2.7.1.4. Modo de flexão dominante

- Lajes armadas numa direcção (comportamento predominantemente unidireccional)
- Lajes armadas em duas direcções (comportamento bidireccional)

2.7.1.5. Modo de fabrico

Betonadas “in situ”

Pré-fabricadas

- Totalmente (exemplo: lajes alveoladas)
- Parcialmente (exemplo: pré-lajes)

2.7.2. Lajes maciça

Segundo BASTOS (2021:1) Laje maciça é aquela onde toda a espessura é composta por betão, contendo armaduras longitudinais de flexão e eventualmente armaduras transversais, e apoiada em vigas ou paredes ao longo das bordas. Lajes com uma ou mais bordas livres são casos particulares de lajes maciças. Nas lajes maciças as cargas são transmitidas para as vigas de apoio nas bordas da laje.

2.7.2.1. Classificação das lajes maciças quanto á direcção

Segundo BASTOS (2021:1) As lajes maciças podem ser classificadas segundo diferentes critérios, como em relação à forma geométrica, dos tipos de vínculos nos apoios, quanto à direcção, etc. As formas geométricas podem ter as mais variadas formas possíveis, porém, a forma rectangular é a grande maioria dos casos da prática. Hoje em dia, com os avançados programas computacionais existentes, as lajes podem ser facilmente calculadas e dimensionadas, segundo quaisquer formas geométricas e carregamentos que tiverem.

Uma classificação muito importante das lajes maciças é aquela referente à direcção ou direcções da armadura principal. Existem dois casos: laje armada em uma direcção ou laje armada em duas direcções.

a) Laje armada em uma direcção

As lajes armadas em uma direcção tem relação entre o lado maior e o lado menor superior a dois, isto é: $l_x = \text{vão menor}$ $l_y = \text{vão maior}$.

$$\lambda = \frac{l_y}{l_x} > 2 \quad (1)$$

b) Laje armada em duas direcções (em cruz)

Nas lajes armadas em duas direcções os esforços solicitantes são importantes segundo as duas direcções principais da laje. A relação entre os lados é menor que dois.

$$\lambda = \frac{l_y}{l_x} \leq 2 \quad (1.1)$$

2.8. Dimensionamento dos elementos estruturais

✓ Sequência do dimensionamento

- 1- Dimensionamento de Lajes;
- 2- Dimensionamento das Vigas
- 3- Dimensionamentos dos pilares
- 4- Dimensionamento das Sapatas

✓ Dados considerados para o dimensionamento estrutural

Dados a considerar de acordo com o regulamento de Estruturas de Betão Armado e pré – esforçado (REBAP), Regulamento de Segurança e acções para Estruturas de Edifícios e pontes (RSA), e Tabelas Técnicas.

- Terraços não acessíveis
- Ambiente moderadamente agressivo
- B25 / A400 NR
- Resvestimento – 2 cm
- Sobrecarga em coberturas (S_c) – 1 kN/m² (Artigo 35 ° - RSA, para terraços não acessíveis).

Software de cálculo estrutural (Ftool)

2.8.1. Dados do regulamento sobre as lajes

As lajes dos dois sistemas são semelhantes, o dimensionamento da laje do sistema 1 é igual ao do sistema 2.

a) Espessura- (artigo 102.2.º REBAP)

L – menor

e – Espessura da laje

$l_i = \alpha \times l$ – Vão equivalente da laje, sendo (l) o vão teórico;

Segundo o artigo 89º REBAP, (o coeficiente (η) é tomada consoante o tipo de aço utilizado, para A400 $\eta = 1.0$)

b) Acções

(Os Valores dos pesos específicos foram obtidos na tabela técnica pagina 94, quadro número 4.2.

✓ **Acções permanentes**

Peso próprio da laje

$P_{plaje} = \text{Espessura da laje} \times \text{peso específico do betão}$ ($\gamma_{\text{betão}} = 25 \text{ kN/m}^2$)

Revestimento = e \times peso específico do revestimento, ($\gamma_{\text{argamassa}} = 21 \text{ kN/m}^2$)

✓ **Acções Variáveis**

Sobrecarga em coberturas (S_c) = 1 kN/m² (**Artigo 35º - RSA**, para terraços não acessíveis)

Vento (w_k) = 0.9 kN/m²)

c) Esforços do cálculo

Para a determinação dos momentos fletores e as reacções actuantes usou – se a **TABELA DE MARCUS – cálculo das lajes em cruz.**

d) Verificação da espessura da laje

✓ **Face á Fleccão:**

Segundo o artigo 19.º - (os valores de calculo das tensões de rotura a compressão f_{cd} são definidos a partir dos correspondentes valores característicos, referidos a provetes cilíndricos; para B25 o $f_{cd} = 13.3 \text{ Mpa}$).

✓ **Face ao Esforço Transverso**

Segundo o artigo 78.º REBAP;

Em ambiente moderadamente agressivo o recobrimento (c) é 3,0 cm, o valor referido pode no entanto, ser diminuído 0.5 cm, no caso de elementos laminares.

Segundo o artigo 53.º REBAP:

O valor da tensão τ_1 Para B25 é 650 Mpa;

b_w – largura da alma da secção;

(1,6 – d), não deve ser inferior que 1.

e) Calculo das armaduras

Para o cálculo das armaduras foi usado como base a: **Tabela de esforços normais e de flexão**

Segundo o artigo 104º e 90º REBAP – (a percentagem da armadura mínima principal das lajes para A 400 deve ser igual a 0.15)

Pelo artigo 105º

O espaçamento máximo dos varões da armadura principal, no caso armadura ordinária, o espaçamento dos varões da armadura principal não deve ser superior a 1.5 vezes a espessura da laje, com o máximo de 35 cm.

2.9. DIMENSIONAMENTO DA LAJE

2.9.1. Dimensionamento da laje dos sistemas 1 e 2 (Ver os cálculos no Apêndice 1).

Tabela 1-Resumo da laje dos sistemas 1 e 2

| LAJES DO SISTEMA 1 e 2 | | | | | | | |
|-------------------------------|-------|-------|--|------------------|------|--------------|--------------|
| Dimensões | | | Esforços do cálculo (KN/m ²) | | | Armaduras | |
| C (m) | L (m) | H (m) | Msd _x | Msd _y | Qsd | Direcção (x) | Direcção (y) |
| 5.00 | 4.00 | 0.10 | 3.326 | 5.187 | 5.88 | Ø8@150mm | Ø8@150mm |

a) Desenho das armaduras na laje

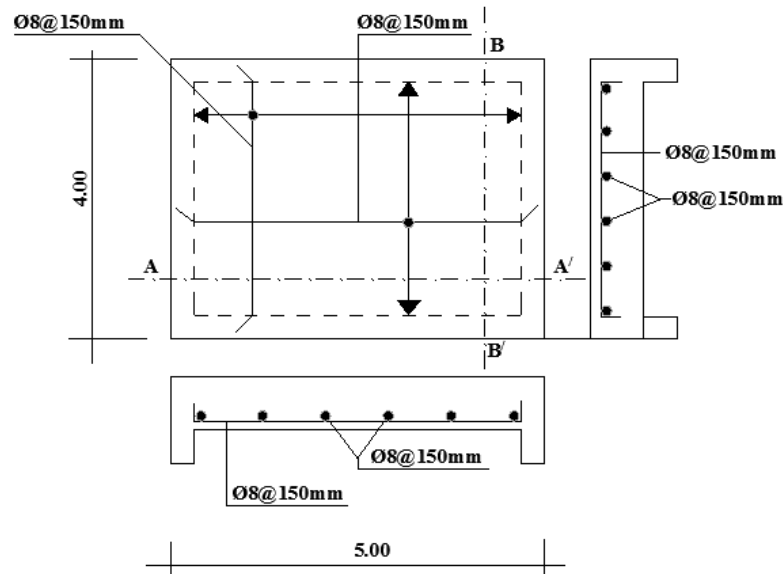


Figura 3- Desenho das armaduras na laje

2.10. DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS

As vigas dos dois sistemas são semelhantes, o dimensionamento das vigas do sistema 1 é igual ao do sistema 2.

Fundamentos do regulamento (REBAP)

a) Acções

Foram considerados esforços vinda da laje, e o peso próprio da viga para o dimensionamento das vigas

Peso próprio da viga

PPv = peso específico do betão × secção da viga ($\gamma_{\text{betão}} = 25\text{KN/m}^2$)

b) Altura mínima da viga

Segundo o artigo 89.º – (a altura mínima das vigas de betão armado deve em geral satisfazer a condição; $\frac{l_i}{h} \leq 20 \times \eta$)

c) Determinação das armaduras a flexão

Para a determinação das armaduras à flexão usou – se como base o método de tabelas

d) Determinação das armaduras do esforço transversal

Segundo o artigos 53.2.º e 53.3.º - (valores de tensões para o calculo das contribuições de betão e verificação ao risco de esmagamento)

O valor da tensão τ_2 Para B25 é 4.0 Mpa;

O valor da tensão τ_1 Para B25 é 0.65 Mpa;

Segundo o artigo 94.º - (Contribuição das armaduras)

A percentagem dos estribos (ρ_w) Para armaduras de aço A400 é 0.10 %

Segundo o artigo 94.2.º - (condições para o cálculo dos Espaçamentos dos estribos)

2.10.1. DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS DE MAIOR COMPRIMENTO (5 metros) -

(ver os cálculos no Apêndice II, alínea (a)).

A viga um (1) é igual a Viga dois (2), e estas vigas recebem as reacções da carga (q_y), (**ver apêndice VI alínea (a)**)

Tabela 2 - Quadro resumo dos esforços das vigas dos 5 metros

| VIGAS (5m) DO SISTEMA 1 E 2 | | | | | | | | |
|-----------------------------|-------|-------|---------------------|----------|---------------|-------------|-------------|-----------------|
| Dimensões | | | Esforços do cálculo | | | Armaduras | | |
| C (m) | L (m) | H (m) | Msd (KN.m) | Qsd KN/m | Q (laje) KN/m | Ast | A'sc | Ai (mm) |
| 5.00 | 0.20 | 0.20 | 17.69 | 5.66 | 4.175 | 4 ϕ 12 | 2 ϕ 12 | 2R ϕ 6@135 |

a) Desenhos das armaduras

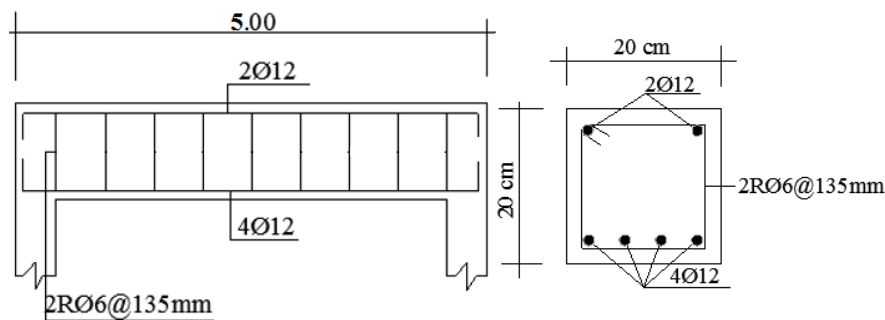


Figura 4- Desenho das armaduras da viga da maior direcção

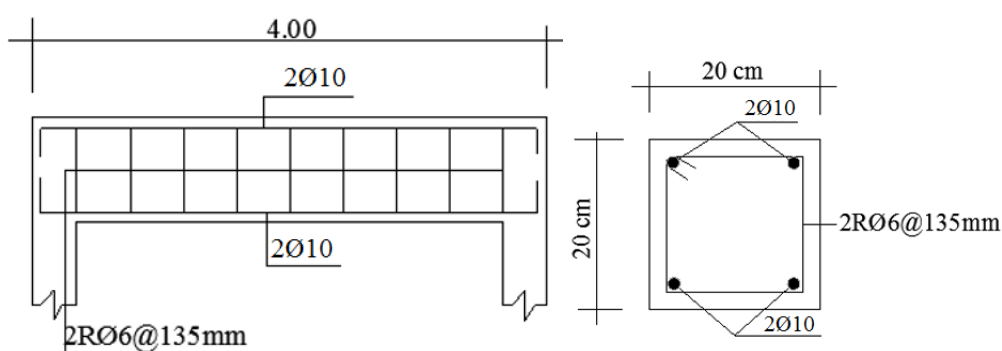
2.10.2. DEMENSIONAMENTO DA VIGA DE MENOR COMPRIMENTO (4.0 metros)

– (Ver os cálculos no Apêndice II, alínea (b)).

A viga três (3) é igual a Viga quatro (4), e estas vigas recebem as reacções da carga (q_x), (**Ver apêndice VI – alínea (a)**).

Tabela 3- Quadro resumo dos esforços das vigas de 4 metros

| VIGAS (4m) DO SISTEMA 1 E 2 | | | | | | | | |
|------------------------------------|-------|-------|---------------------|----------|---------------|-----------|--------|----------|
| Dimensões | | | Esforços do cálculo | | | Armaduras | | |
| C (m) | L (m) | H (m) | Msd (KN. m) | Qsd KN/m | Q (laje) KN/m | Ast | A'sc | Ai (mm) |
| 4.00 | 0.20 | 0.20 | 6.41 | 3.205 | 1.705 | 2 Ø 10 | 2 Ø 10 | 2RØ6@135 |

a) Desenho das armaduras**Figura 5-** Desenho das armaduras da viga da menor direcção**2.11. DIMENSIONAMENTO DE PILARES E SAPATAS DO SISTEMA 1**

Diferença de números de apoio (pilares) dos dois sistemas.

2.11.1. DIMENSIONAMENTO DE PILARES DO SISTEMA 1 (4 pilares) - (Ver os cálculos no Apêndice III alínea (a))

Para o dimensionamento dos pilares foi considerado a acção do vento.

- ✓ Valor característicos da pressão dinâmica do vento assumido ($W_k = 0.9 \text{ KN/m}^2$)
- ✓ Assumi – se secção mínima do pilar igual a 20 cm
- ✓ Espessura da viga - 20 cm
- ✓ Espessura da Laje - 10 cm

Tabela 4- Quadro resumo dos esforços dos pilares do sistema 1

| Pilares do sistema 1 (4 pilares) | | | | | | | |
|---|-------|-------|----------------------------|--------------------------|--------|-----------|------------------|
| Dimensões | | | Esforços do cálculo (KN/m) | | | Armaduras | |
| C (m) | L (m) | H (m) | Msd _x (KN. m) | Msd _y (KN. m) | Nsd KN | As | As (Transversal) |
| 3.00 | 0.20 | 0.20 | 3.25 | 5.15 | 15.7 | 5 Ø 10 | Ø 6@120mm |

a) Desenho das armaduras

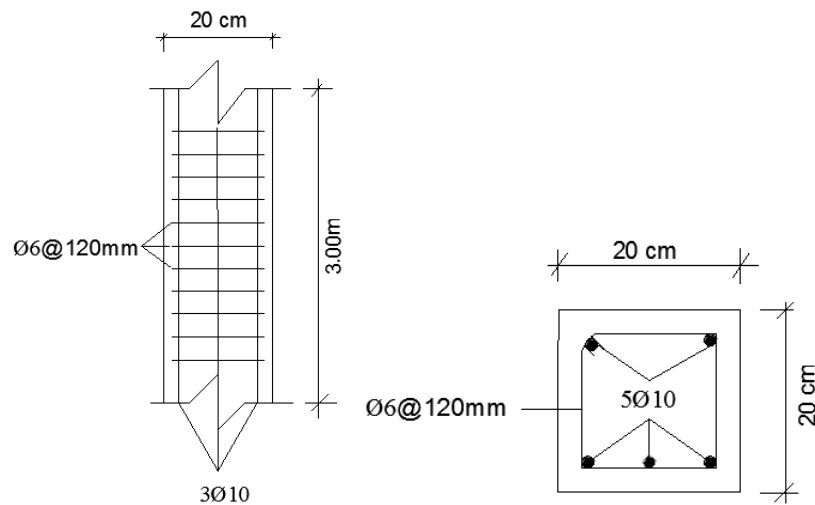


Figura 6- Desenho das armaduras do pilar do sistema 1

2.12. SAPATAS DO SISTEMA -1

2.12.1. DIMENSIONAMENTO DE SAPATAS DO SISTEMA 1 (Ver os cálculos no Apêndice IV, alínea (a)).

O dimensionamento da sapata do pilar 1 é o mesmo que das sapatas dos pilares 2, 3,4, pós são iguais.

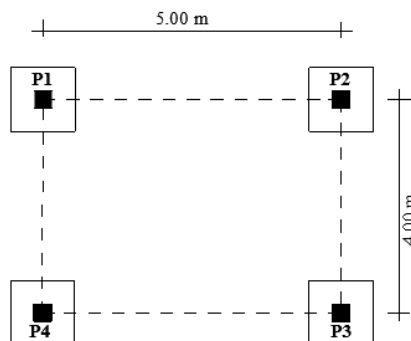


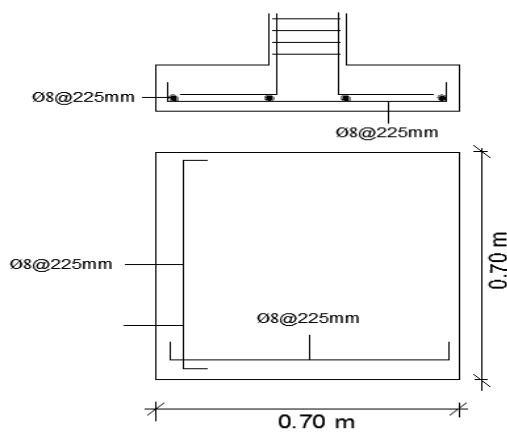
Figura 7- Planta das fundações

Dados do Dimensionamento

- ✓ Tensão Admissível do solo assumido, considerando solos Arenosos – 200 Kpa
- ✓ Esforços do cálculo transmitidos do pilares para as sapatas ($N_{sd} = 15.7 \text{ KN}$, $M_{sdy} = 4.5 \text{ KN.m}$, $M_{sdx} = 2.6 \text{ KN.m}$),
- ✓ Considerados 10% do peso próprio da Sapata para o pré – dimensionamento,
- ✓ Coeficiente de majoração ($\gamma_f = 1.5$)

Tabela 5- Quadro resumo dos esforços das sapatas do sistema 1 (apoiada em 4 pilares)

| Sapatas do sistema 1 | | | | | | | |
|-----------------------------|-------|-------|-----------------------------|-----------------------------|-----------|-----------------|-----------------|
| Dimensões | | | Esforços do cálculo (KN/m) | | | Armaduras | |
| C (m) | L (m) | H (m) | Msd _x (KN. m) | Msd _y (KN. m) | Nsd KN | As (direcção x) | As (direcção y) |
| 0.70 | 0.70 | 0.15 | 2.6 | 4.5 | 15.7 | Ø8@225 mm | Ø8@225 mm |

a) Desenho das armaduras**Figura 8-** Desenho das armaduras da sapata do sistema 1**2.13. DIMENSIONAMENTO DE PILARES E SAPATAS DO SISTEMA 2**

✓ Considere mesmas acções do sistema 1

2.13.1. DIMENSIONAMENTO DE PILARES DO SISTEMA 2 (2 PILARES)) - (Ver os cálculos no Apêndice III alínea (b))**Tabela 6-** Quadro resumo dos esforços dos pilares do sistema 2 (apoiada em 2 pilares)

| Pilares do sistema 2 (2 pilares) | | | | | | | |
|---|-------|-------|-----------------------------|-----------------------------|-----------|-----------|------------------|
| Dimensões | | | Esforços do cálculo (KN/m) | | | Armaduras | |
| C (m) | L (m) | H (m) | Msd _x (KN. m) | Msd _y (KN. m) | Nsd KN | As | As (Transversal) |
| 0.35 | 0.20 | 3.00 | 9.7 | 5.5 | 31.1 | 4 Ø 12 | Ø 6@144mm |

a) Desenho das armaduras

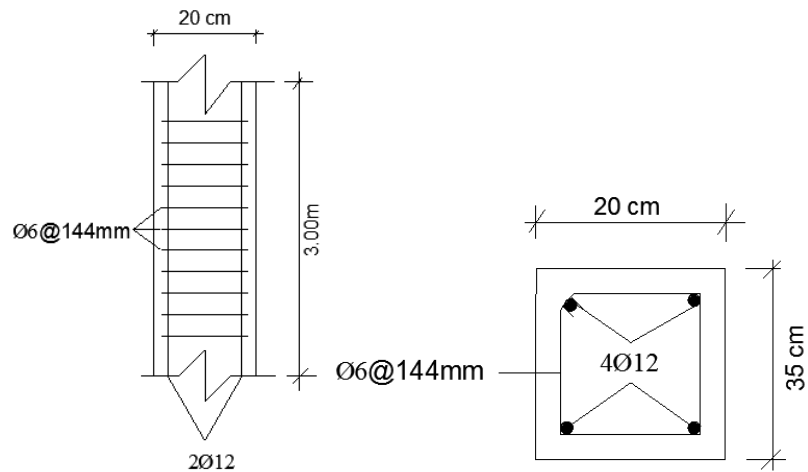


Figura 9- Desenho das armaduras do pilar do sistema 2

2.14. SAPATAS DO SISTEMA-2

- ✓ Considerar mesmas acções do sistema 1

2.14.1. DIMENSIONAMENTO DE SAPATAS DO SISTEMA 2 - (Ver os cálculos no apêndice IV alínea (b))

O dimensionamento da sapata do pilar 1 é o mesmo que da sapata do pilar 2, pois são iguais.

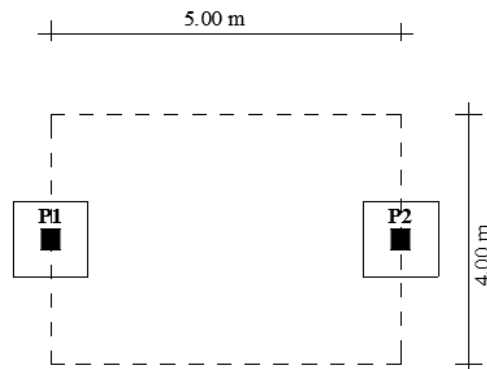


Figura 10- Planta das fundações

Tabela 7- Quadro resumo dos esforços das sapatas do sistema 2 (apoiada em 2 pilares)

| Sapatas do sistema 2 | | | | | | | |
|----------------------|-------|-------|-----------------------------|-----------------------------|-----------|-----------------|-----------------|
| Dimensões | | | Esforços do cálculo (KN/m) | | | Armaduras | |
| C (m) | L (m) | H (m) | Msd _x (KN. m) | Msd _y (KN. m) | Nsd KN | As (direcção x) | As (direcção y) |
| 1.20 | 0.70 | 0.25 | 9.7 | 5.5 | 31.1 | Ø10@260 mm | Ø10@260 mm |

a) Desenho das armaduras

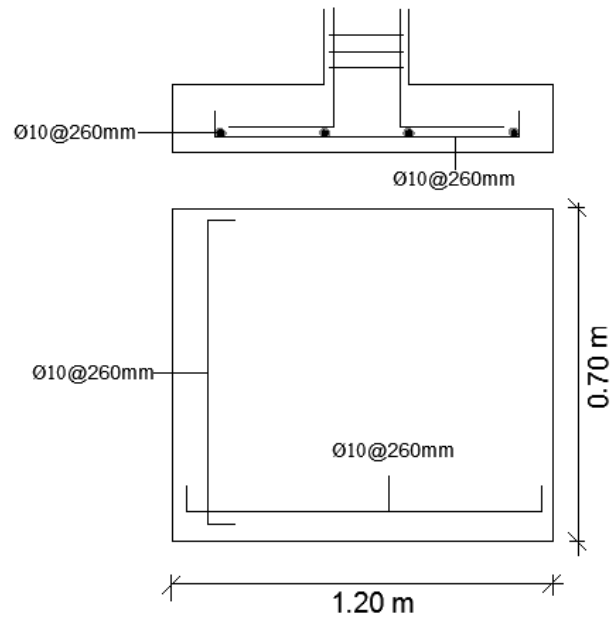


Figura 11- Desenho das armaduras da sapata do sistema 2

2.15. QUANTIFICAÇÃO DOS MATERIAIS

2.15.1. SISTEMA-1

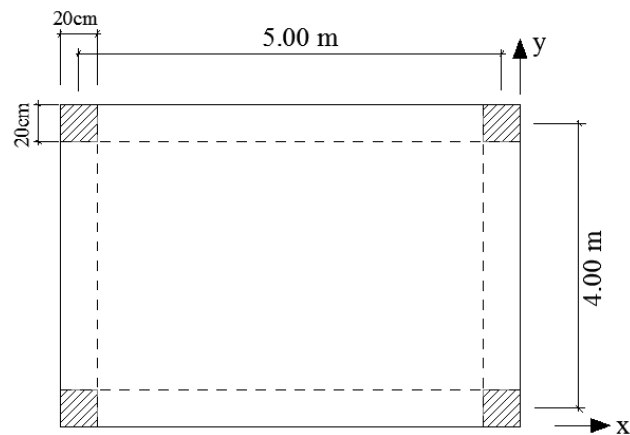


Figura 12- Laje apoiada em 4 vigas

Serão adicionados 10% de coeficiente de contingência em todos elementos

2.15.2. Quantificação do betão

Tabela 8-Quantificação do betão do sistema 1

| Item | Largura (m) | Comprimento (m) | Altura (m) | Volume (m ³) | Número de Elementos | Volume Total (m ³) | |
|--------------------------------|-------------|-----------------|------------|--------------------------|---------------------|--------------------------------|-------|
| Laje | 4.00 | 5.00 | 0.10 | 2.00 | 1 | 2.00 | |
| Viga (4 m) | 0.20 | 4.00 | 0.20 | 0.16 | 2 | 0.32 | |
| Viga (5 m) | 0.20 | 5.00 | 0.20 | 0.20 | 2 | 0.40 | |
| Pilares | 0.20 | 0.20 | 2.80 | 0.112 | 4 | 0.448 | |
| Sapatas | 0.70 | 0.70 | 0.15 | 0.0735 | 4 | 0.294 | |
| Valor Global (m ³) | | | | | | | 3.462 |
| + 10% De contingência | | | | | | | 3.81 |

*Pilares – altura do pilar subtraindo altura da viga (3.00 m – 0.20 m = 2.8 metros)

2.15.3. Quantificação do Aço – (Ver os cálculos no apêndice VI, alínea (a))

Tabela 9 – Quadro resumo da quantificação do aço

| Quantificação do Aço (kg) dos elementos estruturais do sistema 1 | | |
|--|-------------|------------------------|
| Item | Aço em (kg) | Aço em metros lineares |
| Laje | 119.291 | 332.2 |
| Vigas | 98.83 | 218.02 |
| Pilares | 53.18 | 146.08 |
| Sapatas | 10.36 | 7.216 |

2.16 . SISTEMA-2

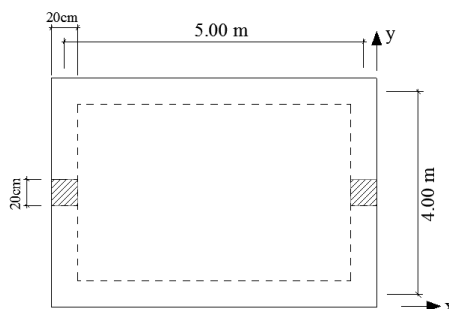


Figura 13- Laje apoiada em 2 vigas opostas

Serão adicionados 10% de coeficiente de contingência em todos elementos

2.16.1. Quantificação do betão

Tabela 10-Quantização do betão do sistema 2

| Item | Largura (m) | Comprimento (m) | Altura (m) | Volume (m³) | Número de Elementos | Volume Total (m³) |
|-----------------------------------|------------------------|----------------------------|-----------------------|-----------------------------------|------------------------------------|---|
| Laje | 4.00 | 5.00 | 0.10 | 2.00 | 1 | 2.00 |
| Viga (4 m) | 0.20 | 4.00 | 0.20 | 0.16 | 2 | 0.32 |
| Viga (5 m) | 0.20 | 5.00 | 0.20 | 0.20 | 2 | 0.40 |
| Pilares | 0.20 | 0.35 | 2.80 | 0.196 | 2 | 0.39 |
| Sapatas | 0.70 | 1.20 | 0.25 | 0.21 | 2 | 0.42 |
| Valor Global (m ³) | | | | | | 3.53 |
| + 10% De contingência | | | | | | 3.88 |

2.16.2. Quantificação do Aço – (Ver os cálculos no apêndice VI alínea (b))

Tabela 11 – Quadro resumo da quantificação do aço

| Quantificação do Aço (kg) dos elementos estruturais do sistema 1 | | |
|---|--------------------|-------------------------------|
| Item | Aço em (kg) | Aço em metros lineares |
| Laje | 119.291 | 332.2 |
| Vigas | 98.83 | 218.02 |
| Pilares | 33.64 | 72.6 |
| Sapatas | 13 | 10.54 |

CAPÍTULO III - METODOLOGIA

De acordo com FONSECA 2002 citado por GERHARDT & SILVEIRA (2009:12), na sua análise sob o conceito metodologia, define-o como sendo o estudo da organização, dos caminhos a serem percorridos, para se realizar uma pesquisa ou um estudo, ou para se fazer ciência. Etimologicamente, significa o estudo dos caminhos, dos instrumentos utilizados para fazer uma pesquisa científica. Esta obedeceu orientações que satisfazem os objectivos da mesma e buscar possíveis soluções para o problema verificado, tal que, análise dos materiais bibliográficos que prevalece no decurso deste trabalho por meio de citações assim como as referência.

