



UNIVERSIDADE EDUARDO
MONDLANE FACULDADE DE
ENGENHARIA DEPARTAMENTO DE
ENGENHARIA CIVIL



CURSO DE LICENCIATURA EM ENGENHARIA CIVIL

Relatório de Estágio Profissional

Concepção Estrutural de Um Edifício Destinado a Escritórios

Autor:

Nhapulo, Wilson Armindo

Supervisores

Supervisor: Eng.º Joaquim Tchamo

Co-Supervisor: Eng.º Martinho Sibia

Maputo, Agosto de 2024

Relatório de Estágio Profissional

Concepção Estrutural de Um Edifício Destinado a Escritórios

Autor:

Nhapulo, Wilson Armindo

Supervisores

Supervisor: Eng.º Joaquim Tchamo

Co-Supervisor: Eng.º Martinho Sibia

Maputo, Agosto de 2024

Concepção Estrutural de Um Edifício Destinado a Escritórios

Relatório de Estágio Profissional, apresentado ao Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Engenharia da Universidade Eduardo Mondlane para obtenção do **Grau de Licenciatura em Engenharia Civil**.

Autor:

(Nhapulo, Wilson Armindo)

Supervisor:

(Eng.º Joaquim Tchamo)

Co-Supervisor:

(Eng.º Martinho Sibia)

DECLARAÇÃO DE HONRA

Eu, **Nhapulo, Wilson Armindo**, declaro por minha honra, que este trabalho é resultado da minha investigação com recurso a bibliografia em referência devidamente citada ao longo do mesmo e que é submetido para a obtenção do grau de Licenciatura em Engenharia Civil, pela Faculdade de Engenharia da Universidade Eduardo Mondlane.

Maputo, Agosto de 2024

Autor:

(Nhapulo, Wilson Armindo)

Termo de entrega

Declaro que o estudante **Nhapulo, Wilson Armindo**, fez a entrega das 2 cópias do relatório do seu estágio profissional com a Referencia:

Chefe da Secretaria:

Dados Gerais do Estagiário e do Local de Estágio

Dados do Estagiário

Nome: Wilson Armindo Nhapulo

Registo Académico: 20161898

Curso: Engenharia Civil

Supervisor: Eng.º Joaquim Tchamo

Dados do Local de Estágio

Empresa: NIFIQUILE,Lda

Supervisor: Eng.º Martinho Sibia

Tel.: +258 21451537/8

Site: www.nifiquile.co.mz

Email: info@nifiquile.co.mz

Autor

(Wilson Armindo Nhapulo)

Supervisores

(Eng.º Joaquim Tchamo)

(Eng.º Martinho Sibia)

I. Dedicatória

*A Deus, meus pais, meu irmão
e aos meus Avôs.
Sem vocês nada disto seria
possível*

II. Agradecimentos

À Deus por permitir que tudo isto acontecesse, pela vida e pela luz nos meus caminhos e decisões, por nunca abandonar-me e pela mão fortificando-me todas as vezes que pensei em desistir;

Aos meus pais, sem eles os meus sucessos em como a realização deste trabalho não seriam possíveis;

A minha namorada, pela entrega e compreensão, por fazer desta luta não só minha, mas sim nossa, o meu muito obrigado;

Aos meus irmãos, amigos e familiares, pelo suporte, que direta ou indiretamente contribuiu para que eu chegasse aqui;

Aos vários amigos e colegas da faculdade, especialmente ao Grupo S.7, pelas diversas brigas, companheirismo e pronta disposição que verdadeiramente ajudaram para diversos esclarecimento de dúvidas e incentivos. Pela atenção dispensada e o companheirismo, os meus mais sinceros agradecimentos;

Aos meus, supervisores, Eng.º Martinho Sibia (supervisor da empresa) e Eng.º Joaquim Tchamo (supervisor da faculdade), que apoiaram-me ao longo deste trabalho com grande sabedoria recorrendo à grande capacidade que têm em transmitir as suas ideias e conhecimento;

Aos colegas da NIFIQUILE.Lda, pelo acolhimento, integração, colaboração e melhor transmissão de conhecimentos que serviram de força motriz na materialização deste relatório.

III. Resumo

O presente relatório de Estágio Profissional elaborado com o intuito de obtenção do grau de Licenciatura em Engenharia Civil pela UEM. Dividido em duas partes principais: a primeira referente revisão bibliográfica abordando questões teóricas acerca das estruturas mistas (estruturas de aço-betão) e uma última parte destinada ao estudo de caso onde se faz a descrição do elemento em estudo, justificativa, dimensionamento e apresentação das peças desenhadas.

Após a revisão bibliográfica, são apresentados todos os modelos que foram analisados no software em causa. Especificando que um número considerável de cálculos foi feito à mão, primeiramente foram realizadas análises em vigas simplesmente apoiadas e isoladas de forma a encontrar as metodologias de modelação que geram modelos com os resultados mais próximos do cálculo manual das secções mistas facilitando o domínio das conclusões e as devidas recomendações, buscando sempre a metodologia mais eficiente.

Quanto aos pormenores de modelação, é exemplificado como são consideradas as diferentes situações através dos softwares de análise e dimensionamento estrutural abordando e respeitando todas as condicionantes no projecto.

Palavras-chave: *Estruturas mistas aço-betão; Estágio profissional; Estruturas metálicas; análise estrutural; análise elástica linear; análise fendilhada; Robot Structural Analysis; largura efectiva.*

IV. Abstract

This Professional Internship report was prepared with the aim of obtaining a Degree in Civil Engineering from UEM. Divided into two main parts: the first referring to a bibliographical review addressing theoretical questions about mixed structures (steel-concrete structures) and a last part destined to the case study where the description of the element under study, justification, dimensioning and presentation of the designed pieces.

After the literature review, all models that were analyzed in the software in question are presented. Specifying that a considerable number of calculations were done by hand, first analyzes were carried out on simply supported and isolated beams in order to find modeling methodologies that generate models with results closest to the manual calculation of composite sections, facilitating the mastery of conclusions and the appropriate recommendations, always seeking the most efficient methodology.

As for modeling details, it is exemplified how different situations are considered through analysis and structural design software, addressing and respecting all constraints in the project.

Keywords: *Steel-concrete composite structures; Professional internship; Metallic structures; structural analysis; linear elastic analysis; split analysis; Robot Structural Analysis; effective width.*

Índice

I. Dedicatória.....	i
II. Agradecimentos	ii
III. Resumo	iii
IV. Abstract	iv
Lista de Símbolos.....	1
Lista de siglas	3
Lista de Figuras.....	3
Lista de tabelas.....	3
1. Introdução.....	4
1.1. Local e duração do Estágio	4
1.1.1. Perfil da Empresa	4
1.1.2. Visão, Missão e Valores.....	5
1.1.3. Estrutura Orgânica	6
1.2. Objectivos	7
1.2.1. Objectivo geral.....	7
1.2.2. Objectivos específicos.....	7
1.3. Metodologia	7
1.4. Organização do trabalho	8
1.5. Local de intervenção	8
2. Revisão Bibliográfica	9
2.1. Estruturas Mistas.....	9
2.1.1. Introdução	9
2.1.2. Propriedades Mecânicas do Aço Estrutural	10
2.1.3. Bases de pilares metálicos.....	15
2.1.4. Conectores de em estrutura Mistas	16
2.2. Processo do Dimensionamento Estrutural	21

2.2.1.	Estrutura Metalica	21
2.2.2.	Estrutura em Betão-Armado	23
3.	Caso de estudo.....	26
3.1.	Memória de Calculo.....	26
3.1.1.	Acções a Considerar.....	26
3.1.2.	Combinação de acções	27
3.1.3.	Dimensionamento do piso intermedio	42
3.1.4.	Dimensionamento da estrutura metalica	89
4.	Conclusões e Recomendações	125
	Bibliografia	126
	Anexos	127

Lista de Símbolos

E - Módulo de elasticidade

ν - Coeficiente de Poisson

G - Módulo de distorção

S_d - Valor de cálculo do esforço actuante

SG_{ik} - Esforço resultante da acção permanente, tomada com o seu valor característico

SQ_{1k} - Esforço resultante da acção variável considerada como acção de base na combinação, tomada com o seu valor característico (SE_k no caso da acção sísmica)

σ_{sd} - Valor de cálculo da tensão normal actuante

τ_{sd} - Valor de cálculo da tensão tangencial actuante

σ_{rd} - Valor de cálculo da tensão normal resistente

τ_{rd} - Valor de cálculo da tensão tangencial resistente

f_{yd} - Valor de cálculo da tensão de cedência ou da tensão limite convencional de proporcionalidade a 0,2%.

γ_{gi} - Coeficiente de segurança relativo às acções permanentes

γ_q - Coeficiente de segurança relativo às acções variáveis

Ψ_{0j} - Coeficiente Ψ correspondente à acção variável de ordem j

W - Módulo de flexão

M_{sd} - Valor de cálculo do momento flector actuante

N_{sd} - Valor de cálculo do esforço axial actuante

A_{ef} - Área efectiva

A_{br} - Área bruta

C_t - Factor de arrastamento

q_h - Pressão dinâmica

ρ - Massa específica

G_q - factor de resposta da estrutura à solicitação do vento

G_t - factor de ressonância estrutural

A - área de uma secção transversal

h - altura de uma secção transversal

b - largura de uma secção transversal

t - espessura

I - momento de inércia

N_{Ed} - valor de cálculo do esforço axial de compressão

$N_{b,Rd}$ – valor de cálculo da resistência à encurvadura do elemento comprimido

f_y – valor de cálculo da tensão resistente

γ_{M1} – valor parcial de segurança para a resistência dos elementos em relação a fenómenos de encurvadura, avaliada através de verificações individuais de cada elemento

χ – coeficiente de redução para o modo de encurvadura relevante

ϕ – valor para determinar o coeficiente de redução χ

α – factor de imperfeição

$\bar{\lambda}$ – esbelteza normalizada

N_{cr} – valor crítico do esforço normal associado ao modo de encurvadura elástica relevante, baseado nas propriedades da secção transversal bruta

L_e – comprimento de encurvadura

F_w – valor de cálculo do esforço actuante na soldadura por unidade do comprimento

F_w – valor de cálculo do esforço resistente na soldadura por unidade do comprimento

β_w – factor de correlação para soldaduras de ângulo

f_u – valor nominal da tensão de rotura a tracção da peça ligada mais fraca

σ_{Adm} – valor da tensão admissível do solo

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

μ – momento reduzido

ω – percentagem mecânica de armadura

Φ – Diâmetro do varão

Lista de siglas

ELU - Estado Limite Último

ELS - Estado Limite de Serviço

REAE - Regulamento de Estruturas de Aço para Edifícios

REBAP - Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado

RSAEEP - Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes

EC3 – Eurocódigo 3

EC4 – Eurocódigo 4

NP – Norma portuguesa

EN – Norma europeia

Lista de Figuras

Figura 1: <i>Organograma da NIFIQUILE, LDA</i>	6
Figura 2: <i>Local de intervenção</i> (Fonte: Autor).....	8
Figura 3: <i>Parafuso e porca</i>	13
Figura 4: <i>Esforços actuantes em bases de pilares metálicos</i> (Fonte: Martins, 2006)	16
Figura 5: <i>Composição de uma ligação de base de pilares</i> (Fonte: Marques, 2013).....	16
Figura 6: <i>Transmissão de cargas ao betão por meio de ancoragem com buchas</i>	17
Figura 7: <i>Tipos de sistemas de fixação de pós-instalação</i> (Fonte: R. Eligehausen)	19
Figura 8: <i>Mecanismos de transferência de forças de tracção</i> (Fonte: R. Eligehausen).....	19
Figura 9: <i>Tipos de interação aço-betão</i> (Alva & Malite, 2005)	20
Figura 10: <i>Gráfico força-escorregamento em diferentes tipos de conectores de corte</i> (Sales, 2014)	20
Figura 11 : <i>Exemplos de conectores de corte</i> (Cruz, Valente, Veríssimo, Paes, & Fakury)	21
Figura 12: <i>Sapata rígida</i> .(Fonte: Apontamentos de betão)	25

Lista de tabelas

Tabela 1: <i>Valores de cálculo das tensões resistentes</i>	22
Tabela 2 <i>Valores dos coeficientes de redução das acções variáveis</i> (Fonte:RSA,1989).....	29

1. Introdução

Um dos grandes objectivos da realização de um estágio profissional é a aproximação gradual e sólida ao mercado de trabalho pois o estágio profissional é a ponte entre a vida estudantil e a vida profissional, complementando os conhecimentos teóricos adquiridos durante os anos de formação através da sua integração no ambiente de trabalho.

Este é um meio fundamental para a aquisição de uma maior experiência e percepção do modo de funcionamento desta nova realidade para um estudante finalista.

O relatório de estágio é um documento que regista as actividades desenvolvidas pelo estudante durante o estágio, permitindo assim se ter uma visão dos trabalhos feitos, conhecimentos e experiência adquirida.

1.1.Local e duração do Estágio

Estágio Profissional realizado na Empresa NIFIQUILE, LDA. Localizada na Rua dona alice nº 862, Bairro costa de sol, Maputo, Moçambique. Por um período de 4 meses.

1.1.1. Perfil da Empresa

A **Nifiquile Lda.** – é uma empresa moçambicana fundada em 2011, onde totalidade do seu capital pertence à moçambicanos e os seus gestores são todos moçambicanos. A **Nifiquile Lda.** Começou somente como uma empresa de transporte e logística moçambicana com sede na cidade de Maputo, começou por operar apenas com um camião e uma máquina, e hoje, conta já com uma frota com mais de 50 camiões e mais de 70 equipamentos, e mais de 100 trabalhadores. Sendo que desde 2014 vem os seus sectores, contando hoje com mais três ramificações totalizando um número de cinco (5), nomeadamente:

- Nifiquile Equipamentos
- Nifiquile Transportes
- Nifiquile Betão
- Nifiquile Construção
- Nifiquile Energias

Suas competências incluem Geotecnia, Estruturas e estradas (especificamente de Pavés), Hidráulica, Tecnologia de Materiais, Arquitetura, instalações elétricas e Eletrotécnica.

Os sectores onde intervém são: Edifícios, Urbanização, Vias de Comunicação, Sistemas de Abastecimento de Água, Drenagens, Esgotos, Combate à Erosão, Produção, Transporte, Distribuição e Utilização de Energia Eléctrica.

Os serviços que presta são: Estudos, Projectos, Lançamento de Concursos, Avaliação de Concorrentes, Fiscalizações e Gestão de Empreendimentos actuando na sua maior áreas como fornecedor de betão, logística e transporte bem como a construtora. localizada na Rua dona alice nº 862, Bairro costa de sol, Maputo, Moçambique.

1.1.2. Visão, Missão e Valores

Visão

- Ser a empresa líder em construção e fornecimentos em Moçambique, reconhecida pela excelência, inovação e compromisso com o desenvolvimento sustentável.

Missão

- Contribuir para o desenvolvimento infraestrutural de Moçambique, oferecendo serviços de construção de alta qualidade, soluções de transporte eficientes e fornecimentos diversificados que atendem às necessidades do mercado.

Valores

- Agilidade
- Qualidade
- Segurança
- Compromisso
- Ética
- Excelência
- Inovação
- Responsabilidade Social
- Sustentabilidade

1.1.3. Estrutura Orgânica

A NIFIQUILE, LDA. está administrativamente organizada da seguinte forma:

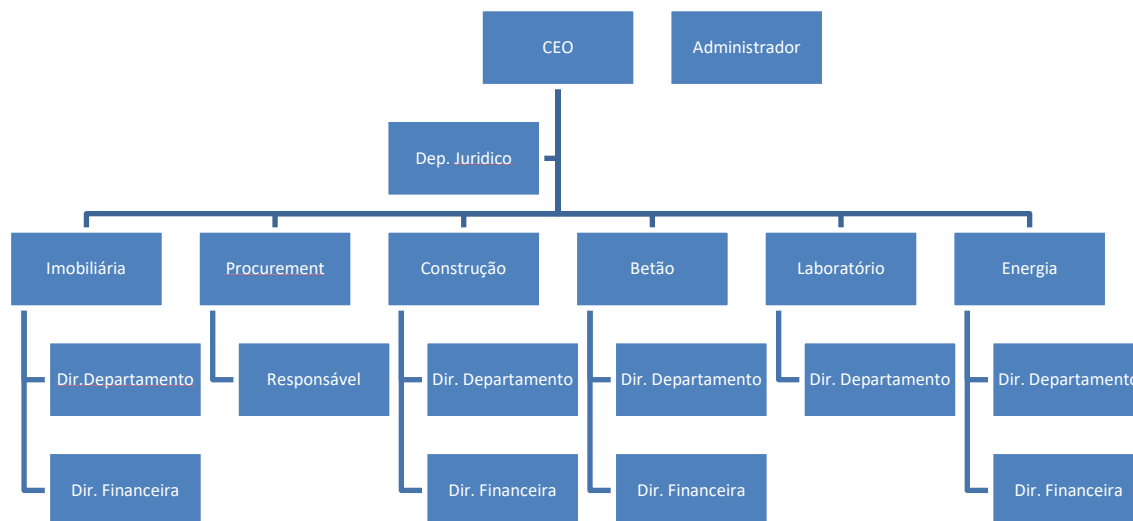


Figura 1: Organograma da NIFIQUILE, LDA

1.2. Objectivos

1.2.1. Objectivo geral

- Dimensionamento e análise estrutural de um edifício destinado a escritórios em estruturas Mistas

1.2.2. Objectivos específicos

- Dimensionar a estrutura dos escritórios com base no projecto existente;
- Estudo e Verificação da resistência e possíveis soluções;
- Consolidar os conhecimentos adquiridos ao longo do curso e confrontar com a realidade;
- Familiarizar-se com a dinâmica da vida profissional.

1.3. Metodologia

Com o objetivo de melhores êxitos alcançar, foi necessário um levantamento bibliográfico, e diversas consultas aos colegas da faculdade sobre estruturas Mistas, estruturas de aço e estruturas de betão, com a finalidade de apresentar para o leitor informações relacionadas à concepção e dimensionamento deste tipo de estruturas. Quanto ao dimensionamento, este foi realizado obedecendo as disposições normativas de acordo com os seguintes dispositivos:

- Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSAEEP)
- Regulamento de Estruturas de Aço para Edifícios (REAE)
- Norma EN50341-1
- Eurocódigo 3 (EC3)
- Eurocódigo 4 (EC4)
- Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado (REBAP)

Também fez-se o uso de softwares tais como:

- *Ftool*,
- *Robot Structural Analysis*
- *ArchiCad*
- *CypeCad*

1.4. Organização do trabalho

Capítulo 1: Revisão bibliográfica, onde apresenta-se os principais aspectos sobre as estruturas Mistas tais como: propriedades do aço, ligações em estruturas metálicas, base de pilares metálicos, etc.

Capítulo 2: Dimensionamento da estrutura, neste capítulo faz-se a quantificação das acções, definição dos sistemas estáticos e o dimensionamento dos diferentes elementos da estrutura de modo a garantir a sua estabilidade durante a vida útil.

Capítulo 3: Conclusões e recomendações, apresenta-se as principais observações e considerações finais inerentes à experiência adquirida durante o estágio.

1.5. Local de intervenção

Obra a executar em Muntanhane, Maputo, Província de Maputo, Moçambique. Referente aos escritórios da nova cede da Tropigalia.

- Latitude: 25°48'05"S
- Latitude: 25°48'05"S
-  Local de intervenção



Figura 2: Local de intervenção(Fonte: Autor)

2. Revisão Bibliográfica

2.1. Estruturas Mistas

2.1.1. Introdução

As estruturas de aço e Betão vêm sendo intensivamente utilizadas na construção civil em todo o mundo há cerca de 150 e 100 anos, prospectivamente. A partir da década de 60, os sistemas mistos aço-betão ganharam corpo, com o desenvolvimento de métodos e disposições construtivas que garantem o funcionamento conjunto desses dois materiais, ampliando de forma considerável as opções de projeto e construção.

Denomina-se sistema misto aço-betão aquele no qual um perfil de aço (laminado, soldado ou formado a frio) trabalha em conjunto com o Betão (geralmente armado), formando uma estrutura mista. Um elemento estrutural é considerado misto quando existe mais de um material funcionando solidariamente em sua secção transversal, ou seja, ambos contribuindo para a resistência global do elemento estrutural.

A interação entre o Betão e o perfil de aço pode se dar por meios mecânicos (conectores, mossas, ressaltos, etc.), por atrito (no caso de formas de aço com cantos reentrantes) ou, em alguns casos, por simples aderência e repartição de cargas (como em pilares mistos sujeitos apenas a força normal de compressão). Uma estrutura mista é formada por um conjunto de sistemas mistos e normalmente empregada na construção de edifícios e pontes.

Dependendo da posição do material na composição do elemento, é possível buscar suas principais características resistentes, otimizando o funcionamento da estrutura de modo a trazer diversas vantagens que justificam a sua utilização. Este conceito existe há muito tempo no universo da construção civil, e apesar do campo das estruturas mistas não ser tão evoluído e conhecido, quando comparado com as estruturas de betão ou puramente metálicas, é notável a evolução que houve nesta área durante o último século, fruto de muitos estudos em diferentes partes do mundo.

A partir dos anos 90, é notável o aumento do número de obras realizadas com estruturas mistas de aço e betão em Moçambique e no resto do mundo, podendo ser encontrada esta temática em planos de estudo de algumas entidades de ensino superior.

2.1.2. Propriedades Mecânicas do Aço Estrutural

As propriedades mecânicas definem o comportamento do aço quando sujeito a esforços mecânicos e determinam sua capacidade de resistir e transmitir estes esforços sem que rompam e sofram deformações excessivas (Rossatto, 2015).

Elasticidade – é a capacidade do material de voltar à forma original após sucessivos ciclos de carga e descarga. A deformação elástica é reversível, ou seja, desaparece quando a tensão é removida. A relação entre a tensão e a deformação linear específica é o módulo de elasticidade.

Plasticidade – é a deformação permanente provocada por tensão igual ou superior ao limite de escoamento. A deformação plástica aumenta a dureza do metal. Este aumento da dureza por deformação plástica é denominado endurecimento por deformação a frio ou encruamento e é acompanhado de elevação do valor do limite de escoamento e do limite de resistência. O encruamento reduz a ductilidade do metal, pois parte da elongação é consumida durante a deformação a frio.

Ductilidade – é a capacidade dos materiais de se deformar plasticamente sem se romper. Pode ser medida por meio do alongamento (ϵ) ou da estrição, que é a redução na área da seção transversal ($\epsilon = \Delta l / l$). Quanto mais dúctil o aço maior é o alongamento antes da ruptura. A ductilidade tem grande importância nas estruturas metálicas, pois permite a redistribuição de tensões locais elevadas. As vigas de aços dúcteis sofrem grandes deformações antes de se romper, o que na prática constitui um aviso da presença de tensões elevadas. Um material não-dúctil, o ferro fundido, por exemplo, não se deforma plasticamente antes da ruptura. Diz-se, no caso, que o material é de comportamento frágil, ou seja, apresenta ruptura frágil.

Tenacidade – é a capacidade que têm os materiais de absorver energia, com deformações elásticas e plásticas. É representada pela área total do diagrama σ - ϵ . Um material dúctil com a mesma resistência de um material frágil vai requerer maior quantidade de energia para ser rompido, sendo, portanto, mais tenaz.

Resiliência – é a capacidade de absorver energia mecânica em regime elástico.

Fragilidade – é o oposto da ductilidade, é quando os aços se tornam frágeis pela acção de diversos agentes, como baixas temperaturas, efeitos térmicos locais causados por soldaduras, etc... É muito perigoso, pois os materiais frágeis rompem sem aviso prévio.

2.1.2.1. Estruturas metálicas

Estruturas metálicas é um método construtivo que oferece várias vantagens: são soluções económicas e resistentes; sua execução é em curto prazo, além de ser um método de construção sustentável. Para que este modelo de construção garanta tais vantagens, este deve ser executado em seguinte a um projecto estrutural bem elaborado e detalhado, em benefício a segurança, conforto e economia. Em conjunto com o detalhamento da estrutura estão as ligações, são elas responsáveis por garantir o equilíbrio da estrutura.

São várias as vantagens na utilização do aço, uma delas e talvez a mais procurada pelos clientes se refere às facilidades construtivas, que aumentam a rapidez da execução do empreendimento, assim satisfazendo as necessidades dos clientes (Lemes, 2019).

Segundo Rossatto (2015), com a percepção das vantagens das estruturas de aço como maior resistência, menor peso da estrutura, capacidade de suportar maiores vãos, perfis estruturais mais esbeltos e, conseqüentemente, maior área útil, esse método construtivo foi tornando-se usual.

Os elementos das estruturas metálicas como: parafusos, conexões e membros estruturais podem ser desmontados, substituídos com facilidade e reutilizados, implicando em uma reciclagem de quase 100%, sem perda de resistência mecânica quando a reutilização. Também tem possibilidade de reaproveitamento do material que não seja mais necessário à construção, eles podem ser vendidos sem a necessidade de qualquer tratamento de reaproveitamento. Outro aspecto importante associado à construção em estrutura metálica é seu carácter menos agressivo ao meio ambiente, actualmente 30% do aço produzido no mundo é procedente de reciclagem, o que torna o aço um aliado à sustentabilidade (Lemes, 2019).

2.1.2.2. Ligações em estruturas metálicas

As ligações numa estrutura têm como função realizar uniões de diferentes naturezas tais como as que decorrem da necessidade de mudança de direcção, como as ligações viga pilar, viga-viga e

entre barras adjacentes. Existem zonas onde ocorrem uniões de elementos lineares que apresentam um comprimento limitado devido à necessidade de transporte e montagem, designadamente as emendas de vigas e pilares. Outras ligações que têm lugar são as que produzem alteração de componente, o que inclui a união da estrutura de aço com outras partes do edifício, como as bases de pilar, uniões a estruturas de betão armado como por exemplo paredes, lajes e coberturas (Marques, 2013).

Ligação é a união entre duas ou mais peças e é de fundamental importância por se responsabilizar pela segurança na construção, tem o objectivo de distribuir de forma equilibrada os esforços na estrutura. Para que o sistema de ligações em uma estrutura metálica contribua para o bom desempenho da mesma, cada ligação deve ser executada mediante um projecto estrutural onde o dimensionamento seja em prol de um sistema económico e seguro (Lemes, 2019).

As ligações apresentam grandes influências no comportamento das estruturas metálicas, é através delas que se definem os mecanismos de transmissão de esforços entre os elementos conectados, ou seja, a escolha do tipo de ligação provoca considerações de projecto que influencia no dimensionamento da estrutura como um todo. Facto que favorece escolher sistemas de ligações favorecendo a economia e segurança (Bergamasco, 2012).

As ligações podem representar um custo elevado dependendo da sua complexidade. O tipo de ligação deve ser elaborado levando em conta principalmente o tipo de montagem que será realizado, pois a dificuldade de ajuste em obra pode gerar atrasos e provocar acidentes durante o processo de união das partes (Goecks, 2011).

De acordo com o Regulamento de Estruturas de Aço para Edifícios (REAE) existem três tipos de ligações, nomeadamente:

- Ligações rebitadas;
- Ligações aparafusadas;
- Ligações soldadas

2.1.2.2.1. Ligações rebitadas

A rebiteagem é a união de peças metálicas por meio de rebites. Consiste, basicamente, em percutir ou pressionar fortemente a cabeça do rebite fazendo com que este se encaixe e forme uma nova cabeça na outra extremidade, para a qual se aplica uma contramatriz. Isto é, realiza-se um recalçamento com a finalidade de unir com forte pressão várias peças metálicas, aprisionando-as entre a cabeça primitiva do rebite e a nova cabeça que se origina.

As rebiteagens podem efectuar-se a frio ou a quente. Se é a quente, introduz-se no orifício o rebite aquecido ao rubro. Uma vez rebitado, arrefece, produzindo-se uma contração, a qual provoca um forte aperto sobre as peças ligadas, aumentando assim a resistência ao deslizamento destas.

As ligações rebitadas, com o passar do tempo caíram em desuso, sendo que actualmente as ligações aparafusadas e soldadas são as amplamente utilizadas em estruturas metálicas.

2.1.2.2.2. Ligações aparafusadas

As ligações aparafusadas são empregadas em grande escala em uniões de partes de estruturas, principalmente nas montagens finais de campo. Os parafusos são formados pela cabeça, pela espiga e pela rosca conforme ilustra a figura 1.

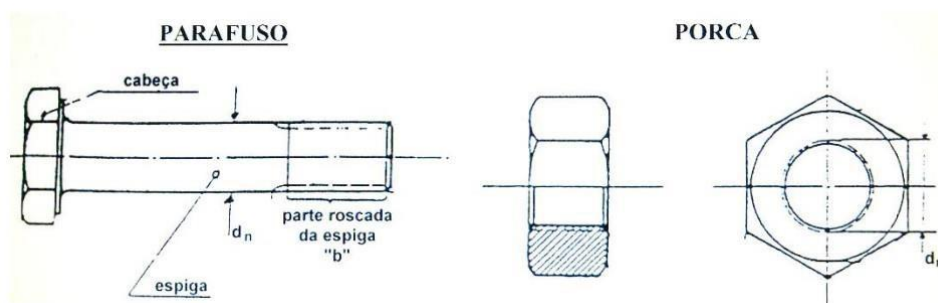


Figura 3: Parafuso e porca

Existem dois tipos de parafusos utilizados na ligação de elementos de estruturas de aço: o primeiro tipo, parafusos comuns ou ordinários, é utilizado em estruturas leves sujeitas a cargas estáticas ou para ligação de elementos secundários. São feitos a partir de aços com baixo teor de carbono. Este é o tipo de ligação mais barato. O segundo tipo, parafusos de alta resistência, são

feitos de aços com teores médios de carbono, laminados a quente e têm resistências à tracção maiores que as dos parafusos ordinários.

A ligação aparafusada pode ser uma ligação aparafusada corrente ou ligação aparafusada pré-esforçada. Na ligação aparafusada corrente não se tira partido da resistência por atrito que se consegue mobilizar entre as faces em contacto das superfícies a ligar. Na segunda, o parafuso é pré-esforçado, em geral por controlo do momento de aperto utilizando por exemplo uma chave dinamométrica.

Vantagens

- a) Economia no consumo de energia, pois, não há a necessidade de equipamentos eléctricos;
- b) Rapidez na fabricação das peças;
- c) Necessidade de poucos montadores sem grandes qualificações;
- d) Melhor resposta às tensões de fadiga;
- e) Rapidez de execução das ligações de campo;
- f) A mão-de-obra utilizada para instalação e inspecção dos parafusos não precisa ser especializada como a utilizada em ligações soldadas.

Desvantagens

- a) Os furos enfraquecem as peças conectadas e, algumas vezes, pode ser necessário reforçar as mesmas;
- b) As ligações são mais complexas do que as ligações soldadas e exigem um trabalho maior de cálculo, detalhamento e fabricação;
- c) Eventual realização de pré-montagem em fábrica para verificação dos furos.

2.1.2.2.3. Ligações soldadas

A ligação por soldadura, consiste em fundir as partes em contacto de modo a provocar coalescência das mesmas, proporcionando entre elas a continuidade do material e consequentemente as características mecânicas e químicas, de mesma forma os esforços os quais a ligação está sujeita.

A utilização de soldadura para ligações metálicas é um processo dentre os outros tipos de ligações, mais simples e leve. Porém essas ligações devem, preferencialmente, serem executadas

em fábricas, para que união de materiais com geometrias complexas e para que a perfeita continuidade entre estes elementos seja precisa. Quando houver a impossibilidade que todas as soldaduras sejam feitas em fábrica, as que forem executadas em campo devem ter um maior controle e cuidado no momento de execução, pois, um problema na soldagem é irreversível podendo resultar em desaprumos, falta de alinhamento e perda de qualidade da ligação (Lemes, 2019).

Vantagens

- a) Economia de material, em algumas estruturas é possível economizar de 15% ou mais de peso do aço;
- b) Estruturas soldadas são mais rígidas, porque os membros estão geralmente soldados directamente um no outro, ao contrário das ligações aparafusadas que são invariavelmente feitas por chapas de ligação ou cantoneiras;
- c) Facilidade de se realizar modificações nos desenhos das peças e de corrigir erros durante a montagem;
- d) Usa uma quantidade menor de peças, e com isso utilizando menor tempo de detalhe e fabricação.

Desvantagens

- a) Redução que a mesma sofre no comprimento devido aos efeitos cumulativos de retracção;
- b) Insuficiência de energia eléctrica no local da montagem para acionar máquinas de soldar;
- c) Exigência de maior análise de fadiga do que as estruturas aparafusadas, podendo reduzir as tensões admissíveis a níveis muito baixos;
- d) Tempo maior de montagem das peças em obra.

2.1.3. Bases de pilares metálicos

As fundações de pilares ou torres em estrutura metálica podem estar submetidas a acções estáticas ou dinâmicas, que solicitam as ancoragens com esforços normais, esforços cortantes e com esforços combinados (normal, cortante e momento flector), Martins (2006).

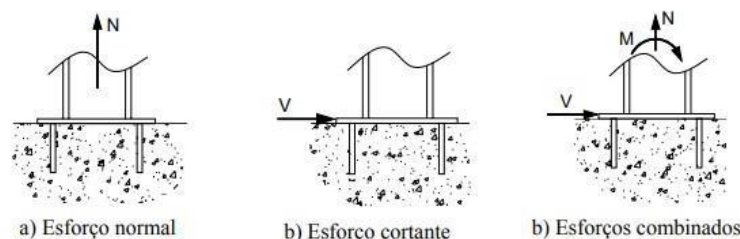


Figura 4: *Esforços actuantes em bases de pilares metálicos* (Fonte: Martins, 2006)

Os elementos que concretizam a ligação são compostos por diferentes materiais, ou seja, os chumbadores, a chapa de base e a secção transversal do pilar são em aço enquanto a fundação e a camada de argamassa de selagem são constituídos por betão e argamassa, respectivamente (Marques, 2013).

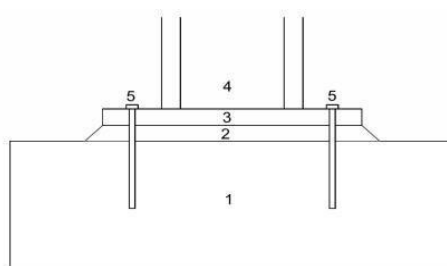


Figura 5: *Composição de uma ligação de base de pilares* (Fonte: Marques, 2013)

Legenda:

- 1- Fundação
- 2 - Argamassa de selagem
- 3 - Chapa de base
- 4 - Perfil do pilar
- 5 – Chumbadores

2.1.4. Conectores de em estrutura Mistas

2.1.4.1. Conectores (Sistema de Ancoragem)

A necessidade de ancoragem de determinados elementos metálicos a estruturas de betão armado pode surgir devido a razões que vão desde a remodelação de estruturas até uma maior viabilidade destas soluções em termos construtivos. Independentemente da causa que leva ao recurso deste tipo de soluções, é necessário que se disponha de ferramentas que permitam avaliar de forma

expedita e suficientemente rigorosa o seu comportamento estrutural. A existência de esforço transversal e de flexão nas vigas gera esforços de escorregamento entre os dois materiais, resistidos pelos conectores de corte e relacionados com a distribuição de tensões/extensões na secção transversal dos elementos estruturais.

Como para grande parte dos problemas de engenharia, existe um leque de soluções, limitadas apenas pela capacidade técnica e inventiva do homem, convém desde já restringir o estudo a soluções em que são ancorados elementos metálicos a blocos resistentes de betão armado tal como no exemplo da figura 6.

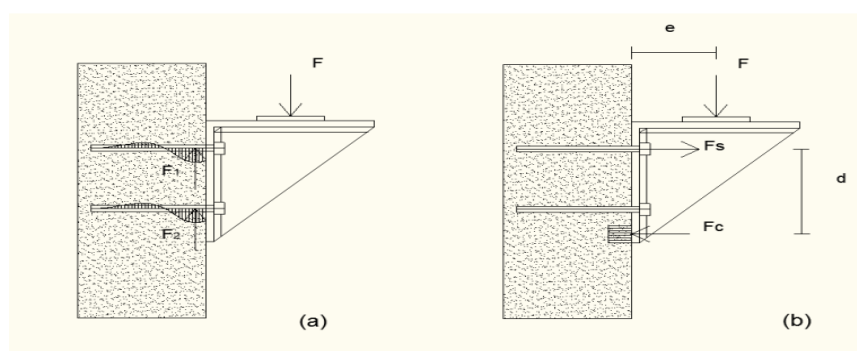


Figura 6: *Transmissão de cargas ao betão por meio de ancoragem com buchas*

Onde:

- (a) - Equilíbrio de forças verticais,
- (b) - Equilíbrio de momentos resultante da excentricidade (e) da força F

Soluções estruturais mistas betão/aço surgem na base dos pressupostos que originaram o betão armado, já por si uma solução mista, que alia a viabilidade económica à compatibilidade e complementaridade dos dois materiais, que utilizados de forma racional permitem a execução de estruturas eficientes. No entanto, a interacção destes materiais é de extrema complexidade dado que as suas características físicas apresentam grandes disparidades. Este facto implica que nas interfaces surjam zonas de cargas concentradas onde o “limite elástico” do betão é ultrapassado e se entre num regime “plástico”. Desprezar a capacidade de deformação plástica do betão e a consequente redistribuição de tensões seria bastante penalizador, especialmente em zonas onde existe um confinamento da zona comprimida.

É portanto necessário recorrer a uma análise não linear dos materiais, principalmente do betão, para o dimensionamento das soluções de ancoragem, obtendo assim um aproveitamento mais efectivo da sua capacidade resistente, salvaguardando que todos os modos de rotura sejam analisados de modo a garantir a segurança estrutural.

Sendo o betão um material complexo a nível do seu comportamento mecânico, cujas propriedades têm uma variação de grande amplitude, devido a fenómenos conhecidos difíceis de modelar, como é o caso da fissuração, da sua não homogeneidade, anisotropia e a incerteza relativa aos estados multi-axiais de tensão, uma análise numérica precisa do seu comportamento é utópica. Contudo convém utilizar modelos que, com segurança adequada, nos permitam encontrar soluções fiáveis e económicas.

2.1.4.1.1. Sistemas de fixação e mecanismos de transferência de carga

O estado da arte neste tipo de ligações, que possibilitam a ancoragem de um elemento metálico ao betão armado, remete para o uso de ancoragens com recurso a buchas ou varões de aço.

Podem-se dividir os sistemas de fixação em pré-instalações e pós-instalações, dos quais apenas irão ser abordados os sistemas de pós-instalação, devido ao âmbito do presente estudo. Interessam apenas as soluções de instalação de sistemas de fixação posteriores à construção do elemento de betão armado.

