

SISTEMATIZAÇÃO DA ABORDAGEM AO PROJECTO DE ESTRUTURAS DE PAVILHÕES INDUSTRIAIS

INÊS FRANÇA

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

Orientador: Professor Doutor José Miguel Castro

Co-Orientador: Engenheiro Paulo Gomes

JULHO DE 2012

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2011/2012

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446



miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440



feup@fe.up.pt



<http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2011/2012 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2012.*

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

Este documento foi produzido a partir de versão electrónica fornecida pelo respectivo Autor.

*Em memória
Dos meus avôs
Do Pedro Lopes
Do Diogo Moraes*

"insanity is doing the same thing over and over again and expecting a different result"

Albert Einstein

AGRADECIMENTOS

É sempre difícil agradecer a todas as pessoas que nos ajudaram durante o nosso percurso académico.

Nestes 5 anos de curso existiram coisas boas e coisas más que nos marcaram e existiram pessoas/amigos que souberam estar presente tanto numa situação como noutra. A esses amigos agradeço do fundo do coração toda a paciência ao longo do meu percurso académico em especial:

Agradeço aos meus pais por me terem dado a oportunidade de frequentar a FEUP e de me terem dado um apoio incondicional ao longo destes anos.

À minha madrinha, ao meu irmão João e às minhas avós por todo o apoio e carinho.

Aos Velhos amigos por serem os principais responsáveis pela minha entrada na FEUP em especial à Joana Machado, Bárbara Pinto, Patrícia Ribeiro, Filipa Prata, Nuno Fonseca, Inês Beirão, Daniela Barral e José Graça.

Aos meus amigos por me aturarem em qualquer altura, pelos bons momentos e pela paciência que demonstram em qualquer imprevisto que possa surgir em especial à Diana Lopes, Alexandre Monteiro, Luís Ramôa, Joana Correia, Filipe Almeida, Joana Lopes da Fonseca, Ana Sofia Peixoto, João Carvalho, Vítor Pacheco Correa, Filipa Pinto da Costa, Maria João Reis, Eduardo Araújo, Diogo Carneiro Ricardo Ferreira, Catarina Miguel, Pedro Silva e António Romão.

Aos meus companheiros e amigos que demonstraram amabilidade paciência, bons momentos e interajuda ao longo da realização desta dissertação em especial ao Tiago Cunha, José Geraldês e João Almeida

Ao meu orientador, Professor José Miguel Castro pela paciência, dedicação, disponibilidade e incentivo ao longo desta dissertação

Ao Engenheiro Luís Macedo um muito obrigada pela disponibilidade incondicional e a ajuda prestada a ultrapassar certos obstáculos.

A empresa SOPSEC por todo o apoio que me foi dado ao longo desta dissertação em especial ao Eng Paulo Gomes , Eng Rodrigo Falcão, Eng Marcelo Carvalho

Um obrigado final, para toda a comunidade da *Mui* nobre FEUP pelos maravilhosos 5 anos que passei.

RESUMO

Nos dias que correm em Portugal, a construção metálica tem vindo a crescer impulsionado em grande parte por pavilhões industriais. Esta expansão deve-se ao facto de se necessitar de obras mais económicas e em prazos mais reduzidos. A construção metálica tem vindo a fazer frente à construção em Betão armado.

Esta dissertação pretende analisar pavilhões industriais e qual a forma de se proporem soluções económicas possíveis.

Nesta presente dissertação houve dois tipos de trabalhos minuciosos: a verificação de um pórtico Real; e um estudo paramétrico sobre o dimensionamento de vários pórticos, com o objectivo de se chegar à solução mais económica.

Foram utilizadas duas ferramentas computacionais para o cálculo destas estruturas: o SOFISTIK e o ROBOT. O SOFISTIK foi usado para a verificação do caso real e o ROBOT foi utilizado para os estudos paramétricos pré definidos.

Esta dissertação incide essencialmente no cálculo dos efeitos de 2º ordem, que irão ser calculados por três métodos diferentes optando pelo mais conservativo. Após o cálculo do parâmetro crítico de estabilidade, considerando ou não os efeitos de segunda ordem, pretende verificar-se a secção transversal dos elementos e posteriormente a verificação da estabilidade destes.

É necessário ter-se em consideração na análise dos pórticos a introdução de travamentos, de maneira a verificar a estabilidade do pórtico diminuindo efectivamente o comprimento de encurvadura.

Por fim as soluções obtidas irão ser classificadas quantitativamente em busca duma solução económica.

PALAVRAS-CHAVE: pavilhões industriais, estruturas metálicas, EC3, efeitos de 2ª ordem Verificação seccional, verificação de estabilidade, SOFISTIK, ROBOT.

ABSTRACT

Nowadays in Portugal the steel construction has been on the rise mostly due to the construction of industrial portal-frames. This expansion reflects the need for constructions to be more economical and completed within short deadlines. Thus, portal frame construction has recently been competing stiffly with concrete construction. This dissertation's intent is to analyze portal frame construction and what is one of the best ways to reach an economic design solution.

In this dissertation, two specific types of work are addressed: the verification of a real portal frame; and the sizing of various portal frames, under a parametric study with the objective to compare a lot of portal frame designers to achieve an economic solution.

Furthermore, two software programs were used to calculate these structures: the SOFISTIK and the ROBOT. The SOFISTIK program was used for the real case design and the ROBOT was used to perform a pre-defined parametric study.

This dissertation addresses essentially the calculation of second order effects, to be determined by three different methods, choosing the most conservative one. After calculation of the critical parameter, with or without second order effects, it is necessary to verify the elements' cross-section of the frame and then their stability parameter.

Bracing was considered in the frame analysis, in order to verify the stability of the frame, though decreasing the buckling length of the frame elements.

Finally, the solutions found are to be classified quantitatively so that an economic solution can be reached.

KEYWORDS: portal frames, steel structures, EC3, second order effects, cross-section verification, stability verification, SOFISTIK, ROBOT.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS.....	I
RESUMO.....	III
ABSTRACT.....	V
1 INTRODUÇÃO	1
1.1. ENQUADRAMENTO	1
1.2. OBJECTIVOS	5
1.3. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO.....	5
2 REVISÃO SOBRE O DIMENSIONAMENTO DE PAVILHÕES INDUSTRIAIS	7
2.1. TIPOLOGIAS ESTRUTURAIS	7
2.2. QUANTIFICAÇÃO DE ACÇÕES	10
2.2.1. ACÇÃO DO VENTO.....	11
2.2.1.1 Acção do vento em paredes	14
2.2.1.2 Acção do vento em coberturas	16
2.3. ANÁLISE GLOBAL E DIMENSIONAMENTO.....	18
2.3.1. TIPOS DE ANÁLISE.....	18
2.3.2. ANÁLISE DE SEGUNDA ORDEM SEGUNDO O EC3	20
2.3.3. IMPERFEIÇÕES.....	22
2.3.4. ANÁLISE DE SEGUNDA ORDEM BASEADO NA DIRETRIZ <i>SCI P164. DESIGN STEEL PORTAL FRAMES FOR EUROPE [3]</i>	24
2.3.5. VERIFICAÇÃO DA RESISTÊNCIA E DA ESTABILIDADE.....	25
3 ESTUDO DE UM CASO REAL.....	35
3.1. PROGRAMA UTILIZADO.....	36
3.2. QUANTIFICAÇÃO DE ACÇÕES	38
3.2.1. ACÇÕES PERMANENTES	38
3.2.2. ACÇÕES VARIÁVEIS	38
3.3. ANÁLISE GLOBAL	40
3.4. VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA	41
3.4.1. VERIFICAÇÃO DA RESISTÊNCIA DA SECÇÃO	41
3.4.2. VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE	42
4 ESTUDO PARAMÉTRICO.....	45
4.1. DESCRIÇÃO DO ESTUDO.....	45
4.2. ACÇÕES E PRÉ-DIMENSIONAMENTO	46

4.2.1. ACÇÕES PERMANENTES.....	47
4.2.2. ACÇÃO DA SOBRECARGA	47
4.2.3. ACÇÃO DO VENTO	48
4.2.4. COMBINAÇÕES	48
4.2.5. PRÉ-DIMENSIONAMENTO	49
4.2.6. ANÁLISE GLOBAL	49
4.2.7. VERIFICAÇÃO DA RESISTÊNCIA DA SECÇÃO TRANSVERSAL E DA ESTABILIDADE DOS ELEMENTOS	51
4.3. CASO 1	51
4.3.1. ACÇÕES PERMANENTES.....	51
4.3.2. ACÇÃO SOBRECARGA	52
4.3.3. ACÇÃO DO VENTO	52
4.3.4. COMBINAÇÕES.....	52
4.3.5. PRÉ-DIMENSIONAMENTO.....	53
4.3.6. ANÁLISE GLOBAL	54
4.3.7. VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA LOCAL.....	57
4.3.8. VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE DOS PILARES E DA VIGA.....	58
4.4. CASO 12	61
4.4.1. VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA LOCAIS.....	61
4.4.2. VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE DOS PILARES E DA VIGA	62
4.5. CASO 15	64
4.5.1. VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA LOCAIS.....	65
4.5.2. VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE DOS PILARES E DA VIGA	66
4.6. CASO 16	68
4.6.1. VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA LOCAIS.....	69
4.6.2. VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE DOS PILARES E DA VIGA	70
4.7. DISCUSSÃO DOS RESULTADOS	72
 5 CONCLUSÃO.....	 75
5.1. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS.....	76
 REFERÊNCIAS BIBLIOGRAFICAS	 77
 ANEXOS	

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 – Primeira aplicação de ferro em estruturas de engenharia civil[22]	2
Figura 1.2 - Evolução da construção de aço em Portugal ao longo dos anos	2
Figura 1.3 - Cobertura estádio do Dragão[10]	3
Figura 1.4 - Viaduto das Andresas[10]	3
Figura 1.5 - Estrutura Geral de um pórtico	4
Figura 2.1 – Portal frame (adaptado de[1])	7
Figura 2.2 - pórtico simples	8
Figura 2.3 - pórtico simples treliçado	8
Figura 2.4 - pórtico com tirantes	9
Figura 2.5 - pórtico com escora central	9
Figura 2.6 - pórtico com cobertura poligonal	9
Figura 2.7 - pórtico cobertura em aço	9
Figura 2.8 - Pressão exercida em superfícies [20]	12
Figura 2.9 - Representação do coeficiente de exposição (C_e)[14]	13
Figura 2.10 - altura de referência em função de h e b , e o correspondente perfil de pressão dinâmica	15
Figura 2.11 - Zonas em paredes verticais	15
Figura 2.12 - procedimento recomendado para a determinação da pressão exterior em edifícios para uma área carregada A , compreendida entre 1 e 10 m ²	16
Figura 2.13 – valor de μ em função da abertura de fendas e do C_{pi}	16
Figura 2.14 - Zonas em cobertura de duas vertentes	17
Figura 2.15 - Coeficiente de pressão exterior para coberturas com duas vertentes	17
Figura 2.16 - Diagrama de esforços resultante da análise elástica num pórtico simétrico	19
Figura 2.17 - Diagrama de esforços resultantes em análise plástica de um pórtico simétrico	19
Figura 2.18 - Deslocamentos laterais numa estrutura porticada não contraventada	21
Figura 2.19 - Sistemas de contraventamento	22
Figura 2.20 Imperfeição geométrica equivalente em estruturas porticadas	23
Figura 2.21 - forças horizontais equivalentes às imperfeições	24
Figura 2.22 - primeiro modo de instabilidade- deslocamento lateral	24
Figura 2.23 - Curvas de encurvadura segundo o EC-1-1	30
Figura 2.24 - Geometria do reforço	33
Figura 3.1 - Planta com localização aproximada do edifício	35
Figura 3.2 - Página inicial do SOFIPLUS	36
Figura 3.3- pórtico modelado em 3D no SOFISTIK	37
Figura 3.4 - pórtico a ser estudado e modelado pelo SOFISTIK	37
Figura 3.5 - pórtico a ser estudado e modelado pelo sofistik	38
Figura 3.6 – Sobrecarga	39
Figura 3.7 -Acção do vento na cobertura	39
Figura 3.8- Acção do vento nas paredes	39
Figura 3.9 –combinação das imperfeições	41
Figura 3.10 - Diagrama de momentos no ELU	41
Figura 4.1 - combinação buckling- Robot	49
Figura 4.2 - Tipo de análise	50
Figura 4.3 – carga crítica	50
Figura 4.4 - Carga permanente não incluindo o peso próprio do caso1	51

Figura 4.5 – acção variável-sobrecarga do caso 1	52
Figura 4.6 - acção variável-Vento do caso 1	52
Figura 4.7 combinação 1 ELU-acção de base: sobrecarga do caso 1	52
Figura 4.8 - combinação2 ELU acção de base: vento do caso1	53
Figura 4.9 - diagrama de momento flector para ELU do caso 1	54
Figura 4.10 -- Diagrama de esfoço axial ELU do caso 1	55
Figura 4.11 -Forças horizontais com introdução dos efeitos de 2º grau do caso 1	56
Figura 4.12 - diagrama de momento flector com efeitos de 2º ordem do caso 1	56
Figura 4.13 - diagrama de esfoço axial com efeitos de 2º ordem do caso1	56
Figura 4.14 - diagrama de momento flector para L/2 no ELU do caso 1	59
Figura 4.15 - carregamento geral de um pórtico	61
Figura 4.16 - carregamento geral de um pórtico	64
Figura 4.17 carregamento geral de um pórtico	69
Figura 4.18 - Gráfico do custo Total de em cada caso de estudo	74

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1 - valores de cálculo das acções[14]	10
Quadro 2.2 - Valores de cálculo das acções a utilizar na combinação de acções	11
Quadro 2.3 - Categoria do terreno[20]	12
Quadro 2.4 - Valor recomendado do coeficiente de pressão exterior para paredes verticais de edifícios com planta rectângular	15
Quadro 2.5 - Coeficiente de pressão exterior para coberturas com duas vertentes	17
Quadro 2.6 –selecção das curvas de encurvadura segundo o EC3-1-1	30
Quadro 2.7 - curvas de encurvadura lateral[17]	32
Quadro 3.1 - Verificação da resistência da secção do pilar IPE450 do pórtico do pavilhão da Mabor-Continental.....	41
Quadro 3.2 - Verificação da resistência da secção da viga IPE500 do pórtico do pavilhão da Mabor -Continental.....	42
Quadro 3.3 - verificação da estabilidade do pilar IPE450 do pórtico do pavilhão da Mabor Continental	42
Quadro 3.4 - Verificação ao bambeamento da viga IPE500 do pórtico do pavilhão da Mabor-Continental.....	43
Quadro 3.5 -verificação da estabilidade do reforço do pórtico do pavilhão da Mabor-Continental	43
Quadro 4.1 - casos do estudo paramétrico	46
Quadro 4.2 - categoria de coberturas.....	47
Quadro 4.3 - valores de α_{cr} do caso 1 pelos três métodos	55
Quadro 4.4 -- Verificação da resistência da secção transversal do pilar IPE330 do caso1	57
Quadro 4.5 - Verificação da resistência à secção transversal da viga IPE270 do caso	57
Quadro 4.6 - verificação da estabilidade do pilar IPE330 do caso 1	58
Quadro 4.7 - verificação a estabilidade da viga IPE270 do caso 1.....	59
Quadro 4.8 – verificação da estabilidade do reforço do caso 1 pelo Método do EC3	60
Quadro 4.9 - verificação da estabilidade do reforço do caso 1 pelo método desenvolvido por Andrade e Camotim	60
Quadro 4.10 - valores máximos das forças combinadas das paredes e da cobertura	61
Quadro 4.11 - valores de α_{cr} do caso 12 pelos três métodos	61
Quadro 4.12 - Verificação da resistência da secção do pilar HEB550 do caso 12.....	61
Quadro 4.13 - Verificação da resistência da secção da viga HEB500 do caso 12	62
Quadro 4.14 – verificação da estabilidade do pilar HEB550 do caso 12	62
Quadro 4.15 - Verificação da estabilidade da viga HEB500	63
Quadro 4.16 - verificação da estabilidade do reforço pelo método do EC3.....	63
Quadro 4.17 Verificação da estabilidade do reforço pelo método desenvolvido por Andrade e Camotim.....	64
Quadro 4.18 - valores máximos das forças combinadas dos pilares e cobertura	65
Quadro 4.19 - valores de α_{cr} do caso 15 pelos três métodos	65
Quadro 4.20 - Verificação da resistência da secção transversal do pilar IPE550 do caso 15.....	65
Quadro 4.21 - Verificação da resistência seccional da viga IPE500 do caso 15.....	65
Quadro 4.22 - verificação da estabilidade do pilar IPE550 do caso 15	66
Quadro 4.23 - Verificação da estabilidade da viga IPE500 do caso 15	66
Quadro 4.24 - verificação da estabilidade do reforço pelo método do EC3.....	67
Quadro 4.25 - verificação da estabilidade do reforço pelo método desenvolvido por Andrade e Camotim.....	67
Quadro 4.26 - valor máximo das forças combinadas das paredes e da cobertura	69
Quadro 4.34 - valores de α_{cr} do caso 16 pelos três métodos	69

Quadro 4.28 - verificação da resistência da secção transversal do pilar IPE400 do caso 16.....	69
Quadro 4.29 - verificação da resistência da seccão transversal da viga IPE330 do caso 16	70
Quadro 4.30 - Verificação da estabilidade do pilar IPE400	70
Quadro 4.31 - verificação da estabilidade da viga IPE330 do caso 16	70
Quadro 4.32 - verificação da estabilidade do reforço pelo método do EC3	71
Quadro 4.33 - verificação da estabilidade do reforço pelo método desenvolvido por Andrade e Camotim	71
Quadro 4.34 - Perfis finais e respectivos α_{cr}	72
Quadro 4.35 - Quantificação do preço para cada caso de estudo	73

1

INTRODUÇÃO

1.1. ENQUADRAMENTO

Nos tempos que correm a construção metálica tem sido uma forte aposta nas construções de finais do século XX e inícios do século XXI em Portugal, o que reflecte o aumento de competitividade deste tipo de solução estrutural em diversas áreas da construção tais como pontes, edifícios industriais, edifícios de escritório, parques de estacionamento, entre outras. Isto deve-se ao facto de haver várias possibilidades de soluções estruturais fazendo com que seja mais fácil usufruir das vantagens da construção metálica e consecutivamente alcançar os seus objectivos, que passam por:

- Menos tempos de execução
- Mais limpeza no estaleiro da obra
- Maior facilidade de transporte e manuseio
- Maior facilidade de ampliação
- Maior facilidade de montagem
- Facilidade de desmontagem e reaproveitamento
- Precisão das dimensões das componentes estruturais

Tal como qualquer material, o aço tem as suas desvantagens, como o potencial para corrosão e a fraca resistência ao fogo. Esta corrosão está associada à exposição do metal num meio onde existe a presença de moléculas de água juntamente com o gás oxigénio ou iões de hidrogénio, num meio condutor.

Para evitar ou mesmo extinguir a corrosão, é aplicado no metal uma protecção como por exemplo a pintura com a aplicação de vernizes, tintas e plásticos, criando uma barreira impermeável protetora na superfície exposta do aço.

O recurso a este tipo de solução construtiva é uma mais-valia muito na preocupação ambiental e sustentável nos tempos modernos, havendo um menor impacto ambiental com este tipo de soluções.

A construção metálica sobrepõe-se à construção em betão no que toca a questões ecológicas, daí também haver uma evolução actual na utilização deste tipo de construção.

A história do aço começou em 1720 quando se obteve a fundição de ferro com coque. Posteriormente em meados do século XVIII desenvolveu-se a laminação das chapas a ferro e em 1779, executou-se a primeira grande obra importante de ferro, uma ponte em Inglaterra Figura 1.1, Ponte de Coalbrookdale construída por Abraham Darby III .



Figura 1.1 – Primeira aplicação de ferro em estruturas de engenharia civil[22]

As propriedades físicas e mecânicas do aço levam à concepção de estruturas com esbelteza considerável, cujo dimensionamento é condicionado pela verificação da estabilidade e/ou deformabilidade global da estrutura ou dos seus elementos.

Os principais requisitos dos aços destinados à aplicação estrutural são:

- Elevada tenacidade para prevenir a fratura frágil e rápida
- Custo reduzido

Como se pode verificar na Figura 1.2 a construção de aço em Portugal ao longo dos anos aumentou, devido a todas as vantagens enumeradas na página anterior como o facto de se poupar tempo na execução, haver mais limpeza na obra e uma maior facilidade no seu transporte e manuseio.

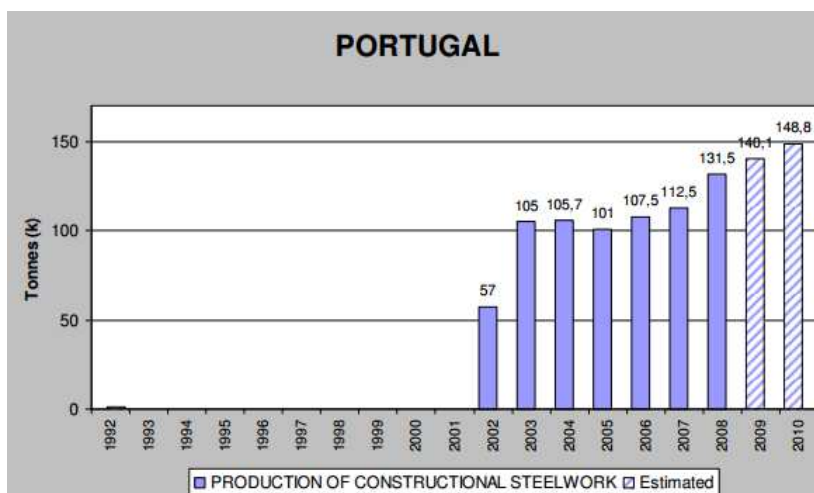


Figura 1.2 - Evolução da construção de aço em Portugal ao longo dos anos

Exemplos de obras recentes em construlção metálica no norte de Portugal apresentam-se na Figura 1.3e na Figura 1.4



Figura 1.3 - Cobertura estádio do Dragão[10]



Figura 1.4 - Viaduto das Andreasas[10]

Não só em Portugal se verifica um aumento substancial da utilização do aço ao longo dos anos. Verifica-se um acréscimo também em alguns países da Europa como no Reino unido e em França e também em economias emergentes como o Brasil. Como exemplo, o Brasil teve um crescimento de 59% na produção de aço prevendo-se que haja uma produção de aço em 2016 de 77 milhões de toneladas.

Esta dissertação vai dedicar-se a uma parte específica da construção metálica, o estudo dos pavilhões industriais, *portal frames*, que são um tipo muito corrente de estruturas metálicas.

Neste tipo de estruturas é conveniente haver uma solução-tipo adaptando-se a qualquer situação corrente, de maneira a conseguir desenvolver-se a construção metálica de uma maneira simples e eficaz. Neste tipo de soluções é necessário ter várias considerações como é o caso da configuração do pavilhão e do tipo de secções usadas neste.

Podem ser adoptados vários tipos de configuração, como é o caso da utilização de uma treliça, através da associação de barras ligadas em esquemas triangulares, funcionando essencialmente sob o esforço axial. Ao longo dos anos tem-se verificado um decaimento deste tipo de estruturas devido ao custo excessivo.

Verifica-se assim que a configuração geométrica é muito importante no aspecto económico, e deve ter-se em conta todo o tipo de gamas de soluções atendendo às cargas aplicadas e escolher-se a que tem um orçamento mais baixo, respeitando sempre a segurança do respectivo pórtico.

Irá considerar-se como carga adicional, para além das cargas permanentes do pórtico e da sobrecarga, a carga do vento. Em pórticos com uma altura considerável, esta carga será condicionante na escolha dos perfis a adoptar no pórtico.

Para além do pilar e da viga, constituintes naturais de um pórtico, existe também o reforço triangular na extremidade viga com pilar e na cumeeira, que é uma estrutura de secção variável, que permite que haja uma maior segurança no pórtico, impedindo deslocamentos laterais mais acentuados, e havendo assim uma maior ligação pilar/viga e viga/viga, como se pode verificar na Figura 1.5

Este é um método eficaz que aumenta localmente a capacidade da viga no ponto de carga mais elevada.

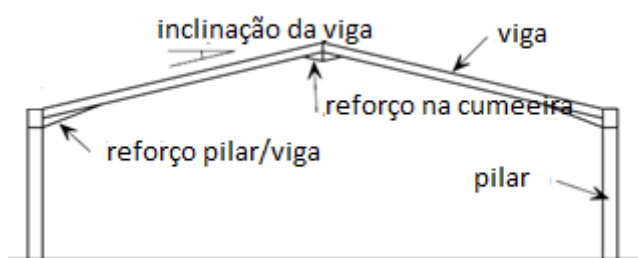


Figura 1.5 - Estrutura Geral de um pórtico

Estes elementos geralmente são fabricado através de aço laminado a quente, cortando de maneira a colocar-se na estrutura. Convém usar-se uma secção similar ao pilar ou à viga, de maneira a que a sua colocação seja mais fácil.

Normalmente a profundidade do reforço é aproximadamente igual à profundidade da viga e o seu comprimento correspondente a 10% e a 20 % do vão da viga, na extremidade e no centro respectivamente.

Nesta dissertação irão efectuar-se vários estudos paramétricos, variando vários factores importantes no dimensionamento de pavilhões industriais. Hoje em dia existem programas de cálculo capazes de resolver de forma mais rápida e eficaz uma estrutura, mas estas resolvem uma única estrutura e que já se encontra padronizada, não permitindo a variação de alguns parâmetros da configuração da estrutura de maneira a procurar-se a melhor solução.

Assim neste trabalho desenvolvem-se soluções que outrora não eram pensadas, construindo-se uma tabela de cálculo que facilita a verificação deste tipo de estruturas e permitirá desenvolver-se estruturas mais económicas.

1.2. OBJECTIVOS

O presente trabalho tem como objectivo a padronização de projectos de pavilhões industriais de maneira a que se escolham soluções económicas consoante a sua configuração estrutural.

Foram usadas várias normas entre as quais o Eurocódigo 0[14], Eurocódigo 1-1-1[19] 1-4[20] e Eurocódigo 3[21]. A utilização destas normas veio permitir a uniformização dos princípios de dimensionamento nos vários estados europeus.

O Eurocódigo 3 é uma ferramenta fundamental no dimensionamento de qualquer estrutura metálica, aplicando-se as regras patentes no estudo de pórticos metálicos. Todos os casos de carga e variadas combinações são tidas em conta no estudo de pórticos, atendendo ao Estado Limite de Serviço e ao Estado Limite Último. Todavia, surgem ambiguidades no que ao dimensionamento diz respeito que, obviamente, trazem questões relacionadas com decisões no decorrer do mesmo que podem resultar numa pior ou melhor solução económica. Este facto suscita um interesse crescente na escolha da melhor solução no dimensionamento de pórticos metálicos.

Nesta dissertação foi analisado um pórtico real de um pavilhão industrial pertencente à Mabor Continental, projectado pela empresa SOPSEC. Este pavilhão fica localizado na freguesia de Lousado, concelho de Famalicão, e irá proceder-se à verificação cautelosa dos perfis utilizados.

Durante a realização de um projecto surgem ambiguidades e dúvidas sobre a melhor solução a adoptar. Neste trabalho irão efectuar-se vários estudos paramétricos, onde se irão variar alguns parâmetros importantes que permitirá alcançar uma solução mais conveniente.

1.3. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

Esta dissertação está dividida em 5 capítulos

O primeiro capítulo descreve a evolução do metal e o uso deste no nosso quotidiano. É feita uma primeira abordagem do conceito pavilhão industrial, demonstrando a sua constituição (pilares, vigas e reforços), e para que fim são utilizados.

O segundo capítulo é o capítulo mais importante pois demonstra todas as etapas que é necessário seguir para o dimensionamento de um Pavilhão industrial, desde a quantificação das acções até às verificações de segurança, previstas no EC3.

No terceiro capítulo apresenta-se o dimensionamento de um pórtico do pavilhão industrial Real, MABOR-CONTINENTAL, situado na freguesia de Lousado, Concelho de Famalicão. Este pórtico irá ser dimensionado com a ajuda de um programa de cálculo, recente desenvolvido na Alemanha (SOFISTIK) que permitirá introduzir o pórtico com os devidos perfis, DETERMINANDO todos os esforços necessários para o dimensionamento.

O capítulo quatro, é o capítulo mais extenso, pois apresenta um estudo paramétrico de 18 pórticos onde se procedeu à variação de alguns parâmetros como a altura do pórtico, o vão, o tipo de fundação

e considerando ou não a colocação de apoios elásticos na intersecção pilar e viga na direcção horizontal Neste capítulo irá aplicar-se toda a teoria exposta no capítulo 2.

No quinto capítulo, discutem-se as soluções finais e recomendações para trabalhos futuros seguida dos anexos e da Bibliografia utilizada na presente tese.

2

REVISÃO SOBRE O DIMENSIONAMENTO DE PAVILHÕES INDUSTRIAIS

2.1. TIPOLOGIAS ESTRUTURAIS

Os pavilhões Metálicos constituem um grande grupo na área das estruturas metálicas, e são utilizados essencialmente para armazéns, pavilhões desportivos, fábricas, superfícies comerciais, congressos ou exposições/montras. Têm como finalidade serem eficazes e funcionais de maneira a serem utilizadas de uma forma bastante prática. Estes possuem uma área ampla variando os vãos de 10 a 60 m normalmente

Este tipo de estruturas metálicas tridimensionais tem na generalidade um pé direito elevado e são constituídos por vários pórticos planos separados longitudinalmente por madres colocadas transversalmente e contraventados por um sistema de contraventamento colocado nas paredes e na cobertura.

Os pórticos são compostos por pilares e por uma viga metálica, que pode ser de secção cheia ou treliçada. É necessário que cada pórtico adquira resistência ao vento horizontal, e as forças gravíticas no plano da acção de flexão.

Os pilares na sua generalidade têm uma secção maior que as vigas, pois estas possuem um reforço, na zona de momento máximo, que deve ter normalmente a mesma largura que a viga devido a uma maior facilidade de montagem.

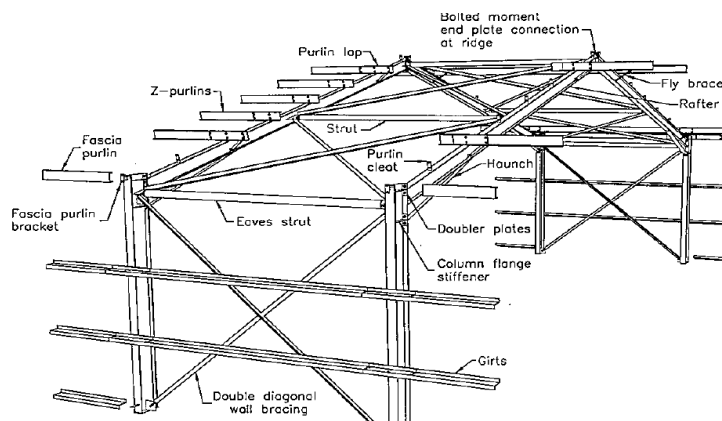


Figura 2.1 – Portal frame (adaptado de[1])

As estruturas metálicas industriais são constituídas por dois tipos de estruturas: a estrutura principal, e a estrutura secundária. A estrutura principal é constituída pelo denominado pórtico isto é, pilares e vigas, ou seja o esqueleto resistente, que transmite os esforços à fundação. A estrutura secundária é a estrutura que transporta as cargas para a estrutura principal, ou seja madres, chapas de isolamento, revestimentos, cobertura e contraventamentos[11].

Existem vários tipos de pórticos metálicos que se constroem mediante o objectivo principal da obra.

- Pórticos simples(Figura 2.2), que é o caso utilizado nesta tese, que tem com vantagem a facilidade na sua montagem e a sua rápida execução com o recurso a uma grua. Esta solução por vezes não permite tirar muito partido da resistência das secções



Figura 2.2 - pórtico simples

- Pórtico simples treliçado (Figura 2.3), que permite reduzir o peso da estrutura e vencer grandes vãos, mas em contra partida estão associados a uma mão de obra mais intensa.

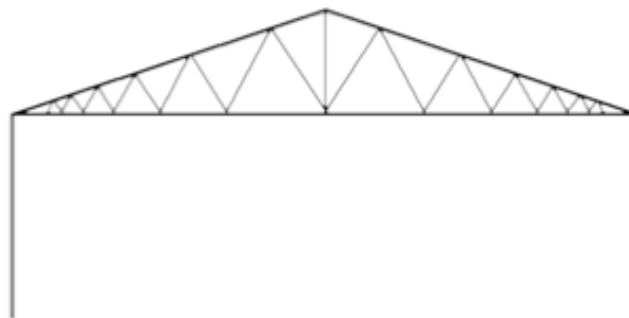


Figura 2.3 - pórtico simples treliçado

- Pórtico com tirantes (Figura 2.4), que permite reduzir os momentos negativos nos pilares que começam a ser muito importantes para inclinações superiores a 15° , e reduz os deslocamentos laterais

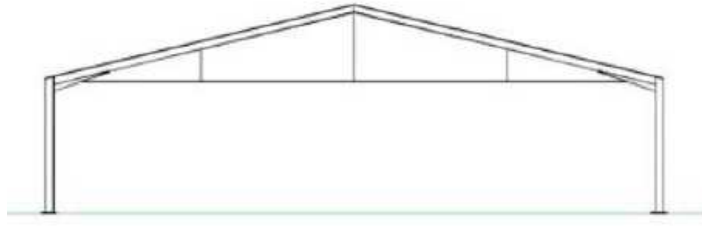


Figura 2.4 - pórtico com tirantes

- pórtico com escora central(Figura 2.5), que permite diminuir os deslocamentos verticais da viga assim como as secções, mas nem sempre é aceitável a colocação de pilares na zona de utilização

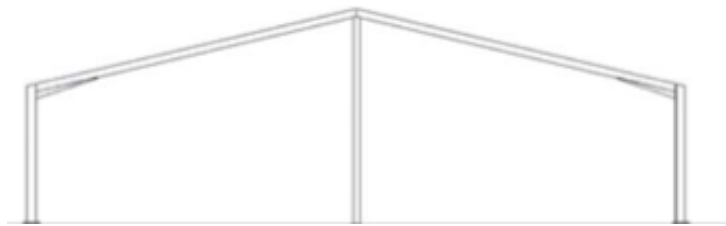


Figura 2.5 - pórtico com escora central

- pórtico com cobertura poligonal(Figura 2.6), que permite vencer grandes vãos com menores alturas. Este tipo de estrutura tem uma grau de execução elevado tendo em conta a sua geometria.



Figura 2.6 - pórtico com cobertura poligonal

- pórtico com cobertura em aço (Figura 2.7), que igualmente ao pórtico anterior permite vencer grandes vão mas tem como sua desvantagem o facto da execução das vigas ter que ser muito rigorosa, e o facto de não haver muitos fabricantes a curvarem a viga.



Figura 2.7 - pórtico cobertura em aço

2.2. QUANTIFICAÇÃO DE ACÇÕES

O dimensionamento de uma estrutura metálica deve conduzir a uma solução viável e económica de forma a servir as necessidades para a qual foi projectada.

No âmbito desta dissertação foram avaliados vários carregamentos, e atendendo à combinação mais desfavorável do Estado Limite Último procedeu-se ao seu dimensionamento.

As acções que se utilizaram para o dimensionamento do pórtico foram as acções permanentes (peso próprio da estrutura, revestimentos e elementos fixos), ou seja carregamento que se mantém inalterável ao longo do tempo, e as acções variáveis (sobrecarga de utilização e a acção do vento).

Posteriormente à quantificação das acções foram definidas as suas combinações utilizando-se as seguintes Normas europeias: Euródigo 0[14], Eurocódigo 1, parte 1-1-acções em estruturas[19] e parte 1-4 acções do vento[20], onde se definem combinações fundamentais introduzindo uma das acções variáveis como acção de base.

A combinação segundo o Estado Limite último rege-se segundo os parâmetros apresentados no Quadro 2.1, onde se combina a acção permanente com a acção variável através da equação(2.1),

No ELU é necessário verificar: (1) a capacidade resistente das secções em regime plástico com os esforços da combinação do ELS; (2) a formação de mecanismos globais de rotura; (3) a formação de mecanismos locais de encurvadura

Quadro 2.1 - valores de cálculo das acções[14]

Situações de projecto persistentes e transitórias	Acções permanentes		Acção variável de base da combinação ^{*)}	Acções variáveis acompanhantes	
	Desfavoráveis	Favoráveis		Principais (caso existam)	Outras
(Expressão 6.10)	$\gamma_{G,j,sup} G_{K,j,sup}$	$\gamma_{G,j,inf} G_{K,j,inf}$	$\gamma_{Q,1} Q_{K,1}$		$\gamma_{Q,i} \psi_{6,i} Q_{K,i}$
^{*)} As acções variáveis são as consideradas no Quadro A1.1. NOTA 1: Os valores de γ poderão ser definidos no Anexo Nacional. O conjunto de valores recomendados para γ é: $\gamma_{G,j,sup} = 1,10$ $\gamma_{G,j,inf} = 0,90$ $\gamma_{Q,1} = 1,50$ nos casos desfavoráveis (0 nos casos favoráveis) $\gamma_{Q,i} = 1,50$ nos casos desfavoráveis (0 nos casos favoráveis) NOTA 2: Nos casos em que a verificação do equilíbrio estático também envolva a resistência dos elementos estruturais, como alternativa às duas verificações separadas baseadas nos Quadros A1.2(A) e A1.2(B) poderá ser adoptada uma verificação combinada, caso o Anexo Nacional o permita, baseada no Quadro A1.2(A) e com o seguinte conjunto de valores recomendados, que poderão ser alterados nesse Anexo: $\gamma_{G,j,sup} = 1,35$ $\gamma_{G,j,inf} = 1,15$ $\gamma_{Q,1} = 1,50$ nos casos desfavoráveis (0 nos casos favoráveis) $\gamma_{Q,i} = 1,50$ nos casos desfavoráveis (0 nos casos favoráveis) desde que a aplicação de $\gamma_{G,j,inf} = 1,00$, tanto às parcelas favoráveis como desfavoráveis das acções permanentes, não produza um efeito mais desfavorável.					

$$E_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{K,j} + \gamma_{Q,1} Q_{K,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{K,i} \quad (2.1)$$

Em que :

$G_{K,j}$ é o valor característico da acção permanente

$Q_{K,i}$ é o valor característico da acção variável

$\gamma_{G,j}$ é o coeficiente de majoração da acção permanente

$\gamma_{Q,i}$ é o coeficiente de majoração da acção variável

$\psi_{0,i}$ é o coeficiente de minoração da acção variável[14]

Como é indicado no Quadro 2.1, o valor dos coeficientes de majoração da acção permanente e da variável caso sejam desfavoráveis são respectivamente 1,35 e 1,5; caso sejam favoráveis o coeficiente da acção permanente toma o valor de 1,0 e a acção variável de 0.

É necessário também considerar no dimensionamento as deformações da estrutura, tendo em conta os parâmetros do Quadro 2.2

As combinações de acções a ter em conta nas situações de projecto consideradas deverão ser adequadas aos requisitos de utilização e aos critérios de desempenho a verificar[14].

Quadro 2.2 - Valores de cálculo das acções a utilizar na combinação de acções

Combinação	Acções permanentes G_d		Acções variáveis Q_d	
	Desfavoráveis	Favoráveis	De base da combinação	Outras
Característica	$G_{kj,sup}$	$G_{kj,inf}$	$Q_{k,1}$	$\psi_{0,i} Q_{k,i}$
Frequente	$G_{kj,sup}$	$G_{kj,inf}$	$\psi_{1,1} Q_{k,1}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$
Quase-permanente	$G_{kj,sup}$	$G_{kj,inf}$	$\psi_{2,1} Q_{k,1}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$

Para a combinação rara (característica)

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{K,j} + \gamma_{Q,1} Q_{K,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{K,i} \quad (2.2)$$

Neste capítulo irá descrever-se o procedimento da quantificação de acções que dependerá do espaçamento entre pórticos. Irá descrever-se de seguida como se deverá quantificar a acção do vento, segundo a Norma Europeia [20]

2.2.1. ACÇÃO DO VENTO

A acção do vento, além da sobrecarga de utilização será a carga variável a ser usada no dimensionamento dos pórticos metálicos em estudo no presente trabalho.

As acções do vento variam em função do tempo e actuam directamente, na forma de pressões, sobre as superfícies exteriores das construções. No caso de serem construções fechadas actuam também indirectamente, sobre as superfícies interiores, devido à porosidade das superfícies exteriores. As acções do vento poderão também actuar directamente sobre a superfície interior de construções abertas. Das pressões que actuam sobre elementos da superfície resultam forças perpendiculares à superfície da construção ou dos elementos de revestimentos individuais. Além disso quando o vento incide em áreas grandes de construção, poderão desenvolver-se forças de atrito significativas, actuando tangencialmente à superfície. [14]

Para o cálculo da acção vento recorreu-se á norma Europeia Eurocódigo 1,1-4.

Inicialmente será necessário classificar-se o tipo de terreno em questão como indica o Quadro 2.3

Quadro 2.3 - Categoria do terreno[20]

Categoria de terreno		Z_0 [m]	Z_{min} [m]
I	Zona costeira exposta aos ventos de mar	0,005	1
II	Zona de vegetação rasteira, tal como erva, e obstáculos isolados (árvores, edifícios) com separações entre si de, pelo menos, 20 vezes a sua altura	0,05	3
III	Zona com uma cobertura regular de vegetação ou edifícios, ou com obstáculos isolados com separações entre si de, no máximo 20 vezes a sua altura (por exemplo: zonas suburbanas, florestas permanentes)	0,3	8
IV	Zona na qual pelo menos 15 % da superfície está coberta por edifícios com uma altura média superior a 15 m	1,0	15

A pressão do vento exercida na superfície exterior, W_e , é dada pela equação 2.3 correspondente á Norma Europeia

$$W_e = q_p(Z_e)C_{pe} \quad (2.3)$$

A pressão do vento exercida na superfície interior, W_i , é dada pela equação 2.4 correspondente á Norma Europeia

$$W_i = q_p(Z_i)C_{pi} \quad (2.4)$$

em que:

$q_p(Z)$ é a pressão dinâmica de pico

Z é a altura de referência exterior/interior

C_{pi} é o coeficiente de pressão exterior/interior

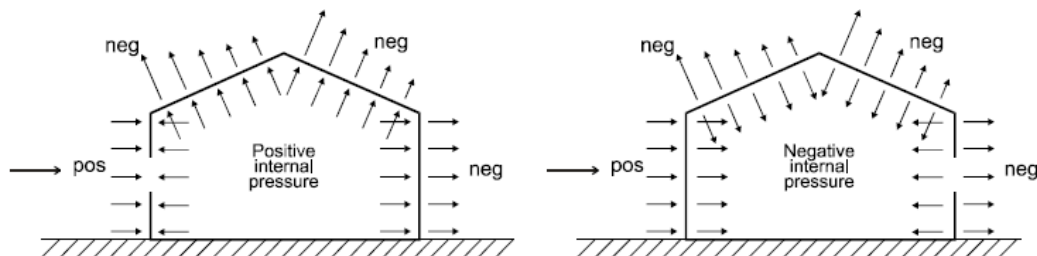


Figura 2.8 - Pressão exercida em superfícies [20]

Como se pode concluir com a visualização da Figura 2.8, a pressão exercida quando vai ao encontro da superfície denomina-se como pressão positiva, mas se esta estiver a afastar-se da superfície, ou seja

em sucção, diz-se que a pressão é negativa. Logo a pressão final nas superfícies é a diferença entre a pressão exterior e a pressão interior, tendo em conta os seus sinais.

A regra recomendada para o calculo da pressão dinâmica de pico é dada pela expressão(2.5)

$$q_p = C_e(Z)q_b \quad (2.5)$$

Em que :

$C_e(Z)$ é o coeficiente de exposição

q_b é a pressão dinâmica de referência

$$q_b = \frac{1}{2} \rho V_b^2 \quad (2.6)$$

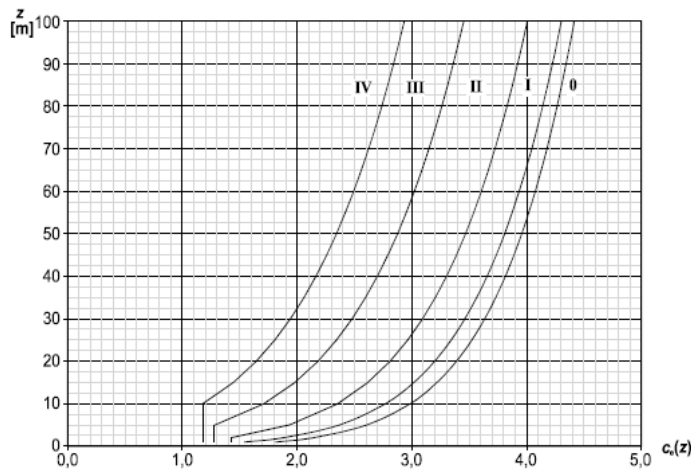


Figura 2.9 - Representação do coeficiente de exposição (C_e)[14]

Em que:

V_b é o valor de referência da velocidade do vento, definido em função da direcção do vento e da época do ano, a uma altura de 10 m acima da superfície de um terreno de categoria II

ρ é a massa volumica do ar, a qual dependente da altitude, da temperatura e da pressão atmosférica previstas durante situações de vento intenso

Z é a altura do edifício até à cumeeira

O valor básico da velocidade de referência do vento, $V_{b,0}$, é o valor característico da velocidade média do vento referida em períodos de 10 minutos, independentemente da direcção do vento e da época do ano, a uma altura de 10 m acima do nível do solo em terreno do tipo campo aberto, com vegetação rasteira, tal como erva, e obstáculos isolados com separação entre si, pelo menos, 20 vezes a sua altura.[14]

$$V_b = C_{dir} C_{season} V_{b,0} \quad (2.7)$$

Em que:

C_{dir} é o coeficiente de direcção (recomendado pelo anexo nacional =1,0)

C_{season} é o coeficiente de sazonal da época do ano (recomendado pelo anexo nacional = 1,0)

$V_{b,0}$ é o valor básico da velocidade de referência do vento (recomendado pelo anexo nacional = 27 m/s)

A velocidade média do vento a uma altura Z a cima do solo, $V_m(z)$ (2.8), depende da rugosidade do terreno, da orografia e do valor de referência da velocidade do vento (V_b), e é determinada através da seguinte equação:

$$V_m(z) = C_r(z)C_0(z)V_b \quad (2.8)$$

$C_r(z)$ é o coeficiente de rugosidade definido em (2.9)

$C_0(z)$ é o coeficiente de orografia (considerar = 1,0)

O coeficiente de rugosidade (2.9) tem em conta a variabilidade da velocidade média do vento no local da construção em resultado da altura acima do nível do solo e da rugosidade do terreno a barlavento da construção, na direcção considerada.

$$c_r(z) = K_r \ln \left(\frac{Z}{Z_0} \right) \quad Z_{min} \leq Z \leq Z_{max} \quad (2.9)$$

Z_0 é o comprimento de rugosidade, que é definido pela categoria do terreno definida no quadro 2.3

K_r é o coeficiente do terreno dependente do comprimento de rugosidade Z_0 **Erro! A origem da referência não foi encontrada.**

$$K_r = 0,19 \left(\frac{Z_0}{Z_{0,II}} \right)^{0,07} \quad (2.10)$$

Em que:

$Z_{0,II} = 0,05$ (considerando categoria II do terreno)

Z_{min} é retirado do Quadro 2.3

Z_{max} é considerado = 200 m

A acção do vento é calculada de maneira distinta nas paredes e na cobertura como se pode ver de seguida.

2.2.1.1 Acção do vento em paredes

As alturas de referência Z_e das paredes de barlavento em edifícios de planta rectangular dependem da relação h/b . Considerando para todos os casos em estudo mais à frente uma relação $h \leq b$

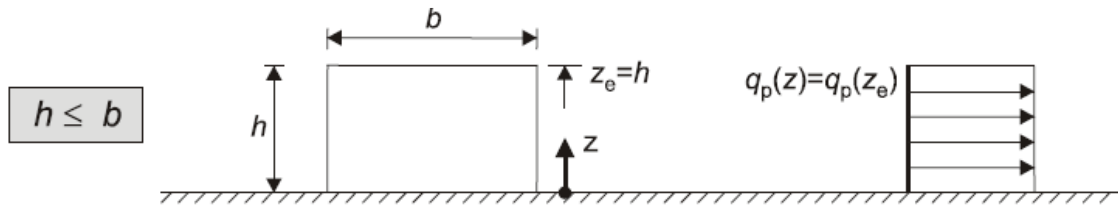


Figura 2.10 - altura de referência em função de h e b, e o correspondente perfil de pressão dinâmica

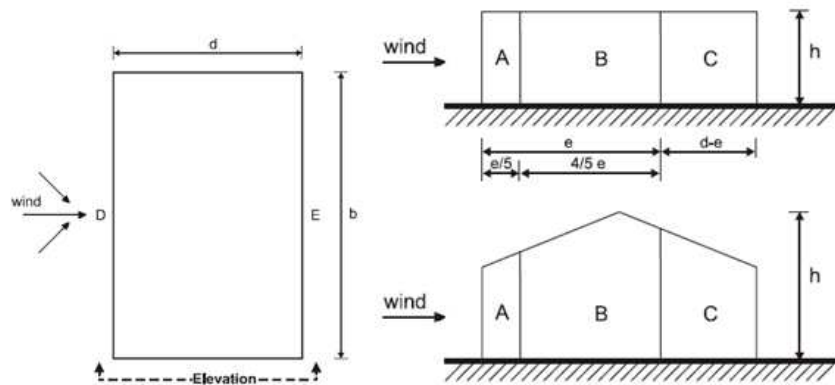


Figura 2.11 - Zonas em paredes verticais

A distância “e” é igual ao mínimo valor entre a distância b e 2h.

Depois de se analisar a relação h/b do pórtico é necessário especificar o valor de C_{pe} fornecido no anexo Nacional. Quando necessário irá fazer-se uma interpolação, caso os valores não constem no Quadro 2.4

Quadro 2.4 - Valor recomendado do coeficiente de pressão exterior para paredes verticais de edifícios com planta rectangular

Zona	A		B		C		D		E	
h/d	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
5	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,7	
1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,5	
$\leq 0,25$	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,7	+1,0	-0,3	

O valor de C_{pe} é directamente proporcional à área. Pode determinar-se este valor através de uma análise gráfica caso a área esteja entre 1 e 10 m² como indica a Figura 2.12. Caso a área ultrapasse os 10 m² usar-se-á o valor de $C_{pe,10}$. Nos casos realizados para a presente tese, foi considerado que toda a área era superior a 10m².

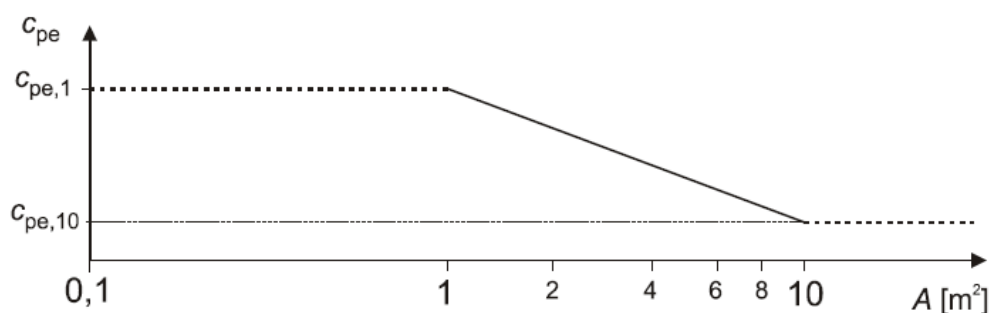


Figura 2.12 - procedimento recomendado para a determinação da pressão exterior em edifícios para uma área carregada A, compreendida entre 1 e 10 m²

É necessário considerar-se que a pressão interna e a pressão externa actuam simultaneamente, considerando a combinação mais desfavorável para cada combinação de possíveis aberturas e outras vias de passagens de ar[14].

No caso de edifícios poderá calcular-se o C_{pi} graficamente como demonstrado na Figura 2.13 tendo em conta a relação h/d , e o índice de aberturas, μ (definido pela equação(2.11)).

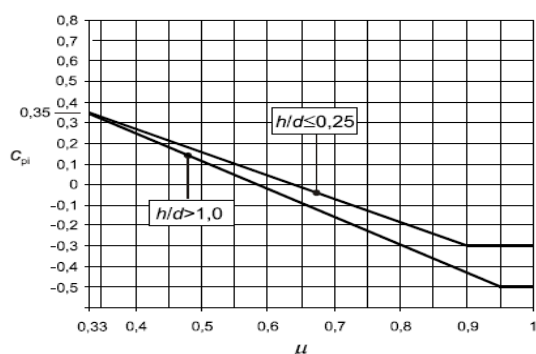


Figura 2.13 – valor de μ em função da abertura de fendas e do C_{pi}

$$\mu = \frac{\sum \text{áreas de aberturas em que } C_{pe} \text{ é negativo ou } -0,0}{\sum \text{área de todas as aberturas}} \quad (2.11)$$

Caso não haja possibilidade de calcular o μ opta-se por utilizar de uma forma mais simplificada o valor mais desfavorável entre 0,2 e -0,3, segundo o Eurocódigo1,1-1ponto 7.2.9, Nota1.

2.2.1.2 Acção do vento em coberturas

A acção do vento em coberturas tem a mesma base de cálculo que a acção do vento nas paredes.

É necessário ter-se em conta o tipo de cobertura que estamos a trabalhar, e em que condições. Irá considerar-se uma cobertura de duas vertentes, onde a altura de referência Z_e é Igual a h , como representado na Figura 2.14

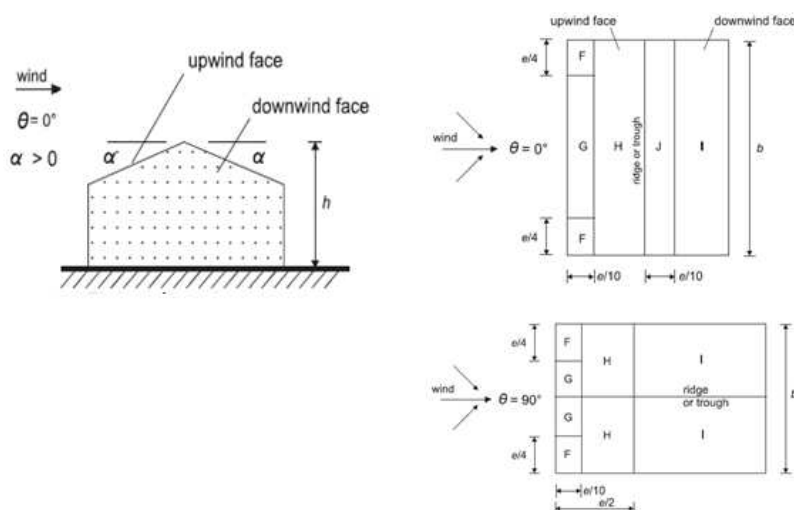


Figura 2.14 - Zonas em cobertura de duas vertentes

O coeficiente de pressão exterior nas coberturas depende da inclinação desta, como se pode ver no Quadro 2.5. Não se deve misturar os valores negativos e positivos na mesma vertente. Para ângulos de valores intermédios será necessário proceder-se a uma interpolação, entre valores com o mesmo sinal.

Quadro 2.5 - Coeficiente de pressão exterior para coberturas com duas vertentes

Ângulo de inclinação α	Zona; Direcção do vento $\theta = 0^\circ$									
	F		G		H		I		J	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
-45°	-0,6		-0,6		-0,8		-0,7		-1,0	-1,5
-30°	-1,1	-2,0	-0,8	-1,5	-0,8		-0,6		-0,8	-1,4
-15°	-2,5	-2,8	-1,3	-2,0	-0,9	-1,2	-0,5		-0,7	-1,2
-5°	-2,3	-2,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,2	+0,2		+0,2	
							-0,6		-0,6	
5°	-1,7	-2,5	-1,2	-2,0	-0,6	-1,2	-0,6		+0,2	
	+0,0		+0,0		+0,0				-0,6	
15°	-0,9	-2,0	-0,8	-1,5	-0,3		-0,4		-1,0	-1,5
	+0,2		+0,2		+0,2		+0,0		+0,0	+0,0
30°	-0,5	-1,5	-0,5	-1,5	-0,2		-0,4		-0,5	
	+0,7		+0,7		+0,4		+0,0		+0,0	
45°	-0,0		-0,0		-0,0		-0,2		-0,3	
	+0,7		+0,7		+0,6		+0,0		+0,0	
60°	+0,7		+0,7		+0,7		-0,2		-0,3	
75°	+0,8		+0,8		+0,8		-0,2		-0,3	

A cobertura deve ser dividida em zona F,G,H,I como é mostrado na Figura 2.14, sendo a Zona F a mais gravosa, pois é a zona de incidência do vento.

O coeficiente de pressão interior das coberturas tem a mesma metodologia que o das paredes, sendo assim escolher-se-á o mais grave entre -0,3 e +0,2.

Após o cálculo de ambos os coeficientes de pressão em ambas as situações (paredes e coberturas) é possível calcular-se então a pressão exterior e interior, indicadas nas expressões (2.3) e (2.4). Posteriormente à obtenção das pressões exteriores e interiores deve então calcular-se a força do vento tanto nas paredes como nas coberturas.

$$F_{w,e} = \sum_{superficies} W_e A_{ref} \quad (2.12)$$

$$F_{w,i} = \sum_{superficies} W_i A_{ref} \quad (2.13)$$

2.3. ANÁLISE GLOBAL E DIMENSIONAMENTO

A análise global de esforços e deslocamentos, particularmente numa estrutura metálica, depende das suas características de deformabilidade e rigidez mas também da estabilidade global e dos seus elementos, do comportamento das secções transversais, do comportamento das ligações, das imperfeições e da deformabilidade dos apoios.[17].

Esta análise recorre a modelos matemáticos de forma a facilitar o estudo da estrutura, recriando modelos mais simplificados relativamente ao modelo real. Com a simplificação deste modelo introduzem-se erros na estrutura. Deve-se procurar minimizar esse erro de forma a que a solução seja viável.

Os esforços numa estrutura isostática devem ser determinados através do equilíbrio estático, utilizando a análise global elástica, enquanto numa estrutura hiperestática pode utilizar-se a análise global elástica ou plástica.

2.3.1. TIPOS DE ANÁLISE

No Estado Limite Último o método de análise para pavilhões pode dividir-se em dois tipos, tendo em conta os diversos fenómenos que influenciam a distribuição de esforços ao longo da estrutura, a análise elástica e a análise plástica. O termo análise plástica é usado para cobrir ambas as análises rígido-plástico e a análise elástico-plástica.

A análise global elástica pode ser utilizada no cálculo de esforços e deslocamentos de qualquer estrutura, constituída por qualquer tipo de secção, apesar de quando as secções forem secção de classe 4 deverão utilizar-se secções efectivas reduzidas. Esta análise baseia-se na hipótese de que a relação tensão-deformação do material é linear, em qualquer ponto da estrutura, qualquer que seja o nível de tensão actuante.

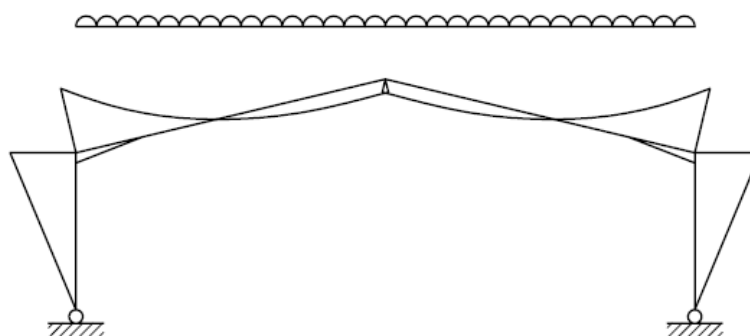


Figura 2.16 - Diagrama de esforços resultante da análise elástica num pórtico simétrico

Há situações onde se deverá usar a análise elástica tais como:

- Quando a instabilidade é um factor controlador no dimensionamento
- Quando os níveis de deformação são críticos na estrutura

A análise plástica pressupõe a plastificação de algumas secções, formando-se geralmente rotulas plásticas, e a redistribuição de esforços para zonas menos esforçadas. É importante haver uma grande capacidade de rotação nas zonas onde se formem rótulas plásticas.

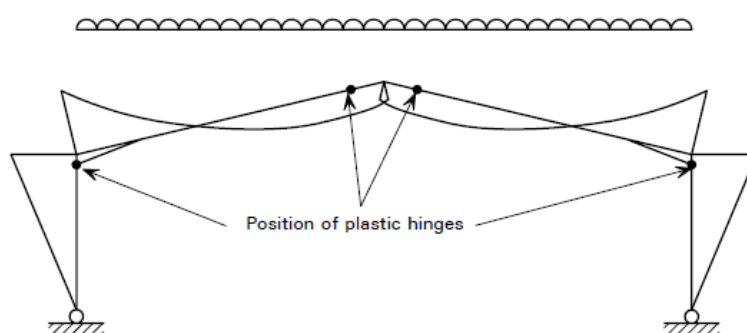


Figura 2.17 - Diagrama de esforços resultantes em análise plástica de um pórtico simétrico

Segundo o EC3 para que se verifique a capacidade de rotação é necessário que o material seja dúctil, as secções sejam de classe 1, contraventadas lateralmente e simétricas em relação ao plano da estrutura (plano onde se formam rotulas plásticas).

Esta análise geralmente resulta na análise mais económica pois permite uma larga redistribuição de momentos devido às rótulas plásticas.

A análise global tanto elástica como plástica deve incluir os efeitos de segunda ordem podendo ser dispensados em alguns casos. Numa estrutura porticada com elementos submetidos a esforços axiais, os esforços são geralmente designados por $P-\Delta$ (efeitos globais) e $P-\delta$ (efeitos locais ao nível do elemento). Estes efeitos dão-se devido aos deslocamentos do pórtico e geram esforços e deformações adicionais

A análise elástica de primeira ordem é a mais utilizada no cálculo de estruturas metálicas o que por vezes não é conservativo pois não se tem em conta o aumento dos deslocamentos causados na estrutura.

A análise de segunda ordem nesta presente tese irá abordar-se de diferentes maneiras, calculando o factor ou parâmetro crítico de estabilidade responsável pela introdução dos efeitos de segunda ordem por três diferentes métodos. O primeiro método(subcapítulo 2.3.2) rege-se através do EC3, o segundo método faz uma análise de valores e vectores próprios e o terceiro método calcula directamente o parâmetro λ_{cr} que é inversamente proporcional ao α_{cr} (subcapítulo 2.3.4). O método que faz a análise de segunda ordem através da análise de valores e vectores próprios é descrita no capítulo 4.

2.3.2. ANÁLISE DE SEGUNDA ORDEM SEGUNDO O EC3

De acordo com o EC 3 os esforços são normalmente obtidos através de :

- Análises de primeira ordem onde se considera a estrutura com a geometria inicial
- Análises de segunda ordem considerando a influência da deformada da estrutura.

