



UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO
Escola Politécnica
Curso de Engenharia Civil
Departamento de Mecânica Aplicada e Estruturas

ANÁLISE DE EDIFÍCIO DE PEQUENO PORTE ESTRUTURADO COM PERFIS DE
CHAPA FINA DE AÇO FORMADOS A FRIO

NUNO FERREIRA OLIVEIRA SOARES

Projecto de Final de curso apresentado ao corpo docente do Departamento de Mecânica Aplicada e Estruturas da Escola Politécnica da Universidade Federal do Rio de Janeiro, como requisito para obtenção do título de Engenheiro Civil.

Aprovado por:

Silvio de Souza Lima
Prof. Adjunto, D.Sc., EP/UFRJ (Orientador)

Sérgio Hampshire de Carvalho Santos
Prof. Adjunto, D.Sc., EP/UFRJ

Michèle Schubert Pfeil
Profa. Adjunta, D.Sc., EP/UFRJ

Julho/2005

AGRADECIMENTOS

Aos meus pais e irmã, pelo amor atenção e carinho dedicados durante a realização deste trabalho.

Em especial, ao meu avô Ângelo Soares por me ter proporcionado esta experiência.

Ao Prof. Eduardo Miranda Batista pela orientação acadêmica, pela sugestão do tema e como principal orientador deste trabalho, que por motivo de viagem ficou impossibilitado de participar na defesa.

Ao Prof. Sílvio de Souza Lima, pela orientação e partilha de conhecimentos.

Ao amigo Rodrigo Vasconcelos amizade e paciência.

Índice

1 – Descrição dos Objectivos e Resumo	1
1.1 – Descrição dos Objectivos	1
1.2 – Resumo	1
2 – Introdução	3
2.1 – Descrição do Edifício	3
2.2 – Painéis “Steel-Frame”	5
2.3 – Efeitos dos Sismos	5
3 – Verificação de Segurança nos Estados Limite Últimos	7
3.1 – Cargas Permanentes e Sobrecargas	7
3.2 – Combinações Fundamentais	8
4 - Solução Original	11
4.1 - Descrição da Solução Original	11
4.2 - Modelação da Solução Original	16
4.3 - Frequências Próprias e Modos de Vibração – Solução Original	22
4.4 - Análise Estática – Método de Rayleigh Simplificado	26
4.5 - Análise dos Esforços de Elementos Estruturais Devidos à Acção Sísmica	29
4.6 - Acção do Vento	36
5 - Solução Proposta	44
5.1 - Descrição da Solução Proposta	44
5.2 - Modelação da Solução Proposta	56
5.3 - Frequências Próprias e Modos de Vibração – Solução Proposta	61
5.4 - Análise dos Esforços de Elementos Estruturais Devidos à Acção Sísmica	65
6 – Memórias de Cálculo	69
6.1 – Materiais	69

6.2 – Generalidades – Esforços Resistentes	70
6.3 – Elementos Estruturais do Sistema Original	75
6.4 - Elementos Estruturais do Sistema Proposto	91
7 – Conclusões	104
8 – Referências	106

1 - Descrição dos Objectivos e Resumo

1.1 - Descrição dos Objectivos

Este trabalho surgiu no seguimento da tese de mestrado de Pereira Junior [3] e consiste numa avaliação do desempenho estrutural de um edifício, através de uma análise dinâmica tridimensional (recorrendo ao programa de cálculo automático SAP2000), quando sujeito à acção sísmica apresentada no regulamento português, RSA-Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes [10].

Na ausência de normalização brasileira específica, pretende-se com este trabalho contribuir para uma futura normalização anti-sísmica brasileira.

Para o mesmo edifício estudado foram avaliadas duas soluções estruturais, ambas constituídas por perfis metálicos de chapa dobrada:

- A primeira, já implementada no Estado de São Paulo, caracteriza-se por um sistema tipo pórtico nas duas direcções com contraventamentos diagonais nas empenas laterais em uma das direcções;
- A segunda solução é proposta na tese de Pereira Junior [3] e consiste na integração de painéis de parede estruturais do tipo “Steel-Frame” num sistema tipo pórtico semelhante ao da solução original.

1.2 - Resumo

Numa primeira parte, procedeu-se à modelação e análise da solução original do edifício no programa de cálculo automático, onde se pôde obter algumas características do comportamento dinâmico do mesmo (frequências, modos de vibração, coeficientes de participação modal, etc.).

De seguida, compararam-se os resultados obtidos para as frequências fundamentais com os resultados por um método analítico (Método de Rayleigh Simplificado – Análise estática), proposto pelo RSA [10].

Numa outra fase, definiram-se as acções sísmicas preconizadas pelo regulamento (RSA [10]), e analisaram-se os esforços em vários elementos da estrutura.

Estudou-se, depois, a acção do vento sobre a estrutura, também de acordo com o RSA [10], e compararam-se os esforços desta acção com os esforços da acção sísmica.

Seguidamente procedeu-se à análise do sistema estrutural proposto efectuando-se o mesmo tipo de análise da solução original exceptuando a análise estática de acordo com o Método de Rayleigh Simplificado e a comparação dos esforços resultantes da acção do vento.

Por fim, compararam-se os resultados obtidos nas análises anteriores e realizou-se uma breve conclusão do trabalho.

2 - Introdução

2.1 - Descrição do edifício

O edifício apresentado neste trabalho é uma solução para habitação popular desenvolvido pela CDHU (Companhia de Desenvolvimento Habitacional do Estado de São Paulo). Este tipo de edificações visa responder às necessidades que a sociedade brasileira enfrenta relativamente às condições de habitação da população carente. Constituem assim uma medida de substituição dos grandes complexos de favelas existentes nas periferias das grandes cidades brasileiras, por conjuntos habitacionais de grande escala munidos de toda a infra-estrutura básica, capaz de garantir as condições essenciais de habitabilidade da população mais carente da sociedade brasileira.

Para responder a esta necessidade, este tipo de empreendimentos têm de respeitar duas características fundamentais, o baixo custo e a rapidez de execução.

A solução original deste edifício é já uma solução industrializada com grandes ganhos de rapidez de execução em relação às edificações tradicionais em betão. O objectivo da tese de mestrado de Pereira Junior [3] foi estudar uma melhoria da solução industrializada original recorrendo a uma solução constituída por painéis de “Steel-Frame”. Esse estudo revelou uma melhoria significativa, na ordem dos 20%, da rapidez de execução.

Neste trabalho foram estudados os dois tipos de sistemas estruturais; numa primeira análise apresenta-se um estudo da solução original, constituída por um sistema de pórticos e contraventamentos; seguidamente é estudada a proposta apresentada na tese de mestrado de Pereira Junior [3], proposta esta que consiste na introdução de painéis “Steel-Frame”. Este estudo consiste numa análise e respectiva caracterização dinâmica das estruturas, com o recurso ao programa de cálculo automático SAP2000, e numa verificação de segurança das estruturas sujeitas à acção sísmica de acordo com o regulamento português, RSA [10].

Ambos os sistemas são constituídos por perfis metálicos de chapa dobrada e para o cálculo dos esforços resistentes destes perfis foi utilizada a norma brasileira [6].

O edifício estudado é um edifício de pequeno porte, com utilização residencial ou comercial. O edifício é composto por um conjunto de dois blocos, com cinco pisos tipo. A altura entre pisos é de 2,5 metros e cada bloco possui dois apartamentos por andar, e as ligações entre os andares e os blocos são feitas por uma escadaria e um corredor que estão localizados entre os dois blocos.

A geometria em planta e a nomeação dos seus elementos estruturais é apresentada na figura 2.1 e é idêntica para as duas soluções estruturais.

A “Viga 2500A”, por exemplo, é uma viga do tipo A (definido pelo comprimento e condições de apoio), e pertencente ao piso com altura de 2500 mm.

O Pilar “P1A” é definido pela intersecção dos pórticos “YZ1” e “XZA”.

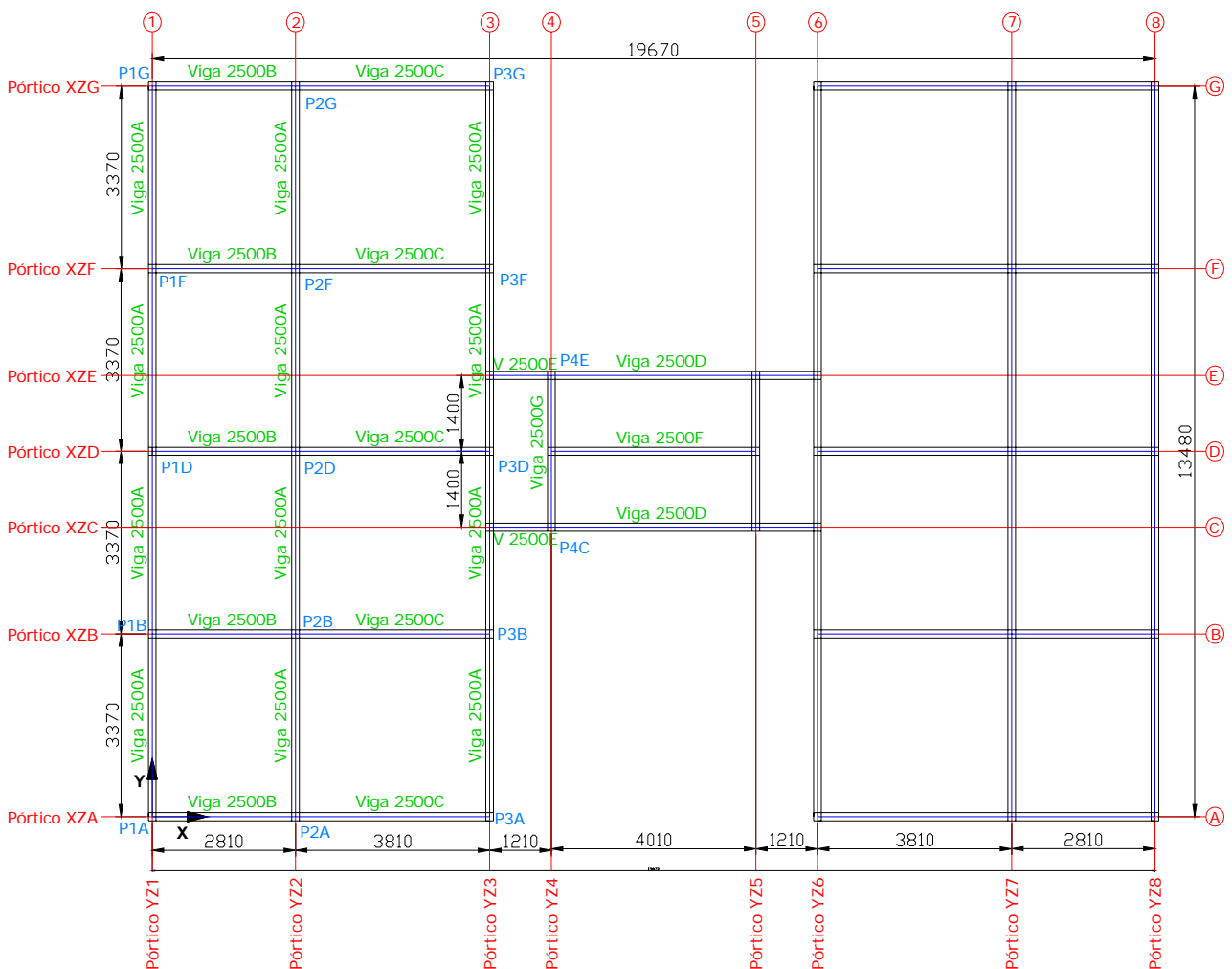


Figura 2.1 – Planta do edifício e nomeação dos elementos estruturais

2.2 - Painéis “Steel-Frame”

O sistema “Steel-Frame” é constituído por 3 tipos de subestruturas: os pisos estruturais, as paredes estruturais e o sistema de cobertura.

As subestruturas de piso são compostas por vigas apoiadas sobre as paredes estruturais, vencendo os vãos entre elas.

Outras subestruturas do sistema construtivo “Steel-Frame” são as paredes estruturais. Essas paredes são compostas por montantes, que suportam as vigas de piso. A disposição destes elementos está associada à arquitectura dos edifícios. As paredes estruturais “Steel-Frame” também podem trabalhar como se fossem paredes diafragmas, conferindo assim uma maior rigidez à estrutura sujeita a esforços no seu próprio plano. Este tipo de paredes estruturais confere um contraventamento bastante eficaz a acções como o vento e, como é estudado neste trabalho, à acção sísmica.

Por último, tem-se a subestrutura de cobertura. Basicamente, essas subestruturas são compostas de treliças e/ou caibros vencendo os vãos de telhado.

No projecto das edificações, é comum a prática de se atribuir um sistema de travamento horizontal capaz de resistir aos carregamentos de vento e aos carregamentos devidos à acção dos sismos. Os sistemas de pisos “Steel-Frame” e de paredes estruturais podem também ser utilizados para desempenhar essa função nas estruturas desde que, adequadamente conectados à estrutura principal, tornando-se capazes de resistir a tais esforços. O uso destes elementos estruturais, pode eliminar a necessidade do dimensionamento de sistemas de contraventamento independentes para as estruturas.

2.3 - Efeitos dos Sismos

Os sismos podem ocorrer em qualquer região da Terra, entretanto são mais frequentes e intensos nas regiões próximas ao bordo das chamadas placas tectónicas.

Os sismos são movimentos de vibração aleatórios que ocorrem como consequência à libertação da energia contida no interior da terra. Esta energia provoca o movimento de parcelas da crosta terrestre assim como erupções vulcânicas. Estes dois fenómenos

podem estar ambos associados à ocorrência dos sismos. Geralmente, os grandes sismos estão associados ao primeiro dos fenómenos referidos, o movimento de parcelas da crosta terrestre.

Hoje em dia já se conhece bastante sobre o mecanismo de geração dos sismos e o porquê da sua localização. Todavia não é ainda possível fazer previsões sobre quando, aonde e com que grandeza se fará sentir o próximo sismo.

São muitos os exemplos de sismos com carácter de catástrofe em todo mundo e ao longo dos tempos. Recentemente, devido ao sismo de Sumatra, na Indonésia, naturalmente associado ao Tsunami por ele causado, em 2004, morreram mais de 200.000 pessoas; no sismo ocorrido na Índia ocidental, em Gujarat, em Janeiro de 2001, morreram 20 mil pessoas; e no sismo da Turquia pereceram 20 mil pessoas em Agosto de 1999.

Uma das grandes causas de mortes aquando da ocorrência de um sismo é a incapacidade das estruturas resistirem a este tipo de acção. É, então, de maior importância que a prevenção deste tipo de catástrofes se exerça na fase de concepção estrutural do edifício.

As vibrações do solo provocadas por um sismo são transmitidas à estrutura durante a sua ocorrência. Estas vibrações induzem à estrutura esforços que podem ser quantificados através de um sistema de forças equivalentes horizontais.

Os valores característicos da acção dos sismos são quantificados em função da sismicidade da zona. Portugal, por exemplo, está dividido em 4 zonas de sismicidade e a influência da sismicidade é traduzida através de um coeficiente de sismicidade. Neste trabalho optou-se por analisar a situação mais desfavorável correspondente à zona de Lisboa e o Sul do país.

3 – Verificação de Segurança nos Estados Limite Últimos

Como foi referido no capítulo anterior, o objectivo principal deste trabalho é avaliar o comportamento de dois sistemas estruturais de um edifício quando sujeitos à acção sísmica referida no regulamento português (RSA) [10].

Assim, não se tratando de um projecto de estruturas, não se procedeu à análise dos elementos estruturais para a combinação em que a sobrecarga é a acção de base. Por essa mesma razão, não se efectuou qualquer verificação de estados limite de utilização.

Neste documento também é feita uma análise à acção do vento (de acordo com o RSA [10]) com o intuito de comparar e concluir sobre o carácter mais desfavorável da acção sísmica.

Este capítulo tem como finalidade descrever, sumariamente, os critérios de verificação de segurança aos estados limite últimos destas duas acções apresentados no RSA [10].

3.1 – Cargas Permanentes e Sobrecargas

Cargas Permanentes

Segundo Pereira Junior [3], as lajes de pavimento apresentam uma espessura de 100 mm e são em betão armado e o seu peso próprio é de $2,5 \text{ kN/m}^2$.

Na consideração das restantes cargas permanentes admitiu-se um valor de $1,5 \text{ kN/m}^2$, respeitante a acabamentos do piso.

Para contabilizar o peso das paredes de alvenaria, e admitindo a possibilidade de futuras alterações na disposição destas, optou-se por distribuir o peso na área do pavimento. Assim, e de acordo com o projecto de arquitectura, na área de maior concentração de paredes calculou-se o peso destas (admitindo tijolo furado de 15 cm de espessura e um valor de $14,5 \text{ kN/m}^3$ para o seu peso volúmico) e distribuiu-se na área correspondente. O valor do peso distribuído das paredes de alvenaria utilizado foi de $5,5 \text{ kN/m}^2$.

Contabilizando todas as cargas permanentes, referente à solução original, nos primeiros quatro pisos tem-se uma carga distribuída de $9,5 \text{ kN/m}^2$. No piso de cobertura, não se contabilizou o valor das restantes cargas permanentes e o peso das paredes de alvenaria, tomando-se apenas o peso distribuído correspondente à laje de betão, $2,5 \text{ kN/m}^2$.

Na segunda solução estrutural estudada as paredes de alvenaria foram substituídas por paredes estruturais de “Steel-Frame”. Neste caso também se recorreu a um peso distribuído para a contabilização dos esforços devidos a esta carga permanente. O peso das paredes, distribuído ao nível do piso, toma o valor de $0,154 \text{ kN/m}^2$.

Assim, carga distribuída considerada, correspondente às cargas permanentes nos primeiros 4 pisos da solução proposta, foi de $4,154 \text{ kN/m}^2$. No piso de cobertura, as considerações são idênticas às da solução original sendo a carga distribuída de $2,5 \text{ kN/m}^2$.

É importante salientar que, devido à falta de informação necessária sobre equipamentos complementares do edifício tais como reservatório de água, por exemplo, não foram consideradas cargas adicionais. Este aspecto é da maior importância e neste trabalho optou-se pela não consideração destes equipamentos que devem ser abordados em situações de projecto.

Sobrecarga

Em relação às sobrecargas adoptadas, de acordo com o regulamento português (RSA) [10], admitiu-se nos primeiros quatro pisos a condição de *habitação em que a compartimentação esteja perfeitamente definida e em que os compartimentos não excedam áreas da ordem dos 20 m^2* o que corresponde, de acordo com o artigo 35º, a uma sobrecarga distribuída de $1,5 \text{ kN/m}^2$. No piso de cobertura optou-se pela condição de *terraço não acessível* aos quais está associado, de acordo com o artigo 34º, uma sobrecarga de $1,0 \text{ kN/m}^2$.

3.2 – Combinações Fundamentais

O Regulamento de Segurança e Acções, [10], apresenta o conceito de valores reduzidos para as acções de carácter variável (Art. 6º). *Estes valores são obtidos a partir dos seus*

valores característicos multiplicando-os por coeficientes ψ , e destinam-se a quantificar as acções tendo em conta a sua combinação e o estado limite em consideração.

São apresentados os seguintes valores reduzidos:

- $\psi_0 F_k$ – Valor de combinação
- $\psi_1 F_k$ – Valor de frequente
- $\psi_2 F_k$ – Valor de quase permanente

Neste caso de estudo, e para os pavimentos com a utilização adoptada, o artigo 35º apresenta os seguintes valores desses coeficientes, relativos à sobrecarga, ψ_{iQ} : $\psi_0=0,4$; $\psi_1=0,3$; $\psi_2=0,2$.

No artigo 24º, apresentam-se os coeficientes que permitem obter os valores reduzidos da pressão dinâmica do vento, ψ_{iW} : $\psi_0=0,4$; $\psi_1=0,2$; $\psi_2=0$. Porém, no caso em que a sobrecarga seja a acção de base da combinação, deve tomar-se: $\psi_0 = 0,6$

De acordo com o artigo 34º, *Os valores reduzidos das sobrecargas a considerar nas coberturas são, em geral, nulos.* Este artigo apresenta apenas um caso em que os valores reduzidos não são nulos, quando os terraços são acessíveis. Assim, e em conformidade com este artigo, nas combinações em que as variáveis de base são a acção sísmica e o vento não se considera a sobrecarga na cobertura.

De seguida apresentam-se as principais combinações apresentadas no RSA.

Sobrecarga como Acção de Base

Como foi dito anteriormente, esta combinação não foi utilizada neste trabalho, sendo mesmo assim da maior interesse no dimensionamento dos elementos estruturais.

$$S_d = 1,5S_{Gk} + 1,5(S_{Qk} + \psi_{0W} S_{Wk})$$

$$S_d = 1,5S_{Gk} + 1,5(S_{Qk} + 0,6S_{Wk})$$

com:

S_d - Esforços de Cálculo

S_{Gk} - Esforços resultantes das acções permanentes, valor característico

S_{Qk} - Esforços resultantes das sobrecargas, valor característico

S_{Wk} - Esforços resultantes das acções do Vento, valor característico

Vento como Acção de Base

A acção do vento será abordada neste ponto com o intuito de comparar os esforços dela resultantes com os esforços da acção sísmica.

$$S_d = 1,5S_{Gk} + 1,5(S_{Wk} + \psi_{0Q}S_{Qk})$$

$$S_d = 1,5S_{Gk} + 1,5(S_{Wk} + 0,4S_{Qk})$$

Sismo como Acção de base

Na determinação dos esforços da acção sísmica é necessário considerar, através do valor quase permanente, uma parcela da sobrecarga, neste caso 20%. Este valor está associado aos esforços impostos, por exemplo, pelo mobiliário aquando da acção sísmica.

$$S_d = S_{Gk} + 1,5S_{Ek} + \psi_{2Q}S_{Qk}$$

$$S_d = S_{Gk} + 1,5S_{Ek} + 0,2S_{Qk}$$

com: S_{Ek} - Esforços resultantes da acção sísmica, valor característico

4 - Solução Original

4.1 - Descrição da Solução Original

Geometria dos Pórticos

A solução estrutural original deste edifício é constituída por um sistema de pórtico nas duas direcções X e Y.

As paredes deste sistema são de alvenaria que se admitiu de tijolo furado.

As vigas dos pórticos na direcção x são todas bi-articuladas, os pilares de continuidade, e apenas as empenas laterais são contraventadas (pórtico XZA).

Todos os pilares do contorno da estrutura são pilares do tipo P1 e os pilares interiores são do tipo P2.

Os contraventamentos são também articulados trabalhando apenas axialmente. A figura 4.1 esquematiza os diferentes tipos de pórticos na direcção x.

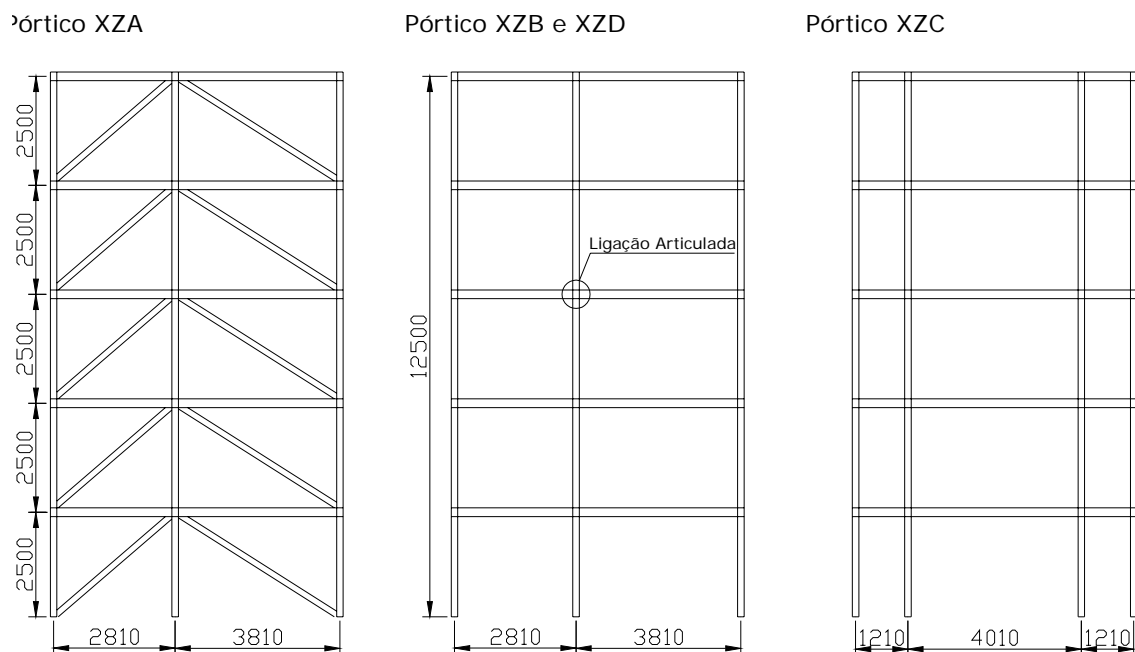
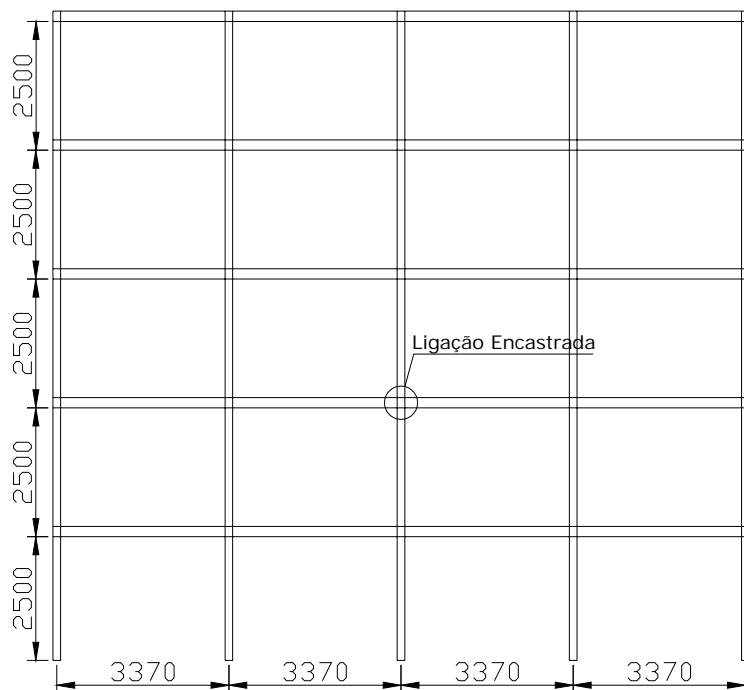


Figura 4.1 – Pórticos do sistema estrutural original segundo a direcção x

Na direcção y, as vigas são encastradas aos pilares e estes são de continuidade, não existindo nenhuma forma de contraventamento. Na figura 4.2 apresenta-se uma esquematização dos pórticos segundo y.

Pórtico YZ1,YZ2 e YZ3



Pórtico YZ4

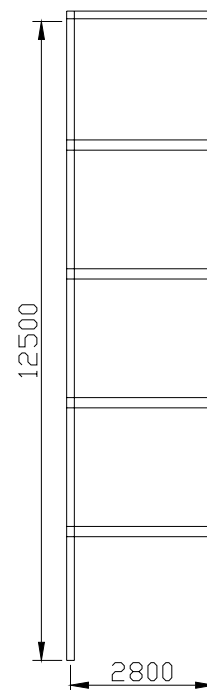


Figura 4.2 – Pórticos do sistema estrutural original segundo a direcção y

Elementos Estruturais

O sistema estrutural é composto por pilares, vigas e contraventamentos. Todos estes elementos são perfis metálicos formados a frio de chapa fina.

O sistema integra dois tipos de pilares, os interiores, tipo P1, e os de contorno, do tipo P2. Estes dois perfis apenas diferem entre si da espessura da chapa dobrada. Os pilares P1 e P2 são compostos por dois perfis cartola soldados e as suas dimensões encontram-se na figura 4.3.

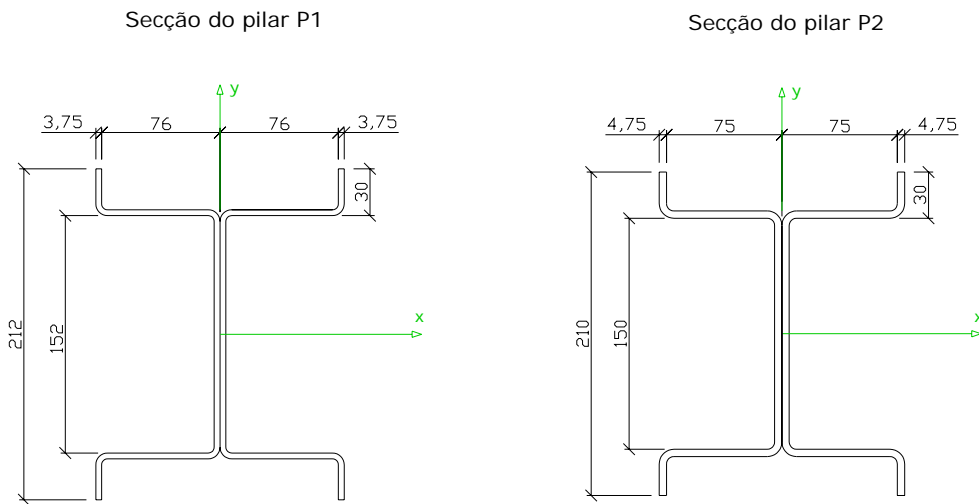


Figura 4.3 – Secção dos pilares da solução original

As secções das vigas são também compostas por dois perfis soldados, mas neste caso perfis em U enrijecidos, Ue. Os contraventamentos são perfis U simples. As dimensões e geometria destes elementos apresentam-se na figura 4.4.