Segundo Eligehausen, os tipos correntes de fixação utilizados em pós-instalações podem ser colocados em buracos perfurados (drill installations), ou cravados directamente no betão recorrendo à energia de impacto ou de rotação (direct intalations) através de ferramentas apropriadas.

Através da utilização de perfuradoras são abertos orifícios onde posteriormente são colocadas as ancoragens mecânicas (fig.7), de expansão radial por aperto (a) ou expansão da parte inferior da ancoragem (b), ou utilizados adesivos químicos/cimentícios para a adesão das ancoragens ao material de base (c). No caso das barras roscadas (c) (threaded rod) pode ser perfurado um orifício de menor diâmetro onde é forçada a entrada por rotação e aperto da barra.

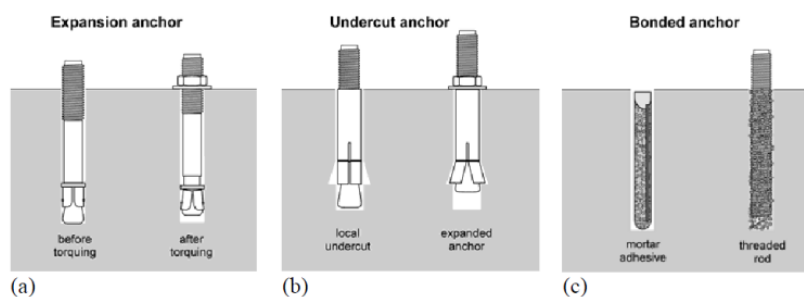


Figura 7: Tipos de sistemas de fixação de pós-instalação (Fonte: R. Eligehausen)

No que diz respeito à transferência de cargas de tracção estes sistemas de ancoragem podem ser subdivididos essencialmente por três mecanismos: a aderência superficial (a), encaixe (b) e atrito (c), representados na figura 8.

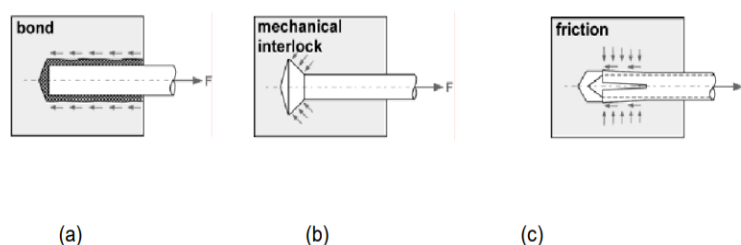


Figura 8: Mecanismos de transferência de forças de tracção (Fonte: R. Eligehausen)

2.1.4.2. Conectores de cortes em elementos estruturais Mistos

Os conectores de corte podem ser diferenciados em dois aspetos principais: O seu grau de conexão (interação nula, parcial ou total) e o seu comportamento quando solicitados (rígido ou flexível). Os conectores de interação nula são os que são insuficientes no que diz respeito a resistência dos esforços de escorregamento, ou seja, fazem o elemento se comportar como se as duas matérias estivessem funcionando separadamente.

As conexões são consideradas parciais quando ocorre escorregamento relativo ao nível da ligação aço-betão, e por isso existem pequenas descontinuidades no diagrama de tensões/extensões. Em consequência, a seção transversal apresenta dois pontos de tensão nula, afetando a distribuição do fluxo de corte longitudinal na conexão e a deformabilidade das vigas

(Alva & Malite, 2005). Se o número de conectores for o bastante para resistir ao corte, mesmo após sofrerem deformação, permitindo a viga a chegar na sua resistência máxima e obtendo escorregamento mínimo, é considerada uma conexão de interação total (Calado & Santos, 2010).

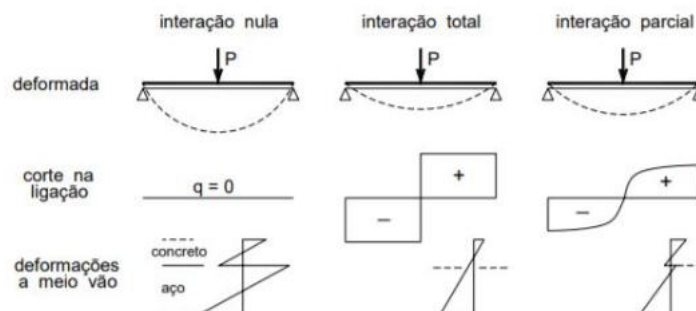


Figura 9: Tipos de interação aço-betão (Alva & Malite, 2005)

O gráfico da Figura: 5, mostra a relação força-escorregamento nos conectores de corte quando solicitados. Conectores rígidos são aqueles que apresentam características frágeis na sua rotura, sem a possibilidade de deformação antes de romper, e os conectores flexíveis são aqueles que apresentam rotura dúctil e possuem grande capacidade de deformação ainda resistindo (da Silva, 2013) aos esforços induzidos pelo escorregamento existente.

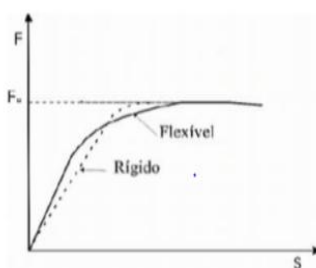


Figura 10: Gráfico força-escorregamento em diferentes tipos de conectores de corte (Sales, 2014)

Um fenómeno importante quando se trata da conexão de corte em vigas/lajes mistas é relacionado ao deslocamento entre os dois materiais devido à solicitação destes, conhecido como “uplift”. Este efeito é consequência da torção no elemento, da presença de elementos com secção variável no seu comprimento ou da existência de cargas suspensas em um dos dois materiais, mas normalmente não condiciona o dimensionamento, por contabilizar por volta de 10% dos esforços exercidos pelo escorregamento (Calado & Santos, 2010).

A tipologia e a forma dos conectores utilizados são escolhidas de forma a resistir aos esforços induzidos na conexão aço-betão. Os conectores podem ser do tipo soldados ou cravados, cada um com suas vantagens e desvantagens, sendo mais utilizado atualmente o do tipo “Stud” por ser muito eficiente e ser o único no domínio da EN1994 (CEN, EN1994-1-1, 2004). Exemplos de conexões de corte em vigas/lajes mistas são mostrados na Figura 6.

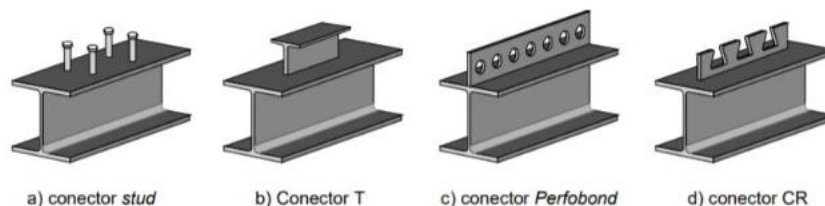


Figura 11 :*Exemplos de conectores de corte* (Cruz, Valente, Veríssimo, Paes, & Fakury)

2.2. Processo do Dimensionamento Estrutural

Para realizar o projecto estrutural deve ser efectuada uma análise do projecto arquitectónico, fazendo a escolha dos tipos de perfis que serão utilizados e do tipo de ligação que os elementos terão entre si. Deve-se ter muito cuidado com esta fase do projecto, pois algum erro pode causar um prejuízo económico (Rossatto, 2015).

A disposição dos elementos estruturais é de extrema importância para a segurança da edificação e deve estar compatibilizado com o projecto arquitectónico.

2.2.1. Estrutura Metalica

Segundo o REAE, os perfis e chapas a utilizar nos elementos estruturais devem satisfazer as condições estabelecidas nas respectivas normas portuguesas e os aços que os constituem devem, em geral, ser dos tipos *Fe 360*, *Fe 430* e *Fe 510* cujos valores característicos da tensão de cedência a adoptar são: *235 MPa*, *275 MPa* e *355 MPa*, respectivamente.

Os valores das constantes elásticas a considerar para o aço são:

- Módulo de elasticidade: $E = 2,06 \times 10^5$ MPa
- Coeficiente de Poisson: $\nu = 0,3$
- Módulo de distorção: $G = 0,8 \times 10^5$ MPa

O dimensionamento deve considerar o estado limite último (ELU) e o estado limite de serviço (ELS). Os estados limites últimos relacionam a segurança da estrutura sujeita as combinações mais desfavoráveis previstas durante sua vida útil, e os estados limites de serviço estão relacionados com o desempenho da estrutura sob condições normais de serviço, ou seja, condições de aparência e conforto.

Para a verificação da estrutura, pelo estado limite último, a resistência de cálculo de cada componente da estrutura deve ser igual ou superior a solicitação de cálculo, ou seja:

- $\sigma_{sd} \leq \sigma_{rd}$ para as tensões normais;
- $\tau_{sd} \leq \tau_{rd}$ para as tensões tangenciais;

Em que:

- ✓ σ_{sd}, τ_{sd} - Valores de cálculo das tensões actuates;
- ✓ σ_{rd}, τ_{rd} - Valores de cálculo das tensões resistentes;

Os valores de cálculo das tensões resistentes são dadas por:

$$\sigma_{rd} = f_{yd}$$

$$\tau_{rd} = \frac{1}{\sqrt{3}} f_{yd}$$

Em que; f_{yd} é o valor de cálculo da tensão de cedência (ou da tensão limite convencional de proporcionalidade a 0,2%)

Tipo de aço	f_{yd} [MPa]	$\frac{1}{\sqrt{3}} f_{yd}$ [MPa]
Fe 360	235	135
Fe 430	275	160
Fe 510	355	205

Tabela 1: Valores de cálculo das tensões resistentes

2.2.2. Estrutura em Betão-Armado

Para Bastos (2006), nas construções de betão armado os elementos estruturais mais importantes são as lajes, as vigas e os pilares, independente do porte da edificação. Há também outros elementos, como por exemplo: blocos e sapatas de fundação, muros de suporte, vigas-parede, escadas, entre outros.

➤ Lajes e vigas

As lajes são elementos estruturais que têm a função básica de receber as cargas de utilização das edificações, aplicadas nos pisos, a transmiti-las às vigas. Araújo (2010). 11 As lajes recebem a maioria das cargas da edificação, que geralmente são provenientes de: pessoas, móveis, máquinas, equipamentos, paredes, veículos, e outros diversos tipos de cargas que podem haver conforme a finalidade arquitectónica do espaço que a laje faz parte. Bastos (2021)

Bastos (2017) diz que os engenheiros e arquitectos preferem que as vigas fiquem embutidas nas paredes divisórias, para não serem perceptíveis visualmente. Para isso, a largura das vigas é escolhida de acordo com a largura final da parede, que vai depender do tipo de alvenaria a ser utilizada e da espessura da argamassa de revestimento dos dois lados da parede.

Já a altura das vigas depende de vários factores, os mais importantes são: o vão, o carregamento e a resistência do betão. Essa altura deve garantir a resistência mecânica e baixa deformidade da peça. As vigas podem também fazer parte da estrutura de contraventamento, auxiliando na rigidez global da estrutura e na transmissão das acções horizontais aos pilares.

NB: Para a verificação das condições de resistência devem ser consideradas duas verificações fundamentais.

1.^a Verificação - Estados Limite de Deformação

2.^a Verificação - Estados Limite Últimos

Sendo que as lajes a serem consideradas são as maciças, foi dada a devida atenção somente a este tipo de laje segundo (REBAP).

Tipos de aços ordinário a considerar: A235, A400 e A500.

➤ **Pilar**

Os pilares têm função de receber as acções actuantes nos diversos níveis da edificação e transmiti-las para as fundações. Os pilares, juntamente com as vigas, formam os pórticos, que resistem às acções horizontais e verticais e garantem a estabilidade da estrutura. Scadelai e Pinheiro (2005).

Os pilares podem ser classificados de acordo com o tipo de encontro entre estes elementos:

- Pilares Internos: localizam-se principalmente na região interna do pavimento. O encontro acontece com vigas em apenas um eixo ou em dois eixos do pilar, de modo continuado. Desta maneira, os efeitos de flexão são geralmente reduzidos, podendo se considerar apenas compressão simples
- Pilares de Borda ou de Extremidade: localizam-se na extremidade do pavimento, nas regiões intermediárias. O encontro ocorre com vigas nos dois eixos do pilar, em forma de “T”, gerando um carregamento excêntrico em um dos eixos. Deste modo, os efeitos de flexão neste eixo são mais relevantes, podendo se considerar a flexão composta.
- Pilares de Canto: localizam-se nos cantos do pavimento. O encontro se dá com vigas nos dois eixos do pilar, em forma de “L”, gerando um carregamento excêntrico nos mesmos. Assim, deve-se considerar a flexão oblíqua.

- Pré-dimensionamento de pilares

As dimensões dos pilares são, numa 1.^a fase, estimadas a partir do valor da carga axial, a qual pode ser rapidamente apreciada. Contudo, a presença de momentos nos pilares causa, em geral, um aumento da área assim determinada (apenas com base na 17 carga axial), apesar dos coeficientes correctivos que se possam usar. Esta diferença cresce em função da severidade das acções horizontais, como o sismo.

O pré-dimensionamento dos pilares é, efectuado a partir da verificação de segurança de peças sujeitas à compressão simples, comparando os esforços actuantes N_{sd} , com os esforços resistentes, N_{rd} .

➤ Fundações

Fundações são elementos estruturais cuja função é transmitir as acções actuantes na estrutura à camada resistente do solo. (Gerson 2007)

Fundações superficiais

Elemento de fundação em que a acção é transmitida predominantemente pelas pressões distribuídas sob a base da fundação, e em que a profundidade de assentamento em relação ao terreno adjacente é inferior a duas vezes a menor dimensão da fundação. (Gerson 2007)

As fundações superficiais mais comuns são a Sapatas e o Ensoleiramento.

As sapatas podem ser rígidas ou flexíveis, sendo as sapatas rígidas as mais preferidas em engenharia civil.

Onde:

H – Espessura da sapata

v – Balanço da sapata

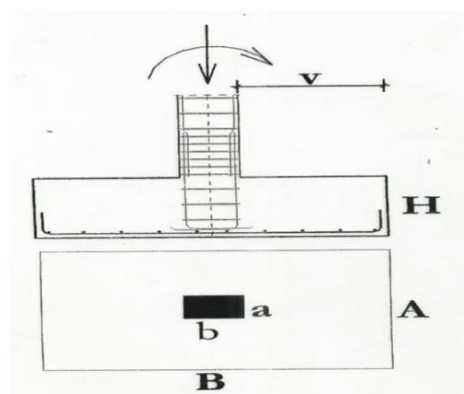


Figura 12: Sapata rígida.(Fonte: Apontamentos de betão)

3. Caso de estudo

Escritório, do latim *scriptoriū*, pode referir-se tanto ao **local** (a divisão de uma habitação ou de uma empresa) onde se exercem **atividades administrativas**, quanto ao **mobiliário** (escrivaninha ou secretária com estantes) utilizado para esse fim. Pode ter várias formas de organização e de distribuição do espaço consoante a quantidade de trabalhadores e a função de cada um.

Durante o período de estágio foram impostos diversos desafios, desde a gestão de obra até ao dimensionamento hidráulico, por sinal do mesmo edifício em causa. Das diversas actividades, surgiu a necessidade do redimensionamento da estrutura a executar de modo a garantir maior segurança e fiabilidade em relação aos elementos a serem executados.

Tratando-se uma estrutura mista, assunto novo no quis respeito ao dimensionamento, o desafio foi encarado da melhor forma devido as dificuldades atravessadas no âmbito académico, sendo está uma forma de melhor aperfeiçoar e ir a busca de melhores conhecimentos

Devido a complexidade da estrutura e o curto período de tempo para o seu dimensionamento, foi necessário para além do cálculo manual, o uso de alguns softwares do modo a facilitar o processo e melhorar o conteúdo no que diz respeito a pecas desenhadas.

3.1.Memória de Calculo

3.1.1. Acções a Considerar

Processo de identificação e quantificação de acções actuates constitui uma fase determinante no projecto de qualquer estrutura. Para uma adequada definição das situações de projecto, e combinações de acções associadas, é fundamental uma correcta classificação das acções. As acções podem ser classificadas de acordo com a sua variação no tempo em:

Acções permanentes

Para o aço e betão de inertes correntes podem adoptar-se os seguintes valores de pesos volúmicos:

✓ Aço	77 kN/m ³
✓ Betão simples	24 kN/m ³
✓ Betão armado e pré-esforçado	25 kN/m ³

Acções variáveis

- ✓ Sobrecargas de utilização
- ✓ Vento
- ✓ Sismo

3.1.2. Combinação de acções

3.1.2.1. Verificação da Segurança em Relação aos Estados Limites Últimos (ELU)

A verificação da segurança em relação aos estados limites últimos que não envolvam perda de equilíbrio ou fadiga, quando feita em termos de esforços, consiste em respeitar a condição:

$$S_d = R_d$$

- S_d – valor de cálculo do esforço atuante;
- R_d – valor de cálculo do esforço resistente.

Os valores de cálculo dos esforços atuantes para a verificação da segurança, no caso de se poder considerar linear a relação entre as acções e os esforços, devem ser obtidas considerando as regras de combinação seguintes:

✓ Combinações fundamentais

$$S_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} S_{Gik} + \gamma_q \left[S_{Q1k} + \sum_{j=2}^n \psi_{0j} S_{Qjk} \right]$$

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

$$S_d = \sum_{i=1}^m S_{Gik} + \gamma_q S_{Ek} + \sum_{j=1}^n \psi_{2j} S_{Qjk}$$

✓ Combinações Acidentais

$$S_d = \sum_{i=1}^m S_{Gik} + S_{Fa} + \sum_{j=1}^n \psi_{2j} S_{Qjk}$$

Em que:

Esforço resultante de uma ação permanente;

- S_{Qjk} – Esforço resultante de uma ação variável distinta da ação base;
- S_{Q1k} – Esforço resultante da ação variável considerada como ação de base da combinação (SEk no caso da ação sísmica);
- S_{Fa} – Esforço resultante de uma ação accidental;
- γ_{gi} - Coeficiente de segurança relativo às ações permanentes;
- γ_q - Coeficiente de segurança relativo às ações variáveis;
- ψ_{0j}, ψ_{2j} – coeficientes ψ correspondentes à ação variável de ordem j.

Nas combinações fundamentais, salvo indicação expressa pelos regulamentos relativos aos diferentes tipos de estruturas e de materiais, devem ser tomados os valores a seguir indicados:

- $\gamma_g = 1,5$ - no caso de a ação permanente em causa ter efeitos desfavorável;
- $\gamma_g = 1,0$ - em caso contrário;
- $\gamma_g = 1,5$ - para todas as ações variáveis.

3.1.2.2. Verificação da Segurança em Relação aos Estados Limites de Utilização (ELS)

A verificação da segurança em relação aos estados limites de utilização deve ser efectuada, em geral, em termos dos parâmetros que definem esses estados limites e adoptando valores unitários para os coeficientes de segurança. O pré-dimensionamento é feito tendo em conta o estipulado nos artigos 72º e 73º do REBAP, relativo a deformação.

✓ **Combinações Raras (Estados limites de muito curta duração):**

$$S_d = \sum_{i=1}^m S_{Gik} + S_{Q1k} + \sum_{j=2}^n \psi_{1j} S_{Qjk}$$

✓ **Combinações Frequentes (Estados limites de curta duração):**

$$S_d = \sum_{i=1}^m S_{Gik} + \psi_{11} S_{Q1k} + \sum_{j=1}^n \psi_{2j} S_{Qjk}$$

✓ **Combinações Quase-Permanentes (Estados limites de longa duração):**

$$S_d = \sum_{i=1}^m S_{Gik} + \sum_{j=1}^n \psi_{2j} S_{Qjk}$$

Em que:

- S_{Gik} – esforço resultante de uma ação permanente;
- S_{Qjk} – esforço resultante de uma ação variável distinta da ação base;
- S_{Q1k} – esforço resultante da ação variável considerada como ação de base da combinação (S_{Ek} no caso da ação sísmica);
- ψ_{0j}, ψ_{2j} – coeficientes ψ correspondentes à ação variável de ordem j .

Acção	Coeficiente ψ		
	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Temperatura	0.60	0.50	0.00
Vento	0.60	0.20	0.00
Sobrecarga	0.70	0.60	0.40

Tabela 2 Valores dos coeficientes de redução das acções variáveis (Fonte:RSA,1989)

Dimensionamento dos elementos intermédios

Faz-se o dimensionamento dos elementos estruturais intermédios laje e viga, considerados elementos de betão. Para o seu dimensionamento foram usados instrumentos como REBAP, RSA e Tabelas.

1. Dimensionamento da laje do piso intermedio

Neste capítulo, faz-se o dimensionamento do elemento Laminar (laje), dando a conhecer os sistemas de apoios, dimensões dos vãos, as espessuras, etc. devido a similaridade dos painéis foram considerados apenas cinco básicos e críticos, padronizando desse modo os demais painéis.

Segue-se o devido dimensionamento:

i) Espessura da laje

Determinação das especificações da laje mediante as condições impostas

Painel 1

$$\frac{l_{maior}}{l_{menor}} = \frac{5,94}{5,66} = 1,05 < 2 \rightarrow \text{Armada em cruz}$$

Pelo artigo 102 do Rebap

$$\frac{l_i}{h} \leq 30\eta$$

$$h = \frac{l_i}{30\eta} = \frac{0,6 \times 5,66}{30 \times 1}$$

$$h \geq 0,113 \text{ m}$$

onde:

$$\eta = 1 \text{ (A400)}$$

$$l_i = \alpha \times l (\alpha = 0,60)$$

Painel 2

$$\frac{l_{maior}}{l_{menor}} = \frac{5,99}{5,66} = 1,06 < 2 \rightarrow \text{Armada em cruz}$$

Pelo artigo 102 do Rebap

$$\frac{l_i}{h} \leq 30\eta$$

$$h = \frac{l_i}{30\eta} = \frac{0,6 \times 5,66}{30 \times 1}$$

$$h \geq 0,113 \text{ m}$$

onde:

$$\eta = 1 \text{ (A400)}$$

$$l_i = \alpha \times l (\alpha = 0,60)$$

Painel L3

$$\frac{l_{maior}}{l_{menor}} = \frac{5,94}{5,66} = 1,06 < 2 \rightarrow Armada em cruz$$

Pelo artigo 102 do Rebap

$$\frac{li}{h} \leq 30\eta$$

$$h = \frac{li}{30\eta} = \frac{0,6 \times 5,66}{30 \times 1}$$

$$h \geq 0,113 \text{ m}$$

onde:

$$\eta = 1 \text{ (A400)}$$

$$li = \alpha \times l (\alpha = 0,60)$$

Painel L16

$$\frac{l_{maior}}{l_{menor}} = \frac{5,94}{5,66} = 1,05 < 2 \rightarrow Armada em cruz$$

Pelo artigo 102 do Rebap

$$\frac{li}{h} \leq 30\eta$$

$$h = \frac{li}{30\eta} = \frac{0,6 \times 5,837}{30 \times 1}$$

$$h \geq 0,117 \text{ m}$$

onde:

$$\eta = 1 \text{ (A400)}$$

$$li = \alpha \times l (\alpha = 0,60)$$

Painel L17

$$\frac{l_{maior}}{l_{menor}} = \frac{5,94}{5,66} = 1,05 < 2 \rightarrow Armada em cruz$$

Pelo artigo 102 do Rebap

$$\frac{li}{h} \leq 30\eta$$

$$h = \frac{li}{30\eta} = \frac{0,6 \times 5,837}{30 \times 1}$$

$$h \geq 0,117 \text{ m}$$

onde:

$$\eta = 1 \text{ (A400)}$$

$$li = \alpha \times l (\alpha = 0,60)$$

✓ Deste modo adopta-se a Adoptar a maior espessura

Laje H=0,12m

$$d = H - C - \frac{\phi l}{2}$$

$$d = 12 - 2,5 - \frac{1}{2}$$

$$d = 9 \text{ cm} = 0,09 \text{ m}$$

onde:

$$C = 3 - 0,5 = 2,5 \text{ cm}$$

Para Ambiente
Moderadamente Agressivo,
segundo Rebap, Artigo 78

$$\phi l = 10 \text{ mm}$$

ii) Acções a Considerar

- **Permanentes**

$$P.Proprio = \gamma h = 25 \times 0,12 = 3 \text{ KN/m}^2$$

$$Revestimentos = 1,5 \text{ KN/m}^2$$

- **Sobrecargas**

$$SC = 3 \text{ KN/m}^2 \text{ (Para escritórios, segundo o artigo 35 do RSA)}$$

iii) Combinações de acções

$$Q_{sd} = 1,5 \times G + 1,5 \times SC$$

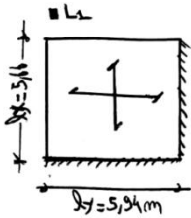
$$Q_{sd} = 1,5 \times (3 + 1,5) + 1,5 \times 3$$

$$Q_{sd} = 11,25 \text{ KN/m}^2$$

iv) Cálculo dos esforços

Todos os cálculos dos esforços aqui considerados foram feitos considerando a tabela de marcos.

• **Caso 3, L1**



$$\frac{l_{maior}}{l_{menor}} = \frac{5,94}{5,66} = 1,05$$

$$M_x = \frac{q_x l_x^2}{m_x} = \frac{11,25 \times 5,66^2}{33,81} = 10,66 \text{ KNm/m}$$

$$M_x = \frac{q_x l_x^2}{m_x} = \frac{11,25 \times 5,66^2}{14,58} = -24,72 \text{ KNm/m}$$

$$M_y = \frac{q_x l_x^2}{m_y} = \frac{11,25 \times 5,66^2}{37,27} = 9,67 \text{ KNm/m}$$

$$M_y = \frac{q_x l_x^2}{m_y} = \frac{11,25 \times 5,66^2}{16,08} = -22,41 \text{ KNm/m}$$

onde:

$$K_x = 0,549$$

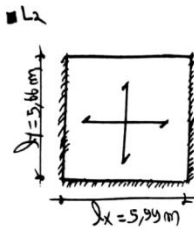
$$m_x = 33,81$$

$$m_x = 14,58$$

$$m_y = 37,27$$

$$m_y = 16,08$$

• **Caso 5, L2**



$$\frac{l_{maior}}{l_{menor}} = \frac{5,66}{5,99} = 0,945$$

$$M_x = \frac{11,25 \times 5,66^2}{47,86} = 7,53 \text{ KNm/m}$$

$$M_x = \frac{11,25 \times 5,66^2}{19,37} = -18,61 \text{ KNm/m}$$

$$M_y = \frac{11,25 \times 5,66^2}{49,06} = 7,35 \text{ KNm/m}$$

onde:

$$K_x = 0,62$$

$$m_x = 47,86$$

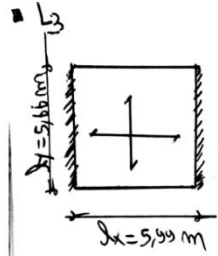
$$m_x = 19,37$$

$$m_y = 49,06$$

$$m_y = 13,30$$

$$M_y = \frac{11,25 \times 5,66^2}{13,30} = -27,1 \text{ KNm/m}$$

• **Caso 4, L3**



$$\frac{l_{maior}}{l_{menor}} = \frac{5,66}{5,99} = 0,945$$

$$M_x = \frac{11,25 \times 5,99^2}{39,70} = 10,17 \text{ KNm/m}$$

$$X_x = -\frac{11,25 \times 5,99^2}{14,95} = -27 \text{ KNm/m}$$

$$M_y = \frac{11,25 \times 5,99^2}{52,78} = 7,65 \text{ KNm/m}$$

onde:

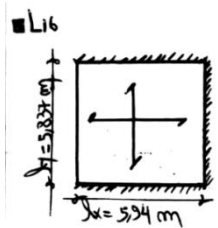
$$K_x = 0,803$$

$$m_x = 39,70$$

$$n_x = X_x = 14,95$$

$$m_y = 52,78$$

• **Caso 5, L16**



$$\frac{l_{maior}}{l_{menor}} = \frac{5,837}{5,94} = 0,98$$

$$M_x = \frac{11,25 \times 5,94^2}{45,55} = 8,71 \text{ KNm/m}$$

$$X_x = -\frac{11,25 \times 5,94^2}{18,50} = -21,46 \text{ KNm/m}$$

$$M_y = \frac{11,25 \times 5,94^2}{50,04} = 7,93 \text{ KNm/m}$$

$$X_y = \frac{11,25 \times 5,94^2}{23,70} = -16,75 \text{ KNm/m}$$

onde:

$$K_x = 0,648$$

$$m_x = 45,55$$

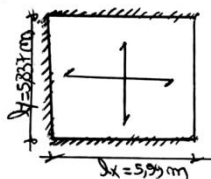
$$m_x = 18,50$$

$$m_y = 50,04$$

$$m_y = 23,70$$

• **Caso 5, L17**

■ L17



$$\frac{l_{maior}}{l_{menor}} = \frac{5,837}{5,99} = 0,97$$

$$M_x = \frac{11,25 \times 5,99^2}{46,29} = 8,72 \text{ KNm/m}$$

$$X_x = -\frac{11,25 \times 5,99^2}{18,78} = -21,3 \text{ KNm/m}$$

$$M_y = \frac{11,25 \times 5,99^2}{49,80} = 8,11 \text{ KNm/m}$$

$$X_y = -\frac{11,25 \times 5,99^2}{23,56} = -17,13 \text{ KNm/m}$$

onde:

$$K_x = 0,639$$

$$m_x = 46,29$$

$$m_y = 18,78$$

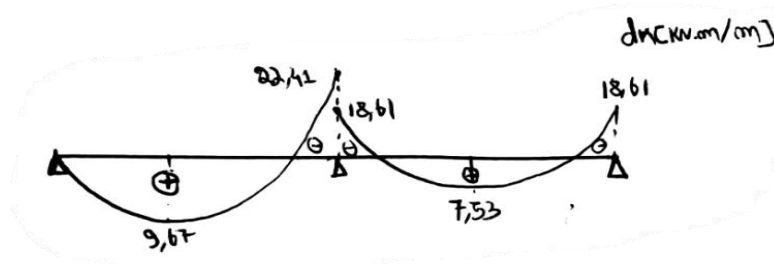
$$m_y = 49,80$$

$$m_y = 23,56$$

v) **Correcção dos momentos entre os painéis**

Direcção X-X

- Entre os painéis 1 e 2.

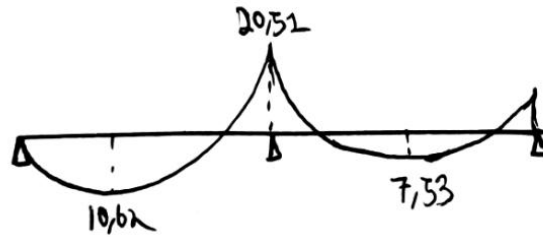


$$M_{x(1-2)} \begin{cases} \frac{M_1 + M_2}{2} = \frac{22,41 + 18,61}{2} = 20,51 \text{ KNm/m} \\ 0,8 \times M_{max} = 0,8 \times 22,41 = 17,93 \text{ KNm/m} \end{cases}$$

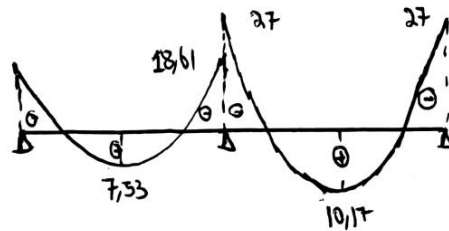
$$\frac{\Delta M}{2} = \frac{22,41 - 20,51}{2} = 0,95 \text{ KNm/m}$$

$$M_1^+ = 9,67 + 0,95 = 10,62 \text{ KNm/m}$$

$$M_2^+ = 7,53 \text{ KNm/m}$$



- Entre os painéis 2 e 3



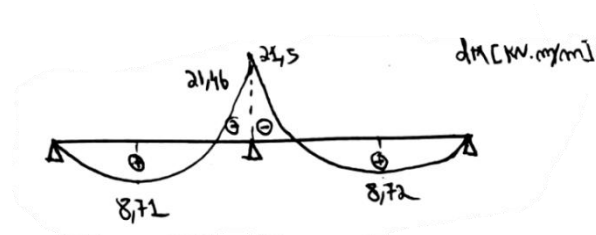
$$M_{x(2-3)} \begin{cases} \frac{M_2 + M_3}{2} = \frac{18,61 + 27}{2} = 22,31 \text{ KNm/m} \\ 0,8 \times M_{max} = 0,8 \times 27 = 21,6 \text{ KNm/m} \end{cases}$$

$$\frac{\Delta M}{2} = \frac{27 - 22,81}{2} = 21 \text{ KNm/m}$$

$$M_2^+ = 7,53 \text{ KNm/m}$$

$$M_3^+ = 10,17 + 2,1 = 12,27 \text{ KNm/m}$$

- Entre os painéis 16 e 17



$$M_{x(16-17)} \begin{cases} \frac{M_{16} + M_{17}}{2} = \frac{21,46 + 21,5}{2} = 21,48 \text{ KNm/m} \\ 0,8 \times M_{max} = 0,8 \times 21,5 = 17,2 \text{ KNm/m} \end{cases}$$

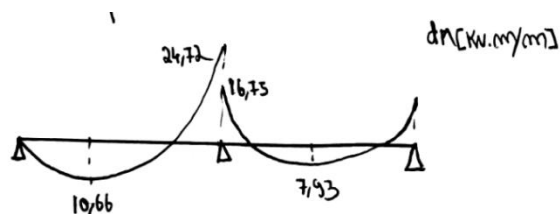
$$\frac{\Delta M}{2} = \frac{21,5 - 21,48}{2} = 0,01 \text{KNm/m}$$

$$M_{16}^+ = 8,71 \text{KNm/m}$$

$$M_{17}^+ = 8,71 + 0,01 = 8,73 \text{KNm/m}$$

Direcção Y-Y

- Entre os painéis 1 e 16.



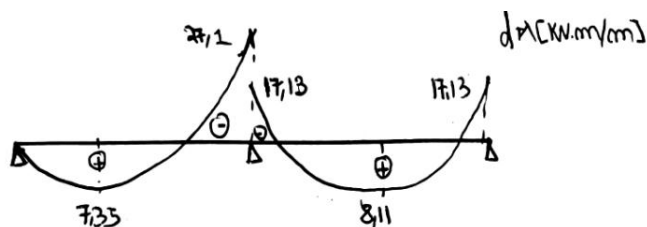
$$M_{x(1-16)} \begin{cases} \frac{M_1 + M_{16}}{2} = \frac{24,72 + 16,75}{2} = 20,74 \text{KNm/m} \\ 0,8 \times M_{max} = 0,8 \times 24,72 = 19,78 \text{KNm/m} \end{cases}$$

$$\frac{\Delta M}{2} = \frac{24,72 - 20,74}{2} = 2 \text{KNm/m}$$

$$M_1^+ = 10,66 + 2 = 12,66 \text{KNm/m}$$

$$M_{16}^+ = 7,93 \text{KNm/m}$$

- Entre os painéis 2 e 17



$$M_{x(2-17)} \begin{cases} \frac{M_2 + M_{17}}{2} = \frac{27,1 + 17,13}{2} = 22,12 \text{KNm/m} \\ 0,8 \times M_{max} = 0,8 \times 27,1 = 21,68 \text{KNm/m} \end{cases}$$

$$\frac{\Delta M}{2} = \frac{27,1 - 22,12}{2} = 2,49 \text{KNm/m}$$

$$M_2^+ = 7,35 + 2,49 = 9,84 \text{ KNm/m}$$

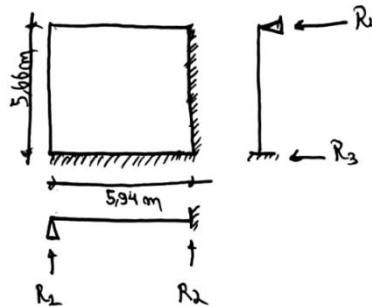
$$M_{17}^+ = 8,11 \text{ KNm/m}$$

2. Dimensionamento de vigas

Devido a complexidade estrutural, como mencionando inicialmente, foram consideradas vigas altas para melhor segurança e transmissão de esforços, deste modo segue-se o dimensionamento das mesmas.