É necessário considerar-se os efeitos de segunda ordem, se estes forem significativos tal como indicam as expressões(2.14) e (2.15), pois estes podem alterar significativamente o comportamento da estrutura. Caso não sejam significativos opta-se por uma análise de primeira ordem. Numa estrutura metálica os efeitos de segunda ordem são fundamentalmente resultantes do efeito do esforço axial.

Pode optar-se por uma análise de primeira ordem se :

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 10; \text{análise elástica} \quad (2.14)$$

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 15; \text{análise plástica} \quad (2.15)$$

Quando verificadas estas condições, podem ser classificadas como “estruturas sem deslocamentos laterais”, caso contrário serão “estruturas com deslocamentos laterais”

Em que:

α_{cr} é um factor de carga pelo qual deve ser multiplicado o carregamento de cálculo para se obter a carga crítica de instabilidade global da estrutura.

F_{Ed} é o carregamento de cálculo (correspondente a uma dada combinação)

F_{cr} é a carga critica da instabilidade global da estrutura, avaliada com base na rigidez elástica inicial.

Uma análise de segunda ordem é feita quando é necessário introduzir-se os efeitos de segunda ordem. Quando se utiliza a não linearidade geométrica pode falar-se em instabilidade associado à perda global de geometria da estrutura, ou pode ainda ser associada a perdas locais de estabilidade tal como indica a Figura 2.18.

Para a introdução ou não dos efeitos de segunda ordem é necessário quantificar-se o parâmetro α_{cr} (2.16). Este parâmetro [21] é adaptado para pórticos de um piso com vigas de inclinação pouco acentuadas, não contraventado e com valores do esforço axial não muito significativos

$$\alpha_{cr} = \left(\frac{H_{Ed}}{V_{Ed}} \right) \left(\frac{h_i}{\delta_{H,Ed}} \right) \quad (2.16)$$

H_{Ed} é a reacção horizontal no topo do andar

V_{Ed} é a reacção vertical total na base

δ_{Ed} é o deslocamento horizontal relativo entre o topo e a base de um andar, devido às forças horizontais, acrescidas das forças horizontais equivalentes às imperfeições globais (sub capítulo 2.3.3)

h_i é a altura do andar

Em estruturas porticadas regulares é necessário a introdução dos efeitos de segunda ordem se $10 > \alpha_{cr} > 3,0$. Caso este parâmetro seja inferior a 3 é necessário aumentar a rigidez do pórtico.

Caso o α_{cr} seja menos que 10 e maior que 3 são denominadas como estruturas de nós móveis sendo necessário por isso amplificar os efeitos de segunda ordem, multiplicando as cargas horizontais (incluindo as imperfeições geométricas) por um factor dado por $\frac{1}{1 - \frac{1}{\alpha_{cr}}}$

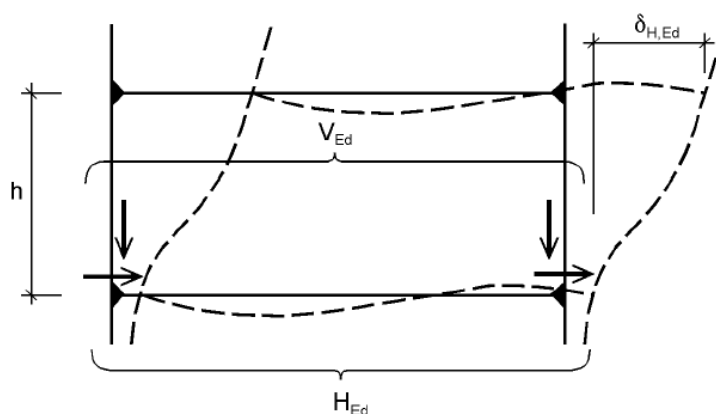


Figura 2.18 - Deslocamentos laterais numa estrutura porticada não contraventada

Para prevenir os deslocamentos acentuados poderá aumentar-se a rigidez da própria estrutura ou introduzindo-se sistemas de contraventamentos.

Se numa estrutura houver um sistema de contraventamento pode em principio dispensar-se a consideração de efeitos de segunda ordem em análise global, se esse contraventamento reduzir a flexibilidade lateral em pelo menos 80%. Neste tipo de estruturas as forças horizontais são absorvidas

exclusivamente pelo sistema de contraventamento (Figura 2.19), sendo a estrutura principal dimensionada apenas para suportar os carregamentos verticais.

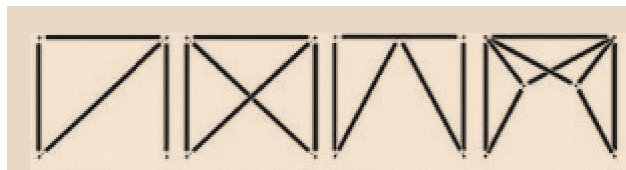


Figura 2.19 - Sistemas de contraventamento

2.3.3. IMPERFEIÇÕES

As imperfeições geométricas são inevitáveis em qualquer estrutura, devido, a excentricidades nas ligações, excentricidades das cargas, falta de verticalidade e falta de linearidade dos seus elementos, sendo responsáveis pela introdução de cargas adicionais.

As imperfeições geométricas consideradas no EC 3 são:

- Imperfeições globais dos pórticos
- Imperfeições locais em elementos
- Imperfeições dos sistemas de contraventamento

A configuração admitida para as imperfeições globais e locais pode ser obtida com base no modo de encurvadura elástico do pórtico no plano de encurvadura considerado.[21].

Deverão considerar-se com a direcção e configuração mais desfavoráveis, todos os fenómenos de encurvadura no plano e fora do plano do pórtico, incluindo encurvadura por torção, associados a modos de instabilidade simétricos e assimétricos[21].

Caso as estruturas porticadas tenham deslocamentos laterais, devem ser incluídas as imperfeições globais como é indicado na Figura 2.20, consideradas como imperfeição geométrica equivalente, onde a falta de verticalidade está associada a esta, definindo-se então o ângulo ϕ pela equação (2.17).

$$\phi = \phi_0 \alpha_h \alpha_m \quad (2.17)$$

Sendo que

$$\phi_0 = 1/200$$

α_h coeficiente de redução calculado pela equação (2.18)

α_m , coeficiente de redução calculado pela equação (2.19)

h é a altura da estrutura em metros

$$\frac{2}{3} \leq \alpha_h = \frac{2}{\sqrt{h}} \leq 1,0 \quad (2.18)$$

$$\alpha_m = \sqrt{0,5 \left(1 + \frac{1}{m} \right)} \quad (2.19)$$

m é o numero de pilares do pórtico

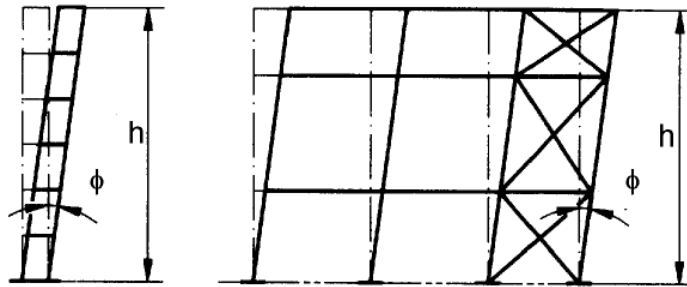


Figura 2.20 Imperfeição geométrica equivalente em estruturas porticadas

As imperfeições locais dos elementos associados à encurvadura por flexão, são definidas por:

$$\frac{e_0}{L} \quad (2.20)$$

Em que :

e_0 é a amplitude máxima do deslocamento lateral inicial

L é o comprimento do elemento

Em determinadas condições podem dispensar-se a inclusão destas imperfeições caso se considere o dimensionamento à encurvadura com base nas curvas de encurvadura.

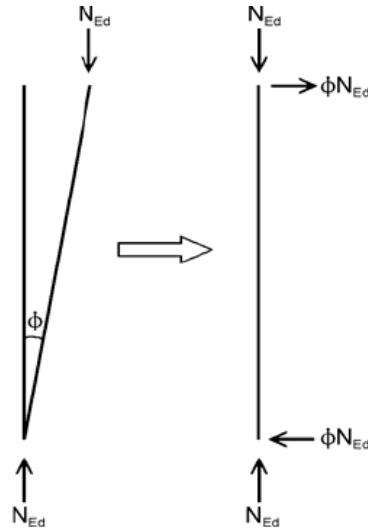


Figura 2.21 - forças horizontais equivalentes às imperfeições

Segundo a Cláusula 5.2.3(4) do EC3 poderá dispensar-se a análise da imperfeição global do pórtico quando:

$$H_{Ed} \geq 0,15V_{Ed} \quad (2.21)$$

2.3.4. ANÁLISE DE SEGUNDA ORDEM BASEADO NA DIRETRIZ SCI P164. DESIGN STEEL PORTAL FRAMES FOR EUROPE [3]

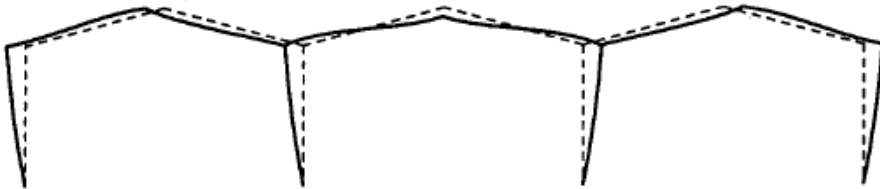


Figura 2.22 - primeiro modo de instabilidade- deslocamento lateral

Este método só é viável para inclinações da cobertura entre 0° e 20°

Caso o pórtico seja articulado na base :

$$\frac{1}{\alpha_{cr}} = \frac{V_{sd}}{V_{CRN}} = \frac{1}{[1 + 0,1R_p]} \left[\frac{N_R}{N_{R,CR}} + (2,9 + 2,7R_p)(n + 1) \frac{N_C}{N_{C,CR}} \right] \quad (2.22)$$

Caso o pórtico seja rígido na base

$$\frac{1}{\alpha_{cr}} = \frac{V_{sd}}{V_{CRN}} = \frac{1}{[1 + 0,08R_p]} \left[\frac{N_R}{N_{R,CR}} + (0,8 + 0,52R_p)(n + 1) \frac{N_C}{N_{C,CR}} \right] \quad (2.23)$$

$$R_P = \frac{I_c S}{I_R h} \quad (2.24)$$

$$N_{C,CR} = \frac{\pi E I_c}{h^2} \quad (2.25)$$

$$N_{C,CR} = \frac{\pi E I_c}{h^2} \quad (2.26)$$

Em que:

I_c é a inércia do pilar

S é metade do vão entre pilares

h é a altura do pórtico até a intersecção dos eixos

E é o modulo de elasticidade

I_r é a inércia da viga

n é o número total de apoios no pórtico, utilizado quando a carga dos pilares interiores é o dobro da carga dos pilares exteriores.

N_R é o esfoço axial máximo na viga

N_C é o esforço axial máximo no pilar

O valor de α_{cr} é obtido fazendo o inverso de $\frac{V_{sd}}{V_{CRN}}$

2.3.5. VERIFICAÇÃO DA RESISTÊNCIA E DA ESTABILIDADE

Para realizar a verificação da resistência e da estabilidade é necessário classificar-se a secção dos perfis utilizados pois eles têm propriedades diferentes.

O principal objectivo da classificação segundo o EC3 é a determinação da resistência que é afectada por fenómenos de encurvadura local (banzos e almas do perfil), quando sujeitos a esforços de compressão.

Consoante a sua capacidade de rotação e capacidade de formar rótulas plásticas, as secções, segundo o EC3-1-1 classificam-se em:

- Classe1- pode formar-se rótula plástica, com uma capacidade de rotação superior à mínima exigida para a utilização dos métodos plásticos de análise
- Classe2 – é possível atingir o momento plástico mas possuem uma capacidade de rotação limitada

- Classe3-São aquelas em que a tensão na fibra extrema mais comprimida 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 à encurvadura local.
- Classe4- Quando a encurvadura local impede que seja atingida a tensão de cedência nas zonas mais comprimidas da secção.

A classificação de uma secção é efectuada com base na relação entre o comprimento e a espessura (c/t) dos elementos total ou parcialmente comprimidos (alma e banzo), nos esforços actuantes, e na classe do aço com o auxílio da tabela no Anexo1[21].

A classificação das secções poderá ser feita de duas maneiras, considerando a actuação do Momento flector ou não. Classificando a secção unicamente com a actuação do esforço axial estará a considerar-se a situação mais gravosa ou seja a classificação está a ser mais conservativa.

Na presente tese irá considerar-se a classificação da secção com flexão composta, dando-se o colapso por encurvadura por flexão. É necessário o cálculo do parâmetro α , posição do eixo neutro, de maneira a ser possível saber-se qual a percentagem da secção que se encontra á compressão.

O α , pode ser estimado de duas maneiras: expressões(2.27) e (2.28).

Caso sejam secções I ou H poderá estimar-se o valor de α através da expressão(2.27) que tem em conta o valor actuante do esforço axial em toda a alma.

$$\alpha = \frac{1}{c} \left(\frac{h}{2} + \frac{1}{2} * \frac{N_{Ed}}{2 * t_w * f_y} - (t_f + r) \right) \leq 1 \quad (2.27)$$

Onde:

c - comprimento da alma

h - altura total da secção

t_w - espessura da alma

r - raio de concordância na ligação da alma com o banzo

Nesta expressão considera-se o N_{Ed} positivo se for compressão e negativo se for tracção

Calcula-se ainda o valor do parâmetro α através do cálculo das tensões presentes no perfil, usando expressão (2.28)

$$\alpha = \frac{\sigma_1}{\sigma_1 + \sigma_2} \quad (2.28)$$

$$\sigma_1 = -\frac{N}{A} + \frac{M}{I} \left(-\frac{c}{2} \right) \quad (2.29)$$

$$\sigma_2 = -\frac{N}{A} + \frac{M}{I} \left(\frac{c}{2} \right) \quad (2.30)$$

Sendo

N- esforço axial na secção

A – área do perfil

M- momento flector aplicado na secção

I – inercia em torno de y no perfil

Posteriormente escolhe-se o parâmetro α determinado pela expressão(2.27) sendo este o mais conservativo. Desta maneira recorre-se às tabelas colocadas no anexo 1, que têm em conta o valor limite de c/t , classificando assim a secção.

A classificação da secção é dada pela maior classe entre a alma e o banzo

Após se concluir a classificação da secção transversal é necessário proceder-se às verificações de segurança.

De acordo com o EC3-1-1, a verificação da segurança de um elemento submetido a flexão composta é efectuada em duas etapas:

- Verificação da resistência das secções transversais
- Verificação da resistência à encurvadura por flexão ou encurvadura lateral do elemento

Para a verificação de segurança é necessário termos em atenção os coeficientes parciais de segurança, $\gamma_{M0}=1,0$; $\gamma_{M1}=1,0$

Segundo a cláusula 6.2.1(1) do EC3 o valor do cálculo do efeito de uma acção transversal, não deve exceder o valor da resistência correspondente e, no caso de vários efeitos de acções actuarem simultaneamente, o seu efeito combinado não deve exceder a resistência correspondente a essa combinação.

A resistência das secções transversais obtém-se a partir da capacidade plástica(secções 1 e 2) ou elástica(classe 3 ou 4).

Segundo a clausula 6.2.9.1(2) do EC3 na secções de classe 1 ou 2 deve ser verificada a seguinte condição:

$$M_{Ed} \leq M_{N,Rd} \quad (2.31)$$

Em que:

M_{Ed} é o momento flector actuante

$M_{N,Rd}$ é o momento resistente reduzido

Segundo a Clausula 6.2.9.1(4) no caso das secções duplamente simétricas com banzos em I ou H não será necessário reduzir o momento flector caso se verifiquem as condições apresentadas nas expressões (2.32)e(2.33)

$$N_{Ed} \leq 0,25N_{Pl,Rd} \quad (2.32)$$

$$N_{Ed} \leq \frac{0,5h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}} \quad (2.33)$$

$$N_{Pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} \quad (2.34)$$

Em que:

N_{Ed} é o esforço axial actuante

$N_{Pl,Rd}$ é o esforço axial plástico resistente

h_w é a altura da alma do perfil

A-área do perfil

Caso não cumpram as verificações das expressões (2.32) e (2.33) deve reduzir-se o Momento. Como indicado na expressão

$$M_{N,y,Rd} = M_{Pl,y,Rd} \frac{1 - n}{1 - 0,5a} \quad (2.35)$$

A resistência do perfil é verificada quando:

$$M_{Ed} \leq M_{pl,Rd} = \frac{W_{ply} f_y}{\gamma_{M0}} \quad (2.36)$$

Em que:

$M_{Pl,Rd}$ é o momento plástico resistente

W_{ply} é o modulo plástico na direção Y

Como foi dito anteriormente, é necessário fazer-se uma verificação à estabilidade do elemento submetido à flexão composta posteriormente à sua verificação de segurança.

A instabilidade de um elemento por flexão composta pode dar-se numa encurvadura por flexão ou numa encurvadura lateral.

Segundo o EC3 a verificação de estabilidade de elementos sujeitos a esforço axial e a flexão é feita sob a forma de equações de interacção. Apesar destas expressões permitirem a plastificação das secções, não são aplicáveis no contexto de uma análise plástica e da consequente formação de uma rótula plástica ao longo do segmento em análise.

Para a verificação à encurvadura lateral é necessário que se cumpra os requisitos das expressões (2.37) e (2.38).

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y * N_{Rk} / \gamma_{M1}} + K_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{y,Rk} / \gamma_{M0}} \leq 1 \quad (2.37)$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z * N_{Rk} / \gamma_{M1}} + K_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{y,Rk} / \gamma_{M0}} \leq 1 \quad (2.38)$$

Em que:

χ_y e χ_z são factores de redução devido à encurvadura por flexão em torno de y e z, respectivamente, e são calculados pelas expressões (2.39) e (2.40).

N_{Rk} é o valor característico do esforço axial

M_{Rk} é o valor característico do momento flector

χ_{LT} é o factor de redução para encurvadura lateral.

K_{yy} e K_{zy} são factores de interacção

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \lambda_y}} \quad (2.39)$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \lambda_z}} \quad (2.40)$$

$$\phi_y = 0,5[1 + \alpha(\lambda_y - 0,2) + \lambda_y^2] \quad (2.41)$$

$$\phi_z = 0,5[1 + \alpha(\lambda_z - 0,2) + \lambda_z^2] \quad (2.42)$$

α é um factor de imperfeição generalizado, dado pelas curvas de encurvadura indicadas no Quadro 2.6 e Figura 2.23 $a=0,13$; $b=0,21$; $c=0,34$; $d=0,76$

Para secções de classe 1,2 e 3 :

$$\lambda_y = \frac{L_{cr}}{i_y} \frac{1}{\lambda_1} \quad (2.43)$$

$$\lambda_z = \frac{L_{cr}}{i_z} \frac{1}{\lambda_1} \quad (2.44)$$

Em que :

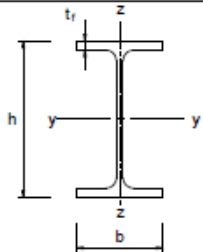
L_{cr} é o comprimento de encurvadura

i é o raio de giração

$$\lambda_1 = 93,9\varepsilon \quad (2.45)$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (2.46)$$

Quadro 2.6 –selecção das curvas de encurvadura segundo o EC3-1-1

Secção transversal		Limites		Encurva- dura em relação ao eixo	Curva de encurvadura	
					S 235 S 275 S 355 S 420	S 460
Perfis laminados		$h/b > 1,2$	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y-y z-z	a b	a_0 a_0
			$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	y-y z-z	b c	a a
		$h/b \leq 1,2$	$t_f \leq 100 \text{ mm}$	y-y z-z	b c	a a
			$t_f > 100 \text{ mm}$	y-y z-z	d d	c c

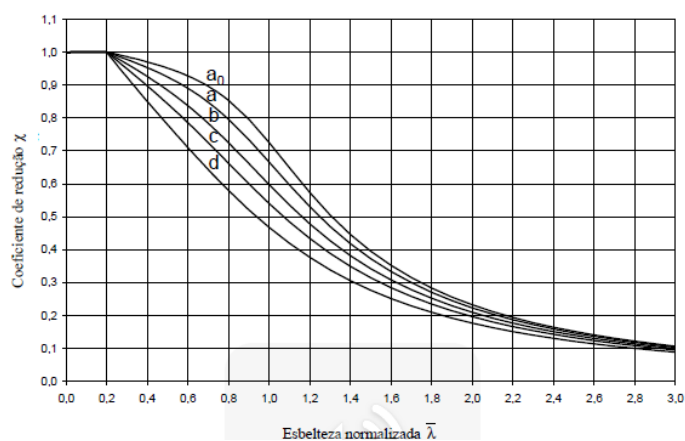


Figura 2.23 - Curvas de encurvadura segundo o EC-1-1

$$N_{Rk} = A f_y \quad (2.47)$$

$$M_{Rk} = W_{pl,y} f_y \quad (2.48)$$

Segundo o EC3 para o cálculo dos factores de interacção, K_{yy} e K_{zy} pode usar-se dois métodos, onde o primeiro Método é desenvolvido por um grupo de investigadores Franco-Belga e o Método2, desenvolvido por um grupo de investigadores Austro-Alemão.

Nesta presente dissertação irá aplicar-se o método 2.

Segundo este método os elementos com secções em I e H, não restringidos lateralmente, são de um modo geral considerados como elementos susceptíveis de sofrer deformações por torção.

Para secções de classe 1 e 2

$$K_{yy} = C_{my} \left(1 + (\lambda_y - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}/\gamma_{M0}} \right) \leq C_{my} \left(1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}/\gamma_{M0}} \right) \quad (2.49)$$

$$K_{zy} = \left(1 - \frac{0,1\lambda_z}{C_{m1t} - 0,25} \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}/\gamma_{M0}} \right) \geq \left(1 - \frac{0,1}{C_{m1t} - 0,25} \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}/\gamma_{M0}} \right) \quad (2.50)$$

Para secções de classe 3 e 4

$$K_{yy} = C_{my} \left(1 + 0,6\lambda_y \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}/\gamma_{M0}} \right) \leq C_{my} \left(1 + 0,6 \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}/\gamma_{M0}} \right) \quad (2.51)$$

$$K_{zy} = \left(1 - \frac{0,05\lambda_z}{C_{m1t} - 0,25} \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}/\gamma_{M0}} \right) \geq \left(1 - \frac{0,05}{C_{m1t} - 0,25} \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}/\gamma_{M0}} \right) \quad (2.52)$$

Considerando a variação de momentos linear com $-1 \leq \Psi \leq 1$ determinam-se os coeficientes C_{my} e C_{mLT} através das expressões(2.53)e(2.54).

Para o cálculo de C_{my} é preciso considerar o eixo de flexão em Y e a direcção contraventada em Z

$$C_{my} = 0,6 + 0,4\Psi \quad (2.53)$$

Para o cálculo de C_{mLT} é preciso considerar o eixo de flexão e a direcção contraventada em Y

$$C_{mLT} = 0,6 + 0,4\Psi \quad (2.54)$$

É necessário ainda, sendo uma das partes mais importantes no cálculo da estabilidade, o cálculo do momento crítico da estrutura .O momento crítico pode ser estimado através da expressão (2.55) aplicável a elementos submetidos à flexão em torno do eixo de maior inércia, constituídos por secções

simétricas em relação ao eixo de menor inércia, com diversas condições de apoio e diversos tipos de carregamento.

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{(k_z L)^2} \left\{ \left[\left(\frac{k_z}{k_w} \right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k_z L)^2 G I_T}{\pi^2 EI_z} + (C_2 Z_g - C_3 Z_j)^2 \right]^{0,5} - (C_2 Z_g - C_3 Z_j) \right\} \quad (2.55)$$

Em que:

C_1, C_2, C_3 São coeficientes dependentes da forma do diagrama de momentos e das condições de apoio, que são calculados segundo o quadro B.1 do manual de dimensionamento do EC 3, página 424.

k_z e k_w São factores de comprimento efectivo dependentes das condições de apoio nas extremidades. Na maioria das situações práticas considera-se $k_z = k_w = 1,0$

$Z_j = 0$ Em secções duplamente simétricas (como secção I e H)

$C_2 Z_g = 0$ Em vigas submetidas a momentos de extremidade

$$X_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}} \quad (2.56)$$

$$\phi_{LT} = 0,5 [1 + \alpha_{LT} (\lambda_{LT} - 0,2) + \lambda_{LT}^2] \quad (2.57)$$

α_{LT} é o factor de imperfeição dependente da curva de encurvadura tal que:

Quadro 2.7 - curvas de encurvadura lateral[17]

<i>Secção transversal</i>	<i>Limites</i>	<i>Curva de encurvadura</i>
<i>Secções em I laminadas</i>	$h/b \leq 2$	a
	$h/b > 2$	b

$$\lambda_{LT} = [W_y f_y / M_{cr}]^{0,5} \quad (2.58)$$

$W_y = W_{pl,y}$ Para secções de classes 1 e 2

$W_y = W_{el,y}$ Para secção de classe 3

M_{cr} é o momento critico calculado em (2.55)

Após se dispor de todos os coeficientes necessários ao cálculo da verificação do bambeamento, ou seja da encurvadura lateral, é possível então a aplicação da expressão(2.37)e(2.38)

Para o cálculo da verificação à encurvadura lateral na secção do reforço poderá fazer-se através de dois métodos.

O primeiro método será semelhante ao descrito anteriormente, mas com a particularidade de que será calculado para a secção a meio vão do reforço[17].

O segundo método utilizado para o calculo do momento critico[13] foi desenvolvido por Andrade e Camotim (2005), Figura 2.24 que deduziram expressões analíticas aproximadas para secções duplamente simétricas. O valor de α será igual a 0,5 tendo em conta que a secção de reforço terá uma altura máxima de 2 vezes a o perfil da viga.

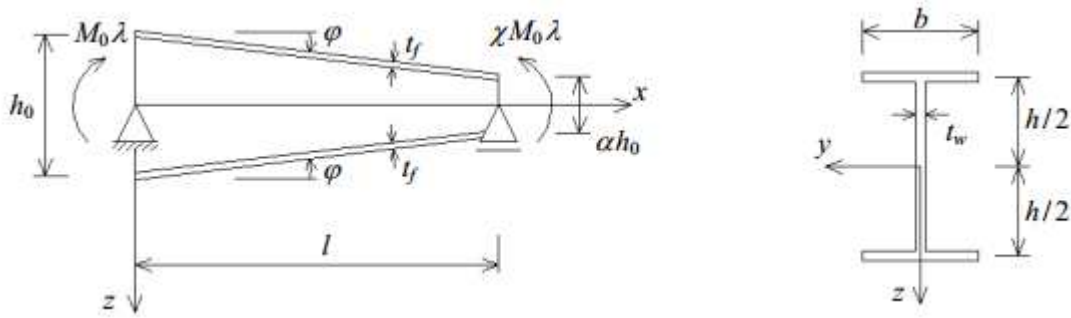


Figura 2.24 - Geometria do reforço

$$M_{cr} = \max\{1, |\chi|\} \frac{\mu_0 \lambda_{cr}}{l} \sqrt{EI_z GJ_0} \quad (2.59)$$

$$\varphi = \arctan \frac{1 - \alpha}{2l} h_0 \quad (2.60)$$

$$\mu_0 \lambda_{cr} = \pi C_1 \sqrt{1 + a k_{w0}^2 + b k_{j0}^2} \quad (2.61)$$

$$\frac{1}{C_1^2} = c + d(1 - \chi) + f(1 - \chi)^2 \quad (2.62)$$

$$a = 1 - 1,021(1 - \alpha) + 0,2927(1 - \alpha)^2 \quad (2.63)$$

$$b = -0,3815(1 - \alpha) \quad (2.64)$$

$$c = 1; -\frac{1}{2} \leq \chi \leq 1 \quad (2.65)$$

$$d = -1,206 + 0,2160\alpha + 0,2275e^{-1,5K_{w0}} - 0,2090\alpha e^{-1,5K_{w0}} \quad (2.66)$$

$$f = 0,3973 - 0,1174\alpha - 0,100e^{-1,5K_{w0}} + 0,1070\alpha e^{-1,5K_{w0}} \quad (2.67)$$

$$K_{w0} = \frac{\pi}{l} \sqrt{\frac{EI_{w0}}{GJ_0}} \quad (2.68)$$

$$K_{J0} = \frac{h_0 t_w^3}{3J_0} \quad (2.69)$$

$$I_z = \frac{1}{6} b^3 t_f \cos^3 \varphi \quad (2.70)$$

$$I_{w0} = \frac{1}{24} h^2 b^3 t_f \cos^3 \varphi \quad (2.71)$$

$$J_0 = \frac{2b}{3} \left(\frac{t_f}{\cos \varphi} \right)^3 + \frac{h t_w^3}{3} \quad (2.72)$$

Após as verificações das condições (2.37) e (2.38) é necessário proceder-se à condição da expressão (2.73).

$$M_{Ed} \leq M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} w_y f_y}{\gamma_{M0}} \quad (2.73)$$

Em que w_y depende do tipo de classe presente na secção, sendo igual a $W_{pl,y}$ se for classe 1 ou 2 e igual a $W_{el,y}$ se pertencer à classe 3.

3

ESTUDO DE UM CASO REAL

Neste capítulo apresenta-se um estudo de um projecto situado na freguesia de Lousado, conselho de Famalicão, onde irá ser feita a ampliação da unidade fabril MABOR-CONTINENTAL, INDUSTRIAS DE PNEUS S.A. No presente capítulo irá estudar-se a primeira fase de ampliação que consiste na construção de 11000m². Esta ampliação foi projectada pela empresa SOPCSEC.

A ampliação é constituída por um edifício com apenas um piso térreo e cobertura, e apresenta comunicação com a nave principal existente; a Figura(3.1) apresenta a sua localização aproximada junto a infra-estruturas pré-existentes



Figura 3.1 - Planta com localização aproximada do edifício

A construção foi condicionada por edifícios já existentes adjacentes a este obrigando a uma escolha de um conjunto de soluções que melhor se adequam à integração do novo edifício nos existentes.

A infra-estrutura do edifício é constituída por fundações directas tendo sido admitida uma tensão admissível no solo de 400kPa. O pavimento térreo será constituído por laje térrea em betão reforçada com duas malhas de varões de aço em zona corrente, e com uma rede electrossoldada no caso do pavimento em zonas sociais.

A super-estrutura é constituída por pórticos metálicos materializados por perfis de alma cheia do tipo IPE. O pavilhão em questão vence vãos de 20, 30 e 40 metros com pórticos espaçados de 12 metros

sendo as vigas e os pilares dimensionados de acordo com os vãos indicados. Foi necessário colocar-se tirantes tubulares no plano do pórtico ligando os pilares.

Os pórticos são constituídos por coberturas de duas águas com inclinação de 7 %. Esta cobertura será realizada com chapas metálicas com isolamento térmico no interior apoiadas em madres em Z espaçadas de 2 metros.

O pórtico apresenta-se contraventado através de um sistema de perfis tubulares metálicos dispostos horizontalmente na cobertura e verticalmente na fachada. No interior do pavilhão existem ainda pórticos de contraventamento dispostos na direcção perpendicular às vigas.

O pórtico que se irá estudar tem 30 metros de vão e uma altura de 9,18 metros e possui um IPE 450 e um IPE500 como secções transversais respectivamente do pilar e da viga. Colocou-se um tirante a ligar os 2 pilares pois os momentos de extremidade eram muito elevados sem este. O tirante ajuda a diminuir a tendência de abertura do pórtico.

3.1. PROGRAMA UTILIZADO

Recorreu-se para a determinação de esforços e respectivamente dos seus diagramas ao programa de cálculo SOFISTIK.

A SOFISTIK AG desenvolve e distribui um software ligado à engenharia que seguiu um conceito sofisticado arranjando uma maneira de responder de uma forma rápida às necessidades do utilizador. O centro de programas de análise do SOFISTIK é um importante banco de dados que permite que um conjunto de programas que quando endereçado por ficheiros *standard* ou pela interface gráfica de usuários possam trocar informações através desse banco de dados.

Este é composto por uma estrutura modular e fornece toda a disponibilidade para interfaces abertas

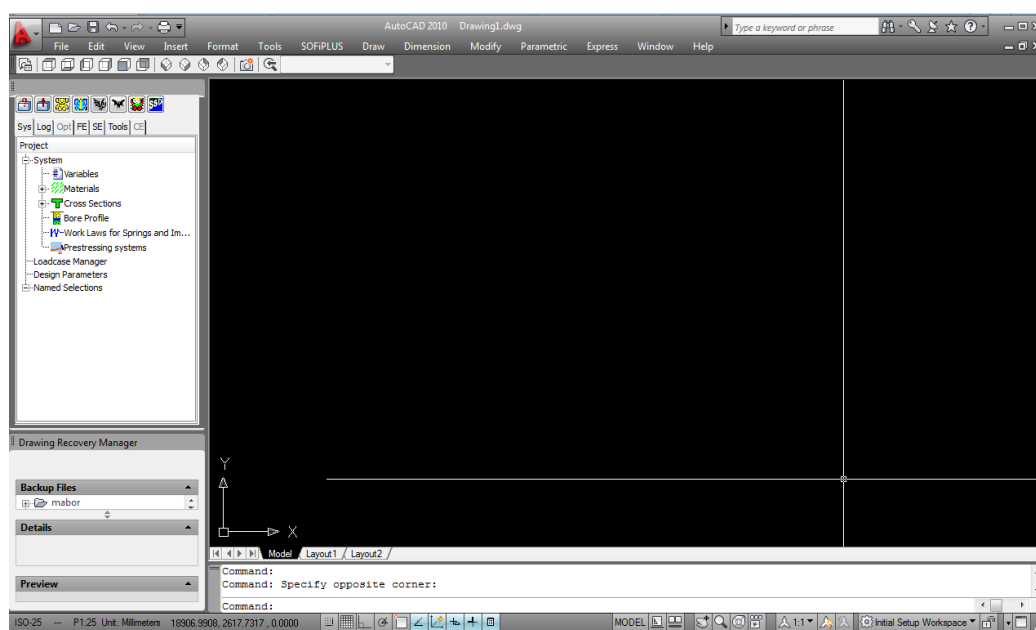


Figura 3.2 - Página inicial do SOFIPLUS

O SOFIPLUS é um programa que corre em parceria com o SOFISTIK, onde neste, basicamente se coloca a estrutura com o respectivo carregamento, definindo o material e o tipo de modelação que se pretende realizar. Este funciona com a incorporação de um programa bastante conhecido entre arquitectos e engenheiros, Autocad, onde se desenha/projecta a estrutura pretendida e posteriormente usando-se todas as ferramentas do SOFIPLUS consegue conferir-se a todos os elementos a rigidez necessária.

Após a colocação da estrutura no SOFIPLUS, é necessário exportá-la para o SOFISTIK, onde se irá calcular a estrutura utilizando as combinações mais desfavoráveis e escolhendo a análise que se quer fazer. Obtém-se de seguida todos os esforços necessários para posteriormente se verificar a segurança e a estabilidade da mesma.

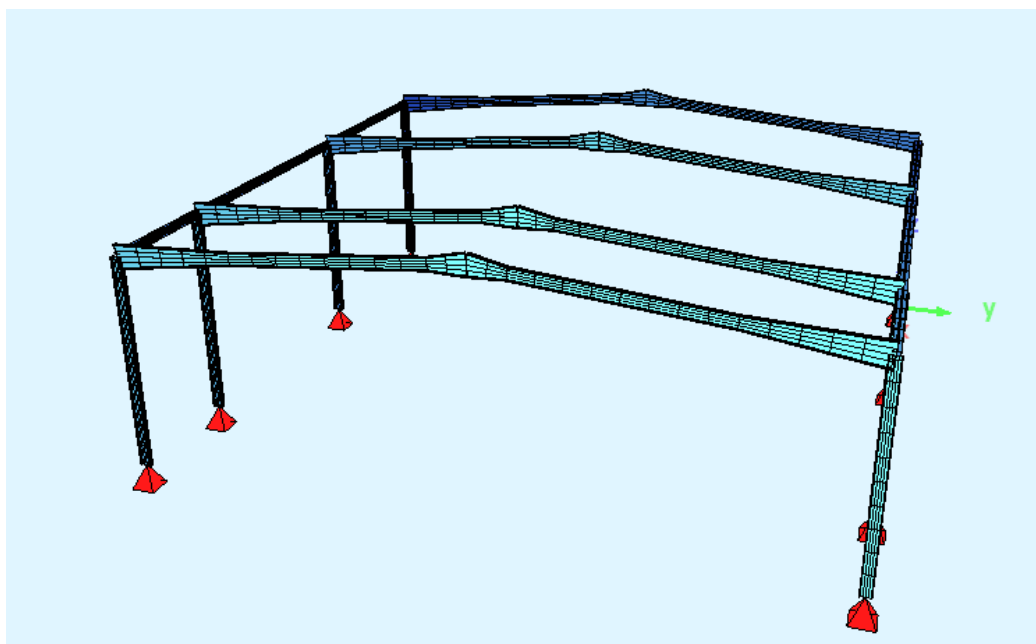


Figura 3.3- pórtico modelado em 3D no SOFISTIK

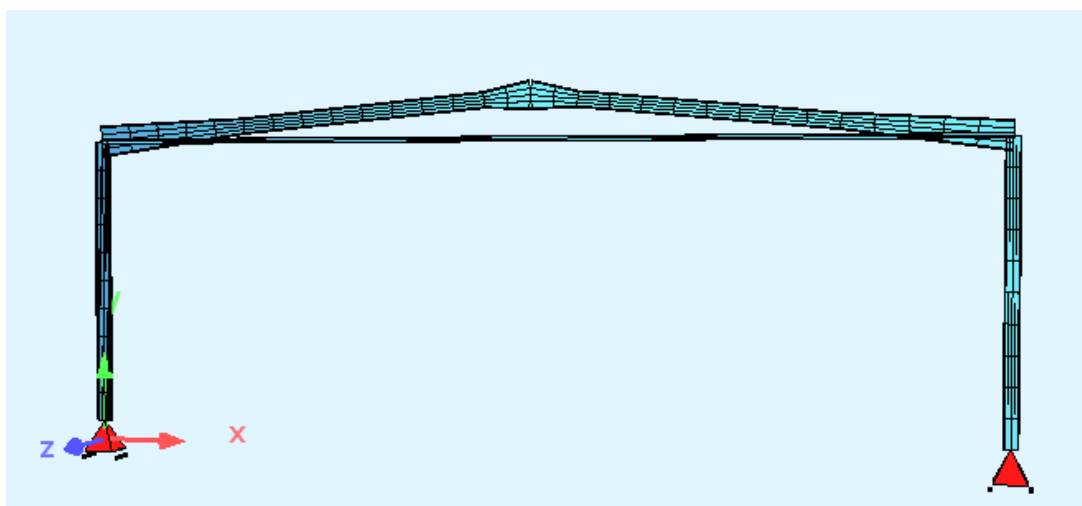


Figura 3.4 - pórtico a ser estudado e modelado pelo SOFISTIK

3.2. QUANTIFICAÇÃO DE ACÇÕES

Quantificaram-se as acções através dos seus valores característicos atendendo à localização da construção.

Foram de seguida efectuadas as verificações de segurança necessárias aos diferentes estados limites tendo em conta as combinações mais desfavoráveis. Como foi referido no capítulo 2.

3.2.1. ACÇÕES PERMANENTES

As acções permanentes como foi referido no subcapítulo 2.2 são carregamentos que se mantêm inalteráveis ao longo do tempo. Neste caso em estudo temos como cargas permanentes o peso próprio da estrutura, Revestimento (cargas suspensas) arbitrando de uma forma rigorosa o valor de $0,17 \text{ kN/m}^2$, e elementos fixos que incluem as madres com $0,078 \text{ kN/m}^2$ e 2 chapas mais o isolamento com o peso de $0,176 \text{ kN/m}^2$, que nos dá um total de carga permanente por pórticos de $5,13 \text{ kN/m}$

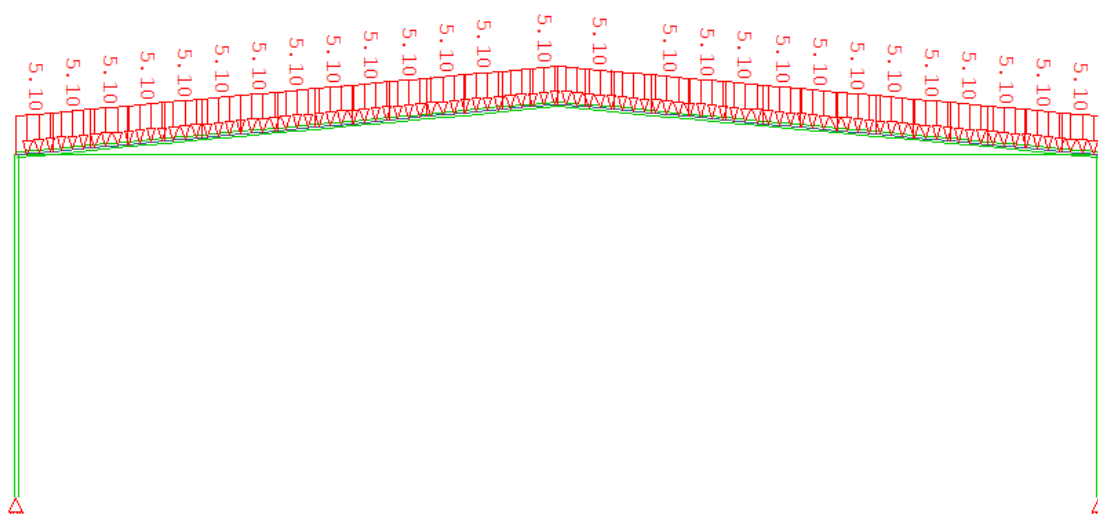


Figura 3.5 - pórtico a ser estudado e modelado pelo sofistik

3.2.2. ACÇÕES VARIÁVEIS

Acções variáveis são todas as cargas que sofrem alterações ao longo do tempo. Neste caso irá considerar-se a sobrecarga e o vento como cargas variáveis. Segundo o anexo nacional do Eurocódigo 1, pode estimar-se como sobrecarga $0,4 \text{ kN/m}^2$. Tendo em conta que os pórticos estão espaçados de 12 metros ter-se-á em cada pórtico o valor de $4,8 \text{ kN/m}$. A carga vento é estimada de acordo com o descrito no subcapítulo 2.2.1. e é de referir que neste estudo foi utilizado o valor de W_i igual a 0,3.

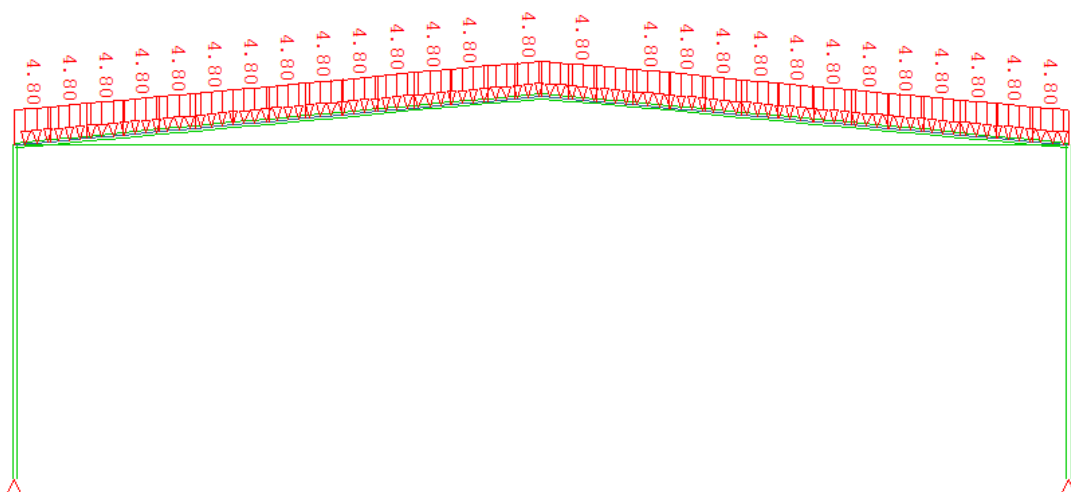


Figura 3.6 – Sobrecarga

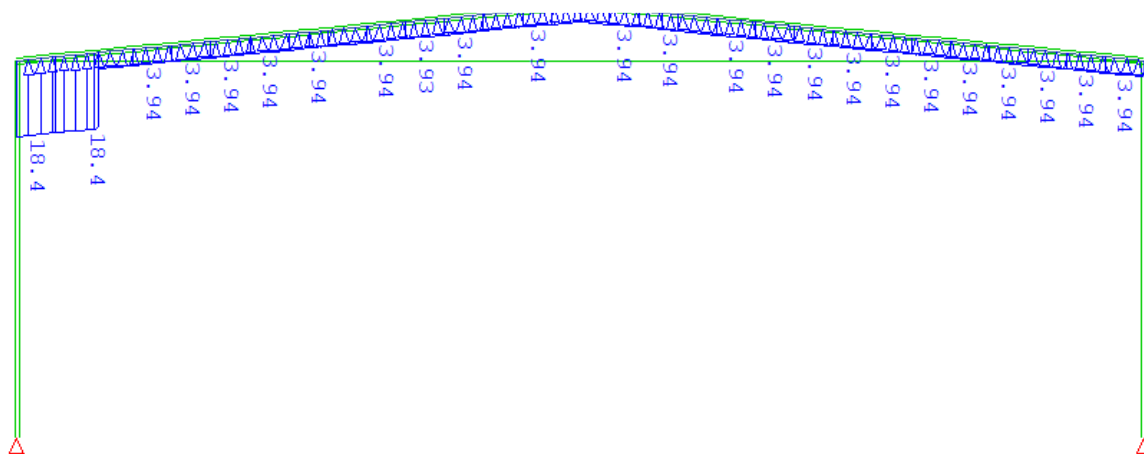


Figura 3.7 -Acção do vento na cobertura

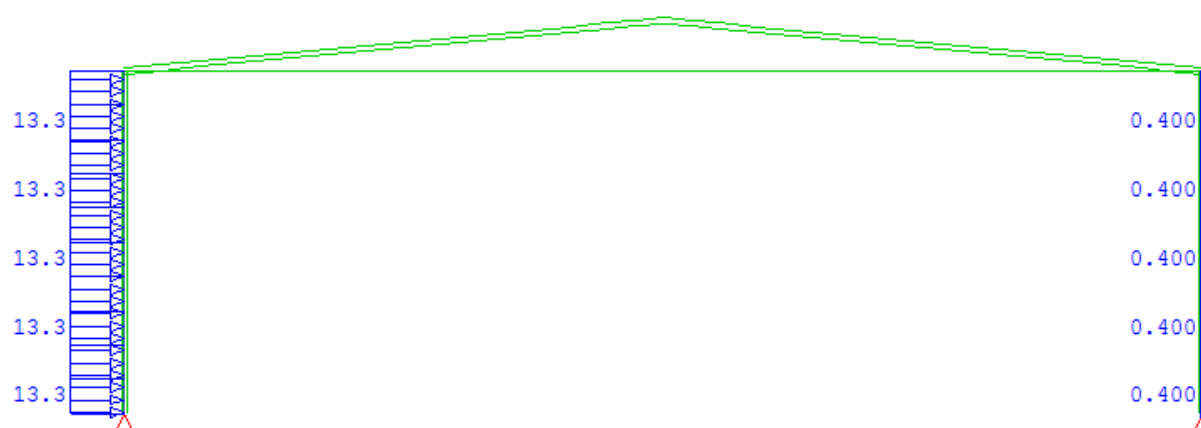


Figura 3.8- Acção do vento nas paredes

Posteriormente à quantificação da acção é necessário combiná-las de maneira a detectar aquela que é mais desfavorável. Foram obtidas duas combinações como o descrito no subcapítulo quantificação de acções onde existirá uma primeira combinação que terá como acção de base a sobrecarga e uma segunda combinação que terá o vento como acção de base.

3.3. ANÁLISE GLOBAL

A análise Global desta estrutura rege-se através dos fundamentos apresentados no subcapítulo 2.3, calculando-se as imperfeições geradas pelas cargas verticais aquando da tracção dos pilares.

Sendo o $\theta_0 = 0,0029$ através da formula apresentada em (2.17) , as forças horizontais resultantes das imperfeições das cargas verticais são:

$$F_1 = 5,1 * 30 * 0,0029 = 0,44KN/m \quad (3.1)$$

$$F_2 = 4,8 * 30 * 0,0029 = 0,42KN/m \quad (3.2)$$

Sendo:

F_1 a força horizontal permanente resultante da imperfeição das cargas permanentes verticais

F_2 a força horizontal variável resultante da imperfeição da sobrecarga

É necessário saber-se se a estrutura é não linear geométrica. Segundo o EC3:

$$\alpha_{cr} = \left(\frac{1,181}{466,5} \right) \left(\frac{10,53}{3,89} \right) = 6,85 < 10 \rightarrow \text{estrutura de nós móveis} \quad (3.3)$$

Tendo em conta que a estrutura é de nós móveis é necessário multiplicar as cargas horizontais obtidas anteriormente por $\frac{1}{1 - \frac{1}{\alpha_{cr}}} = 1,17$

$$F_{1final} = 0,44 \times 1,17 = 0,51KN/m \quad (3.4)$$

$$F_{2final} = 0,42 \times 1,17 = 0,49KN/m \quad (3.5)$$

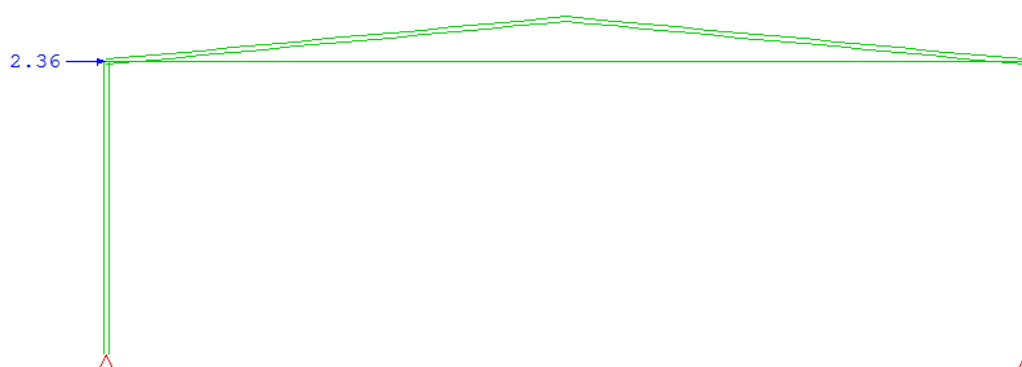


Figura 3.9 –combinação das imperfeições

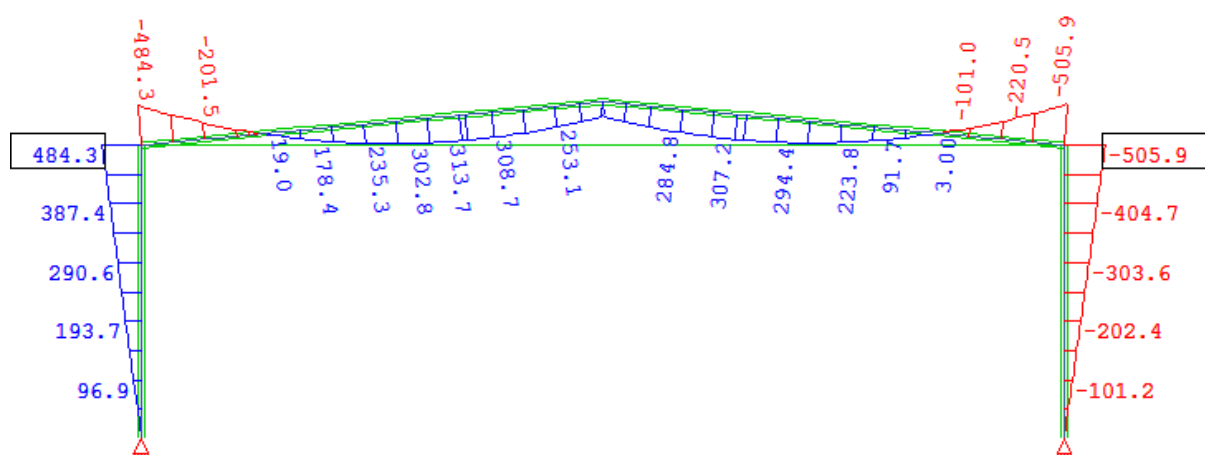


Figura 3.10 - Diagrama de momentos no ELU

3.4. VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA

3.4.1. VERIFICAÇÃO DA RESISTÊNCIA DA SECÇÃO

Quadro 3.1 - Verificação da resistência da secção do pilar IPE450 do pórtico do pavilhão da Mabor-Continental

axial	
$N_{Pl,Rd}$	3508,11
N_{Ed}	227,8
$0,25*N_{Pl,Rd}$	877,0275
$0,5*h_w*t_w*f_y/\gamma_{M0}$	702,1048
Flexão	
M_{Ed}	484,3
$M_{Pl,Rd}(2.35)$	604,21

Quadro 3.2 - Verificação da resistência da secção da viga IPE500 do pórtico do pavilhão da Mabor -Continental

Axial	
$N_{Pl,Rd}$	4100,25
N_{Ed}	722,1
$0,25*N_{Pl,Rd}$	1025,0625
$0,5*h_w*t_w*f_w/\gamma_{M0}$	847,314
Flexão	
M_{Ed}	313,1
$M_{Pl,Rd}(2.35)$	778,87

3.4.2. VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE

Apesar de não se ter conhecimento do travamento que se dará aos pilares para verificar a estabilidade deste, considerou-se um travamento a 2/3 da base do pilar, pois se não se considerasse nenhum travamento o pilar não verificava a segurança à encurvadura.

Retirou-se do programa de análise que o valor do Momento a 2/3 da base seria 145,28 KNm.

Quadro 3.3 - verificação da estabilidade do pilar IPE450 do pórtico do pavilhão da Mabor Continental

M_{Ed}	145,28	484,3
$M_{Z,Ed}$	0	0
N_{Rk}	3508,11	3508,11
M_{Rk}	604,21	604,21
χ_y	0,893456391	0,893456391
χ_z	0,236535527	0,690513998
M_{cr}	533,0238349	1598,613944
χ_{LT}	0,556606256	0,829571786
Verificação		
Condição (2.37)	0,28479538	0,608243204
Condição (2.38)	0,510529782	0,991011988
$M_{b,Rd}$	336,3070658	501,2355691

A verificação da estabilidade da viga foi feita considerando travamentos na zona final do reforço e de seguida de 2 em 2 metros na viga principal, pois transversalmente à viga estão dispostas as madres espaçadas a essa mesma distância.

Quadro 3.4 - Verificação ao bambeamento da viga IPE500 do pórtico do pavilhão da Mabor-Continental

	Distância entre travamentos (m)				
	5-7	7-9	9-11	11-13	13-15
M_{Ed}					
χ_y	0,710031074	0,710031074	0,710031074	0,710031074	0,710031074
χ_z	0,70419453	0,70419453	0,84756362	0,70419453	0,87834067
$M_{Z,Ed}$	0	0	0	0	0
N_{RK}	4100,25	4100,25	4100,25	4100,25	4100,25
M_{RK}	778,87	778,87	778,87	778,87	778,87
M_{cr}	6371,911545	6590,373948	3827,028518	2891,74529	3015,526296
W_y	2194	2194	2194	2194	2194
χ_{LT}	0,945608897	0,947821514	0,905249698	0,875710013	0,880556833
Condição (2.37)	0,533029854	0,532364551	0,566170982	0,671653635	0,597618813
Condição (2.38)	0,488802881	0,484948299	0,536542245	0,647213501	0,570800418
$M_{b,Rd}$	736,5064015	738,2297429	705,0718323	682,0642579	685,8393004

Chegou-se á conclusão, após todos os cálculos necessários, que o reforço deste pórtico é de classe 3 e a verificação à sua estabilidade foi feita de acordo o subcapítulo 2 considerando a altura a meio vão do reforço.

Quadro 3.5 -verificação da estabilidade do reforço do pórtico do pavilhão da Mabor-Continental

M_{Ed}	485,22
$M_{Z,Ed}$	0
N_{Rk}	4022,839287
M_{Rk}	1350,2344
χ_y	0,896835824
χ_z	0,398955425
M_{cr}	1248,060916
χ_{LT}	0,620224002
Verificações	
Condição (2.37)	0,495206705
Condição (2.38)	0,995101071
$M_{b,Rd}$	718,8408857

Neste capítulo descreveu-se todo o caso real que se estudou na empresa SOPSEC.

Foi utilizado um dos pórticos deste pavilhão para o estudo em questão, projectando-o num programa recente com características especiais, SOFISTIK, o qual foi necessário estudar para se alcançar os objectivos necessários.

Posteriormente ao cálculo dos esforços no Sofistik e aos respectivos diagramas, verificou-se a segurança do pilar e da viga, e seguindo todos os passos do capítulo 2 chegou-se à conclusão que ambas as secções verificavam a sua resistência.

Procedeu-se também à verificação de estabilidade, ou seja à verificação de encurvadura lateral onde se chegou à conclusão que seria necessário colocar um travamento no pilar a 2/3 da sua base. Verificou-se a estabilidade da viga tendo em conta a existência de travamentos no final do reforço, ou seja a 5 metros e de 2 em 2 metros (espaçamento entre as madres). Este procedimento seguiu todos os passos descritos no subcapítulo 2.

Chegou-se então à conclusão que estes perfis são aptos para este pórtico.

Após a realização deste caso real procedeu-se ao dimensionamento de vários casos semelhantes a este, onde se irão variar alguns parâmetros importantes que possam condicionar a solução final.

4 ESTUDO PARAMÉTRICO

4.1. DESCRIÇÃO DO ESTUDO

Neste capítulo irá fazer-se um estudo paramétrico variando alguns parâmetros importantes que possam contribuir para um melhor desempenho e uma melhor solução do pórtico.

No desenvolvimento de um projecto de um pórtico surgem sempre ambiguidades e dúvidas sobre qual será a melhor solução a adoptar. Deste modo irá fazer-se um estudo paramétrico onde se irão variar vários parâmetros (Quadro 4.1), permitindo a existência de uma vasta gama de soluções.

No Quadro 4.1 apresentam-se os casos estudados e os seus respectivos parâmetros. Os parâmetros que irão variar em cada caso de estudo são: o vão do pórtico, a altura do pórtico, o afastamento entre pórticos, o tipo de apoio utilizado e a utilização ou não de pórticos de extremidade com maior rigidez do que os pórticos intermédios.

A escolha destes parâmetros foi idealizada tendo em vista a escolha de uma melhor solução possível. Sabe-se que com o aumento do vão de um pórtico os momentos de extremidade, tendem a aumentar, sendo necessário aumentar-se a secção dos elementos (pilar e viga).

Com o aumento da altura do pórtico necessitar-se-á de um aumento da sua rigidez e possivelmente a necessidade de colocação de travamentos tendo em conta a verificação da estabilidade.

Quando há um aumento do afastamento entre pórticos, as cargas aplicadas aumentam gerando assim um aumento dos momentos e posteriormente um aumento das secções necessárias para a verificação do pórtico.

Poderá escolher-se como fundação, um apoio articulado ou um apoio rígido. Sabe-se que o apoio rígido é mais dispendioso mas em contrapartida os momentos máximos no pórtico diminuem.

Tendo em conta a existência de pórticos de extremidade mais rígidos sabe-se que numa análise 2D irá ser representado pela colocação de um apoio elástico horizontal no topo do pilar. Este irá limitar o deslocamento lateral onde, na realidade, é assegurado pelos pórticos de extremidade mais rígidos, contrariamente ao que acontece em pavilhões com todos os pórticos com a mesma rigidez. Caso o pavilhão tenha 10 pórticos, 5 desses 10 pórticos iram ser impedidos de se deslocar lateralmente devido a um dos pórticos de extremidade mais rígidos.

Será considerado em todos os pórticos deste estudo um custo de 2,5€ por kg de aço num perfil. Para os travamentos vai-se assumir um custo de 3 € por kg sendo que se irá considerar um comprimento para

cada lado do travamento de 1 metro realizado por uma cantoneira L50x50x5. Logo todas as opções tomadas terão em consideração o factor económico juntamente com a segurança das estruturas.

Quadro 4.1 - casos do estudo paramétrico

Caso	Vão(L)	altura(m)	afastamento entre pórticos(m)	Tipo de apoio	Pórticos de maior rigidez na extremidade
1	20	5	5	Articulado	não
2	30	5	5	Articulado	não
3	40	5	5	Articulado	não
4	20	10	5	Articulado	não
5	30	10	5	Articulado	não
6	40	10	5	Articulado	não
7	20	15	5	Articulado	não
8	30	15	5	Articulado	não
9	40	15	5	Articulado	não
10	20	10	10	Articulado	não
11	30	10	10	Articulado	não
12	40	10	10	Articulado	não
13	20	10	5	Rígido	não
14	30	10	5	Rígido	não
15	40	10	5	Rígido	não
16	20	10	5	Articulado	sim
17	30	10	5	Articulado	sim
18	40	10	5	Articulado	sim

4.2. ACÇÕES E PRÉ-DIMENSIONAMENTO

A quantificação das acções e os critérios de segurança são bastante importantes no dimensionamento de um pavilhão industrial, onde se estimam os pesos próprios da estrutura e se quantificam as restantes acções permanentes, sobrecargas e acção do vento.

Após se quantificarem as acções procede-se ao pré dimensionamento, onde se definem as dimensões dos elementos estruturais. Este estudo foi feito admitindo usar-se um aço S355. Não se pretende, no entanto, com este estudo paramétrico, tratar de uma forma exaustiva o dimensionamento de pavilhões

industriais, pois apresentam uma multiplicidade de soluções alternativas. As acções irão variar dependendo do afastamento entre pórticos.

4.2.1. ACÇÕES PERMANENTES

Na quantificação das acções permanentes são consideradas além do peso próprio dos elementos estruturais, o peso próprio das madres, o peso próprio da chapa de cobertura, o peso próprio do vigamento lateral secundário e da chapa de revestimento lateral, estimando para isso um valor de $0,45 \text{ kN/m}^2$

No caso de pórticos com afastamento de 5 metros temos que:

$$G = PP + 0,45 \text{ kN/m}^2$$

$$G = PP + 2,25 \text{ kN/m (análise 2D)}$$

No caso de pórticos com afastamento de 10 metros temos que:

$$G = PP + 0,45 \text{ kN/m}^2$$

$$G = PP + 4,5 \text{ kN/m (análise 2D)}$$

4.2.2. ACÇÃO DA SOBRECARGA

A sobrecarga de utilização na cobertura de um pavilhão industrial pertencente á categoria H tem o valor de $0,4 \text{ kN/m}^2$ e rege-se segundo o EC1.

Quadro 4.2 - categoria de coberturas

Categoria	Utilização específica
H	Coberturas não acessíveis, excepto para operações de manutenção e reparação correntes
I	Coberturas acessíveis com utilizações definidas nas Categorias A a G
K	Coberturas acessíveis para utilizações especiais, tais como aterragem de helicópteros

No caso de pórticos com afastamento de 5 metros

$$Q = 0,4 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = 2 \text{ kN/m (análise 2D)}$$

No caso de pórticos com o afastamento de 10 metros

$$Q = 0,4 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = 4 \text{ kN/m (análise 2D)}$$

4.2.3. ACÇÃO DO VENTO

A quantificação da acção do vento foi realizada de acordo com a norma EC1 parte 1-4 e seguindo todas as etapas numeradas no subcapítulo 2.2.1. A força devido ao vento é dada pela soma de pressões externas $F_{w,e}$ com pressões internas $F_{w,i}$.