3.1. Tipo de pesquisa

3.1.1. Quanto à sua abordagem

Pretende-se com a pesquisa analisar as possíveis diferenças dos custos dos materiais na configuração de diferentes sistemas de apoio da mesma estrutura, portanto foi utilizada a pesquisa quantitativa, tipo de pesquisa que recorre à linguagem matemática para descrever as causas de um fenômeno. (FONSECA 2002, p. 20)

3.1.2. Quanto á natureza

Quanto a natureza a pesquisa é aplicada, que visa gerar conhecimentos para aplicação prática, dirigidos à solução de problemas específicos. Envolve verdades e interesses locais. (GERHARDT et all, 2009, 35).

3.1.3. Quanto aos objectivos

Quanto ao objectivo a pesquisa é de caracter exploratório. As pesquisas exploratórias tem como objectivo facilitar a familiaridade do pesquisador com o problema do objectivo da pesquisa (GIL 1991).

3.1.4. Quanto aos procedimentos técnicos

O estudo do caso foi o procedimento utilizado para o desenvolvimento da pesquisa, onde foram feitas o levantamento de referências teóricas já analisadas, regulamentos, livros, e artigos científicos. Segundo (GIL, 2008:11). Estudo de Caso consiste no estudo profundo e exaustivo de um ou poucos objectos, de maneira que permita seu amplo e detalhado conhecimento. Foram criadas plantas arquitetônicas das estruturas em estudo usando programa de desenho AutoCAD.

Em seguida, foi feito o dimensionamento estrutural para verificação da resistência e segurança da estrutura. Feito o cálculo procedeu – se com o levantamento dos materiais utilizados e por fim uma comparação em termo dos custos dos materiais dos sistemas propostos.

3.1.5. Quanto a área de ciência: A pesquisa é prática

3.2. População e Amostra

3.2.1. População

Segundo VERGARA (1997) citado por GIL (2008), população é o conjunto de elementos que possuem as características que serão objecto do estudo. População não se refere apenas a inteira população, mas também a um conjunto de objectos, eventos, observações ou outras coisas que podem ser agregáveis e sobre as quais estamos interessados em generalizar.

A pesquisa foi feita em estruturas de betão armado que é a população alvo do projecto.

3.2.2. Amostra

GIL (2008:90), considera amostra, um subconjunto do universo ou da população, por meio do qual se estabelecem ou se estimam as características desse universo ou população. Nesta pesquisa, recorreu-se a uma amostra intencional. Nesta vertente, a parte representativa do universo escolhido é uma laje de cobertura maciça rectangular de betão armado com diferentes sistemas de suporte.

3.3. Procedimentos e técnicas de recolha de dados

De acordo com MOREIRA (2007) a recolha de dados a partir da análise documental apresenta como principais vantagens a grande utilidade nas investigações primárias (a revisão bibliográfica ajuda à formulação do problema, à definição de hipóteses e da população de estudo e à seleção da metodologia a usar. Neste trabalho recorreu – se a análise documental que é uma técnica de pesquisa responsável por coletar e selecionar informações através da leitura de documentos, livros, revistas, bibliografias, entre outras.

3.4. Procedimentos usados para a análise e sistematização de dados

Segundo KERLINGER (1980), o processo de análise de dados é definido como “a categorização, ordenação, manipulação e sumarização de dados”. Tem por objectivo reduzir grandes quantidades de dados brutos a uma forma interpretável e mensurável. Para este estudo recorreu - se aos diagramas como ferramentas usadas identificar e caracterizar relações entre os custos dos materiais.

3.5. Aspectos éticos

Segundo CENCI (2000) a ética, desde as suas origens, busca estudar e fornecer princípios orientadores para o agir humano. Ela nasce amparada no ideal grego de justa medida, do equilíbrio nas acções. O projecto tem como objectivo criar soluções mais racionais para que todas as camadas possam desenvolver as suas actividades sem discriminação nenhuma, isto é, que todos os indivíduos ou cada parte nele envolvido seja contemplada de forma exclusiva.

3.5.1. Análise de riscos e benefícios

Segundo FREIRE (1996) Sempre que ocorre um avanço científico ou tecnológico, a humanidade vê-se diante da possibilidade de obter benefícios, mas também de ter que conviver com os riscos.

3.5.2. Consentimento livre e esclarecido

A obtenção do termo de Consentimento livre e esclarecido apropriado é necessário antes de se iniciar qualquer pesquisa, é uma obrigação ética bem como uma exigência lícita. Dada a natureza do projecto na análise dos custos entre as estruturas visando definir o mais económico, e não constituindo nenhuma ameaça a humanidade tornou-se facultativo a sua elaboração.

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

4.9.1. Demonstração do consumo de materiais para cada sistema estrutural adotado

Efectou – se o somatório parcial em cada elemento estrutural de modo a obter a quantidade de aço (kg) e volume do betão (m³), E adicionados os 10 % de contingência no resultado total.

Tabela 12- Consumo de materiais, correspondente ao sistema 1 (laje apoiada em 4 pilares)

| Item | Laje | Vigas | Pilares | Sapatas | Total (+10%) |
|-----------------------------------|---------|-------|---------|---------|--------------|
| Aço (kg) | 119.291 | 98.83 | 53.18 | 10.36 | 309.83 |
| Volume do betão (m ³) | 2.00 | 0.72 | 0.448 | 0.294 | 3.81 |

Tabela 13- Consumo de materiais, correspondente ao sistema 2 (laje vigada apoiada em 2 pilares)

| Item | Laje | Vigas | Pilares | Sapatas | Total (+10%) |
|-----------------------------------|--------|-------|---------|---------|--------------|
| Aço (kg) | 119.29 | 98.83 | 30.58 | 11.8 | 286.55 |
| Volume do betão (m ³) | 2.0 | 0.72 | 0.39 | 0.42 | 3.88 |

4.9.2. Comparação quantitativa dos materiais dos dois sistemas

Tabela 14- Comparação do consumo dos materiais em relação aos dois sistemas

| Item | Laje apoiada em 4 pilares | Laje apoiada em 2 pilares |
|-----------------------------------|---------------------------|---------------------------|
| Aço (kg) | 309.83 | 286.55 |
| Volume do betão (m ³) | 3.81 | 3.88 |

Analisando os dois sistemas estruturais de acordo com o quadro mostrado acima, se verifica que a estrutura da laje apoiada em (4) pilares, apresenta um consumo maior de aço. A alternativa com laje apoiada em (2) pilares apresenta um consumo menor do aço em relação à laje apoiada em 4 pilares, isso se explica devido o aumento desnecessário dos elementos estruturais no sistema (1) com o intuito de garantir maior resistência da estrutura.

4.9.3. Comparação dos dois sistemas estruturais do ponto de vista económico

Para a realização da comparação serão calculadas os custos totais das estruturas, considerando -se apenas o consumo das quantidades dos materiais (betão e Aço).

4.9.3.1. Preços unitários dos materiais (ver anexo – Tabela 32)

- ✓ **Betão** – Dados fornecidos pela companhia **TransAly** (Empresa fornecedora de betão em Moçambique)
- ✓ **Aço**- Dados fornecidos pela companhia **BUILDERS WAREHOUSE MATOLA** (Empresa de venda de material e equipamentos de construção em Moçambique).

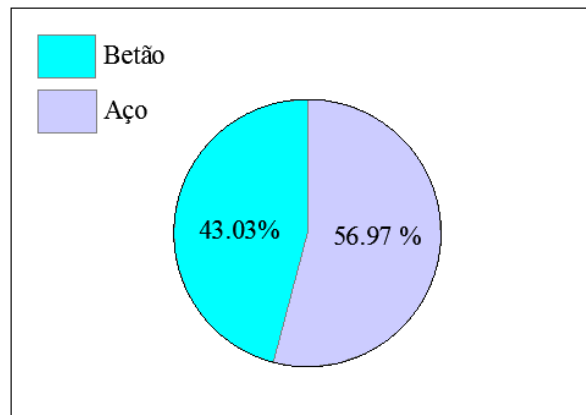
4.10. DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

Na análise dos custos dos materiais foram analisados os valores finais parciais do betão e do aço, em laje vigada rectangular apoiada em 4 pilares e da laje vigada rectangular apoiada em 2 pilares, como mostram as tabelas 26 e 27, e fez-se uma comparação final dos custos dos materiais em relação aos dois sistemas estruturais por forma a identificar o mais económico.

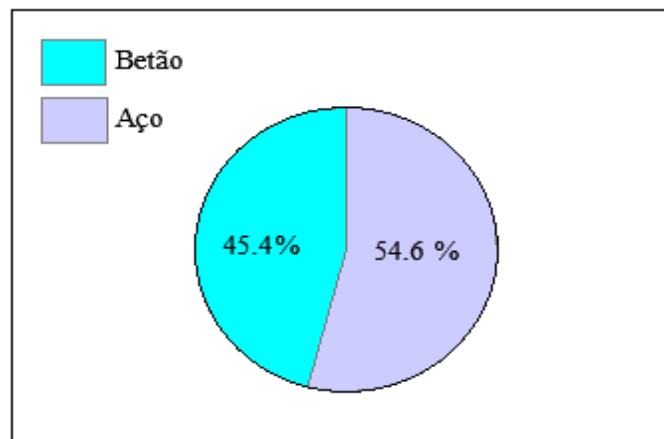
4.10.1. Cálculo dos custos dos materiais correspondentes aos dois sistemas estruturais

Tabela 15- Custos dos materiais do sistema 1 (Laje apoiada em 4 pilares)

| | Somatório das Quantidades calculadas | Preço unitário (Mt) | Preço Total (Mt) |
|--------------|---|----------------------------|-------------------------|
| Betão | 3.81m ³ | 5073.00 | 19328.13 |
| Aço | 309.83kg | 82.6 | 25591.958 |
| TOTAL | | | 44920.088 |

Gráfico 1 – Representação dos preços totais dos materiais em percentagens**Tabela 16**-Custos dos materiais do sistema 2 (Laje apoiada em 2 pilares)

| | Somatório das Quantidades calculadas | Preço unitário (Mt) | Preço Total (Mt) |
|-------|---|----------------------------|-------------------------|
| Betão | 3.88m ³ | 5073.00 | 19683.24 |
| Aço | 286.55kg | 82.6 | 23669.03 |
| TOTAL | | | 43352.27 |

Gráfico 2 – Representação dos preços totais dos materiais em percentagens

4.10.2. Comparação dos custos totais entre os dois sistemas (1 e 2)

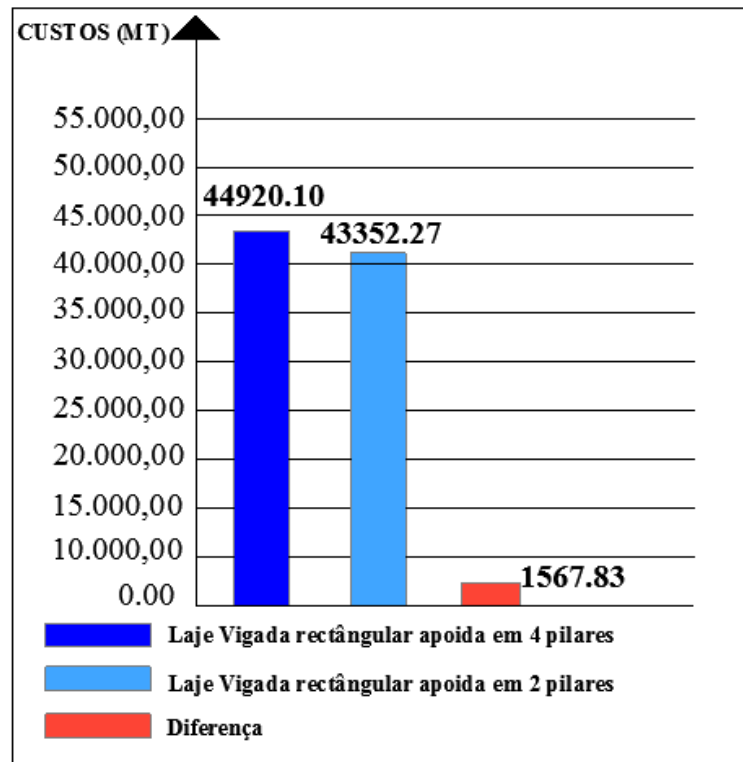
Nesta secção são apresentadas os custos totais entre os sistemas estruturais estudados.

Tabela 17- Custos total dos materiais dos sistemas (1 e 2)

| Item | Custo Total (Metical) |
|------|-----------------------|
|------|-----------------------|

| | |
|---|----------------|
| Sistema 1 (Laje vigada retangular apoiada em 4 pilares) | 44920.10 |
| Sistema 2 (Laje vigada retangular apoiada em 2 pilares) | 43352.27 |
| Diferença | 1567.83 |

Gráfico 3- comparação do custo geral



4.10.3. Diferença em percentagem do menor valor

$$44920.10 - 43352.27 = 1567.83 \quad (1.2)$$

$$\% = \frac{|Diferença|}{Menor\ custo} = \frac{|1567.83|}{43352.27} = 0.04\% \quad (1.3)$$

E por fim fez-se uma comparação dos custos dos materiais em dois sistemas estruturais onde a laje vigada rectangular apoiada em dois pilares apresenta um orçamento mais económico em relação a laje de 4 pilares. Ainda com base nos resultados obtidos foi possível detectar uma variação entre os mesmos, variação essa que não supera os 10% do menor custo verificado. Tendo em conta que em situações práticas, erros até os 10 % são toleráveis poder-se-ia considerar diferença não significativa a situação em que a diferença dos custos obtidos não superasse os 10 %, o que é a realidade dos resultados obtidos.

CAPÍTULO V - CONCLUSÃO E RECOMENDAÇÕES

5.1. Conclusão

Por forma a corresponder objectivos traçados foram definidos dois sistemas de apoio simétricos com função principal de suportar uma laje de cobertura. O primeiro sistema é constituído por 4 pilares situados nos cantos da laje e 4 vigas situados nas bordas, e o segundo sistema é constituído por 2 pilares centrados em duas bordas opostas.

Após a definição dos sistemas procedeu – se com os cálculos de cada sistema estrutural por forma a obter as quantidades dos materiais necessários e definir os custos, onde a estrutura de 4 pilares apresentou um custo maior em relação ao de 2 pilares, ao que mostra uma certa vantagem da adoção da estrutura de dois pilares em detrimento à de 4 pilares uma vez que há uma baixa complexidade de execução acompanhada de baixo custo.

Ainda com base nos resultados obtidos determinou-se também os custos totais de onde foi possível detectar uma variação entre os mesmos, variação essa que não supera os 10% do menor custo verificado. Tendo em conta que em situações práticas, erros até os 10 % são toleráveis poder-se-ia considerar diferença não significativa a situação em que a diferença dos custos obtidos não superasse os 10 %, o que é a realidade dos resultados obtidos. Tendo em conta a envergadura da estrutura, podemos constatar que para estruturas de pequena envergadura sistemas com menor número de apoios são mais económicos, uma vez que o sistema de dois pilares apresenta menos custos.

Considerando uma definição simétrica dos elementos de suporte (pilares), conclui – se que a diferença dos custos torna se não significativo visto que a relação da diferença do menor custo não supera os 10 % toleráveis da margem do erro na Engenharia.

De referir que as limitações impostas pela regulamentação podem também constituir um factor determinante nas diferenças dos custos para diferentes sistemas estruturais, isso pode tornar se mais verídico em obras de pequena envergadura.

5.2. Recomendações para trabalhos futuros

A análise feita no presente trabalho foi baseada no que é a realidade das edificações habitacionais predominantes nas comunidades Moçambicanas que são de pequena Envergadura. Para haver mais acurácia no que respeita ao assunto deste trabalho, recomenda-se:

- O desenvolvimento da mesma análise para sistema estruturais que estariam sujeitos a cargas de grandes magnitudes, por exemplo pavimentos para arquivos, pavimentos de garagens, oficinas industriais.
- Análise mais complexa, considerando factores naturais, como acções sísmicas;
- Uma análise mais completa, um estudo envolvendo a viabilidade técnica, isto é, considerando os prazos de execução, complexidade de execução e os custos envolvidos na execução, uma vez que esses factores também tem uma Porção não desprezável no custo total da obra.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- BASTOS, P.S. Prof. Dr. *Lajes de concreto armado: 2117 – estruturas de concreto I*. UNESP Campus de Bauru/SP, 2021.
- BASTOS, P. S. Prof. Dr. *6033 – Sistemas estruturais I*. UNESP - Campus de Bauru/SP, 2006.
- CENCI, Â. V. *O que é ética? Elementos em torno de uma ética geral*. Passo Fundo, 2000.
- FARINHA, J.S.B. & REIS, A.C. *Tabelas Técnicas*. 8ª Setúbal, 1993.
- FONSECA, J. J. S. *Metodologia da pesquisa científica*. Universidade Estadual do Ceará, 2002.
- FREIRE, Paulo. *Método e Didática*. 1ª Edição, Chapecó – SC, Editora livrologia Ltda., 1996.
- GERHARDT, T.E. e SILVEIRA, D.T. *Métodos de pesquisa*. 1ª edição, Universidade Federal do Rio Grande do SUL, UFRGS editora, 2009.
- GIL, António Carlos. *Como elaborar projectos de pesquisa*. São Paulo, Atlas, 1991
- GIL, António Carlos. *Como elaborar projectos de pesquisa*. 4ª Edição, São Paulo, Atlas, 2002.
- KERLINGER, Fred Nichols. *Métodos de pesquisa em ciências sociais*, Universidade de Amsterdã, Editora pedagógica e universitária Ltda, 1980.
- MARCHÃO, C et alli. *Estruturas de Betão II*, Instituto Superior Técnica, 2008.
- MATTOS, Aldo Dória. *Como preparar orçamento de obra. Dicas para orçamento – Estudo do caso- Exemplos*. 1 Ed, São Paulo, Editora PINI, 2006.
- MONTEIRO, Prof Patrick Olbera. *Teoria das Estruturas I*. FTC -Faculdade de Tecnologia e ciências, 2006.
- MONTEIRO, Roberto dos Santos. *Tecnologia da Construção Civil - I Estruturas de concreto*.
- MOREIRA, A et alli. *Reflexões em torno de Metodologias de Investigação*, 1ª edição, Universidade de Aveiro, UA Editora, 2007.
- República Portuguesa, Boletim da República: Decreto-Lei n.º349-C/83 que aprova o Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré – Esforçado. In: Boletim da República, 1 série – número 174 de 30 de julho de 1983.

República Portuguesa, Boletim da Republica: Portaria n.º 637/83 que aprova o Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes. In: Boletim da Republica, 1 série – número 125 de 31 de Maio de 1983.

SOUZA, e RODRIGUES, R.B. *Sistemas estruturais de edificações e exemplos*. Compines (SP), 2008.

TISAKA, Maçahico. *Orçamento na construção civil. Metodologia de cálculo - composição do BDI – Legislação*. 1 Ed, São Paulo, Editora PINI, 2006.

VERGARA, Sylvia Constant. *Método de pesquisa em administração*. São Paulo Atlas, 1997.

APÊNDICES

MEMÓRIA DO CÁLCULO

Apêndice I – Dimensionamento da Laje do sistema 1 e 2

a) Direcção da armação

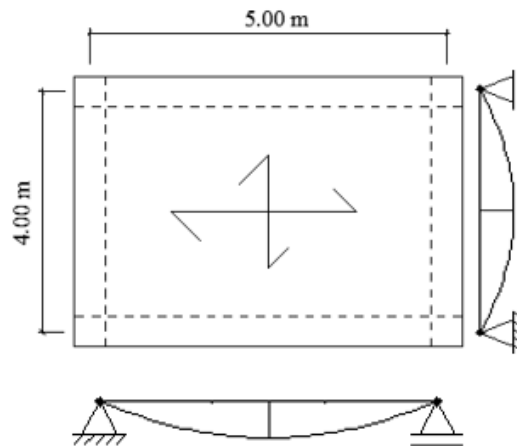


Figura 14- Direcção da armação na laje do sistema 1

$$\frac{L_{\text{maior}}}{l_{\text{menor}}} = \frac{5.00}{4.00} = 1.25 < 2.00; \text{ laje armada em duas (2) direcções} \quad (2)$$

b) Espessura- (artigo 102.2.º REBAP)

Laje simplesmente apoiada, armada em duas direcções, $\alpha = 0.7$;

Aço A400 - $\eta = 1.0$.

$$e \geq \frac{\alpha \times l}{30 \times \eta} = \frac{0.7 \times 4.0}{30 \times 1.0} = 0.096 \text{ m, seja } e = 0.10 \text{ m, } e = 10 \text{ cm} \quad (2.1)$$

c) Definição e quantificação das Acções

✓ Cargas Permanentes

$$\text{Peso próprio da laje, PPl} = e \times \gamma_{\text{betão}} = 0,10 \times 25 = 2.5 \text{ kN/m}^2 \quad (2.2)$$

$$\text{Revestimento} = e \times \gamma_{\text{argamassa}} = 0,02 \times 21 = 0.42 \text{ kN/m}^2 \quad (2.3)$$

✓ Cargas Variáveis

$$\text{Sobrecarga (Sc); } Sc = 1.0 \text{ kN/m}^2$$

d) Esforços cálculo

Pela natureza das acções elas podem ser combinadas antes de cálculo dos esforços

$$Q_{sd} = 1,5 \times (\text{PPl} + \text{Rev}) + 1,5 \times Sc ; \quad (2.4)$$

$$Q_{sd} = 1,5 \times (2,5 + 0,42) + 1,5 \times 1,0 = 5,88 \text{ kN/m}^2 . \quad (2.5)$$

TABELA DE MARCUS (1-A) – cálculo das lajes em cruz, para a determinação dos momentos flectores e reações.

$$\frac{l_y}{l_x} = \frac{4.00}{5.00} = 0.8; \quad K_x = 0.29, \quad m_x = 40.20, \quad m_y = 28.34$$

$$M_x = \frac{q \times l_x^2}{m_x} \rightarrow M_x = \frac{5.88 \times (5.0)^2}{44.20} \rightarrow M_x = 3.326 \text{ KN/m}^2 \quad (2.6)$$

$$M_y = \frac{q \times l_y^2}{m_y} \rightarrow M_y = \frac{5.88 \times (5.0)^2}{28.34} \rightarrow M_y = 5.187 \text{ KN/m}^2 \quad (2.7)$$

$$q_x = k_x \times q \rightarrow q_x = 0.29 \times 5.88 = 1.705 \text{ KN/m}^2 \quad (2.8)$$

$$q_y = q - q_x \rightarrow q_y = 5.88 - 1.705 = 4.175 \text{ KN/m}^2 \quad (2.9)$$

$$R_x = V_x = \frac{q_x \times l_x}{2} \rightarrow R_x = \frac{1.705 \times 5.0}{2} = 4.263 \text{ KN/m} \quad (2.10)$$

$$R_y = V_y = \frac{q_y \times l_y}{2} \rightarrow R_y = \frac{4.175 \times 4.0}{2} = 8.35 \text{ KN/m} \quad (2.11)$$

e) Verificação da espessura da laje

Á Fleccão:

Verificação usando momento do cálculo máximo ($M_{sdy} = 5,187 \text{ kN/m}^2$)

$$d \geq \sqrt{\frac{M_{sdy}}{b \times 0.15 \times f_{cd}}} \rightarrow d \geq \sqrt{\frac{5.187}{1.00 \times 0.15 \times 13.3 \times 10^3}} \rightarrow d \geq 0.05 \text{ m (C. verificada)} \quad (2.12)$$

Ao Esforço Transverso (artigo 107.º REBAP)

Considerado diâmetro(\emptyset) longitudinal = 10 mm

$$d = h - a, \text{ seja } a = c + \frac{\emptyset_1}{2} \rightarrow a = (3,0 - 0,5) \text{ cm} + \frac{1 \text{ cm}}{2} \rightarrow a = 3,0 \text{ cm} \quad (2.13)$$

$$d = h - a \rightarrow d = 10 - 3 \rightarrow d = 7 \text{ cm} = 0.07 \text{ m} \quad (2.14)$$

$$V_{cd} = 0.6 \times (1.6 - d) \tau_1 \times b_w \times d \quad (2.15)$$

$$V_{cd} = 0.6 \times (1.6 - 0.07) \times 650 \times 1,00 \times 0,07 \quad (2.16)$$

$$V_{cd} = 41,769 > 8,35 \text{ (ok), } V_{cd} > V_{sdy} \text{ (condição verificada)} \quad (2.17)$$

f) Cálculo das Armaduras

- $M_{sdx} = 3,326 \text{ kNm/m}$

- $M_{sdy} = 5,187 \text{ kNm/m}$

Tabela de esforços normais e de flexão

Para, $M_{sdx} = 3,326 \text{ kNm/m}$

$$\frac{M_{sd}}{b \times d^2} = \frac{3.326 \times 10^{-3}}{1.00 \times (0.07)^2} = 0.679 \text{ Mpa} \quad (2.18)$$

Determinação do valor do rho (ρ)

Interpolação para determinação do valor do rho (ρ)

$$\rho = 0.195 + \frac{0.029 \times 0.016}{0.05} = 0.204 \quad (2.19)$$

$$A_s = \frac{\rho \times b \times d}{100} = \frac{0.204 \times 1.00 \times 0.07}{100} = 1.428 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{m} \quad (2.20)$$

$$A_s = 1,428 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow \text{Ø}8 @150 \text{ mm} \quad (2.21)$$

Para, $M_{sdy} = 5,187 \text{ kNm/m}$

$$\frac{M_{sd}}{b \times d^2} = \frac{5.187 \times 10^{-3}}{1.00 \times (0.07)^2} = 1.050 \text{ Mpa} \quad (2.22)$$

Valor do (ρ), tabelado; $\rho = 0.320$

$$A_s = \frac{\rho \times b \times d}{100} = \frac{0.320 \times 1.00 \times 0.07}{100} = 2.24 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{m} \quad (2.23)$$

$$A_s = 2,24 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow \text{Ø}8@150\text{mm} \quad (2.24)$$

g) Cálculo da Área da Armadura Mínima - (artigo 90.º REBAP)

$\rho(A400) = 0,15$, $d = 0.07$, $b = 1.0$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{\rho \times b \times d}{100} = \frac{0.15 \times 1.00 \times 0.07}{100} = 1.05 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{m} \quad (2.25)$$

h) Espaçamento - (artigo 105.º REBAP)

$$e \leq \begin{cases} 1.5 \times e = 1.5 \times 10.0 = 15 \text{ cm} \\ \text{máximo} \rightarrow 35 \text{ cm} \end{cases} \quad (2.26)$$

Apêndice II – Dimensionamento das vigas do sistema 1 e 2

a)- Dimensionamento das vigas do maior comprimento (5 metros)

- Carga transmitida da laje para a viga ($Q_{sdy} = 4.175 \text{ KN/m}$)

Sistema estático da viga

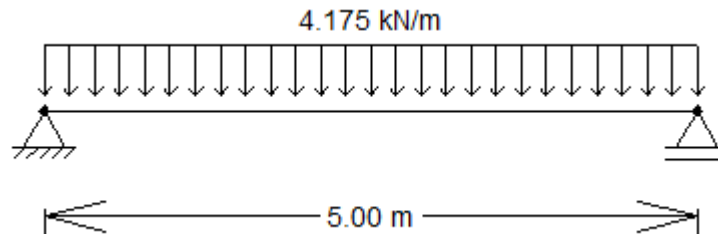


Figura 15- Sistema estático da viga 1 ou 2 com esforço transmitido da laje

b) Pré – dimensionamento da secção

$$Q = 4.175 \text{ KN/m}$$

$$\text{Peso próprio da viga (PPV)} = \gamma_{\text{betão}} \times b \times h \quad (3)$$

$$Q_{sd} = Q + 1.5 \text{ PPV} \rightarrow Q_{sd} = 4.175 + 1.5 \times 25 \times b \times h \quad (3.1)$$

$$Q_{sd} = 4.175 + 37.5 \times b \times h \quad (3.2)$$

✓ Momento Flector

$$M_{sd} = \frac{q_{sd} \times l^2}{8} \rightarrow M_{sd} = \frac{(5.0)^2}{8} \times (4.175 + 37.5 \times b \times h) \quad (3.3)$$

$$M_{sd} = 13.047 + 117.188 \times b \times h \quad (3.4)$$

Seja:

$$\text{Recobrimento (c)} = 3.0,$$

$$\text{Diâmetro dos estribos } (\phi_t) = 0.8 \text{ cm},$$

$$\text{Diâmetro longitudinal } (\phi_l) = 2 \text{ cm}$$

$$a = C + \phi_t + \frac{\phi_l}{2} \rightarrow a = 0.03 + 0.008 + \frac{0.02}{2} = 0.048 \text{ m} \rightarrow a \cong 0.05 \text{ m} \quad (3.5)$$

$$\text{para } \mu \leq 0,25; \quad b \cong 0,4 \times d; \quad h = d + a \rightarrow h = d + 0.05; \quad \mu = \frac{M_{sd}}{bd^2f_{cd}} \quad (3.6)$$

$$d \geq \sqrt[3]{\frac{Msd}{0.1 \times fcd}} \rightarrow d \geq \sqrt[3]{\frac{13.047 + 117.188 \times b \times h}{0.1 \times 13.3 \times 10^3}} \rightarrow d^3 \geq \frac{13.047 + 117.188 \times b \times h}{0.1 \times 13.3 \times 10^3}$$

$$0.1 \times 13.3 \times 10^3 \times d^3 \geq 13.047 + 117.188 \times b \times h \quad (3.7)$$

$$1330 \times d^3 \geq 13.047 + 117.188 \times 0.4 \times d \times (d + 0.05) \quad (3.8)$$

$$1330 \times d^3 - 46.875 \times d^2 - 2.344 \times d - 13.047 \geq 0 \quad (3.9)$$

$$d \geq 0.229 \text{ m} \quad (3.10)$$

Seja; $d = 0.25 \text{ m}$; $b = 0.4 \times d \rightarrow b = 0.4 \times 0.25 = 0.10 \text{ m}$, **segundo o artigo 89.º REBAP** assumi -se largura mínima da viga $b = 0.20 \text{ m}$.