I) Reacção nas vigas

- **Painel 1**



$$q_x = 1 - 0,549 = 0,451$$

$$Q_x = q_x \cdot Q = 0,451 \times 11,25 = 5,08 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_y = 0,549 \times 11,25 = 6,17 \text{ KN/m}^2$$

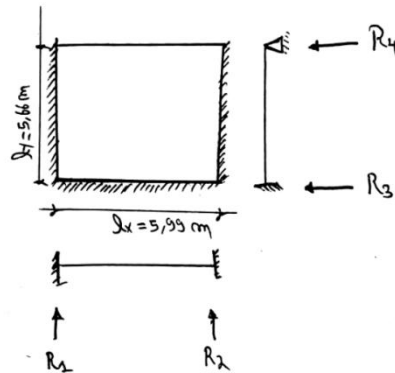
$$R_1 = \frac{3}{8} \times 5,08 \times 5,94 = 11,32 \text{ KN/m}$$

$$R_2 = \frac{5}{8} \times 5,08 \times 5,94 = 18,86 \text{ KN/m}$$

$$R_3 = \frac{5}{8} \times 6,17 \times 5,66 = 21,83 \text{ KN/m}$$

$$R_4 = \frac{3}{8} \times 5,08 \times 5,94 = 13,1 \text{ KN/m}$$

- **Painel 2**



$$Q_x = q_x \times Q = 0,62 \times 11,25 = 6,975 \text{ KN/m}^2$$

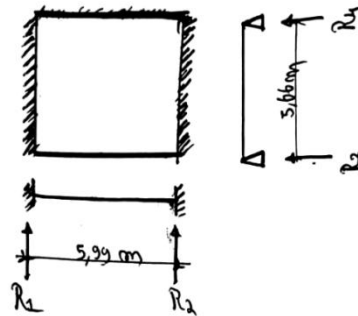
$$Q_y = 11,25 \times 6,975 = 4,275 \text{ KN/m}^2$$

$$R_{1,2} = \frac{6,975 \times 5,99}{8} = 20,89 \text{ KN/m}$$

$$R_3 = \frac{5}{8} \times 4,275 \times 5,66 = 15,12 \text{ KN/m}$$

$$R_4 = \frac{3}{8} \times 5,08 \times 5,94 = 9,07 \text{ KN/m}$$

- **Painel 3**



$$q_x = 0,803$$

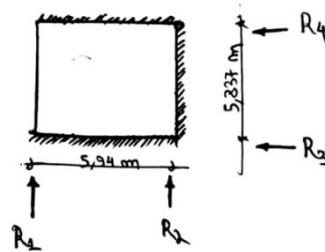
$$Q_x = q_x \times Q = 0,803 \times 11,25 = 9,04 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_y = 11,25 \times 9,04 = 2,21 \text{ KN/m}^2$$

$$R_{1,2} = \frac{9,04 \times 5,99}{2} = 27,08 \text{ KN/m}$$

$$R_{3,4} = \frac{2,21 \times 5,66}{2} = 6,25 \text{ KN/m}$$

Painel 16



$$q_x = 0,648$$

$$Q_x = q_x \cdot Q = 0,648 \times 11,25 = 7,29 \text{ KN/m}^2$$

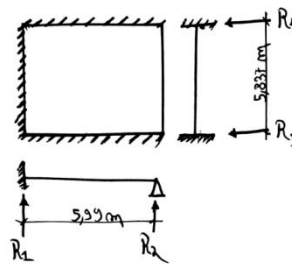
$$Q_y = 11,25 \times (1 - 0,648) = 3,96 \text{ KN/m}^2$$

$$R_1 = \frac{3}{8} \times 7,29 \times 5,94 = 16,24 \text{ KN/m}$$

$$R_2 = \frac{3}{8} \times 7,29 \times 5,94 = 27,06 \text{ KN/m}$$

$$R_{3,4} = \frac{5}{2} \times 3,96 \times 5,837 = 11,56 \text{ KN/m}$$

- Painel 17



$$q_x = 0,639$$

$$Q_x = q_x \cdot Q = 0,639 \times 11,25 = 7,19 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_y = 11,25 - 7,19 = 4,06 \text{ KN/m}^2$$

$$R_1 = \frac{5}{8} \times 7,19 \times 5,99 = 26,92 \text{ KN/m}$$

$$R_2 = \frac{3}{8} \times 7,19 \times 5,99 = 16,15 \text{ KN/m}$$

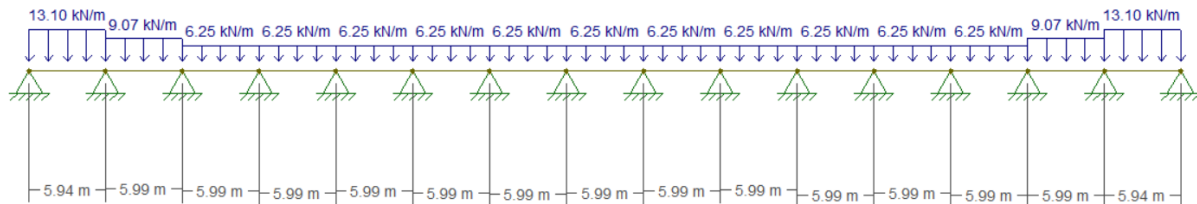
$$R_{3,4} = \frac{5}{2} \times 3,96 \times 5,837 = 11,85 \text{ KN/m}$$

DIMENSIONAMENTO DA VIGAS

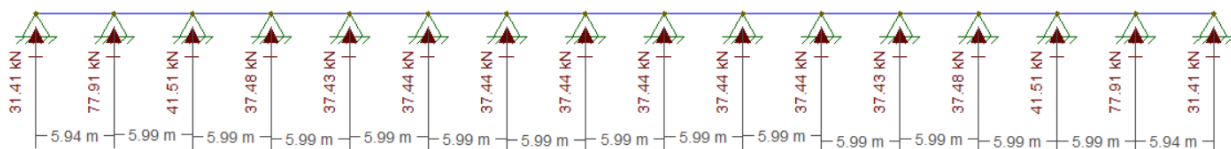
Dados

$$\text{Materiais} \begin{cases} B30 \rightarrow f_{cd} = 16.7 \text{ MPa} \\ A400 \rightarrow f_{syd} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

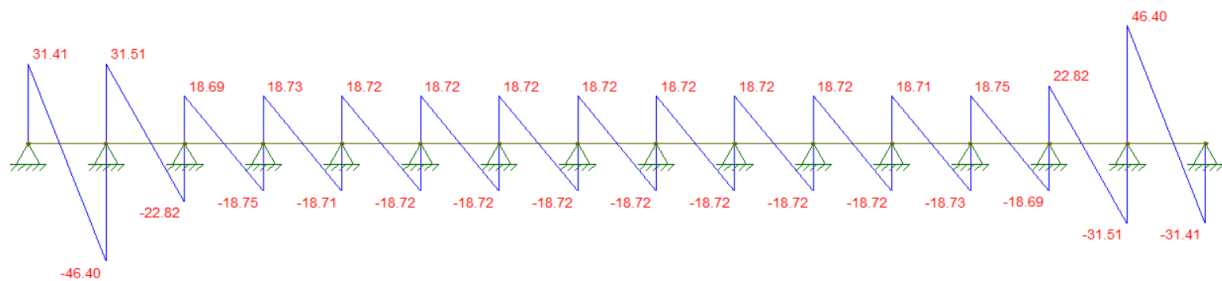
EIXO E,A



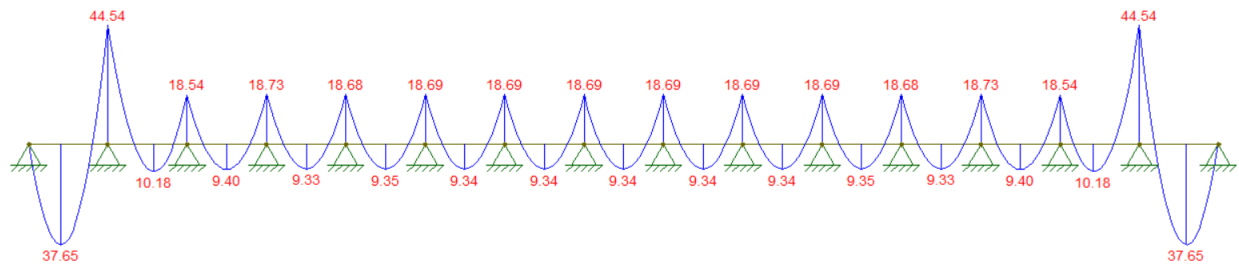
Reaccoes nos pilares



Esforços transversos



Momentos flectores



Pré-dimensionamento

$$M_{Sd} = 1.5 \times 44.54 = 66.81 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{Sd}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0.25$$

$$b = 0.4d$$

$$\frac{66.81 \times 10^{-3}}{0.4 \times d \times d^2 \times 16.7} = 0.25$$

$$d = 0.342 \text{ m}$$

$$H = d + c + \frac{\phi_l}{2} + \phi_t$$

Seja $C=2.5 \text{ cm}$ (ambiente moderadamente agresivo); $\phi_l = 12 \text{ mm}$; $\phi_t = 8 \text{ mm}$

$$a = c + \frac{\phi_l}{2} + \phi_t$$

$$a = 2.5 + \frac{1.2}{2} + 0.8 = 3.9 \text{ cm}$$

Logo, $H=34.2+3.9=38.1 \text{ cm}$

Seja $H = 40 \text{ cm}$

$$d = 40 - 3.9 = 36.1 \text{ cm}$$

$B=0.4d=0.4 \times 36.1=14.44 \text{ cm}$; Seja $B=20 \text{ cm}$

Armaduras de flexão

- $M_{sd}^+ = 1.5 * 37.65 = 56.48 \text{ kN.m}$

$$\mu = \frac{56.48 * 10^{-3}}{0.20 * 0.361^2 * 16.7} = 0.13 \rightarrow w = 0.14$$

$$w = \frac{A_s}{b * d} * \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

$$A_s = \frac{w * f_{cd} * b * d}{f_{yd}}$$

$$A_s = \frac{0.14 * 16.7 * 0.20 * 0.361}{348} = 4.85 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Seja } 5\phi 12$$

- $M_{sd}^- = 1.5 * 44.54 = 66.81 \text{ kN.m}$

$$\mu = \frac{66.81 * 10^{-3}}{0.20 * 0.361^2 * 16.7} = 0.15 \rightarrow w = 0.164$$

$$w = \frac{A_s}{b * d} * \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

$$A_s = \frac{w * f_{cd} * b * d}{f_{yd}}$$

$$A_s = 5.68 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Seja } 3\phi 16$$

Armaduras transversais

$$V_{sd} = 1.5 * 46.40 = 69.6 \text{ kN}$$

Para o betão da classe B30: $\tau_1 = 750 \text{ Kpa}$; $\tau_2 = 5000 \text{ kPa}$

Para o aço A400 a percentagem de armadura é: $\rho_w = 0.1\%$

- **Calculo da resistência atribuída ao betão (Vcd)**

$$V_{cd} = \tau_1 * b * d = 750 * 0.20 * 0.361 = 54.15 \text{ kN}$$

Verificação do valor máximo do esforço transversal

$$V_{Rd,max} \leq \tau_2 * b * d = 5000 * 0.20 * 0.361 = 361 \text{ kN}$$

- **Dimensionamento da armadura transversal**
- Espacamento máximo

$$\frac{1}{2} * \tau_2 * b * d = 0.5 * 361 = 180.50 \text{ kN}$$

$$\frac{2}{3} * \tau_2 * b * d = \frac{2}{3} * 361 = 240.67 \text{ kN}$$

Então:

$$V_{Sd} < \frac{1}{2} * \tau_2 * b * d \rightarrow 69.6 \text{ kN} < 180.5 \text{ kN}$$

Consequentemente o espaçamento será dado por:

$$s \leq 0.9d \text{ com o maximo de } 30\text{cm}$$

$$s \leq 0.9 * 0.361 = 0.32\text{m} \rightarrow \text{Seja } s = 0.30\text{m}$$

- **Área da armadura minima**

$$A_{sw,min} = \rho_w * b * \frac{s}{100} = 0.10 * 0.20 * \frac{0.30}{100} = 0.6 \text{ cm}^2 \rightarrow 2\emptyset 6$$

- **Resistencia das armaduras**

$$V_{wd} = V_{Sd} - V_{cd} = 69.6 - 54.15 = 15.45 \text{ kN}$$

Mas:

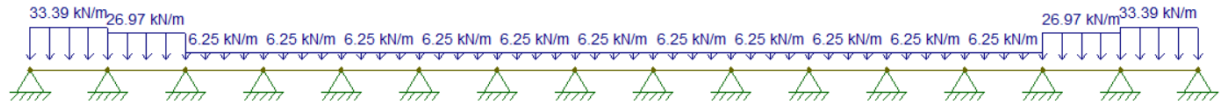
$$V_{wd} = 0.9 * d * \frac{A_s}{s} * f_{yd}$$

$$15.45 = 0.9 * 0.361 * \frac{A_s}{0.30} * 348 * 10^3$$

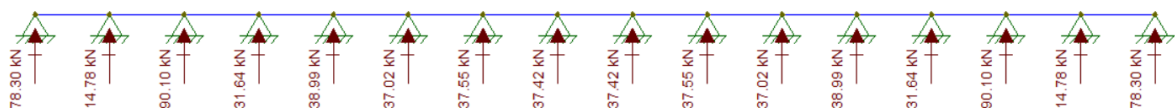
$$A_s = 0.41 \text{ cm}^2/\text{m}$$

→ A armadura a usar na secção será: 2RØ6@30cm

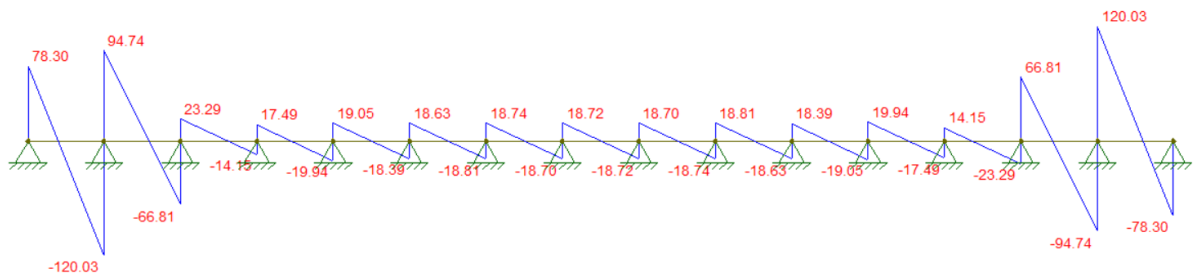
EIXO B,D



Reaccoes de apoio



Esforços transversos



Momentos flectores



Pré-dimensionamento

$$M_{sd} = 1.5 \times 123.95 = 185.91 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{sd}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0.25$$

$$b = 0.4d$$

$$\frac{185.91 \times 10^{-3}}{0.4d \times d^2 \times 16.7} = 0.25$$

$$d = 0.4811 \text{ m}$$

$$H = d + c + \frac{\phi_l}{2} + \phi_t$$

Seja $C=2.5 \text{ cm}$ (ambiente moderadamente agressivo); $\phi_l = 12 \text{ mm}$; $\phi_t = 8 \text{ mm}$

$$a = c + \frac{\phi_l}{2} + \phi_t$$

$$a = 2.5 + \frac{1.2}{2} + 0.8 = 3.9 \text{ cm}$$

Logo, $H=48.11+3.9=52.01 \text{ cm}$

Seja $H = 55 \text{ cm}$

$$d = 55 - 3.9 = 51.1 \text{ cm}$$

$B=0.4d=0.4 \times 51.1=20.44 \text{ cm}$; Seja $B=25 \text{ cm}$

Armaduras de flexão

- $M_{sd}^+ = 1.5 \times 91.81 = 137.72 \text{ kN.m}$

$$\mu = \frac{137.72 \times 10^{-3}}{0.25 \times 0.511^2 \times 16.7} = 0.126 \rightarrow w = 0.134$$

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

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

$$A_s = \frac{0.134 \times 16.7 \times 0.25 \times 0.511}{348} = 8.86 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Seja } 5\phi 16$$

- $M_{sd}^- = 1.5 * 123.94 = 185.91 \text{ kN.m}$

$$\mu = \frac{185.91 * 10^{-3}}{0.25 * 0.511^2 * 16.7} = 0.147 \rightarrow w = 0.16$$

$$w = \frac{A_s}{b * d} * \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

$$A_s = \frac{w * f_{cd} * b * d}{f_{yd}}$$

$$A_s = 10.58 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Seja } 6\emptyset 16$$

Armaduras transversais

$$V_{sd} = 1.5 * 120.03 = 180.05 \text{ kN}$$

Para o betão da classe B30: $\tau_1 = 750 \text{ Kpa}$; $\tau_2 = 5000 \text{ kPa}$

Para o aço A400 a percentagem de armadura é: $\rho_w = 0.1\%$

- **Calculo da resistência atribuída ao betão (Vcd)**

$$V_{cd} = \tau_1 * b * d = 750 * 0.25 * 0.511 = 103.31 \text{ kN}$$

Verificação do valor máximo do esforço transversal

$$V_{Rd,max} \leq \tau_2 * b * d = 5000 * 0.25 * 0.511 = 688.75 \text{ kN}$$

- **Dimensionamento da armadura transversal**

Espacamento máximo

$$\frac{1}{2} * \tau_2 * b * d = 0.5 * 688.75 = 344.375 \text{ kN}$$

$$\frac{2}{3} * \tau_2 * b * d = \frac{2}{3} * 688.75 = 459.17 \text{ kN}$$

Então:

$$V_{sd} < \frac{1}{2} * \tau_2 * b * d \rightarrow 180.05 \text{ kN} < 344.375 \text{ kN (OK!)}$$

Consequentemente o espaçamento será dado por:

$$s \leq 0.9d \text{ com o maximo de } 30 \text{ cm}$$

$$s \leq 0.9 * 0.511 = 0.46 \text{ m} \rightarrow \text{Seja } s = 0.30 \text{ m}$$

Área da armadura mínima

$$A_{sw,min} = \rho_w * b * \frac{s}{100} = 0.10 * 0.25 * \frac{0.30}{100} = 0.75 \text{ cm}^2 \rightarrow 2\phi 8$$

Resistencia das armaduras

$$V_{wd} = V_{Sd} - V_{cd} = 180.05 - 103.31 = 76.74 \text{ kN}$$

Mas:

$$V_{wd} = 0.9 * d * \frac{A_s}{s} * f_{yd}$$

$$76.74 = 0.9 * 0.511 * \frac{A_s}{0.30} * 348 * 10^3$$

$$A_s = 1.44 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow 2\phi 10$$

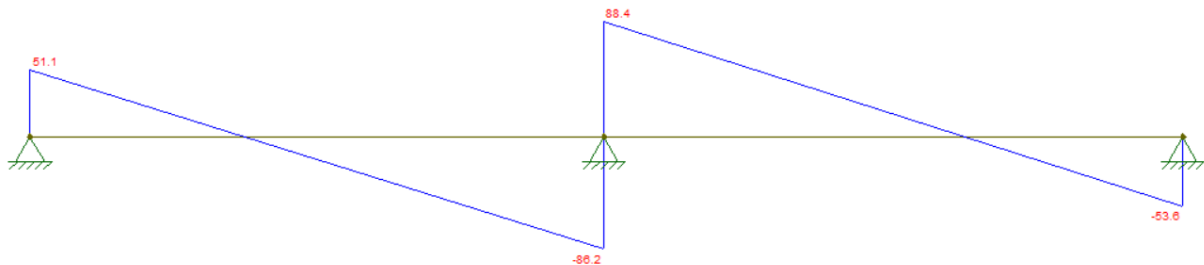
→ A armadura a usar na secção será: 2RØ10@30cm

EIXO C

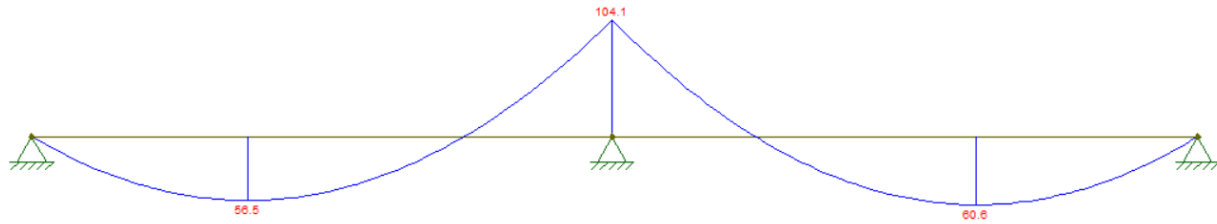
Reaccoes de apoio



Esforços transversos



Momentos flectores



Pré-dimensionamento

$$M_{Sd} = 1.5 \times 104.1 = 145.74 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{Sd}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0.25$$

$$b = 0.4d$$

$$\frac{145.74 \times 10^{-3}}{0.4d \times d^2 \times 16.7} = 0.25$$

$$d = 0.44 \text{ m}$$

$$H = d + c + \frac{\phi l}{2} + \phi t$$

Seja $C=2.5 \text{ cm}$ (ambiente moderadamente agresivo); $\phi_l = 12 \text{ mm}$; $\phi_t = 8 \text{ mm}$

$$a = c + \frac{\phi l}{2} + \phi t$$

$$a = 2.5 + \frac{1.2}{2} + 0.8 = 3.9 \text{ cm}$$

Logo, $H=44.2+3.9=48.1 \text{ cm}$

Seja $H = 50 \text{ cm}$

$$d = 50 - 3.9 = 46.1 \text{ cm}$$

$B=0.4d=0.4 \times 46.1=18.44 \text{ cm}$; Seja $B=20 \text{ cm}$

Armaduras de flexão

- $M_{sd}^+ = 1.5 * 60.6 = 90.9 \text{ kN.m}$

$$\mu = \frac{90.9 * 10^{-3}}{0.20 * 0.461^2 * 16.7} = 0.128 \rightarrow w = 0.138$$

$$w = \frac{A_s}{b * d} * \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

$$A_s = \frac{w * f_{cd} * b * d}{f_{yd}}$$

$$A_s = 6.11 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Seja } 6\emptyset 12$$

- $M_{sd}^- = 1.5 * 104.1 = 145.74 \text{ kN.m}$

$$\mu = \frac{M_{sd}}{b * d^2 * f_{cd}} = 0.21 \rightarrow w = 0.239$$

$$w = \frac{A_s}{b * d} * \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

$$A_s = \frac{w * f_{cd} * b * d}{f_{yd}}$$

$$A_s = 10.57 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Seja } 6\emptyset 16$$

Armaduras transversais

$$V_{sd} = 1.5 * 88.4 = 136.2 \text{ kN}$$

Para o betão da classe B30: $\tau_1 = 750 \text{ Kpa}$; $\tau_2 = 5000 \text{ kPa}$

Para o aço A400 a percentagem de armadura é: $\rho_w = 0.1\%$

- **Calculo da resistência atribuída ao betão (Vcd)**

$$V_{cd} = \tau_1 * b * d = 750 * 0.20 * 0.461 = 69.15 \text{ kN}$$

Verificação do valor máximo do esforço transversal

$$V_{Rd,max} \leq \tau_2 * b * d = 5000 * 0.20 * 0.461 = 461 \text{ kN}$$

- **Dimensionamento da armadura transversal**
- Espaçamento máximo

$$\frac{1}{2} * \tau_2 * b * d = 0.5 * 461 = 230.50 \text{ kN}$$

$$\frac{2}{3} * \tau_2 * b * d = \frac{2}{3} * 461 = 307.33 \text{ kN}$$

Então:

$$V_{sd} < \frac{1}{2} * \tau_2 * b * d \rightarrow 136.2 \text{ kN} < 230.5 \text{ kN}$$

Consequentemente o espaçamento será dado por:

$$s \leq 0.9d \text{ com o maximo de } 30\text{cm}$$

$$s \leq 0.9 * 0.461 = 0.41\text{m} \rightarrow \text{Seja } s = 0.30\text{m}$$

- **Área da armadura minima**

$$A_{sw,min} = \rho_w * b * \frac{s}{100} = 0.10 * 0.20 * \frac{0.30}{100} = 0.6 \text{ cm}^2 \rightarrow 2\emptyset 6$$

- **Resistencia das armaduras**

$$V_{wd} = V_{sd} - V_{cd} = 136.2 - 69.15 = 67.05 \text{ kN}$$

Mas:

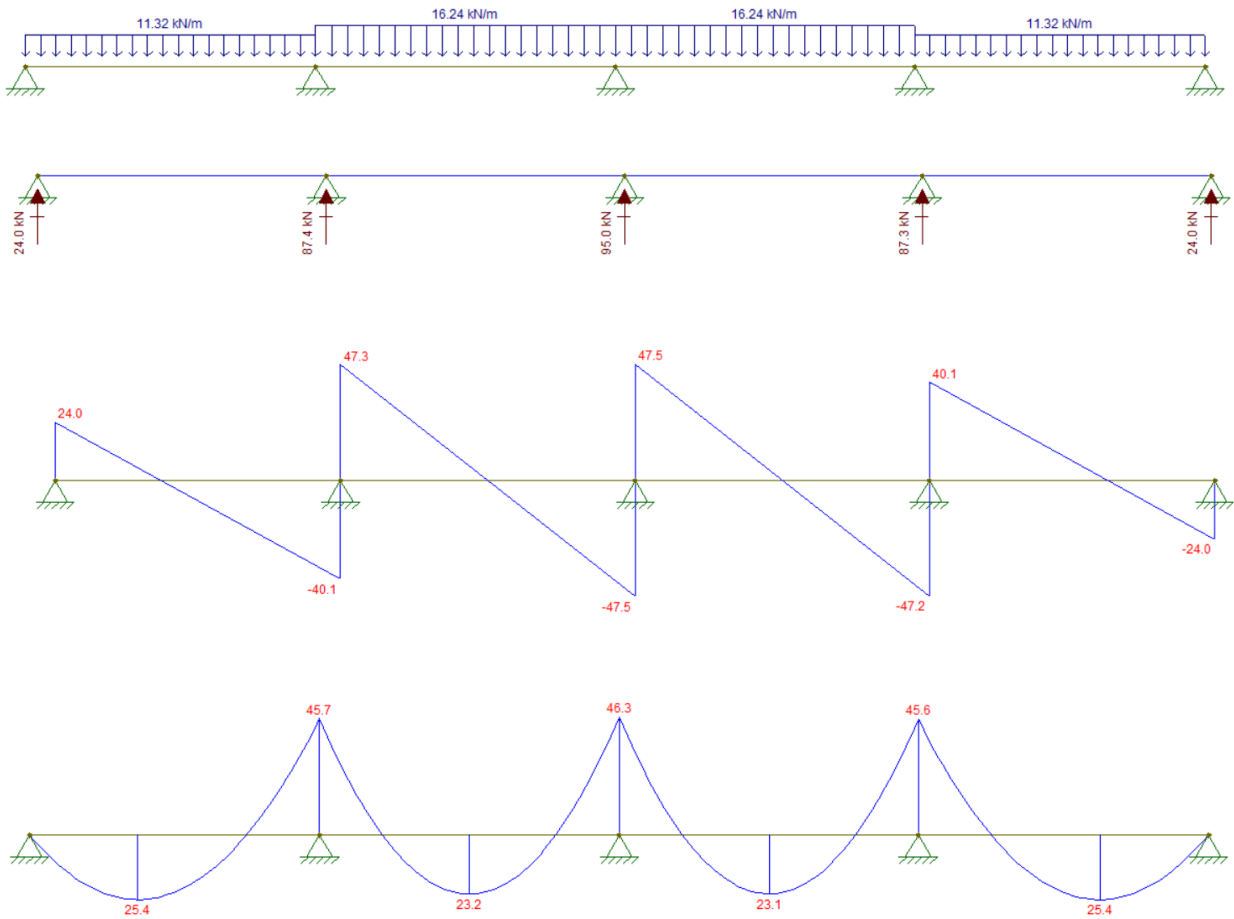
$$V_{wd} = 0.9 * d * \frac{A_s}{s} * f_{yd}$$

$$67.05 = 0.9 * 0.461 * \frac{A_s}{0.30} * 348 * 10^3$$

$$A_s = 1.39 \text{ cm}^2$$

→ A armadura a usar na secção será: 2RØ10@30cm

EIXO 1,16



Pré-dimensionamento

$$M_{Sd} = 1.5 \times 46.3 = 69.45 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{Sd}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0.25$$

$$b = 0.4d$$

$$d = 0.346 \text{ m}$$

$$H = d + c + \frac{\phi l}{2} + \phi t$$

Seja $C=2.5$ cm (ambiente moderadamente agressivo); $\phi_l = 12 \text{ mm}$; $\phi_t = 8 \text{ mm}$

$$a = c + \frac{\phi l}{2} + \phi t$$

$$a = 2.5 + \frac{1.2}{2} + 0.8 = 3.9 \text{ cm}$$

Logo, $H=34.6+3.9=38.5 \text{ cm}$

Seja $H = 40 \text{ cm}$

$$d = 40 - 3.9 = 36.1 \text{ cm}$$

$B=0.4d=0.4 \times 36.1=14.44 \text{ cm}$; Seja $B=20 \text{ cm}$

Armaduras de flexão

- $M_{sd}^+ = 1.5 * 25.4 = 38.1 \text{ kN.m}$

$$\mu = \frac{38.1 * 10^{-3}}{0.20 * 0.361^2 * 16.7} = 0.087 \rightarrow w = 0.093$$

$$w = \frac{A_s}{b * d} * \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

$$A_s = \frac{w * f_{cd} * b * d}{f_{yd}}$$

$$A_s = 3.22 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Seja } 3\emptyset 12$$

- $M_{sd}^- = 1.5 * 46.3 = 69.45 \text{ kN.m}$

$$\mu = \frac{M_{sd}}{b * d^2 * f_{cd}} = 0.16 \rightarrow w = 0.176$$

$$w = \frac{A_s}{b * d} * \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

$$A_s = \frac{w * f_{cd} * b * d}{f_{yd}}$$

$$A_s = 6.1 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Seja } 6\emptyset 16$$

Armaduras transversais

$$V_{sd} = 1.5 * 47.5 = 71.25 \text{ kN}$$

Para o betão da classe B30: $\tau_1 = 750 \text{ Kpa}$; $\tau_2 = 5000 \text{ kPa}$

Para o aço A400 a percentagem de armadura é: $\rho_w = 0.1\%$

- **Calculo da resistência atribuída ao betão (Vcd)**

$$V_{cd} = \tau_1 * b * d = 750 * 0.20 * 0.361 = 54.15 \text{ kN}$$

Verificação do valor máximo do esforço transversal

$$V_{Rd,max} \leq \tau_2 * b * d = 5000 * 0.20 * 0.361 = 361 \text{ kN}$$

- **Dimensionamento da armadura transversal**
Espaçamento máximo

$$\frac{1}{2} * \tau_2 * b * d = 0.5 * 361 = 180.50 \text{ kN}$$

$$\frac{2}{3} * \tau_2 * b * d = \frac{2}{3} * 361 = 240.67 \text{ kN}$$

Então:

$$V_{sd} < \frac{1}{2} * \tau_2 * b * d \rightarrow 71.25 \text{ kN} < 180.5 \text{ kN}$$

Consequentemente o espaçamento será dado por:

$$s \leq 0.9d \text{ com o maximo de } 30\text{cm}$$

$$s \leq 0.9 * 0.361 = 0.32\text{m} \rightarrow \text{Seja } s = 0.30\text{m}$$

Área da armadura minima

$$A_{sw,min} = \rho_w * b * \frac{s}{100} = 0.10 * 0.20 * \frac{0.30}{100} = 0.6 \text{ cm}^2 \rightarrow 2\emptyset 6$$

Resistencia das armaduras

$$V_{wd} = V_{sd} - V_{cd} = 71.25 - 54.15 = 17.1 \text{ kN}$$

Mas:

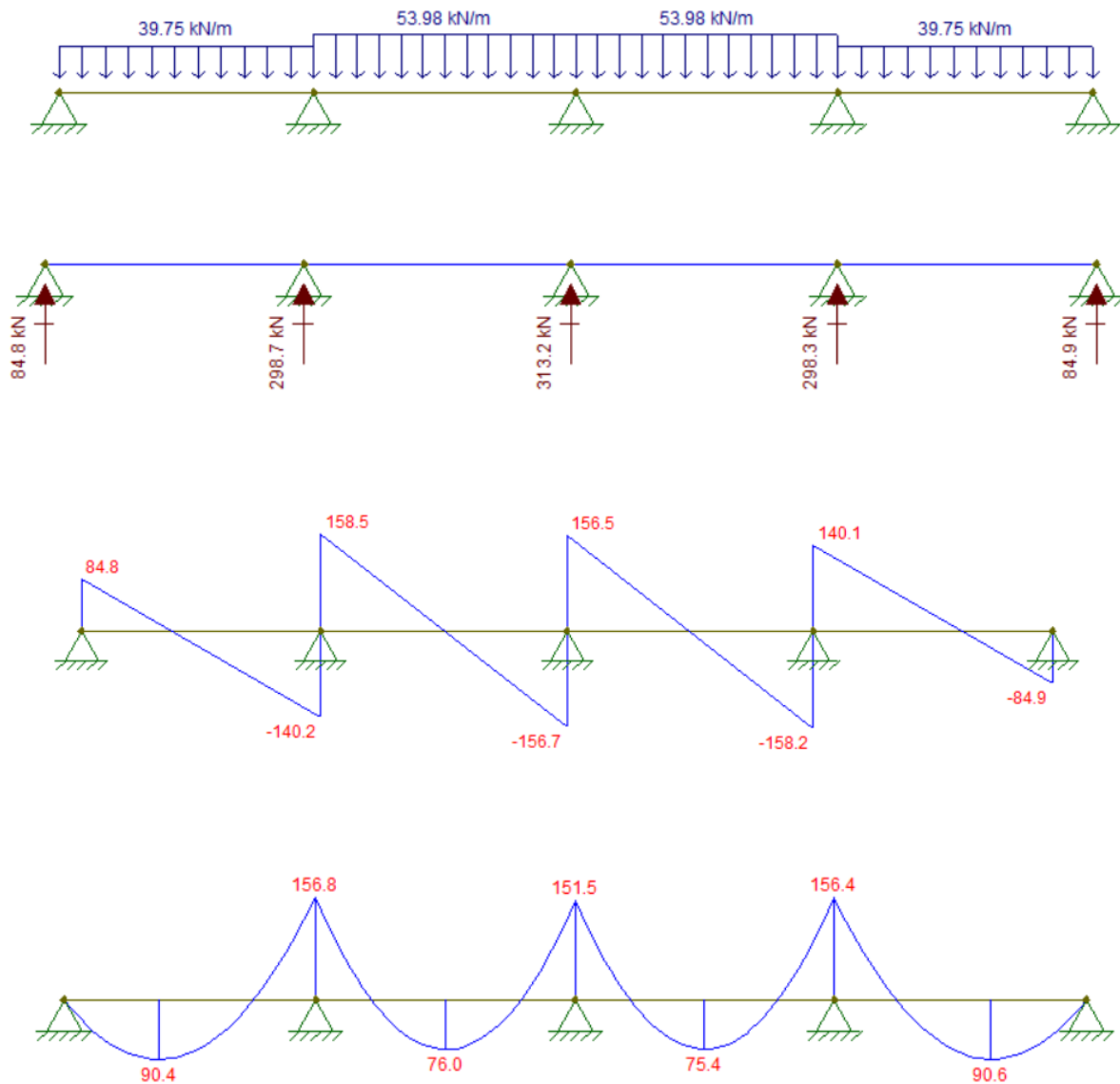
$$V_{wd} = 0.9 * d * \frac{A_s}{s} * f_{yd}$$

$$17.1 = 0.9 * 0.361 * \frac{A_s}{0.30} * 348 * 10^3$$

$$A_s = 0.45 \text{ cm}^2$$

→ A armadura a usar na secção será: 2RØ6@30cm

EIXO 2,15



Pré-dimensionamento

$$M_{sd} = 1.5 \times 156.8 = 235.2 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{sd}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0.25$$

$$b = 0.4d$$

$$d = 0.52 \text{ m}$$

$$H = d + c + \frac{\phi l}{2} + \phi t$$

Seja $C=2.5$ cm (ambiente moderadamente agressivo); $\phi_l = 12mm$; $\phi_t = 8mm$

$$a = c + \frac{\phi l}{2} + \phi t$$

$$a = 2.5 + \frac{1.2}{2} + 0.8 = 3.9 \text{ cm}$$

Logo, $H=52+3.9=55.9$ cm

Seja $H = 60$ cm

$$d = 60 - 3.9 = 56.1 \text{ cm}$$

$B=0.4d=0.4 \times 56.1=22.44$ cm ; Seja $B=25$ cm

Armaduras de flexão

- $M_{sd}^+ = 1.5 * 90.6 = 135.9 \text{ kN.m}$

$$\mu = \frac{135.9 * 10^{-3}}{0.25 * 0.561^2 * 16.7} = 0.103 \rightarrow w = 0.109$$

$$w = \frac{A_s}{b * d} * \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

$$A_s = \frac{w * f_{cd} * b * d}{f_{yd}}$$

$$A_s = 7.34 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Seja } 4\phi 16$$

- $M_{sd}^- = 1.5 * 156.8 = 235.2 \text{ kN.m}$

$$\mu = \frac{M_{sd}}{b * d^2 * f_{cd}} = 0.179 \rightarrow w = 0.2$$

$$w = \frac{A_s}{b * d} * \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

$$A_s = \frac{w * f_{cd} * b * d}{f_{yd}}$$

$$A_s = 13.46 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Seja } 5\phi 20$$

Armaduras transversais

$$V_{sd} = 1.5 * 158.5 = 237.75 \text{ kN}$$

Para o betão da classe B30: $\tau_1 = 750 \text{ Kpa}; \tau_2 = 5000 \text{ kPa}$

Para o aço A400 a percentagem de armadura é: $\rho_w = 0.1\%$

- **Calculo da resistência atribuída ao betão (V_{cd})**

$$V_{cd} = \tau_1 * b * d = 750 * 0.25 * 0.561 = 105.2 \text{ kN}$$

Verificação do valor máximo do esforço transversal

$$V_{Rd,max} \leq \tau_2 * b * d = 5000 * 0.25 * 0.561 = 701.25 \text{ kN}$$

- **Dimensionamento da armadura transversal**

Espaçamento máximo

$$\frac{1}{2} * \tau_2 * b * d = 0.5 * 701.25 = 360.625 \text{ kN}$$

$$\frac{2}{3} * \tau_2 * b * d = \frac{2}{3} * 361 = 467.5 \text{ kN}$$

Então:

$$V_{sd} < \frac{1}{2} * \tau_2 * b * d \rightarrow 237.75 \text{ kN} < 360.625 \text{ kN}$$

Consequentemente o espaçamento será dado por:

$$s \leq 0.9d \text{ com o maximo de } 30 \text{ cm}$$

$$s \leq 0.9 * 0.561 = 0.505 \text{ m} \rightarrow \text{Seja } s = 0.30 \text{ m}$$

Área da armadura minima

$$A_{sw,min} = \rho_w * b * \frac{s}{100} = 0.10 * 0.25 * \frac{0.30}{100} = 0.75 \text{ cm}^2 \rightarrow 2\emptyset 8$$

Resistência das armaduras

$$V_{wd} = V_{sd} - V_{cd} = 237.75 - 105.2 = 132.55 \text{ kN}$$

Mas:

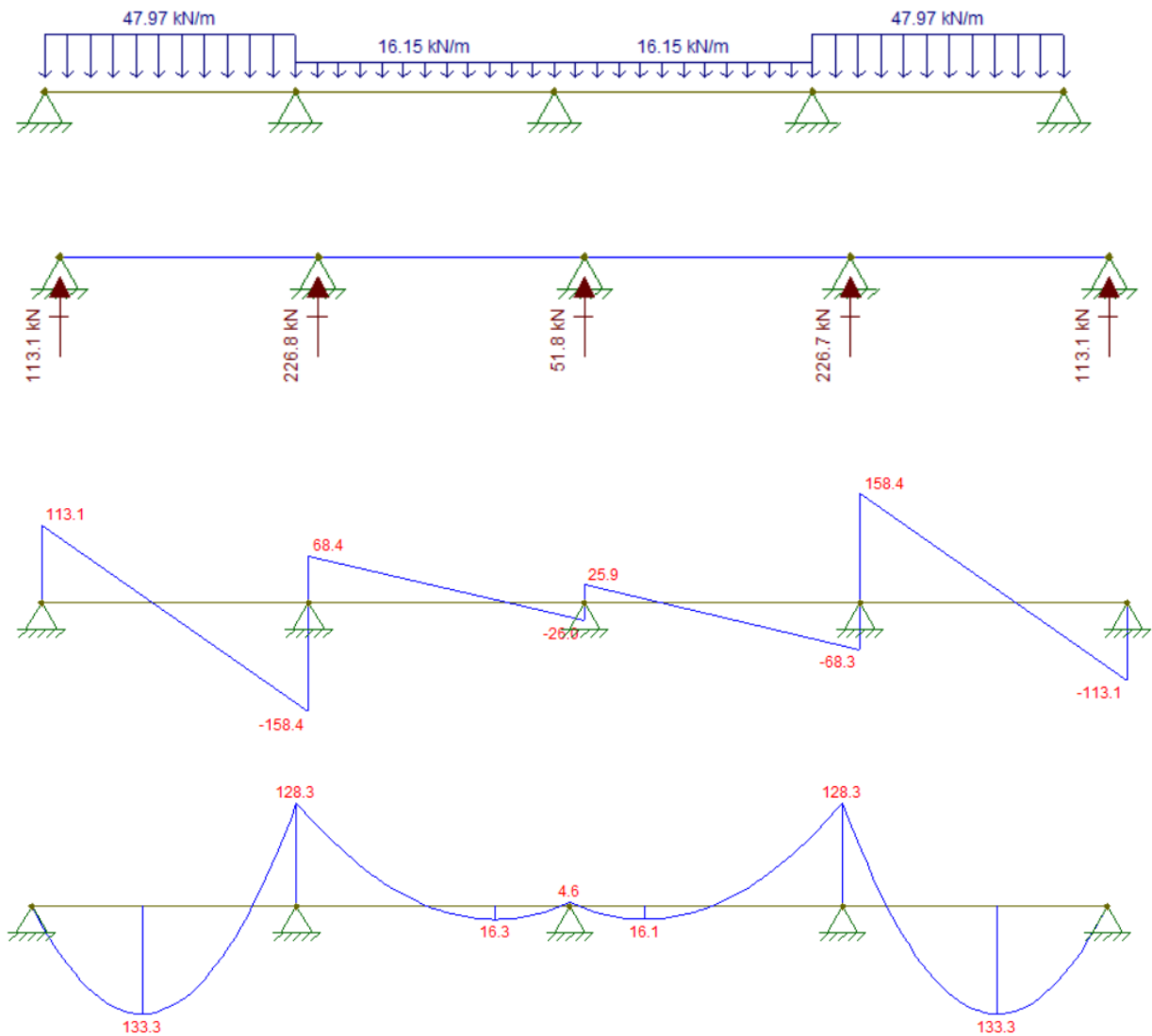
$$V_{wd} = 0.9 * d * \frac{A_s}{s} * f_{yd}$$

$$132.55 = 0.9 * 0.561 * \frac{A_s}{0.30} * 348 * 10^3$$

$$A_s = 2.26 \text{ cm}^2$$

→ A armadura a usar na secção será: 2RØ12@30cm

EIXO 3 e 14



Pré-dimensionamento

$$M_{Sd} = 1.5 \times 133.3 = 199.95 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{Sd}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0.25$$

$$b = 0.4d$$

$$\frac{199.95 \times 10^{-3}}{0.4d \times d^2 \times 16.7} = 0.25$$

$$d = 0.493 \text{ m}$$

$$H = d + c + \frac{\phi l}{2} + \phi t$$

Seja $C=2.5 \text{ cm}$ (ambiente moderadamente agressivo); $\phi_l = 12 \text{ mm}$; $\phi_t = 8 \text{ mm}$

$$a = c + \frac{\phi l}{2} + \phi t$$

$$a = 2.5 + \frac{1.2}{2} + 0.8 = 3.9 \text{ cm}$$

Logo, $H=49.3+3.9=53.2 \text{ cm}$

Seja $H = 55 \text{ cm}$

$$d = 55 - 3.9 = 51.1 \text{ cm}$$

$B=0.4d=0.4 \times 51.1=20.44 \text{ cm}$; Seja $B=25 \text{ cm}$

Armaduras de flexão

- $M_{Sd}^+ = 1.5 \times 133.3 = 199.95 \text{ kN.m}$

$$\mu = \frac{199.95 \times 10^{-3}}{0.25 \times 0.511^2 \times 16.7} = 0.183 \rightarrow w = 0.205$$

$$w = \frac{A_s}{b \cdot d} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

$$A_s = \frac{w \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d}{f_{yd}}$$

$$A_s = \frac{0.205 * 16.7 * 0.25 * 0.511}{348} = 12.57 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Seja } 4\emptyset 20$$

- $M_{sd}^- = 1.5 * 128.3 = 192.9 \text{ kN.m}$

$$\mu = \frac{192.90 * 10^{-3}}{0.25 * 0.511^2 * 16.7} = 0.177 \rightarrow w = 0.197$$

$$w = \frac{A_s}{b * d} * \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

$$A_s = \frac{w * f_{cd} * b * d}{f_{yd}}$$

$$A_s = 12.08 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Seja } 4\emptyset 20$$

Armaduras transversais

$$V_{sd} = 1.5 * 158.4 = 237.6 \text{ kN}$$

Para o betão da classe B30: $\tau_1 = 750 \text{ Kpa}$; $\tau_2 = 5000 \text{ kPa}$

Para o aço A400 a percentagem de armadura é: $\rho_w = 0.1\%$

- **Cálculo da resistência atribuída ao betão (Vcd)**

$$V_{cd} = \tau_1 * b * d = 750 * 0.25 * 0.511 = 95.81 \text{ kN}$$

Verificação do valor máximo do esforço transversal

$$V_{Rd,max} \leq \tau_2 * b * d = 5000 * 0.25 * 0.511 = 638.75 \text{ kN}$$

- **Dimensionamento da armadura transversal**

Espaçamento máximo

$$\frac{1}{2} * \tau_2 * b * d = 0.5 * 638.75 = 319.38 \text{ kN}$$

$$\frac{2}{3} * \tau_2 * b * d = \frac{2}{3} * 361 = 425.83 \text{ kN}$$

Então:

$$V_{sd} < \frac{1}{2} * \tau_2 * b * d \rightarrow 237.6 \text{ kN} < 319.38 \text{ kN}$$

Consequentemente o espaçamento será dado por:

$$s \leq 0.9d \text{ com o maximo de } 30 \text{ cm}$$

$$s \leq 0.9 * 0.511 = 0.46 \text{ m} \rightarrow \text{Seja } s = 0.20 \text{ m}$$

Área da armadura mínima

$$A_{sw,min} = \rho_w * b * \frac{s}{100} = 0.10 * 0.25 * \frac{0.20}{100} = 0.50 \text{ cm}^2 \rightarrow 2\phi 6$$

Resistência das armaduras

$$V_{wd} = V_{Sd} - V_{cd} = 237.6 - 95.81 = 141.79 \text{ kN}$$

Mas:

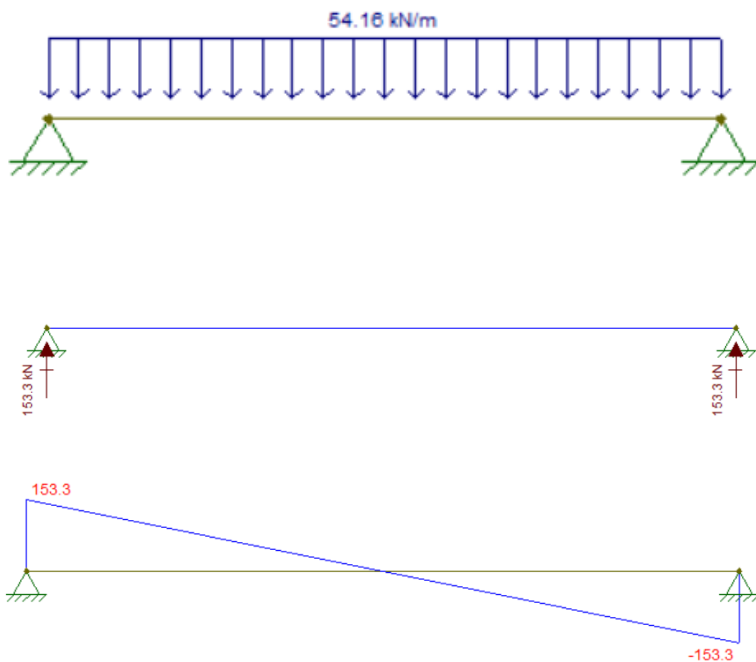
$$V_{wd} = 0.9 * d * \frac{A_s}{s} * f_{yd}$$

$$141.79 = 0.9 * 0.511 * \frac{A_s}{0.20} * 348 * 10^3$$

$$A_s = 1.76 \text{ cm}^2$$

→ A armadura a usar na secção será: 2RØ12@20cm

EIXOS 4,5,6,7,8,9,10,11,12 e 13





Pré-dimensionamento

$$M_{sd} = 1.5 \times 216.9 = 325.35 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{sd}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0.25$$

$$b = 0.4d$$

$$\frac{325.35 \times 10^{-3}}{0.4 \times d \times d^2 \times 16.7} = 0.25$$

$$d = 0.58 \text{ m}$$

$$H = d + c + \frac{\phi_l}{2} + \phi_t$$

Seja $c = 2.5 \text{ cm}$ (ambiente moderadamente agressivo); $\phi_l = 12 \text{ mm}$; $\phi_t = 8 \text{ mm}$

$$a = c + \frac{\phi_l}{2} + \phi_t$$

$$a = 2.5 + \frac{1.2}{2} + 0.8 = 3.9 \text{ cm}$$

Logo, $H = 58 + 3.9 = 61.9 \text{ cm}$

Seja $H = 65 \text{ cm}$

$$d = 65 - 3.9 = 61.1 \text{ cm}$$

$B = 0.4d = 0.4 \times 61.1 = 24.44 \text{ cm}$; Seja $B = 25 \text{ cm}$

Armaduras de flexão

- $M_{sd}^+ = 1.5 \times 216.9 = 325.35 \text{ kN.m}$

$$\mu = \frac{325.35 \times 10^{-3}}{0.25 \times 0.611^2 \times 16.7} = 0.209 \rightarrow w = 0.239$$

$$w = \frac{A_s}{b * d} * \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

$$A_s = \frac{w * f_{cd} * b * d}{f_{yd}}$$

$$A_s = \frac{0.239 * 16.7 * 0.25 * 0.611}{348} = 14.44 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Seja } 5\emptyset 20$$

Armaduras transversais

$$V_{sd} = 1.5 * 153.3 = 229.95 \text{ kN}$$

Para o betão da classe B30: $\tau_1 = 750 \text{ Kpa}; \tau_2 = 5000 \text{ kPa}$

Para o aço A400 a percentagem de armadura é: $\rho_w = 0.1\%$

- **Calculo da resistência atribuída ao betão (Vcd)**

$$V_{cd} = \tau_1 * b * d = 750 * 0.25 * 0.611 = 114.56 \text{ kN}$$

Verificação do valor máximo do esforço transversal

$$V_{Rd,max} \leq \tau_2 * b * d = 5000 * 0.25 * 0.611 = 763.75 \text{ kN}$$

- **Dimensionamento da armadura transversal**

Espaçamento máximo

$$\frac{1}{2} * \tau_2 * b * d = 0.5 * 763.75 = 381.875 \text{ kN}$$

$$\frac{2}{3} * \tau_2 * b * d = \frac{2}{3} * 763.75 = 509.17 \text{ kN}$$

Então:

$$V_{sd} < \frac{1}{2} * \tau_2 * b * d \rightarrow 229.75 \text{ kN} < 381.875 \text{ kN}$$

Consequentemente o espaçamento será dado por:

$$s \leq 0.9d \text{ com o maximo de } 30 \text{ cm}$$

$$s \leq 0.9 * 0.611 = 0.55 \text{ m} \rightarrow \text{Seja } s = 0.20 \text{ m}$$

Área da armadura mínima

$$A_{sw,min} = \rho_w * b * \frac{s}{100} = 0.10 * 0.25 * \frac{0.20}{100} = 0.50 \text{ cm}^2 \rightarrow 2\emptyset 6$$

Resistência das armaduras

$$V_{wd} = V_{Sd} - V_{cd} = 229.75 - 114.56 = 115.19 \text{ kN}$$

Mas:

$$V_{wd} = 0.9 * d * \frac{A_s}{s} * f_{yd}$$

$$115.19 = 0.9 * 0.611 * \frac{A_s}{0.20} * 348 * 10^3$$

$$A_s = 1.20 \text{ cm}^2$$

→ A armadura a usar na secção será: 2RØ10@20cm

$$\lambda = \frac{\alpha * l}{i} (2)$$

$$Fe360 \rightarrow \sigma_{Rd} = 235 MPa$$

DIMENSIONAMENTO DOS PILARES EM BETÃO ARMADO

$$Materiais \begin{cases} B30 \rightarrow F_{cd} = 16.7 MPa \\ A400 \rightarrow f_{syd} = 348 MPa \end{cases}$$

Pilar	Nsd(Pavimento)	Nsd(cobertura)	Ac(m²)	A=B(cm)	Secção adoptada
P79,P77,P88,P83	313.48	59.7	176.4027	13.28	20x20
P82,P80,P87,P84	316.9	59.7	178.0194	13.34	20x20
P78,P86	401.4	59.7	217.9627	14.76	20x20
P81,P85	226.4	59.7	135.2399	11.63	20x20

$$N_{sd} \leq 0.85x f_{cd} x A_c + F_{syd} x A_s (3)$$

Pilares P79,P77,P88,P83

Cálculo dos esforços de segunda ordem

Assumo que a estrutura tem os nos fixos.

Determinação do comprimento efectivo de encurvadura

Em X-X:

$$\alpha_1 = 1$$

$$\alpha_2 = \frac{\sum EI_{pilares}}{\sum EI_{vigas}}$$

$$\alpha_2 = \frac{0.2x \frac{0.2^3}{12}}{2x0.25x \frac{0.55^3}{12}} = 0.019$$

$$\eta = \text{menor de } \begin{cases} 0.7 + 0.05(\alpha_1 + \alpha_2) \\ 0.85 + 0.05\alpha_{min} \end{cases}$$

$$\eta = \text{menor de } \begin{cases} 0.7 + 0.05(1 + 0.019) = 0.75 \\ 0.85 + 0.05x0.019 = 0.85 \end{cases}$$

$$\eta = 0.75$$

Em Y-Y:

$$\alpha_1 = 1$$

$$\alpha_2 = \frac{\sum EI_{pilares}}{\sum EI_{vigas}}$$

$$\alpha_2 = \frac{0.2x \frac{0.2^3}{12}}{2x0.25x \frac{0.6^3}{12}} = 0.015$$

$$\eta = \text{menor de } \begin{cases} 0.7 + 0.05(\alpha_1 + \alpha_2) \\ 0.85 + 0.05\alpha_{min} \end{cases}$$

$$\eta = \text{menor de } \begin{cases} 0.7 + 0.05(1 + 0.015) = 0.75 \\ 0.85 + 0.05x0.015 = 0.85 \end{cases}$$

$$\eta = 0.75$$

Cálculo da esbelteza

$$i_x = i_y = \frac{b}{\sqrt{12}}$$

$$i_x = i_y = \frac{0.20}{\sqrt{12}} = 0.058\text{m}$$

$$\lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{0.75x7}{0.058} = 90.52 > 70 \rightarrow \text{Pilar Esbelto}$$

Verificação dos limites de dispensa

A verificação da segurança em relação à encurvadura pode ser dispensada nos casos em que se verifique uma das seguintes condições:

$$\bullet \quad \lambda > 70 \Rightarrow \frac{M_{Sd}}{N_{Sd}} > 3.5h * \frac{\lambda}{70}$$

$$0 > 3.5x0.20x \frac{102.59}{70}$$

$$0 > 1.02 \text{ (Não verifica!)}$$

Ou

$$\bullet \quad \lambda \leq 50 - 15 \frac{M_{Sd,b}}{M_{Sd,a}}$$

$$\lambda \leq 50 - 15x0$$

$$\lambda \leq 50 \text{ (Não verifica!)}$$

Cálculo dos esforços de segunda ordem

- Excentricidade acidental (e_a):

$$e_a = \text{maior de } \left\{ \frac{l_0}{300} = \frac{0.75 * 700}{300} = 1.75 \text{ cm} \right.$$

Logo, $E_a = 2 \text{ cm}$

- Excentricidade da 2ª ordem (e_2):

$$\eta = \frac{0.4 f_{cd} * A_c}{N_{Sd}} = \frac{0.4 * 16.7 * 10^3 * 0.20 * 0.20}{373.18} = 0.716$$

$$\frac{1}{r} = \frac{5}{h} * 10^{-3} * \eta$$

$$\frac{1}{r} = \frac{5}{0.20} * 10^{-3} * 0.716 = 0.018$$

$$e_2 = \frac{1}{r} * \frac{l_0^2}{10}$$

$$e_2 = 0.018 * \frac{(0.75 * 7)^2}{10} = 0.0496 \text{ m} = 4.96 \text{ cm}$$

- Excentricidade por fluência

$$e_c = \left[\frac{M_{sg}}{N_{sg}} + e_a \right] \left[e^{\left(\frac{\varphi_c * N_{sg}}{N_E - N_{sg}} \right)} - 1 \right]$$

$$N_E = \frac{\pi^2 * 29 * 10^6 * \frac{0.20 * 0.20^3}{12}}{(0.75 * 7)^2} = 1384.58 \text{ kN}$$

$$e_c = \left[0 + \frac{2}{100} \right] \left[e^{\left(\frac{2.5 * 0.60 * 373.18}{1384.58 - 0.60 * 373.18} \right)} - 1 \right] = 0.0124 \text{ m}$$

Determinação dos esforços finais

$$M_{Sd}^{Final} = M_{Sd} + N_{Sd}(e_a + e_2 + e_c)$$

$$M_{Sd}^{Final} = 0 + 373.18 * \left(\frac{2}{100} + 0.0496 + 0.0124 \right) = 30.60 \text{ kN.m}$$

Armaduras

$$\mu = \frac{M_{Sd}}{b * h^2 * f_{cd}} = \frac{29.15 * 10^{-3}}{0.20 * 0.20^2 * 16.7} = 0.22$$

$$v = \frac{N_{sd}}{b x h x f_{cd}} = \frac{373.18 \times 10^{-3}}{0.20 \times 0.20 \times 16.7} = 0.56$$

- Pelo abaco de flexão composta: $\omega = 0.327$

$$A_s = \frac{\omega x b x d x f_{cd}}{f_{syd}}$$

$$A_s = \frac{0.327 \times 0.20 \times 0.20 \times 16.7}{348} = 6.28 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Seja } 4\phi 16$$

- **Pilares P82, P80, P87, P84**

Cálculo dos esforços de segunda ordem

- Determinação do comprimento efectivo de encurvadura

Em X-X:

$$\alpha_1 = 1$$

$$\alpha_2 = \frac{\sum EI_{pilares}}{\sum EI_{vigas}}$$

$$\alpha_2 = \frac{0.2 \times \frac{0.2^3}{12}}{2 \times 0.25 \times \frac{0.55^3}{12}} = 0.019$$

$$\eta = \text{menor de } \begin{cases} 0.7 + 0.05(\alpha_1 + \alpha_2) \\ 0.85 + 0.05\alpha_{min} \end{cases}$$

$$\eta = \text{menor de } \begin{cases} 0.7 + 0.05(1 + 0.019) = 0.75 \\ 0.85 + 0.05 \times 0.019 = 0.85 \end{cases}$$

$$\eta = 0.75$$

Em Y-Y:

$$\alpha_1 = 1$$

$$\alpha_2 = \frac{\sum EI_{pilares}}{\sum EI_{vigas}}$$

$$\alpha_2 = \frac{0.2 \times \frac{0.2^3}{12}}{2 \times 0.25 \times \frac{0.55^3}{12}} = 0.019$$

$$\eta = \text{menor de } \begin{cases} 0.7 + 0.05(\alpha_1 + \alpha_2) \\ 0.85 + 0.05\alpha_{min} \end{cases}$$

$$\eta = \text{menor de } \begin{cases} 0.7 + 0.05(1 + 0.019) = 0.75 \\ 0.85 + 0.05 \times 0.019 = 0.85 \end{cases}$$

$$\eta = 0.75$$

- Cálculo da esbelteza

$$i_x = i_y = \frac{b}{\sqrt{12}}$$

$$i_x = i_y = \frac{0.20}{\sqrt{12}} = 0.058\text{m}$$

$$\lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{0.85 \times 7}{0.058} = 102.59 > 70 \rightarrow \text{Pilar Esbelto}$$

- Verificação dos limites de dispensa

- **Encurvadura**

A verificação da segurança em relação à encurvadura pode ser dispensada nos casos em que se verifique uma das seguintes condições:

- $\lambda > 70 \Rightarrow \frac{M_{Sd}}{N_{Sd}} > 3.5h * \frac{\lambda}{70}$

$$0 > 3.5 \times 0.20 \times \frac{102.59}{70}$$

$$0 > 1.02 \text{ (Não verifica!)}$$

Ou

- $\lambda \leq 50 - 15 \frac{M_{Sd,b}}{M_{Sd,a}}$

$$\lambda \leq 50 - 15 \times 0$$

$$\lambda \leq 50 \text{ (Não verifica!)}$$

Cálculo das excentricidades

- Excentricidade acidental (e_a):

$$e_a = \text{maior de } \begin{cases} \frac{l_0}{300} = \frac{0.75 * 700}{300} = 1.75 \text{ cm} \\ 2 \text{ cm} \end{cases}$$

- Excentricidade da 2ª ordem (e_2):

$$\eta = \frac{0.4f_{cd} * A_c}{N_{Sd}} = \frac{0.4 \times 16.7 \times 10^3 \times 0.20 \times 0.20}{376.6} = 0.71$$

$$\frac{1}{r} = \frac{5}{h} x 10^{-3} x \eta$$

$$\frac{1}{r} = \frac{5}{0.20} x 10^{-3} x 0.71 = 0.0178$$

$$e_2 = \frac{1}{r} x \frac{l_0^2}{10}$$

$$e_2 = 0.0178 x \frac{(0.75 x 7)^2}{10} = 0.0491 m = 4.91 \text{ cm}$$

○ Excentricidade por fluência

$$e_c = \left[\frac{M_{sg}}{N_{sg}} + e_a \right] \left[e^{\left(\frac{\varphi_c * N_{sg}}{N_E - N_{sg}} \right)} - 1 \right]$$

$$N_E = \frac{\pi^2 x 29 x 10^6 x \frac{0.20 x 0.20^3}{12}}{(0.75 * 7)^2} = 1384.58 \text{ kN}$$

$$e_c = \left[0 + \frac{2}{100} \right] \left[e^{\left(\frac{2.5 * 0.60 * 376.6}{1384.58 - 0.60 * 376.6} \right)} - 1 \right] = 0.013 m$$

Determinação dos esforços finais

$$M_{sd}^{final} = M_{sd} + N_{sd}(e_a + e_2 + e_c)$$

$$M_{sd}^{final} = 0 + 376.6 * \left(\frac{2}{100} + 0.0491 + 0.013 \right) = 30.92 \text{ kN.m}$$

Armaduras

$$\mu = \frac{M_{sd}}{b x h^2 x f_{cd}} = \frac{30.92 x 10^{-3}}{0.20 x 0.20^2 x 16.7} = 0.231$$

$$v = \frac{N_{sd}}{b x h x f_{cd}} = \frac{376.6 x 10^{-3}}{0.20 x 0.20 x 16.7} = 0.564$$

Pelo abaco de flexão: $\omega = 0.328$

$$A_s = \frac{\omega x b x d x f_{cd}}{f_{syd}}$$

$$A_s = \frac{0.328 x 0.20 x 0.20 x 16.7}{348} = 6.29 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Seja } \mathbf{4\phi 16}$$

- **Pilares P78 e P86**

Determinação do comprimento efectivo de encurvadura

Em X-X:

$$\alpha_1 = 1$$

$$\alpha_2 = \frac{\sum EI_{pilares}}{\sum EI_{vigas}}$$

$$\alpha_2 = \frac{2 \times 0.2 \times \frac{0.2^3}{12}}{2 \times 0.20 \times \frac{0.50^3}{12}} = 0.064$$

$$\eta = \text{menor de } \begin{cases} 0.7 + 0.05(\alpha_1 + \alpha_2) \\ 0.85 + 0.05\alpha_{min} \end{cases}$$

$$\eta = \text{menor de } \begin{cases} 0.7 + 0.05(1 + 0.064) = 0.75 \\ 0.85 + 0.05 \times 0.064 = 0.85 \end{cases}$$

$$\eta = 0.75$$

Em Y-Y:

$$\alpha_1 = 1$$

$$\alpha_2 = \frac{\sum EI_{pilares}}{\sum EI_{vigas}}$$

$$\alpha_2 = \frac{2 \times 0.2 \times \frac{0.2^3}{12}}{2 \times 0.25 \times \frac{0.65^3}{12}} = 0.023$$

$$\eta = \text{menor de } \begin{cases} 0.7 + 0.05(\alpha_1 + \alpha_2) \\ 0.85 + 0.05\alpha_{min} \end{cases}$$

$$\eta = \text{menor de } \begin{cases} 0.7 + 0.05(1 + 0.023) = 0.75 \\ 0.85 + 0.05 \times 0.023 = 0.85 \end{cases}$$

$$\eta = 0.75$$

Cálculo da esbelteza

$$i_x = i_y = \frac{b}{\sqrt{12}}$$

$$i_x = i_y = \frac{0.20}{\sqrt{12}} = 0.058\text{m}$$

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{l_0}{i} = \frac{0.75 \times 7}{0.058} = 50.52 > 70 \rightarrow \text{Pilar Esbelto}$$

Verificação dos limites de dispensa

A verificação da segurança em relação à encurvadura pode ser dispensada nos casos em que se verifique uma das seguintes condições:

$$\bullet \quad \lambda > 70 \Rightarrow \frac{M_{sd}}{N_{sd}} > 3.5h * \frac{\lambda}{70}$$

$$0 > 3.5 \times 0.20 \times \frac{102.59}{70}$$

$$0 > 1.02 \text{ (Não verifica!)}$$

Ou

$$\bullet \quad \lambda \leq 50 - 15 \frac{M_{sd,b}}{M_{sd,a}}$$

$$\lambda \leq 50 - 15 \times 0$$

$$\lambda \leq 50 \text{ (Não verifica!)}$$

Cálculo dos esforços de segunda ordem

- Excentricidade acidental (e_a):

$$e_a = \text{maior de } \left\{ \frac{l_0}{300} = \frac{0.75 * 700}{300} = 1.75 \text{ cm} \right. \\ \left. \frac{2}{2} \text{ cm} \right.$$

- Excentricidade da 2ª ordem (e_2):

$$\eta = \frac{0.4f_{cd} * A_c}{N_{sd}} = \frac{0.4 \times 16.7 \times 10^3 \times 0.20 \times 0.20}{461.1} = 0.6$$

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

$$\frac{1}{r} = \frac{5}{0.20} \times 10^{-3} \times 0.6 = 0.015$$

$$e_2 = \frac{1}{r} \times \frac{l_0^2}{10}$$

$$e_2 = 0.015 \times \frac{(0.75 \times 7)^2}{10} = 0.0413 \text{ m} = 4.13 \text{ cm}$$

- Excentricidade por fluência

$$e_c = \left[\frac{M_{sg}}{N_{sg}} + e_a \right] \left[e^{\left(\frac{\varphi_c * N_{sg}}{N_E - N_{sg}} \right)} - 1 \right]$$

$$N_E = \frac{\pi^2 * 29 * 10^6 * \frac{0.20 * 0.20^3}{12}}{(0.75 * 7)^2} = 1384.58 \text{ kN}$$

$$e_c = \left[0 + \frac{1.75}{100} \right] \left[e^{\left(\frac{2.5 * 0.60 * 461.1}{1384.58 - 0.60 * 461.1} \right)} - 1 \right] = 0.015 \text{ m}$$

Determinação dos esforços finais

$$M_{sd}^{final} = M_{sd} + N_{sd}(e_a + e_2 + e_c)$$

$$M_{sd}^{final} = M_{sdy}^{final} = 0 + 461.10 * \left(\frac{1.75}{100} + 0.0413 + 0.015 \right) = 34.03 \text{ kN.m}$$

Armaduras

$$\mu_x = \mu_y = \frac{M_{sd}}{b * h^2 * x * f_{cd}} = \frac{34.03 * 10^{-3}}{0.20 * 0.20^2 * 16.7} = 0.25$$

$$v = \frac{N_{sd}}{b * h * x * f_{cd}} = \frac{373.18 * 10^{-3}}{0.20 * 0.20 * 16.7} = 0.56$$

Pelo abaco de flexão $\omega = 0.398$

$$A_s = \frac{\omega * b * x * d * x * f_{cd}}{f_{syd}}$$

$$A_s = \frac{0.398 * 0.20 * 0.20 * 16.7}{348} = 7.64 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Seja } 4\phi 16$$

• Pilares P81 e P85

Determinação do comprimento efectivo de encurvadura

Em X-X:

$$\alpha_1 = 1$$

$$\alpha_2 = \frac{\sum EI_{pilares}}{\sum EI_{vigas}}$$

$$\alpha_2 = \frac{0.2x \frac{0.2^3}{12}}{0.20x \frac{0.50^3}{12}} = 0.064$$

$$\eta = \text{menor de } \begin{cases} 0.7 + 0.05(\alpha_1 + \alpha_2) \\ 0.85 + 0.05\alpha_{min} \end{cases}$$

$$\eta = \text{menor de } \begin{cases} 0.7 + 0.05(1 + 0.064) = 0.75 \\ 0.85 + 0.05x0.064 = 0.85 \end{cases}$$

$$\eta = 0.75$$

Em Y-Y:

$$\alpha_1 = 1$$

$$\alpha_2 = \frac{\sum EI_{pilares}}{\sum EI_{vigas}}$$

$$\alpha_2 = \frac{0.2x \frac{0.2^3}{12}}{2x0.25x \frac{0.55^3}{12}} = 0.019$$

$$\eta = \text{menor de } \begin{cases} 0.7 + 0.05(\alpha_1 + \alpha_2) \\ 0.85 + 0.05\alpha_{min} \end{cases}$$

$$\eta = \text{menor de } \begin{cases} 0.7 + 0.05(1 + 0.019) = 0.75 \\ 0.85 + 0.05x0.019 = 0.85 \end{cases}$$

$$\eta = 0.75$$

Cálculo da esbelteza

$$i_x = i_y = \frac{b}{\sqrt{12}}$$

$$i_x = i_y = \frac{0.20}{\sqrt{12}} = 0.058\text{m}$$

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{l_0}{i} = \frac{0.75x7}{0.058} = 90.52 > 70 \rightarrow \text{Pilar Esbelto}$$

Verificação dos limites de dispensa

A verificação da segurança em relação à encurvadura pode ser dispensada nos casos em que se verifique uma das seguintes condições:

- $\lambda > 70 \Rightarrow \frac{M_{Sd}}{N_{Sd}} > 3.5h * \frac{\lambda}{70}$

$$0 > 3.5 \times 0.20 \times \frac{102.59}{70}$$

$$0 > 1.02 \text{ (Não verifica!)}$$

Ou

$$\bullet \quad \lambda \leq 50 - 15 \frac{M_{Sd,b}}{M_{Sd,a}}$$

$$\lambda \leq 50 - 15 \times 0$$

$$\lambda \leq 50 \text{ (Não verifica!)}$$

Cálculo dos esforços de segunda ordem

- Excentricidade acidental (e_a):

$$e_a = \text{maior de } \left\{ \frac{l_0}{300} = \frac{0.75 \times 700}{300} = 1.75 \text{ cm} \right.$$

- Excentricidade da 2ª ordem (e_2):

$$\eta = \frac{0.4 f_{cd} * A_c}{N_{Sd}} = \frac{0.4 \times 16.7 \times 10^3 \times 0.20 \times 0.20}{286.1} = 0.934$$

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

$$\frac{1}{r} = \frac{5}{0.20} \times 10^{-3} \times 0.934 = 0.0234$$

$$e_2 = \frac{1}{r} \times \frac{l_0^2}{10}$$

$$e_2 = 0.0234 \times \frac{(0.75 \times 7)^2}{10} = 0.0645 \text{ m} = 6.45 \text{ cm}$$

- Excentricidade por fluência

$$e_c = \left[\frac{M_{Sg}}{N_{Sg}} + e_a \right] \left[e^{\left(\frac{\varphi_c * N_{Sg}}{N_E - N_{Sg}} \right)} - 1 \right]$$

$$N_E = \frac{\pi^2 \times 29 \times 10^6 \times \frac{0.20 \times 0.20^3}{12}}{(0.75 * 7)^2} = 1384.58 \text{ kN}$$

$$e_c = \left[0 + \frac{2}{100} \right] \left[e^{\left(\frac{2.5 * 0.60 * 286.1}{1384.58 - 0.60 * 286.1} \right)} - 1 \right] = 0.0085 \text{ m}$$

Determinação dos esforços finais

$$M_{Sd}^{final} = M_{Sd} + N_{Sd}(e_a + e_2 + e_c)$$

$$M_{Sdx}^{final} = M_{Sdy}^{final} = 0 + 286.10 * \left(\frac{2}{100} + 0.0645 + 0.0085 \right) = 26.61 \text{ kN.m}$$

Armaduras

$$\mu_x = \mu_y = \frac{M_{sd}}{b x h^2 x f_{cd}} = \frac{26.61 x 10^{-3}}{0.20 x 0.20^2 x 16.7} = 0.25$$

$$v = \frac{N_{sd}}{b x h x f_{cd}} = \frac{286.1 x 10^{-3}}{0.20 x 0.20 x 16.7} = 0.43$$

Pelo abaco de flexão composta: $\omega = 0.34$

$$A_s = \frac{\omega x b x d x f_{cd}}{f_{syd}}$$

$$A_s = \frac{0.34 x 0.20 x 0.20 x 16.7}{348} = 6.52 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Seja } 4\phi 16$$

Cintas

$$s \leq \begin{cases} 12\phi_{longitudinal} = 12 x 1.6 = 19.2 \text{ c}, \\ \text{Menor dimensao do pilar} = 20\text{cm} \rightarrow \text{Seja } s = 15\text{cm} \\ 30\text{cm} \end{cases}$$

$$\phi_{transversal} = 6 \text{ mm}$$

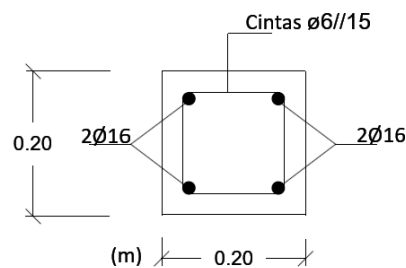


Fig. Corte transversal do pilar.