4.2.4. COMBINAÇÕES

Depois de quantificadas as acções procede-se à combinação destas, obtendo os valores de cálculo dos esforços actuantes, que são realizadas segundo o EC0, tal como é indicado no subcapítulo 2.2, para o Estado Limite Último.

$$E_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{K,j} + \gamma_{Q,1} Q_{K,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{K,i} \quad (4.1)$$

$$\gamma_G = 1,35$$

$$\gamma_q = 1,50$$

Para a combinação ELU(Quadro 2.1), tendo a sobrecarga como acção base, não considerando o peso próprio e sendo a acção do vento favorável, o esforço actuante na viga após a combinação tem o valor calculado na expressão(4.2) e (4.3).

Para um espaçamento entre pórticos de 5 metros:

$$E_d = 1,35 \times 2,25 + 1,5 \times 2 = 6,04 \text{ kN/m} \quad (4.2)$$

Para um espaçamento entre pórticos de 10 metros:

$$E_d = 1,35 \times 4,5 + 1,5 \times 4 = 12,1 \text{ kN/m} \quad (4.3)$$

Para a combinação ELU(Quadro 2.1), tendo o vento como acção de base, não considerando o peso próprio, sendo a a acção permanente e a sobrecarga favoráveis, obtêm-se a expressão (4.4) que permite calcular o esforço actuante no pórtico.

$$E_d = 1 \times 2,25 + 1,5 \times V \quad (4.4)$$

$$E_d = 1 \times 4,5 + 1,5 \times V \quad (4.5)$$

V- valor do esforço do vento em cada caso de estudo

Nos vários estudos de pórticos irá usar-se a combinação mais desfavorável para cada caso., utilizando-a para cálculos seguintes.

4.2.5. PRÉ-DIMENSIONAMENTO

O pré dimensionamento irá seguir uma metodologia simples de maneira a se conseguir determinar qual o perfil mínimo a usar no pórtico. Possivelmente será necessário aumentar a rigidez do pórtico quando se calcular a verificação seccional e a verificação de estabilidade.

Neste presente trabalho foi usado o programa de cálculo Robot, que facilitou os processos do pré dimensionamento.

$$M_{Ed} \leq W_{pl,y} \times f_y \quad (4.6)$$

O valor de cálculo do momento actuante (M_{Ed}) é calculado através do programa utilizado neste capítulo, ROBOT. Aplica-se então a expressão (4.6) retirando o valor mínimo de $W_{pl,y}$. Posteriormente irá escolher-se o perfil mais adequado que irá ter um valor superior de $W_{pl,y}$ do que o calculado pela expressão (4.6).

4.2.6. ANÁLISE GLOBAL

A consideração ou não dos efeitos de segunda ordem advêm do cálculo do $\alpha_{critico} \leq 10$. A abordagem ao cálculo do $\alpha_{critico}$ é materializado através de 3 métodos, método baseado no Eurocódigo3, método baseado em valores e vectores próprios(ROBOT) e o método baseado no cálculo do λ_{cr} [2].

O primeiro método foi exposto nos subcapítulos 2.3.2 2.3.3.

No segundo método o utilizado neste capítulo para cálculos posteriores, recorre-se ao ROBOT para através de uma análise de valores e vectores próprios da matriz de rigidez se retirar o valor de $\alpha_{critico}$.

O primeiro passo para se fazer uma análise á encurvadura, será introduzir uma combinação com as mesmas características que a combinação para ELU de maneira a que seja possível mudar o tipo de análise, sem interferir com a análise linear já realizada. Como é indicada na Figura 4.1:

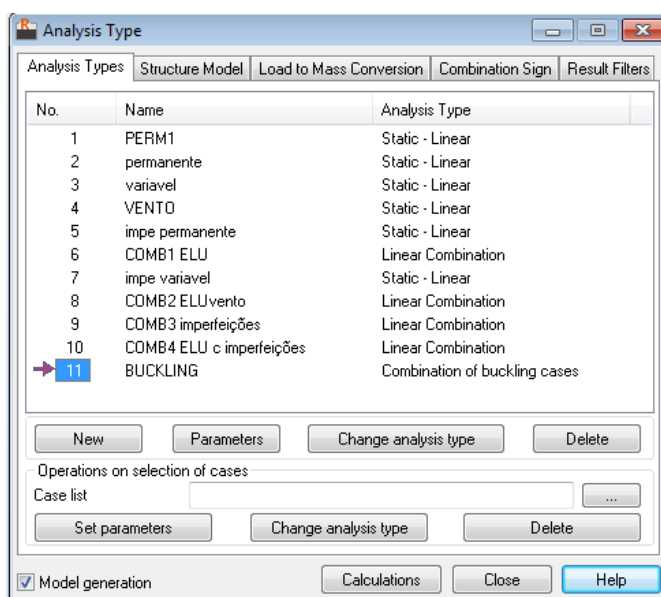


Figura 4.1 - combinação buckling- Robot

O segundo passo será colocar na combinação *Buckling* o tipo de análise que se pretende fazer

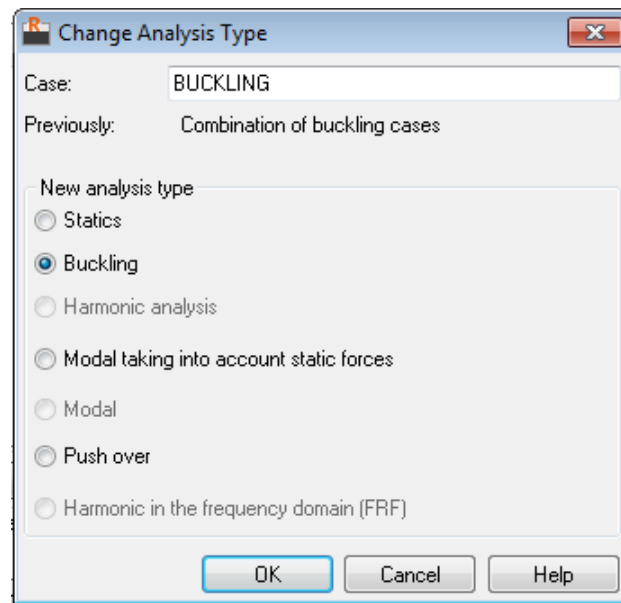


Figura 4.2 - Tipo de análise

Então calcula-se a estrutura e posteriormente seleccionar-se-á o item *critical loads* obtendo o α_{cr} .

View-tables-critical loads

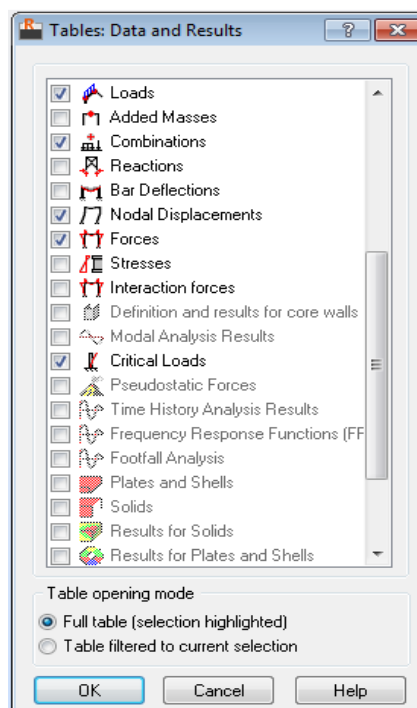


Figura 4.3 – carga crítica

4.2.7. VERIFICAÇÃO DA RESISTÊNCIA DA SECÇÃO TRANSVERSAL E DA ESTABILIDADE DOS ELEMENTOS

Este subcapítulo terá em conta tudo o que foi descrito no subcapítulo 2.3.5

Assim, após uma análise global da estrutura é necessário verificar se os perfis de cada elemento verificam tanto o critério da sua resistência como da sua estabilidade. Caso o perfil não verifique a resistência transversal é necessário aumentar a sua rigidez, ou seja aumentar o perfil a utilizar no pórtico.

Neste estudo específico destes presentes casos, é necessário ter atenção à verificação da estabilidade, pois esta depende da quantidade de travamentos que se introduzir, diminuindo o comprimento de encurvadura.

Nos pilares os travamentos irão variar de caso para caso. Por vezes não haverá necessidade de colocação de travamento visto que o perfil é rígido o suficiente de maneira a verificar a sua estabilidade. Noutros casos irá ser necessário a colocação de travamentos, de forma a verificar a estabilidade.

Nas vigas, neste estudo específico colocaram-se os travamentos na zona final do reforço da viga e posteriormente de 2 em 2 metros ao longo da viga, o que significa que se considerou que havia madres de 2 em 2 metros colocadas perpendicularmente ao plano da viga de maneira a travar o bambeamento.

A verificação à encurvadura lateral é realizada de maneiras distintas na viga principal e no reforço desta. O reforço da viga, tem como altura máxima o dobro da altura da secção usada na viga principal.

4.3. CASO 1

O caso de estudo 1 consiste num pavilhão com pórticos espaçados de 5 metros, cada um deles com 5 metros de altura e 20 de vão, sendo a sua fundação constituída por apoios duplos.

Neste caso não houve preocupação de limitações de deslocamentos considerando portanto que todos os pórticos do pavilhão são iguais, ou seja o dimensionamento foi feito sem qualquer impedimento lateralmente, verificando à posteriori se será um bom método a adoptar.

4.3.1. ACÇÕES PERMANENTES

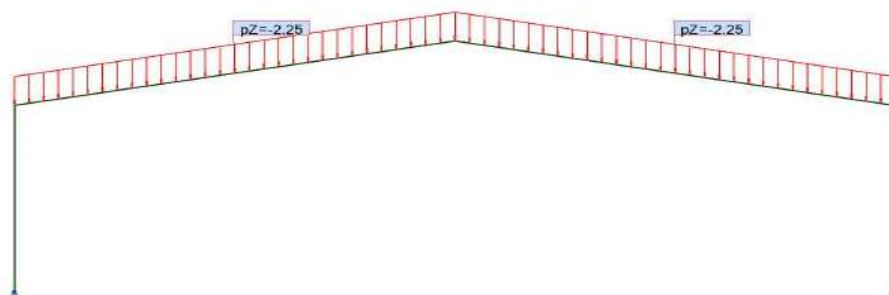


Figura 4.4 - Carga permanente não incluindo o peso próprio do caso1

4.3.2. ACÇÃO SOBRECARGA

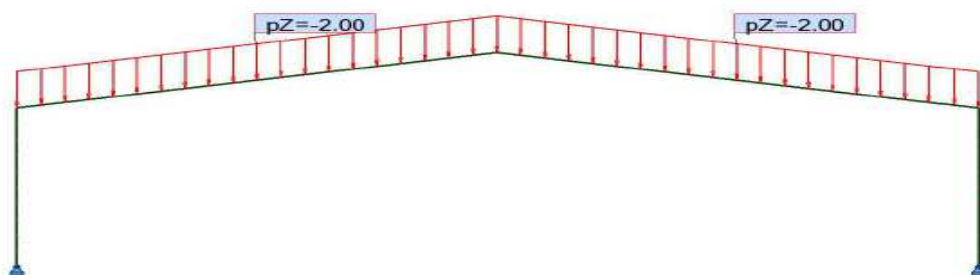


Figura 4.5 – acção variável-sobrecarga do caso 1

4.3.3. ACÇÃO DO VENTO

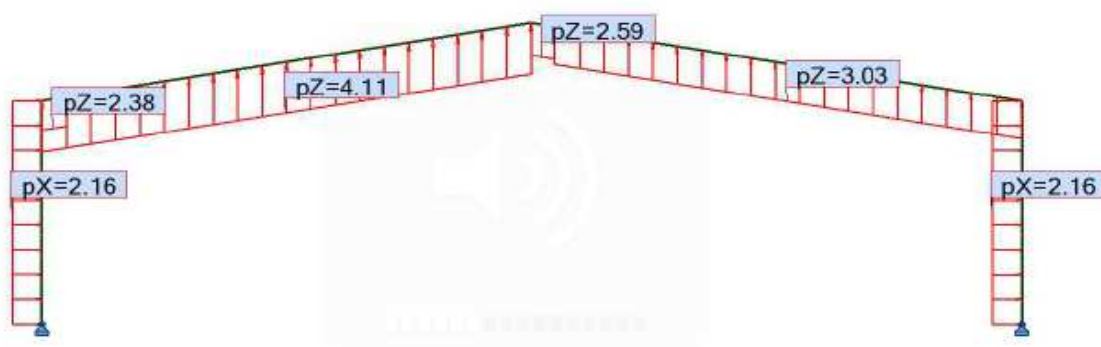


Figura 4.6 - acção variável-Vento do caso 1

4.3.4. COMBINAÇÕES

A primeira combinação é composta pela acção permanente e pela acção da sobrecarga como acção base, sendo estas desfavoráveis.

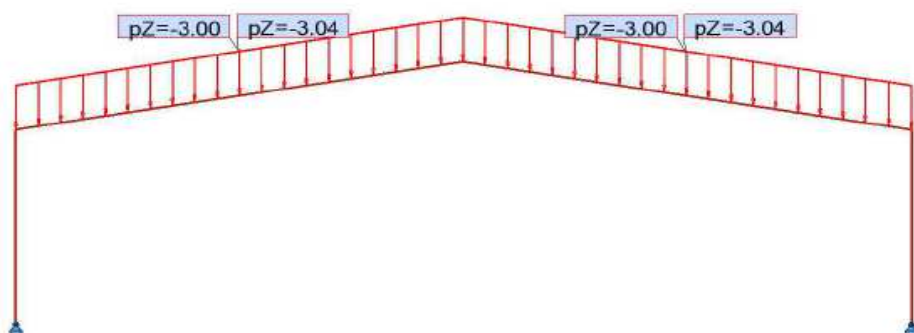


Figura 4.7 combinação 1 ELU-acção de base: sobrecarga do caso 1

A segunda combinação é composta pela acção permanente e a acção do vento como acção de base, sendo a permanente favorável e o vento desfavorável.

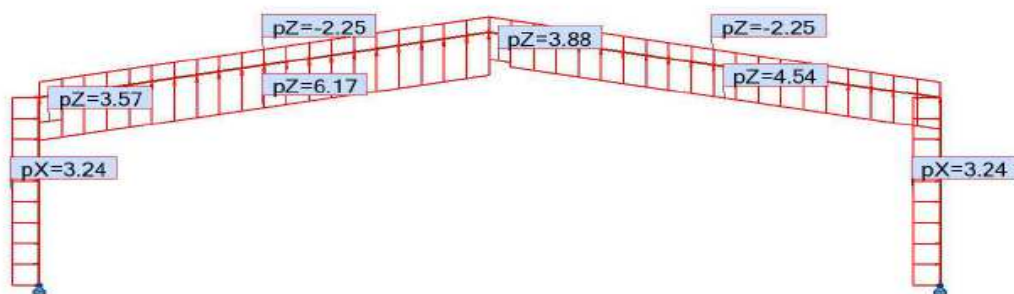


Figura 4.8 - combinação2 ELU acção de base: vento do caso1

4.3.5. PRÉ-DIMENSIONAMENTO

Pilar:

$$M_{Ed} \leq W_{pl,y} \times f_y \quad (4.7)$$

$$167,95 \leq W_{pl,y} \times 355 \times 10^3 \Leftrightarrow W_{pl,y} \geq \frac{167,95}{355 \times 10^3} \Leftrightarrow W_{pl,y} \geq 0,0004731m^3 = 473,1cm^3$$

Escolhendo um IPE330, $W_{pl,y}=804,3cm^3 \geq 473,1cm^3$ O.K.

Viga:

$$88,37 \leq W_{pl,y} \times 355 \times 10^3 \Leftrightarrow W_{pl,y} \geq \frac{88,37}{355 \times 10^3} \Leftrightarrow W_{pl,y} \geq 0,000249m^3 = 248,93cm^3$$

Escolhendo um IPE270, $W_{pl,y}=484cm^3 \geq 248,93cm^3$ O.K.

Após o pré-dimensionamento é aconselhável fazer-se a análise global de maneira a saber se é necessário incluir os efeitos de segunda ordem, que poderão afectar a solução futura.

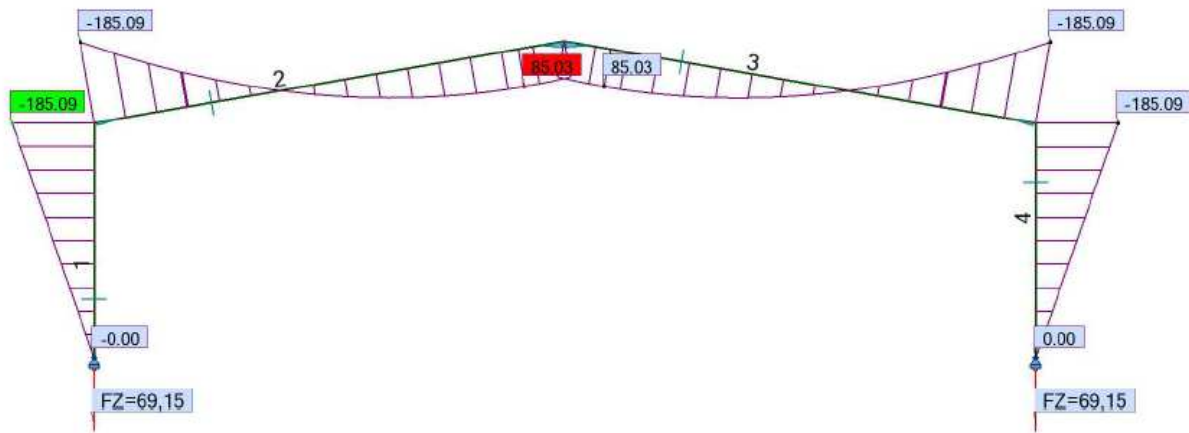


Figura 4.9 - diagrama de momento flector para ELU do caso 1

4.3.6. ANÁLISE GLOBAL

Esta análise é detalhada no subcapítulo 2.3. Foi necessário calcular-se as forças horizontais que resultam das imperfeições geradas pelas cargas verticais.

$$\phi = \phi_0 \alpha_h \alpha_m \quad (4.8)$$

$$\phi = 0,005 \times 0,894 \times 0,866 = 0,0039 \text{ Rad}$$

Foram consideradas as imperfeições nas cargas horizontais separadamente, de maneira depois a haver uma maior facilidade em combina-las.

$$F_{\text{permanente}} = F_1 = 2,25 \times 20 \times 0,0039 = 0,174 \text{ kN/m}$$

$$F_{\text{variaveis}} = F_2 = 2,00 \times 20 \times 0,0039 = 0,155 \text{ kN/m}$$

$$F_{\text{comb}} = 1,35 \times F_1 + 1,5 \times F_2 = 1,35 \times 0,174 + 1,5 \times 0,155 = 0,4674 \text{ kN/m}$$

Método baseado no EC3:

$$\alpha_{cr} = \left(\frac{H_{Ed}}{V_{Ed}} \right) \left(\frac{h_i}{\delta_{H,Ed}} \right) \quad (4.9)$$

$$\alpha_{cr} = \left(\frac{0,45}{138,3} \right) \left(\frac{5}{1,67} \right) = 9,74 < 10 \rightarrow \text{necessário entrar com efeitos de 2ª ordem}$$

Método utilizando um programa de cálculo, *ROBOT*:

$$\alpha_{cr} = 7,99 < 10 \rightarrow \text{necessário entrar com os efeitos de 2ª ordem}$$

Método baseado na directriz, SCI P164 - Design of steel portal frames for Europe:

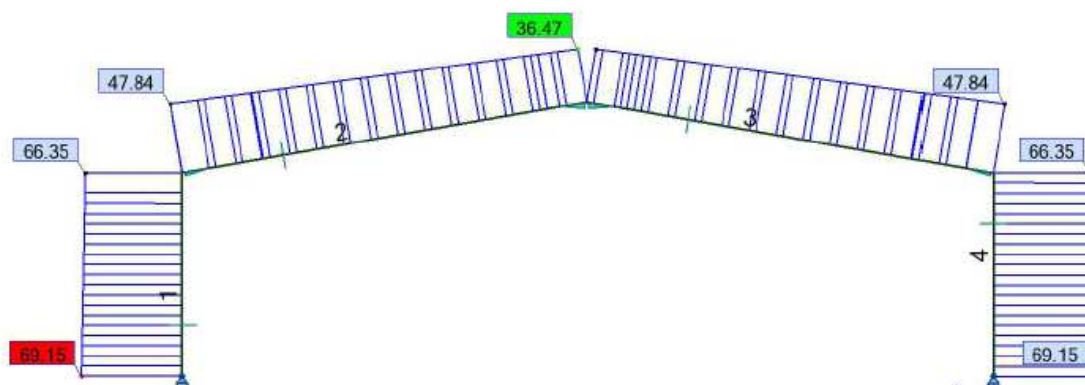


Figura 4.10 -- Diagrama de esforço axial ELU do caso 1

$$\frac{V_{sd}}{V_{CRN}} = \frac{1}{[1 + 0,1 \times 4,066]} \left[\frac{47,84}{1200} + (2,9 + 2,7 \times 4,066)(0 + 1) \frac{69,15}{9758} \right] = 0,098 < 0,1$$

$\rightarrow$ estrutura de nós fixos

$$\alpha_{cr} = \frac{1}{0,098} = 10,2 > 10 \rightarrow \text{não é necessário introduzir efeitos de 2ª ordem}$$

Como foi dito no início desta capitulo irá utilizar-se o α_{cr} calculado através do programa de cálculo, *ROBOT* pois este método é mais preciso. E como tal é necessário introduzir os efeitos de segunda ordem, multiplicando o valor da expressão a baixo pelos valores de F_1 e F_2 .

$$\frac{1}{1 - \frac{1}{\alpha_{cr}}} \rightarrow \frac{1}{1 - \frac{1}{7,99}} = 1,14$$

$$F_1 = 0,174 \times 1,14 = 0,19KN$$

$$F_2 = 0,155 \times 1,14 = 0,17KN$$

Quadro 4.3 - valores de α_{cr} do caso 1 pelos três métodos

	EC3	Robot	SCIP164
alfa	9,74	7,99	10,2

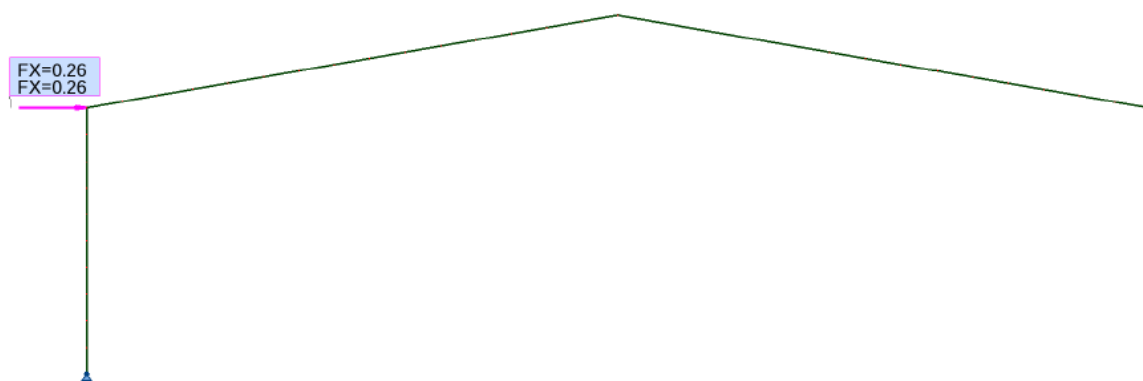


Figura 4.11 -Forças horizontais com introdução dos efeitos de 2º grau do caso 1

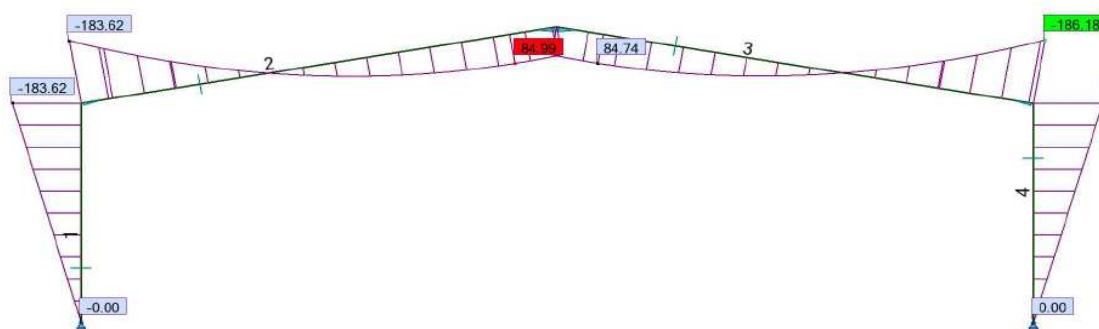


Figura 4.12 - diagrama de momento flector com efeitos de 2º ordem do caso 1

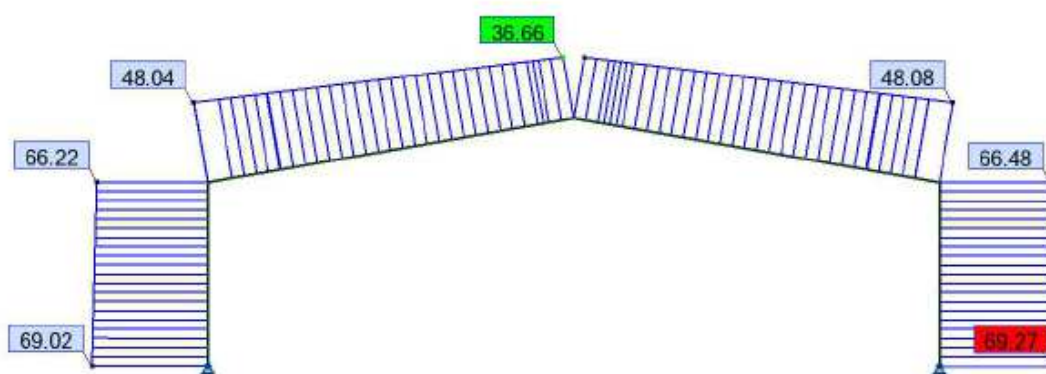


Figura 4.13 - diagrama de esforço axial com efeitos de 2º ordem do caso1

4.3.7. VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA LOCAL

Com base nos diagramas de esforços, a secção mais esforçada é a secção do topo do pilar.

A Verificação da secção transversal dos elementos (pilar e viga) tem em conta todo o processo referido no subcapítulo 2.3.5

Com base em tudo o que foi referido no subcapítulo 2.3.5 chegou-se à conclusão que o pilar deste pórtico é de classe 1.

Quadro 4.4 -- Verificação da resistência da secção transversal do pilar IPE330 do caso1

Axial	
N_{Ed}	66,22
$N_{Pl,Rd}$	2578
$N_{pl,Rd} \times 0,25$	644,5
$0,5 \times h_w \times t_w \times f_y / \gamma_{M0}$	463,19
Flexão	
M_{Ed}	183,62
$M_{Pl}(2.35)$	334,694

Como se pode verificar no Quadro 4.4

$$66,22 \leq 477,56 \text{ kN OK}$$

$$66,22 \leq 408,7 \text{ kN OK}$$

Tendo em conta a verificação anterior conclui-se que não é necessário reduzir o momento flector.

A resistência do perfil é verificada quando:

$$183,62 \leq 223 \text{ KNm OK}$$

É necessário também verificar-se a secção transversal para a viga IPE270, usando o meu processo utilizado no pilar IPE330

Quadro 4.5 - Verificação da resistência à secção transversal da viga IPE270 do caso

Axial	
N_{Ed}	48
$N_{Pl,Rd}$	1631,225
$N_{pl,Rd} \times 0,25$	407,80625
$0,5 \times h_w \times t_w \times f_y / \gamma_{M0}$	292,4064
Flexão	
M_{Ed}	84,74
$M_{Pl}(2.35)$	171,82

Como se pode verificar no Quadro 4.5

$$48 \leq 406,81 \text{ kN OK}$$

$$48 \leq 292,41 \text{ kN OK}$$

Tendo em conta a verificação anterior conclui-se que não é necessário reduzir o momento flector.

A resistência do perfil é verificada quando:

$$84,74 \leq 171,82 \text{ kNm OK}$$

4.3.8. VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE DOS PILARES E DA VIGA

Na verificação à estabilidade desde caso prático foi considerado que não existiram travamentos no pilar.

Quadro 4.6 - verificação da estabilidade do pilar IPE330 do caso 1

M_{Ed}	183,62
$M_{z,Ed}$	0 kNm
N_{Rk}	2578,01 kN
M_{Rk}	334,694 kNm
χ_y	368,4580084
χ_z	0,895450253
M_{cr}	368,4580084 kNm
χ_{LT}	0,179924515
Verificações	
Condição1 (2.37)	0,559470087
Condição2 (2.38)	0,961326835

Deve ter-se em conta outra condição, verificada pela equação (2.73)

$$M_{Ed} \leq M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} w_y f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0,18 \times 942,8 \times 10^{-6} \times 355 \times 10^3}{1} = 210 > 183,62 \text{ O.K.}$$

Na verificação de estabilidade das vigas considerou-se que o travamento era feito no fim do esquadro e seguidamente de 2 em 2 metros. É necessário então verificar a estabilidade também o próprio reforço da viga, onde se irá considerar 2 métodos para a verificação do Momento crítico deste.

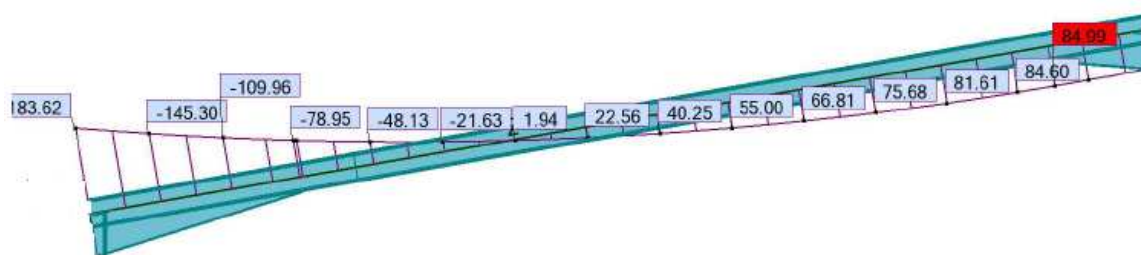


Figura 4.14 - diagrama de momento flector para L/2 no ELU do caso 1

Quadro 4.7 - verificação a estabilidade da viga IPE270 do caso 1

	Distância entre travamentos			
	2,03-4,06m	4,06-6,09m	6,09-8,12m	8,12-10,15m
$M_{Ed}(KN.m)$	75,44	55	81,61	81,74
χ_y	0,537408038	0,537408038	0,537408038	0,537408038
χ_z	0,679961063	0,679961063	0,679961063	0,679961063
$M_{cr}(KN.m)$	573,4976969	566,7584541	391,0730818	329,0073384
$W_y(cm^3)$	484	484	484	484
χ_{LT}	0,862618473	0,861091682	0,804273047	0,770758755
Verificação				
Condição1 (2.37)	0,291130543	0,245384113	0,343495696	0,355483137
Condição2 (2.38)	0,586821103	0,42844744	0,647595507	0,675025629
$M_{b,Rd} (2.73)$	148,2151061	147,9527728	138,1901949	132,4317693

Como se pode verificar no Quadro 4.7, tendo em conta tudo o que foi referido no subcapítulo 2.3.5, é verificada a estabilidade da viga IPE270

É necessário ainda a verificação do bambeamento na zona do reforço. Esta verificação irá fazer-se através de dois métodos, referidos nos subcapítulo 2.3.5.

Neste primeiro caso, o esquadro irá ter uma altura inicial de duas vezes a altura do IPE270, e uma altura final igual a altura de um IPE270, com um $L=2m$, pois considerou-se que este reforço teria um comprimento igual a 1/10 do valor do vão total do pórtico. Tendo este pórtico 20m de vão o reforço terá então os 2 metros como foi dito.

Foram feitos travamentos como foi referido anteriormente de 2 em 2 metros, sendo que na direcção Y não se encontra travada.

O presente esquadro apresenta-se como sendo de classe 2.

Tendo em conta o método baseado no EC3:

Quadro 4.8 – verificação da estabilidade do reforço do caso 1 pelo Método do EC3

M_{Ed}	183,62
$h_{meia\ altura}$	405
$M_{Z,Ed}$	0
N_{Rk}	1947,353087
M_{Rk}	293,2246651
χ_y	0,784474303
χ_z	0,628941759
$M_{cr}(2.55)$	634,3256693
χ_{LT}	0,85697663
Verificação	
condição1(2.37)	0,357649944
condição2(2.38)	0,779563516
$M_{b,Rd}(2.73)$	251,2866852

Quadro 4.9 - verificação da estabilidade do reforço do caso 1 pelo método desenvolvido por Andrade e Camotim

M_{Ed}	183,62
L	2
h_0	4540
K_{w0}	3,619047209
K_{j0}	0,349866543
χ	0,429964056
$\mu_0\lambda_{cr}$	13,00598687
$M_{cr}(2.59)$	664,8303545
χ_{LT}	0,79039668
χ_y	0,784474303
χ_z	0,581897443
Verificação	
Condição1(2.37)	0,26706716
Condição2(2.38)	0,580556333
$M_{b,Rd}(2.73)$	344,096264

Como se pode verificar os valores de ambos os métodos são bastante semelhante

4.4. CASO 12

Neste caso estamos perante um pavilhão constituído por pórticos espaçados de 10 metros com 10 metros de altura e 40 metros de vão.

Este pórtico é constituído por pilares e uma viga classificadas como sendo ambos de classe 1. Após todos os cálculos necessários chegou-se à conclusão que o pilar e a viga teriam respectivamente a secção HEB550 e HEB500

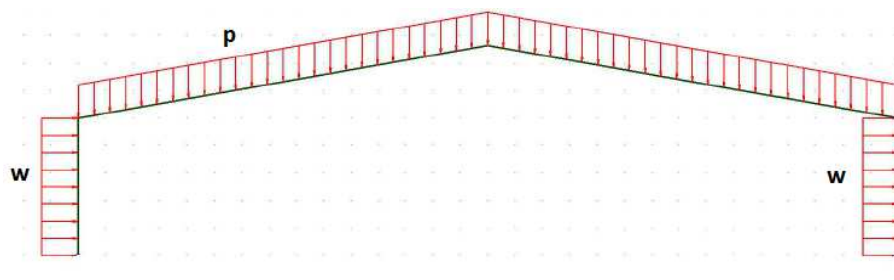


Figura 4.15 - carregamento geral de um pórtico

Quadro 4.10 - valores máximos das forças combinadas das paredes e da cobertura

	P	w
ELU1	12,08	0
ELU2	-20,00	8,50

Sendo que:

ELU1 é a combinação no estado limite último com a sobrecarga como acção de base

ELU2 é a combinação no estado limite último com o vento como acção de base

Quadro 4.11 - valores de α_{cr} do caso 12 pelos três métodos

	EC3	Robot	SCIP164
alfa	8,9	7,86	8,33

4.4.1. VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA LOCAIS

Quadro 4.12 - Verificação da resistência da secção do pilar HEB550 do caso 12

Axial	
N_{Ed}	297
$N_{Pl,Rd}$	9020,55

$N_{pl,Rd} \times 0,25$	2255,1375
$0,5 \times h_w \times t_w \times f_y / Y_{M0}$	1309,95
Flexão	
M_{Ed}	1637
M_{Pl}	1984,805

Quadro 4.13 - Verificação da resistência da secção da viga HEB500 do caso 12

Axial	
N_{Ed}	213
$N_{Pl,Rd}$	8470,3
$N_{pl,Rd} \times 0,25$	2117,575
$0,5 \times h_w \times t_w \times f_y / Y_{M0}$	1142,745
Flexão	
M_{Ed}	782,37
M_{Pl}	1709,325

4.4.2. VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE DOS PILARES E DA VIGA

Para que o pilar verificasse a sua estabilidade foi necessário colocar-se um travamento a 2/3 da base

Quadro 4.14 – verificação da estabilidade do pilar HEB550 do caso 12

M_{Ed}	1145,83	1636,89
$M_{z,Ed}$	0	0
N_{Rk}	9020,55	9020,55
M_{Rk}	1984,805	1984,805
χ_y	0,902181149	0,902181149
χ_z	0,434869131	0,861322475
M_{cr}	3859,716276	10220,5377
χ_{LT}	0,839565036	0,941748277
Verificação		
Condição1(2.37)	0,458089944	0,54679269
Condição2(2.38)	0,75242746	0,877761271
$M_{b,Rd}(2.73)$	1666,372882	1869,186689

Quadro 4.15 - Verificação da estabilidade da viga HEB500

	Distância entre travamento							
	4,06-6	6,0-8,0	8-10,0	10,0-12,0	12,0-14,0	14,0-16,0	16,0-18	18-20,31
$M_{Ed}(KN.m)$	681,18	310,61	282,96	493,64	646,92	742,8	781,27	781,27
χ_y	0,7037	0,7037	0,7037	0,7037	0,7037	0,7037	0,7037	0,7037
χ_z	0,9410	0,9410	0,9410	0,9410	0,9410	0,9410	0,9410	0,9410
$M_{cr}(KN.m)$	21970	29723,95	28021,40	20601,30	18489,78	17414,01	16699,20	16529,3
$W_y(cm^3)$	4815	4815	4815	4815	4815	4815	4815	4815
χ_{LT}	0,9717	0,991213	0,989608	0,980269	0,976544	0,974364	0,972789	0,972398
Verificação								
Condição1(2.37)	0,202	0,1171022	0,111039	0,159121	0,194222	0,216288	0,225298	0,225369
Condição2(2.38)	0,376	0,1817008	0,168112	0,277635	0,357494	0,407712	0,428247	0,428426
$M_{b,Rd}(2.73)$	1661	1694,3059	1691,563	1675,599	1669,231	1665,506	1662,812	1662,144

Quadro 4.16 - verificação da estabilidade do reforço pelo método do EC3

M_{Ed}	1631
$h_{meia altura}$	750
$M_{Z,Ed}$	0
N_{Rk}	7658,607287
M_{Rk}	2854,76625
χ_y	0,818044402
χ_z	0,656795859
$M_{cr}(2.55)$	8909,754961
χ_{LT}	0,913922523
Verificação	
Condição1(2.37)	0,298082979
Condição2(2.38)	0,658856336

$$M_{b,Rd}(2.73) \quad 2307,565045$$

Quadro 4.17 Verificação da estabilidade do reforço pelo método desenvolvido por Andrade e Camotim

M_{Ed}	1631
L	4
h_0	1000
K_{w0}	3,036324743
K_{j0}	0,187065773
χ	0,417520333
$\mu_0 \lambda_{cr}$	11,29281242
M_{cr}	9605,144284
X_{LT}	0,920281187
χ_y	0,886475497
χ_z	0,656795859
Verificação	
Condição1(2.37)	0,209406261
Condição2(2.38)	0,46405483
$M_{b,Rd}(2.73)$	2323,620048

4.5. CASO 15

Neste caso irá estudar-se um pórtico semelhante ao pórtico do **Erro! A origem da referência não foi encontrada.** mas com um vão de 40 metros. Este pórtico é constituído por perfis do tipo IPE550 e IPE500 respectivamente do pilar e da viga. Ambos os elementos são de classe 1.

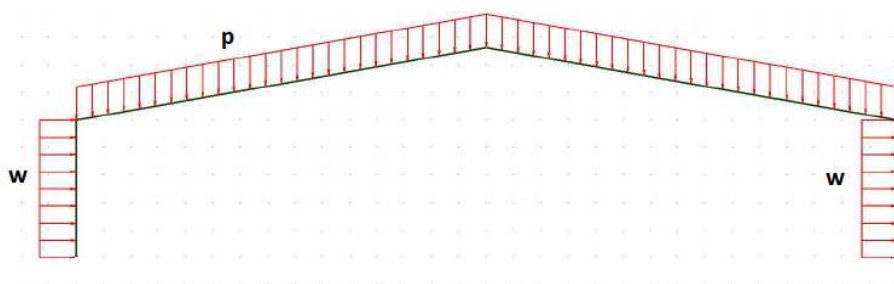


Figura 4.16 - carregamento geral de um pórtico

Quadro 4.18 - valores máximos das forças combinadas dos pilares e cobertura

	P	w
ELU1	6,04	0
ELU2	-10,21	4,16

Sendo que:

ELU1 é a combinação no estado limite último com a sobrecarga como acção de base

ELU2 é a combinação no estado limite último com o vento como acção de base

Quadro 4.19 - valores de α_{cr} do caso 15 pelos três métodos

	EC3	Robot	SCIP164
alfa	41	18,8	17,6

4.5.1. VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA LOCAIS

Quadro 4.20 - Verificação da resistência da secção transversal do pilar IPE550 do caso 15

Axial	
N_{Ed}	162,26
$N_{Pl,Rd}$	4771,2
$N_{pl,Rd} \times 0,25$	1192,8
$0,5 \times h_w \times t_w \times f_y / Y_{M0}$	1015,8609
Flexão	
M_{Ed}	761,33
M_{Pl}	989,385

Quadro 4.21 - Verificação da resistência seccional da viga IPE500 do caso 15

Axial	
N_{Ed}	158,39
$N_{Pl,Rd}$	4100,25
$N_{pl,Rd} \times 0,25$	1025,0625
$0,5 \times h_w \times t_w \times f_y / Y_{M0}$	847,314
Flexão	
M_{Ed}	279,12

$$M_{Pl} \quad 778,87$$

4.5.2. VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE DOS PILARES E DA VIGA

Quadro 4.22 - verificação da estabilidade do pilar IPE550 do caso 15

M_{Ed}	574,99	762
$M_{z,Ed}$	0	0
N_{Rk}	4771,2	4771,2
M_{Rk}	989,385	989,385
χ_y	0,894388237	0,894388237
χ_z	0,19729135	0,19729135
M_{cr}	1140,434976	2423,575452
χ_{LT}	0,640953788	0,640953788
Verificação		
Condição1(2.37)	0,414438036	0,428872185
Condição2(2.38)	0,914873958	0,988852672
$M_{b,Rd}(2.73)$	634,1500631	808,3699403

Quadro 4.23 - Verificação da estabilidade da viga IPE500 do caso 15

	Distância entre travamento							
	4,06-6	6,0-8,0	8-10,0	10,0-12,0	12,0-14,0	14,0-16,0	16,0-18	18-20,31
$M_{Ed}(KN.m)$	325,1	158,33	100,68	187,348	245,4592	275,0112	276,0048	276,0048
χ_y	0,5333	0,533310	0,5333	0,5333	0,5333	0,5333	0,5333	0,5333
χ_z	0,8415	0,84159	0,8415	0,8415	0,8415	0,8415	0,8415	0,8415
$M_{cr}(KN.m)$	5101,7	6467,509	7405,066	4983,638	4369,874	4072,132	2787	4093,7750
$W_y(cm^3)$	2787	2787	2787	2787	2787	2787	2787	2787
χ_{LT}	0,9097	0,929579	0,939533	0,907572	0,894769	0,887340	0,887340	0,8879128
Verificação								
Condição1(2.37)	0,220	0,1248812	0,092717	0,143266	0,177863	0,19596	0,197662	0,196433
Condição2(2.38)	0,384	0,1956904	0,131958	0,232290	0,300886	0,336782	0,340189	0,3377129
$M_{b,Rd}(2.73)$	900,0	919,71240	929,5606	897,9381	885,2716	877,9212	871,7174	878,48766

Quadro 4.24 - verificação da estabilidade do reforço pelo método do EC3

M_{Ed}	762
$h_{meia\ altura}$	750
$M_{Z,Ed}$	0
N_{Rk}	4022,839287
M_{Rk}	1350,2344
χ_y	0,788542395
χ_z	0,473215848
$M_{cr}(2.55)$	1534,814426
χ_{LT}	0,681058864
Verificação	
Condição1(2.37)	0,452851692
Condição2(2.38)	0,895698487
$M_{b,Rd}(2.73)$	789,3486152

Quadro 4.25 - verificação da estabilidade do reforço pelo método desenvolvido por Andrade e Camotim

M_{Ed}	762
L	4
h_0	1000
K_{w0}	3,026018141
K_{j0}	0,187194401
χ	0,427166713
$\mu_0 \lambda_{cr}$	8,921600107
$M_{cr}(2.59)$	1269,215225
χ_{LT}	0,555447483
χ_y	0,788542395
χ_z	0,473215848
Verificação	
Condição1(2.37)	0,384536827
Condição2(2.38)	0,758847277
$M_{b,Rd}(2.73)$	949,3626437

4.6. CASO 16

Este caso envolve um pavilhão com pórticos espaçados de 5 metros, com pilares de 5 metros de altura e 20 metros de vão.

Este pavilhão tem a particularidade de ter uma maior rigidez nos pórticos exteriores. Atendendo ao facto dos pórticos exteriores serem mais rígidos, os deslocamentos laterais vão ser limitados. Metade dos pórticos intermédios terão os seus deslocamentos laterais controlados por cada um dos pórticos exteriores.

Como este estudo feito com base numa análise 2D foi necessário colocar-se um apoio elástico horizontal na extremidade do pilar de maneira a limitar os deslocamentos laterais, tendo a mesma função que os pórticos mais rígidos. Com o apoio elástico na extremidade limita-se o deslocamento a um $\delta_{max} = \frac{h}{150}$.

De maneira a saber-se qual o valor adequado para a rigidez da mola procedeu-se a cálculos rápidos.

Através da combinação característica irá retirar-se o deslocamento do pórtico.

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{K,j} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{K,i} \quad (4.10)$$

Posteriormente colocar-se-á na zona de ligação pilar viga uma carga horizontal unitária e retira-se de novo o deslocamento provocado por essa carga. Com este deslocamento unitário calcula-se a rigidez do pórtico através da equação

$$F = K \times \Delta \quad (4.11)$$

Em que:

F é a força unitária

Δ é o deslocamento retirado com essa força unitária

Após quantificada a rigidez do pórtico determina-se a força aplicada, através da expressão (4.11) tendo em conta o deslocamento provocado pela combinação característica.

Depois de se calcular a força determina-se facilmente a rigidez da mola, calculando a rigidez total através da expressão (4.11) e subtraindo pela rigidez do pórtico.

Posto isto a rigidez da mola para o caso em estudo será de 316 KN/m.

Após vários cálculos e várias iterações chegou-se à conclusão de que os perfis finais deste estudo são respectivamente para o pilar e viga IPE400 e IPE330. Ambos os elementos pertencem à classe 1.

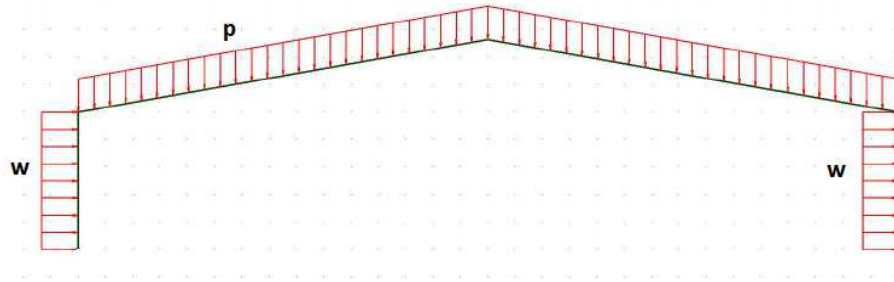


Figura 4.17 carregamento geral de um pórtico

Quadro 4.26 - valor máximo das forças combinadas das paredes e da cobertura

	P	w
ELU1	6,04	0
ELU2	-10,23	4,50

Sendo que:

ELU1 é a combinação no estado limite último com a sobrecarga como acção de base

ELU2 é a combinação no estado limite último com o vento como acção de base

Quadro 4.27 - valores de α_{cr} do caso 16 pelos três métodos

	EC3	Robot	SCIP164
alfa	27,7	26,9	8,33

4.6.1. VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA LOCAIS

Quadro 4.28 - verificação da resistência da secção transversal do pilar IPE400 do caso 16

Axial	
N_{Ed}	77,73
$N_{Pl,Rd}$	2222,655
$N_{pl,Rd} \times 0,25$	555,6638
$0,5 \times h_w \times t_w \times f_y / \gamma_{M0}$	408,6938
Flexão	
M_{Ed}	186,65
M_{Pl}	285,5265

Quadro 4.29 - verificação da resistência da secção transversal da viga IPE330 do caso 16

Axial	
N_{Ed}	30
$N_{Pl,Rd}$	2222,655
$N_{pl,Rd} \times 0,25$	555,6638
$0,5 \times h_w \times t_w \times f_y / Y_{M0}$	408,6938
Flexão	
M_{Ed}	122,3
M_{Pl}	285,5265

4.6.2. VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE DOS PILARES E DA VIGA

Quadro 4.30 - Verificação da estabilidade do pilar IPE400

M_{Ed}	123,84	177
$M_{z,Ed}$	0,00	0,00
N_{Rk}	2998,33	2998,33
M_{Rk}	463,985	463,985
χ_y	0,798875306	0,894388237
χ_z	0,158986257	0,597938291
M_{cr}	329,0773528	801,6842991
χ_{LT}	0,485002173	801,6842991
Verificação		
Condição1(2.37)	0,363910199	0,339027856
Condição2(2.38)	0,675650425	0,5449674
$M_{b,Rd}(2.73)$	225,0337333	347,2106944

Quadro 4.31 - verificação da estabilidade da viga IPE330 do caso 16

	Distância entre travamentos			
	2,03-4,06	4,06-6,09	6,09-8,12	8,12-10,15
$M_{Ed}(KN.m)$	62,87	83,6	116,04	121,28
χ_y	0,684156906	0,684156906	0,684156906	0,684156906
χ_z	0,760227058	0,760227058	0,760227058	0,760227058

$M_{cr}(KN.m)$	1581,011463	1067,892462	830,9864621	730,175071
$W_y(cm^3)$	804,3	628,4	628,4	628,4
χ_{LT}	0,906712402	0,876570347	0,843937371	0,824145218
Verificação				
Condição1(2.37)	0,143837908	0,182583911	0,243625997	0,257623721
Condição2(2.38)	0,276725621	0,371846926	0,519274719	0,553263293
$M_{b,Rd}(2.73)$	261,5546798	250,2840632	240,9664837	235,3152996

Quadro 4.32 - verificação da estabilidade do reforço pelo método do EC3

M_{Ed}	176,91
$h_{meia altura}$	495
$M_{z,Ed}$	0
N_{Rk}	2480,861287
M_{Rk}	488,0875768
χ_y	0,87057431
χ_z	0,73505584
$M_{cr}(2.55)$	1419,110868
χ_{LT}	0,84379455
Verificação	
Condição1(2.37)	0,213249069
Condição2(2.38)	0,434081289
$M_{b,Rd}(2.73)$	411,8456371

Quadro 4.33 - verificação da estabilidade do reforço pelo método desenvolvido por Andrade e Camotim

M_{Ed}	172
L	2
h_0	660
K_{w0}	4,592333005
K_{j0}	0,361562702
χ	0,355389329
$\mu_0 \lambda_{cr}$	17,07934332
$M_{cr}(2.59)$	1573,071981

X_{LT}	0,795291175
χ_y	0,87057431
χ_z	0,73505584
Verificação	
Condição1(2.37)	0,135882011
Condição2(2.38)	0,320082648
$M_{b,Rd}(2.73)$	577,2307037

Como se pode comprovar todas as verificações feitas cumprem o estipulado pelas normas.

Para dimensionar os pórticos de extremidade é necessário saber-se o número de pórticos presentes no pavilhão. Deve considerar-se para o seu dimensionamento que metade dos pórticos do pavilhão estão a limitar o seu deslocamento devido ao um dos pórticos da extremidade.

4.7. DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

Após o dimensionamento dos 18 casos, com 3 dos casos expostos neste capítulo e os restantes em anexo, conclui-se que os perfis finais destes e os respectivos $\alpha_{critico}$ são os apresentados no Quadro 4.34 - Perfis finais e respectivos α_{cr} Quadro 4.34

Quadro 4.34 - Perfis finais e respectivos α_{cr}

Casos	Perfil pilar	Perfil viga	α_{cr} EC3	α_{cr} ROBOT	α_{cr} SCI P164	Travamento pilar
1	IPE330	IPE270	9,74	7,99	10,2	Sem travamento
2	IPE500	IPE360	8,33	8,18	9,43	Sem travamento
3	IPE600	IPE500	15,2	10,03	11,77	Sem travamento
4	IPE450	IPE330	8,7	8,49	9,7	2/3 e 1/2 da base
5	IPE500	IPE400	7,73	7,07	8	2/3 da base
6	IPE550	IPE500	5,6	7,2	8,13	2/3, 1/2 e 8m da base
7	IPE550	IPE500	12,13	12,3	12,5	2/3 da base
8	HEB500	IPE500	7,53	7,92	8,41	sem travamento
9	HEB450	IPE600	4,55	4,57	5,8	2/3 da base
10	IPE550	IPE450	9,01	8,86	12,6	2/3 e 1/2 da base
11	IPE600	IPE500	8,39	7,65	8,62	2/3 da base
12	HEB550	HEB500	8,9	7,86	8,33	2/3 da base
13	IPE400	IPE300	33	26	20,32	2/3 da base

14	IPE500	IPE400	42	24	17,3	2/3 da base
15	IPE550	IPE500	41	18,8	17,6	2/3 da base
16	IPE400	IPE330	27,7	26,9	8,33	2/3 da base
17	IPE500	IPE400	16,7	15	8,33	2/3 da base
18	IPE600	IPE500	12,7	10,5	8,13	2/3 da base

No Quadro 4.35 apresenta-se o custo de aço por pórtico para cada caso de estudo. Foi considerado o preço de cada perfil 2,5€ por quilo e para cada travamento efectuado considerou-se 3€por quilo.É necessário referir que não se teve em conta o preço das fundações.Quadro 4.34

Quadro 4.35 - Quantificação do preço para cada caso de estudo

Caso	G pilar Kg/m	h	Gviga Kg/m	L	n.t.pilar	n.t.viga	G travamento(Kg/m)	C.E(€)	C.T(€)	custo total€
1	49,1	5	36,1	20	0	5	3,77	2419	113	2532
2	90,7	5	57,1	30	0	7	3,77	5416	158	5575
3	122	5	90,7	40	0	9	3,77	10595	204	10799
4	77,6	10	42,2	20	2	5	3,77	4050	158	4208
5	90,7	10	66,3	30	1	7	3,77	7240	181	7421
6	106	10	90,7	40	3	9	3,77	11720	271	11991
7	106	15	90,7	20	1	5	3,77	8510	136	8646
8	187	15	90,7	30	0	7	3,77	13815	158	13973
9	171	15	90,7	40	1	9	3,77	15483	226	15709
10	106	10	77,6	20	2	5	3,77	6530	158	6688
11	122	10	90,7	30	1	7	3,77	9853	181	10033
12	199	10	187	40	1	9	3,77	23675	226	23901
13	66,3	10	42,2	20	1	5	3,77	3768	135,72	3903
14	90,7	10	66,3	30	1	7	3,77	7240	180,96	7421
15	106	10	90,7	40	1	9	3,77	11720	226,2	11946
16	66,3	10	49,1	20	1	5	3,77	4113	135,72	4248
17	90,7	10	66,3	30	1	7	3,77	7240	180,96	7421
18	122	10	90,7	40	1	9	3,77	12120	226,2	12346

Em que:

n. t. pilar é o numero de travamentos no pilar

n. t. Viga é o numero de travamentos na viga

C.e. é o custo do elemento mais a sua montagem

c.t. é o preço dos travamentos utilizados

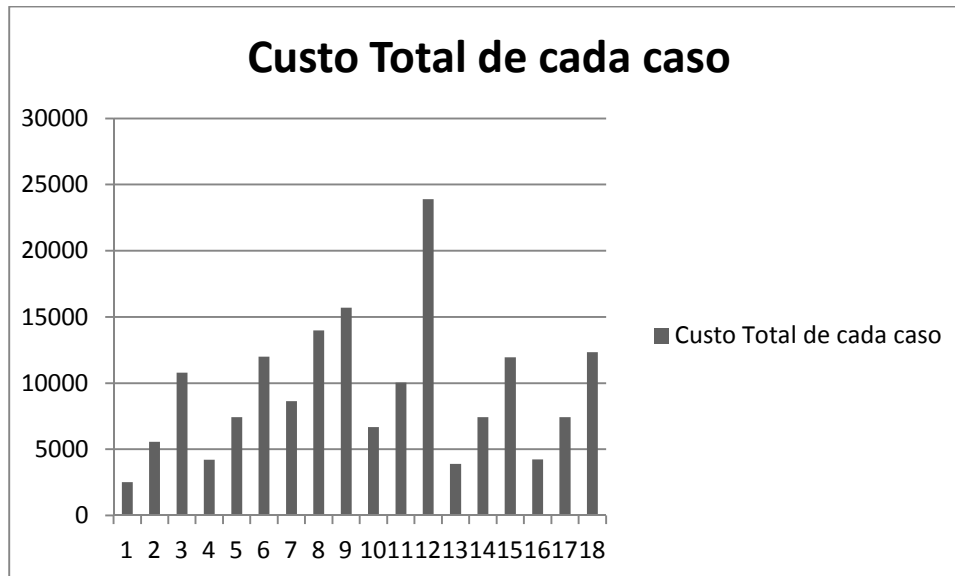


Figura 4.18 - Gráfico do custo Total de em cada caso de estudo

A Figura 4.18 representa a variação de custos aproximados(excluindo fundações) de todos os casos estudados. Para o estudo destes casos foram-se variando alguns parâmetros, de maneira a se chegar a uma solução mais económica apenas no contexto das variabilidades consideradas. Essa solução óptima esta que deriva da menor quantidade de aço possível, o que por vezes pode até não corresponder á solução mais económica.

Como se pode verificar no Figura 4.18 o caso com um custo mais elevado é o caso 12 e de seguida o caso9.Os casos com um custo mais reduzido são os caso1 e caso13. Isto deve-se ao facto de os casos 1 13 terem uma rigidez muito reduzida, contrariamente ao que acontece com o caso 12 e 9 que têm uma rigidez muito elevada.

Através do Quadro 4.35 - Quantificação do preço para cada caso de estudo) conclui-se que o custo dos travamentos é muito reduzido podendo por vezes colocar-se travamentos como alternativa a um aumento de rigidez dos elementos. Como é de notar no entre o caso 9 e o caso 10 e entre os casos 6 e 8.

5 CONCLUSÃO

Esta dissertação incidiu no estudo de um tipo muito corrente em estruturas metálicas: o estudo de pavilhões industriais, *portal frames*, que são um tipo muito corrente em estruturas metálicas

A abordagem e o estudo de pavilhões industriais do *tipo portal-frames* foram realizados segundo o EC3, apresentando-se toda a metodologia do dimensionamento. Neste dimensionamento foi dado um maior destaque aos efeitos de segunda ordem, onde é necessário o cálculo do α_{cr} . O cálculo deste parâmetro permite saber se estamos ou não perante o efeito de não linearidade geométrica, caso seja menor que 10.

Após os cálculos do referente parâmetro para os 18 casos de estudo por três métodos consegue concluir-se que o método mais eficaz é o método calculado através de valor e vectores próprios, pelo *ROBOT*, pois é o mais conservativo. O método do EC3 é mais eficaz em pórticos de travessas não inclinadas. Conclui-se que o método do SCPI164[2] não é aplicável em todos os casos. Como se pode comprovar pelo Quadro 4.34 o valor de α_{cr} neste caso é o mais gravoso.

É de referir que no últimos três casos, aquando da colocação de apoios elásticos, este método deixa muito a desejar, dando valores muito distintos comparando com os outros dois métodos, indicando até que é necessário a introdução de efeitos de segunda ordem depois da colocação do apoio elástico. A conclusão a que se pode chegar é de que este método não tem em conta as cargas aplicadas no pórtico nem o deslocamento lateral. Tem exclusivamente em conta o tipo de perfil usado e o seu esforço axial, fazendo com que no fim a solução não seja a melhor.

Nesta dissertação o objectivo principal foi a padronização de projectos de pavilhões industriais com a finalidade de se escolher a solução mais económica dentro das variabilidades consideradas. Ao longo da realização da tese apareceram algumas ambiguidades, resultando em dúvidas sobre o tipo de soluções a adoptar para que as verificações de segurança fossem asseguradas, tal como o tipo de fundação a adoptar, se o pavilhão teria pórticos mais rígidos na extremidade ou não, ou se se colocaria travamentos em substituição ao aumento da rigidez.

Foi estudado um caso real de um pórtico, descrito no capítulo 3, onde se utilizou o programa de cálculo, *SOFISTIK*. Ao longo da análise do pórtico em questão juntamente com a utilização deste programa foi-se deparando com algumas dificuldades tendo em conta que o programa não é muito divulgado e não há muita informação. Posto isto foi verificado o pórtico tendo em conta a sua resistência seccional e a sua estabilidade. Concluindo-se de que os perfis iniciais cumprem todos os requisitos regulamentares.

Em detrimento das análises feitas neste trabalho chegou-se à conclusão de que a colocação de travamentos justifica-se em pórticos mais elevados, aumentando-se assim a Rigidez do pórtico mais baixo caso seja necessário. Após a atenta análise do Quadro 4.35 verifica-se que o pórtico menos económico é o pórtico referente ao caso 12 (4.4). Tendo em conta que os travamentos da viga são

inalteráveis poderia reduzir-se o perfil adoptado do pilar de maneira a verificar a resistência seccional e a estabilidade colocando maior numero de travamentos.

Comparando os casos de um pavilhão com pórticos todos de igual rigidez(casos4,5,6,) com os casos de um pavilhão constituídos por pórticos de extremidade com uma rigidez superior aos intermédios(casos16,17,18) chega-se á conclusão que é mais correcto considerar a existência de contraventamento, de maneira a limitar os deslocamentos laterais. Apesar da solução final não diferir muito é mais correcto e mais próximo do real considerar-se a colocação de um apoio elástico na extremidade do pilar.

Sabe-se ainda que com a utilização de um apoio rígido na base em alternativa ao apoio articulado tem um custo mais baixos, pois há um decréscimo dos momentos. comparando os Casos 4, 5 e 6 com os Casos 13, 14 e 15, apesar de não ser uma diferença muito acentuada o valor total do custo do pórtico é menor. Deste modo e com alguma pesquisa feita ao longo desta dissertação sabe-se que a colocação de apoios rígidos na base é mais dispendiosa do que a colocação de apoios articulados. Por este motivo e por se comprovar que os preços totais dos perfis e travamentos bem como a sua montagem não diferem muito é preferível optar-se pela colocação de apoios articulados pois são mais económicos e a sua colocação é mais fácil.

Resumindo, após varias cálculos efectuados, conclui-se que é mais vantajoso a colocação de travamentos nos pórticos em vez do aumento da sua rigidez e o valor do α_{cr} a se ter em conta no dimensionamento será o calculado pelo programa de cálculo *ROBOT*, apesar de que existe uma aproximação grande dos valores calculados pelo EC3.

5.1. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Esta dissertação foi desenvolvida de forma a aprofundar o dimensionamento de pavilhões industriais, de uma forma pragmática, concisa e de maneira a atingir as soluções ideais. Há situações que não foram desenvolvidas nesta dissertação e que poderiam posteriormente ser alvo de um aprofundamento maior.

