



Projecto de estruturas metalicas e mistas de acordo com os Eurocodigos

TIAGO ANTÓNIO CARNEIRO CABRAL DE OLIVEIRA

Outubro de 2013

Resumo

Este trabalho pretende ilustrar o dimensionamento dos vários elementos constituintes de uma estrutura metálica e mista, e das ligações entre os mesmos, de acordo com a legislação europeia, denominados, Eurocódigos (EN1990; EN1991-1-1; EN1991-1-4; EN1992-1-1; EN1993-1-1; EN1993-1-8; EN1994-1-1).

Trata-se de um edifício “open space” de 3 pisos, sendo o primeiro piso uma zona comercial e os dois pisos acima escritórios, situado no Porto, tendo sido efectuada a modelação da sua estrutura através de um programa de cálculo automático (SAP2000)

Palavras – chave: Estruturas metálicas, Estruturas mistas, Dimensionamento, Viga mista, Laje mista, Ligações

Abstract

This work intends to illustrate the design of the various components of a metal frame and composite structure, and the connections between them, in accordance with European legislation, called, Eurocodes. (EN1990; EN1991-1-1; EN1991-1-4; EN1992-1-1; EN1993-1-1; EN1993-1-8; EN1994-1-1).

It is a 3 storey “open space” building, the ground floor is a commercial area and the two floors above offices, located in Porto, and its structure was modeled , through a computer program (SAP2000)

Keywords: Metallic structures, composite structures, Design, composite beam, composite slab, Connections

Índice

Resumo.....	i
Abstract	ii
Lista de Abreviaturas.....	3
1-Introdução	6
2- Considerações Teóricas.....	9
2.1-Classificação das Secções.....	9
2.2- Laje Mista	13
2.2.1- Método m e k.....	15
2.2.2- Corte vertical.....	16
2.2.3- Disposições construtivas.....	17
2.2.4- Vigas mistas.....	19
2.2.4.1- Operações necessárias à execução de uma viga mista	22
2.2.4.2- Vigas de extremidade	24
2.2.5- Dimensionamento para compressão.....	24
2.2.6- Cálculo de deformações	28
2.2.6.1-Momento de inércia	28
2.3- Quantificação e combinações de acções	29
2.3.1- Requisitos gerais.....	29
2.3.2- Estados Limites	29
2.3.3- Combinações de acções.....	30
2.3.4- Acções permanentes.....	31
2.3.5- Sobrecarga.....	31
2.3.6- Acção do vento.....	31

3-Pré-dimensionamento.....	36
3.1-Determinação do tipo de análise.....	37
3.2-Estrutura de Contraventamento.....	41
4.1- Dimensionamento da Laje mista.....	43
4.1.2- Flexão.....	46
4.1.3- Esforço transverso vertical.....	46
4.1.4- Esforço de corte longitudinal.....	47
4.2- Estado limite de utilização.....	47
4.3- Estado limite de vibração.....	49
5-Viga mista simplesmente apoiada.....	53
5.1-Ações.....	56
5.2- Coeficientes parciais.....	57
5.3- Combinação de acções (fase de construção).....	58
5.4- Resistência transversal da secção de aço (fase de construção).....	61
5.4.1- Encurvadura devido ao esforço transverso.....	61
5.4.2-Verificação da resistência ao esforço transverso.....	62
5.4.3- Verificação da resistência ao momento flector.....	62
5.4.4- Resistência à encurvadura.....	63
5.5- Combinação de acções (fase de utilização).....	64
5.5.1- Conexão de corte.....	65
5.5.3- Resistência por nervura.....	67
5.6- Limites de utilização da conexão parcial em vigas de edifícios.....	68
5.6.1- Grau de conexão de corte existente.....	69
5.6.2- Resistência da laje de betão à compressão.....	72
5.6.3- Resistência à tracção da viga de aço.....	72
5.6.4- Resistência transversal da secção mista.....	74
5.6.5- Resistência ao esforço transverso.....	74

5.6.6-Verificação da resistência ao momento flector	74
5.7- Resistência ao corte longitudinal e armadura transversal em vigas de edifícios.....	75
5.7- Verificação ao estado limite de utilização	78
5.7.1- Inércia da secção mista	78
5.7.2- Flecha vertical	79
5.7.3- Deslocamento vertical máximo permitido	80
5.7.4- Solução viga mista escorada	81
6-Dimensionamento do pilar	83
6.1- Dados pilar	85
6.1.1-Comprimentos de encurvadura	85
6.1.2-Classificação da secção	88
6.1.3- Resistência da secção transversal	90
6.1.4- Compressão	91
6.1.4- Flexão composta.....	92
6.1.5-Flexão desviada	94
6.1.6- Resistência dos elementos à encurvadura.....	94
6.1.7-Resistência à encurvadura.....	97
6.1.8-Elementos uniformes em flexão composta com compressão.....	99
7- Análise e Dimensionamento de uma viga de aço.....	102
7.1.1- Classificação da secção	104
7.1.2- Verificação ao esforço transversal.....	105
7.1.2-Valor de cálculo do esforço transversal plástico resistente.....	106
7.1.3-Verificação ao Momento flector.....	106
8-Chapa de base.....	108
Determinação das dimensões da chapa.....	108
Esforços	108
Dimensões da chapa de base	110

Resistência da chapa base à compressão	110
Valor de cálculo do momento resistente.....	112
Lado esquerdo e direito comprimido.....	112
Resistência ao Corte.....	112
Resistência ao atrito, entre a chapa de base e a argamassa de selagem.....	112
Resistência dos parafusos ao corte	113
Viga Contínua	113
Dados Geométricos.....	115
Resistências potenciais linhas de parafusos à tracção	116
Chapa de topo.....	116
Resistências totais.....	127
Alma da viga em tracção.....	129
Banzo e alma da viga em compressão.....	130
Ligação eixo menor.....	131
Alma da coluna em flexão e punçoamento.....	134
Parafusos à tracção;	136
Dados Geométricos.....	136
Resistências potenciais linhas de parafusos à tracção	137
Chapa de topo.....	137
Alma da viga em tracção.....	145
Banzo e alma da viga em compressão.....	146
Momento Resistente	147
Ligação cantoneira à tracção.....	147
Ligações Viga-viga.....	150
Requisitos de rotação e ductilidade.....	151
Parafusos ao corte.....	151
Chapa de topo flexível ao esmagamento	151

Viga de suporte ao esmagamento.....	152
Chapa de topo flexível ao corte Área bruta.....	152
Chapa de topo flexível ao corte Área útil	153
Chapa de topo flexível Rotura em bloco.....	153
Chapa de topo flexível à flexão.....	154
Alma da viga ao corte.....	154
Parafusos à tracção.....	154
Chapa de extremidade flexível à flexão.....	155
Elemento de suporte à flexão.....	156
Alma da viga suportada à tracção	156
Conclusão.....	156
ESFORÇOS CONDICIONANTES.....	159
Bibliografia	165

Índice de Quadros

QUADRO 1 LIMITES MÁXIMOS DAS RELAÇÕES LARGURA-ESPESSURA PARA COMPONENTES COMPRIMIDOS (RETIRADO DO QUADRO 5.2 DO EC-3)	11
QUADRO 2 DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS (APONTAMENTOS DA UNIVERSIDADE DE COIMBRA)	22
QUADRO 3 VALORES NOMINAIS DA TENSÃO DE CEDÊNCIA f_y E DA TENSÃO (RETIRADO DO EC-3)	27
QUADRO 4 COEFICIENTE DE EXPOSIÇÃO $c_e(z)$ RETIRADO DO EC-1-4	34
QUADRO 5 RESUMO DAS SECÇÕES DEFINIDAS NO PRÉ-DIMENSIONAMENTO	36
QUADRO 6 ESFORÇO TRANSVERSO DEVIDO ÀS CARGAS HORIZONTAIS (PÓRTICO ANTERIOR)	38
QUADRO 7 ESFORÇO AXIAL DEVIDO ÀS CARGAS VERTICAIS	38
QUADRO 8 DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS	38
QUADRO 9 VALORES DE A_{CR}	39
QUADRO 10 ESFORÇO TRANSVERSO DEVIDO ÀS CARGAS HORIZONTAIS (PÓRTICO LATERAL)	39
QUADRO 11 ESFORÇO AXIAL DEVIDO ÀS CARGAS VERTICAIS	39
QUADRO 12 DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS	40
QUADRO 13 VALORES DE A_{CR}	40
QUADRO 14 CLASSES DE CONFORTO PARA ESTADOS LIMITES DE VIBRAÇÃO E CLASSES CRÍTICAS PARA VÁRIOS TIPOS DE UTILIZAÇÃO	49
QUADRO 15 VALORES INDICATIVOS PARA COMPONENTE DE AMORTECIMENTO	51
QUADRO 16 CLASSIFICAÇÃO DO PISO COM UM RÁCIO DE ABSORÇÃO DE 3%	52

Índice de figuras

FIGURA 2 DIMENSÕES DA CHAPA DE AÇO PERFILADA E DA LAJE	17
FIGURA 3 COMPRIMENTOS DE APOIO DE CHAPAS PERFILADAS (RETIRADO DO EC-4)	18
FIGURA 4 SISTEMAS DE CONTRAVENTAMENTO PARA EDIFÍCIOS DE VÁRIOS PISOS: (A) CRUZ DE ST. ANDRÉ; (B) DIAGONAL; (C) K HORIZONTAL; (D) K VERTICAL	42
FIGURA 5 EXEMPLO VIGA MISTA.....	53
FIGURA 6 DIAGRAMA MOMENTO FLECTOR.....	59
FIGURA 7 DIAGRAMA ESFORÇO TRANSVERSO.....	59
FIGURA 8 DIAGRAMA MOMENTO FLECTOR	64
FIGURA 9 DIAGRAMA ESFORÇO TRANSVERSO.....	65
FIGURA 10 VIGA COM CHAPAS PERFILADAS DE AÇO TRANSVERSAIS À VIGA	66
FIGURA 11 EXEMPLOS DE DISTRIBUIÇÕES PLÁSTICAS PARA UMA VIGA MISTA COM UMA LAJE MACIÇA E UMA CONEXÃO TOTAL, SOB A ACÇÃO DE MOMENTO FLECTOR POSITIVO.....	69
FIGURA 12 LARGURA EFECTIVA DO BANZO DE BETÃO.....	69
FIGURA 13 SUPERFÍCIES POTENCIAIS DE ROTURA POR CORTE NO CASO DE UTILIZAÇÃO DE CHAPAS PERFILADAS DE AÇO.....	76
FIGURA 14 DIAGRAMA DE MOMENTOS (VIGA NÃO ESCORADA).....	81
FIGURA 15 DIAGRAMA DE MOMENTOS (VIGA ESCORADA).....	81
FIGURA 16 CARREGAMENTO NA VIGA MISTA APÓS A RETIRADA DO ESCORAMENTO.....	81
FIGURA 17 PERFIL HEA360.....	83
FIGURA 18 DIAGRAMAS MOMENTOS FLECTORES E ESFORÇO TRANSVERSO	102
FIGURA 19 PERFIL IPE450	104

Lista de Abreviaturas

h_s altura total da laje

x_{pl} distância da fibra mais comprimida da secção ao eixo neutro

y_g distância do centro de gravidade da chapa de aço perfilado ao centroide da secção composta

L_s comprimento estável entre a localização de uma rótula plástica e um apoio adjacente restringido à torção

Prd Valor de cálculo da resistência ao corte de um único perno

N_{Ed} Valor de cálculo do esforço axial aplicado

$N_{c,Rd}$ valor de cálculo do esforço normal resistente à compressão de uma secção transversal

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

$M_{c,Rd}$ valor de cálculo do momento flector resistente em relação a um eixo principal de uma secção transversal

w_{pl} módulo de flexão plástico de uma secção transversal

w_{el} módulo de flexão elástico de uma secção transversal

V_{Ed} valor de cálculo do esforço transversal actuante

$V_{c,Rd}$ valor de cálculo do esforço transversal resistente

$V_{pl,Rd}$ valor de cálculo do esforço transversal resistente plástico

A_v área resistente ao esforço transversal

A_{eff} área efectiva de uma secção transversal

χ coeficiente de redução para o modo de encurvadura relevante

$M_{V,Rd}$ valores de cálculo dos momentos flectores resistentes, reduzidos pela interacção com os esforços transversos

$M_{N,Rd}$ valores de cálculo dos momentos flectores resistentes, reduzidos pela interacção com o esforço normal

n relação entre os valores de cálculo dos esforços normais actuante e resistente plástico de uma secção transversal bruta a relação entre a área da alma e a área bruta de uma secção transversal

a parâmetro para tomar em consideração o efeito de flexão desviada

b parâmetro para tomar em consideração o efeito de flexão desviada

f valor para determinar o coeficiente de redução c

a factor de imperfeição para a encurvadura de elementos comprimidos

a_0, a, b, c, d designações das curvas de dimensionamento à encurvadura

N_{cr} valor crítico do esforço normal para o modo de encurvadura elástica considerado, determinado com base nas propriedades da secção transversal bruta

i raio de giração relativo ao eixo considerado, determinado com base nas propriedades da secção transversal bruta

λ_1 valor da esbelteza de referência para determinar a esbelteza normalizada

E_d valor de cálculo do efeito das acções, tal como uma força interna ou momento

R_d valor de cálculo da resistência correspondente a uma força interna ou momento

$c_s c_d$ factor estrutural

A_{ref} área de referência da superfície individual

W_e pressão externa na superfície individual à altura de referência z_e

$q_p(z_e)$ pressão dinâmica de pico ,

c_{pe} coeficiente de pressões externas

$v_{b,0}$ Valor básico da velocidade do vento de referência

c_{season} Coeficiente de sazão

c_{dir} Coeficiente de direcção

K Parâmetro de forma

c_o Coeficiente de orografia

h_{dis} Elevação do nível de referência

k_r Coeficiente de terreno

c_r Coeficiente de rugosidade

k_l Coeficiente de turbulência

I_v Intensidade de turbulência

q_p Pressão dinâmica de pico

$\delta_{H_{Ed}}$ deslocamento horizontal relativo entre o topo e a base de um dado andar

α_{cr} factor pelo qual as acções de cálculo teriam que ser multiplicadas para provocar a instabilidade elástica num modo global

h_p Altura das nervuras da chapa de aço perfilada

A_p Área bruta da chapa de aço perfilada

A_{pe} Área resistente da chapa de aço perfilada

e_p Centro de gravidade da chapa de aço perfilada

b_0 Largura média da nervura

$m-k$ Parâmetros

$M_{Rd,ef}$ Momento flector positivo resistente da chapa de aço perfilada

$V_{Rd,ef}$ Esforço transverso resistente da chapa de aço perfilada

A_b Área da secção de betão

N_{cf} Força máxima de compressão no betão acima das nervuras, por metro de largura

N_p Força máxima de tracção na chapa de aço perfilada

V_{Vrd} Esforço resistente de uma laje mista ao corte vertical

$V_{l,Rd}$ Esforço de corte longitudinal resistente de uma laje mista

f frequência vibratória de uma laje mista

M massa modal de uma laje mista

d Diâmetro do conector de corte

hsc Altura do conector de corte

f_u Tensão de rotura

f_{ck} Tensão característica

E_{cm} Módulo de Elasticidade secante do betão

Φ Diâmetro dos varões da armadura transversal

k_t Factor de redução para a resistência de um parafuso cabeça usado com chapa de aço perfilada transversal à viga

$f_{yp,d}$ valor de cálculo da tensão de cedência da chapa perfilada

1-Introdução

Este trabalho desenvolvido com um elevado grau de autonomia, por força das distâncias impostas por compromissos profissionais, permitiu-me tomar um maior conhecimento sobre as estruturas metálicas, dimensionamento de secções transversais e as suas particularidades em relação às estruturas tradicionais, particularmente a vantagem da pré-fabricação que permite alcançar maior rigor dimensional e diminuição das tolerâncias bem como aumentar a velocidade de construção relativamente às construções “tradicionais”.

O projecto de um edifício é fortemente condicionado pela conciliação do binário arquitectura/estrutura, traduzido no tipo de utilização, a geometria do edifício, e as condicionantes existentes, (do lado da arquitectura), o desenho da malha estrutural, a métrica dos pilares e o comprimento dos vãos considerados, (do lado estrutural) existindo também influência de questões como a integração dos equipamentos fixos e condicionantes como a acessibilidade ao local no processo de construção.

Com a elaboração deste trabalho, pretende-se apresentar um resumo das etapas essenciais relativas ao dimensionamento de um projecto, de estruturas de aço e betão, de acordo com os Eurocódigos Estruturais mencionando as 'acções' (principalmente cargas verticais) para as quais um edifício típico deve ser projectado para sustentar, a análise da deformabilidade da estrutura, a determinação da existência de efeitos de segunda ordem, bem como o sistema de contraventamento vertical, o qual, para além de proporcionar a resistência às forças horizontais originadas pelo vento, proporciona rigidez contra deslocamentos horizontais.

A construção mista aproveita as qualidades particulares dos elementos utilizados, betão e aço. As vigas de aço e chapas de aço perfilado actuam como escoramento permanente e cofragem para o betão húmido. Uma vez curado, o betão pode fornecer toda ou maior parte da resistência à compressão necessária devido à flexão da laje ou vigas.

O processo seguido para realização deste trabalho baseou-se numa série de etapas fundamentais, iniciando pela definição da malha estrutural a utilizar, de acordo, com as condicionantes e requisitos da arquitectura, seguida da quantificação das acções de acordo com o prescrito nas Normas NP EN 1991-1-1 e NP EN 1991-1-4, o pré dimensionamento genérico dos perfis e acerto da malha estrutural verificando os estados limites últimos e de

utilização, limites de deformabilidade da estrutura, e a existência ou não de fenómenos de 2ª ordem, nos quais têm interferência:

- a existência da laje mista - diafragma rígido,
- sistema de contraventamento da estrutura,
- rigidez das ligações.

Na sequência deste processo realiza-se o dimensionamento propriamente dito da estrutura, com particular incidência para o bambeamento no caso das vigas, a encurvadura nos pilares, e a sua deformabilidade com os perfis definitivos. Na análise do cálculo o comportamento plástico da estrutura tem particular importância, pois permite uma maior rentabilização dos perfis a utilizar, embora se tenha, principalmente em estruturas metálicas e de betão, de apontar para um compromisso entre a rigidez e a flexibilidade da estrutura, ou seja, a capacidade da estrutura suportar as cargas a que está sujeita, e a sua deformabilidade de forma a permitir o uso para o qual a estrutura foi inicialmente projectada.

Nas estruturas mistas a secção de aço é responsável pela resistência à tracção no binário das forças provocado pelo momento flector instalado, competindo ao betão a parte da compressão, obtendo, devido à ligação entre estes dois elementos, uma utilização excepcionalmente eficiente dos materiais, proporcionando uma construção rápida, rentável e sustentável.

No dimensionamento da estrutura teve-se em conta a optimização de custos, inerentes à padronização e standardização das secções transversais dos elementos estruturais, com comprimentos normalizados de 12 ou 15 metros, comprimentos dos pilares e das vigas interiores, respectivamente.

De referir ainda que como a fabricação pode ser efectuada previamente, independentemente das condições climatéricas, a erecção da estrutura é simples, com tolerâncias reduzidas.

Passando à descrição da estrutura em si, trata-se de um edifício de 3 pisos, tipo “open-space”, em que o rés-do-chão é destinado a comércio e os restantes dois são para

escritórios, com 4 m de pé direito em todos os pisos, 15 m de profundidade e largura, ou seja, tem uma área de 225 m², e uma volumetria de 2700 m³.

Neste caso optamos pelas secções mais correntes, no mercado as secções IPE, HEA e HEB.

Foram considerados os seguintes pontos gerais na escolha do sistema estrutural a utilizar:

- Entrega das cargas verticais principais em segurança pela rota mais directa e eficiente para os pilares/paredes sem deflexão ou vibrações excessivas;
- Garantia da necessária resistência horizontal/rigidez;
- Obtenção de um arranjo e espaçamento de vigas o mais uniforme possível para reduzir custos;
- Controlo da profundidade de construção dentro do mínimo necessário, acomodando serviços e reduzindo os custos da construção em geral;
- Escolha de componentes com a resistência adequada de protecção contra o fogo.

De referir ainda que uma vez que, no caso desta estrutura, o espaço interior é também susceptível de mudar de tipo de utilização, foi dada preferência a esquemas que permitam flexibilidade máxima de utilização do espaço, sendo a estrutura metálica a solução óptima para estes casos uma vez que é possível obter, entre outras, as seguintes vantagens:

1. Vãos mais longos- maior mobilidade e modularidade do espaço
2. Tectos mais altos- obtenção de pés-direitos mais favoráveis e obtenção de espaços para passagem de infra-estruturas
3. Facilidade de manutenção- conservabilidade das estruturas metálicas superior à das estruturas tradicionais.

2- Considerações Teóricas

2.1-Classificação das Secções

A classificação das secções transversais tem como objectivo identificar em que medida a sua resistência e a sua capacidade de rotação são limitadas pela ocorrência de encurvadura local. (5.5.1(1) NP EN 1993-1-1)

A encurvadura local pode ser evitada através da limitação de rácios entre largura e espessura (b/t_f ou d/t_w) de cada elemento da secção transversal. Os valores limites estão definidos na Tabela 5.2, NP EN 1993-1-1.

Dependendo das relações b/t_f ou d/t_w para secções padrão ou secções customizadas são classificados para fins estruturais como:

Classe 1

Aquela em que se pode formar uma rótula plástica, com capacidade de rotação superior à mínima exigida para a utilização de métodos plásticos de análise;

Classe 2

Aquela em que é possível atingir o momento plástico mas que possuem uma capacidade de rotação limitada;

Classe 3

Aquela em que a tensão na fibra extrema mais comprimida do elemento de aço, assumindo uma distribuição elástica, pode atingir o valor da tensão de cedência, mas em que o momento plástico poderá não ser atingido, devido á encurvadura local;

Classe 4

Aquela onde a encurvadura local impede que seja dirigida a tensão de cedência nas zonas mais comprimidas da secção

(Manual de dimensionamento de estruturas metálicas pag.24)



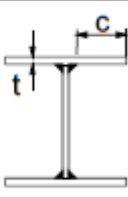
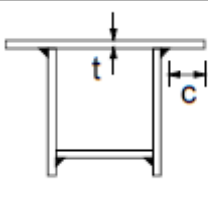

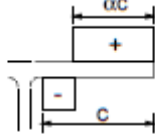
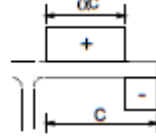
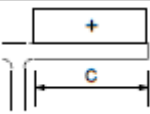
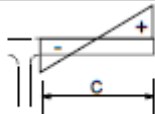
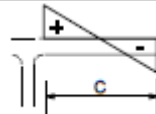
Quadro 1 Limites máximos das relações largura-espessura para componentes comprimidos (retirado do quadro 5.2 do EC-3)

Quadro 5.2 (página 1 de 3) – Limites máximos das relações largura-espessura para componentes comprimidos

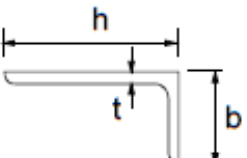
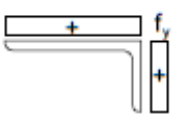
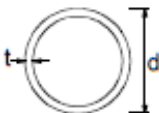
Componentes internos comprimidos						
						Eixo de flexão
						Eixo de flexão
Classe	Componente solicitado à flexão	Componente solicitado à compressão	Componente solicitado à flexão e à compressão			
Distribuição das tensões nos componentes (compressão positiva)						
1	$c/t \leq 72\epsilon$	$c/t \leq 33\epsilon$	quando $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{396\epsilon}{13\alpha - 1}$ quando $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{36\epsilon}{\alpha}$			
2	$c/t \leq 83\epsilon$	$c/t \leq 38\epsilon$	quando $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{456\epsilon}{13\alpha - 1}$ quando $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{41,5\epsilon}{\alpha}$			
Distribuição das tensões nos componentes (compressão positiva)						
3	$c/t \leq 124\epsilon$	$c/t \leq 42\epsilon$	quando $\psi > -1$: $c/t \leq \frac{42\epsilon}{0,67 + 0,33\psi}$ quando $\psi \leq -1$ ^{*)} : $c/t \leq 62\epsilon(1 - \psi)\sqrt{-\psi}$			
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

^{*)} $\psi \leq -1$ aplica-se quando a tensão de compressão $\sigma \leq f_y$ ou quando a extensão de tracção $\epsilon_y > f_y/E$.

Quadro 5.2 (página 2 de 3) – Limites máximos das relações largura-espessura para componentes comprimidos

Banzos em consola						
						
Seções laminadas			Seções soldadas			
Classe	Componente solicitado à compressão	Componente solicitado à flexão e à compressão				
		Extremidade comprimida		Extremidade traccionada		
Distribuição das tensões nos componentes (compressão positiva)						
1	$c/t \leq 9\epsilon$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha}$		$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$		
2	$c/t \leq 10\epsilon$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha}$		$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$		
Distribuição das tensões nos componentes (compressão positiva)						
3	$c/t \leq 14\epsilon$	$c/t \leq 21\epsilon\sqrt{k_\sigma}$ Para k_σ ver a EN 1993-1-5				
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

Quadro 5.2 (página 3 de 3) – Limites máximos das relações largura-espessura para componentes comprimidos

Consultar também “Banzos em consola” (ver página 2 de 3)		<p style="text-align: center;">Cantoneiras</p> 		Não se aplica a cantoneiras em contacto contínuo com outros componentes			
Classe	Secção comprimida						
Distribuição das tensões na secção (compressão positiva)							
3	$h/t \leq 15\epsilon$ e $\frac{b+h}{2t} \leq 11,5\epsilon$						
Secções tubulares							
							
Classe	Secção em flexão e/ou compressão						
1	$d/t \leq 50\epsilon^2$						
2	$d/t \leq 70\epsilon^2$						
3	$d/t \leq 90\epsilon^2$						
<i>NOTA: Para $d/t > 90\epsilon^2$ ver a EN 1993-1-6.</i>							
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460	
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71	
	ϵ^2	1,00	0,85	0,66	0,56	0,51	

2.2- Laje Mista

A carga de construção temporária geralmente condiciona a escolha da chapa de aço perfilada.

Ao projectar segundo os Eurocódigos, as cargas de construção que devem ser consideradas no dimensionamento da chapa de aço são definidas na NP EN 1991-1-6 e seu Anexo Nacional. Infelizmente, as disposições são pouco claras, o que se segue é entendido como sendo a carga de construção recomendada, que deve ser tratada como uma carga variável:

- i. geralmente 0.75 kN/m^2

- ii. 10% do peso próprio da laje ou 0.75 kN/m^2 , o que for maior, sobre uma 'área de trabalho' de $3\text{m} \times 3\text{m}$. Esta área deve ser tratada como uma carga móvel que deve ser aplicada para causar o efeito máximo.

O dimensionamento de lajes mistas é geralmente baseado em informações publicadas pelos fornecedores da chapa de aço perfilada (na forma de tabelas de carga/vão). Tornando-a um produto padronizado e estandardizado, o que garante uma grande confiança nos valores divulgados em publicações especializadas.

Para a verificação da resistência de uma laje mista, a cláusula 9.4.2 (5) da NP EN 1994-1-1, permite que a laje seja considerada como simplesmente apoiada, embora a laje mista final geralmente seja contínua ao longo de uma série de suportes. Para Estados Limite de Utilização, a acção composta entre o betão e a chapa de aço perfilado fornece suficiente capacidade resistente como vãos simples, para se poder desprezar a continuidade. Geralmente é colocada uma armadura de malha para o controlo da fendilhação ao longo da área total da laje.

É assumido que o betão alcança uma tensão de compressão de $0.85 \times f_{cd}$ sobre a profundidade total entre a fibra mais comprimida e o eixo neutro plástico. A profundidade do betão à compressão e a posição do eixo neutro de plástico a partir da superfície superior da laje é dado pela seguinte expressão:

$$x_{pl} = \frac{N_{cf}}{0.85 \times f_{cd} \times b}$$

A resistência ao momento é determinada por:

$$M_{Rd} = N_{c,f} \times z$$

- $z = h_s - x_{pl}/2 - y_g$
- h_s altura total da laje
- x_{pl} distância da fibra mais comprimida da secção ao eixo neutro
- y_g distância do centro de gravidade da chapa de aço perfilado ao centroide da secção composta

2.2.1- Método m e k

Cálculo semi-empírico, permitido pela NP EN 1994-1-1 como uma alternativa para o seu método de ligação corte parcial, é baseado em duas constantes empíricas m e k, que podem ser considerados como representando, respectivamente, a interligação mecânica e os componentes de atrito da resistência da interface ao corte. Ambos são estabelecidos por meio de testes, com cargas cíclicas.

O corte vertical, de cálculo $V_{Ed,máx}$ deve ser verificado para uma dada largura da laje, b, que não exceda a resistência corte de cálculo $V_{l,Rd}$ dada pela seguinte expressão:

$$V_{l,Rd} = \frac{b \times d_p}{\gamma_{vs}} \times \left(\frac{m \times A_p}{b \times L_s} + k \right)$$

- L_s deve ser tomado como $L/4$ para cargas aplicadas uniformemente ao longo de toda a extensão ou a distância entre a carga aplicada e o apoio mais próximo de duas cargas pontuais iguais e simetricamente dispostas.

2.2.2- Corte vertical

A resistência ao corte vertical, $V_{v,Rd}$ de uma laje de composta sobre uma largura igual à distância entre os centros das nervuras deve ser determinada de acordo com a cláusula 6.2.2 da NP EN 1992-1-1. Deve ser verificado que a força de corte na secção transversal (V_{Ed}) é inferior ou igual à resistência ao corte do elemento de cálculo sem armadura transversal e ($V_{Rd,c}$).

A resistência da secção transversal é dependente da área de armadura à tracção (A_{sl}) que cruza o plano de corte. A armadura de tracção precisa se estender para além da secção considerada por um comprimento de ancoragem apropriado ($L_{bd} + d$). Para uma laje composta sujeita principalmente a um carregamento uniforme, a resistência ao corte não necessita de ser verificado, a uma distância inferior a d a partir da face de apoio, o que significa que o reforço deve estender-se para além da face do suporte por uma distância igual ao comprimento de cálculo (L_{bd}) da ancoragem. A resistência ao corte de um elemento sem armadura transversal é dada pela seguinte expressão:

$$V_{Rd,c} = [C_{rd,c} \times k \times (100 \times \rho \times f_{ck})^{1/3} + k_1 \times \sigma_{cp}] \times b_w \times d \leq (v_{min} + k_1 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d$$

- $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0$, com d expresso em mm
- $\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w \times d} \leq 0.02$
- f_{ck} tensão característica de provetes de betão cilíndricos
- $\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c < 0.2f_{cd}$
- A_c área da secção transversal de betão

2.2.3- Disposições construtivas

NP EN 1994-1-1

A espessura total da laje mista não deve ser inferior a 80.0mm e a espessura da lâmina de betão situada acima das nervuras deverá ser maior ou igual a 40.0mm. (cláusula 9.2.1 (1))

Caso funcione como um diafragma ou esteja a funcionar como banzo de uma viga mista (solidarizada com o perfil metálico) os valores da alínea anterior devem ser aumentados de 10.0mm. (cláusula 9.2.1 (2))

Armadura ordinária deverá ser colocada na lâmina de betão acima das nervuras. A área desta não deverá ser inferior a $80.0 \text{ mm}^2/m$ (cláusulas 9.2.1 (3) e (4))

A percentagem de armadura mínima de uma laje mista a actuar como diafragma não deverá ser menor que 0.2% em ambas as direcções. Esta área de armadura terá de ser somada à armadura principal.

O espaçamento dos varões não deverá exceder o mínimo dos dois seguintes valores: dobro da altura da laje e 350.0mm (cláusula 9.2.1 (5))

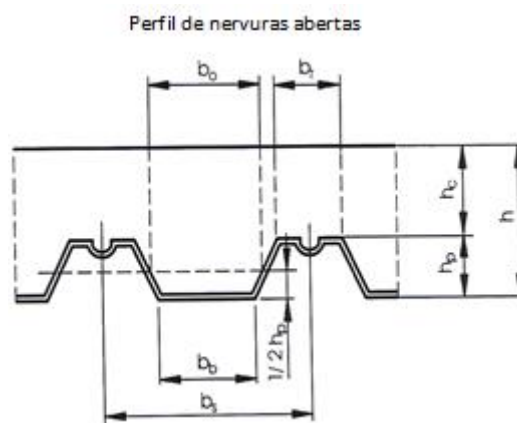


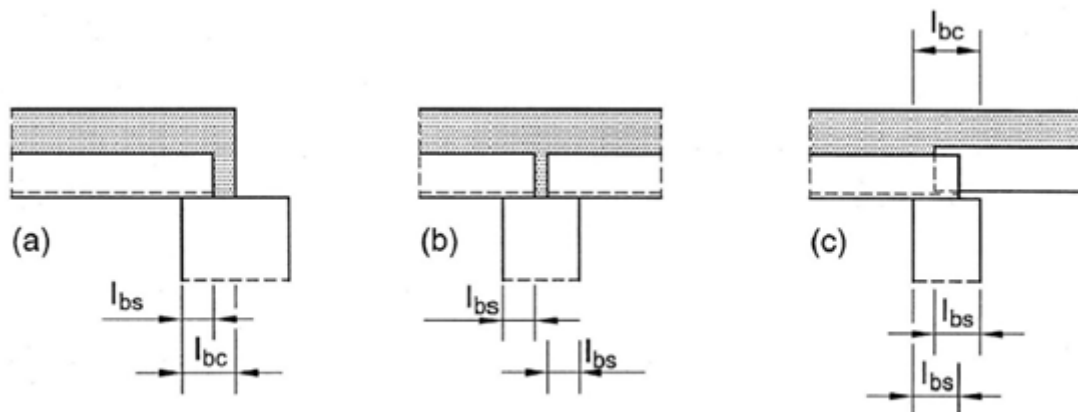
Figura 1 Dimensões da chapa de aço perfilada e da laje

A dimensão dos inertes não deverá ultrapassar o menor de: $0,4h_c$, $b_0/3$ e 31,5mm.