Contraventamentos (na cobertura)

- 1) Carga permanente + sobrecarga
- 2) Carga permanente + efeitos do vento

i) Acções

Permanentes

-Peso próprio da peça- $\delta_m=0,3\text{KN/m}^2$

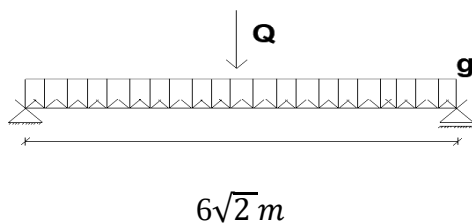
-Peso próprio da chapa- $\delta_{di}=0,15\text{KN/m}^2$

Variável

-Sobrecarga (Artigo 14- Rebap) – $S_c = 0,30\text{ KN/m}^2$ ou $Q= 1\text{KN}$

-Vento- Pressão dinâmica para altura até 15 m acima do solo nas regiões de exposição normal($q= 0,75\text{ KN/m}^2$)

ii) Sistema estático



Vão teóricos: $l=6\sqrt{2}\text{ m} = 8,49\text{ m}$

Largura de influência = 6m

iii) Cálculo de esforços

- Cargas permanentes:

$$g_{rka} = 0,30\text{KN/m}^2 \times 6\text{m} = 1,80\text{ KN/m}$$

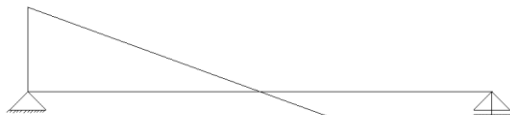
$$g_{rka} = 0,15\text{KN/m}^2 \times 6\text{m} = 0,90\text{ KN/m}$$

$$\sum Total = 1,8 + 0,90 = \frac{2,7\text{KN}}{\text{m}} = g$$



$$\frac{gl^2}{8}$$

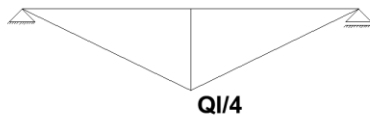
$$M = \frac{2,7 * (6\sqrt{2})^2}{8} = 24.30 \text{ KN/m}$$



$$V = \frac{2,7 * 6\sqrt{2}}{2} = 11.46 \text{ KN}$$

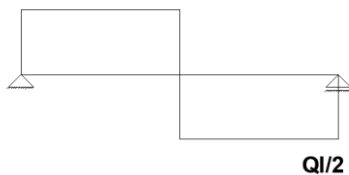
- Cargas Variáveis :

Q=1.0 Kn (a meio Vão) – sobrecarga



$$Ql/4$$

$$M = \frac{1 * 6\sqrt{2}}{4} = 2,12 \text{ KN.m}$$



$$Ql/2$$

$$V = \frac{1}{2} = 0.5 \text{ KN}$$

- Vento

Coeficiente de forma

Hipóteses 1

Ce 1= 0.5

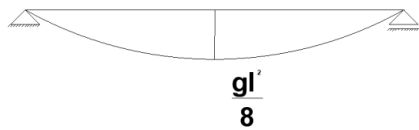
Ce 2= 0.5

Hipoteses 2

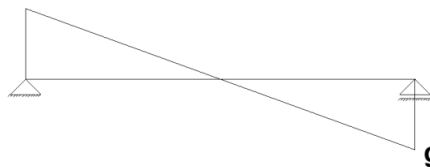
Ce 1= -0,5

Ce 2= -0.5

$$Q = 0.3 * 0.75 \text{ kn/m}^2 * \frac{6\sqrt{2}}{2} = 0.95 \text{ km/m}$$



$$M = \frac{0.95 \cdot (6\sqrt{2})^2}{8} = 8.55 \text{ KN.m}$$



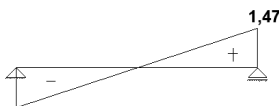
$$V = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{0.95 \cdot 6\sqrt{2}}{2} = 4.03 \text{ KN}$$

Vertente direita (secções)

$$q_v^{dr} = 0.30 \cdot \frac{0.75 \text{ kn}}{m^2} + 1.30 \text{ m} = 2.41 \text{ KN/m}$$



$$M = q_v^{dr} \cdot \frac{l^2}{8} = 0.49 \cdot \frac{6^2}{8} = 1.47 \text{ KN}$$



$$V = q_v^{dr} \cdot \frac{l}{2} = 0.49 \cdot \frac{6}{2} = 1.47 \text{ KN}$$

- Combinação de acção

$$\text{Vertente esquerda} \begin{cases} (1) + (2): & M_{cp} + S_c = 1,5 \cdot (1,08 + 1,76) = 4,26 \text{ KN.m} \\ (1) + (3): & M_{cp} + \text{vento} = 1,0 \cdot 1,08 + 1,5 + 2 \cdot 21 = 4,39 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Vertente direita} \begin{cases} (1) + (2): & M_{cp} + S_c = 1.5(1.08 + 1.76) = 4,26 \text{ KN.m} \\ (1) + (3): & M_{cp} + \text{vto} = 1,0 \cdot 1,08 - 1,5 \cdot 2 - 21 = -2,24 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• Verificação de resiliência

$$T_{sd} = \frac{M_{sd}}{w_x} \leq f_g; \quad M_{sd} = M_{cp} + S_c = 4,39 \text{ KN.m (vertente esquerda)}$$

Perfil ZZ:

$$W_x = 50 \text{ cm}^3 = \frac{4.39 \cdot 100 \text{ KN.m}}{50 \text{ cm}^3} = 8.78 \text{ KN/cm}^2 < 23.5 \text{ KN/cm}^2 \quad \text{Ok!}$$

$$f_{\max} < f_{\text{adm}} \rightarrow f_{\text{adm}} = \frac{L}{400} = \frac{600}{400} = 1.5 \text{ cm}$$

$$f_{\max} = \frac{5 \cdot [c_p + 1.5 S_c] \cdot l}{384 E I} ; = \frac{5 \cdot 0.98 \cdot 6}{384.210 \cdot 10 \cdot 1080 \cdot 10^{-8}}$$

$$= 0.0073 \text{ m ou } 0.73 \text{ cm} < 1.50 \text{ cm} \quad \text{OK!}$$

$$f_{sd} = 1.0 C_p + 1.5 S_c$$

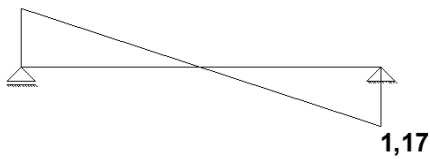
$$= 0.24 + 1.5 \cdot 0.49$$

$$= 0.98 \text{ KN/m}$$

Sobrecargas ($S_c = 0.30 \text{ KN/m}^2 \cdot 1.30 = 0.30 \text{ KN.m}$)

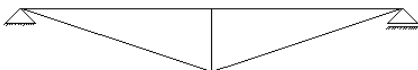


$$M_{sc} = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{0.39 \cdot 6^2}{8} = 1.76 \text{ KN.m}$$

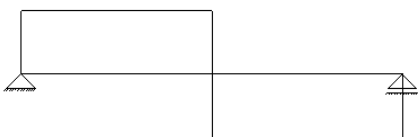


$$V_{sc} = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{0.39 \cdot 6}{2} = 1.17 \text{ KN}$$

Sobrecarga concentrada (alternativa)



$$M_{sc \rightarrow p=1.0 \text{ KN}} = KN = \frac{q \cdot l}{4} = \frac{1 \cdot 6}{4} = 1.5 \text{ KNm}$$



$$V_{sc \rightarrow p=1.0 \text{ KN}} = KN = \frac{1}{4} = 0.5 \text{ KN}$$

- Efeito de vento

- Coeficiente da forma (RSA)

Hipótese 1

$C_{p1} = 0.5$

$C_{p2} = -0.5$

Hipótese 2

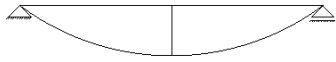
$C_{p1} = -0.5$

$C_{p2} = -0.5$

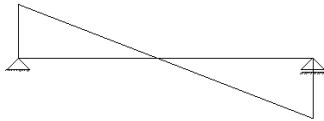
Ou

- Vertente esquerda (pressão)

$$q_v^{esq} = 0,3 * \frac{0,75KN}{m^2} * 1,30m = 0,49 KN/m$$



$$M_v = \frac{q_v^{esq}}{8} * l^2 = \frac{0,49}{8} * 6^2 = 2,21 KN/m$$



$$V = \frac{qr * l}{2} = \frac{0,49 * 6}{2} = 1,47KN$$

Dimensionamento e verificação das madres

Ações

Comb. fundamental: $\begin{cases} \text{carga permanente (1) + sobrecarga (2)} \\ \text{Carga permanente (1) + vento (3)} \end{cases}$

Qualificação

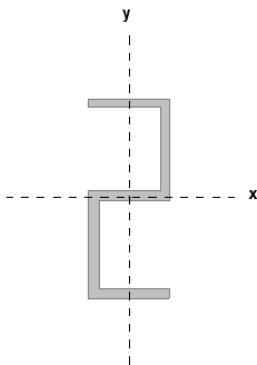
Carga Permanete : $\begin{cases} \text{peso próprio da madre - } gm = 0,1 KN/m^2 \\ \text{Peso próprio da chapa - } gdc = 0,15KN/m^2 \end{cases}$

Carga Variavel : {Sobrecarga de utilização – Sc = 0,30 KN/m² (**Artigo 14 RSA**)

Vento - pressão dinâmica para altura **ate** 15m
acima do solo nas regiões de exposição normal-
q=0,75 KN/m²

- **Sistema estático e propriedade das secções**

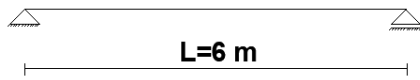
Perfil adaptado ZZ



$$E=210KN/mm^2$$

$$J=1080cm^4$$

Sistema estático

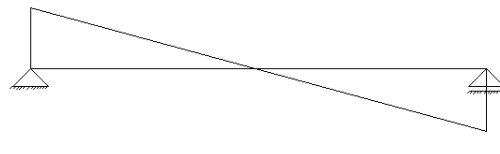


- simplesmente apoiado

- Carga permanente: $CP = (g_m + g_{cl}) l_i = 0,24 \text{ KN/m}$



$$\text{Esforço de flexão: } M_{cp} = \frac{g \cdot l^2}{8} = \frac{0,24 \cdot 6^2}{8} = 1,08 \text{ KN/m}$$



$$\text{Esforço transversal: } V_{aq} = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{0,24 \cdot 6}{2} = 0,72 \text{ kn}$$

Sem flexão desviada!

Propriedades do Material (Aço)

$$F_{yd} = 235 \text{ MPa}$$

Varificacao da segurança

$$\sigma_{sd} \leq \sigma_{rd} = f_{yd}$$

$$\sigma_{sd} = \frac{N_{sd}}{A} + \frac{M_{sd}}{W_x} \leq f_{yd}$$

$$\frac{M_{sd}}{W_x} \leq f_{yd}$$

$$\frac{35670 \text{ kn} \cdot \text{cm}}{937 \text{ cm}^2} = \frac{66,4 \text{ kn}}{\text{cm}^2} > 23,50 \text{ KN/cm}^2$$

Não verifica!

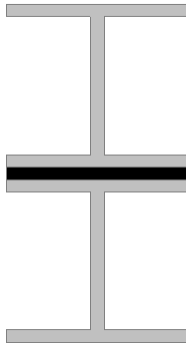
$$\frac{M_{sd}}{W_x} \leq f_{yd} = W_x \geq \frac{M_{sd}}{f_{sd}} = \frac{35670}{23,5} = 1517,9 \text{ cm}^2$$

$$2\text{IPE360} \left\{ \begin{array}{l} 2W_x = 1808 \text{ cm}^3 \\ Z_{\Delta} = 145,4 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} (\text{adoptado})$$



Reforço localizador:

Pouco eficiente na absorção de esforços de flexão na secção em análise.



Reforço localizador: executado por um IPE 360 nas secções da máxima solicitada.

Características das secções Adoptadas

Dimensionamento e verificação de segurança (ASNAS)

i) Solicitações (pórticos extremos: 01,02,03,14,15,16)

$$\left\{ \begin{array}{l} M^{-ed} = 19,50 \text{KN.m} \rightarrow cp + sc \\ Vsd = 18.30 \text{KN} \rightarrow cp + sc \end{array} \right\} \text{seccao } x = 6\text{m}$$

Propriedades da secção

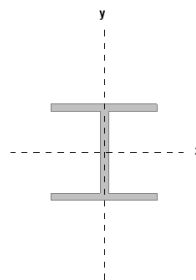
- Perfil IPE240**

$$m=30.7 \text{ kg/m}$$

$$A=31.10 \text{cm}^2$$

$$W_x=324 \text{cm}^3$$

$$I_x=3892 \text{cm}^4$$



Propriedades do material (aço)

$$F_{yd}=235 \text{Mpa}$$

Verificação de segurança

$$\delta_{sd} = \frac{N_{sd}}{A} + \frac{M_{sd}}{W_x} \leq \delta_{rd} = f_{yd}$$

$$\delta_{sd} = \frac{19.50 * 100 \text{kn.m}}{324 \text{cm}^3} = 6.02 \text{kn.cm}^2 < 23.5 \text{kn.cm}^2 \quad \text{OK!}$$

ii) Solicitações (pórtico intermédios: 04,05,06,07,08,09,10,11,12,13)

$$\left\{ \begin{array}{l} M^{+}_{sd} = 356,70 \text{ KN.m} \rightarrow CP + Sc \\ V_{sd} = 0,0 \text{ kn} \rightarrow CP + Sc \end{array} \right\} \text{seccao } X = 9,23 \text{ m}$$

Propriedades da seccao

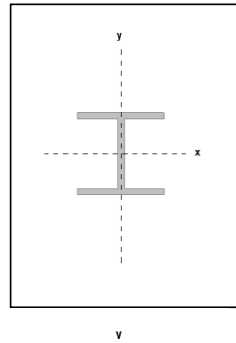
• **Perfil IPE 300**

$$m = 42,20 \text{ kg/m}$$

$$A = 53,80 \text{ cm}^2$$

$$W_x = 537 \text{ cm}^3$$

$$I_x = 8356 \text{ cm}^4$$



Cálculo de ligações (cont.)

Secção x=12m

- ASNAS (pórtico extremos: 01,02,03,14,15,16)

$$T_{sd}^{CP+Sc} = 13,95 \text{ kn} \quad T_{rd}^{corte} = 188 \text{ MPa}; \quad \delta_{sd}^{esm} = 528,75 \text{ MPa}$$

- Equação para verificação de segurança

$$1. T_{sd} = \frac{tsd}{\Delta} \leq Trd$$

$$2. \delta_{sd}^{esm} = \frac{Tsd}{d.e} \leq \delta rd$$

- Verificação ao corte (1)

$$T_{sd} = \frac{Tsd}{n\Delta f} \leq Trd; n = 6 \text{ parafusos M10}$$

$$A_f \geq \frac{Tsd}{n.Tsd} = \frac{13,95}{6 * 18,8} = 0,123 \text{ cm}^2$$

$$\pi_4 d^2 \geq 0,123 \rightarrow d \geq \sqrt{4 * \frac{0,123}{\pi}} = 0,395 \text{ cm ou } 3,95 \text{ mm}$$

- Verificação ao esmagamento (2)

$$\delta_{sd}^{esm} = \frac{Tsd}{d.e} = \frac{13,95}{3,95 * 10 * 10^{-6}} = 353,16 < 528,75 \text{ MPa} \quad \text{OK!}$$

$$n = 6 \text{ parafusos}; d = 10 \text{ mm (M10)}$$

- Disposição construtiva

$$a=40\text{mm}, b=40\text{mm}; c=75\text{mm}$$

$$\text{Largura}=25+c=2*40+75=155\text{cm}$$

$$\text{Comprimento}=610\text{mm}$$

NB: Ver desenho de pormenores no anexo

ASNAS (pórtico extremos: 01,02,03,14,15,16)

Seccao x=6m

$$T_{sd}^{cp+sc}=18,30\text{KN}, \quad T_{rd}^{corte}=188\text{MPa}, \quad \delta_{sd}^{esm}=528,75\text{MPa}$$

- Equações para verificação da segurança

$$1. T_{sd} = \frac{Tsd}{A} \leq Trd$$

$$2. \delta_{sd}^{esm} = \frac{Tsd}{d * e} \leq \delta rd$$

- Verificação ao corte(Z)

$$\frac{Tsd}{n * A} \leq Trd;$$

$n = 6$ furos realizados na ligação M10

$$Ap \geq \frac{Tsd}{n * Trd} = \frac{18,30}{6 * 18,80} = 0,162\text{cm}^2$$

$$\pi * d^2 = 0,162 - d \sqrt{4 * \frac{0,162}{\pi}} = 0,454\text{cm ou } 4,5\text{mm}$$

- Verificação ao esmagamento (II)

$$\delta_{sd}^{esm} = \frac{Tsd}{d.e} = \frac{18.30}{1.5*10^{-3}*10*10^{-3}} = 403\text{MPa} < 528,75\text{MPa OK!}$$

$$n = 6 \text{ parafusos}; d = 10 \text{ (6m10)}$$

Disposição construtiva seguido as normas portuguesas

$$A=40\text{mm}; b<40\text{mm}; c=75\text{mm}$$

$$\text{Largura}=2b+c=2*40+75=155\text{mm}$$

$$\text{Comprimento}=4a+6c+0=4*40+6*75=610\text{mm}$$

NB: Ver desenhos em anexo

ASNAS (pórtico central: (04,05,06,07,08,09,10,11,12,13))

Secção em análise (x=0m)

$$T_{sd}^{CP+SC} = 59,70KN \quad T_{rd}^{corte} = 188MPa; \delta_{sd}^{esm} = 528,75MPa$$

- Equações Para verificação da segurança

$$1. T_{sd} = \frac{T_{ed}}{A} \leq T_{rd}$$

$$2. \delta_{sd}^{esm} = \frac{T_{sd}}{d * e} \leq \delta_{rd}$$

- Verificação ao corte (1)

$$\frac{T_{sd}}{nA} \leq T_{rd} ; n = 24 \text{ furos (M10)}$$

$$A_p \geq \frac{T_{sd}}{n * T_{rd}} \frac{59.70}{24 * 18.80} = 0.132cm^2$$

$$d \geq \sqrt{4 + \frac{0.132}{\pi}} = 0.4cm \text{ ou } 4.10mm$$

- Verificação ao esmagamento (2)

$$\delta_{sd}^{esm} = \frac{T_{sd}}{d * e} = \frac{59.70}{4 * 10 * 1,0 * 10^{-5}} = 145.61MPa < 528,75MPa \text{ OK!}$$

$$n=24 \text{ parafusos ; } d=10mm \text{ (24M10)}$$

- Disposição construtiva segundo as normas portuguesas

$$A=40mm; b=40m; c=75cm$$

$$\text{Largura} = 2b+c=2*40+75+5=615mm$$

NB: Ver desenho de pormenores em anexo

ASNAS (pórtico central: 04;05;06;08;0.9;10;11;12;13)

Secção x=6m

$$T_{sd}^{CP+Sc} = 29.85kn; T_{rd}^{corte} = 188MPa; \delta_{sd}^{esm} = 528,76MPa$$

Equação para verificacao de segurança

$$1. T_{sd} = \frac{T_{sd}}{A} \leq T_{rd}$$

$$2. \delta_{sd}^{esm} = \frac{T_{sd}}{d.e} \leq \delta_{rd}$$

- Verificação ao corte (1)

$$\frac{Tsd}{nA} \leq Trd ; n = 24 \text{ furos (M10)}$$

$$A_p \geq \frac{Tsd}{n * Trd} \rightarrow \left(\frac{\pi}{4}\right) * d^2 \geq \frac{Tsd}{n * Trd}$$

$$d \geq \sqrt{\frac{4 * Tsd}{\pi * n * Trd}} = \sqrt{\frac{4 * 29,85}{\pi * 24 * 18,8}} = 0,29 \text{ cm ou } 2,9 \text{ mm}$$

- Verificação ao esmagamento (2)

$$\delta_{sd}^{esm} = \frac{Tsd}{d * e} = \frac{29,85}{2,9 * 10 * 1,0 * 10^{-5}} = 102,93 \text{ MPa} < 528,75 \text{ MPa } \textbf{OK!}$$

$$n=24 \text{ parafusos ; } d=10 \text{ mm (24M10)}$$

- Disposição construtiva segundo as normas portuguesas

$$A=40 \text{ mm; } b=40 \text{ mm; } c=75 \text{ mm}$$

$$\text{Largura} = 2b + c = 2 * 40 + 75 + 5 = 160 \text{ mm}$$

$$\text{Comprimento} = 4a + 6c + 0 = 4 * 40 + 6 * 75 = 610 \text{ mm}$$

NB: Ver desenho de pormenores em anexo

Calculo de ligações (laje - pilar metálico)

$$N_{sd} = 1,5Cp + 1,5Sc + N_{sd}^{-1}$$

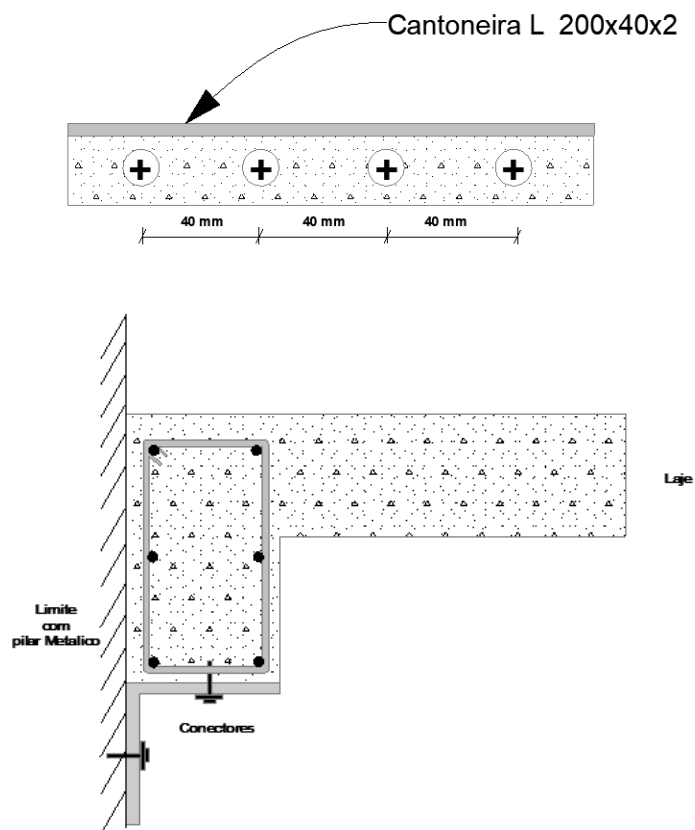
$$N_{sd} = 192,29 \text{ KN}$$

$$F_{sd} = N_{sd} = 192,29 \text{ KN}$$

$$\frac{F_{sd}}{\pi \cdot \frac{d}{4}} \leq 0,8 \cdot F_{yd}; \quad F_{yd} = 235 \text{ Mpa}$$

$$d \geq \sqrt{\frac{4 \cdot F_{sd}}{\pi \cdot 0,8 \cdot 235}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 192,29}{\pi \cdot 0,8 \cdot 235}} = 1,14 \text{ mm} \rightarrow \text{M10}$$

Solução: 6 M10



- Verificação da resistência da chapa

$$\frac{0,8 \cdot F_{sd}}{a \cdot e} \leq f_{yd} \rightarrow \frac{0,8 \cdot F_{sd}}{n \cdot a \cdot e} = \frac{0,8 \cdot 192 \cdot 29 \cdot 10^{-3}}{6 \cdot 10 \cdot 40 \cdot 10^{-5}} = 6,40 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} < 235 \text{ OK!}$$

- **Dimensionamento dos Chumbadores**

- *Solicitações*

$$N_{sd} = 192,29 \text{ KN}, V_{sd} = 0 \text{ KN}$$

- *Propriedades do Material*

$$f_{yd} = 235 \text{ MPa}, f_u = 360 \text{ MPa}$$

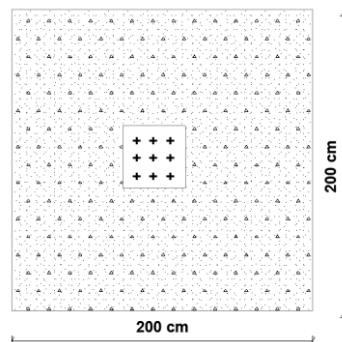
$$f_{cu} = 20 \text{ MPa (C16/20)}$$

- *Condições para a Verificação da segurança.*

$$F_1 = \sqrt{f_t^2 + f_n^2} \leq 0,33 f_u$$

$$F_1 = \sqrt{\left(\frac{192,29}{A}\right)^2 + 3 * \left(\frac{192,29}{A}\right)^2} \leq 0,33 * 360 * 10^3$$

$$A \geq 162 \text{ cm}^2 \rightarrow 33 \text{ Chumbadores de } 25,4 \text{ mm}$$



$$l_c = 12dc = 12 * 25,4 = 305 \text{ mm}$$

$$l_h = \frac{1,21 * T_1}{f_{cu} * d_c} = \frac{1,21 * T_1}{20 * 10^3 * 25,4 * 10^{-3}} = 50 \text{ mm}$$

- *Chapa da Base*

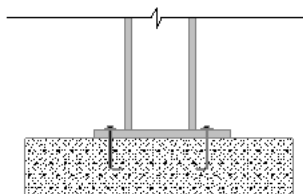
$$N_{sd} = 192,29 \text{ KN}$$

$$f_c = \frac{N_{sd}}{A} = \frac{192,29}{A} \leq 0,35 * f_{cu} \rightarrow A \geq 274,7 \text{ cm}^2$$

$$B = \sqrt{274,71} = 16,60 \text{ cm} \rightarrow B = L = 20 \text{ cm}$$

$$\delta = \frac{192,29}{20} = \frac{0,48KN}{cm} \quad OK!$$

- Ligações chapa - Pilar



Condições de estabilidade

$$F_{w,rd} \geq F_{w,ed}$$

$$F_{w,rd} = 288,44 \text{ KN}$$

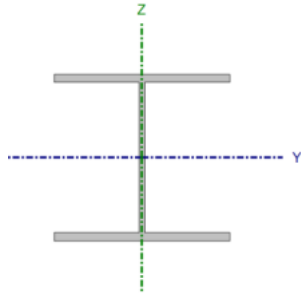
$$F_{w,rd} = \frac{f_u * a}{\sqrt{3} * 0,8 * \gamma} = \frac{360 * 10^3 * a}{\sqrt{3} * 0,8 * 1,25} \geq 288,44$$

$$a \geq 1,4 \text{ mm} \text{ Adopta-se } a = 5 \text{ mm}$$

Combinações			
Numero	Descrição	Esforço Transverso (KN)	Momento Flector (KN.m)
01	Carga Permanente	11,46	24,30
02	Sobrecarga	0,50	2,12
03	Vento	4,03	8,55

Número de combinações	Esforço Transverso(KN)	Momento Flector(KN.m)
1+2	17,94	39,63
1+3	23,24	49,28

Perfiz Escolhidos



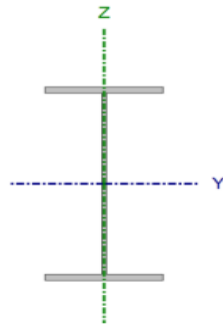
IPE: 240

$$m = 30,7 \text{ kg/m}$$

$$A = 39,10 \text{ cm}^2$$

$$W_x = 324 \text{ cm}^3$$

$$I_x = 3892 \text{ cm}^4$$



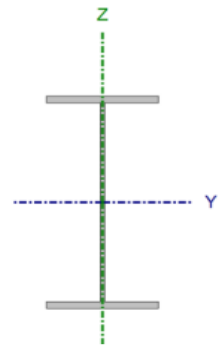
IPE: 300

$$m = 42,20 \text{ kg/m}$$

$$A = 53,80 \text{ cm}^2$$

$$W_x = 537 \text{ cm}^3$$

$$I_x = 8356 \text{ cm}^4$$



IPE 360

$$m = 57,10 \text{ kg/m}$$

$$A = 72,70 \text{ cm}^2$$

$$W_x = 904 \text{ cm}^3$$

$$I_x = 16\,270 \text{ cm}^4$$

4. Conclusões e Recomendações

4.1. Conclusões

O estágio profissional é fundamental para colocar em prática todos os conhecimentos adquiridos ao longo do curso e marcar o ponto de partida para a vida profissional.

Os trabalhos desenvolvidos ao longo do estágio profissional permitiram atingir os objetivos estabelecidos, contribuindo, de forma inequívoca, para um enriquecimento pessoal e profissional, especificando também que relatório foi muito importante porque permitiu perceber e observar o funcionamento e a influência que cada um dos elementos estruturais (Laje, vigas, pilares e fundações) tem um sobre o outro. E Deste modo, com o trabalho desenvolvido Conclui-se que:

- A determinação das acções, o pré-dimensionamento da estrutura e a concepção do arranjo estrutural como ponto de partida, se bem executados, podem facilitar significativamente os trabalhos posteriores de dimensionamento dos elementos estruturais.
- A modelagem da estrutura num programa de calculo automático é sem duvidas mais prático e rápido dependendo do tipo de estrutura mas é preciso ter atenção e embasamento teórico para reconhecer e contornar as limitações do programa, pois o mesmo utiliza hipóteses que podem não ser condizentes com o projecto em análise e conduzir a resultados exagerados. Alguns cálculos manuais por serem um processo repetitivo foram feitos com base em planilhas de Excel.
- Durante o dimensionamento estrutural a experiência do projectista confere alguma vantagem, sob ponto de vista de poder associar a realidade e o teórico sem muitas dúvidas ao perigo. O que vai influenciar também na escolha de soluções de disposição de armaduras, mais práticos e conducentes com a realidade

4.2. Recomendações

- Recomenda-se a realização correcta da quantificação das acções e a análise global cuidadosa dos seus efeitos na estrutura, considerando reactivamente ao Sismo;
- Recomenda-se que no dimensionamento seja tida em consideração a disponibilidade dos materiais no mercado;
- Recomenda-se ainda que durante as etapas de fabricação e montagem da estrutura se obedeça de forma rigorosa os desenhos de execução fornecidos.

Bibliografia

1. Apontamentos das aulas teóricas da Disciplina de Betão I/II – UEM
2. REBAP - *Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado*. Porto Editora, 2014;
3. RSAEEP - *Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes*. 4 Edição. Porto Editora, 2017;
4. Guerra, Joao, 2010, Fundamentos de concepção de estruturas, Porto;
5. SIMÕES, Rui A.D. (2007). *Manual de dimensionamento de estruturas metálicas, Coleção Construção Metálica e Mista, cmm Press, Coimbra*.
6. LEMES, Daniela De Jesus Lopes. *Comparativo entre ligações soldadas e parafusadas através de análise estrutural computacional*. TCC, Curso de Engenharia Civil, UniEVANGÉLICA, Anápolis, GO, 88p. 2019.
7. MARQUES, Silvana Dulce Paiva Moreira. *Dimensionamento de bases rígidas de pilares metálicos segundo o eurocódigo 3*. Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL - ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS, Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2013.
8. BERGAMASCO, Pedro Diego Almeida. *Estudo do comportamento estrutural de ligações parafusadas viga-pilar com chapa de topo estendida: Análise numérica*. São Paulo, 2012
9. GOECKS, Cristiano. *Análise de ligações parafusadas em estruturas metálicas. Dissertação apresentada ao programa de graduação do curso de Engenharia Civil, Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul – UNIJUI, Rio Grande do Sul, 2011*.
10. Abecassis, Seminário Internacional sobre Ligações Estruturais, “ *Ligações de Peças Metálicas ao Betão com Buchas Concepção e Pormenorização*”
11. Comité Euro-Internacional dú Béton CEB, 1994, “*Fastening to Concrete and Masonry Structures: State of the Art Report*”

Anexos

PÓRTICO EXTREMO (01; 02; 03;14;15;16)

Carga Permanente

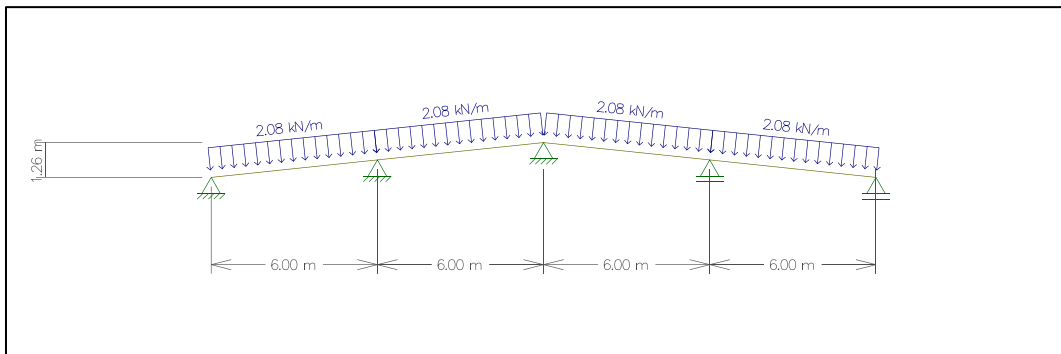


Figura 1: Sistema estático(Hiperestático).

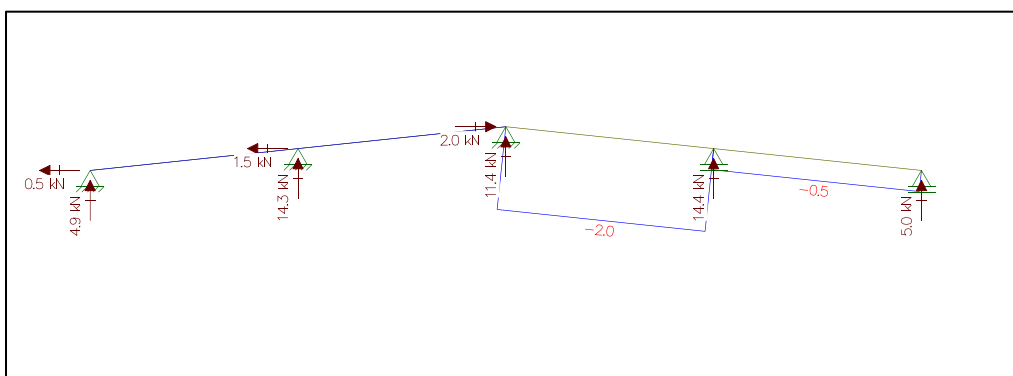


Figura 2: Diagrama de esforços axiais, DN [kN].

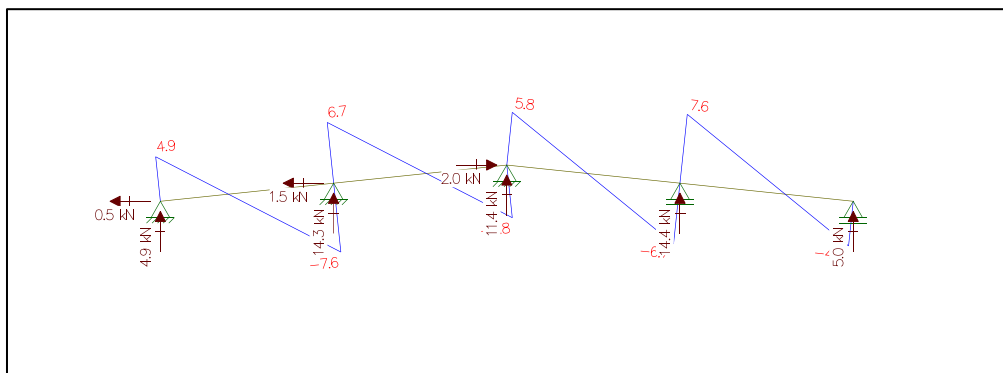


Figura 3: Diagrama de esforços transversos, DV [kN].

ANEXOS-Sistemas estáticos & Diagramas de esforços (Cobertura e Fundação)

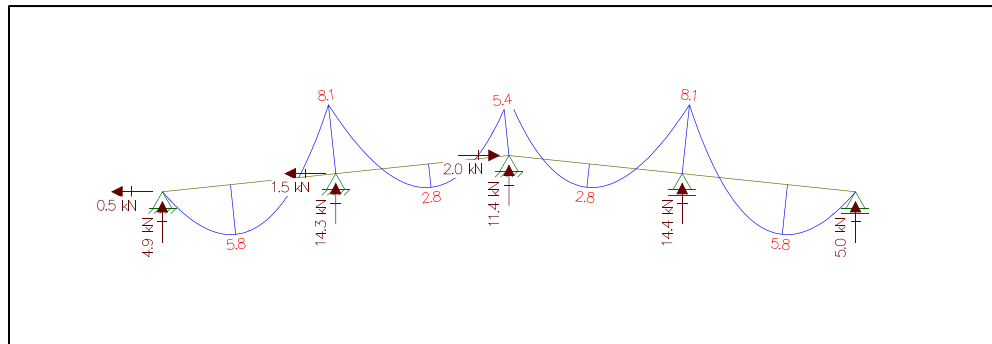


Figura 4: Diagrama de momentos flectores, DM [kNm].

Sobrecarga

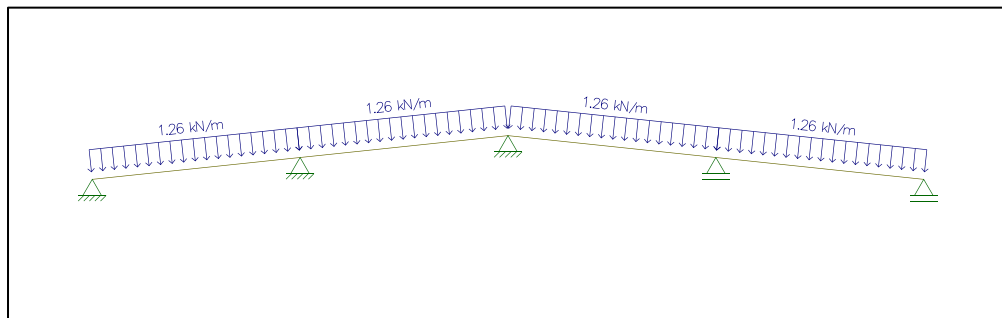


Figura 5: Sistema estatico (Hiperestatico).

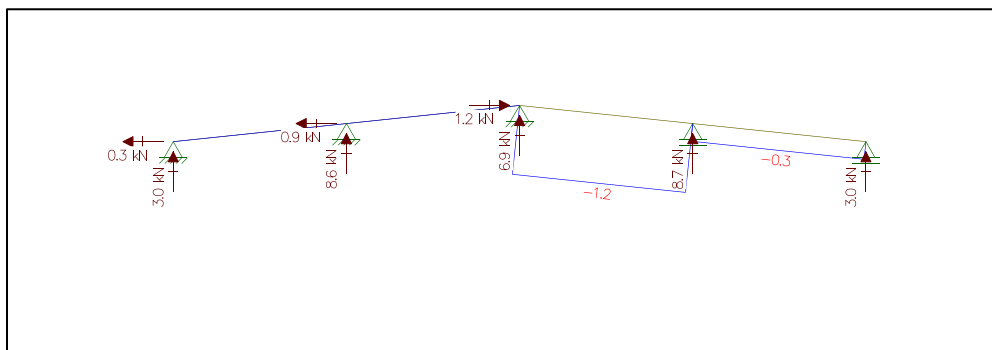


Figura 6: Diagrama de esforços axiais, DN[kN].

ANEXOS-Sistemas estáticos & Diagramas de esforços (Cobertura e Fundação)

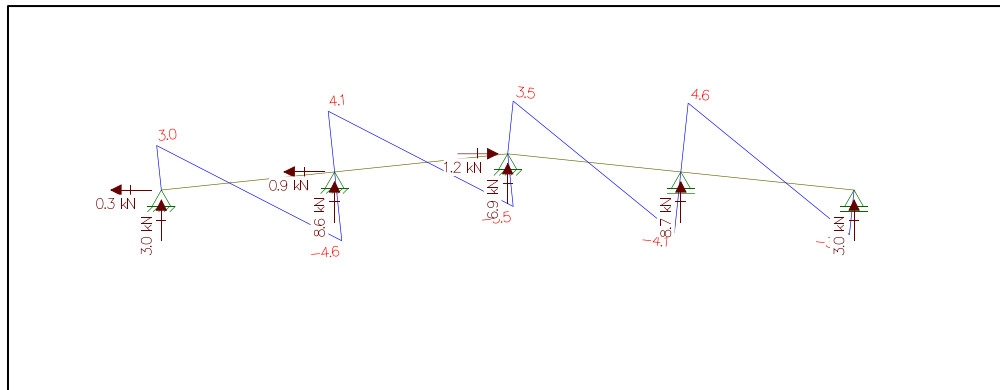


Figura 7: Diagrama de esforços transversos, DV[kN].

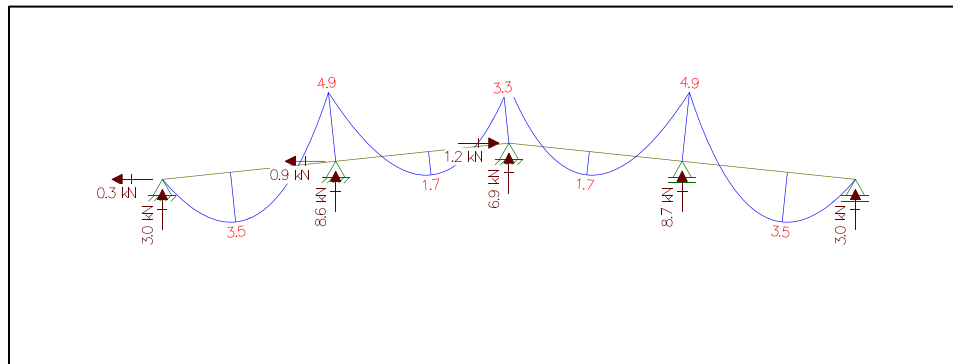


Figura 8: Diagrama de momentos flectores, DM [kNm].

Efeito do vento

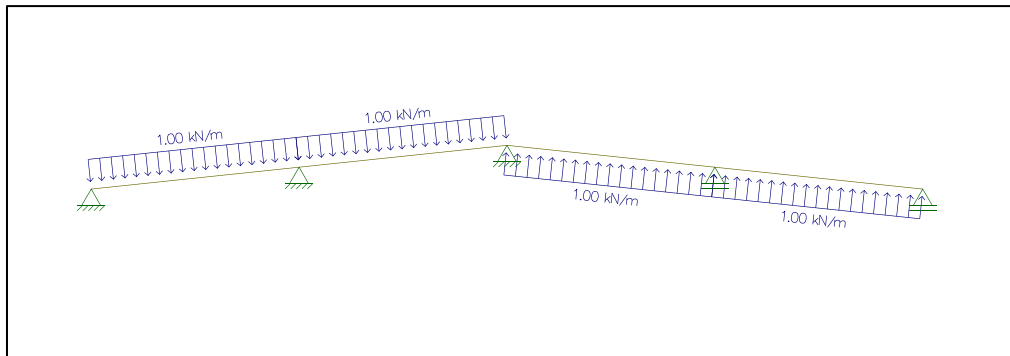


Figura 9: Sistema estático (hiperestático).