Com o $b = 0.20 \text{ m}$ achar o (d) que satisfaz a condição do momento reduzido para vigas: $0.20 \leq \mu \leq 0.25$

$$\mu = \frac{Msd}{b \times d^2 \times fcd}; 0.20 \leq \frac{Msd}{b \times d^2 \times fcd} \leq 0.25 \quad (3.11)$$

$$\begin{cases} \frac{Msd}{b \times d^2 \times fcd} \geq 0.20 \\ \frac{Msd}{b \times d^2 \times fcd} \leq 0.25 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} \frac{13.047 + 46.875 d^2 + 2.344d}{0.20 \times d^2 \times 13.3 \times 10^3} \geq 0.20 \\ \frac{13.047 + 46.875 d^2 + 2.344d}{0.20 \times d^2 \times 13.3 \times 10^3} \leq 0.25 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} d \leq 0.166 \text{ m} \\ d \geq 0.147 \text{ m} \end{cases}$$

$$\text{Assumimos; } d = 0.15 \text{ m} \quad (3.13)$$

$$\text{Altura: } h = d + 0.05 \rightarrow h = 0.15 + 0.05 = 0.20 \text{ m.} \quad (3.14)$$

$$\begin{cases} d = 0.15 \text{ m} \\ b = 0.20 \text{ m} \\ h = 0.20 \text{ m} \end{cases}$$

Secção é tal que $b \times h = (0.20 \times 0.20) \text{ m}$

✓ Esforços do cálculo

$$Qsd = 4.175 + 37.5 \times b \times h \rightarrow Qsd = 4.175 + 37.5 \times 0.20 \times 0.20 \quad (3.15)$$

$$Qsd = 5.66 \text{ KN/m}$$

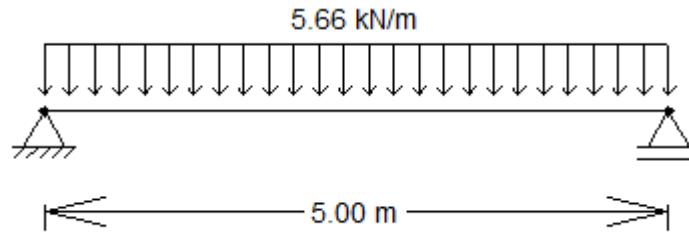


Figura 16- Sistema estático da viga 1 ou 2 com esforço do cálculo

✓ **Reacções e Esforços**

$$R_1 = R_2 = \frac{q_{sd} \times l}{2} = \frac{5.66 \times 5.0}{2} = 14.15 \text{ KN} \quad (3.16)$$

$$M = \frac{q_{sd} \times l^2}{8} = \frac{5.66 \times (5.0)^2}{8} = 17.69 \text{ KN} \quad (3.17)$$

✓ **Representação dos diagramas**

Vigas de maior comprimento (5 metros)

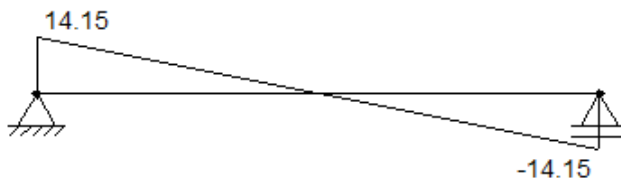


Figura 17- Diagrama do esforço transversal [KN]

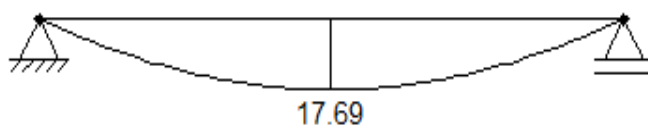


Figura 18- Diagrama do momento flector [KN.m]

c) Determinação das armaduras

Á flexão:

Método de tabelas (vigas duplamente armada – flexão simples): (3.18)

$$\frac{a}{d} = \frac{0.05}{0.15} \cong 0.33$$

→ não existe nas tabelas, usar o método analítico para determinação das armaduras

Método analítico:

Esquema do cálculo (ver apêndice VI – alínea (b))

Equações:

$$\sum \vec{F}_x = 0; F_{sc} + F_{cc} - F_{st} = 0 \quad (3.19)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} + \sum M_0 = 0: (d - a) \times F_{sc} + (d - 0.4x) \times F_{cc} - M_{sd} = 0 \\ \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A'_{sc} \times f_{syd} + b \times 0.8x \times 0.85f_{cd} - A_{st} \times f_{syd} = 0 \\ (d - a) \times A'_{sc} \times f_{syd} + (d - 0.4x) \times b \times 0.8x \times 0.85 f_{cd} = M_{sd} \end{array} \right. \quad (3.20)$$

$$A'_{sc} = 0.5 \times A_{st}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,5 \times A_{st} \times f_{syd} + 0,2 \times 0,8x \times 0,85 f_{cd} - A_{st} \times f_{syd} = 0 \\ 0,10 \times 0,5 \times A_{st} \times f_{syd} + (0,15 - 0,4x) \times 0,2 \times 0,8x \times 0,85 f_{cd} = 17.69 \end{array} \right. \quad (3.21)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,2 \times 0,8x \times 0,85 f_{cd} = 0,5 \times A_{st} \times f_{syd} \\ 0,10 \times 0,2 \times 0,8x \times 0,85 f_{cd} + (0,15 - 0,4x) \times 0,2 \times 0,8x \times 0,85 f_{cd} = 17.69 \end{array} \right. \quad (3.22)$$

$$\left\{ [0,10 + (0,15 - 0,4x)] \times 0,2 \times 0,8 \times 0,85 f_{cd} = 17.69 \right. \quad (3.23)$$

$$\left\{ (0,25 - 0,4x) \times 0,2 \times 0,8x \times 0,85 \times 13,3 \times 10^3 = 17.69 \right. \quad (3.24)$$

$$\left\{ 452,2x - 723,52x^2 - 17.69 = 0 \right. \quad (3.25)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,2 \times 0,8x \times 0,85 f_{cd} = 0,5 \times A_{st} \times f_{syd} \\ X_1 = 0.04 \text{ m } \vee X_2 = 0.583 \text{ m} \end{array} \right. \quad (3.26)$$

Logo X= 0.04 m

$$0,2 \times 0,8x \times 0,85 f_{cd} = 0,5 \times A_{st} \times f_{syd} \quad (3.27)$$

$$A_{st} = \frac{0,2 \times 0,8x \times 0,85 f_{cd}}{0,5 \times f_{syd}} = \frac{0,2 \times 0,8 \times (0,04) \times 0,85 \times 13,310^3}{0,5 \times 348 \times 10^3} \quad (3.28)$$

$$A_{st} = 4.16 \times 10^{-4} \text{m}^2$$

$$A'_{sc} = 0,5 \times A_{st} \rightarrow A'_{sc} = 0,5 \times 4.16 \times 10^{-4} \text{m}^2 \rightarrow A'_{sc} = 2.08 \times 10^{-4} \text{m}^2 \quad (3.29)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{st} = 4.16 \text{cm}^2 \rightarrow 4 \text{ } \emptyset 12 \\ A'_{sc} = 2.08 \text{cm}^2 \rightarrow 2 \text{ } \emptyset 12 \end{array} \right. \quad (3.30)$$

d) Determinação de armaduras do esforço transversal- (artigo 94.º-REBAP)

$$V_{sd} = 14.15 \text{ KN}$$

e) Verificação do risco de esmagamento - (artigo 53.3.º-REBAP)

$$V_{sd} \leq \tau_2 \times b_w \times d \quad (3.31)$$

$$V_{sd} \leq [4000 \times 0,20 \times 0,15 = 120 \text{ kN}]; V_{sd} \leq 120 \text{ kN (condição verificada)} \quad (3.32)$$

f) Contribuição do betão- (artigo 53.2.º-REBAP)

$$V_{cd} = \tau_1 \times b_w \times d \rightarrow V_{cd} = 650 \times 0.20 \times 0.15 \rightarrow V_{cd} = 19.5 \text{ kN} \quad (3.33)$$

g) Contribuição das armaduras- (artigo 94.2.º-REBAP)

Sendo que o $V_{cd} > V_{sd}$, assume-se armadura mínima em toda viga;

$$\rho_w = 0.10\%, \rho_w = \frac{A_{sw}}{b_w \times s \times \sin \alpha} \times 100 \rightarrow \frac{A_{sw}}{s} = \frac{\rho_w \times b_w \times \sin \alpha}{100} \rightarrow \quad (3.34)$$

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{0.10 \times 0.20 \times 1.0}{100} \rightarrow 2 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{m} \quad (3.35)$$

h) Espaçamento - (artigo 94.3.º-REBAP)

$$\frac{1}{6} \times \tau_2 \times b_w \times d = \frac{1}{6} \times 4000 \times 0.20 \times 0.15 = 20 \text{ kN}; V_{sd} < 20 \text{ kN} \quad (3.36)$$

$$S \leq 0.9 \times d = 0.9 \times 0.15 \rightarrow S \leq 0.135 \text{ m, seja } S = 0.135 \text{ m} \quad (3.37)$$

$$\frac{A_{sw}}{s} = 2.00 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow A_{sw} = 2.00 \text{ cm}^2/\text{m} \times 0.135 \text{ m} = 0.27 \text{ cm}^2 \quad (3.38)$$

$$A_i = \frac{A_{sw}}{2 \text{ Ramos}} = \frac{0.27 \text{ cm}^2}{2} = 0.135 \text{ cm}^2 \text{ (não tem diâmetro correspondente, adotar diâmetro } \emptyset 6).$$

$$A_i = 0.135 \text{ cm}^2 \rightarrow 2R\emptyset 6@135 \text{ mm} \quad (3.39)$$

i) - Dimensionamento das vigas do menor comprimento (4.0 metros)

- Carga transmitida pela laje para a viga ($Q_{sdx} = 1.705 \text{ KN/m}$)

Sistema estático da viga

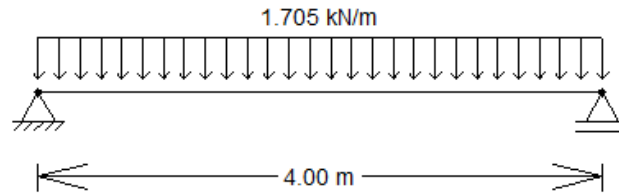


Figura 19- Sistema estático da viga 3 ou 4 com esforço transmitido da laje

j) Pré – dimensionamento da secção

$$Q = 1.705 \text{ KN/m}$$

$$\text{Peso próprio da viga (PPV)} = \gamma_{\text{betão}} \times b \times h \quad (4)$$

$$Q_{sd} = Q + 1.5 \text{ PPV} \rightarrow Q_{sd} = 1.705 + 1.5 \times 25 \times b \times h \quad (4.1)$$

$$Q_{sd} = 1.705 + 37.5 \times b \times h \quad (4.2)$$

✓ Momento flector

$$M_{sd} = \frac{q_{sd} \times l^2}{8} \rightarrow M_{sd} = \frac{(4.0)^2}{8} \times (1.705 + 37.5 \times b \times h) \quad (4.3)$$

$$M_{sd} = 3.41 + 75.0 \times b \times h \quad (4.4)$$

$$\text{para } \mu \leq 0,25; \quad b \cong 0,4 \times d; \quad h = d + a \rightarrow h = d + 0.05; \quad \mu = \frac{M_{sd}}{bd^2 f_{cd}} \quad (4.5)$$

$$d \geq \sqrt[3]{\frac{M_{sd}}{0.1 \times f_{cd}}} \rightarrow d \geq \sqrt[3]{\frac{3.41 + 75.0 \times b \times h}{0.1 \times 13.3 \times 10^3}} \rightarrow d^3 \geq \frac{3.41 + 75.0 \times b \times h}{0.1 \times 13.3 \times 10^3} \quad (4.6)$$

$$0.1 \times 13.3 \times 10^3 \times d^3 \geq 3.41 + 75.0 \times b \times h \quad (4.7)$$

$$1330 \times d^3 \geq 3.41 + 75.0 \times 0.4 \times d \times (d + 0.05) \quad (4.8)$$

$$1330 \times d^3 - 30.0 \times d^2 - 1.5 \times d - 3.41 \geq 0 \quad (4.9)$$

$$d \geq 0.147 \text{ m} \quad (4.10)$$

Seja; $d = 0.15 \text{ m}$; $b = 0.4 \times d \rightarrow b = 0.4 \times 0.15 = 0.06 \text{ m}$, **segundo REBAP** assumi -se largura mínima da viga $b = 0.20 \text{ m}$.

Com o $b = 0.20$ m achar o (d) que satisfaz a condição do momento reduzido para vigas: $0.20 \leq \mu \leq 0.25$

$$\mu = \frac{Msd}{b \times d^2 \times fcd}; 0.20 \leq \frac{Msd}{b \times d^2 \times fcd} \leq 0.25 \quad (4.11)$$

$$\begin{cases} \frac{Msd}{b \times d^2 \times fcd} \geq 0.20 \\ \frac{Msd}{b \times d^2 \times fcd} \leq 0.25 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} \frac{3.41 + 30.0 d^2 + 1.5d}{0.20 \times d^2 \times 13.3 \times 10^3} \geq 0.20 \\ \frac{3.41 + 30 d^2 + 1.5d}{0.20 \times d^2 \times 13.3 \times 10^3} \leq 0.25 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} d \leq 0.084 \text{ m} \\ d \geq 0.074 \text{ m} \end{cases} \quad (4.12)$$

Assumimos; $d = 0.08$ m

$$\text{Altura: } h = d + 0.05 \rightarrow h = 0.08 + 0.05 = 0.13 \text{ m}; \quad (4.13)$$

Pelo artigo 89° REBAP assumi – se altura mínima da viga $h = 0.20$ m

Com o $h = 0.20$ m achar o (d) do cálculo: $h=d+0.05 \rightarrow d = h - 0.05 \rightarrow d = 0.20 - 0.05 = 0.15$ m

$$\begin{cases} d = 0.15 \text{ m} \\ b = 0.20 \text{ m} \\ h = 0.20 \text{ m} \end{cases}$$

A Secção da viga é tal que $b \times h = 0.20 \times 0.20$ m

✓ Esforços do cálculo

$$Q_{sd} = 1.705 + 37.5 \times b \times h \rightarrow Q_{sd} = 1.705 + 37.5 \times 0.20 \times 0.20 \quad (4.14)$$

$$Q_{sd} = 3.205 \text{ KN/m}$$

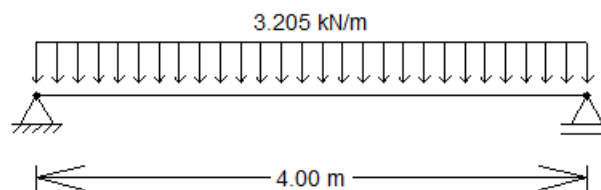


Figura 20- Sistema estático da viga 3 ou 4 com esforço do cálculo

✓ Reacções e Esforços

$$R_1 = R_2 = \frac{q_{sd} \times l}{2} = \frac{3.205 \times 4.0}{2} = 6.41 \text{ KN} \quad (4.15)$$

$$M = \frac{q_{sd} \times l^2}{8} = \frac{3.205 \times (4.0)^2}{8} = 6.41 \text{ KN.m} \quad (4.16)$$

✓ **Representação dos diagramas**

k) Vigas de menor comprimento (4 metros)



Figura 21- Diagrama do esforço transverso [KN]

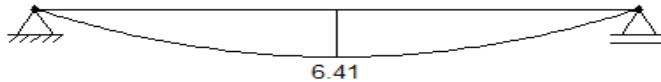


Figura 22- Diagrama do momento flector [KN.m]

a) Determinação das armaduras

Á flexão:

Método de tabelas (vigas duplamente armada): (4.17)

$$\frac{a}{d} = \frac{0.05}{0.15} \cong 0.33$$

→ não existe nas tabelas, usar o método analítico para determinação das armaduras

Método analítico:

Esquema do cálculo (ver apêndice VI – alínea (b))

Equações:

$$\sum \vec{F}_x = 0; F_{sc} + F_{cc} - F_{st} = 0 \quad (4.18)$$

$$\left(+ \sum M_0 = 0: (d - a) \times F_{sc} + (d - 0.4x) \times F_{cc} - M_{sd} = 0 \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A'_{sc} \times f_{syd} + b \times 0.8x \times 0.85f_{cd} - A_{st} \times f_{syd} = 0 \\ (d - a) \times A'_{sc} \times f_{syd} + (d - 0.4x) \times b \times 0.8x \times 0.85 f_{cd} = M_{sd} \end{array} \right. \quad (4.19)$$

$$A'_{sc} = 0.5 \times A_{st}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,5 \times A_{st} \times f_{syd} + 0,2 \times 0,8x \times 0,85 f_{cd} - A_{st} \times f_{syd} = 0 \\ 0,10 \times 0,5 \times A_{st} \times f_{syd} + (0,15 - 0,4x) \times 0,2 \times 0,8x \times 0,85 f_{cd} = 6,41 \end{array} \right. \quad (4.20)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,2 \times 0,8x \times 0,85 f_{cd} = 0,5 \times A_{st} \times f_{syd} \\ 0,10 \times 0,2 \times 0,8x \times 0,85 \times f_{cd} + (0,15 - 0,4x) \times 0,2 \times 0,8x \times 0,85 f_{cd} = 6,41 \end{array} \right. \quad (4.21)$$

$$\left\{ [0,10 + (0,15 - 0,4x)] \times 0,2 \times 0,8 \times 0,85 f_{cd} = 6,41 \right. \quad (4.22)$$

$$\{(0,25 - 0,4x) \times 0,2 \times 0,8x \times 0,85 \times 13,3 \times 10^3 = 6.41 \quad (4.23)$$

$$\{-723,52x^2 + 452.2x - 6.41 = 0 \quad (4.24)$$

$$\begin{cases} 0,2 \times 0,8x \times 0,85 fcd = 0,5A_{st} \times f_{syd} \\ X_1 = 0.015 \text{ m } \vee X_2 = 0.610 \text{ m} \end{cases} \quad (4.25)$$

Logo X= 0.015 m

$$0,2 \times 0,8x \times 0,85fcd = 0,5A_{st} \times f_{syd} \quad (4.26)$$

$$A_{st} = \frac{0,2 \times 0,8x \times 0,85fcd}{0,5 \times f_{syd}} = \frac{0,2 \times 0,8 \times (0,015) \times 0,85 \times 13,3 \times 10^3}{0,5 \times 348 \times 10^3} \quad (4.27)$$

$$A_{st} = 1.56 \times 10^{-4} \text{m}^2$$

$$A'_{sc} = 0,5 \times A_{st} \rightarrow A'_{sc} = 0,5 \times 1.56 \times 10^{-4} \text{m}^2 \rightarrow A'_{sc} = 7.8 \times 10^{-5} \text{m}^2 \quad (4.28)$$

$$\begin{cases} A_{st} = 1.56 \text{ cm}^2 \rightarrow 2\emptyset 10 \\ A'_{sc} = 0.78 \text{ cm}^2 \rightarrow 2\emptyset 10 \end{cases} \quad (4.29)$$

l) Determinação de armaduras do esforço transversal- (artigo 94.º-REBAP)

$$V_{sd} = 6.41 \text{ KN}$$

m) Verificação do risco de esmagamento- (artigo 53.3.º-REBAP)

$$V_{sd} \leq \tau_2 \times b_w \times d \quad (4.30)$$

$$V_{sd} \leq [4000 \times 0,20 \times 0,15 = 120 \text{ kN}]; V_{sd} \leq 120 \text{ kN (condição verificada)} \quad (4.31)$$

n) Contribuição do betão- (artigo 53.2.º-REBAP)

$$V_{cd} = \tau_1 \times b_w \times d \rightarrow V_{cd} = 650 \times 0.20 \times 0.15 \rightarrow V_{cd} = 19.5 \text{ kN} \quad (4.32)$$

o) Contribuição das armaduras

Sendo que o $V_{cd} > V_{sd}$, assume-se armadura mínima em toda viga.

$$\rho_w = 0.10\%, \rho_w = \frac{A_{sw}}{b_w \times s \times \sin \alpha} \times 100 \rightarrow \frac{A_{sw}}{s} = \frac{\rho_w \times b_w \times \sin \alpha}{100} \rightarrow \quad (4.33)$$

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{0.10 \times 0.20 \times 1.0}{100} \rightarrow 2 \times 10^{-4} \text{cm}^2/\text{m}$$

p) Espaçamento - (artigo 94.3.º-REBAP)

$$\frac{1}{6} \times \tau_2 \times b_w \times d = \frac{1}{6} \times 4000 \times 0.20 \times 0.15 = 20 \text{KN}; V_{sd} < 20 \text{ kN}; \quad (4.34)$$

$$S \leq 0.9 \times d = 0.9 \times 0.15 \rightarrow S \leq 0.135 \text{ m, seja } S = 0.135 \text{ m} \quad (4.35)$$

$$\frac{A_{sw}}{s} = 2.00 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow A_{sw} = 2.00 \text{ cm}^2/\text{m} \times 0.135 \text{ m} = 0.27 \text{ cm}^2 \quad (4.36)$$

$$A_i = \frac{A_{sw}}{2 \text{ Ramos}} = \frac{0.27 \text{ cm}^2}{2} = 0.135 \text{ cm}^2 \text{ (não tem diâmetro correspondente, adoptar diâmetro } \varnothing 6 \text{)}.$$

$$A_i = 0.135 \text{ cm}^2 \rightarrow 2R\varnothing 6 @ 135\text{mm} \quad (4.37)$$

Apêndice III – Dimensionamento dos pilares do sistema 1 e 2

a)- DIMENSIONAMENTO DOS PILARES DO SISTEMA 1

b)Análise do sistema estático, com o vento actuando na maior direcção

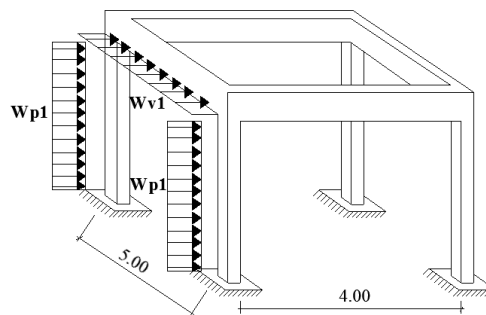


Figura 23- Acção do vento no sistema estático

Acção do vento actuando nos pilares W_{p1}

$$W_{p1} = W_k \times b_x \rightarrow W_{p1} = 0.9 \times 0.2 \rightarrow W_{p1} = 0.18 \text{ KN/m} \quad (5)$$

Acção do vento actuando Na viga (W_{v1})

A espessura da viga será o resultado do somatório da espessura da laje e da própria viga

$$W_{v1} = W_k \times (h_{\text{Viga}} + e_{\text{Laje}}) \rightarrow W_{v1} = 0.9 \times (0.20 + 0.10) \rightarrow W_{v1} = 0.27 \text{ KN/m} \quad (5.1)$$

Reacção do vento (R_w)

$$R_w = \frac{W_{v1} \times L_{\text{viga}}}{2} \rightarrow R_w = \frac{0.27 \times 5.00}{2} = 0.675 \text{ KN} \quad (5.2)$$

Reacção das vigas dos 5 metros para pilares (carga não majorada)

$$R_{p1} = \frac{14.15 \text{ KN}}{1.5} = 9.43 \text{ KN} \quad (5.3)$$

Esforço do cálculo da viga dos 4 metros (não majorada).

$$Q_{sd} = \frac{3.205 \text{ KN/m}}{1.5} = 2.14 \text{ KN/m} \quad (5.4)$$

c) Concepção do sistema estático, (ver apêndice VII – alínea (a))

NOTA: No sistema apresentado as cargas horizontais correspondem a acção do vento, e as verticais correspondem às combinações raras das acções permanentes e das sobrecargas. Para efectuar as combinações fundamentais é necessário numa primeira fase deduzir das combinações raras os valores correspondentes às acções permanentes e as sobrecargas.

d) Esforços correspondentes a cada natureza de acções (ver apêndice XII, N° 1 – alínea (a, b)).

A partir dos valores das acções (Carga permanente ($G_k = 2.92 \text{ KN/m}^2$); Sobrecarga ($Q_k = 1 \text{ KN/m}^2$):

Tabela 18- Quadro resumo de esforços

| | Permanentes (G) | Sobrecarga (Q) | Vento (W) |
|--------------------------|------------------------|-----------------------|------------------|
| Reacções (KN) | 7.02 | 2.41 | 0.675 |
| Carga distribuída (KN/m) | 1.59 | 0.55 | 0.18 |

e) Representação dos diagramas (ver apêndice VIII, N° 1)

A representação dos diagramas dos sistemas hiperestáticos foi resolvido pelo método de Forças por teorema do trabalho virtual.