Poderá eventualmente fazer-se um dimensionamento com uma estrutura um pouco diferente com o objectivo de encontrar igualmente uma solução económica, como pilares com secção variável, e pórticos com mais do que 1 piso.

Pode ainda introduzir-se no dimensionamento a acção dinâmica nos pavilhões industriais.

Era interessante também fazer-se o dimensionamento das ligações necessárias de acordo com o Eurocodigo3 parte 1-8.

Poderia ainda fazer-se o calculo plástico da estrutura com o objetivo de fazer uma comparação com a cálculo elástico das estruturas em questão.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] Wolcock, S., *Design of Portal Frame Buildings*. Australian Institute of steel Construction, 1999, Sydney.
- [2] King, C., *Design of steel portal frames for europe*. The steel construction institute., 16/02/2004, London
- [3] King, C., Malik A., *Design of Single-Span Steel Portal Frames to BS 5950-1:2000*. The steel construction institute., sd, London.
- [4] King, C., *In-plane stability of portal Frames to BS 5950-1:2000*, The steel Construction institute, sd, London.
- [5] Lemaire, V., *NCCI:Elastic analysis of single bay portal frame*, CTICM, 04/2006, sl.
- [6] Oppe, M., *NCCI:Design of out of plane, transverse and torsional restraint systems for portal frames*, RWTH Aachen, sl, 2006.
- [7] Galéa, Y., *General NCCI:method for out-of-plane buckling in portal frames*, CTICM, sl, 2005
- [8] Bureau, A., *NCCI:Modelling of portal frames-elastic analysis*, CTICM, sl, 2005
- [9] Oppe, M., *NCCI:Simple methods for second order effects in portal frames*, RWTH Aachen, sl, 2006
- [10] Carlos, F., *Construções de aço e mistas*. apontamentos de apoio (instituto superior de engenharia do Porto), 2011, Porto
- [11] Oliveira, L., *Projecto de pavilhões e Estruturas Industriais*. Dissertação de mestrado, Universidade do Porto, 2011
- [12] Gonçalves, S., *Projecto de um pavilhão Industrial segundo o Eurocódigo 3*. Dissertação de mestrado, Universidade do Porto, 2008
- [13] Camotim, D., Andrade, A., *Critical moment formula for doubly symmetric web-tapered I-section steel Beams Acted by end moments*, 2003
- [14] CEN, EN-1990, *Eurocódigo 0; Bases para projectos de estruturas*. Comité europeu de normalização Bruxelas 2002.
- [16] http://www.sofistik.com/uploads/tx_sofistik/Tutorial-SSD-SOFiPLUS-2010_1.pdf. 02-03-2012
- [17] Simões, R., *Manual de dimensionamento de estruturas metálicas 2ª edição*, Coleção construção metálica e mista, Coimbra, 2007.
- [18] Silva, L. e Gervásio, H., *Manual de dimensionamento de Estruturas metálicas : Métodos Avançados*, Coleção construção metálica e mista, Coimbra, 2007
- [19] CEN., EN 1991-1-1, *Eurocódigo 1-acções em estruturas parte 1-1: Acções gerais pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios*, Comité Europeu de Normalização, Bruxelas, 2009
- [20] CEN. EN1991-1-4, *Eurocódigo 1-acções em estruturas parte 1-4: Acções gerais Acções do Vento*, Comité Europeu de Normalização, Bruxelas, 2010
- [21] CEN. EN1993-1-1, *Eurocódigo 3-Projectos de estruturas de aço parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios*, Europeu de Normalização, Bruxelas, 2010
- [22] <http://www.lmc.ep.usp.br/people/hlinde/estruturas/coal.htm>

Anexos:

Anexo1: tabelas

Anexo2: Caso de estudo 2

Anexo3: caso de estudo 3

Anexo4: caso de estudo 4

Anexo5: caso de estudo 5

Anexo6: caso de estudo 6

Anexo7: caso de estudo 7

Anexo8: caso de estudo 8

Anexo9: caso de estudo 9

Anexo10: caso de estudo 10

Anexo11: caso de estudo 11

Anexo12: caso de estudo 12

Anexo13: caso de estudo 13

Anexo14: caso de estudo 14

Anexo15: caso de estudo 15

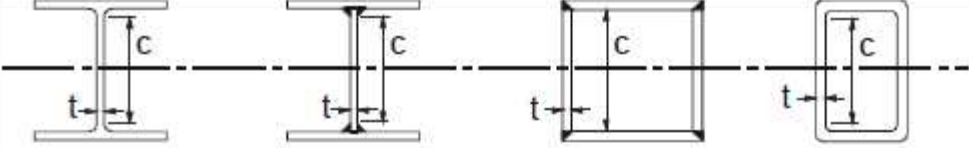
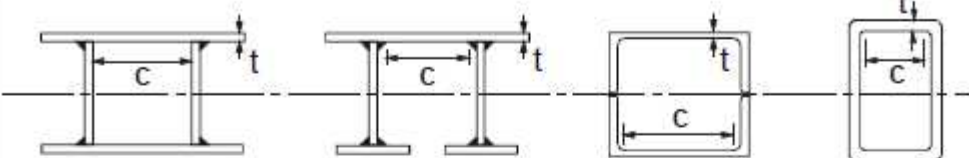
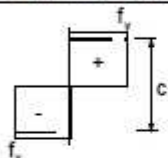
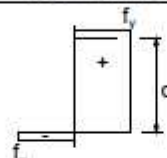
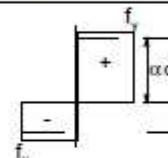
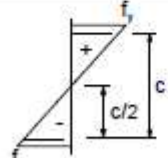
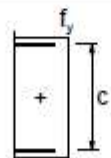
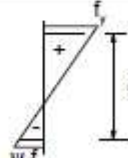
Anexo16: caso de estudo 16

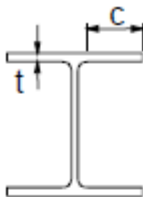
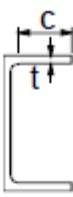
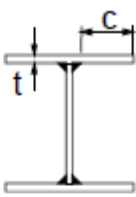
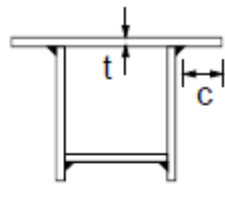
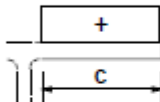
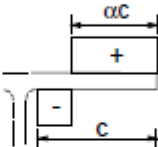
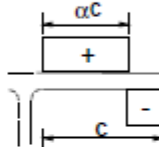
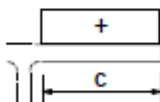
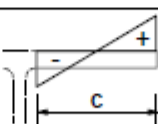
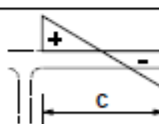
Anexo17: caso de estudo 17

Anexo18: caso de estudo 18

Anexo1

Quadros

				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

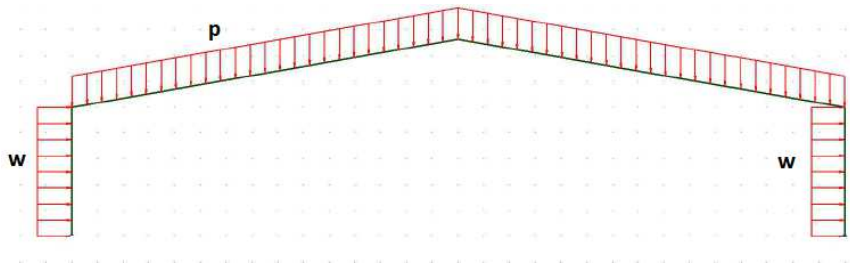
Banzos em consola						
						
Secções laminadas				Secções soldadas		
Classe	Componente solicitado à compressão	Componente solicitado à flexão e à compressão				
		Extremidade comprimida		Extremidade traccionada		
Distribuição das tensões nos componentes (compressão positiva)						
1	$c/t \leq 9\epsilon$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha}$		$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$		
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

Anexo2

Caso2

O caso de estudo 2 apresenta um pavilhão com pórticos espaçados de 5 metros, cada um deles com 5 metros de altura e 30 de vão, sendo a sua fundação constituída por apoios duplos. Este pórtico é constituído por perfis IPE500 e IPE360 do pilar e da viga respectivamente, e são ambos de classe1.

De acordo com o Anexo 2 foi permitido chegarmos às conclusões seguintes de maneira concluirmos com uma optima solução.

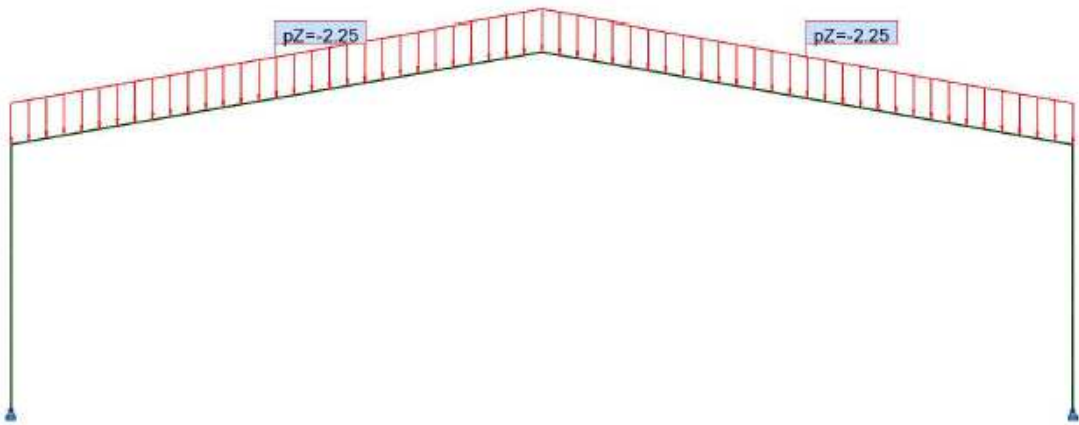


carregamento geral de um pórtico

valores máximos das forças combinadas nas paredes e na cobertura

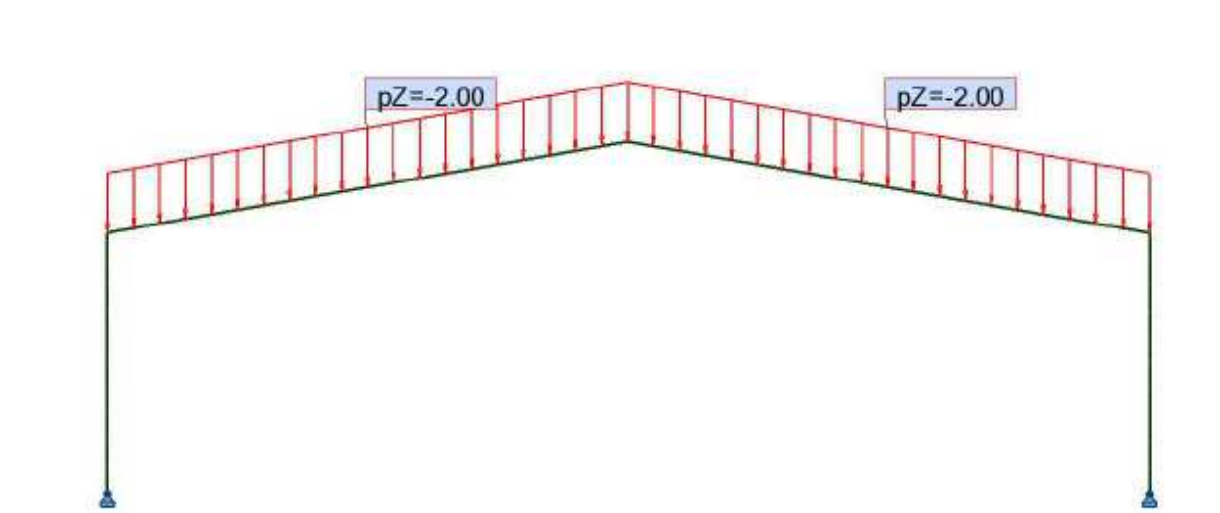
	P	w
ELU1	6,04	0
ELU2	-9,3	3,75

ACÇÃO PERMANENTE



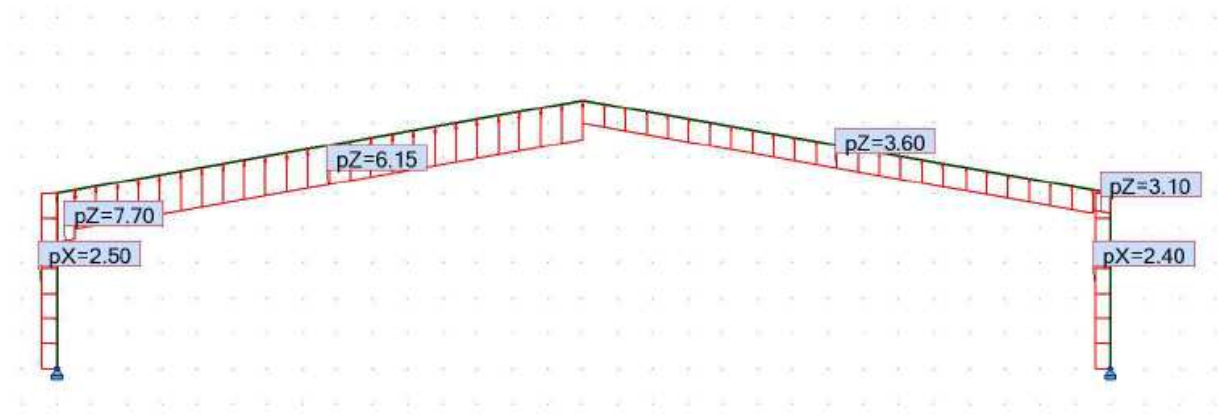
acção permanente

ACÇÃO VARIÁVEL



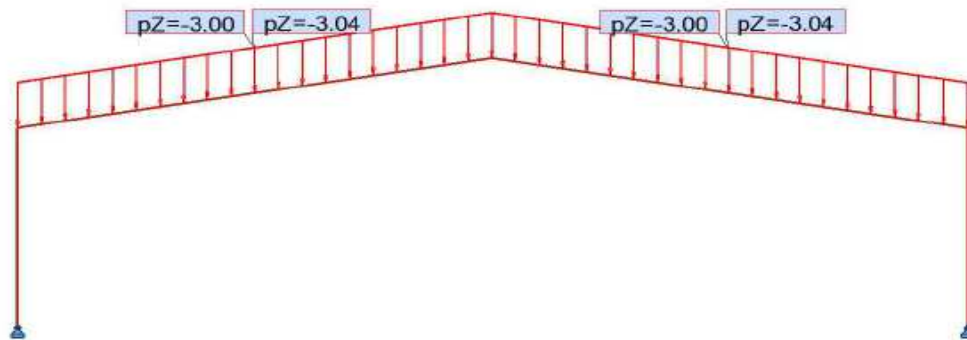
acção variavel

ACÇÃO VENTO

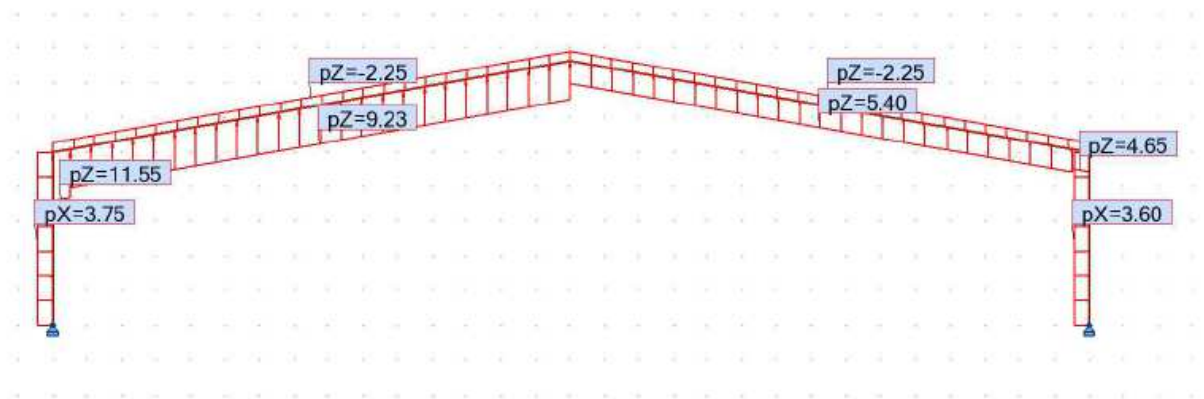


acção do vento

COMBINAÇÕES



combinação ELU: acção de base :sobrecarga



combinação ELU acção de base: vento

PRÉ-DIMENSIONAMENTO

$$M_{Ed} \leq W_{pl,y} \times f_y$$

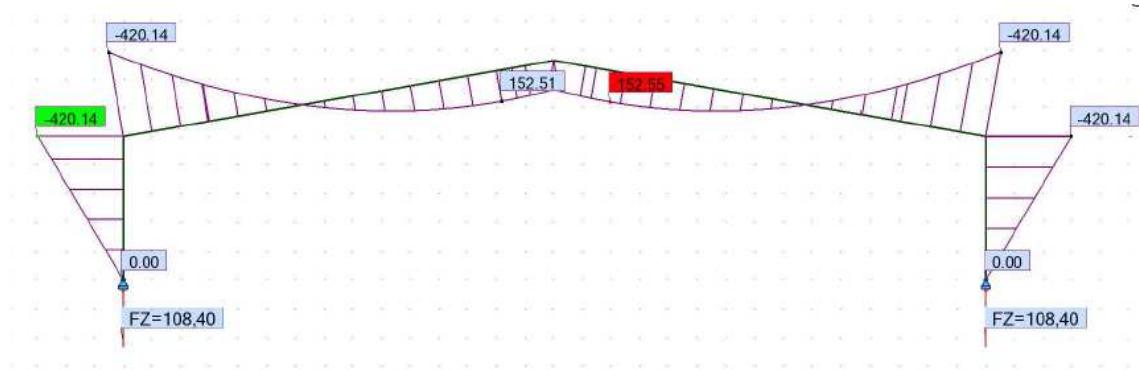
$$371,16 \leq W_{pl,y} \times 355 \times 10^3 \Leftrightarrow W_{pl,y} \geq \frac{376,16}{355 \times 10^3} \Leftrightarrow W_{pl,y} \geq 0,0010455m^3 = 1045,5cm^3$$

Escolhendo um IPE500, $W_{pl,y}=2194cm^3 \geq 1045,5cm^3$ O.K.

Viga:

$$148,84 \leq W_{pl,y} \times 355 \times 10^3 \Leftrightarrow W_{pl,y} \geq \frac{148,84}{355 \times 10^3} \Leftrightarrow W_{pl,y} \geq 0,000419m^3 = 419,27cm^3$$

Escolhendo um IPE360, $W_{pl,y}=1019cm^3 \geq 419,27cm^3$ O.K.



ELU com reacção vertical sem imperfeições

ANÁLISE GLOBAL

$$\phi = \phi_0 \alpha_h \alpha_m$$

$$\phi = 0,005 \times 0,894 \times 0,866 = 0,0039 \text{ Rad}$$

$$F_{\text{permanente}} = F_1 = 2,25 \times 30 \times 0,0039 = 0,263 \text{ KN/m}$$

$$F_{\text{variaveis}} = F_2 = 2,00 \times 30 \times 0,0039 = 0,234 \text{ KN/m}$$

$$F_{\text{comb}} = 1,35 \times F_1 + 1,5 \times F_2 = 1,35 \times 0,263 + 1,5 \times 0,234 = 0,706 \text{ KN/m}$$

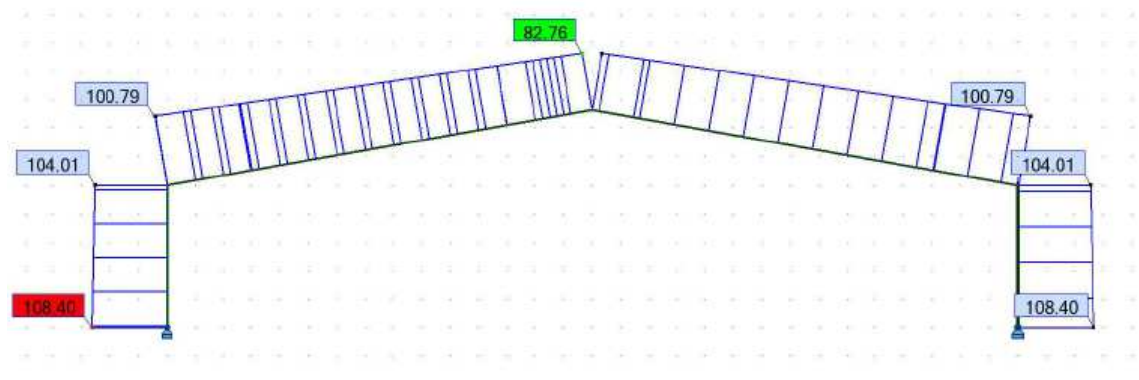
Método baseado no Eurocódigo:

$$\alpha_{cr} = \left(\frac{0,69}{216,8} \right) \left(\frac{5}{1,91} \right) = 8,33 < 10 \rightarrow \text{necessário entrar com efeitos de 2º ordem}$$

Método utilizando um programa de cálculo, *ROBOT*:

$$\alpha_{cr} = 8,18 < 10 \rightarrow \text{necessário entrar com os efeitos de 2º ordem}$$

Método baseado na directriz, SCI P164 - Design of steel portal frames for Europe:



$$\frac{V_{sd}}{V_{CRN}} = \frac{1}{[1 + 0,1 \times 4,265]} \left[\frac{104,1}{1498,73} + (2,9 + 2,7 \times 4,265)(0 + 1) \frac{108,4}{19175,85} \right] = 0,106 < 0,1$$

$\rightarrow$ estrutura de nós móveis

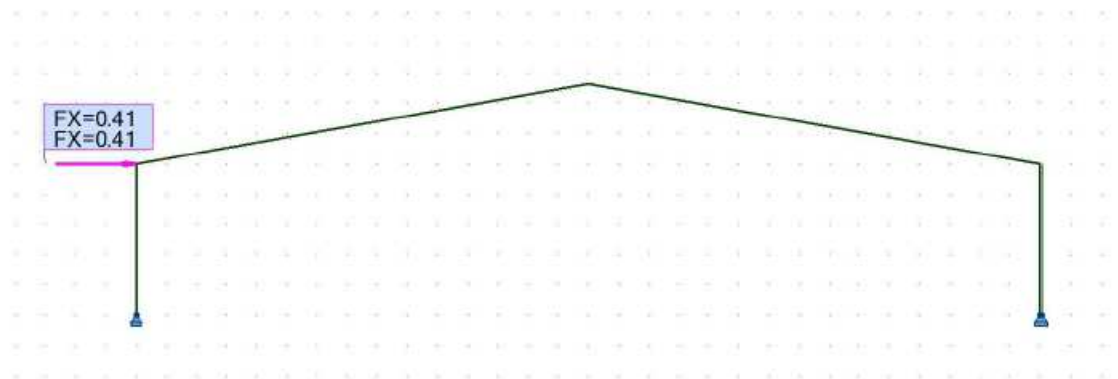
$$\alpha_{cr} = \frac{1}{0,106} = 9,43 < 10$$

Factor de amplificação

$$\frac{1}{1 - \frac{1}{\alpha_{cr}}} \rightarrow \frac{1}{1 - \frac{1}{8,18}} = 1,14$$

$$F_1 = 0,263 \times 1,14 = 0,30 \text{ KN}$$

$$F_2 = 0,234 \times 1,14 = 0,27 \text{ KN}$$



Forças horizontais com efeitos de 2º ordem

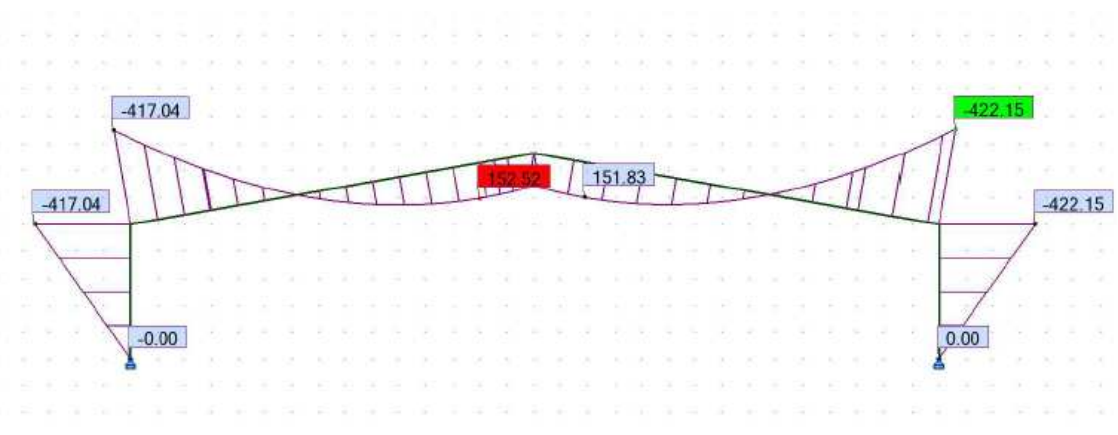


Diagrama de momentos com efeitos de 2º ordem

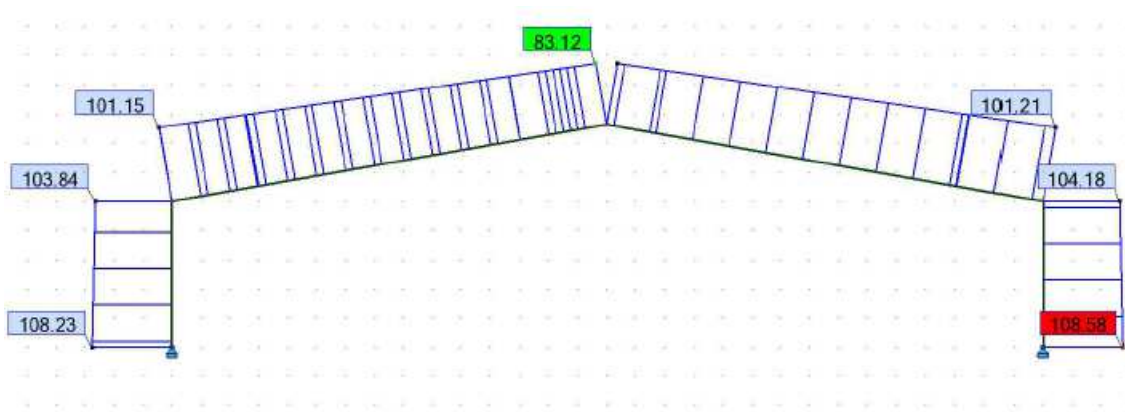


diagrama de esforço axial com efeito de 2º ordem

valores de α_{cr} do caso 2 pelos três métodos

	EC3	Robot	SCIP164
alfa	8,33	8,18	9,43

Verificação da resistência da secção transversal de um pilar IPE500 do caso 2

Axial	
N_{Ed}	103,84
$N_{Pl,Rd}$	4100,25
$N_{pl,Rd} \times 0,25$	1025,06
$0,5 \times h_w \times t_w \times f_y / Y_{M0}$	847,314
Flexão	
M_{Ed}	417
M_{Pl}	778,87

Verificação da resistência da secção transversal para um IPE360 do caso 2

Axial	
N_{Ed}	101,5
$N_{Pl,Rd}$	2581,92
$N_{pl,Rd} \times 0,25$	645,48

$$0,5 \times h_w \times t_w \times f_y / Y_{M0} \quad 475,13$$

Flexão	
M_{Ed}	152,52
M_{Pl}	361,75

verificação da estabilidade do pilar IPE500 do caso 2

M_{Ed}	417
$M_{Z,Ed}$	0
N_{Rk}	4100,25
M_{Rk}	778,87
χ_y	0,942015948
χ_z	0,268673823
M_{cr}	988,3898113
χ_{LT}	0,669079195
Verificações	
Condição1 Erro! A origem da referência não foi encontrada.	0,510092818
Condição2	0,860227756
$M_{b,Rd}$ Erro! A origem da referência não foi encontrada.	521,1257123

Verificação a estabilidade da viga IPE360 do caso 2

	Distância entre travamentos (m)					
	3,05-5,08	5,08-7,11	7,11-9,14	9,14-11,17	11,17-13,2	13,2-15,23
$M_{Ed}(KN.m)$	181,96	59,85	101,54	140,81	152,46	152,46
$L_{E,y}(m)$	15,23	15,23	15,23	15,23	15,23	15,23
χ_y	0,44881666	0,44881666	0,44881666	0,44881666	0,44881666	0,44881666
$L_{E,z}(m)$	2	2	2	2	2	2
χ_z	0,787194843	0,787194843	0,787194843	0,787194843	0,787194843	0,787194843
$M_{cr}(KN.m)$	573,4976969	2516,032287	1475,081465	1182,455532	1023,32611	1071,86565

L_{LT}	2	2	2	2	2	2
$W_y(cm^3)$	1019	1019	1019	1019	1019	1019
χ_{LT}	0,926202518	0,958185444	0,925751459	0,906925514	0,892045537	0,84650995
Verificação						
Condição1	0,366562672	0,357236546	0,243151764	0,307971609	0,304799354	0,343568659
Condição2	0,588893056	0,562584152	0,350749915	0,476573457	0,470771747	0,54541687
$M_{b,Rd}$	335,0491299	346,6187935	334,8859617	328,0757702	322,6930129	306,2207417

O reforço considerado é de classe2.

verificação da estabilidade do reforço do caso 2 pelo Método do EC3

M_{Ed}	416,9
$h_{meia\ altura}$	540
$M_{Z,Ed}$	0
N_{Rk}	2807,163087
M_{Rk}	618,3768024
χ_y	0,746603781
χ_z	0,54398764
M_{cr}	942,8263482
χ_{LT}	0,790019018
Verificação	
Condição1	0,460669771
Condição2	0,907870504
$M_{b,Rd}$	488,529434

verificação a encurvadura lateral de acordo com o método desenvolvido por Andrade e Camotim

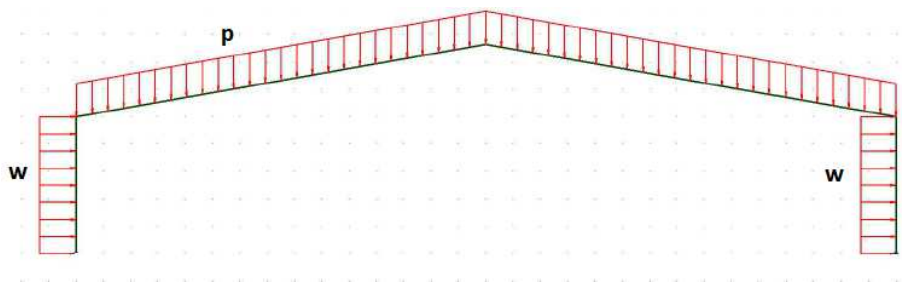
M_{Ed}	417
L	3
h_0	740
K_{w0}	2,874111257
K_{j0}	0,337889671
χ	0,436454492
$\mu_0\lambda_{cr}$	10,60791863

M_{cr}	1207,719862
X_{LT}	0,751659071
χ_y	0,746603781
χ_z	0,54398764
Verificação	
Condição1	0,33134433
Condição2	0,652361119
$M_{b,Rd}$	691,3449875

Anexo3

CASO3

O caso de estudo 3 é aplicado a um pavilhão industrial com espaçamento entre pórticos de 5 metros, tendo este 5 metros de altura e 40 metros de vão. A sua fundação é constituída por apoios articulados e foi considerado que todos os pórticos eram iguais, não havendo portanto na extremidade pórticos mais rígidos de maneira a impedir os deslocamentos laterais. Este pórtico é constituído por perfis IPE600 e IP500 respectivamente no pilar e na viga, e ambos os elementos são de classe1.

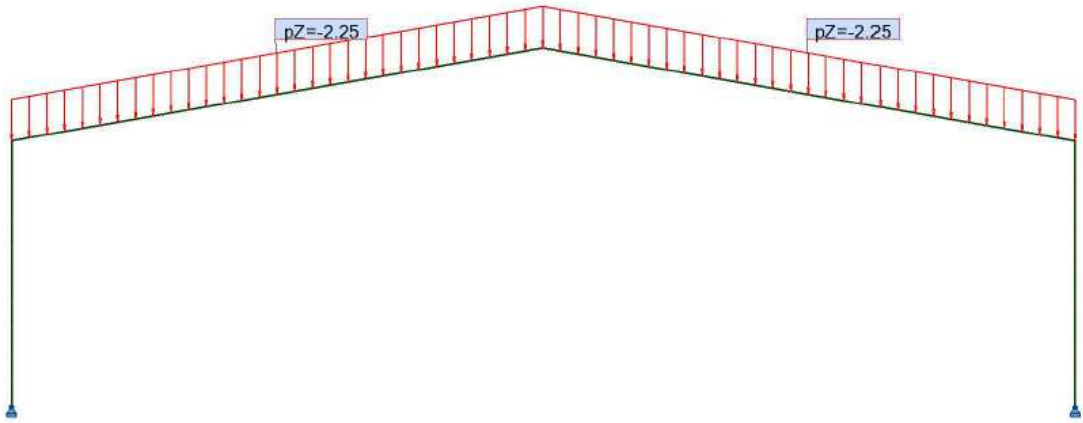


carregamento geral de um pórtico

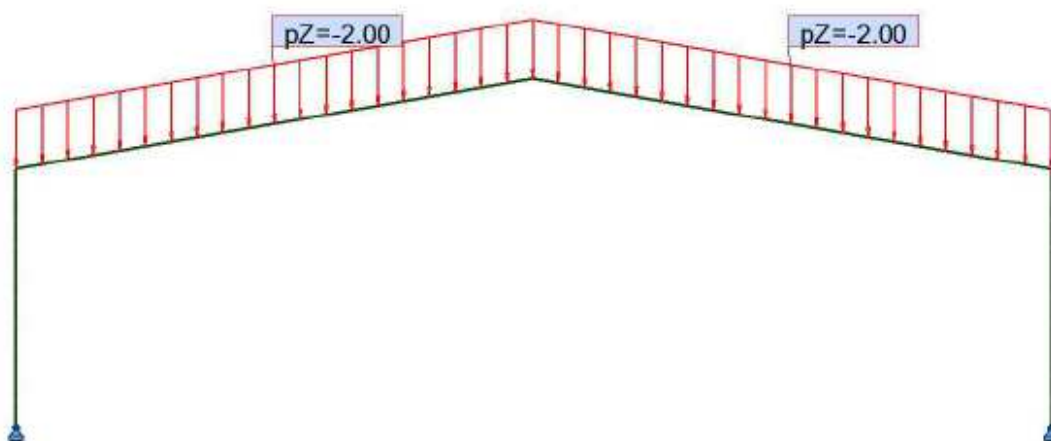
valores máximos das forças combinadas das paredes e da cobertura

	P	w
ELU1	6,04	0
ELU2	-8,93	3,83

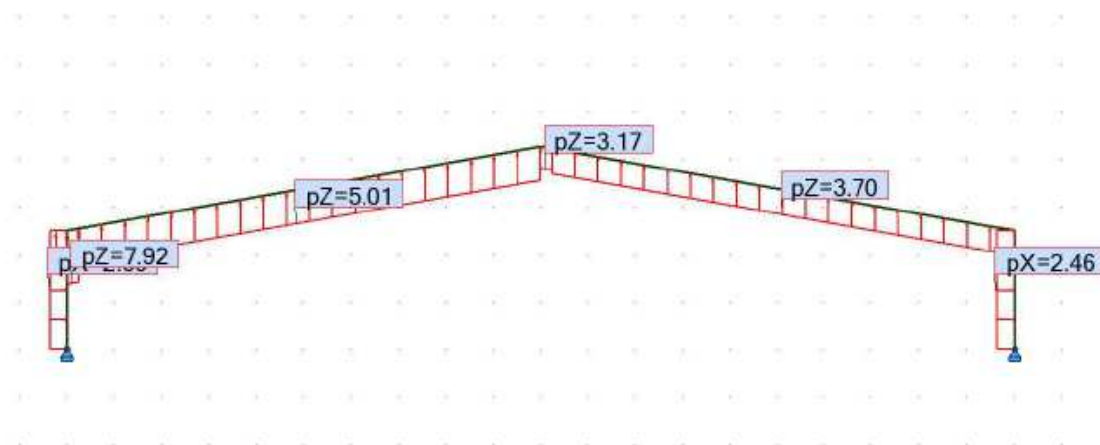
ACÇÃO PERMANENTE



ACÇÃO VARIÁVEL



ACÇÃO DO VENTO



PRÉ-DIMENSIONAMENTO

$$M_{Ed} \leq W_{pl,y} \times f_y$$

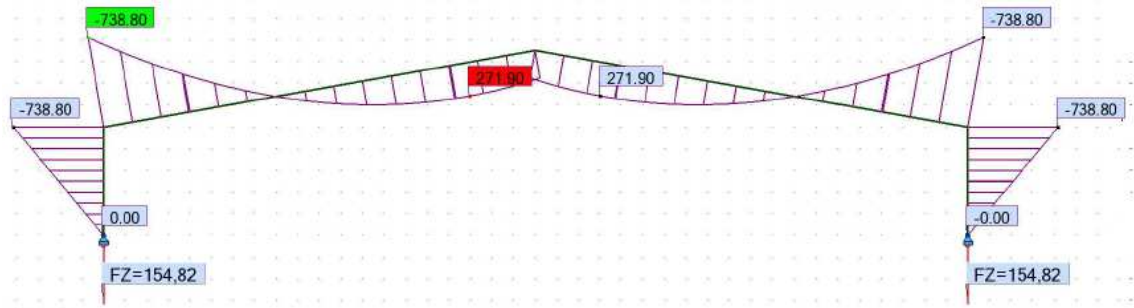
$$622,14 \leq W_{pl,y} \times 355 \times 10^3 \leftrightarrow W_{pl,y} \geq \frac{622,14}{355 \times 10^3} \leftrightarrow W_{pl,y} \geq 0,001752m^3 = 1752,5cm^3$$

Escolhendo um IPE600, $W_{pl,y} = 3512cm^3 \geq 1752,5cm^3$ O.K.

Viga:

$$226,3 \leq W_{pl,y} \times 355 \times 10^3 \leftrightarrow W_{pl,y} \geq \frac{226,3}{355 \times 10^3} \leftrightarrow W_{pl,y} \geq 0,0006375 m^3 = 637,5 cm^3$$

Escolhendo um IPE500, $W_{pl,y}=2194 cm^3 \geq 637,5 cm^3$ O.K.



ANÁLISE GLOBAL

$$\phi = \phi_0 \alpha_h \alpha_m$$

$$\phi = 0,005 \times 0,894 \times 0,866 = 0,0039 Rad$$

$$F_{permanente} = F_1 = 2,25 \times 40 \times 0,0039 = 0,351 KN/m$$

$$F_{variaveis} = F_2 = 2,00 \times 40 \times 0,0039 = 0,312 KN/m$$

$$F_{comb} = 1,35 \times F_1 + 1,5 \times F_2 = 1,35 \times 0,351 + 1,5 \times 0,312 = 0,935 KN/m$$

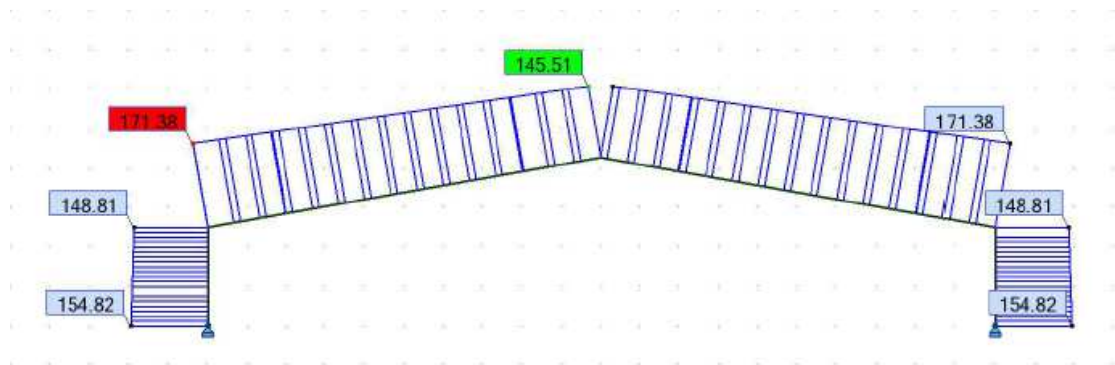
Método baseado no Eurocódigo:

$$\alpha_{cr} = \left(\frac{0,94}{309,64} \right) \left(\frac{5}{1,00} \right) = 15,2 > 10 \rightarrow \text{não é necessário entrar com efeitos de 2ª ordem}$$

Método utilizando um programa de cálculo, *ROBOT*:

$$\alpha_{cr} = 10,034 > 10 \rightarrow \text{não é necessário entrar com os efeitos de 2ª ordem}$$

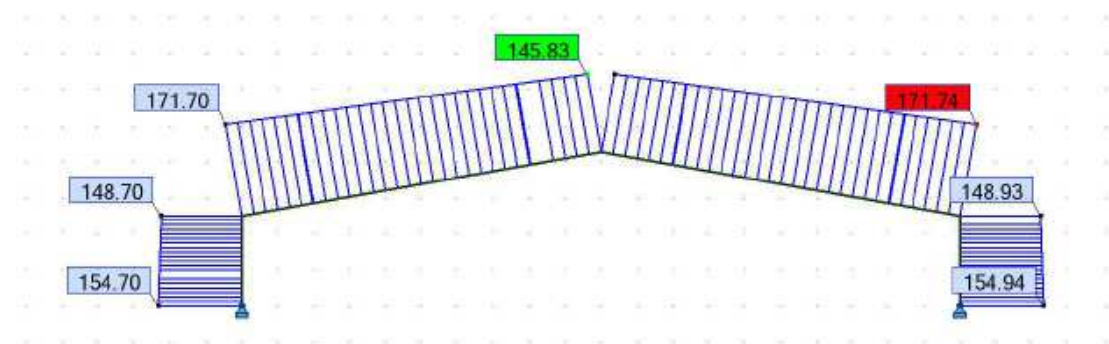
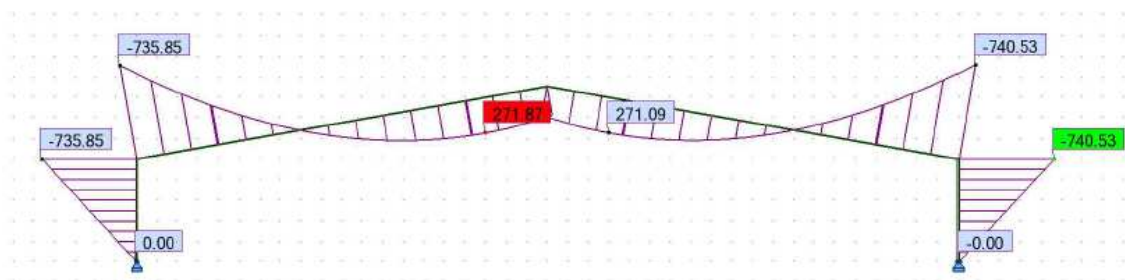
Método baseado na directriz, SCI P164 - Design of steel portal frames for Europe:



$$\frac{V_{sd}}{V_{CRN}} = \frac{1}{[1 + 0,1 \times 4]} \left[\frac{171,38}{2497} + (2,9 + 2,7 \times 4)(0 + 1) \frac{148,81}{39960} \right] = 0,085 < 0,1$$

$\rightarrow$ estrutura de nós fixos

$$\alpha_{cr} = \frac{1}{0,085} = 11,77 > 10$$



valores de $\alpha_{cr,e}$ do caso 2 pelos três métodos

	EC3	Robot	SCIP164
alfa	15,2	10,03	11,77

Verificação da resistência da secção de um pilar IPE600 do caso 3

Axial	
N_{Ed}	148,70
$N_{Pl,Rd}$	5538
$N_{pl,Rd} \times 0,25$	1384,5
$0,5 \times h_w \times t_w \times f_y / Y_{M0}$	1197,06
Flexão	
M_{Ed}	735,85
M_{Pl}	1246,76

Verificação da resistência da secção de uma viga IPE500 do caso 3

Axial	
N_{Ed}	171,70
$N_{Pl,Rd}$	4100,25
$N_{pl,Rd} \times 0,25$	1025,0625
$0,5 \times h_w \times t_w \times f_y / Y_{M0}$	847,314
Flexão	
M_{Ed}	271,87
M_{Pl}	778,87

Não foi necessário a consideração de nenhum travamento no pilar.

verificação a estabilidade do pilar IPE600 do caso 3

M_{Ed}	735,85
$M_{z,Ed}$	0 KNm
N_{Rk}	5538KN
M_{Rk}	1246,76KNm
χ_y	0,972350912
χ_z	0,333105911
M_{cr}	1802,524009
χ_{LT}	0,704718423
Verificações	
Condição1	0,531811081
Condição2	0,892067099
$M_{b,Rd}$	Erro! A origem da referência não foi encontrada.
	878,6147416

Quadro Erro! Não existe nenhum texto com o estilo especificado no documento..1 –verificação à estabilidade da viga IPE500 do caso 3

	Distância entre travamento							
	4,06-6	6,0-8,0	8-10,0	10,0-12,0	12,0-14,0	14,0-16,0	16,0-18	18-20,31
$M_{Ed}(KN.m)$	307,39	144,34	106,94	189,70	243,88	269,88	269,88	266,49

χ_y	0,4664	0,4488166	0,4488166	0,4488166	0,4488166	0,4488166	0,4488166	0,4488166
χ_z	0,8319	0,7871948	0,7871948	0,7871948	0,7871948	0,7871948	0,7871948	0,7871948
$M_{cr}(KN.m)$	3588,2	4910,1059	3588,2430	1182,4555	3166,5574	2952,4041	2833,5496	3048,011
$W_y(cm^3)$	2194	2194	2194	2194	2194	2194	2194	2194
χ_{LT}	0,9345	0,9532377	0,9553611	0,9345373	0,9255246	0,9199901	0,9165608	0,922555
Verificação								
Condição1	Erro! A origem da referência não foi encontrada.	0,308	0,1879334	0,1591785	0,2179677	0,2586306	0,2783931	0,2791295
Condição2		0,468	0,2409120	0,1888753	0,3050831	0,382621	0,4203400	0,4218049
$M_{b,Rd}$	Erro! A origem da referência não foi encontrada.	727,8	742,448	744,1021	727,8831	720,8634	716,5527	713,8817
								718,5509

O reforço da viga é de classe 3, considerando para o seu dimensionamento então o $w_y = w_{elástico}$

Verificação da estabilidade do reforço do caso 3 pelo Método do EC3

M_{Ed}	735,85
$h_{meia altura}$	750
$M_{Z,Ed}$	0
N_{Rk}	4022,839287
M_{Rk}	1350,2344
χ_y	0,788542395
χ_z	0,473215848
M_{cr}	1534,814426
χ_{LT}	0,682694192
Verificação	
Condição1	0,406620036
Condição2	0,804603222
$M_{b,Rd}$	873,8962006

verificação à encurvadura latera do reforço pelo método desenvolvido por Andrade e Camotim

M_{Ed}	735,85
L	4
h_0	1000
K_{w0}	3,064257209

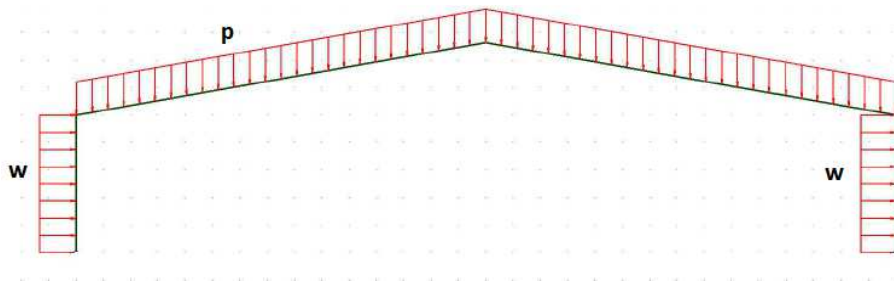
K_{j0}	0,391702789
χ	0,417845648
$\mu_0\lambda_{cr}$	11,34252938
M_{cr}	1618,537879
X_{LT}	0,646269628
χ_y	0,788542395
χ_z	0,473215848
Verificação	
Condição1	0,485241839
Condição2	0,959606208
$M_{b,Rd}$	1104,594515

Anexo4

CASO4

Neste presente caso irá tratar-se de um pavilhão constituído por pórticos espaçados de 5 metros com 10 m de altura cada um e com um vão de 20 metros. Este pórtico é constituído por perfis IPE450 e IPE330 respectivamente do pilar e da viga. Ambos os perfis pertencem à classe 1.

Contrariamente ao que acontecia nos anteriores casos tem como combinação mais agravante a combinação do vento, ou seja para ELU irá usar-se a combinação onde o vento entra como acção base. .

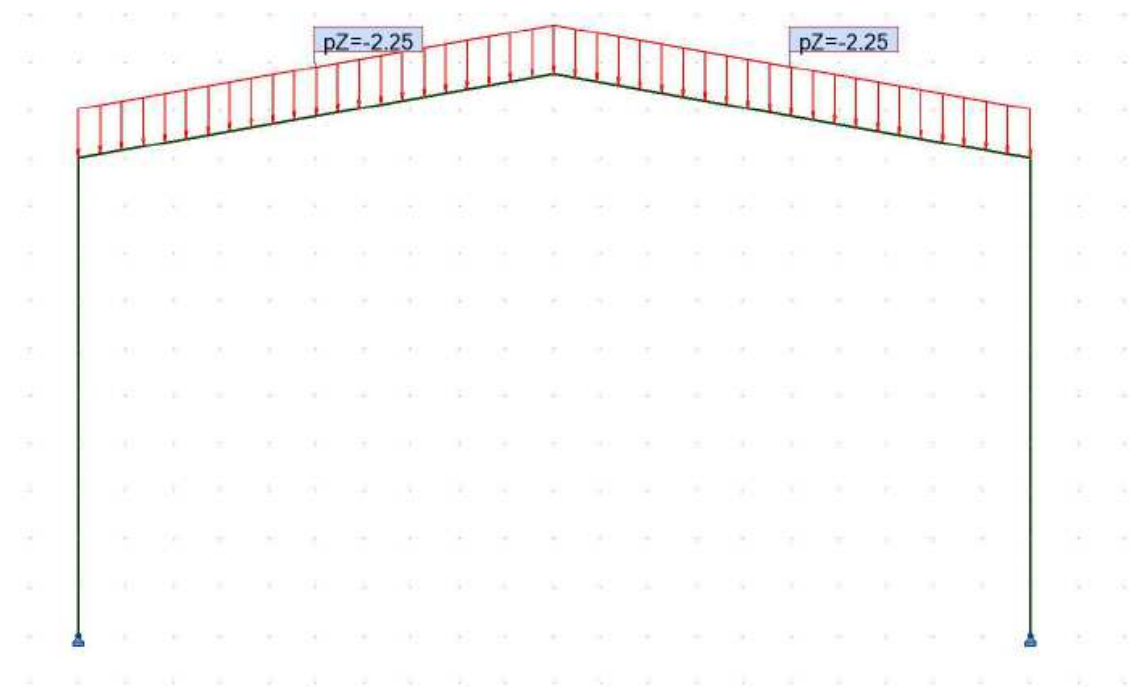


carregamento geral de um pórtico

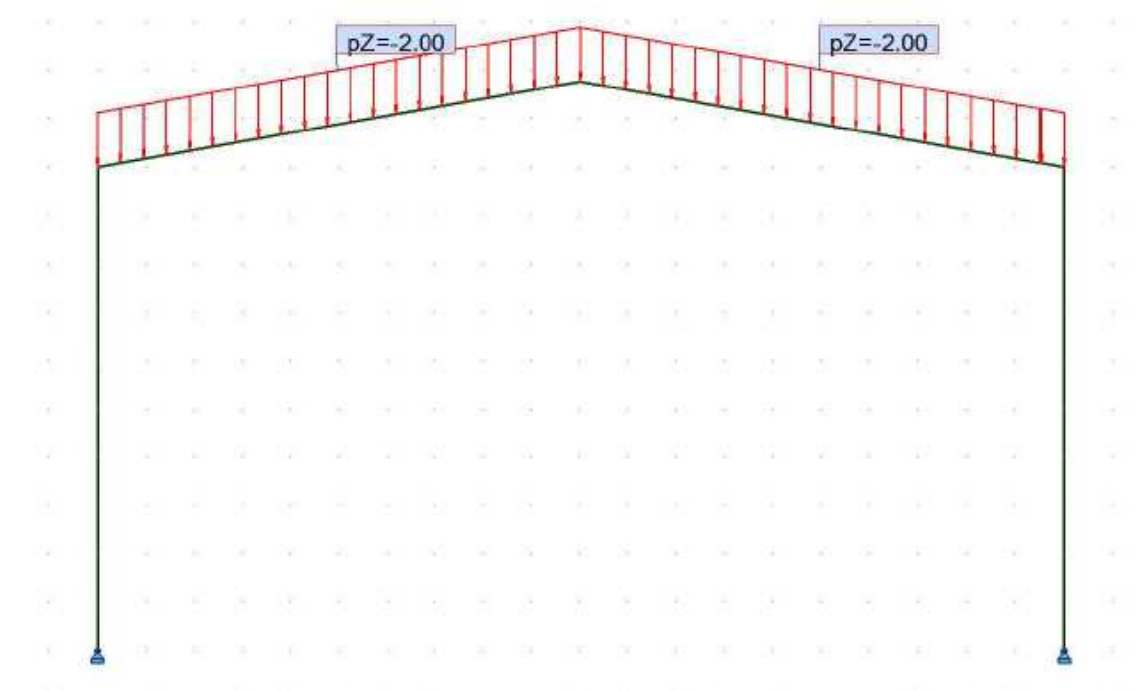
valores máximos das forças combinadas das paredes e da cobertura

	P	w
ELU1	6,04	0
ELU2	-10,2	4,5

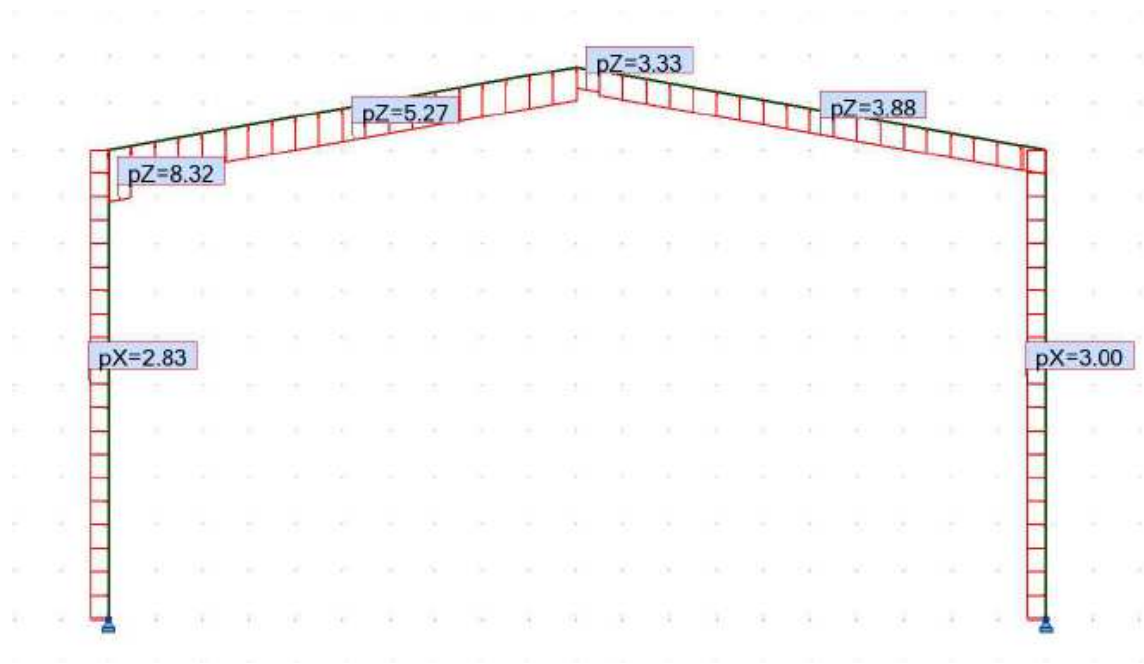
ACÇÃO PERMANENTE



ACÇÃO VARIÁVEL



ACÇÃO DO VENTO



PRÉ-DIMENSIONAMENTO

$$M_{Ed} \leq W_{pl,y} \times f_y$$

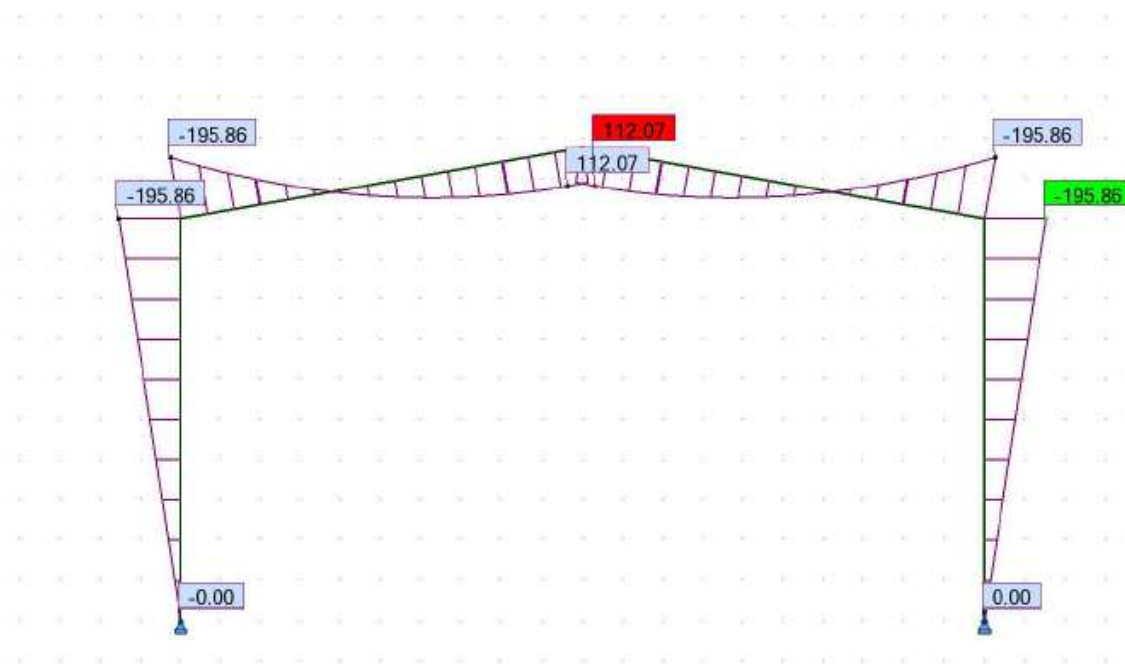
$$149,09 \leq W_{pl,y} \times 355 \times 10^3 \Leftrightarrow W_{pl,y} \geq \frac{149,09}{355 \times 10^3} \Leftrightarrow W_{pl,y} \geq 0,0004199m^3 = 419,97cm^3$$

Escolhendo um IPE450, $W_{pl,y}=1702cm^3 \geq 419,97cm^3$ O.K.

Viga:

$$137,52 \leq W_{pl,y} \times 355 \times 10^3 \Leftrightarrow W_{pl,y} \geq \frac{137,52}{355 \times 10^3} \Leftrightarrow W_{pl,y} \geq 0,000387m^3 = 387,4cm^3$$

Escolhendo um IPE330, $W_{pl,y}=804,3cm^3 \geq 387,4cm^3$ O.K.