(cláusula 9.2.2 (1))

Os comprimentos de apoio de cada chapa perfilada sobre os apoios definitivos deverão ser maiores ou iguais a:

- $l_{bc} = 75,0\text{mm}$ e $l_{bs} = 50,0\text{mm}$ (apoios de aço ou betão); (cláusula 9.2.3 (2))
- l_{bc} comprimento de apoio do betão
- l_{bs} comprimento de apoio da chapa perfilada



NOTA: A sobreposição de certos perfis nervurados não é praticável

Figura 2 Comprimentos de apoio de chapas perfiladas (retirado do EC-4)

2.3- Vigas mistas

O sistema estrutural de um piso realizado por vigas mistas é basicamente uma série de vigas T paralelas. O esforço de compressão é assumido como sendo resistido por uma largura "efectiva" da laje e a secção de aço resiste ao esforço de tracção. O esforço condicionante aplicado na conexão de uma estrutura mista é o corte longitudinal, sendo as forças entre os dois materiais transferidas através de conectores dúcteis soldados no local, no caso recorreu-se ao tipo de conector mais utilizado, o perno de cabeça.

Os métodos tradicionais de cálculo de estruturas de aço e estruturas de betão armado, não contemplam o problema de interacção entre os dois materiais, uma vez que a zona em que é realizada a conexão é uma região de grandes e complexas tensões, as quais dificultam o seu correcto cálculo, tendo essa dificuldade sido contornada pelo desenvolvimento de métodos de cálculo empíricos e verificação da ligação por testes.

Os testes têm de ser feitos para uma gama de resistências de betão, porque a resistência do betão influencia o modo de rotura, bem como a carga de rotura. Os pernos podem atingir sua carga máxima quando o betão em torno deles romper, mas em betões mais fortes, são os pernos o que rompem. É por isso que a resistência ao corte de cálculo dos pernos de cabeça com $h/d \geq 4$ é dada no NP EN 1994-1-1 (2010), como o menor dos dois valores:

$$Prd = 0.8 (\pi * d^2/4) / \gamma_v \quad (\text{Resistência do perno}) \quad (6.18)$$

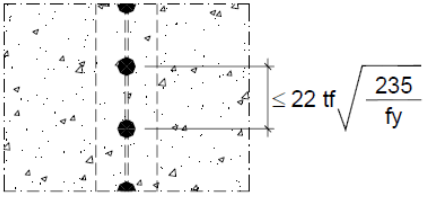
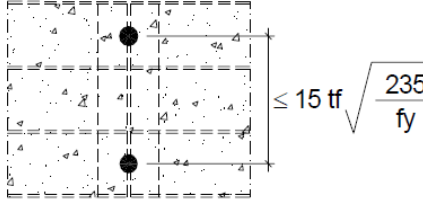
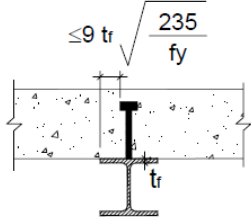
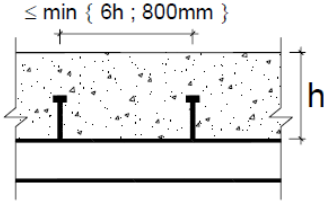
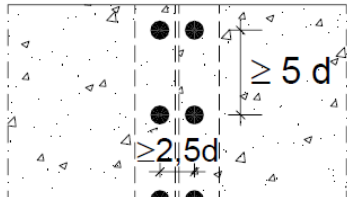
ou

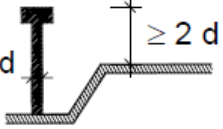
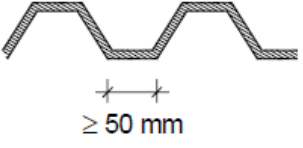
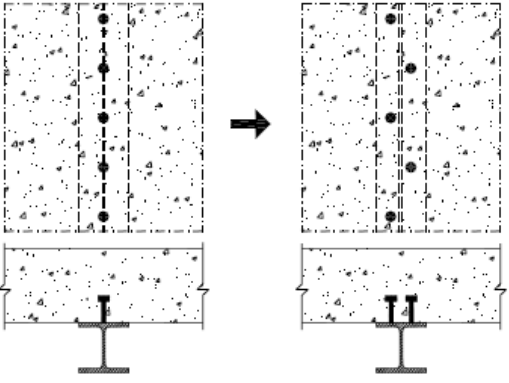
$$Prd = 0.29 \times \alpha \times d^2 \sqrt{f_{ck} \times E_{cm}} / \gamma_v \quad (\text{Resistência do betão}) \quad (6.19)$$

$$\alpha = 0.2 * \left(\frac{hsc}{d} + 1\right) \quad \text{para } 3 \leq hsc/d \leq 4 \quad (6.20)$$

$$\alpha = 1 \quad \text{para } hsc/d > 4 \quad (6.21)$$

É colocada uma armadura transversal para controle da fissuração, de modo a garantir a continuidade da distribuição dos esforços.

Tema de Aplicação	Regra		Esquema Representativo
<p>Espaçamento dos Conectores</p>	<p>Caso o banzo comprimido do perfil metálico esteja classificado como sendo de classe 1 ou 2 (ver capítulo 6) devido à restrição fornecida pelos conectores, o espaçamento entre eixos dos conectores não deve ser maior que: (EC4 6.6.5.5(2))</p>	$22 t_f \sqrt{\frac{235}{f_y}}$ <p>quando a laje está totalmente em contacto com o perfil (lajes maciças).</p>	<p>(vista em planta)</p>  <p>f_y é a tensão de cedência do perfil e t_f a espessura do banzo superior</p>
	<p>quando a laje não está totalmente em contacto com o perfil (lajes nervuradas com nervuras transversais ao perfil).</p>	$15 t_f \sqrt{\frac{235}{f_y}}$	<p>(vista em planta)</p>  <p>f_y é a tensão de cedência do perfil e t_f a espessura do banzo superior</p>
<p>A distância entre o bordo livre de um banzo metálico comprimido até à linha mais próxima de conectores não deve ser maior que:</p> $9 t_f \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad \text{(EC4 6.6.5.5(2))}$			
<p>Em edifícios, o espaçamento entre eixos dos conectores de corte não deve exceder o menor dos dois valores seguintes: 6 vezes a espessura total da laje e 800mm. (EC4 6.6.5.5(3))</p>			
<p>O espaçamento mínimo entre conectores deverá ser de 5d na direcção do esforço de corte e 2,5d na direcção perpendicular a este. (EC4 6.6.5.7(4))</p>		<p>(vista em planta)</p> 	

Tema de Aplicação	Regra	Esquema Representativo
Pernos de Cabeça em lajes com chapa perfilada	A altura do conector deve estender-se acima da face superior da chapa perfilada num comprimento maior ou igual a $2d$ (d é o diâmetro do fuste do perno). (EC4 6.6.5.8(1))	
	A largura das nervuras de chapa a encher com betão deve ser maior ou igual a 50mm . (EC4 6.6.5.8(2))	
	Caso os pernos de cabeça não possam ser colocados no centro de uma nervura eles devem sê-lo alternadamente nos dois lados desta, ao longo do vão. (EC4 6.6.5.8(3))	

Quadro 2 Disposições Construtivas (Apontamentos da Universidade de Coimbra)

Os conectores de corte entre a laje e viga proporcionam a transferência de corte longitudinal necessária para a acção composta. A ligação ao corte da viga de aço a uma laje de betão pode ser por ligação de corte total ou parcial.

2.3.1- Operações necessárias à execução de uma viga mista

Primeiro

- Antes de elevar as chapas, é necessário que a estrutura metálica esteja executada.
- A montagem das chapas deve ser realizada de acordo com os planos de execução.
- Para espaçamento entre vigas de suporte de 3.0 m, é necessário escoramento durante a betonagem e período de endurecimento do betão.

Segundo

- Após o término da montagem da chapa perfilada de aço, devem ser fixados os conectores de corte longitudinal.
- Esses conectores deverão ser soldados à viga, através da chapa perfilada de aço, com um equipamento de solda por eletrofusão.
- O conector mais utilizado no sistema de vigas mistas é o tipo perno com cabeça.

Terceiro

- Concluídas a montagem, a fixação da chapa e a instalação dos conectores, pode-se dar início à instalação das armaduras adicionais das lajes.
- Como regra, utilizam-se armaduras em malha quadrada e de pequeno diâmetro, excepto em grandes vãos, onde é necessário proceder ao cálculo de uma armadura superior.

Quarto

- Betonagem realizada por meio de bomba (betão bombeado).
- A zona betonada deve ser movimentada frequentemente e cuidadosamente para minimizar os problemas de acumulação em zonas críticas da laje como, por exemplo, no meio do vão.

Quinto

- Como em toda a betonagem, o tempo de cura deve ser respeitado rigorosamente.
- O recobrimento mínimo definido é de 30 mm de betão acima do topo da chapa de aço perfilada.

2.4.- Vigas de extremidade

Em muitos sistemas de piso compostos, as vigas de extremidade são dimensionadas como vigas não mistas, embora tenham uma disposição nominal de pernos. A remoção da armadura adicional necessária para a construção composta da laje é benéfica onde as ligações de fachadas sejam embutidas na extremidade da laje.

As vigas de extremidade suportam cargas que são um pouco mais da metade da carga suportada por vigas de interiores, além de uma carga de linha da fachada. Uma viga de extremidade não-mista pode muitas vezes ser de tamanho idêntico ao da viga interior típico, permitindo detalhamento consistentes.

2.5- Dimensionamento para compressão

De acordo com a cláusula 6.2.4 (1), a resistência da secção transversal dos membros axialmente comprimidos é verificado pela seguinte condição:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1.0$$

onde N_{Ed} é o valor de cálculo da força de compressão axial e $N_{c,Rd}$ é a resistência de cálculo da secção transversal para a compressão uniforme, dada por (cláusula 6.2.4 (2)):

Secções transversais Classe 1, 2 ou 3

$$N_{c,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

Secções Classe 4

$$N_{c,Rd} = A_{eff} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

- A é a área bruta da seção transversal,
- A_{eff} é a área efectiva de uma seção transversal de classe 4,
- f_y é a resistência ao escoamento do aço,
- γ_{M0} é um factor de segurança parcial.

Os furos das ligações nos elementos comprimidos não necessitam de ser considerados desde que se encontrem preenchidos com elementos de ligação, excepto nos casos de furos sobredimensionados ou ovalizados conforme definido na EN 1090. (cláusula 6.2.4 (3)). Em membros sujeitos à compressão também deve ser verificado que:

$$N_{Ed} \leq N_{b,Rd}$$

- $N_{b,Rd}$ valor de cálculo da resistência à encurvadura do elemento comprimido (cláusula 6.3.1.1 (1)) e este geralmente condiciona o dimensionamento.

O valor de cálculo da resistência à encurvadura de um elemento comprimido deverá ser considerado igual a:

Secções transversais Classe 1, 2 ou 3

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \times A \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

Secções transversais Classe 4

$$N_{b,Rd} = \chi \times A_{eff} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

- χ , coeficiente de redução para o modo de encurvadura relevante, $\left(\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 + \lambda^2}} \right)$.

- $\phi = 0.5[1 + \alpha (\lambda - 0.2) + \lambda^2]$
- λ , esbelteza normalizada do elemento no plano do pórtico,
- $\lambda = \sqrt{A \times \frac{f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \times \frac{1}{\lambda_1}$
- $\lambda = \sqrt{A_{eff} \times \frac{f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \times \frac{\sqrt{A_{eff}/A}}{\lambda_1}$
- $\lambda_1 = \pi \times \sqrt{\left(\frac{E}{f_y}\right)} = 93.9 \times \varepsilon$
- $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$

Quadro 3 Valores nominais da tensão de cedência f_y e da tensão (retirado do EC-3)

Norma e classe de aço	Espessura nominal t do componente da secção [mm]			
	$t \leq 40$ mm		$40 \text{ mm} < t \leq 80$ mm	
	f_y [N/mm ²]	f_u [N/mm ²]	f_y [N/mm ²]	f_u [N/mm ²]
EN 10025-2				
S 235	235	360	215	360
S 275	275	430	255	410
S 355	355	490	335	470
S 450	440	550	410	550
EN 10025-3				
S 275 N/NL	275	390	255	370
S 355 N/NL	355	490	335	470
S 420 N/NL	420	520	390	520
S 460 N/NL	460	540	430	540
EN 10025-4				
S 275 M/ML	275	370	255	360
S 355 M/ML	355	470	335	450
S 420 M/ML	420	520	390	500
S 460 M/ML	460	540	430	530
EN 10025-5				
S 235 W	235	360	215	340
S 355 W	355	490	335	490
EN 10025-6				
S 460 O/OL/OL1	460	570	440	550
EN 10210-1				
S 235 H	235	360	215	340
S 275 H	275	430	255	410
S 355 H	355	510	335	490
S 275 NH/NLH	275	390	255	370
S 355 NH/NLH	355	490	335	470
S 420 NH/NLH	420	540	390	520
S 460 NH/NLH	460	560	430	550
EN 10219-1				
S 235 H	235	360		
S 275 H	275	430		
S 355 H	355	510		
S 275 NH/NLH	275	370		
S 355 NH/NLH	355	470		
S 460 NH/NLH	460	550		
S 275 MH/MLH	275	360		
S 355 MH/MLH	355	470		
S 420 MH/MLH	420	500		
S 460 MH/MLH	460	530		

2.6- Cálculo de deformações

2.6.1-Momento de inércia

As deformações são calculadas conhecendo o momento de inércia da secção composta com base nas suas propriedades elásticas. Sob flexão positiva o betão pode ser considerado como estando não fissurado, e o momento de inércia da secção mista (expressa como uma secção de aço transformado) é:

$$I = \frac{A_a \times (h_c + 2 \times h_p + h_a)^2}{4 \times (1 + nr)} + \frac{b_{eff} \times h_c^3}{12 \times n} + I_a$$

- A_a é a área da secção de aço
- I_a é o momento de inércia da secção de aço
- h_c é a profundidade do betão acima do perfil de chapa de aço perfilada ($h_s - h_a$)
- h_a é a profundidade da secção do aço
- h_s é a altura total do perfil de chapa de aço
- n é a razão para a situação de modular a concepção considerada. Para deformações devido para cargas de ocupação, o rácio modular pode ser feita como uma proporção das relações de longo prazo e curto prazo
- r é a razão da área da secção transversal da secção de aço em relação à secção de betão, ($b_{eff} \times h_c$). $r = \frac{A_a}{b_{eff} \times h_c}$
- b_{eff} representa a largura efectiva

2.7- Quantificação e combinações de acções

2.7.1- Requisitos gerais

A quantificação das acções e suas combinações foi feita de acordo com as normas NP EN 1990, NP EN 1991-1-1, e NP EN 1991-1-4, considerando-se as acções permanentes que correspondem ao peso próprio da estrutura e membros não-estruturais, as acções variáveis correspondentes às cargas relativas a sobrecargas, acção do vento e as imperfeições.

2.7.2- Estados Limites

Estados limites últimos

Estados limites últimos que devem ser verificados, de acordo com a NP EN 1990, incluem o seguinte:

- perda de equilíbrio estático da estrutura ou parte dela .
- falha por deformação excessiva, a transformação da estrutura ou qualquer parte dele em um mecanismo, a ruptura, a perda de estabilidade da estrutura ou qualquer parte dele, incluindo suportes e fundações.
- falha causada por efeitos dependentes do tempo de fadiga ou outros.

Deve ser verificado que:

$$E_d < R_d$$

em que:

E_d valor de cálculo do efeito das acções, tal como uma força interna ou momento

R_d valor de cálculo da resistência correspondente

Estados limites de utilização

A verificação dos estados limites de critérios de está relacionada com os seguintes aspectos:

- deformações que afectem a aparência da estrutura, o conforto dos seus usuários e sua funcionalidade.
- vibrações que podem causar desconforto para os utilizadores da estrutura e restringir a funcionalidade da estrutura.
- danos que podem afectar a aparência ou a durabilidade da estrutura.

Deve ser verificado que:

$$E_d < C_d$$

em que:

E_d valor de cálculo do efeito das ações para o critério de manutenção

C_d valor de cálculo limite do critério de utilização em causa.

2.7.3- Combinações de acções

O valor de cálculo das forças aplicadas pode ser determinado a partir da expressão:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \times G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \times Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \times \psi_{0,i} \times Q_{k,i} \quad (\text{eq. 6.10})$$

- $\gamma_{G,j}$ 1.35 ou 1.0 para acções permanentes desfavoráveis ou favoráveis, à estabilidade da estrutura, respectivamente;
- $\gamma_{Q,1}$ 1.5 para acções variáveis

2.7.4- Acções permanentes

Para quantificar as acções permanentes, é considerado não só o peso próprio dos elementos estruturais, mas também o peso próprio de revestimentos e divisórias, com um valor considerado de 2.0 kN/m^2 .

2.7.5- Sobrecarga

As sobrecargas sobre a cobertura e pisos internos são dadas de acordo com a EN 1991-1-1. Considerando-se uma cobertura não acessível, excepto para operações de manutenção/reparação (categoria H), o valor característico da sobrecarga uniformemente distribuída, (q_k , definida nos anexos Nacionais), foi considerada com um valor de 1.0 kN/m^2 , (cláusula 6.3.4.2).

Os pisos intermédios de escritórios (categoria B), têm um valor característico da sobrecarga uniformemente distribuída de 3.0 kN/m^2 , (cláusula 6.3.1.2).

2.7.6- Acção do vento

A quantificação das forças do vento no edifício é feita de acordo com a EN 1991-1-4. De acordo com a cláusula 5.3 (3), as forças do vento são calculadas pela soma vectorial das forças externas, F_w , e forças internas, F_w , i:

$$F_{w,e} = c_s c_d \times \Sigma W_e \times A_{ref}$$

- $c_s c_d$ factor estrutural, dado pela cláusula 6.2 (1), e, no caso de edifícios com uma altura inferior a 15 m, este coeficiente pode ser tomado como 1 (cláusula 6.2 (1)).

- A_{ref} área de referência da superfície individual
- W_e pressão externa na superfície individual à altura de referência z_e , determinado pelas seguintes expressões :

$$W_e = q_p(z_e) \times c_{pe}$$

- $q_p(z_e)$ pressão dinâmica de pico ,
- c_{pe} coeficiente de pressões externas.

Pressão dinâmica de pico do vento:

$$q_b = 0.5 \times \rho \times v_b^2, (\text{cláusula 4.5})$$

Valor básico da velocidade do vento de referência $v_{b,0} = 30.0 \text{ m/s}$

Coefficiente de sazão $c_{season} = 1.00$

Coefficiente de direcção $c_{dir} = 1.00$

Parâmetro de forma K $K = 0.2$

Valor de referência da velocidade do vento (eq. 4.1)

$$v_b = c_{dir} \times c_{season} \times v_{b,0} \times c_{prob} = 30.0 \text{ m/s}$$

Orografia

Coefficiente de orografia $c_o = 1.0$

Categoria do terreno IV

Elevação do nível de referência $h_{dis} = 0 \text{ mm}$

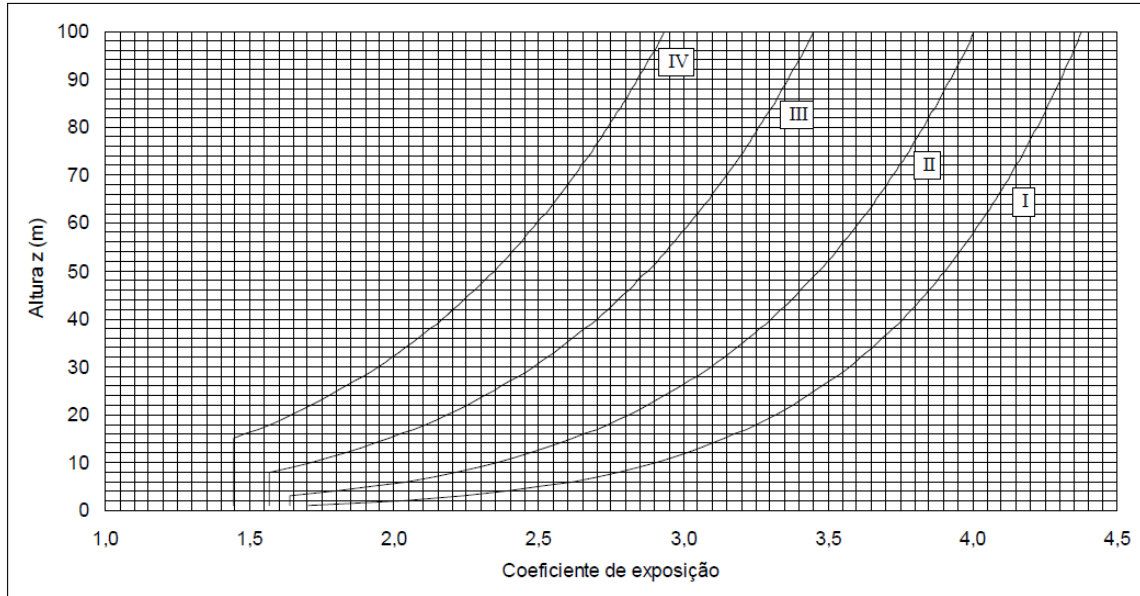
- A pressão nas paredes de barlavento de um edifício devido a um vento a 0° deve ser considerada como igual a 1 uma vez que h é inferior a b (cláusula 7.2.2)
- A pressão nas paredes de barlavento de um edifício devido a um vento a 90° deve ser considerada como igual a 1 uma vez que h é inferior a b (cláusula 7.2.2)

Pressão dinâmica de pico

Altura de referência	$z = 12000\text{mm}$
Elevação do nível de referência	$h_{dis} = 0\text{mm}$
Comprimento de rugosidade (Quadro 4.1)	$z_0 = 1000\text{mm}$
Comprimento de rugosidade (Categoria II)	$z_{0,II} = 50\text{mm}$
Altura mínima (Quadro 4.1);	$z_{min} = 10000\text{mm}$
Altura máxima;	$z_{max} = 200000\text{mm}$
Coefficiente de terreno	$kr = 0.19 \times \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0.07} = 0.23$
Coefficiente de rugosidade	$cr = kr \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) = 0.58$
Vento médio	$vm = cr \times co \times vb = 17.5\text{m/s}$
Coefficiente de turbulência	$kl = 1.0$
Intensidade de turbulência	$Iv = \frac{kl}{co \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} = 0.402$

Pressão dinâmica de pico

$$q_p = (1 + 7 \times I_v) \times 0.5 \times \rho \times v_b^2 = 0.73 \text{ kN/m}^2$$



Quadro 4 Coeficiente de exposição $c_e(z)$ retirado do EC-1-4

Pressões e forças

Pressão exercida pelo vento

$$p = C_{s,c,d} \times q_p \times c_{pe} - q_{p,i} \times c_{pi}$$

Força exercida pelo vento

$$F_w = p_w \times A_{ref}$$

Quadro Fachadas caso de carga 1 - Vento

Zona	Coef. pressão exterior c_{pe}	Pressão dinâmica de pico q_p , (kN/m ²)	Pressão exercida pelo vento p (kN/m ²)	Area A_{ref} (m ²)	Força exercida pelo vento F_w (kN)
D	0.77	0.73	0.562	180.00	101.18
E	-0.45	0.73	-0.329	180.00	-59.13

Carregamento geral

Força exercida pelo vento parede de sotavento;

$$Fl = Fw, wE = -59.13 \text{ kN}$$

Força exercida pelo vento parede de barlavento;

$$Fw = Fw, wD = 101.18 \text{ kN}$$

Falta de correlação (cláusula 7.2.2 (3))

$$f_{corr} = 0.85; \left(\frac{h}{L} = 0.80\right)$$

Carregamento total da secção

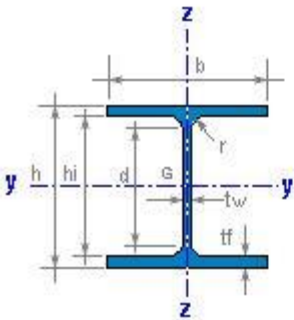
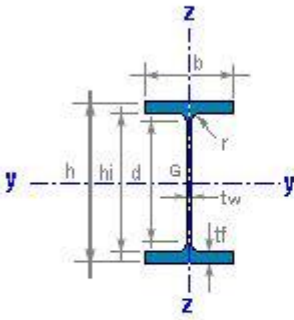
$$\begin{aligned} Fw, D &= f_{corr} \times (Fw - Fl) + Fw, h \\ &= 136.26 \text{ kN} \end{aligned}$$

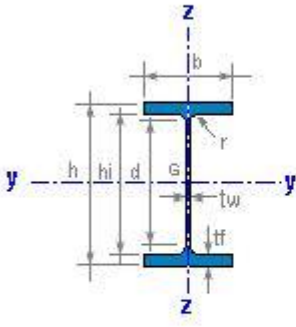
3- Caso Prático

3.1-Pré-dimensionamento

Foi realizado um pré-dimensionamento da estrutura, com as cargas apresentadas nos pontos anteriores, de acordo com os preceitos descritos na NP EN 1990 e NP EN 1991-1-1, o qual levou à escolha das seguintes secções.

Quadro 5 Resumo das secções definidas no pré-dimensionamento

Pilares	<p>HEA 360</p> 	<table border="0"> <tr> <td>$h = 350 \text{ mm}$</td> <td>$r = 27 \text{ mm}$</td> </tr> <tr> <td>$b = 300 \text{ mm}$</td> <td>$d = 261.0 \text{ mm}$</td> </tr> <tr> <td>$t_w = 10.0 \text{ mm}$</td> <td>$h_i = 315.0 \text{ mm}$</td> </tr> <tr> <td>$t_f = 17.5 \text{ mm}$</td> <td></td> </tr> </table> <hr/> <table border="0"> <tr> <td>$A = 142.8 \text{ cm}^2$</td> <td>$M = 112.1 \text{ kg/m}$</td> </tr> </table> <hr/> <table border="0"> <tr> <td>$I_y = 33093 \text{ cm}^4$</td> <td>$I_z = 7887 \text{ cm}^4$</td> </tr> <tr> <td>$W_y = 1891.0 \text{ cm}^3$</td> <td>$W_z = 525.8 \text{ cm}^3$</td> </tr> <tr> <td>$W_{ply} = 2088.7 \text{ cm}^3$</td> <td>$W_{plz} = 802.3 \text{ cm}^3$</td> </tr> <tr> <td>$i_y = 15.22 \text{ cm}$</td> <td>$i_z = 7.43 \text{ cm}$</td> </tr> <tr> <td>$I_t = 153.3 \text{ cm}^4$</td> <td>$I_w = 2179850 \text{ cm}^6$</td> </tr> </table> <hr/> <table border="0"> <tr> <td>$S_y = 1044.3 \text{ cm}^3$</td> <td>$Av_z = 48.97 \text{ cm}^2$</td> </tr> <tr> <td>$s_y = 31.7 \text{ cm}$</td> <td></td> </tr> </table> <hr/> <table border="0"> <tr> <td>$AL = 1.834 \text{ m}^2/\text{m}$</td> <td>$AG = 16.36 \text{ m}^2/\text{t}$</td> </tr> </table>	$h = 350 \text{ mm}$	$r = 27 \text{ mm}$	$b = 300 \text{ mm}$	$d = 261.0 \text{ mm}$	$t_w = 10.0 \text{ mm}$	$h_i = 315.0 \text{ mm}$	$t_f = 17.5 \text{ mm}$		$A = 142.8 \text{ cm}^2$	$M = 112.1 \text{ kg/m}$	$I_y = 33093 \text{ cm}^4$	$I_z = 7887 \text{ cm}^4$	$W_y = 1891.0 \text{ cm}^3$	$W_z = 525.8 \text{ cm}^3$	$W_{ply} = 2088.7 \text{ cm}^3$	$W_{plz} = 802.3 \text{ cm}^3$	$i_y = 15.22 \text{ cm}$	$i_z = 7.43 \text{ cm}$	$I_t = 153.3 \text{ cm}^4$	$I_w = 2179850 \text{ cm}^6$	$S_y = 1044.3 \text{ cm}^3$	$Av_z = 48.97 \text{ cm}^2$	$s_y = 31.7 \text{ cm}$		$AL = 1.834 \text{ m}^2/\text{m}$	$AG = 16.36 \text{ m}^2/\text{t}$
$h = 350 \text{ mm}$	$r = 27 \text{ mm}$																											
$b = 300 \text{ mm}$	$d = 261.0 \text{ mm}$																											
$t_w = 10.0 \text{ mm}$	$h_i = 315.0 \text{ mm}$																											
$t_f = 17.5 \text{ mm}$																												
$A = 142.8 \text{ cm}^2$	$M = 112.1 \text{ kg/m}$																											
$I_y = 33093 \text{ cm}^4$	$I_z = 7887 \text{ cm}^4$																											
$W_y = 1891.0 \text{ cm}^3$	$W_z = 525.8 \text{ cm}^3$																											
$W_{ply} = 2088.7 \text{ cm}^3$	$W_{plz} = 802.3 \text{ cm}^3$																											
$i_y = 15.22 \text{ cm}$	$i_z = 7.43 \text{ cm}$																											
$I_t = 153.3 \text{ cm}^4$	$I_w = 2179850 \text{ cm}^6$																											
$S_y = 1044.3 \text{ cm}^3$	$Av_z = 48.97 \text{ cm}^2$																											
$s_y = 31.7 \text{ cm}$																												
$AL = 1.834 \text{ m}^2/\text{m}$	$AG = 16.36 \text{ m}^2/\text{t}$																											
Vigas interiores	<p>IPE 550</p> 	<table border="0"> <tr> <td>$h = 550 \text{ mm}$</td> <td>$r = 24 \text{ mm}$</td> </tr> <tr> <td>$b = 210 \text{ mm}$</td> <td>$d = 467.6 \text{ mm}$</td> </tr> <tr> <td>$t_w = 11.1 \text{ mm}$</td> <td>$h_i = 515.6 \text{ mm}$</td> </tr> <tr> <td>$t_f = 17.2 \text{ mm}$</td> <td></td> </tr> </table> <hr/> <table border="0"> <tr> <td>$A = 134.4 \text{ cm}^2$</td> <td>$M = 105.5 \text{ kg/m}$</td> </tr> </table> <hr/> <table border="0"> <tr> <td>$I_y = 67123 \text{ cm}^4$</td> <td>$I_z = 2668 \text{ cm}^4$</td> </tr> <tr> <td>$W_y = 2440.8 \text{ cm}^3$</td> <td>$W_z = 254.1 \text{ cm}^3$</td> </tr> <tr> <td>$W_{ply} = 2787.2 \text{ cm}^3$</td> <td>$W_{plz} = 400.5 \text{ cm}^3$</td> </tr> <tr> <td>$i_y = 22.35 \text{ cm}$</td> <td>$i_z = 4.45 \text{ cm}$</td> </tr> <tr> <td>$I_t = 122.8 \text{ cm}^4$</td> <td>$I_w = 1893158 \text{ cm}^6$</td> </tr> </table> <hr/> <table border="0"> <tr> <td>$S_y = 1393.6 \text{ cm}^3$</td> <td>$Av_z = 72.35 \text{ cm}^2$</td> </tr> <tr> <td>$s_y = 48.2 \text{ cm}$</td> <td></td> </tr> </table> <hr/> <table border="0"> <tr> <td>$AL = 1.877 \text{ m}^2/\text{m}$</td> <td>$AG = 17.78 \text{ m}^2/\text{t}$</td> </tr> </table>	$h = 550 \text{ mm}$	$r = 24 \text{ mm}$	$b = 210 \text{ mm}$	$d = 467.6 \text{ mm}$	$t_w = 11.1 \text{ mm}$	$h_i = 515.6 \text{ mm}$	$t_f = 17.2 \text{ mm}$		$A = 134.4 \text{ cm}^2$	$M = 105.5 \text{ kg/m}$	$I_y = 67123 \text{ cm}^4$	$I_z = 2668 \text{ cm}^4$	$W_y = 2440.8 \text{ cm}^3$	$W_z = 254.1 \text{ cm}^3$	$W_{ply} = 2787.2 \text{ cm}^3$	$W_{plz} = 400.5 \text{ cm}^3$	$i_y = 22.35 \text{ cm}$	$i_z = 4.45 \text{ cm}$	$I_t = 122.8 \text{ cm}^4$	$I_w = 1893158 \text{ cm}^6$	$S_y = 1393.6 \text{ cm}^3$	$Av_z = 72.35 \text{ cm}^2$	$s_y = 48.2 \text{ cm}$		$AL = 1.877 \text{ m}^2/\text{m}$	$AG = 17.78 \text{ m}^2/\text{t}$
$h = 550 \text{ mm}$	$r = 24 \text{ mm}$																											
$b = 210 \text{ mm}$	$d = 467.6 \text{ mm}$																											
$t_w = 11.1 \text{ mm}$	$h_i = 515.6 \text{ mm}$																											
$t_f = 17.2 \text{ mm}$																												
$A = 134.4 \text{ cm}^2$	$M = 105.5 \text{ kg/m}$																											
$I_y = 67123 \text{ cm}^4$	$I_z = 2668 \text{ cm}^4$																											
$W_y = 2440.8 \text{ cm}^3$	$W_z = 254.1 \text{ cm}^3$																											
$W_{ply} = 2787.2 \text{ cm}^3$	$W_{plz} = 400.5 \text{ cm}^3$																											
$i_y = 22.35 \text{ cm}$	$i_z = 4.45 \text{ cm}$																											
$I_t = 122.8 \text{ cm}^4$	$I_w = 1893158 \text{ cm}^6$																											
$S_y = 1393.6 \text{ cm}^3$	$Av_z = 72.35 \text{ cm}^2$																											
$s_y = 48.2 \text{ cm}$																												
$AL = 1.877 \text{ m}^2/\text{m}$	$AG = 17.78 \text{ m}^2/\text{t}$																											