- ✓ **Vento (W)**, (ver apêndice VIII, N°1 – alínea (a))
- ✓ **Permanente (G)**, (ver apêndice VIII, N°1 – alínea (b))
- ✓ **Sobrecarga (Q)**, (ver apêndice VIII, N°1 – alínea (c))

f) Combinações

- ✓ Sobrecarga como acção de base

$$N_{sd} = 1.5 \times N_g + 1.5 \times N_q \rightarrow N_{sd} = 1.5 \times 10.2 + 1.5 \times 3.51 \rightarrow N_{sd} = 20.57 \text{ KN} \quad (5.6)$$

$$T_{sd} = 1.5 \times T_g + 1.5 \times T_q \rightarrow T_{sd} = 1.5 \times 0.75 + 1.5 \times 0.26 \rightarrow T_{sd} = 1.52 \text{ KN} \quad (5.7)$$

$$M_{sd} = 1.5 \times M_g + 1.5 \times M_q \rightarrow M_{sd} = 1.5 \times 0.7 + 1.5 \times 0.25 \rightarrow M_{sd} = 1.425 \text{ KN.m} \quad (5.8)$$

- ✓ Vento como acção de base

NB: o vento pode actuar nos dois sentidos, isto é, o cenário do primeiro pilar pode ser observado no segundo, isto quando o vento actua noutro sentido e vice – versa.

a) Sentido do vento da esquerda para direita

$$N_{sd} = 1.5 \times N_g + 1.5 \times N_w \rightarrow N_{sd} = 1.5 \times 10.2 + 1.5 \times 0.258 \rightarrow N_{sd} = 15.7 \text{ KN} \quad (5.9)$$

$$T_{sd} = 1.5 \times T_g + 1.5 \times T_w \rightarrow T_{sd} = 1.5 \times 0.75 + 1.5 \times 0.782 \rightarrow T_{sd} = 2.3 \text{ KN} \quad (5.10)$$

$$M_{sd} = 1.5 \times M_g + 1.5 \times M_w \rightarrow M_{sd} = 1.5 \times 0.7 + 1.5 \times 1.0 \rightarrow M_{sd} = 2.6 \text{ KN.m} \quad (5.11)$$

b) Sentido do vento da direita para esquerda

$$N_{sd} = 1.5 \times N_g + 1.5 \times N_w \rightarrow N_{sd} = 1.5 \times 10.2 + 1.5 \times 0.258 \rightarrow N_{sd} = 15.7 \text{ KN} \quad (5.12)$$

$$T_{sd} = 1.5 \times T_g + 1.5 \times T_w \rightarrow T_{sd} = 1.5 \times 0.75 + 1.5 \times 0.433 \rightarrow T_{sd} = 1.8 \text{ KN} \quad (5.13)$$

$$M_{sd} = 1.5 \times M_g + 1.5 \times M_w \rightarrow M_{sd} = 1.5 \times 0.7 + 1.5 \times 0.8 \rightarrow M_{sd} = 2.25 \text{ KN.m} \quad (5.14)$$

g) Pré – dimensionamento da secção do pilar

✓ Esforço normal máximo: $N_{sd} = 20.57 \text{ KN}$

$$N_{sd} \leq 0.85 \times f_{cd} \times A_c + f_{syd} \times A_s; \quad \frac{A_s}{A_c} = 1\% \rightarrow A_s = 0.01 \times A_c \quad (5.15)$$

$$A_c \geq \frac{N_{sd}}{0.85 \times f_{cd} + 0.01 \times f_{syd}} \rightarrow A_c \geq \frac{20.57}{0.85 \times 13300 + 0.01 \times 348000} \rightarrow \quad (5.16)$$

$$A_c \geq 1.39 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

$$A_c \geq 13.9 \text{ cm}^2 \rightarrow L_c \geq \sqrt{13.9 \text{ cm}^2} \rightarrow L_c \geq 3.73 \text{ cm}, \quad (5.17)$$

✓ Momento máxima : $M_{sd} = 2.6 \text{ KN.m}$

$$d \geq \sqrt[3]{\frac{M_{sd}}{0.1 \times f_{cd}}} \rightarrow d \geq \sqrt[3]{\frac{2.6}{0.1 \times 13300}} \rightarrow d \geq 0.125 \text{ m} \quad (5.18)$$

Verificado o pré – dimensionamento ao momento na direcção (x)

$$\begin{cases} N_{sd} = 15.7 \text{ KN} \\ M_{sd} = 2.6 \text{ KN.m} \end{cases}$$

h) Análise do sistema estatico, com o vento actuando na menor direcção

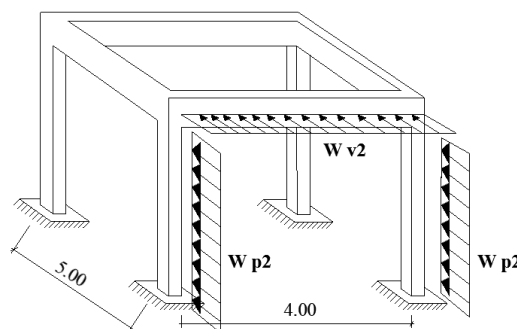


Figura 24- Acção do vento no sistema estatico

Acção do vento actuando nos pilares W_{p2}

$$W_{p2} = W_k \times b_y \rightarrow W_{p2} = 0.9 \times 0.2 \rightarrow W_{p2} = 0.18 \text{ KN/m} \quad (5.19)$$

Acção do vento actuando Na viga (W_{v2})

A espessura da viga será o resultado do somatório da espessura da laje e da própria viga

$$W_{v2} = W_k \times (h_{viga} + e_{Laje}) \rightarrow W_{v2} = 0.9 \times (0.20 + 0.10) \rightarrow W_{v2} = 0.27 \text{ KN/m} \quad (5.20)$$

Reacção do vento (R_w)

$$R_w = \frac{W_{v2} \times L_{viga}}{2} \rightarrow R_w = \frac{0.27 \times 4.00}{2} = 0.54 \text{ KN} \quad (5.21)$$

Reacção das vigas dos 4 metros para pilares (carga não majorada)

$$R_{p2} = \frac{6.41 \text{ KN}}{1.5} = 4.27 \text{ KN} \quad (5.22)$$

Esforço do cálculo da viga dos 5 metros (não majorada).

$$Q_{sd} = \frac{5.66 \text{ KN/m}}{1.5} = 3.77 \text{ KN/m} \quad (5.23)$$

i) Concepção do sistema estático, (ver apêndice VII – alínea (b))

AS cargas horazitas correspondem a acção do vento, e as verticais correspondem às combinações raras das acções permanentes e das sobrecargas.

j) Esforços correspondentes a cada natureza de acções, (ver apêndice XII, N° 1 – alínea (b))

A partir dos valores das acções (Carga permanente ($G_k = 2.92 \text{ KN/m}^2$); Sobrecarga ($Q_k = 1 \text{ KN/m}^2$):

Tabela 19- Resumo dos esforços da menor direcção

| | Permanentes (G) | Sobrecarga (Q) | Vento (W) |
|--------------------------|------------------------|-----------------------|------------------|
| Reacções (KN) | 3.18 | 1.09 | 0.54 |
| Carga distribuída (KN/m) | 2.81 | 0.96 | 0.18 |

k) Representação dos diagramas,

- ✓ **Vento (W)**, (ver apêndice VIII, N° 2 – alínea (a))
- ✓ **Permanente (G)**, (ver apêndice VIII, N° 2 – alínea (b))
- ✓ **Sobrecarga (Q)**, (ver apêndice VIII, N° 2 – alínea (c))

l) Combinações

- ✓ Sobrecarga como acção de base

$$N_{sd} = 1.5 \times N_g + 1.5 \times N_q \rightarrow N_{sd} = 1.5 \times 10.2 + 1.5 \times 3.49 \rightarrow N_{sd} = 20.535 \text{ KN} \quad (5.24)$$

$$T_{sd} = 1.5 \times T_g + 1.5 \times T_q \rightarrow T_{sd} = 1.5 \times 2.17 + 1.5 \times 0.74 \rightarrow T_{sd} = 4.4 \text{ KN} \quad (5.25)$$

$$M_{sd} = 1.5 \times M_g + 1.5 \times M_q \rightarrow M_{sd} = 1.5 \times 2.07 + 1.5 \times 0.71 \rightarrow M_{sd} = 4.17 \text{ KN.m} \quad (5.26)$$

✓ Vento como acção de base

NB: o vento pode actuar nos dois sentidos, isto é, o cenário do primeiro pilar pode ser observado no segundo, isto quando o vento actua noutro sentido e vice – versa.

a) Sentido do vento da esquerda para direita

$$N_{sd} = 1.5 \times N_g + 1.5 \times N_w \rightarrow N_{sd} = 1.5 \times 10.2 + 1.5 \times 0.17 \rightarrow N_{sd} = 15.6 \text{ KN} \quad (5.27)$$

$$T_{sd} = 1.5 \times T_g + 1.5 \times T_w \rightarrow T_{sd} = 1.5 \times 2.17 + 1.5 \times 0.36 \rightarrow T_{sd} = 3.8 \text{ KN} \quad (5.28)$$

$$M_{sd} = 1.5 \times M_g + 1.5 \times M_w \rightarrow M_{sd} = 1.5 \times 2.07 + 1.5 \times 0.67 \rightarrow M_{sd} = 4.1 \text{ KN.m} \quad (5.29)$$

b) Sentido do vento da direita para esquerda

$$N_{sd} = 1.5 \times N_g + 1.5 \times N_w \rightarrow N_{sd} = 1.5 \times 10.2 + 1.5 \times 0.17 \rightarrow N_{sd} = 15.6 \text{ KN} \quad (5.30)$$

$$T_{sd} = 1.5 \times T_g + 1.5 \times T_w \rightarrow T_{sd} = 1.5 \times 2.17 + 1.5 \times 0.72 \rightarrow T_{sd} = 4.3 \text{ KN} \quad (5.31)$$

$$M_{sd} = 1.5 \times M_g + 1.5 \times M_w \rightarrow M_{sd} = 1.5 \times 2.07 + 1.5 \times 0.92 \rightarrow M_{sd} = 4.5 \text{ KN.m} \quad (5.32)$$

m) Pré – dimensionamento da secção do pilar

✓ Esforço normal máximo: $N_{sd} = 20.535 \text{ KN}$

$$N_{sd} \leq 0.85 \times f_{cd} \times A_c + f_{syd} \times A_s; \quad \frac{A_s}{A_c} = 1\% \rightarrow A_s = 0.01 \times A_c \quad (5.33)$$

$$A_c \geq \frac{N_{sd}}{0.85 \times f_{cd} + 0.01 \times f_{syd}} \rightarrow A_c \geq \frac{20.535}{0.85 \times 13300 + 0.01 \times 348000} \rightarrow \quad (5.34)$$

$$A_c \geq 1.39 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

$$A_c \geq 13.9 \text{ cm}^2 \rightarrow L_c \geq \sqrt{13.9 \text{ cm}^2} \rightarrow L_c \geq 3.73 \text{ cm}, \quad (5.35)$$

✓ Momento máxima : $M_{sd} = 4.5 \text{ KN.m}$

$$d \geq \sqrt[3]{\frac{M_{sd}}{0.1 \times f_{cd}}} \rightarrow d \geq \sqrt[3]{\frac{4.5}{0.1 \times 13300}} \rightarrow d \geq 0.150 \text{ m} \quad (5.36)$$

Verificado o pré – deminsionamento ao momento na direcção (y)

$$\begin{cases} N_{sd} = 15.6 \text{ KN} \\ M_{sd} = 4.5 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ **Dimensionamento**

Segundo o artigo 120° REBAP - as dimensões mínimas da secção transversal não deve ser inferior a 20 cm, (Seja $L_c = 0.20 \text{ cm}$).

A secção do pilar é tal que $b \times h = 0.20 \times 0.20 \text{ m}$

b) Verificação da segurança em relação ao estado limite último de encurvadura – (capítulo VIII- REBAP)

Esforços de 1ª ordem

$$\begin{cases} N_{sd} = 15.7 \text{ kN} \\ M_{sd} = 2.6 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ **Direcção (x – x)**

• **Cálculo da Esbelteza – (artigo 59.º-REBAP)**

$$\lambda = \frac{l_0}{i}, l_0 = \eta \times l \quad (5.37)$$

$$\lambda_x = \frac{\eta_x \times l}{i_y} \quad (5.38)$$

• **Cálculo do (η) - (artigo 59.2.º-REBAP)**

Considerando um encastramento perfeito entre o pilar e a sapata na fundação ($\alpha_1 = 0$), Pós de acordo com o regulamento, no caso de sapatas que conferem ao pilar encastramento perfeito ($\alpha = 0$).

$$\alpha_1 = 0; \quad \alpha_2 = \frac{\sum EI_P \times E_{c,28}}{\sum EI_V \times E_{c,28}}; \quad E_{c,28} = 29 \times 10^6 \text{ kPa} \quad (5.39)$$

• **Rigidez de flexão do pilar que concorre no nó.**

$$I_{p(y)} = \frac{h \times b^3}{12} = \frac{0.20 \times (0.20)^3}{12} \rightarrow I_{p(y)} = 1.33 \times 10^{-4} \text{ m}^4 \quad (5.40)$$

• **Rigidez de flexão da viga que concorre no nó.**

$$I_{v(x)} = \frac{h \times b^3}{12} = \frac{0.20 \times (0.20)^3}{12} \rightarrow I_{p(x)} = 1.33 \times 10^{-4} \text{ m}^4 \quad (5.41)$$

$$\alpha_2 = \frac{\sum EI_P \times E_{c,28}}{\sum EI_V \times E_{c,28}} = \frac{1.33 \times 10^{-4} \times E_{c,28}}{1.33 \times 10^{-4} \times E_{c,28}} = 1 \quad (5.42)$$

$$\eta = \min \left\{ \begin{array}{l} 1.0 + 0.15 \times (\alpha_1 + \alpha_2) \\ 2.0 + 0.3 \times (\alpha_{\min}) \end{array} \right\} \rightarrow \eta = \min \left\{ \begin{array}{l} 1.0 + 0.15 \times (0 + 1) \\ 2.0 + 0.3 \times 0 \end{array} \right\} \rightarrow \eta_{\min} = 1.15 \quad (5.43)$$

• **Raio de giração da secção transversal do pilar, (causando em y)**

$$I_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{\frac{h \times b^3}{12}}{b \times h}} \rightarrow I_y = \frac{b}{\sqrt{12}} \rightarrow I_y = \frac{0.20}{\sqrt{12}} \rightarrow I_y = 0.058 \text{ m} \quad (5.44)$$

$$\lambda_x = \frac{\eta_x \times l}{I_y} = \frac{1.15 \times 3}{0.058} = 59.48 \text{ m} \quad (5.45)$$

✓ **Direcção (y - y)**

$$\begin{cases} N_{sd} = 15.6 \text{ kN} \\ M_{sd} = 4.5 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Cálculo da Esbelteza- (artigo 59.º-REBAP)**

$$\lambda = \frac{l_0}{i}, l_0 = \eta \times l \quad (5.46)$$

$$\lambda_y = \frac{\eta_x \times l}{i_x} \quad (5.47)$$

• **Cálculo do (η) - (artigo 59.2.º-REBAP)**

$$\alpha_1 = 0; \quad \alpha_2 = \frac{\sum EI_P \times E_{c,28}}{\sum EI_V \times E_{c,28}}; \quad E_{c,28} = 29 \times 10^6 \text{ kPa} \quad (5.48)$$

• **Rigidez de flexão do pilar que concorre no nó.**

$$I_{p(x)} = \frac{h \times b^3}{12} = \frac{0.20 \times (0.20)^3}{12} \rightarrow I_{p(x)} = 1.33 \times 10^{-4} \text{ m}^4 \quad (5.49)$$

• **Rigidez de flexão da viga que concorre no nó.**

$$I_{v(y)} = \frac{h \times b^3}{12} = \frac{0.20 \times (0.20)^3}{12} \rightarrow I_{p(y)} = 1.33 \times 10^{-4} \text{ m}^4 \quad (5.50)$$

$$\alpha_2 = \frac{\sum EI_P \times E_{c,28}}{\sum EI_V \times E_{c,28}} = \frac{1.33 \times 10^{-4} \times E_{c,28}}{1.33 \times 10^{-4} \times E_{c,28}} = 1 \quad (5.51)$$

$$\eta = \min \left\{ \begin{array}{l} 1.0 + 0.15 \times (\alpha_1 + \alpha_2) \\ 2.0 + 0.3 \times (\alpha_{\min}) \end{array} \right\} \rightarrow \eta = \min \left\{ \begin{array}{l} 1.0 + 0.15 \times (0 + 1) \\ 2.0 + 0.3 \times 0 \end{array} \right\} \rightarrow \eta_{\min} = 1.15 \quad (5.52)$$

• **Raio de giração da secção transversal do pilar, (causando em x)**

$$I_x = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{\frac{h \times b^3}{12}}{b \times h}} \rightarrow I_x = \frac{h}{\sqrt{12}} \rightarrow I_x = \frac{0.20}{\sqrt{12}} \rightarrow I_x = 0.058 \text{ m} \quad (5.53)$$

$$\lambda_y = \frac{\eta_y \times l}{I_x} = \frac{1.15 \times 3}{0.058} = 59.48 \text{ m} \quad (5.54)$$

c) **Cálculo das dispensas- (artigo 61.4.º-REBAP)**

✓ **Direcção (x - x)**

$$\begin{cases} N_{sd} = 15.7 \text{ kN} \\ M_{sd} = 2.6 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Segundo o artigo 61.4, a verificação de segurança em relação a encurvadura é dispensada caso verifique se uma das seguintes condições;

$$\diamond \frac{M_{sd}}{N_{sd}} \geq 3.5 \times h \times \frac{\lambda}{70}; \text{ para } \lambda > 70; \quad (5.55)$$

$$\diamond \frac{M_{sd}}{N_{sd}} \geq 3.5 \times h; \text{ para } \lambda \leq 70 \quad (5.56)$$

❖ A esbelteza seja inferior ou igual a 35 no caso de estruturas moveis

d) Verificação de segurança em relação a encurvadura

Valor do cálculo (λ) = 59.49; $\lambda < 70$

$$\frac{M_{sd}}{N_{sd}} \geq 3.5 \times h \rightarrow \frac{2.6}{15.7} \geq 3.5 \times 0.20 \rightarrow 0.17 < 0.7 \text{ (logo não dispensa)} \quad (5.57)$$

✓ **Cálculo das Excentricidades adicionais - (artigo 63.º-REBAP)**

Excentricidades acidental (e_a)

$$\text{Condição - } \begin{cases} e_a = \frac{l_o}{300} \\ \text{mínimo} = 2 \text{ cm} \end{cases} \quad (5.58)$$

$$e_a = \frac{l_o}{300} = \frac{\eta \times l}{300} \rightarrow e_a = \frac{1.15 \times 3}{300} = 0.0115 \text{ m} \quad (5.59)$$

Excentricidades de 2.ª ordem (e_2)

$$e_2 = \frac{1}{r} \times \frac{l_o^2}{10} = 0.025 \times \frac{(3.45)^2}{10} = 0.03 \text{ m} \quad (5.60)$$

$$\frac{1}{r} = \frac{5}{h} \times 10^{-3} \times \eta \rightarrow \frac{1}{r} = \frac{5}{0.20} \times 10^{-3} \times 1.0 \rightarrow \frac{1}{r} = 0.025 \quad (5.61)$$

$$\eta = \frac{0.4 \times f_{cd} \times A_c}{N_{sd}} \rightarrow \eta = \frac{0.4 \times 13300 \times (0.20 \times 0.20)}{15.7} = 13.55 \quad (5.62)$$

Segundo o artigo 63.3.^a – o valor do coeficiente (η), não deve ser considerado superior á unidade. seja $\eta = 1.0$

Excentricidade de fluência

Segundo o artigo 63.4.^a A excentricidade de fluência poderá deixar de ser considerado caso se verifique a condição seguinte:

$$\diamond \frac{M_{sd}}{N_{sd}} \geq 2.0 \times h \quad (5.63)$$

$$\diamond \lambda \leq 70$$

✓ **Fórmula e verificação**

$$e_c = \left(\frac{M_{sg}}{N_{sg}} + e_a \right) \times \left[\exp \left(\frac{\varphi_c \times (t_{\infty}, t_0) \times N_{sg}}{NE - N_{sg}} \right) - 1 \right] \quad (5.64)$$

$\lambda = 59.48$; $\lambda < 70 \rightarrow$ (condição verificada, deixa de ser considerada a e_c)

✓ **Esforços finais** (5.65)

$$\begin{cases} N_{sd} = 15.7 \text{ kN} \\ M'_{sd} = M_{sd} + N_{sd} \times (e_a + e_2 + e_c) \end{cases} \rightarrow \begin{cases} N_{sd} = 15.7 \text{ kN} \\ M'_{sd} = 2.6 + 15.7 \times (0.0115 + 0.03 + 0) \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_{sd} = 15.7 \text{ kN} \\ M'_{sd} = 3.25 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Dispensas da direcção (y - y)

$$\begin{cases} N_{sd} = 15.6 \text{ kN} \\ M_{sd} = 4.5 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Segundo o artigo 61.4, a verificação de segurança em relação a encurvadura é dispensada caso verifique se uma das seguintes condições;

e) **Verificação de segurança em relação a encurvadura**

Valor do cálculo (λ) = 59.49; $\lambda < 70$

$$\frac{M_{sd}}{N_{sd}} \geq 3.5 \times h \rightarrow \frac{4.5}{15.6} \geq 3.5 \times 0.20 \rightarrow 0.3 < 0.7 \text{ (logo não dispensa)} \quad (5.66)$$

✓ **Cálculo das Excentricidades adicionais - (artigo 63.º-REBAP)**

Excentricidades acidental (e_a)

$$\text{Condição} - \begin{cases} e_a = \frac{l_0}{300} \\ \text{mínimo} = 2 \text{ cm} \end{cases} \quad (5.67)$$

$$e_a = \frac{l_0}{300} = \frac{\eta \times l}{300} \rightarrow e_a = \frac{1.15 \times 3}{300} = 0.0115 \text{ m} \quad (5.68)$$

Excentricidades de 2.ª ordem (e_2)

$$e_2 = \frac{1}{r} \times \frac{l_0^2}{10} = 0.025 \times \frac{(3.45)^2}{10} = 0.03 \text{ m} \quad (5.69)$$

$$\frac{1}{r} = \frac{5}{h} \times 10^{-3} \times \eta \rightarrow \frac{1}{r} = \frac{5}{0.20} \times 10^{-3} \times 1.0 \rightarrow \frac{1}{r} = 0.025 \quad (5.70)$$

$$\eta = \frac{0.4 \times f_{cd} \times A_c}{N_{sd}} \rightarrow \eta = \frac{0.4 \times 13300 \times (0.20 \times 0.20)}{15.6} = 13.6 \quad (5.71)$$

Segundo o artigo 63.3.^a – o valor do coeficiente (η), não deve ser considerado superior á unidade. seja $\eta = 1.0$

Excentricidade de fluência

Segundo o artigo 63.4.^a A excentricidade de fluência poderá deixar de ser considerado caso se verifique a condição seguinte:

$$\diamond \lambda \leq 70$$

$\lambda = 59.49$; $\lambda < 70 \rightarrow$ (condição verificada, deixa de ser considerada a e_c)

$$\checkmark \text{ Esforços finais} \quad (5.72)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{sd} = 15.6 \text{ KN} \\ M'_{sdy} = M_{sdy} + N_{sd} \times (e_a + e_2 + e_c) \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} N_{sd} = 15.6 \text{ kN} \\ M'_{sdy} = 4.5 + 15.6 \times (0.0115 + 0.03 + 0) \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{sd} = 15.6 \text{ kN} \\ M'_{sdy} = 5.15 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

f) Determinação das armaduras

O dimensionamento das armaduras será feita pelos (**métodos simplificados**), uma vez que o ábacos disponíveis só cobrem em geral um número restrito de situações.

Flexão Desviada, ($M_{sdy} = 5.15 \text{ KN.m}$, $M_{sdx} = 3.25 \text{ KN.m}$, $N_{sd} = 15.7 \text{ KN}$)

(Betão Armado, Esforços normais e de flexão)

Seja:

Recobrimento (c) = 3.0

Diâmetro dos estribos (ϕ_t) = 0.8 cm,

Diâmetro longitudinal (ϕ_l) = 2 cm

$$a = C + \phi_t + \frac{\phi_l}{2} \rightarrow a = 0.03 + 0.008 + \frac{0.02}{2} = 0.048 \text{ m} \rightarrow a \cong 0.05 \text{ m} \quad (5.73)$$

$$\frac{a}{h} = \frac{5}{20} = 0.25, \text{ (A condição não é safisteita em nenhuma tabela de ábacos).}$$

g) Determinação usando fórmulas simplificadas

✓ (Betão Armado, Esforços normais e de flexão)

1º- Determinação das componentes e_x e e_y

$$e_x = \frac{Msd_x}{Nsd} \rightarrow e_x = \frac{3.25}{15.7} \rightarrow e_x = 0.207 \text{ m} \quad (5.74)$$

$$e_y = \frac{Msd_y}{Nsd} \rightarrow e_y = \frac{5.15}{15.7} \rightarrow e_y = 0.328 \text{ m} \quad (5.75)$$

2°- Verificação da relação das excentricidades

$$\frac{e_y}{e_x} \geq \frac{h}{b} \quad (\text{condição}) \quad (5.76)$$

$$\frac{e_y}{e_x} = \frac{0.328}{0.207} = 1.58, \quad \frac{h}{b} = \frac{0.20}{0.20} = 1.0 \quad (5.77)$$

$$\frac{e_y}{e_x} > \frac{h}{b} \rightarrow (1.58 > 1.0) \rightarrow (\text{condição verificada}) \quad (5.78)$$

3°- Determinação do (v)

$$v = \frac{Nsd}{b \times h \times fcd} \rightarrow v = \frac{15.7}{0.20 \times 0.20 \times 13.3 \times 10^3} \rightarrow v = 0.03 \quad (5.79)$$

4°- Determinação de excentricidade (e^I_y)

para ($v \approx 0.0$) $\beta = 0.6$, (ver anexo – Tabela 32)

$$e^I_y = e_y + \beta \times e_x \times \frac{h}{b} \rightarrow e^I_y = 0.328 + 0.6 \times 0.207 \times \frac{0.20}{0.20} \rightarrow e^I_y = 0.452 \quad (5.80)$$

5°- Determinação do Msd^I_x

$$Msd^I_x = e^I_y \times Nsd \rightarrow Msd^I_x = 0.452 \times 15.7 \rightarrow Msd^I_x = 7.1 \text{ kNm} \quad (5.81)$$

6°- Determinação do momento reduzido

$$\mu = \frac{Msd^I_x}{b \times h^2 \times fcd} \rightarrow \mu = \frac{7.1}{0.20 \times (0.20)^2 \times 13.3 \times 10^3} \rightarrow \mu = 0.067 \quad (5.82)$$

6°- Determinação de percentagem das armaduras (ω)

$$v_c = v - 0.85 \rightarrow v_c = 0.03 - 0.85 \rightarrow v_c = -0.82 \quad (4.83)$$

$$\lambda = 0.5 - \frac{a}{h} \rightarrow \lambda = 0.5 - \frac{5}{20} = 0.25 \quad (4.84)$$

$$\text{Para } v \leq 0.85, \text{ o valor de } \omega \text{ é dado por: } \omega = \frac{\mu + 0.55 \times v \times v_c}{\lambda \times \beta}$$

Valores do coeficiente $\beta = 1.0$, (ver anexo – Tabela 31)

$$\omega = \frac{\mu + 0.55 \times v \times v_c}{\lambda \times \beta} \rightarrow \omega = \frac{0.067 + 0.55 \times 0.03 \times (-0.82)}{0.25 \times 1} \rightarrow \quad (5.85)$$

$$\omega = 0.214 \quad (5.86)$$

$$A_s = \omega \times b \times h \times \frac{f_{cd}}{f_{syd}} = 0.214 \times 0.20 \times 0.20 \times \frac{13.3 \times 10^3}{348 \times 10^3} = 3.27 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A + A' = 3.27 \text{ cm}^2 \rightarrow 5\text{Ø}10 \quad (5.87)$$

h) Armadura Transversal

Segundo o artigo 122.1 os pilares devem possuir armadura transversal destinada a cintar o betão, e que o espaçamento não deve exceder 12 vezes o menor diâmetro dos varões da armadura longitudinal.

$$S \leq \begin{cases} (12 \times 1.0) \rightarrow S \leq 12, \text{ assumimos: } 120\text{mm} \\ 20 \text{ cm} \\ 20 \text{ cm} \end{cases} \quad (5.88)$$

✓ DIMENSIONAMENTO DOS PILARES DO SISTEMA 2

a) Análise do sistema estático, com o vento actuando na menor direcção

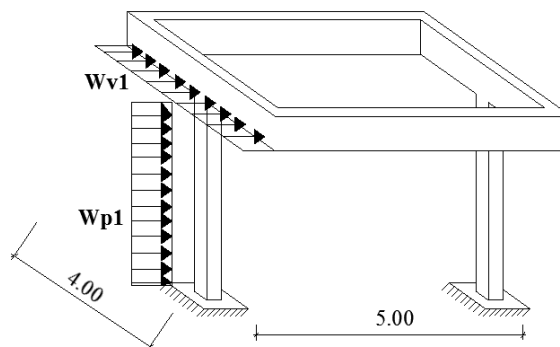


Figura 25- Acção do vento no sistema estático

Acção do vento actuando no pilar 1

$$W_{p1} = W_k \times b_x \rightarrow W_{p1} = 0.9 \times 0.2 \rightarrow W_{p1} = 0.18 \text{ KN/m} \quad (6)$$

$$\text{Reacção do vento (} R_W \text{)} \quad (6.1)$$

$$R_W = W_k \times (h_{\text{viga}} + e_{\text{laje}}) \times L \rightarrow R_W = 0.9 \times (0.20 + 0.10) \times 4.0 \rightarrow R_W = 1.08 \text{ KN}$$

Reacção das vigas dos 4 metros para pilares (carga não majorada)

$$R_{p1} = \frac{Q_{sd}}{1.5} \times L_{\text{viga}} = \frac{3.205}{1.5} \times 4 = 8.55 \text{ KN} \quad (6.2)$$

Esforço do cálculo da viga dos 4 metros (não majorada).

$$Q_{sd} = \frac{5.66 + 5.66 \text{ KN/m}}{1.5} = 7.55 \text{ KN/m} \quad (6.3)$$

b) Concepção do sistema estático (ver apêndice VII, alínea (c))

No sistema abaixo as cargas horizontais correspondem acção do vento, e as verticais correspondem às combinações raras das acções permanentes e das sobrecargas.

c) Esforços correspondentes a cada natureza de acções (ver apêndice XII, N° 2 – alínea (a))

A partir dos valores das acções (Carga permanente ($G_k = 2.92 \text{ KN/m}^2$); Sobrecarga ($Q_k = 1 \text{ KN/m}^2$):