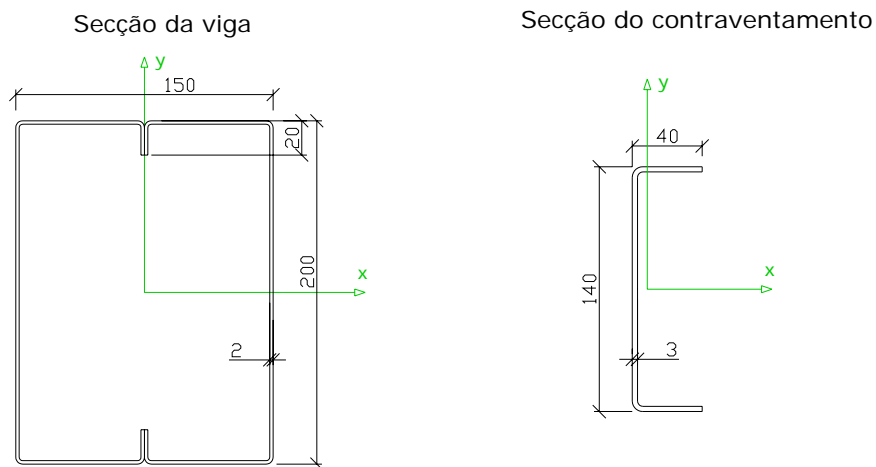


Figura 4.4 – Secção das vigas e contraventamentos da solução original

Ligações e Processo Construtivo

Finalmente, para definir a solução estrutural e algumas das condições da modelação computacional é necessário explicar o tipo de ligações entre os elementos da estrutura.

Estas condições, bem como as pormenorizações foram adoptadas de acordo com a tese de Pereira Junior [3].

A ligação dos pilares à fundação, adoptada na modelação como um encastramento, é feita através da soldagem de todas as paredes do perfil do pilar a uma chapa de base que por sua vez é conectada à laje de fundação por intermédio de chumbadores. (figura 4.5)

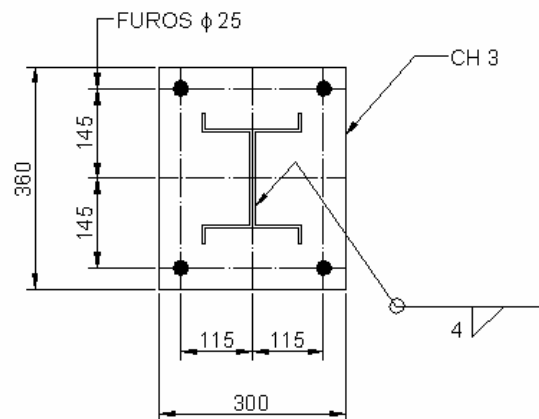


Figura 4.5 – Detalhe construtivo da ligação Pilar – Fundação [3]

Como foi referido anteriormente, as ligações das vigas com os pilares dos pórticos da direcção x são bi-articuladas. Esta consideração prende-se com o facto das vigas apenas serem soldadas nas almas do perfil. (figura 4.6)

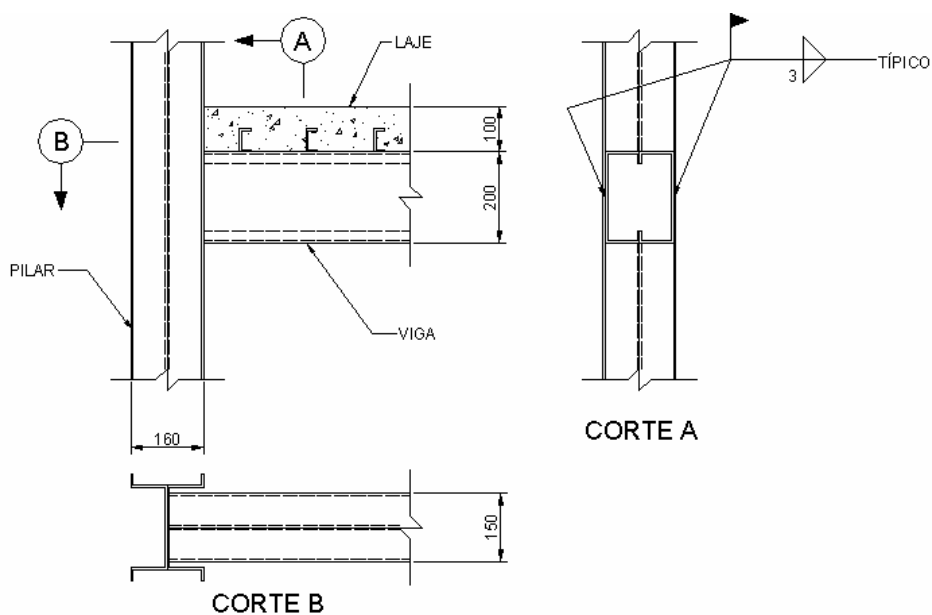


Figura 4.6 – Detalhe construtivo da ligação Viga – Pilar na direcção x [3]

Já na direcção segundo y, a condição de encastramento das vigas nos pilares justifica-se pelo facto de todas as paredes do perfil da viga serem soldadas ao pilar. (figura 4.7)

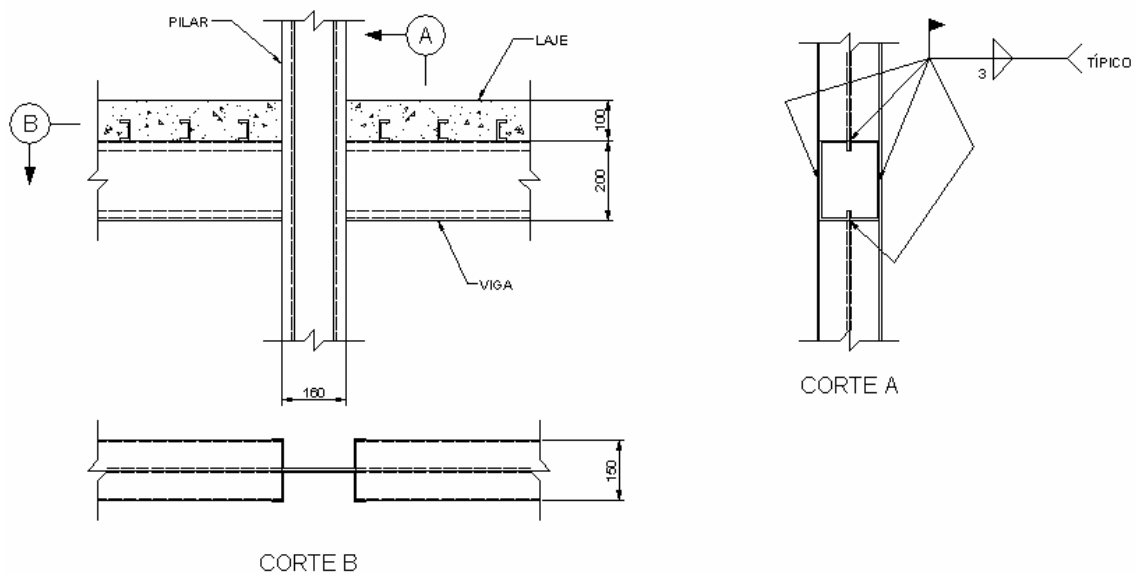


Figura 4.7 – Detalhe construtivo da ligação Viga – Pilar na direcção y [3]

A ligação dos contraventamentos à estrutura, também considerada bi-articulada, é conseguida soldando apenas a alma do perfil. (figura 4.8)

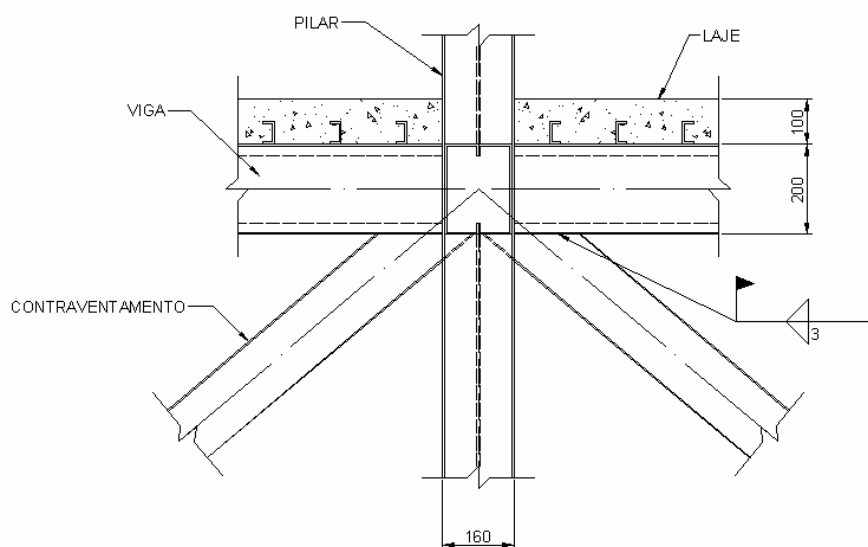


Figura 4.8 – Detalhe construtivo da ligação Contraventamento – Estrutura [3]

4.2 - Modelação da Solução Original

Para a determinação dos esforços da estrutura original foram criados dois modelos.

Um dos modelos foi criado para a análise das cargas permanentes e da sobrecarga e outro para a análise da acção sísmica. A razão desta metodologia foi a tentativa de representação dos esforços nas vigas o mas próximo da realidade possível.

Em ambos os modelos foi montada a estrutura principal em elementos de barra utilizando-se, na definição das secções, e devido à inexistência deste tipo de secções nos padrões deste “software”, a opção “general section”, introduzindo directamente as propriedades geométricas de cada secção.

Como já foi justificado anteriormente, a ligação da estrutura ao terreno, através das fundações foi considerada encastrada perfeita.

Na modelação dos elementos de barra foram libertadas as ligações dos contraventamentos, dos pórticos laterais na direcção x, e das vigas também na direcção x. Todos estes elementos de barra funcionam então como elementos bi-articulados.

Apresenta-se em seguida o modelo resultante das considerações anteriores:

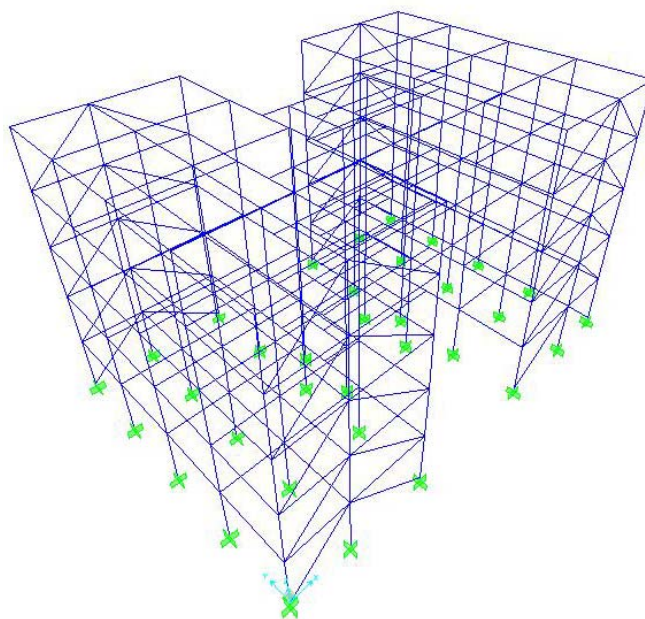


Figura 4.9 – Modelo da solução estrutural original

Modelo de Análise das Cargas Permanentes e Sobrecarga

No modelo destinado à análise das cargas permanentes e sobrecargas foram utilizados elementos de casca (“shell”) para modelar a laje e foram atribuídos os carregamentos distribuídos na área do piso devidos às restantes cargas permanentes, peso das paredes de alvenaria e às sobrecargas.

Aos elementos finitos de laje (“shell”) foram atribuídos as características do betão e uma espessura de laje de 100 mm, de acordo com a tese de Pereira Junior [3].

A laje de escada foi modelada como uma laje simples apoiada ao nível do piso, o que se considerou uma boa aproximação da situação real.

A discretização da laje de cada piso, e os diferentes tipos de elementos finitos encontram-se esquematizados na figura 4.10.

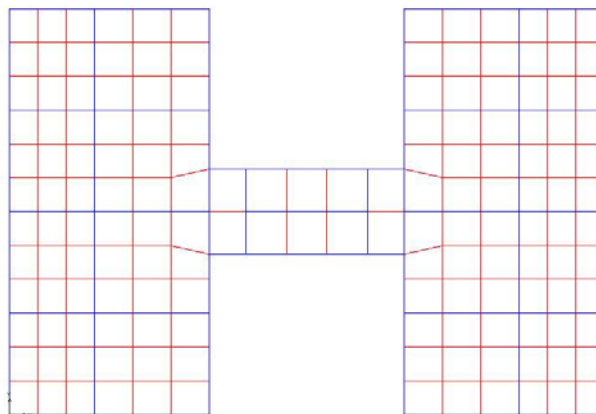


Figura 4.10 – Discretização da laje

Modelo de Análise da Acção Sísmica

No modelo referente à análise sísmica e de forma a reduzir o número de equações que o programa resolve, minimizando assim a margem de erro dos resultados recorreu-se à propriedade de diafragma rígido (“rigid link”), existente no programa, para simular a existência da laje. Esta propriedade consiste em que determinado deslocamento ou rotação de um grupo de nós seleccionados seja idêntico para todos os nós. Na realidade, devido à elevada rigidez da laje de betão em seu próprio plano esta simplificação

constitui uma aproximação bastante aceitável do comportamento real da estrutura. Foram então atribuídos diafragmas rígidos a todos os nós de cada piso.

Foram concentradas as massas nos nós da estrutura para determinação das propriedades dinâmicas da estrutura. Os nós considerados nesta análise estão representados na figura 4.11.

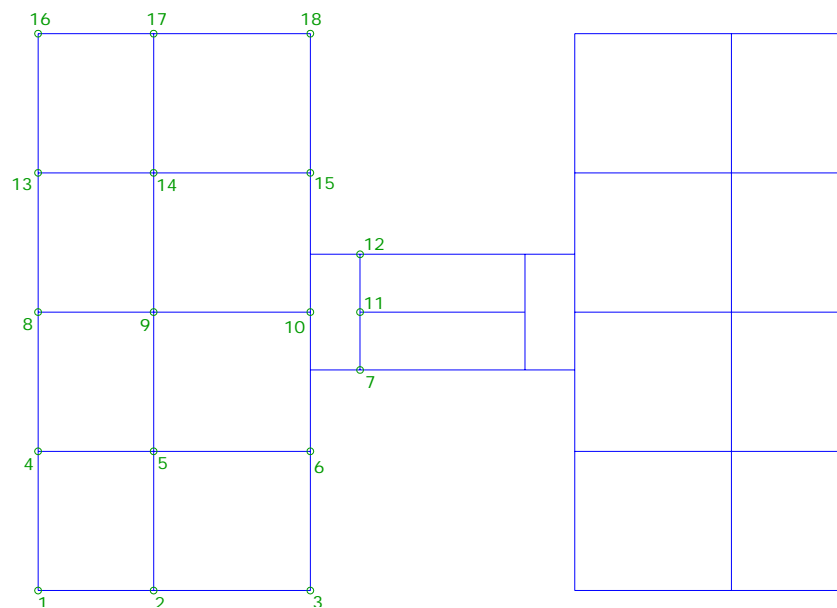


Figura 4.11 – Numeração dos nós

A distribuição das massas foi feita na forma de reacções de apoio devidas aos carregamentos.

Os carregamentos nas vigas foram determinados através da teoria das linhas de rotura plástica das lajes, representadas na figura 4.12.

A ligação dos dois blocos é composta por uma laje de escada apoiada em três extremidades e livre na outra, e pelo corredor de acesso e apoiado em todo o seu contorno.

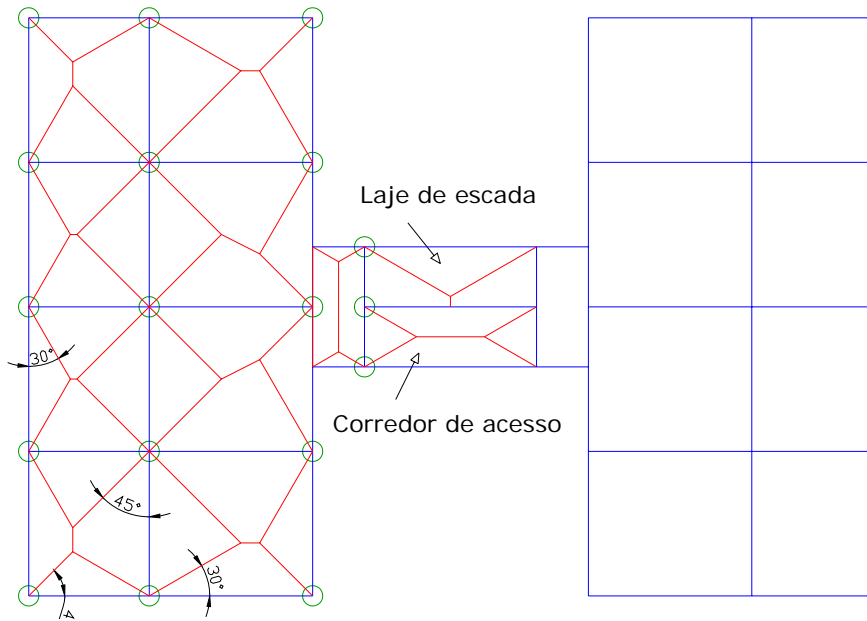


Figura 4.12 – linhas de rotura plástica na laje

Esta diferença entre condições de apoio destas duas lajes é a única condição responsável pela assimetria do edifício na direcção x.

Finalmente, as massas a concentrar em cada nó foram calculadas através da simplificação dos carregamentos das vigas os quais se consideraram uniformes.

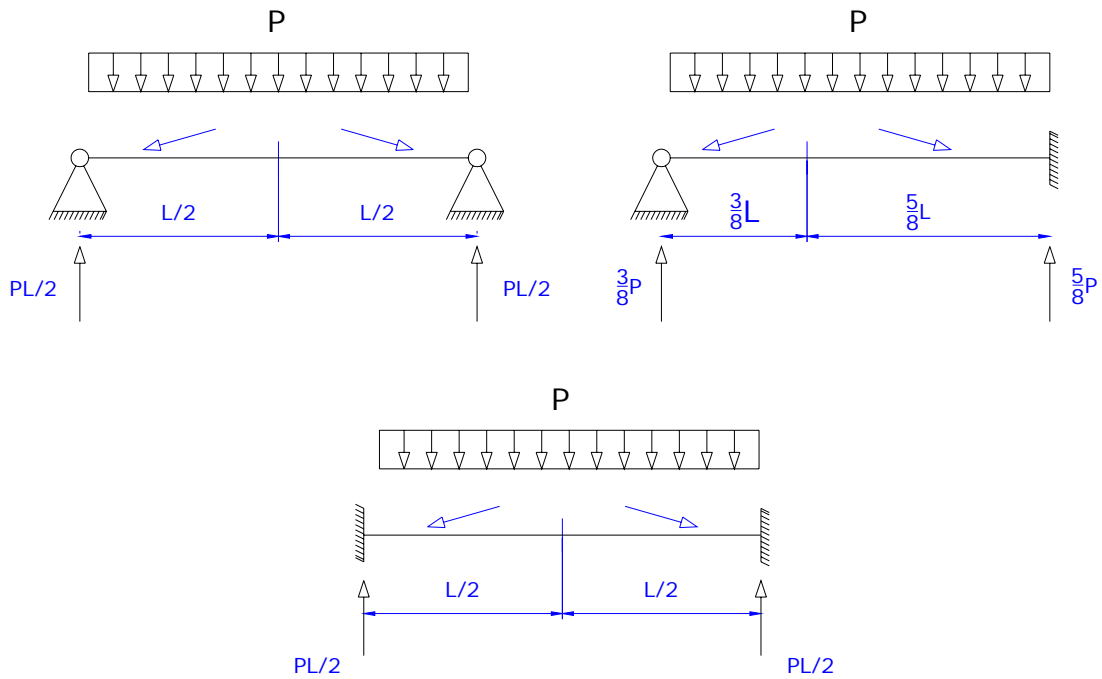


Figura 4.13 – Larguras de influência

Assim, através das reacções das vigas representadas, e correspondentes larguras de influência, figura 4.13, determinaram-se as áreas de influência de cada nó representadas na figura 4.14.

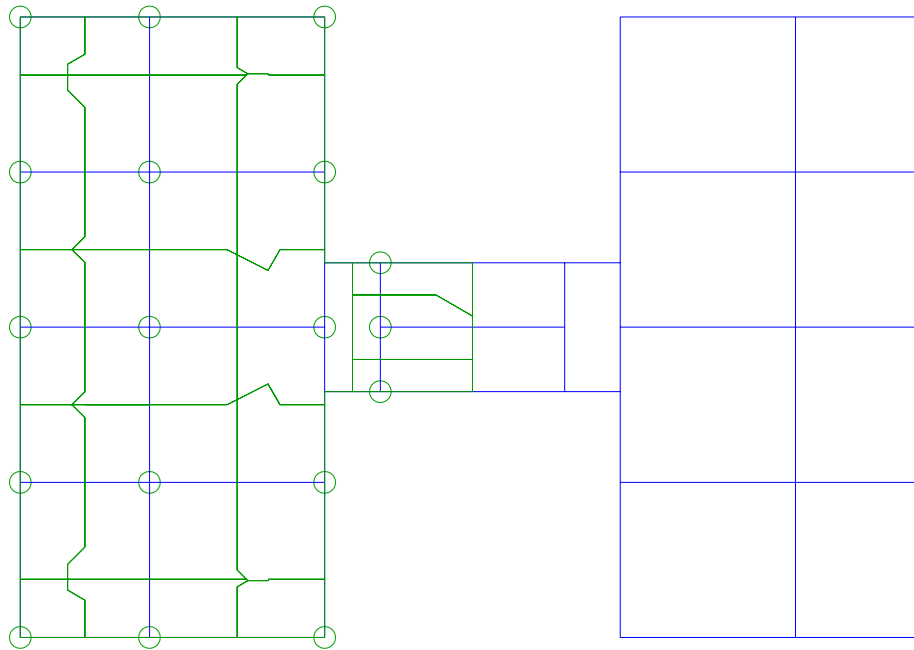


Figura 4.14 – Áreas de influência

Relativamente às massas concentradas nos nós, o RSA [10] no seu artigo 30º, refere que, no caso de edifícios, se deve considerar o valor correspondente ao valor médio das cargas permanentes e ao valor quase permanente das cargas variáveis que actuam na estrutura. As massas são então calculadas a partir dos pesos dados pela seguinte fórmula:

$$P_{sd} = G_m + \psi_2 S_k$$

O peso total dos pisos é de 1925,5 kN (196,48 toneladas) para os primeiros 4 pisos e de 491,2 kN (50,12 toneladas) para o piso de cobertura.

Calculando então o peso total de cada metade de piso, aproveitando a simetria do edifício, apresentam-se na tabela 4.1 as áreas de influência e as massas correspondentes a cada nó.

nó	Área de influência (m ²)	% da Área Total Piso	Piso tipo	Cobertura
			Massa Concentrada no nó	Massa Concentrada no nó
1	1,65	0,84	1,65	0,42
2	4,33	2,21	4,33	1,11
3	2,37	1,21	2,37	0,60
4	5,09	2,59	5,09	1,30
5	12,81	6,52	12,81	3,27
6	7,46	3,80	7,46	1,90
7	1,83	0,93	1,83	0,47
8	4,66	2,37	4,66	1,19
9	11,21	5,70	11,21	2,86
10	7,62	3,88	7,62	1,94
11	3,47	1,77	3,47	0,89
12	2,01	1,02	2,01	0,51
13	5,09	2,59	5,09	1,30
14	12,81	6,52	12,81	3,27
15	7,46	3,80	7,46	1,90
16	1,65	0,84	1,65	0,42
17	4,33	2,21	4,33	1,11
18	2,37	1,21	2,37	0,60
Total	98,24	50	98,24	25,06

Tabela 4.1 – Massas concentradas nos nós

Na modelação da estrutura não se considerou a rigidez das paredes de alvenaria. Na realidade estas paredes têm pouca resistência ao corte o que, numa análise sísmica, torna esta consideração “a favor da segurança”.

4.3 – Frequências Próprias e Modos de Vibração - Solução Original

Depois de modelada a estrutura em *SAP 2000*, correu-se o programa de forma a obter as frequências e respectivos modos de vibração do edifício. Este foi limitado a analisar 11 modos de vibração, o que se revelou suficiente, pois os valores obtidos nos somatórios dos rácios dos factores de participação modal de massa, para cada grau de liberdade (translação segundo X, translação segundo Y e rotação segundo Z) foram muito próximos de 100% (todos superiores a 99%). Estes rácios quantificam a contribuição de um dado modo de vibração a nível da resposta dinâmica da estrutura (tabela 4.2).

Modo	Período	Frequência	Translação - X		Translação - Y		Rotação - Z		Movimento Condicionante
	Seg	Hz	%	% - acumulada	%	% - acumulada	%	% - acumulada	
1	1,75	0,57	0,000%	0,000%	83,000%	83,000%	0,000%	0,000%	translação y
2	0,75	1,34	0,002%	0,002%	0,000%	83,000%	85,000%	85,000%	rotação z
3	0,72	1,39	85,000%	85,000%	0,000%	83,000%	0,002%	85,000%	translação x
4	0,55	1,83	0,000%	85,000%	11,000%	94,000%	0,000%	85,000%	translação y
5	0,30	3,33	0,000%	85,000%	4,121%	98,000%	0,000%	85,000%	translação y
6	0,26	3,90	0,001%	85,000%	0,000%	98,000%	11,000%	96,000%	rotação z
7	0,25	3,99	11,000%	97,000%	0,000%	98,000%	0,001%	96,000%	translação x
8	0,21	4,79	0,000%	97,000%	1,619%	100,000%	0,000%	96,000%	translação y
9	0,17	5,73	0,000%	97,000%	0,291%	100,000%	0,000%	96,000%	translação y
10	0,15	6,59	0,000%	97,000%	0,000%	100,000%	2,879%	99,000%	rotação z
11	0,15	6,69	2,654%	99,000%	0,000%	100,000%	0,000%	99,000%	translação x

Tabela 4.2 – Quadro resumo para os diferentes modos de vibração

De forma a conhecer melhor o comportamento da estrutura, procedeu-se a uma análise mais detalhada dos modos de vibração mais significativos. Estes modos estão associados a frequências mais baixas e consequentemente menores energias de deformação. Assim, seleccionaram-se os três primeiros modos, que correspondem aos modos principais para cada um dos movimentos, sendo estes os modos mais importantes.

É importante concluir, nesta análise, que para o primeiro modo de vibração a frequência correspondente é muito baixa. Este modo está associado à translação segundo y e o baixo valor da frequência deve-se à inexistência de contraventamento. Na solução proposta essa situação é corrigida através da introdução dos painéis diafragma de “Steel-Frame”.

O primeiro modo de vibração apresenta um período de 1,75 segundos e uma correspondente frequência de 0,57 Hz.

Este é o modo fundamental da estrutura, pois é o que apresenta menor frequência.

Este modo é de translação pura como se pode verificar na tabela, os rácios dos factores de participação modal de massa são nulos para os outros tipos de movimentos. Este facto justifica-se pelo edifício apresentar simetria tanto na geometria como nas massas concentradas nesta direcção.

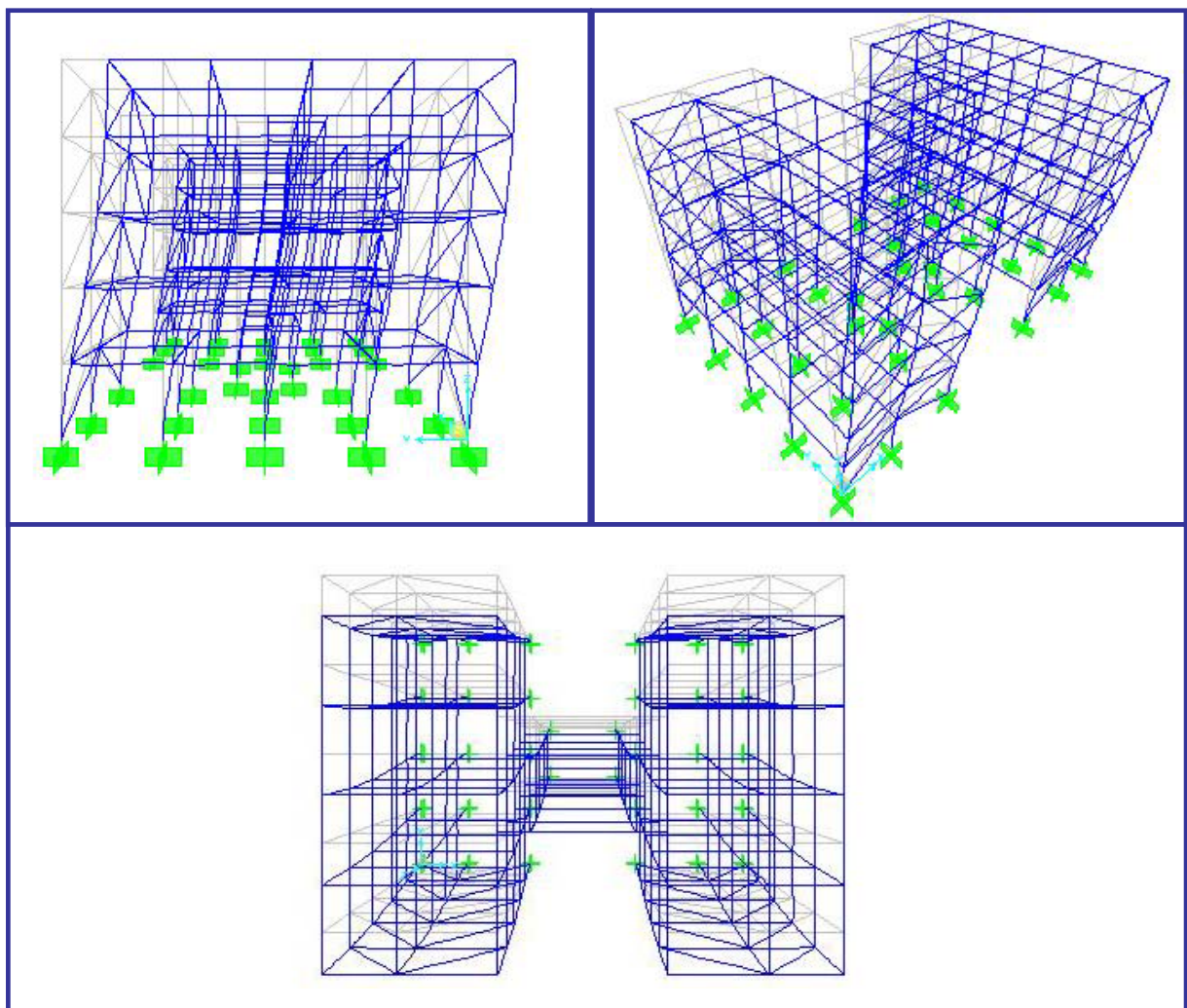


Figura 4.15 – Representação do 1º modo de vibração

O segundo modo de vibração apresenta um período de 0,75 segundos e uma correspondente frequência de 1,34 Hz.