ANÁLISE GLOBAL

$$\phi = \phi_0 \alpha_h \alpha_m$$

$$\phi = 0,005 \times 0,894 \times 0,866 = 0,0029 \text{ Rad}$$

$$F_{\text{permanente}} = F_1 = 2,25 \times 20 \times 0,0029 = 0,1299 \text{ KN/m}$$

$$F_{\text{variaveis}} = F_2 = 2,00 \times 20 \times 0,0029 = 0,1155 \text{ KN/m}$$

$$F_{\text{comb}} = 1,35 \times F_1 + 1,5 \times F_2 = 1,35 \times 0,13 + 1,5 \times 0,12 = 0,35 \text{ KN/m}$$

Método baseado no Eurocódigo:

$$\alpha_{cr} = \left(\frac{0,36}{157,16} \right) \left(\frac{10}{2,64} \right) = 8,7 < 10 \rightarrow \text{é necessário entrar com efeitos de 2º ordem}$$

Método utilizando um programa de cálculo, *ROBOT*:

$$\alpha_{cr} = 8,49 < 10 \rightarrow \text{é necessário entrar com os efeitos de 2º ordem}$$

Método baseado na directriz, SCI P164 - Design of steel portal frames for Europe:

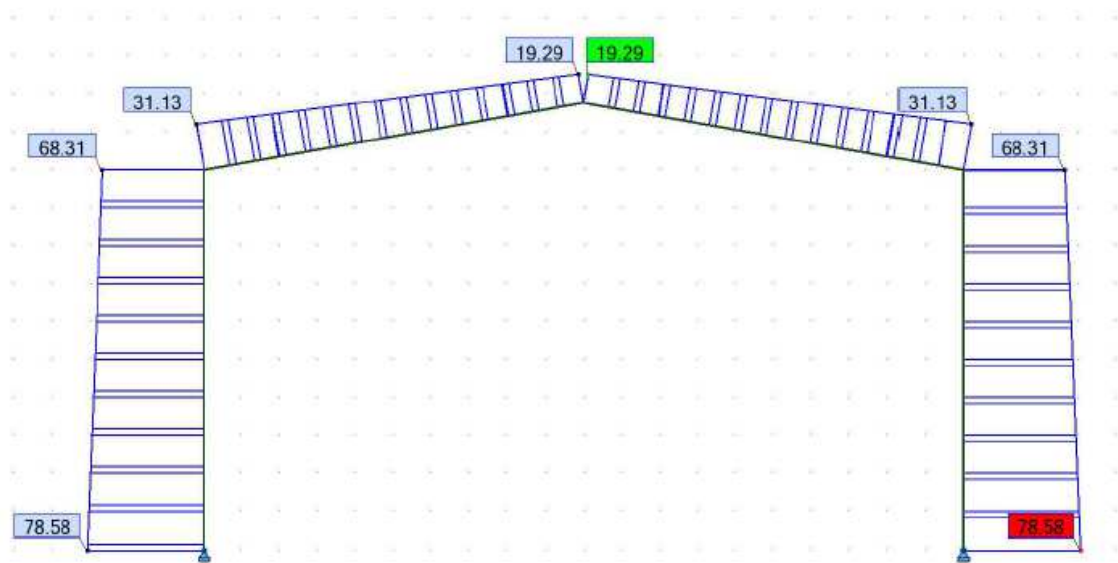


Diagrama de esforço axial em ELU com sobrecarga como base sem imperfeições

$$\frac{V_{sd}}{V_{CRN}} = \frac{1}{[1 + 0,1 \times 2,867]} \left[\frac{31,13}{2439,47} + (2,9 + 2,7 \times 2,867)(0 + 1) \frac{78,58}{6993} \right] = 0,103 > 0,1$$

$\rightarrow$ estrutura de nós móveis

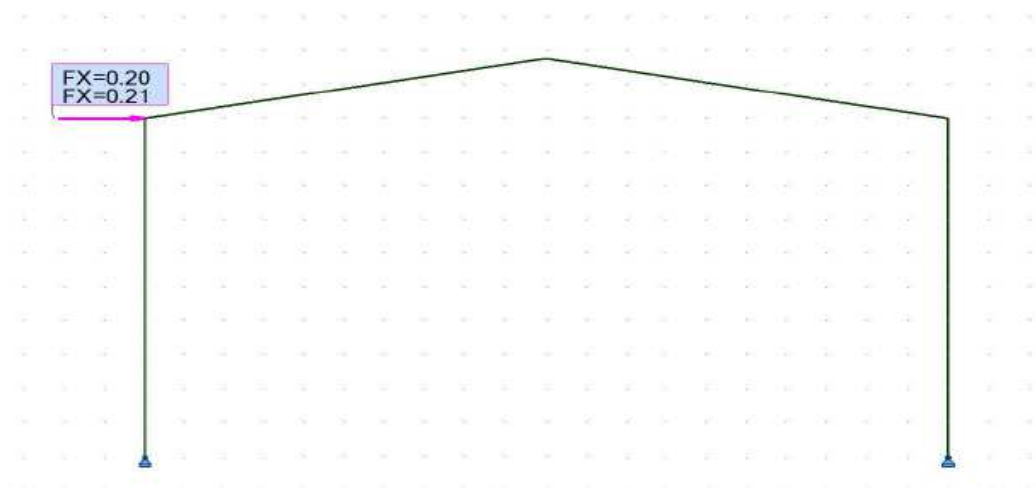
$$\alpha_{cr} = \frac{1}{0,103} = 9,7 < 10$$

Factor de amplificação

$$\frac{1}{1 - \frac{1}{\alpha_{cr}}} \rightarrow \frac{1}{1 - \frac{1}{9,7}} = 1,13$$

$$F_1 = 0,13 \times 1,13 = 0,146 \text{ KN}$$

$$F_2 = 0,12 \times 1,13 = 0,136 \text{ KN}$$



Forças horizontais devido aos efeitos de segunda ordem

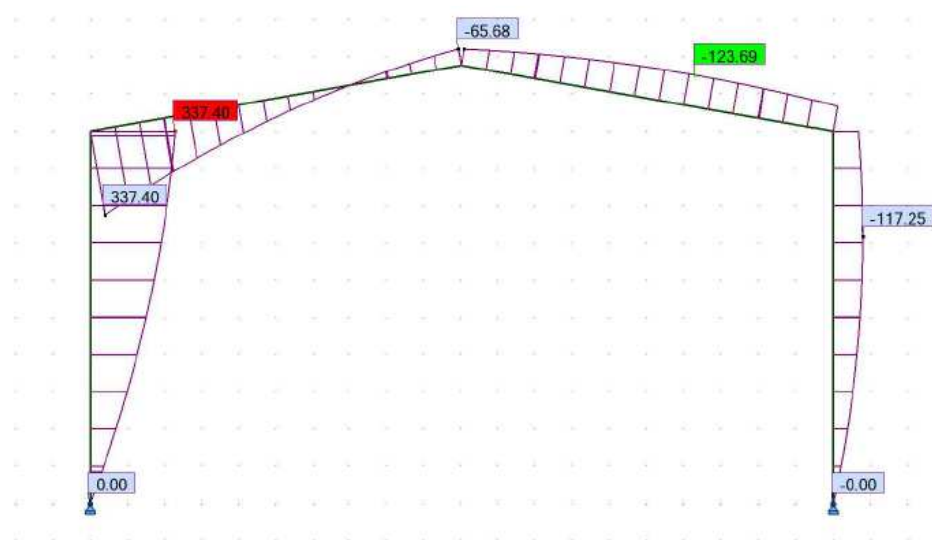


Diagrama de momentos para ELU com o vento a acção de base

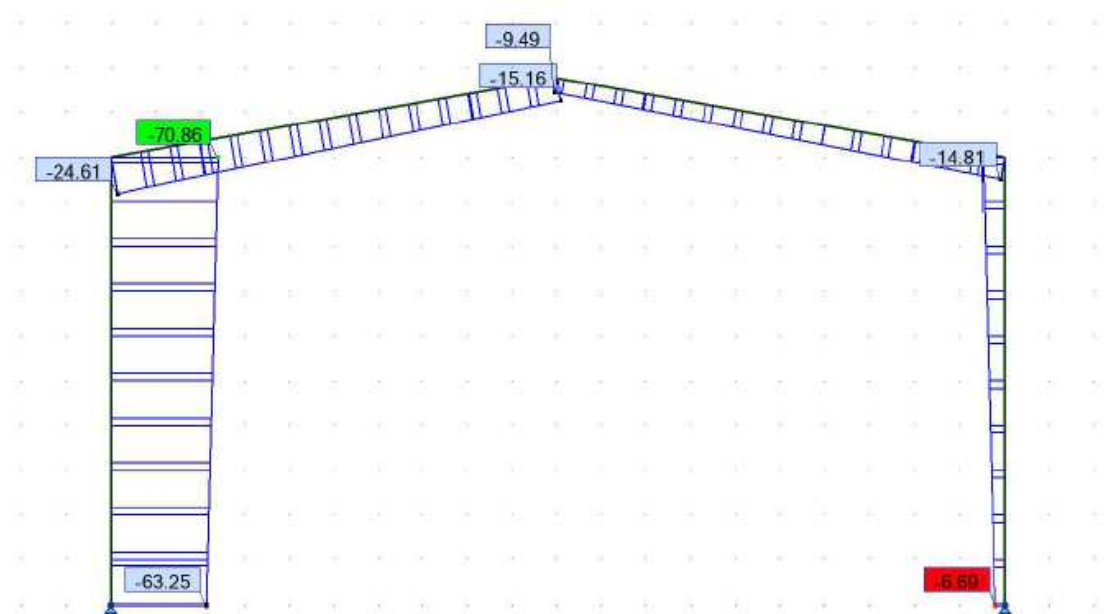
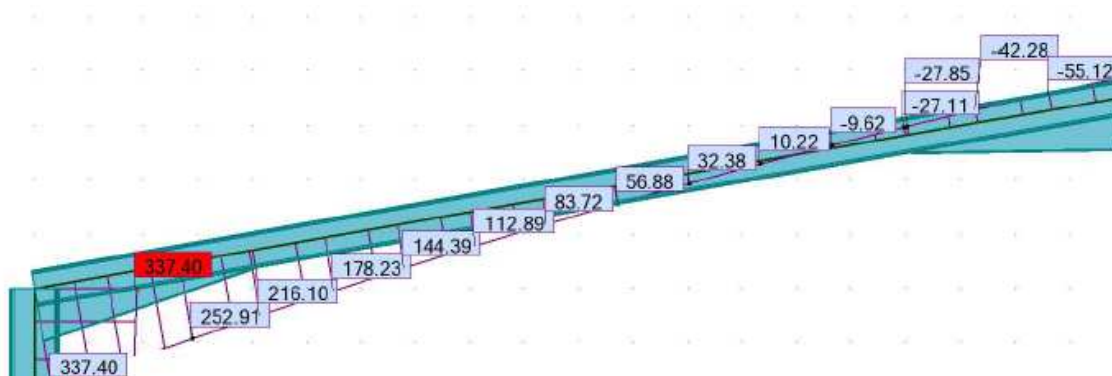


diagrama de esforço axial para ELU com o vento a acção de base

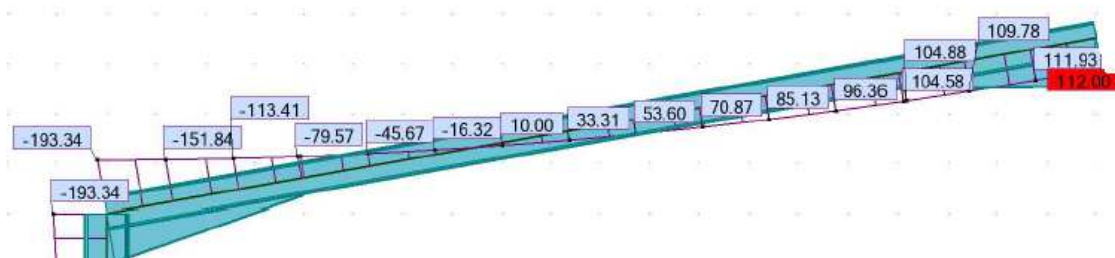
Valores dos momentos e do esforço axial nas zonas de travamento da viga em ELU com o vento a acção de base

xpos(m)	Med	Ned
0	337,40	-25,633
2,03	223,4025487	-23,743882
4,06	120,277075	-21,854764
6,09	38,73357866	-19,965646
8,12	-21,22794016	-18,076528
10,15	-55,1274	-16,18741



Valores dos momentos e do esforço axial nas zonas de travamento da viga em ELU com a sobrecarga a acção de base

xpos(m)	Med	Ned
0	-193,34	31,537
2,03	-87,34010842	29,238634
4,06	-2,04771368	26,940268
6,09	56,75718422	24,641902
8,12	89,07458528	22,343536
10,15	112	20,04517



valores de α_{cr} do caso 2 pelos três métodos

	EC3	Robot	SCIP164
alfa	8,7	8,49	9,7

verificação da resistência da secção do pilar IPE450 do caso 4

Axial	
N_{Ed}	70,86
$N_{Pl,Rd}$	3508,11
$N_{pl,Rd} \times 0,25$	877,0275
$0,5 \times h_w \times t_w \times f_y / Y_{M0}$	702,1048
Flexão	
M_{Ed}	337,40
M_{Pl}	604,21

Verificação da resistência da viga IPE330 do caso 4

Axial	
N_{Ed}	24,61
$N_{Pl,Rd}$	2222,655

$N_{pl}, Rd \times 0,25$	555,66375
$0,5 \times h_w \times t_w \times fy/Y_{M0}$	408,69375
Flexão	
M_{Ed}	123,69
M_{Pl}	285,5265

Verificação da estabilidade de um pilar IPE450 do caso 4

M_{Ed}	223,59	282,32	337,40
$M_{Z,Ed}$	0	0	0
N_{Rk}	3508,11	3508,11	3508,11
M_{Rk}	604,21	604,21	604,21
χ_y	0,87270246	0,87270246	0,87270246
χ_z	0,333105911	0,83195799	0,651432567
M_{cr}	440,7946571	2352,220181	1119,104704
χ_{LT}	0,49423375	0,881181532	0,763707882
Verificação			
Condição1	0,477542847	0,345081422	0,47171003
Condição2	0,799245955	0,553739938	0,767558858
$M_{b,Rd}$	393,5933731	532,4186937	461,4399395

Verificação da estabilidade da viga IPE330 do caso 4

	Distância entre travamentos			
	2,03-4,06	4,06-6,09	6,09-8,12	8,12-10,15
$M_{Ed}(KN.m)$	87	56,56	102,18	108,41
χ_y	0,684156906	0,537408038	0,537408038	0,537408038
χ_z	0,760227058	0,679961063	0,679961063	0,679961063
$M_{cr}(KN.m)$	1253,571991	1298,702399	869,5916862	932,1883601
$W_y(cm^3)$	804,3	804,3	804,3	804,3
χ_{LT}	0,894154997	0,897744125	0,850373297	0,859750672
Verificação				
Condição1	0,226730581	0,154064555	0,242429624	0,254630232

Condição2	0,356853487	0,237888365	0,383079939	0,403003609
$M_{b,Rd}$	255,3049467	256,3297379	242,8041112	245,4816002

Neste caso o reforço da viga pertence à classe 2.

Verificação da estabilidade do reforço do caso 4 pelo método do EC3

M_{Ed}	337,40
$h_{meia\ altura}$	450
$M_{Z,Ed}$	0
N_{Rk}	2375,426287
M_{Rk}	429,5442021
χ_y	0,871405017
χ_z	0,74519187
M_{cr} Erro! A origem da referência não foi encontrada.	1091,644707
χ_{LT}	0,823133139
Verificação	
Condição1	0,539632412
Condição2	0,998213576
$M_{b,Rd}$ Erro! A origem da referência não foi encontrada.	353,5720676

verificação da encurvadura lateral do reforço pelo método desenvolvido por Andrade e Camotim

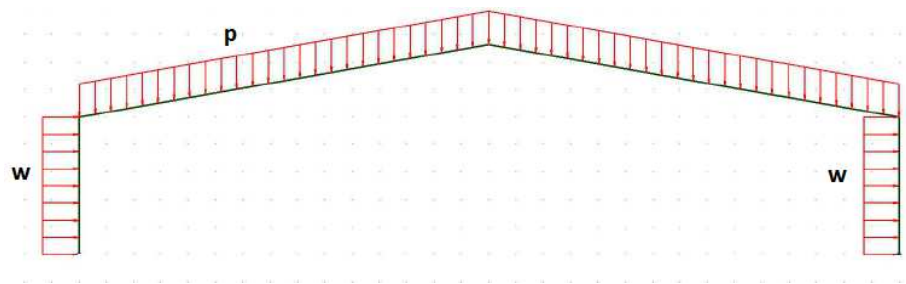
M_{Ed}	337,40
L	2
h_0	660
K_{w0}	4,592333005
K_{j0}	0,361562702
χ	0,641758492
$\mu_0 \lambda_{cr}$	13,93819308
M_{cr} Erro! A origem da referência não foi encontrada.	1283,760189

X_{LT}	0,822005615
χ_y	0,871405017
χ_z	0,581897443
Verificação	
Condição1	0,255431796
Condição2	0,473272347
$M_{b,Rd}$	596,6203256

Anexo5

Caso5

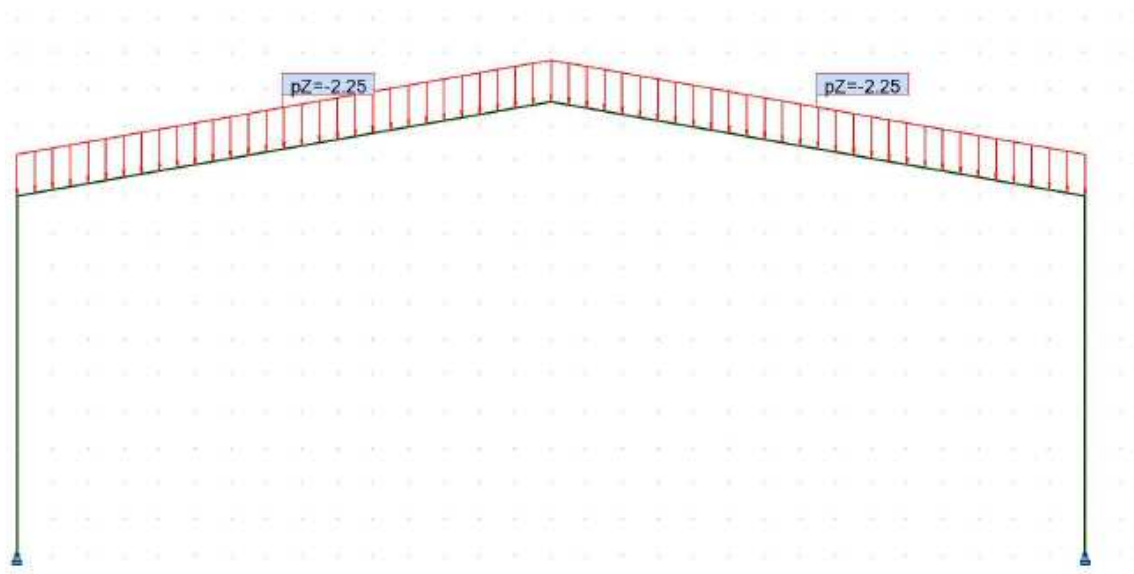
Este caso é constituído por um pavilhão com pórticos espaçados de 5 metros e cada um com 10 metros de altura e 30 metros de vão. Este pórtico tem como perfil transversal um IPE500 e um IPE400 respectivamente da viga e do pilar. Tanto o pilar como a viga são de classe 1

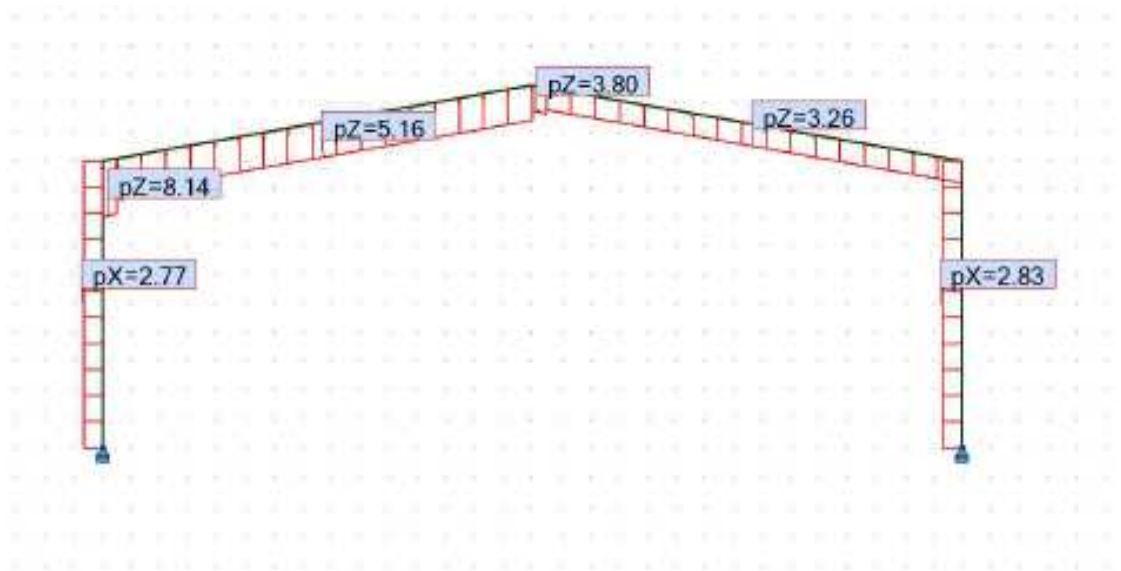
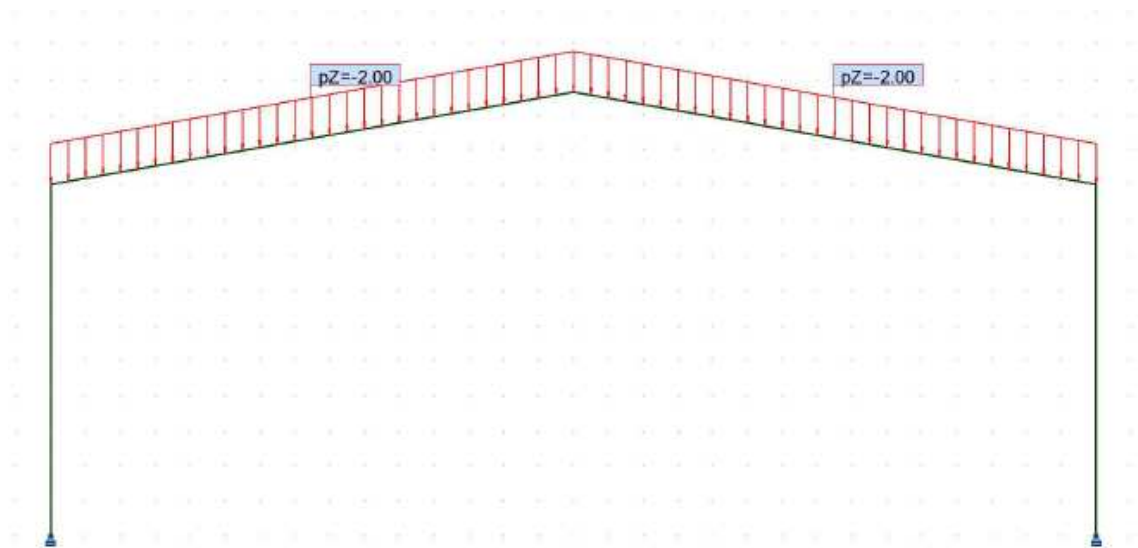


carregamento geral de um pórtico

valores máximos das forças combinadas das paredes e da cobertura

	P	w
ELU1	6,04	0
ELU2	-9,96	4,25





PRÉ-DIMENSIONAMENTO

$$M_{Ed} \leq W_{pl,y} \times f_y$$

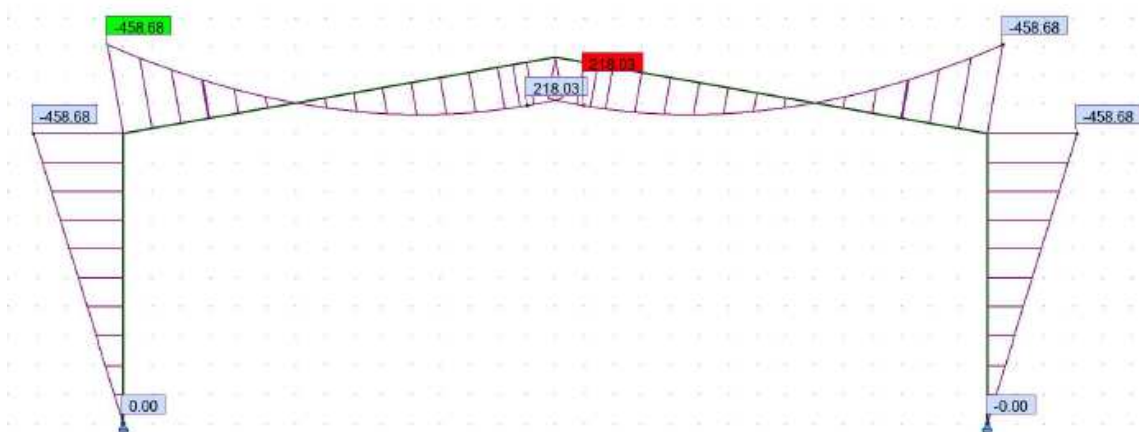
$$371,5 \leq W_{pl,y} \times 355 \times 10^3 \leftrightarrow W_{pl,y} \geq \frac{371,5}{355 \times 10^3} \leftrightarrow W_{pl,y} \geq 0,0010465m^3 = 1046,5cm^3$$

Escolhendo um IPE500, $W_{pl,y}=2194cm^3 \geq 1046,5cm^3$ O.K.

Viga:

$$236,16 \leq W_{pl,y} \times 355 \times 10^3 \leftrightarrow W_{pl,y} \geq \frac{236,6}{355 \times 10^3} \leftrightarrow W_{pl,y} \geq 0,000665m^3 = 665,2cm^3$$

Escolhendo um IPE400, $W_{pl,y}=1307cm^3 \geq 665,2cm^3$ O.K.



ANÁLISE GLOBAL

$$\phi = \phi_0 \alpha_h \alpha_m$$

$$\phi = 0,005 \times 0,894 \times 0,866 = 0,0029Rad$$

$$F_{permanente} = F_1 = 2,25 \times 30 \times 0,0029 = 0,194KN/m$$

$$F_{variaveis} = F_2 = 2,00 \times 30 \times 0,0029 = 0,173KN/m$$

$$F_{comb} = 1,35 \times F_1 + 1,5 \times F_2 = 1,35 \times 0,19 + 1,5 \times 0,17 = 0,52KN/m$$

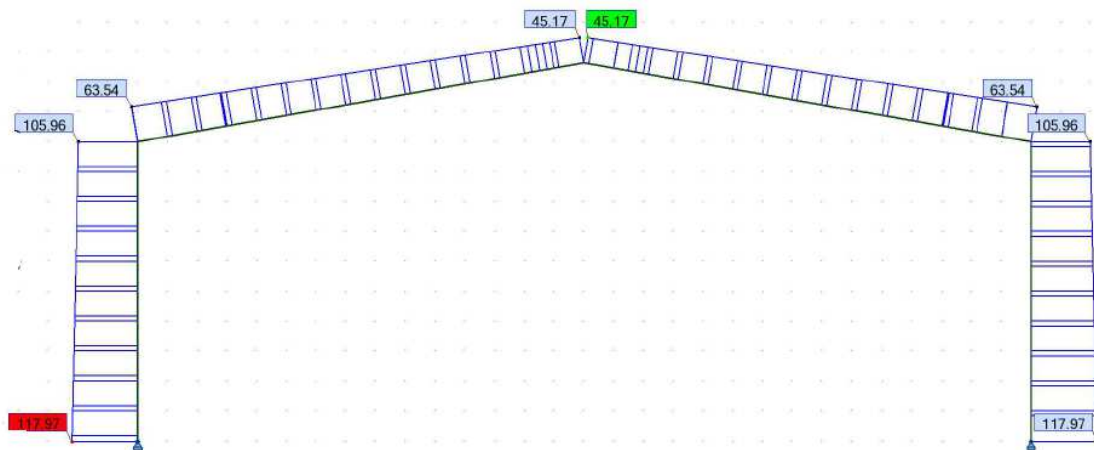
Método baseado no Eurocódigo:

$$\alpha_{cr} = \left(\frac{0,52}{235,94} \right) \left(\frac{10}{2,85} \right) = 7,73 < 10 \rightarrow \text{é necessário entrar com efeitos de 2ª ordem}$$

Método utilizando um programa de cálculo, *ROBOT*:

$$\alpha_{cr} = 7,07 < 10 \rightarrow \text{é necessário entrar com os efeitos de 2ª ordem}$$

Método baseado na directriz, SCI P164 - Design of steel portal frames for Europe



$$\frac{V_{sd}}{V_{CRN}} = \frac{1}{[1 + 0,1 \times 23,126]} \left[\frac{63,54}{2130,7} + (2,9 + 2,7 \times 3,126)(0 + 1) \frac{117,97}{9990} \right] = 0,125 > 0,1$$

$\rightarrow$ estrutura de nós móveis

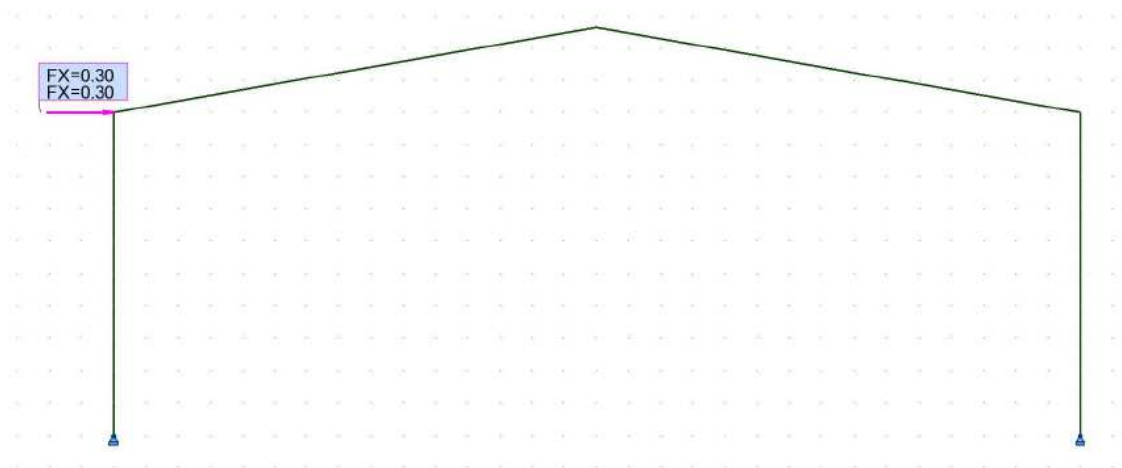
$$\alpha_{cr} = \frac{1}{0,125} = 8 < 10$$

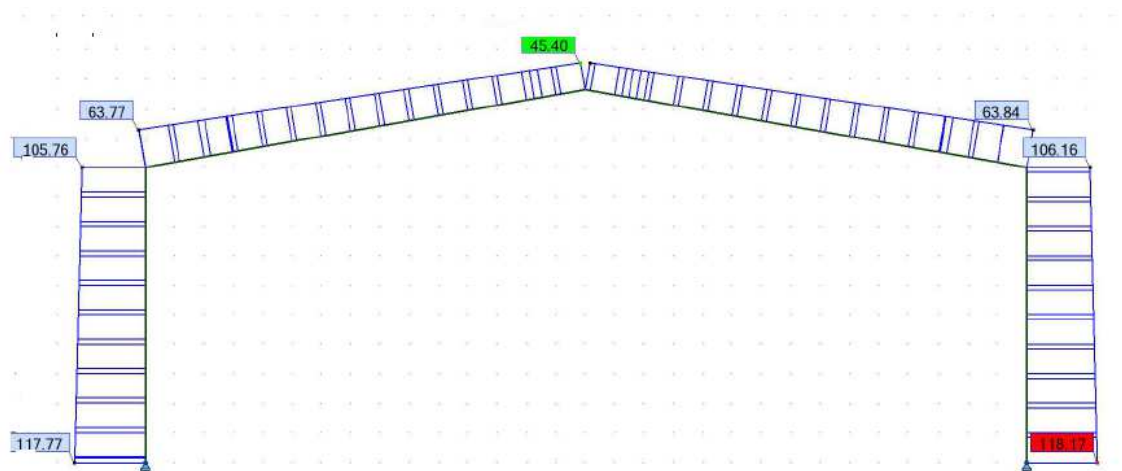
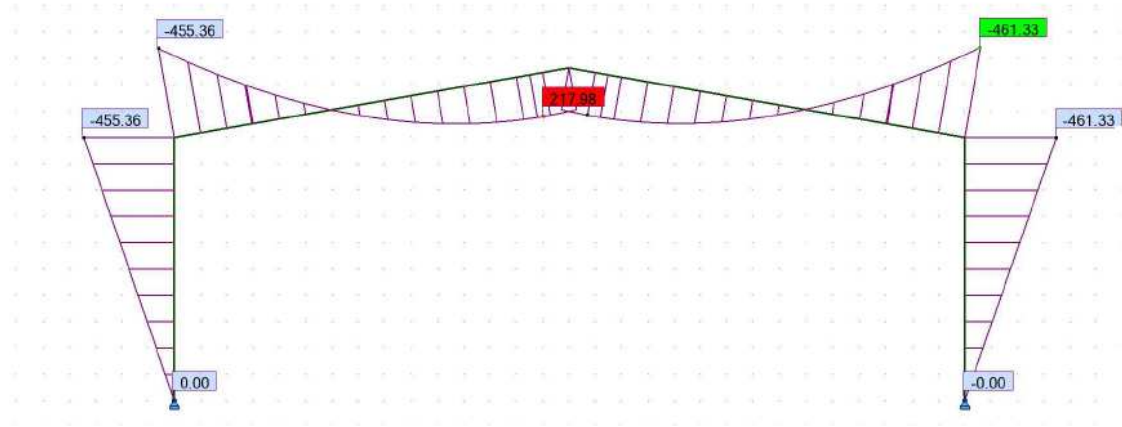
Factor de amplificação

$$\frac{1}{1 - \frac{1}{\alpha_{cr}}} \rightarrow \frac{1}{1 - \frac{1}{7,73}} = 1,16$$

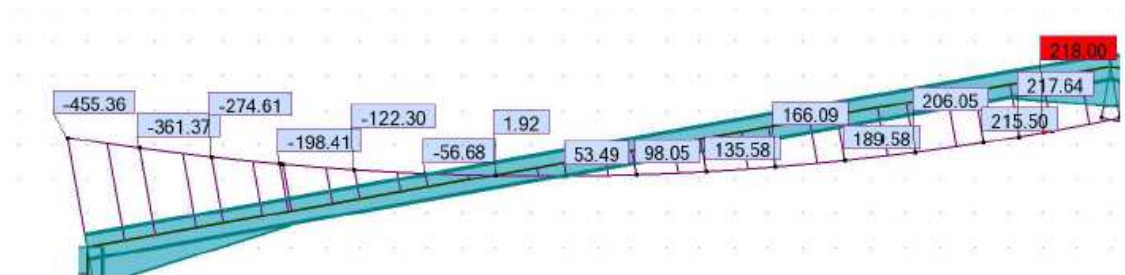
$$F_1 = 0,19 \times 1,16 = 0,22KN$$

$$F_2 = 0,17 \times 1,16 = 0,20KN$$





	xpos(m)	Med	Ned
A	0	-454,72	63,753
B	3,046279876	-194,6390339	60,09198085
C	5,077133126	-56,39028126	57,65130141
D	7,107986377	53,74762493	55,21062197
E	9,138839628	135,7746847	52,76994254
F	11,16969288	189,6908979	50,3292631
G	13,20054613	215,4962648	47,88858366
H	15,23139938	213,1907851	45,44790423



valores de α_{cr} do caso 2 pelos três métodos

	EC3	Robot	SCIP164
alfa	7,73	7,07	8

Verificação da resistência seccional de um pilar IPE500

Axial	
N_{Ed}	105,76
$N_{Pl,Rd}$	4100,25
$N_{pl,Rd} \times 0,25$	1025,0625
$0,5 \times h_w \times t_w \times f_y / Y_{M0}$	847,314
Flexão	
M_{Ed}	455,36
M_{Pl}	778,87

verificação da resistência seccional na viga IPE400

Axial	
N_{Ed}	45,40
$N_{Pl,Rd}$	2998,33
$N_{pl,Rd} \times 0,25$	749,5825
$0,5 \times h_w \times t_w \times f_y / Y_{M0}$	569,3845
Flexão	
M_{Ed}	218
M_{Pl}	463,985

verificação da estabilidade do pilar IPE500 do caso 5

M_{Ed}	318,75	455,36
$M_{Z,Ed}$	0	0
N_{Rk}	4100,25	4100,25
M_{Rk}	778,87	778,87
χ_y	0,798875306	0,798875306

χ_z	0,158986257	0,597938291
M_{cr}	595,5603456	1561,402422
χ_{LT}	0,509663516	0,780153007
Verificação		
Condição1	Erro! A origem da referência não foi encontrada.	
	0,523318494	0,490553186
Condição2	0,914312153	0,787407443
$M_{b,Rd}$	396,9616227	607,6377728

verificação da estabilidade da viga IPE400 do caso 5

	Distância entre travamentos (m)					
	3,05-5,08	5,08-7,11	7,11-9,14	9,14-11,17	11,17-13,2	13,2-15,23
$M_{Ed}(KN.m)$	194,64	59,85	135,77	189,69	215,5	215,5
χ_y	0,792060737	0,792060737	0,792060737	0,792060737	0,792060737	0,792060737
χ_z	0,802717331	0,802717331	0,802717331	0,802717331	0,802717331	0,802717331
$M_{cr}(KN.m)$	2114,35456	3692,074995	1980,747114	1645,296767	1507,279052	1423,880303
$W_y(cm^3)$	1307	1307	1307	1307	1307	1307
χ_{LT}	0,933790718	0,964394936	0,964394936	0,914350155	0,906333817	0,900714449
Verificação						
Condição1	0,213148327	0,068632235	0,157000719	0,212301707	0,241908384	0,240967514
Condição2	0,472477577	0,134337241	0,33882792	0,470890168	0,525254058	0,539433532
$M_{b,Rd}$	433,2648865	447,4647844	431,1206538	424,2447565	420,525296	417,9179936

A conexão pilar viga neste presente caso é definida como sendo de classe 2 e tem 3 metros de comprimento.

Verificação da estabilidade do reforço pelo método do EC3

M_{Ed}	455,36
$h_{meia altura}$	600
$M_{z,Ed}$	0
N_{Rk}	3136,404287
M_{Rk}	796,1727248
χ_y	0,807172664
χ_z	0,583836085

M_{cr}	1310,468039
χ_{LT}	0,835440207
Verificação	
Condição1	0,309919654
Condição2	0,713709245
$M_{b,Rd}$	576,2669966

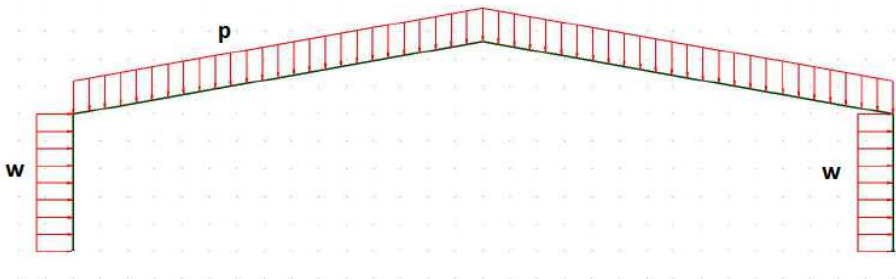
Verificação à encurvadura lateral do reforço pelo método desenvolvido por Andrade e Camotim.

M_{Ed}	455,36
L	3
h_0	800
K_{w0}	3,563951208
K_{j0}	0,363333079
χ	0,428041507
$\mu_0 \lambda_{cr}$	12,8461189
M_{cr} Erro! A origem da referência não foi encontrada.	1377,647129
χ_{LT}	0,714942386
χ_y	0,871405017
χ_z	0,581897443
Verificação	
Condição1	0,266212223
Condição2	0,504222416
$M_{b,Rd}$	849,0715979

Anexo6

Caso6

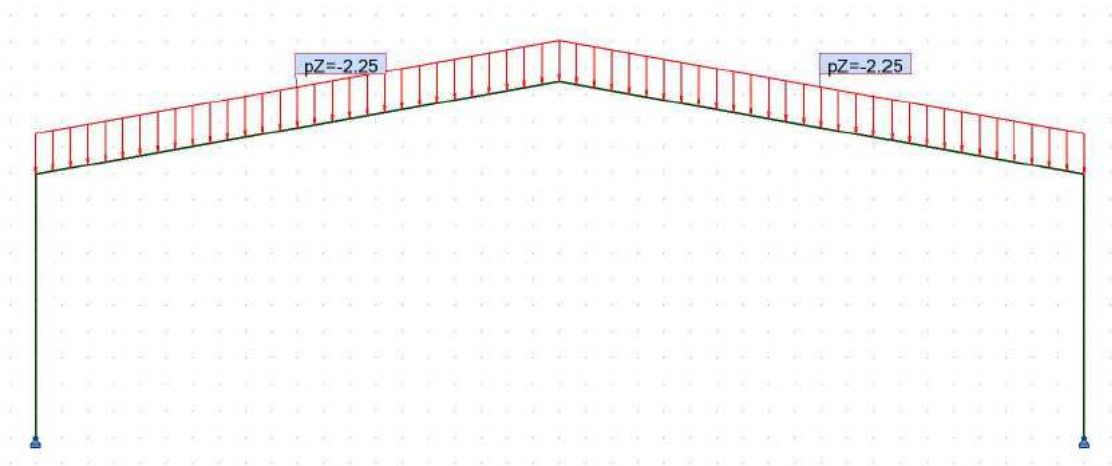
Neste caso estamos perante um pavilhão com espaçamento entre pórticos de 5 metros com 10 metros de altura e uma distância entre pilares de 30 metros Este pórtico é constituído por perfil IPE550 e IPE500 respectivamente no pilar e na viga. Ambos os elementos são de classe1

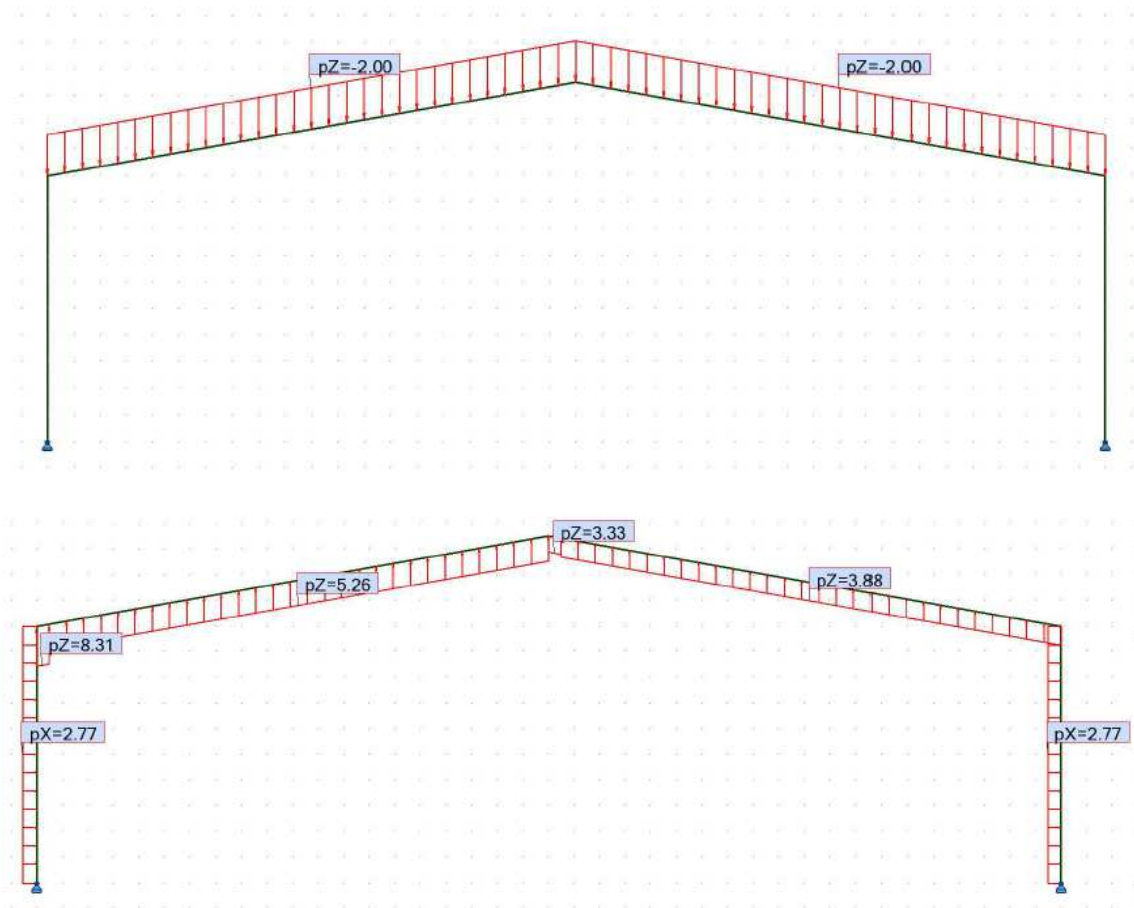


carregamento geral de um pórtico

valores máximos das forças combinadas das paredes e da cobertura

	P	w
ELU1	6,04	0
ELU2	-10,22	4,16





PRÉ-DIMENSIONAMENTO

$$M_{Ed} \leq W_{pl,y} \times f_y$$

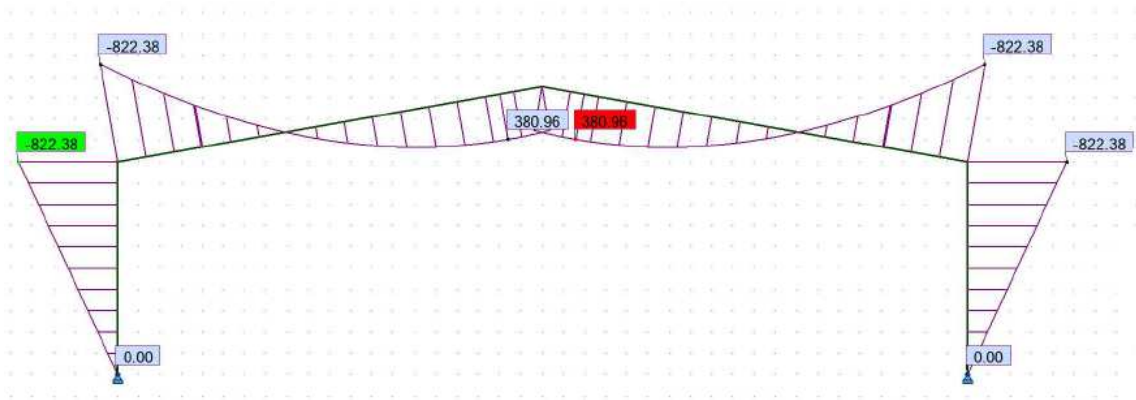
$$671,12 \leq W_{pl,y} \times 355 \times 10^3 \Leftrightarrow W_{pl,y} \geq \frac{671,12}{355 \times 10^3} \Leftrightarrow W_{pl,y} \geq 0,0018904m^3 = 1890,4cm^3$$

Escolhendo um IPE550, $W_{pl,y}=2787cm^3 \geq 1890,4cm^3$ O.K.

Viga:

$$351,85 \leq W_{pl,y} \times 355 \times 10^3 \Leftrightarrow W_{pl,y} \geq \frac{351,85}{355 \times 10^3} \Leftrightarrow W_{pl,y} \geq 0,0009911m^3 = 991,12cm^3$$

Escolhendo um IPE500, $W_{pl,y}=2194cm^3 \geq 991,12cm^3$ O.K.



ANÁLISE GLOBAL

$$\phi = \phi_0 \alpha_h \alpha_m$$

$$\phi = 0,005 \times 0,894 \times 0,866 = 0,0029 \text{ Rad}$$

$$F_{\text{permanente}} = F_1 = 2,25 \times 40 \times 0,0029 = 0,260 \text{ KN/m}$$

$$F_{\text{variaveis}} = F_2 = 2,00 \times 40 \times 0,0029 = 0,231 \text{ KN/m}$$

$$F_{\text{comb}} = 1,35 \times F_1 + 1,5 \times F_2 = 1,35 \times 0,260 + 1,5 \times 0,23 = 0,70 \text{ KN/m}$$

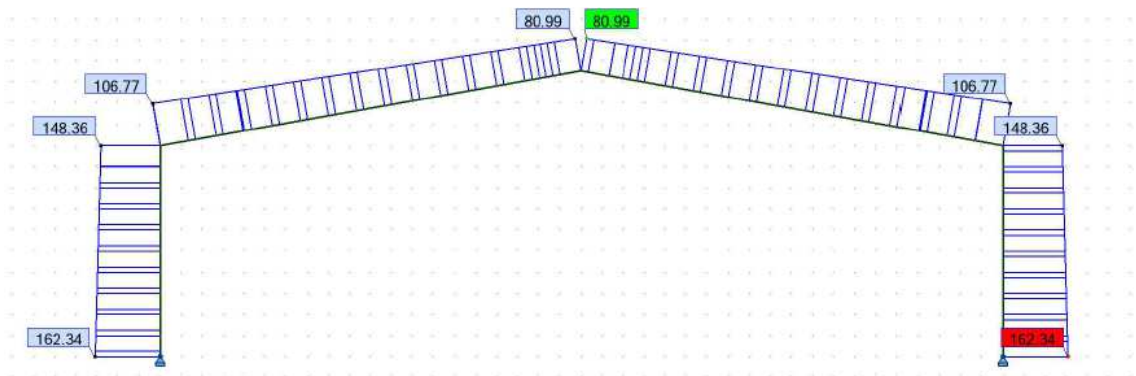
Método baseado no Eurocódigo:

$$\alpha_{cr} = \left(\frac{0,70}{324,68} \right) \left(\frac{10}{3,85} \right) = 5,6 < 10 \rightarrow \text{é necessário entrar com efeitos de 2º ordem}$$

Método utilizando um programa de cálculo, *ROBOT*:

$$\alpha_{cr} = 7,2 < 10 \rightarrow \text{é necessário entrar com os efeitos de 2º ordem}$$

Método baseado na directriz, SCI P164 - Design of steel portal frames for Europe



$$\frac{V_{sd}}{V_{CRN}} = \frac{1}{[1 + 0,1 \times 1,436]} \left[\frac{106,77}{3477,851} + (2,9 + 2,7 \times 1,436)(0 + 1) \frac{162,34}{9990} \right] = 0,123 > 0,1$$

$\rightarrow$ estrutura de nós móveis

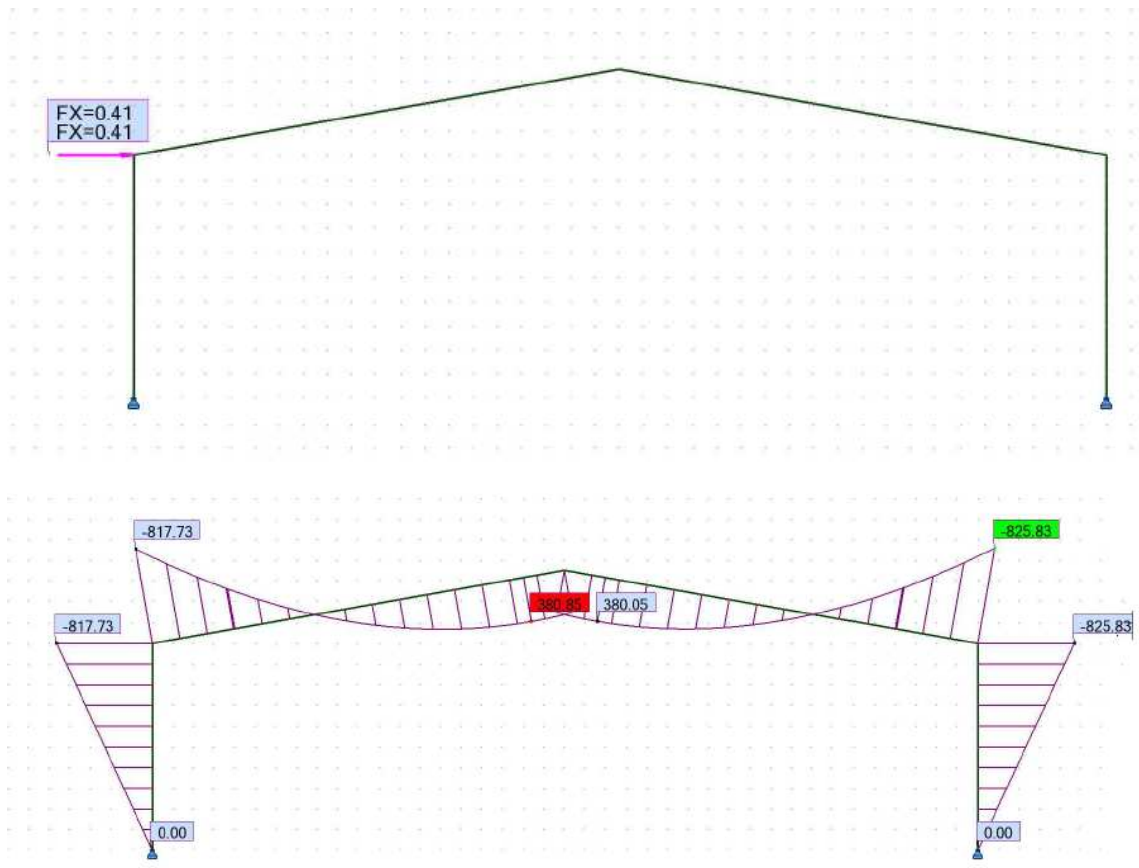
$$\alpha_{cr} = \frac{1}{0,123} = 8,13 < 10$$

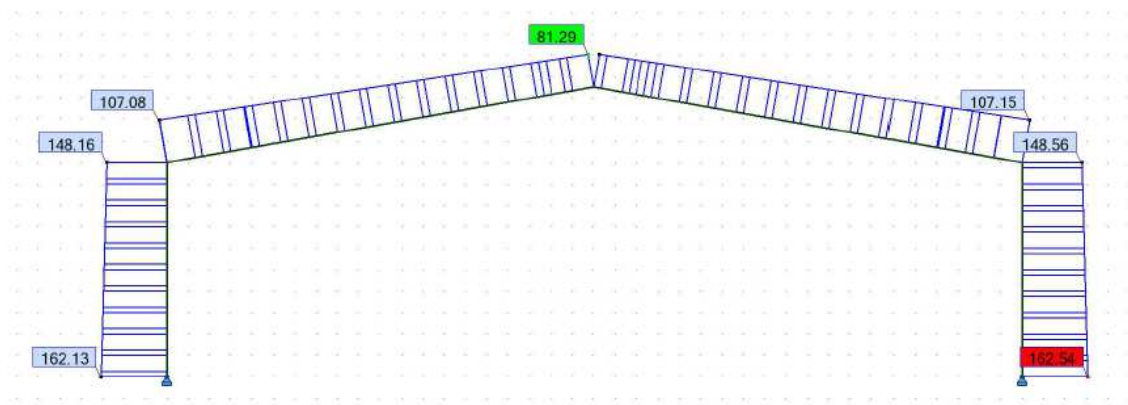
Factor de amplificação

$$\frac{1}{1 - \frac{1}{\alpha_{cr}}} \rightarrow \frac{1}{1 - \frac{1}{8,13}} = 1,16$$

$$F_1 = 0,26 \times 1,16 = 0,30 KN$$

$$F_2 = 0,23 \times 1,16 = 0,27 KN$$





valores de α_{cr} do caso 2 pelos três métodos

	EC3	Robot	SCIP164
alfa	5,6	7,2	8,13

Verificação da resistência seccional do pilar IPE550 do caso 6

Axial	
N_{Ed}	148,16
$N_{Pl,Rd}$	4771,2
$N_{pl,Rd} \times 0,25$	1192,8
$0,5 \times h_w \times t_w \times f_y / Y_{M0}$	1015,8609
Flexão	
M_{Ed}	817,73
M_{Pl}	989,385

Verificação da resistência seccional da viga IPE500 do caso 6

Axial	
N_{Ed}	107,08
$N_{Pl,Rd}$	4100,25
$N_{pl,Rd} \times 0,25$	1025,0625
$0,5 \times h_w \times t_w \times f_y / Y_{M0}$	847,314
Flexão	
M_{Ed}	380,85
M_{Pl}	778,87

Verificação da estabilidade do pilar IPE550 do caso6

M_{Ed}	408,87	572,41	654,19	817,73
$M_{Z,Ed}$	0	0	0	0
N_{Rk}	4771,2	4771,2	4771,2	4771,2
M_{Rk}	989,385	989,385	989,385	989,385
χ_y	0,87270246	0,894388237	0,894388237	0,894388237
χ_z	0,333105911	0,83195799	0,962250857	0,83195799
M_{cr}	1330,818436	4493,846177	15879,6429	15879,6429
χ_{LT}	0,685369116	0,897603375	0,98234997	0,892489978
Verificação				
Condição1	0,403074145	0,428416876	0,445809662	0,599990699
Condição2	0,677504003	0,679561259	0,704410661	0,960242202
$M_{b,Rd}$	678,0939231	888,0753156	971,9223249	883,0161967

Verificação de estabilidade da viga IPE500

	Distância entre travamento							
	4,06-6	6,0-8,0	8-10,0	10,0-12,0	12,0-14,0	14,0-16,0	16,0-18	18-20,31
$M_{Ed}(KN.m)$	344,5	160,3	134,26	238,7	314,57	361,9	380,7	380,7
χ_y	0,46	0,4664	0,4664	0,4664	0,4664	0,4664	0,4664	0,4664
χ_z	0,8319	0,8319	0,8319	0,8319	0,8319	0,8319	0,8319	0,8319
$M_{cr}(KN.m)$	3782,2	5021,495	4968,455	3588,243	3219,672	3015,526	2891,745	2876,965
$W_y(cm^3)$	2194	2194	2194	2194	2194	2194	2194	2194
χ_{LT}	0,9380	0,954400	0,953852	0,934537	0,926785	0,921702	0,918275	0,87510
Verificação								
Condição	0,268	0,1879	0,1591785	0,2179677	0,2586306	0,2783931	0,2791295	0,2756681
Condição2	0,501	0,2409120	0,1888753	0,3050831	0,382621	0,4203400	0,4218049	0,4151029
$M_{b,Rd}$	730,6	743,3536	742,9270	727,8831	721,8453	717,8860	715,2169	681,5938

O reforço pertencente a este pórtico é de classe3.

Verificação da estabilidade do reforço pelo método EC3

M_{Ed}	817,73
$h_{meia altura}$	750

$M_{Z,Ed}$	0
N_{Rk}	4022,839287
M_{Rk}	1350,2344
χ_y	0,788542395
χ_z	0,473215848
M_{cr}	1534,814426
χ_{LT}	0,754007471
Verificação	
Condição1	0,375343252
Condição2	0,851959687
$M_{b,Rd}$	873,8962006

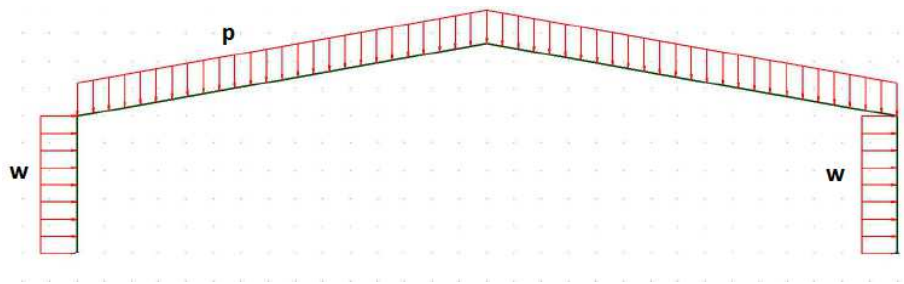
Verificação da estabilidade do reforço pelo método2

M_{Ed}	817,73
L	4
h_0	1000
K_{w0}	3,064257209
K_{j0}	0,391702789
χ	0,421759057
$\mu_0 \lambda_{cr}$	11,30987729
M_{cr}	1613,878544
χ_{LT}	0,761043086
χ_y	0,788542395
χ_z	0,473215848
Verificação	
Condição1	0,252797494
Condição2	0,477594966
$M_{b,Rd}$	903,8211782

Anexo7

Caso7

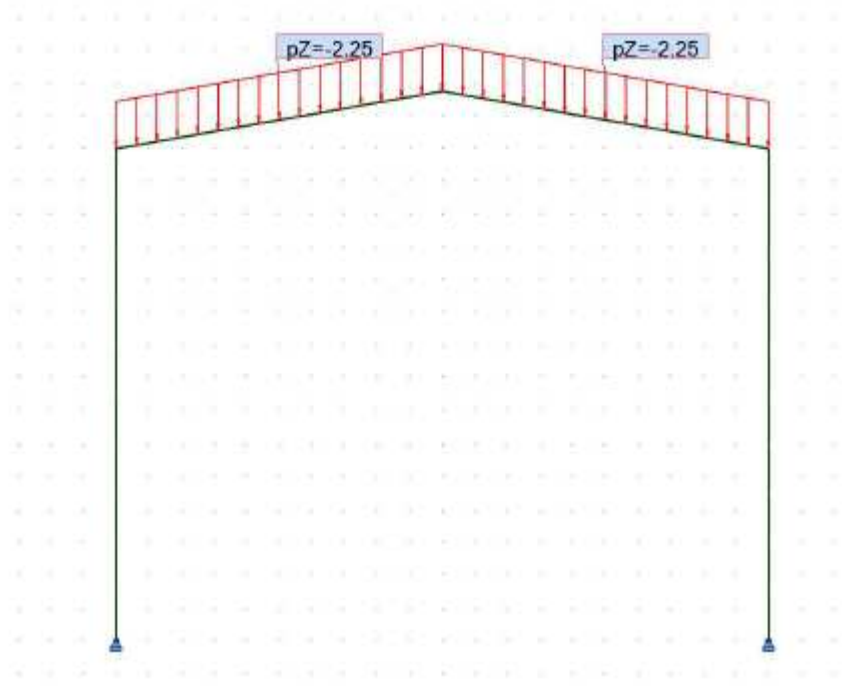
Neste caso irá estudar-se um pavilhão industrial com espaçamento entre pórticos de 5 metros, altura de 15 metros e vão de 20 metros. Este pórtico é constituído por perfis IPE550 e IPE500 respectivamente do pilar da viga. Ambos os elementos são de classe 1

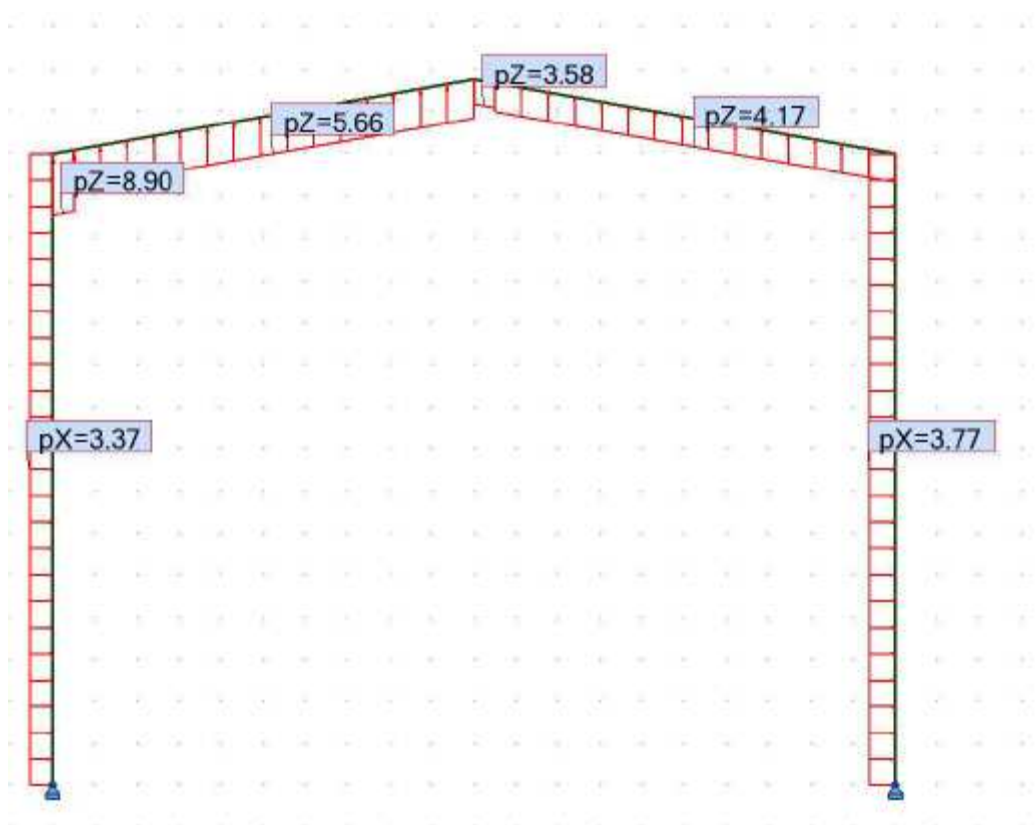
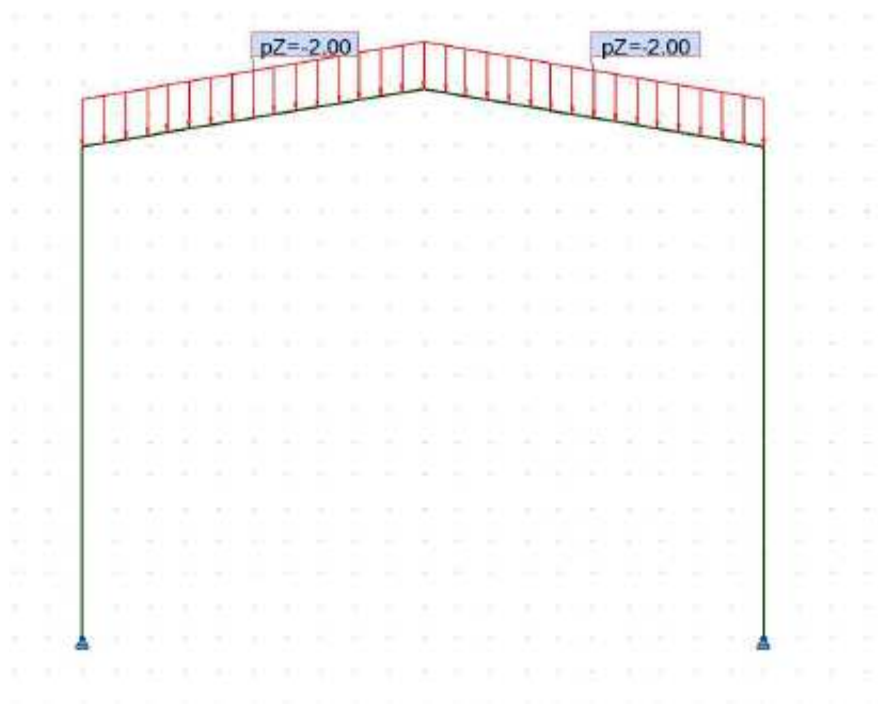


carregamento geral de um pórtico

valores máximos das forças combinadas das paredes e da cobertura

	P	w
ELU1	6,04	0
ELU2	-11,1	5,66





PRÉ-DIMENSIONAMENTO

$$M_{Ed} \leq W_{pl,y} \times f_y$$

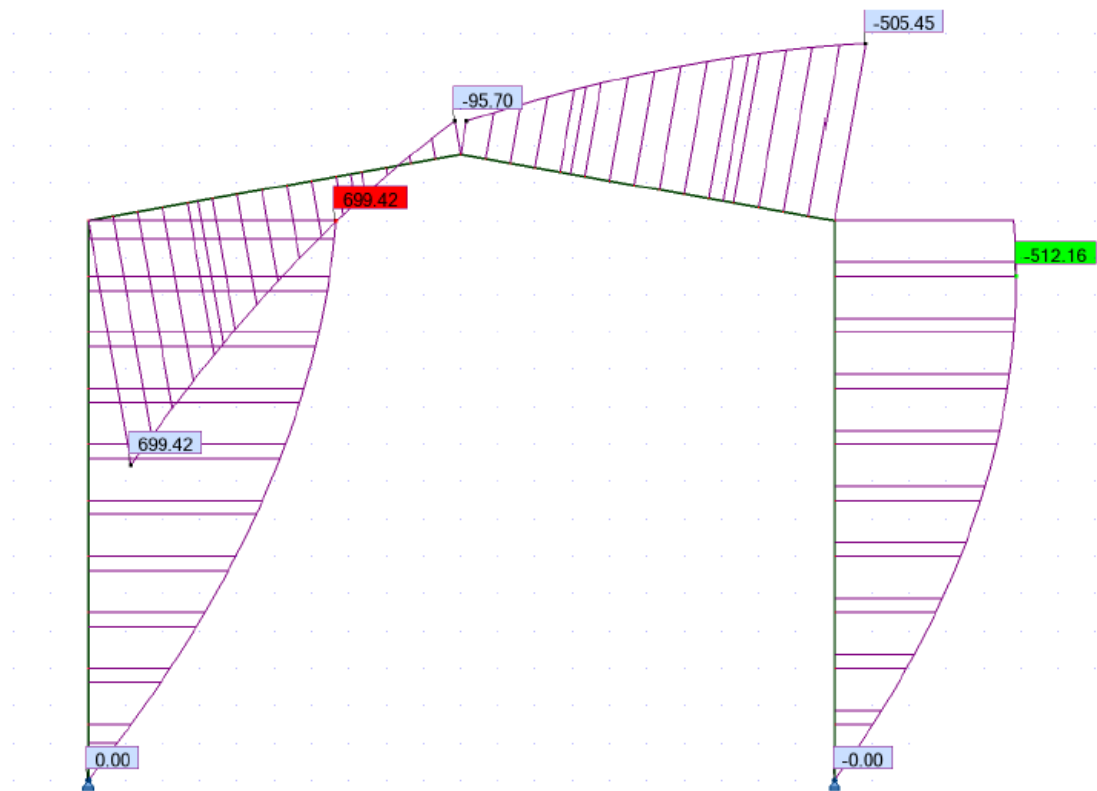
$$720 \leq W_{pl,y} \times 355 \times 10^3 \Leftrightarrow W_{pl,y} \geq \frac{720}{355 \times 10^3} \Leftrightarrow W_{pl,y} \geq 0,002028 m^3 = 2028 cm^3$$

Escolhendo um IPE550, $W_{pl,y} = 2787 cm^3 \geq 2028 cm^3$ O.K.