Vigas exteriores	<h2 style="margin: 0;">IPE 450</h2> 	<p>h = 450 mm</p> <p>b = 190 mm</p> <p>tw = 9.4 mm</p> <p>tf = 14.6 mm</p>	<p>r = 21 mm</p> <p>d = 378.8 mm</p> <p>hi = 420.8 mm</p>
		<p>A = 98.8 cm²</p> <p>ly = 33746 cm⁴</p> <p>Wy = 1499.8 cm³</p> <p>Wply = 1701.9 cm³</p> <p>iy = 18.48 cm</p> <p>It = 66.7 cm⁴</p> <p>Sy = 851.0 cm³</p> <p>sy = 39.7 cm</p> <p>AL = 1.605 m²/m</p>	<p>M = 77.6 kg/m</p> <p>Iz = 1676 cm⁴</p> <p>Wz = 176.4 cm³</p> <p>Wplz = 27E.4 cm³</p> <p>iz = 4.12 cm</p> <p>Iw = 794246 cm⁶</p> <p>Avz = 50.85 cm²</p> <p>AG = 20.69 m²/t</p>

3.2-Determinação do tipo de análise

Determinação do tipo de análise a realizar na estrutura,

$$\alpha_{cr} = \left(\frac{H_{Ed}}{V_{Ed}} \right) \times \left(\frac{h_i}{\delta_{H_{Ed}}} \right)$$

$\delta_{H_{Ed}}$ deslocamento horizontal relativo entre o topo e a base de um dado andar

Pode-se realizar uma análise de primeira ordem da estrutura quando forem desprezáveis os efeitos da configuração deformada no aumento dos esforços ou no comportamento da estrutura. Esta condição poderá considerar-se satisfeita se o seguinte critério for cumprido:

- $\alpha_{cr} \geq 10$, Análise elástica
- $\alpha_{cr} \geq 15$, Análise plástica

Quadro 6 Esforço transversal devido às cargas horizontais (pórtico anterior)

	Pilar 1	Pilar 2	Pilar 3	Pilar 4	ΣH_{Ed}
Piso 3	2,23	5,31	5,46	2,47	15,47
Piso 2	8,61	14,52	14,53	8,74	46,4
Piso 1	17,83	21,42	21,08	16,97	77,3

Quadro 7 Esforço axial devido às cargas verticais

	Pilar 1	Pilar 2	Pilar 3	Pilar 4	ΣV_{Ed}
Piso 3	31,22	61,59	61,59	31,22	185,62
Piso 2	83,71	166,12	166,12	83,71	499,66
Piso 1	135,39	271,43	271,43	135,39	813,64

Quadro 8 Deslocamentos Horizontais

	Deslocamento absoluto	Deslocamento relativo
	$\Delta_{H_{Ed}}$	$\delta_{H_{Ed}}$
Piso 3	6.36	1.135
Piso 2	5.225	2.575
Piso 1	2.65	2.65

Quadro 9 valores de α_{cr}

α_{cr}	
Piso 3	$\frac{15.47}{185.62} \times \frac{4}{1.135 \times 10^{-3}} = 293.72$
Piso 2	$\frac{46.4}{499.66} \times \frac{4}{2.575 \times 10^{-3}} = 144.25$
Piso 1	$\frac{77.3}{813.64} \times \frac{4}{2.65 \times 10^{-3}} = 143.40$

Quadro 10 Esforço transversal devido às cargas horizontais (pórtico lateral)

	Pilar 1	Pilar 2	Pilar 3	Pilar 4	ΣH_{Ed}
Piso 3	0,43	0,46	0,49	0,82	2,2
Piso 2	0,93	0,86	0,86	0,95	3,6
Piso 1	1,5	1,33	1,24	1,23	5,3

Quadro 11 Esforço axial devido às cargas verticais

	Pilar 1	Pilar 2	Pilar 3	Pilar 4	ΣV_{Ed}
Piso 3	83,25	210,76	210,33	74,6	578,94
Piso 2	228,37	631,73	630,78	208,93	1699,81
Piso 1	371,32	1040,55	1039,3	341	2792,17

Quadro 12 Deslocamentos Horizontais

	Deslocamento absoluto $\Delta_{H_{Ed}}$	Deslocamento relativo $\delta_{H_{Ed}}$
Piso 3	1,176	0,28
Piso 2	0,896	0,42
Piso 1	0,476	0,476

Quadro 13 valores de α_{cr}

	α_{cr}
Piso 3	$\frac{2,2}{578,94} \times \frac{4}{0,28 \times 10^{-3}} = 54.28$
Piso 2	$\frac{3,6}{1699,81} \times \frac{4}{0,42 \times 10^{-3}} = 20.17$
Piso 1	$\frac{5,3}{2792,17} \times \frac{4}{0,476 \times 10^{-3}} = 15.95$

Uma vez que todos os valores determinados de α_{cr} são superiores a 15, estão cumpridos os requisitos para que o dimensionamento seja realizado seguindo uma análise global plástica da estrutura

3.3-Estrutura de Contraventamento

No dimensionamento de estruturas metálicas é habitual para garantir, o cumprimento dos deslocamentos das estruturas, para restringir ou inibir o aparecimento de efeitos de 2.^a ordem, quer por verificação de Estados Limites de Utilização, a utilização de sistemas de contraventamento, a absorção de forças excepcionais, tais como, sismo e vento, para as quais a estrutura principal não está habilitada. A principal função desses sistemas é aumentar a rigidez da construção, permitindo-a resistir às acções horizontais, sendo os grandes responsáveis pela segurança das estruturas tridimensionais de edifícios altos.

Portanto, a função dos contraventamentos tem pertinência quer em termos da mobilidade da estrutura como da sua resistência.

O dimensionamento de sistemas de contraventamento devem satisfazer os requisitos das cláusulas 6.3.5.2 (3) e (5), bem como o disposto na cláusula 5.3.3 referentes imperfeições. Em primeiro lugar, o sistema de contraventamento deve resistir aos efeitos das forças locais Q_m aplicadas em cada membro estabilizado nos locais de articulação de plástico, dada por:

$$Q_m = 1.5 \times \alpha_m \times \frac{N_{f,Ed}}{100}$$

- $N_{f,Ed}$ é a força axial da flange de compressão do membro estabilizada no local da rótula plástica
- $\alpha_m = \sqrt{0.5 \times \left(1 + \frac{1}{m}\right)}$ definido na NP EN 1993-1-1, cláusula 5.3.3 (1)
- m é o numero de membros a serem restringidos.

Nesta verificação também devem ser incluídas todas as forças externas que agem directamente sobre os contraventamentos (cláusula 5.3.3) (5). Em segundo lugar, em cada local da rótula de plástico, a ligação (por exemplo, parafusos), da flange de compressão no

elemento a resistir nesse ponto (por exemplo, purlins), e qualquer elemento intermédio (por exemplo, contraventamento diagonal) deve ser projectado para resistir a uma força local de, pelo menos, $2,5\% de N_{f,Ed}$. (definida na cláusula 6.3.5.2 (5) B), transmitida pela flange no seu plano e perpendicular ao plano da alma, sem qualquer combinação com outras cargas. Como regra prática, um membro secundário terá rigidez suficiente para funcionar como contraventamento, enquanto a profundidade da secção transversal for pelo menos 25% da profundidade do elemento contraventado (Salter et al., 2004).

Neste caso a modelação e dimensionamento do sistema de contraventamento foi realizado através de software informático (SAP200), optou-se pela utilização do sistema de Cruz de Santo André e a utilização de cantoneiras como elementos resistente, uma vez que eliminam a necessidade de ligações entre elas, uma vez, que uma passa por trás da outra.

A disposição de contraventamento considerado neste trabalho é a apresentada, na opção (a), da figura seguinte, a qual exemplifica vários tipos de sistemas de contraventamento.

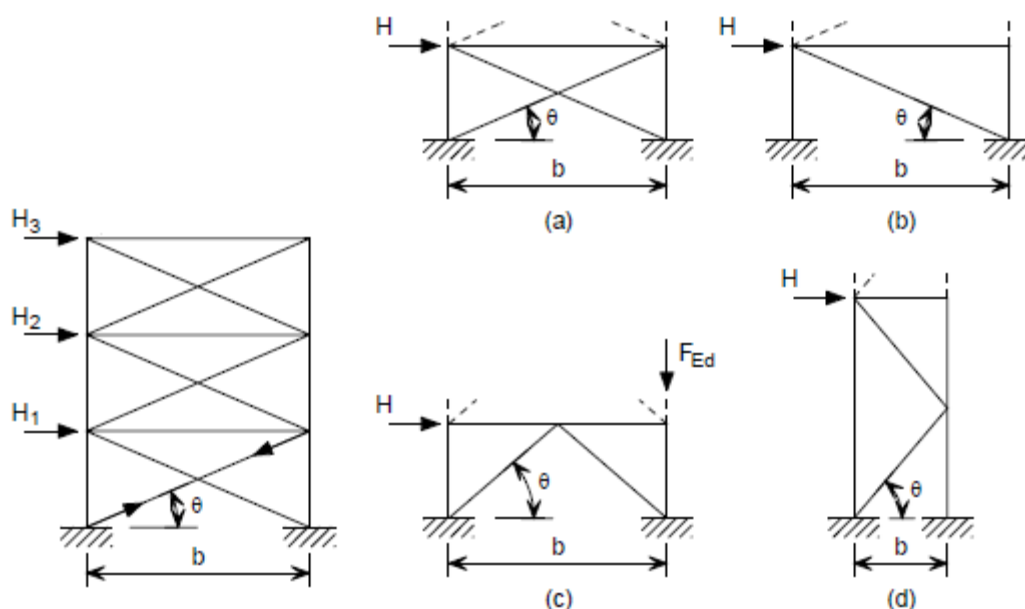


Figura 3 Sistemas de contraventamento para edifícios de vários pisos: (a) cruz de St. André; (b) diagonal; (c) K horizontal; (d) K vertical

3.4- Dimensionamento da Laje mista

A laje contínua será concebida como uma série de vãos simplesmente apoiados. Esta é uma abordagem conservadora, porque não tem em conta o efeito positivo da continuidade nos apoios.

A laje deve ser dimensionada para a fase de construção, e a fase de utilização. Durante a fase de construção, a chapa de aço perfilada funciona como cofragem e tem de suportar seu próprio peso, o concreto molhado, e as cargas de construção. A resistência a chapa de aço perfilada durante a fase de construção precisa ser verificada no último e estado limite de deformação

Materials:

Betão C30/37; $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$; $E_{cm} = 33 \text{ GPa}$

Chapa perfilada S320 GD $f_{yp} = 320 \text{ MPa}$; $E_a = 210 \text{ GPa}$

Características geométricas da chapa H60:

Vão $l=3 \text{ m}$

Altura $h_p = 60 \text{ mm}$

Espessura $t = 1.00 \text{ mm}$

Área bruta $A_p = 14.20 \text{ cm}^2/\text{m}$

Área resistente $A_{pe} = 13.34 \text{ cm}^2/\text{m}$

Centro de gravidade $e_p = 3.40 \text{ cm}$

Largura média da nervura $b_0 = 84 \text{ mm}$

Parâmetros $m-k \text{ m} = 98.32 \text{ N/mm}^2$; $k = 0.080 \text{ N/mm}^2$

Momento flector positivo resistente $M_{Rd,ef} = 7.2 \text{ kNm/m}^2$

Esforço transversal resistente $V_{Rd,ef} = 101.75 \text{ kN/m}$

Características geométricas da laje mista:

Altura $h = 140 \text{ mm}$

Área da secção de betão $A_b = 1041.6 \text{ cm}^2/\text{m}$

Acções:

Peso próprio da chapa $pp_{chapa} = 0.111 \text{ kN/m}^2$

Peso próprio do betão $pp_{betão} = 2.35 \text{ kN/m}^2$; ($betão = 25 \text{ kN/m}^3$)

Revestimentos + divisórias $pp_{rev+div} = 2.0 \text{ kN/m}^2$

Sobrecarga de utilização $Q = 3.0 \text{ kN/m}^2$ (Quadro 6.1 – EN 1991-1-1) $\varphi_1 = 0.70$.

Sobrecarga de construção $Q_c = 1.0 \text{ kN/m}^2$ (EN 1991-1-6, 4.11.2)

Segundo o catálogo técnico o vão máximo suportado pela chapa de aço perfilada sem necessidade de escoramento, é de 2.60m, logo é necessário escoramento que neste caso será colocado a meio vão $L=1.5\text{m}$.

Verificação dos estados limites últimos:

Carga actuante

$$p_{Ed} = 1.35 \times \left(0.111 + 2.35 \times \frac{26}{25} \right) + 1.50 \times 1.0 = 4.94 \text{ kN/m}^2$$

$$M_{Ed} = \frac{5.30 \times 3^2}{8} = 1.49 \text{ kNm/m}^2$$

$$1.49 \text{ kNm/m}^2 < 7.2 \text{ kNm/m}^2$$

$$V_{Ed} = \frac{5.30 \times 3}{2} = 3.98 \text{ kN/m}$$

$$3.98 \text{ kN/m} < 101.75 \text{ kN/m}$$

A chapa perfilada, com um apoio provisório a meio vão verifica os estados limites últimos de resistência.

Verificação do estado limite de deformação na fase de montagem

Cláusula 9.6 (2) NP EN 1994-1-1

$$\begin{aligned}\delta_a &< \delta_{max} \\ p_{Ed} &= \left(0.111 + 2.6 \times \frac{26}{25}\right) = 2.815 \text{ kN/m}^2 \\ \delta_a &= \frac{5}{384} \times \frac{2.815 \times 1.5^4}{210 \times 10^6 \times 68.60 \times 10^{-8}} \\ \delta_a &= 1.29 \text{ mm} \\ \delta_{max} &= \frac{1500}{240} \\ \delta_{max} &= 6.25 \text{ mm} \\ 1.29 \text{ mm} &< 6.25 \text{ mm}\end{aligned}$$

$\delta_a = 1.29 \text{ mm} < 0.1 \times 140 \text{ mm}$, logo não é necessário considerar o efeito de poça, quer na verificação do estado limite de deformação, quer na verificação dos estados limites últimos de resistência.

Verificação fase definitiva

Estados limites últimos

- Flexão;
- Esforço transversal vertical;
- Esforço de corte longitudinal.

Combinação fundamental de acções

$$\begin{aligned}p_{Ed} &= 1.35 \times (0.111 + 2.6) + 1.50 \times (2.0 + 3.0) = 11.57 \text{ kN/m}^2 \\ M_{Ed} &= \frac{11.57 \times 15^2}{8} = 13.01 \text{ kNm/m}^2 \\ V_{Ed} &= \frac{11.57 \times 15}{2} = 17.35 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

3.4.1- Flexão

Força máxima de compressão no betão acima das nervuras, por metro de largura:

$$N_{cf} = 1.0 \times 0.08 \times \frac{0.85 \times 30 \times 10^3}{1.5} = 1360 \text{ kN}$$

Força máxima de tracção na chapa perfilada

$$N_p = 13.34 \times 10^{-4} \times \frac{320 \times 10^3}{1.0} = 426.88 \text{ kN}$$

$N_f > N_p$, logo o eixo neutro plástico localiza-se no betão.

$$N_c = 1.0 \times x_{pl} \times \frac{0.85 \times 30 \times 10^3}{1.5} = 426.88 \text{ kN}$$

$$x_{pl} = 2.51 \text{ cm}$$

$$M_{pl}^+ = 426.88 \times \left(0.140 - 0.034 - \frac{0.0251}{2} \right) = 39.90 \text{ kNm / m}^2$$

$$39.90 \text{ kNm / m}^2 > 13.01 \text{ kNm / m}^2$$

3.4.2- Esforço transversal vertical

$$V_{Vrd} = v_{min} \times b_0 \times d_p$$

$$v_{min} = 0.035 \times k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

$$d_p = 140 - 34 = 106 \text{ mm}$$

$$k = 1 + \sqrt{200/d_p} \leq 2.0$$

$$1 + \sqrt{200/106} = 2.37$$

$$k = 2.0$$

$$v_{min} = 0.035 \times 2^{3/2} \times 30^{1/2}$$

$$v_{min} = 0.542 \text{ N/mm}^2$$

$$V_{Vrd/nervura} = 0.542 \times 10^{-3} \times 84 \times 106 = 4.826 \text{ kN /nervura}$$

$$V_{Vrd/m} = \frac{4.826}{0.205} = 23.451 \text{ kN/m}$$

$$23.451 \text{ kN/m} > 17.35 \text{ kN/m}$$

3.4.3- Esforço de corte longitudinal

$$V_{l,Rd} = \frac{b \times d_p}{\gamma_{vs}} \times \left(\frac{m \times A_p}{b \times L_s} + k \right)$$

$$L_s = L/4$$

$$3/4 = 0.75$$

$$V_{l,Rd} = \frac{1000 \times 106}{1.25} \times \left(\frac{98.32 \times 1420}{1000 \times 750} + 0.080 \right) \times 10^{-3}$$

$$V_{l,Rd} = 22.57 \text{ kN/m} > 17.35 \text{ kN/m}$$

$$22.57 \text{ kN/m} > 17.35 \text{ kN/m}$$

3.5- Estados limite

3.5.1 Estados limite de utilização

Estado limite de deformação

Combinação frequente de acções, cláusula 6.5.3 (2) NP EN 1990

$$\begin{aligned} p_{Ed} &= (p_{p\text{chapa}} + p_{p\text{betão}} + p_{p\text{rev+div}}) + \varphi_1 \times Q = (0.111 + 2.6 + 2.0) + 0.70 \times 3.0 \\ &= 6.81 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Cálculo da flecha

Cláusula 9.8.2 (5) NP EN 1994-1-1

Coefficiente de homogeneização para efeitos de longa duração

$$n = \frac{E_a}{E_{cm}/2}$$
$$\frac{210}{33/2} = 12.727$$

Momento de inércia equivalente (média dos valores dos momentos de inércia relativos à secção fendilhada e não fendilhada):

$$I_{eq} = 1150 \text{ cm}^4/\text{m}$$

Flecha máxima:

$$\delta_a = \frac{5}{384} \times \frac{8.51 \times 3.0^4}{210 \times 10^6 \times 1150 \times 10^{-8}}$$
$$\delta_a = 2.97 \text{ mm}$$
$$\delta_a < \delta_{max}$$
$$\delta_{max} = L/300$$

$2.97 \text{ mm} < 3000/300 = 10.0 \text{ mm}$, logo a laje com a chapa H60 de 1.0 mm de espessura e altura total 140 mm é suficiente.

Estado limite de fendilhação

Tratando-se de uma laje mista contínua, embora calculada como simplesmente apoiada, segundo a cláusula 9.8.1 (2) da NP EN 1994-1-1 deve ser colocada na face superior, sobre

os apoios intermédios e prolongada $0.25 L$ para cada lado, uma armadura mínima dada por 0.4% (laje escorada) da área de betão acima das nervuras.

$$0.004 \times 1.0 \times 0.08 = 320 \text{ mm}^2/m$$

Armadura colocada

$$\phi 8 // 150 = 335 \text{ mm}^2/m$$

3.5.2- Estado limite de vibração

		Classe					
		A	B	C	D	E	F
OS-RMS ₃₀	Limite inf	0.0	0.1	0.2	0.8	3.2	12.8
	Limite sup	0.1	0.2	0.8	3.2	12.8	51.2
Tipo de Utilização do pavimento	Desporto						X
	Industria						X
	Hotel					X	
	Comercio					X	
	Reuniões					X	
	Escritório					X	
	Residência					X	
	Educação				X		
	Saúde				X		
	(Sensível)		X				

Quadro 14 Classes de conforto para estados limites de vibração e classes críticas para vários tipos de utilização

Frequência própria

$$f = \pi/2 \times \sqrt{\frac{E \times I_{eq}}{m \times L^4}}$$

$$f = \frac{\pi}{2} \times \sqrt{\frac{210 \times 10^6 \times 1150 \times 10^{-8}}{0.681 \times 3^4}} = 10.39 \text{ Hz}$$

Massa modal

$$M = \frac{m \times L}{2}$$

$$M = \frac{0.681 \times 3}{2} = 1.0215 \text{ ton}$$

Tipo	Amortecimento (% de amortecimento crítico)
Amortecimento Estrutural D_1	
Madeira	6%
Betão	2%
Aço	1%
Estrutura mista (aço-betão)	1%
Amortecimento devido ao mobiliário/utilização D_2	
Escritório tradicional para 1 a 3 pessoas com paredes divisórias	2%
Escritório 'sem papel'	0%
Piso 'open space'	1%
Biblioteca	1%
Habitação	1%
Escolas	0%
Ginásios	0%
Amortecimento devido ao acabamento da superfície do piso D_3	
Tecto falso sob o piso	1%
Pavimento flutuante	0%
Total Damping $D = D_1 + D_2 + D_3$	

Quadro 15 Valores indicativos para componente de amortecimento

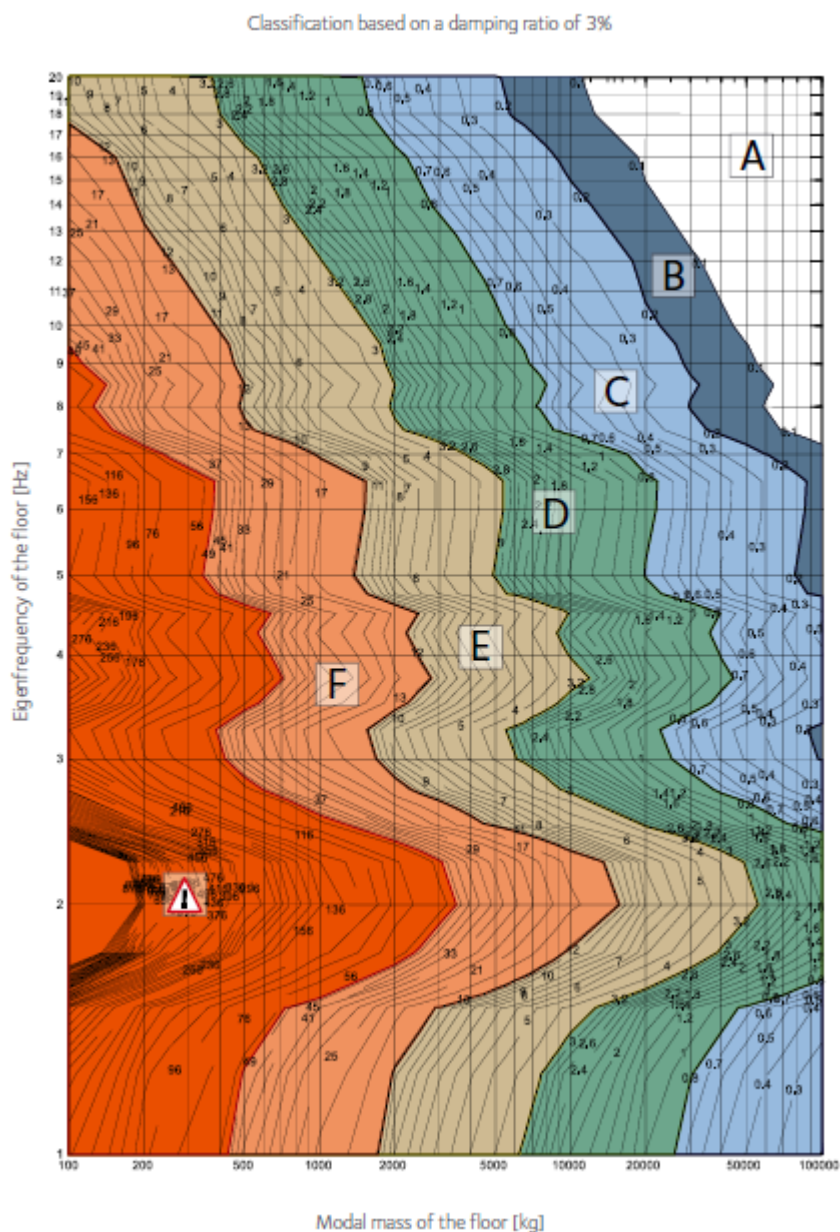
Laje mista aço-betão $D_1 = 1\%$.

Piso 'open space' $D_2 = 1\%$.

Tecto falso sob o piso $D_3 = 1\%$.

$$D_1 + D_2 + D_3 = 3.0\%$$

Quadro 16 Classificação do piso com um rácio de absorção de 3%



Para amortecimento $D=3\%$ a classificação encontra-se na Classe E.

3.6-Viga mista simplesmente apoiada

A viga mista abaixo mostrada na figura abaixo, em aço S275. As ligações viga - viga são realizadas de modo a que as vigas podem ser consideradas como simplesmente suportada.

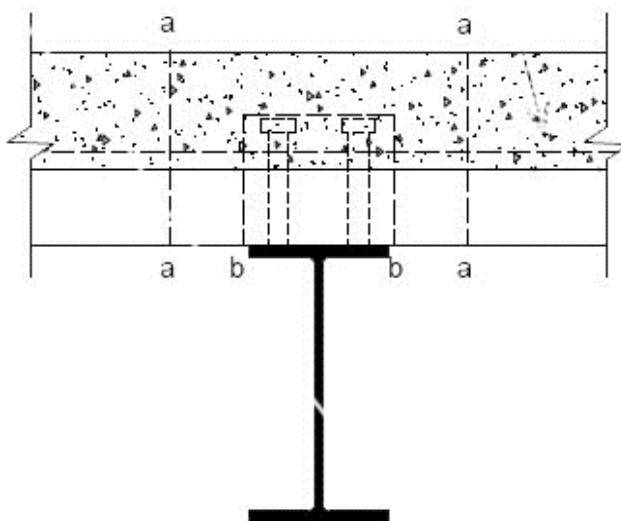


Figura 4Exemplo viga mista

Dados

Detalhes do piso

Vão

$$L = 15,0 \text{ m}$$

Espaçamento entre vigas

$$b = 3,0 \text{ m}$$

Altura da laje

$$h_s = 140,0 \text{ mm}$$

Projecto de Estruturas Metálicas e Mistas de acordo com os Eurocódigos

Chapa metálica perfilada

1.0 mm H60

Altura da laje acima do perfil

$hc = 80.0 \text{ mm}$

Altura da nervura do perfil

$hp = 60.0 \text{ mm}$

Conectores

Diâmetro

$d = 19 \text{ mm}$

Altura do perno

$hsc = 100 \text{ mm}$

Altura soldado

97 mm

Tensão de rotura

$f_u = 450 \text{ N/mm}^2$

Betão

Classe

C30/37

Tensão característica provete cilíndrico

$$f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$$

Tensão característica provete cubico

$$f_{ck, cubo} = 37 \text{ N/mm}^2$$

Módulo de Elasticidade secante do betão

$$E_{cm} = 33 \text{ KN/mm}^2$$

Volume de betão

$$V = 0.104 \text{ m}^3/\text{m}^2$$

Armadura transversal

Diâmetro dos varões

$$\phi = 8 \text{ mm}$$

Espaçamento

200mm

Área de armadura nas duas direcções

$$As/s = 252 \text{ cm}^2/m$$

Tensão de cedência

$$f_{sk} = 500 \text{ N/mm}^2$$

3.6.1-Acções

NP EN 1991 1-1

Acções permanentes

Laje (Quadro A.1)

$$G_{k,1} = 0.104 \times 26$$

$$G_{k,1} = 2.70 \text{ KN/mm}^2$$

Chapa perfilada

$$G_{k,2} = 0.111 \text{ KN/mm}^2$$

Viga

$$G_{k,3} = 0.50 \text{ KN/mm}^2$$

Acções variáveis

NP EN 1991-1-6

Carga devido ao equipamento não permanente durante o período de construção

$$q_{cc} = 0 \text{ kN/m}^2$$

Carga devido ao pessoal durante o período de construção

$$q_{ca} = 0.75 \text{ kN/m}^2$$

3.6.2- Coeficientes parciais

NP EN 1990 Quadro A1.2 (A)

Coeficiente parcial para acções permanentes

$$\gamma_G = 1.35$$

Coeficiente parcial para acções variáveis

$$\gamma_Q = 1.5$$

NP EN 1992-1-1 (Quadro 2.1N)

Coeficiente para o betão

$$\gamma_C = 1.5$$

Coeficiente para aço de armaduras para betão armado

$$\gamma_C = 1.15$$

NP EN 1993-1-1 6.1 (Nota 2B)

Coeficientes parciais de segurança

- Resistência das secções transversais de qualquer classe

$$\gamma_{M0} = 1.00$$

- Resistência dos elementos em relação a fenómenos de encurvadura, avaliada através de verificações individuais de cada elemento

$$\gamma_{M1} = 1.00$$

- Resistência à rotura de secções transversais traccionadas em zonas com furos deligação

$$\gamma_{M2} = 1.25$$

3.6.3- Combinação de acções (fase de construção)

NP EN 1990

$$\sum \gamma_{G,j} \times G_{k,j} + \gamma_{Q1} \times Q_{k,1} + \sum \gamma_{Q,i} \times \Psi_{0,i} \times Q_{k,i} \quad \text{eq. (6.10)}$$

$$Psd = 1.35 \times (2.81 \times 3 + 0.5) + 1.5 \times (0.0 + 0.75) \times 3$$

$$Psd = 16.13 \text{ kN/m}$$

Esforços actuantes

Momento flector máximo

$$MEd = \frac{P_{sd} \times L^2}{8}$$

$$MEd = \frac{16.13 \times 15^2}{8}$$

$$MEd = 453.54 \text{ KNm}$$

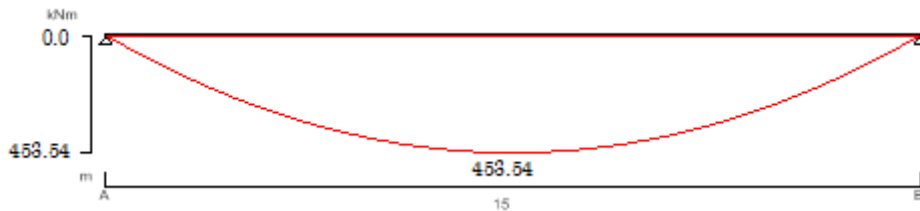


Figura 5 Diagrama Momento flector

Esforço transversal máximo

$$VED = \frac{P_{sd} \times L}{2}$$

$$VED = \frac{16.13 \times 15}{2}$$

$$VED = 120.94 \text{ KN}$$

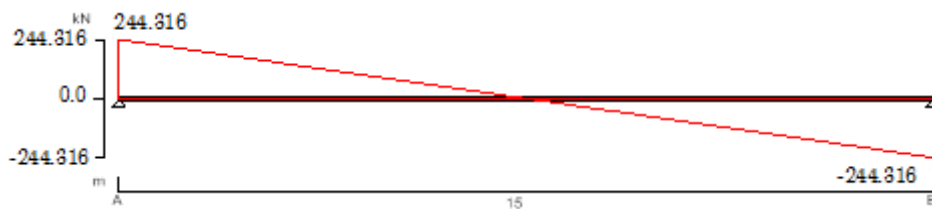


Figura 6 Diagrama Esforço transversal

Escolha da secção transversal a utilizar

Modulo plástico mínimo exigível

$$W_{pl}min = \frac{453.54 \times 10^6}{275 \times 10^3}$$

$$W_{pl}min = 1649.22 \text{ cm}^3$$

$$W_{pl} \geq W_{pl}min$$

$$W_{pl} = 2787 \text{ cm}^3$$

IPE 550

Classificação da secção

Classificação da alma

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.92$$

$$cw = h - 2 \times (tf + r) = 467.60 \text{ mm}$$

$$\frac{cw}{tw} = 42.13$$

Limite para alma de classe 1

$$\text{Limit1w} = 72 \times \varepsilon = 66.56$$

A alma é de classe 1

Classificação do banzo

Comprimento em consola

$$c_f = \frac{b - t_w - 2 r}{2} = 75.45 \text{ mm}$$

Razão c/t;

$$\text{ratio}_f = \frac{c_f}{t_f} = 4.39$$

Limite para banzo de classe 1

$$\text{Limit}_{1f} = 9 \times \varepsilon = 8.32$$

O banzo é de classe 1

Classificação final da secção

A secção é de classe 1

3.6.4- Resistência transversal da secção de aço (fase de construção)

3.6.4.1- Encurvadura devido ao esforço transversal

A encurvadura devido ao esforço transversal está dispensada de verificação sempre que

$$\frac{h_w}{t_w} < \frac{72 \times \varepsilon}{\eta}$$

Considerando conservativamente $\eta = 1.00$

$$h_w = h - 2 t_f$$

$$h_w = 515.6 \text{ mm}$$

$$t_w = 11.1 \text{ mm}$$

$$46.45 < 66.56$$

Uma vez que respeita a condição acima descrita não é necessário realizar a verificação à encurvadura devido ao esforço transversal na secção

3.6.4.2-Verificação da resistência ao esforço transversal

NP EN 1993-1-1 (cláusula 6.2.6)

$$\frac{V_{Ed}}{V_{C,Rd}} \leq 1.0$$

$$V_{C,Rd} = V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$$

$$\frac{72.34 \times 10^{-4} \times (275 \times 10^3 / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = 1148.55 \text{ KN}$$

$$V_{Ed} = 120.94 \text{ KN}$$

$$\frac{120.94}{1148.55} = 0.11$$

Secção verificada relativamente ao esforço transversal

3.6.4.3- Verificação da resistência ao momento flector

NP EN 1993-1-1 (cláusula 6.2.5)

$$\frac{M_{Ed}}{M_{C,Rd}} \leq 1.0$$

Se $V_{Ed} > 0.5 \times V_{C,Rd}$, então é necessário reduzir f_y

$$V_{Ed} = 0.11 \times V_{C,Rd}$$

Logo não é necessário efectuar redução.

$$M_{C,Rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M0}}$$
$$\frac{2787 \times 10^3 \times 275}{1.0} \times 10^{-6} = 766.43 \text{ kNm}$$
$$\frac{453.54}{766.43} = 0.59$$

Secção verificada relativamente ao momento flector

3.6.4.4 Resistência à encurvadura

A encurvadura lateral de vigas ocorre quando a secção está sujeita a forças de tracção e compressão, a chapa de aço perfilado está ligada à viga de aço através de pernos soldados e as nervuras dispostas perpendiculares às vigas fornece restrição contínua ao longo do banzo superior da viga de aço, de modo que a viga não é susceptível à encurvadura lateral com torção, uma vez que, a laje de betão absorve a força de compressão, e que deixa a secção de aço sujeita unicamente a forças de tracção, eliminando assim a ocorrência do fenómeno de encurvadura lateral.