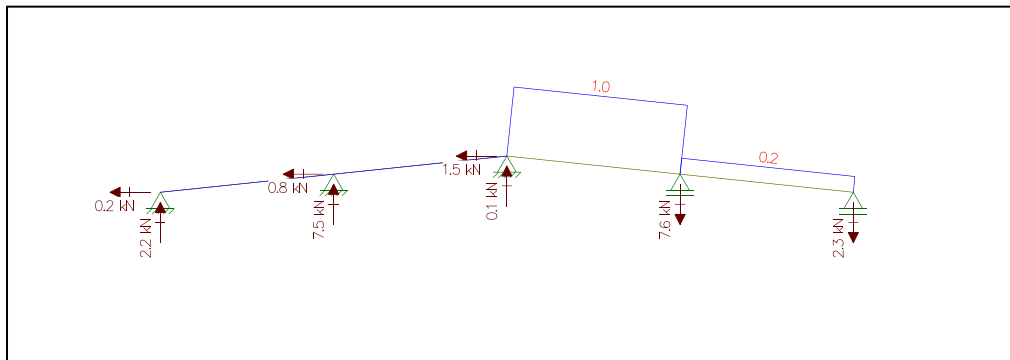


Figura 10: Diagrama de esforços axiais, DN [kN].

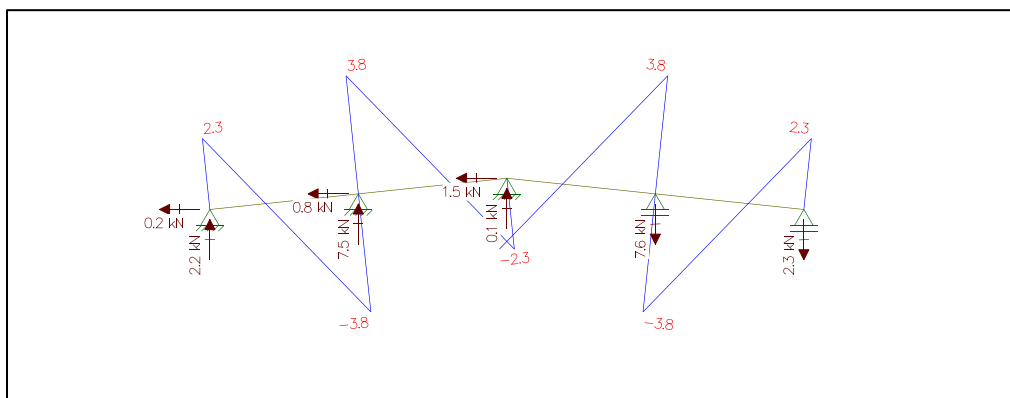


Figura 11: Diagrama de esforços transversos, DV [kN].

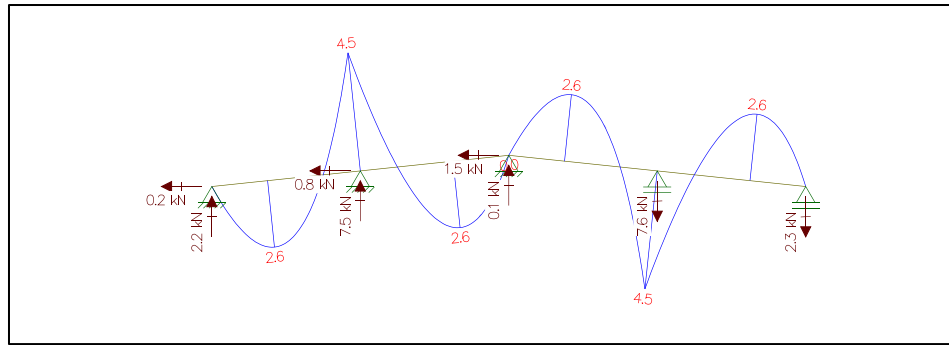


Figura 12: Diagrama de momentos flectores, DM [kNm].

PÓRTICO CENTRAL (04; 05; 06; 07; 08; 09; 10; 11; 12; 13)

Cargas permanente

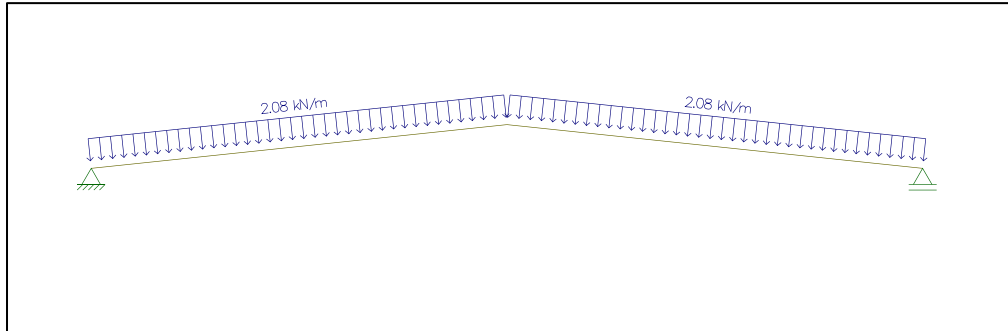


Figura 13: Sistema estático (Isoestático).

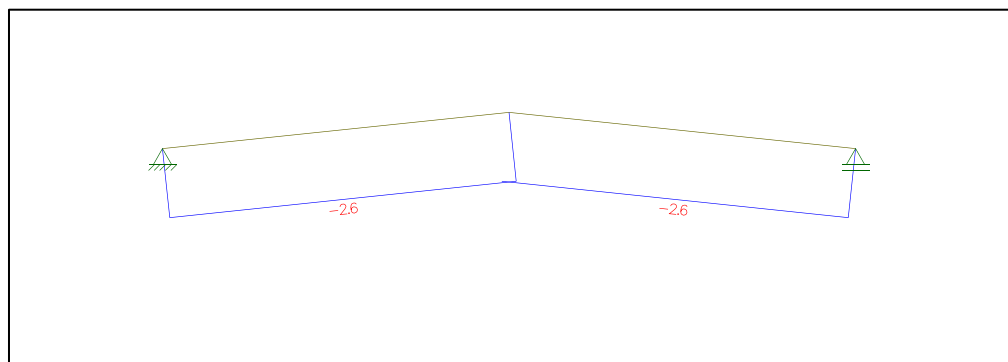


Figura 14: Diagrama de esforços axiais, dN [kN].

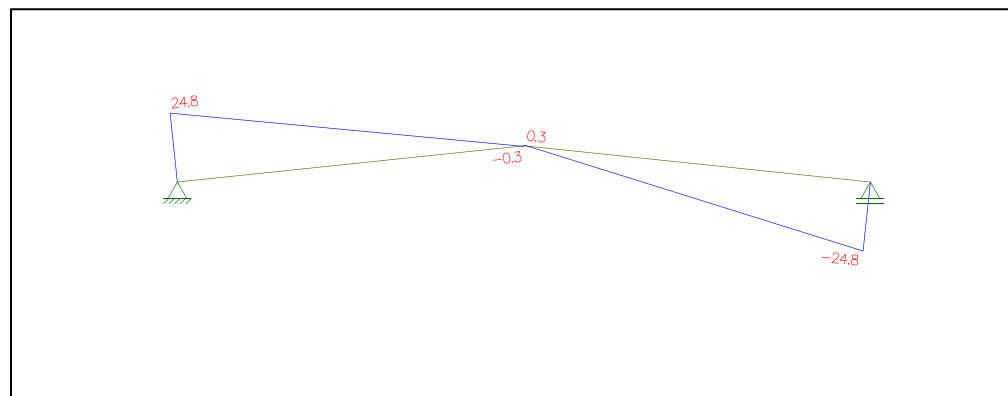


Figura 15: Diagrama de esforços transversos, DV [kN].

ANEXOS-Sistemas estáticos & Diagramas de esforços (Cobertura e Fundação)

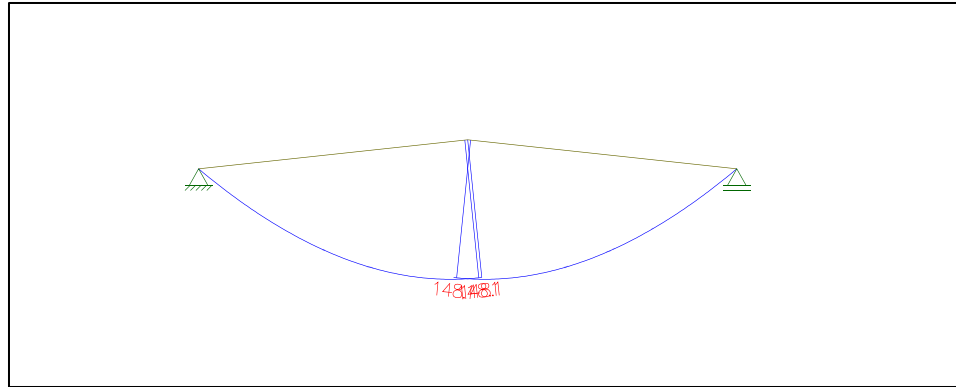


Figura 16: Diagrama de momentos flectores, DM [kN.m].

Sobrecarga

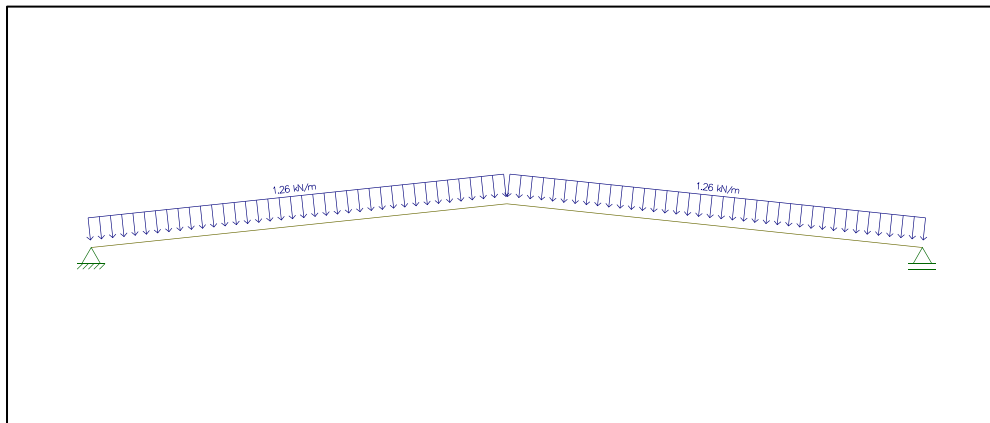


Figura 17: Sistema estático (Isoestático).

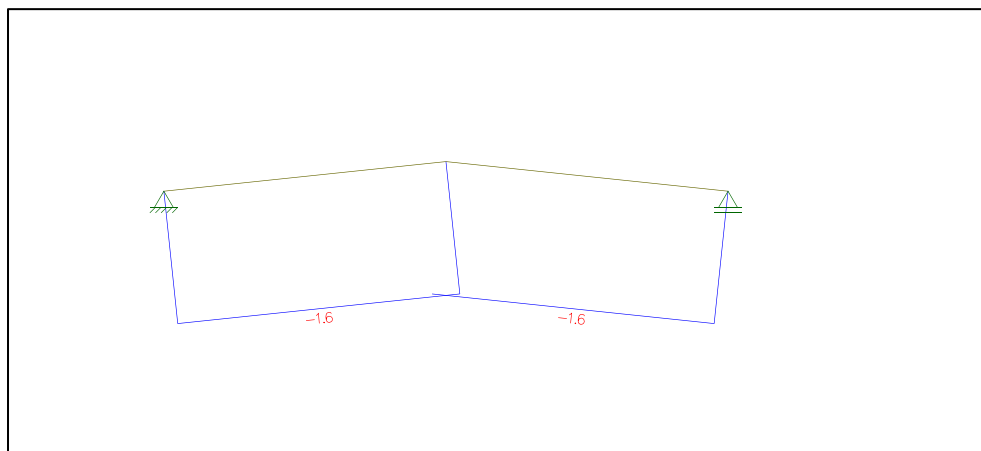


Figura 18: Diagrama de esforços axiais, DN[kN].

ANEXOS-Sistemas estáticos & Diagramas de esforços (Cobertura e Fundação)

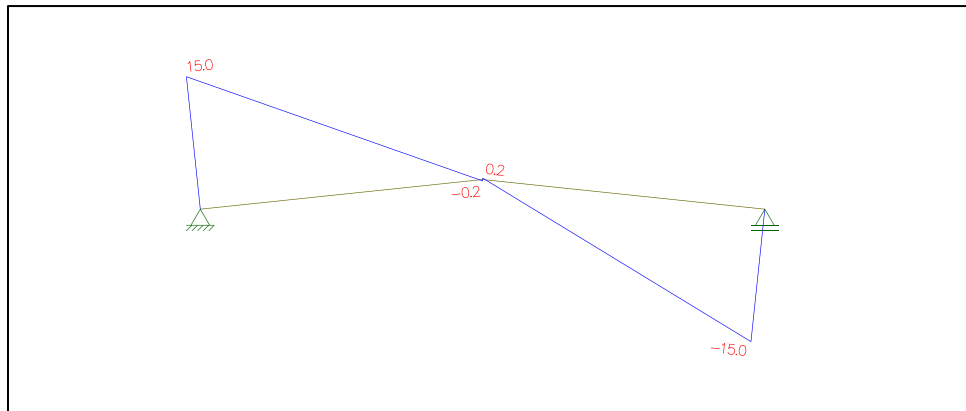


Figura 19: Diagrama de esforços transversos, DV [kN].

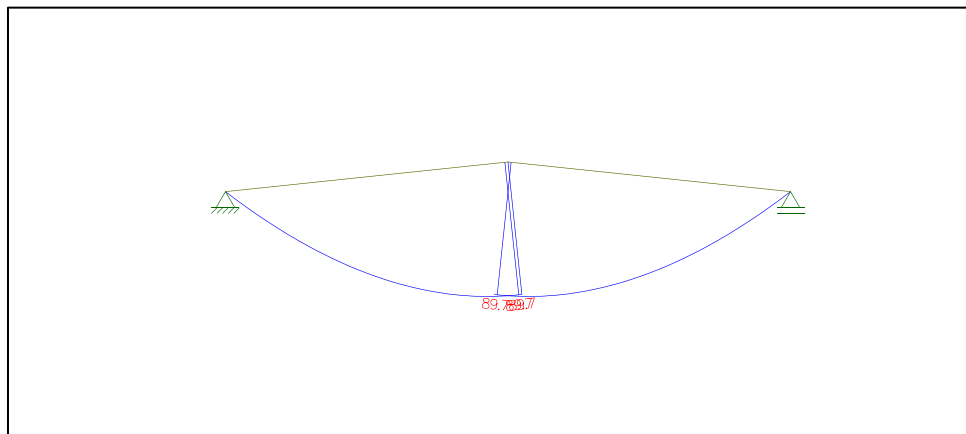


Figura 20: Diagrama de momentos flectores, DM [kN.m].

Efeito do vento

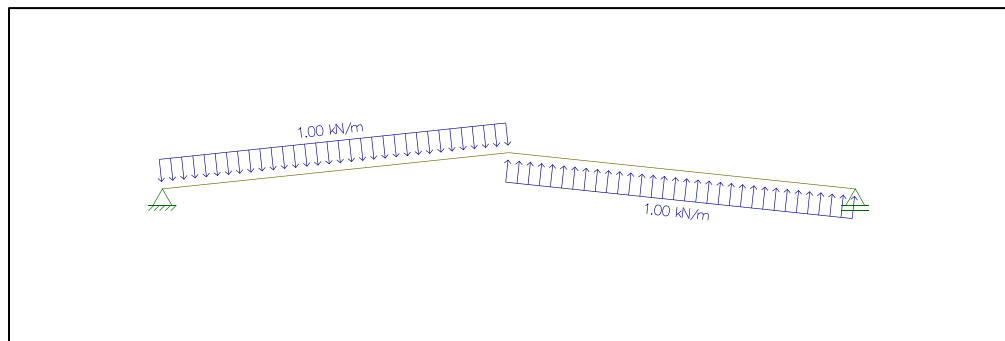


Figura 21: Sistema estático (Isoestático).

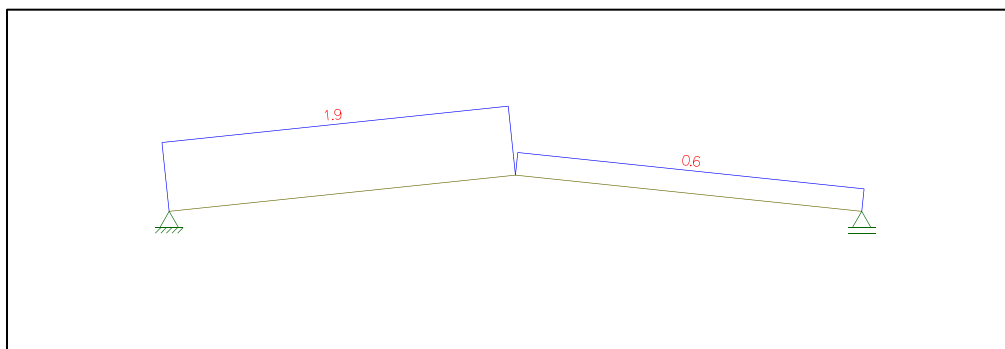


Figura 22: Diagrama de esforços axiais, $DN[\text{kN}]$.

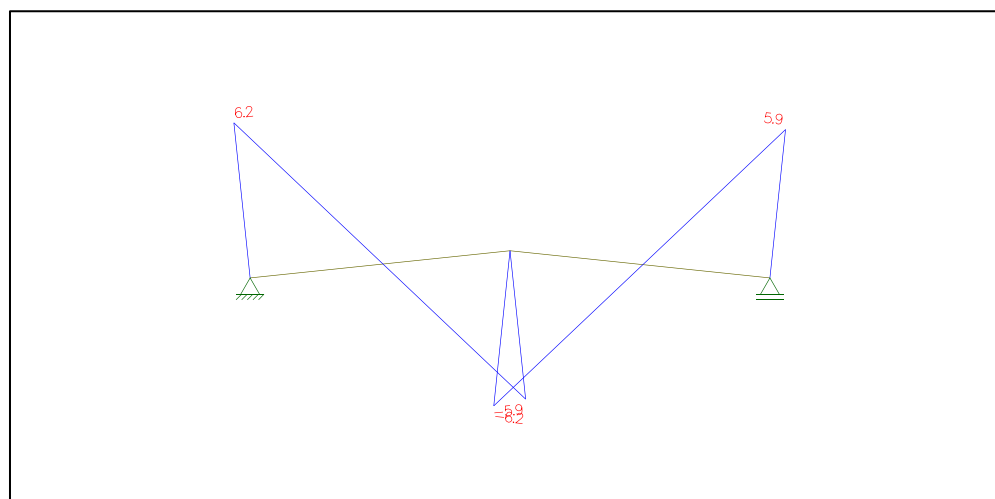


Figura 23: Diagrama de esforços transversos, $DV [\text{kN}]$.

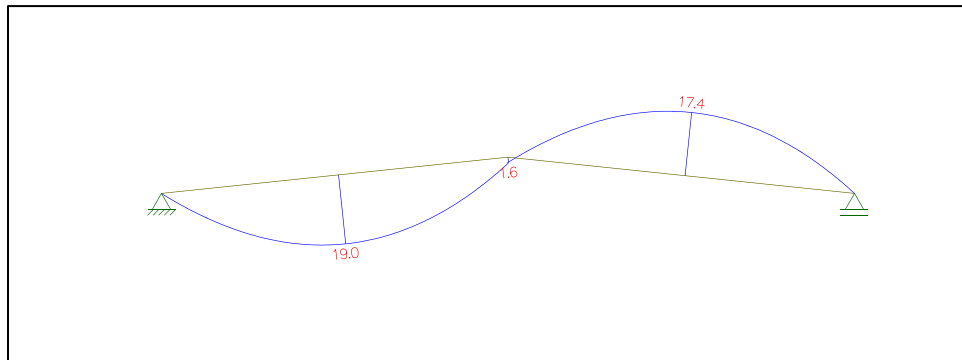


Figura 24: Diagrama de momentos flectores, DM [kN.m].

ANEXOS-Sistemas estáticos & Diagramas de esforços (Cobertura e Fundação)

PÓRTICO EXTREMO(1; 2; 3; 14;15;16)										
Esforço transversal (Vsd)-[kN]										
Combinação	Secção1 (x=0m)	Secção2 (x= 2.4 m)	Secção3(x=6 m)	Secção4(x= 9.23m)	Secção5(x= 12 m)	Secção6(x= 14.8m)	Secção7(x= 18 m)	Secção8(x= 21.7m)	Secção9(x= 24m)	
CP+Sc	11.85	0	18.3	0	13.95	0	18.3	0	11.85	
CP+Vento	10.8	0	17.1	0	12.15	0	17.1	0	10.8	
Momento Flector (Msd)-[kN.m]										
CP+Sc	0	13.95	19.5	6.75	13.05	6.75	19.5	13.95	0	
CP+Vento	0	12.6	18.9	8.1	8.1	8.1	18.9	12.6	0	
PÓRTICO CENTRAL(4; 5; 6; 7; 8; 9; 10; 11; 12; 13)										
Esforço transversal (Vsd)-[kN]										
Combinação	Secção1 (x=0m)	Secção2 (x= 2.4 m)	Secção3(x=6 m)	Secção4(x= 9.23m)	Secção5(x= 12 m)	Secção6(x= 14.8m)	Secção7(x= 18 m)	Secção8(x= 21.7m)	Secção9(x= 24m)	
CP+Sc	59.7	47.7	29.85	13.5	0.3	13.5	29.85	47.7	59.7	
CP+Vento	46.5	35.4	18.6	13.05	0.3	13.05	18.6	35.4	46.5	
Momento flector (Msd)-[kN.m]										
CP+Sc	0	129	268.5	338.7	356.7	338.7	268.5	129	0	
CP+Vento	0	118.65	248.1	312.3	148.1	312.3	248.1	118.65	0	

Figura 25: Combinação fundamental (Cobertura).

Legenda

1-Carga Permanente=CP

2- Sobrecarga=Sc

3-Efeito do Vento=Vento

ANEXOS-Sistemas estáticos & Diagramas de esforços (Cobertura e Fundação)

COBERTURA			
ID pórtico	ID pilar	Nsd=1.5CP+1.5Sc[kN]	Nsd=1.0CP+1.5Vento[kN]
1	P16,P36,P37,P38,P32	59.7	34.1
2	P15,P77,P78,P79,P31	59.7	34.1
3	P14,P80,P81,P82,P30	59.7	34.1
4	P13,P29	34.5	25.55
5	P12,P28	34.5	25.55
6	P11,P27	34.5	25.55
7	P10,P26	34.5	25.55
8	P9,P25	34.5	25.55
9	P8,P24	34.5	25.55
10	P7,P23	34.5	25.55
11	P6,P22	34.5	25.55
12	P5,P21	34.5	25.55
13	P4,P20	34.5	25.55
14	P3,P84,P85,P87,P19	59.7	34.1
15	P2,P83,P86,P88,P18	59.7	34.1
16	P1,P42,P43,P44,P17	59.7	34.1

Figura 26: Esforços axiais (de compressão) sobre a cabeça do pilar.

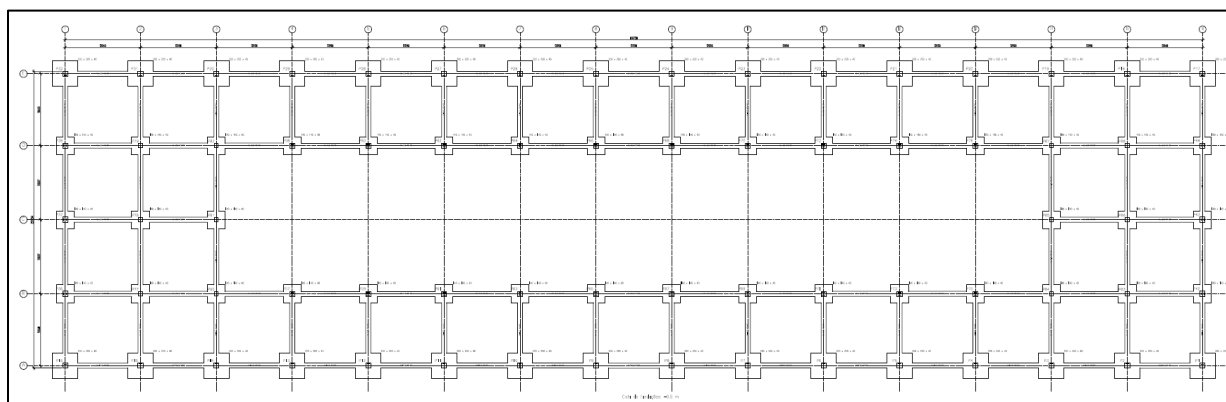


Figura 27: Referência para identificação dos pórticos.

ANEXOS-Sistemas estáticos & Diagramas de esforços (Cobertura e Fundação)

COBERTURA (Madres)			
ID pórtico	ID madre	Secção[mmxmmxmm]	Situação
1	m1-m16	ZZ170X60X20X2	Passa
2	m17-m25	ZZ170X60X20X2	Passa
3	m26-m34	ZZ170X60X20X2	Passa
4	m35-m43	ZZ170X60X20X2	Passa
5	m44-m52	ZZ170X60X20X2	Passa
6	m53-m61	ZZ170X60X20X2	Passa
7	m62-m70	ZZ170X60X20X2	Passa
8	m71-m79	ZZ170X60X20X2	Passa
9	m80-m88	ZZ170X60X20X2	Passa
10	m89-m97	ZZ170X60X20X2	Passa
11	m98-m106	ZZ170X60X20X2	Passa
12	m107-m115	ZZ170X60X20X2	Passa
13	m116-m124	ZZ170X60X20X2	Passa
14	m125-m133	ZZ170X60X20X2	Passa
15	m134-m142	ZZ170X60X20X2	Passa
16	m143-m151	ZZ170X60X20X2	Passa

Figura 28: Quadro de verificação das madres.

ANEXOS-Sistemas estáticos & Diagramas de esforços (Cobertura e Fundação)

COBERTURA (Contraventamento)			
ID pórtico	ID CHS	Secção[mmxmm]	Situação
1	CVh1	CHS100X4	Passa
2	CVh2	CHS100X4	Passa
3	null	null	null
4	null	null	null
5	null	null	null
6	null	null	null
7	null	null	null
8	CVh3	CHS100X4	Passa
9	CVh4	CHS100X4	Passa
10	null	null	null
11	null	null	null
12	null	null	null
13	null	null	null
14	null	null	null
15	CVh5	CHS100X4	Passa
16	CVh6	CHS100X4	Passa

Figura 29: Quadro de verificação de contraventamento horizontal.

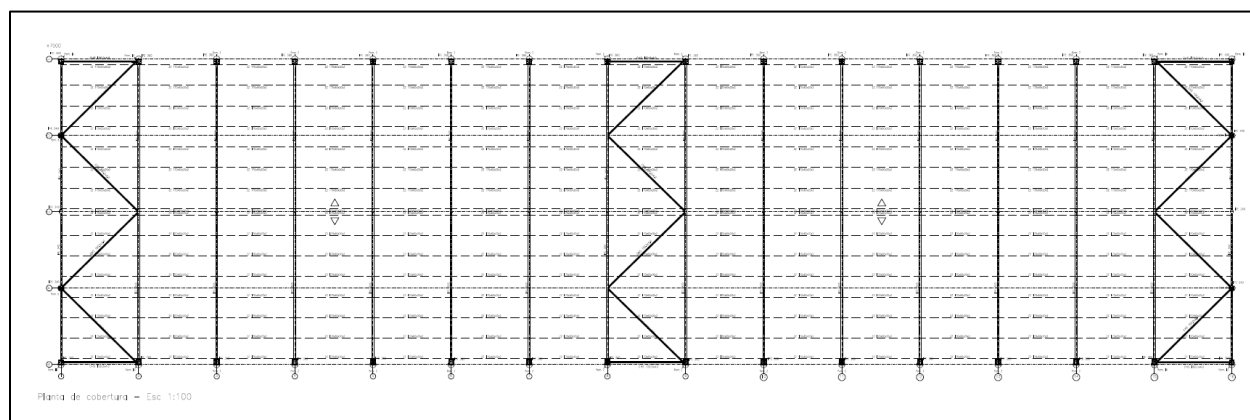


Figura 30: Quadro de elementos horizontais.

ANEXOS-Sistemas estáticos & Diagramas de esforços (Cobertura e Fundação)

FUNDAÇÃO (Sapatas)			
ID pórtico	ID Sapata	Secção [cmxcmxcm]	Situação
1	S16,S36,SP37,S38,S32	200x200X40-140x140x40	Passa
2	S15,S77,S78,S79,S31	200x200X40-140x140x40	Passa
3	S14,S80,S81,S82,S30	200x200X40-140x140x40	Passa
4	S13,S29	200x200X40-140x140x40	Passa
5	S12,S28	200x200X40-140x140x40	Passa
6	S11,S27	200x200X40-140x140x40	Passa
7	S10,S26	200x200X40-140x140x40	Passa
8	S9,S25	200x200X40-140x140x40	Passa
9	S8,S24	200x200X40-140x140x40	Passa
10	S7,S23	200x200X40-140x140x40	Passa
11	S6,S22	200x200X40-140x140x40	Passa
12	S5,S21	200x200X40-140x140x40	Passa
13	S4,S20	200x200X40-140x140x40	Passa
14	S3,S84,S85,S87,S19	200x200X40-140x140x40	Passa
15	S2,S83,S86,S88,S18	200x200X40-140x140x40	Passa
16	S1,S42,S43,S44,S17	200x200X40-140x140x40	Passa

Figura 31:Quadro de análise de sapatas.

ANEXOS-Sistemas estáticos & Diagramas de esforços (Cobertura e Fundação)

FUNDAÇÃO (Vigas de Equilíbrio)			
ID pórtico	ID Viga Lintel	Secção [cmxcmxcm]	Situação
1	P16-P36-P37-P38-P32	30x40	Passa
2	P15-P77-P78-P79-P31	30x40	Passa
3	P14-P80-P81-P82-P30	30x40	Passa
4	P13-P29	30x40	Passa
5	P12-P28	30x40	Passa
6	P11-P27	30x40	Passa
7	P10-P26	30x40	Passa
8	P9-P25	30x40	Passa
9	P8-P24	30x40	Passa
10	P7-P23	30x40	Passa
11	P6-P22	30x40	Passa
12	P5-P21	30x40	Passa
13	P4-P20	30x40	Passa
14	P3-P84-P85-P87-P19	30x40	Passa
15	P2-P83-P86-P88-P18	30x40	Passa
16	P1-P42-P43-P44-P17	30x40	Passa

Figura 32: Quadro de vigas de equilíbrio.

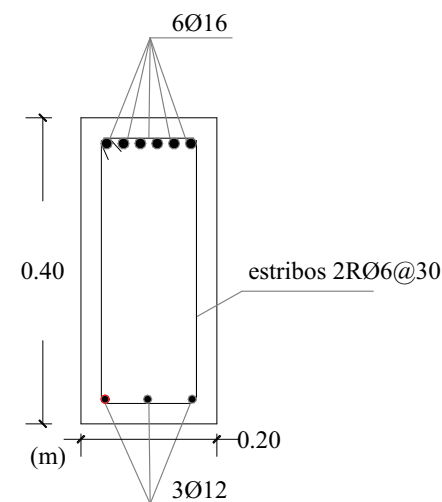
VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DOS PILARES METÁLICOS

	VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DOS PILARES METÁLICOS											
	Esforços		Dados do perfil					Calculo da tensão				Verificação
Pilar Metalico	Nsd(kN)- Pavimento	Nsd(kN)- Cobertura	Seccão	A(cm²)	Wx(cm³)	ix(cm)	l(m)	α	Esbelteza(λ)	φ	σ _{sd} (MPa)	
1	55.41	59.7	IPE300	53.8	537	12.5	7.0	1	56.00	0.761	28.12	OK!
2	162.71	59.7	IPE360	72.7	904	15	7.0	1	46.67	0.823	37.18	OK!
3	164.61	59.7	IPE360	72.7	904	15	7.0	1	46.67	0.823	37.49	OK!
4	164.61	34.5	IPE360	72.7	904	15	7.0	1	46.67	0.823	33.28	OK!
5	164.61	34.5	IPE360	72.7	904	15	7.0	1	46.67	0.823	33.28	OK!
6	164.61	34.5	IPE360	72.7	904	15	7.0	1	46.67	0.823	33.28	OK!
7	164.61	34.5	IPE360	72.7	904	15	7.0	1	46.67	0.823	33.28	OK!
8	164.61	34.5	IPE360	72.7	904	15	7.0	1	46.67	0.823	33.28	OK!
9	164.61	34.5	IPE360	72.7	904	15	7.0	1	46.67	0.823	33.28	OK!
10	164.61	34.5	IPE360	72.7	904	15	7.0	1	46.67	0.823	33.28	OK!
11	164.61	34.5	IPE360	72.7	904	15	7.0	1	46.67	0.823	33.28	OK!
12	164.61	34.5	IPE360	72.7	904	15	7.0	1	46.67	0.823	33.28	OK!
13	164.61	34.5	IPE360	72.7	904	15	7.0	1	46.67	0.823	33.28	OK!
14	164.61	59.7	IPE360	72.7	904	15	7.0	1	46.67	0.823	37.49	OK!
15	162.71	59.7	IPE360	72.7	904	15	7.0	1	46.67	0.823	37.18	OK!
16	55.41	59.7	IPE300	53.8	537	12.5	7.0	1	56.00	0.761	28.12	OK!
17	55.41	59.7	IPE300	53.8	537	12.5	7.0	1	56.00	0.761	28.12	OK!
18	162.71	59.7	IPE360	72.7	904	15	7.0	1	46.67	0.823	37.18	OK!
19	164.61	59.7	IPE360	72.7	904	15	7.0	1	46.67	0.823	37.49	OK!
20	164.61	34.5	IPE360	72.7	904	15	7.0	1	46.67	0.823	33.28	OK!
21	164.61	34.5	IPE360	72.7	904	15	7.0	1	46.67	0.823	33.28	OK!
22	164.61	34.5	IPE360	72.7	904	15	7.0	1	46.67	0.823	33.28	OK!
23	164.61	34.5	IPE360	72.7	904	15	7.0	1	46.67	0.823	33.28	OK!
24	164.61	34.5	IPE360	72.7	904	15	7.0	1	46.67	0.823	33.28	OK!
25	164.61	34.5	IPE360	72.7	904	15	7.0	1	46.67	0.823	33.28	OK!
26	164.61	34.5	IPE360	72.7	904	15	7.0	1	46.67	0.823	33.28	OK!
27	164.61	34.5	IPE360	72.7	904	15	7.0	1	46.67	0.823	33.28	OK!
28	164.61	34.5	IPE360	72.7	904	15	7.0	1	46.67	0.823	33.28	OK!
29	164.61	34.5	IPE360	72.7	904	15	7.0	1	46.67	0.823	33.28	OK!
30	164.61	59.7	IPE360	72.7	904	15	7.0	1	46.67	0.823	37.49	OK!
31	162.71	59.7	IPE360	72.7	904	15	7.0	1	46.67	0.823	37.18	OK!
32	55.41	59.7	IPE300	53.8	537	12.5	7.0	1	56.00	0.761	28.12	OK!
36	165.7	59.7	IPE240	39.1	324	9.97	7.0	1	70.21	0.667	86.48	OK!
37	146.1	59.7	IPE240	39.1	324	9.97	7.0	1	70.21	0.667	78.96	OK!
38	165.7	59.7	IPE240	39.1	324	9.97	7.0	1	70.21	0.667	86.48	OK!
42	165.7	59.7	IPE240	39.1	324	9.97	7.0	1	70.21	0.667	86.48	OK!
43	146.1	59.7	IPE240	39.1	324	9.97	7.0	1	70.21	0.667	78.96	OK!
44	165.7	59.7	IPE240	39.1	324	9.97	7.0	1	70.21	0.667	86.48	OK!
57	192.29	59.7	HEA200	53.8	389	8.28	7.0	1	84.54	0.571	81.96	OK!
58	192.29	59.7	HEA200	53.8	389	8.28	7.0	1	84.54	0.571	81.96	OK!
59	192.29	59.7	HEA200	53.8	389	8.28	7.0	1	84.54	0.571	81.96	OK!
60	192.29	59.7	HEA200	53.8	389	8.28	7.0	1	84.54	0.571	81.96	OK!
61	192.29	59.7	HEA200	53.8	389	8.28	7.0	1	84.54	0.571	81.96	OK!
62	192.29	59.7	HEA200	53.8	389	8.28	7.0	1	84.54	0.571	81.96	OK!
63	192.29	59.7	HEA200	53.8	389	8.28	7.0	1	84.54	0.571	81.96	OK!
64	192.29	59.7	HEA200	53.8	389	8.28	7.0	1	84.54	0.571	81.96	OK!
65	192.29	59.7	HEA200	53.8	389	8.28	7.0	1	84.54	0.571	81.96	OK!
66	192.29	59.7	HEA200	53.8	389	8.28	7.0	1	84.54	0.571	81.96	OK!
67	192.29	59.7	HEA200	53.8	389	8.28	7.0	1	84.54	0.571	81.96	OK!
68	192.29	59.7	HEA200	53.8	389	8.28	7.0	1	84.54	0.571	81.96	OK!
69	192.29	59.7	HEA200	53.8	389	8.28	7.0	1	84.54	0.571	81.96	OK!
70	192.29	59.7	HEA200	53.8	389	8.28	7.0	1	84.54	0.571	81.96	OK!
71	192.29	59.7	HEA200	53.8	389	8.28	7.0	1	84.54	0.571	81.96	OK!
72	192.29	59.7	HEA200	53.8	389	8.28	7.0	1	84.54	0.571	81.96	OK!
73	192.29	59.7	HEA200	53.8	389	8.28	7.0	1	84.54	0.571	81.96	OK!
74	192.29	59.7	HEA200	53.8	389	8.28	7.0	1	84.54	0.571	81.96	OK!
75	192.29	59.7	HEA200	53.8	389	8.28	7.0	1	84.54	0.571	81.96	OK!
76	192.29	59.7	HEA200	53.8	389	8.28	7.0	1	84.54	0.571	81.96	OK!