Viga:

$$170,73 \leq W_{pl,y} \times 355 \times 10^3 \Leftrightarrow W_{pl,y} \geq \frac{351,85}{355 \times 10^3} \Leftrightarrow W_{pl,y} \geq 0,0004809 m^3 = 480,9 cm^3$$

Escolhendo um IPE500, $W_{pl,y} = 2194 cm^3 \geq 480,9 cm^3$ O.K.



ANÁLISE GLOBAL

$$\phi = \phi_0 \alpha_h \alpha_m$$

$$\phi = 0,005 \times 0,894 \times 0,866 = 0,0029 Rad$$

$$F_{permanente} = F_1 = 2,25 \times 20 \times 0,0029 = 0,130 KN/m$$

$$F_{variaveis} = F_2 = 2,00 \times 20 \times 0,0029 = 0,120 KN/m$$

$$F_{comb} = 1,35 \times F_1 + 1,5 \times F_2 = 1,35 \times 0,130 + 1,5 \times 0,12 = 0,70 KN/m$$

Método baseado no Eurocódigo:

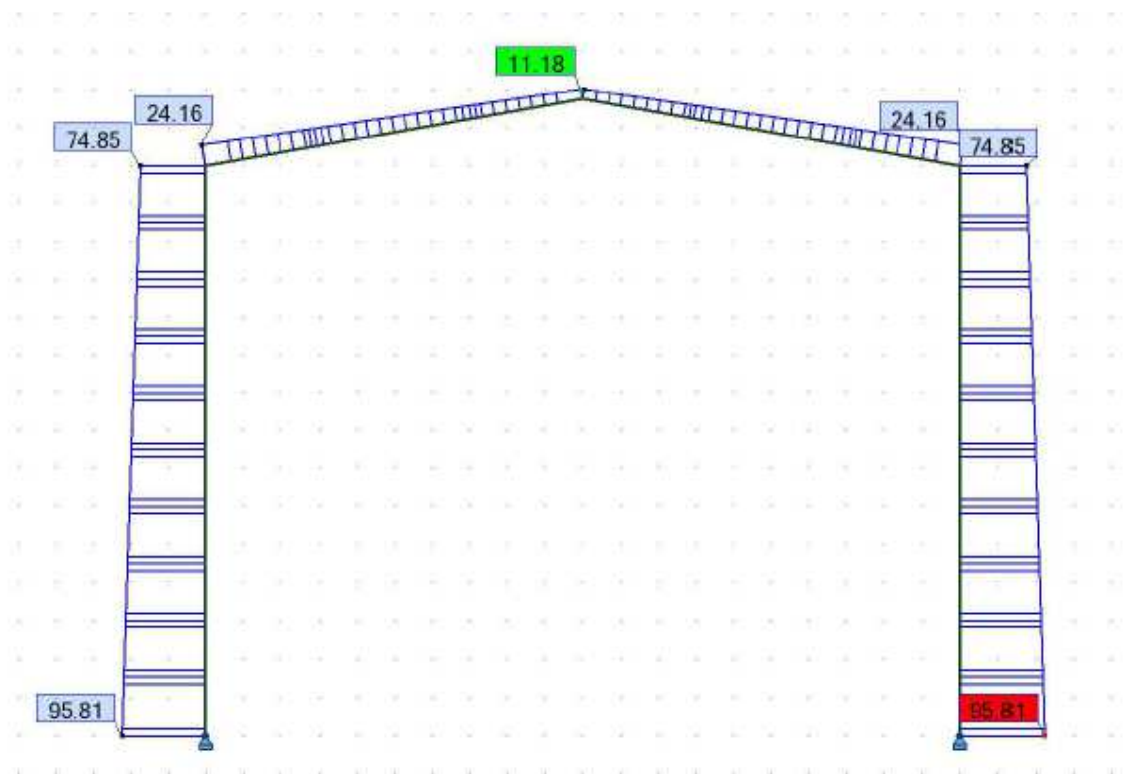
$$\alpha_{cr} = \left(\frac{0,35}{191,62} \right) \left(\frac{15}{2,26} \right) = 12,13 > 10$$

→ não é necessário entrar com efeitos de 2º ordem

Método utilizando um programa de cálculo, *ROBOT*:

$$\alpha_{cr} = 12,3 > 10 \rightarrow \text{não é necessário entrar com os efeitos de 2º ordem}$$

Método baseado na directriz, SCI P164 - Design of steel portal frames for Europe

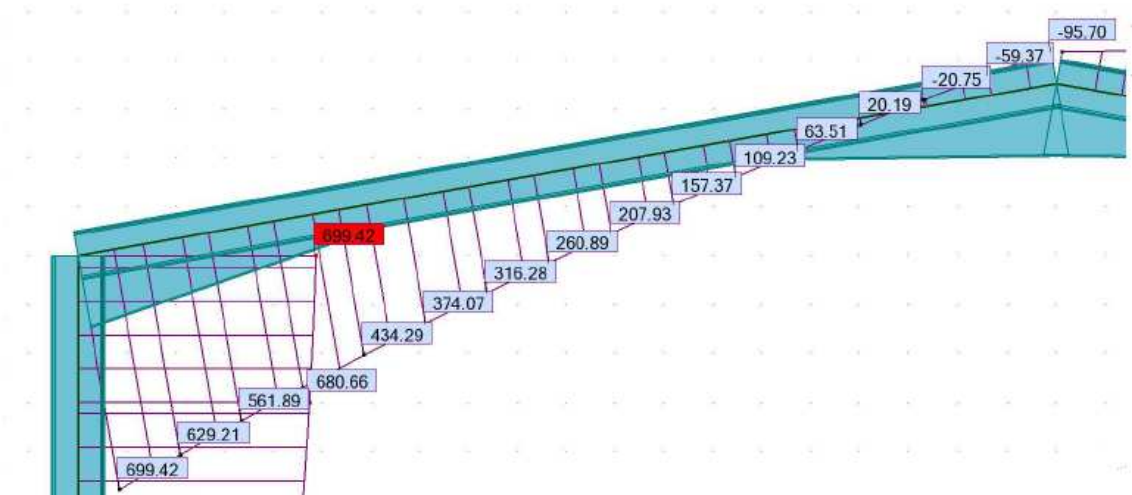


$$\frac{V_{sd}}{V_{CRN}} = \frac{1}{[1 + 0,1 \times 0,479]} \left[\frac{24,16}{13911} + (2,9 + 2,7 \times 0,479)(0 + 1) \frac{95,81}{4440} \right] = 0,08 > 0,1$$

→ estrutura de nós fixos

$$\alpha_{cr} = \frac{1}{0,08} = 12,5 > 10$$

	xpos(m)	Med	Ned
A	0	700	-27,375
B	2,03	535,9538182	-25,483649
C	4,06	348,991273	-23,592298
D	6,09	185,7123642	-21,700947
E	8,12	46,11709184	-19,809596
F	10,15	-95,70	-17,918245



valores de α_{cr} do caso 2 pelos três métodos

	EC3	Robot	SCIP164
alfa	12,13	12,3	12,5

verificação à resistência da secção do pilar IPE550

Axial	
N_{Ed}	111
$N_{Pl,Rd}$	4771,2
$N_{pl,Rd} \times 0,25$	1192,8
$0,5 \times h_w \times t_w \times f_y / \gamma_{M0}$	1015,8609
Flexão	
M_{Ed}	700
M_{Pl}	989,385

Verificação à resistência da secção da viga IPE500

Axial	
N_{Ed}	28
$N_{Pl,Rd}$	4100,25
$N_{pl,Rd} \times 0,25$	1025,0625
$0,5 \times h_w \times t_w \times f_y / Y_{M0}$	847,314
Flexão	
M_{Ed}	208
M_{Pl}	778,87

Quadro **Erro! Não existe nenhum texto com o estilo especificado no documento..**2 - verificação da estabilidade do pilar IPE550 do caso 7

M_{Ed}	609	700
$M_{Z,Ed}$	0	0
N_{Rk}	8470,3	8470,3
M_{Rk}	1709,325	1709,325
χ_y	0,399615087	0,399615087
χ_z	0,087882511	0,393432211
M_{cr}	2053,136739	4210,260736
χ_{LT}	0,513861618	0,875335564
Verificação		
Condição1	0,399969378	0,380167673
Condição2	0,723517275	0,622015238
$M_{b,Rd}$	1240,459231	1496,232962

Verificação da estabilidade da viga IPE500 do caso 7

	Distância entre travamentos			
	2,03-4,06	4,06-6,09	6,09-8,12	8,12-10,15
$M_{Ed} (KN.m)$	535,9538182	185,7123642	185,7123642	95,70
χ_y	0,868645554	0,868645554	0,868645554	0,868645554
χ_z	0,83195799	0,83195799	0,83195799	0,83195799
$M_{cr} (KN.m)$	3406,728959	3651,518891	4308,909767	7279,015271
$W_y (cm^3)$	2194	2194	2194	2194
χ_{LT}	0,893768256	0,900739008	0,915966556	0,954078585

Verificação				
Condição1	0,441723164	0,288508887	0,155164205	0,061627309
Condição2	0,778467929	0,50617157	0,269175921	0,102783633
$M_{b,Rd}$	696,1292816	701,558591	713,4188714	743,1031873

verificação da estabilidade do reforço pelo método do EC3

M_{Ed}	700
$h_{meia\ altura}$	750
$M_{Z,Ed}$	0
N_{Rk}	4022,839287
M_{Rk}	1350,2344
χ_y	0,951200091
χ_z	0,834771175
M_{cr}	5753,686697
χ_{LT}	0,906216481
Verificação	
Condição1	0,28011291
Condição2	0,580139776
$M_{b,Rd}$	1050,306754

verificação da estabilidade do reforço pelo método desenvolvido por Andrade e Camotim

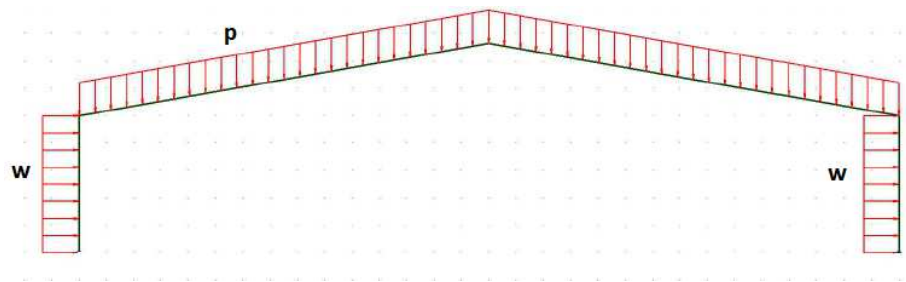
M_{Ed}	700
L	2
h_0	1000
K_{w0}	6,043210858
K_{j0}	0,387562789
χ	0,717859387
$\mu_0 \lambda_{cr}$	17,19127506
M_{cr}	4889,65443
X_{LT}	0,926483297
χ_y	0,788542395
χ_z	0,473215848
Verificação	

Condição1	0,219629719
Condição2	0,408319492
$M_{b,Rd}$	1100,299366

Anexo8

Caso8

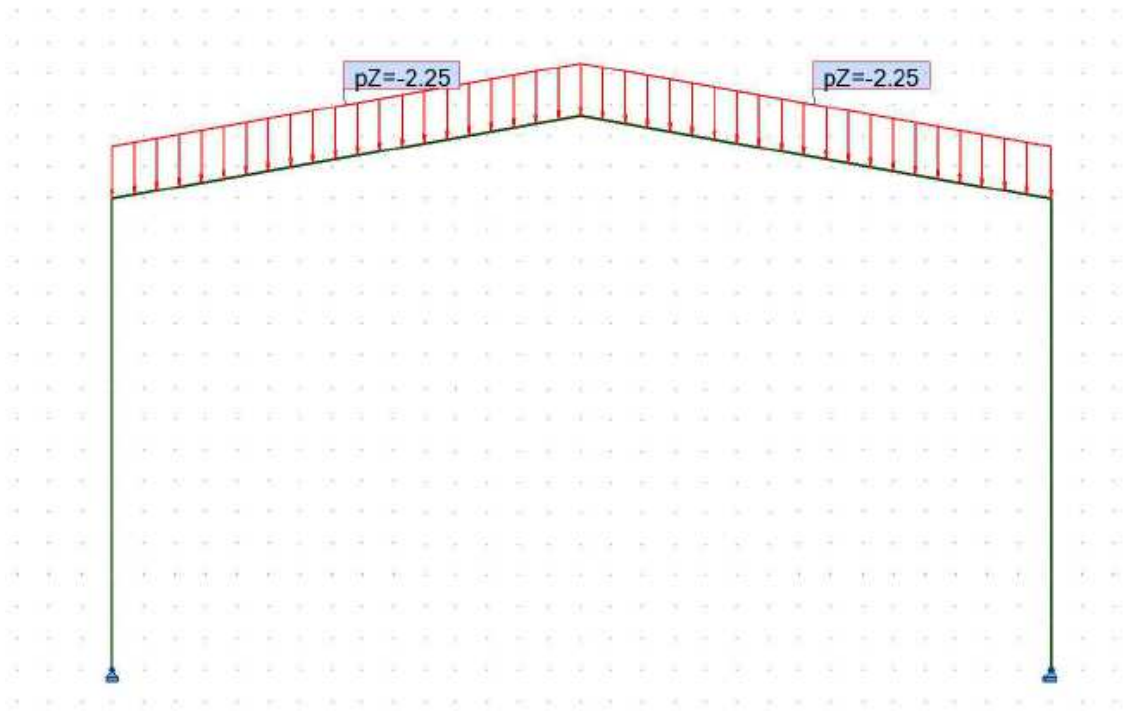
Neste presente caso é estudado um pavilhão com 5 metros de espaçamento entre os pórticos que possuem 15 metros de altura e 30 metros de vão. Este pórtico é constituído por perfis HEB500 e IPE500 respectivamente do pilar e da viga. Ambas as secções dos elementos que compõe o pórticos pertencem à classe 1.

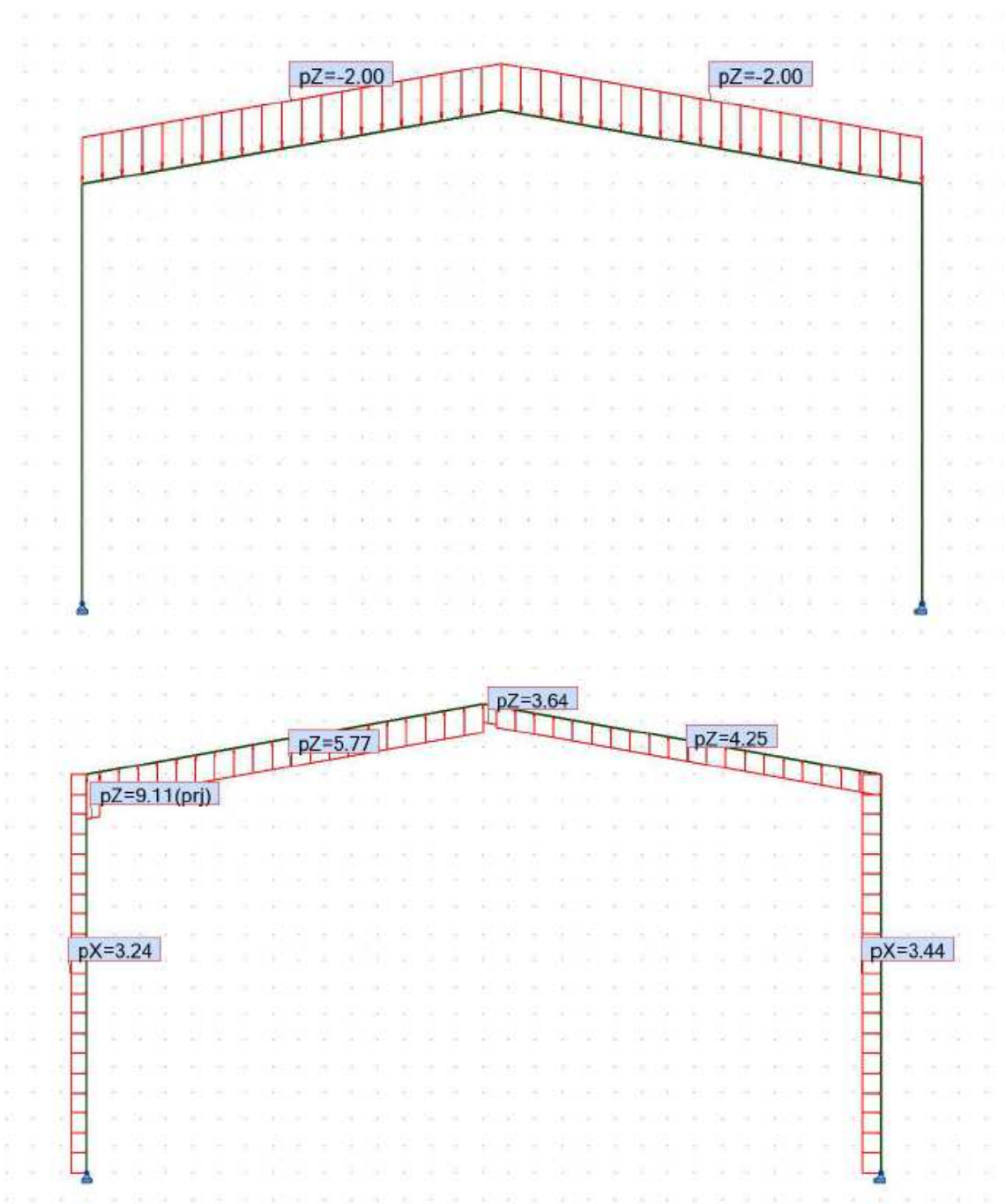


carregamento geral de um pórtico

valores máximos das forças combinadas das paredes e da cobertura

	P	w
ELU1	6,04	0
ELU2	-11,41	4,86





PRÉ-DIMENSIONAMENTO

$$M_{Ed} \leq W_{pl,y} \times f_y$$

Pilar

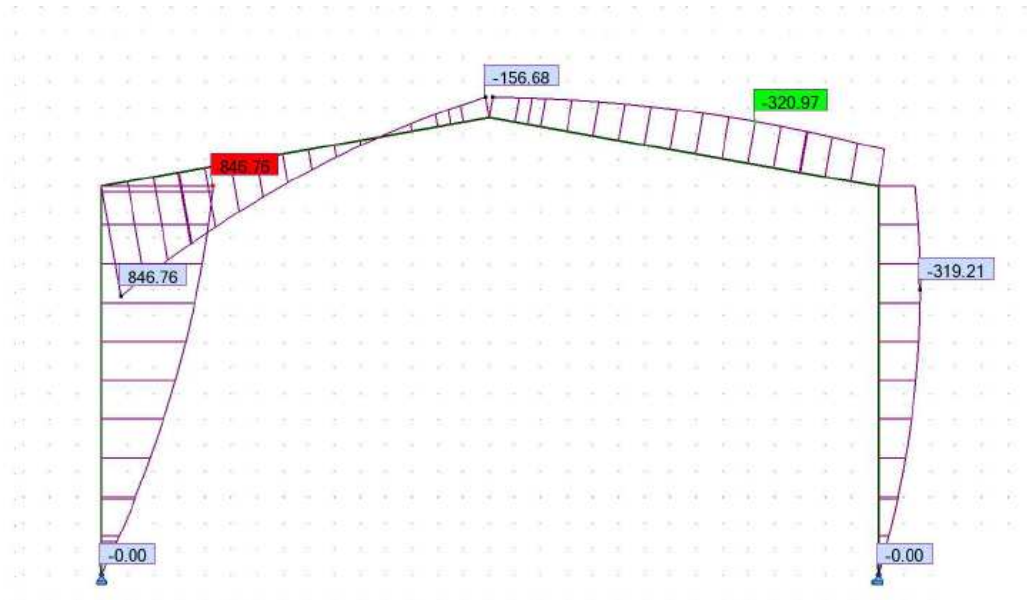
$$800 \leq W_{pl,y} \times 355 \times 10^3 \leftrightarrow W_{pl,y} \geq \frac{800}{355 \times 10^3} \leftrightarrow W_{pl,y} \geq 0,0022535m^3 = 2253,5cm^3$$

Escolhendo um HEB500, $W_{pl,y}=4815cm^3 \geq 2253,5cm^3$ O.K.

Viga:

$$299,92 \leq W_{pl,y} \times 355 \times 10^3 \leftrightarrow W_{pl,y} \geq \frac{299,92}{355 \times 10^3} \leftrightarrow W_{pl,y} \geq 0,0008445 m^3 844,5 cm^3$$

Escolhendo um IPE500, $W_{pl,y} = 2194 cm^3 \geq 844,5 cm^3$ O.K.



ANÁLISE GLOBAL

$$\phi = \phi_0 \alpha_h \alpha_m$$

$$\phi = 0,005 \times 0,894 \times 0,866 = 0,0029 Rad$$

$$F_{permanente} = F_1 = 2,25 \times 30 \times 0,0029 = 0,190 kN/m$$

$$F_{variaveis} = F_2 = 2,00 \times 30 \times 0,0029 = 0,170 kN/m$$

$$F_{comb} = 1,35 \times F_1 + 1,5 \times F_2 = 1,35 \times 0,190 + 1,5 \times 0,17 = 0,51 kN/m$$

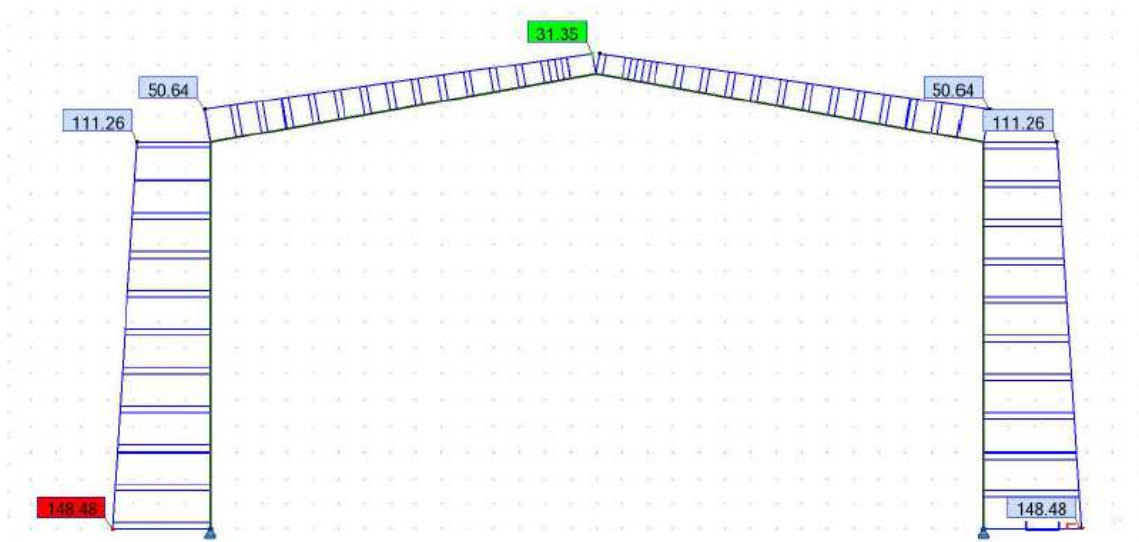
Método baseado no Eurocódigo:

$$\alpha_{cr} = \left(\frac{0,51}{296,96} \right) \left(\frac{15}{3,42} \right) = 7,53 < 10 \rightarrow \text{é necessário entrar com efeitos de 2ª ordem}$$

Método utilizando um programa de cálculo, ROBOT:

$$\alpha_{cr} = 7,92 < 10 \rightarrow \text{é necessário entrar com os efeitos de 2ª ordem}$$

Método baseado na directriz, SCI P164 - Design of steel portal frames for Europe



$$\frac{V_{sd}}{V_{CRN}} = \frac{1}{[1 + 0,1 \times 2,224]} \left[\frac{50,64}{4440} + (2,9 + 2,7 \times 0,2,224)(0 + 1) \frac{148,48}{9875} \right] = 0,119 > 0,1$$

$\rightarrow$ estrutura de nós móveis

$$\alpha_{cr} = \frac{1}{0,119} = 8,41 < 10$$

Factor de amplificação

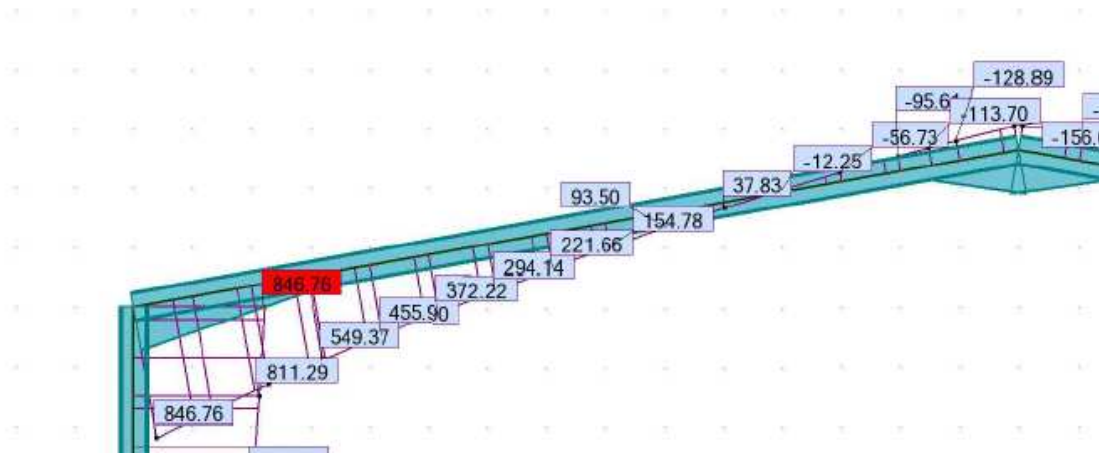
$$\frac{1}{1 - \frac{1}{\alpha_{cr}}} \rightarrow \frac{1}{1 - \frac{1}{7,92}} = 1,14$$

$$F_1 = 0,19 \times 1,14 = 0,22KN$$

$$F_2 = 0,17 \times 1,14 = 0,19KN$$

	xpos(m)	Med	Ned
A	0	846,76	-39,246
B	3,046279876	545,1758351	-36,31608802
C	5,077133126	372,2046431	-34,36281336
D	7,107986377	221,6320521	-32,4095387
E	9,138839628	93,45806224	-30,45626405
F	11,16969288	-12,31732664	-28,50298939

G	13,20054613	-95,69411448	-26,54971473
H	15,23139938	-156,6723013	-24,59644008



valores de α_{cr} do caso 8 pelos três métodos

	EC3	Robot	SCIP164
alfa	7,53	7,92	8,41

verificação da resistência da secção do pilar HEB500 do caso 8

Axial	
N_{Ed}	114,3
$N_{Pl,Rd}$	8470,3
$N_{pl,Rd} \times 0,25$	2117,575
$0,5 \times h_w \times t_w \times f_y / \gamma_{M0}$	1142,745
Flexão	
M_{Ed}	846,76
M_{Pl}	1840,944842

verificação da resistência da secção da viga IPE500 do caso 8

Axial	
N_{Ed}	37,23
$N_{Pl,Rd}$	4100,25
$N_{pl,Rd} \times 0,25$	1025,0625
$0,5 \times h_w \times t_w \times f_y / \gamma_{M0}$	847,314
Flexão	

M_{Ed}	372,22
M_{Pl}	778,87

verificação da estabilidade do pilar HEB500 do caso 8

M_{Ed}	846,76
$M_{Z,Ed}$	0
N_{Rk}	8470,3
M_{Rk}	1246,76
χ_y	0,713434188
χ_z	0,120051248
M_{cr}	1349,393361
χ_{LT}	0,57868928
Verificações	
Condição1	0,539632563
Condição2	0,940944451
$M_{b,Rd}$	989,1680536

Verificação da estabilidade da viga IPE500 do caso 8

	Distância entre travamentos (m)					
	3,05-5,08	5,08-7,11	7,11-9,14	9,14-11,17	11,17-13,2	13,2-15,23
$M_{Ed}(KN.m)$	545,1758351	372,2046431	221,6320521	93,45806224	95,69	156,67
χ_y	0,679465479	0,679465479	0,679465479	0,679465479	0,679465479	0,679465479
χ_z	0,83195799	0,83195799	0,83195799	0,83195799	0,83195799	0,83195799
$M_{cr}(KN.m)$	3348,995446	3506,030565	3895,384872	5394,141698	4627,597728	3485,862335
$W_y(cm^3)$	2194	2194	2194	2194	2194	2194
χ_{LT}	0,891992912	0,896699893	0,906909772	0,93393773	0,921983707	0,89611648
Verificação						
Condição1	0,490064314	0,33747299	0,204521342	0,092123916	0,095018329	0,150353191
Condição2	0,795149879	0,543866803	0,324915671	0,139759822	0,144601489	0,235784294
$M_{b,Rd}$	694,7465192	698,4126458	706,3648143	727,4160797	420,525296	697,958243

A secção do reforço é classificada como sendo de classe 3

Verificação da estabilidade do reforço pelo método do EC3

M_{Ed}	846,63
$h_{meia\ altura}$	750
$M_{Z,Ed}$	0
N_{Rk}	4022,839287
M_{Rk}	1350,2344
χ_y	0,886475497
χ_z	0,656795859
M_{cr}	2319,395896
χ_{LT}	0,779801751
Verificação	
Condição1	0,462983684
Condição2	0,81843342
$M_{b,Rd}$	903,7918234

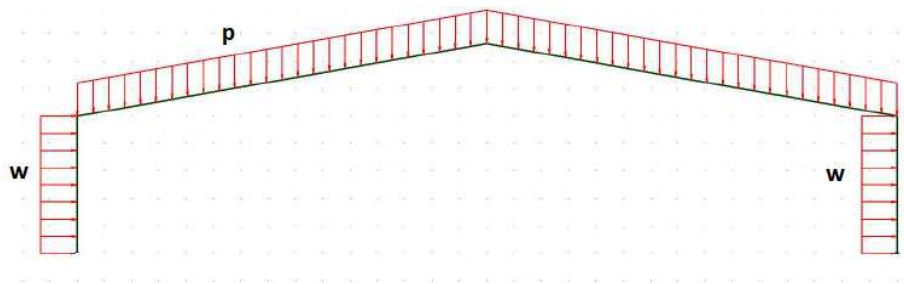
verificação da estabilidade do reforço pelo método desenvolvido por Andrade e Camotim

M_{Ed}	876,46
L	4
h_0	1000
K_{w0}	4,07080625
K_{j0}	0,390623306
χ	0,68272403
$\mu_0 \lambda_{cr}$	12,14529925
M_{cr} Erro! A origem da referência não foi encontrada.	2308,739342
χ_{LT}	0,773898672
χ_y	0,886475497
χ_z	0,656795859
Verificação	
Condição1	0,312113511
Condição2	0,358183592
$M_{b,Rd}$	919,0885803

Anexo9

Caso9

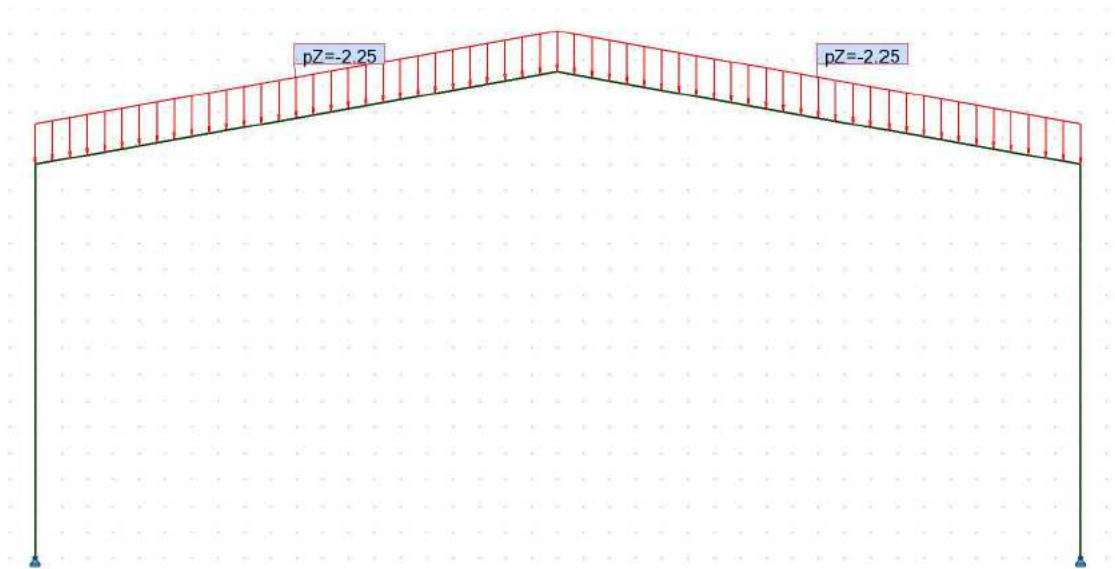
Neste caso estuda-se um pavilhão com 5 metros de afastamento entre os seus pórticos, com 15 metros de altura e 40 metros de vão Este pórtico é constituído por perfis do tipo HEB450 e IPE500 respectivamente do pilar e da viga. Ambos os elementos são de classe 1.

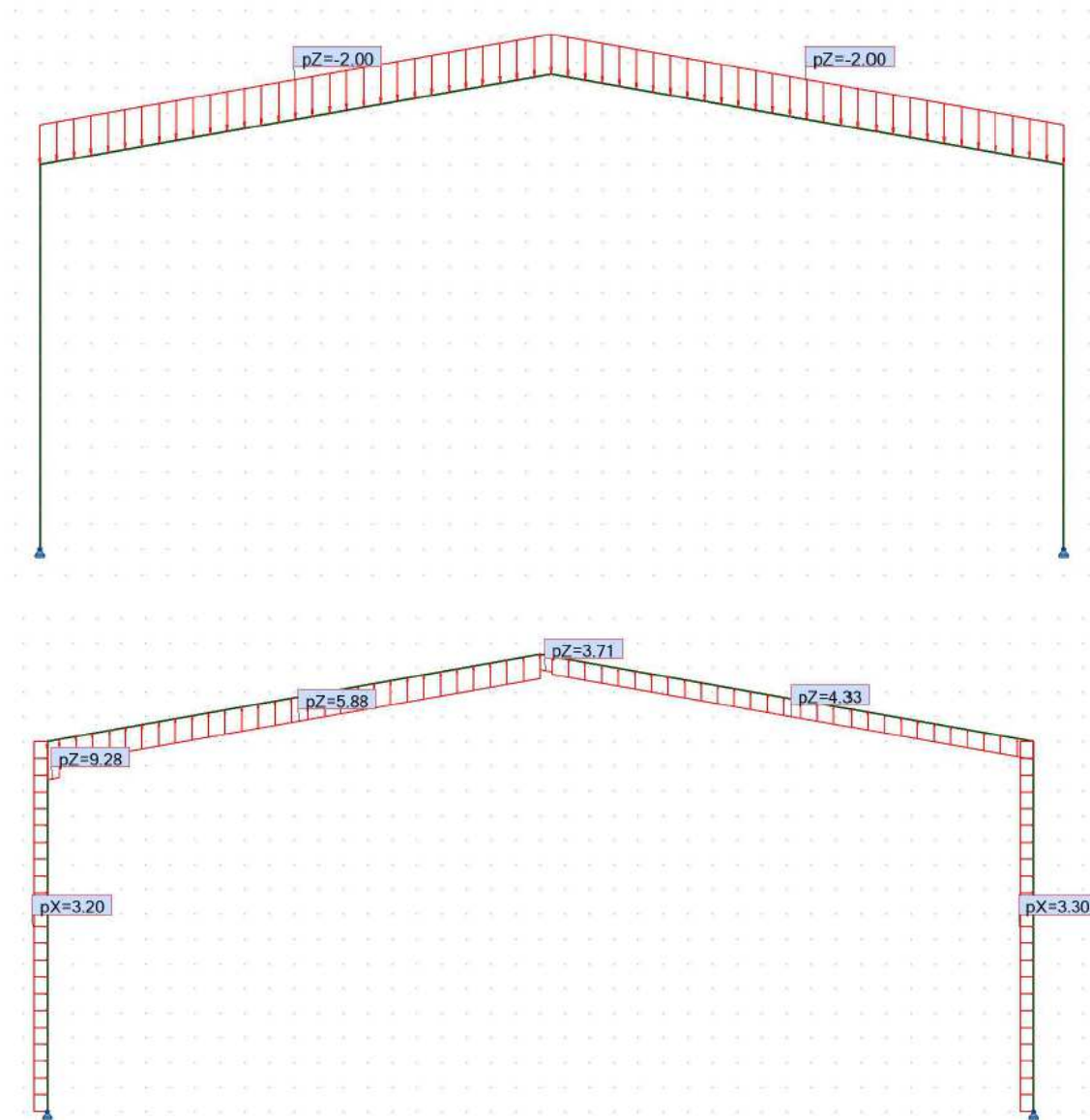


carregamento geral de um pórtico

valores máximos das forças combinadas das paredes e da cobertura

	P	w
ELU1	6,04	0
ELU2	-11,67	4,8





PRÉ-DIMENSIONAMENTO

$$M_{Ed} \leq W_{pl,y} \times f_y$$

Pilar

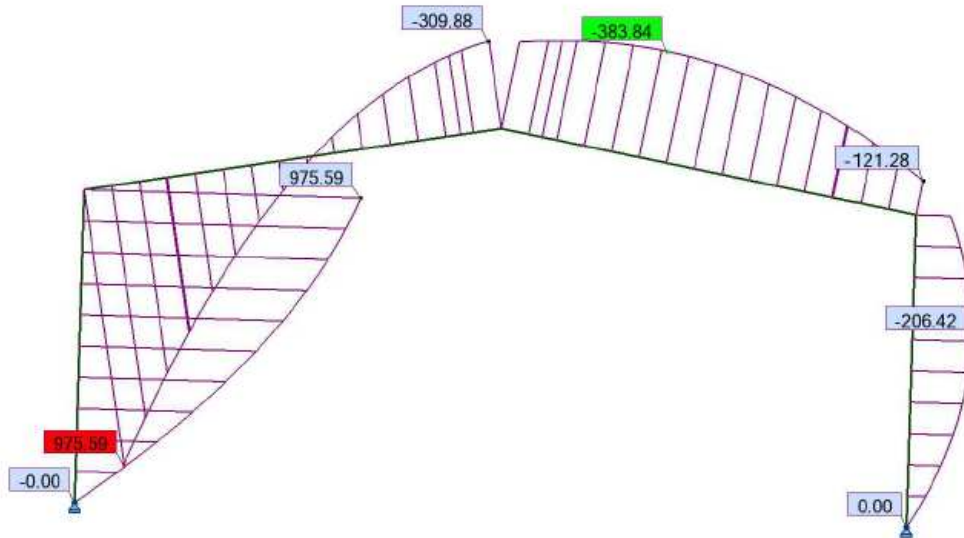
$$1111 \leq W_{pl,y} \times 355 \times 10^3 \Leftrightarrow W_{pl,y} \geq \frac{1111}{355 \times 10^3} \Leftrightarrow W_{pl,y} \geq 0,00313m^3 = 3130cm^3$$

Escolhendo um HEB450, $W_{pl,y}=3982cm^3 \geq 3130cm^3$ O.K.

Viga:

$$4404.47 \leq W_{pl,y} \times 355 \times 10^3 \leftrightarrow W_{pl,y} \geq \frac{440,47}{355 \times 10^3} \leftrightarrow W_{pl,y} \geq 0,001241 m^3 = 1241 cm^3$$

Escolhendo um IPE500, $W_{pl,y} = 2194 cm^3 \geq 1241 cm^3$ O.K.



ANÁLISE GLOBAL

$$\phi = \phi_0 \alpha_h \alpha_m$$

$$\phi = 0,005 \times 0,894 \times 0,866 = 0,0029 Rad$$

$$F_{permanente} = F_1 = 2,25 \times 40 \times 0,0029 = 0,260 KN/m$$

$$F_{variaveis} = F_2 = 2,00 \times 40 \times 0,0029 = 0,23 KN/m$$

$$F_{comb} = 1,35 \times F_1 + 1,5 \times F_2 = 1,35 \times 0,26 + 1,5 \times 0,23 = 0,69 KN/m$$

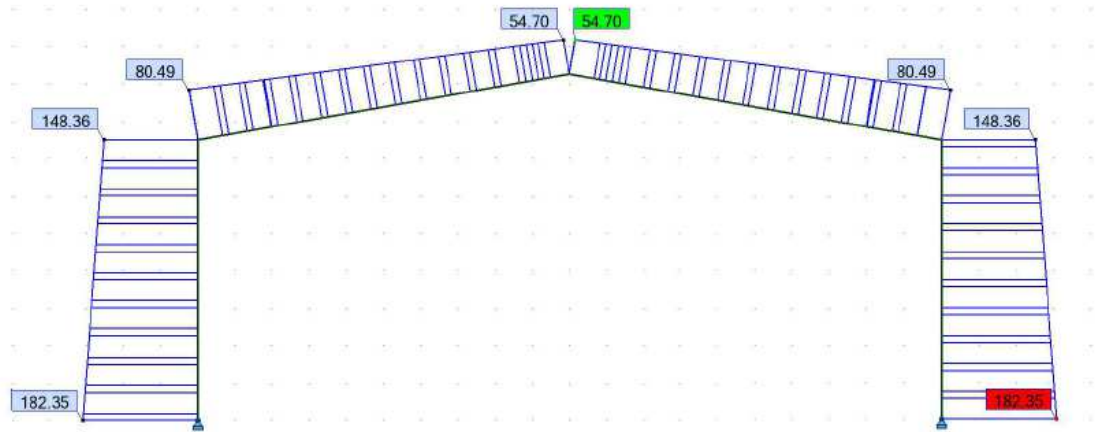
Método baseado no Eurocódigo:

$$\alpha_{cr} = \left(\frac{0,69}{364,7} \right) \left(\frac{15}{6,24} \right) = 4,55 < 10 \rightarrow \text{é necessário entrar com efeitos de 2º ordem}$$

Método utilizando um programa de cálculo, *ROBOT*:

$$\alpha_{cr} = 4,57 < 10 \rightarrow \text{é necessário entrar com os efeitos de 2º ordem}$$

Método baseado na directriz, SCI P164 - Design of steel portal frames for Europe



$$\frac{V_{sd}}{V_{CRN}} = \frac{1}{[1 + 0,1 \times 1,657]} \left[\frac{80,49}{4440} + (2,9 + 2,7 \times 1,657)(0 + 1) \frac{182,35}{7359} \right] = 0,172 > 0,1$$

$\rightarrow$ estrutura de nós móveis

$$\alpha_{cr} = \frac{1}{0,172} = 5,8 < 10$$

Factor de amplificação

$$\frac{1}{1 - \frac{1}{\alpha_{cr}}} \rightarrow \frac{1}{1 - \frac{1}{4,55}} = 1,28$$

$$F_1 = 0,26 \times 1,28 = 0,33KN$$

$$F_2 = 0,23 \times 1,28 = 0,29KN$$

	xpos(m)	Med	Ned
A	0	975,96	-50,176
B	4,06	544,6811327	-46,379088
C	6	369,3468	-44,5648
D	8	209,4032	-42,6944
E	10	70,59	-40,824
F	12	-47,0928	-38,9536
G	14	-143,6452	-37,0832
H	16	-219,0672	-35,2128
I	18	-273,3588	-33,3424
J	20,31	-309,7685511	-31,182088

valores de α_{cr} do caso 9 pelos três métodos

	EC3	Robot	SCIP164
alfa	4,55	4,57	5,8

verificação à resistência da secção do pilar HEB450 do caso9

Axial	
N_{Ed}	132,28
$N_{Pl,Rd}$	7739
$N_{pl,Rd} \times 0,25$	1934,75
$0,5 \times h_w \times t_w \times f_y / Y_{M0}$	989,03
Flexão	
M_{Ed}	976
M_{Pl}	1413,61

verificação da resistência da secção da viga IPE600 do caso 9

Axial	
N_{Ed}	50,41
$N_{Pl,Rd}$	5538
$N_{pl,Rd} \times 0,25$	1384,5
$0,5 \times h_w \times t_w \times f_y / Y_{M0}$	1197,06
Flexão	
M_{Ed}	359,74
M_{Pl}	1246,76

verificação da estabilidade do pilar HEB450 do caso 9

M_{Ed}	855,33	975,76
$M_{z,Ed}$	0	0
N_{Rk}	7739	7739
M_{Rk}	1413,61	1413,61
χ_y	0,64433615	0,64433615
χ_z	0,2329261	0,720027369
M_{cr}	1772,066519	3611,556101

χ_{LT}	0,738433515	0,880013068
Verificação		
Condição1	0,528993609	0,54901587
Condição2	0,860420439	0,873361663
$M_{b,Rd}$	1043,857001	1243,995273

Verificação da estabilidade da viga IPE600

	Distância entre travamento							
	4,06-6	6,0-8,0	8-10,0	10,0-12,0	12,0-14,0	14,0-16,0	16,0-18	18-20,31
$M_{Ed}(KN.m)$	544,68	369,3468	209,403	70,59	143,6	219	273,4	310
χ_y	0,4664	0,4664	0,4664	0,4664	0,4664	0,4664	0,4664	0,4664
χ_z	0,8319	0,8319	0,8319	0,8319	0,8319	0,8319	0,8319	0,8319
$M_{cr}(KN.m)$	6296,8	6707,661	7679,712	13911,17	7725,448	6368,977	7111,476	5639,793
$W_y(cm^3)$	3512	3512	3512	3512	3512	3512	3512	3512
χ_{LT}	0,9405	0,944402	0,952015	0,977639	0,952330	0,941253	0,947794	0,933283
Verificação								
Condição1	0,240	0,167460	0,101808	0,045006	0,075217	0,106696	0,128145	0,144946
Condição2	0,476	0,325066	0,188217	0,069695	0,132817	0,198455	0,243118	0,278204
$M_{b,Rd}$	1172	1177,442	1186,934	1218,881	1187,327	1173,517	1181,672	1163,580

O reforço deste pórtico é de classe 3

verificação da estabilidade do reforço pelo método do EC3

M_{Ed}	975,96
$h_{meia altura}$	900
$M_{Z,Ed}$	0
N_{Rk}	5056,031287
M_{Rk}	2176,678408
χ_y	0,788542395
χ_z	0,548666301
M_{cr}	2655,579123
χ_{LT}	0,702006714
Verificação	

Condição1	0,34214008
Condição2	0,712950957
$M_{b,Rd}$	1302,837099

Verificação à encurvadura lateral do reforço pelo método desenvolvido por Andrade e Camotim.

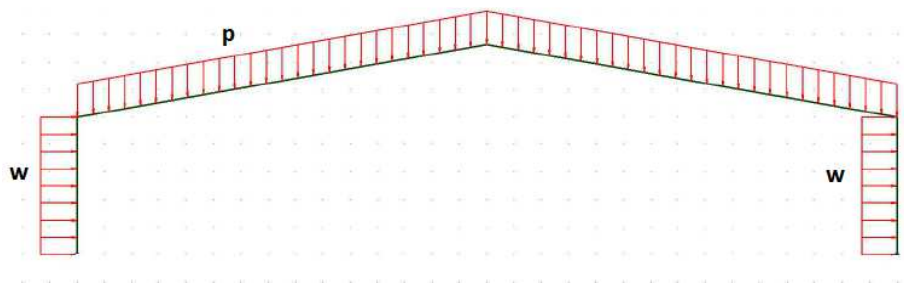
M_{Ed}	876,46
L	4
h_0	1000
K_{w0}	3,533920967
K_{j0}	0,435264257
χ	0,558097804
$\mu_0 \lambda_{cr}$	11,61475859
M_{cr}	1720,118699
X_{LT}	0,490738328
χ_y	0,867014092
χ_z	0,548666301
Verificação	
Condição1	0,296410547
Condição2	0,61830978
$M_{b,Rd}$	1349,60155

Anexo10

Caso10

Este presente caso envolve um pavilhão gerado por um conjunto de pórticos espaçados entre eles de 10 metros, com altura de 10 metros e com 20 metros de vão.

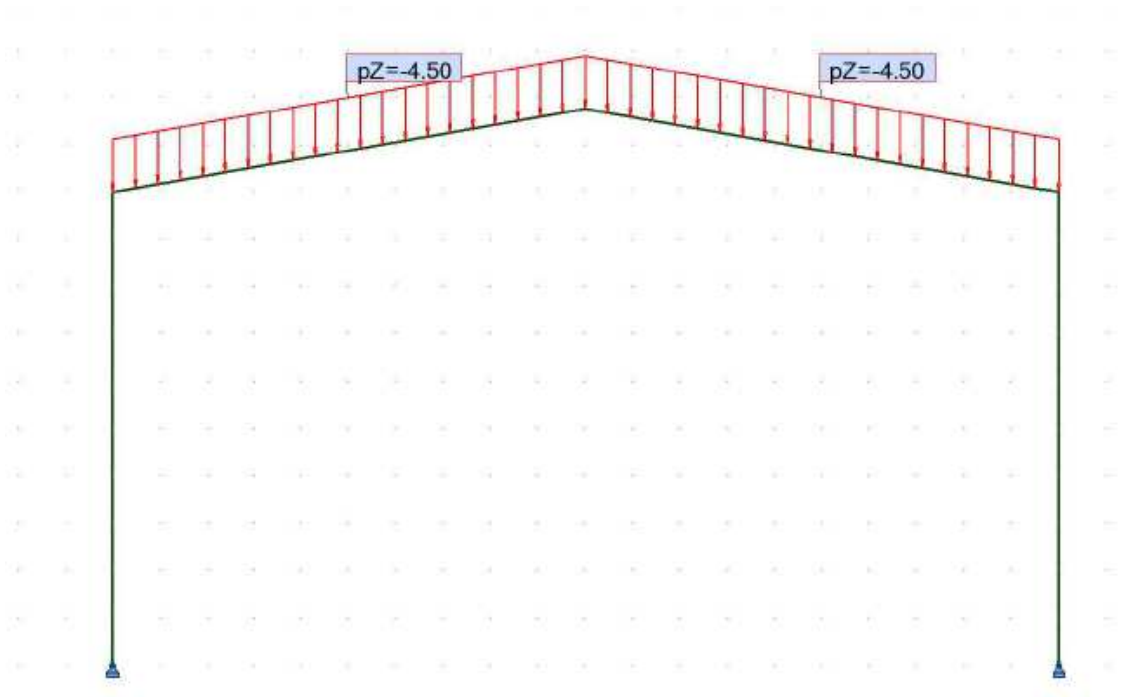
Este caso comparativamente aos anteriores irá ter o dobro das cargas aplicadas por pórtico pois a distância entre pórticos duplica. Este pórtico é constituído por perfis do tipo IPE 550 e IPE450 respectivamente do pilar e da viga.

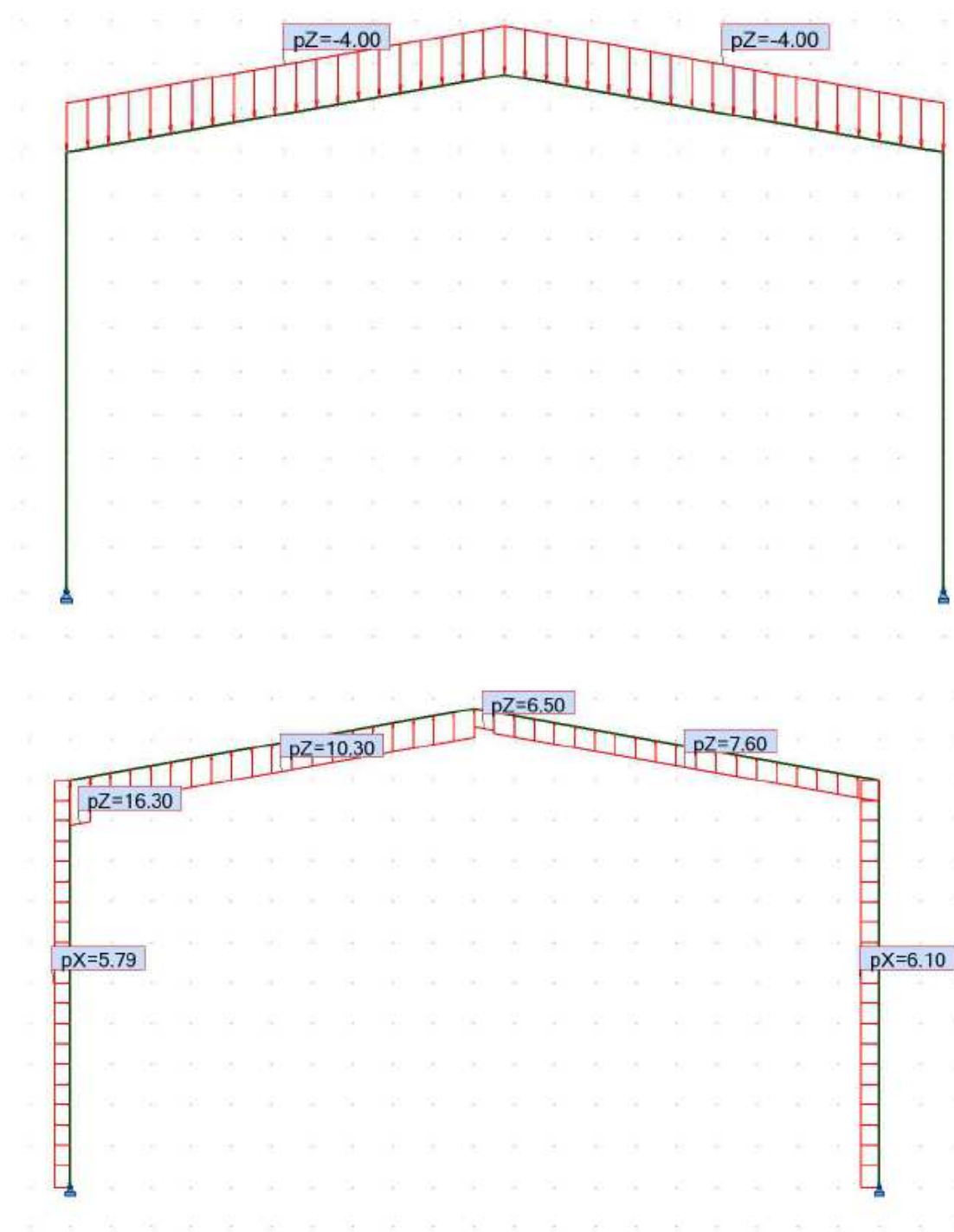


carregamento geral de um pórtico

valores máximos das forças combinadas das paredes e da cobertura

	P	w
ELU1	12,08	0
ELU2	-19,95	9,15





ANÁLISE GLOBAL

$$\phi = \phi_0 \alpha_h \alpha_m$$

$$\phi = 0,005 \times 0,894 \times 0,866 = 0,0029 \text{ Rad}$$

$$F_{\text{permanente}} = F_1 = 4,5 \times 20 \times 0,0029 = 0,260 \text{ KN/m}$$

$$F_{\text{variaveis}} = F_2 = 4,00 \times 20 \times 0,0029 = 0,23 \text{ KN/m}$$

$$F_{comb} = 1,35 \times F_1 + 1,5 \times F_2 = 1,35 \times 0,26 + 1,5 \times 0,23 = 0,69 \text{KN/m}$$

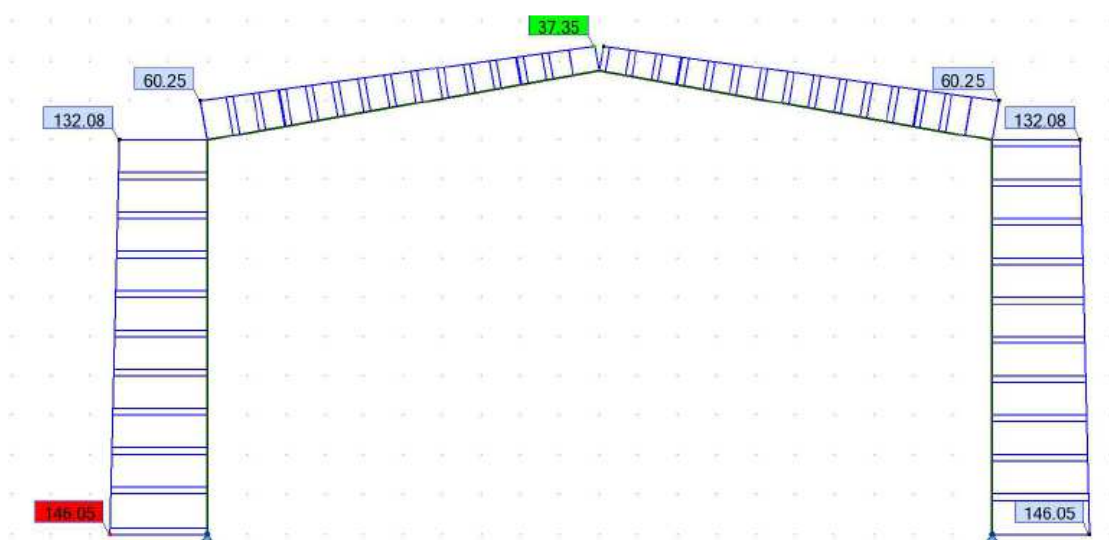
Método baseado no Eurocódigo:

$$\alpha_{cr} = \left(\frac{0,69}{292,1} \right) \left(\frac{10}{2,62} \right) = 9,01 < 10 \rightarrow \text{é necessário entrar com efeitos de 2º ordem}$$

Método utilizando um programa de cálculo, *ROBOT*:

$$\alpha_{cr} = 8,86 < 10 \rightarrow \text{é necessário entrar com os efeitos de 2º ordem}$$

Método baseado na directriz, SCI P164 - Design of steel portal frames for Europe



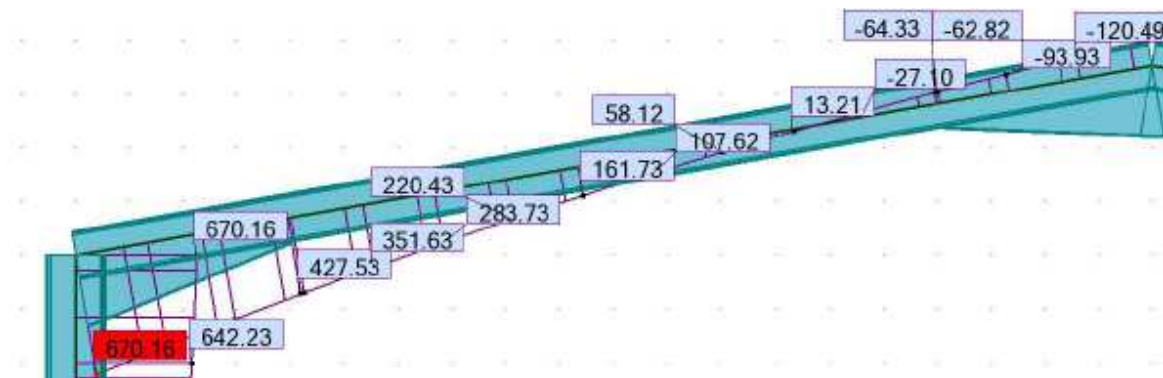
$$\frac{V_{sd}}{V_{CRN}} = \frac{1}{[1 + 0,1 \times 1,989]} \left[\frac{60,25}{6993} + (2,9 + 2,7 \times 1,989)(0 + 1) \frac{146}{13911} \right] = 0,08 < 0,1$$

$\rightarrow$ estrutura de nós fixos

$$\alpha_{cr} = \frac{1}{0,08} = 12,6 > 10$$

	xpos(m)	Med	Ned
A	0	669,69	-48,775
B	2,03	424,292437	-45,103948
C	4,06	220,4063481	-41,432896
D	6,09	58,03173327	-37,761844

E	8,12	-62,83140752	-34,090792
F	10,15	-142,1830743	-30,41974



valores de α_{cr} do caso 10 pelos três métodos

	EC3	Robot	SCIP164
alfa	9,01	8,86	12,6

Verificação da resistência da secção do pilar IPE550 do caso 10

Axial	
N_{Ed}	142,51
$N_{Pl,Rd}$	4771,2
$N_{pl,Rd} \times 0,25$	1192,8
$0,5 \times h_w \times t_w \times f_y / \gamma_{M0}$	1015,8609
Flexão	
M_{Ed}	684,57
M_{Pl}	989,385

Verificação da resistência da secção da viga IPE450 do caso 10

Axial	
N_{Ed}	49,36
$N_{Pl,Rd}$	2998,33
$N_{pl,Rd} \times 0,25$	749,5825

$0,5 \times h_w \times t_w \times f_y / Y_{M0}$	569,3845
Flexão	
M_{Ed}	363,92
M_{Pl}	463,985

Verificação da estabilidade do pilar IPE550 do caso 10

M_{Ed}	450,84	570,38	684,55
$M_{Z,Ed}$	0	0	0
N_{Rk}	4771,2	4771,2	4771,2
M_{Rk}	989,385	989,385	989,385
χ_y	0,894388237	0,894388237	0,894388237
χ_z	0,35073149	0,841595932	0,6699409
M_{cr}	1330,818436	4298,013139	1974,314583
χ_{LT}	0,685369116	0,893060729	0,779227048
Verificação			
Condição1	0,434685411	0,422947127	0,570130611
Condição2	0,730914918	0,676560306	0,924631972
$M_{b,Rd}$	678,0939231	883,5808891	770,9555526

verificação da estabilidade da viga IPE450 do caso 10

	Distância entre travamentos			
	2,03-4,06	4,06-6,09	6,09-8,12	8,12-10,15
$M_{Ed}(KN.m)$	424,292437	220,40634	62,83140752	-142,1830743
χ_y	0,83710749	0,8371074	0,868645554	0,868645554
χ_z	0,81740829	0,8174082	0,83195799	0,83195799
$M_{cr}(KN.m)$	2609,11898	3042,7512	5219,277971	2734,670081
$W_y(cm^3)$	1702	1702	1702	1702
χ_{LT}	0,89243912	0,9075501	0,949155129	0,897248521
Verificação				
Condição1	0,43230691	0,2287474	0,087469509	0,157083394
Condição2	0,80187090	0,4173269	0,150031165	0,282157623
$M_{b,Rd}$	539,220645	548,35085	573,4890206	542,1265287

O reforço utilizado é de classe2.