3.6.5- Combinação de acções (fase de utilização)

NP EN 1990

$$\sum \gamma_{G,j} \times G_{k,j} + \gamma_{Q1} \times Q_{k,1} + \sum \gamma_{Q,i} \times \psi_{0,i} \times Q_{k,i} \quad \text{eq. (6.10)}$$

$$P_{sd} = 1.35 \times (2.71 \times 3 + 0.89) + 1.5 \times (2.0 + 3) \times 3$$

$$P_{sd} = 33.98 \text{ kN/m}$$

Esforços actuantes

- Momento flector máximo

$$M_{Ed} = \frac{P_{sd} \times L^2}{8}$$

$$M_{Ed} = \frac{33.98 \times 15^2}{8}$$

$$M_{Ed} = 955.78 \text{ KNm}$$

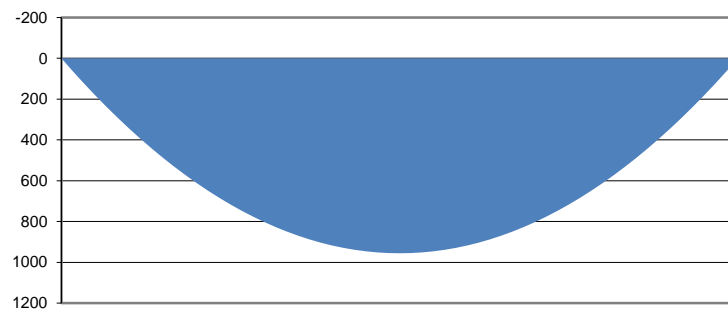


Figura 7 Diagrama Momento flector

- Esforço transversal máximo

$$VEd = \frac{P_{sd} \times L}{2}$$

$$VEd = \frac{33.98 \times 15}{2}$$

$$VEd = 254.88 \text{ KN}$$

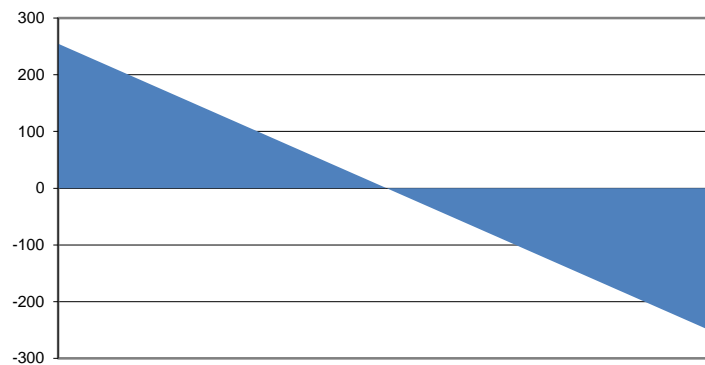


Figura 8 Diagrama Esforço transverso

3.6.6- Conexão de corte

NP EN 1994-1-1

Dimensionamento dos pernos de cabeça

A resistência de um perno de cabeça numa laje maciça é dada pelo menor valor:

$$P_{rd} = \frac{0.8 \times f_u \times \pi \times d^2 / 4}{\gamma_V} \quad \text{eq. (6.18)}$$

$$\left(0.8 \times 450 \times \pi \times \frac{19^2}{4}\right) / 1.25 \times 10^{-3} = 81.66 \text{ KN}$$

$$P_{rd} = \frac{0.29 \times \alpha \times d^2 \times \sqrt{(f_{ck} \times E_{cm})}}{\gamma_V} \quad \text{eq. (6.19)}$$

$$h_{sc}/d > 4 ; \alpha = 1.0 \quad \text{eq. (6.21)}$$

$$\frac{100}{19} = 5.263$$

$$\frac{0.29 \times 1 \times 19^2 \times \sqrt{(30 \times 33 \times 10^3)}}{1.25} \times 10^{-3} = 83.33 \text{ KN}$$

A resistência de um perno de cabeça numa laje maciça é

$$P_{rd} = 81.66 \text{ KN}$$

Conectores de corte em chapa perfilada (cláusula 6.6.4.2)

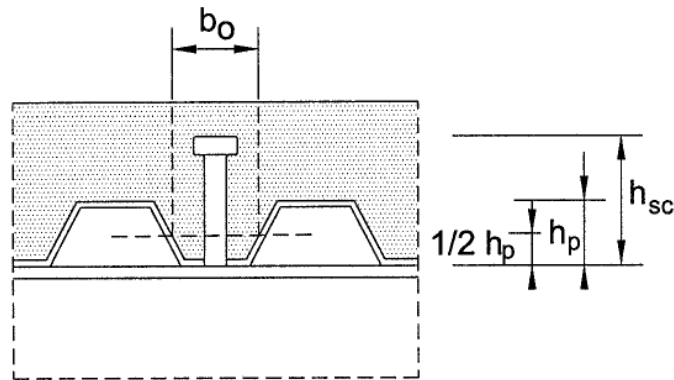


Figura 9 Viga com chapas perfiladas de aço transversais à viga

Para chapas perfiladas perpendiculares às vigas de suporte P_{rd} deve ser afectado pelo factor de redução k_t

$$k_t = \frac{0.7}{\sqrt{(n_r)}} \times \frac{b_0}{h_p} \times \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) \quad \text{eq. (6.23)}$$

$$h_{sc} = 100 \text{ mm}$$

$$b_0 = 82.5 \text{ mm}$$

$$h_p = 60.0 \text{ mm}$$

Um perno por nervura ($n_r = 1.0$)

$$k_t = \frac{0.7}{\sqrt{(1)}} \times \frac{82.5}{60} \times \left(\frac{100}{60} - 1 \right)$$

$$k_t = 0.64$$

Dois pernos por nervura ($n_r = 2.0$)

$$k_t = \frac{0.7}{\sqrt{(2)}} \times \frac{82.5}{60} \times \left(\frac{100}{60} - 1 \right)$$

$$k_t = 0.45$$

Com o limite de $k_{t,max}$

(Quadro 6.2)

Um perno por nervura ($n_r = 1.0$)

$$t \leq 1.0mm$$

$$k_{t,max} = 0.85$$

Dois pernos por nervura ($n_r = 2.0$)

$$t \leq 1.0mm$$

$$k_{t,max} = 0.7$$

3.6.6.3- Resistência por nervura

Um perno por nervura ($n_r = 1.0$)

$$P_{rd} = 1.0 \times 81.66 \times 0.64$$

$$P_{rd} = 52.40 KN$$

Dois pernos por nervura ($n_r = 2.0$)

$$P_{rd} = 2.0 \times 81.66 \times 0.45$$

$$P_{rd} = 74.10 \text{ KN}$$

3.6.6.4- Limites de utilização da conexão parcial em vigas de edifícios

cláusula 6.6.1.2

Pernos de cabeça

$$h_{sc} \geq 4 \times d; 100 \text{ mm} \geq 76 \text{ mm}$$

e

$$16 \text{ mm} \leq d \leq 25 \text{ mm}; d = 19 \text{ mm}$$

$$\eta = \frac{N_c}{N_{cf}} \quad \text{cláusula 6.2.1.3}$$

- N_c valor reduzido da força de compressão no betão flange (ou seja, a força transferida pelos conectores de corte)
- N_{cf} menor valor da resistência à compressão do betão e a resistência à tracção da viga de aço

Secção de aço com banzos iguais e $Le \leq 25 \text{ m}$

(Le - a distância entre pontos de momento de flexão nulo; portanto para viga simplesmente apoiada)

$$\eta \geq 1 - \left(\frac{355}{fy}\right) \times (0.75 - 0.03 \times Le); \eta \geq 0.4 \quad \text{eq. (6.12)}$$

$$\eta \geq 1 - \left(\frac{355}{275}\right) \times (0.75 - 0.03 \times 15)$$

$$\eta \geq 0.613$$

3.6.6.5- Grau de conexão de corte existente

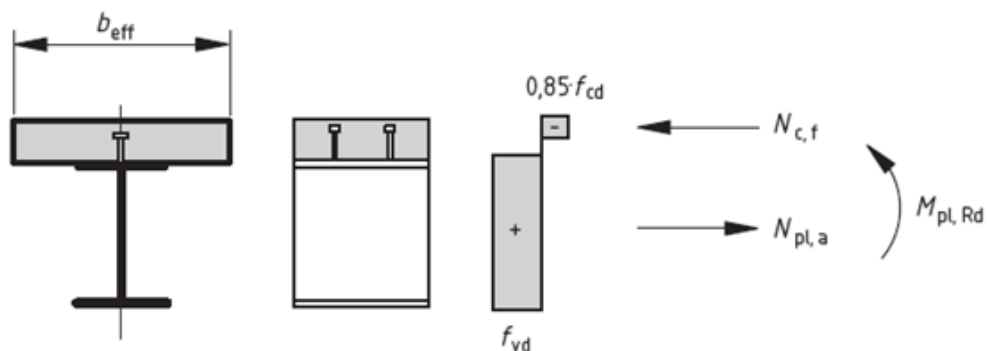


Figura 10 Exemplos de distribuições plásticas para uma viga mista com uma laje maciça e uma conexão total, sob a acção de momento flector positivo

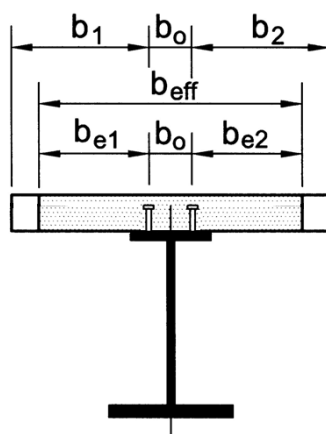


Figura 11 Largura efectiva do banzo de betão

Largura efectiva do banzo de betão (cláusula 5.4.1.2)

A meio vão

$$b_{eff} = b_0 + \sum b_{e_i}$$

- b_0 distância entre os centros dos conectores extremos
- b_i distância entre o conector extremo e um ponto situado a meia distância

entre almas adjacentes

$$be_i = L_e/8 \leq b_i$$

$$L_e = 15 \text{ m}$$

$$\frac{15}{8} = 1.875 \text{ m}$$

Um perno por nervura ($n_r = 1.0$)

$$b_0 = 0 \text{ mm}$$

$$be_i = 1.5 \text{ m}$$

$$b_{eff} = 0 + 1.5 + 1.5$$

$$b_{eff} = 3.0 \text{ m}$$

Dois pernos por nervura ($n_r = 2.0$)

$$b_0 = 80 \text{ mm}$$

$$be_i = 1.5 - \frac{0.08}{2}$$

$$be_i = 1.41 \text{ m}$$

$$b_{eff} = 0.080 + 1.41 + 1.41$$

$$b_{eff} = 3.0 \text{ m}$$

Nós extremos

$$b_{eff,0} = b_0 + \sum \beta_i \times be_i \quad \text{eq. (5.4)}$$

$$\beta_i = \left(0.55 + 0.025 \times \frac{L_e}{be_i} \right) \leq 1.0 \quad \text{eq. (5.5)}$$

Um perno por nervura ($n_r = 1.0$)

$$e_i = 1.5 \text{ m}$$

$$\beta_i = \left(0.55 + 0.025 \times \frac{15}{1.5} \right) = 0.8 \leq 1.0$$

$$b_{eff,0} = 0 + 0.8 \times 1.5 + 0.8 \times 1.5$$

$$b_{eff} = 2.4 \text{ m}$$

Dois pernos por nervura ($n_r = 2.0$)

$$be_i = 1.41 \text{ m}$$

$$\beta_i = \left(0.55 + 0.025 \times \frac{15}{1.41} \right) = 0.816 \leq 1.0$$

$$b_{eff} = 0.080 + 0.816 \times 1.41 + 0.816 \times 1.41$$

$$b_{eff} = 2.38 \text{ m}$$

3.6.7- Resistência da laje de betão à compressão (cláusula 2.4.1.2)

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

$$\frac{30}{1.5} = 20 \text{ N/mm}^2$$

$$N_{c,Rd} = 0.85 \times f_{cd} \times b_{eff} \times h_c$$

$$N_{c,Rd} = 0.85 \times 20 \times 80 \times 10^{-3} \times b_{eff}$$

$$N_{c,Rd} = 1.683 \times b_{eff}$$

Um perno por nervura ($n_r = 1.0$)

$$b_{eff} = 3.0 \text{ m}$$

$$N_{c,Rd} = 4080 \text{ KN}$$

Dois pernos por nervura ($n_r = 2.0$)

$$b_{eff} = 3.0 \text{ m}$$

$$N_{c,Rd} = 4080 \text{ KN}$$

5.6.3- Resistência à tracção da viga de aço

$$N_{pl,a} = f_y \times A_a$$

$$N_{pl,a} = 275 \times 10^3 \times 134.4 \times 10^{-4}$$

$$N_{pl,a} = 3696.00 \text{ KN}$$

A força de compressão no betão em conexão ao corte total é o menor valor de $N_{c,Rd}$ e

$$N_{pl,a}, \text{ logo } N_{c,f} = N_{pl,a} = 3696.00 \text{ KN}$$

- Número de nervuras até ao ponto de momento flector máximo

$$n = \frac{\left(\frac{15}{2}\right)}{0.205} = 37$$

Um perno por nervura ($n_r = 1.0$)

$$N_c = 37 \times 52.40$$

$$N_c = 1938.66 \text{ KN}$$

$$\eta = \frac{1938.66}{3696.00}$$

$$\eta = 0.52$$

Dois pernos por nervura ($n_r = 2.0$)

$$b_{eff} = 3.0 \text{ m}$$

$$N_c = 37 \times 74.10$$

$$N_c = 3696.00 \text{ KN}$$

$$\eta = \frac{2741.67}{3696.00}$$

$$\eta = 0.74$$

Grau de conexão apresentado no caso de 1 perno por nervura inferior ao grau de conexão de corte mínimo exigido, $\eta \geq 0.613$

5.6.4- Resistência transversal da secção mista

O banzo superior está restringido lateralmente pela laje, por conseguinte, apenas se têm de verificar as resistências de secção transversal

5.6.5- Resistência ao esforço transversal (cláusula 6.2.2.2)

A resistência ao esforço transversal deverá ser considerada igual à resistência da secção de aço estrutural

$$V_{pl,Rd} = V_{pl,a,Rd} = 1148.55 \text{ KN}$$

$$V_{Ed} = 254.88 \text{ KN}$$

$$\frac{254.88}{1148.55} = 0.22$$

Secção verificada relativamente ao esforço transversal

5.6.6-Verificação da resistência ao momento flector

NP EN 1993-1-1 (cláusula 6.2.5)

$$\frac{M_{Ed}}{M_{C,Rd}} \leq 1.0$$

Se $V_{Ed} > 0.5 \times V_{C,Rd}$, então é necessário reduzir f_y

$$V_{Ed} = 0.22 \times V_{C,Rd}$$

Logo não é necessário efectuar redução.

$$N_{pl,a} = 3696.00 \text{ KN}$$

$$N_w = 2702.70 \text{ KN}$$

$$N_f = 993.30 \text{ KN}$$

Dois pernos por nervura ($n_r = 2.0$)

$$N_c = 4080.0 \text{ KN}$$

$$N_c > N_{pl,a}$$

$$z_{pl} = \frac{3696.00}{4080.00} \times 80$$

$$z_{pl} = 72.47 \text{ mm}$$

$$z = \frac{550}{2} + 140 - 72.47$$

$$z = 342.53 \text{ mm}$$

$$M_{pl} = 3696.00 \times 0.34253$$

$$M_{pl} = 1265.98 \text{ KN}$$

$$M_{pl,rd} = 766.43 + (1265.98 - 766.43) \times 0.74$$

$$M_{pl} = 1136.09 \text{ KN}$$

5.7- Resistência ao corte longitudinal e armadura transversal em vigas de edifícios

NP EN 1994-1-1 (cl 6.6.6.4)

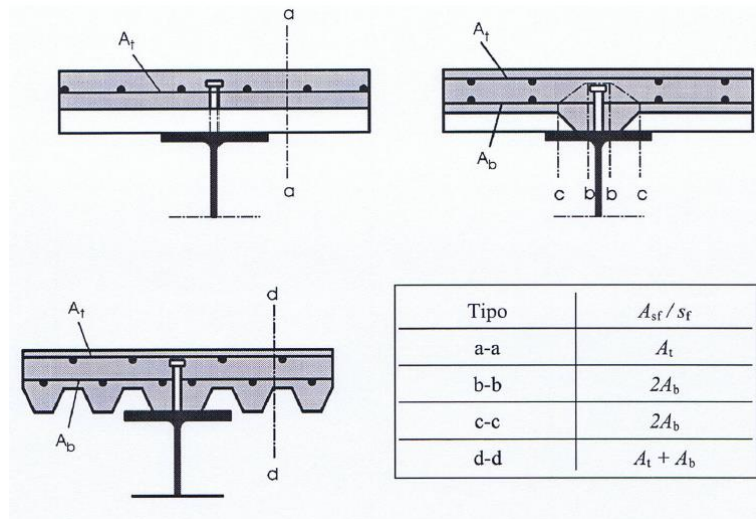


Figura 12 Superfícies potenciais de rotura por corte no caso de utilização de chapas perfiladas de aço

$$\left(\frac{A_{sf} \times f_{yd}}{s_f} \right) + (A_{pe} \times f_{yp,d}) > \frac{v_{Ed} \times h_f}{\cotg \theta} \quad \text{eq. (6.25)}$$

A_{pe} área efectiva da secção transversal das chapas perfiladas de aço por unidade de comprimento da viga

$f_{yp,d}$ valor de cálculo da tensão de cedência da chapa perfilada

É prática usual desprezar a contribuição da chapa perfilada de aço.

NP EN 1992-1-1

$$\left(\frac{A_{sf} \times f_{yd}}{s_f} \right) > \frac{v_{Ed} \times h_f}{\cotg \theta_f} \quad \text{eq. (6.21)}$$

$$y_d = \frac{500}{1.15}$$

$$f_{yd} = 434.8 \text{ N/mm}^2$$

$$h_f = h_c = 80 \text{ mm}$$

$$\theta_f = 26.5^\circ$$

Para impedir o esmagamento das escoras comprimidas deverá ser satisfeita a seguinte condição:

NP EN 1992-1-1

$$v_{Ed} \leq v \times f_{cd} \times \text{sen } \theta_f \times \text{cos } \theta_f \quad \text{eq. (6.22)}$$

$$v = 0.6 \times \left[1 - \frac{30}{250} \right]$$

$$v = 0.528 \text{ N/mm}^2$$

$$v_{Ed} \leq 0.528 \times 20 \times \text{sen}(26.5) \times \text{cos}(26.5)$$

$$v_{Ed} \leq 4.22 \text{ N/mm}^2$$

Dois pernos por nervura ($n_r = 2.0$)

$$N_c = 2741.67 \text{ KN}$$

$$\Delta Fd = \frac{2741.67}{2}$$

$$\Delta Fd = 1370.87 \text{ KN}$$

$$v_{Ed} = \frac{1370.87 \times 10^3}{99 \times 7500}$$

$$v_{Ed} = 3.4 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{A_{sf}}{s_f} > \frac{2.28 \times 80}{434.8 \times \text{cotg } 26.5} \times 10^3$$

$$\frac{A_{sf}}{s_f} > 209.60 \text{ cm}^2/\text{m}$$

5.7- Verificação ao estado limite de utilização

Homogeneização da secção mista

NP EN 1992-1-1

$$E_{cm} = 33 \text{ KN/mm}^2 \quad \text{quadro (3.1)}$$

- Para carregamentos de curta duração

$$\eta_0 = \frac{E_a}{E_{cm}}$$

$$\eta_0 = \frac{210}{33}$$

$$\eta_0 = 6.364$$

- Para edifícios não destinados a armazenagem

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{2} \quad \text{cláusula 5.4.2.2 (11)}$$

$$\eta_0 = \frac{E_a}{E_{cm}}$$

$$\eta_0 = \frac{210}{16.5}$$

$$\eta_0 = 12.728$$

5.7.1- Inércia da secção mista

Acções de curta duração

$$I_{\text{secção mista}} = 13440 \times \frac{(80+2*60+550)^2}{4*(1+6.36*0.056)} + \frac{3000*80^3}{12*6.36} + 67120 \times 10^4$$

$$I_{\text{secção mista}} = 208474.59 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

Acções de longa duração

$$I_{\text{secção mista}} = 13440 \times \frac{(80+2*60+550)^2}{4*(1+12.727*0.056)} + \frac{3000*80^3}{12*12.727} + 67120 \times 10^4$$

$$I_{\text{secção mista}} = 178476.03 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

5.7.2- Flecha vertical

Para uma solução de viga mista não escorada, durante a fase de construção calcula-se:

- Flecha da secção de aço devido às cargas permanentes devido às cargas permanentes aplicadas durante a fase de construção

$$G_K = 1.0 \times (2.81 \times 3 + 1.04)$$

$$G_K = 9.47 \text{ KN}$$

$$w_1 = \frac{5 \times 9.47 \times 15^4}{384 \times 210 \times 10^6 \times 67120 \times 10^{-8}}$$

$$w_1 = 0.0443 \text{ m}$$

- Flecha da secção mista devido às cargas permanentes na fase de utilização

$$Q_K = 1.0 \times (2 \times 3)$$

$$G_K = 6.0 \text{ KN}$$

$$w_2 = \frac{5 \times 6.0 \times 15^4}{384 \times 210 \times 10^6 \times 208474.59 \times 10^{-8}}$$

$$w_2 = 0.0090 \text{ m}$$

- Flecha da secção mista devido às cargas variáveis na fase de utilização

$$Q_K = 1.0 \times (3.0 \times 3.0)$$

$$G_K = 9.0 \text{ KN}$$

$$w_3 = \frac{5 \times 9.0 \times 15^4}{384 \times 210 \times 10^6 \times 178476.03 \times 10^{-8}}$$

$$w_3 = 0.0158 \text{ m}$$

- Flecha total

$$w_{total} = w_1 + w_2 + w_3$$

$$w_{total} = 0.0443 + 0.009 + 0.0158$$

$$w_{total} = 0.0692 \text{ m}$$

5.7.3- Deslocamento vertical máximo permitido

Quadro (NA.I)

$$\delta_{max} = L/250$$

$$15/250 = 0.06 \text{ m}$$

Sendo $\delta_{max} < w_{total}$, a estrutura necessita de escoramento para cumprir os limites regulamentares.

5.7.4- Solução viga mista escorada

No caso de uma situação escorada as cargas são todas aplicadas na secção mista.

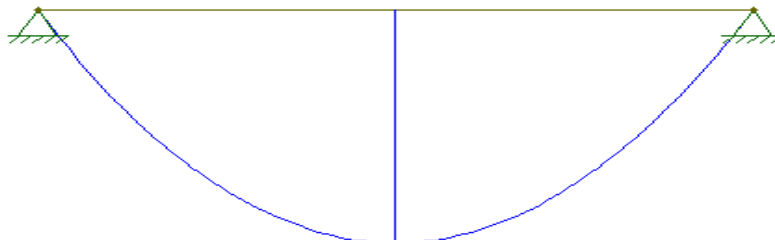


Figura 13 Diagrama de Momentos (viga não escorada)

Aplicando uma escora a cada 5 m

As escoras funcionam como apoios intermédios encurtando o vão da viga e aliviando dessa forma a carga por ela suportada.



Figura 14 Diagrama de Momentos (viga escorada)

Após a retirada das escoras

As forças originadas pelo escoramento são introduzidas na secção mista.

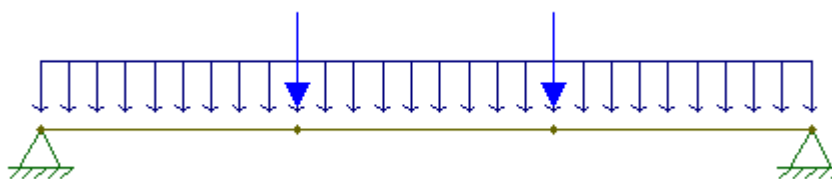


Figura 15 Carregamento na viga mista após a retirada do escoramento

$$R_{escoras} = 9.47 \times 5 \times 1.10$$

$$R_{escoras} = 51.98KN$$

- Flecha provocada pelas forças originadas pela retirada do escoramento

$$w_{esc} = 0.0355 \times \frac{51.98 \times 15^3}{210 \times 10^6 \times 208474.59 \times 10^{-8}}$$

$$w_{esc} = 0.0142 m$$

- Flecha total

$$w_{total} = w_{esc} + w_2 + w_3$$

$$w_{total} = 0.0142 + 0.009 + 0.0158$$

$$w_{total} = 0.039 m$$

Flecha abaixo do limite imposto.

6-Dimensionamento do pilar NP EN 1993-1-1

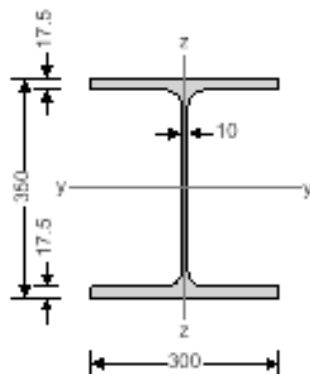


Figura 16 Perfil HEA360

Detalhes do pilar e carregamento

Secção do pilar

HE 360 A

Comprimento do pilar segundo o eixo y

$$L_y = 4 \text{ m}$$

Comprimento do pilar segundo o eixo z

$$L_z = 4 \text{ m}$$

Carregamento do pilar

Axial

$$N_{Ed} = -1353 \text{ kN}$$

Momento em y do pilar no ponto 1

$$M_{y,Ed1} = -68.3 \text{ kNm}$$

Momento em y do pilar no ponto 2

$$M_{y,Ed2} = 125.7 \text{ kNm}$$

Dupla curvatura em torno do eixo Y

Momento em z do pilar no ponto 1

$$M_{z,Ed1} = -2.9 \text{ kNm}$$

Momento em z do pilar no ponto 2

$$M_{z,Ed2} = 2.1 \text{ kNm}$$

Esforço transversal paralelo ao eixo z

$$V_{z,Ed} = 1 \text{ kN}$$

Esforço transversal paralelo ao eixo y

$$V_{y,Ed} = 49 \text{ kN}$$

Dados material

Aço S275

Tensão de cedência

$$f_y = 275 \text{ N/mm}^2$$

Tensão de rotura

$$f_u = 430 \text{ N/mm}^2$$

Módulo de elasticidade

$$E = 210 \text{ kN/mm}^2$$

Coefficiente de Poisson

$$\nu = 0.3$$

Módulo de corte

$$G = \frac{E}{2 \times (1 + \nu)} = 80.8 \text{ kN/mm}^2$$

6.1- Dados pilar

6.1.1-Comprimentos de encurvadura

Comprimento de encurvadura para encurvadura à flexão segundo o eixo y

Rigidez do pilar

$$k = \frac{I_z}{L} = 82724 \text{ mm}^3$$

No topo do pilar

Secção do pilar acima; HE 360 A

Comprimento do pilar acima

$$L1_y = 4 \text{ m}$$

Rigidez do pilar acima

$$k1_y = \frac{I_y}{L1_y} = 82724 \text{ mm}^3$$

Secção da viga no eixo y

Sem secção na direcção y, logo:

$$L_y = 0 \text{ m}$$

- Rigidez

$$k_{11y} = k_{12y} = 0.0 \text{ mm}^3$$

- Coeficiente de distribuição no ponto superior do pilar

$$\eta_{1y} = \frac{k_y + k_{1y}}{k_y + k_{1y} + k_{11y} + k_{12y}} = 1.0$$

- Coeficiente de distribuição no ponto inferior do pilar; (fundação)

$$\eta_{2y} = 0.00$$

- Comprimento de encurvadura

$$L_{cr_y} = L_y \times \left(0.5 + 0.14 \times (\eta_{1y} + \eta_{2y}) + 0.055 \times (\eta_{1y} + \eta_{2y})^2 \right)$$

$$L_{cr_y} = 2780 \text{ mm}$$

Comprimento de encurvadura para encurvadura à flexão segundo o eixo z

- Rigidez do pilar

$$k_z = \frac{I_z}{L_z} = 19717 \text{ mm}^3$$

No topo do pilar

Secção do pilar acima; HE 360 A

Comprimento do pilar acima;

$$L1_z = 4 \text{ m}$$

Rigidez do pilar acima

$$k1_z = \frac{Iz1}{L1_z} = 19717 \text{ mm}^3$$

Secção da viga no lado 1; IPE 450

Comprimento da viga no lado 1

$$L11_z = 5.0 \text{ m}$$

Rigidez da viga no lado 1;

$$k11_z = \frac{Iy11_z}{L11_z} = 33743 \text{ mm}^3$$

Secção da viga no lado 2; IPE 450

- Comprimento da viga no lado 2

$$L12_z = 5.0 \text{ m}$$

- Rigidez da viga no lado 2

$$k_{12_z} = \frac{I_{y12_z}}{L_{12_z}} = 33743 \text{ mm}^3$$

- Coeficiente de distribuição no ponto superior do pilar

$$\eta_{1z} = \frac{k_z + k_{1z}}{k_z + k_{1z} + k_{11_z} + k_{12_z}} = 0.369$$

- Coeficiente de distribuição no ponto inferior do pilar (fundação)

$$\eta_{1z} = 0.00$$

- Comprimento de encurvadura

$$L_{cr_z} = L_z \times (0.5 + 0.14 \times (\eta_{1z} + \eta_{2z}) + 0.055 \times (\eta_{1z} + \eta_{2z})^2)$$

$$L_{cr_z} = 2.236 \text{ m}$$

6.1.2-Classificação da secção (Quadro 5.2)

Classificação da alma

$$E = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.92$$

$$c_w = h - 2 \times (t_f + r) = 261.0 \text{ mm}$$

$$\frac{c_w}{t_w} = 26.10$$

Comprimento da alma devido à carga axial

$$l_w = \min\left(\frac{N_{Ed}}{f_y \times t_w}, cw\right) = 261.0 \text{ mm}$$

Para a classe 1 & 2 em compressão

$$= \frac{cw/2 + l_w/2}{cw} = 1.0$$

Limite para alma de classe 1

$$\text{Limit}1w = \frac{396 \times \varepsilon}{13 \times \alpha - 1} = 30.51$$

A alma é de classe 1

Classificação do banzo

Comprimento em consola

$$c_f = \frac{b - t_w - 2 r}{2} = 118.0 \text{ mm}$$

Razão c/t;

$$\frac{c_f}{t_f} = 6.74$$

Limite para banzo de classe 1

$$\text{Limit}1f = 9 \times \varepsilon = 8.32$$

O banzo é de classe 1

Classificação final da secção

A secção é de classe 1

6.1.3- Resistência da secção transversal (cláusula 6.2)