O aparecimento de translação, embora com muito pouca expressão, é justificado pela assimetria das massas, o que equivale a dizer que existe uma excentricidade entre o centro e rigidez e o centro de massa do piso.

Como se pode constatar na representação gráfica do modo de vibração, a rotação desenvolve-se praticamente coincidente com o centro geométrico do piso, isto verifica-se devido à simetria do piso e da maior parte das massas concentradas nos nós.

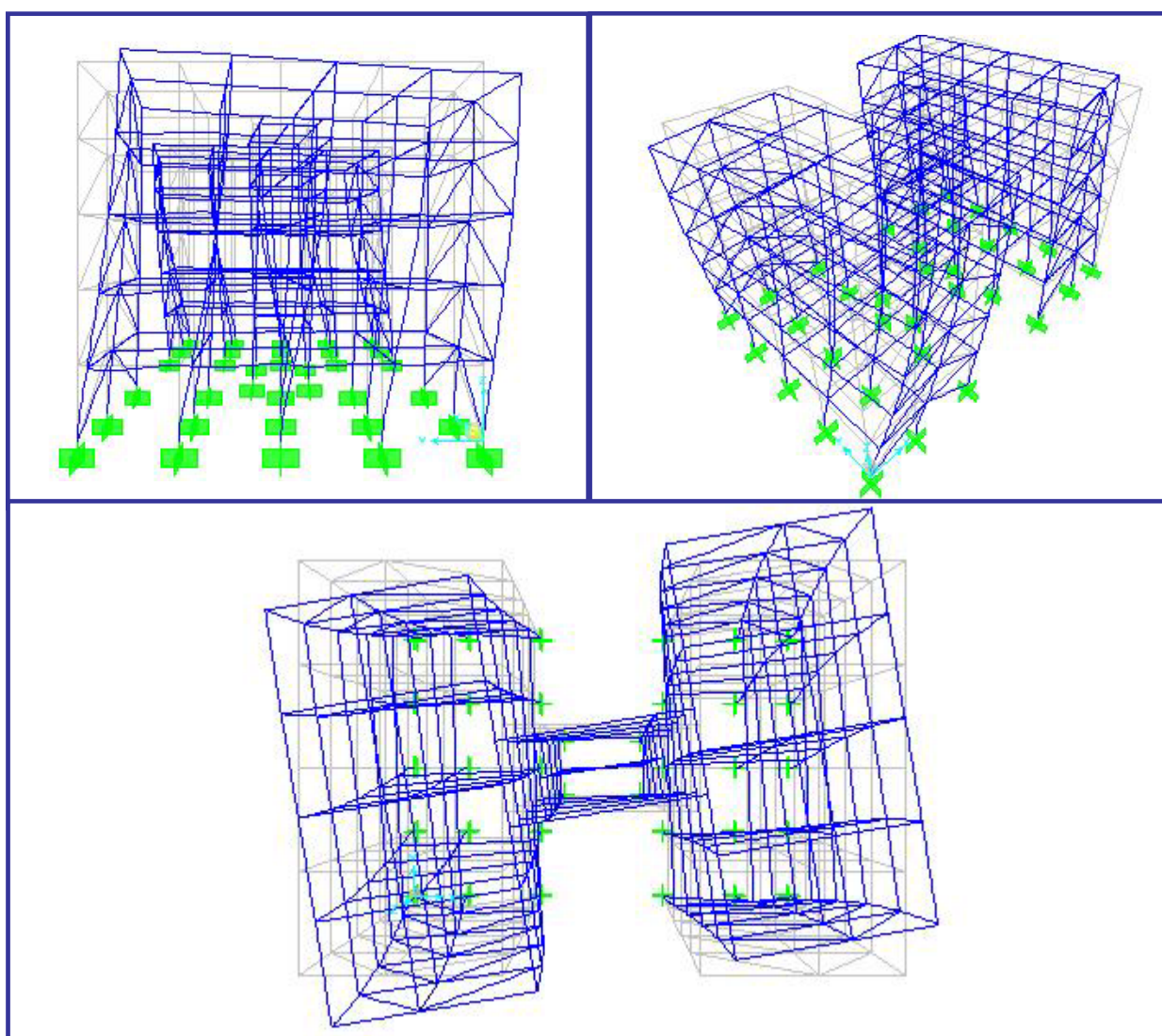


Figura 4.16 – Representação do 2º modo de vibração

Modo 3

O terceiro modo de vibração apresenta um período de 0,72 segundos e uma correspondente frequência de 1,39 Hz.

Este modo apresenta uma pequena rotação segundo z, isto devido à assimetria das massas nesta direcção.

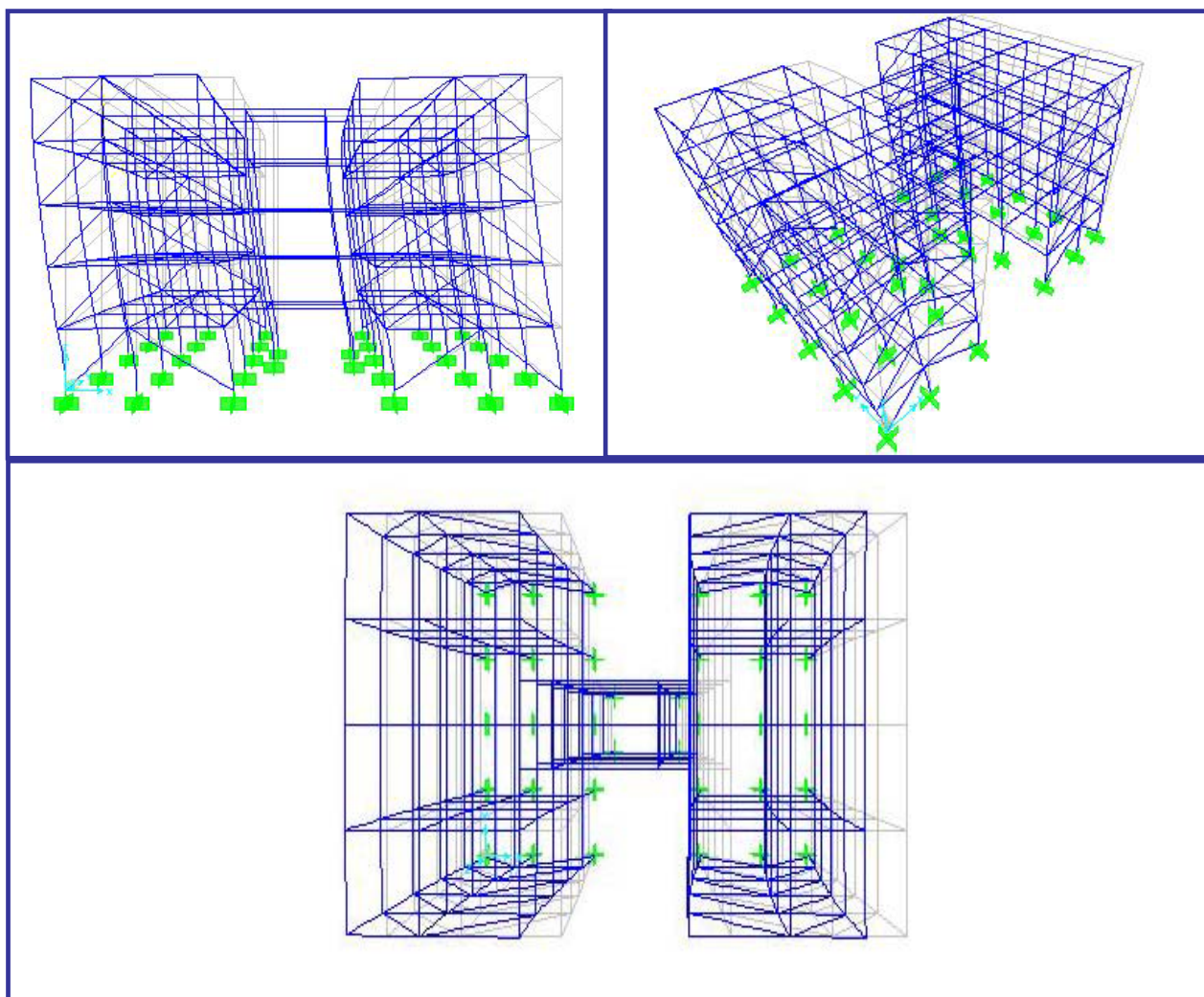


Figura 4.17 – Representação do 3º modo de vibração

4.4 – Análise Estática – Método de Rayleigh Simplificado

Este ponto do trabalho tem por objectivo estimar as frequências fundamentais de vibração nas direcções x e y com base no método de Rayleigh Simplificado.

A comparação entre as frequências fundamentais de vibração obtidas pelo método de Rayleigh simplificado e os valores obtidos através da análise dinâmica serviu para avaliar a validade do modelo.

O método de Rayleigh simplificado é um método aproximado que possibilita o cálculo de frequências de vibração.

Na sua aplicação, é necessário o conhecimento da deformada, que, pode ser arbitrada para os casos fundamentais, daí este método, na prática, se aplicar a modos fundamentais, pois a determinação de configurações de modos superiores torna-se complexa. Quanto mais exacta for a deformada idealizada, melhor será a aproximação da frequência, que irá ser sempre um majorante da real.

Este método tem por base o princípio da conservação de energia, desprezando por isso a contribuição das forças de amortecimento, que a dissipariam. Assim, a frequência é determinada com base na igualdade entre as energias cinética e potencial máximas, para o modo de vibração considerado [1].

Este método considera ainda, que a configuração de vibração corresponde à deformada do sistema quando se aplica o carregamento gravítico, o que em termos práticos corresponde à obtenção da deformada por aplicação do peso de cada piso, nos respectivos centros de massa [1].

Embora a frequência obtida seja um majorante, é de esperar que seja muito próxima da real pois para além de se verificarem as condições estáticas, equilíbrio do carregamento, também se verificam as condições cinemáticas, pois é uma deformada real [1].

Este método encontra-se previsto no RSA [10] Artº 31.2, sendo expresso através da seguinte fórmula:

$$f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{g \sum_i F_i d_i}{\sum_i F_i d_i^2}}$$

em que,

g – aceleração da gravidade ($9,8 \text{ m/s}^2$);

F_i – força cuja intensidade é igual ao peso da massa i ;

d_i – deslocamento provocado na estrutura pelas forças actuando simultaneamente na direcção em relação à qual se está a determinar a frequência.

Com base no raciocínio acima descrito obtiveram os resultados para as duas direcções, apresentados nas tabelas 4.3 e 4.4.

Direcção X						
Piso	Força - F_i (kN)	deslocamento absoluto do piso - d_i (m)	$F_i \cdot d_i$	$F_i \cdot d_i^2$	Frequência (Hz)	Periodo (s)
1	1965,75	0,0497	97,7176	4,8575	1,4257262	0,701397
2	1965,75	0,0955	187,7295	17,9282		
3	1965,75	0,1304	256,3737	33,4363		
4	1965,75	0,1440	283,0883	40,7675		
5	521,30	0,1656	86,3119	14,2907		

Tabela 4.3 – Frequência fundamental para a translação segundo x

Direcção Y						
Piso	Força - F_i (kN)	deslocamento absoluto do piso - d_i (m)	$F_i \cdot d_i$	$F_i \cdot d_i^2$	Frequência (Hz)	Periodo (s)
1	1965,75	0,2366	465,0975	110,0421	0,5730853	1,744941
2	1965,75	0,5487	1078,59	591,8114		
3	1965,75	0,7854	1543,805	1212,427		
4	1965,75	0,9244	1817,143	1679,767		
5	521,30	0,9777	509,6555	498,2698		

Tabela 4.4 – Frequência fundamental para a translação segundo y

Fazendo uma comparação das frequências calculadas, com as obtidas através do programa SAP2000, tabela 4.5, facilmente se verifica que as primeiras são superiores, como era expectável.

	Direcção X	Direcção Y
Método de Rayleigh Simplificado - f (Hz)	1,426	0,573
Análise Dinâmica - SAP2000 - f (Hz)	1,395	0,570
Erro (%)	2,18	0,55

Tabela 4.5 – Comparação das frequências fundamentais

Analisando o erro obtido pelo método de Rayleigh simplificado, verificamos que este é muito pequeno, cerca de 2,18% para a direcção x e 0,55% para a direcção y.

O facto de na direcção x o erro ser maior, depreende-se da estrutura não ser simétrica, expressando-se essa assimetria na colocação das massas concentradas, nesta direcção, o que origina rotação, pois as forças estão aplicadas no centro geométrico, e consequentemente influencia os valores do deslocamento segundo x. Ao contrário desta situação, na direcção y, a estrutura apresenta simetria, o que leva a que as linhas de acção das forças aplicadas passem no centro de rigidez, sendo assim os deslocamentos apenas na direcção solicitada.

A obtenção de frequências com erros muito pequenos com o método de Rayleigh, relativamente aos valores obtidos por análise dinâmica, deve-se ao facto de, para além de se verificarem as condições estática e cinemática, os valores dos deslocamentos utilizados no método foram obtidos através da modelação efectuada em SAP2000, implicando assim, uma forte correlação entre estes os deslocamentos e a forma como foi modelada a estrutura para a análise dinâmica.

4.5 – Análise dos Esforços de Elementos Estruturais Devidos à Acção Sísmica

Neste ponto pretende-se efectuar a verificação de segurança de alguns elementos estruturais com base nos esforços obtidos numa análise dinâmica tridimensional.

Como apresentado no capítulo 3, a combinação fundamental em que o sismo é a acção de base é a seguinte:

$$S_d = S_{Gk} + 1,5S_{Ek} + 0,2S_{Qk}$$

Para a determinação dos esforços procedeu-se à definição dos espectros de resposta da estrutura, para as duas direcções.

A zona sísmica adoptada para esta análise é a zona A. Esta zona corresponde à zona sul de Portugal e a ela corresponde o maior coeficiente de sismicidade, $\alpha=1,0$.

Quanto à natureza do terreno, admitiu-se um terreno tipo II. Este tipo de terreno é definido por “solos coerentes muito duros, duros e de consistência média; solos incoerentes compactos”, e representa uma avaliação intermédia do tipo de terreno, tal como refere o RSA [10].

Espectros de Resposta

Um espectro de resposta traduz a relação existente entre as respostas máximas de uma determinada grandeza (aceleração, deslocamento, momento flector, etc.) em função da frequência própria ou período de um sistema com um grau de liberdade, quando actuado por uma acção (força, deslocamento, aceleração do solo, etc.), podendo-se, posteriormente, por analogia, obter resultados para sistemas com vários graus de liberdade.

De acordo com o RSA [10] é possível quantificar a acção sísmica com recurso a uma análise sísmica por espectro de resposta.

Para tal este regulamento define duas acções sísmicas distintas:

acção sísmica do tipo 1 – representa um sismo de magnitude moderada a pequena distância focal;

acção sísmica do tipo 2 – representa um sismo de maior magnitude a uma distância focal maior.

Cada acção sísmica tem definido vários espectros de resposta que variam consoante a zona sísmica, o tipo de terreno de fundação e o coeficiente de amortecimento da estrutura.

Relativamente ao coeficiente de amortecimento (ξ), este toma o valor de 2%, sendo este característico das estruturas de aço.

Os espectros definidos pelo RSA [10] relacionam as acelerações máximas com a frequência própria de um sistema com um grau de liberdade.

Para o caso em estudo, os espectros de resposta definidos encontram representados no gráfico 4.1 (<http://www.civil.ist.utl.pt/~luisg/rsa.htm>).

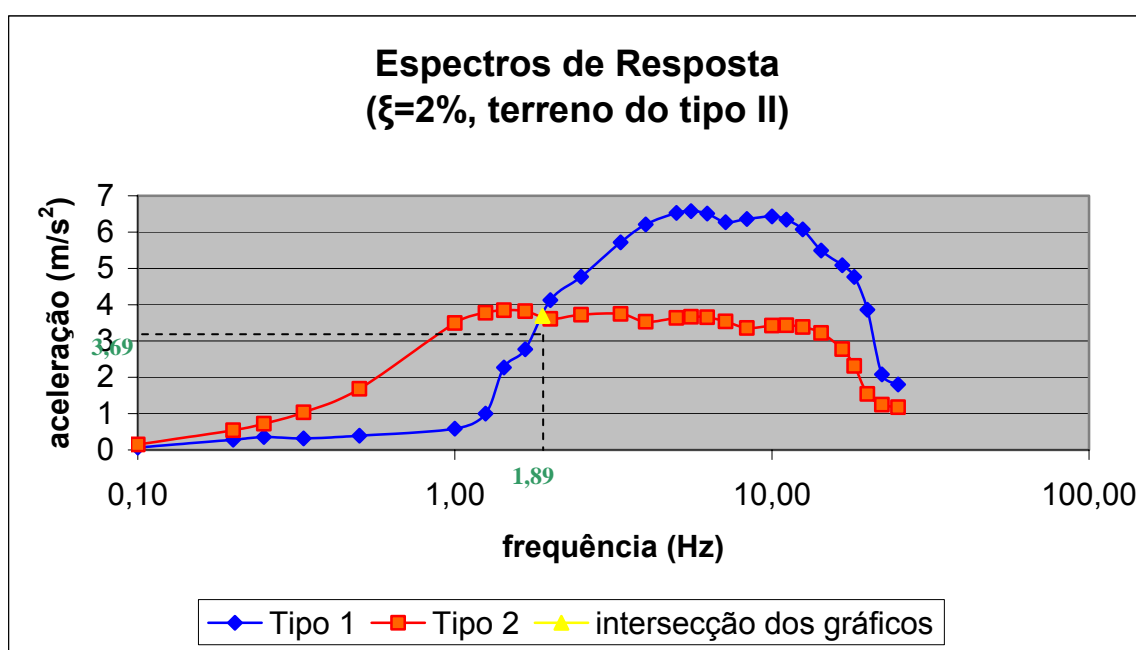


Gráfico 4.1 – Espectros de resposta

Então, no programa utilizado (SAP 2000), definiu-se duas funções de espectro de resposta, sendo uma para acção sísmica do tipo 1 e outra para acção sísmica do tipo 2.

De seguida, definiram-se 4 casos de análise distintos:

Sismo1_X – acção sísmica tipo 1 a actuar na direcção X;

Sismo1_Y – acção sísmica tipo 1 a actuar na direcção Y;

Sismo2_X – acção sísmica tipo 2 a actuar na direcção X;

Sismo2_Y – acção sísmica do tipo 2 a actuar na direcção Y.

Na definição destes casos houve que ter em conta que, as repostas máximas para cada modo de vibração em cada uma das direcções, não acontecem em simultâneo, tendo para tal que se proceder à sua combinação. Relativamente à combinação direccional, optou-se pela SRSS (“Square Root of Sum of Squares”), isto porque um sismo actuando numa direcção também provoca esforços na outra direcção, sendo por isso necessário a sua combinação. Em relação à combinação modal, optou-se pela CQC (“Complete Quadratic Combination”), sendo mais apropriada, que a SRSS, para análise tridimensional com frequências de vibração próximas, permitindo assim correlacionar os esforços obtidos para os diferentes modos de vibração. Seguidamente apresentam-se as duas expressões correspondentes a cada uma das combinações.

$$\text{“Square Root of Sum of Squares”} - q_i^{(\max)} = \sqrt{(q_{ix}^{(\max)})^2 + (q_{iy}^{(\max)})^2 + (q_{iz}^{(\max)})^2}$$

$$\text{“Complete Quadratic Combination”} - q^{(\max)} = \sqrt{\sum_i (q_i^{(\max)})^2}$$

em que $q_{ix}^{(\max)}$, por exemplo, corresponde à resposta máxima na direcção x associada ao modo i.

Coefficiente de Comportamento - η

O coeficiente de comportamento (η) possibilita, quando se procede a uma análise linear, contabilizar o comportamento não linear da estrutura sujeita à acção sísmica.

Existem coeficientes de comportamento para esforços e para deslocamentos. Os valores destas grandezas, relativos à acção sísmica, são obtidos dividindo-os pelos respectivos coeficientes de comportamento. A expressão seguinte determina os valores dos esforços de cálculo da acção sísmica, sendo E os esforços resultantes de uma análise linear.

$$S_{Ek} = \frac{E}{\eta}$$

Este coeficiente depende do tipo de estrutura e das suas características de ductilidade e ainda do grau admitido na exploração dessa ductilidade RSA Artº 31 [10].

A escolha deste coeficiente é da maior importância em projecto e deve ser devidamente fundamentada.

Devido à substituição dos regulamentos adoptados para dimensionamento de estruturas metálicas em Portugal não foi possível a consulta do antigo regulamento. A escolha do coeficiente de comportamento tornou-se assim mais complicada.

O valor do coeficiente de comportamento, para esforços em estruturas regulares compostas por perfis metálicos, proposto pela norma americana UBC [11] toma o valor de 4,0.

O Eurocódigo 8 [8] define dois tipos de estruturas, de ductilidade média (DCM) e ductilidade alta (DCH), dependendo a escolha deste coeficiente deste parâmetro e das classes das secções. Os valores dos coeficientes de comportamento propostos pelo Eurocódigo 8 encontram-se na tabela 4.6.

Classe de Ductilidade	Valor de Referência para o coeficiente de comportamento, q	Classe de secção
DCM	$1,5 < q \leq 2$	class 1, 2 or 3
	$2 < q \leq 4$	class 1 or 2
DCH	$q > 4$	Class 1

Tabela 4.6 – Coeficientes de comportamento segundo o Eurocódigo 8

No entanto, os elementos estruturais das soluções estudadas são formados por perfis de chapa fina formados a frio. Este tipo de elementos, em geral, não explora a capacidade plástica, sendo o seu dimensionamento apenas elástico. Isto implica uma redução da ductilidade das estruturas em relação a outros tipos de estrutura metálica e, consequentemente, do correspondente coeficiente de comportamento.

A classificação de uma secção de um elemento metálico faz-se consoante a esbelteza das placas constituintes dessa secção. As secções de classe 4 são as que apresentam elementos mais esbeltos e esse tipo de secções não tem a capacidade de atingir a plastificação, dando-se a rotura (por instabilidade local das placas) antes de atingir a tensão de cedência. Nas secções de classe 3 a rotura dá-se quando as tensões na secção atingem a tensão de cedência sendo também o seu dimensionamento elástico. As secções de classe 1 e 2 podem explorar a capacidade plástica, sendo todos os seus elementos compactos.

Pelas razões descritas nos parágrafos anteriores, e devido ao facto deste tipo de secções, por analogia, poderem ser consideradas como secções de classe 3 ou 4, pela tabela 4.6 pode-se constatar que o valor do coeficiente de comportamento a adoptar deve estar no intervalo compreendido entre os valores 1,0 e 1,5.

Neste trabalho foram calculados os esforços devidos à acção sísmica para dois valores de coeficiente de comportamento para esforços. Foram utilizados o valor de coeficiente de 4,0 (apenas como um valor de referência), e a situação mais desfavorável com o valor unitário.

O coeficiente de comportamento para deslocamentos, e em conformidade com o Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado [9], artigo 33º, foi tomado igual à unidade.

Análise dos esforços

Nesta análise optou-se por escolher apenas alguns elementos para avaliar o desempenho estrutural da solução original.

Os elementos analisados são os dois contraventamentos, um pilar de canto (P1A), um pilar interior (P2D), uma viga tipo A interior (Viga A 2500) e uma viga tipo E interior (Viga E 2500).

Para os valores dos esforços apenas da acção sísmica, retirados do SAP2000, verifica-se que a acção sísmica tipo 2 é mais desfavorável. Isto ocorre porque as frequências correspondentes aos primeiros 4 modos de vibração da estrutura (ver Tabela 4.2), que são os de maior contribuição para a resposta final, são inferiores a 1,89 Hz (ver gráfico 4.1) valor a partir do qual o sismo do tipo 1 é mais desfavorável.

Nas tabelas 4.7, 4.8 e 4.9 apresentam-se os esforços actuantes no sistema estrutural original devido à acção sísmica. Apresentam-se também os esforços resistentes para cada elemento e as expressões de interacção de esforços (EI) dos elementos sujeitos a flexão composta desviada. Estes valores são calculados no capítulo 6.

	Sismo 1	Sismo 2
	P	P
Contraventamento Tipo 1	362,01	429,47
Contraventamento Tipo 2	347,87	413,20

Tabela 4.7 – Esforços nos contraventamentos devidos à acção sísmica

Elemento	Carregamento	Sismo 1	Sismo 2
		M _x	M _x
Viga 2500 A (interior)	M ⁺	13,23	21,10
	M ⁻	37,70	59,82
Viga 2500 E (Borda)	M ⁺	0	0

Tabela 4.8 – Esforços nas vigas devidos à acção sísmica

	Tipo	Sismo 1			Sismo 2		
		P	M _x	M _y	P	M _x	M _y
P1A	P1	496,87	45,42	7,73	603,05	69,94	9,08
P2D	P2	0,12	60,76	9,56	0,16	93,82	11,22

Tabela 4.9 – Esforços nos Pilares devidos à acção sísmica

Seguidamente, nas tabelas 4.10, 4.11 e 4.12, apresentam-se os esforços da combinação fundamental, originados pela acção sísmica tipo 2, e com os dois coeficientes de comportamento adoptados. Os esforços resistentes e equações de interacção são calculados no capítulo 6.

	Acção Sísmica 2, $\eta=1$		Acção Sísmica 2, $\eta=4$		
	P		P		NcRd
Contraventamento Tipo 1	664,10		180,94		118,39
Contraventamento Tipo 2	632,86		168,01		104,88

Tabela 4.10 – Esforços nos contraventamentos – Combinação fundamental

Elemento	Carregamento	Acção Sísmica 2, $\eta=1$		Acção Sísmica 2, $\eta=4$		MRd
		Mx		Mx		
Viga 2500 A (interior)	M+	37,64		13,91		67,55
	M-	99,18		31,88		25,44
Viga 2500 E (Borda)	M+	0,02		0,02		22,09

Tabela 4.11 – Esforços nas vigas – Combinação fundamental

	Tipo	Acção Sísmica 2, $\eta=1$					Acção Sísmica 2, $\eta=4$				
		P	Mx	My	EI 1	EI 2	P	Mx	My	EI 1	EI 2
P1A	P1	1039,37	107,67	14,67	8,10	5,71	360,93	29,00	4,46	2,14	1,68
P2D	P2	547,28	140,74	18,99	6,16	5,15	547,09	35,18	6,36	2,49	1,82

Tabela 4.12 – Esforços nos pilares – Combinação fundamental

Os elementos da solução estrutural original estudada não verificam a segurança. Conclui-se então que esta solução não assegura um desempenho eficaz para as acções sísmicas estipuladas no regulamento português. Esta conclusão é independente da escolha do coeficiente de comportamento pois para os dois valores adoptados a segurança não foi verificada.

Como foi mencionado, o coeficiente de comportamento deverá ser um valor próximo de 1,0 o que implica que a segurança, no sistema estrutural original, não é verificada por uma larga margem.

4.6 – Acção do Vento

Este capítulo do trabalho consiste na determinação dos esforços de dimensionamento na estrutura para a combinação em que a acção de base é o vento. A acção do vento foi também calculada com recurso ao RSA [10].

Como foi referido no capítulo 3, a combinação fundamental em que o vento é a acção de base é:

$$S_d = 1,5S_{Gk} + 1,5(S_{wk} + 0,4S_{Qk})$$

Acção do Vento

A determinação dos esforços devidos ao vento pode ser efectuada, nos casos correntes, de forma simplificada supondo aplicadas às superfícies da construção pressões estáticas.

O artigo 23º do RSA [10] refere que “este processo simplificado não conduz a resultados satisfatórios para estruturas com frequências próprias de vibração muito baixas (inferiores a 0,5 Hz)”. A frequência fundamental da estrutura, apresentada no ponto 4.3, é de 0,57 Hz, admitindo-se que esta simplificação é aceitável.

No caso desta estrutura, em particular e devido à sua simetria, calcularam-se o conjunto de forças estáticas ao nível do piso e posteriormente dividiram-se essas forças pelos nós do mesmo piso.

A acção do vento depende do zonamento do território e da rugosidade aerodinâmica do solo.

Relativamente ao zonamento do território português, este está dividido em duas zonas:

Zona A – a generalidade do território, excepto as regiões pertencentes à zona B;

Zona B – os arquipélagos do Açores e da Madeira e as regiões do continente situadas numa faixa costeira com 5 km de largura ou a altitudes superiores a 600 m.

Neste trabalho admitiu-se que o edifício se encontra na zona A.