Tabela 20-Resumo dos esforços da menor direcção do sistema 2

| | Permanentes (G) | Sobrecarga (Q) | Vento (W) |
|--------------------------|------------------------|-----------------------|------------------|
| Reacções (KN) | 6.37 | 2.18 | 1.08 |
| Carga distribuída (KN/m) | 5.62 | 1.93 | 0.18 |

d) Representação dos diagramas (Apêndice VIII)

- ✓ **Vento (W)**, (ver apêndice VIII, N° 3 – alínea (a))
- ✓ **Permanente (G)**, (ver apêndice VIII, N° 3 – alínea (b))
- ✓ **Sobrecarga (Q)**, (ver apêndice VIII, N° 3 – alínea (c))

e) Combinações

- ✓ Sobrecarga como acção de base

$$N_{sd} = 1.5 \times N_g + 1.5 \times N_q \rightarrow N_{sd} = 1.5 \times 20.42 + 1.5 \times 7.00 \rightarrow N_{sd} = 41.13 \text{ KN} \quad (6.4)$$

$$T_{sd} = 1.5 \times T_g + 1.5 \times T_q \rightarrow T_{sd} = 1.5 \times 4.33 + 1.5 \times 1.49 \rightarrow T_{sd} = 8.73 \text{ KN} \quad (6.5)$$

$$M_{sd} = 1.5 \times M_g + 1.5 \times M_q \rightarrow M_{sd} = 1.5 \times 4.13 + 1.5 \times 1.42 \rightarrow M_{sd} = 8.3 \text{ KN.m} \quad (6.6)$$

- ✓ Vento como acção de base

NB: o vento pode actuar nos dois sentidos, isto é, o cenário do primeiro pilar pode ser observado no segundo, isto quando o vento actua noutro sentido e vice – versa.

a) Sentido do vento da esquerda para direita

$$N_{sd} = 1.5 \times N_g + 1.5 \times N_w \rightarrow N_{sd} = 1.5 \times 20.42 + 1.5 \times 0.29 \rightarrow N_{sd} = 31.1 \text{ KN} \quad (6.7)$$

$$T_{sd} = 1.5 \times T_g + 1.5 \times T_w \rightarrow T_{sd} = 1.5 \times 4.33 + 1.5 \times 1.0 \rightarrow T_{sd} = 8.0 \text{ KN} \quad (6.8)$$

$$M_{sd} = 1.5 \times M_g + 1.5 \times M_w \rightarrow M_{sd} = 1.5 \times 4.13 + 1.5 \times 1.44 \rightarrow M_{sd} = 8.4 \text{ KN.m} \quad (6.9)$$

b) Sentido do vento da direita para esquerda

$$N_{sd} = 1.5 \times N_g + 1.5 \times N_w \rightarrow N_{sd} = 1.5 \times 20.42 + 1.5 \times 0.29 \rightarrow N_{sd} = 31.1 \text{ KN} \quad (6.10)$$

$$T_{sd} = 1.5 \times T_g + 1.5 \times T_w \rightarrow T_{sd} = 1.5 \times 4.33 + 1.5 \times 0.62 \rightarrow N_{sd} = 7.43 \text{ KN} \quad (6.11)$$

$$M_{sd} = 1.5 \times M_g + 1.5 \times M_w \rightarrow M_{sd} = 1.5 \times 4.13 + 1.5 \times 1.15 \rightarrow M_{sd} = 7.92 \text{ KN.m} \quad (6.12)$$

f) Pré – dimensionamento da secção do pilar

✓ Esforço normal máximo: $N_{sd} = 41.13 \text{ KN}$

$$N_{sd} \leq 0.85 \times f_{cd} \times A_c + f_{syd} \times A_s; \quad \frac{A_s}{A_c} = 1\% \rightarrow A_s = 0.01 \times A_c \quad (6.13)$$

$$A_c \geq \frac{N_{sd}}{0.85 \times f_{cd} + 0.01 \times f_{syd}} \rightarrow A_c \geq \frac{41.13}{0.85 \times 13300 + 0.01 \times 348000} \rightarrow \quad (6.14)$$

$$A_c \geq 2.78 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

$$A_c \geq 27.8 \text{ cm}^2 \rightarrow L_c \geq \sqrt{27.8 \text{ cm}^2} \rightarrow L_c \geq 5.27 \text{ cm}, \quad (6.15)$$

✓ Momento máxima : $M_{sd} = 8.4 \text{ KN.m}$

$$d \geq \sqrt[3]{\frac{M_{sd}}{0.1 \times f_{cd}}} \rightarrow d \geq \sqrt[3]{\frac{8.4}{0.1 \times 13300}} \rightarrow d \geq 0.185 \text{ m} \quad (6.16)$$

Verificado o pré – deminsionamento ao momento na direcção (x)

$$\begin{cases} N_{sd} = 31.1 \text{ KN} \\ M_{sd} = 8.4 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ **Análise do sistema estatico, com o vento actuando na maior direcção**

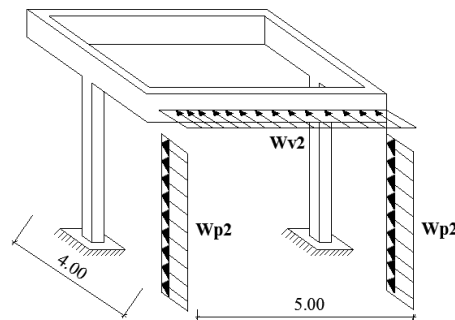


Figura 26- Acção do vento no sistema estático

Acção do vento actuando nos pilares W_{p2}

$$W_{p2} = W_k \times B_y \rightarrow W_{p2} = 0.9 \times 0.2 \rightarrow W_{p2} = 0.18 \text{ KN/m} \quad (6.17)$$

Acção do vento actuando Na viga (W_{V2})

A espessura da viga será o resultado do somatório da espessura da laje e da própria viga

$$W_{V2} = W_k \times (h_{viga} + e_{laje}) \rightarrow W_{V2} = 0.9 \times (0.20 + 0.10) \rightarrow W_{V2} = 0.27 \text{ KN/m} \quad (6.18)$$

Reacção do vento (R_W)

$$R_w = \frac{W_{v2} \times L_{\text{viga}}}{2} \rightarrow R_w = \frac{0.27 \times 5.00}{2} = 0.675 \text{ KN} \quad (6.19)$$

Reacção das vigas dos 5 metros para pilares (carga não majorada)

$$R_{p2} = \frac{14.15 \text{ KN}}{1.5} = 9.43 \text{ KN} \quad (6.20)$$

Esforço do cálculo da viga dos 4 metros (não majorada).

$$Q_{sd} = \frac{3.205 \text{ KN/m}}{1.5} = 2.14 \text{ KN/m} \quad (6.21)$$

g) Concepção do sistema estático (ver apêndice VII, alínea (d))

No sistema abaixo as cargas horizontais correspondem acção do vento, e as verticais correspondem às combinações raras das acções permanentes e das sobrecargas.

h) Esforços correspondentes a cada natureza de acções (ver apêndice XII, N° 1 – alínea (a))

A partir dos valores das acções (Carga permanente ($G_k = 2.92 \text{ KN/m}^2$); Sobrecarga ($Q_k = 1 \text{ KN/m}^2$)):

Tabela 21-resumo dos esforços da maior direcção do sistema 2

| | Permanentes (G) | Sobrecarga (Q) | Vento (W) |
|--------------------------|-----------------|----------------|-----------|
| Reacções (KN) | 7.02 | 2.41 | 0.675 |
| Carga distribuída (KN/m) | 1.59 | 0.55 | 0.18 |

i) Representação dos diagramas (Apêndice VIII)

- ✓ **Vento (W)**, (ver apêndice VIII, N° 4 – alínea (a))
- ✓ **Permanente (G)**, (ver apêndice VIII, N° 4 – alínea (a))
- ✓ **Sobrecarga (Q)**, (ver apêndice VIII, N° 4 – alínea (a))

j) Combinações

- ✓ Sobrecarga como acção de base

$$N_{sd} = 1.5 \times N_g + 1.5 \times N_q \rightarrow N_{sd} = 1.5 \times 20.4 + 1.5 \times 7.02 \rightarrow N_{sd} = 41.13 \text{ KN} \quad (6.22)$$

- ✓ Vento como acção de base

$$N_{sd} = 1.5 \times N_g + 1.5 \times N_w \rightarrow N_{sd} = 1.5 \times 20.4 + 1.5 \times 0 \rightarrow N_{sd} = 30.6 \text{ KN} \quad (6.23)$$

$$T_{sd} = 1.5 \times T_g + 1.5 \times T_w \rightarrow T_{sd} = 1.5 \times 0 + 1.5 \times 1.215 \rightarrow T_{sd} = 1.82 \text{ KN} \quad (6.24)$$

$$M_{sd} = 1.5 \times M_g + 1.5 \times M_w \rightarrow M_{sd} = 1.5 \times 0 + 1.5 \times 2.84 \rightarrow M_{sd} = 4.26 \text{ KN.m} \quad (6.25)$$

k) Pré – dimensionamento da secção do pilar

✓ Esforço normal máximo: $N_{sd} = 41.13 \text{ KN}$

$$N_{sd} \leq 0.85 \times f_{cd} \times A_c + f_{syd} \times A_s; \quad \frac{A_s}{A_c} = 1\% \rightarrow A_s = 0.01 \times A_c \quad (6.26)$$

$$A_c \geq \frac{N_{sd}}{0.85 \times f_{cd} + 0.01 \times f_{syd}} \rightarrow A_c \geq \frac{41.13}{0.85 \times 13300 + 0.01 \times 348000} \rightarrow \quad (6.27)$$

$$A_c \geq 2.78 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

$$A_c \geq 27.8 \text{ cm}^2 \rightarrow L_c \geq \sqrt{27.8 \text{ cm}^2} \rightarrow L_c \geq 5.27 \text{ cm} \quad (6.28)$$

✓ Momento máxima : $M_{sd} = 4.26 \text{ KN.m}$

$$d \geq \sqrt[3]{\frac{M_{sd}}{0.1 \times f_{cd}}} \rightarrow d \geq \sqrt[3]{\frac{4.26}{0.1 \times 13300}} \rightarrow d \geq 0.15 \text{ m} \quad (6.29)$$

Verificado o pré – deminsionamento ao momento na direcção (y)

$$\begin{cases} N_{sd} = 30.6 \text{ KN} \\ M_{sd} = 4.26 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ **Dimensionamentos**

Segundo o artigo 120° REBAP - as dimensões mínimas da secção transversal não deve ser inferior a 20 cm, (Seja $L_c = 0.20 \text{ cm}$).

A secção do pilar é tal que $b \times h = 0.20 \times 0.20 \text{ m}$

a) Verificação da segurança em relação ao estado limite último de encurvadura – (capítulo VIII- REBAP)

Esforços de 1ª ordem

✓ **Direcção (x – x)**

$$\begin{cases} N_{sd} = 31.1 \text{ kN} \\ M_{sd} = 8.4 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Cálculo da Esbelteza – (artigo 59.º-REBAP)**

$$\lambda = \frac{l_0}{i}, l_0 = \eta \times l \quad (6.30)$$

$$\lambda_x = \frac{\eta_x \times l}{i_y} \quad (6.31)$$

- **Cálculo do (η) - (artigo 59.2.º-REBAP)**

Considerando um encastramento perfeito entre o pilar e a sapata na fundação ($\alpha_1 = 0$), Pós de acordo com o regulamento, no caso de sapatas que conferem ao pilar encastramento perfeito ($\alpha = 0$).

$$\alpha_1 = 0; \quad \alpha_2 = \frac{\sum EI_P \times E_{c,28}}{\sum EI_V \times E_{c,28}}; \quad E_{c,28} = 29 \times 10^6 \text{ kPa} \quad (6.32)$$

- **Rigidez de flexão do pilar que concorre no nó.**

$$I_{p(y)} = \frac{h \times b^3}{12} = \frac{0.20 \times (0.20)^3}{12} \rightarrow I_{p(y)} = 1.33 \times 10^{-4} \text{ m}^4 \quad (6.33)$$

- **Rigidez de flexão da viga que concorre no nó.**

Nenhuma viga atravessa o eixo (x)

$$I_{v(x)} = 0$$

$$\alpha_2 = \frac{\sum EI_P \times E_{c,28}}{\sum EI_V \times E_{c,28}} = \frac{1.33 \times 10^{-4} \times E_{c,28}}{0 \times E_{c,28}} = \infty \quad (6.34)$$

$$\eta = \min \left\{ \begin{array}{l} 1.0 + 0.15 \times (\alpha_1 + \alpha_2) \\ 2.0 + 0.3 \times (\alpha_{\min}) \end{array} \right\} \rightarrow \eta = \min \left\{ \begin{array}{l} 1.0 + 0.15 \times (0 + \infty) \\ 2.0 + 0.3 \times 0 \end{array} \right\} \rightarrow \eta_{\min} = 1.15 \quad (6.35)$$

- **Raio de giração da secção transversal do pilar, (causando em y)**

$$I_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{\frac{h \times b^3}{12}}{b \times h}} \rightarrow I_y = \frac{b}{\sqrt{12}} \rightarrow I_y = \frac{0.20}{\sqrt{12}} \rightarrow I_y = 0.058 \text{ m} \quad (6.36)$$

$$\lambda_x = \frac{\eta_x \times l}{I_y} = \frac{1.15 \times 3}{0.058} = 59.48 \text{ m} \quad (6.37)$$

- ✓ **Direcção (y - y)**

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{sd} = 30.6 \text{ kN} \\ M_{sd} = 4.26 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

- **Cálculo da Esbelteza- (artigo 59.º-REBAP)**

$$\lambda = \frac{l_0}{i}, l_0 = \eta \times l \quad (6.38)$$

$$\lambda_y = \frac{\eta_x \times l}{i_x} \quad (6.39)$$

- **Cálculo do (η) - (artigo 59.2.º-REBAP)**

$$\alpha_1 = 0; \quad \alpha_2 = \frac{\sum EI_P \times E_{c,28}}{\sum EI_V \times E_{c,28}}; \quad E_{c,28} = 29 \times 10^6 \text{ kPa} \quad (6.40)$$

- **Rigidez de flexão do pilar que concorre no nó.**

$$I_{p(x)} = \frac{h \times b^3}{12} = \frac{0.20 \times (0.20)^3}{12} \rightarrow I_{p(x)} = 1.33 \times 10^{-4} \text{ m}^4 \quad (6.41)$$

- **Rigidez de flexão da viga que concorre no nó.**

$$I_{v(y)} = \frac{h \times b^3}{12} = \frac{0.20 \times (0.20)^3}{12} \rightarrow I_{p(y)} = 1.33 \times 10^{-4} \text{ m}^4 \quad (6.42)$$

$$\alpha_2 = \frac{\sum EI_P \times E_{c,28}}{\sum EI_V \times E_{c,28}} = \frac{1.33 \times 10^{-4} \times E_{c,28}}{2 \times (1.33 \times 10^{-4}) \times E_{c,28}} = 0.5 \quad (6.43)$$

$$\eta = \min \left\{ \begin{array}{l} 1.0 + 0.15 \times (\alpha_1 + \alpha_2) \\ 2.0 + 0.3 \times (\alpha_{\min}) \end{array} \right\} \rightarrow \eta = \min \left\{ \begin{array}{l} 1.0 + 0.15 \times (0 + 0.5) \\ 2.0 + 0.3 \times 0 \end{array} \right\} \rightarrow \eta_{\min} = 1.075$$

- **Raio de giração da secção transversal do pilar, (causando em x)**

$$I_x = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{\frac{h \times b^3}{12}}{b \times h}} \rightarrow I_x = \frac{h}{\sqrt{12}} \rightarrow I_x = \frac{0.20}{\sqrt{12}} \rightarrow I_x = 0.058 \text{ m} \quad (6.44)$$

$$\lambda_y = \frac{\eta_y \times l}{I_x} = \frac{1.075 \times 3}{0.058} = 55.60 \text{ m} \quad (6.45)$$

b) Cálculo das dispensas- (artigo 61.4.º-REBAP)

- ✓ **Direcção (x - x)**

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{sd} = 31.1 \text{ kN} \\ M_{sd} = 8.4 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Segundo o artigo 61.4, a verificação de segurança em relação a encurvadura é dispensada caso verifique se uma das seguintes condições;

$$\diamond \frac{M_{sd}}{N_{sd}} \geq 3.5 \times h \times \frac{\lambda}{70}; \text{ para } \lambda > 70; \quad (6.46)$$

$$\diamond \frac{M_{sd}}{N_{sd}} \geq 3.5 \times h; \text{ para } \lambda \leq 70 \quad (6.47)$$

- ❖ A esbelteza seja inferior ou igual a 35 no caso de estruturas móveis

c) Verificação de segurança em relação a encurvadura

Valor do cálculo (λ) = 59.48; $\lambda < 70$

$$\frac{Msd}{Nsd} \geq 3.5 \times h \rightarrow \frac{8.4}{31.1} \geq 3.5 \times 0.20 \rightarrow 0.27 < 0.7 \text{ (logo não dispensa)} \quad (6.48)$$

✓ **Cálculo das Excentricidades adicionais - (artigo 63.º-REBAP)**

Excentricidades acidental (e_a)

$$\text{Condição} - \begin{cases} e_a = \frac{l_0}{300} \\ \text{mínimo} = 2\text{cm} \end{cases} \quad (6.49)$$

$$e_a = \frac{l_0}{300} = \frac{\eta \times l}{300} \rightarrow e_a = \frac{1.15 \times 3}{300} = 0.0115 \text{ m} \quad (6.50)$$

Excentricidades de 2.ª ordem (e_2)

$$e_2 = \frac{1}{r} \times \frac{l_0^2}{10} = 0.025 \times \frac{(3.45)^2}{10} = 0.03 \text{ m} \quad (6.51)$$

$$\frac{1}{r} = \frac{5}{h} \times 10^{-3} \times \eta \rightarrow \frac{1}{r} = \frac{5}{0.20} \times 10^{-3} \times 1.0 \rightarrow \frac{1}{r} = 0.025 \quad (6.52)$$

$$\eta = \frac{0.4 \times fcd \times Ac}{Nsd} \rightarrow \eta = \frac{0.4 \times 13300 \times (0.20 \times 0.20)}{31.1} = 6.84 \quad (6.53)$$

Segundo o artigo 63.3.ª – o valor do coeficiente (η), não deve ser considerado superior á unidade. seja $\eta = 1.0$

Excentricidade de fluência

Segundo o artigo 63.4.ª A excentricidade de fluência poderá deixar de ser considerado caso se verifique uma das seguintes condições:

$$\diamond \frac{Msd}{Nsd} \geq 2.0 \times h \quad (6.54)$$

$$\diamond \lambda \leq 70$$

✓ **Fórmula e verificação**

$$e_c = \left(\frac{M_{sg}}{N_{sg}} + e_a \right) \times \left[\exp \left(\frac{\varphi_c \times (t_{\infty}, t_0) \times N_{sg}}{NE - N_{sg}} \right) - 1 \right] \quad (6.55)$$

$\lambda = 59.48$; $\lambda < 70 \rightarrow$ (condição verificada, deixa de ser considerada a e_c)

✓ **Esforços finais** (6.56)

$$\begin{cases} Nsd = 31.1 \text{ kN} \\ M'sdx = Msd + Nsd \times (e_a + e_2 + e_c) \end{cases} \rightarrow \begin{cases} Nsd = 31.1 \text{ kN} \\ M'sdx = 8.4 + 31.1 \times (0.0115 + 0.03 + 0) \end{cases}$$

$$\begin{cases} Nsd = 31.1 \text{ kN} \\ M'sdx = 9.7 \text{ kN.m} \end{cases}$$

✓ **Dispensas da direcção (y – y)**

$$\begin{cases} N_{sd} = 30.6 \text{ kN} \\ M_{sd} = 4.26 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Segundo o artigo 61.4, a verificação de segurança em relação a encurvadura é dispensada caso verifique se uma das seguintes condições;

d) Verificação de segurança em relação a encurvadura

Valor do cálculo (λ) = 55.60; $\lambda < 70$

$$\frac{M_{sd}}{N_{sd}} \geq 3.5 \times h \rightarrow \frac{4.26}{30.6} \geq 3.5 \times 0.20 \rightarrow 0.14 < 0.7 \text{ (logo não dispensa)} \quad (6.57)$$

✓ **Cálculo das Excentricidades adicionais - (artigo 63.º-REBAP)**

Excentricidades acidental (e_a)

$$\text{Condição - } \begin{cases} e_a = \frac{l_0}{300} \\ \text{mínimo} = 2\text{cm} \end{cases} \quad (6.58)$$

$$e_a = \frac{l_0}{300} = \frac{\eta \times l}{300} \rightarrow e_a = \frac{1.075 \times 3}{300} = 0.011 \text{ m} \quad (6.59)$$

Excentricidades de 2.ª ordem (e_2)

$$e_2 = \frac{1}{r} \times \frac{l_0^2}{10} = 0.025 \times \frac{(3.225)^2}{10} = 0.03 \text{ m} \quad (6.60)$$

$$\frac{1}{r} = \frac{5}{h} \times 10^{-3} \times \eta \rightarrow \frac{1}{r} = \frac{5}{0.20} \times 10^{-3} \times 1.0 \rightarrow \frac{1}{r} = 0.025 \quad (6.61)$$

$$\eta = \frac{0.4 \times f_{cd} \times A_c}{N_{sd}} \rightarrow \eta = \frac{0.4 \times 13300 \times (0.20 \times 0.20)}{30.6} = 6.95 \quad (6.62)$$

Segundo o artigo 63.3.^a – o valor do coeficiente (η), não deve ser considerado superior á unidade. seja $\eta = 1.0$

Excentricidade de fluência

Segundo o artigo 63.4.^a A excentricidade de fluência poderá deixar de ser considerado caso se verifique a condição seguinte:

$$\diamond \lambda \leq 70$$

$$\lambda = 55.60; \lambda < 70 \rightarrow \text{(condição verificada, deixa de ser considerada a } e_c)$$

✓ **Esforços finais** (6.63)

$$\begin{cases} Nsd = 30.6 \text{ kN} \\ M'_{sdy} = Msdy + Nsd \times (e_a + e_2 + e_c) \end{cases} \rightarrow \begin{cases} Nsd = 30.6 \text{ kN} \\ M'_{sdy} = 4.26 + 30.6 \times (0.011 + 0.03 + 0) \end{cases}$$

$$\begin{cases} Nsd = 30.6 \text{ kN} \\ M'_{sdy} = 5.5 \text{ kN.m} \end{cases}$$

e) Determinação das armaduras

O dimensionamento das armaduras será feita pelos (**métodos simplificados**), uma vez que o ábacos disponíveis só cobrem em geral um número restrito de situações.

Flexão Desviada, ($Msdy = 5.5 \text{ KN.m}$, $Msd_x = 9.7 \text{ KN.m}$, $Nsd = 31.1 \text{ KN}$)

(Betão Armado, Esforços normais e de flexão)

Seja:

Recobrimento (c) = 3.0

Diâmetro dos estribos (ϕ_t) = 0.8 cm,

Diâmetro longitudinal (ϕ_l) = 2 cm

$$a = C + \phi_t + \frac{\phi_l}{2} \rightarrow a = 0.03 + 0.008 + \frac{0.02}{2} = 0.048 \text{ m} \rightarrow a \cong 0.05 \text{ m} \quad (6.64)$$

$$\frac{a}{h} = \frac{5}{20} = 0.25, \text{ (A condição não é safisteita em ábacos).}$$

f) Determinação usando fórmulas simplificadas

✓ (**Betão Armado, Esforços normais e de flexão**)

1º- Determinação das componentes e_x e e_y

$$e_x = \frac{Msd_x}{Nsd} \rightarrow e_x = \frac{9.7}{31.1} \rightarrow e_x = 0.312 \text{ m} \quad (6.65)$$

$$e_y = \frac{Msd_y}{Nsd} \rightarrow e_y = \frac{5.5}{31.1} \rightarrow e_y = 0.177 \text{ m} \quad (9.66)$$

2º- Verificação da relação das excentricidades

$$\frac{e_y}{e_x} \geq \frac{h}{b} \text{ (condição)} \quad (6.67)$$

$$\frac{e_y}{e_x} = \frac{0.177}{0.312} = 0.57, \quad \frac{h}{b} = \frac{0.20}{0.20} = 1.0 \quad (6.68)$$

$$\frac{e_y}{e_x} < \frac{h}{b} \rightarrow \text{(condição não verificada, logo alterar a secção do pilar)} \quad (6.69)$$

Assume -se secção do pilar é tal que $b \times h = 0.35 \times 20 \text{ m}$

3°- Determinação do (v)

$$v = \frac{Nsd}{b \times h \times fcd} \rightarrow v = \frac{31.1}{0.35 \times 0.20 \times 13.3 \times 10^3} \rightarrow v = 0.03 \quad (6.70)$$

4°- Determinação de excentricidade (e^I_y)

para ($v \approx 0.0$) $\beta = 0.6$ (ver anexo – Tabela 32)

$$e^I_y = e_y + \beta \times e_x \times \frac{h}{b} \rightarrow e^I_y = 0.177 + 0.6 \times 0.312 \times \frac{0.20}{0.35} \rightarrow e^I_y = 0.284 \quad (6.71)$$

5°- Determinação do Msd^I_x

$$Msd^I_x = e^I_y \times Nsd \rightarrow Msd^I_x = 0.284 \times 31.1 \rightarrow Msd^I_x = 8.8 \text{ kNm} \quad (6.72)$$

6°- Determinação do momento reduzido

$$\mu = \frac{Msd^I_x}{b \times h^2 \times fcd} \rightarrow \mu = \frac{8.8}{0.35 \times (0.20)^2 \times 13.3 \times 10^3} \rightarrow \mu = 0.047 \quad (6.73)$$

6°- Determinação de percentagem das armaduras (ω)

$$v_c = v - 0.85 \rightarrow v_c = 0.03 - 0.85 \rightarrow v_c = -0.82 \quad (6.74)$$

$$\lambda = 0.5 - \frac{a}{h} \rightarrow \lambda = 0.5 - \frac{5}{20} = 0.25 \quad (6.75)$$

Para $v \leq 0.85$, o valor de ω é dado por: $\omega = \frac{\mu + 0.55 \times v \times v_c}{\lambda \times \beta}$

$\beta = 1.0$ (ver anexo – Tabela 31)

$$\omega = \frac{\mu + 0.55 \times v \times v_c}{\lambda \times \beta} \rightarrow \omega = \frac{0.047 + 0.55 \times 0.03 \times (-0.82)}{0.25 \times 1} \rightarrow \quad (6.76)$$

$$\omega = 0.133 \quad (6.77)$$

$$As = \omega \times b \times h \times \frac{fcd}{f_{syd}} = 0.133 \times 0.35 \times 0.20 \times \frac{13.3 \times 10^3}{348 \times 10^3} = 3.6 \text{ cm}^2$$

$$As = A + A' = 3.6 \text{ cm}^2 \rightarrow 3\emptyset 12 \quad (6.78)$$

Segundo o artigo 121.3.ª REBAP, (A armadura longitudinal deve compreender, no mínimo, 1 varão junto de cada ângulo, com um espaçamento não superior a 35 cm).

Logo assumi – se armadura longitudinal: 4Ø12

g) Armadura Transversal

Segundo o artigo 122.1 os pilares devem possuir armadura transversal destinada a cintar o betão, e que o espaçamento não deve exceder 12 vezes o menor diâmetro dos varões da armadura longitudinal.

$$S \leq \begin{cases} (12 \times 1.2) \rightarrow S \leq 14.4 \text{ cm, assumimos: } 144 \text{ mm} \\ 20 \text{ cm} \\ 20 \text{ cm} \end{cases} \quad (6.79)$$

Apêndice IV – Dimensionamento das sapatas do sistema 1 e 2

a) - Dimensionamento da sapata do sistema 1

b) Determinação das dimensões em planta

Esforço do cálculo não majorado

$$N_k = \frac{N_{sd}}{1.5} = \frac{15.7 \text{ KN}}{1.5} = 10.5 \text{ KN} \quad (7)$$

$$M_{k_x} = \frac{M_{sd}}{1.5} = \frac{2.6 \text{ KN.m}}{1.5} = 1.73 \text{ KN.m} \quad (7.1)$$

$$M_{k_y} = \frac{M_{sd}}{1.5} = \frac{4.5 \text{ KN.m}}{1.5} = 3.0 \text{ KN.m} \quad (7.2)$$

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

$$\sigma_{ref} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4},$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S} + \frac{M_x \times 6}{A \times B^2} + \frac{M_y \times 6}{A^2 \times B}; \quad \sigma_{min} = \frac{N}{S} - \frac{M_x \times 6}{A \times B^2} - \frac{M_y \times 6}{A^2 \times B} \quad (7.3)$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S} + \frac{M_x \times 6}{A \times B^2} + \frac{M_y \times 6}{A^2 \times B} \rightarrow \sigma_{max} = \frac{1.1 \times 10.5}{A \times B} + \frac{6 \times 1.73}{A \times B^2} + \frac{6 \times 3}{A^2 \times B} \quad (7.4)$$

σ_{min} - A tensão mínima a considerar no cálculo será zero ($\sigma_{min} = 0$), Pós a tensão no extremo é negativa.