Esforço transverso paralelo ao eixo z (cláusula 6.2.6)

Esforço transverso de cálculo

$$V_{z,Ed} = 1.3 \text{ kN}$$

Área de corte

$$A_{vz} = \max\left(\left(h - 2 \times t_f\right) \times t_w, A - 2 \times b \times t_f + \left(t_w + 2 \times r\right) \times t_f\right) = 4896 \text{ mm}^2$$

Resistência ao corte

$$V_{pl,z,Rd} = \frac{A_{vz} \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{M0}} = 777.3 \text{ kN}$$

OK - Resistência ao corte paralelo ao eixo z excede a força ao corte de cálculo

$$V_{z,Ed} < 0.5 \times V_{pl,z,Rd} \quad \text{Não é necessária redução de } f_y \text{ para flexão / força axial}$$

Esforço transverso paralelo ao eixo y (cláusula 6.2.6)

Esforço transverso de cálculo

$$V_{y,Ed} = 48.5 \text{ kN}$$

Área de corte

$$A_{vy} = 2 \times b \times t_f + \left(t_w + 2 \times r\right) \times t_f = 9380 \text{ mm}^2$$

Resistência ao corte

$$V_{pl,y,Rd} = \frac{A_{vy} \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{M0}} = 1489.3 \text{ kN}$$

OK - Resistência ao corte paralelo ao eixo y excede a força ao corte de cálculo

$$V_{y,Ed} < 0.5 \times V_{pl,y,Rd} \quad \text{Não é necessária redução de } f_y \text{ para flexão / força axial}$$

6.1.4- Compressão (cláusula 6.2.4)

Esforço axial de cálculo

$$N_{Ed} = 1353 \text{ kN}$$

Resistência

$$N_{c,Rd} = N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = 3926 \text{ kN}$$

OK - A resistência de compressão de excede a força de cálculo

Flexão em torno do eixo Y (cláusula 6.2.5)

Momento flector de cálculo

$$M_{y,Ed} = 125.7 \text{ kNm}$$

Módulo plástico eixo y

$$W_y = W_{pl,y} = 2088.5 \text{ cm}^3$$

Momento flector resistente

$$M_{c,y,Rd} = \frac{W_y \times f_y}{\gamma_{M0}} = 574.34 \text{ kNm}$$

OK - O momento flector resistente em torno do eixo y excede o momento de cálculo

Flexão em torno do eixo Z (cláusula 6.2.5)

Momento flector de cálculo

$$M_{z,Ed} = 2.9 \text{ kNm}$$

Módulo plástico eixo z

$$W_z = W_{pl,z} = 802.3 \text{ cm}^3$$

Momento flector resistente

$$M_{c,z,Rd} = \frac{W_z \times f_y}{\gamma_{M0}} = 220.63 \text{ kNm}$$

OK - A resistência ao momento flector em torno do eixo z excede o momento de cálculo

6.1.4- Flexão composta (cláusula 6.2.9)

Razão força axial com a resistência

$$n = \frac{|N_{Ed}|}{N_{pl,Rd}} = 0.345$$

Razão área da alma com área bruta

$$a = \min \left(0.5, \frac{A - 2 \times b \times t_f}{A} \right) = 0.264$$

Flexão composta em torno do eixo Y (cláusula 6.2.9.1)

Momento flector de cálculo

$$M_{y,Ed} = 125.7 \text{ kNm}$$

Resistência

$$M_{pl,y,Rd} = \frac{W_y \times f_y}{\gamma_{M0}} = 574.34 \text{ kNm}$$

Resistência modificada

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} \times \min\left(1, \frac{1 - n}{1 - 0.5 \times a}\right) = 433.8 \text{ kNm}$$

OK – A resistência à flexão sobre o eixo y na presença de carga axial excede momento de cálculo

Flexão composta em torno do eixo Z (cláusula 6.2.9.1)

Momento flector de cálculo

$$M_{z,Ed} = 2.9 \text{ kNm}$$

Resistência

$$M_{pl,z,Rd} = \frac{W_z \times f_y}{\gamma_{M0}} = 220.63 \text{ kNm}$$

Resistência modificada

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} = 218.0 \text{ kNm}$$

OK – A resistência à flexão sobre o eixo z na presença de carga axial excede momento de cálculo

6.1.5-Flexão desviada

$$\alpha = 2.0$$

$$\beta = \max(1,5 \times n) = 1.72$$

$$URCS_1 = \left[\frac{|M_{y,Ed1}|}{M_{N,y,Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{|M_{z,Ed1}|}{M_{N,z,Rd}} \right]^\beta$$
$$URCS_1 = 0.025$$

$$URCS_2 = \left[\frac{|M_{y,Ed2}|}{M_{N,y,Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{|M_{z,Ed2}|}{M_{N,z,Rd}} \right]^\beta$$
$$URCS_2 = 0.084$$

A resistência da secção transversa é adequada

6.1.6- Resistência dos elementos à encurvadura (cláusula 6.3)

Tensão de cedência; $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$

Encurvadura devido à compressão torno do eixo Y

- Força crítica de flexão elástica

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 \times E \times I_y}{L_{cr,y}^2} = 88741 \text{ kN}$$

- Esbelteza

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{A \times f_y}{N_{cr,y}}} = 0.21$$

- Curva de encurvadura (Quadro 6.2)

B

- Factor de imperfeição (Quadro 6.1)

$$\alpha_y = 0.34$$

- Parâmetro

$$\Phi_y = 0.5 \times [1 + \alpha_y \times (\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2] = 0.524$$

- Factor de redução

$$\chi_y = \min \left(1.0, \frac{1}{\Phi_y + \sqrt{(\Phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2)}} \right) = 0.996$$

- Resistência

$$N_{b,y,Rd} = \frac{\chi_y \times A \times f_y}{\gamma_{M1}} = 3911.5 \text{ kN}$$

OK - A resistência à encurvadura do elemento comprimido segundo o eixo y excede a carga axial de cálculo

Encurvadura devido à compressão torno do eixo Z

- Força crítica de flexão elástica

$$N_{cr,z} = \frac{\pi^2 \times E \times I_z}{L_{cr,z}^2} = 32681 \text{ kN}$$

- Esbelteza

$$\bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{A \times f_y}{N_{cr,z}}} = 0.347$$

- Curva de encurvadura (Quadro 6.2)

C

- Factor de imperfeição

(Quadro 6.1)

$$\alpha_z = 0.49$$

- Parâmetro

$$\Phi_z = 0.5 \times [1 + \alpha_z \times (\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2] = 0.596$$

- Factor de redução

$$\chi_z = \min \left(1.0, \frac{1}{\Phi_z + \sqrt{(\Phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2)}} \right) = 0.925$$

- Resistência

$$N_{b,z,Rd} = \frac{\chi_z \times A \times f_y}{\gamma_{M1}} = 3632.3 \text{ kN}$$

OK - A resistência à encurvadura do elemento comprimido segundo o eixo z excede a carga axial de cálculo

6.1.7-Resistência à encurvadura (clausula6.3.2.1)

- Factor de comprimento de encurvadura lateral

$$K_{LT} = 1.0$$

- Comprimento de encurvadura lateral efectivo

$$L_{cr,LT} = K_{LT} \times L_z = 4 \text{ m}$$

- Factor de distribuição do momento

$$\Psi = \frac{M_{y,Ed1}}{M_{y,Ed2}} = -0.543$$

- Factor de correcção de momento de distribuição (Quadro 6.6)

$$k_c = \frac{1}{(1.33 - 0.33 \times \Psi)} = 0.663$$

$$C_1 = \frac{1}{k_c^2} = 2.278$$

- Factor de curvatura

$$g = \sqrt{\left(1 - \left(\frac{I_z}{I_y}\right)\right)} = 0.873$$

- Coeficiente de Poisson

$$\nu = 0.3$$

- Módulo de corte

$$G = \frac{E}{2 \times (1 + \nu)} = 80769 \text{ N/mm}^2$$

- Momento crítico elástico de encurvadura lateral

$$M_{cr} = C_1 \times \pi^2 \times E \times I_z \times \frac{\sqrt{\left[\frac{I_w}{I_z} + \frac{L_{cr,LT}^2 \times G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_z} \right]}}{L_{cr,LT}^2 \times g}$$

$$M_{cr} = 5316.9 \text{ kNm}$$

- Esbelteza para encurvadura lateral

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\left[\frac{W_y \times f_y}{M_{cr}} \right]} = 0.329$$

- Esbelteza limite

$$\bar{\lambda}_{LT,0} = 0.40$$

- Factor de correcção para secções laminadas;

$$\beta_r = 0.75$$

- Curva de encurvadura (Quadro 6.2)

B

- Factor de imperfeição (Quadro 6.1)

$$\alpha_{LT} = 0.34$$

- Parâmetro

$$\phi_{LT} = 0.5 \times [1 + \alpha_{LT} \times (\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \beta_r \times \bar{\lambda}_{LT}^2] = 0.528$$

- Factor de redução

$$\chi_{LT} = \min \left(1.0, \frac{1}{\bar{\lambda}_{LT}^2}, \frac{1}{\left[\phi_{LT} + \sqrt{(\phi_{LT}^2 - \beta_r \times \bar{\lambda}_{LT}^2)} \right]} \right)$$

$$= 1.00$$

- Factor de modificação

$$f = \min(1 - 0.5 \times (1 - kc) \times [1 - 2 \times (\bar{\lambda}_{LT} - 0.8)^2], 1) \\ = 0.906$$

- Factor de redução LTB modificado – eq. 6.58

$$\chi_{LT, mod} = \min\left(\frac{\chi_{LT}}{f}, 1\right) = 1.00$$

- Momento resistente de cálculo à encurvadura

$$M_{b, Rd} = \frac{\chi_{LT, mod} \times W_y \times f_y}{\gamma_{M1}} = 574.3 \text{ kNm}$$

- Momento de cálculo de encurvadura

$$M_{y, Ed} = 125.7 \text{ kNm}$$

OK - O momento resistente à encurvadura excede o momento máximo

6.1.8-Elementos uniformes em flexão composta com compressão cláusula 6.3.3

- Resistência característica à força axial

$$N_{Rk} = A \times f_y = 3926 \text{ kN}$$

- Momento resistente característica em torno do eixo Y

$$M_{y, Rk} = W_y \times f_y = 574.3 \text{ kNm}$$

- Momento resistente característica em torno do eixo Z

$$M_{z, Rk} = W_z \times f_y = 220.63 \text{ kNm}$$

- Factor de distribuição de momentos em torno do eixo y

$$\Psi_y = \frac{M_{y,Ed1}}{M_{y,Ed2}} = -0.543$$

- Factor Momento eixo y

$$Cm_y = 0.4 \geq 0.6 + 0.4 \times \Psi_y = 0.40$$

- Factor de distribuição de momentos em torno do eixo Z

$$\Psi_z = \frac{M_{z,Ed1}}{M_{z,Ed2}} = -0.721$$

- Factor Momento eixo z

$$Cm_z = 0.4 \geq 0.6 + 0.4 \times \Psi_z = 0.40$$

- Factor de distribuição do momento L_{TB}

$$\Psi_{LT} = \frac{M_{y,Ed1}}{M_{y,Ed2}} = -0.543$$

- Factor do momento sobre eixo y

$$Cm_{LT} = 0.4 \geq 0.6 + 0.4 \times \Psi_{LT} = 0.40$$

- Factor de interacção k_{yy}

$$k_{yy} = Cm_y \times \left[\frac{1 + \min(0.8, \bar{\lambda}_y - 0.2) \times N_{Ed}}{(X_y \times N_{Rk}) / \gamma_{M1}} \right] = 0.401$$

- Factor de interacção k_{zy}

$$k_{zy} = 1 - \frac{\min(0.1, 0.1 \times \bar{\lambda}_z) \times N_{Ed}}{(C_{mLT} - 0.25) \times \frac{\chi_z \times N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0.914$$

- Factor de interacção k_{zz}

$$k_{zz} = C_{mz} \times \left[\frac{1 + \min(1.4, 2 \times \bar{\lambda}_z - 0.6) \times N_{Ed}}{(\chi_z \times N_{Rk} / \gamma_{M1})} \right]$$

$$= 0.414$$

- Factor de interacção k_{yz}

$$k_{yz} = 0.6 \times k_{zz} = 0.248$$

- Estabilidade do elemento

$$\frac{N_{Ed}}{(\chi_y \times N_{Rk} / \gamma_{M1})} + \frac{k_{yy} \times M_{y,Ed}}{(\chi_{LT} \times M_{y,Rk} / \gamma_{M1})} + \frac{k_{yz} \times M_{z,Ed}}{(M_{z,Rk} / \gamma_{M1})} \leq 1.0$$

$$0.437$$

$$\frac{N_{Ed}}{(\chi_z \times N_{Rk} / \gamma_{M1})} + \frac{k_{zy} \times M_{y,Ed}}{(\chi_{LT} \times M_{y,Rk} / \gamma_{M1})} + \frac{k_{zz} \times M_{z,Ed}}{(M_{z,Rk} / \gamma_{M1})} \leq 1.0$$

$$0.578$$

OK - A resistência à encurvadura é adequada

7- Análise e Dimensionamento de uma viga de aço

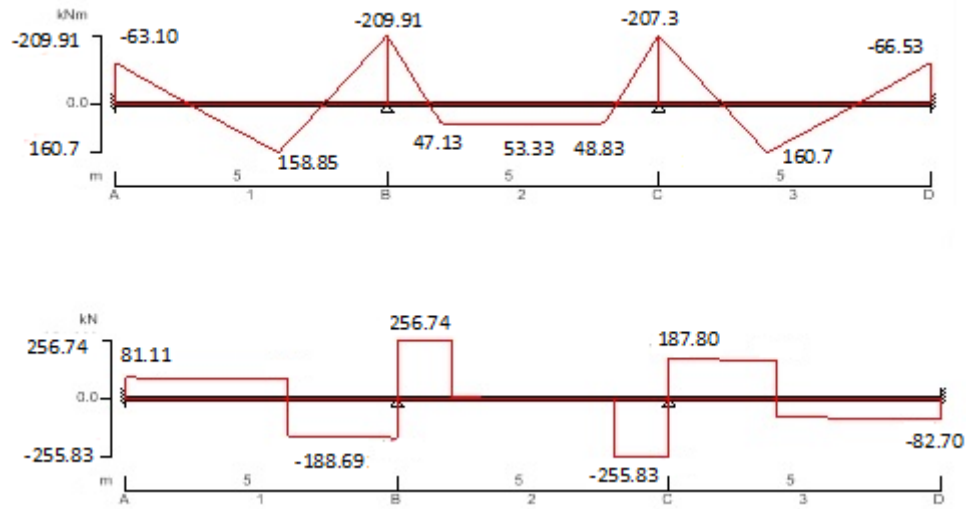


Figura 17 Diagramas Momentos flectores e Esforço transverso

Cargas aplicadas na viga

- Cargas pontuais de 244,36 kN nas ligações com as vigas mistas a 3.0m, 6.0 m, 9.0 m, e 12.0 m
- Carga uniforme devido ao vidro 2 kN/m

Detalhes da secção

Tipo de seção: IPE 450

Classe de aço: S275

Da tabela 3.1: Valores nominais da tensão de cedência f_y e da tensão última à tracção f_u para aços estruturais laminados a quente

Espessura nominal do elemento

$$t = t_f = 14,6 \text{ mm}$$

Tensão de cedência nominal;

$$f_y = 275 \text{ N/mm}^2$$

Nominal resistência à tracção;

$$f_u = 430 \text{ N/mm}^2$$

Módulo de elasticidade,

$$E = 210000 \text{ N/mm}^2$$

Coefficiente de Poisson

$$\nu = 0.3$$

Módulo de corte

$$G = \frac{E}{2 \times (1 + \nu)} = 80.8 \text{ kN/mm}^2$$

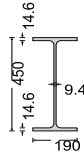


Figura 18 Perfil IPE450

Coefficientes parciais

- Resistência das secções transversais; $\gamma_{M0} = 1.00$
- Resistência dos membros à instabilidade; $\gamma_{M1} = 1.00$
- Resistência de membros traccionados à fractura; $\gamma_{M2} = 1.25$

Coefficientes de comprimento efectivo

- Factor de comprimento efectivo no eixo maior; $K_y = 1,0$
- Factor de comprimento efectivo no eixo menor; $K_z = 1,0$

7.1.1- Classificação da secção (Quadro 5.2)

$$E = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.92$$

Classificação da Alma

$$c = h - 2 \times (t_f + r) = 378.8 \text{ mm}$$

$$\frac{c w}{t w} = 43.6$$

Limite para alma de classe 1

$$\text{Limit1w} = 72 \times \varepsilon = 66.24$$

A alma é de classe 1

Classificação do banzo

Comprimento em consola

$$c_f = \frac{b - t_w - 2 r}{2} = 69.3\text{mm}$$

Razão c/t ;

$$\frac{c_f}{t_f} = 5.1$$

Limite para banzo de classe 1

$$\text{Limit1f} = 9 \times \varepsilon = 8.28$$

O banzo é de classe 1

Classificação final da secção

A secção é de classe 1

7.1.2- Verificação ao esforço transversal – cláusula 6.2.6

Esforço transversal de cálculo;

$$VEd = 256.74 \text{ kN}$$

Altura da alma: $hw = h - 2 \times tf = 420,8 \text{ mm}$

$$\eta = 1,0$$

$$hw / tw < 72 \times \varepsilon / \eta$$

$$43.6 < 66.24$$

A verificação da resistência à encurvadura por esforço transversal pode ser ignorada.

Área resistente ao esforço transversal – cláusula 6.2.6 (3)

$$A_v = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2 \times r) \times t_f \geq \eta \times h_w \times t_w = 5085 \text{ mm}^2$$

7.1.2-Valor de cálculo do esforço transversal plástico resistente – cláusula 6.2.6 (2)

$$V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = \frac{A_v \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = 807,3 \text{ kN}$$

OK- valor de cálculo do esforço transversal plástico resistente superior ao valor de cálculo do esforço transversal plástico actuante.

7.1.3-Verificação ao Momento flector - cláusula 6.2.5

Valor de cálculo do momento flector actuante;

$$M_{ed} = -209.91 \text{ kNm}$$

Valor de cálculo do momento flector resistente- cláusula 6.2.5 (2)

Valor de cálculo do momento flector resistente – eq. 6.13

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = W_{pl,y} \times f_y / \gamma_{M0} = 468 \text{ kNm}$$

OK - valor de cálculo do momento flector resistente da secção transversal é superior ao valor de cálculo do momento flector actuante

Ligações

8-Chapa de base

Determinação das dimensões da chapa

Esforços

$$\begin{aligned}N &= -1199.6 \text{ KN} \\M_y &= -138.65 \text{ KNm} \\V_z &= 53.45 \text{ KN}\end{aligned}$$

Esforço de compressão máximo

$$F_{c,max} = \frac{N}{2} + \frac{M_y}{h_c - t_{fc}}$$

$$\frac{1199.6}{2} + \frac{138.65}{0.35 - 0.0175} = 1016.79 \text{ KN}$$

Esforço de compressão mínimo

$$F_{c,min} = \frac{N}{2} - \frac{M_y}{h_c - t_{fc}}$$

$$\frac{1199.6}{2} - \frac{138.65}{0.35 - 0.0175} = 182.80 \text{ KN}$$

$$f_{jd} = \beta_j \times \alpha \times f_{cd}$$

$$C_{30} \rightarrow f_{cd} = 20 \text{ N/mm}^2$$

$$\beta_j = \frac{2}{3}$$

$$\alpha = 1.5$$

$$f_{jd} = \frac{2}{3} \times 1.5 \times 20$$

$$f_{jd} = 20 \text{ N/mm}^2$$

Estimativa preliminar da área da chapa de base

$$A_{c0} \geq \text{máx} \left(\frac{1}{b_c \times h_c} \times \left[\frac{2 \times F_{c,max}}{f_{jd}} \right]^2, \frac{2 \times F_{c,max}}{f_{jd}} \right)$$

$$\frac{1}{b_c \times h_c} \times \left[\frac{2 \times F_{c,max}}{f_{jd}} \right]^2 = \frac{1}{0.35 \times 0.3} \times \left[\frac{2 \times 1016.79}{20 \times 10^3} \right]^2$$

$$\frac{1}{b_c \times h_c} \times \left[\frac{2 \times F_{c,max}}{f_{jd}} \right]^2 = 0.0985 \text{ m}^2$$

$$\frac{2 \times F_{c,max}}{f_{jd}} = \frac{2 \times 1016.79}{20 \times 10^3}$$

$$\frac{2 \times F_{c,max}}{f_{jd}} = 0.102 \text{ m}^2$$

Chapa de saliências longas

$$N_{jd} = f_{jd} \times [(b_c + 2 \times c) \times (2 \times c + t_f)]$$

$$1016.79 \times 2 = 20 \times 10^3 \times [2 \times (0.3 + 2 \times c) \times (2 \times c + 0.0175)]$$

$$c = 0.0616 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}b_p &\geq b_c + 2 \times c \\b_p &\geq 0.30 + 2 \times 0.0616 \\b_p &\geq 0.423 \text{ m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}h_p &\geq h_c + 2 \times c \\h_p &\geq 0.35 + 2 \times 0.0616 \\h_p &\geq 0.4732 \text{ m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}t_p &\geq \frac{c}{\sqrt{\frac{f_y}{3 \times f_{jd}}}} \\t_p &\geq \frac{0.0616}{\sqrt{\frac{275 \times 10^3}{3 \times 20 \times 10^3}}} \\t_p &\geq 0.029 \text{ m}\end{aligned}$$

Dimensões da chapa de base

$$0.55 \times 0.45 \times 0.03 \text{ m}$$

Resistência da chapa base à compressão

$$\begin{aligned}c &= t_p \times \sqrt{\frac{f_y}{3 \times f_{jd}}} \\c &= 0.03 \times \sqrt{\frac{275 \times 10^3}{3 \times 20 \times 10^3}} \\c &= 0.073\end{aligned}$$

$$c \leq \frac{h_c - 2 \times t_{f,c}}{2}$$
$$0.073 \leq \frac{0.35 - 2 \times 0.0175}{2}$$
$$0.073 \leq 0.158$$

Resistência à compressão do betão comprimido sob o banzo do lado esquerdo da coluna

$$N_{jrd} = f_{jd} \times [(b_c + 2 \times c) \times (2 \times c + t_{f,c})]$$

$$20 \times 10^3 \times [(0.3 + 2 \times 0.073) \times (2 \times 0.073 + 0.0175)] = 1457.75 \text{ KN}$$

Alma e banzo comprimido lado esquerdo da coluna

$$M_{c,Rd} = \frac{w_{pl} \times f_y}{\gamma_{M0}}$$
$$M_{c,Rd} = \frac{2088 \times 10^{-6} \times 275 \times 10^3}{1.0}$$
$$M_{c,Rd} = 574.2 \text{ KN}$$

$$F_{c,fb,Rd} = \frac{M_{c,Rd}}{h_c - 2 \times t_{f,c}}$$

$$F_{c,fb,Rd} = \frac{574.2}{0.35 - 0.0175}$$
$$F_{c,fb,Rd} = 1726.92 \text{ KN}$$

Valor de cálculo do momento resistente $M_{j,Rd}$

Lado esquerdo e direito comprimido

Quadro 6.7

$$e = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}}$$

$$\frac{-138.65 \times 10^3}{-1199.6} = 115.58 \text{ mm}$$

$$M_{j,Rd} = \min \left(-\frac{F_{C,l,Rd} \times z}{\frac{z_{C,r}}{e+1}}, -\frac{F_{C,r,Rd} \times z}{\frac{z_{C,1}}{e-1}} \right)$$

$$-\frac{F_{C,l,Rd} \times z}{\frac{z_{C,r}}{e+1}} = \frac{1016.79 \times (0.35 - 0.0175)}{\frac{0.5 \times (0.35 - 0.0175)}{0.11558 + 1}}$$

$$-\frac{F_{C,l,Rd} \times z}{\frac{z_{C,r}}{e+1}} = 2268.62 \text{ KNm}$$

$$-\frac{F_{C,r,Rd} \times z}{\frac{z_{C,1}}{e-1}} = \frac{182.80 \times (0.35 - 0.0175)}{\frac{0.5 \times (0.35 - 0.0175)}{0.11558 - 1}}$$

$$-\frac{F_{C,r,Rd} \times z}{\frac{z_{C,1}}{e-1}} = 323.34 \text{ N}$$

Resistência ao Corte

Resistência ao atrito, entre a chapa de base e a argamassa de selagem

$$F_{f,Rd} = C_{f,sd} \times N_{c,sd} \tag{6.2.2}$$

$$C_{f,sd} = 0.2$$

$$F_{f,Rd} = 0.2 \times 1199.6$$

$$F_{f,Rd} = 239.92 \text{ KN}$$

Resistência dos parafusos ao corte

$$F_{v,Rd} = \frac{k_2 \times f_{u,b} \times A_s}{\gamma_{M2}}$$
$$F_{v,Rd} = \frac{0.6 \times 800 \times 10^3 \times 245 \times 10^{-6}}{1.25}$$
$$F_{v,Rd} = 94.08 \text{ KN}$$

$$F_{V,Rd} = 239.92 + 4 \times 94.08$$

$$F_{V,Rd} = 616.24 \text{ KN}$$

Viga Contínua

Para uma viga contínua ligada a ambos os lados da alma do pilar, a ligação pode ser considerada uma emenda de vigas com parafusos longos, desde que os momentos actuantes, de um e de outro lado da alma do pilar sejam simétricos.

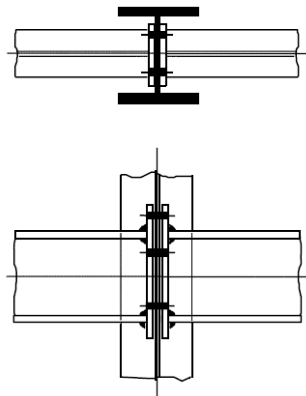


fig. 1 Ligações viga-pilar em torno do eixo de menor inércia; emenda de viga (momentos simétricos)

Chapa de extremidade

$$h_p = 550 \text{ mm}$$

$$b_p = 200 \text{ mm}$$

$$t_p = 20 \text{ mm}$$

$$E = 210 \text{ KN/mm}^2$$

$$f_{y,p} = 275 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{u,p} = 430 \text{ N/mm}^2$$

$n_t = 5$ linhas horizontais à tracção

$n_s = 2$ parafusos/linha

$$e_x = 50 \text{ mm}$$

$$e_1 = 50 \text{ mm}$$

$$p = 100 \text{ mm}$$

$$p_2 = 100 \text{ mm}$$

$$p_3 = 50 \text{ mm}$$

$$d_1 = 100 \text{ mm}$$

$$d_2 = 100 \text{ mm}$$

$$d_3 = 50 \text{ mm}$$

$$e_{pl} = 50 \text{ mm}$$

$$e_p = 50 \text{ mm}$$

$$e_c = 100 \text{ mm}$$

$$w = 100 \text{ mm}$$

Soldas

$$a_{tw} \geq 0.55 \times t_{w,b}$$

$$a_{tw} \geq 0.55 \times 8.6$$

$$a_{tw} \geq 4.73 \text{ mm}$$

$$a_{tw} = 6 \text{ mm}$$

$$a_{tf} \geq 0.55 \times t_{f,b}$$

$$a_{tf} \geq 0.55 \times 13.5$$

$$a_{tf} \geq 7.43 \text{ mm}$$

$$a_{tf} = 8 \text{ mm}$$

Parafusos M24 8.8

$$d = 24 \text{ mm}$$

$$d_0 = 26 \text{ mm}$$

$$f_{yb} = 640 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ub} = 800 \text{ N/mm}^2$$

$$A_s = 353 \text{ mm}^2$$

Dados Geométricos

$$m_{x,p} = d_1 - e_x - 0.8 \times \sqrt{2} \times a_{tf}$$

$$m_{x,p} = 100 - 50 - 0.8 \times \sqrt{2} \times 8$$

$$m_{x,p} = 40.95 \text{ mm}$$

$$m_{p,1} = \frac{w - t_{w,b} - 2 \times 0.8 \times \sqrt{2} \times a_{tw}}{2}$$

$$m_{p,1} = \frac{100 - 9.4 - 2 \times 0.8 \times \sqrt{2} \times 6}{2}$$

$$m_{p,1} = 38.512 \text{ mm}$$

Resistências potenciais linhas de parafusos à tracção

Chapa de topo

Linha 1

Linha Isolada	cp	nc
	$2 \times \pi \times m_{x,p}$ $= 257.30 \text{ mm}$	$4 \times m_{x,p} + 1.25 \times e_x$ $= 226.30 \text{ mm}$
l_{eff}	$\pi \times m_{x,p} + w$ $= 228.65 \text{ mm}$	$2 \times m_{x,p} + 0.625 \times e_x + e$ $= 163.15 \text{ mm}$
	$\pi \times m_{x,p} + 2 \times e_1$ $= 2228.65 \text{ mm}$	$0.5 \times b_p = 100 \text{ mm}$
		$0.5 \times w + 2 \times m_{x,p} + 0.625$ $\times e_x$ $= 163.15 \text{ mm}$

$$l_{\text{eff},1} = l_{\text{eff},2} = 100 \text{ mm}$$

$$M_{pl,1} = M_{pl,2} = 0.25 \times \frac{l_{\text{eff}} \times t_p^2 \times f_{y,wc}}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{pl} = 0.25 \times \frac{100 \times 10^{-3} \times (20 \times 10^{-3})^2 \times 275 \times 10^3}{1.0}$$

$$M_{pl} = 2.75 \text{ KN}$$

$$F_{TR} = \min(F_{T,1}, F_{T,2}, F_{T,3})$$

$$F_{T,1} = \frac{4 \times M_{pl,1}}{m_{x,p}}$$

$$F_{T,1} = \frac{4 \times 2.75}{40.95 \times 10^{-3}}$$

$$F_{T,1} = 268.62 \text{ KN}$$

$$F_{T,2} = \frac{2 \times M_{pl,2} + n_{p,x} \times \sum F_{TRd}}{m_{x,p} + n_{p,x}}$$

$$F_{T,2} = \frac{2 \times 2.75 + 50 \times 10^{-3} \times 2 \times 203.33}{40.95 \times 10^{-3} + 50 \times 10^{-3}}$$

$$F_{T,2} = 284.04 \text{ KN}$$

$$F_{T,3} = 2 \times \frac{0.9 \times 800 \times 10^3 \times 353 \times 10^{-6}}{1.25}$$

$$F_{T,3} = 406.66 \text{ KN}$$

$$F_{TR} = 268.62 \text{ KN}$$

1ª Linha de parafusos sob o banzo traccionado

$$m_1 = \frac{100 - 9.4 - 2 \times 0.8 \times \sqrt{2} \times 6}{2}$$

$$m_1 = 38.512 \text{ mm}$$

$$m_2 = 50 - 14.6 - 0.8 \times \sqrt{2} \times 8$$

$$m_2 = 26.35 \text{ mm}$$

$$\lambda_1 = \frac{m_1}{m_1 + n}$$

$$\lambda_1 = \frac{38.512}{38.512 + 50}$$

$$\lambda_1 = 0.435$$

$$\lambda_2 = \frac{26.35}{38.512 + 50}$$

$$\lambda_2 = 0.298$$

$$\alpha = 6.5$$

Linha Isolada	cp	nc
l_{eff}	$2 \times \pi \times m_{p,1}$ $= 241.98 \text{ mm}$	$\alpha \times m_{p,1} = 250.33 \text{ mm}$

$$l_{\text{eff},1} = 241.98 \text{ mm}$$

$$l_{\text{eff},2} = 250.33 \text{ mm}$$

$$M_{pl,1} = 0.25 \times \frac{l_{\text{eff},1} \times t_p^2 \times f_{y,c}}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{pl,1} = 0.25 \times \frac{241.98 \times 10^{-3} \times (20 \times 10^{-3})^2 \times 275 \times 10^3}{1.0}$$

$$M_{pl,1} = 6.65 \text{ KN}$$

$$M_{pl,2} = 0.25 \times \frac{l_{\text{eff},2} \times t_p^2 \times f_{y,wc}}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{pl,2} = 0.25 \times \frac{250.33 \times 10^{-3} \times (20 \times 10^{-3})^2 \times 275 \times 10^3}{1.0}$$

$$M_{pl,2} = 6.88 \text{ KN}$$

$$F_{TR} = \min(F_{T,1}, F_{T,2}, F_{T,3})$$

$$F_{T,1} = \frac{4 \times M_{pl,1}}{m_{p,1}}$$

$$F_{T,1} = \frac{4 \times 6.65}{38.512 \times 10^{-3}}$$

$$F_{T,1} = 690.64 \text{ KN}$$

$$F_{T,2} = \frac{2 \times M_{pl,2} + n_{p,ep} \times \sum F_{TRd}}{m_{p,1} + n_{p,ep}}$$