Existem também dois tipos de rugosidade aerodinâmica do solo:

Rugosidade tipo I – rugosidade a atribuir aos locais situados no interior de zonas urbanas em que predominem edifícios de médio e grande porte;

Rugosidade tipo II – rugosidade a atribuir aos restantes locais, nomeadamente zonas rurais e periferias de zonas urbanas.

Devido às características de edificação popular, admitiu-se rugosidade tipo II.

Segundo o artigo 24º do RSA, os valores característicos da pressão dinâmica do vento, w_k , são indicados na figura 4.18. Estes valores são correspondentes à zona A e dependem da altura h .

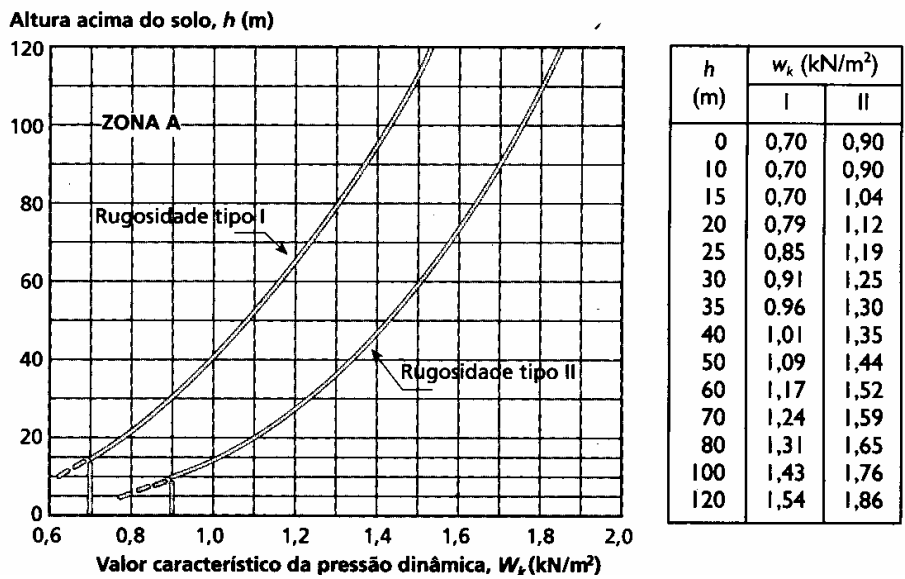


Figura 4.18 – Valor característico da pressão dinâmica, W_k (kN/m²)

As forças ao nível do piso são definidas no ponto 3.5 do Anexo I do RSA [9]. Assim, e admitindo que a estrutura é totalmente fechada, a força F_i correspondente ao piso i é dada pela seguinte expressão:

$$F_i = \delta_f \times h_1 \times d \times w_{ki}$$

em que:













δ_f - coeficiente de força

h_1 - altura de influência do piso

w_{ki} - pressão dinâmica do vento correspondente à altura do piso i

Os coeficientes de força encontram-se na figura 4.19 e dependem da relação entre as dimensões do edifício, d/a , e a esbelteza, h/d .

Coeficientes de força para construções fechadas de forma cilíndrica ou prismática

Forma da secção	$d\sqrt{w}^{(*)}$	Esbelteza h/d					
		≤ 1	2	5	10	20	∞
 circular superfície lisa	$< 0,15$	0,7	0,7	0,8	0,9	1,0	1,2
	$\geq 0,15$	0,5	0,5	0,5	0,5	0,6	0,6
 circular superfície rugosa	qualquer	0,7	0,7	0,8	0,9	1,0	1,2
 dodecagonal	$< 0,3$	0,7	0,8	0,9	1,0	1,1	1,3
	$\geq 0,3$	0,7	0,7	0,7	0,8	0,9	1,1
 octogonal	qualquer	1,0	1,1	1,2	1,2	1,3	1,4
 quadrada	qualquer	1,2	1,3	1,4	1,6	1,8	2,0
 quadrada	qualquer	1,0	1,0	1,1	1,3	1,4	1,6
 rectangular $d/a = 1/2$	qualquer	0,8	0,9	1,1	1,2	1,3	1,5
 rectangular $d/a = 2$	qualquer	1,3	1,4	1,5	1,7	1,9	2,1
 $d/a = 1/2$ $r = d/2$	$< 0,08$	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,4
	$\geq 0,08$	0,2	0,2	0,2	0,3	0,3	0,3
 $d/a = 2$ $r = a/2$	$< 0,15$	0,8	0,8	0,9	1,0	1,2	1,6
	$\geq 0,15$	0,5	0,5	0,5	0,5	0,6	0,6
 rectangular $d/a \leq 1/4$	qualquer	0,7	0,7	0,8	0,8	0,9	1,2
 rectangular $d/a \geq 4$	qualquer	1,2	1,3	1,4	1,6	1,8	2,0

(*) d expresso em metros e w em quilonewtons por metro quadrado.

Figura 4.19 – Coeficientes de força para construções fechadas de forma cilíndrica ou prismática

Assim, e por interpolação, os coeficientes de força para as duas direcções do vento, x e y, encontram-se nas figuras 4.20 e 4.21, respectivamente.

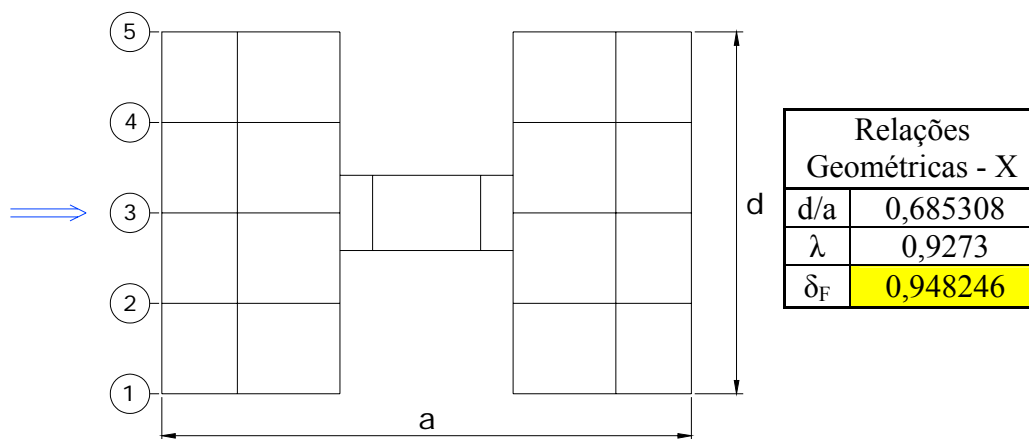


Figura 4.20 – coeficiente de força na direcção x

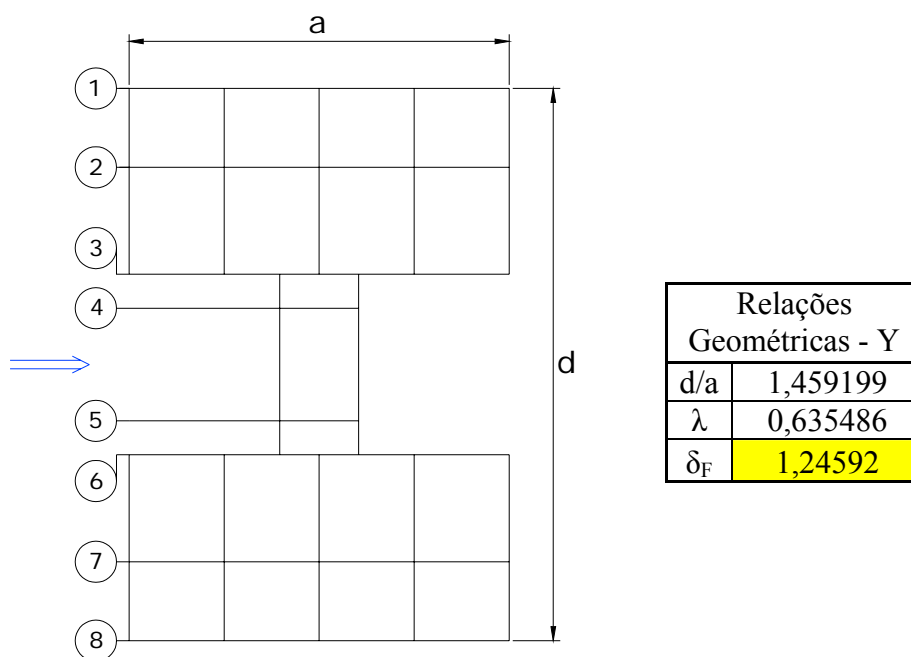


Figura 4.21 – coeficiente de força na direcção y

Apresentam-se em seguida as forças ao nível do piso, para as duas direcções:

Vento na direcção X			
piso i	h_i (m)	W_K (kN/m ²)	F_i (kN)
0	1,25	0,9	14,4
1	2,5	0,9	28,8
2	2,5	0,9	28,8
3	2,5	0,9	28,8
4	2,5	0,9	28,8
5	1,25	0,97	15,5

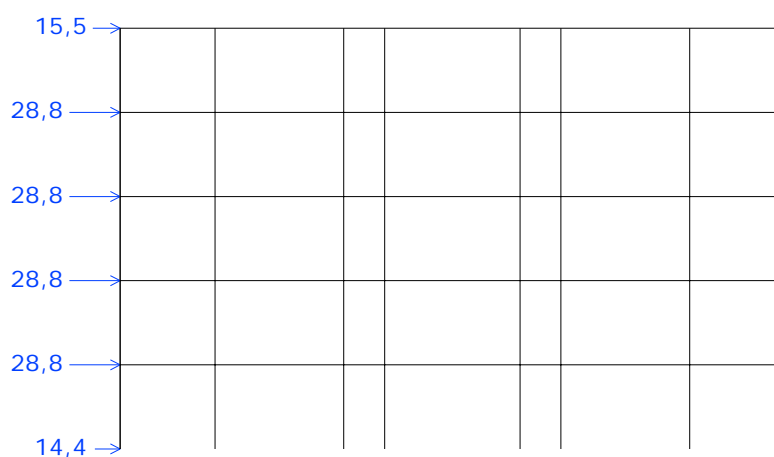


Figura 4.22 – Forças ao nível do piso devido à acção do vento, direcção x.

Vento na direcção Y			
piso i	h_i (m)	W_K (kN/m ²)	F_i (kN)
0	1,25	0,9	27,6
1	2,5	0,9	55,1
2	2,5	0,9	55,1
3	2,5	0,9	55,1
4	2,5	0,9	55,1
5	1,25	0,97	29,7

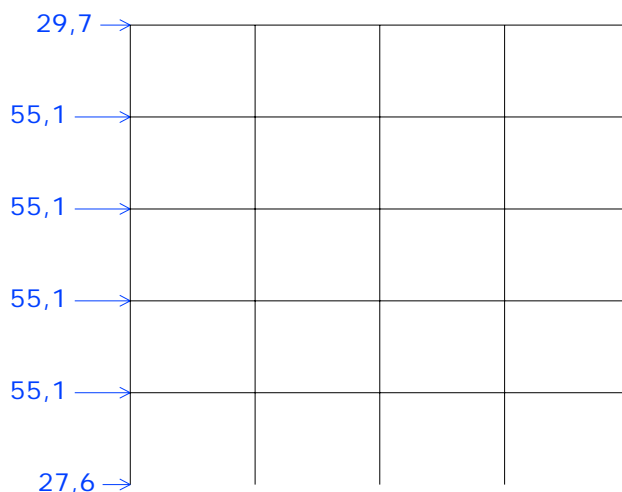


Figura 4.23 – Forças ao nível do piso devido à acção do vento, direcção y.

Devido à regularidade da planta do edifício nas duas direcções, as forças globais ao nível do piso foram divididas pelos nós com o recurso a larguras de influência calculadas somando metade do comprimento de cada viga contígua ao nó na respectiva direcção. As forças aplicadas em cada um dos nós de cada piso apresentam-se nas tabelas 4.13 e 4.14.

Divisão pelos Pórticos (%)				
1	2	3	4	5
0,125	0,25	0,25	0,25	0,125

piso	Forças concentradas no nós - direcção x				
	1	2	3	4	5
1	3,6	7,2	7,2	7,2	3,6
2	3,6	7,2	7,2	7,2	3,6
3	3,6	7,2	7,2	7,2	3,6
4	3,6	7,2	7,2	7,2	3,6
5	1,9	3,9	3,9	3,9	1,9

Tabela 4.13 – Forças nos nós devido à acção do vento

Divisão pelos Pórticos (%)							
1	2	3	4	5	6	7	8
0,071429	0,168277	0,096848	0,163447	0,163447	0,096848	0,168277	0,071429

pisos	Forças concentradas no nós (kN) direcção y							
	1	2	3	4	5	6	7	8
1	3,9	9,3	5,3	9,0	9,0	5,3	9,3	3,9
2	3,9	9,3	5,3	9,0	9,0	5,3	9,3	3,9
3	3,9	9,3	5,3	9,0	9,0	5,3	9,3	3,9
4	3,9	9,3	5,3	9,0	9,0	5,3	9,3	3,9
5	2,1	5,0	2,9	4,9	4,9	2,9	5,0	2,1

Tabela 4.14 – Forças nos nós devido à acção do vento

Comparação dos Esforços

Para determinar os esforços devidos ao vento foi definida a combinação fundamental em que o vento é a acção de base no modelo do SAP2000 utilizado anteriormente para a determinação dos esforços das cargas permanentes.

Como referido anteriormente a acção sísmica do tipo 2 é a que apresenta esforços mais elevados. Nas tabelas 4.15, 4.16 e 4.17 encontram-se os esforços devidos à acção do vento e à acção sísmica tipo 2 para os dois coeficientes de comportamento referidos anteriormente. Apresentam-se também os esforços resistentes das secções e as expressões de interacção de esforços (EI) dos diversos elementos analisados.

	Comb. Fundamental - Sismo		Comb. Fundamental - Vento		N _{CRd}
	η=1	η=4	Combinação Vento X	Combinação Vento Y	
	P	P	P	P	
Contraventamento Tipo 1	664,10	180,94	62,73	37,20	118,39
Contraventamento Tipo 2	632,86	168,01	54,00	25,40	104,88

Tabela 4.15 – Esforços nos contraventamentos para as combinações fundamentais vento e sismo

Elemento	Carregamento	Comb. Fundamental - Sismo		Comb. Fundamental - Vento		MRd
		η=1	η=4	Combinação Vento X	Combinação Vento Y	
		Mx	Mx	Mx	Mx	
Viga 2500 A (interior)	M+	37,64	13,91	11,90	13,00	67,55
	M-	99,18	31,88	18,74	25,80	25,44
Viga 2500 E (Borda)	M+	0,02	0,02	0,06	0,06	22,09

Tabela 4.16 – Esforços nas vigas para as combinações fundamentais do vento e do sismo

		Comb. Fundamental - Sismo										Comb. Fundamental – Vento									
		$\eta=1$					$\eta=4$					Combinação Vento X					Combinação Vento Y				
Tipo		P	M _x	M _y	EI1	EI2	P	M _x	M _y	EI1	EI2	P	M _x	M _y	EI1	EI2	P	M _x	M _y	EI1	EI2
PIA	P1	1039,37	107,67	14,67	8,10	5,71	360,93	29,00	4,46	2,14	1,68	252,30	5,55	1,56	0,88	0,62	260,33	11,61	1,87	1,12	0,84
P2D	P2	547,28	140,74	18,99	6,16	5,15	547,09	35,18	6,36	2,49	1,82	1130,21	0,00	2,13	2,50	1,36	1129,40	20,15	3,11	3,18	1,92

Tabela 4.17 – Esforços nos pilares para as combinações fundamentais do vento e do sismo

No caso da solução original deste edifício, e analisando as combinações fundamentais referentes à acção sísmica e à acção do vento, conclui-se que a acção do Sísmica é a mais desfavorável. Porém, os esforços axiais no pilar P2D são mais elevados e este facto reside essencialmente nos coeficientes de majoração das cargas permanentes. Na combinação fundamental com o vento como acção de base este coeficiente toma o valor de 1,5 e na combinação em que o sismo é a acção de base o valor é de 1,0.

5 - Solução Proposta

5.1 - Descrição da Solução Proposta

Geometria dos Pórticos

A solução estrutural proposta deste edifício é também constituída por um sistema de pórtico nas duas direcções X e Y.

À semelhança do sistema original, as vigas dos pórticos na direcção X são bi-articuladas e segundo a direcção Y encastradas aos pilares. Nesta solução estrutural não existem elementos de contraventamento. O contraventamento da estrutura é feito pelos painéis de parede estrutural de “Steel-Frame”.

As figuras 5.1 e 5.2 representam os diferentes tipos de pórticos da solução proposta bem como a nomeação dos diferentes tipos de painéis.

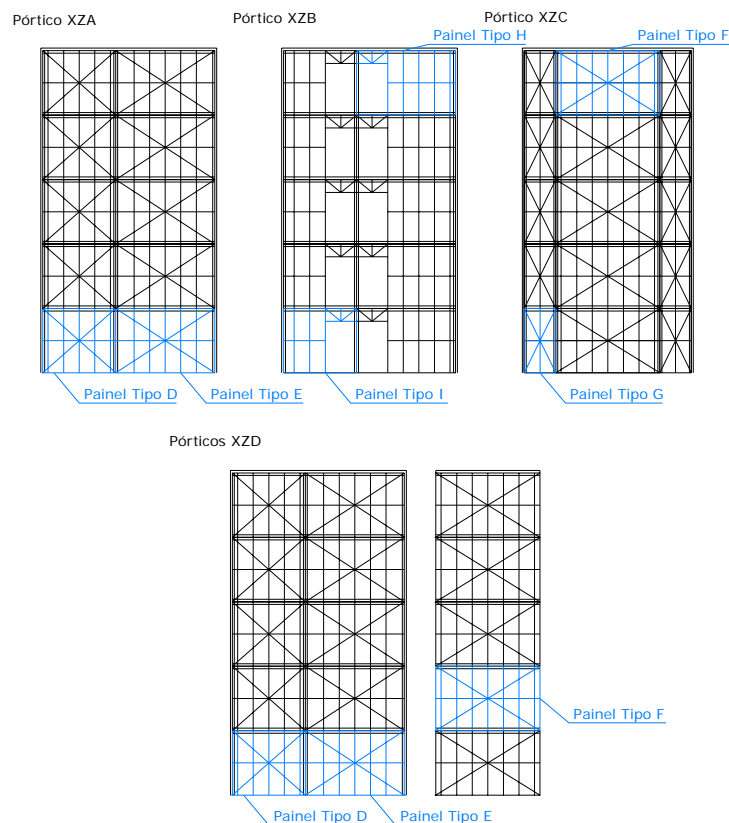


Figura 5.1 – Pórticos do sistema estrutural proposto segundo a direcção x, nomeação dos painéis “steel-frame”

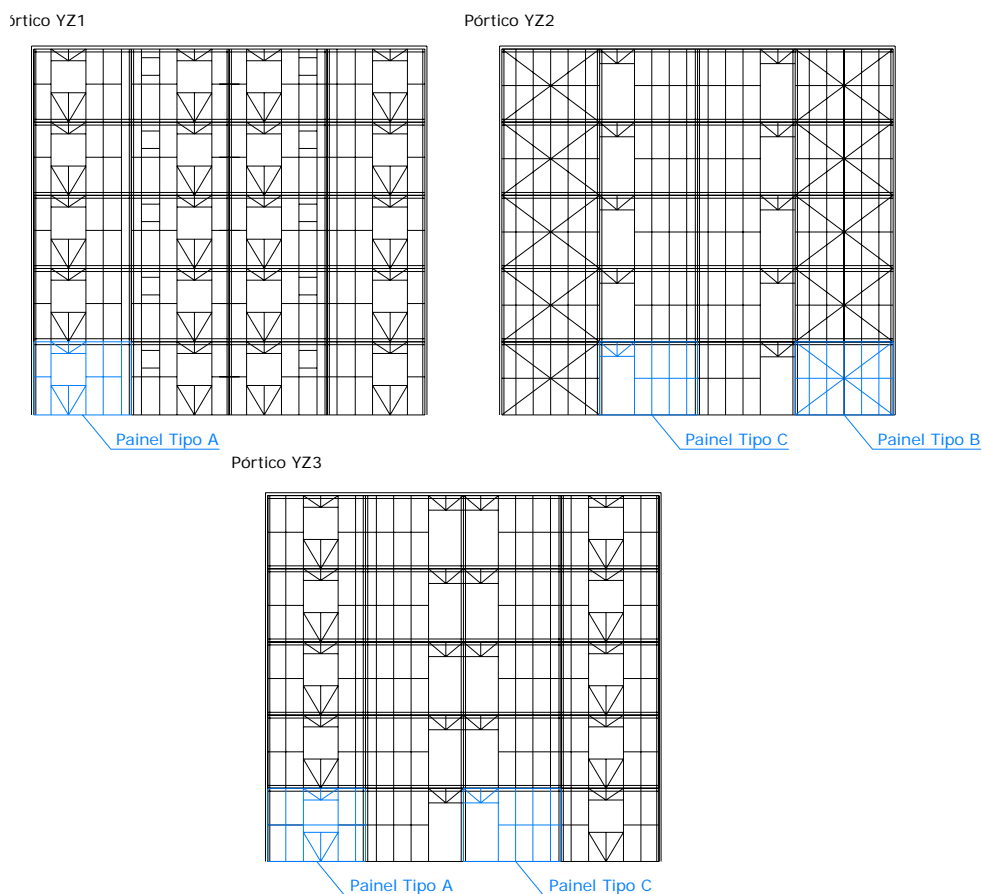


Figura 5.2 – Pórticos do sistema estrutural proposto segundo a direcção y, nomeação dos painéis “steel-frame”

Painéis “Steel-Frame”

As paredes deste sistema são paredes estruturais do tipo “Steel-Frame”. Estas paredes estruturais respeitam as condições do projecto de arquitectura podendo ter porta ou janela integradas.

Os painéis de “Steel-Frame” são constituídos por guias (elementos horizontais), montantes (elementos verticais) e as chapas de contraventamento (Horizontais e Inclínadas).

Assim, dependendo das dimensões (largura) dos painéis apresentam-se, nas figuras 5.3, 5.4 e 5.5 as 3 tipologias existentes.

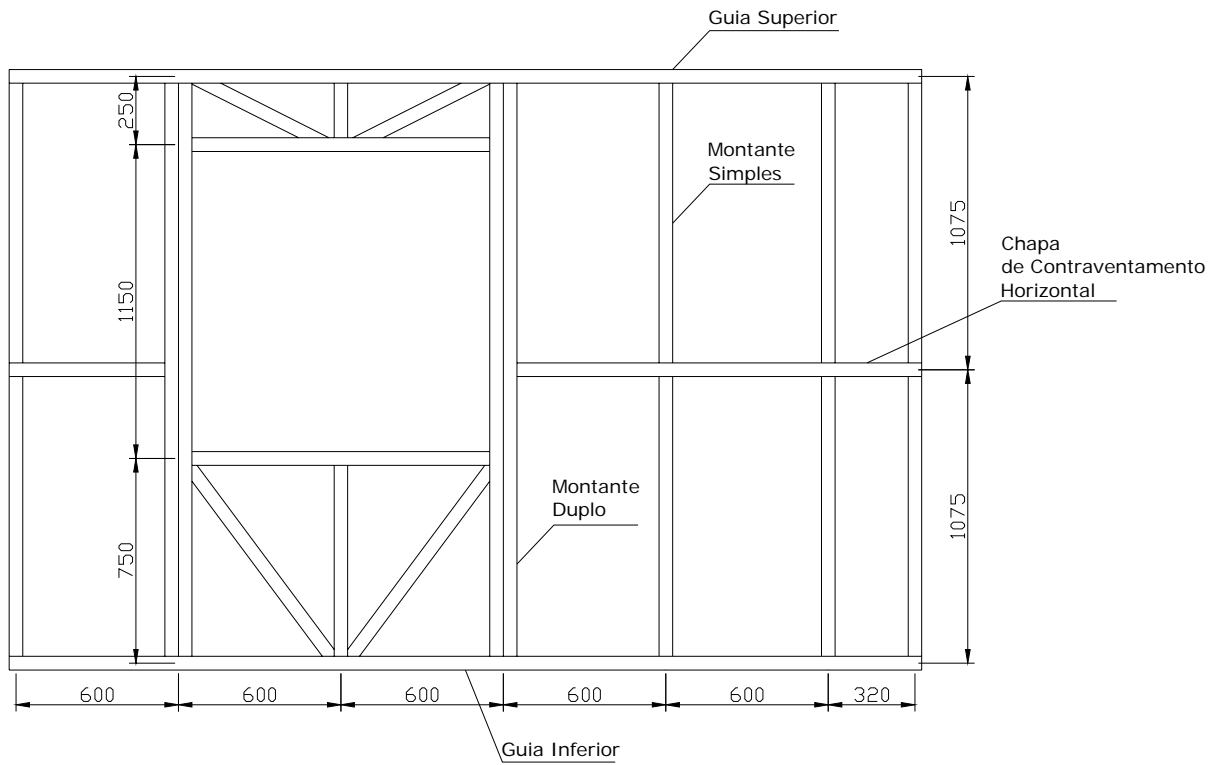


Figura 5.3 – Parede estrutural “Steel-Frame” com abertura de janela

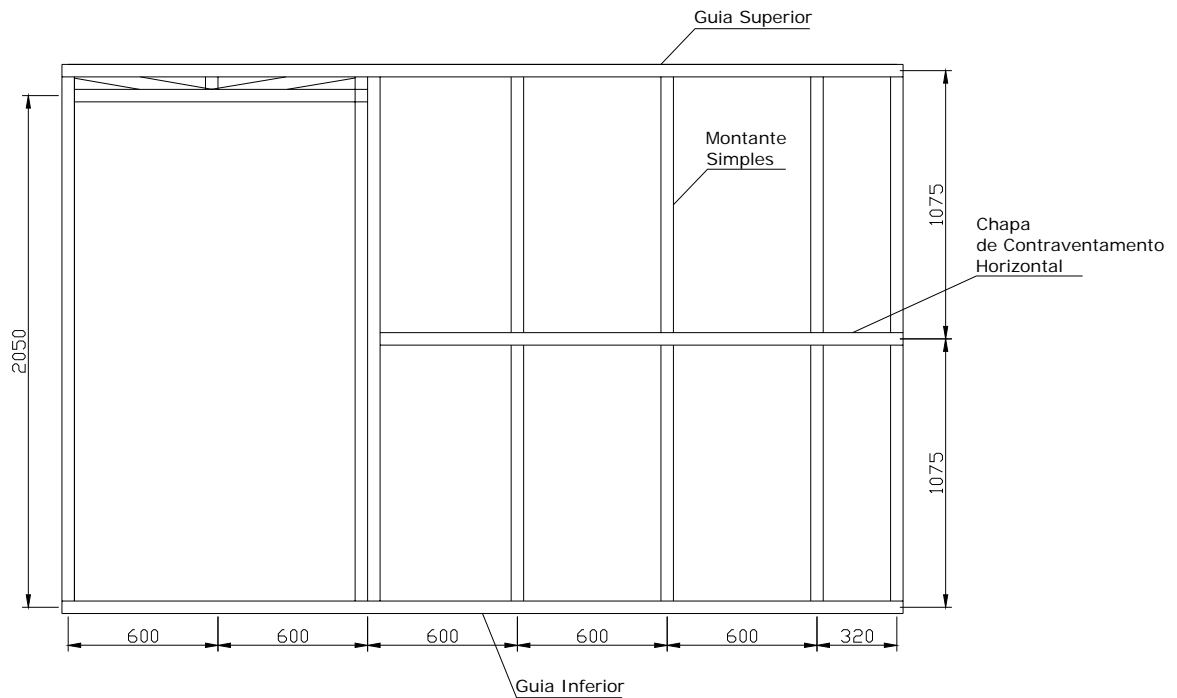


Figura 5.4 – Parede estrutural “Steel-Frame” com abertura de porta

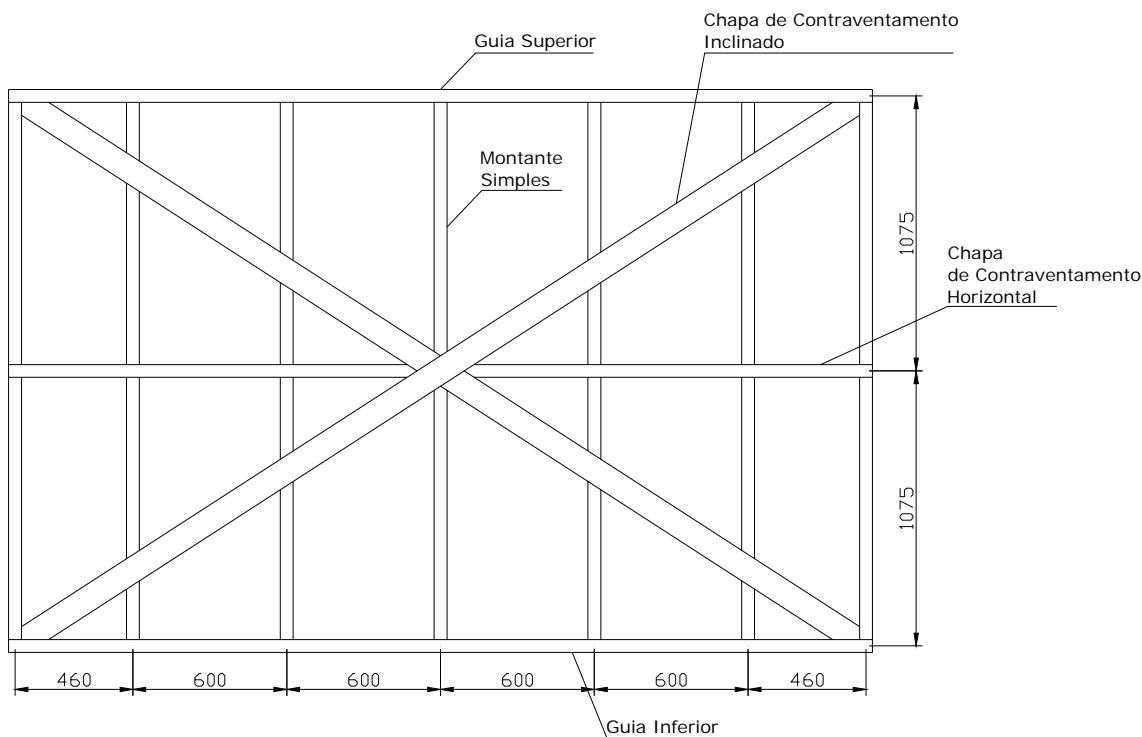


Figura 5.5 – Parede estrutural “Steel-Frame” sem abertura

Elementos Estruturais

O sistema estrutural é composto por pilares, vigas e paredes de “Steel-Frame”. As Paredes estruturais são constituídas por conjunto de elementos, já referidos anteriormente. Todos estes elementos são perfis metálicos formados a frio de chapa fina.