✓ Considerando sapata homotética

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \rightarrow A = \frac{20}{20} \times B \quad (7.5)$$

$$\sigma_{ref} = \frac{3 \times \left(\frac{1.1 \times 10.5}{A \times B} + \frac{6 \times 1.73}{A \times B^2} + \frac{6 \times 3}{A^2 \times B} \right) + 0}{4} \rightarrow \sigma_{ref} = \frac{\frac{34.65}{A \times B} + \frac{31.14}{A \times B^2} + \frac{54}{A^2 \times B}}{4}$$

$$\sigma_{ref} = \left(\frac{34.65}{A \times B} + \frac{31.14}{A \times B^2} + \frac{54}{A^2 \times B} \right) \times \frac{1}{4} = \frac{34.65}{4 \times (A \times B)} + \frac{31.14}{4 \times (A \times B^2)} + \frac{54}{4 \times (A^2 \times B)} \rightarrow$$

$$\sigma_{\text{ref}} = \frac{8.66}{A \times B} + \frac{7.8}{A^2 \times B} + \frac{13.5}{A \times B^2} \leq \sigma_{\text{adm}}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{8.66}{A \times B} + \frac{7.8}{A^2 \times B} + \frac{13.5}{A \times B^2} \leq 200 \\ A = B \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} B \geq 0.5 \text{ m} \\ A = B = 0.5 \text{ m} \end{array} \right. \quad (7.6)$$

Assumimos secção mínima da sapata 70 cm

c) Espessura da Sapata

$$h \geq \frac{V_{\text{máximo}}}{2} \rightarrow h \geq \frac{B - b}{2} \rightarrow h \geq \frac{0.7 - 0.2}{2} \rightarrow h \geq 0.125 \text{ m, seja } h = 0.15 \text{ m} \quad (7.7)$$

$$d = h - 0.05 \rightarrow d = 0.15 - 0.05 \rightarrow d = 0.10 \text{ m} \quad (7.8)$$

✓ Cálculo das tensões (7.9)

$$\text{Peso próprio da sapata (pp}_s) = \gamma_{\text{betão}} \times h \rightarrow \text{pp}_s = 25 \text{ KN/m}^2 \times 0.15 \text{ m} = 3.75 \text{ KN/m}^2$$

$$Nk' = Nk + \text{pp}_s \times A \times B \rightarrow Nk' = 10.5 + 3.75 \times (0.70 \times 0.70) \rightarrow \quad (7.10)$$

$$Nk' = 12.3 \text{ kN}$$

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{N}{S} + \frac{M_X \times 6}{A \times B^2} + \frac{M_Y \times 6}{A^2 \times B} \rightarrow \sigma_{\text{max}} = \frac{12.3}{0.70 \times 0.70} + \frac{6 \times 1.73}{0.70 \times (0.70)^2} + \frac{6 \times 3}{(0.70)^2 \times 0.70}$$

$$\sigma_{\text{max}} = 107.8 \text{ Kpa} \quad (7.11)$$

$$\sigma_{\text{min}} = \frac{N}{S} - \frac{M_X \times 6}{A \times B^2} - \frac{M_Y \times 6}{A^2 \times B} \rightarrow \sigma_{\text{min}} = \frac{12.3}{0.70 \times 0.70} - \frac{6 \times 1.73}{0.70 \times (0.70)^2} - \frac{6 \times 3}{(0.70)^2 \times 0.70}$$

$$\sigma_{\text{min}} = -57.64 \text{ Kpa} \quad (7.12)$$

✓ Verificação das tensões σ

Uma vez Tensão mínima negativa, considerar igual a zero ($\sigma_{\text{min}} = 0$)

$$\sigma_{\text{ref}} = \frac{3 \times \sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} \rightarrow \sigma_{\text{ref}} = \frac{3 \times 107.8 + 0}{4} \rightarrow \sigma_{\text{ref}} = 80.85 \text{ kpa}, \quad (7.13)$$

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

✓ Cálculo das tensões instaladas (ver apêndice IX, N° 1 – alínea (a,))

$$\sigma_{\text{inst1}} = \frac{N}{S} + \frac{M_X \times 6}{A \times B^2} - \frac{M_Y \times 6}{A^2 \times B} \rightarrow \sigma_{\text{min}} = \frac{12.3}{0.70 \times 0.70} + \frac{6 \times 1.73}{0.70 \times (0.70)^2} - \frac{6 \times 3}{(0.70)^2 \times 0.70}$$

$$\sigma_{\text{inst1}} = 2.89 \text{ Kpa} \quad (7.14)$$

$$\sigma_{\text{inst}2} = \frac{N}{S} - \frac{M_X \times 6}{A \times B^2} + \frac{M_Y \times 6}{A^2 \times B} \rightarrow \sigma_{\text{min}} = \frac{12.3}{0.70 \times 0.70} - \frac{6 \times 1.73}{0.70 \times (0.70)^2} + \frac{6 \times 3}{(0.70)^2 \times 0.70}$$

$$\sigma_{\text{inst}2} = 47.32 \text{ Kpa} \quad (7.15)$$

✓ **Determinação da área efectiva (ver apêndice IX, N° 1 – alínea (b,))**

Direcção x

$$\frac{|-57.64|}{x_1} = \frac{|-57.64| + 2.89}{0.70} \rightarrow x_1 = 0.67 \text{ m} \quad (7.16)$$

Direcção y

$$\frac{|-57.64|}{y_1} = \frac{|-57.64| + 47.32}{0.70} \rightarrow y_1 = 0.38 \text{ m} \quad (7.17)$$

• **Média das tensões**

$$\sigma_{\text{media}} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 + \sigma_4 + \sigma_5}{5} \rightarrow \sigma_{\text{media}} = \frac{0 + 0 + 2.89 + 47.32 + 107.8}{5} \rightarrow$$

$$\sigma_{\text{media}} = 31.60 \text{ kpa} \quad (7.18)$$

d) Verificação quanto ao ponçoamento (artigo 54.º) – (ver apêndice X, alínea (a))

$$\frac{d}{2} = \frac{0.10}{2} = 0.05 \text{ m}, \quad Y = 0.20 + 2 \times 0.05 = 0.30 \text{ m} \quad (7.19)$$

$$X = \frac{(0.70 - 0.2)}{2} - 0.05 = 0.2 \text{ m} \quad (7.20)$$

• **Área do corte**

$$A. \text{ corte} = \left(\frac{0.70 + 0.3}{2} \right) \times 0.20 \rightarrow A. \text{ corte} = 0.10 \text{ m}^2 \quad (7.21)$$

• **Cálculo da reacção**

$$R = \sigma_{\text{media}} \times A. \text{ corte} \rightarrow R = 31.60 \times 0.10 = 3.16 \text{ KN} \quad (7.22)$$

✓ **Verificação**

$$\tau_{\text{sd}} = \frac{\gamma_f \times R}{d \times 0.3} \rightarrow \tau_{\text{sd}} = \frac{1.5 \times 3.16}{0.10 \times 0.3} = 158 \text{ Kpa} \quad (7.23)$$

$$\tau_{\text{rd}} = \eta \times \tau_1 \rightarrow \tau_{\text{rd}} = (1.6 - d) \times \tau_1 \rightarrow \tau_{\text{rd}} = (1.6 - 0.10) \times 650 = 975 \text{ Kpa} \quad (7.24)$$

$\tau_{\text{rd}} > \tau_{\text{sd}}$ – (condição verificada)

À Flexão

✓ **Direcção (x-x), (ver esquema no apêndice XI, N°1 – alínea (a))**

$$l_x = 0.25 + 0.15 \times b \rightarrow l_x = 0.25 + (0.15 \times 0.20) \rightarrow l_x = 0.28 \text{ m} \quad (7.25)$$

$$\frac{\sigma'_o}{0.42} = \frac{60.48}{0.7} \rightarrow \sigma'_o = 36.29 \text{ kpa}, \sigma'_o = 36.29 + 47.32 = 83.61 \text{ kpa} \quad (7.26)$$

$$M_x = \frac{(l_x)^2}{2} \times \sigma'_o + \frac{2}{3} \times l_x \times \frac{(\sigma_{\max} - \sigma'_o) \times l_x}{2} \rightarrow \quad (7.27)$$

$$M_x = \frac{(0.28)^2}{2} \times 83.61 + \frac{2}{3} \times 0.28 \times \frac{(107.8 - 83.61) \times 0.28}{2} \rightarrow \quad (7.28)$$

$$M_x = 3.91 \text{ kNm/m}$$

$$M_{sd} = \gamma_f \times M_x \rightarrow M_{sd} = 1.5 \times 3.91 = 5.87 \text{ KN. m/m} \quad (7.29)$$

e) Cálculo das Armaduras (TABELA 2-FLEXÃO SIMPLES)

Secções retangulares simplesmente armadas

$$\frac{M_{sd}}{b \times d^2} = \frac{5.87 \times 10^{-3}}{1.00 \times (0.10)^2} = 0.590 \text{ Mpa} \quad (7.30)$$

$$\rho = 0.177$$

$$A_s = \frac{\rho \times b \times d}{100} \rightarrow A_s = \frac{0.177 \times 1.00 \times 0.10}{100} \rightarrow A_s = 1.77 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{m} \quad (7.31)$$

$$A_s = 1.77 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow \text{Ø8@225 mm}$$

✓ **Direcção (y-y), (ver esquema no apêndice XI – alínea (b))**

$$l_y = \frac{(0.70 - 0.20)}{2} + 0.15 \times a \rightarrow l_y = 0.25 + (0.15 \times 0.20) \rightarrow l_y = 0.28 \text{ m} \quad (7.32)$$

$$\frac{\sigma'_o}{0.42} = \frac{104.91}{0.7} \rightarrow \sigma'_o = 62.95 \text{ kpa}, \sigma'_o = 62.95 + 2.89 = 65.84 \text{ kpa} \quad (7.33)$$

$$M_y = \frac{(l_y)^2}{2} \times \sigma'_o + \frac{2}{3} \times l_y \times \frac{(\sigma_{\max} - \sigma'_o) \times l_y}{2} \rightarrow \quad (7.34)$$

$$M_y = \frac{(0.28)^2}{2} \times 65.84 + \frac{2}{3} \times 0.28 \times \frac{(107.8 - 65.84) \times 0.28}{2} \rightarrow \quad (7.35)$$

$$M_y = 3.7 \text{ kNm/m}$$

$$M_{sd} = \gamma_f \times M_y \rightarrow M_{sd} = 1.5 \times 3.7 = 5.6 \text{ KN.m/m} \quad (7.36)$$

f) Cálculo das Armaduras (TABELA 2-FLEXÃO SIMPLES)

Secções retangulares simplesmente armadas

$$\frac{M_{sd}}{b \times d^2} = \frac{5.6 \times 10^{-3}}{1.00 \times (0.10)^2} = 0.560 \text{ Mpa} \quad (7.37)$$

$$\rho = 0.167$$

$$A_s = \frac{\rho \times b \times d}{100} \rightarrow A_s = \frac{0.167 \times 1.00 \times 0.10}{100} \rightarrow A_s = 1.67 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{m} \quad (7.38)$$

$$A_s = 1.67 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow \text{Ø8@225 mm}$$

2- Dimensionamento de sapatas do sistema 2

g) Determinação das dimensões em planta

Esforço do cálculo não majorado

$$N_k = \frac{N_{sd}}{1.5} = \frac{31.1 \text{ KN}}{1.5} = 20.73 \text{ KN} \quad (8)$$

$$M_{k_x} = \frac{M_{sd}}{1.5} = \frac{9.7 \text{ KN}}{1.5} = 6.47 \text{ KN.m} \quad (8.1)$$

$$M_{k_y} = \frac{M_{sd}}{1.5} = \frac{5.5 \text{ KN}}{1.5} = 3.67 \text{ KN.m} \quad (8.2)$$

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

$$\sigma_{\text{ref}} = \frac{3 \times \sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4},$$

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{N}{S} + \frac{M_x \times 6}{A \times B^2} + \frac{M_y \times 6}{A^2 \times B}; \quad \sigma_{\text{min}} = \frac{N}{S} - \frac{M_x \times 6}{A \times B^2} - \frac{M_y \times 6}{A^2 \times B} \quad (8.3)$$

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{N}{S} + \frac{M_x \times 6}{A \times B^2} + \frac{M_y \times 6}{A^2 \times B} \rightarrow \sigma_{\text{max}} = \frac{1.1 \times 20.73}{A \times B} + \frac{6 \times 6.47}{A \times B^2} + \frac{6 \times 3.67}{A^2 \times B} \quad (8.4)$$

σ_{min} - A tensão mínima a considerar no cálculo será zero ($\sigma_{\text{min}} = 0$), Pós a tensão no extremo é negativa.

✓ Considerando sapata homotética

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \rightarrow A = \frac{20}{35} \times B \rightarrow A = \frac{4}{7} \times B \quad (8.5)$$

$$\sigma_{\text{ref}} = \frac{3 \times \left(\frac{1.1 \times 20.73}{A \times B} + \frac{6 \times 6.47}{A \times B^2} + \frac{6 \times 3.67}{A^2 \times B} \right) + 0}{4} \rightarrow \sigma_{\text{ref}} = \frac{\frac{68.41}{A \times B} + \frac{116.46}{A \times B^2} + \frac{66.06}{A^2 \times B}}{4}$$

$$\sigma_{\text{ref}} = \left(\frac{68.41}{A \times B} + \frac{116.46}{A \times B^2} + \frac{66.06}{A^2 \times B} \right) \times \frac{1}{4} = \frac{68.41}{4 \times (A \times B)} + \frac{116.46}{4 \times (A \times B^2)} + \frac{66.06}{4 \times (A^2 \times B)} \rightarrow$$

$$\sigma_{\text{ref}} = \frac{17.1}{A \times B} + \frac{29.115}{A^2 \times B} + \frac{16.515}{A \times B^2} \leq \sigma_{\text{adm}}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{17.1}{A \times B} + \frac{29.115}{A^2 \times B} + \frac{16.515}{A \times B^2} \leq 200 \\ A = \frac{4}{7} \times B \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{seja } B \geq 1.20 \text{ m} \\ A = \frac{4}{7} \times 1.20 = 0.68 \text{ m, seja } A = 0.70 \text{ m} \end{array} \right. \quad (8.6)$$

A Secção é tal que $B \times A = (1.20 \times 0.70) \text{ m}^2$

Espessura da Sapata

$$h \geq \frac{V_{\text{máximo}}}{2} \rightarrow h \geq \frac{B - b}{2} \rightarrow h \geq \frac{0.7 - 0.35}{2} \rightarrow h \geq 0.213 \text{ m, seja } h = 0.25 \text{ m} \quad (8.7)$$

$$d = h - 0.05 \rightarrow d = 0.25 - 0.05 \rightarrow d = 0.20 \text{ m} \quad (8.8)$$

✓ Cálculo das tensões (8.9)

Peso próprio da sapata (pp_s) = $\gamma_{\text{betão}} \times h \rightarrow pp_s = 25 \text{ KN/m}^2 \times 0.25 \text{ m} = 6.25 \text{ KN/m}^2$

$$Nk' = Nk + pp_s \times A \times B \rightarrow Nk' = 20.73 + 6.25 \times (0.70 \times 1.20) \rightarrow \quad (8.10)$$

$$Nk' = 26 \text{ kN}$$

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{N}{S} + \frac{M_x \times 6}{A \times B^2} + \frac{M_y \times 6}{A^2 \times B} \rightarrow \sigma_{\text{max}} = \frac{26}{0.70 \times 1.20} + \frac{6 \times 6.47}{0.70 \times (1.20)^2} + \frac{6 \times 3.67}{(0.70)^2 \times 1.20}$$

$$\sigma_{\text{max}} = 109.9 \text{ Kpa} \quad (8.11)$$

$$\sigma_{\text{min}} = \frac{N}{S} - \frac{M_x \times 6}{A \times B^2} - \frac{M_y \times 6}{A^2 \times B} \rightarrow \sigma_{\text{min}} = \frac{26}{0.70 \times 1.20} - \frac{6 \times 6.47}{0.70 \times (1.20)^2} - \frac{6 \times 3.67}{(0.70)^2 \times 1.20}$$

$$\sigma_{\text{min}} = -45 \text{ Kpa} \quad (8.12)$$

✓ Verificação das tensões σ

Uma vez Tensão mínima negativa, considerar igual a zero ($\sigma_{\text{min}} = 0$)

$$\sigma_{\text{ref}} = \frac{3 \times \sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} \rightarrow \sigma_{\text{ref}} = \frac{3 \times 109.9 + 0}{4} \rightarrow \sigma_{\text{ref}} = 82.4 \text{ kpa}, \quad (8.13)$$

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

✓ **Cálculo das tensões instaladas, (ver apêndice IX, N° 2 – alínea (a))**

$$\sigma_{inst1} = \frac{N}{S} + \frac{M_X \times 6}{A \times B^2} - \frac{M_Y \times 6}{A^2 \times B} \rightarrow \sigma_{inst1} = \frac{26}{0.70 \times 1.20} + \frac{6 \times 6.47}{0.70 \times (1.20)^2} - \frac{6 \times 3.67}{(0.70)^2 \times 1.20}$$

$$\sigma_{inst1} = 32 \text{ Kpa} \quad (8.14)$$

$$\sigma_{inst2} = \frac{N}{S} - \frac{M_X \times 6}{A \times B^2} + \frac{M_Y \times 6}{A^2 \times B} \rightarrow \sigma_{inst2} = \frac{26}{0.70 \times 1.20} - \frac{6 \times 6.47}{0.70 \times (1.20)^2} + \frac{6 \times 3.67}{(0.70)^2 \times 1.20}$$

$$\sigma_{inst2} = 29.89 \text{ Kpa} \quad (8.15)$$

Determinação da área efectiva, (ver apêndice IX, N° 2 – alínea (b))

Direcção x

$$\frac{|-45|}{x_1} = \frac{|-45| + 32}{1.20} \rightarrow x_1 = 0.70 \text{ m} \quad (8.16)$$

Direcção y

$$\frac{|-45|}{y_1} = \frac{|-45| + 29.89}{0.70} \rightarrow y_1 = 0.42 \text{ m} \quad (8.17)$$

• **Média das tensões**

$$\sigma_{media} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 + \sigma_4 + \sigma_5}{5} \rightarrow \sigma_{media} = \frac{0 + 0 + 32 + 29.89 + 109.9}{5} \rightarrow$$

$$\sigma_{media} = 34.36 \text{ kpa} \quad (8.18)$$

h) Verificação quanto ao ponçoamento (artigo 54.º), (ver apêndice X, alínea (b))

$$\frac{d}{2} = \frac{0.20}{2} = 0.10 \text{ m}, \quad Y = 0.425 - (0.10 + 0.175) = 0.15 \text{ m} \quad (8.19)$$

$$z = \frac{(1.20 - 0.35)}{2} - 0.25 = 0.175 \text{ m} \quad (8.20)$$

• **Área do corte**

$$A. \text{ corte} = \left(\frac{0.70 + 0.4}{2} \right) \times 0.15 + (0.175 \times 0.70) \rightarrow A. \text{ corte} = 0.205 \text{ m}^2 \quad (8.21)$$

• **Cálculo da reacção**

$$R = \sigma_{media} \times A. \text{ corte} \rightarrow R = 34.36 \times 0.205 = 7.0 \text{ KN} \quad (8.22)$$

✓ **Verificação**

$$\tau_{sd} = \frac{\gamma_f \times R}{d \times 0.3} \rightarrow \tau_{sd} = \frac{1.5 \times 7.0}{0.20 \times 0.3} = 173 \text{ Kpa} \quad (8.23)$$

$$\tau_{rd} = \eta \times \tau_1 \rightarrow \tau_{rd} = (1.6 - d) \times \tau_1 \rightarrow \tau_{rd} = (1.6 - 0.20) \times 650 = 910 \text{ Kpa} \quad (8.24)$$

$$\tau_{rd} > \tau_{sd} - (\text{condição verificada})$$

À Flexão (Apêndice XI)

✓ **Direção (x-x), (ver apêndice XI, N° 2 – alínea (a))**

$$l_x = 0.425 + 0.15 \times b \rightarrow l_x = 0.25 + (0.15 \times 0.35) \rightarrow l_x = 0.48 \text{ m} \quad (8.25)$$

$$\frac{\sigma'_0}{0.72} = \frac{80.01}{1.20} \rightarrow \sigma'_0 = 48 \text{ kpa}, \sigma'_0 = 48 + 29.89 = 77.89 \text{ kpa} \quad (8.26)$$

$$M_x = \frac{(l_x)^2}{2} \times \sigma'_0 + \frac{2}{3} \times l_x \times \frac{(\sigma_{\max} - \sigma'_0) \times l_x}{2} \rightarrow \quad (8.27)$$

$$M_x = \frac{(0.48)^2}{2} \times 77.89 + \frac{2}{3} \times 0.48 \times \frac{(109.9 - 77.89) \times 0.48}{2} \rightarrow \quad (8.28)$$

$$M_x = 11.43 \text{ kNm/m}$$

$$M_{sd} = \gamma_f \times M_x \rightarrow M_{sd} = 1.5 \times 11.43 = 17.1 \text{ KN. m/m} \quad (8.29)$$

i) Cálculo das Armaduras (TABELA 2-FLEXÃO SIMPLES)

Secções retangulares simplesmente armadas

$$\frac{M_{sd}}{b \times d^2} = \frac{17.1 \times 10^{-3}}{1.00 \times (0.20)^2} = 0.428 \text{ Mpa} \quad (8.30)$$

$$\rho = 0.127$$

Segundo artigo 90.º - O valor do (ρ) não deve ser inferior a 0.15 no caso da armadura de aço A400; assumimos ($(\rho)_{\text{minimo}}=0.15$)

$$A_s = \frac{\rho \times b \times d}{100} \rightarrow A_s = \frac{0.15 \times 1.00 \times 0.20}{100} \rightarrow A_s = 3.0 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{m} \quad (8.31)$$

$$A_s = 3.0 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow \text{Ø}10@260 \text{ mm}$$

✓ **Direção (y-y), (ver apêndice XI, N° 2 – alínea (b))**

$$l_y = \frac{(0.70 - 0.20)}{2} + 0.15 \times a \rightarrow l_y = 0.25 + (0.15 \times 0.20) \rightarrow l_y = 0.28 \text{ m} \quad (8.32)$$

$$\frac{\sigma'_o}{0.42} = \frac{77.9}{0.7} \rightarrow \sigma'_o = 46.74 \text{ kpa}, \sigma'_o = 46.74 + 32 = 78.74 \text{ kpa} \quad (8.33)$$

$$M_y = \frac{(l_y)^2}{2} \times \sigma'_o + \frac{2}{3} \times l_y \times \frac{(\sigma_{\max} - \sigma'_o) \times l_y}{2} \rightarrow \quad (8.34)$$

$$M_y = \frac{(0.28)^2}{2} \times 78.74 + \frac{2}{3} \times 0.28 \times \frac{(109.9 - 78.74) \times 0.28}{2} \rightarrow \quad (8.35)$$

$$M_y = 3.9 \text{ kNm/m}$$

$$M_{sd} = \gamma_f \times M_y \rightarrow M_{sd} = 1.5 \times 3.9 = 5.85 \text{ KN.m/m} \quad (8.36)$$

j) Cálculo das Armaduras (TABELA 2-FLEXÃO SIMPLES)

Secções retangulares simplesmente armadas

$$\frac{M_{sd}}{b \times d^2} = \frac{5.85 \times 10^{-3}}{1.00 \times (0.20)^2} = 0.146 \text{ Mpa} \quad (8.37)$$

Segundo artigo 90.º - O valor do (ρ) não deve ser inferior a 0.15 no caso da armadura de aço A400; assumimos (ρ)*minimo*=0.15)

$$A_s = \frac{\rho \times b \times d}{100} \rightarrow A_s = \frac{0.15 \times 1.00 \times 0.20}{100} \rightarrow A_s = 3.0 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{m} \quad (8.38)$$

$$A_s = 3.0 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow \text{Ø}10@260 \text{ mm}$$

Apêndice V - Quantificação dos Materiais

a) Quantificação do Aço do sistema 1

b) Quantificação do aço das armaduras

- ✓ O aço será quantificado em quilogramas (kg)
- ✓ Peso específico do aço 7850 kg/m³

c) Quantificação do aço da armadura na Laje

L – Comprimento do Aço

S - Espaçamento na direcção considerada, (15 cm nas duas direcções)

- ✓ **Direcção (x-x)**

$$L_x = \left(\frac{B}{S_x} + 1 \right) \times H \rightarrow L_x = \left(\frac{5.20}{0.15} + 1 \right) \times 4.20 \rightarrow L_x = 36 \times 4.20 = 151.2 \text{ m} \quad (9)$$

- ✓ **Direcção (y-y)**

$$L_y = \left(\frac{H}{S_y} + 1 \right) \times B \rightarrow L_y = \left(\frac{4.20}{0.15} + 1 \right) \times 5.20 \rightarrow L_y = 29 \times 5.20 = 150.8 \text{ m} \quad (9.1)$$

$$L_{\text{total}} = 1.1 \times (L_x + L_y) = 1.1 \times (151.2 + 150.8) = 332.2 \text{ m} \quad (9.2)$$

✓ **Determinação da massa do varão (kg)**

Diâmetro do aço considerado na laje, nas duas direcções - (Ø8) (9.3)

$$m(\text{Ø8}) = \gamma_{\text{aço}} \times \text{área do aço} \rightarrow m(\text{Ø8}) = 7850 \text{ kg/m}^3 \times \pi \times \left(\frac{0.008}{2} \right)^2 \rightarrow$$

$$m(\text{Ø8}) \cong 0.395 \text{ kg}$$

$$\text{Massa (m)} = \text{comprimento total} \times m(\text{Ø8}) \rightarrow \text{massa} = 332.2 \text{ m} \times 0.395 \text{ kg} = 131.22 \text{ kg} \quad (9.4)$$

c) Quantificação do aço da armadura nas Vigas

Fórmula para determinação das armaduras transversais (L_T)

$$L_T = \left(\frac{\text{Comprimento da viga na direcção considerada (C)}}{\text{espaçamento na direcção considerada (S)}} + 1 \right) \times \text{comprimento dos estribos (C}_e)$$

✓ **comprimento dos estribos (C_e)**

Sendo: secção da viga 0.20×0.20 m, teremos estribos de 15 cm + 10 cm de comprimento de amarração, logo comprimento total dos estribos (C_e)

$$C_e = (4 \times 0.15) + 0.10 \rightarrow C_e = 0.70 \text{ metros} \quad (9.5)$$

d) Quantificação do aço na Viga de menor comprimento

✓ **Armadura Longitudinal**

Comprimento da viga (C) = 4.20 metros, Varões: 4Ø10

Comprimento (L) = 4×4.20 = 16.80 metros

✓ **Armadura Transversal**

$$L = \left(\frac{C}{S} + 1 \right) \times C_e \rightarrow L = \left(\frac{4.20}{0.135} + 1 \right) \times 0.70 \rightarrow L = 33 \times 0.70 = 23.1 \text{ metros} \quad (9.6)$$

e) Quantificação do aço na Viga de maior comprimento

✓ **Armadura Longitudinal**

Comprimento da viga (C) = 5.20 metros, varões: 6Ø12

Comprimento (L) = 6×5.20 = 31.20 metros

✓ **Armadura Transversal**

$$L = \left(\frac{C}{S} + 1\right) \times C_e \rightarrow L = \left(\frac{5.20}{0.135} + 1\right) \times 0.70 \rightarrow L = 40 \times 0.70 = 28 \text{ metros} \quad (9.7)$$

✓ **Determinação global das massas dos varões das vigas**

O sistema estrutural -1 é constituído por quatro (4) vigas, sendo duas (2) de maior comprimento e duas (2) de menor comprimento.