$$F_{T,2} = \frac{2 \times 6.88 + 48.64 \times 10^{-3} \times 2 \times 203.33}{38.512 \times 10^{-3} + 48.64 \times 10^{-3}}$$

$$F_{T,2} = 384.844 \text{ KN}$$

$$F_{T,3} = 2 \times \frac{0.9 \times 800 \times 10^3 \times 353 \times 10^{-6}}{1.25}$$

$$F_{T,3} = 406.66 \text{ KN}$$

$$F_{TR} = 384.844 \text{ KN}$$

Linha Grupo	cp	nc
l_{eff}	$\pi \times m_{p,1} + p$ $= 220.99 \text{ mm}$	$0.5 \times p + \alpha \times m_{p,1} - (2$ $\times m_{p,1} + 0.625 \times e)$ $= 192.05 \text{ mm}$

$$l_{\text{eff},1} = l_{\text{eff},2} = 192.05 \text{ mm}$$

$$M_{pl,1} = M_{pl,2} = 0.25 \times \frac{l_{\text{eff}} \times t_p^2 \times f_{y,wc}}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{pl} = 0.25 \times \frac{192.05 \times 10^{-3} \times (20 \times 10^{-3})^2 \times 275 \times 10^3}{1.0}$$

$$M_{pl} = 5.281 \text{ KN}$$

$$F_{TR} = \min(F_{T,1}, F_{T,2}, F_{T,3})$$

$$F_{T,1} = \frac{4 \times M_{pl,1}}{m_{p,1}}$$

$$F_{T,1} = \frac{4 \times 5.281}{38.512 \times 10^{-3}}$$

$$F_{T,1} = 548.5 \text{ KN}$$

$$F_{T,2} = \frac{2 \times M_{pl,2} + n_{p,ep} \times \sum F_{TRd}}{m_{p,1} + n_{p,ep}}$$

$$F_{T,2} = \frac{2 \times 5.281 + 48.64 \times 10^{-3} \times 2 \times 203.33}{38.512 \times 10^{-3} + 48.64 \times 10^{-3}}$$

$$F_{T,2} = 348.15 \text{ KN}$$

$$F_{T,3} = 2 \times \frac{0.9 \times 800 \times 10^3 \times 353 \times 10^{-6}}{1.25}$$

$$F_{T,3} = 406.66 \text{ KN}$$

$$F_{TR} = 348.15 \text{ KN}$$

Outra linha de parafusos interior

Linha Isolada	cp	nc
l_{eff}	$2 \times \pi \times m_{p,1}$ $= 241.98 \text{ mm}$	$4 \times m_{p,1} + 1.25 \times e$ $= 216.55 \text{ mm}$

$$l_{\text{eff},1} = l_{\text{eff},2} = 216.55 \text{ mm}$$

$$M_{pl,1} = M_{pl,2} = 0.25 \times \frac{l_{\text{eff},1} \times t_p^2 \times f_{y,wc}}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{pl} = 0.25 \times \frac{216.55 \times 10^{-3} \times (20 \times 10^{-3})^2 \times 275 \times 10^3}{1.0}$$

$$M_{pl} = 5.96 \text{ KN}$$

$$F_{TR} = \min(F_{T,1}, F_{T,2}, F_{T,3})$$

$$F_{T,1} = \frac{4 \times M_{pl,1}}{m_{p,1}}$$

$$F_{T,1} = \frac{4 \times 5.96}{38.512 \times 10^{-3}}$$

$$F_{T,1} = 619.03 \text{ KN}$$

$$F_{T,2} = \frac{2 \times M_{pl,2} + n_{p,ep} \times \sum F_{TRd}}{m_{p,1} + n_{p,ep}}$$

$$F_{T,2} = \frac{2 \times 5.96 + 48.64 \times 10^{-3} \times 2 \times 203.33}{38.512 \times 10^{-3} + 48.64 \times 10^{-3}}$$

$$F_{T,2} = 363.73 \text{ KN}$$

$$F_{T,3} = 2 \times \frac{0.9 \times 800 \times 10^3 \times 353 \times 10^{-6}}{1.25}$$

$$F_{T,3} = 406.66 \text{ KN}$$

$$F_{TR} = 363.73 \text{ KN}$$

Linha Grupo	Cp	Nc
l_{eff}	$2 \times p = 200 \text{ mm}$	$p = 100 \text{ mm}$

$$l_{\text{eff},1} = l_{\text{eff},2} = 100 \text{ mm}$$

$$M_{pl,1} = M_{pl,2} = 0.25 \times \frac{l_{\text{eff}} \times t_p^2 \times f_{y,wc}}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{pl} = 0.25 \times \frac{100 \times 10^{-3} \times (20 \times 10^{-3})^2 \times 275 \times 10^3}{1.0}$$

$$M_{pl} = 2.75 \text{ KN}$$

$$F_{TR} = \min(F_{T,1}, F_{T,2}, F_{T,3})$$

$$F_{T,1} = \frac{4 \times M_{pl,1}}{m_{p,1}}$$

$$F_{T,1} = \frac{4 \times 2.75}{38.512 \times 10^{-3}}$$

$$F_{T,1} = 285.63 \text{ KN}$$

$$F_{T,2} = \frac{2 \times M_{pl,2} + n_{p,ep} \times \sum F_{TRd}}{m_{p,1} + n_{p,ep}}$$

$$F_{T,2} = \frac{2 \times 2.75 + 48.64 \times 10^{-3} \times 2 \times 203.33}{38.512 \times 10^{-3} + 48.64 \times 10^{-3}}$$

$$F_{T,2} = 290.11 \text{ KN}$$

$$F_{T,3} = 2 \times \frac{0.9 \times 800 \times 10^3 \times 353 \times 10^{-6}}{1.25}$$

$$F_{T,3} = 406.66 \text{ KN}$$

$$F_{TR} = 285.63 \text{ KN}$$

Outra linha de parafusos de extremidade

Linha Isolada	cp	nc
l_{eff}	$2 \times \pi \times m_{p,1}$ $= 241.98 \text{ mm}$	$4 \times m_{p,1} + 1.25 \times e$ $= 216.55 \text{ mm}$

$$l_{\text{eff},1} = l_{\text{eff},2} = 216.55 \text{ mm}$$

$$M_{pl,1} = M_{pl,2} = 0.25 \times \frac{l_{\text{eff},1} \times t_p^2 \times f_{y,wc}}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{pl} = 0.25 \times \frac{216.55 \times 10^{-3} \times (20 \times 10^{-3})^2 \times 275 \times 10^3}{1.0}$$

$$M_{pl} = 5.96 \text{ KN}$$

$$F_{TR} = \min(F_{T,1}, F_{T,2}, F_{T,3})$$

$$F_{T,1} = \frac{4 \times M_{pl,1}}{m_{p,1}}$$

$$F_{T,1} = \frac{4 \times 5.96}{38.512 \times 10^{-3}}$$

$$F_{T,1} = 619.03 \text{ KN}$$

$$F_{T,2} = \frac{2 \times M_{pl,2} + n_{p,ep} \times \sum F_{TRd}}{m_{p,1} + n_{p,ep}}$$

$$F_{T,2} = \frac{2 \times 5.96 + 48.64 \times 10^{-3} \times 2 \times 203.33}{38.512 \times 10^{-3} + 48.64 \times 10^{-3}}$$

$$F_{T,2} = 355.47 \text{ KN}$$

$$F_{T,3} = 2 \times \frac{0.9 \times 800 \times 10^3 \times 353 \times 10^{-6}}{1.25}$$

$$F_{T,3} = 355.47 \text{ KN}$$

$$F_{TR} = 363.73 \text{ KN}$$

Linha Grupo	Cp	nc
l_{eff}	$\pi \times m_{p,1} + p$ $= 220.99 \text{ mm}$	$0.5 \times p + 2 \times m_{p,1}$ $+ 0.625 \times e = 158.27 \text{ mm}$

$$l_{\text{eff},1} = l_{\text{eff},2} = 158.27 \text{ mm}$$

$$M_{pl,1} = M_{pl,2} = 0.25 \times \frac{l_{\text{eff}} \times t_p^2 \times f_{y,wc}}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{pl} = 0.25 \times \frac{158.27 \times 10^{-3} \times (20 \times 10^{-3})^2 \times 275 \times 10^3}{1.0}$$

$$M_{pl} = 4.35 \text{ KN}$$

$$F_{TR} = \min(F_{T,1}, F_{T,2}, F_{T,3})$$

$$F_{T,1} = \frac{4 \times M_{pl,1}}{m_{p,1}}$$

$$F_{T,1} = \frac{4 \times 4.35}{38.512 \times 10^{-3}}$$

$$F_{T,1} = 451.81 \text{ KN}$$

$$F_{T,2} = \frac{2 \times M_{pl,2} + n_{p,ep} \times \sum F_{TRd}}{m_{p,1} + n_{p,ep}}$$

$$F_{T,2} = \frac{2 \times 4.35 + 48.64 \times 10^{-3} \times 2 \times 203.33}{38.512 \times 10^{-3} + 48.64 \times 10^{-3}}$$

$$F_{T,2} = 326.78 \text{ KN}$$

$$F_{T,3} = 2 \times \frac{0.9 \times 800 \times 10^3 \times 353 \times 10^{-6}}{1.25}$$

$$F_{T,3} = 406.66 \text{ KN}$$

$$F_{TR} = 326.78 \text{ KN}$$

Fila	Isolada	Grupo
1	268.62	-----
2	384.844	348.15
3	363.73	285.63
4	363.73	285.63
5	363.73	326.78

Resistências totais

Fila 1

$$F_{T,Rd,1} = 268.62 \text{ KN}$$

Fila 2

$$F_{T,Rd,2} = 384.844 \text{ KN}$$

Fila 3

$$F_{T,Rd,3} = \min(F_{isol,3}, F_{grupo,3} + F_{grupo,2} - F_{T,Rd,2})$$

$$F_{isl,3} = 363.73 \text{ KN}$$

$$F_{grupo,3} + F_{grupo,2} - F_{T,Rd,2} = 285.63 + 348.15 - 384.844$$

$$F_{grupo,3} + F_{grupo,2} - F_{T,Rd,2} = 248.94 \text{ KN}$$

$$F_{T,Rd,3} = 248.94 \text{ KN}$$

Fila 4

$$F_{T,Rd,4} = \min(F_{isol,4}, F_{grupo,4} + F_{grupo,3} - F_{T,Rd,3}, \\ F_{grupo,4} + F_{grupo,3} + F_{grupo,2} - F_{T,Rd,3} - F_{T,Rd,2})$$

$$F_{isol,4} = 363.73 \text{ KN}$$

$$F_{grupo,4} + F_{grupo,3} - F_{T,Rd,3} = 285.63 + 285.63 - 248.94$$

$$F_{grupo,4} + F_{grupo,3} - F_{T,Rd,3} = 322.32 \text{ KN}$$

$$F_{grupo,4} + F_{grupo,3} + F_{grupo,2} - F_{T,Rd,3} - F_{T,Rd,2} \\ = 285.63 + 285.63 + 348.15 - 248.94 - 384.844$$

$$F_{grupo,4} + F_{grupo,3} + F_{grupo,2} - F_{T,Rd,3} - F_{T,Rd,2} = 285.63 \text{ KN}$$

$$F_{T,Rd,4} = 285.63 \text{ KN}$$

Fila 5

$$F_{T,Rd,5} = \min(F_{isol,5}, F_{grupo,5} + F_{grupo,4} - F_{T,Rd,4}, F_{grupo,5} + F_{grupo,4} \\ + F_{grupo,3} - F_{T,Rd,4} - F_{T,Rd,3}, F_{grupo,5} + F_{grupo,4} + F_{grupo,3} \\ + F_{grupo,2} - F_{T,Rd,4} - F_{T,Rd,3} - F_{T,Rd,2})$$

$$F_{isol,5} = 363.73 \text{ KN}$$

$$F_{grupo,5} + F_{grupo,4} - F_{T,Rd,4} = 326.78 + 285.63 - 285.63$$

$$F_{grupo,5} + F_{grupo,4} - F_{T,Rd,4} = 326.78 \text{ KN}$$

$$F_{grupo,5} + F_{grupo,4} + F_{grupo,3} - F_{T,Rd,4} - F_{T,Rd,3}$$

$$= 326.78 + 285.63 + 285.63 - 285.63 - 248.94$$

$$F_{grupo,5} + F_{grupo,4} + F_{grupo,3} - F_{T,Rd,4} - F_{T,Rd,3} = 363.47 \text{ KN}$$

$$F_{grupo,5} + F_{grupo,4} + F_{grupo,3} + F_{grupo,2} - F_{T,Rd,4} - F_{T,Rd,3} - F_{T,Rd,2}$$

$$= 326.78 + 285.63 + 285.63 + 348.15 - 285.63 - 248.94$$

$$- 384.844$$

$$F_{grupo,5} + F_{grupo,4} + F_{grupo,3} + F_{grupo,2} - F_{T,Rd,4} - F_{T,Rd,3} - F_{T,Rd,2}$$

$$= 326.78 \text{ KN}$$

$$F_{T,Rd,5} = 326.78 \text{ KN}$$

Alma da viga em tracção

cl 6.2.6.8

$$F_{t,wb,Rd} = \frac{b_{eff,t,wb} \times t_{wb} \times f_{y,wb}}{\gamma_{M0}} \quad \text{eq. (6.22)}$$

$b_{eff,t,wb}$ considerada igual ao comprimento efectivo da peça em T 6.2.6.8(2)

equivalente que representa a chapa de extremidade à flexão

Isolada	$b_{eff,t,wb}$	$t_{wb} \times f_{y,wb}$	$F_{t,wb,Rd}$
1º Linha	-----	9.4×10^{-3} $\times 275 \times 10^3$	-----
2 º Linha	241.98 mm		625.52 KN
3 º Linha	216.55 mm		559.78 KN
4 º Linha	216.55 mm		559.78 KN
5 º Linha	216.55 mm		559.78 KN

Grupo	$b_{eff,t,wb}$	$t_{wb} \times f_{y,wb}$	$F_{t,wb,Rd}$
1º Linha	-----	9.4×10^{-3} $\times 275 \times 10^3$	-----
2 º Linha	192.05 mm		496.45 KN
3 º Linha	100 mm		258.5 KN
4 º Linha	100 mm		258.5 KN
5 º Linha	158.27 mm		258.5 KN

Banzo e alma da viga em compressão

cl 6.2.6.7

$$F_{c,fb,Rd} = \frac{M_{c,Rd}}{h - t_{fb}}$$

$$M_{c,Rd} = w_{pl,y} \times f_y$$

$$M_{c,Rd} = 1702 \times 10^{-6} \times 275 \times 10^3$$

$$M_{c,Rd} = 468.05 \text{ KNm}$$

$$F_{c,fb,Rd} = \frac{468.05}{(450 - 14.6) \times 10^{-3}}$$

$$F_{c,fb} = 1074.99 \text{ KN}$$

$$F_{c,fb,Rd} < F_{c,Ed}$$

$$1074.99 \text{ KN} < 1419.40 \text{ KN}$$

Redistribuição de força é necessária

Distribuição das Forças

Fila 1	268.62 KN
Fila 2	384.84 KN
Fila 3	248.94 KN
Fila 4	172.59 KN
Fila 5	0 KN
M_{jrd}	397.45 KNm

Ligação eixo menor

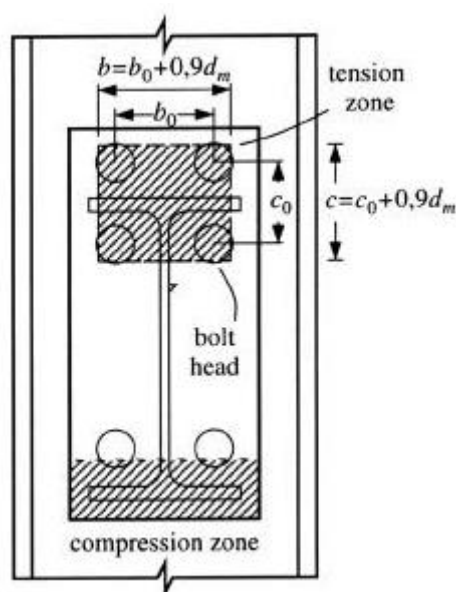
Nas ligações viga-pilar de eixo menor, a viga está directamente ligado à alma de uma coluna de secção em I, causando flexão sobre o eixo menor da secção do pilar. O Eurocódigo fornece elementos para avaliar o comportamento dos elementos de ligação

(placas de extremidade, cantoneiras, soldas, parafusos), mas não inclui a componente de "deformação fora do plano da alma da coluna".

Para a avaliação da capacidade de momento de rotação e a rigidez, o momento transmitido pela viga à alma da coluna é decomposta em duas forças F . Admite-se que estas duas forças são iguais e que cada uma das forças F actua sobre uma área (zonas de tracção ou compressão), definidas no plano da alma da coluna como se segue:

· Neste caso a força F é transmitida à alma da coluna por uma ou mais filas de parafusos, como na zona de tracção das articulações representadas na Figura 3 e na Figura 8, onde a viga é ligado à alma do pilar. Neste caso, a definição da área de carga depende da distância entre os parafusos e sobre o diâmetro das cabeças dos parafusos ou as porcas:

1 ligação unilateral



A resistência ao momento de uma ligação de eixo menor pode ser calculada com base no método dos componentes, tal como proposto no Eurocódigo. Por exemplo, para uma ligação com placa de extremidade segundo o eixo-menor, devem ser tomados em consideração os seguintes componentes:

Projecto de Estruturas Metálicas e Mistas de acordo com os Eurocódigos

- Alma da coluna à flexão e punçoamento;
- Parafusos à tracção;
- Placa de extremidade à flexão;
- Viga à tracção;
- Banzo e alma da viga à compressão.

Para a determinação das propriedades de força de todos os componentes, a orientação é dada no desenho anexo.

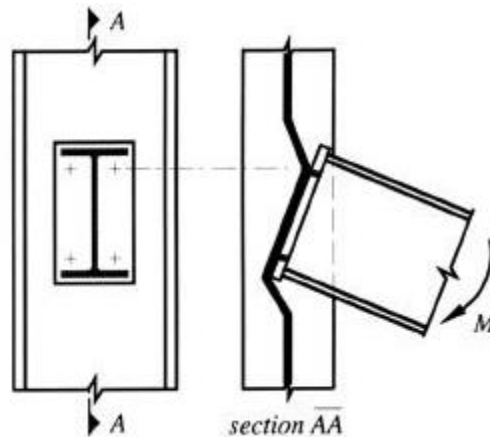
Força da coluna alma à flexão e de punçoamento

O momento resistente da ligação pode ser determinado através do cálculo das resistências das seguintes componentes

Alma da coluna em flexão e punçoamento

A fim de determinar a resistência da alma de coluna à flexão e punçoamento, todos os mecanismos de rotura admissíveis da alma da coluna devem ser analisados. Neste caso segue-se o Mecanismo Global:

2 Mecanismo global



- Mecanismo Global: o padrão de linha de produção envolve tanto a compressão e zonas de tracção. Este mecanismo está associado à força $F_{comb,Rd}$, dada pela equação.

$$F_{comb,Rd} = \frac{k \times t_{wc}^2 \times f_y \times \left[\frac{\pi \times \sqrt{L \times (a+x)} + 2 \times c}{a+x} + \frac{15 \times c \times x + x^2}{\sqrt{3} \times t_{wc} \times (a+x)} \right]}{\gamma_{M0}}$$

$$k = 1; \frac{b+c}{L} > 0.5$$

$$b = b_0 + 0.9 \times d_m$$

$$b = 100 \times 10^{-3} + 0.9 \times \frac{36 \times 10^{-3} + 40 \times 10^{-3}}{2}$$

$$b = 134.20 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$c = c_0 + 0.9 \times d_m$$

$$c = 300 \times 10^{-3} + 0.9 \times \frac{36 \times 10^{-3} + 40 \times 10^{-3}}{2}$$

$$c = 334.20 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$\frac{134.20 \times 10^{-3} + 334.20 \times 10^{-3}}{261.0 \times 10^{-3}} = 1.795 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$a = L - b$$

$$a = 261.0 \times 10^{-3} - 134.2 \times 10^{-3}$$

$$a = 126.8 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$x = 0; b < b_m$$

$$b_m = L \times \left[1 - 0.82 \times \frac{t_{wc}^2}{c^2} \times \left(1 + \sqrt{1 + 2.8 \times \frac{c^2}{t_{wc} \times L}} \right)^2 \right]$$

$$b_m = 261.0 \times 10^{-3}$$

$$\times \left[1 - 0.82 \times \frac{(10 \times 10^{-3})^2}{(334.20 \times 10^{-3})^2} \right]$$

$$\times \left(1 + \sqrt{1 + 2.8 \times \frac{(334.20 \times 10^{-3})^2}{10 \times 10^{-3} \times 261 \times 10^{-3}}} \right)^2 \right]$$

$$b_m = 260.1 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$F_{comb,Rd}$$

$$= 1 \times (10 \times 10^{-3})^2 \times (355 \times 10^3)$$

$$\times \left[\frac{\pi \times \sqrt{261.0 \times 10^{-3} \times (126.8 \times 10^{-3} + 0)} + 2 \times 334.20 \times 10^{-3}}{126.8 \times 10^{-3} + 0} \right]$$

$$+ \frac{15 \times 334.20 \times 10^{-3} \times 0 + 0^2}{\sqrt{3} \times 10 \times 10^{-3} \times (126.8 \times 10^{-3} + 0)} \Big] / 1.0$$

$$F_{comb,Rd} = 347.138 \text{ KN}$$

$$F_{global,Rd} = \frac{F_{comb,Rd}}{2} + \frac{t_{wc}^2 \times f_y}{4} \times \frac{\left(\frac{2 \times b}{z} + \pi + 2 \times \rho\right)}{\gamma_{M0}}$$

$$\rho = \frac{400 \times 10^{-3} - 13.5 \times 10^{-3}}{261.0 \times 10^{-3} - 134.20 \times 10^{-3}}$$

$$\rho = 3.048$$

$$F_{global,Rd} = \frac{347.138}{2} + \frac{(10 \times 10^{-3})^2 \times 355 \times 10^3}{4}$$

$$\times \frac{\left(\frac{2 \times 134.20 \times 10^{-3}}{400 \times 10^{-3} - 13.5 \times 10^{-3}} + \pi + 2 \times 3.048\right)}{1.0}$$

$$F_{global,Rd} = 261.718 \text{ KN}$$

Parafusos à tracção;

$$F_{T,Rd} = \frac{k_2 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{M2}}$$

$$F_{T,Rd} = \frac{0.9 \times 800 \times 10^3 \times 353 \times 10^{-6}}{1.25}$$

$$F_{T,Rd} = 203.33 \text{ KN}$$

Dados Geométricos

$$m_{x,p} = d_1 - e_x - 0.8 \times \sqrt{2} \times a_{tf}$$

$$m_{x,p} = 100 - 50 - 0.8 \times \sqrt{2} \times 8$$

$$m_{x,p} = 40.95 \text{ mm}$$

$$m_{p,1} = \frac{w - t_{w,b} - 2 \times 0.8 \times \sqrt{2} \times a_{tw}}{2}$$

$$m_{p,1} = \frac{100 - 9.4 - 2 \times 0.8 \times \sqrt{2} \times 6}{2}$$

$$m_{p,1} = 38.512 \text{ mm}$$

Resistências potenciais linhas de parafusos à tracção

Chapa de topo

Linha 1

Linha Isolada	cp	nc
l_{eff}	$2 \times \pi \times m_{x,p}$ $= 257.30 \text{ mm}$	$4 \times m_{x,p} + 1.25 \times e_x$ $= 226.30 \text{ mm}$
	$\pi \times m_{x,p} + w$ $= 228.65 \text{ mm}$	$2 \times m_{x,p} + 0.625 \times e_x + e$ $= 163.15 \text{ mm}$
	$\pi \times m_{x,p} + 2 \times e_1$ $= 2228.65 \text{ mm}$	$0.5 \times b_p = 100 \text{ mm}$
		$0.5 \times w + 2 \times m_{x,p} + 0.625$ $\times e_x$ $= 163.15 \text{ mm}$

$$l_{\text{eff},1} = l_{\text{eff},2} = 100 \text{ mm}$$

$$M_{pl,1} = M_{pl,2} = 0.25 \times \frac{l_{\text{eff}} \times t_p^2 \times f_{y,wc}}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{pl} = 0.25 \times \frac{100 \times 10^{-3} \times (20 \times 10^{-3})^2 \times 275 \times 10^3}{1.0}$$

$$M_{pl} = 2.75 \text{ KN}$$

$$F_{TR} = \min(F_{T,1}, F_{T,2}, F_{T,3})$$

$$F_{T,1} = \frac{4 \times M_{pl,1}}{m_{x,p}}$$

$$F_{T,1} = \frac{4 \times 2.75}{40.95 \times 10^{-3}}$$

$$F_{T,1} = 268.62 \text{ KN}$$

$$F_{T,2} = \frac{2 \times M_{pl,2} + n_{p,x} \times \sum F_{TRd}}{m_{x,p} + n_{p,x}}$$

$$F_{T,2} = \frac{2 \times 2.75 + 50 \times 10^{-3} \times 2 \times 203.33}{40.95 \times 10^{-3} + 50 \times 10^{-3}}$$

$$F_{T,2} = 284.04 \text{ KN}$$

$$F_{T,3} = 2 \times \frac{0.9 \times 800 \times 10^3 \times 353 \times 10^{-6}}{1.25}$$

$$F_{T,3} = 406.66 \text{ KN}$$

$$F_{TR} = 268.62 \text{ KN}$$

1ª Linha de parafusos sob o banzo traccionado

$$m_1 = \frac{100 - 9.4 - 2 \times 0.8 \times \sqrt{2} \times 6}{2}$$

$$m_1 = 38.512 \text{ mm}$$

$$m_2 = 50 - 14.6 - 0.8 \times \sqrt{2} \times 8$$

$$m_2 = 26.35 \text{ mm}$$

$$\lambda_1 = \frac{m_1}{m_1 + n}$$

$$\lambda_1 = \frac{38.512}{38.512 + 50}$$

$$\lambda_1 = 0.435$$

$$\lambda_2 = \frac{26.35}{38.512 + 50}$$

$$\lambda_2 = 0.298$$

$$\alpha = 6.5$$

Linha Isolada	cp	nc
l_{eff}	$2 \times \pi \times m_{p,1}$ $= 241.98 \text{ mm}$	$\alpha \times m_{p,1} = 250.33 \text{ mm}$

$$l_{\text{eff},1} = 241.98 \text{ mm}$$

$$l_{\text{eff},2} = 250.33 \text{ mm}$$

$$M_{pl,1} = 0.25 \times \frac{l_{\text{eff},1} \times t_p^2 \times f_{y,wc}}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{pl,1} = 0.25 \times \frac{241.98 \times 10^{-3} \times (20 \times 10^{-3})^2 \times 275 \times 10^3}{1.0}$$

$$M_{pl,1} = 6.65 \text{ KN}$$

$$M_{pl,2} = 0.25 \times \frac{l_{\text{eff},2} \times t_p^2 \times f_{y,wc}}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{pl,2} = 0.25 \times \frac{250.33 \times 10^{-3} \times (20 \times 10^{-3})^2 \times 275 \times 10^3}{1.0}$$

$$M_{pl,2} = 6.88 \text{ KN}$$

$$F_{TR} = \min(F_{T,1}, F_{T,2}, F_{T,3})$$

$$F_{T,1} = \frac{4 \times M_{pl,1}}{m_{p,1}}$$

$$F_{T,1} = \frac{4 \times 6.65}{38.512 \times 10^{-3}}$$

$$F_{T,1} = 690.64 \text{ KN}$$

$$F_{T,2} = \frac{2 \times M_{pl,2} + n_{p,ep} \times \sum F_{TRd}}{m_{p,1} + n_{p,ep}}$$

$$F_{T,2} = \frac{2 \times 6.88 + 48.64 \times 10^{-3} \times 2 \times 203.33}{38.512 \times 10^{-3} + 48.64 \times 10^{-3}}$$

$$F_{T,2} = 384.844 \text{ KN}$$

$$F_{T,3} = 2 \times \frac{0.9 \times 800 \times 10^3 \times 353 \times 10^{-6}}{1.25}$$

$$F_{T,3} = 406.66 \text{ KN}$$

$$F_{TR} = 384.844 \text{ KN}$$

Linha Grupo	cp	nc
l_{eff}	$\pi \times m_{p,1} + p$ $= 220.99 \text{ mm}$	$0.5 \times p + \alpha \times m_{p,1} - (2$ $\times m_{p,1} + 0.625 \times e)$ $= 192.05 \text{ mm}$

$$l_{\text{eff},1} = l_{\text{eff},2} = 192.05 \text{ mm}$$

$$M_{pl,1} = M_{pl,2} = 0.25 \times \frac{l_{eff} \times t_p^2 \times f_{y,wc}}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{pl} = 0.25 \times \frac{192.05 \times 10^{-3} \times (20 \times 10^{-3})^2 \times 275 \times 10^3}{1.0}$$

$$M_{pl} = 5.281 \text{ KN}$$

$$F_{TR} = \min(F_{T,1}, F_{T,2}, F_{T,3})$$

$$F_{T,1} = \frac{4 \times M_{pl,1}}{m_{p,1}}$$

$$F_{T,1} = \frac{4 \times 5.281}{38.512 \times 10^{-3}}$$

$$F_{T,1} = 548.5 \text{ KN}$$

$$F_{T,2} = \frac{2 \times M_{pl,2} + n_{p,ep} \times \sum F_{TRd}}{m_{p,1} + n_{p,ep}}$$

$$F_{T,2} = \frac{2 \times 5.281 + 48.64 \times 10^{-3} \times 2 \times 203.33}{38.512 \times 10^{-3} + 48.64 \times 10^{-3}}$$

$$F_{T,2} = 348.15 \text{ KN}$$

$$F_{T,3} = 2 \times \frac{0.9 \times 800 \times 10^3 \times 353 \times 10^{-6}}{1.25}$$

$$F_{T,3} = 406.66 \text{ KN}$$

$$F_{TR} = 348.15 \text{ KN}$$

Outra linha de parafusos de extremidade

Linha Isolada	cp	nc
l_{eff}	$2 \times \pi \times m_{p,1}$ $= 241.98 \text{ mm}$	$4 \times m_{p,1} + 1.25 \times e$ $= 216.55 \text{ mm}$

$$l_{\text{eff},1} = l_{\text{eff},2} = 216.55 \text{ mm}$$

$$M_{pl,1} = M_{pl,2} = 0.25 \times \frac{l_{\text{eff},1} \times t_p^2 \times f_{y,wc}}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{pl} = 0.25 \times \frac{216.55 \times 10^{-3} \times (20 \times 10^{-3})^2 \times 275 \times 10^3}{1.0}$$

$$M_{pl} = 5.96 \text{ KN}$$

$$F_{TR} = \min(F_{T,1}, F_{T,2}, F_{T,3})$$

$$F_{T,1} = \frac{4 \times M_{pl,1}}{m_{p,1}}$$

$$F_{T,1} = \frac{4 \times 5.96}{38.512 \times 10^{-3}}$$

$$F_{T,1} = 619.03 \text{ KN}$$

$$F_{T,2} = \frac{2 \times M_{pl,2} + n_{p,ep} \times \sum F_{TRd}}{m_{p,1} + n_{p,ep}}$$

$$F_{T,2} = \frac{2 \times 5.96 + 48.64 \times 10^{-3} \times 2 \times 203.33}{38.512 \times 10^{-3} + 48.64 \times 10^{-3}}$$

$$F_{T,2} = 355.47 \text{ KN}$$

$$F_{T,3} = 2 \times \frac{0.9 \times 800 \times 10^3 \times 353 \times 10^{-6}}{1.25}$$

$$F_{T,3} = 355.47 \text{ KN}$$

$$F_{TR} = 363.73 \text{ KN}$$

Linha Grupo	Cp	nc
l_{eff}	$\pi \times m_{p,1} + p$ $= 220.99 \text{ mm}$	$0.5 \times p + 2 \times m_{p,1}$ $+ 0.625 \times e = 158.27 \text{ mm}$

$$l_{\text{eff},1} = l_{\text{eff},2} = 158.27 \text{ mm}$$

$$M_{pl,1} = M_{pl,2} = 0.25 \times \frac{l_{\text{eff}} \times t_p^2 \times f_{y,wc}}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{pl} = 0.25 \times \frac{158.27 \times 10^{-3} \times (20 \times 10^{-3})^2 \times 275 \times 10^3}{1.0}$$

$$M_{pl} = 4.35 \text{ KN}$$

$$F_{TR} = \min(F_{T,1}, F_{T,2}, F_{T,3})$$

$$F_{T,1} = \frac{4 \times M_{pl,1}}{m_{p,1}}$$

$$F_{T,1} = \frac{4 \times 4.35}{38.512 \times 10^{-3}}$$

$$F_{T,1} = 451.81 \text{ KN}$$

$$F_{T,2} = \frac{2 \times M_{pl,2} + n_{p,ep} \times \sum F_{TRd}}{m_{p,1} + n_{p,ep}}$$

$$F_{T,2} = \frac{2 \times 4.35 + 48.64 \times 10^{-3} \times 2 \times 203.33}{38.512 \times 10^{-3} + 48.64 \times 10^{-3}}$$

$$F_{T,2} = 326.78 \text{ KN}$$

$$F_{T,3} = 2 \times \frac{0.9 \times 800 \times 10^3 \times 353 \times 10^{-6}}{1.25}$$

$$F_{T,3} = 406.66 \text{ KN}$$

$$F_{TR} = 326.78 \text{ KN}$$

Fila	Isolada	Grupo
1	268.62	-----
2	384.844	348.15

Resistências totais

Fila 1

$$F_{T,Rd,1} = 268.62 \text{ KN}$$

Fila 2

$$F_{T,Rd,2} = 384.844 \text{ KN}$$

Alma da viga em tracção

cl 6.2.6.8

$$F_{t,wb,Rd} = \frac{b_{eff,t,wb} \times t_{wb} \times f_{y,wb}}{\gamma_{M0}} \quad \text{eq. (6.22)}$$