Tal como o sistema original, esta solução integra dois tipos de pilares, os interiores, tipo P1, os de contorno, do tipo P2. Estes dois perfis apenas diferem entre si da espessura da chapa dobrada e são compostos por dois perfis U enrijecidos soldados, Ue. Na figura 5.6 encontram-se esquematizadas as secções dos pilares.

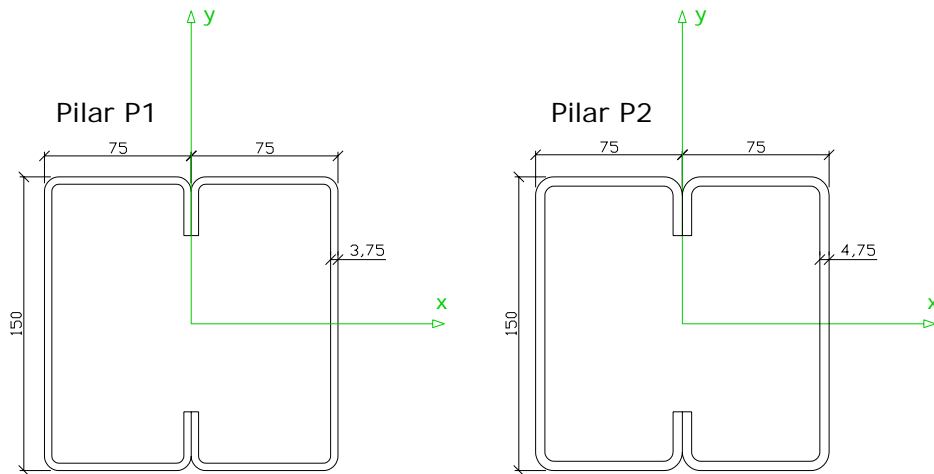


Figura 5.6 – Secção dos pilares da solução proposta

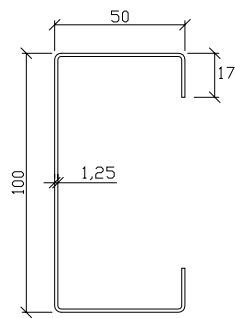
As secções das vigas são idênticas à da solução original e são também compostas por dois perfis soldados, mas neste caso perfis em U enrijecidos, Ue.

Os painéis de parede estrutural “Steel-Frame” são compostos por 4 tipos de elementos, já esquematizados e descritos anteriormente.

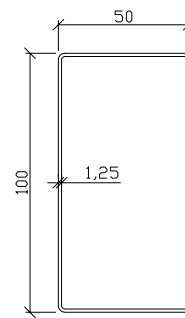
Os montantes são perfis U enrijecidos, Ue, e as guias em U simples. As dimensões destes elementos apresentam-se seguidamente.

A figura 5.7 ilustra as secções dos elementos constituintes das paredes de “Steel-Frame”.

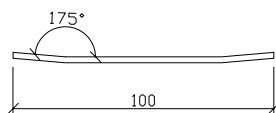
Montantes



Guias



Chapas de contraventamento Inclinado



Chapas de contraventamento Horizontal

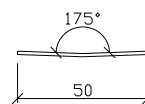


Figura 5.7 – Secção dos pilares da solução proposta

Ligações e Processo Construtivo

Estrutura Principal

Finalmente, para definir a solução estrutural e algumas das condições da modelação computacional é necessário explicar o tipo de ligações entre os elementos da estrutura. Estas condições, bem como as pormenorizações foram adoptadas de acordo com a tese de Pereira Junior [3].

A ligação dos pilares à fundação, adoptada na modelação como um encastramento, é feita através da soldagem de todas as paredes do perfil do pilar a uma chapa de base que por sua vez é conectada à laje de fundação por intermédio de chumbadores. (figura 5.8)

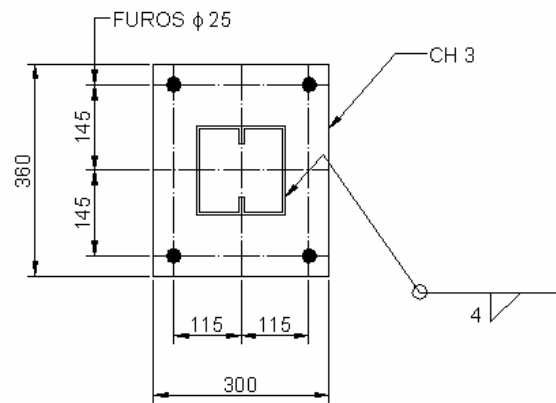


Figura 5.8 – Detalhe construtivo da ligação Pilar – Fundação [3]

Como foi referido anteriormente, as ligações das vigas com os pilares dos pórticos da direcção x são bi-articuladas. Esta consideração prende-se com o facto das vigas apenas serem soldadas nas almas do perfil. (figura 5.9)

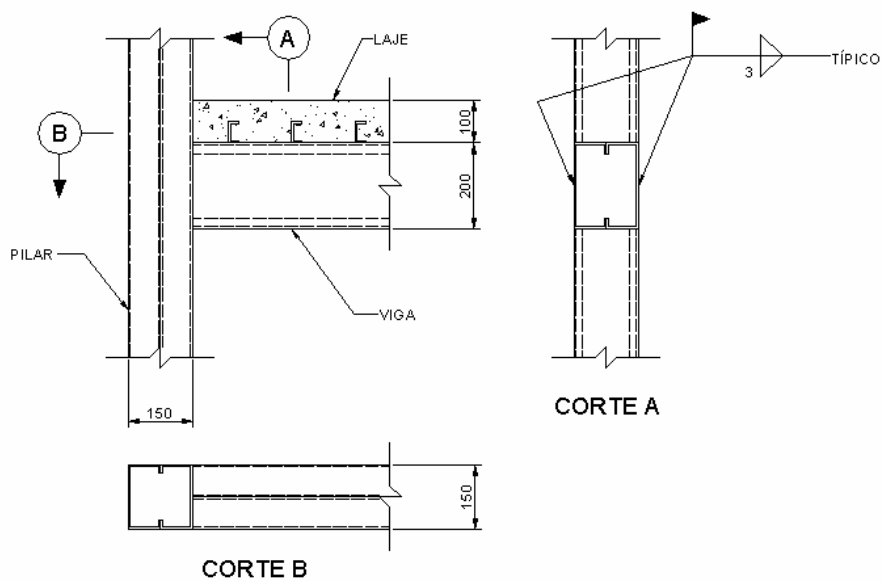


Figura 5.9 – Detalhe construtivo da ligação Viga – Pilar na direcção x [3]

Já na direcção segundo y, a condição de encastramento das vigas nos pilares justifica-se pelo facto de todas as paredes do perfil da viga serem soldados ao pilar. (figura 5.10)

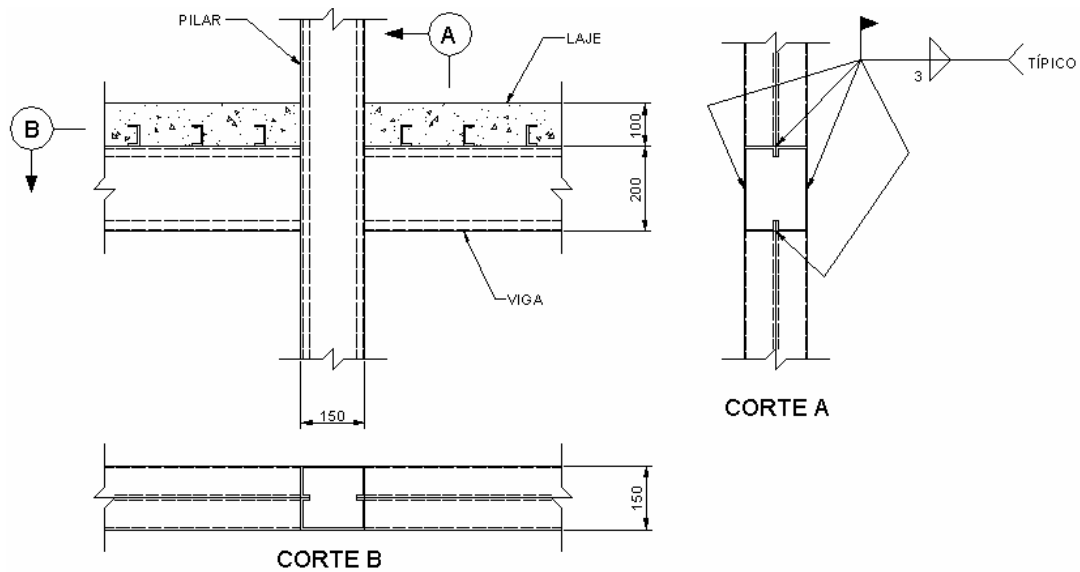


Figura 5.10 – Detalhe construtivo da ligação Viga – Pilar na direcção y [3]

Painéis de “Steel-Frame”

A ligação entre os montantes e guias é feita por intermédio de parafusos autobrocantes. Segundo justificado na tese de Pereira Junior [3], esta é uma ligação simples e, no ponto de vista da modelação estrutural, esta ligação restringe os deslocamentos segundo x e y ao mesmo tempo que não permite a transmissão de momentos entre os dois elementos. Na prática esta ligação constitui uma ligação rotulada. As figuras 5.11 e 5.12 ilustram as pormenorizações destas ligações para os montantes simples e para os montantes duplos.

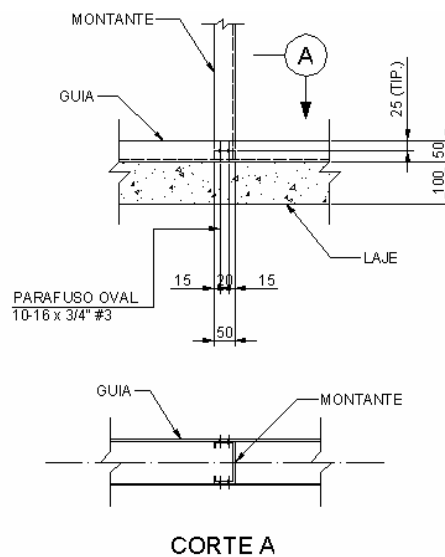


Figura 5.11 – Detalhe construtivo da ligação Montante Simples - Guia [3]

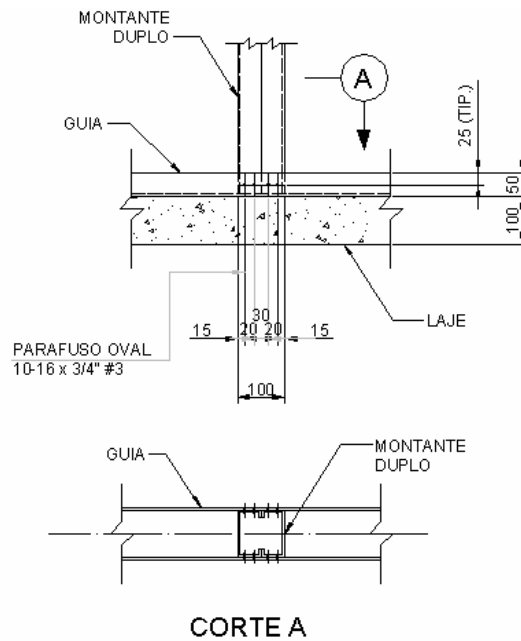


Figura 5.12 – Detalhe construtivo da ligação Montante Duplo - Guia [3]

A ligação entre o contraventamento horizontal e os montantes tem como principais objectivos a redução do comprimento de encurvadura dos montantes e evitar a rotação dos montantes quando sujeitos a esforços normais de compressão. As chapas de contraventamento horizontal são integradas nas 3 tipologias de painéis adoptadas. Do ponto de vista prático, a cada três espaçamentos entre montantes coloca-se um perfil, para conferir maior rigidez a estas chapas, não tendo sido este considerado para a resistência à compressão dos contraventamentos horizontais. Assim a chapa de horizontal é considerada rotulada aos montantes e apenas se considera a sua resistência a esforços de tracção.

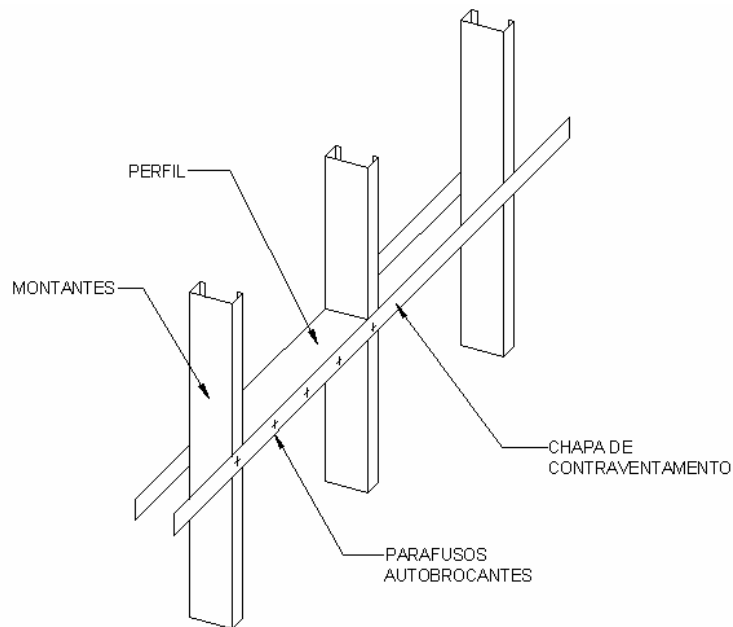
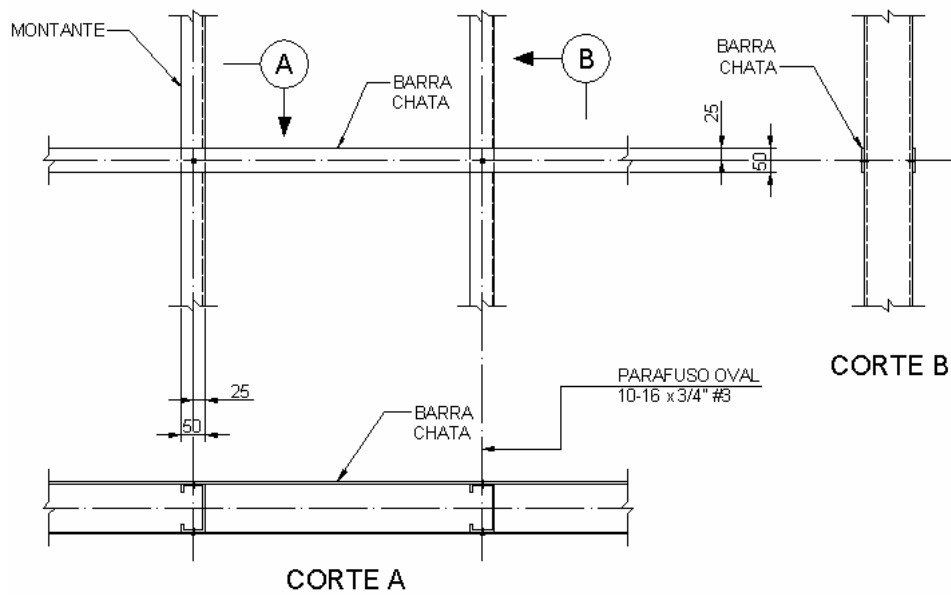


Figura 5.13 – Detalhe construtivo da ligação Montante – Contraventamento horizontal [3]

Os montantes, como descrito anteriormente são directamente ligados às guias e estas garantem a ligação à estrutura principal. As guias inferiores são conectadas directamente à laje dos pisos e as guias superiores às vigas da estrutura principal.

Estes dois tipos de guias têm influência na resistência da viga mista, porém essa influência não foi considerada na modelação estrutural. Assim, no modelo adoptado, as guias constituem apenas uma ligação das paredes de “Steel-Frame” à estrutura principal.

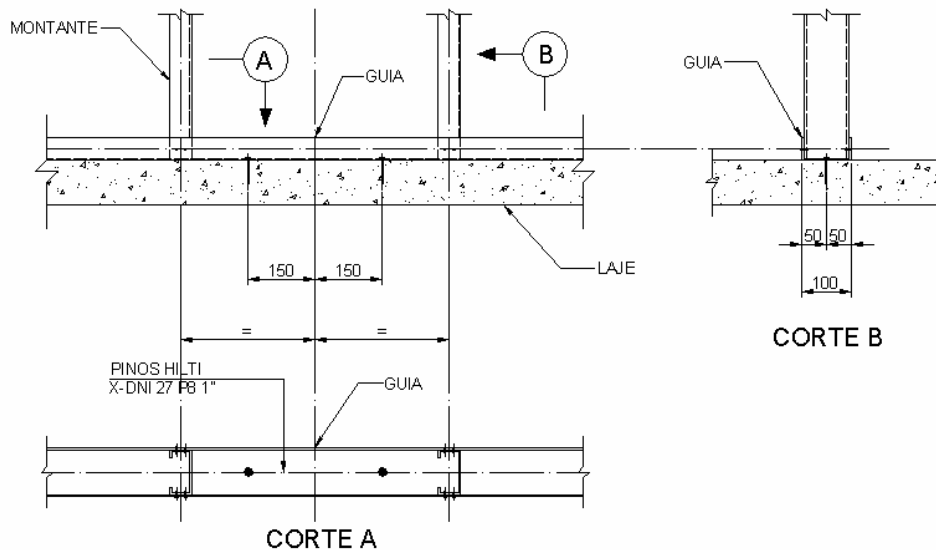


Figura 5.14 – Detalhe construtivo da ligação Guia - Laje [3]

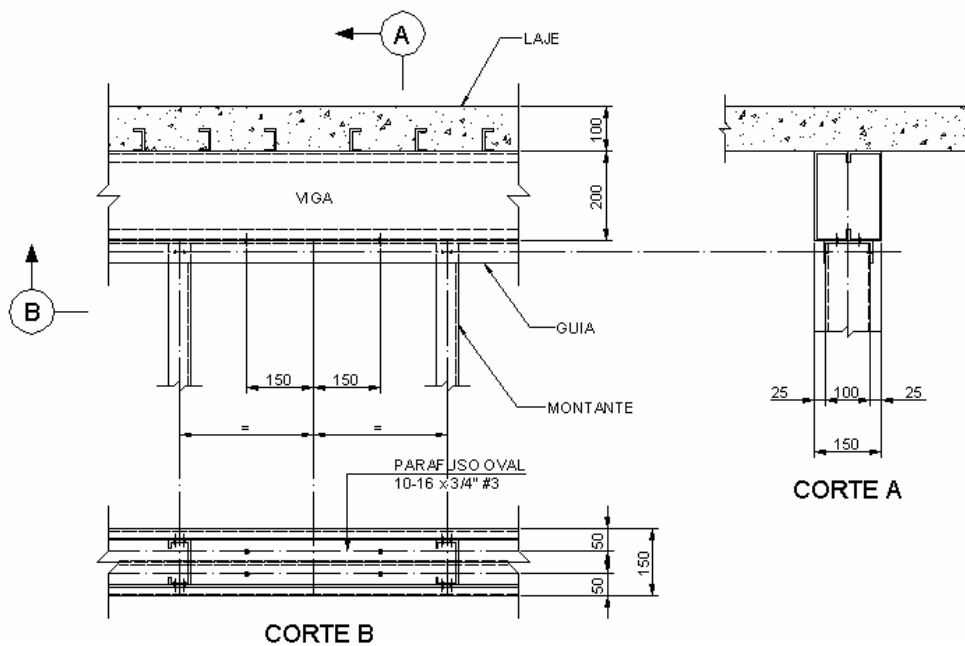


Figura 5.15 – Detalhe construtivo da ligação Guia – Viga [3]

As chapas de contraventamento inclinado, nos painéis sem abertura, desempenham a mesma função dos contraventamentos da solução estrutural original. Do ponto de vista construtivo, estes contraventamentos estão conectados através de chapas de ligação às paredes de “Steel-Frame” e estas ligadas à estrutura principal através de parafusos autobrocantes. A ligação entre o contraventamento e a chapa de ligação não permite a transmissão de momentos flectores (ligação articulada). Do ponto de vista da modelação

também não se considera a chapa de contraventamento capaz de transmitir momentos aos montantes da parede, articulando-se todas estas ligações.

A resistência a esforços de compressão das chapas de contraventamento inclinado, tal como nas chapas de contraventamento horizontal, é muito pequena desprezando-se na modelação. Assim estes elementos apenas resistem a esforços de tracção.

A figura 5.16 esquematiza a ligação do contraventamento inclinado à estrutura

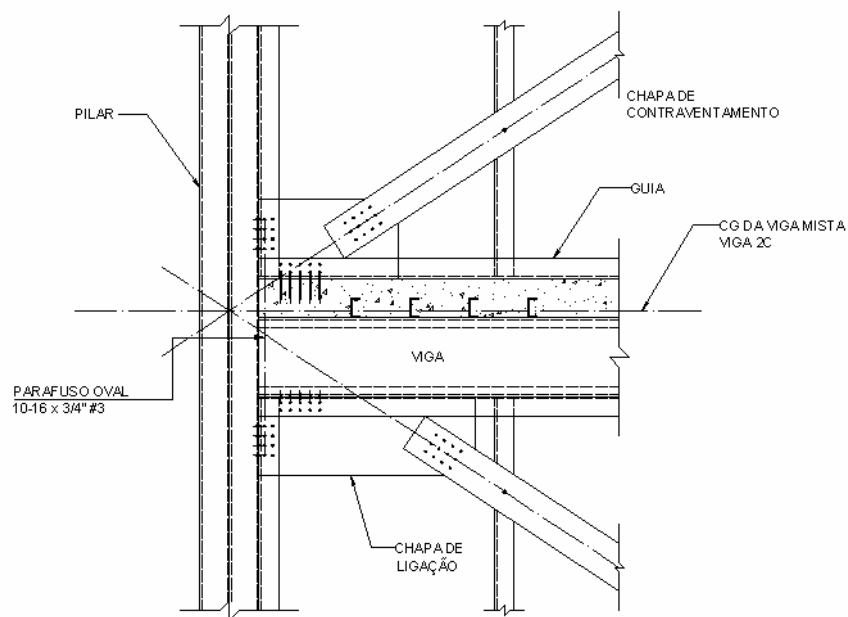


Figura 5.16 – Detalhe construtivo da ligação Contraventamento inclinado – estrutura [3]

5.2 - Modelação da Solução Proposta

À semelhança da solução original, para a determinação dos esforços da estrutura proposta foram também criados dois modelos. Os dois modelos destinam-se à determinação dos esforços resultantes das cargas de carácter permanente e da acção sísmica em separado.

Para evitar a modelação das paredes de “Steel-Frame” introduzindo no modelo todos os seus elementos de barra constituintes optou-se por uma simplificação. De facto, o número de elementos finitos de barra necessários para a modelação deste sistema seria excessivo e poderia comprometer a validade dos resultados obtidos.

A simplificação tomada consistiu na substituição das paredes de “Steel-Frame” por contraventamentos diagonais equivalentes bi-articulados de secção circular. A simplificação adoptada encontra-se esquematizada na figura 5.17.

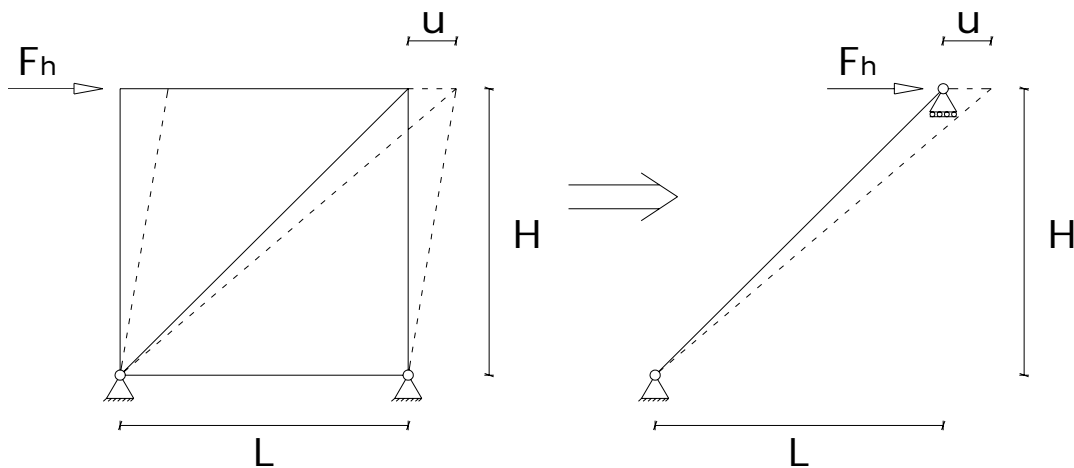


Figura 5.17 – Contraventamento diagonal equivalente

Foram calculadas as áreas equivalentes dos contraventamentos diagonais de forma a que a uma força horizontal, aplicada no painel e no contraventamento, esteja associada um deslocamento igual.

Para esta análise foi modelado, com recurso ao programa de cálculo automático SAP2000, cada um dos diferentes tipos de painéis. As figuras 5.18, 5.19 e 5.20 ilustram o modelo criado para as três tipologias de painéis e as condições de fronteira adoptadas de acordo com as disposições descritas no capítulo 5.1.

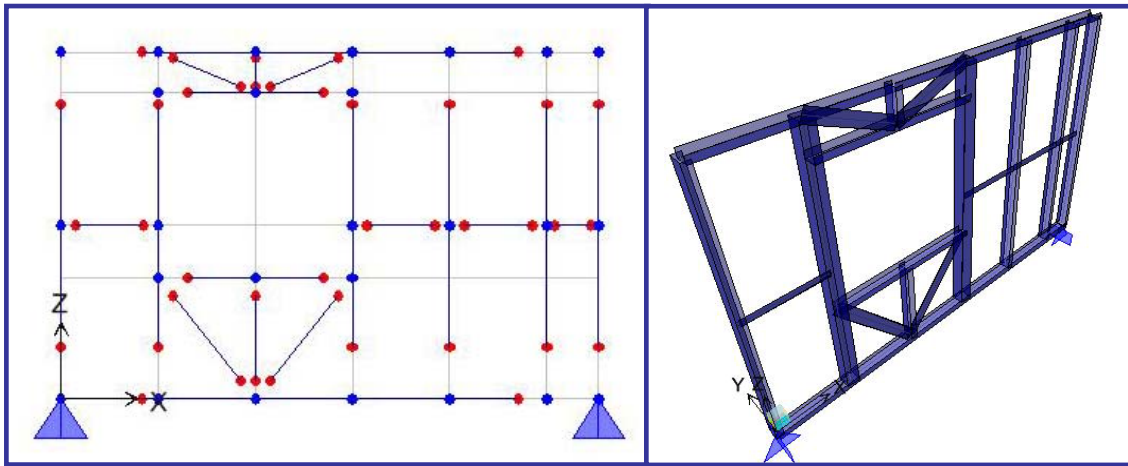


Figura 5.18 – Modelo do painel tipo A, com abertura de janela

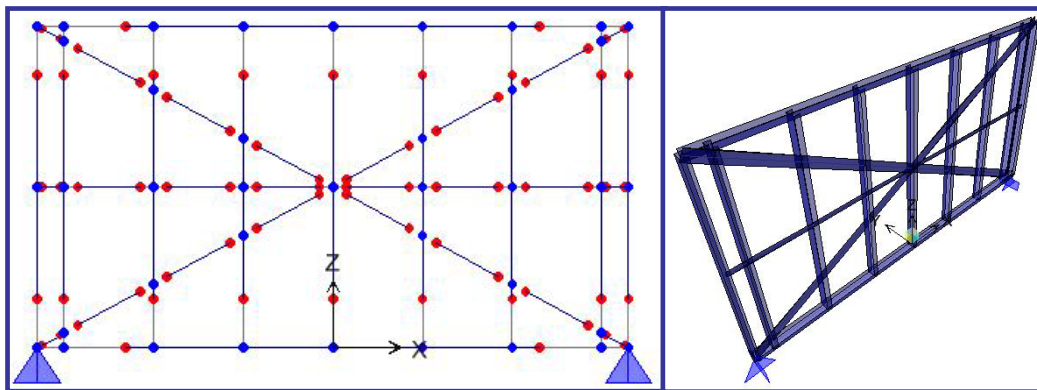


Figura 5.19 – Modelo do painel tipo F, sem abertura

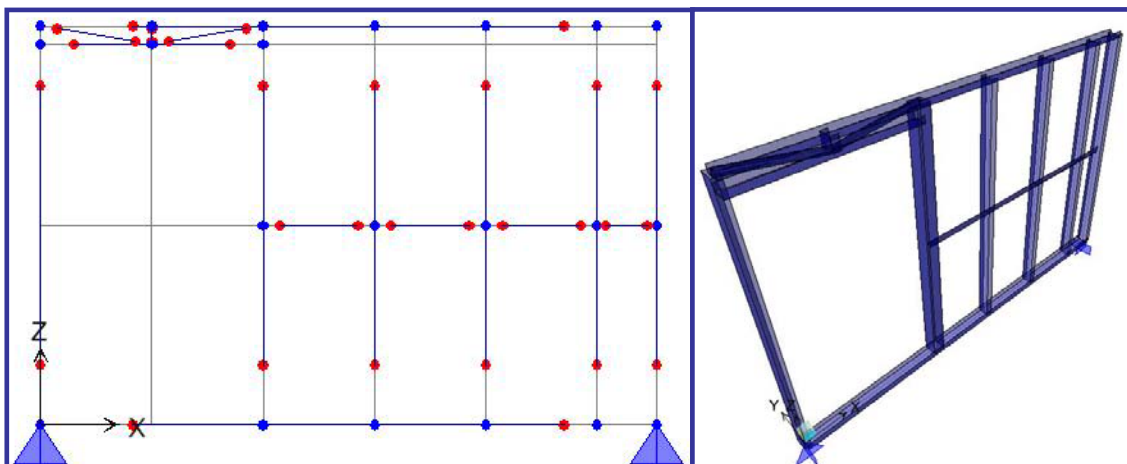


Figura 5.20 – Modelo do painel tipo C, com abertura de porta

Como foi dito no capítulo anterior, desprezou-se a resistência das chapas de contraventamento à compressão. Na análise dos painéis de “Steel-Frame” foram eliminadas, no modelo, todas as chapas que estavam submetidas à compressão.