• **Armadura Transversal – (2 Vigas de 5 metros + 2 vigas de 4 metros)**

$$\emptyset 6 \rightarrow \text{comprimento total(+10\%)} = (2 \times 23.10 + 2 \times 28) \times 1.1 = 112.42 \text{ metros} \quad (9.8)$$

$$\text{massa}(\emptyset 6) \cong 0.222 \text{ kg}; \rightarrow \text{Massa total} = 112.42 \text{ m} \times 0.222 \text{ kg} = 24.96 \text{ kg} \quad (9.9)$$

• **Armadura Longitudinal – (2 Vigas de 4 metros)**

$$\emptyset 10 \rightarrow \text{comprimento total(+10\%)} = (2 \times 16.80) \times 1.1 = 36.96 \text{ metros} \quad (9.10)$$

$$\text{massa}(\emptyset 10) \cong 0.617 \text{ kg}; \rightarrow \text{Massa total} = 36.96 \text{ m} \times 0.617 \text{ kg} = 22.80 \text{ kg} \quad (9.11)$$

• **Armadura Longitudinal – (2 Vigas de 5 metros)**

$$\emptyset 12 \rightarrow \text{comprimento total(+10\%)} = (2 \times 31.20) \times 1.1 = 68.64 \text{ metros} \quad (9.12)$$

$$\text{massa}(\emptyset 12) \cong 0.888 \text{ kg}; \rightarrow \text{Massa total} = 68.64 \text{ m} \times 0.888 \text{ kg} = 60.95 \text{ kg} \quad (9.13)$$

f) Quantificação do aço da armadura nos pilares

✓ **Armadura Longitudinal**

Comprimento do pilar (C) – 3.0 metros, Varões: (5Ø10)

Comprimento (L) = 3×5 = 15.0 metros

✓ **Armadura Transversal**

$$L = \left(\frac{C}{S} + 1\right) \times C_e \rightarrow L = \left(\frac{3.0}{0.12} + 1\right) \times 0.70 \rightarrow L = 26 \times 0.70 = 18.20 \text{ metros} \quad (9.14)$$

✓ **Determinação global das massas dos varões**

Número total de elementos (4 pilares)

$$\emptyset 6 \rightarrow \text{comprimento total(+10\%)} = (4 \times 18.20) \times 1.1 = 80.08 \text{ metros} \quad (9.15)$$

$$\text{massa}(\emptyset 6) \cong 0.222 \text{ kg}; \rightarrow \text{Massa total} = 80.08 \text{ m} \times 0.222 \text{ kg} = 17.78 \text{ kg} \quad (9.16)$$

$$\emptyset 10 \rightarrow \text{comprimento total(+10\%)} = (4 \times 15) \times 1.1 = 66 \text{ metros} \quad (9.17)$$

$$\text{massa}(\emptyset 10) \cong 0.617 \text{ kg}; \rightarrow \text{Massa total} = 66 \text{ m} \times 0.617 \text{ kg} = 40.72 \text{ kg} \quad (9.18)$$

g) Quantificação do aço da armadura nas Sapatas

- ✓ Considerar 3 cm de recobrimento ($C = 3.0$ cm)
- ✓ Sapata quadrada de secção 70 x 70 cm
- ✓ Altura da sapata – 15 cm
- ✓ S - Espaçamento na direcção considerada, (22.5 cm nas duas direcções)

Direcção (x-x)

$$B' = B - 2 \times c \rightarrow B' = 0.70 - (2 \times 0.03) = 0.64 \text{ m} \quad (9.19)$$

$$H' = H - 2 \times c \rightarrow H' = 0.70 - (2 \times 0.03) = 0.64 \text{ m} \quad (9.20)$$

$$h' = h - 2 \times c \rightarrow h' = 0.15 - (2 \times 0.03) = 0.09 \text{ m} \quad (9.21)$$

$$\text{Comprimento dos varões} \quad (9.22)$$

$$L_x = \left(\frac{B}{S_x} + 1 \right) \times (H' + 2 \times h') \rightarrow L_x = \left(\frac{0.70}{0.225} + 1 \right) \times (0.64 + 2 \times 0.09) \rightarrow L_x = 3.28 \text{ m}$$

Direcção (y-y) → A direcção (y) é igual direcção (x), logo o comprimento é o mesmo nas duas direcções, $L_y = L_x = 3.28$ m

- ✓ **Comprimento Total (+10%) de contingência.**

$$L_{\text{total}} = 1.1 \times (L_x + L_y) = 1.1 \times (3.28 + 3.28) = 7.216 \text{ m} \quad (9.23)$$

- ✓ **Determinação da massa do varão (kg)**

Número total de elementos (4 sapatas)

Diâmetro do aço considerado na sapata, nas duas direcções - (Ø8)

$$\text{Massa (m)} = \text{comprimento total} \times m(\text{Ø8}) \rightarrow \text{massa} = 7.216 \text{ m} \times 0.395 \text{ kg} = 2.85 \text{ kg} \quad (9.24)$$

$$\text{Número total de elementos (4 sapatas), logo teremos: } 4 \times 2.85 \text{ kg} = 11.4 \text{ kg} \quad (9.25)$$

- ✓ **Resumo das quantidades do betão e aço por diâmetro**

Tabela 22- Resumo das quantidades do betão e aço por diâmetro

| Item | Somatório das Quantidades calculadas |
|------------------------|--------------------------------------|
| Betão | 3.81m ³ |
| Varão de diâmetro (6) | 42.72kg |
| Varão de diâmetro (8) | 142.62kg |
| Varão de diâmetro (10) | 63.55kg |
| Varão de diâmetro (12) | 60.95kg |

| | |
|------------------------|--------|
| Varão de diâmetro (10) | 35.8kg |
| Varão de diâmetro (12) | 84.1kg |

✓ **Quantificação do Aço do sistema 2**

a) Quantificação do aço da armadura na Laje

L – Comprimento do Aço

S - Espaçamento na direcção considerada, (15 cm nas duas direcções)

✓ **Direcção (x-x)**

$$L_x = \left(\frac{B}{S_x} + 1 \right) \times H \rightarrow L_x = \left(\frac{5.20}{0.15} + 1 \right) \times 4.20 \rightarrow L_x = 36 \times 4.20 = 151.2 \text{ m} \quad (10)$$

✓ **Direcção (y-y)**

$$L_y = \left(\frac{H}{S_y} + 1 \right) \times B \rightarrow L_y = \left(\frac{4.20}{0.15} + 1 \right) \times 5.20 \rightarrow L_y = 29 \times 5.20 = 150.8 \text{ m} \quad (11.1)$$

Comprimento Total, adicionados (10%) de contingência.

$$L_{\text{total}} = 1.1 \times (L_x + L_y) = 1.1 \times (151.2 + 150.8) = 332.2 \text{ m} \quad (10.2)$$

✓ **Determinação da massa do varão (kg)**

Diâmetro do aço considerado na laje, nas duas direcções - ($\emptyset 8$) (10.3)

$$m(\emptyset 8) = \gamma_{\text{aço}} \times \text{área do aço} \rightarrow m(\emptyset 8) = 7850 \text{ kg/m}^3 \times \pi \times \left(\frac{0.008}{2} \right)^2 \rightarrow$$

$$m(\emptyset 8) \cong 0.395 \text{ kg}$$

$$\text{Massa (m)} = \text{comprimento total} \times m(\emptyset 8) \rightarrow \text{massa} = 332.2 \text{ m} \times 0.395 \text{ kg} = 131.22 \text{ kg} \quad (10.4)$$

b) Quantificação do aço da armadura nas Vigas

✓ **comprimento dos estribos(C_e)**

Sendo: secção da viga 0.20×0.20 m, teremos estribos de 15 cm + 10 cm de comprimento de amarração, logo comprimento total dos estribos (C_e)

$$C_e = (4 \times 0.15) + 0.10 \rightarrow C_e = 0.70 \text{ metros} \quad (10.5)$$

c) Quantificação do aço na Viga de menor comprimento

✓ **Armadura Longitudinal**

Comprimento da viga (C) = 4.20 metros, Varões: 4 \emptyset 10

Comprimento (L) = $4 \times 4.20 = 16.80$ metros

✓ **Armadura Transversal**

$$L = \left(\frac{C}{S} + 1 \right) \times C_e \rightarrow L = \left(\frac{4.20}{0.135} + 1 \right) \times 0.70 \rightarrow L = 33 \times 0.70 = 23.1 \text{ metros} \quad (10.6)$$

d) Quantificação do aço na Viga de maior comprimento

✓ **Armadura Longitudinal**

Comprimento da viga (C) = 5.20 metros, varões: 6Ø12

Comprimento (L) = $6 \times 5.20 = 31.20$ metros

✓ **Armadura Transversal**

$$L = \left(\frac{C}{S} + 1 \right) \times C_e \rightarrow L = \left(\frac{5.20}{0.135} + 1 \right) \times 0.70 \rightarrow L = 40 \times 0.70 = 28 \text{ metros} \quad (10.7)$$

✓ **Determinação global das massas dos varões das vigas**

O sistema é constituído por quatro (4) vigas, sendo duas (2) de maior comprimento e duas (2) de menor comprimento.

• **Armadura Transversal – (2 Vigas de 5 metros + 2 vigas de 4 metros)**

$$\text{Ø6} \rightarrow \text{comprimento total(+10\%)} = (2 \times 23.10 + 2 \times 28) \times 1.1 = 112.42 \text{ metros} \quad (10.8)$$

$$\text{massa(Ø6)} \cong 0.222 \text{ kg}; \rightarrow \text{Massa total} = 112.42 \text{ m} \times 0.222 \text{ kg} = 24.96 \text{ kg} \quad (10.9)$$

• **Armadura Longitudinal – (2 Vigas de 4 metros)**

$$\text{Ø10} \rightarrow \text{comprimento total(+10\%)} = (2 \times 16.80) \times 1.1 = 36.96 \text{ metros} \quad (10.10)$$

$$\text{massa(Ø10)} \cong 0.617 \text{ kg}; \rightarrow \text{Massa total} = 36.96 \text{ m} \times 0.617 \text{ kg} = 22.80 \text{ kg} \quad (10.11)$$

• **Armadura Longitudinal – (2 Vigas de 5 metros)**

$$\text{Ø12} \rightarrow \text{comprimento total(+10\%)} = (2 \times 31.20) \times 1.1 = 68.64 \text{ metros} \quad (10.12)$$

$$\text{massa(Ø12)} \cong 0.888 \text{ kg}; \rightarrow \text{Massa total} = 68.64 \text{ m} \times 0.888 \text{ kg} = 60.95 \text{ kg} \quad (10.13)$$

e) Quantificação do aço da armadura nos pilares

✓ **Armadura Longitudinal**

Comprimento do pilar (C) – 3.0 metros, Varões: (4Ø12)

Comprimento (L) = $3 \times 4 = 12.0$ metros

✓ **Armadura Transversal**

$$L = \left(\frac{C}{S} + 1 \right) \times C_e \rightarrow L = \left(\frac{3.0}{0.144} + 1 \right) \times 1.0 \rightarrow L = 21 \times 1.0 = 21 \text{ metros} \quad (10.14)$$

✓ **Determinação global das massas dos varões**

Número total de elementos (2 pilares)

$$\emptyset 6 \rightarrow \text{comprimento total(+10\%)} = (2 \times 21) \times 1.1 = 46.2 \text{ metros} \quad (10.15)$$

$$\text{massa}(\emptyset 6) \cong 0.222 \text{ kg}; \rightarrow \text{Massa total} = 46.2 \text{ m} \times 0.222 \text{ kg} = 10.2 \text{ kg} \quad (10.16)$$

$$\emptyset 12 \rightarrow \text{comprimento total(+10\%)} = (2 \times 12) \times 1.1 = 26.4 \text{ metros} \quad (10.17)$$

$$\text{massa}(\emptyset 12) \cong 0.888 \text{ kg}; \rightarrow \text{Massa total} = 26.4 \text{ m} \times 0.888 \text{ kg} = 23.44 \text{ kg} \quad (10.18)$$

f) Quantificação do aço da armadura nas Sapatas

✓ Considerar 3 cm de recobrimento ($C = 3.0 \text{ cm}$)

✓ Sapata quadrada de secção 120 x 70 cm

✓ Altura da sapata – 25 cm

✓ S - Espaçamento na direcção considerada, (35 cm nas duas direcções)

Direcção (x-x)

$$B' = B - 2 \times c \rightarrow B' = 1.20 - (2 \times 0.03) = 1.14 \text{ m} \quad (10.19)$$

$$H' = H - 2 \times c \rightarrow H' = 0.70 - (2 \times 0.03) = 0.64 \text{ m} \quad (10.20)$$

$$h' = h - 2 \times c \rightarrow h' = 0.25 - (2 \times 0.03) = 0.19 \text{ m} \quad (10.21)$$

$$\text{Comprimento dos varões} \quad (10.22)$$

$$L_x = \left(\frac{B}{S_x} + 1 \right) \times (H' + 2 \times h') \rightarrow L_x = \left(\frac{1.20}{0.260} + 1 \right) \times (0.64 + 2 \times 0.19) \rightarrow L_x = 6.02 \text{ m}$$

✓ **Direcção (y-y)**

$$L_y = \left(\frac{H}{S_y} + 1 \right) \times (B' + 2 \times h') \rightarrow L_y = \left(\frac{0.70}{0.260} + 1 \right) \times (1.14 + 2 \times 0.19) \rightarrow L_y = 4.52 \text{ m}$$

✓ **Comprimento Total (+10%) de contingência.**

$$L_{\text{total}} = 1.1 \times (L_x + L_y) = 1.1 \times (6.02 + 4.52) = 10.54 \text{ m} \quad (10.23)$$

✓ **Determinação da massa do varão (kg)**

Número total de elementos (2 sapatas)

Diâmetro do aço considerado na sapata, nas duas direcções - ($\emptyset 10$)

$$\text{Massa (m)} = \text{comprimento total} \times m(\emptyset 10) \rightarrow \text{massa} = 10.54 \text{ m} \times 0.617 \text{ kg} = 6.5 \text{ kg} \quad (10.24)$$

$$\text{Número total de elementos (2 sapatas), logo teremos: } 2 \times 6.5 \text{ kg} = 13 \text{ kg} \quad (10.25)$$

✓ **Resumo das quantidades do betão e aço por diâmetro**

Tabela 23- Resumo das quantidades do betão e aço por diâmetro correspondente do sistema 2

| Item | Somatório das Quantidades calculadas |
|------------------------|--------------------------------------|
| Betão | 3.80m ³ |
| Varão de diâmetro (6) | 35.16kg |
| Varão de diâmetro (8) | 131.22kg |
| Varão de diâmetro (10) | 35.8kg |
| Varão de diâmetro (12) | 84.1kg |

Apêndice VI – Representação dos digramas e plantas das vigas dos sistemas 1 e 2

a) Planta das vigas

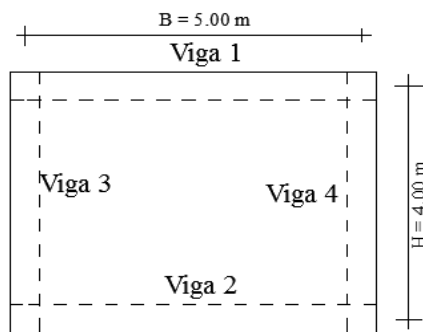


Figura 27- Planta das vigas

b) Esquema dos esforços da viga

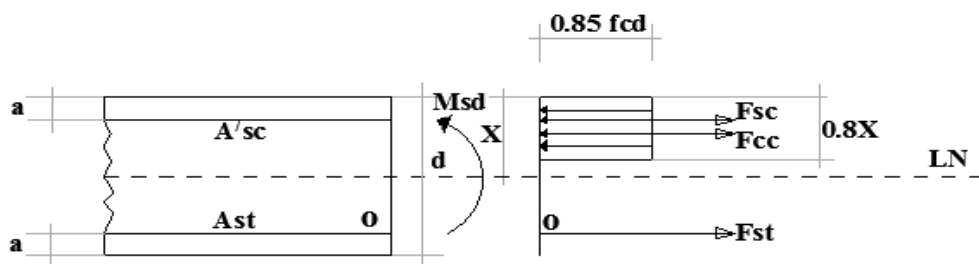


Figura 28- Esquema de esforços na secção

Apêndice VII – Representação dos sistemas estáticos

a) Sistema estático da menor direção do sistema 1

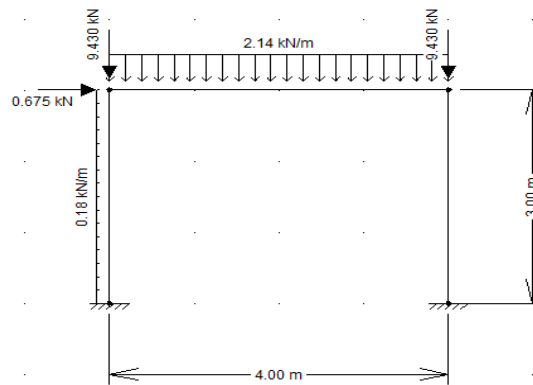


Figura 29- Sistema estático do pórtico da menor direção

b) Sistema estático da maior direção do sistema 1

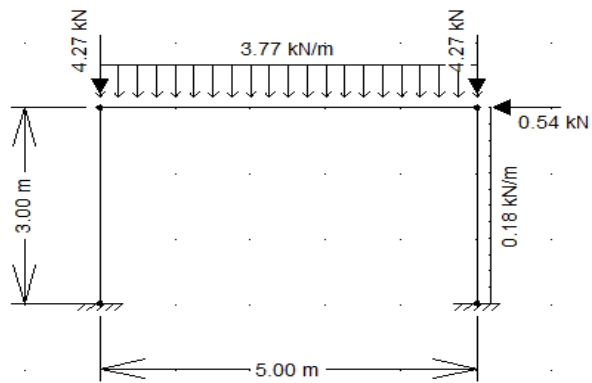


Figura 30 - Sistema estático do pórtico da maior direção

c) Sistema estático da maior direção do sistema 2

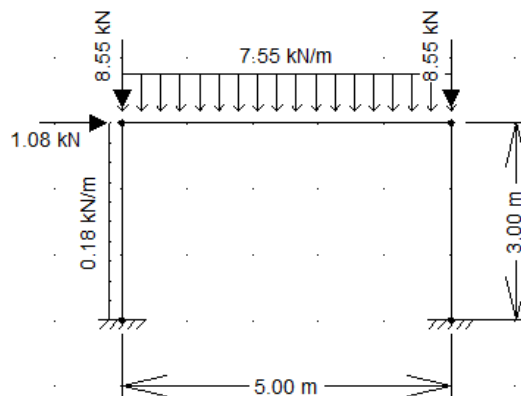


Figura 31- Sistema estático do pórtico da maior direção

d) Sistema estático da menor direção do sistema 2

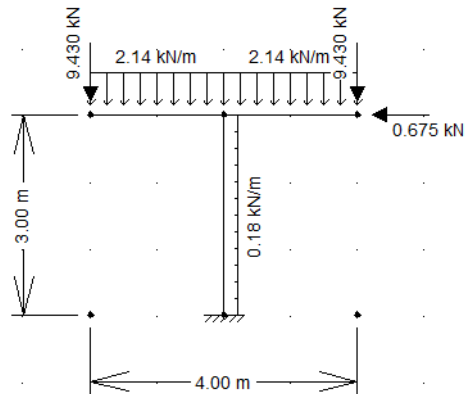


Figura 32- Sistema estático do pórtico da menor direção

Apêndice VIII – Representação dos diagramas dos pórticos

1- Pórticos da menor direção sistema 1

a) Vento (W)

Reacções = 0.675 KN

Carga distribuída = 0.18 KN/m

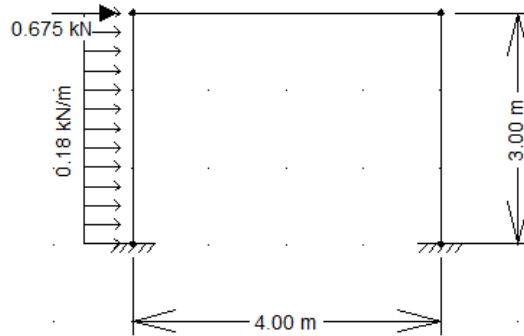
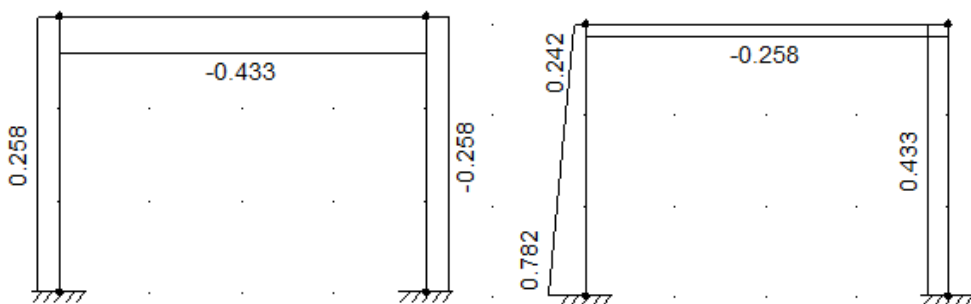


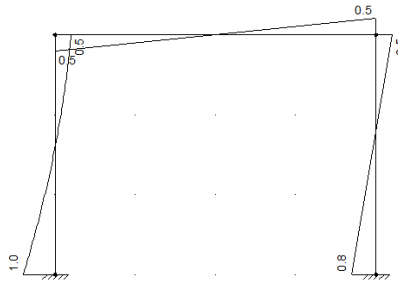
Figura 33- Sistema estático do menor pórtico sujeito a ação do *vento*

a) Diagrama do esforço normal

b) Diagrama do esforço transverso



c) Diagrama do momento



b) Permanente (G)

Reacções = 7.02 KN

Carga distribuída = 1.59 KN/m

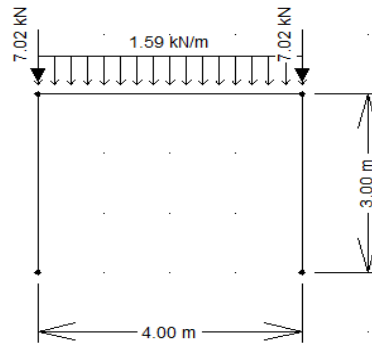
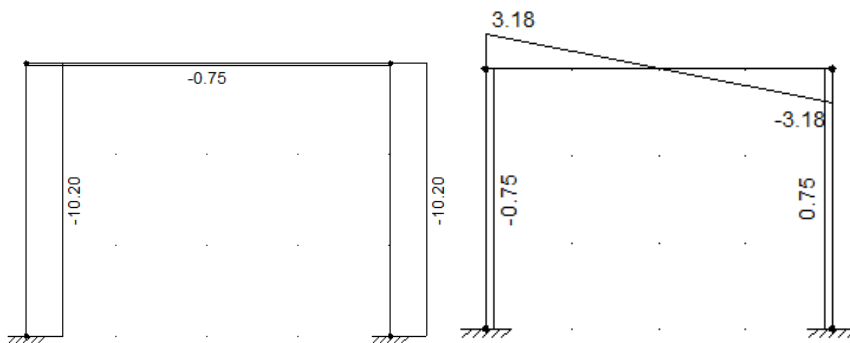


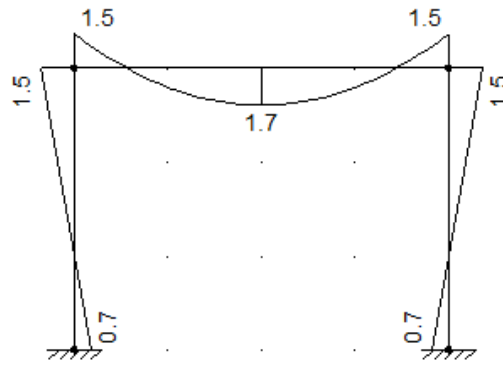
Figura 34- Sistema estático do menor pórtico sujeito a acção permanente

a) Diagrama do esforço normal

b) Diagrama do esforço transverso



c) Diagrama do momento



c) Sobrecarga (Q)

Reacções = 2.41 KN

Carga distribuída = 0.55 KN/m

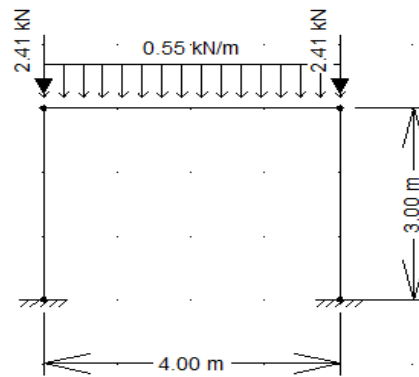
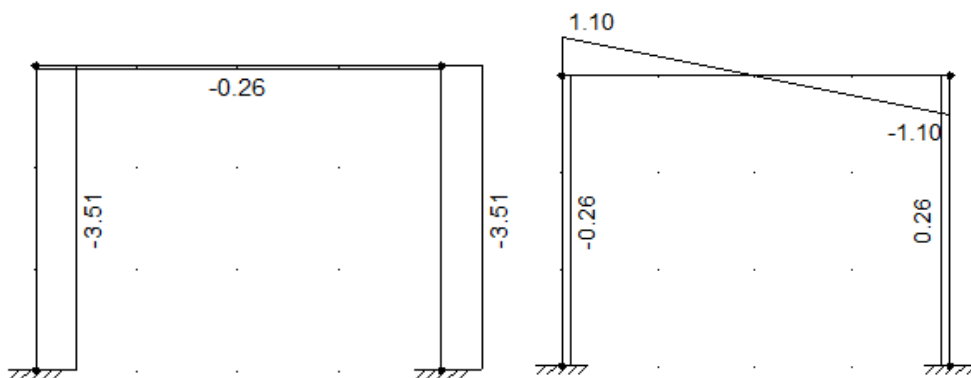


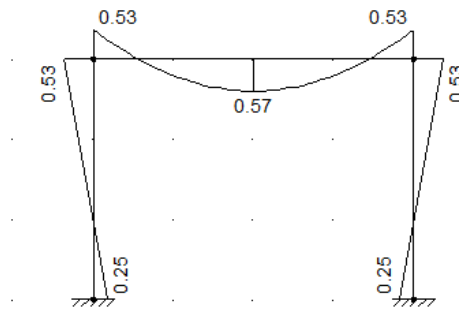
Figura 35- Sistema estático do menor pórtico sujeito a acção da sobrecarga

a) Diagrama do esforço normal

b) Diagrama do esforço transverso



c) Diagrama do momento



2 - Pórticos da maior direcção do sistema -1

a) Vento (w)

Reacções = 0.54 kN

Carga distribuída = 0.18 kN/m

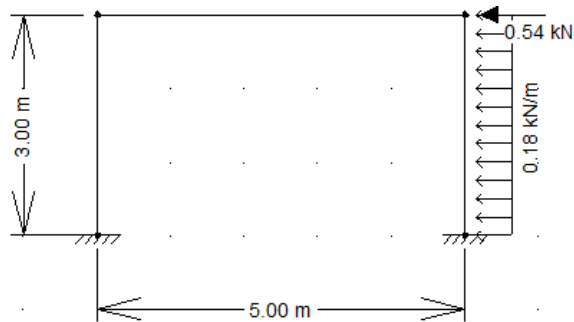
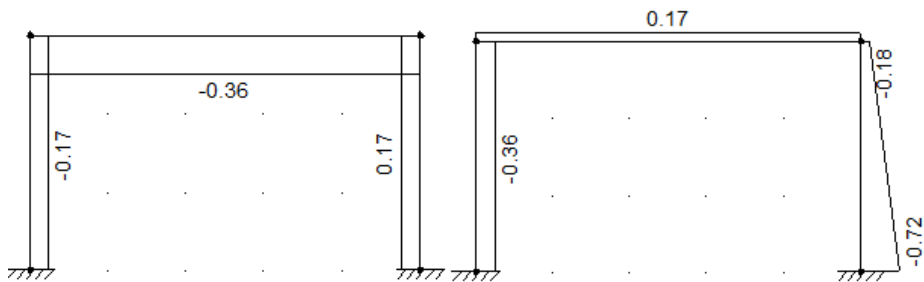


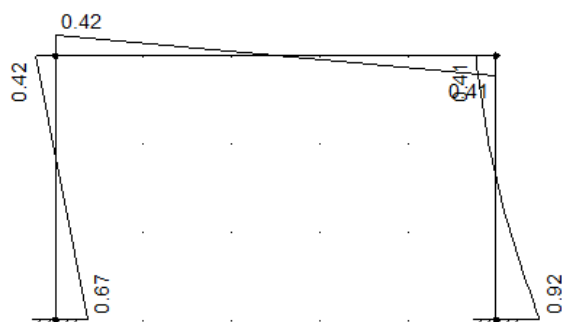
Figura 36- Sistema estático do maior pórtico sujeito a acção do vento

a) Diagrama do esforço normal

b) Diagrama do esforço transverso



c) Diagrama do momento



b) Permanente (G)

Reacções = 3.18 kN

Carga distribuída = 2.81 kN/m

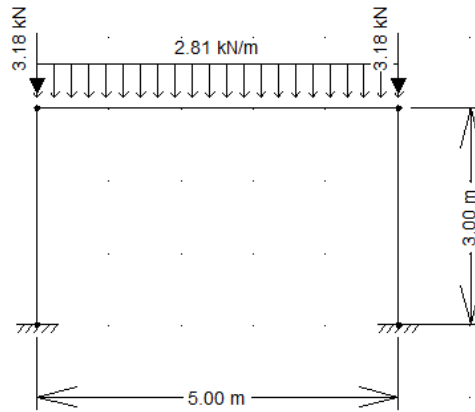
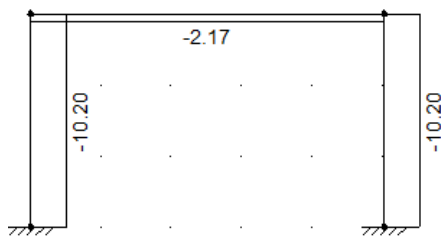
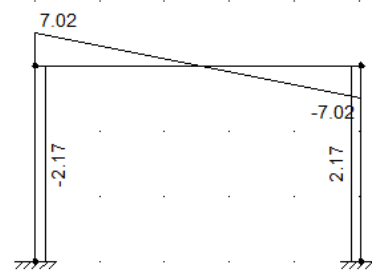