$b_{eff,t,wb}$ considerada igual ao comprimento efectivo da peça em T 6.2.6.8(2)

equivalente que representa a chapa de extremidade à flexão

Isolada	$b_{eff,t,wb}$	$t_{wb} \times f_{y,wb}$	$F_{t,wb,Rd}$
1º Linha	-----		-----
2 º Linha	241.98 mm	9.4×10^{-3} $\times 275 \times 10^3$	625.52 KN

Grupo	$b_{eff,t,wb}$	$t_{wb} \times f_{y,wb}$	$F_{t,wb,Rd}$
1º Linha	-----		-----
2 º Linha	192.05 mm	9.4×10^{-3} $\times 275 \times 10^3$	496.45 KN

Banzo e alma da viga em compressão

cl 6.2.6.7

$$F_{c,fb,Rd} = \frac{M_{c,Rd}}{h - t_{fb}}$$

$$M_{c,Rd} = w_{pl,y} \times f_y$$

$$M_{c,Rd} = 1702 \times 10^{-6} \times 275 \times 10^3$$

$$M_{c,Rd} = 468.05 \text{ KNm}$$

$$F_{c,fb,Rd} = \frac{468.05}{(450 - 14.6) \times 10^{-3}}$$

$$F_{c,fb,Rd} = 1074.99 \text{ KN}$$

$$F_{c,fb,Rd} < F_{c,Ed}$$

$$1074.99 \text{ KN} > 653.46 \text{ KN}$$

Redistribuição de força não é necessária

Momento Resistente

Fila 1	268.62 KN
Fila 2	384.84 KN
M_{jrd}	288.25 KNm

Ligação cantoneira à tracção

Perfil $L150 \times 15$

Placa gusset $250 \times 250 \times 15 \text{ mm}$

Soldas $a = 6 \text{ mm}$

Parafusos $M22 \text{ 8.8}$

Esforço actuante

$$N_{Ed} = 343.68 \text{ KN}$$

Verificação Parafusos ao corte

Quadro 3.4

$$F_{v,Rd} = \frac{k_2 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{M2}}$$

$$F_{v,Rd} = \frac{0.6 \times 800 \times 10^3 \times 303 \times 10^{-6}}{1.25}$$

$$F_{v,Rd} = 116.056 \text{ KN}$$

$$n \times F_{v,Rd} = 3 \times 116.056 \text{ KN}$$

$$n \times F_{v,Rd} = 349.056 \text{ KN}$$

Parafusos ao esmagamento

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \times \alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{M2}}$$

Parafusos exteriores

$$k_1 = \min\left(2.8 \times \frac{e_2}{d_0} - 1.7, 2.5\right)$$

$$2.8 \times \frac{80}{22} - 1.7 = 8.48$$

$$k_1 = 2.5$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3 \times d_0}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1.0\right)$$

$$\frac{50}{3 \times 24} = 0.69$$

$$\frac{800}{490} = 1.63$$

$$\alpha = 0.69$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2.5 \times 0.69 \times 490 \times 10^3 \times 22 \times 10^{-3} \times 15 \times 10^{-3}}{1.25}$$

$$F_{b,Rd} = 224.58 \text{ KN}$$

Parafusos interiores

$$k_1 = \min\left(2.8 \times \frac{e_2}{d_0} - 1.7, 2.5\right)$$

$$2.8 \times \frac{80}{22} - 1.7 = 8.48$$

$$k_1 = 2.5$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_2}{3 \times d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1.0\right)$$

$$\frac{80}{3 \times 24} - \frac{1}{4} = 0.86$$

$$\frac{800}{490} = 1.63$$

$$\alpha = 0.86$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2.5 \times 0.86 \times 49010^3 \times 22 \times 10^{-3} \times 15 \times 10^{-3}}{1.25}$$

$$F_{b,Rd} = 278.48 \text{ KN}$$

Cantoneira traccionada por uma aba

cl.3.10.3

$$N_{u,Rd} = \frac{\beta_3 \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{M2}}$$

$$2.5 \times d_0 = 2.5 \times 24$$

$$2.5 \times d_0 = 60$$

$$5 \times d_0 = 5 \times 24$$

$$5 \times d_0 = 120$$

$$\beta_3 = 0.56$$

$$A_{net} = A - t \times d_0$$

$$A_{net} = 4302 - 15 \times 24$$

$$A_{net} = 3942 \text{ mm}^2$$

$$N_{u,Rd} = \frac{0.56 \times 3942 \times 10^{-6} \times 490 \times 10^3}{1.25}$$

$$N_{u,Rd} = 865.35 \text{ KN}$$

Solda

$$f_{v,wd} = \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w \times \gamma_{M2}} \times a$$

$$f_{v,wd} = \frac{490 / \sqrt{3}}{0.85 \times 1.25} \times 6$$

$$f_{v,wd} = 1597.56 \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

$$343.68 = 2 \times 1597.56 \times l \times 10^{-3}$$

$$l = 108 \text{ mm}$$

Ligação Viga-viga

European Recommendations for the Design of Simple Joints in Steel Structures

Requisitos de ductilidade, rotação e estabilidade de chapa de extremidade flexível

Viga suportada → IPE 550

Viga de suporte → IPE450

Parafusos → M20 8.8

Chapa de extremidade flexível → 350 × 200 × 10 mm

Requisitos de rotação e ductilidade

$$h_p \geq h_{b,1} \times 0.6$$

$$550 \times 0.6 = 330 \text{ mm}$$

$$t \leq \frac{d}{2.8} \times \sqrt{\frac{f_{ub}}{f_y}} \quad 6.4.2$$

$$t \leq \frac{20}{2.8} \times \sqrt{\frac{800}{275}}$$

$$t \leq 12.18 \text{ mm}$$

$$\phi_{exigido} = \frac{\gamma \times p \times L^3}{24 \times E \times I}$$

$$\phi_{exigido} = \frac{36.302 \times 15^3}{24 \times 210 \times 10^3 \times 146785.134 \times 10^{-8}}$$

$$\phi_{exigido} = 0.01656 \text{ rad}$$

$$\phi_{disponível} = \frac{36.5}{85.7}$$

$$\phi_{disponível} = 0.4259 \text{ rad}$$

$$\phi_{disponível} > \phi_{exigido}$$

Parafusos ao corte

$$V_{Rd,1} = 0.8 \times n \times F_{V,Rd} \quad \text{Quadro (3.4)}$$

$$F_{V,Rd} = \frac{0.6 \times 245 \times 10^{-6} \times 800 \times 10^3}{1.25}$$

$$F_{V,Rd} = 94.08 \text{ KN}$$

$$V_{Rd,1} = 0.8 \times 6 \times 94.08$$

$$V_{Rd,1} = 451.58 \text{ KN}$$

Chapa de topo flexível ao esmagamento

$$V_{Rd,2} = n \times F_{b,Rd} \quad \text{Quadro (3.4)}$$

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \times \alpha_b \times f_u \times d \times t}{\gamma_{M2}}$$

$$k_1 = \min\left(2.8 \times \frac{50}{22} - 1.7, 1.4 \times \frac{100}{22} - 1.7, 2.5\right)$$

$$k_1 = 2.5$$

$$\alpha_b = \min\left(\frac{50}{3 \times 22}, \frac{100}{3 \times 22} - \frac{1}{4}, \frac{800}{490}, 1.0\right)$$

$$\alpha_b = 0.758$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2.5 \times 0.758 \times 20 \times 10^{-3} \times 10 \times 10^{-3} \times 490 \times 10^3}{1.25}$$

$$F_{b,Rd} = 148.49 \text{ KN}$$

$$V_{Rd,2} = 6 \times 148.49$$

$$V_{Rd,2} = 890.91 \text{ KN}$$

Viga de suporte ao esmagamento

$$V_{Rd,3} = n \times F_{b,Rd} \quad \text{Quadro (3.4)}$$

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \times \alpha_b \times f_u \times d \times t}{\gamma_{M2}}$$

$$k_1 = \min\left(1.4 \times \frac{100}{22} - 1.7, 2.5\right)$$

$$k_1 = 2.5$$

$$\alpha_b = \min\left(\frac{50}{3 \times 22}, \frac{100}{3 \times 22} - \frac{1}{4}, \frac{800}{490}, 1.0\right)$$

$$\alpha_b = 1.0$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2.5 \times 1.0 \times 20 \times 10^{-3} \times 8.6 \times 10^{-3} \times 490 \times 10^3}{1.25}$$

$$F_{b,Rd} = 168.56 \text{ KN}$$

$$V_{Rd,3} = 6 \times 168.56$$

$$V_{Rd,3} = 1011.36 \text{ KN}$$

Chapa de topo flexível ao corte Área bruta

$$V_{Rd,4} = \frac{2 \times h_p \times t_p}{1.27} \times \frac{f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}}$$

$$V_{Rd,4} = \frac{2 \times 300 \times 10^{-3} \times 10 \times 10^{-3}}{1.27} \times \frac{355 \times 10^3}{\sqrt{3} \times 1}$$

$$V_{Rd,4} = 968.312 \text{ KN}$$

Chapa de topo flexível ao corte Área útil

$$V_{Rd,5} = 2 \times A_{v,net} \times \frac{f_{u,p}}{\sqrt{3} \times \gamma_{M2}}$$

$$A_{v,net} = 10 \times 10^{-3} \times (300 \times 10^{-3} - 3 \times 22 \times 10^{-3})$$

$$A_{v,net} = 23.4 \text{ cm}^2$$

$$V_{Rd,5} = 2 \times 23.4 \times 10^{-4} \times \frac{490 \times 10^3}{\sqrt{3} \times 1.25}$$

$$V_{Rd,5} = 1059.18 \text{ KN}$$

Chapa de topo flexível Rotura em bloco

$$V_{Rd,6} = f_u \times \frac{A_{nt}}{\gamma_{M2}} + 1/\sqrt{3} \times f_y \times \frac{A_{nv}}{\gamma_{M0}}$$

$$A_{nt} = t_p \times \left(e_2 - \frac{d_0}{2} \right)$$

$$A_{nt} = 10 \times \left(50 - \frac{22}{2} \right)$$

$$A_{nt} = 60 \text{ mm}^2$$

$$A_{nv} = t_p \times [h_p - e_1 - (n_1 - 0.5) \times d_0]$$

$$A_{nv} = 10 \times [300 - 50 - (3 - 0.5) \times 22]$$

$$A_{nv} = 1950.0 \text{ mm}^2$$

$$V_{Rd,6} = \left[490 \times \frac{60}{1.25} + \frac{1}{\sqrt{3}} \times 355 \times \frac{1950}{1.0} \right] \times 10^{-3}$$
$$V_{Rd,6} = 423.191 \text{ KN}$$

Chapa de topo flexível à flexão

European Recommendations for the Design of Simple Joints in Steel Structures

$$V_{Rd,7} = \infty, \text{ se } h_p > 1.36 \times w$$

$$300 > 1.36 \times 100$$

$$300 \text{ mm} > 136 \text{ mm}$$

Alma da viga ao corte

$$V_{Rd,8} = \frac{A_v \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}}$$

NP EN 1993-1-1

5.4.6

$$A_v = t_w \times h_p$$

$$A_v = 10.2 \times 300$$

$$A_v = 3060 \text{ mm}^2$$

$$V_{Rd,8} = \frac{3060 \times 10^{-6} \times 355 \times 10^3}{\sqrt{3} \times 1.0}$$

$$V_{Rd,8} = 627.176 \text{ KN}$$

Resistência da ligação viga-viga ao corte é o menor valor das resistências acima apresentadas

$$V_{Rd} = 423.191 \text{ KN}$$

Parafusos à tracção

$$N_{u,1} = n \times \frac{f_{ub} \times A_s}{\gamma_{Mu}}$$

$$N_{u,1} = 6 \times \frac{800 \times 10^3 \times 245 \times 10^{-6}}{1.10}$$

$$N_{u,1} = 1069.09 \text{ KN}$$

Chapa de extremidade flexível à flexão

$$N_{u,2} = \min(F_{hp,u,1}, F_{hp,u,2})$$

NP EN 1993-1-8

6.2

$$F_{hp,u,1} = \frac{(8 \times n_p - 2 \times e_w) \times l_{eff,p,1} \times m_{up}}{2 \times m_p \times n_p - e_w \times (m_p + n_p)}$$

$$F_{hp,u,2} = \frac{2 \times l_{eff,p,2} \times m_{up} + n \times \frac{f_{ub} \times A_s}{\gamma_{Mu}} \times n_p}{m_p + n_p}$$

$$m_p = \frac{100 - 10.2 - 2 \times 0.8 \times \sqrt{2} \times 5}{2}$$

$$m_p = 39.24 \text{ mm}$$

$$n_p = \min(e_2, 1.25 \times m_p)$$

$$n_p = 49.05 \text{ mm}$$

$$m_{up} = \frac{10^2 \times 490}{4 \times 1.1}$$

$$m_{up} = 11136.36 \text{ mm}$$

$$l_{eff,p,1} = l_{eff,p,2} = h_p = 300 \text{ mm}$$

$$e_w = 37.0 \text{ mm}$$

$$F_{hp,u,1} = \left[\frac{(8 \times 49.05 - 2 \times 37) \times 300 \times 11136.36}{2 \times 39.24 \times 49.05 - 37.0 \times (39.24 + 49.05)} \right] \times 10^{-3}$$
$$F_{hp,u,1} = 1825.50 \text{ KN}$$

$$F_{hp,u,2} = \left[\frac{2 \times 300 \times 11136.36 + 6 \times \frac{800 \times 245}{1.10} \times 49.05}{39.24 + 49.05} \right] \times 10^{-3}$$
$$F_{hp,u,2} = 669.62 \text{ KN}$$

$$N_{u,2} = 669.62 \text{ KN}$$

Elemento de suporte à flexão

A espessura da alma do elemento de suporte é superior à da chapa de extremidade, logo, a sua verificação não é necessária.

Alma da viga suportada à tracção

$$N_{u,4} = \frac{t_{w,b1} \times h_p \times f_{u,b1}}{\gamma_{M,u}}$$
$$N_{u,4} = \frac{10.2 \times 10^{-3} \times 300 \times 10^{-3} \times 490 \times 10^3}{1.1}$$
$$N_{u,3} = 1363.09 \text{ KN}$$

Resistência da ligação viga-viga à tracção é o menor valor das resistências acima apresentadas

$$N_{Rd} = 669.62 \text{ KN}$$

Conclusão

O trabalho realizado teve como objectivo a elaboração de um projecto de execução de estruturas metálicas e mistas através de um programa comercial de cálculo automático (SAP2000), sendo desenvolvidas ao longo deste as necessárias peças escritas e peças desenhadas.

A malha estrutural adoptada para os pisos deste edifício, consistiu numa disposição de vigas mistas espaçadas de 3 m entre si, unidas no banzo superior pela laje mista, e pilares nas fachadas espaçados de 5 m.

A quantificação de acções foi realizada, segundo as normas regulamentares, tendo sido tomadas em conta, o peso próprio dos elementos, as acções verticais definidas para o tipo de utilização que a estrutura foi dimensionada, e a acção horizontal devida à carga imposta pelo vento. O pré-dimensionamento foi realizado de acordo com essa combinação de acções, o qual, em termos de estruturas metálicas e de betão, é de grande importância, uma vez que em grande parte dos casos, as secções aí definidas acabam por ser as secções mesmo as secções finais, o que acabou por se verificar neste trabalho.

A análise de deformabilidade realizada, demonstrou que a estrutura satisfazia os critérios regulamentares para uma análise global plástica, $\alpha_{cr} \geq 15$ permitindo realizar um a optimização do dimensionamento das secções dos perfis, tendo em atenção que as estruturas metálicas apresentam uma maior deformabilidade/mobilidade em relação às estruturas tradicionais devido à maior esbelteza das secções, e que as ligações estruturais entre elementos desempenham papel decisivo para permitir a transmissão correcta dos esforços em segurança de um elemento resistente para o outro.

Por fim, a realização deste projecto permitiu-me o desenvolvimento do conhecimento no dimensionamento das estruturas metálicas, em particular da importância do compromisso

entre flexibilidade e rigidez, quer na estrutura principal resistente como nas ligações entre elementos.

ESFORÇOS CONDICIONANTES

TABLE: Element Forces - Frames						
Frame	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
1	-777,856	-76,261	-10,604	0,001	27,3505	-167,682
2	-421,098	-33,388	-20,385	0,0056	-41,0138	-87,3584
3	-97,489	-27,553	-15,963	0,0014	-33,3185	-56,5398
5	-32,403	0	0	0,0056	0	0
6	-69,234	-21,006	-0,00704	0,0014	-0,016	-42,0369
8	-32,403	0	0	0,0056	0	0
9	-69,234	21,006	-0,00702	0,0014	-0,016	42,0369
10	-777,856	76,261	-10,802	0,001	27,7087	167,6823
11	-421,098	33,388	-19,934	0,0056	-40,0904	87,3584
12	-97,199	27,553	-15,911	0,0014	-33,2643	56,5398
13	-400,895	-65,817	10,84	0,001	-28,0203	-150,782
14	-240,224	-9,564	21,401	0,0056	42,9173	31,4675
15	-89,273	-18,057	17,344	0,0014	35,9281	38,5012
16	-323,104	71,47	1,133	0,001	-3,0026	157,6242
17	-198,991	13,967	0,521	0,0056	-1,5437	-35,9215
18	-78,201	17,839	0,221	0,0014	-0,8767	-39,2452
19	-323,104	-71,47	1,258	0,001	-3,2098	-157,624
20	-198,991	-13,967	0,614	0,0056	-1,8397	35,9215
21	-78,201	-17,839	0,21	0,0014	-0,8298	39,2452
22	-401,264	65,817	10,971	0,001	-28,2991	150,7822
23	-241,061	9,564	20,88	0,0056	41,9369	-31,4675
24	-89,582	18,057	17,195	0,0014	35,6916	-38,5012

TABLE: Element Forces - Frames						
Frame	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
25	-1199,6	53,446	2,765	0,001	-5,7035	-138,65
26	-708,49	23,446	4,166	0,0056	8,6782	-75,131
27	-228,92	4,664	-0,896	0,0014	1,9447	-18,652
28	-1186,8	49,604	-2,534	0,001	-5,0848	-132,58
29	-699,24	19,561	4,476	0,0056	-9,1977	-65,83
30	-225,63	3,104	1,698	0,0014	-3,5817	12,4134
31	-1184,4	53,446	3,037	0,001	-6,3083	138,647
32	-699,63	23,446	3,414	0,0056	7,1438	75,1305
33	-229,37	4,664	-0,889	0,0014	1,9028	18,6523
34	-1172	49,604	-2,77	0,001	5,5603	132,576
35	-690,6	19,561	3,681	0,0056	-7,5782	65,8301
36	-226,17	3,104	1,581	0,0014	-3,314	12,4134
37	-226,17	-67,338	13,5	0,0014	11,25	-110,34
38	-226,17	-67,338	13,5	0,0163	11,25	-110,34
39	-226,17	-67,338	13,5	0,0163	11,25	-110,34
40	-226,17	-67,338	13,5	0,0163	11,25	-110,34
41	-226,17	-67,338	13,5	0,0163	11,25	-110,34
42	-226,17	-67,338	13,5	0,0163	11,25	-110,34
43	-226,17	67,338	13,5	0,0163	11,25	-110,34

TABLE: Element Forces - Frames						
Frame	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
44	-226,172	67,338	13,5	-0,0164	11,25	-110,34
45	-226,172	67,338	13,5	-0,0164	11,25	-110,34
46	-226,172	83,735	13,5	-0,0178	11,25	-120,824
47	-226,172	83,735	13,5	-0,0178	11,25	-120,824
48	-226,172	83,735	13,5	-0,0178	11,25	-120,824
49	-226,172	83,735	13,5	-0,0178	11,25	-120,824
50	-226,172	83,735	13,5	-0,0178	11,25	-120,824
51	-226,172	83,735	13,5	-0,0178	11,25	-120,824
52	-226,172	83,735	13,5	-0,0178	11,25	-120,824
53	-226,172	83,735	13,5	-0,0178	11,25	-120,824
54	-226,172	83,735	13,5	-0,0178	11,25	-120,824
55	0	190,317	8,1	-0,0128	4,05	-214,229
56	0	188,569	8,1	-0,006	4,05	-211,761
57	0	97,367	4,05	-0,0116	2,025	-105,821
58	0	-256,718	8,1	0,001	4,05	-207,46
59	0	-257,361	8,1	0,0019	4,05	-206,902
60	0	-129,815	4,05	-1,5E-05	2,025	-105,663
61	0	-189,581	8,1	0,0102	4,05	-212,06
62	0	-187,479	8,1	0,0042	4,05	-208,601
63	0	-96,546	4,05	0,0069	2,025	-103,088
64	0	190,089	8,1	0,0128	4,05	-213,656
65	0	188,197	8,1	0,006	4,05	-210,832

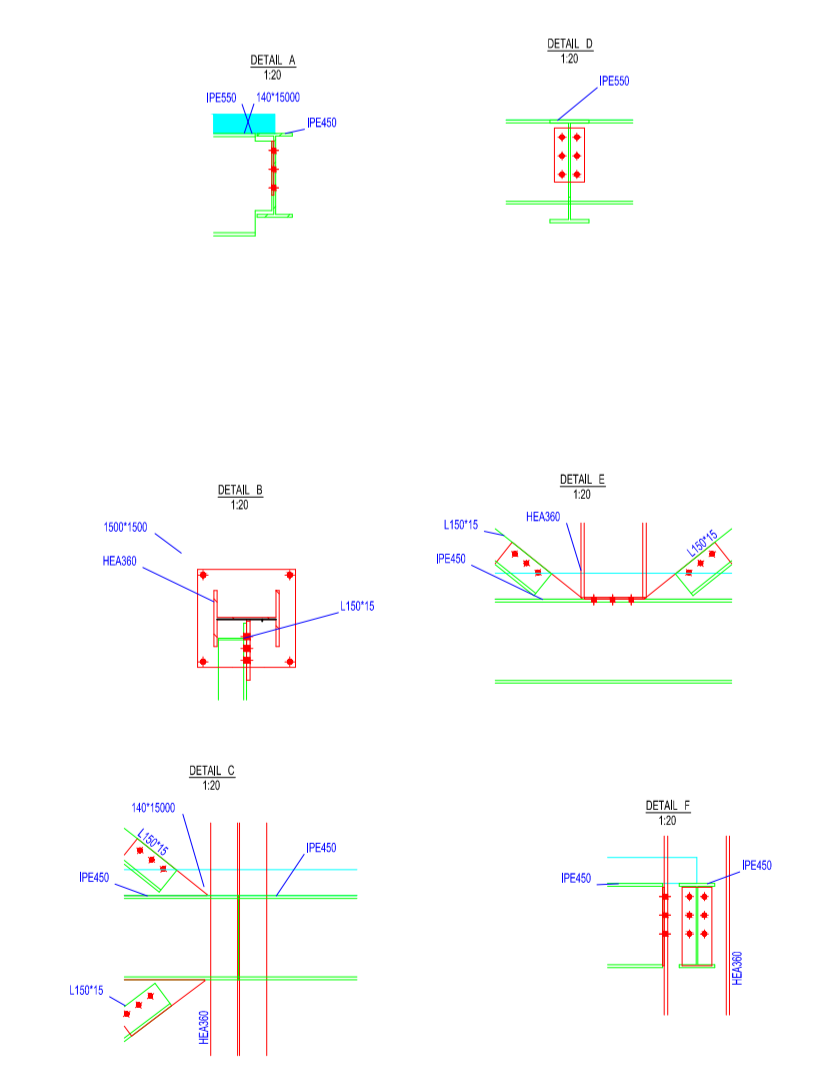
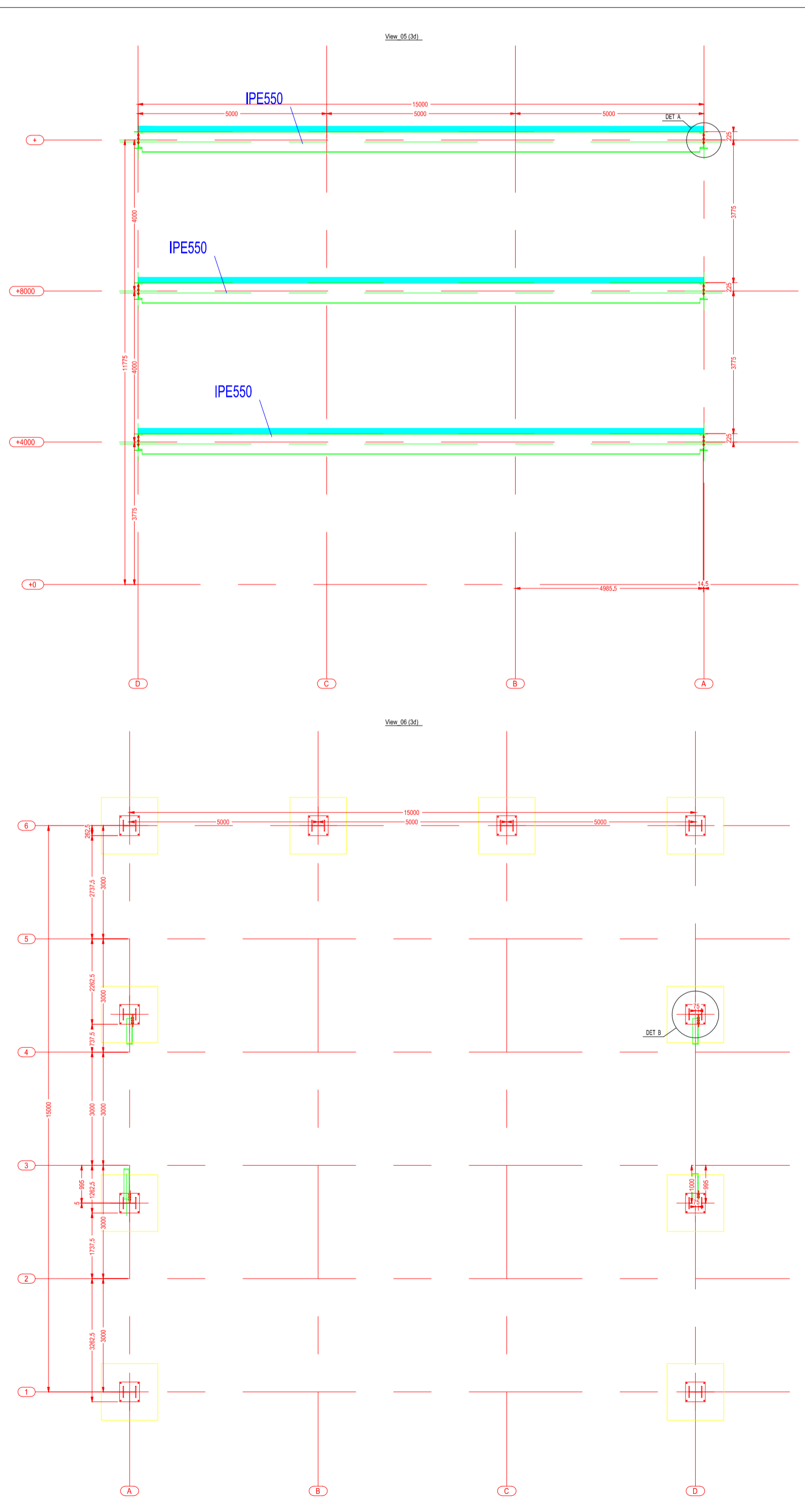
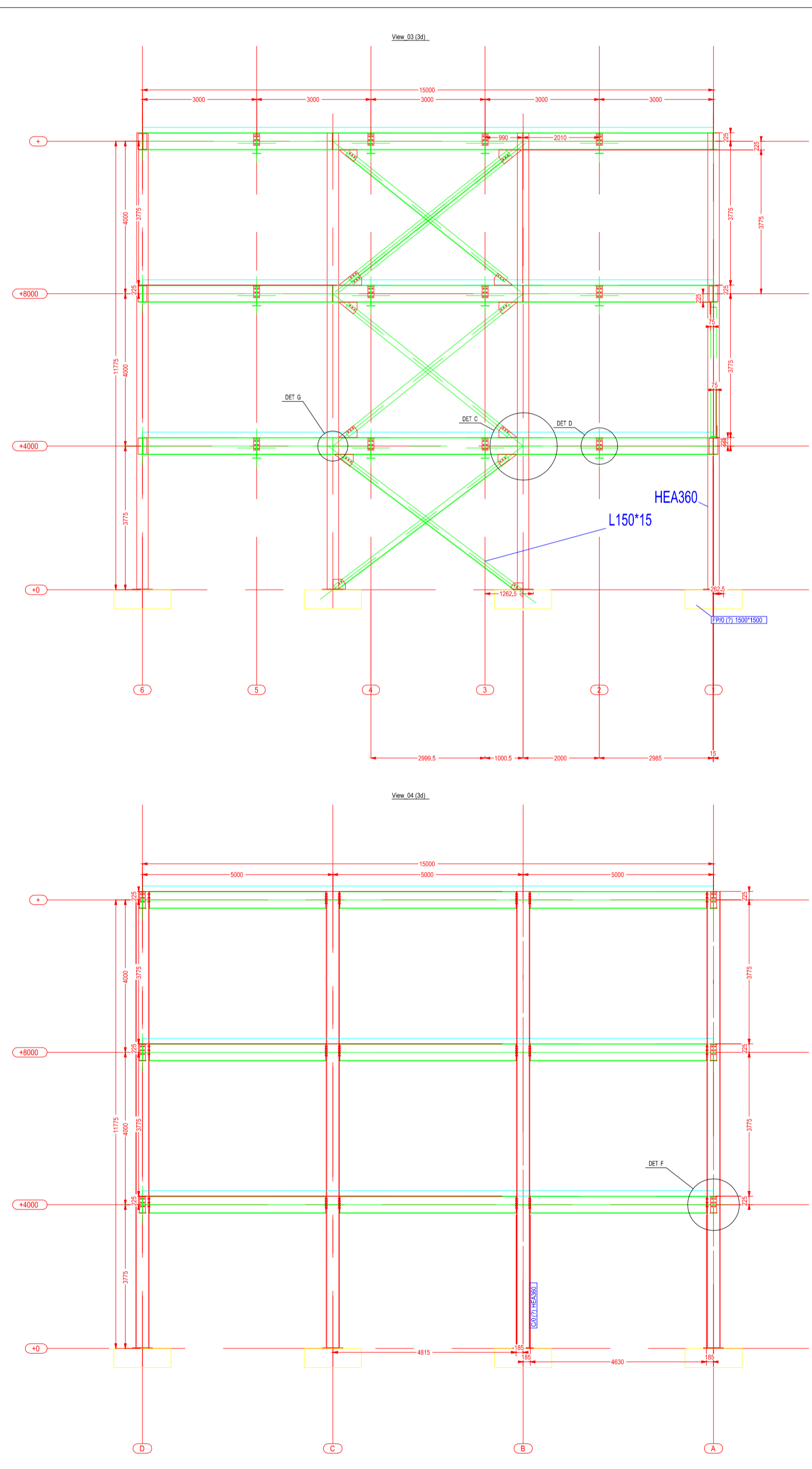
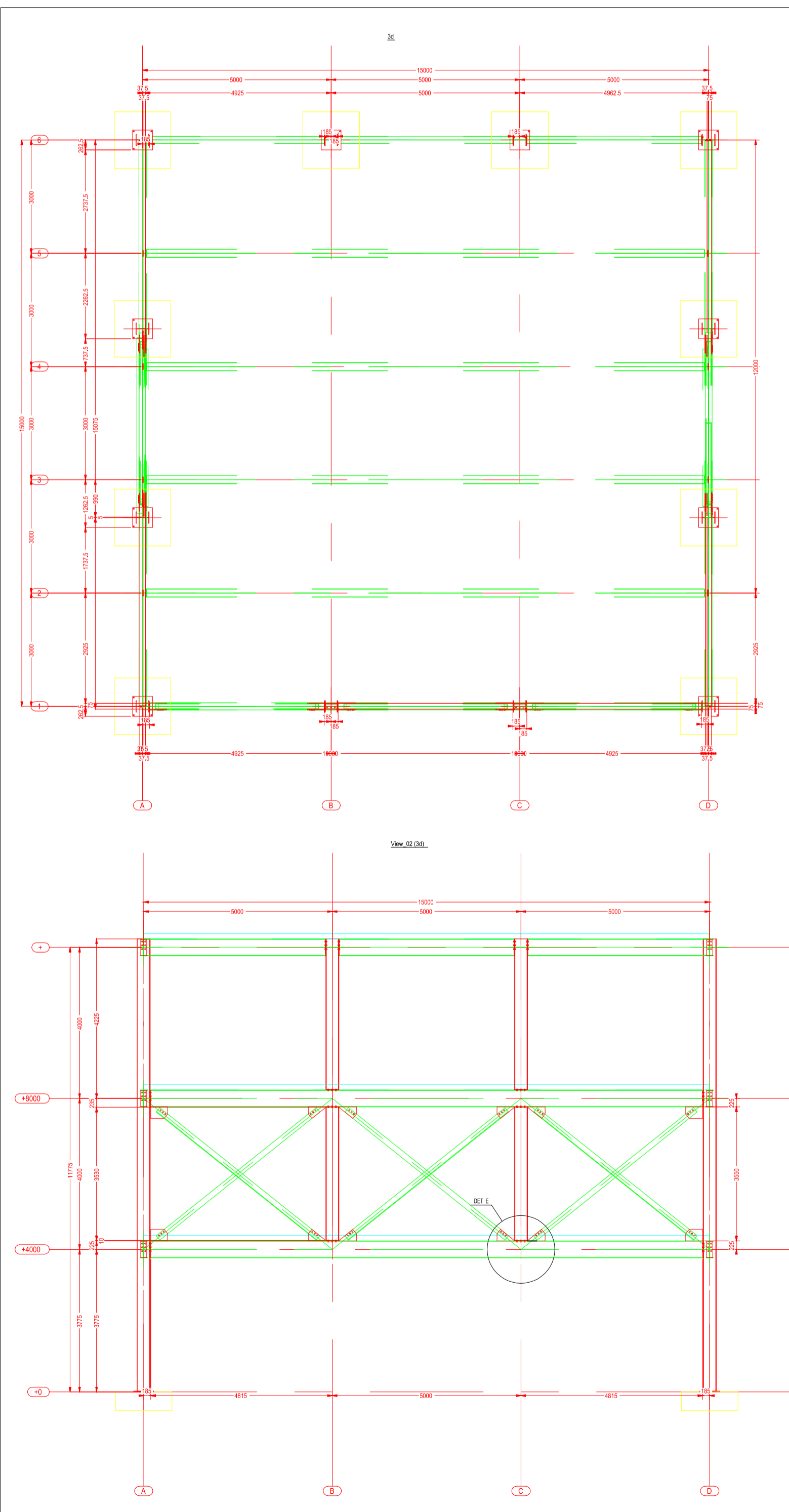
TABLE: Element Forces - Frames						
Frame	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
66	0	97,259	4,05	0,0116	2,025	-105,44
67	0	-256,72	8,1	0,001	4,05	-207,48
68	0	-257,31	8,1	0,0019	4,05	-206,85
69	0	-129,64	4,05	1,53E-05	2,025	-105,3
70	0	-189,26	8,1	-0,0102	4,05	-211,24
71	0	-186,97	8,1	-0,0042	4,05	-207,3
72	0	-96,336	4,05	-0,0069	2,025	-102,4
78	0,138	244,316	7,12E-12	8,44E-05	-2,50E-11	916,068
79	1,60E-06	244,316	8,05E-12	0,00083	2,87E-11	916,068
80	8,52E-07	244,316	-6,90E-12	0,00064	-1,30E-11	916,068
81	0,075	244,316	-8,30E-12	0,00082	-1,60E-11	916,068
82	0,108	244,316	-1,70E-11	0,00021	-4,30E-11	916,068
83	1,39E-07	244,316	1,73E-11	0,0013	-5,50E-11	916,068
84	2,74E-07	244,316	-9,80E-12	0,001	-2,30E-11	916,068
85	0,063	244,316	-1,10E-11	0,0013	-2,50E-11	916,068
86	0,157	116,066	1,55E-11	0,00016	-4,70E-11	435,193