A estes painéis foi aplicada uma força horizontal, F_h , e através do deslocamento, u , dela resultante determinou-se a área equivalente:

$$A_{eq.} = \frac{F_h \times L_{cont}}{u \times E}$$

$$L_{cont.} = \sqrt{L^2 + H^2}$$

Na tabela 5.1 encontram-se as áreas equivalentes e os respectivos diâmetros para cada tipo de painel.

Tipo	H (mm)	L (mm)	$L_{contrav}$ (mm)	F_h (kN)	u (mm)	A_{equiv} (mm ²)	D_{equiv} (mm)
A	2500	3370	4196,06	1	30,42	0,6728	0,93
	2500	3370	4196,06	100	3042,368	0,6728	0,93
B	2500	3370	4196,06	1	0,07	293,7216	19,34
	2500	3370	4196,06	100	6,97	293,7223	19,34
C	2500	3370	4196,06	1	106,05	0,1930	0,50
	2500	3370	4196,06	100	10605,08	0,1930	0,50
D	2500	2810	3761,13	1	0,07	250,9263	17,87
	2500	2810	3761,13	100	7,31	250,9260	17,87
E	2500	3810	4556,98	1	0,07	321,1382	20,22
	2500	3810	4556,98	100	6,92	321,1368	20,22
F	2500	4010	4725,47	1	0,07	333,3009	20,60
	2500	4010	4725,47	100	6,92	333,2987	20,60
G	2500	1210	2777,43	1	0,19	71,2404	9,52
	2500	1210	2777,43	100	19,02	71,2403	9,52
H	2500	3810	4556,98	1	127,91	0,1738	0,47
	2500	3810	4556,98	100	12790,55	0,1738	0,47
I	2500	2810	3761,13	1	79,91	0,2296	0,54
	2500	2810	3761,13	100	7991,03	0,2296	0,54

Tabela 5.1 – Áreas equivalentes das diagonais de contraventamento

Relativamente à estrutura principal, o procedimento da modelação foi semelhante à da solução estrutural proposta. A única diferença entre os dois modelos é a secção dos pilares e as diagonais de contraventamento em todos os pórticos. Como referido anteriormente, esta solução não tem os contraventamentos nas empenas laterais segundo x.

Na figura 5.21 apresenta-se o modelo resultante das considerações anteriores.

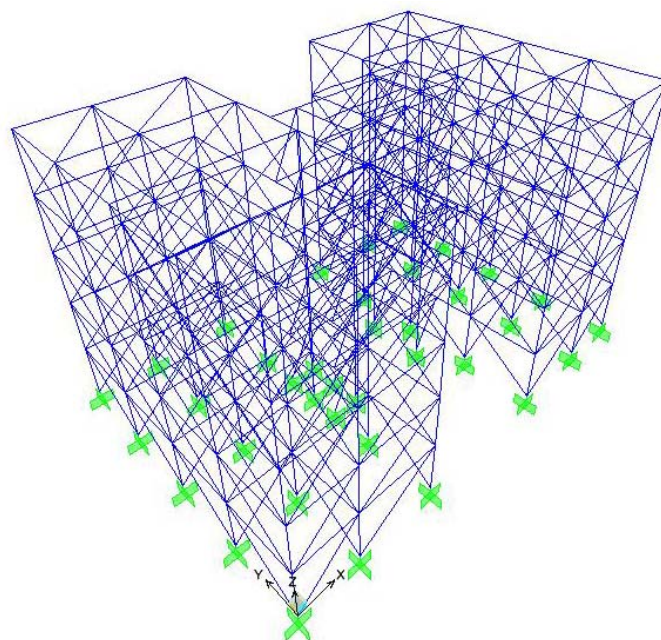


Figura 5.21 – Modelo da solução estrutural proposta

Modelo de Análise das Cargas Permanentes e Sobrecarga

As considerações do modelo destinado à análise das cargas permanentes e sobrecarga são em tudo semelhantes às utilizadas no estudo da solução original.

A este modelo foram introduzidos, na estrutura principal descrita, os elementos de placa (“shell”) para modelar a laje e foram atribuídos os carregamentos distribuídos na área do piso devidos às restantes cargas permanentes, peso das paredes de “Steel-Frame” e às sobrecargas. A discretização da laje de cada piso, e os diferentes tipos de elementos finitos utilizados são iguais aos da solução original.

Modelo de Análise da Acção Sísmica

Também no modelo referente à análise sísmica se tomaram as mesmas considerações da solução estrutural original. Foram concentradas as massas nos nós e optou-se pela ferramenta de diafragma rígido.

Nesta solução, devido à substituição das paredes de alvenaria por paredes estruturais de “Steel-Frame” assiste-se a uma redução substancial do peso do edifício e, consequentemente, das respectivas massas.

O peso total dos pisos é de 875,1 kN (89,30 toneladas) para os primeiros 4 pisos e para o piso de cobertura é igual à solução original e toma o valor de 491,2 kN (50,12 toneladas).

Calculando então o peso total de cada metade de piso, aproveitando a simetria do edifício, apresentam-se em seguida, na tabela 5.2, as áreas de influência e as massas correspondentes a cada nó.

nó	Área de influência (m ²)	% da Área Total Piso	Piso tipo	Cobertura
			Massa Concentrada no nó	Massa Concentrada no nó
1	1,65	0,84	0,75	0,42
2	4,33	2,21	1,97	1,11
3	2,37	1,21	1,08	0,60
4	5,09	2,59	2,32	1,30
5	12,81	6,52	5,82	3,27
6	7,46	3,80	3,39	1,90
7	1,83	0,93	0,83	0,47
8	4,66	2,37	2,12	1,19
9	11,21	5,70	5,09	2,86
10	7,62	3,88	3,46	1,94
11	3,47	1,77	1,58	0,89
12	2,01	1,02	0,91	0,51
13	5,09	2,59	2,32	1,30
14	12,81	6,52	5,82	3,27
15	7,46	3,80	3,39	1,90
16	1,65	0,84	0,75	0,42
17	4,33	2,21	1,97	1,11
18	2,37	1,21	1,08	0,60
Total	98,24	50	44,65	25,06

Tabela 5.2 – Massas concentradas nos nós

5.3 – Frequências Próprias e Modos de Vibração - Solução Proposta

Na solução estrutural proposta também se revelou suficiente a limitação da análise dinâmica a onze modos de vibração. Também aqui, e para este numero de modos de vibração, os somatórios dos rácios dos factores de participação modal de massa, para os três movimentos principais, se revelaram muito próximos de 100% (tabela 4.2).

Modo	Periodo	Frequência	Translação - X		Translação - Y		Rotação - Z		Movimento Condicionante
	Seg	Hz	%	% acumulada	%	% acumulada	%	% acumulada	
1	0,88	1,14	0,0%	0,0%	84,0%	84,0%	0,1%	0,1%	translação y
2	0,64	1,57	0,0%	0,0%	0,1%	84,0%	85,0%	85,0%	rotação z
3	0,55	1,81	85,0%	85,0%	0,0%	84,0%	0,0%	85,0%	translação x
4	0,29	3,43	0,0%	85,0%	11,0%	96,0%	0,0%	85,0%	translação y
5	0,21	4,66	0,0%	85,0%	0,0%	96,0%	11,0%	96,0%	rotação z
6	0,19	5,32	11,0%	96,0%	0,0%	96,0%	0,0%	96,0%	translação x
7	0,17	5,77	0,0%	96,0%	3,0%	99,0%	0,0%	96,0%	translação y
8	0,13	7,64	0,0%	96,0%	1,1%	100,0%	0,0%	96,0%	translação y
9	0,13	7,72	0,0%	96,0%	0,0%	100,0%	2,8%	99,0%	rotação z
10	0,12	8,69	0,0%	96,0%	0,3%	100,0%	0,0%	99,0%	translação y
11	0,11	8,92	2,7%	99,0%	0,0%	100,0%	0,0%	99,0%	translação x

Tabela 5.3 – Quadro resumo para os diferentes modos de vibração

Também para esta solução, e com o intuito de conhecer melhor o comportamento da estrutura, procedeu-se a uma análise mais detalhada dos modos de vibração mais significativos. Assim, seleccionaram-se os três primeiros modos, que correspondem aos modos principais para cada um dos movimentos, sendo estes os modos mais importantes.

As frequências de vibração do sistema proposto são superiores às frequências do sistema original. Este aumento das frequências deve-se ao aumento da rigidez global do edifício, associado à introdução dos painéis de “Steel-Frame”, e à redução, substancial, da massa, consequência da substituição das paredes de alvenaria pelos painéis de parede estrutural.

O primeiro modo de vibração apresenta um período de 0,88 segundos e uma correspondente frequência de 1,14 Hz.

Este é o modo fundamental da estrutura, pois é o que apresenta menor frequência.

Este modo apresenta uma pequena rotação segundo o eixo z (0,1%). Sendo a estrutura simétrica, tanto geometricamente como na disposição das massas concentradas, este facto poderá justificar-se através da simplificação de substituição dos painéis de “Steel-Frame” pelos contraventamentos diagonais.

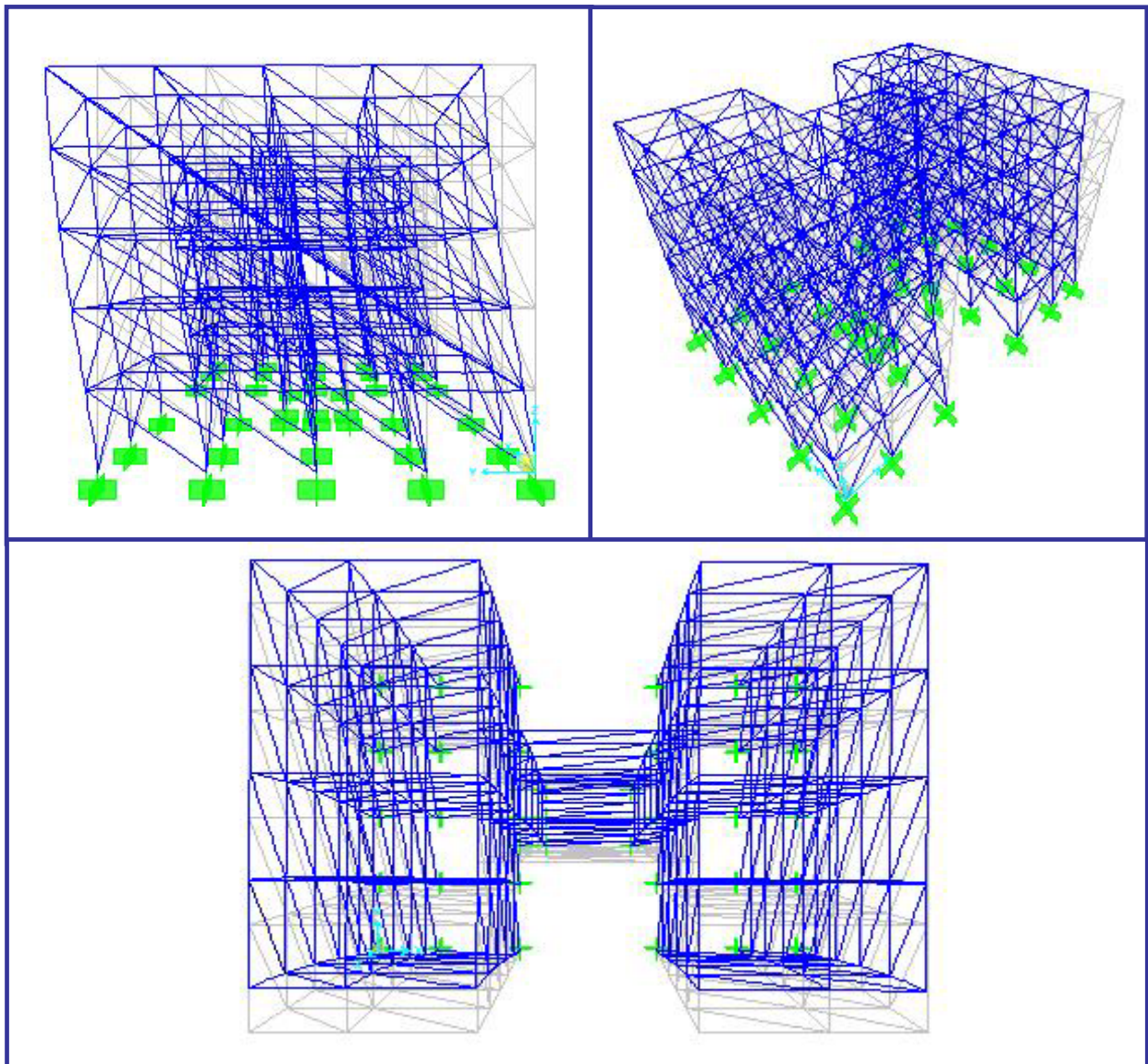


Figura 5.22 – Representação do 1º modo de vibração

O segundo modo de vibração apresenta um período de 0,64 segundos e uma correspondente frequência de 1,57 Hz.

Este modo apresenta também uma parcela, com pouca expressão, de translação. Este é justificado, também, pela assimetria das massas.

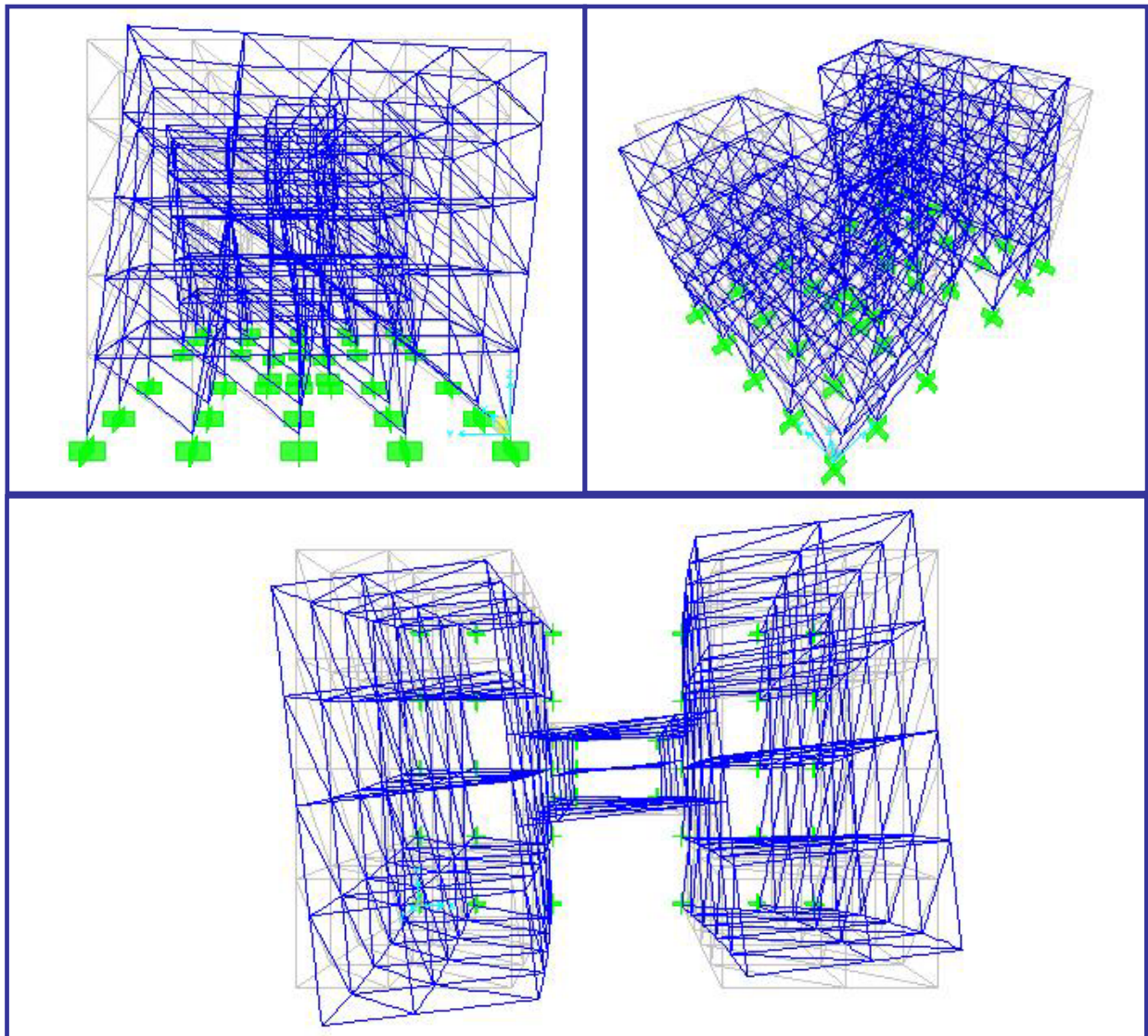


Figura 5.23 – Representação do 2º modo de vibração

O terceiro modo de vibração apresenta um período de 0,55 segundos e uma correspondente frequência de 1,81 Hz.

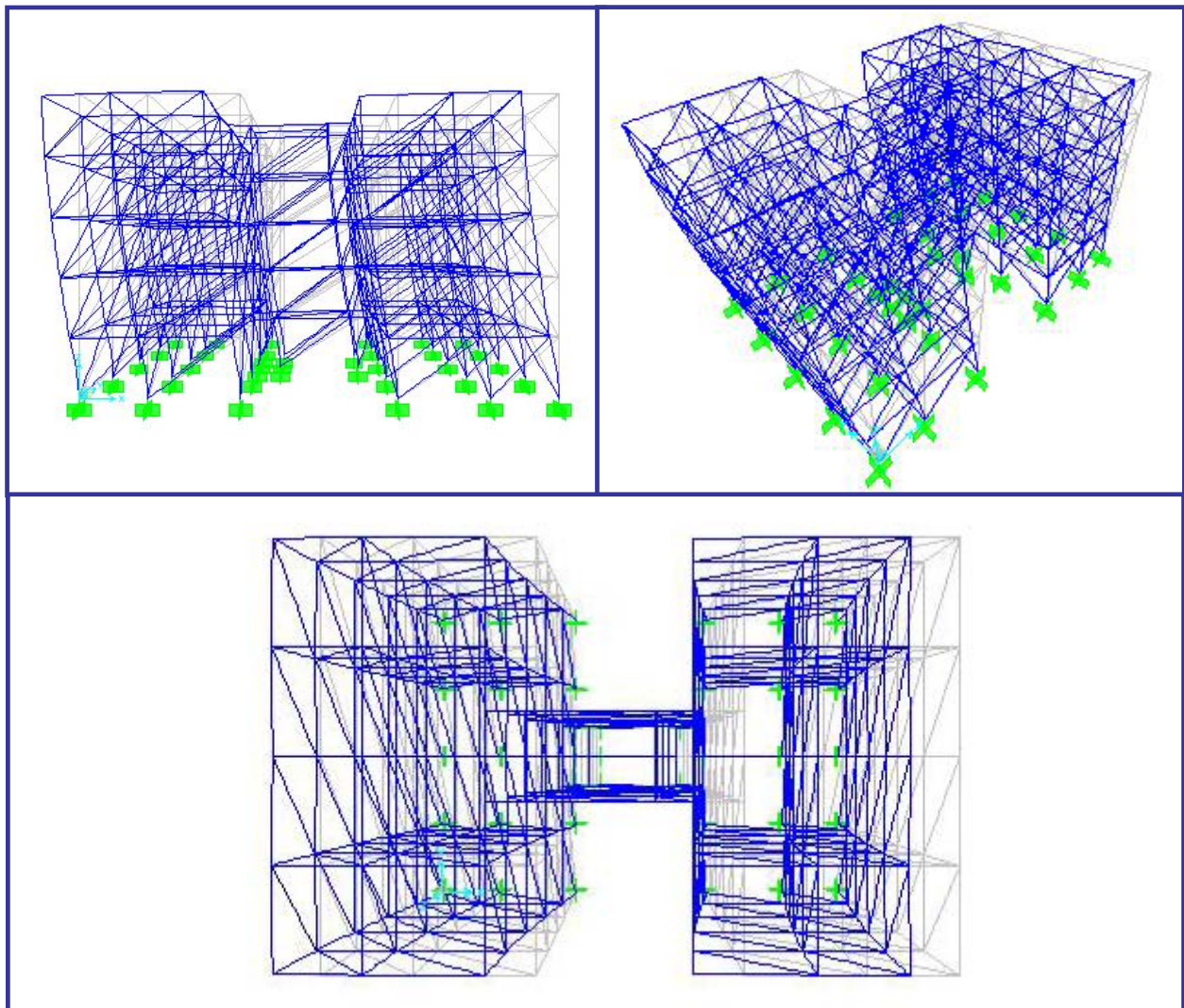


Figura 5.24 – Representação do 3º modo de vibração

5.4 – Análise dos Esforços de Elementos Estruturais Devidos à Acção Sísmica

Estrutura Principal

Para o sistema estrutural proposto analisaram-se os mesmos elementos do que para o sistema original. Neste caso não existem diagonais de contraventamento

Seguidamente apresentam-se os esforços, originados pelos dois tipos de acção sísmica, e com os dois coeficientes de comportamento analisados. Os esforços resistentes e equações de interacção (EI) são calculados no capítulo 6.

Assim, para a acção sísmica tipo 1, os esforços encontram-se na tabelas 5.4. e 5.5.

Elemento	Carregamento	Acção Sísmica 1, $\eta=1$	Acção Sísmica 1, $\eta=4$	M_{Rd}
		M_x	M_x	
Viga 2500 A (interior)	M^+	10,47	4,60	67,55
	M^-	25,72	9,62	25,44
Viga 2500 E (Borda)	M^+	0,02	0,02	22,09

Tabela 5.4 – Esforços nas vigas – Combinação fundamental

	Tipo	Acção Sísmica 1, $\eta=1$					Acção Sísmica 1, $\eta=4$				
		P	M_x	M_y	EI 1	EI 2	P	M_x	M_y	EI 1	EI 2
P1A	P1	301,88	26,47	12,69	2,01	1,73	117,66	7,18	3,38	0,60	0,52
P2D	P2	280,42	35,16	15,68	1,91	1,69	226,09	9,19	4,13	0,75	0,62

Tabela 5.5 – Esforços nos pilares – Combinação fundamental

Para a acção sísmica tipo 2, os esforços dos elementos da estrutura principal apresentam-se nas tabelas 5.6 e 5.7.

Elemento	Carregamento	Acção Sísmica 2, $\eta=1$	Acção Sísmica 2, $\eta=4$	M_{Rd}
		M_x	M_x	
Viga 2500 A (interior)	M^+	13,63	5,39	67,55
	M^-	34,23	11,75	25,44
Viga 2500 E (Borda)	M^+	0,02	0,02	22,09

Tabela 5.6 – Esforços nas vigas – Combinação fundamental

		Acção Sísmica 2, $\eta=1$					Acção Sísmica 2, $\eta=4$				
Tipo		P	M_x	M_y	EI 1	EI 2	P	M_x	M_y	EI 1	EI 2
P1A	P1	306,26	36,07	11,98	2,32	2,01	118,75	9,58	3,20	0,67	0,59
P2D	P2	275,10	48,07	14,77	2,22	1,99	224,76	12,42	3,90	0,83	0,70

Tabela 5.7 – Esforços nos pilares – Combinação fundamental

Na solução proposta e apesar de uma melhoria substancial do desempenho estrutural à acção sísmica, a estrutura principal não verifica a segurança. Isto tendo em conta o coeficiente de comportamento unitário.

Avaliando o valor dos esforços combinados, constatou-se que para o valor de coeficiente de comportamento de 4,0 a segurança é verificada o que não acontece para o valor de 1,0. Sublinha-se assim a importância da escolha deste coeficiente.

Na solução proposta e com o aumento das frequências dos modos de vibração, a constatação da acção sísmica mais desfavorável não foi tão óbvia tendo-se analisado os esforços para as duas acções. Mesmo assim, e analisando os valores dos esforços e das expressões de interacção, conclui-se que o sismo 2 é também a acção mais desfavorável nesta solução estrutural.

Painéis de “Steel-Frame”

Neste capítulo efectuou-se a análise de dois painéis de “Steel-Frame” utilizados. Optou-se por analisar o painel tipo A (com abertura de janela) e o painel D (sem aberturas)

Esta análise consistiu na aplicação de um deslocamento nodal, nos modelos dos respectivos painéis do SAP2000. O deslocamento nodal aplicado foi calculado através dos valores dos deslocamentos determinados nos modelos de análise do sistema estrutural proposto subtraindo-se os deslocamentos de dois nós em andares subsequentes. O deslocamento nodal a aplicar ao painel é dado por:

$$\delta_i = \delta_{G+\psi_2 Q} + \frac{\delta_E}{\eta}$$

Como justificado anteriormente, para deslocamentos, o coeficiente de comportamento, η , adoptado é de 1,0.

Para os dois painéis, o deslocamento máximo é de 10,952mm.

Painel Tipo A

Para o painel tipo A, os esforços actuantes, para os elementos mais esforçados, e os esforços resistentes encontram-se nas tabelas 5.6, 5.7 e 5.8.

	N	N _{t,Rd}
Contraventamento Inclinado	1,36	57,27

Tabela 5.8 – Esforços no contraventamento inclinado

	N	M _x	E1	E2
Montante Duplo	0,54	0,12	0,03	0,03

Tabela 5.9 – Esforços no Montante duplo

	N	M _x	E1	E2
Guia	0,31	0,16	0,09	0,09

Tabela 5.10 – Esforços na Guia

Painel Tipo D

Para o painel tipo D, os esforços actuantes e os esforços resistentes são os apresentados nas tabelas 5.11, 5.12 e 5.13.

	N	N _{t,Rd}
Contraventamento Inclinado	94,90	57,27

Tabela 5.11 – Esforços no contraventamento inclinado

	N	M _x	E1	E2
Montante Simples	0,54	0,12	0,08	0,03

Tabela 5.12 – Esforços no Montante simples

	N	Mx	E1	E2
Guia	0,02	0,39	0,20	0,20

Tabela 5.13 – Esforços na Guia

Nos painéis de “Steel-Frame”, nomeadamente nos painéis sem abertura, a combinação fundamental com o sismo como acção de base não foi verificada.

6 – Memórias de Cálculo

Para se proceder à verificação de segurança aos estados limite últimos, para as combinações apresentadas no capítulo 3, é necessário calcular os esforços resistentes dos elementos estruturais existentes. Este capítulo prende-se a essa necessidade.

Na verificação de segurança, e tratando-se de trabalho académico, optou-se por abordar alguns dos elementos estruturais que se demonstraram mais solicitados. A condição para a verificação de segurança é:

$$E_{sd} \leq E_{Rd}$$

em que E_{sd} e E_{Rd} são, respectivamente, os esforços solicitantes e resistentes.

Na determinação dos esforços resistentes dos elementos escolhidos recorreu-se à Norma Brasileira – *NBR 14762* [6].

No caso das vigas, que apresentam o mesmo tipo de secção nas duas soluções estruturais estudadas, utilizou-se também o EUROCÓDIGO 4 para estruturas mistas Aço-Betão [7].

6.1 – Materiais

Aço Estrutural

Segundo a tese de Pereira Junior, aço estrutural utilizado, foi um aço laminado a frio COR 420 para a fabricação dos elementos estruturais da estrutura principal. A tensão de cedência deste aço, f_y , é de 300 MPa.

Os elementos constituintes das paredes “Steel-Frame” são em aço zincado ZAR 280. A tensão de cedência deste aço, f_y , é de 280 MPa.

O módulo de elasticidade considerado, para os dois aços foi 205GPa

Na análise estrutural considerou-se um betão com resistência característica, f_{ck} , de 20 MPa.

6.2 – Generalidades – Esforços Resistentes

Flambagem Local

A flambagem local de elementos totalmente ou parcialmente comprimidos, segundo a NBR 14762, deve ser considerada por meio de larguras efectivas.

Para a consideração da flambagem local existem dois tipos de paredes da secção definidos pelas suas condições de apoio:

AA – paredes bi-apoiadas

AL – paredes apoiadas-livres

Os valores das larguras efectivas e dos coeficientes de flambagem, k , para os diferentes tipos de distribuições de tensões encontram-se na tabela 4 da referida norma [6].

A esbelteza das paredes das secções é definida por:

$$\bar{\lambda}_p = \frac{1,052}{\sqrt{k}} \times \frac{b}{t} \times \sqrt{\frac{\sigma}{E}}$$

em que,

b - largura do elemento;

t - espessura do elemento;

σ - pode ser a tensão máxima de compressão, para o estado limite último de escoamento da secção; ou a tensão máxima reduzida associada a carregamentos de compressão ($\sigma = \rho \times f_y$) ou a carregamentos de flexão ($\sigma = \rho_{FLT} \times f_y$).