Figura 37- Sistema estático do maior pórtico sujeito a acção permanente

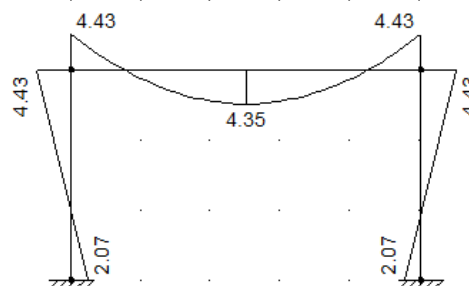
a) Diagrama do esforço normal



b) Diagrama do esforço transversal



a) Diagrama do momento



c) Sobrecarga (q)

Reacções = 1.09 kN

Carga distribuída = 0.96 kN/m

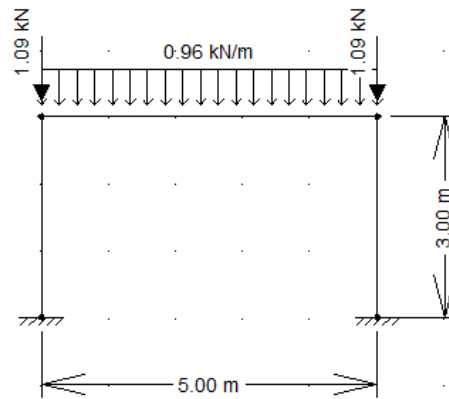
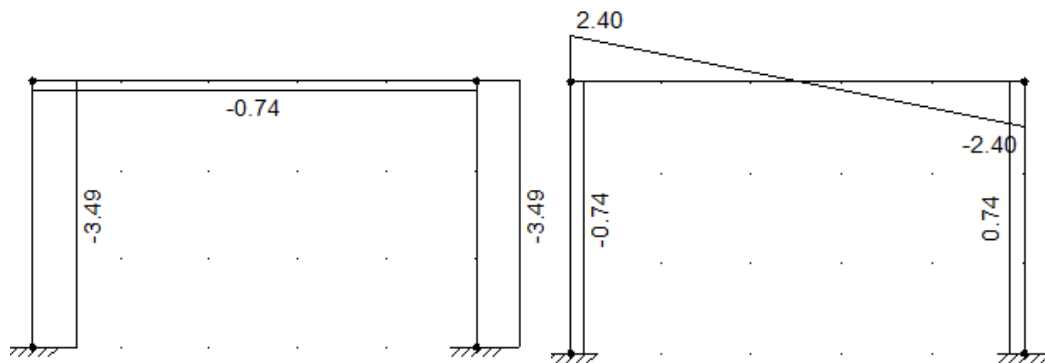
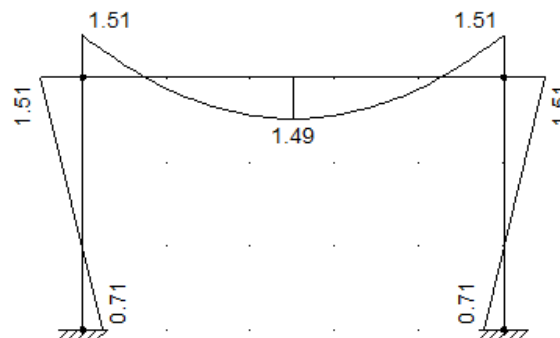


Figura 38- Sistema estático do maior pórtico sujeito a acção da sobrecarga

a) Diagrama do esforço normal b) Diagrama do esforço transverso



c) Diagrama do momento



3 -- Pórticos da maior direcção do sistema 2

a) Vento (w)

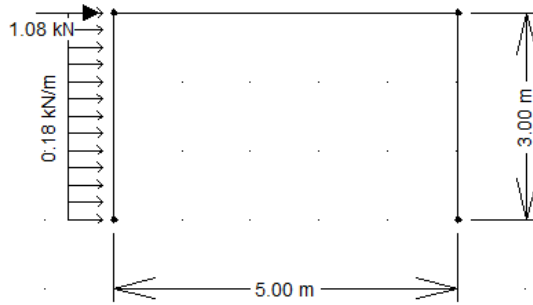
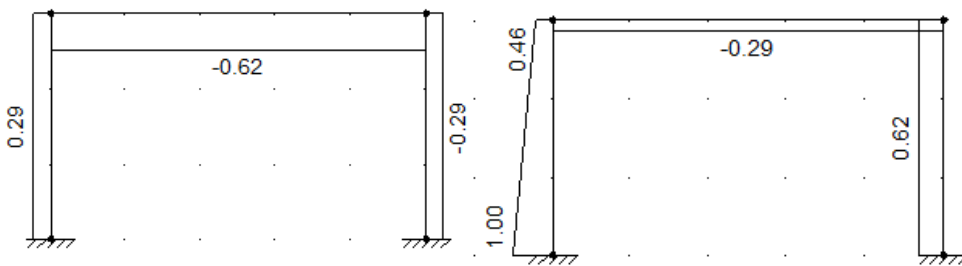


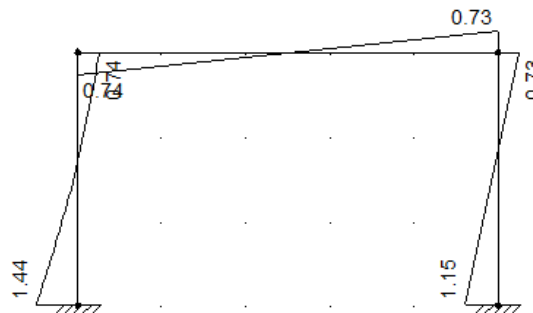
Figura 39- Sistema estático do maior pórtico sujeito a acção do vento

a) Diagrama do esforço normal

b) Diagrama do esforço transverso



c) Diagrama do Momento



b) Permanente (G)

Reacções = 6.37 kN

Carga distribuída = 5.62 kN/m

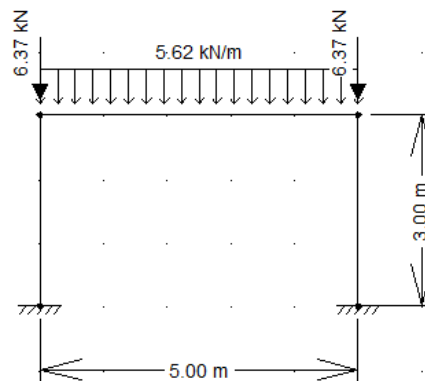
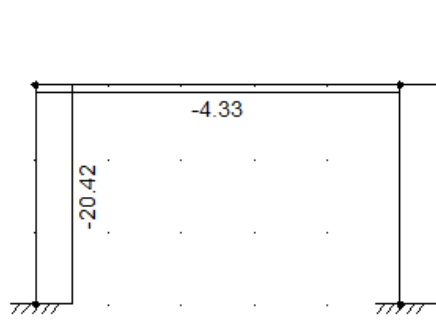
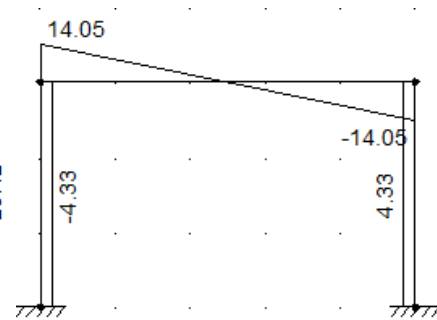


Figura 40- Sistema estático do maior pórtico sujeito a acção do permanente

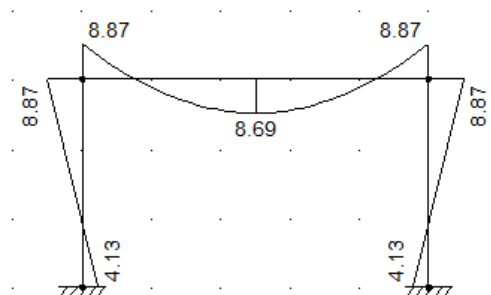
a) Diagrama do esforço normal



b) Diagrama do esforço transverso

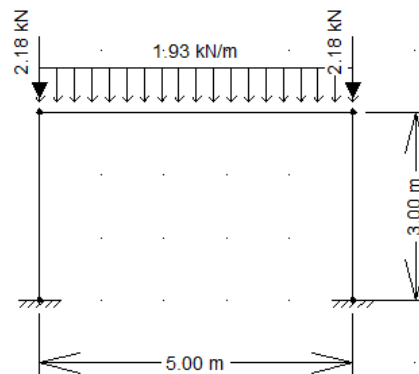


c) Diagrama do momento

**c) Sobrecarga (q)**

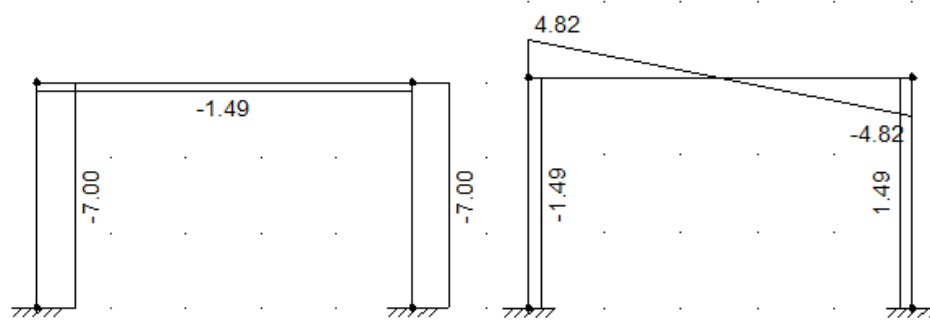
Reacções = 2.18 kN

Carga distribuída = 1.93 kN/m

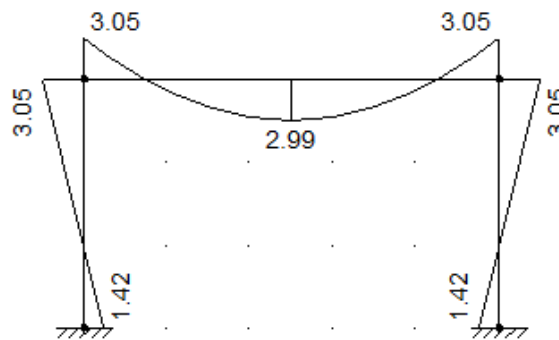
**Figura 41-** Sistema estático do maior pórtico sujeito a acção da sobrecarga

a) Diagrama do esforço normal

b) Diagrama do esforço transverso



c) Diagrama do momento



4 -- Pórticos da menor direcção do sistema 2

a) Vento (W)

Reacções = 0.675 KN

Carga distribuída = 0.18 KN/m

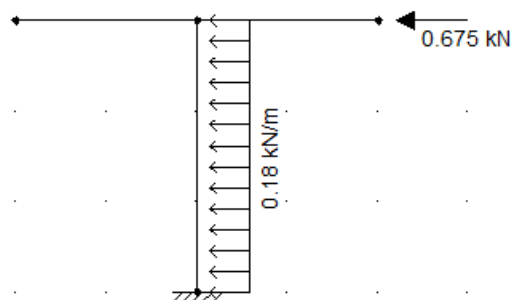
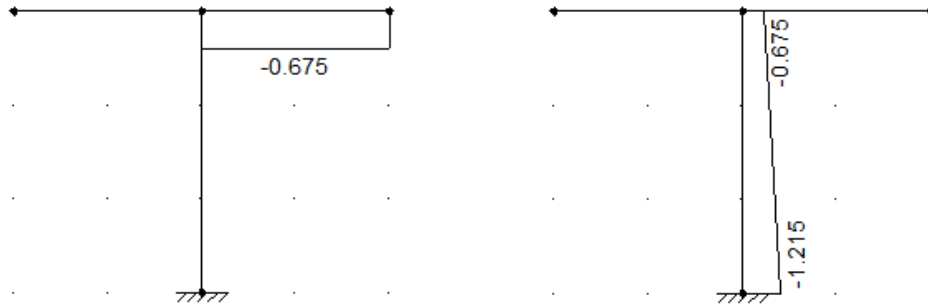


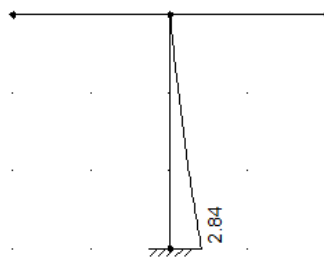
Figura 42- Sistema estático do menor pórtico sujeito a acção do vento

a) Diagrama do esforço normal

b) Diagrama do esforço transverso



c) Diagrama do momento



b) Permanente (G)

Reacções = 7.02 kN

Carga distribuída = 1.59 kN/m

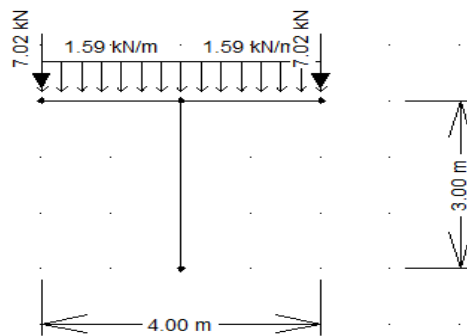
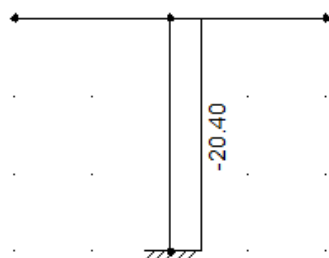
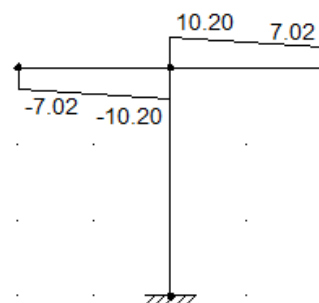


Figura 43- Sistema estático do menor pórtico sujeito a acção permanente

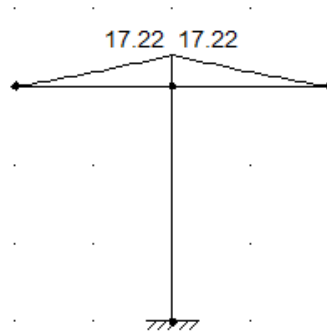
a) Diagrama do esforço normal



b) Diagrama do esforço transverso



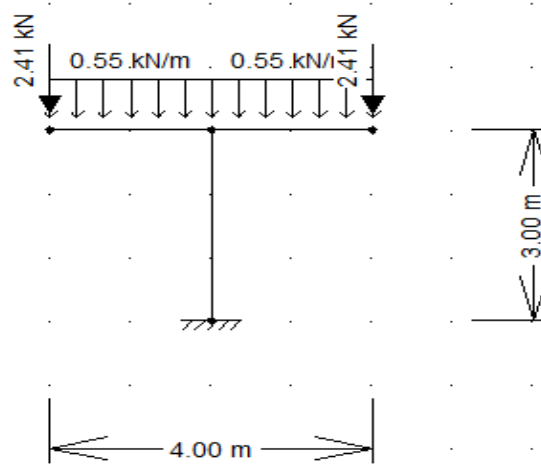
c) Diagrama do momento



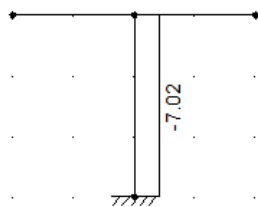
c) Sobrecarga (Q)

Reacções = 2.41 kN

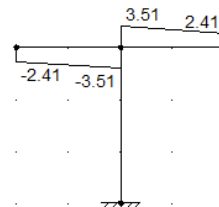
Carga distribuída = 0.55 kN/m

**Figura 44-** Sistema estático do menor pórtico sujeito a acção da sobrecarga

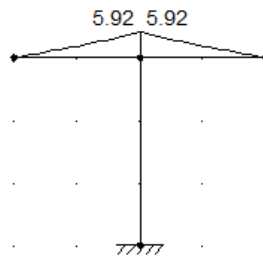
a) Diagrama do esforço normal



b) Diagrama do esforço transverso



c) Diagrama do momento



Apêndice IX – Diagramas das tensões e áreas efectivas

1- Diagrama e área do sistema -1

a) Diagrama das tensões

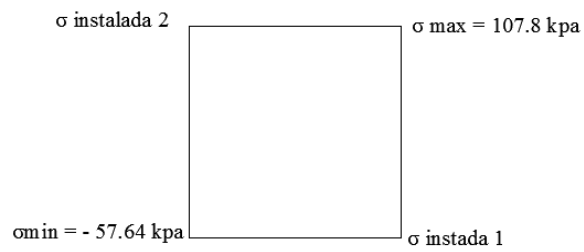


Figura 45- diagrama do cálculo das tensões

b) Área efectiva

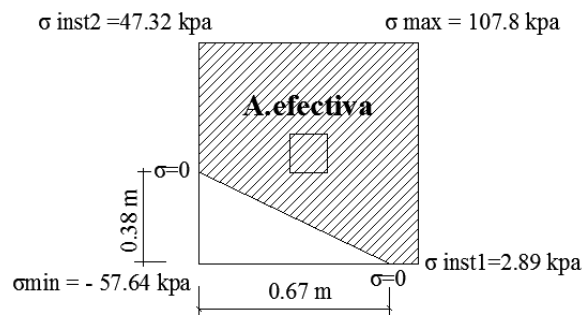


Figura 46- determinação da área efectiva

2- Diagrama e área do sistema -2

a) Diagrama das tensões

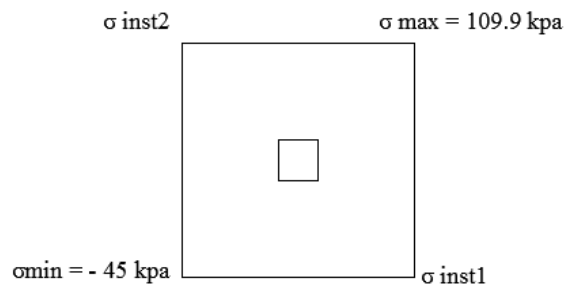


Figura 47- diagrama do cálculo das tensões

b) Área efectiva

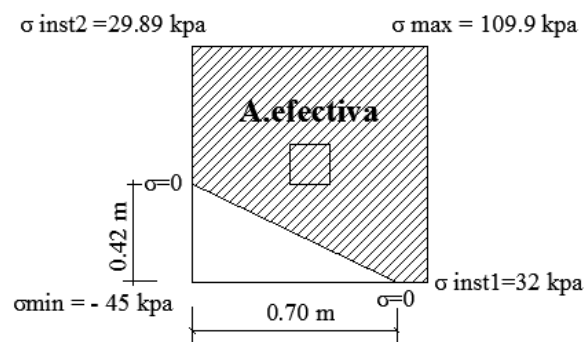


Figura 48- determinação da área efectiva

Apêndice X – Punçoamento das sapatas

a) Punçoamento da sapata do sistema -1

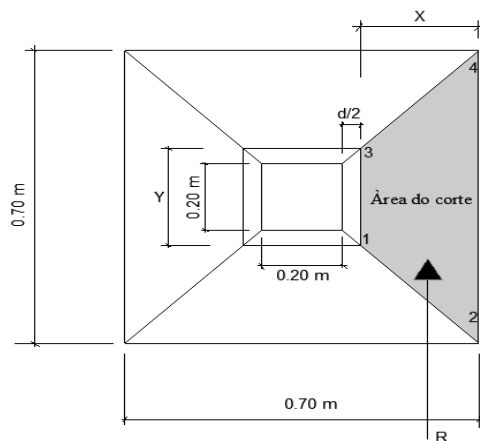


Figura 49- Esquema do punçoamento da sapata

b) Punçoamento da sapata do sistema -2

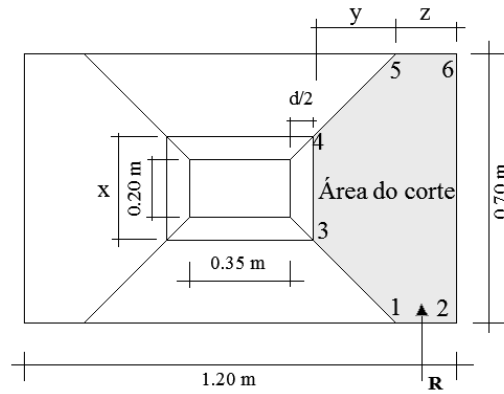


Figura 50- Esquema do punçoamento da sapata

Apêndice XI – esquemas da flexão das sapatas

1- Esquemas do sistema -1

a)

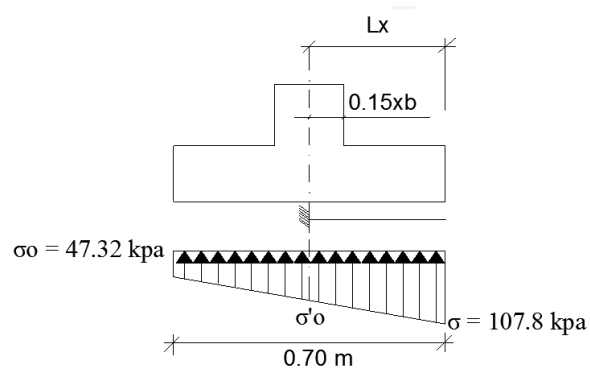


Figura 51- Esquema dos esforços a considerar na flexão

b)

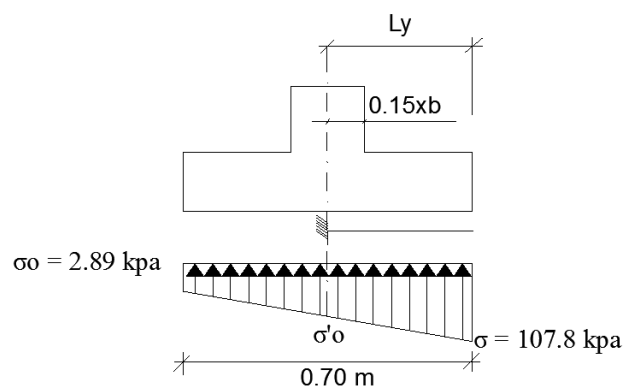


Figura 52- Esquema dos esforços a considerar na flexão

2- Esquemas do sistema -2

a)

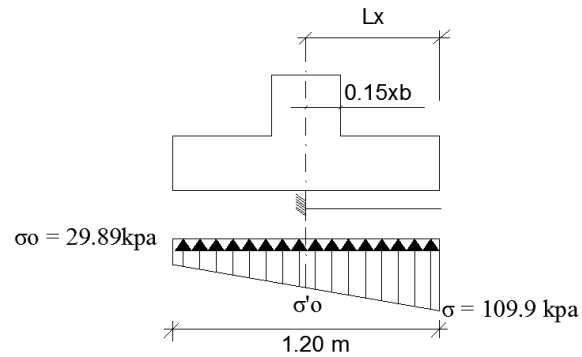


Figura 53- Esquema dos esforços a considerar na flexão

b)

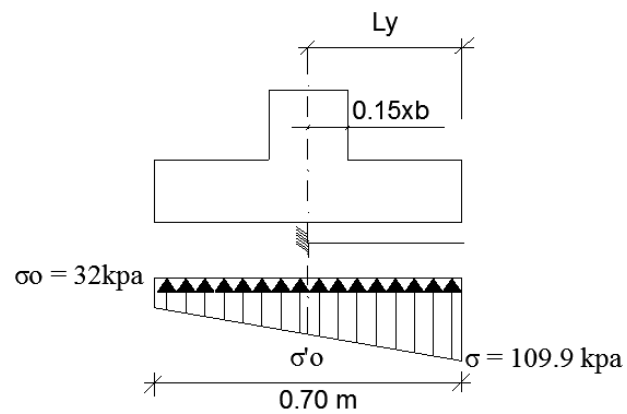


Figura 54- Esquema dos esforços a considerar na flexão

Apêndice XII – Tabelas correspondentes a cada natureza de acções

1 – Tabelas do sistema 1

a) Menor direcção

Tabela 24- Discretização da carga distribuída

| | |
|--|---|
| $(2.92 + 1.00) \rightarrow 2.14$ $2.92 \rightarrow g_k$ | $g_k = \frac{2.92 \times 2.14}{3.92} = 1.59 \text{ KN/m}$ |
| $(2.92 + 1.00) \rightarrow 2.14$ $1.00 \rightarrow g_k$ | $g_k = \frac{1.00 \times 2.14}{3.92} = 0.55 \text{ KN/m}$ |

Tabela 25- Discretização das reações

| | |
|---|---|
| $(2.92 + 1.00) \rightarrow 9.43$ $2.92 \rightarrow R_{gk}$ | $R_{gk} = \frac{2.92 \times 9.43}{3.92} = 7.02 \text{KN}$ |
| $(2.92 + 1.00) \rightarrow 9.43$ $1.00 \rightarrow R_{qk}$ | $R_{qk} = \frac{1.00 \times 9.43}{3.92} = 2.41 \text{KN}$ |

b) Maior direcção**Tabela 26-** Discretização da carga distribuída

| | |
|--|---|
| $(2.92 + 1.00) \rightarrow 3.77$ $2.92 \rightarrow g_k$ | $g_k = \frac{2.92 \times 3.77}{3.92} = 2.81 \text{ KN/m}$ |
| $(2.92 + 1.00) \rightarrow 3.77$ $1.00 \rightarrow g_k$ | $g_k = \frac{1.00 \times 3.77}{3.92} = 0.96 \text{ KN/m}$ |

Tabela 27- Discretização das Reações

| | |
|---|---|
| $(2.92 + 1.00) \rightarrow 4.27$ $2.92 \rightarrow R_{gk}$ | $R_{gk} = \frac{2.92 \times 4.27}{3.92} = 3.18 \text{KN}$ |
| $(2.92 + 1.00) \rightarrow 4.27$ $1.00 \rightarrow R_{qk}$ | $R_{qk} = \frac{1.00 \times 4.27}{3.92} = 1.09 \text{KN}$ |

2 – Tabelas do sistema 2**a) Maior direcção****Tabela 28-** Discretização da carga distribuída

| | |
|--|---|
| $(2.92 + 1.00) \rightarrow 7.55$ $2.92 \rightarrow g_k$ | $g_k = \frac{2.92 \times 7.55}{3.92} = 5.62 \text{ KN/m}$ |
| $(2.92 + 1.00) \rightarrow 7.55$ $1.00 \rightarrow q_k$ | $q_k = \frac{1.00 \times 7.55}{3.92} = 1.93 \text{ KN/m}$ |

Tabela 29- Discretização das reações

| | |
|---|--|
| $(2.92 + 1.00) \rightarrow 8.55$ 2.92 $\rightarrow R_{gk}$ | $R_{gk} = \frac{2.92 \times 8.55}{3.92} = 6.37\text{KN}$ |
| $(2.92 + 1.00) \rightarrow 8.55$ 1.00 $\rightarrow R_{qk}$ | $R_{qk} = \frac{1.00 \times 8.55}{3.92} = 2.18\text{KN}$ |

ANEXOS

Tabela 30- Quadro XI (Valores do coeficiente β para determinação excentricidade fictícia)

| | | | | | | | | | | | | | |
|---------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|------------|
| v | 0 | 0.1 | 0.2 | 0.3 | 0.4 | 0.5 | 0.6 | 0.7 | 0.8 | 0.9 | 1.0 | 1.1 | ≥ 1.2 |
| β | 0.6 | 0.7 | 0.8 | 0.9 | 0.9 | 0.8 | 0.7 | 0.7 | 0.6 | 0.6 | 0.5 | 0.5 | 0.4 |

Tabela 31- Quadro X (Valores do coeficiente β das formulas simplificadas)

| | | | | | |
|---------|------------|------|------|------|----------|
| v | ≤ 0.4 | 0.5 | 0.6 | 0.7 | > 0.85 |
| β | 1.0 | 0.93 | 0.88 | 0.88 | 0.93 |

Tabela 32 - Preços unitários dos materiais

| Item | Preço unitário (metical) | Preço unitário do aço em Kg |
|------------------------|---------------------------------|------------------------------------|
| Betão | 5073.00 | - |
| Varão de diâmetro (6) | 110.00 | 82.6 |
| Varão de diâmetro (8) | 185.00 | 78.14 |
| Varão de diâmetro (10) | 290.00 | 78.4 |
| Varão de diâmetro (12) | 420.00 | 78.85 |
| Varão de diâmetro (16) | 740.00 | 80.84 |