Verificação da estabilidade do reforço pelo método do EC3

M_{Ed}	669,6
$h_{meia\ altura}$	675
$M_{Z,Ed}$	0
N_{Rk}	3551,214687
M_{Rk}	1042,954822
χ_y	0,724833933
χ_z	0,815347427
M_{cr}	3598,920487
χ_{LT}	0,866834953
Verificação	
Condição1	0,406095577
Condição2	0,756448031
$M_{b,Rd}$	904,0696938

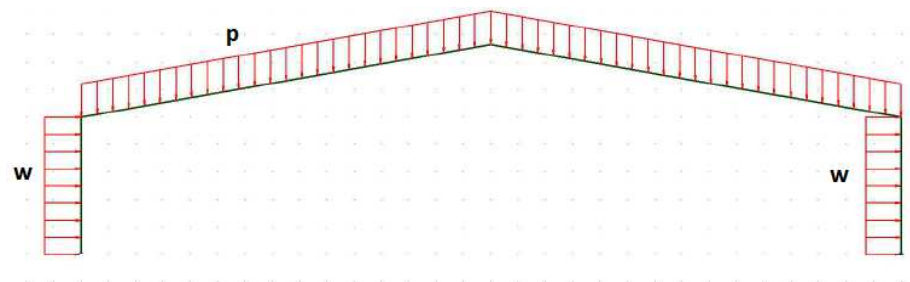
verificação da encurvadura lateral do reforço pelo método desenvolvido por Andrade e Camotim

M_{Ed}	876,46
L	4
h_0	1000
K_{w0}	5,709283203
K_{j0}	0,382824385
χ	0,633565436
$\mu_0 \lambda_{cr}$	17,19562055
M_{cr}	3661,232373
χ_{LT}	0,868452272
χ_y	0,724833933
χ_z	0,815347427
Verificação	
Condição1	0,240323258
Condição2	0,442017621
$M_{b,Rd}$	1358,539009

Anexo11

Caso11

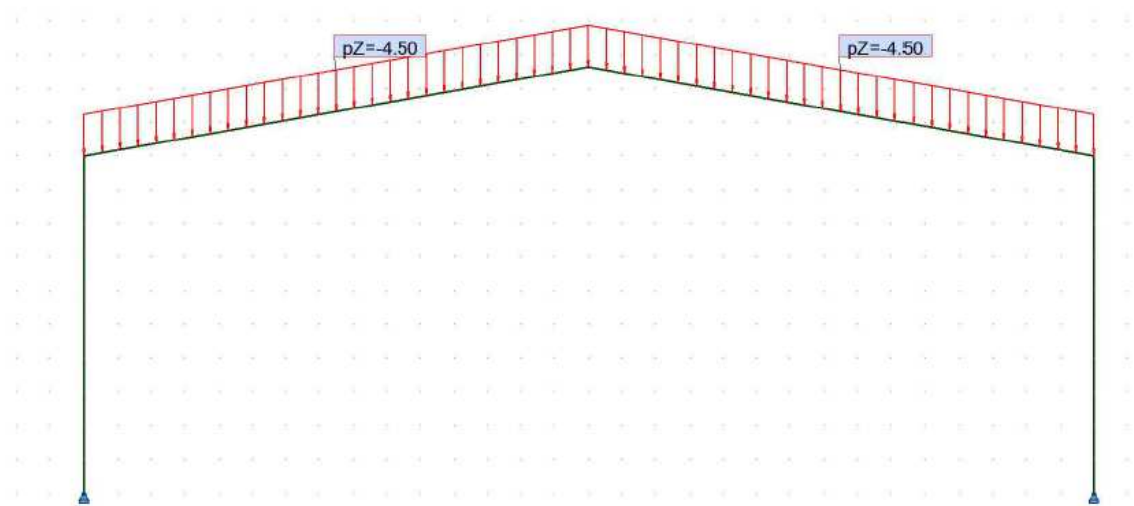
Neste caso irá estudar-se um pavilhão constituído por pórticos espaçados de 10 metros, com 10 metros de altura e 30 metros de vão. Este pórtico é constituído por perfis do tipo IPE600 e IPE500 respectivamente do pilar e da viga. Ambos os elementos deste pórtico são de classe 1

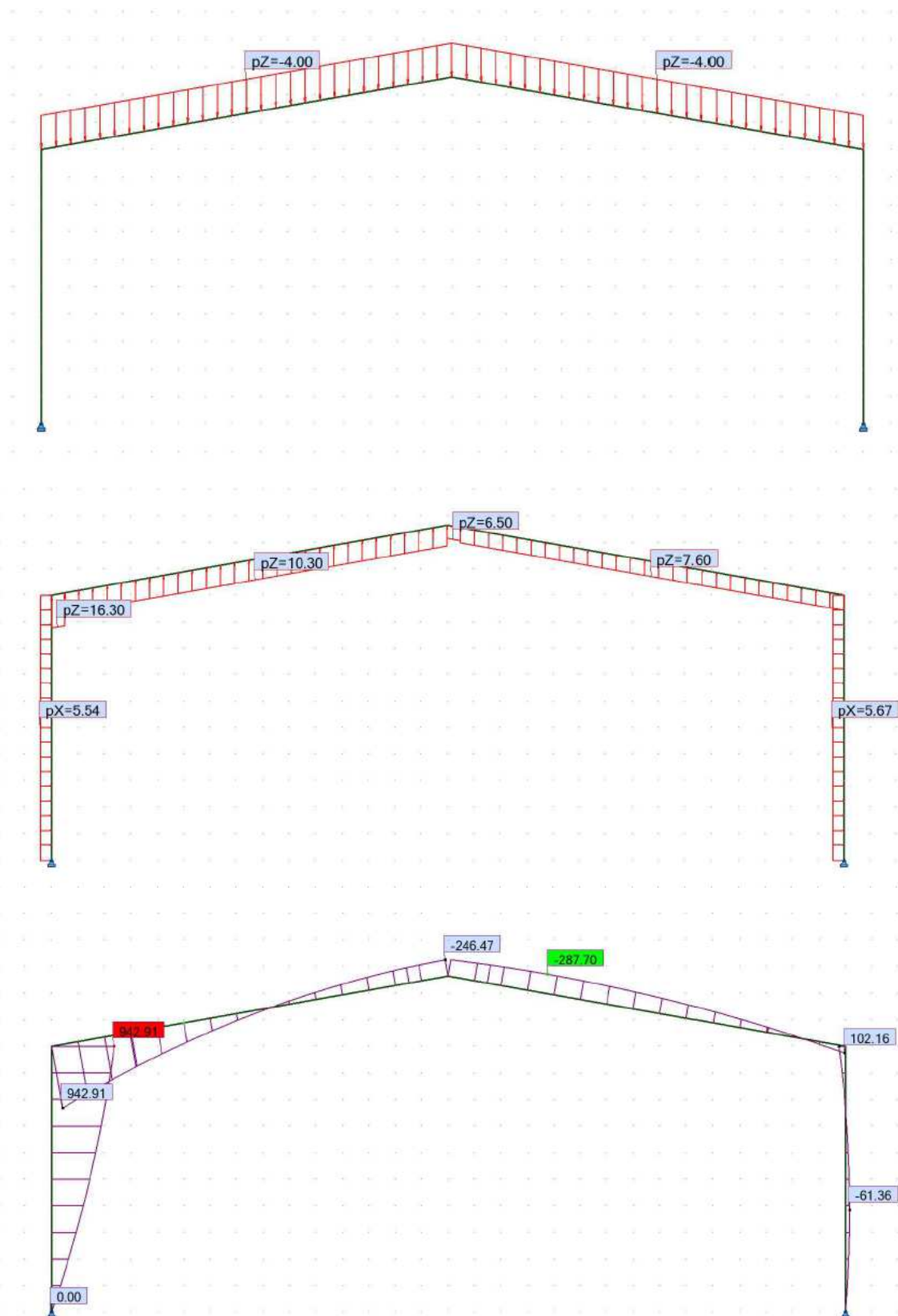


carregamento geral de um pórtico

valores máximos das forças combinadas das paredes e da cobertura

	P	w
ELU1	12,08	0
ELU2	-19,95	8,50





ANÁLISE GLOBAL

$$\phi = \phi_0 \alpha_h \alpha_m$$

$$\phi = 0,005 \times 0,894 \times 0,866 = 0,0029 Rad$$

$$F_{permanente} = F_1 = 4,5 \times 30 \times 0,0029 = 0,39 \text{KN/m}$$

$$F_{variaveis} = F_2 = 4,00 \times 30 \times 0,0029 = 0,35 \text{KN/m}$$

$$F_{comb} = 1,35 \times F_1 + 1,5 \times F_2 = 1,35 \times 0,39 + 1,5 \times 0,35 = 1,05 \text{KN/m}$$

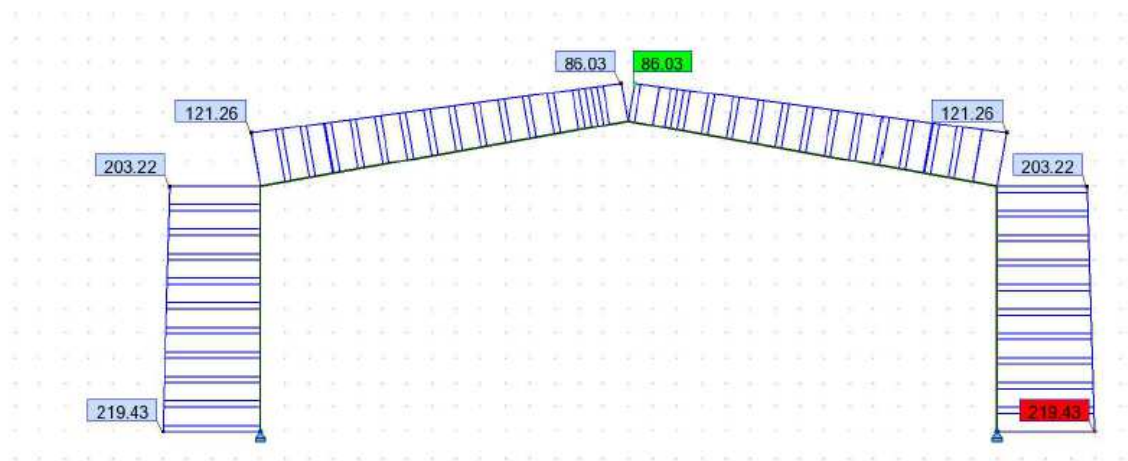
Método baseado no Eurocódigo:

$$\alpha_{cr} = \left(\frac{1,06}{438,86} \right) \left(\frac{10}{2,88} \right) = 8,39 < 10 \rightarrow \text{é necessário entrar com efeitos de 2º ordem}$$

Método utilizando um programa de cálculo, *ROBOT*:

$$\alpha_{cr} = 7,65 < 10 \rightarrow \text{é necessário entrar com os efeitos de 2º ordem}$$

Método baseado na directriz, SCI P164 - Design of steel portal frames for Europe



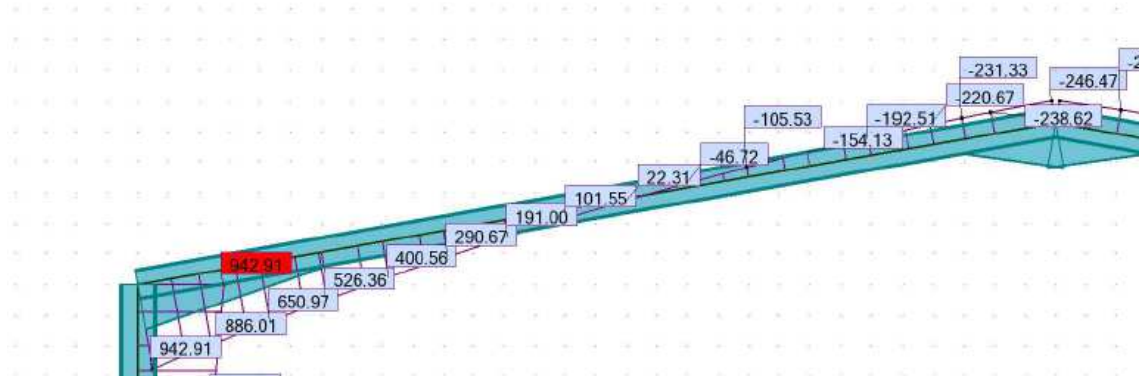
$$\frac{V_{sd}}{V_{CRN}} = \frac{1}{[1 + 0,1 \times 2,866]} \left[\frac{121,26}{4440} + (2,9 + 2,7 \times 2,866)(0 + 1) \frac{219,43}{19085} \right] = 0,116 > 0,1$$

$\rightarrow$ estrutura de nós móveis

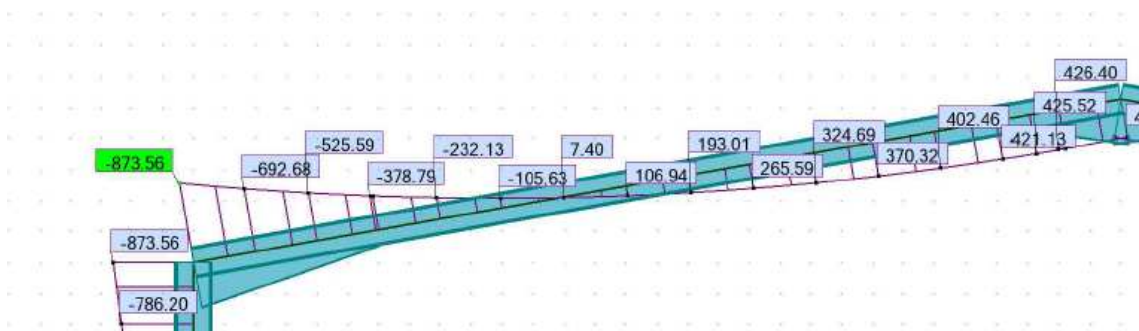
$$\alpha_{cr} = \frac{1}{0,116} = 8,62 > 10$$

	xpos(m)	Med	Ned
A	0	924,81	-78,969
B	3,046279876	502,1334183	-73,61699089
C	5,077133126	271,4530052	-70,04898481
D	7,107986377	81,65577193	-66,48097873

E	9,138839628	-67,25828164	-62,91297266
F	11,16969288	-175,2891554	-59,34496658
G	13,20054613	-242,4368495	-55,77696051
H	15,23139938	-268,7013638	-52,20895443



	xpos(m)	Med	Ned
A'	0	-839,87	118,53
B'	3,046279876	-338,0820825	111,5052786
C'	5,077133126	-71,00976137	106,822131
D'	7,107986377	142,1001939	102,1389834
E'	9,138839628	301,2477834	97,45583582
F'	11,16969288	406,4330071	92,77268822
G'	13,20054613	457,6558649	88,08954063
H'	15,23139938	454,916357	83,40639303



de α_{cr} do caso 11 pelos três métodos

	EC3	Robot	SCIP164
alfa	8,39	7,65	8,62

Verificação da resistência da secção do pilar IPE600 do caso 11

Axial	
N_{Ed}	49,36
$N_{Pl,Rd}$	5541,55
$N_{pl,Rd} \times 0,25$	1385,3875
$0,5 \times h_w \times t_w \times f_y / Y_{M0}$	1162,2913
Flexão	
M_{Ed}	942,91
M_{Pl}	1158,365

Verificação da resistência da secção transversal da viga IPE500 do caso 11

Axial	
N_{Ed}	87,09
$N_{Pl,Rd}$	4100,25
$N_{pl,Rd} \times 0,25$	1025,0625
$0,5 \times h_w \times t_w \times f_y / Y_{M0}$	847,314
Flexão	
M_{Ed}	452,68
M_{Pl}	778,87

Verificação da encurvadura do pilar IPE600 do caso 11

M_{Ed}	592,65	771,69	942,91
$M_{Z,Ed}$	0	0	0
N_{Rk}	5538	5538	4771,2
M_{Rk}	1246,76	1246,76	989,385
χ_y	0,91102054	0,91102054	0,894388237
χ_z	0,377212938	0,854587213	0,695412475
M_{cr}	1802,524009	2795,906712	2735,072957

χ_{LT}	0,704718423	0,801591298	0,797550191
Verificação			
Condição1	0,441418436	0,494572139	0,607466853
Condição2	0,731240662	0,800260552	0,985482222
$M_{b,Rd}$	878,6147416	999,3919662	994,3536765

verificação da estabilidade da viga IPE500 do caso 11

	Distância entre travamentos (m)					
	3,05-5,08	5,08-7,11	7,11-9,14	9,14-11,17	11,17-13,2	13,2-15,23
$M_{Ed}(KN.m)$	502,13	271,45	301	406,43	457,66	457,66
χ_y	0,679465479	0,679465479	0,679465479	0,679465479	0,679465479	0,679465479
χ_z	0,83195799	0,83195799	0,83195799	0,83195799	0,83195799	0,83195799
$M_{cr}(KN.m)$	3630,272982	4182,666171	3782,227386	3237,685184	2999,514831	2833,549688
$W_y(cm^3)$	2194	2194	2194	2194	2194	2194
χ_{LT}	0,895211118	0,909364463	0,899534128	0,882036642	0,872217674	0,864299579
Verificação						
Condição1	0,243501333	0,139439592	0,239358812	0,321693448	0,363407971	0,366544918
Condição2	0,465081148	0,255391382	0,28438087	0,385408088	0,436615633	0,44054115
$M_{b,Rd}$	1116,113413	1133,759237	1121,503169	1099,688004	1087,446108	1077,574143

O reforço utilizado neste caso é classificado como sendo de classe 3

verificação da estabilidade do reforço pelo método do EC3

M_{Ed}	942,81
$h_{meia altura}$	750
$M_{Z,Ed}$	0
N_{Rk}	4022,839287
M_{Rk}	1350,2344
χ_y	0,886475497
χ_z	0,656795859
M_{cr}	2457,486511
χ_{LT}	0,853874121
Verificação	
Condição1	0,413531539

Erro! A

origem da
referência não foi
encontrada.

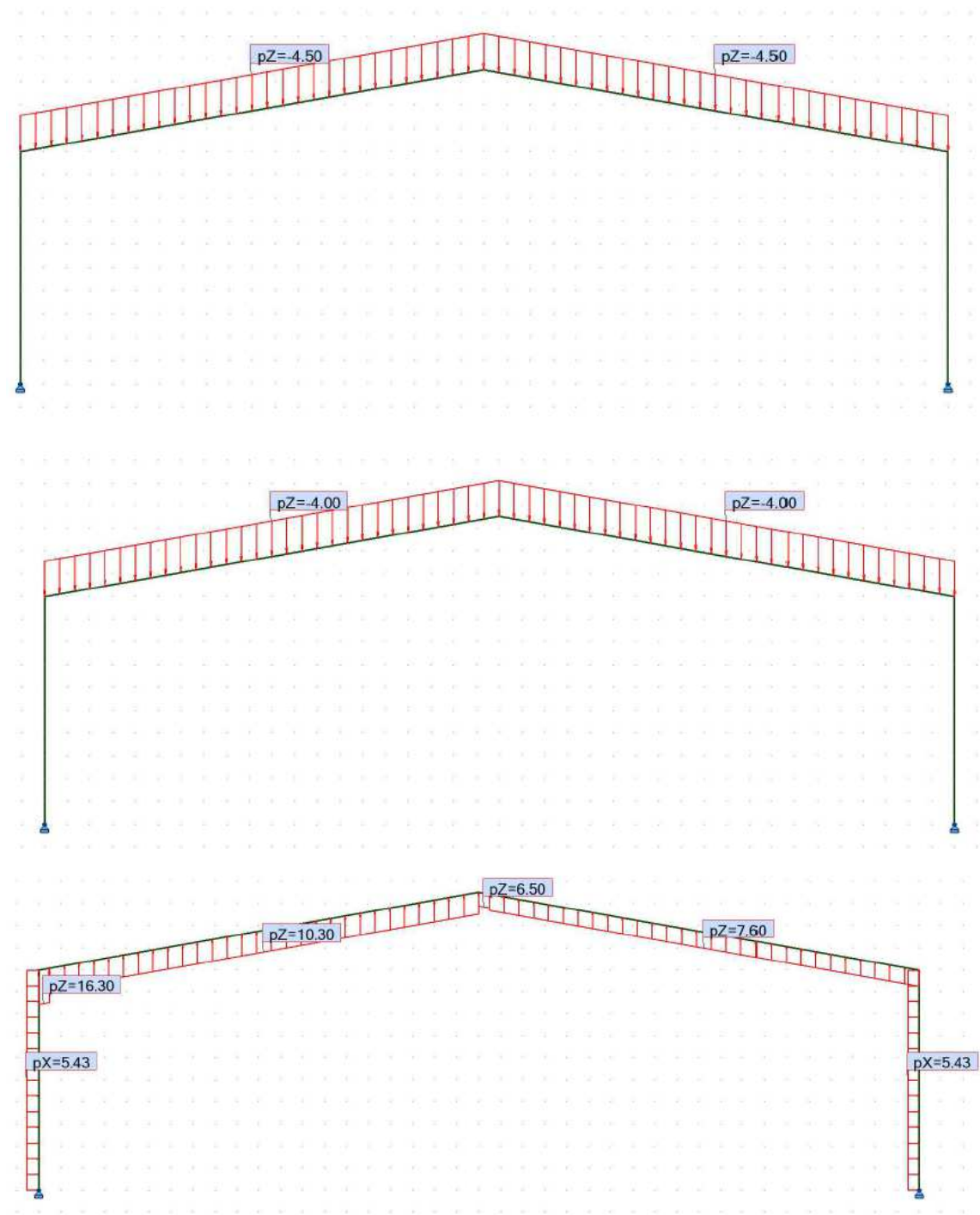
Condição2	0,830116987
$M_{b,Rd}$	989,6418524

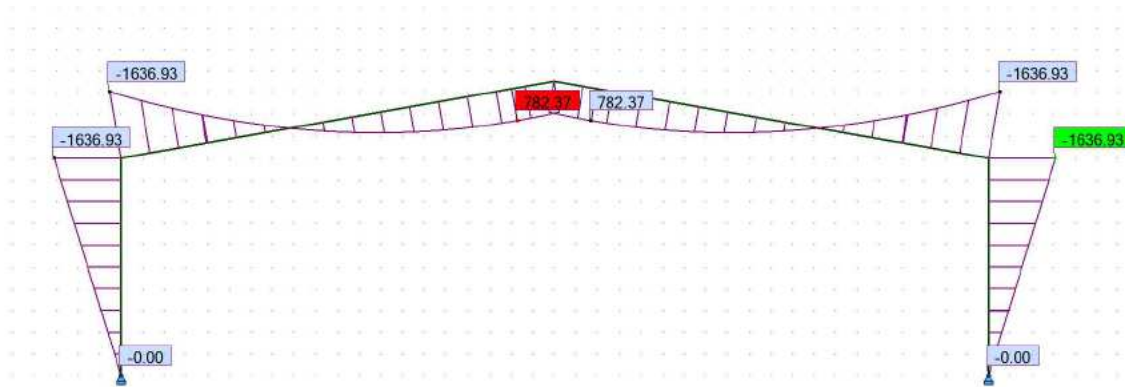
Verificação da estabilidade do reforço pelo método desenvolvido por Andrade e Camotim

M_{Ed}	942,81
L	3
h_0	1000
K_{w0}	4,063700224
K_{j0}	0,390106689
χ	0,542958465
$\mu_0 \lambda_{cr}$	12,95994071
M_{cr}	2462,553551
X_{LT}	0,802754667
χ_y	0,886475497
χ_z	0,656795859
Verificação	
Condição1	0,328970415
Condição2	0,484363708
$M_{b,Rd}$	1226,017024

Anexo12

Caso12





ANÁLISE GLOBAL

$$\phi = \phi_0 \alpha_h \alpha_m$$

$$\phi = 0,005 \times 0,894 \times 0,866 = 0,0029 \text{ Rad}$$

$$F_{\text{permanente}} = F_1 = 4,5 \times 40 \times 0,0029 = 0,52 \text{ KN/m}$$

$$F_{\text{variaveis}} = F_2 = 4,00 \times 40 \times 0,0029 = 0,46 \text{ KN/m}$$

$$F_{\text{comb}} = 1,35 \times F_1 + 1,5 \times F_2 = 1,35 \times 0,52 + 1,5 \times 0,46 = 1,39 \text{ KN/m}$$

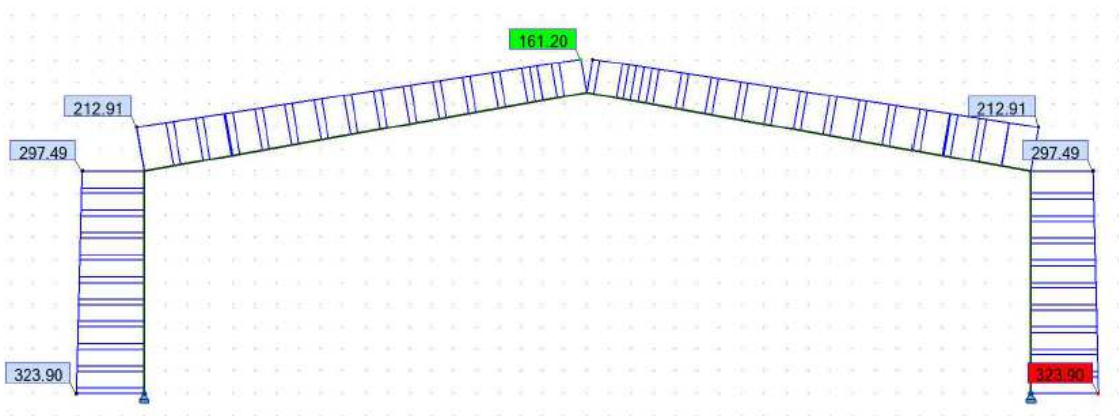
Método baseado no Eurocódigo:

$$\alpha_{cr} = \left(\frac{0,91}{647,8} \right) \left(\frac{10}{1,57} \right) = 8,9 < 10 \rightarrow \text{é necessário entrar com efeitos de 2º ordem}$$

Método utilizando um programa de cálculo, *ROBOT*:

$$\alpha_{cr} = 7,86 < 10 \rightarrow \text{é necessário entrar com os efeitos de 2º ordem}$$

Método baseado na directriz, SCI P164 - Design of steel portal frames for Europe



$$\frac{V_{sd}}{V_{CRN}} = \frac{1}{[1 + 0,1 \times 2,550]} \left[\frac{219,91}{5555} + (2,9 + 2,7 \times 2,550)(0 + 1) \frac{323,90}{28333} \right] = 0,120 > 0,1$$

$\rightarrow$ estrutura de nós móveis

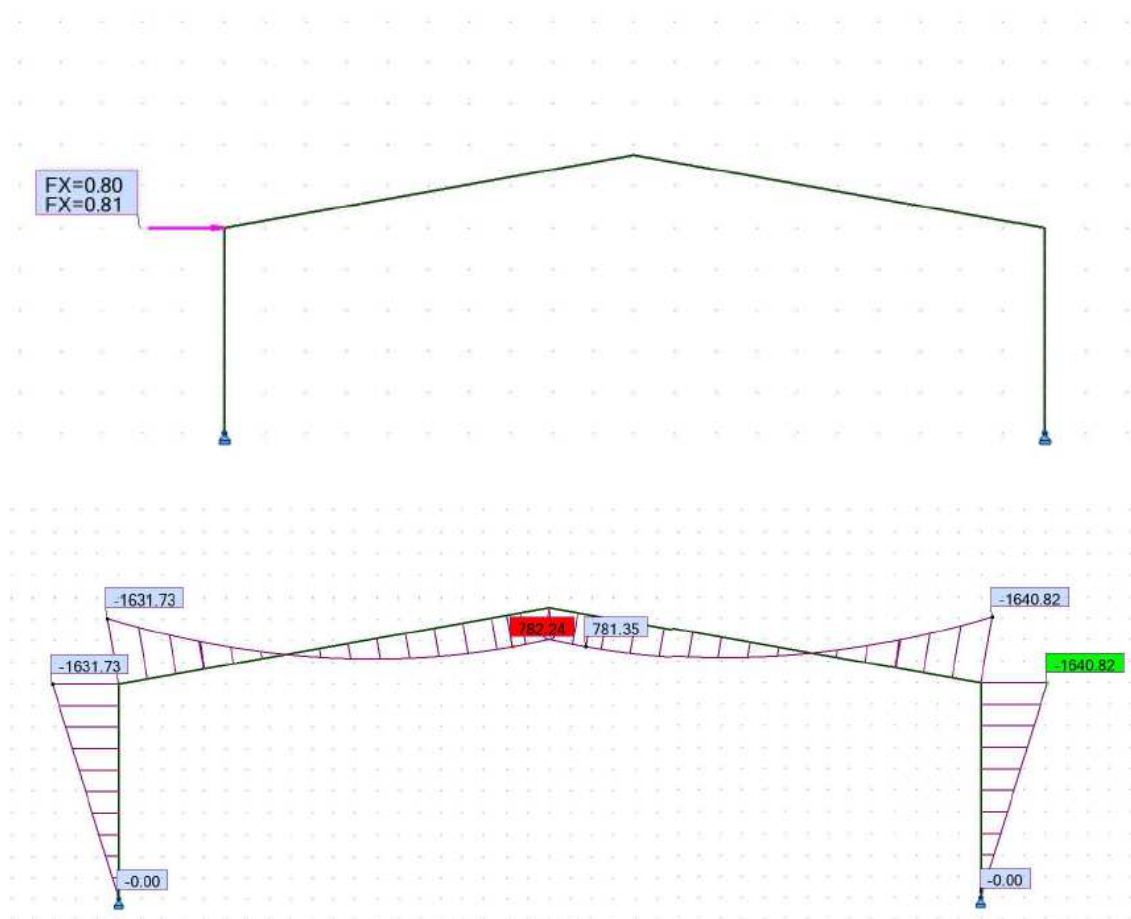
$$\alpha_{cr} = \frac{1}{0,120} = 8,33 > 10$$

Factor de amplificação

$$\frac{1}{1 - \frac{1}{\alpha_{cr}}} \rightarrow \frac{1}{1 - \frac{1}{7,86}} = 1,15$$

$$F_1 = 0,52 \times 1,15 = 0,60 \text{ KN}$$

$$F_2 = 0,46 \times 1,15 = 0,53 \text{ KN}$$



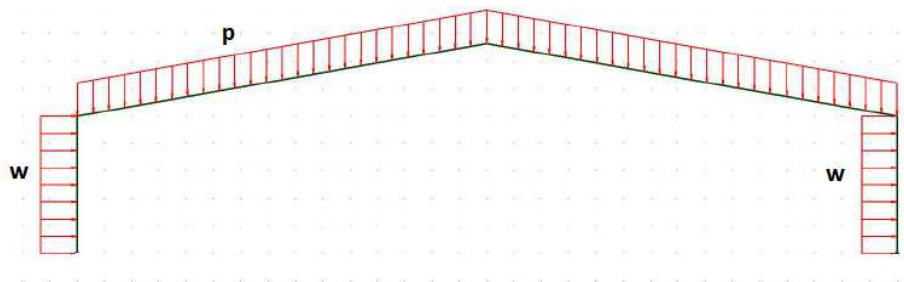
	xpos(m)	Med	Ned
A	0	-1631,5	213,12
B	4,06	-681,1844234	202,819374
C	6	-310,6144	197,8974
D	8	14,8744	192,8232
E	10	282,96	187,749
F	12	493,6424	182,6748
G	14	646,9216	177,6006
H	16	742,7976	172,5264
I	18	781,2704	167,4522
J	20,31	754,2674841	161,591499

Anexo13

Caso13

Este presente caso envolve de uma particularidade diferente dos casos anteriores. Este pavilhão é constituído por pórticos espaçados de 5 metros, com 10 metros de altura e 20 metros de vao. É semelhante ao caso 4 com a diferença de que este pórtico é sustentado por um apoio rígido na sua fundação.

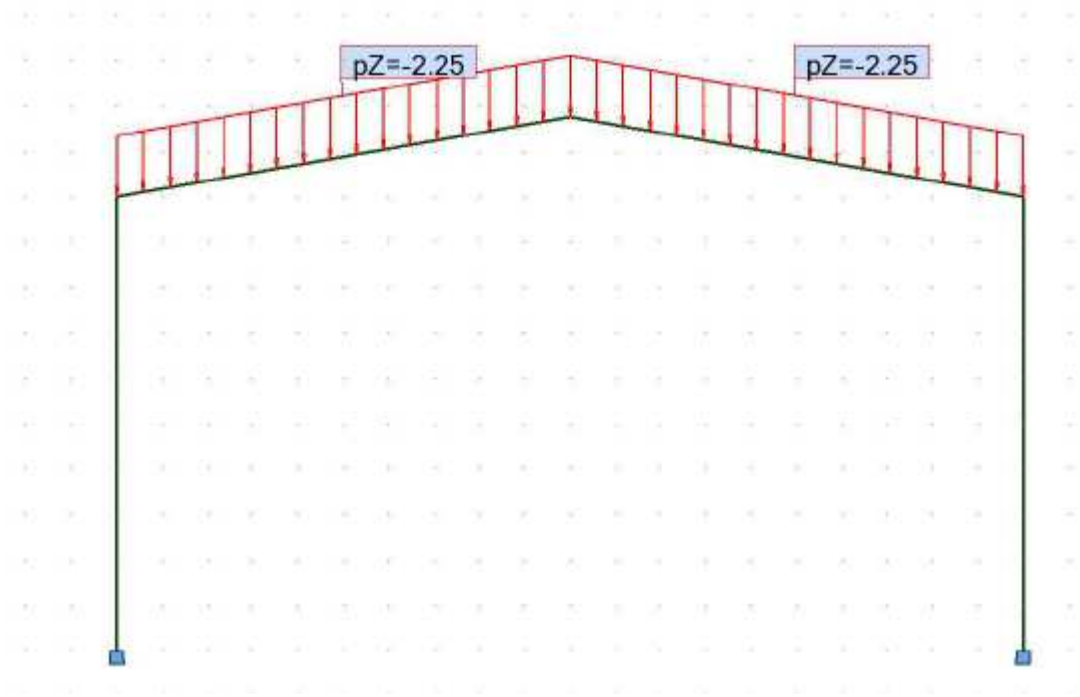
Após vários cálculos chegou-se à conclusão de que o pilar seria constituído por uma secção do tipo IPE400 e a viga um IPE300. Ambos os elementos são de classe 1

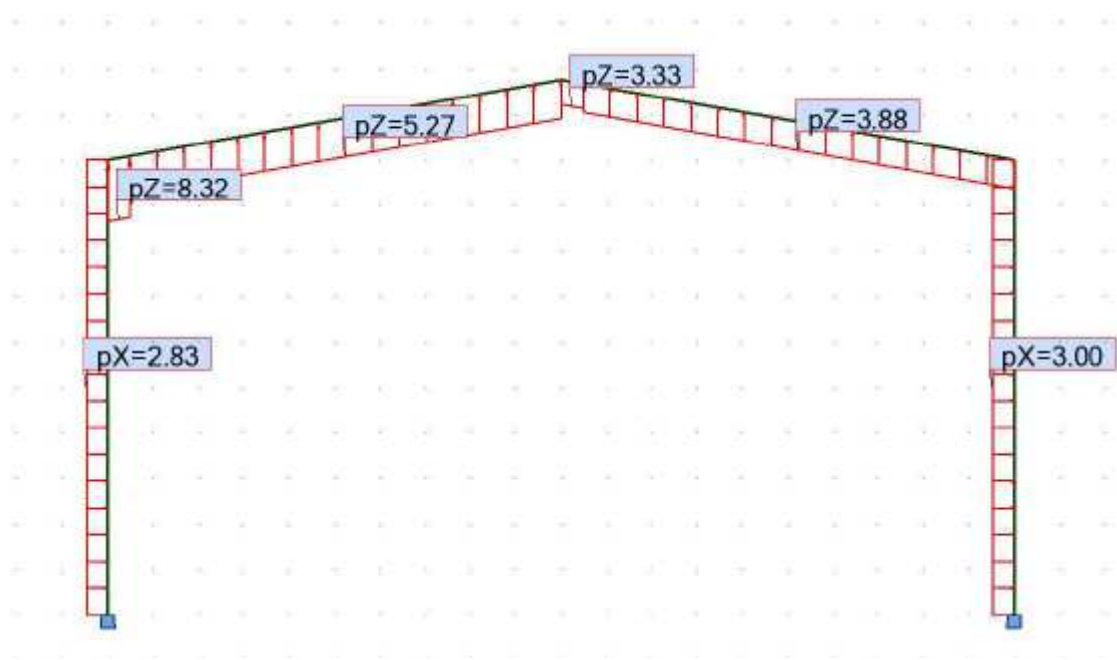
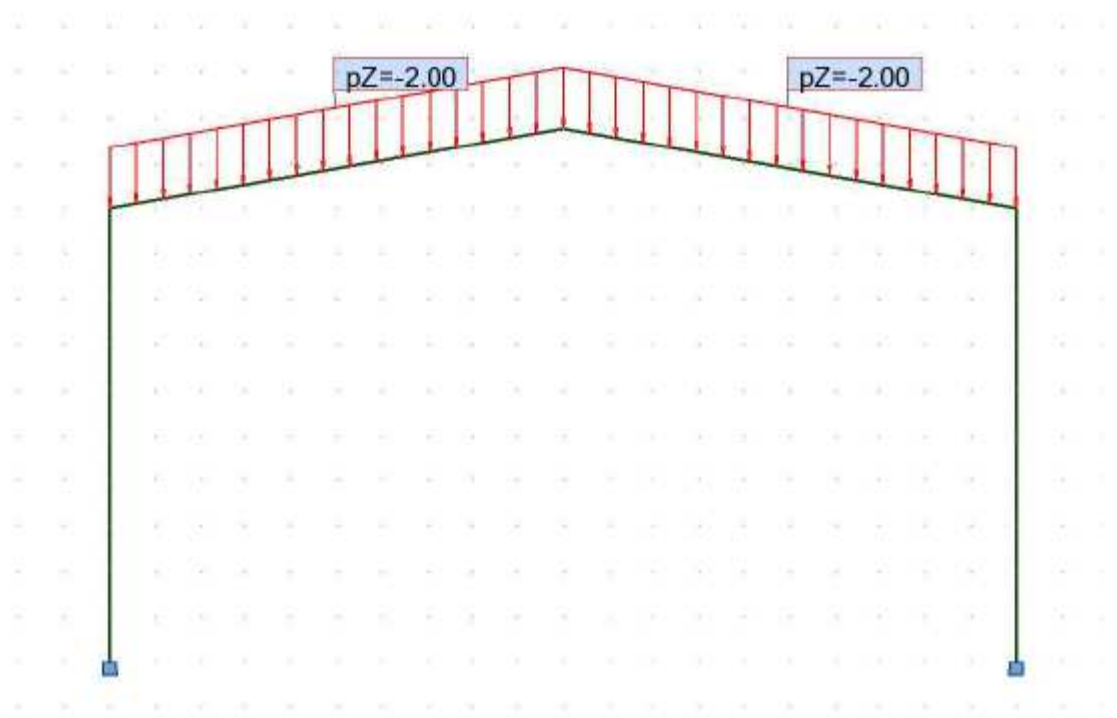


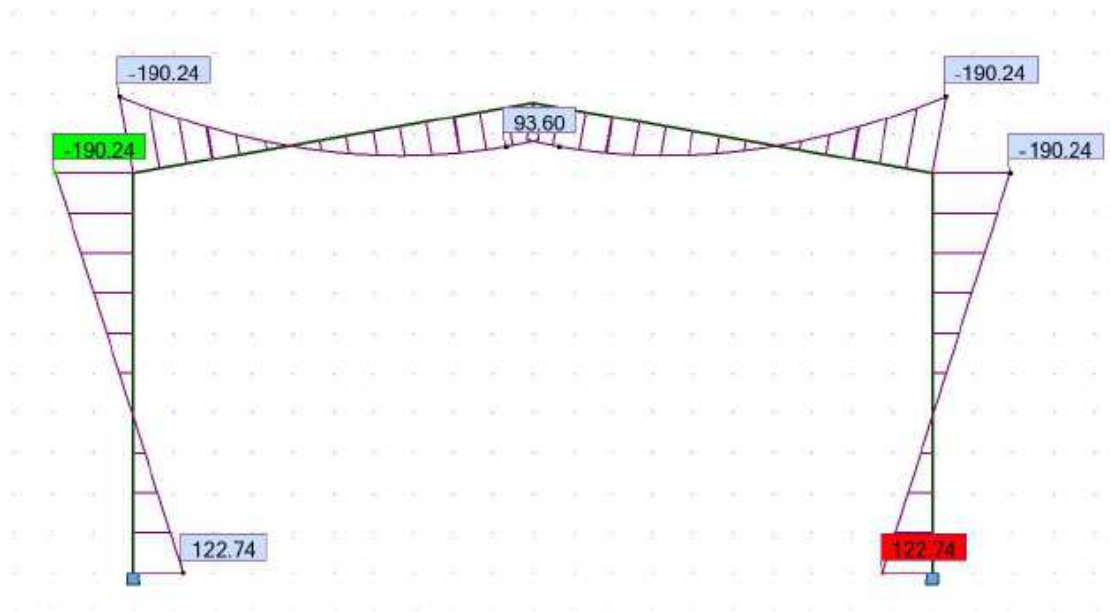
carregamento geral de um pórtico

valores máximos das forças combinadas das paredes e da cobertura

	P	w
ELU1	6,04	0
ELU2	-10,23	4,5







ANÁLISE GLOBAL

$$\phi = \phi_0 \alpha_h \alpha_m$$

$$\phi = 0,005 \times 0,894 \times 0,866 = 0,0029 \text{ Rad}$$

$$F_{\text{permanente}} = F_1 = 2,25 \times 20 \times 0,0029 = 0,1299 \text{ KN/m}$$

$$F_{\text{variaveis}} = F_2 = 2,00 \times 20 \times 0,0029 = 0,1155 \text{ KN/m}$$

$$F_{\text{comb}} = 1,35 \times F_1 + 1,5 \times F_2 = 1,35 \times 0,13 + 1,5 \times 0,12 = 0,35 \text{ KN/m}$$

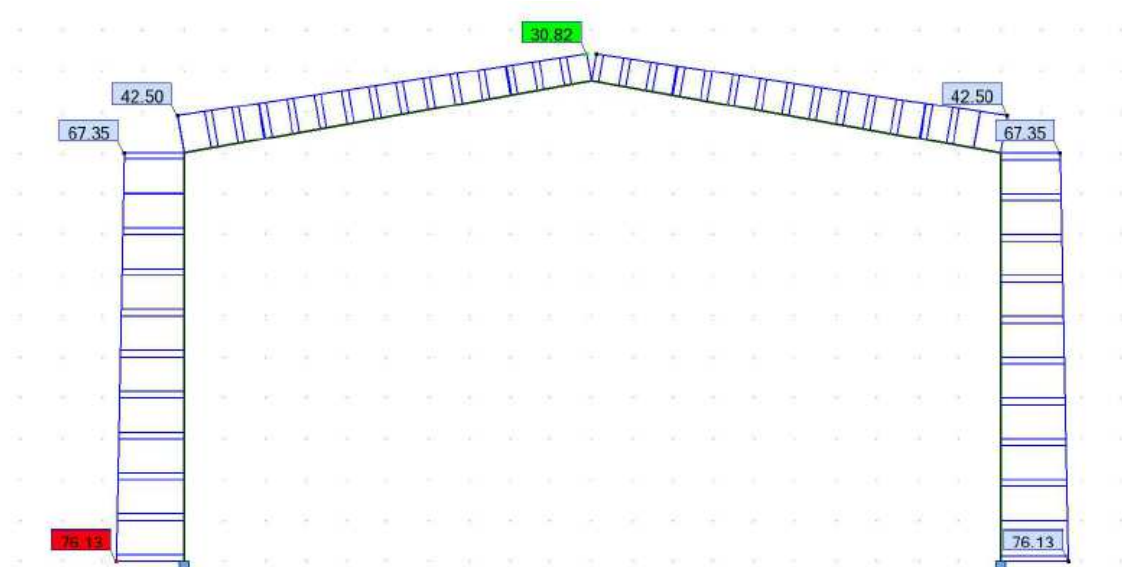
Método baseado no Eurocódigo:

$$\alpha_{cr} = \left(\frac{0,47}{152,26} \right) \left(\frac{10}{0,91} \right) = 33 > 10 \rightarrow \text{não é necessário entrar com efeitos de 2ª ordem}$$

Método utilizando um programa de cálculo, *ROBOT*:

$$\alpha_{cr} = 26 > 10 \rightarrow \text{não é necessário entrar com os efeitos de 2ª ordem}$$

Método baseado na directriz, SCI P164 - Design of steel portal frames for Europe

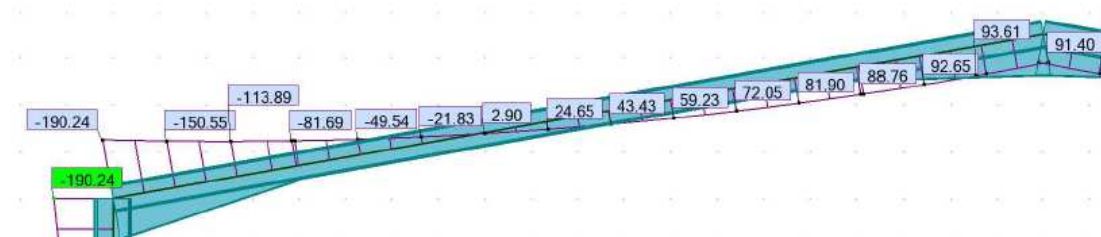


$$\frac{V_{sd}}{V_{CRN}} = \frac{1}{[1 + 0,08 \times 2,768]} \left[\frac{42,50}{1732} + (0,8 + 0,52 \times 2,768)(0 + 1) \frac{76,13}{4793} \right] = 0,049 < 0,1$$

→ estrutura de nós fixos

$$\alpha_{cr} = \frac{1}{0,049} = 20,32 > 10$$

	xpos(m)	Med	Ned
A	0	-191,14	43,459
B	2,03	-83,25691469	41,161852
C	4,06	-1,86379876	38,864704
D	6,09	53,03934779	36,567556
E	8,12	81,45252496	34,270408
F	10,15	83,37573275	31,97326



valores de α_{cr} do caso 13 pelos três métodos

	EC3	Robot	SCIP164
alfa	33	26	20,32

verificação da secção transversal do pilar IPE400

Axial	
N_{Ed}	73,94
$N_{Pl,Rd}$	2581,915
$N_{pl,Rd} \times 0,25$	645,47875
$0,5 \times h_w \times t_w \times f_y / Y_{M0}$	475,132
Flexão	
M_{Ed}	245,39
M_{Pl}	361,745

Verificação da secção transversal da viga IPE300

Axial	
N_{Ed}	43,47
$N_{Pl,Rd}$	1910,255
$N_{pl,Rd} \times 0,25$	477,56375
$0,5 \times h_w \times t_w \times f_y / Y_{M0}$	351,10565
Flexão	
M_{Ed}	190
M_{Pl}	223,082

Verificação da estabilidade do pilar IPE400

M_{Ed}	120,97	189,37
$M_{Z,Ed}$	0	0
N_{Rk}	2998,33	2998,33
M_{Rk}	463,985	463,985
χ_y	0,798875306	0,902181149
χ_z	0,158986257	0,597938291
M_{cr}	483,7731072	829,5278942
χ_{LT}	0,795399878	0,875891744

Verificação		
Condição1	0,165315506	0,221635765
Condição2	0,4325321	0,505115058
$M_{b,Rd}$	177,4393955	195,3956821

Verificação da estabilidade da viga IPE300

	Distância entre travamentos			
	2,03-4,06	4,06-6,09	6,09-8,12	8,12-10,15
		53,0393477	81,4525249	83,3757327
$M_{Ed}(KN.m)$	83,2569	9	6	5
	0,61598838	0,61598838	0,61598838	0,86864555
χ_y	8	8	8	4
	0,73370179	0,73370179	0,73370179	
χ_z	9	9	9	0,83195799
	882,764203	909,179406	608,871113	508,988056
$M_{cr}(KN.m)$	5	9	3	3
$W_y(cm^3)$	1307	1307	1307	1307
	0,83569751		0,75148536	0,69700790
χ_{LT}	1	0,84088768	2	8
Verificação				
	0,23239577	0,16068563	0,24957332	0,27331330
Condição1	8	9	9	9
	0,47458260		0,51493072	0,56934274
Condição2	2	0,31172788	3	2
$M_{b,Rd}$	387,751109	390,159270	348,677935	323,401214
Erro! A origem da referência não foi encontrada.	6	3	8	3

verificação da estabilidade do reforço pelo método do EC3

M_{Ed}	191
$h_{meia altura}$	450
$M_{Z,Ed}$	0
N_{Rk}	2212,325087
M_{Rk}	381,1963251
χ_y	0,834783711
χ_z	0,696637582

M_{cr}	895,1745305
χ_{LT}	0,809807858
Verificação	
Condição1	0,274283382
Condição2	0,644908263
$M_{b,Rd}$ Erro! A origem da referência não foi encontrada.	308,6957795

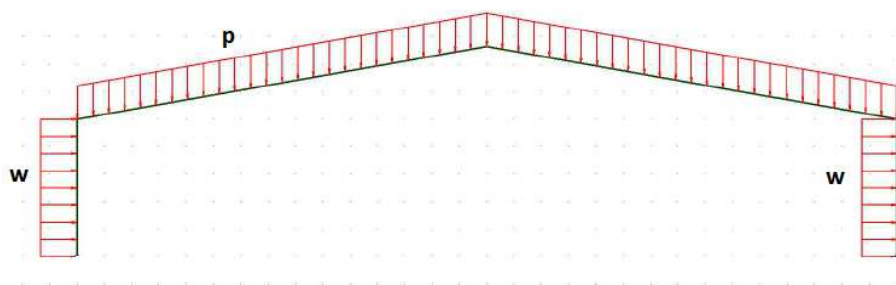
verificação da estabilidade do reforço pelo método 2

M_{Ed}	191
L	2
h_0	600
K_{w0}	4,196446796
K_{j0}	0,366859469
χ	0,435580803
$\mu_0 \lambda_{cr}$	14,80171396
M_{cr}	1041,62868
χ_{LT}	0,829277395
χ_y	0,834783711
χ_z	0,696637582
Verificação	
Condição1	0,184924232
Condição2	0,42920736
$M_{b,Rd}$	470,2038127

Anexo14

Caso14

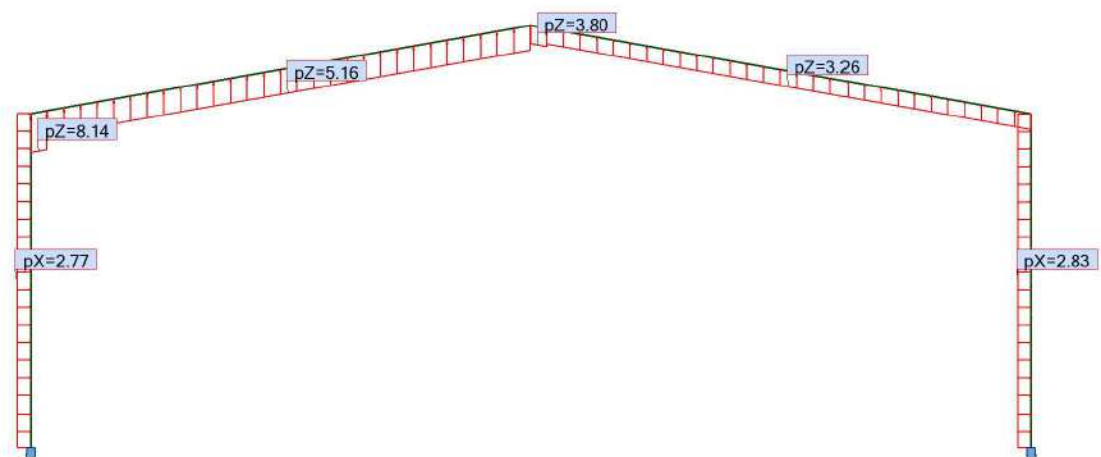
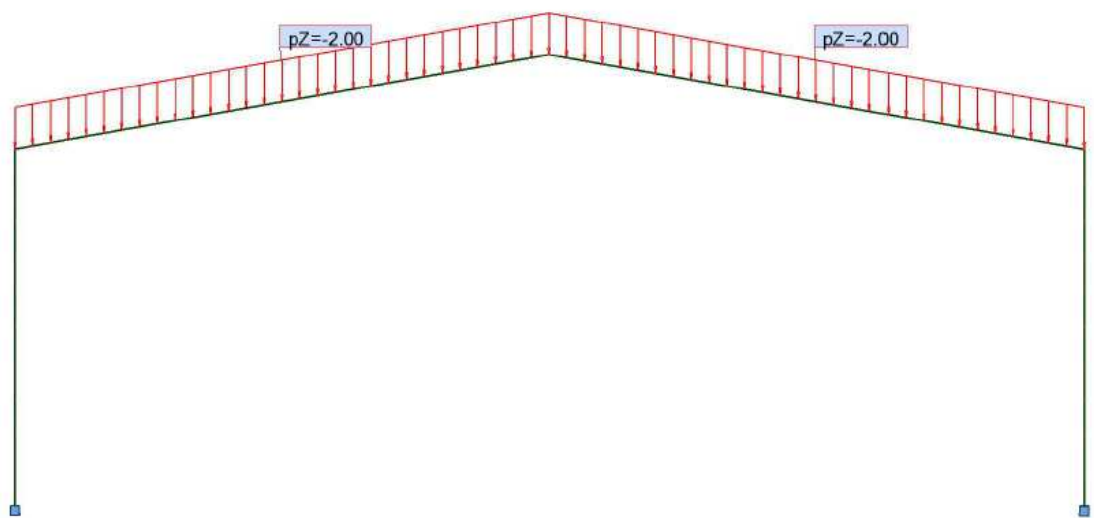
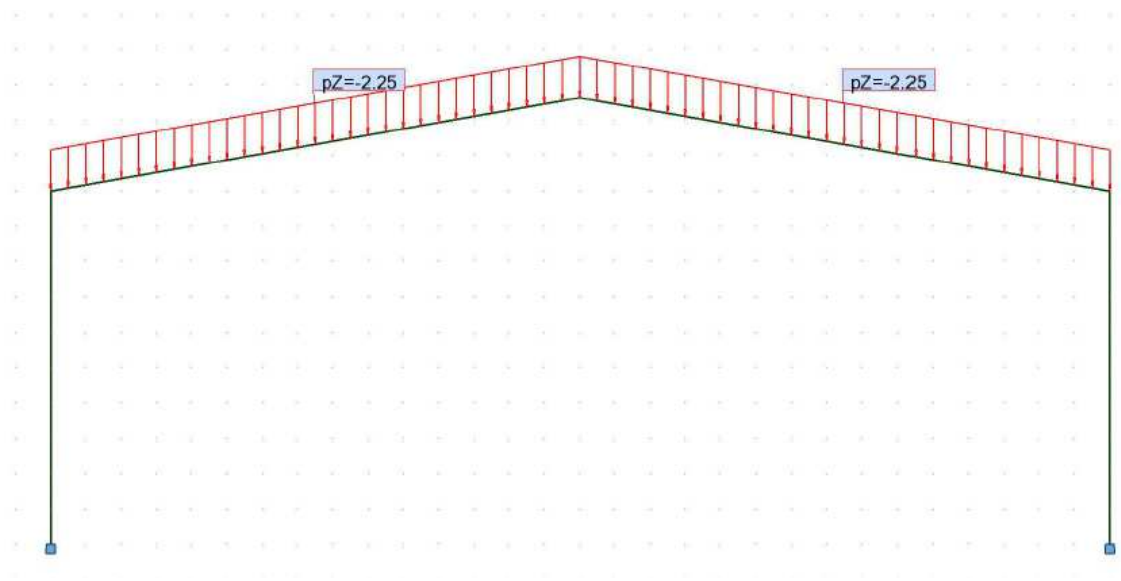
O pórtico estudado neste caso é semelhante ao ao pórtico do caso anterior com a diferença de que o seu vão é de 30 metros. O pilar e a viga são ambos classificados como classe 1. O pilar e a viga têm respectivamente a secção IPE500 e IPE400.