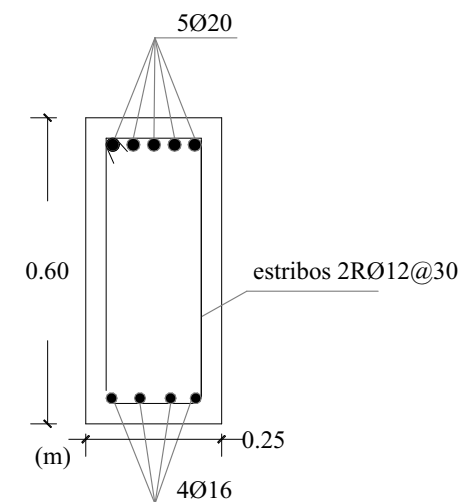
$$\sigma_{sd} = \frac{N_{sd}}{A * \varphi} (1)$$

PORMENORES DAS VIGAS DA LAJE DO PISO INTERMEDIO

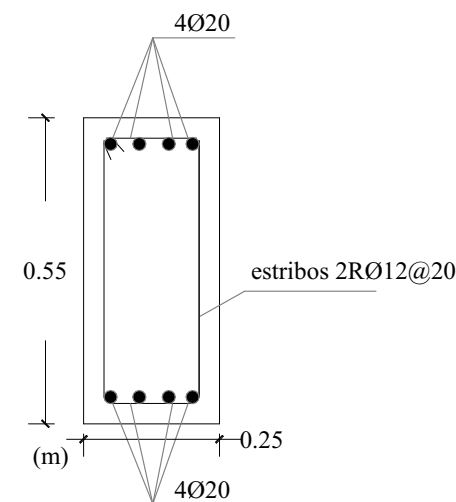
Corte transversal da viga do eixo 1 e 16



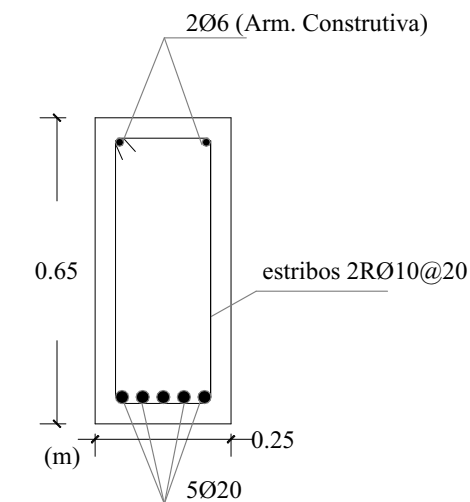
Corte transversal da viga do eixo 2 e 15



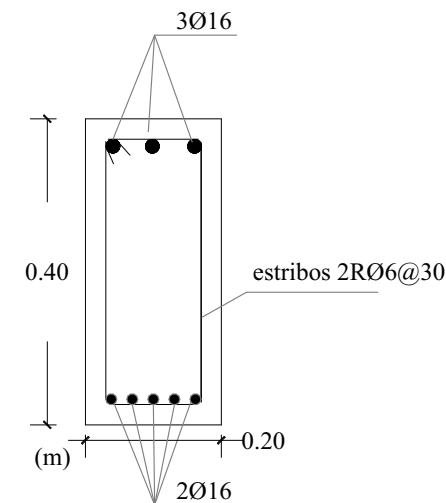
Corte transversal da viga do eixo 3 e 14



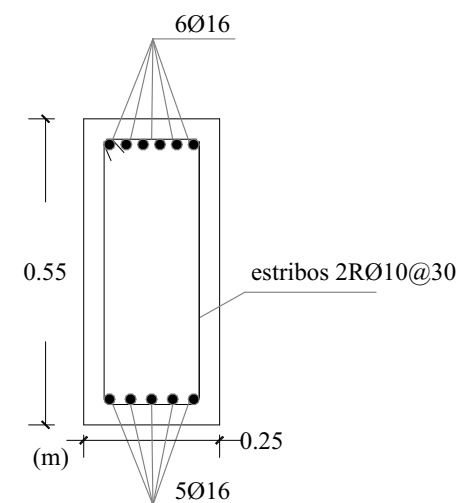
Corte transversal da viga do eixo 3,4,5,6,7,8,9,10,11,12 e 13



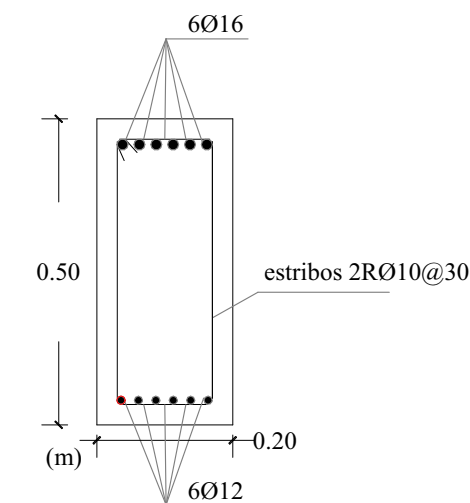
Corte transversal da viga do eixo E e A



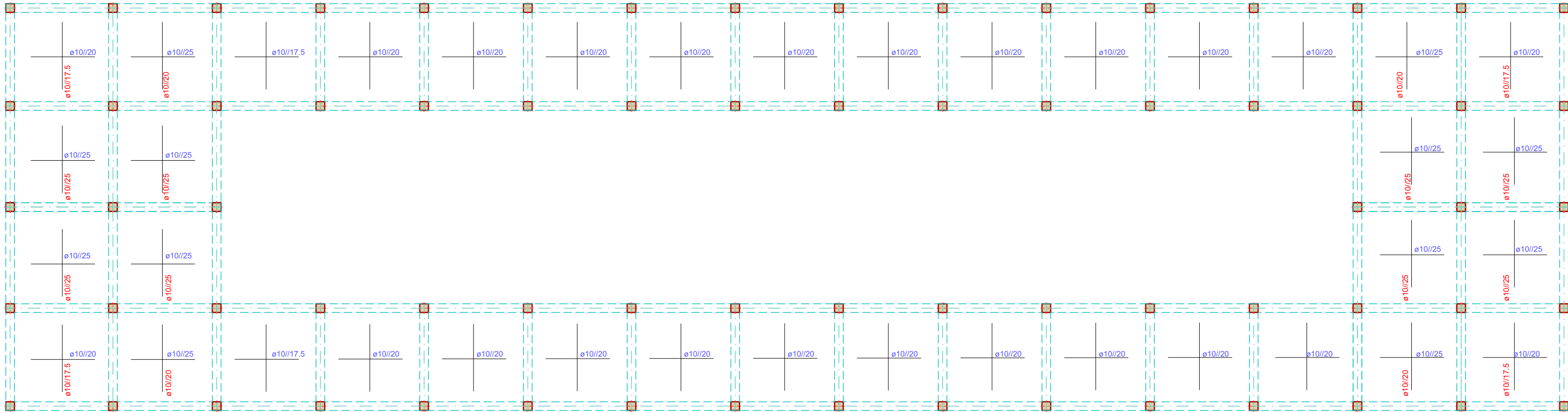
Corte transversal da viga do eixo B e D



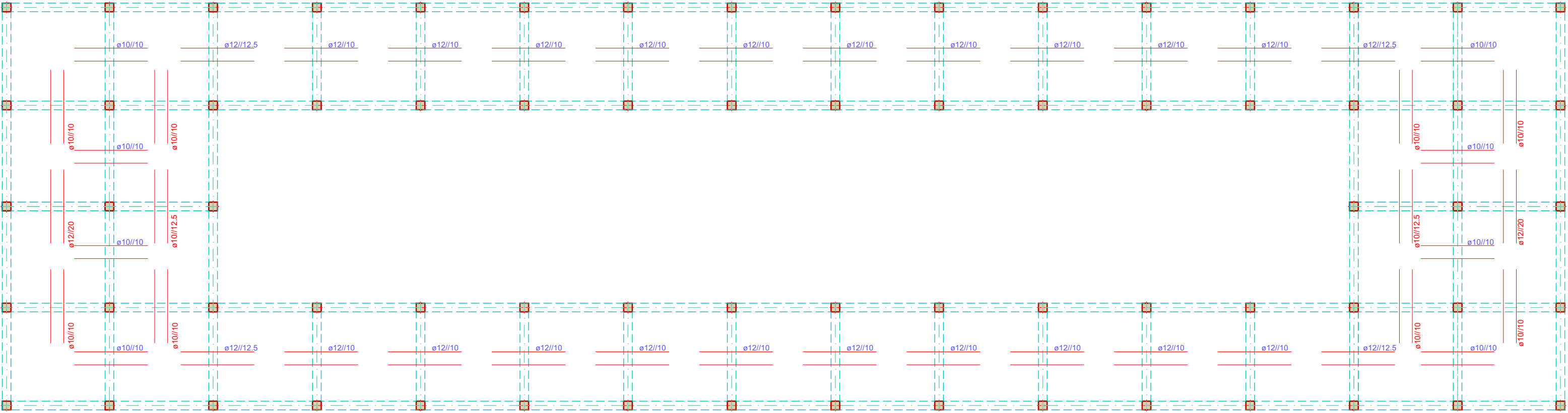
Corte transversal da viga do eixo C



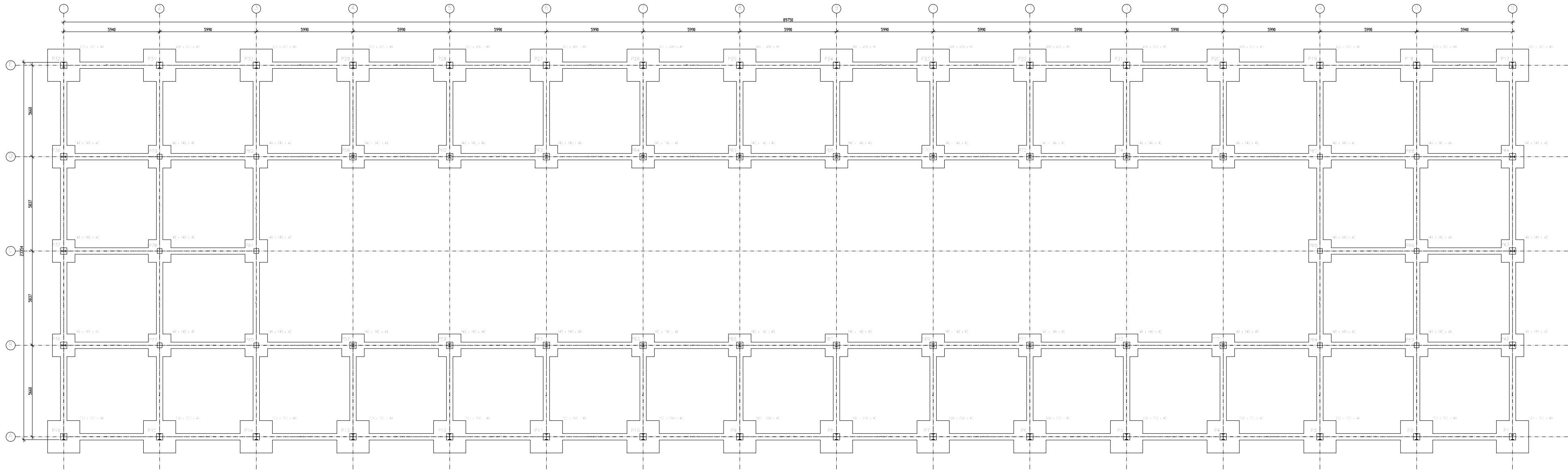
DESENHO DAS ARMADURAS DA LAJE DO PISO
INTERMEDIO



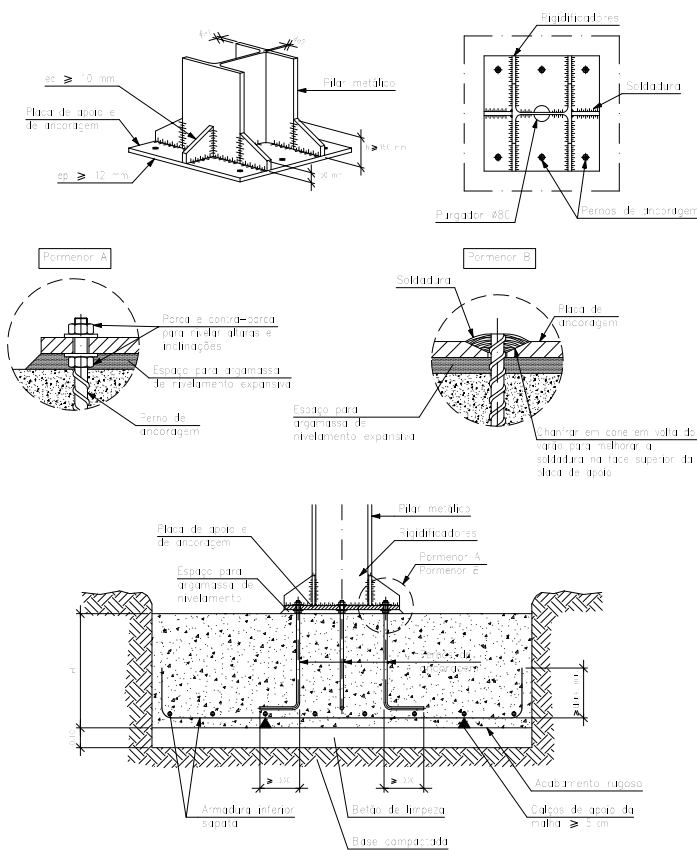
Armadura Inferior



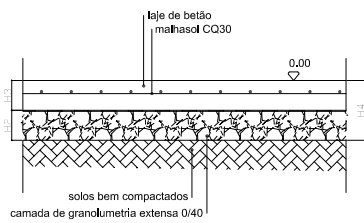
Armadura Superior



Arranque de pilar na fundação.

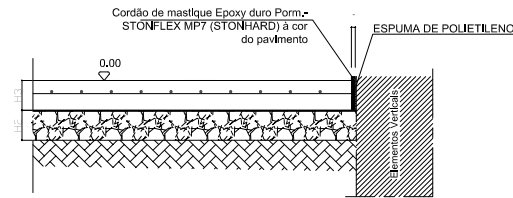


Parr.-. do pav. terreo (LT)

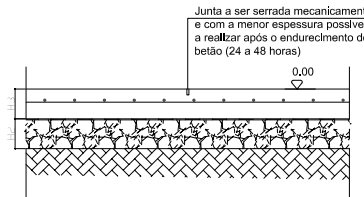


JUNTA DE ISOLAMENTO

A realizar em todo o contorno dos elementos verticais

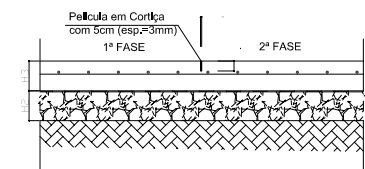


JUNTA DE RETRACÇÃO



JUNTA DE CONSTRUÇÃO

Separação de Lajes



Quadro de Arm. de Lajes				
Identificação	Quantidade	Unidade	Valor	Valor
P1, P2, P3, P4, P5, P6, P7, P8, P9, P10, P11, P12, P13, P14, P15, P16, P17, P18, P19, P20, P21, P22, P23, P24, P25, P26, P27, P28, P29, P30, P31, P32, P33, P34, P35, P36, P37, P38, P39, P40, P41, P42, P43, P44, P45, P46, P47, P48, P49, P50, P51, P52, P53, P54, P55, P56, P57, P58, P59, P60, P61, P62, P63, P64, P65, P66, P67, P68, P69, P70, P71, P72, P73, P74, P75, P76, P77, P78, P79, P80	806000	kg	1000000	806000
P1, P2, P3, P4, P5, P6, P7, P8, P9, P10, P11, P12, P13, P14, P15, P16, P17, P18, P19, P20, P21, P22, P23, P24, P25, P26, P27, P28, P29, P30, P31, P32, P33, P34, P35, P36, P37, P38, P39, P40, P41, P42, P43, P44, P45, P46, P47, P48, P49, P50, P51, P52, P53, P54, P55, P56, P57, P58, P59, P60, P61, P62, P63, P64, P65, P66, P67, P68, P69, P70, P71, P72, P73, P74, P75, P76, P77, P78, P79, P80	140000	kg	1000000	140000



Arm. de Lajes	
Identificação	Valor
P1, P2, P3, P4, P5, P6, P7, P8, P9, P10, P11, P12, P13, P14, P15, P16, P17, P18, P19, P20, P21, P22, P23, P24, P25, P26, P27, P28, P29, P30, P31, P32, P33, P34, P35, P36, P37, P38, P39, P40, P41, P42, P43, P44, P45, P46, P47, P48, P49, P50, P51, P52, P53, P54, P55, P56, P57, P58, P59, P60, P61, P62, P63, P64, P65, P66, P67, P68, P69, P70, P71, P72, P73, P74, P75, P76, P77, P78, P79, P80	806000
P1, P2, P3, P4, P5, P6, P7, P8, P9, P10, P11, P12, P13, P14, P15, P16, P17, P18, P19, P20, P21, P22, P23, P24, P25, P26, P27, P28, P29, P30, P31, P32, P33, P34, P35, P36, P37, P38, P39, P40, P41, P42, P43, P44, P45, P46, P47, P48, P49, P50, P51, P52, P53, P54, P55, P56, P57, P58, P59, P60, P61, P62, P63, P64, P65, P66, P67, P68, P69, P70, P71, P72, P73, P74, P75, P76, P77, P78, P79, P80	140000



FACULDADE DE ENGENHARIA

Discente :
NHAPULO, Wilson Armino

Supervisores:
Supervisor: Eng.º Joaquim Tchamo
Co-Supervisor: Eng.º Martinho Sibia

Estágio profissional:
Concepção Estrutural de Um Edifício Destinado a Escritórios

Designação:
DETALHES DE FUNDAÇÃO

Escala:

1/100

Folha nº:

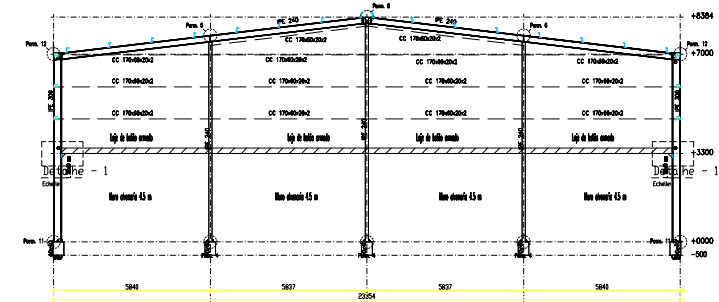
Data: Junho /2024

N

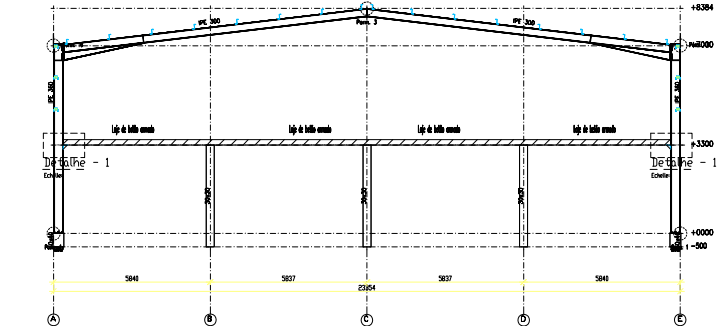
+

A2

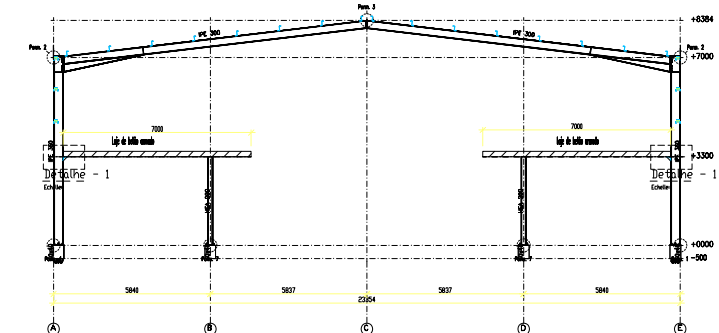
Alçado 1



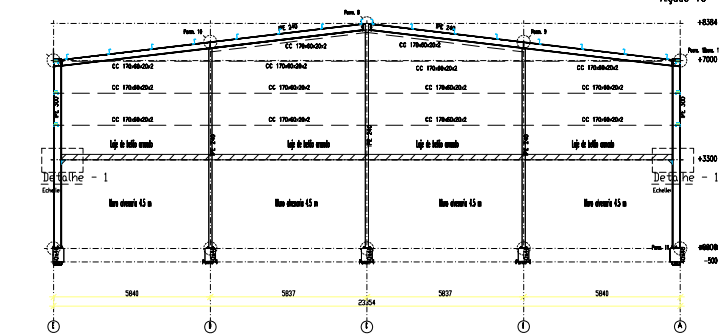
Pórtico alinh. 1 - Esc: 1:100



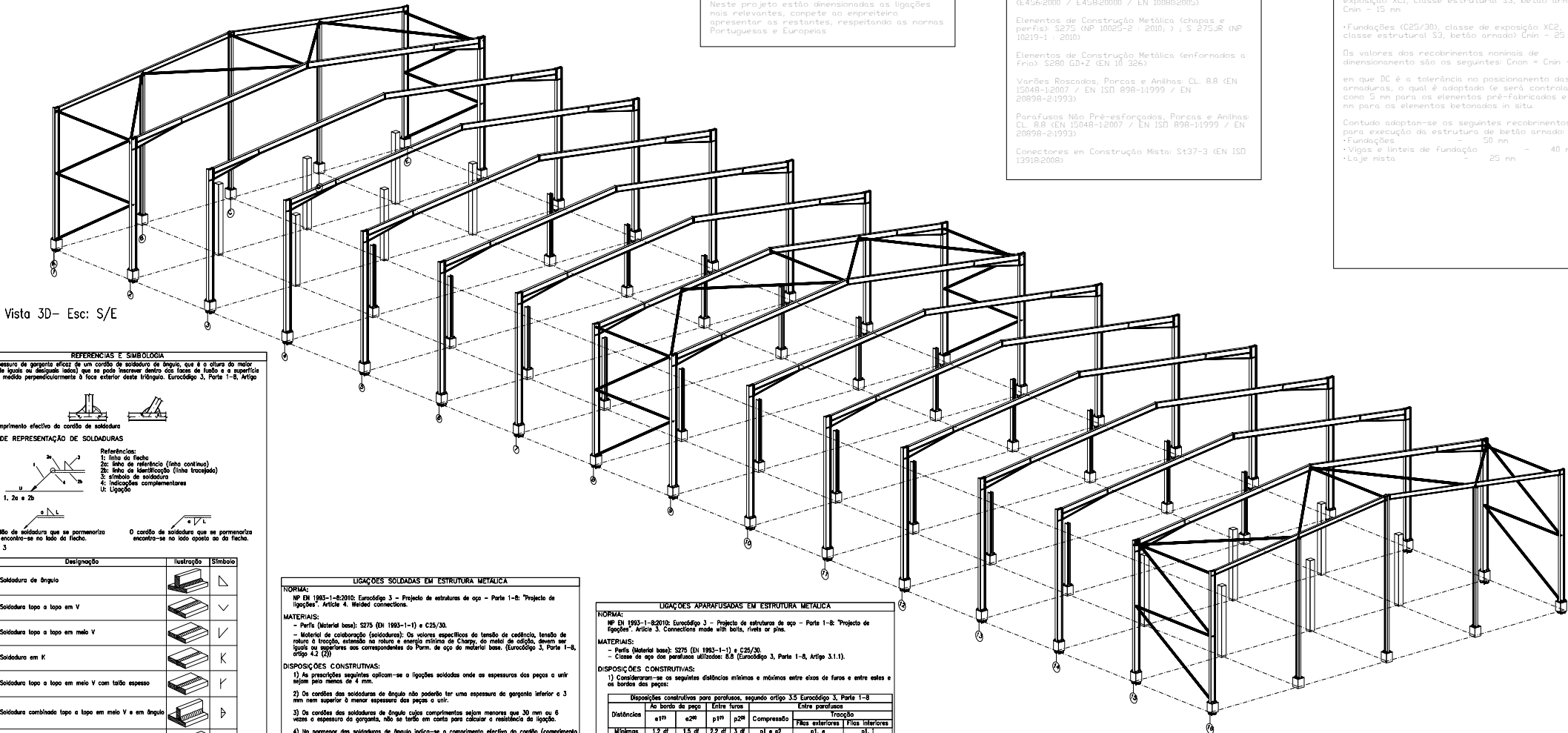
Pórtico alinh. 2,3/4 e 15 - Esc: 1:100



Pórtico alinh. 4 a 13 - Esc: 1:100



Pórtico alinh. 16 - Esc: 1:100



Vista 3D- Esc: S/E

REFERÊNCIAS E SIMBOLOGIA

(mm): espessura de garganta eficaz de um cordão de soldadura de ângulo, que é a altura do maior triângulo (de ligam. ou designado talão) que se pode inscrever dentro das faces de fusão e a superfície do cordão, medida perpendicularmente à face exterior deste triângulo. Eurocódigo 3, Parte 1-8, Artigo 4.5.2 (1)

Metodo de representação de soldaduras

Referências: 1: linha de fusão; 2: linha de referência (linha contínua); 3: linha de identificação (linha tracejada); 4: indicações complementares; 5: ligação.

O cordão de soldadura que se prolonga/interrompe-se ao longo da face.

O cordão de soldadura que se prolonga/interrompe-se no lado oposto da face.

Referência 3

Designação	Ilustração	Símbolo
Soldadura de ângulo		
Soldadura topo a topo em V		
Soldadura topo a topo em meio V		
Soldadura em K		
Soldadura topo a topo em meio V com talão espesso		
Soldadura combinada topo a topo em meio V e em ângulo		
Soldadura topo a topo em meio V com lado curvo		

Referência 4

Representação	Descrição
	Soldadura realizada em todo o perímetro da peça
	Soldadura realizada em fábrica
	Soldadura realizada no local de montagem

METODO DE REPRESENTAÇÃO DOS PARAFUSOS DE UMA LIGAÇÃO

Referências:

- S1: Norma de especificação de parafuso
- S2: Norma de especificação de parafuso
- S3: Norma de especificação de parafuso
- S4: Norma de especificação de parafuso
- S5: Norma de especificação de parafuso
- S6: Norma de especificação de parafuso
- S7: Norma de especificação de parafuso
- S8: Norma de especificação de parafuso
- S9: Norma de especificação de parafuso
- S10: Norma de especificação de parafuso
- S11: Norma de especificação de parafuso
- S12: Norma de especificação de parafuso
- S13: Norma de especificação de parafuso
- S14: Norma de especificação de parafuso
- S15: Norma de especificação de parafuso
- S16: Norma de especificação de parafuso
- S17: Norma de especificação de parafuso
- S18: Norma de especificação de parafuso
- S19: Norma de especificação de parafuso
- S20: Norma de especificação de parafuso
- S21: Norma de especificação de parafuso
- S22: Norma de especificação de parafuso
- S23: Norma de especificação de parafuso
- S24: Norma de especificação de parafuso
- S25: Norma de especificação de parafuso
- S26: Norma de especificação de parafuso
- S27: Norma de especificação de parafuso
- S28: Norma de especificação de parafuso
- S29: Norma de especificação de parafuso
- S30: Norma de especificação de parafuso
- S31: Norma de especificação de parafuso
- S32: Norma de especificação de parafuso
- S33: Norma de especificação de parafuso
- S34: Norma de especificação de parafuso
- S35: Norma de especificação de parafuso
- S36: Norma de especificação de parafuso
- S37: Norma de especificação de parafuso
- S38: Norma de especificação de parafuso
- S39: Norma de especificação de parafuso
- S40: Norma de especificação de parafuso
- S41: Norma de especificação de parafuso
- S42: Norma de especificação de parafuso
- S43: Norma de especificação de parafuso
- S44: Norma de especificação de parafuso
- S45: Norma de especificação de parafuso
- S46: Norma de especificação de parafuso
- S47: Norma de especificação de parafuso
- S48: Norma de especificação de parafuso
- S49: Norma de especificação de parafuso
- S50: Norma de especificação de parafuso
- S51: Norma de especificação de parafuso
- S52: Norma de especificação de parafuso
- S53: Norma de especificação de parafuso
- S54: Norma de especificação de parafuso
- S55: Norma de especificação de parafuso
- S56: Norma de especificação de parafuso
- S57: Norma de especificação de parafuso
- S58: Norma de especificação de parafuso
- S59: Norma de especificação de parafuso
- S60: Norma de especificação de parafuso
- S61: Norma de especificação de parafuso
- S62: Norma de especificação de parafuso
- S63: Norma de especificação de parafuso
- S64: Norma de especificação de parafuso
- S65: Norma de especificação de parafuso
- S66: Norma de especificação de parafuso
- S67: Norma de especificação de parafuso
- S68: Norma de especificação de parafuso
- S69: Norma de especificação de parafuso
- S70: Norma de especificação de parafuso
- S71: Norma de especificação de parafuso
- S72: Norma de especificação de parafuso
- S73: Norma de especificação de parafuso
- S74: Norma de especificação de parafuso
- S75: Norma de especificação de parafuso
- S76: Norma de especificação de parafuso
- S77: Norma de especificação de parafuso
- S78: Norma de especificação de parafuso
- S79: Norma de especificação de parafuso
- S80: Norma de especificação de parafuso
- S81: Norma de especificação de parafuso
- S82: Norma de especificação de parafuso
- S83: Norma de especificação de parafuso
- S84: Norma de especificação de parafuso
- S85: Norma de especificação de parafuso
- S86: Norma de especificação de parafuso
- S87: Norma de especificação de parafuso
- S88: Norma de especificação de parafuso
- S89: Norma de especificação de parafuso
- S90: Norma de especificação de parafuso
- S91: Norma de especificação de parafuso
- S92: Norma de especificação de parafuso
- S93: Norma de especificação de parafuso
- S94: Norma de especificação de parafuso
- S95: Norma de especificação de parafuso
- S96: Norma de especificação de parafuso
- S97: Norma de especificação de parafuso
- S98: Norma de especificação de parafuso
- S99: Norma de especificação de parafuso
- S100: Norma de especificação de parafuso

LIGAÇÕES SOLDADAS EM ESTRUTURA METÁLICA

NORMA: NP EN 1993-1-8:2010; Eurocódigo 3 - Projecto de estruturas de aço - Parte 1-8: "Projecto de ligação". Artigo 4.5.2. Método de ligação.

MATERIAIS:

- Perfil (Material base): S275 (EN 1993-1-1) e C25/30.
- Material de soldadura (soldadura): Os valores específicos do tempo de cadência, tendo de reter a ligação, atendendo ao risco e energia mínima de Charpy do metal de soldadura, devem ser iguais ou superiores aos correspondentes do Perfil, de aço do material base. (Eurocódigo 3, Parte 1-8, Artigo 4.5.2 (1)).

DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS:

- As prescrições seguintes aplicam-se a ligações soldadas onde as espessuras dos peças a unir sejam pelo menos de 4 mm.
- Os cordões das soldaduras de ângulo não poderão ter uma espessura de garganta inferior a 3 mm nem superior à menor espessura dos peças a unir.
- Os cordões das soldaduras de ângulo cujos comprimentos sejam menores que 30 mm ou 6 vezes a espessura do perfil, não se terão em conta para calcular a resistência da ligação.
- No planejar das soldaduras de ângulo indica-se o comprimento efectivo do cordão (comprimento sobre o qual o cordão tem a sua espessura de garganta completa). Para o cumprir, pode ser necessário prolongar o cordão rodeando as peças, com o mesmo espessura de garganta e um comprimento de 2 vezes a referida espessura. O comprimento efectivo de um cordão de soldadura deverá ser maior ou igual que 6 vezes a espessura do perfil.
- As soldaduras de ângulo podem ser usadas para unir peças onde os eixos a unir formam um ângulo b compreendido entre 60 e 120 graus. Caso contrário:
 - Para ângulos b > 120 (graus): a resistência das soldaduras de ângulo deve ser determinada através de ensaios.
 - Para ângulos b < 60 (graus): serão consideradas como soldaduras de topo com penetração parcial.

VERIFICAÇÕES:

- Cordões de soldadura de topo com penetração total:
 - Neste caso, não é necessário nenhuma verificação. A resistência de cálculo dos cordões de soldadura de topo com penetração total será igual à resistência de cálculo de uma placa das peças unidas, sempre que o cordão de soldadura se realize com um electrodos adequados que proporcionem um limite elástico mínimo a uma resistência à tracção mínima no estado de tensão não menor que o requerido para o material base.
- Cordões de soldadura de topo com penetração parcial e com preparação de bordas:
 - Verificar-se como soldaduras de ângulo considerando uma espessura de garganta igual à altura nominal da preparação menos 2 mm.
- Cordões de soldadura de ângulo:
 - Realizar-se a verificação de tensões em cada cordão de soldadura segundo o artigo 4.5.3.2 Eurocódigo 3, Parte 1-8 (Método direccionado).

LIGAÇÕES APARAFUSADAS EM ESTRUTURA METÁLICA

NORMA: NP EN 1993-1-8:2010; Eurocódigo 3 - Projecto de estruturas de aço - Parte 1-8: "Projecto de ligação". Artigo 3. Conexões made with bolts, rivets or pins.

MATERIAIS:

- Perfil (Material base): S275 (EN 1993-1-1) e C25/30.
- Classe de aço dos parafusos utilizados: S8 (Eurocódigo 3, Parte 1-8, Artigo 3.1.1).

DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS:

- Considerar-se as seguintes distâncias mínimas e máximas entre eixos de furos e entre estes e os bordos das peças:

Disposições construtivas para parafusos, segundo artigo 3.5 Eurocódigo 3, Parte 1-8			
Ao longo de peça 1 Eixo furos			
Distâncias		Entre parafusos	
		Furos superiores	Furos inferiores
Distâncias	a1, a2, a3, a4, a5, a6, a7, a8, a9, a10, a11, a12, a13, a14, a15, a16, a17, a18, a19, a20, a21, a22, a23, a24, a25, a26, a27, a28, a29, a30, a31, a32, a33, a34, a35, a36, a37, a38, a39, a40, a41, a42, a43, a44, a45, a46, a47, a48, a49, a50, a51, a52, a53, a54, a55, a56, a57, a58, a59, a60, a61, a62, a63, a64, a65, a66, a67, a68, a69, a70, a71, a72, a73, a74, a75, a76, a77, a78, a79, a80, a81, a82, a83, a84, a85, a86, a87, a88, a89, a90, a91, a92, a93, a94, a95, a96, a97, a98, a99, a100		
Máximas	12 d, 15 d, 22 d, 3 d, p1 + p2	p1 + p2	p1 + p2
Mínimas	40 mm + 4t, 14t, 200 mm, 200 mm	14t, 200 mm	14t, 200 mm

Notas:

- a1: distância do eixo do furo ao eixo do furo seguinte.
- a2: distância do eixo do furo ao eixo do furo seguinte.
- a3: distância do eixo do furo ao eixo do furo seguinte.
- a4: distância do eixo do furo ao eixo do furo seguinte.
- a5: distância do eixo do furo ao eixo do furo seguinte.
- a6: distância do eixo do furo ao eixo do furo seguinte.
- a7: distância do eixo do furo ao eixo do furo seguinte.
- a8: distância do eixo do furo ao eixo do furo seguinte.
- a9: distância do eixo do furo ao eixo do furo seguinte.
- a10: distância do eixo do furo ao eixo do furo seguinte.
- a11: distância do eixo do furo ao eixo do furo seguinte.
- a12: distância do eixo do furo ao eixo do furo seguinte.
- a13: distância do eixo do furo ao eixo do furo seguinte.
- a14: distância do eixo do furo ao eixo do furo seguinte.
- a15: distância do eixo do furo ao eixo do furo seguinte.
- a16: distância do eixo do furo ao eixo do furo seguinte.
- a17: distância do eixo do furo ao eixo do furo seguinte.
- a18: distância do eixo do furo ao eixo do furo seguinte.
- a19: distância do eixo do furo ao eixo do furo seguinte.
- a20: distância do eixo do furo ao eixo do furo seguinte.
- a21: distância do eixo do furo ao eixo do furo seguinte.
- a22: distância do eixo do furo ao eixo do furo seguinte.
- a23: distância do eixo do furo ao eixo do furo seguinte.
- a24: distância do eixo do furo ao eixo do furo seguinte.
- a25: distância do eixo do furo ao eixo do furo seguinte.
- a26: distância do eixo do furo ao eixo do furo seguinte.
- a27: distância do eixo do furo ao eixo do furo seguinte.
- a28: distância do eixo do furo ao eixo do furo seguinte.
- a29: distância do eixo do furo ao eixo do furo seguinte.
- a30: distância do eixo do furo ao eixo do furo seguinte.
- a31: distância do eixo do furo ao eixo do furo seguinte.
- a32: distância do eixo do furo ao eixo do furo seguinte.
- a33: distância do eixo do furo ao eixo do furo seguinte.
- a34: distância do eixo do furo ao eixo do furo seguinte.
- a35: distância do eixo do furo ao eixo do furo seguinte.
- a36: distância do eixo do furo ao eixo do furo seguinte.
- a37: distância do eixo do furo ao eixo do furo seguinte.
- a38: distância do eixo do furo ao eixo do furo seguinte.
- a39: distância do eixo do furo ao eixo do furo seguinte.
- a40: distância do eixo do furo ao eixo do furo seguinte.
- a41: distância do eixo do furo ao eixo do furo seguinte.
- a42: distância do eixo do furo ao eixo do furo seguinte.
- a43: distância do eixo do furo ao eixo do furo seguinte.
- a44: distância do eixo do furo ao eixo do furo seguinte.
- a45: distância do eixo do furo ao eixo do furo seguinte.
- a46: distância do eixo do furo ao eixo do furo seguinte.
- a47: distância do eixo do furo ao eixo do furo seguinte.
- a48: distância do eixo do furo ao eixo do furo seguinte.
- a49: distância do eixo do furo ao eixo do furo seguinte.
- a50: distância do eixo do furo ao eixo do furo seguinte.
- a51: distância do eixo do furo ao eixo do furo seguinte.
- a52: distância do eixo do furo ao eixo do furo seguinte.
- a53: distância do eixo do furo ao eixo do furo seguinte.
- a54: distância do eixo do furo ao eixo do furo seguinte.
- a55: distância do eixo do furo ao eixo do furo seguinte.
- a56: distância do eixo do furo ao eixo do furo seguinte.
- a57: distância do eixo do furo ao eixo do furo seguinte.
- a58: distância do eixo do furo ao eixo do furo seguinte.
- a59: distância do eixo do furo ao eixo do furo seguinte.
- a60: distância do eixo do furo ao eixo do furo seguinte.
- a61: distância do eixo do furo ao eixo do furo seguinte.
- a62: distância do eixo do furo ao eixo do furo seguinte.
- a63: distância do eixo do furo ao eixo do furo seguinte.
- a64: distância do eixo do furo ao eixo do furo seguinte.
- a65: distância do eixo do furo ao eixo do furo seguinte.
- a66: distância do eixo do furo ao eixo do furo seguinte.
- a67: distância do eixo do furo ao eixo do furo seguinte.
- a68: distância do eixo do furo ao eixo do furo seguinte.
- a69: distância do eixo do furo ao eixo do furo seguinte.
- a70: distância do eixo do furo ao eixo do furo seguinte.
- a71: distância do eixo do furo ao eixo do furo seguinte.
- a72: distância do eixo do furo ao eixo do furo seguinte.
- a73: distância do eixo do furo ao eixo do furo seguinte.
- a74: distância do eixo do furo ao eixo do furo seguinte.
- a75: distância do eixo do furo ao eixo do furo seguinte.
- a76: distância do eixo do furo ao eixo do furo seguinte.
- a77: distância do eixo do furo ao eixo do furo seguinte.
- a78: distância do eixo do furo ao eixo do furo seguinte.
- a79: distância do eixo do furo ao eixo do furo seguinte.
- a80: distância do eixo do furo ao eixo do furo seguinte.
- a81: distância do eixo do furo ao eixo do furo seguinte.
- a82: distância do eixo do furo ao eixo do furo seguinte.
- a83: distância do eixo do furo ao eixo do furo seguinte.
- a84: distância do eixo do furo ao eixo do furo seguinte.
- a85: distância do eixo do furo ao eixo do furo seguinte.
- a86: distância do eixo do furo ao eixo do furo seguinte.
- a87: distância do eixo do furo ao eixo do furo seguinte.
- a88: distância do eixo do furo ao eixo do furo seguinte.
- a89: distância do eixo do furo ao eixo do furo seguinte.
- a90: distância do eixo do furo ao eixo do furo seguinte.
- a91: distância do eixo do furo ao eixo do furo seguinte.
- a92: distância do eixo do furo ao eixo do furo seguinte.
- a93: distância do eixo do furo ao eixo do furo seguinte.
- a94: distância do eixo do furo ao eixo do furo seguinte.
- a95: distância do eixo do furo ao eixo do furo seguinte.
- a96: distância do eixo do furo ao eixo do furo seguinte.
- a97: distância do eixo do furo ao eixo do furo seguinte.
- a98: distância do eixo do furo ao eixo do furo seguinte.
- a99: distância do eixo do furo ao eixo do furo seguinte.
- a100: distância do eixo do furo ao eixo do furo seguinte.