Assim, para valores de $\overline{\lambda}_p$ inferiores a 0,673 a parede é considerada compacta, não sendo necessário reduzir a secção. Por outro lado, para valores da esbelteza superiores a 0,673 é necessária a redução do comprimento do elemento constituinte da secção.

Segundo Winter [2], para placas imperfeitas, a redução do comprimento dos elementos da secção é dada por

$$\frac{b_e}{b} = \frac{1}{\overline{\lambda}_p} \left(1 - \frac{0,22}{\overline{\lambda}_p} \right) \leq 1$$

Barras Submetidas à Compressão Centrada

A força normal de compressão resistente, $N_{c,Rd}$, deve ser tomada como o menor valor calculado em:

1) Flambagem da barra por flexão, por torção ou por flexo-torção:

$$N_{c,Rd} = \frac{\rho \times A_{ef} \times f_y}{\gamma}, \text{ com } \gamma = 1,1$$

$$\rho = \frac{1}{\beta + (\beta^2 - \lambda_0^2)^{0,5}} \leq 1,0$$

$$\beta = 0,5 \left[1 + \alpha(\lambda_0 - 0,2) + \lambda_0^2 \right],$$

em que α é o coeficiente de imperfeição inicial e corresponde aos valores da tabela 7 da norma brasileira [6] para diferentes tipos de secções.

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{A_{ef} f_y}{N_e}}$$

com,

A_{ef} - área efectiva da secção, calculada por meio de larguras efectivas

N_e - força normal de flambagem da barra

2) Flambagem por distorção da secção transversal:

$$N_{c,Rd} = \frac{A \times f_y (1 - 0,25\lambda_{dist}^2)}{\gamma}, \text{ para } \lambda_{dist} \leq 1,414$$

$$N_{c,Rd} = \frac{A \times f_y (0,055[\lambda_{dist} - 3,6]^2 + 0,237)}{\gamma}, \text{ para } 1,414 \leq \lambda_{dist} \leq 3,6$$

onde:

$$\gamma = 1,1$$

A - área bruta da secção transversal da barra

λ_{dist} - índice de esbelteza reduzido referente à flambagem por distorção, $\lambda_{dist} = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{dist}}}$

σ_{dist} - tensão convencional de flambagem elástica por distorção

Barras Submetidas à Flexão Simples

A momento resistente de cálculo, M_{Rd} , deve ser tomado como o menor valor calculado em:

1) Início do escoamento da secção efectiva:

$$M_{Rd} = \frac{W_{ef} \times f_y}{\gamma}$$

onde:

$$\gamma = 1,1$$

W_{ef} - módulo de flexão elástica da secção efectiva, com σ calculada para o estado limite último de escoamento da secção.

2) Flambagem lateral por torção:

$$M_{Rd} = \frac{\rho_{FLT} \times W_{c,ef} \times f_y}{\gamma}$$

onde:

$$\gamma = 1,1$$

$W_{c,ef}$ - módulo de flexão elástica da secção efectiva em relação à fibra comprimida, com

$$\sigma = \rho_{FLT} \times f_y$$

ρ_{FLT} - factor de redução associado à flambagem lateral por torção calculado por:

- para $\lambda_0 \leq 0,6$: $\rho_{FLT} = 1,0$

- para $0,6 < \lambda_0 < 1,336$: $\rho_{FLT} = 1,11(1 - 0,278 \lambda_0^2)$

- para $\lambda_0 \geq 1,336$: $\rho_{FLT} = 1/\lambda_0^2$

3) Flambagem por distorção da secção transversal:

$$M_{Rd} = \frac{M_{dist}}{\gamma}, \gamma = 1,1$$

Barras Submetidas à Flexão Composta

Em relação a barras submetidas a flexão composta, os esforços solicitante devem satisfazer as seguintes expressões:

$$\frac{N_{c,Sd}}{N_{c,Rd}} + \frac{C_{mx} \times M_{x,Sd}}{\left(1 - \frac{N_{c,Sd}}{N_{ex}}\right) \times M_{x,Rd}} + \frac{C_{my} \times M_{y,Sd}}{\left(1 - \frac{N_{c,Sd}}{N_{ey}}\right) \times M_{y,Rd}} \leq 1$$

$$\frac{N_{c,Sd}}{N_{0,Rd}} + \frac{M_{x,Sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} \leq 1$$

se $\frac{N_{c,Sd}}{N_{c,Rd}} \leq 0,15$, as duas expressões anteriores podem ser substituídas por:

$$\frac{N_{c,Sd}}{N_{c,Rd}} + \frac{M_{x,Sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} \leq 1$$

onde:

$N_{c,Sd}$ - força normal de compressão solicitante na barra

$M_{x,Sd}$, $M_{y,Sd}$ - momentos flectores solicitantes de cálculo

$N_{c,Rd}$ - força normal de compressão resistente da barra

$N_{0,Rd}$ - força normal de compressão resistente da barra, tomando-se $\rho = 1,0$

$M_{x,Rd}$, $M_{y,Rd}$ - momentos flectores resistentes de cálculo, calculados com $C_b=1,0$

N_{ex} , N_{ey} - forças normais de flambagem elástica

6.3 – Elementos Estruturais do Sistema Original

Barras de Contraventamento

As secções de contraventamento são perfis em u simples. As dimensões do perfil apresentam-se na figura 6.1.

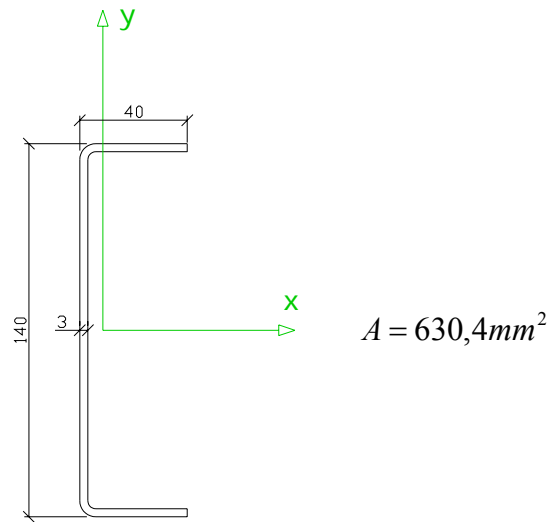


Figura 6.1 – Secção de Contraventamento

Existem dois tipos de contraventamento, apenas diferentes no seu comprimento. O contraventamento tipo 1 tem um comprimento de 3761,13 mm e o contraventamento tipo 2, 4556,98 mm.

As barras de contraventamento são bi-articuladas estando assim sujeitas apenas a esforços axiais. Nesta análise admitiu-se compressão centrada.

Admitiu-se também a impossibilidade das secções se deslocarem para fora do seu plano o que implica que nestas não ocorrem fenómenos de flambagem elástica de flexão em relação ao eixo de menor inércia, nem fenómenos de flambagem por torção. Esta suposição implica que $N_e = N_{ex}$.

Relativamente às condições de fronteira do contraventamento, considerou-se empenamento livre, e assim, o valor do coeficiente de flambagem, K_x , foi tomado igual à unidade.

A curva de resistência à compressão associada à flambagem por flexão é a curva a ($\alpha=0,21$) de acordo com a tabela 7 da norma brasileira [6].

Os factores de redução associados à flambagem, ρ , neste caso por flexão segundo x, são de 0,74 e 0,61 para os contraventamentos tipo 1 e tipo 2 respectivamente.

Como descrito anteriormente, os efeitos da flambagem local são contabilizados por meio da redução da secção.

No contraventamento tipo 1 a alma é esbelta, sendo assim necessário reduzir esse elemento. A redução da secção é representada na figura 6.2.

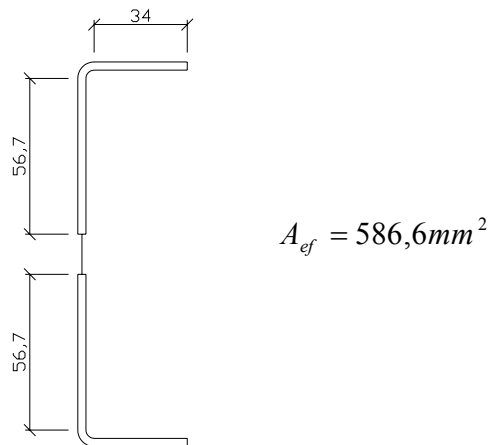


Figura 6.2 – Secção efectiva do elemento de Contraventamento

A norma brasileira refere que para barras sujeitas à compressão centrada se dispensa o processo iterativo para o cálculo da área efectiva.

Já no contraventamento tipo 2 todas as paredes são compactas não havendo redução da secção e. Em consequência a secção efectiva corresponde à secção bruta.

A força normal de compressão resistente para cada um dos contraventamentos é de:

$$N_{c,Rd} = \frac{\rho_1 \times A_{ef} \times f_y}{\gamma} = 118,39kN, \text{ para o contraventamento tipo 1}$$

$$N_{c,Rd} = \frac{\rho_2 \times A \times f_y}{\gamma} = 104,88kN, \text{ para o contraventamento tipo 2}$$

Como dito anteriormente as vigas são iguais nos dois sistemas estruturais analisados.

As dimensões das vigas apresentam-se na figura 6.3.

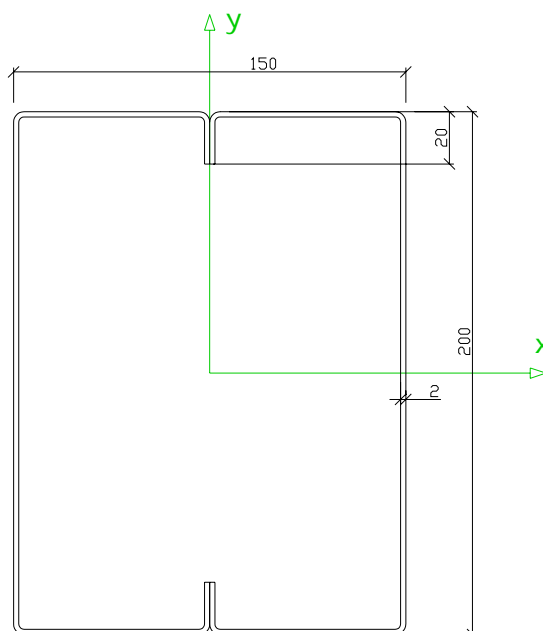


Figura 6.3 – Secção da viga

A secção da viga funciona como secção mista, e a espessura da laje de betão é de 100 mm.

Nesta análise não se considerou, para resistência da secção, a contribuição das armaduras superiores da laje de betão. Neste contexto, e considerando que o betão não resiste à tracção, apenas se tira partido da secção mista para os momentos resistentes positivos.

As vigas estão ligadas à laje através de conectores e no cálculo da resistência das secções mistas foi admitida conexão total.

Neste ponto optou-se por analisar três secções diferentes, duas onde actuam momentos positivos e a secção sujeita a momentos negativos.

- Momentos positivos

Na determinação dos momentos resistentes positivos, devido ao facto da secção ser mista e o perfil de aço estar ligado ao betão (conexão total), não existem fenómenos de encurvadura global. No entanto, nos casos em que os elementos (paredes) do perfil de aço se encontram comprimidos há que ter em conta os fenómenos de encurvadura local.

As larguras efectivas das secções das vigas sujeitas a momentos positivos foram calculadas através do EC4 [7]:

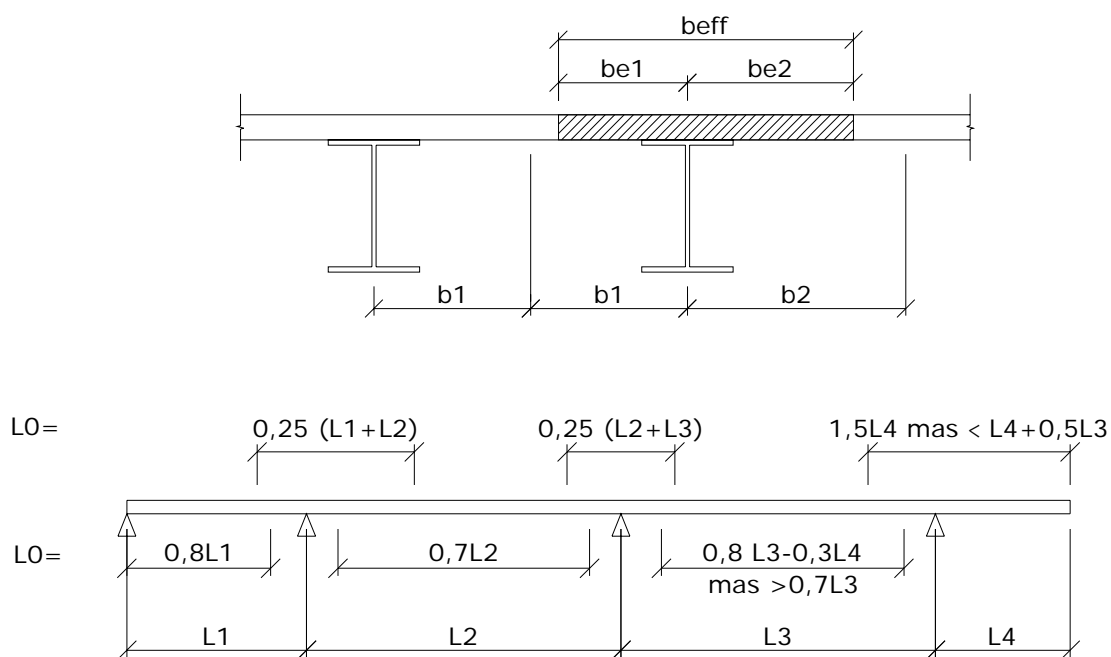


Figura 6.4 – Larguras efectivas segundo o EC4 [7]

$$b_e = \frac{L_0}{8} \leq b$$

$$b_{eff} = b_{e1} + b_{e2}$$

De acordo com este regulamento, as larguras efectivas para as várias vigas encontram-se na tabela 6.1.

	Viga	Cond. Apoio	L	L ₀	b _e	b ₁	b ₂	b _{eff}
A	Interior	Continuidade	3370	2359	294,875	1405	1905	589,75
	de borda	Continuidade	3370	2359	294,875	0	1405	294,875
B	Interiores	Bi-Articuladas	2810	2810	351,25	1905	1905	702,5
	de borda	Bi-Articuladas	2810	2810	351,25	0	1905	351,25
C	Interiores	Bi-Articuladas	3810	3810	476,25	1905	1905	952,5
	de borda	Bi-Articuladas	3810	3810	476,25	0	1905	476,25
D	de borda	Bi-Articuladas	4010	4010	501,25	0	700	501,25
E	de borda	Bi-Articuladas	1210	1210	151,25	0	1405	151,25
F	de borda	Bi-Articuladas	4010	4010	501,25	0	700	501,25
G	Interiores	Continuidade	2800	1960	245	605	1002,5	490

Tabela 6.1 – Secção de Contraventamento

Foi então calculada a posição da linha neutra plástica, apresentada tabela 6.2, para cada uma das vigas da estrutura através das resistências do betão e do aço.

$$R_c = A_c \times \frac{0,85 f_{ck}}{\gamma_c}, \text{ com } A_c = b_{eff} \times 100 \text{ e } \gamma_c = 1,5$$

$$R_s = A_s \times \frac{f_y}{\gamma_a}, \text{ com } \gamma_a = 1,1$$

Assim, se $R_c \geq R_s$, a linha neutra situa-se no betão e o momento resistente é o $M_{pl,Rd}$.

Caso contrário, a linha neutra situa-se no aço e o momento resistente é o $M_{el,Rd}$.

	Viga	b _{eff}	A _c (mm ²)	A _s (mm ²)	R _c (N)	R _s (N)	Localização da LN
A	Interior	589,75	58975	1507,398	668383,3	411108,6	Betão
	de borda	294,875	29487,5	1507,398	334191,7	411108,6	Aço
B	Interiores	702,5	70250	1507,398	796166,7	411108,6	Betão
	de borda	351,25	35125	1507,398	398083,3	411108,6	Aço
C	Interiores	952,5	95250	1507,398	1079500	411108,6	Betão
	de borda	476,25	47625	1507,398	539750	411108,6	Betão
D	de borda	501,25	50125	1507,398	568083,3	411108,6	Betão
E	de borda	151,25	15125	1507,398	171416,7	411108,6	Aço
F	de borda	501,25	50125	1507,398	568083,3	411108,6	Betão
G	Interiores	490	49000	1507,398	555333,3	411108,6	Betão

Tabela 6.2 – Posição da linha neutra

Optou-se então por calcular os momentos positivos resistentes para cada uma das posições da linha neutra, no betão e no aço. As vigas escolhidas para esta análise foram a viga A interior e a viga E de borda.

Viga A - interior

Na viga A interior, para momentos flectores positivos, a Linha neutra plástica situa-se no betão. Assim, e encontrando-se o perfil de aço totalmente traccionado (com impossibilidade de instabilizar), a resistência da secção é a resistência plástica (figura 6.5).

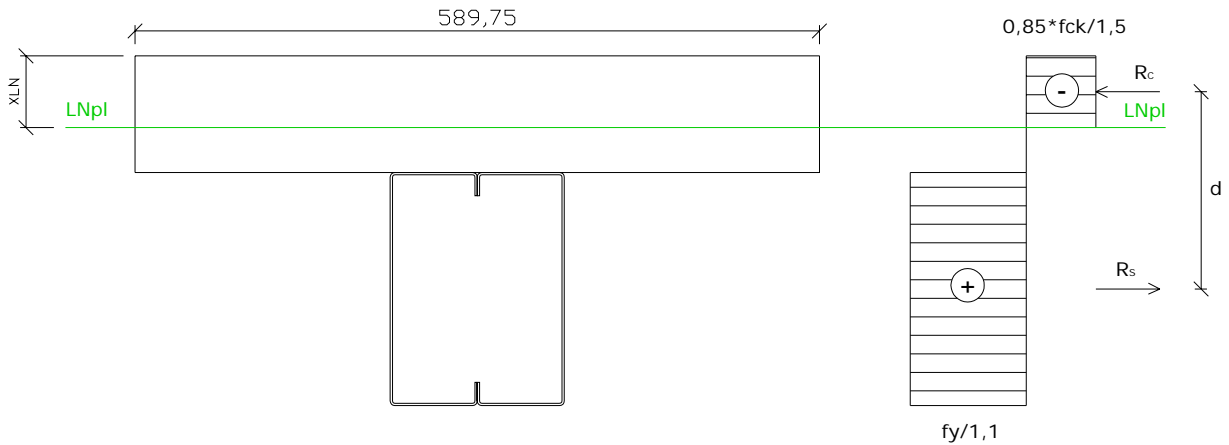


Figura 6.5 – Diagrama de tensões na viga A – interior (Momentos positivos)

$$R_C - \text{Resistência do Betão} \quad R_C = X_{LN} \times b_{eff} \times \frac{0,85 f_{ck}}{1,5}$$

$$R_S - \text{Resistência do Perfil de Aço} \quad R_S = A_S \times \frac{f_y}{1,1}$$

$$\text{Igualdade das Resistências} - R_C = R_S \Leftrightarrow X_{LNpl} = 61,51 \text{ mm}$$

$$d = 164,32 \text{ mm}$$

$$R_C = R_S = 411,11 \text{ kN}$$

$$M_{pl,Rd} = d \times R_C$$

$$M_{pl,Rd} = 67,55 \text{ kNm}$$

Viga E – de borda

No caso da Viga E interior, a Linha neutra plástica encontra-se no perfil de aço. Devido a isso, e tratando-se de perfis de chapa dobrada a resistência da secção é calculada através de um diagrama de tensões elástico (figura 6.6).

$$\text{Coeficiente de homogeneização} - n = \frac{E_a}{E_c} = \frac{205}{29} = 7,07$$

$$b_{eff} = \frac{151,25}{7,07} = 21,39mm$$

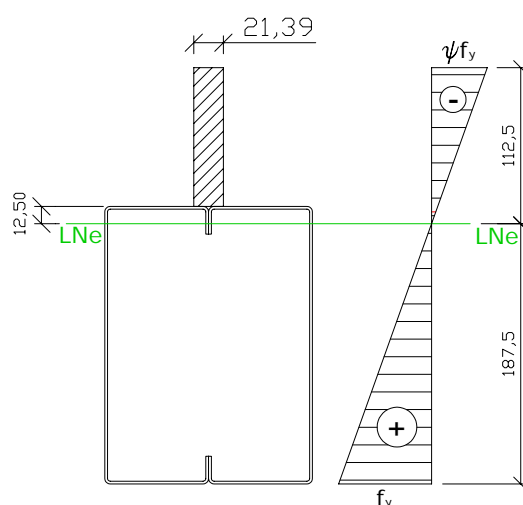


Figura 6.6 – Diagrama de tensões na viga E – de borda (Momentos positivos)

Relativamente à flambagem local todos os elementos da secção são compactos e a secção não sofre qualquer redução podendo assim ter sido utilizado o momento plástico.

As características geométricas da secção homogeneizada são:

$$y_G = 187,5mm$$

$$I_X = 31009679mm^4$$

$$W_x^{sup} = \frac{I_X}{112,5} = 275641,6mm^3$$

$$W_x^{\text{inf}} = \frac{I_x}{187,5} = 165385,0 \text{mm}^3$$

O momento resistente elástico da secção é o menor dos seguintes valores:

Tensão máxima no betão:

$$\sigma_c = \frac{M_e}{W_{\text{sup}} \times n} \leq 0,85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c}, \text{ com } \gamma_c = 1,5$$

$$M_e = 22,09 \text{kNm}$$

Tensão máxima no aço:

$$\sigma_a = \frac{M_e}{W_{\text{inf}}} \leq \frac{f_y}{\gamma_a}, \text{ com } \gamma_a = 1,1$$

$$M_e = 45,10 \text{kNm}$$

O momento resistente elástico para a viga E de bordo é:

$$M_{el,Rd} = 22,09 \text{kNm}$$

- Momentos negativos

Apenas as vigas A e G (direcção segundo y - aporricada) podem absorver momentos negativos. Os vãos das vigas são de continuidade. Apresentam-se apenas os cálculos para as vigas do tipo A.

Adoptou-se as hipóteses de não existência de armaduras superiores de laje e resistência à tracção do betão nula sendo que o perfil de chapa dobrada funciona por si só, podendo apresentar fenómenos de encurvadura global.

Viga A - interior

1) Início de escoamento da secção efectiva.

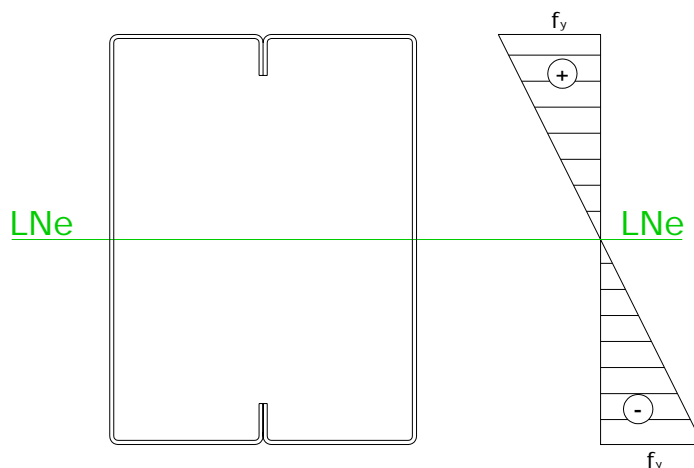


Figura 6.7 – Diagrama de tensões na viga A – interior (Momento negativos)

Os elementos do perfil são todos compactos sendo a secção toda efectiva, com $W_{ef} = W$

A resistência ao escoamento da secção é:

$$M_{Rd} = 25,44kNm$$

2) Encurvadura lateral por torção.

O factor de redução associado à flambagem lateral com torção, ρ_{FLT} , é igual à unidade devido ao facto da esbelteza, λ_0 , ser inferior a 0,6:

$$\lambda_0 = 0,084 \leq 0,6 \Rightarrow \rho_{FLT} = 1,0$$

Assim não existe redução da secção bruta e:

$$W_{c,ef} = W$$

A resistência à encurvadura lateral com torção é:

$$M_{Rd} = 25,44kNm$$

3) Encurvadura por distorção da secção transversal:

Os enrijecedores da secção são soldados dando origem a uma secção fechada. Assim não é possível a secção instabilizar por distorção da secção transversal.

Neste caso particular a resistência ao escoamento da secção e a resistência à encurvadura lateral por torção são iguais.

Assim, o momento flector resistente de cálculo é:

$$M_{Rd} = 25,44kNm$$

Pilares

Os pilares são os elementos mais afectados pelos carregamentos horizontais como a acção sísmica e a acção do vento, estudados neste trabalho.

Os pilares estão sujeitos à flexão composta e é necessário determinar as curvas de interacção de esforços.

Seguidamente apresentam-se os cálculos para os dois pilares constituintes da estrutura.

Pilar P1

As dimensões do pilar apresentam-se na figura 6.8.

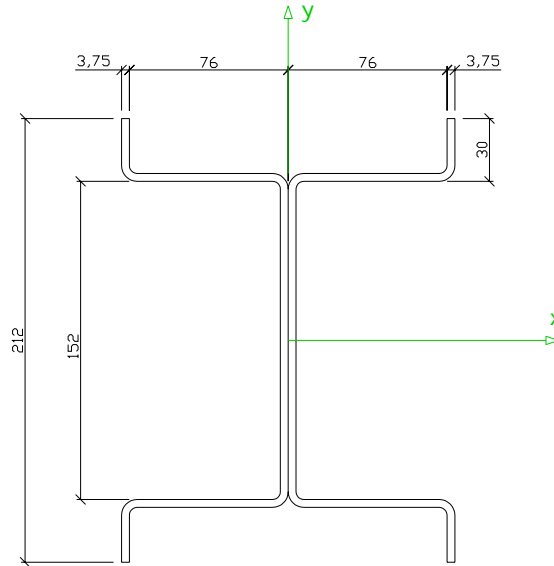


Figura 6.8 – Secção do pilar P1

Relativamente às condições de fronteira, consideraram-se os seguintes coeficientes de flambagem:

$$K_y = 0,8$$

$$K_x = 0,8$$

$$K_t = 1,0$$

Relativamente aos coeficientes K_y e K_x , o valor adoptado corresponde a uma situação entre as condições de apoio bi-encastada e bi-articulada. Na realidade o pilar, na base, encontra-se encastrado numa extremidade e na outra apresenta uma condição de continuidade admitindo-se este valor aceitável.

O valor do coeficiente de empenamento foi tomado igual à unidade por ser a situação mais desfavorável estando-se assim “a favor da segurança”.

As curvas de interacção para a flexão composta desviada são:

$$\frac{N_{c,Sd}}{N_{c,Rd}} + \frac{C_{mx} \times M_{x,Sd}}{\left(1 - \frac{N_{c,Sd}}{N_{ex}}\right) \times M_{x,Rd}} + \frac{C_{my} \times M_{y,Sd}}{\left(1 - \frac{N_{c,Sd}}{N_{ey}}\right) \times M_{y,Rd}} \leq 1$$

$$\frac{N_{c,Sd}}{N_{0,Rd}} + \frac{M_{x,Sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} \leq 1$$

$N_{c,Rd}$ - força normal de compressão resistente da barra

A curva de resistência à compressão associada à flambagem por flexão é a curva b ($\alpha=0,34$) de acordo com a tabela 7.

O factor de redução associado à flambagem, ρ , neste caso associado à flambagem elástica por torção, é de 0,59

Nestes termos, a força normal de compressão resistente da barra é:

$$N_{c,Rd} = 425,08 kN$$

$M_{x,Rd}$ - momento flector resistente de cálculo segundo x, calculado com $C_b=1,0$

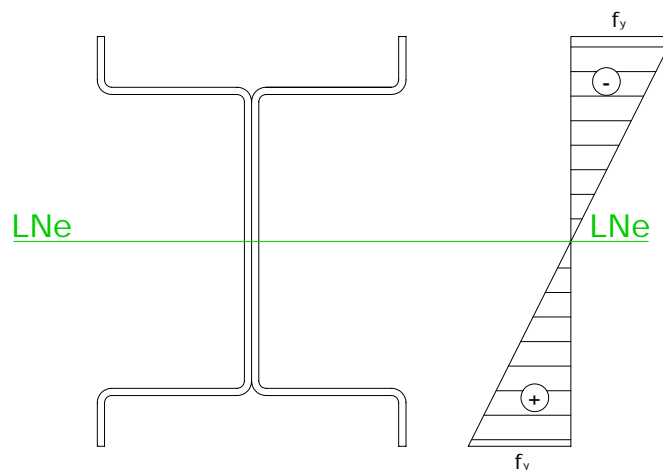


Figura 6.9 – Diagrama de tensões (Momento segundo x)

No cálculo do momento flector resistente segundo x desprezou-se a flambagem por distorção.

No caso deste pilar, na condição do início de escoamento da secção, todas as placas são compactas não ocorrendo fenómenos de flambagem local na secção. Relativamente à flambagem lateral por torção, o valor de ρ_{FLT} é igual a 1,0. Assim e à semelhança da situação das vigas sujeitas a momentos negativos, os momentos resistentes para estas duas condições são idênticos.