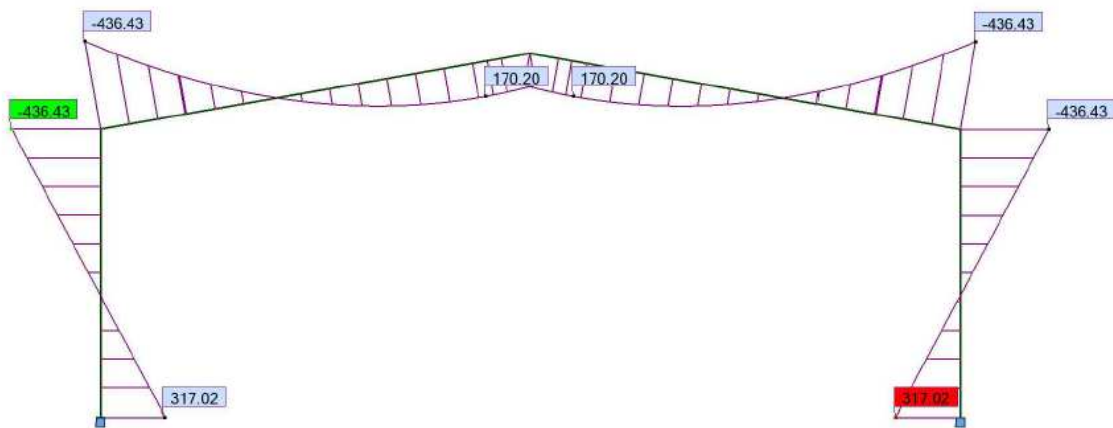


carregamento geral de um pórtico

valores máximos das forças combinadas das paredes e cobertura

	P	w
ELU1	6,04	0
ELU2	-9,26	4,25





ANÁLISE GLOBAL

$$\phi = \phi_0 \alpha_h \alpha_m$$

$$\phi = 0,005 \times 0,894 \times 0,866 = 0,0029 \text{ Rad}$$

$$F_{\text{permanente}} = F_1 = 2,25 \times 30 \times 0,0029 = 0,194 \text{ KN/m}$$

$$F_{\text{variaveis}} = F_2 = 2,00 \times 30 \times 0,0029 = 0,173 \text{ KN/m}$$

$$F_{\text{comb}} = 1,35 \times F_1 + 1,5 \times F_2 = 1,35 \times 0,19 + 1,5 \times 0,17 = 0,52 \text{ KN/m}$$

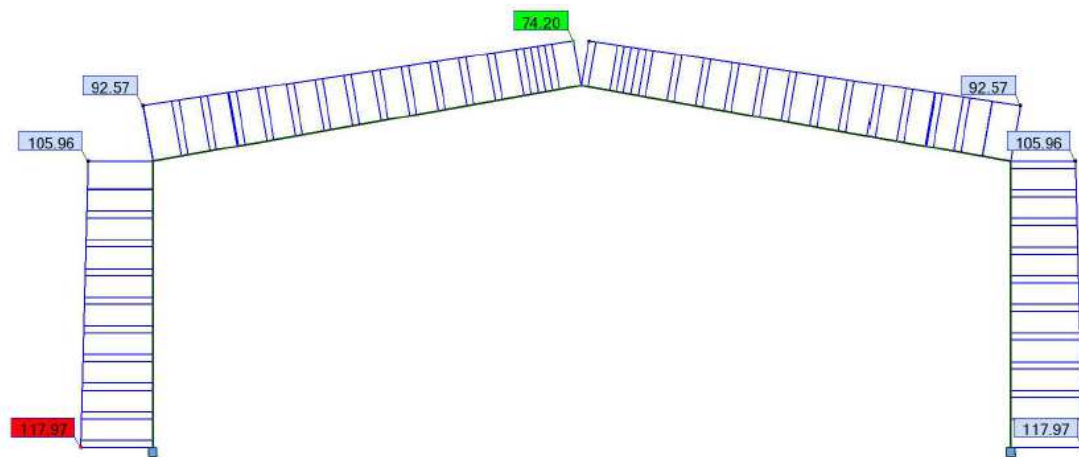
Método baseado no Eurocódigo:

$$\alpha_{cr} = \left(\frac{0,52}{235,94} \right) \left(\frac{10}{0,52} \right) = 42 > 10 \rightarrow \text{não é necessário entrar com efeitos de 2º ordem}$$

Método utilizando um programa de cálculo, *ROBOT*:

$$\alpha_{cr} = 24 > 10 \rightarrow \text{não é necessário entrar com os efeitos de 2º ordem}$$

Método baseado na directriz, SCI P164 - Design of steel portal frames for Europe



$$\frac{V_{sd}}{V_{CRN}} = \frac{1}{[1 + 0,08 \times 2,089]} \left[\frac{92,57}{2131} + (0,8 + 0,52 \times 2,089)(0 + 1) \frac{117,97}{9990} \right] = 0,058 < 0,1$$

→ estrutura de nós fixos

$$\alpha_{cr} = \frac{1}{0,054} = 17,3 > 10$$

valores de α_{cr} do caso 14 pelos três métodos

	EC3	Robot	SCIP164
alfa	42	24	17,3

Verificação da seção transversal do pilar IPE500 do caso 14

Axial	
N_{Ed}	117,9
$N_{Pl,Rd}$	4100,25
$N_{pl,Rd} \times 0,25$	1025,0625
$0,5 \times h_w \times t_w \times f_y / Y_{M0}$	847,314
Flexão	
M_{Ed}	435,1
M_{Pl}	778,87

verificação da secção transversal da viga IPE400 do caso 14

Axial

N_{Ed}	92,83
$N_{Pl,Rd}$	2998,33
$N_{pl,Rd} \times 0,25$	749,5825
$0,5 \times h_w \times t_w \times f_y / Y_{M0}$	569,3845
Flexão	
M_{Ed}	170,05
M_{Pl}	463,985

verificação da estabilidade do pilar IPE500

M_{Ed}	314,26	435
$M_{Z,Ed}$	0	0
N_{Rk}	4100,25	4100,25
M_{Rk}	778,87	778,87
χ_y	0,87270246	0,902181149
χ_z	0,186275397	0,651432567
M_{cr}	872,1229184	1543,906639
χ_{LT}	0,632197935	0,777879363
Verificação		
Condição1	0,291687868	0,324118935
Condição2	0,726229468	0,757430609
$M_{b,Rd}$	492,4000053	605,8668992

verificação da estabilidade da viga IPE400

	Distância entre travamentos (m)					
	3,05-5,08	5,08-7,11	7,11-9,14	9,14-11,17	11,17-13,2	13,2-15,23
$M_{Ed}(KN.m)$	189,91	61,7	110,38	154,26	170	170
χ_y	0,523777322	0,523777322	0,523777322	0,679465479	0,679465479	0,679465479
χ_z	0,802717331	0,802717331	0,802717331	0,83195799	0,83195799	0,83195799
$M_{cr}(KN.m)$	2076,987808	3578,695007	2040,317324	1654,580461	1483,60558	1468,210082
$W_y(cm^3)$	1307	1307	2194	2194	2194	2194
χ_{LT}	0,896136258	0,941625901	0,894318561	0,870887677	0,856999918	0,855603385

Verificação

Condição1	0,279783899	0,2691219	0,187620003	0,243539203	0,265667832	0,266005024
Condição2	0,492840398	0,465790605	0,303166295	0,418739047	0,464542764	0,46525513
$M_{b,Rd}$	415,7937815	436,9002939	414,9503976	404,0788189	397,635107	396,9871365

verificação da estabilidade do reforço pelo método do EC3

M_{Ed}	435
$h_{meia\ altura}$	600
$M_{z,Ed}$	0
N_{Rk}	3136,404287
M_{Rk}	796,1727248
χ_y	0,841967774
χ_z	0,583836085
M_{cr}	1310,468039
χ_{LT}	0,769110958
Verificação	
Condição1	0,363951159
Condição2	0,757537313
$M_{b,Rd}$	530,5146411

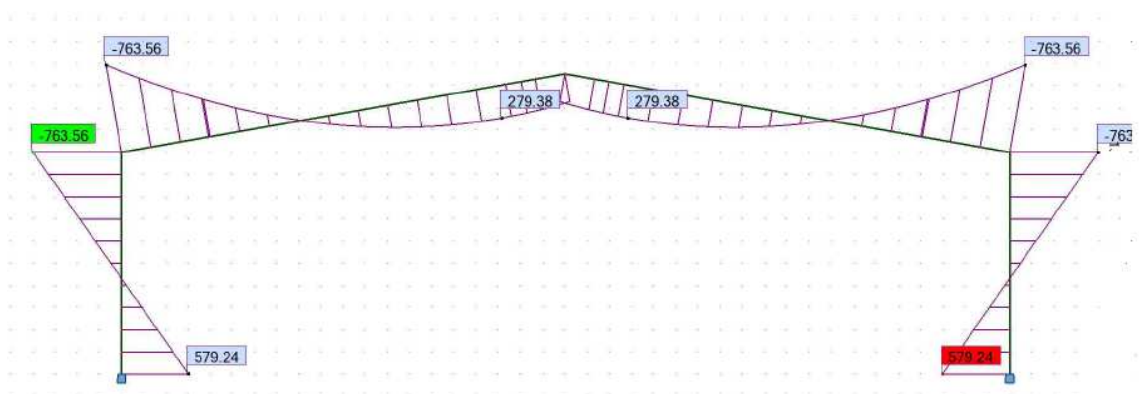
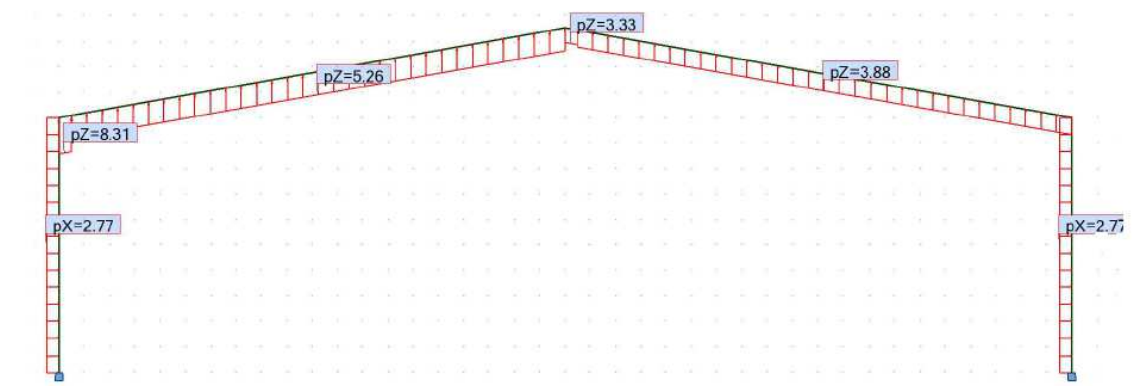
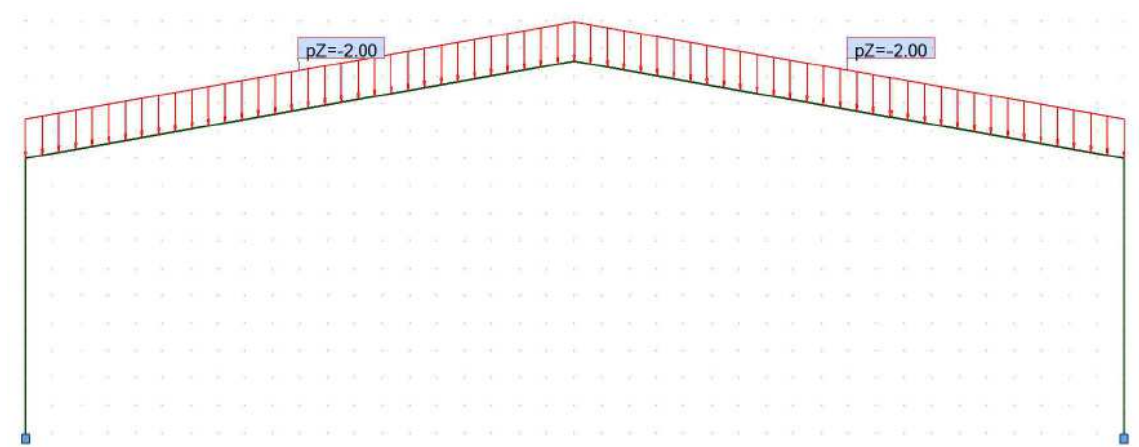
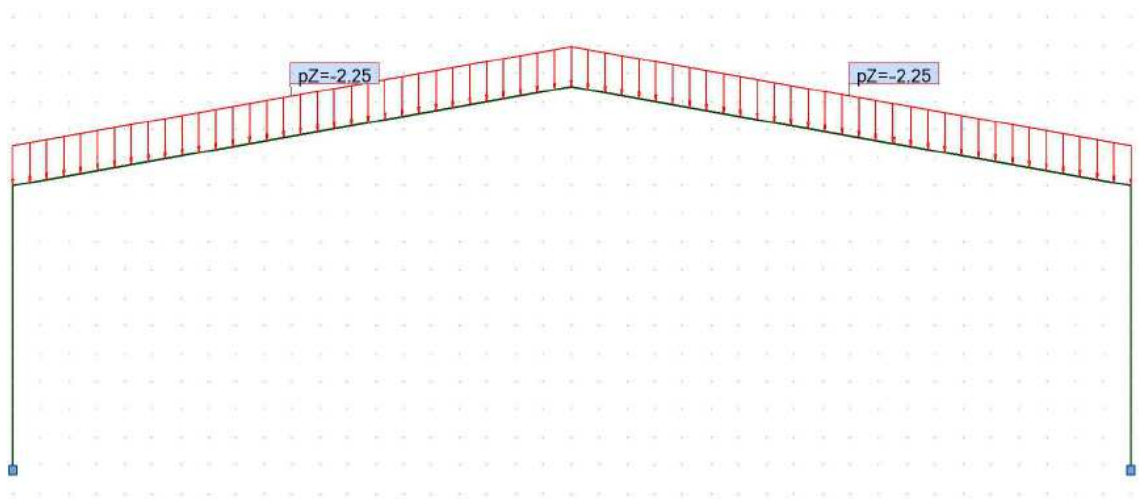
Verificação da estabilidade do reforço pelo método desenvolvido por Andrade e Camotim

M_{Ed}	435
L	4
h_0	1000
K_{w0}	3,514010314
K_{j0}	0,3593583
χ	0,436645691
$\mu_0 \lambda_{cr}$	9,920613024
M_{cr}	1060,603612
χ_{LT}	0,682483089
χ_y	0,841967774
χ_z	0,583836085
Verificação	
Condição1	0,278945913

Condição2	0,57805894
$M_{b,Rd}$ Erro! A origem da referência não foi encontrada.	689,2078868

Anexo15

Caso15



ANÁLISE GLOBAL

$$\phi = \phi_0 \alpha_h \alpha_m$$

$$\phi = 0,005 \times 0,894 \times 0,866 = 0,0029 \text{ Rad}$$

$$F_{\text{permanente}} = F_1 = 2,25 \times 40 \times 0,0029 = 0,260 \text{ KN/m}$$

$$F_{\text{variaveis}} = F_2 = 2,00 \times 40 \times 0,0029 = 0,231 \text{ KN/m}$$

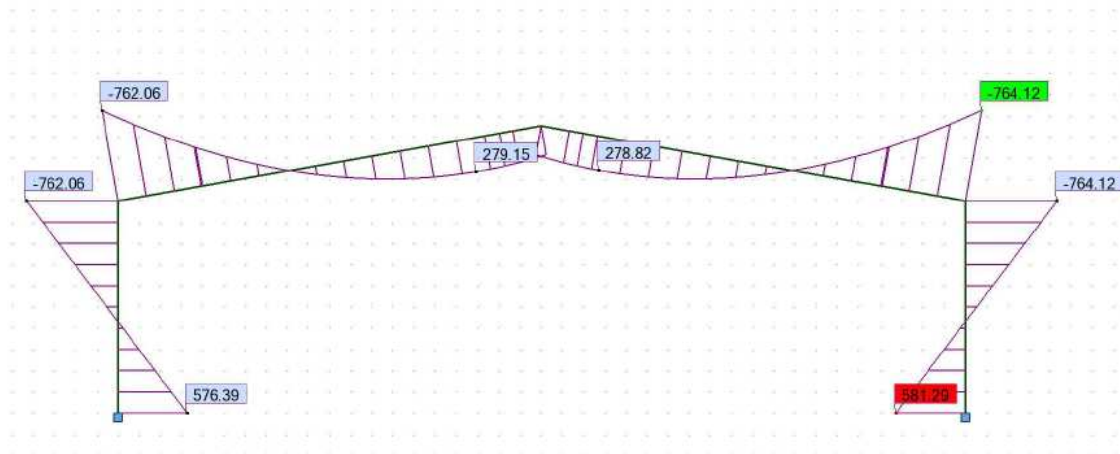
$$F_{\text{comb}} = 1,35 \times F_1 + 1,5 \times F_2 = 1,35 \times 0,260 + 1,5 \times 0,23 = 0,70 \text{ KN/m}$$

Método baseado no Eurocódigo:

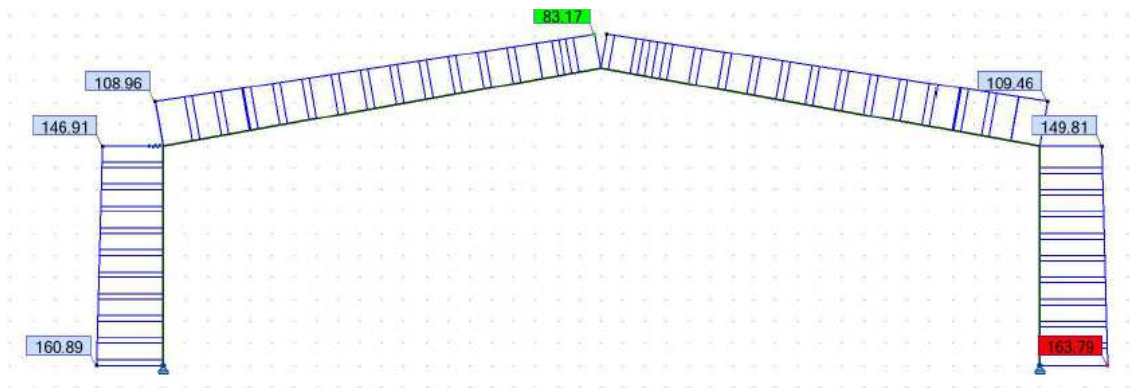
$$\alpha_{cr} = \left(\frac{0,7}{325,68} \right) \left(\frac{10}{0,52} \right) = 41 > 10 \rightarrow \text{não é necessário entrar com efeitos de 2º ordem}$$

Método utilizando um programa de cálculo, *ROBOT*:

$$\alpha_{cr} = 18,8 > 10 \rightarrow \text{não é necessário entrar com os efeitos de 2º ordem}$$



Método baseado na directriz, SCI P164 - Design of steel portal frames for Europe

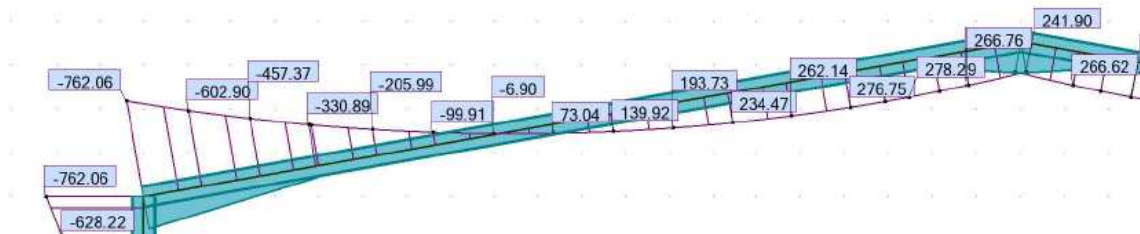


$$\frac{V_{sd}}{V_{CRN}} = \frac{1}{[1 + 0,08 \times 2,785]} \left[\frac{108,96}{2498} + (0,8 + 0,52 \times 2,785)(0 + 1) \frac{160,89}{13911} \right] = 0,057 < 0,1$$

$\rightarrow$ estrutura de nós fixos

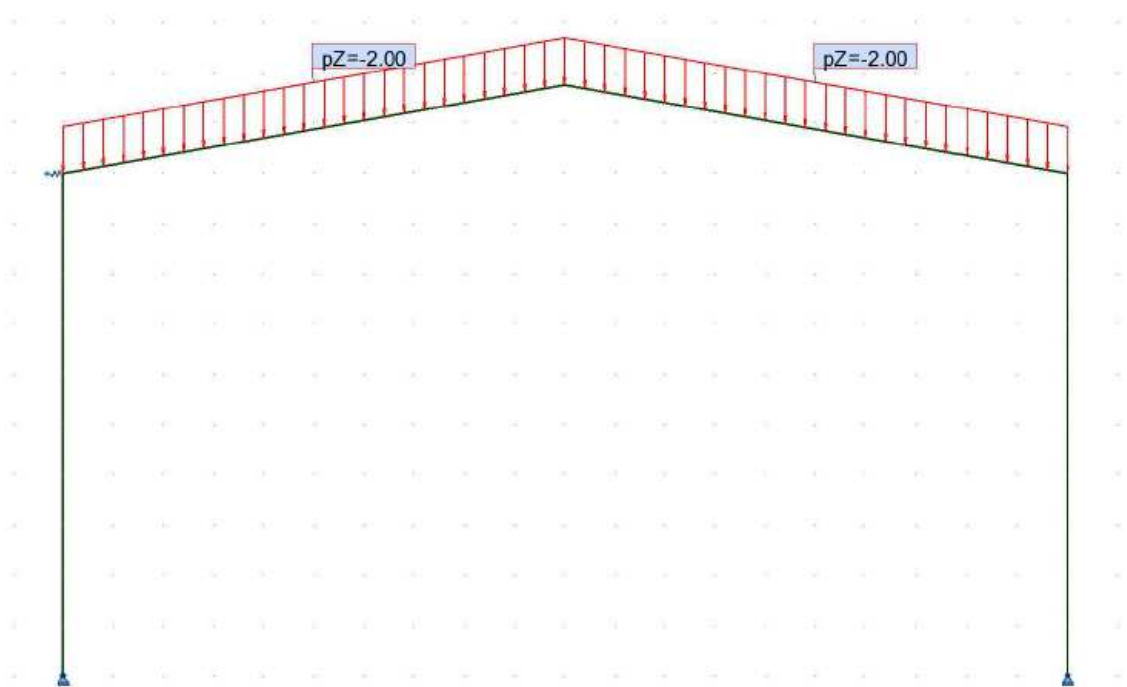
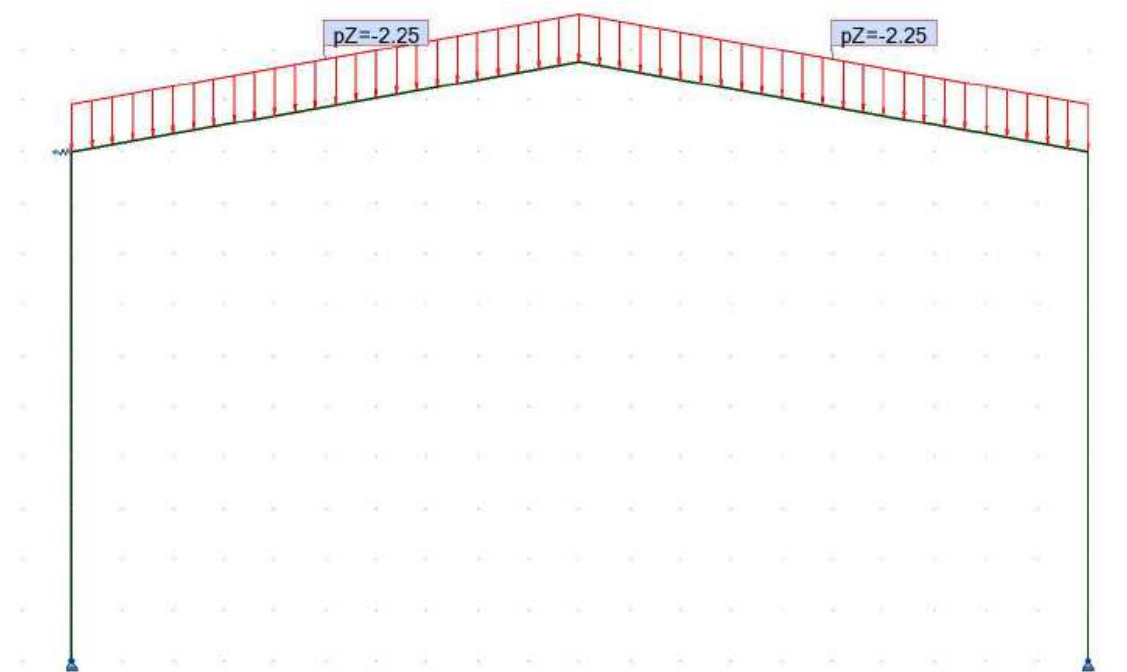
$$\alpha_{cr} = \frac{1}{0,057} = 17,6 > 10$$

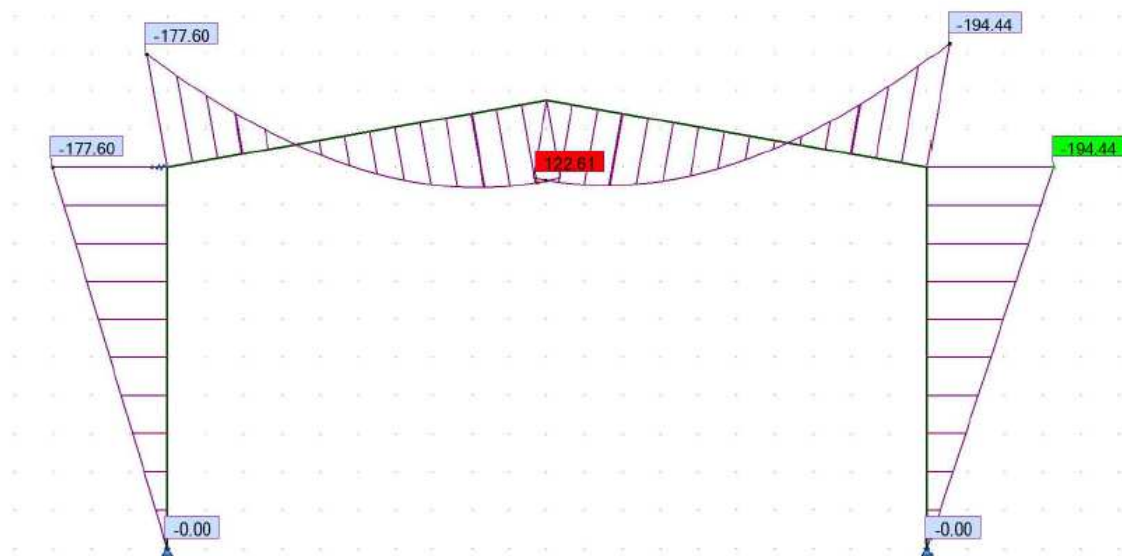
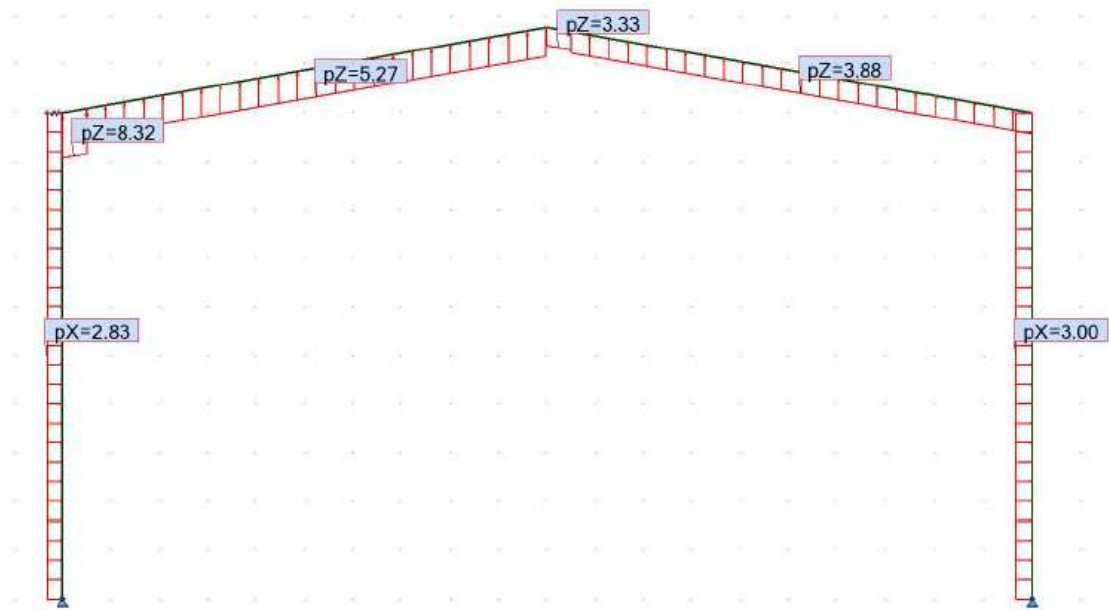
	xpos(m)	Med	Ned
A	0	-761,04	213,12
B	4,06	-325,0909553	202,819374
C	6	-158,3328	197,8974
D	8	-14,5472	192,8232
E	10	100,68	187,749
F	12	187,3488	182,6748
G	14	245,4592	177,6006
H	16	275,0112	172,5264
I	18	276,0048	167,4522
J	20,31	241,6111222	161,591499



Anexo16

Caso16





ANÁLISE GLOBAL

$$\phi = \phi_0 \alpha_h \alpha_m$$

$$\phi = 0,005 \times 0,894 \times 0,866 = 0,0029 \text{ Rad}$$

$$F_{\text{permanente}} = F_1 = 2,25 \times 20 \times 0,0029 = 0,1299 \text{ KN/m}$$

$$F_{\text{variaveis}} = F_2 = 2,00 \times 20 \times 0,0029 = 0,1155 \text{ KN/m}$$

$$F_{\text{comb}} = 1,35 \times F_1 + 1,5 \times F_2 = 1,35 \times 0,13 + 1,5 \times 0,12 = 0,35 \text{ KN/m}$$

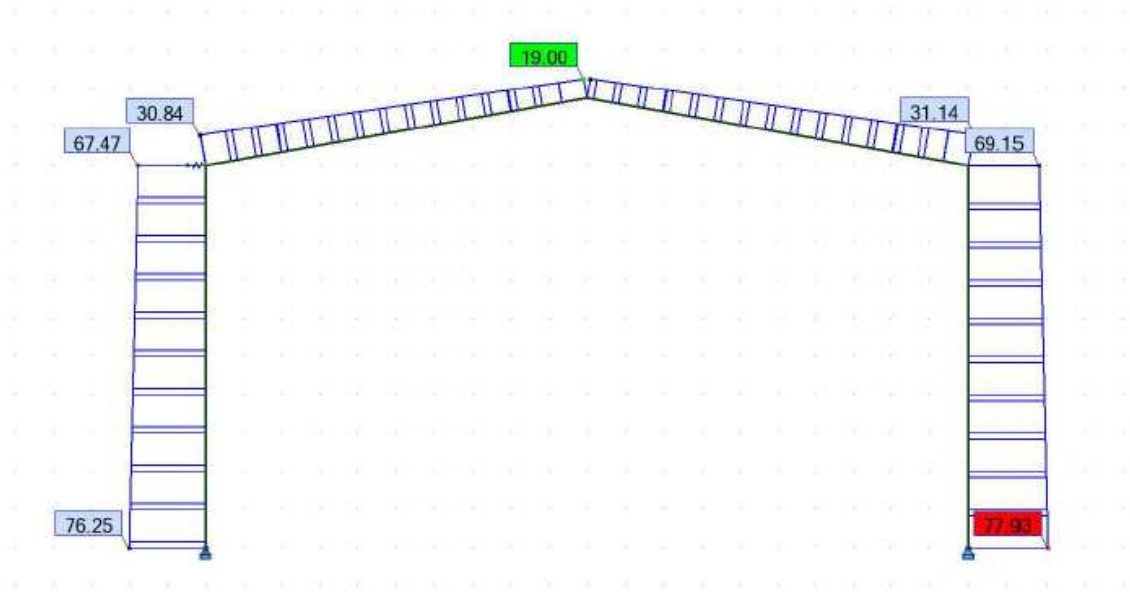
Método baseado no Eurocódigo:

$$\alpha_{cr} = \left(\frac{0,35}{154,18} \right) \left(\frac{10}{0,82} \right) = 27,7 > 10 \rightarrow \text{não é necessário entrar com efeitos de 2º ordem}$$

Método utilizando um programa de cálculo, *ROBOT*:

$$\alpha_{cr} = 26,9 > 10 \rightarrow \text{não é necessário entrar com os efeitos de 2º ordem}$$

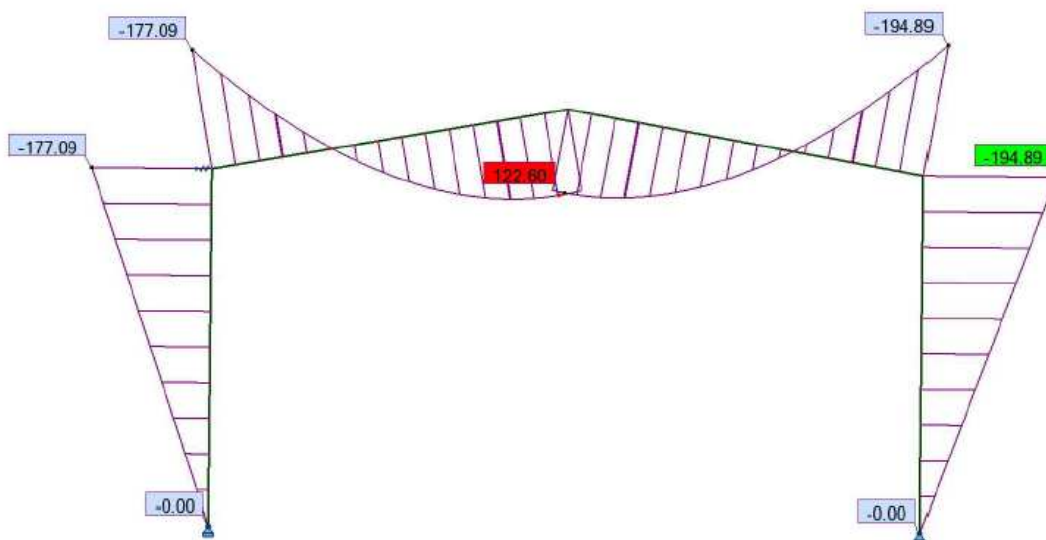
Método baseado na directriz, SCI P164 - Design of steel portal frames for Europe



$$\frac{V_{sd}}{V_{CRN}} = \frac{1}{[1 + 0,1 \times 1,965]} \left[\frac{30,84}{2493} + (2,9 + 2,7 \times 3,126)(0 + 1) \frac{76,25}{4794} \right] = 0,120 > 0,1$$

$\rightarrow$ estrutura de nós móveis

$$\alpha_{cr} = \frac{1}{0,120} = 8,33 > 10$$



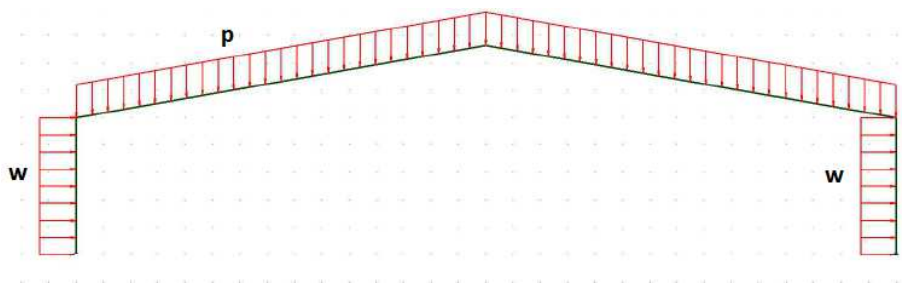
	xpos(m)	Med	Ned
A	0	-176,91	30,873
B	2,03	-62,8719263	28,511907
C	4,06	23,96573492	26,150814
D	6,09	83,60298357	23,789721
E	8,12	116,0398197	21,428628
F	10,15	121,2762433	19,067535

Anexo17

Caso17

Este caso envolve uma situação idêntica do caso de estudo anterior. Este pórtico tem 10 metros de altura e 30 metros de vão. É constituído por perfis do tipo IPE500 e IPE400 respectivamente do pilar e da viga. Ambos os elementos são de classe 1.

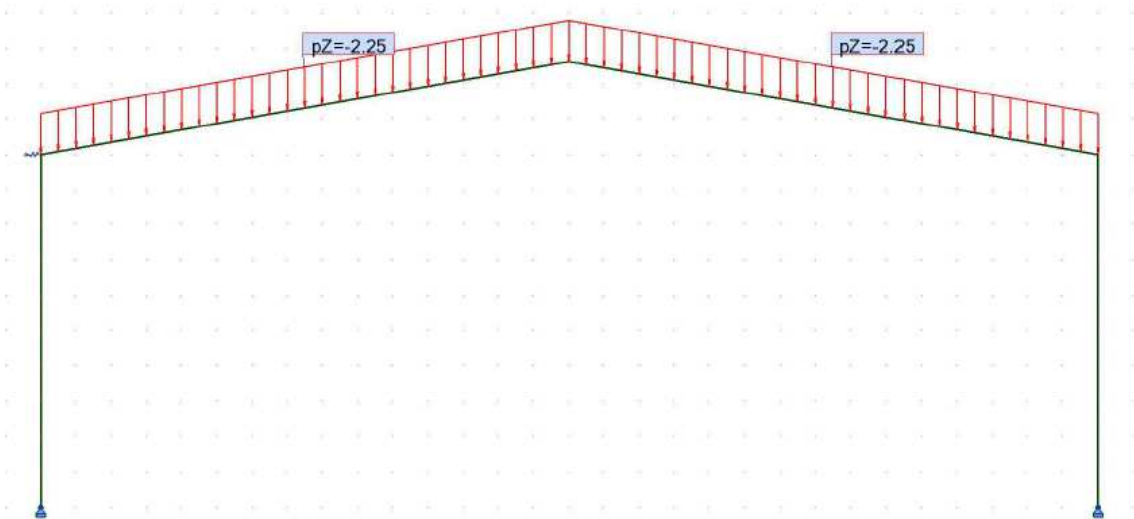
Foi colocado um apoio elástico na ligação pilar viga de maneira a limitar o deslocamento para $h/150$. Tendo em conta tudo o que foi dito no subcapítulo e depois de realizados todos os cálculos necessários, chegou-se à conclusão que a rigidez do apoio elástico a colocar será de 214,3 kN/m.

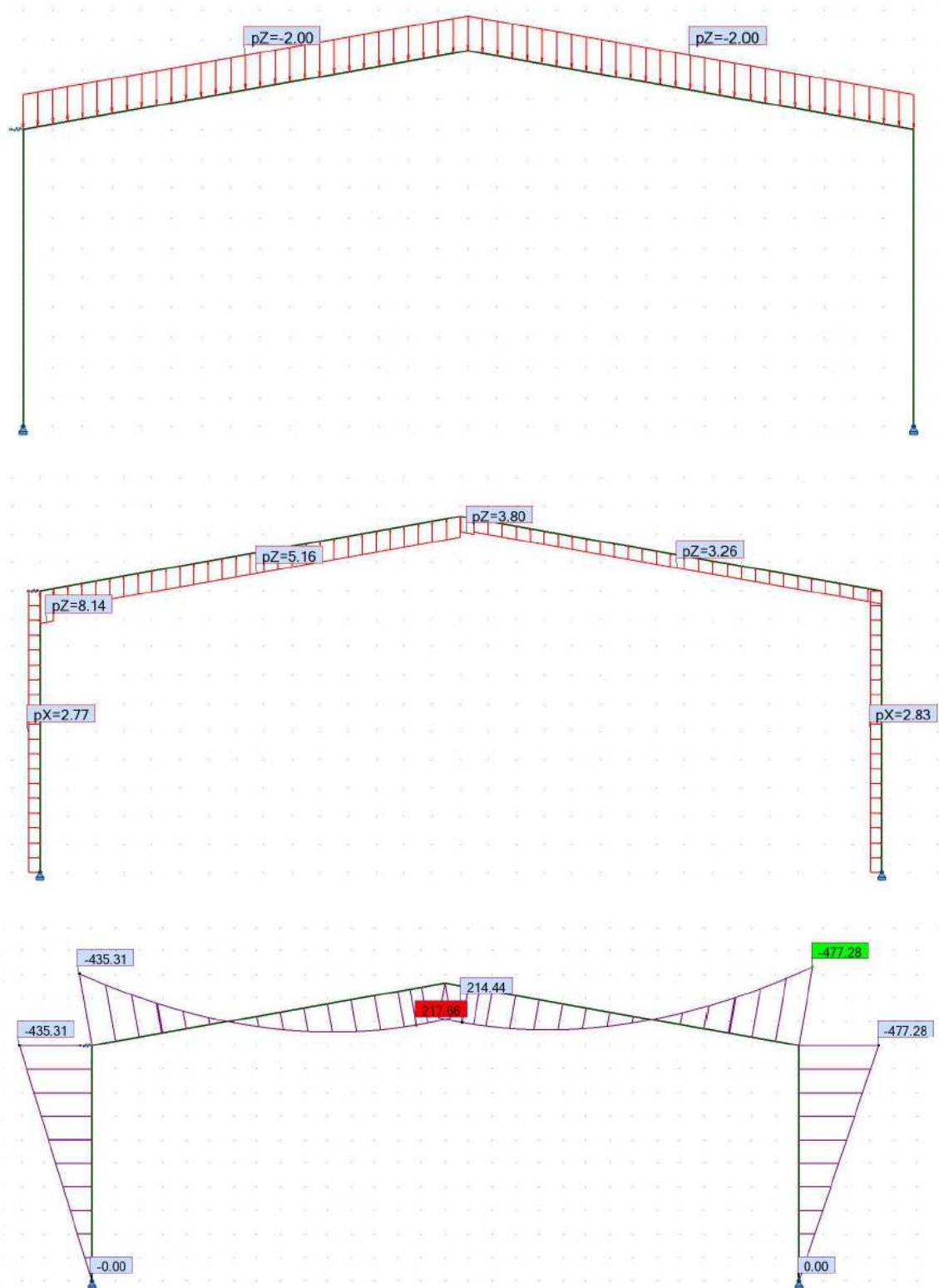


carregamento geral de um pórtico

valores máximos das forças combinadas das paredes e da cobertura

	P	w
ELU1	6,04	0
ELU2	-9,96	4,25





ANÁLISE GLOBAL

$$\phi = \phi_0 \alpha_h \alpha_m$$

$$\phi = 0,005 \times 0,894 \times 0,866 = 0,0029 \text{ Rad}$$

$$F_{\text{permanente}} = F_1 = 2,25 \times 30 \times 0,0029 = 0,194 \text{ KN/m}$$

$$F_{variaveis} = F_2 = 2,00 \times 30 \times 0,0029 = 0,173 \text{ KN/m}$$

$$F_{comb} = 1,35 \times F_1 + 1,5 \times F_2 = 1,35 \times 0,19 + 1,5 \times 0,17 = 0,52 \text{ KN/m}$$

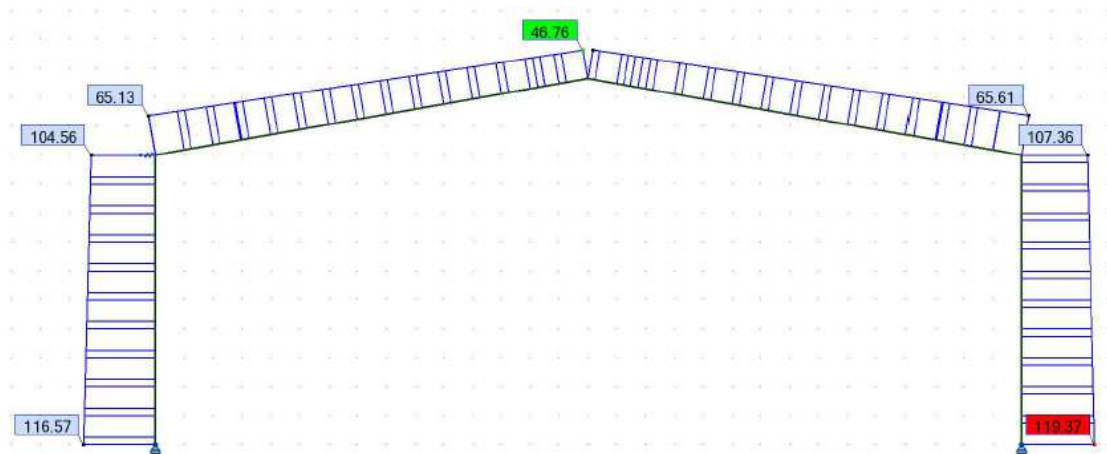
Método baseado no Eurocódigo:

$$\alpha_{cr} = \left(\frac{0,68}{235,94} \right) \left(\frac{10}{1,73} \right) = 16,7 > 10 \rightarrow \text{não é necessário entrar com efeitos de 2º ordem}$$

Método utilizando um programa de cálculo, *ROBOT*:

$$\alpha_{cr} = 15 > 10 \rightarrow \text{não é necessário entrar com os efeitos de 2º ordem}$$

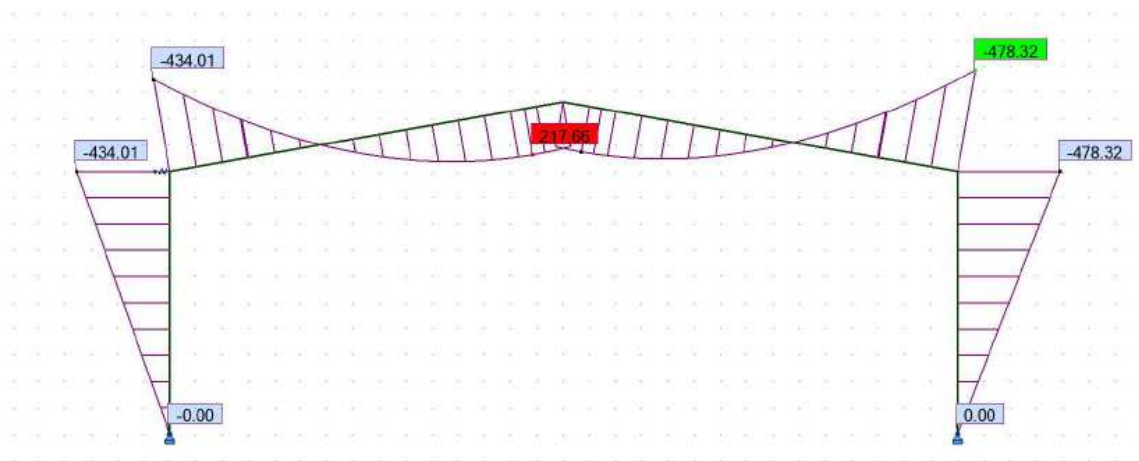
Método baseado na directriz, SCI P164 - Design of steel portal frames for Europe



$$\frac{V_{sd}}{V_{CRN}} = \frac{1}{[1 + 0,1 \times 3,126]} \left[\frac{65,13}{2130,65} + (2,9 + 2,7 \times 3,126)(0 + 1) \frac{116,57}{9990} \right] = 0,120 > 0,1$$

$\rightarrow$ estrutura de nós móveis

$$\alpha_{cr} = \frac{1}{0,120} = 8,33 > 10$$



	xpos(m)	Med	Ned
A	0	-433,42	65,2
B	3,046279876	-178,058649	61,5395901
C	5,077133126	-42,9573382	59,09931684
D	7,107986377	64,03230168	56,65904357
E	9,138839628	142,9102702	54,2187703
F	11,16969288	193,6765675	51,77849704
G	13,20054613	216,3311934	49,33822377
H	15,23139938	210,8741479	46,89795051



valores de α_{cr} do caso 17 pelos três métodos

	EC3	Robot	SCIP164
alfa	16,7	15	8,33

Verificação da resistência da secção transversal do pilar IPE500 do caso 17

Axial	
N_{Ed}	116
$N_{Pl,Rd}$	4100,25
$N_{pl,Rd} \times 0,25$	1025,063
$0,5 \times h_w \times t_w \times f_y / Y_{M0}$	847,314
Flexão	
M_{Ed}	433,58
M_{Pl}	778,87

verificação da resistência da secção transversal da viga IPE400 do caso 17

Axial	
N_{Ed}	65
$N_{Pl,Rd}$	2998,33
$N_{pl,Rd} \times 0,25$	749,5825
$0,5 \times h_w \times t_w \times f_y / Y_{M0}$	569,3845
Flexão	
M_{Ed}	217,66
M_{Pl}	463,985

verificação da estabilidade do pilar IPE500 do caso 17

M_{Ed}	303,51	433,58
$M_{z,Ed}$	0,00	0
N_{Rk}	4100,25	4771,2
M_{Rk}	778,87	989,385
χ_y	0,87270246	0,894388237
χ_z	0,186275397	0,19729135
M_{cr}	595,5603456	1561,402422
χ_{LT}	0,509663516	0,780153007
Verificação		
Condição1	0,520772273	0,489771775
Condição2	0,891635068	0,763532319
Erro! A origem da referência		

não foi encontrada.

$M_{b,Rd}$	396,9616227	607,6377728
------------	-------------	-------------

Verificação da estabilidade da viga IPE400 do caso 17

	Distância entre travamentos (m)					
	3,05-5,08	5,08-7,11	7,11-9,14	9,14-11,17	11,17-13,2	13,2-15,23
$M_{Ed}(KN.m)$	178,1	64,03230168	110,38	154,26	170	170
χ_y	0,523777322	0,523777322	0,523777322	0,523777322	0,523777322	0,523777322
χ_z	0,802717331	0,802717331	0,802717331	0,802717331	0,802717331	0,802717331
$M_{cr}(KN.m)$	2178,179745	3677,720434	1923,110983	1626,961468	1499,310531	1438,347443
$W_y(cm^3)$	1307	1307	1307	1307	1307	1307
χ_{LT}	0,900869828	0,943490163	0,88809682	0,868826346	0,858397129	0,852815563
Verificação						
Condição1	0,2207235	0,102952701	0,18735954	0,243600572	0,269997694	0,271493907
Condição2	0,451375766	0,171524385	0,372646274	0,506110699	0,568782476	0,572388694
$M_{b,Rd}$	417,9900873	437,7652834	412,0636032	403,122392	398,283392	395,6936291

verificação da estabilidade do reforço pelo método do EC3

M_{Ed}	434
$h_{meia altura}$	600
$M_{z,Ed}$	0
N_{Rk}	3136,404287
M_{Rk}	796,1727248
χ_y	0,807172664
χ_z	0,583836085
M_{cr}	1333,894542
χ_{LT}	0,741211894
Verificação	
Condição1	0,327209258
Condição2	0,765739857
$M_{b,Rd}$	590,1326934

verificação da estabilidade do reforço pelo método desenvolvido por Andrade e Camotim

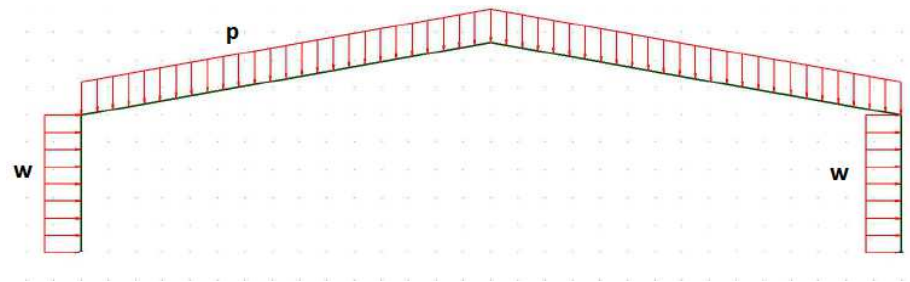
M_{Ed}	434
----------	-----

L	3
h_0	800
K_{w0}	3,563951208
K_{j0}	0,363333079
χ	0,410822411
$\mu_0 \lambda_{cr}$	13,01043779
M_{cr}	1395,269054
χ_{LT}	0,718906736
χ_y	0,807172664
χ_z	0,583836085
Verificação	
Condição1	0,23066245
Condição2	0,534851559
$M_{b,Rd}$	853,7796939

Anexo18

Caso18

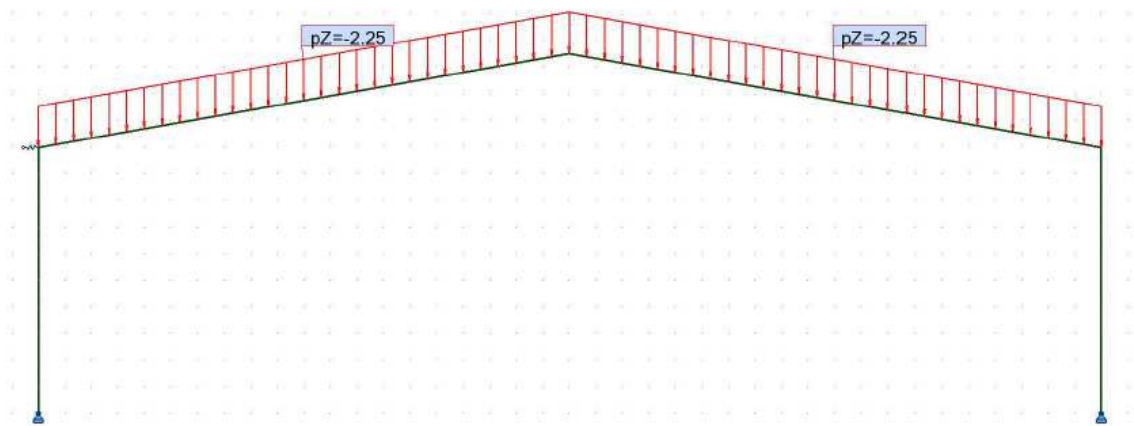
O presente caso de estudo é equivalente aos casos de estudo dos subcapítulos com um vão de 40 metros. Tendo em conta que este pórtico é um dos pórticos intermédios de um pavilhão com os pórticos de extremidade mais rígidos, é necessário numa análise 2D a colocação de um apoio elástico na extremidade do pilar. Neste caso a rigidez da mola é de 131,37 KN/m Este pórtico é constituído por perfis do tipo IPE600 e IPE500 respectivamente do pilar e da viga.

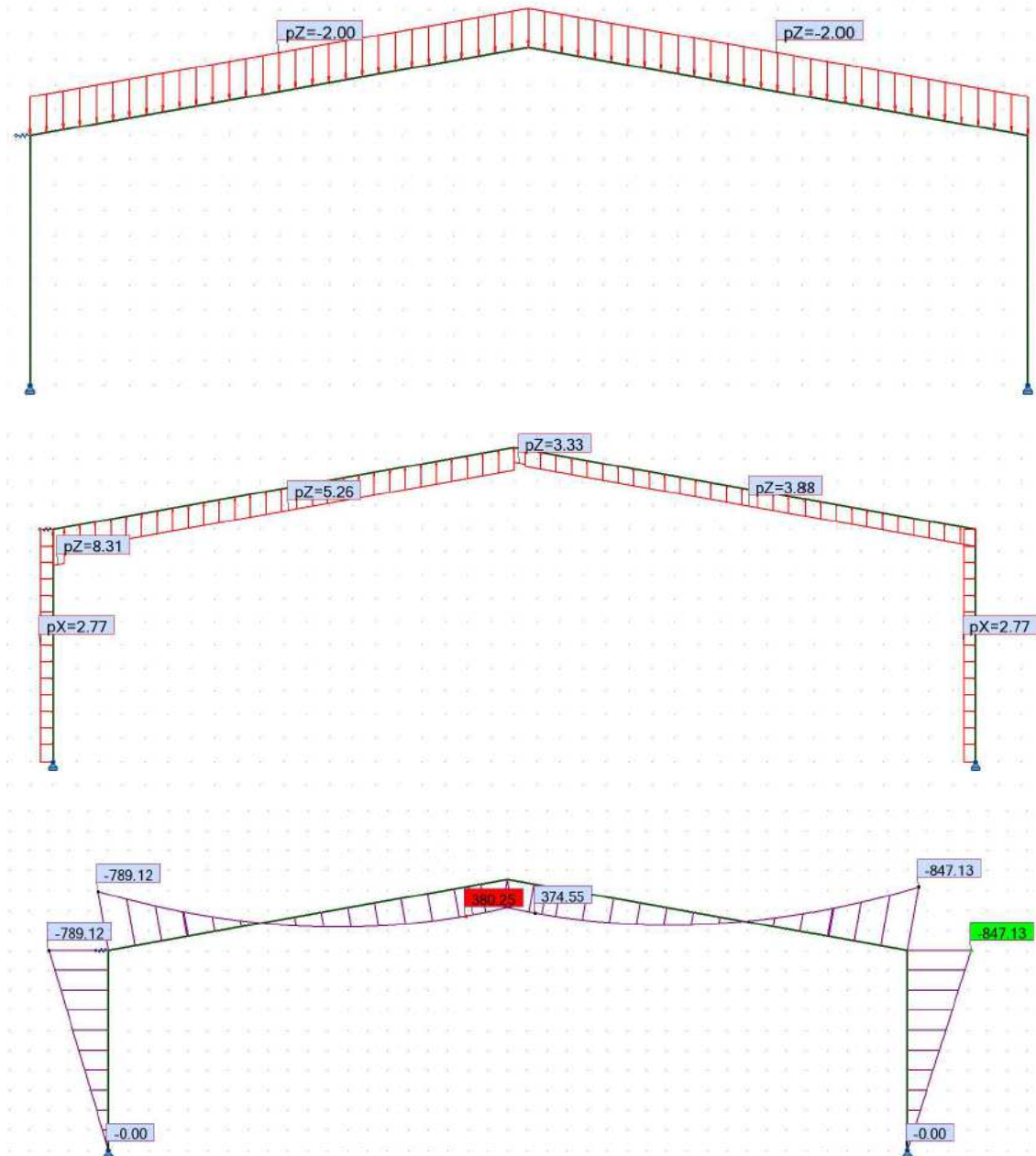


carregamento geral de um pórtico

valores máximos das forças combinadas nas paredes e na cobertura

	P	w
ELU1	6,04	0
ELU2	--10,22	4,16





ANÁLISE GLOBAL

$$\phi = \phi_0 \alpha_h \alpha_m$$

$$\phi = 0,005 \times 0,894 \times 0,866 = 0,0029 \text{ Rad}$$

$$F_{\text{permanente}} = F_1 = 2,25 \times 40 \times 0,0029 = 0,260 \text{ KN/m}$$

$$F_{\text{variaveis}} = F_2 = 2,00 \times 40 \times 0,0029 = 0,231 \text{ KN/m}$$

$$F_{\text{comb}} = 1,35 \times F_1 + 1,5 \times F_2 = 1,35 \times 0,260 + 1,5 \times 0,23 = 0,70 \text{ KN/m}$$

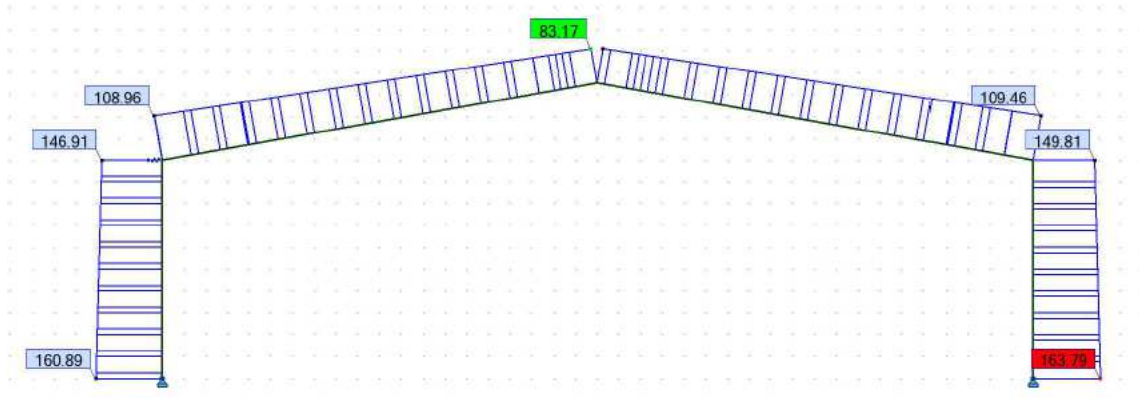
Método baseado no Eurocódigo:

$$\alpha_{cr} = \left(\frac{0,70}{324,68} \right) \left(\frac{10}{1,7} \right) = 12,7 > 10 \rightarrow \text{n\~{a}o \acute{e} necess\'{a}rio entrar com efeitos de 2^\text{o} ordem}$$

M\'{e}todo utilizando um programa de c\'{a}lculo, *ROBOT*:

$$\alpha_{cr} = 10,5 > 10 \rightarrow \text{n\~{a}o \acute{e} necess\'{a}rio entrar com os efeitos de 2^\text{o} ordem}$$

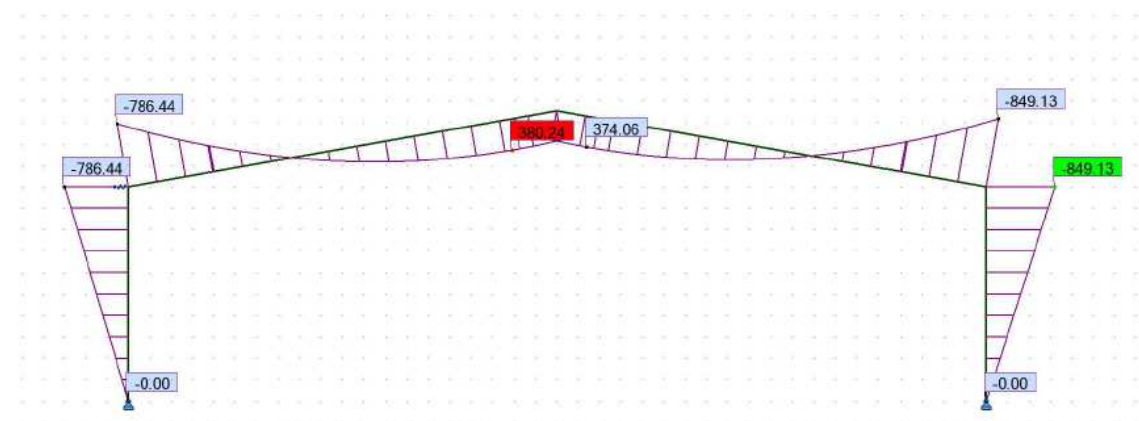
M\'{e}todo baseado na directriz, SCI P164 - Design of steel portal frames for Europe



$$\frac{V_{sd}}{V_{CRN}} = \frac{1}{[1 + 0,1 \times 2,785]} \left[\frac{108,96}{2498} + (2,9 + 2,7 \times 2,785)(0 + 1) \frac{160,89}{13911} \right] = 0,123 > 0,1$$

$\rightarrow$ estrutura de n\'os m\'oveis

$$\alpha_{cr} = \frac{1}{0,123} = 8,13 > 10$$



	xpos(m)	Med	Ned
A	0	-784,85	109,12
B	4,06	-320,036004	103,991408
C	6	-139,4864	101,5408
D	8	18,5164	99,0144

E	10	147,96	96,488
F	12	248,8444	93,9616
G	14	321,1696	91,4352
H	16	364,9356	88,9088
I	18	380,1424	86,3824
J	20,31	362,1639726	83,464408

valores de α_{cr} do caso 17 pelos três métodos

	EC3	Robot	SCIP164
alfa	12,7	10,5	8,13

verificação da resistência seccional do pilar IPE600

Axial	
N_{Ed}	160,71
$N_{Pl,Rd}$	4164,15
$N_{pl,Rd} \times 0,25$	1041,038
$0,5 \times h_w \times t_w \times f_y / Y_{M0}$	823,671
Flexão	
M_{Ed}	789,12
M_{Pl}	878,625

verificação da resistência seccional da viga IPE500

Axial	
N_{Ed}	380,24
$N_{Pl,Rd}$	4100,25
$N_{pl,Rd} \times 0,25$	1025,063
$0,5 \times h_w \times t_w \times f_y / Y_{M0}$	847,314
Flexão	
M_{Ed}	217,66
M_{Pl}	778,87

Verificação da estabilidade do pilar IPE600 do caso 18

M_{Ed}	549,59	785,13
$M_{Z,Ed}$	0,00	0,00
N_{Rk}	5538	5538
M_{Rk}	1246,76	1246,76
χ_y	0,91102054	0,91102054
χ_z	0,214200585	0,695412475
M_{cr}	1067,625202	2907,570381
χ_{LT}	0,546874548	0,808593149
Verificação		
Condição1	0,518041193	0,501519641
Condição2	0,874536956	0,813441404
$M_{b,Rd}$	681,8213119	1008,121595

verificação da estabilidade da viga IPE500 do caso 18

	Distância entre travamento							
	4,06-6	6,0-8,0	8-10,0	10,0-12,0	12,0-14,0	14,0-16,0	16,0-18	18-20,31
$M_{Ed}(KN.m)$	178,1	139,49	147,96	248,84	364	321,17	380	380
χ_y	0,4664	0,4664	0,4664	0,4664	0,4664	0,4664	0,4664	0,4664
χ_z	0,7942	0,7942	0,7942	0,7942	0,7942	0,7942	0,7942	0,7942
$M_{cr}(KN.m)$	3872,4	5394,141	4627,597	3526,352	3184,108	3064,484	2876,965	2891,745
$W_y(cm^3)$	2194	2194	2194	2194	2194	2194	2194	2194
χ_{LT}	0,8163	0,864918	0,844195	0,799889	0,886607	0,882375	0,87510	0,8757100
Verificação								
Condição1	0,312	0,1781885	0,186357	0,180303	0,295514	0,335544	0,337633	0,3376337
Condição2	0,547	0,2521779	0,270530	0,257787	0,510172	0,597921	0,602650	0,6026501
$M_{b,Rd}$ Erro!								
A origem da referência não foi encontrad								
a.	1295	1372,8029	1339,910	698,8658	690,5517	687,2559	681,5938	681,59381

Verificação da estabilidade do reforço pelo método do EC3

M_{Ed}	785,13
$h_{meia\ altura}$	750
$M_{Z,Ed}$	0
N_{Rk}	4022,839287
M_{Rk}	1350,2344
χ_y	0,827065721
χ_z	0,473215848
M_{cr}	1553,059164
χ_{LT}	0,68432462
Verificação	
Condição1	0,394951329
Condição2	0,906076555
$M_{b,Rd}$	793,1336338

Verificação da estabilidade do reforço pelo método desenvolvido por Andrade e Camotim

M_{Ed}	434
L	3
h_0	800
K_{w0}	3,402349281
K_{j0}	0,339817474
χ	0,407767094
$\mu_0 \lambda_{cr}$	12,52069486
M_{cr}	2286,683315
χ_{LT}	0,756816744
χ_y	0,807172664
χ_z	0,473215848
Verificação	
Condição1	0,244965762
Condição2	0,552724397
$M_{b,Rd}$	1293,540014