FACULDADE DE ENGENHARIA

Discente :
NHAPULO, Wilson Armindo

Supervisores:

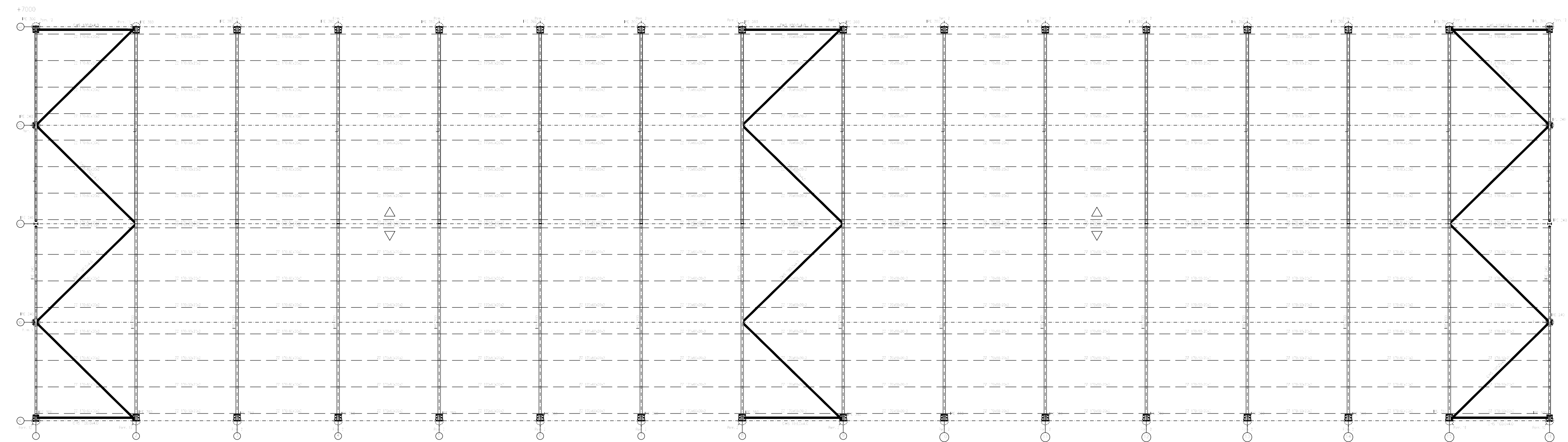
Supervisor: Eng.º Joaquim Tchamo
Co-Supervisor: Eng.º Martinho Sibia

Estágio profissional:

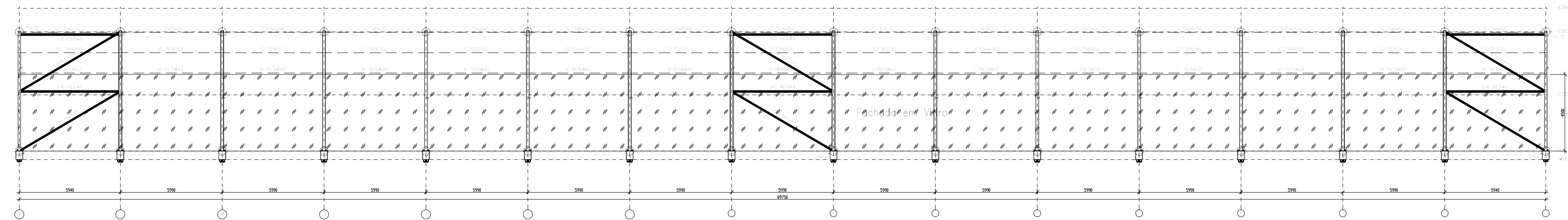
Concepção Estrutural de Um
Edifício Destinado a
Escritórios

Designação:

DETALHES DA ESTRUTURA EM 3D



Planta de cobertura – Esc 1:100



Alçado E – Esc 1:100



UNIVERSIDADE
EDUARDO
MONDLANE

FACULDADE DE ENGENHARIA

Discente :
NHAPULO, Wilson Armindo

Supervisores:

Supervisor: Eng.º Joaquim Tchamo
Co-Supervisor: Eng.º Martinho Sibia

Estágio profissional:

**Concepção Estrutural de Um
Edifício Destinado a
Escritórios**

Designação:

PLANTA DE COBERTURA

Escala:

1/100

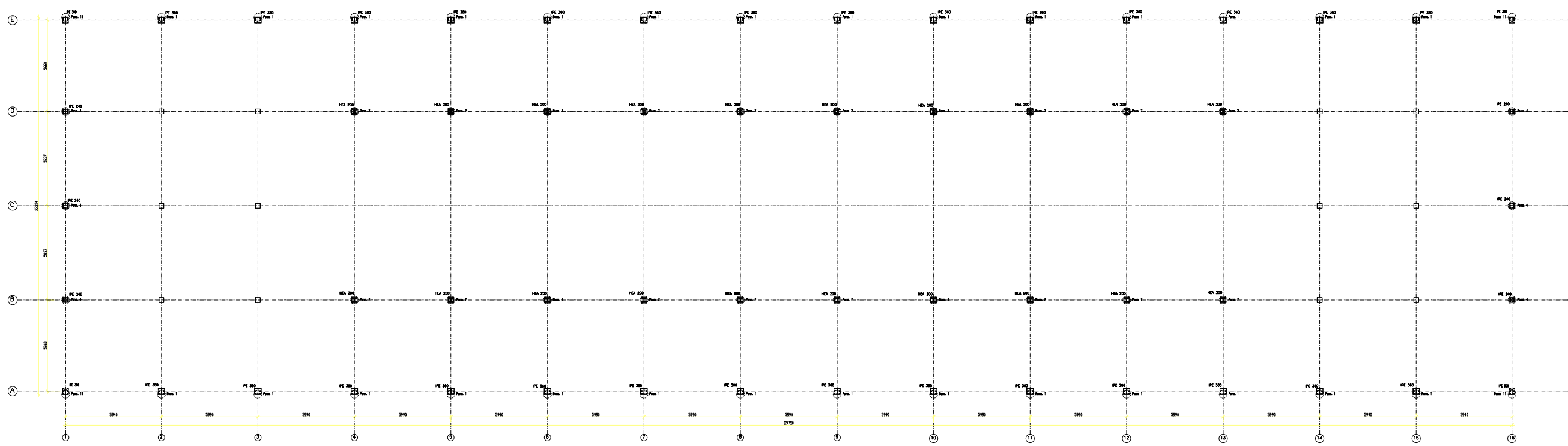
Folha n.º:

Data: Junho / 2024

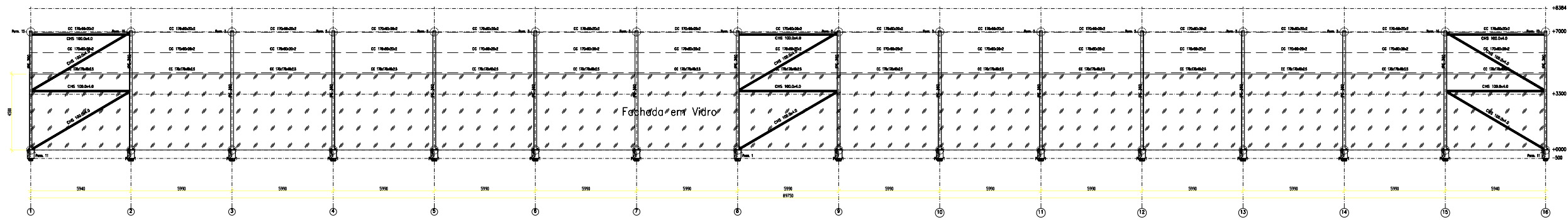
N



A2



Implantação de chumbadores – Esc 1:100



Alçado A – Esc 1:100



UNIVERSIDADE
EDUARDO
MONDLANE

FACULDADE DE ENGENHARIA

Discente :
NHAPULO, Wilson Armindo

Supervisores:
Supervisor: Eng.º Joaquim Tchamo
Co-Supervisor: Eng.º Martinho Sibia

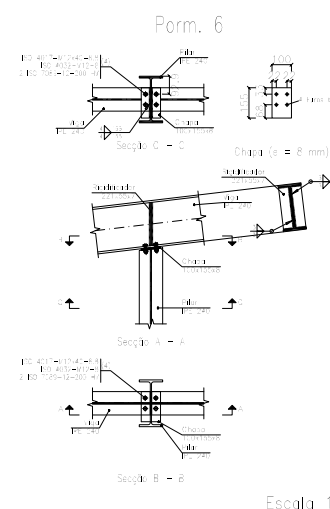
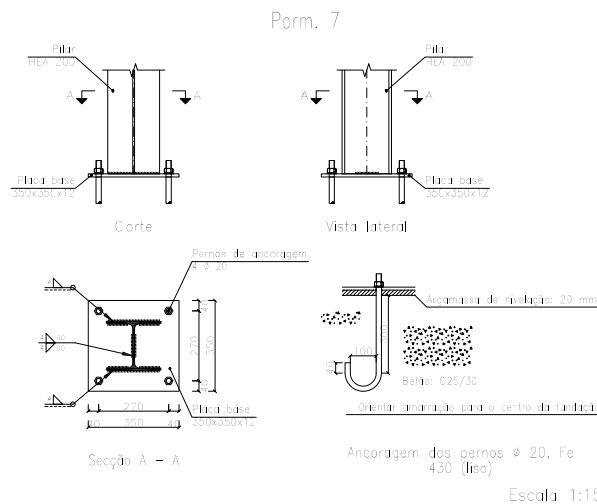
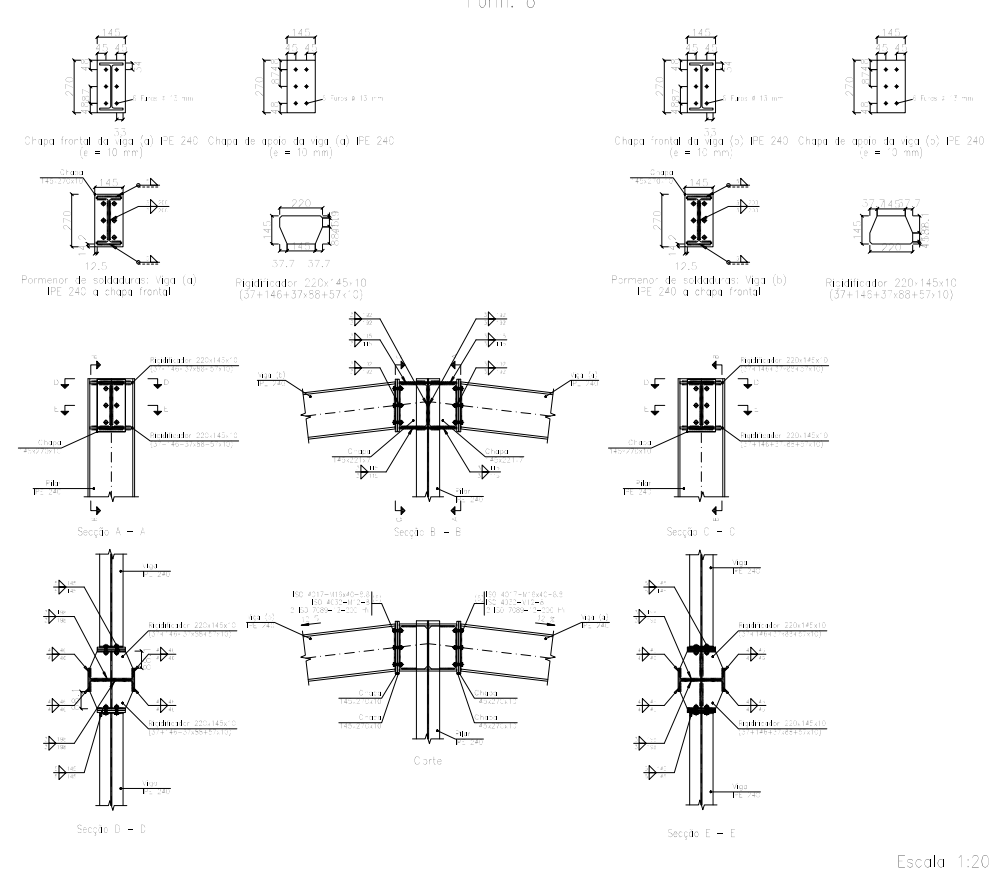
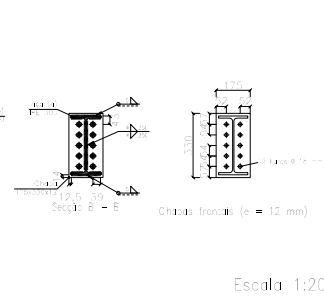
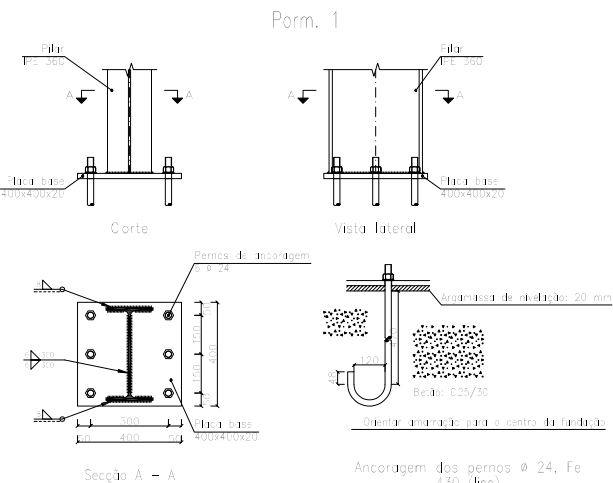
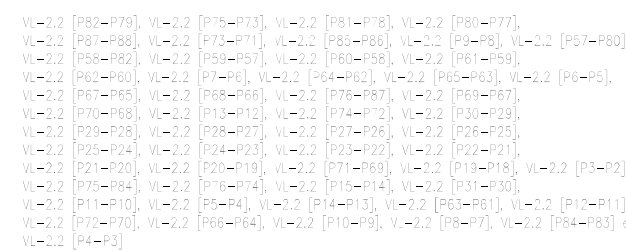
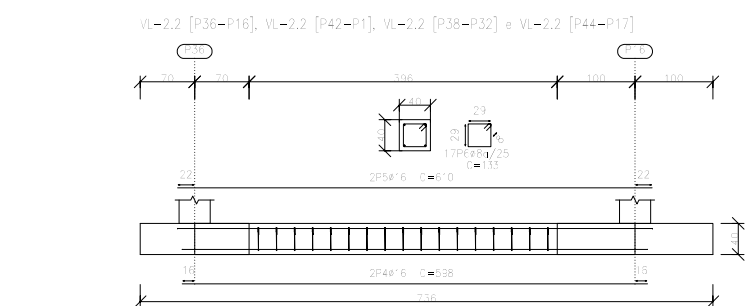
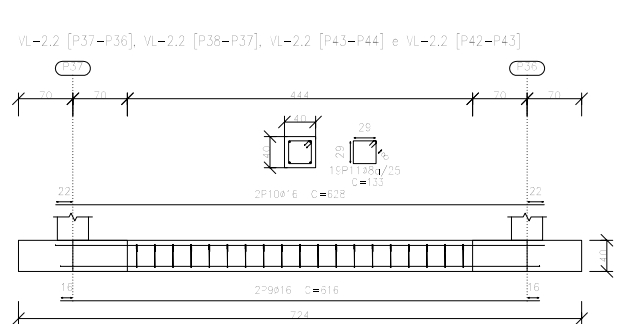
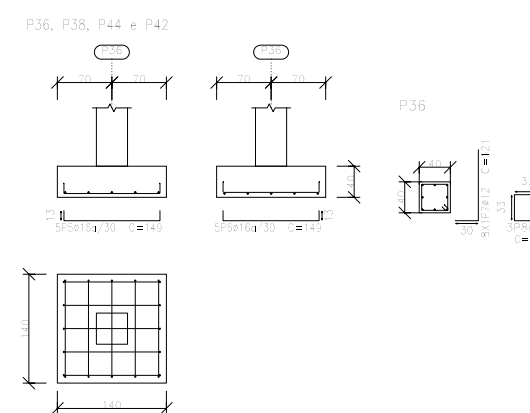
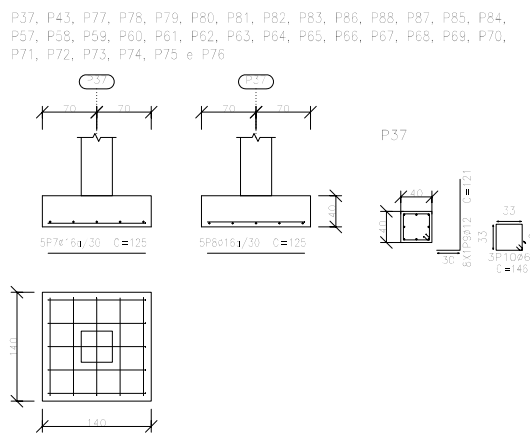
Estágio profissional:
**Concepção Estrutural de Um
Edifício Destinado a
Escritórios**

Designação:
IMPLANTAÇÃO DE CHUMBADORES

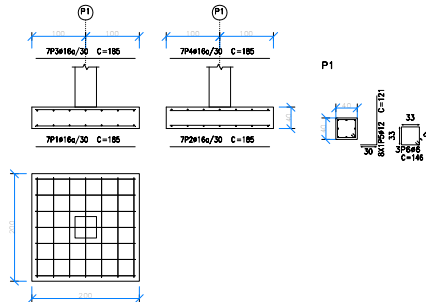
Escala:
1/100
Folha n.º:
Data: Junho/2024



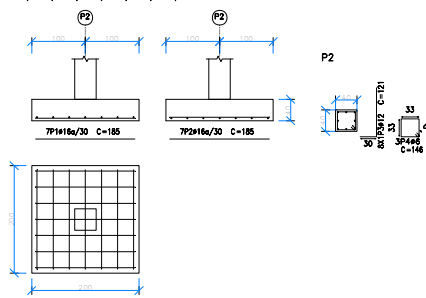
A3



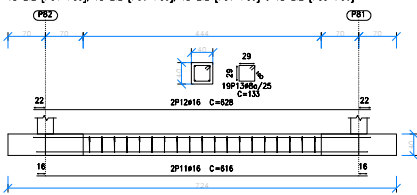
P1, P16, P17 e P32



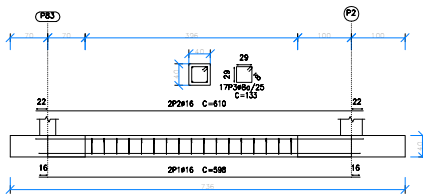
P2, P3, P4, P5, P6, P7, P8, P9, P10, P11, P12, P13, P14, P15, P18, P19, P20, P21, P22, P23, P24, P25, P26, P27, P28, P29, P30 e P31



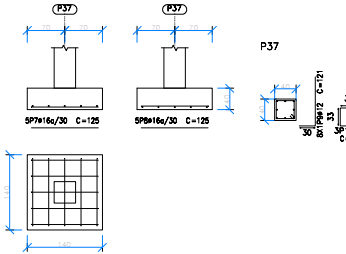
VL-2.2 [P82-P81], VL-2.2 [P85-P87], VL-2.2 [P78-P77], VL-2.2 [P79-P78], VL-2.2 [P84-P85], VL-2.2 [P86-P83], VL-2.2 [P81-P80] e VL-2.2 [P88-P86]



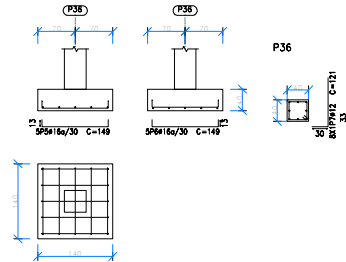
VL-2.2 [P83-P2], VL-2.2 [P73-P5], VL-2.2 [P74-P21], VL-2.2 [P72-P22], VL-2.2 [P75-P4], VL-2.2 [P71-P6], VL-2.2 [P68-P18], VL-2.2 [P70-P23], VL-2.2 [P62-P27], VL-2.2 [P69-P7], VL-2.2 [P82-P30], VL-2.2 [P68-P24], VL-2.2 [P80-P14], VL-2.2 [P87-P8], VL-2.2 [P87-P19], VL-2.2 [P68-P25], VL-2.2 [P68-P29], VL-2.2 [P65-P9], VL-2.2 [P57-P15], VL-2.2 [P64-P26], VL-2.2 [P59-P12], VL-2.2 [P63-P10], VL-2.2 [P76-P20], VL-2.2 [P78-P31], VL-2.2 [P84-P3], VL-2.2 [P61-P11], VL-2.2 [P77-P15] e VL-2.2 [P60-P28]



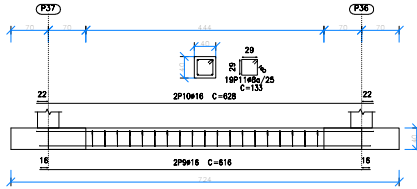
P37, P43, P77, P78, P79, P80, P81, P82, P83, P86, P88, P87, P85, P84, P57, P58, P59, P60, P61, P62, P63, P64, P65, P66, P67, P68, P69, P70, P71, P72, P73, P74, P75 e P76



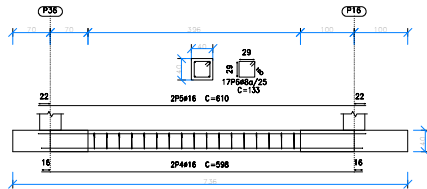
P36, P38, P44 e P42



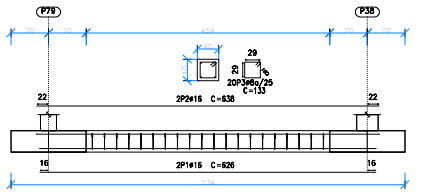
VL-2.2 [P37-P36], VL-2.2 [P38-P37], VL-2.2 [P43-P44] e VL-2.2 [P42-P43]



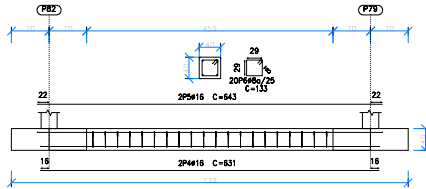
VL-2.2 [P36-P16], VL-2.2 [P42-P1], VL-2.2 [P38-P32] e VL-2.2 [P44-P17]



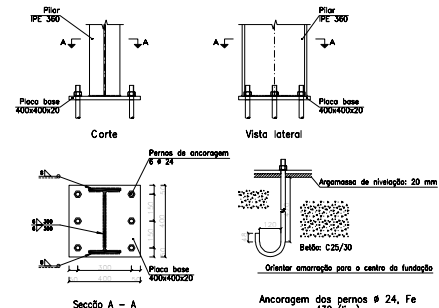
VL-2.2 [P79-P38], VL-2.2 [P32-P31], VL-2.2 [P78-P37], VL-2.2 [P77-P36], VL-2.2 [P18-P17], VL-2.2 [P2-P1], VL-2.2 [P16-P15], VL-2.2 [P83-P42], VL-2.2 [P86-P43] e VL-2.2 [P88-P44]



VL-2.2 [P82-P79], VL-2.2 [P75-P73], VL-2.2 [P81-P78], VL-2.2 [P80-P77], VL-2.2 [P87-P88], VL-2.2 [P73-P71], VL-2.2 [P85-P86], VL-2.2 [P8-P8], VL-2.2 [P57-P80], VL-2.2 [P58-P82], VL-2.2 [P59-P57], VL-2.2 [P68-P58], VL-2.2 [P61-P59], VL-2.2 [P62-P60], VL-2.2 [P7-P6], VL-2.2 [P64-P62], VL-2.2 [P65-P63], VL-2.2 [P6-P5], VL-2.2 [P67-P65], VL-2.2 [P68-P66], VL-2.2 [P76-P67], VL-2.2 [P69-P67], VL-2.2 [P70-P68], VL-2.2 [P13-P12], VL-2.2 [P74-P72], VL-2.2 [P30-P29], VL-2.2 [P29-P28], VL-2.2 [P28-P27], VL-2.2 [P27-P26], VL-2.2 [P26-P25], VL-2.2 [P25-P24], VL-2.2 [P24-P23], VL-2.2 [P23-P22], VL-2.2 [P22-P21], VL-2.2 [P21-P20], VL-2.2 [P20-P19], VL-2.2 [P71-P69], VL-2.2 [P19-P18], VL-2.2 [P3-P2], VL-2.2 [P75-P64], VL-2.2 [P76-P74], VL-2.2 [P15-P14], VL-2.2 [P31-P30], VL-2.2 [P11-P10], VL-2.2 [P5-P4], VL-2.2 [P14-P13], VL-2.2 [P63-P61], VL-2.2 [P12-P11], VL-2.2 [P72-P70], VL-2.2 [P66-P64], VL-2.2 [P10-P9], VL-2.2 [P8-P7], VL-2.2 [P84-P83] e VL-2.2 [P4-P3]

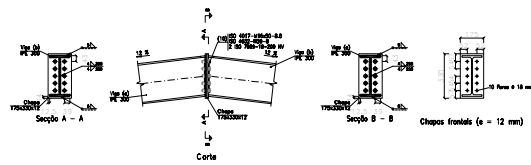


Porm. 1



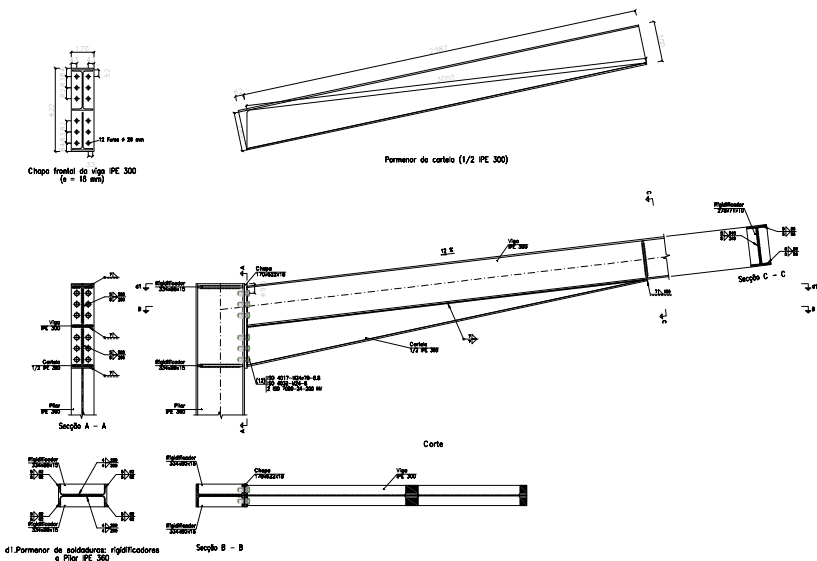
Escala 1:15

Porm. 3



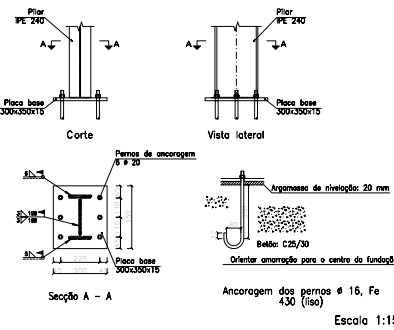
Escala 1:20

Porm. 2



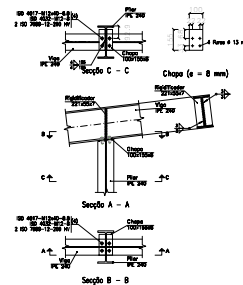
Escala 1:20

Porm. 4



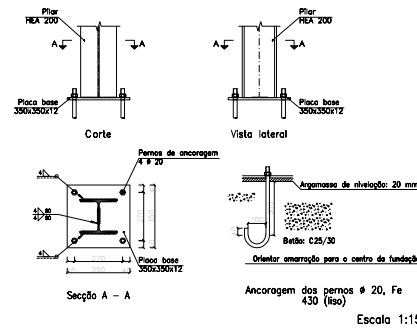
Escala 1:15

Porm. 5



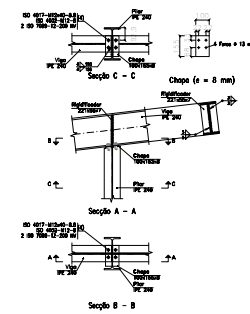
Escala 1:20

Porm. 7



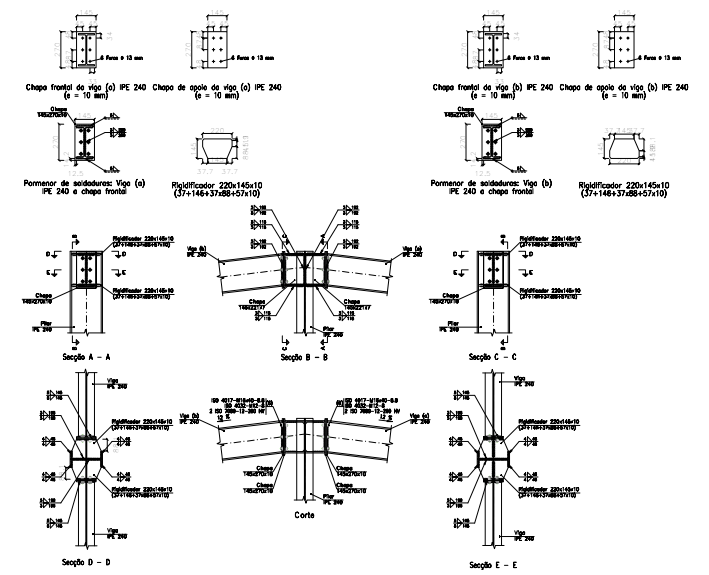
Escala 1:15

Porm. 6



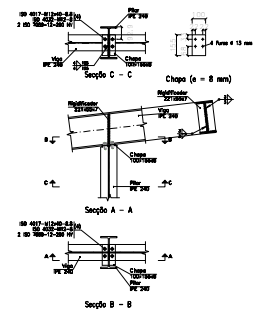
Escala 1:20

Porm. 8



Escala 1:20

Porm. 9



Escala 1:20



UNIVERSIDADE
EDUARDO
MONDLANE

FACULDADE DE ENGENHARIA

Discente :
NHAPULO, Wilson Armindo

Supervisores:

Supervisor: Eng.º Joaquim Tchamo
Co-Supervisor: Eng.º Martinho Sibia

Estágio profissional:

**Concepção Estrutural de Um
Edifício Destinado a
Escritórios**

Designação:

DETALHES

Escala:

1/100

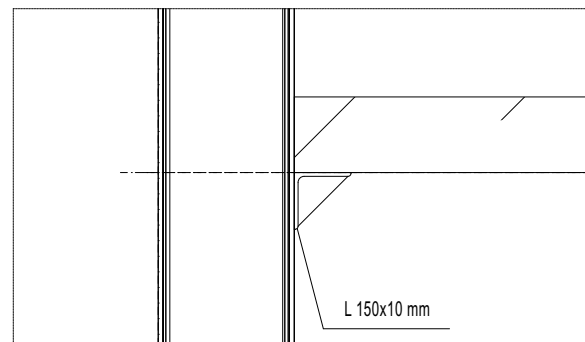
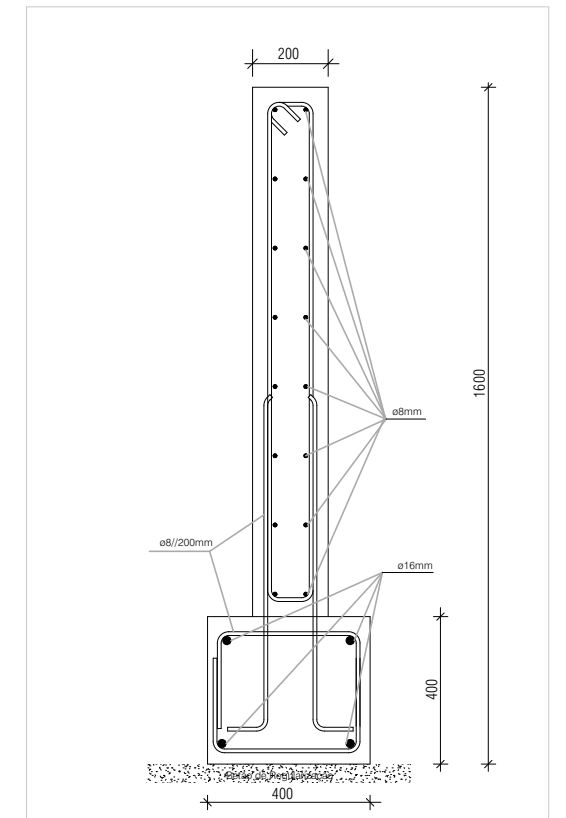
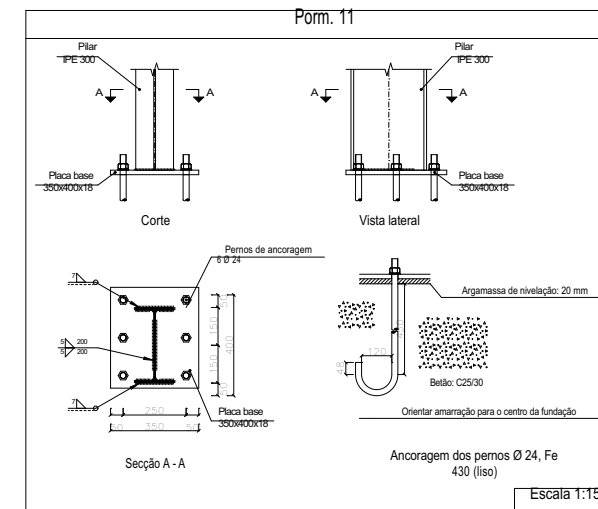
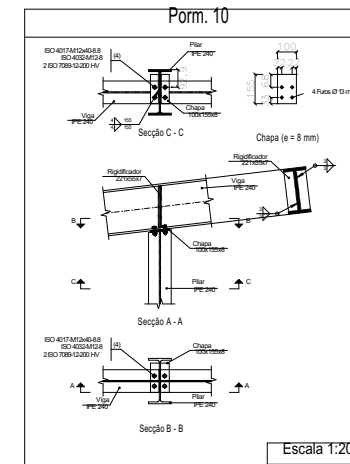
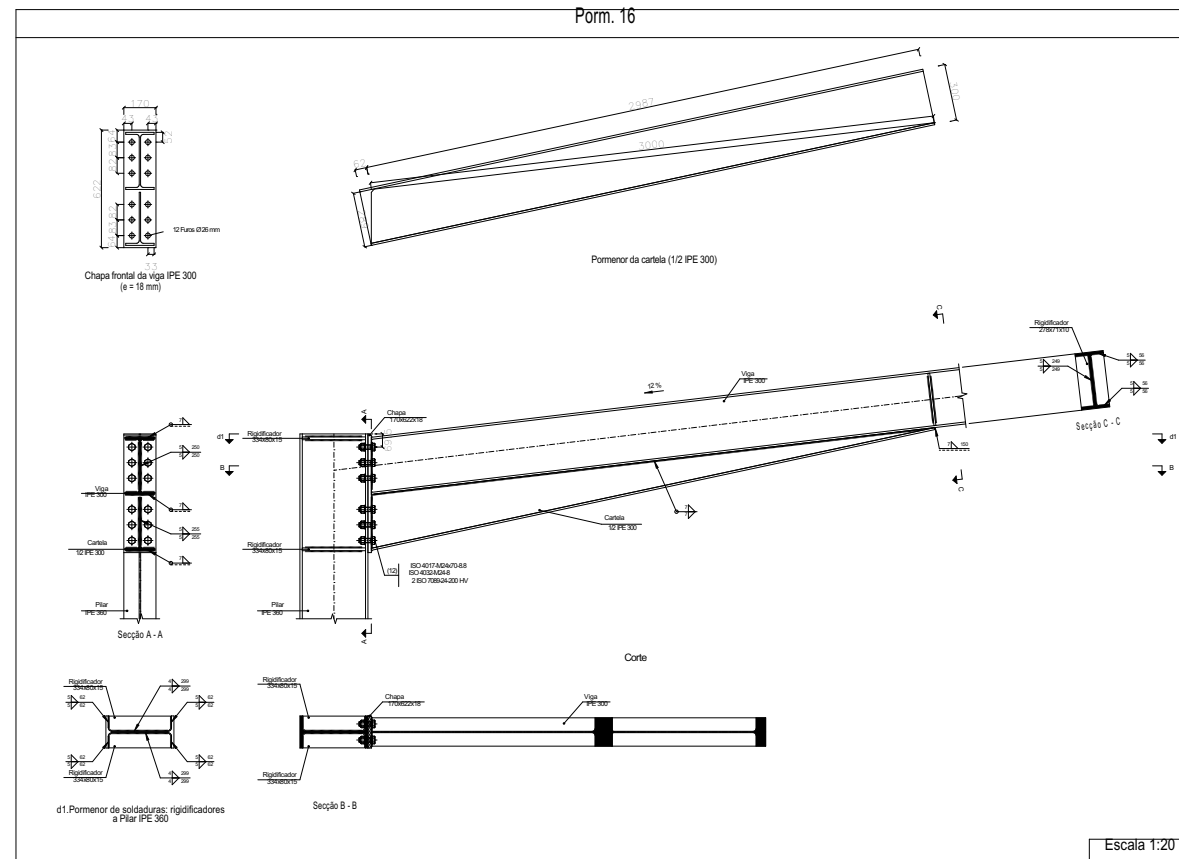
Folha nº:

Data: Junho/2024

N



A3



Detalhe - 1

Echelle: 1:10