TABLE: Element Forces - Frames						
Frame	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
87	3,64E-06	116,066	2,1E-11	0,0012	-7,4E-11	435,1925
88	1,37E-06	116,066	1,27E-11	0,000922	-4,3E-11	435,1925
89	0,061	116,066	1,33E-11	0,00091	-4,3E-11	435,1925
90	-329,32	2,235	0	0	0	3,578
91	280,274	2,235	0	0	0	3,578
92	-109,288	2,235	0	0	0	3,578
93	-109,288	2,235	0	0	0	3,578
94	280,274	2,235	0	0	0	3,578
95	-329,32	2,235	0	0	0	3,578
96	-203,691	2,235	0	0	0	3,578
97	-203,362	2,235	0	0	0	3,578
98	-37,533	2,235	0	0	0	3,578
99	-35,904	2,235	0	0	0	3,578
100	-178,89	2,235	0	0	0	3,578
101	-177,398	2,235	0	0	0	3,578
102	-203,086	2,235	0	0	0	3,578
103	-201,612	2,235	0	0	0	3,578
104	-37,108	2,235	0	0	0	3,578
105	-35,462	2,235	0	0	0	3,578
106	-194,693	2,235	0	0	0	3,578
107	-194,305	2,235	0	0	0	3,578

Bibliografia

1. **NP EN 1990:2009** Eurocódigo – Bases para o projecto de estruturas
2. **NP EN 1991-1-1:2009** Eurocódigo 1 – Acções em estruturas
Parte 1-1: Acções gerais - Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios
3. **NP EN 1992-1-1:2010** Eurocódigo 2 – Projecto de estruturas de betão
Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios
4. **NP EN 1993-1-1:2010** Eurocódigo 3 – Projecto de estruturas de aço
Parte 1-1: Regras gerais e regras de edifícios
5. **NP EN 1993-1-8:2010** Eurocódigo 3 – Projecto de estruturas de aço
Parte 1-8: Projecto de ligações
6. **NP EN 1994-1-1:2010** Eurocódigo 4 – Projecto de estruturas mistas aço-betão
Parte 1-1: Regras gerais e regras de edifícios
7. Jaspert, J.P., Renkin, S., and Guillaume, M.L. (2003) *European Recommendations for the Design of Simple Joints in Steel Structures*, University of Liège, Liège.
8. NCCI: Initial sizing of simple end plate connections. SN013a-EN-EU, Access Steel
9. NCCI: Shear resistance of a simple end plate connection SN014a-EN-EU, Access Steel
10. NCCI: Tying resistance of a simple end plate connection SN015a-EN-EU, Access Steel
11. Calado, L., Santos, J. (2010). Estruturas mistas de Aço e Betão. 1ª Edição IST PRESS. Lisboa

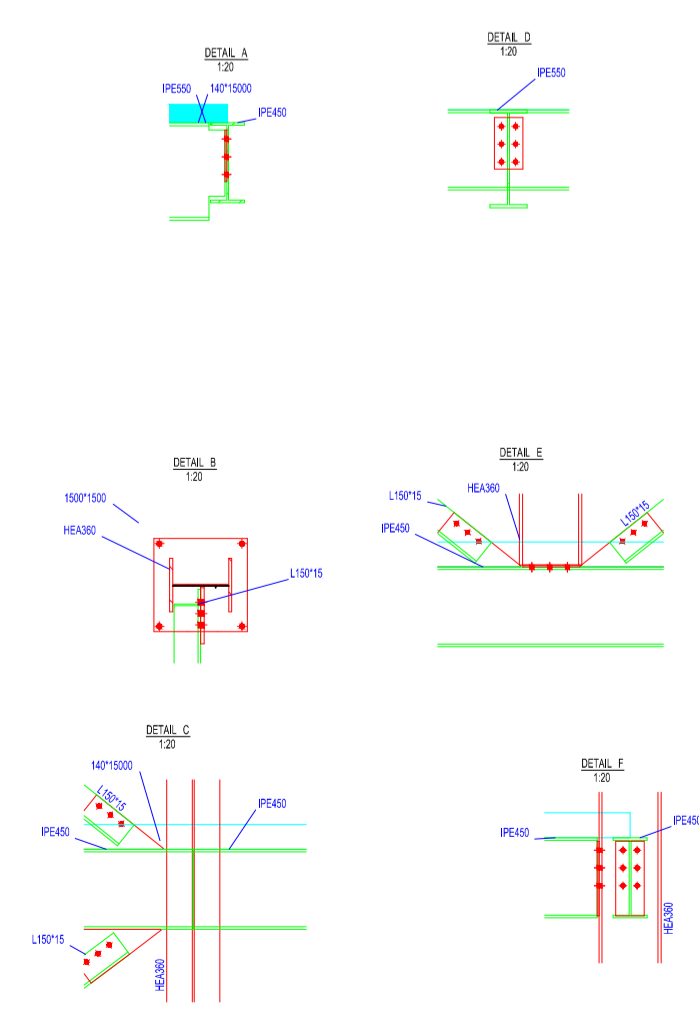
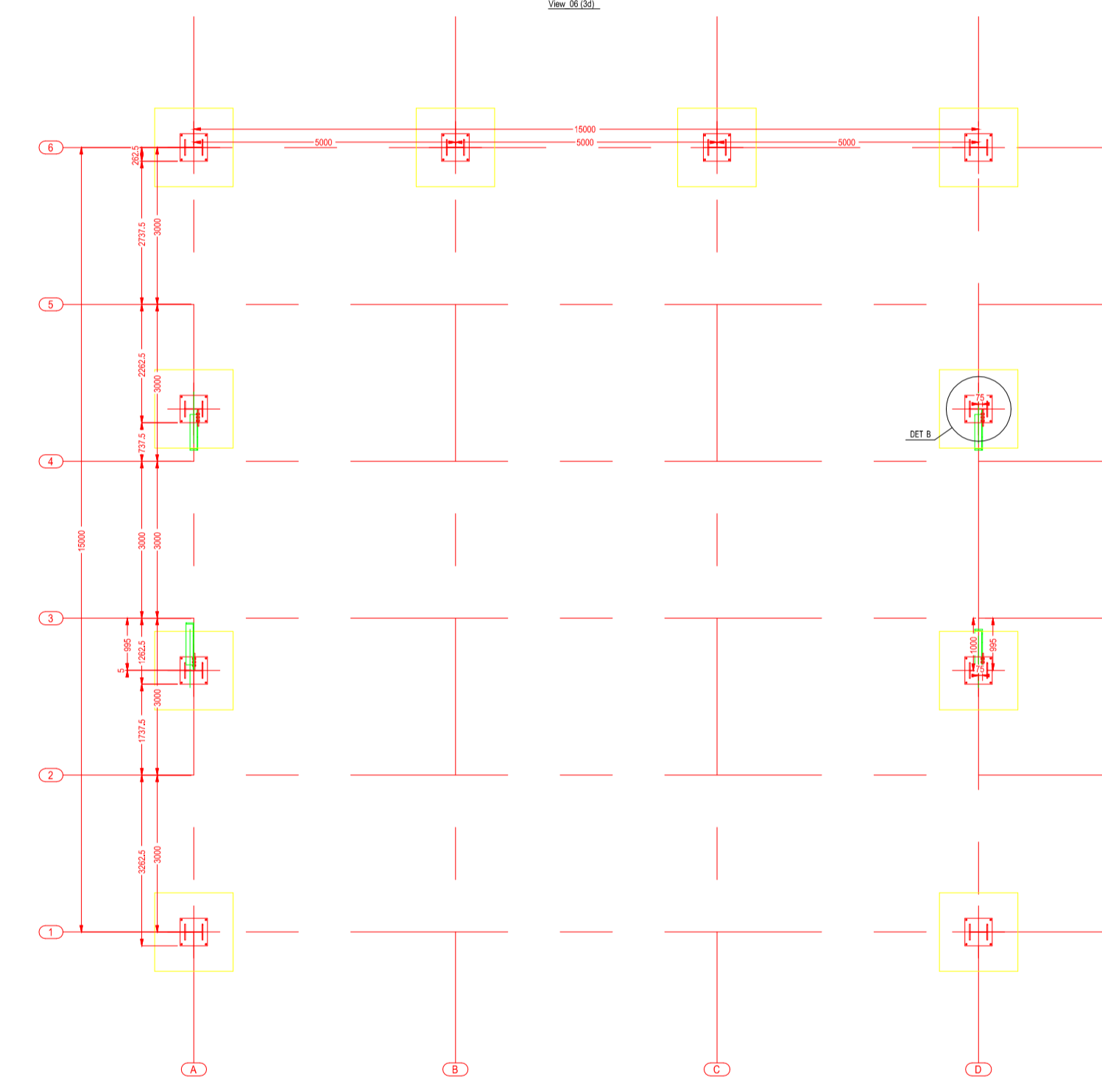
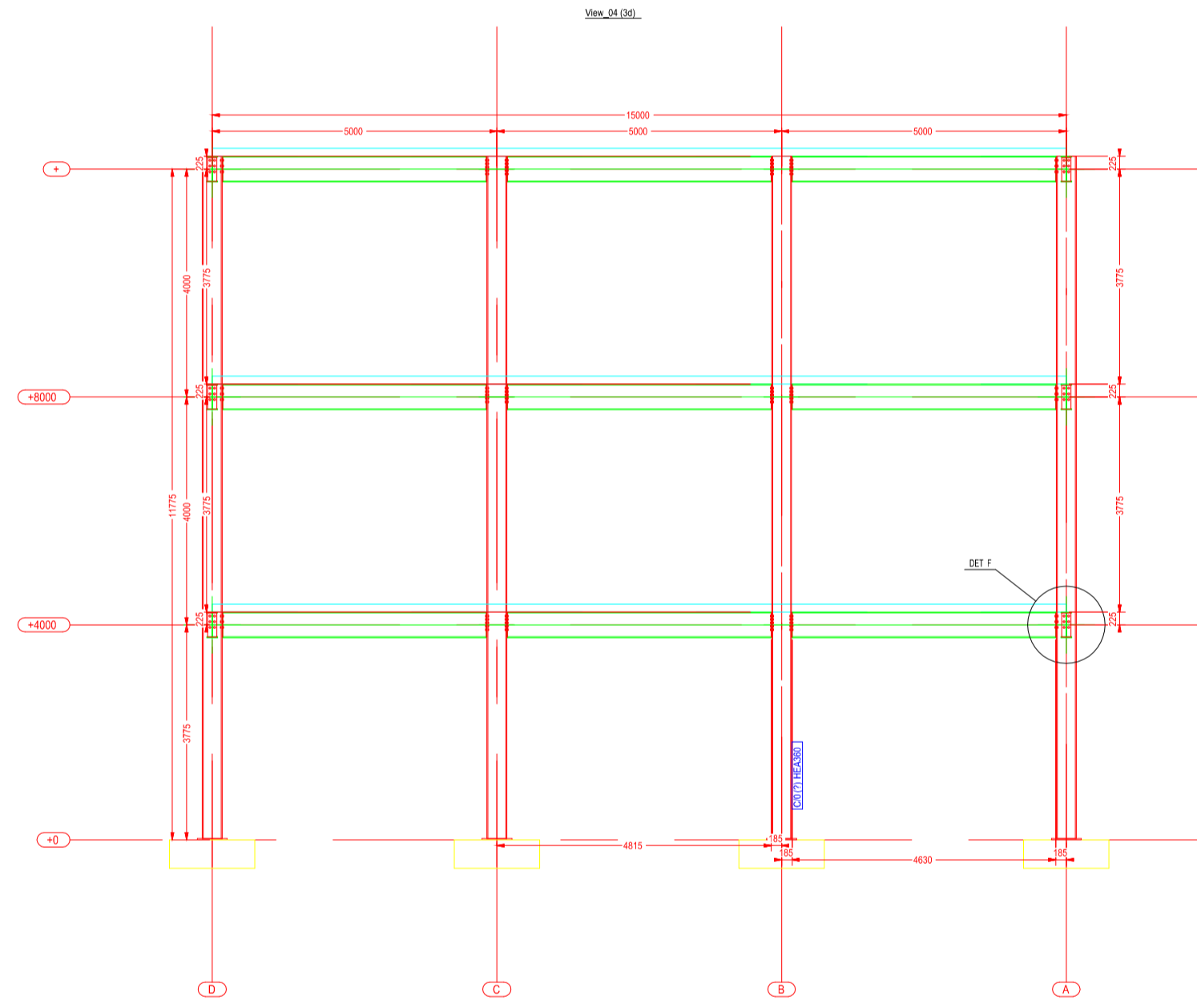
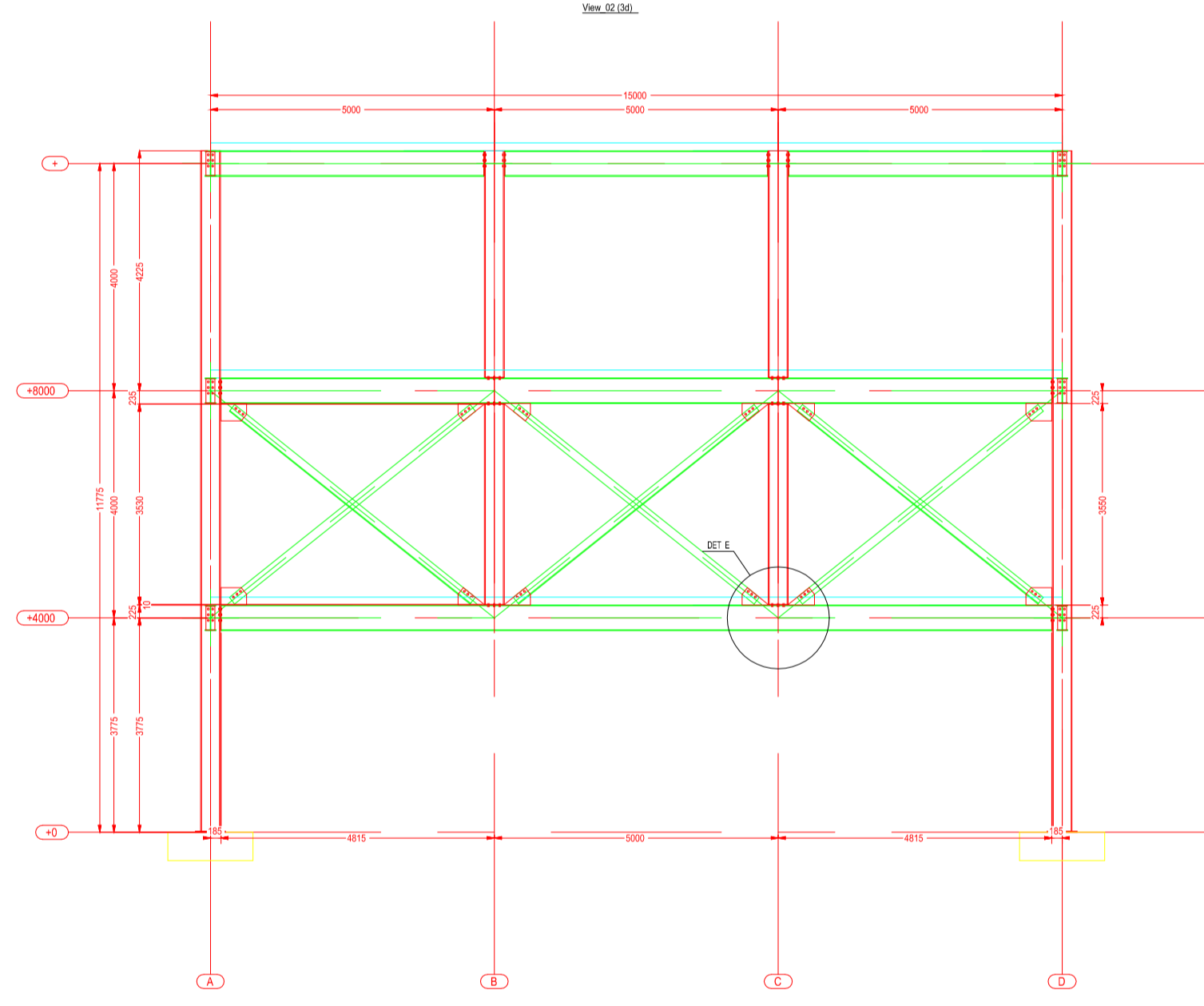
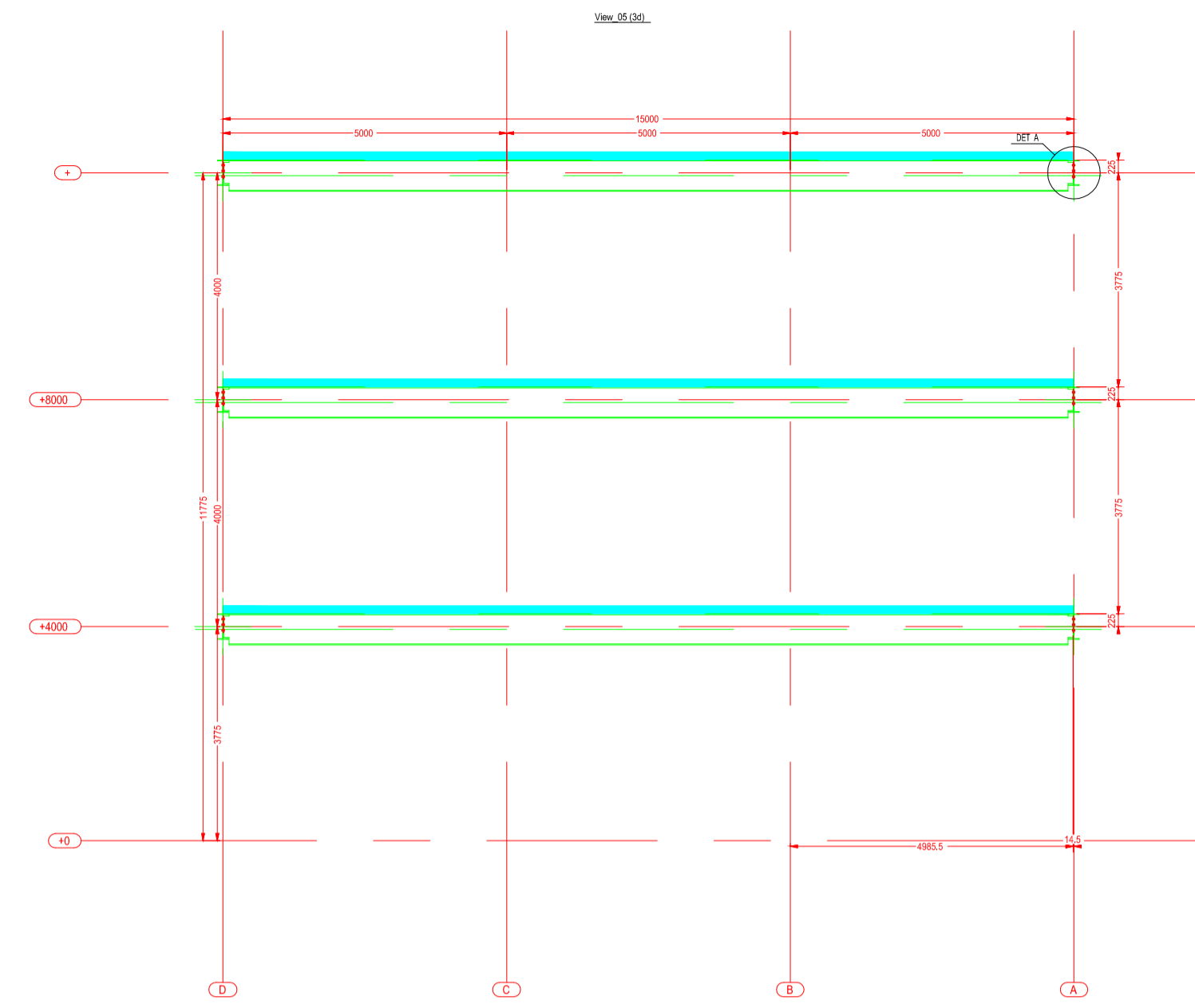
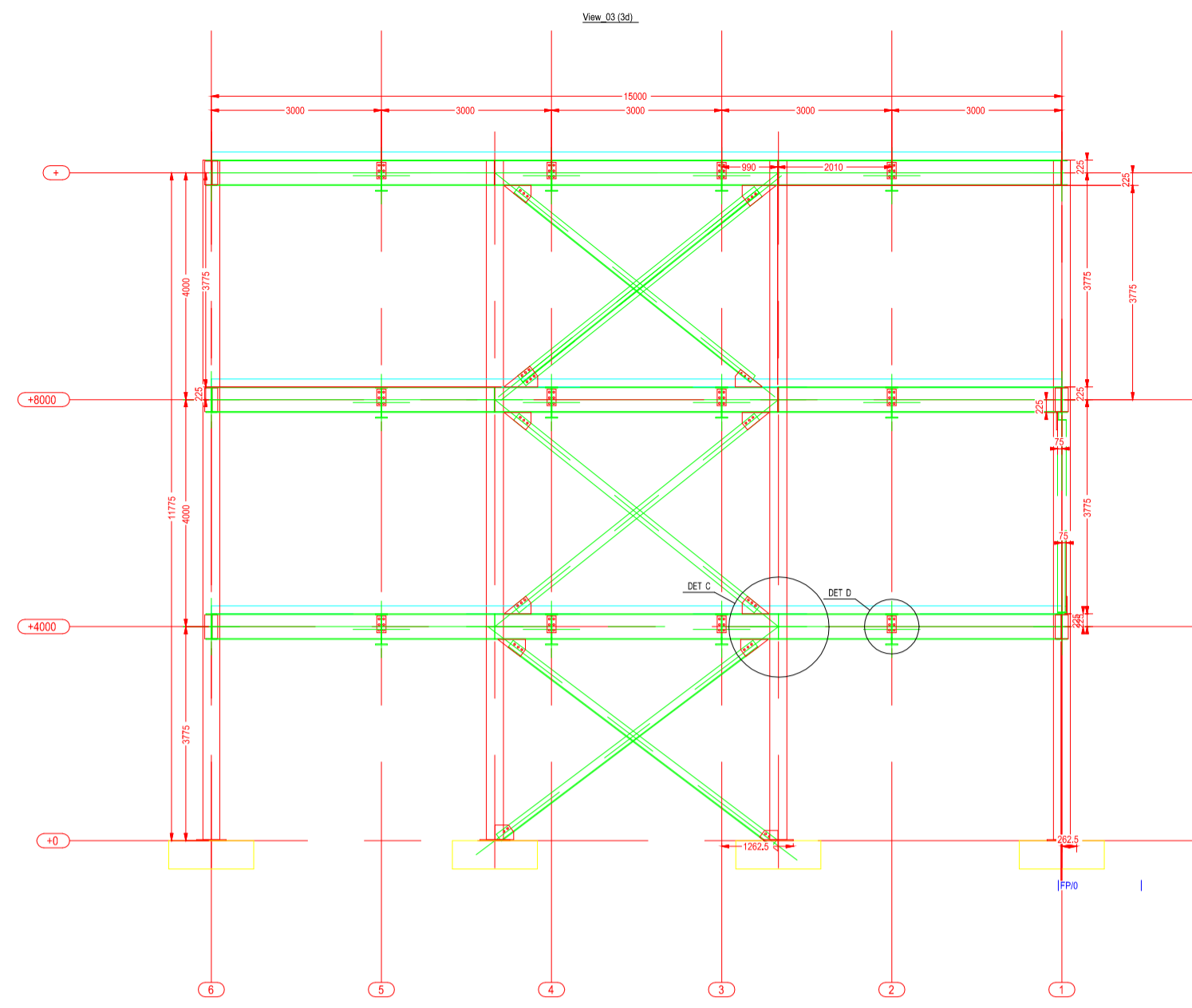
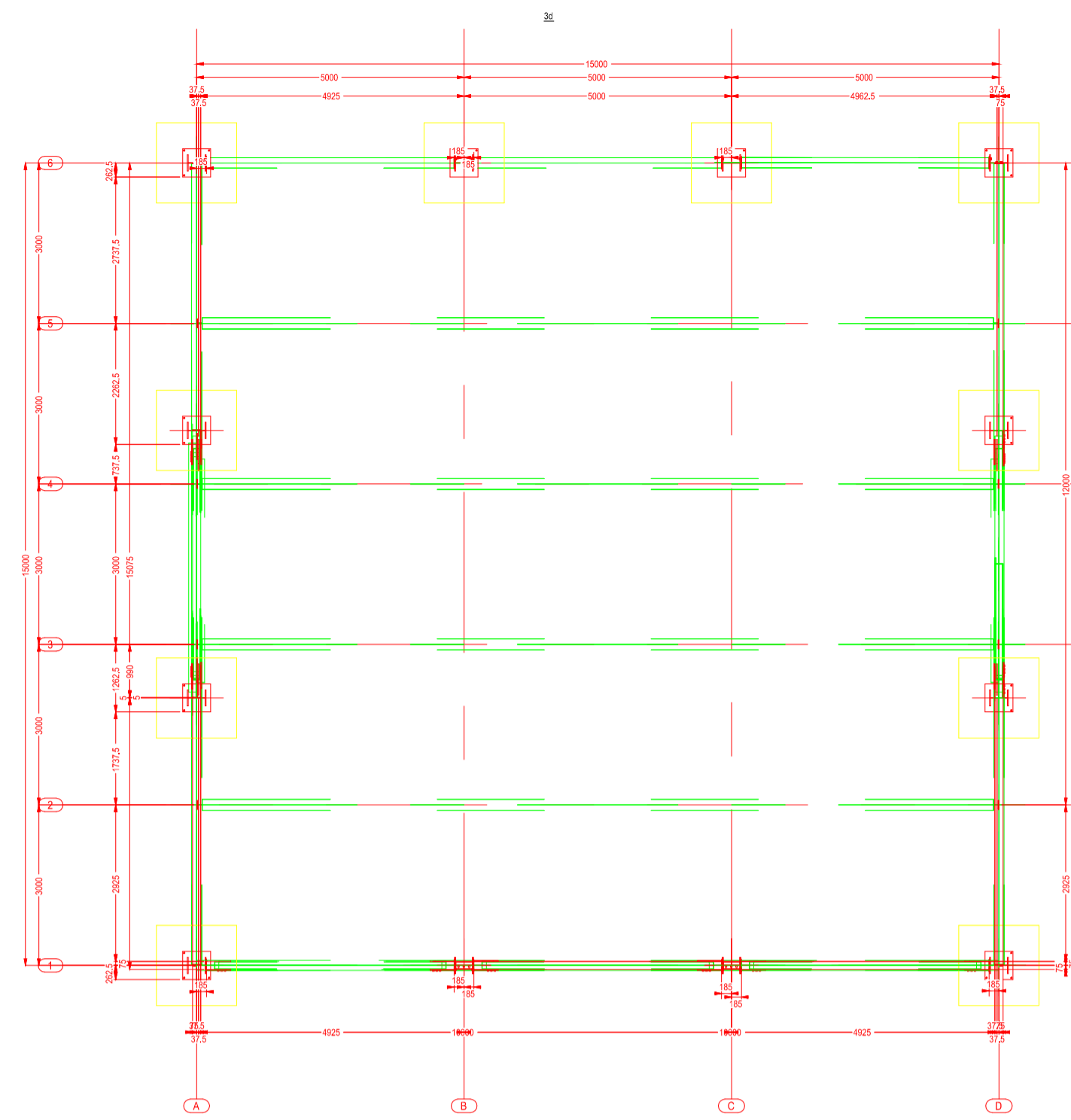
12. Simões, R.A.D. (2007).Manual de Dimensionamento de Estruturas Metálicas 2ª edição. CMM. Coimbra
13. Steenhuis, M., Jaspart, J.P, Gomes, F., Leino, T. (1998) Application of the component method to steel joints. Proceedings of the COST C1 International Conference. Liège. Bélgica 17-19 septembre 1998



SOLDADURAS				
EMBOLOGIA OFICINA MONTAGEM	FORMEIRA	EMBOLOGIA OFICINA MONTAGEM	FORMEIRA	EMBOLOGIA OFICINA MONTAGEM
VERIFICAÇÃO DAS SOLDADURAS		SOLDADURAS EM GERAL		
VER PLANO DE INSPEÇÃO E ENSAIO				
REFERÊNCIAS				
NP EN 288-3				
NP EN 287-1				
PROCEDIMENTO - CO 4.3.04 - SOLDADURAS				
T.T. - 4.9.04.9 - EXECUÇÃO DE SOLDADURAS				

Nº	REVISOR	DESCRIÇÃO	FECHADA
01			

DRAWING TITLE	04-drawing
CONTRACT	Tabela Corporation
MODELLED BY	
DATE	
SCALE	1:50
DRAWING No.	04
REVISION No.	0



No	REV MARK	REVISION DESCRIPTION	REV DATE
DRAWING TITLE			
CONTRACT			
MODELLED BY		ISSUE DATE	
CONTRACT NO 1		SCALE 1:50	
DRAWING No [25]		REVISION No. 0	