O momento flector resistente de cálculo segundo x é:

$$M_{x,Rd} = 31,98 \text{ kNm}$$

$M_{y,Rd}$ - momento flector resistente de cálculo segundo y, calculado com $C_b = 1,0$

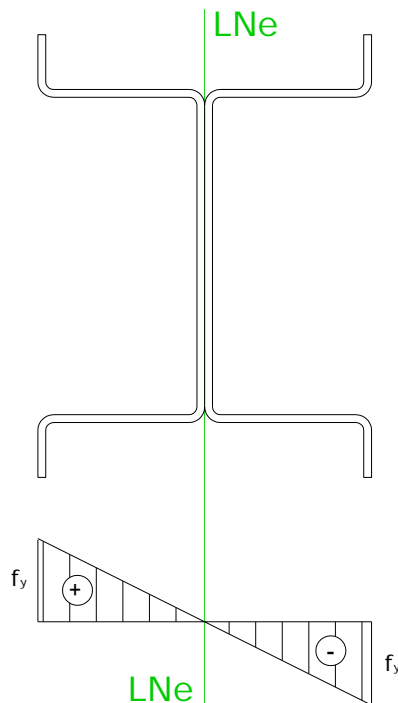


Figura 6.10 – Diagrama de tensões (Momento segundo y)

No cálculo deste momento desprezou-se também a flambagem por distorção da secção.

Como a direcção y é a direcção de menor inércia não ocorre o fenómeno de flambagem lateral por torção.

Concluindo, o valor do momento flector resistente é definido apenas pela condição do início do escoamento da secção. Também neste caso todos os elementos são compactos sendo $W_{ef} = W$, e o momento resistente:

$$M_{y,Rd} = 16,09 \text{ kNm}$$

$N_{0,Rd}$ - força normal de compressão resistente da barra, tomando-se $\rho = 1,0$

$$N_{0,Rd} = \frac{A \times f_y}{1,1} = 724,8 \text{ kN}$$

N_{ex} , N_{ey} - forças normais de flambagem elástica

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 \times E \times I_y}{(K_y L)^2} = 6287,67 \text{ kN} \text{ e } N_{ey} = \frac{\pi^2 \times E \times I_y}{(K_y L)^2} = 2379,15 \text{ kN}$$

os valores de C_{mx} e C_{my} foram considerados iguais à unidade.

Para a verificação da segurança dos elementos de pilar tipo P1 devem-se então satisfazer as seguintes expressões:

$$\frac{N_{c,Sd}}{425,08} + \frac{M_{x,Sd}}{\left(1 - \frac{N_{c,Sd}}{6287,67}\right) \times 31,98} + \frac{M_{y,Sd}}{\left(1 - \frac{N_{c,Sd}}{2379,15}\right) \times 16,09} \leq 1$$

$$\frac{N_{c,Sd}}{724,79} + \frac{M_{x,Sd}}{31,98} + \frac{M_{y,Sd}}{16,09} \leq 1$$

Pilar P2

O pilar P2 é semelhante ao pilar P1. As dimensões do pilar apresentam-se na figura 6.11.

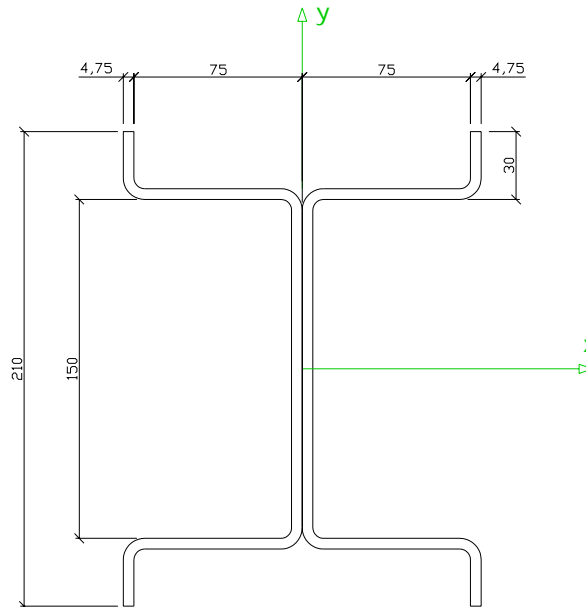


Figura 6.11 – Secção do pilar P2

Nos cálculos seguintes foram tomadas as mesmas condições do pilar P1.

$N_{c,Rd}$ - força normal de compressão resistente da barra

O factor de redução associado à flambagem, ρ , neste caso associado à flambagem elástica por torção, é de 0,54

Nestes termos, a força normal de compressão resistente da barra é:

$$N_{c,Rd} = 486,59 \text{ kN}$$

$M_{x,Rd}$ - momento flector resistente de cálculo segundo x, calculado com $C_b=1,0$

No caso deste pilar, na condição do início de escoamento da secção, todas as placas são compactas não ocorrendo fenómenos de flambagem local na secção. Relativamente à flambagem lateral por torção, o valor de ρ_{FLT} é igual a 1,0.

$$M_{x,Rd} = 39,40 \text{ kNm}$$

$M_{y,Rd}$ - momento flector resistente de cálculo segundo y, calculado com $C_b=1,0$

O valor do momento flector resistente é definido apenas pela condição do início do escoamento da secção. Também neste caso todos os elementos são compactos sendo

$W_{ef} = W$, e o momento resistente:

$$M_{y,Rd} = 19,61 \text{ kNm}$$

$N_{0,Rd}$ - força normal de compressão resistente da barra, tomando-se $\rho = 1,0$

$$N_{0,Rd} = \frac{A \times f_y}{1,1} = 901,03 \text{ kN}$$

N_{ex} , N_{ey} - forças normais de flambagem elástica

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 \times E \times I_y}{(K_y L)^2} = 7673,19 \text{ kN} \text{ e } N_{ey} = \frac{\pi^2 \times E \times I_x}{(K_x L)^2} = 2900,90 \text{ kN}$$

os valores de C_{mx} e C_{my} foram considerados iguais à unidade.

Para a verificação da segurança dos elementos de pilar tipo P1 devem-se então satisfazer as seguintes expressões:

$$\frac{N_{c,Sd}}{486,59} + \frac{M_{x,Sd}}{\left(1 - \frac{N_{c,Sd}}{7673,19}\right) \times 39,40} + \frac{M_{y,Sd}}{\left(1 - \frac{N_{c,Sd}}{2900,90}\right) \times 19,61} \leq 1$$

$$\frac{N_{c,Sd}}{901,03} + \frac{M_{x,Sd}}{39,40} + \frac{M_{y,Sd}}{19,61} \leq 1$$

6.4 - Elementos Estruturais do Sistema Proposto

Vigas

As vigas do sistema proposto são iguais às do sistema original. Assim os esforços resistentes para os três diferentes tipos de vigas analisadas são:

- Momentos positivos

$$\text{Viga A – interior: } M_{pl,Rd} = 67,55kNm$$

$$\text{Viga E – borda: } M_{el,Rd} = 22,09kNm$$

- Momentos negativos

$$\text{Viga A – interior: } M_{pl,Rd} = 25,44kNm$$

Pilares

Os pilares da solução estrutural proposta estão dispostos segundo as mesmas condições da solução original. Os cálculos seguidamente apresentados são análogos aos da solução original.

Pilar P1

As dimensões do pilar apresentam-se na figura 6.12.

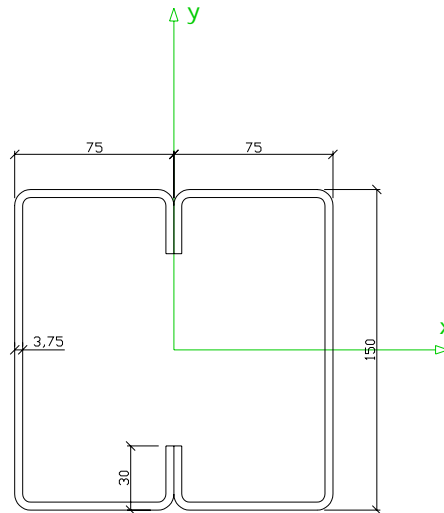


Figura 6.12 – Secção do pilar P1

$N_{c,Rd}$ - força normal de compressão resistente da barra

A curva de resistência à compressão associada à flambagem por flexão é a curva b ($\alpha=0,34$) de acordo com a tabela 7.

O factor de redução associado à flambagem, ρ , neste caso por flexão segundo y, é de 0,71

Nestes termos, a força normal de compressão resistente da barra é:

$$N_{c,Rd} = 484,40 \text{ kN}$$

$M_{x,Rd}$ - momento flector resistente de cálculo segundo x, calculado com $C_b=1,0$

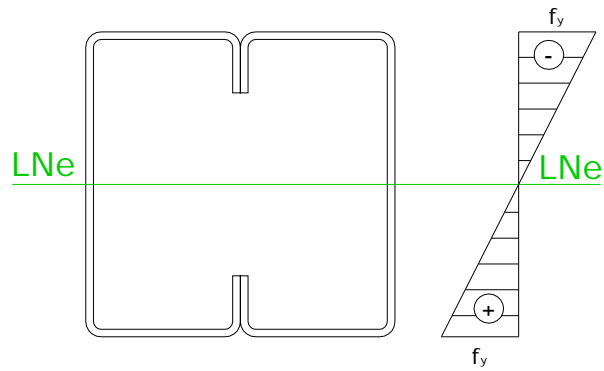


Figura 6.13 – Diagrama de tensões
(momento segundo x)

No caso deste pilar, na condição do início de escoamento da secção, todas as placas são compactas não ocorrendo fenómenos de flambagem local na secção. Relativamente à flambagem lateral por torção, o valor de ρ_{FLT} é igual a 1,0.

$$M_{x,Rd} = 31,92 \text{ kNm}$$

$M_{y,Rd}$ - momento flector resistente de cálculo segundo y, calculado com $C_b = 1,0$

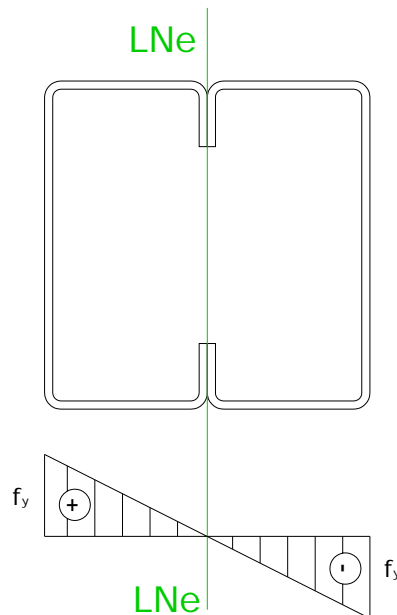


Figura 6.14 – Diagrama de tensões
(momento segundo y)

O valor do momento flector resistente é definido apenas pela condição do início do escoamento da secção. Também neste caso todos os elementos são compactos sendo $W_{ef} = W$, e o momento resistente:

$$M_{y,Rd} = 27,74 \text{ kNm}$$

$N_{0,Rd}$ - força normal de compressão resistente da barra, tomando-se $\rho = 1,0$

$$N_{0,Rd} = \frac{A \times f_y}{1,1} = 685,93 \text{ kN}$$

N_{ex} , N_{ey} - forças normais de flambagem elástica

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 \times E \times I_y}{(K_y L)^2} = 4440,43 \text{ kN} \text{ e } N_{ey} = \frac{\pi^2 \times E \times I_y}{(K_y L)^2} = 3858,14 \text{ kN}$$

os valores de C_{mx} e C_{my} foram considerados iguais à unidade.

Para a verificação da segurança dos elementos de pilar tipo P1 devem-se então satisfazer as seguintes expressões:

$$\frac{N_{c,Sd}}{484,40} + \frac{M_{x,Sd}}{\left(1 - \frac{N_{c,Sd}}{4440,43}\right) \times 31,92} + \frac{M_{y,Sd}}{\left(1 - \frac{N_{c,Sd}}{3858,14}\right) \times 27,74} \leq 1$$

$$\frac{N_{c,Sd}}{685,93} + \frac{M_{x,Sd}}{31,92} + \frac{M_{y,Sd}}{27,74} \leq 1$$

Pilar P2

O pilar P2 é semelhante ao pilar P1. As dimensões do pilar apresentam-se na figura seguinte.

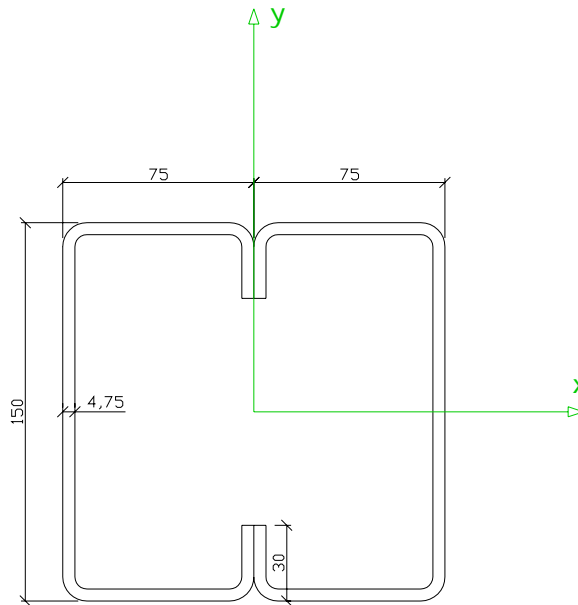


Figura 6.15 – secção do pilar P2

$N_{c,Rd}$ - força normal de compressão resistente da barra

O factor de redução associado à flambagem, ρ , neste caso associado à flambagem elástica por torção, é de 0,70

Nestes termos, a força normal de compressão resistente da barra é:

$$N_{c,Rd} = 600,32kN$$

$M_{x,Rd}$ - momento flector resistente de cálculo segundo x, calculado com $C_b=1,0$

No caso deste pilar, na condição do início de escoamento da secção, todas as placas são compactas não ocorrendo fenómenos de flambagem local na secção. Relativamente à flambagem lateral por torção, o valor de ρ_{FLT} é igual a 1,0.

$$M_{x,Rd} = 38,89kNm$$

$M_{y,Rd}$ - momento flector resistente de cálculo segundo y, calculado com $C_b=1,0$

O valor do momento flector resistente é definido apenas pela condição do início do escoamento da secção. Também neste caso todos os elementos são compactos sendo

$W_{ef} = W$, e o momento resistente:

$$M_{y,Rd} = 34,18 \text{ kNm}$$

$N_{0,Rd}$ - força normal de compressão resistente da barra, tomando-se $\rho = 1,0$

$$N_{0,Rd} = \frac{A \times f_y}{1,1} = 851,81 \text{ kN}$$

N_{ex} , N_{ey} - forças normais de flambagem elástica

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 \times E \times I_y}{(K_y L)^2} = 5409,71 \text{ kN} \quad \text{e} \quad N_{ey} = \frac{\pi^2 \times E \times I_y}{(K_y L)^2} = 4754,22 \text{ kN}$$

os valores de C_{mx} e C_{my} foram considerados iguais à unidade.

Para a verificação da segurança dos elementos de pilar tipo P1 devem-se então satisfazer as seguintes expressões:

$$\frac{N_{c,Sd}}{600,32} + \frac{M_{x,Sd}}{\left(1 - \frac{N_{c,Sd}}{5409,71}\right) \times 38,89} + \frac{M_{y,Sd}}{\left(1 - \frac{N_{c,Sd}}{4754,22}\right) \times 34,18} \leq 1$$

$$\frac{N_{c,Sd}}{851,81} + \frac{M_{x,Sd}}{38,89} + \frac{M_{y,Sd}}{34,18} \leq 1$$

Montantes Simples

Os montantes constituintes das paredes estruturais de “Steel-Frame” estão sujeitos à flexão composta.

As dimensões do montante simples apresentam-se na figura seguinte.

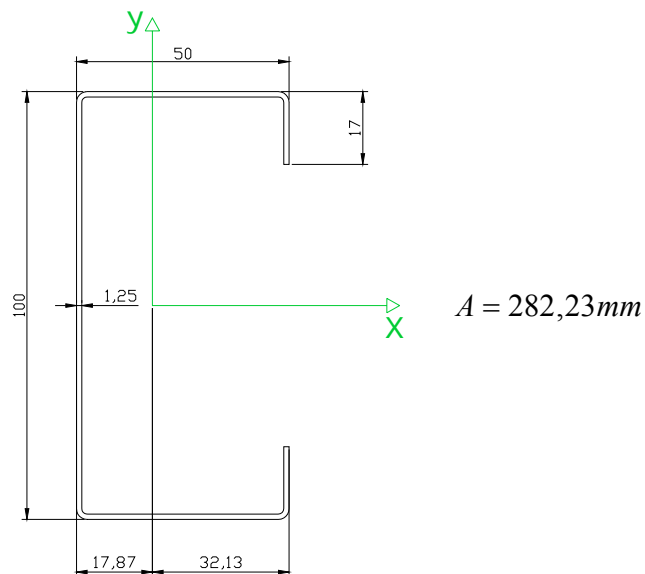


Figura 6.16 – Secção do montante simples

Relativamente às condições de fronteira, consideraram-se os seguintes coeficientes de flambagem:

$$K_x = 1,0$$

$$K_t = 1,0$$

As chapas de contraventamento horizontal, existentes em todos os painéis reduzem o comprimento de encurvadura para metade.

$N_{c,Rd}$ - força normal de compressão resistente da barra

O factor de redução associado à flambagem, ρ , neste caso associado à flambagem elástica por flexão em torno de y, é de 0,30.

A alma da secção dos montantes é esbelta e a secção efectiva é a seguinte.

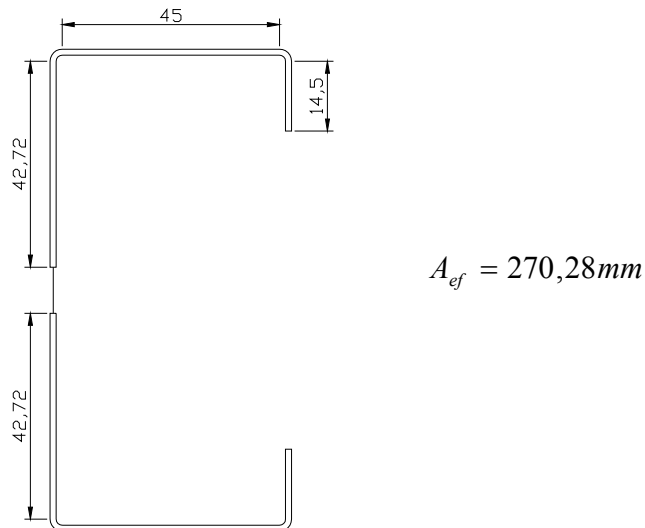


Figura 6.17 – Secção efectiva do montante simples

A força normal de compressão resistente da barra é:

$$N_{c,Rd} = 36,63kN$$

$M_{x,Rd}$ - momento flector resistente de cálculo segundo x, calculado com $C_b=1,0$

No caso deste pilar, na condição do início de escoamento da secção, todas as placas são compactas não ocorrendo fenómenos de flambagem local na secção. Relativamente à flambagem lateral por torção, o valor de ρ_{FLT} é igual a 1,0.

$$M_{x,Rd} = 2,33kNm$$

$N_{0,Rd}$ - força normal de compressão resistente da barra, tomando-se $\rho = 1,0$

$$N_{0,Rd} = \frac{A \times f_y}{1,1} = 63,24kN$$

N_{ex} - força normal de flambagem elástica

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 \times E \times I_y}{(K_y L)^2} = 926,53kN$$

os valores de C_{mx} e C_{my} foram considerados iguais à unidade.

Para a verificação da segurança dos elementos de montante simples devem-se então satisfazer as seguintes expressões:

$$\frac{N_{c,Sd}}{20,67} + \frac{M_{x,Sd}}{\left(1 - \frac{N_{c,Sd}}{926,53}\right) \times 2,33} \leq 1$$

$$\frac{N_{c,Sd}}{63,24} + \frac{M_{x,Sd}}{2,33} \leq 1$$

Montantes Duplos

As dimensões do montante duplos apresentam-se na figura 6.18.

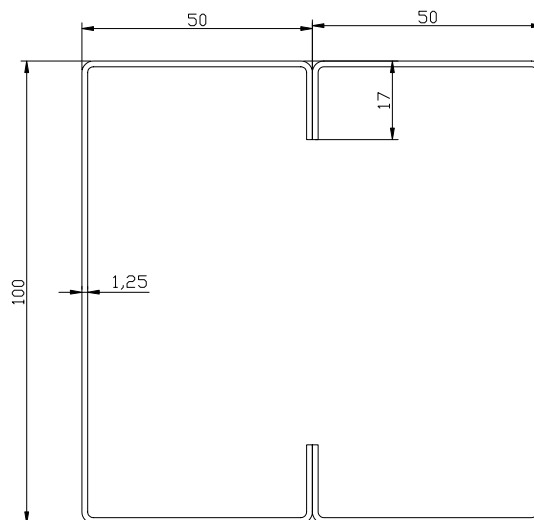


Figura 6.18 – Seção de montante duplo

$N_{c,Rd}$ - força normal de compressão resistente da barra

$$N_{c,Rd} = 117,95kN$$

$M_{x,Rd}$ - momento flector resistente de cálculo segundo x, calculado com $C_b=1,0$

$$M_{x,Rd} = 4,66kNm$$

$N_{0,Rd}$ - força normal de compressão resistente da barra, tomando-se $\rho = 1,0$

$$N_{0,Rd} = \frac{A \times f_y}{1,1} = 143,68kN$$

N_{ex} - força normal de flambagem elástica

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 \times E \times I_y}{(K_y L)^2} = 1853,06kN$$

Para a verificação da segurança dos elementos de pilar tipo P1 devem-se então satisfazer as seguintes expressões:

$$\frac{N_{c,Sd}}{117,95} + \frac{M_{x,Sd}}{\left(1 - \frac{N_{c,Sd}}{1853,06}\right) \times 4,66} \leq 1$$

$$\frac{N_{c,Sd}}{143,68} + \frac{M_{x,Sd}}{4,66} \leq 1$$

Guias

As dimensões das guias apresentam-se na figura 6.19.

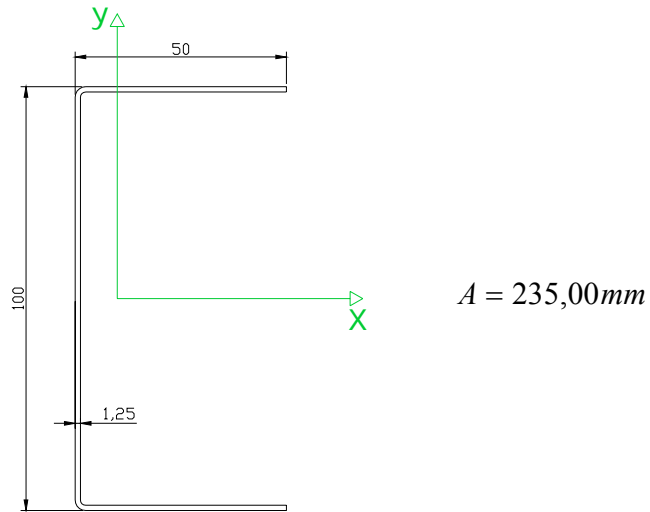


Figura 6.19 – Secção da guia

$N_{c,Rd}$ - força normal de compressão resistente da barra

A alma da secção dos montantes é esbelta e a secção efectiva é a ilustrada na figura 6.20.

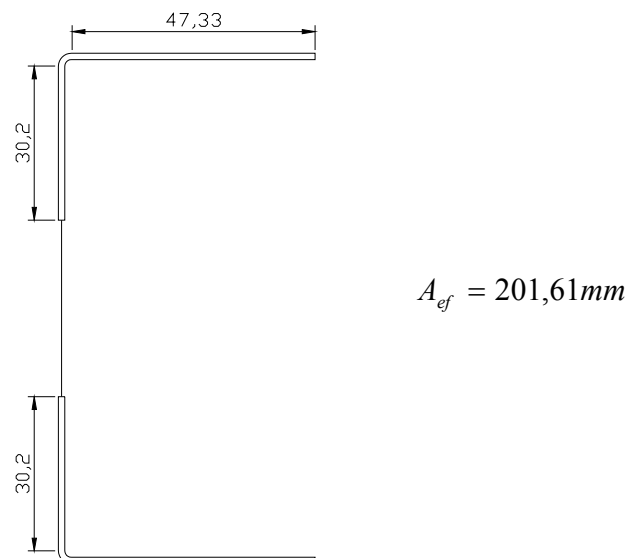


Figura 6.20 – Secção efectiva da guia

A força normal de compressão resistente da barra é:

$$N_{c,Rd} = 40,24kN$$

$M_{x,Rd}$ - momento flector resistente de cálculo segundo x, calculado com $C_b=1,0$

$$M_{x,Rd} = 1,94kNm$$

$N_{0,Rd}$ - força normal de compressão resistente da barra, tomando-se $\rho = 1,0$

$$N_{0,Rd} = \frac{A \times f_y}{1,1} = 51,32kN$$

N_{ex} - força normal de flambagem elástica

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 \times E \times I_y}{(K_y L)^2} = 3353,67kN$$

os valores de C_{mx} e C_{my} foram considerados iguais à unidade.

Para a verificação da segurança dos elementos de pilar tipo P1 devem-se então satisfazer as seguintes expressões:

$$\frac{N_{c,Sd}}{40,24} + \frac{M_{x,Sd}}{\left(1 - \frac{N_{c,Sd}}{3353,67}\right) \times 1,94} \leq 1$$

$$\frac{N_{c,Sd}}{51,31} + \frac{M_{x,Sd}}{1,94} \leq 1$$

Chapa de Contraventamento Inclinado

Como foi referido anteriormente, e aplicado na modelação dos painéis de “Steel-Frame”, foi desconsiderada a resistência à compressão das chapas de contraventamento inclinado. Deste modo, estes elementos apenas resistem a esforços de tracção.

As dimensões destes elementos esquematizam-se na figura 6.21.

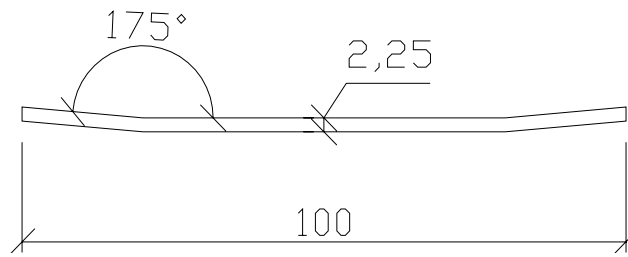


Figura 6.21 – secção do contraventamento inclinado

A força normal de tracção resistente da barra, $N_{t,Rd}$, é dada por:

$$N_{t,Rd} = \frac{A \times f_y}{1,1} = 57,27kNm$$

7 – Conclusões

As frequências de vibração do sistema proposto são superiores às frequências do sistema original, o que é favorável neste caso. Este aumento das frequências deve-se ao aumento da rigidez global do edifício, associado à introdução dos painéis de “Steel-Frame”, e à redução, substancial, da massa, consequência da substituição das paredes de alvenaria pelos painéis de parede estrutural.

É também de salientar que para o sistema original, a diferença entre as frequências correspondentes ao primeiro e segundo modos de vibração é significativa. Neste sistema estrutural a frequência fundamental (1º modo de vibração) está associada à translação segundo y, direcção esta não contraventada.

No sistema proposto, e devido à introdução das paredes estruturais de “Steel-Frame”, as frequências associadas aos dois primeiros modos de vibração são mais próximas. De facto, as paredes de “Steel-Frame”, integradas em todos os pórticos, conferem ao edifício uma maior uniformidade na rigidez dos pórticos.

No caso da solução original deste edifício, e analisando as combinações fundamentais referentes à acção sísmica e à acção do vento, conclui-se que a acção do Sísmica é a mais desfavorável. Porém, os esforços axiais no pilar P2D são mais elevados. Este facto não era expectável mas reside essencialmente nos coeficientes de segurança das cargas permanentes. Na combinação fundamental com o vento como acção de base este coeficiente toma o valor de 1,5 e na combinação em que o sismo é a acção de base o valor é de 1,0.

Para os valores dos esforços apenas da acção sísmica, retirados do SAP2000, verifica-se que a acção sísmica tipo 2 é mais desfavorável. Isto ocorre porque as frequências correspondentes aos primeiros 4 modos de vibração da estrutura (ver Tabela 4.2), que são os de maior contribuição para a resposta final, são inferiores a 1,89 Hz (ver gráfico 4.1) valor a partir do qual o sismo do tipo 1 é mais desfavorável.

Na solução proposta e com o aumento das frequências dos modos de vibração, essa constatação não foi tão óbvia tendo-se analisado os esforços para as duas acções. Mesmo assim, e analisando os valores dos esforços e das expressões de interacção, conclui-se que o sismo 2 é também a acção mais desfavorável nesta solução estrutural.

Os elementos da solução estrutural original estudada não verificam a segurança. Conclui-se então que esta solução não assegura um desempenho eficaz para as acções sísmicas estipuladas no regulamento português. Esta conclusão é independente da escolha do coeficiente de comportamento pois para os dois valores adoptados a segurança não foi verificada.

Como foi mencionado, o coeficiente de comportamento deverá ser um valor próximo de 1,0 o que implica que a segurança, no sistema estrutural original, não é verificada por uma larga margem.

Já na solução proposta e apesar de uma melhoria substancial do desempenho estrutural à acção sísmica, a estrutura principal não verifica a segurança. Isto tendo em conta o coeficiente de comportamento unitário. Também, nos painéis de “Steel-Frame”, nomeadamente nos painéis sem abertura, a combinação fundamental com o sismo como acção de base não foi verificada.

Na análise referente à estrutura principal, e avaliando o valor dos esforços combinados, constatou-se que para o valor de coeficiente de comportamento de 4,0 a segurança é verificada o que não acontece para o valor de 1,0. Sublinha-se assim a importância da escolha deste coeficiente.

Como sugestões para a realização de trabalhos futuros relacionados ao tema, pode-se definir duas linhas de estudo. A primeira com uma abordagem de soluções estruturais que habilitem este edifício à acção sísmica. A segunda linha, voltada para o estudo do coeficiente de comportamento a adoptar para edifícios estruturados com perfis de chapa fina de aço formados a frio.

8 – Referências Bibliográficas

- [1] – AZEVEDO, J., J. PROENÇA, **Dinâmica de Estruturas**, Instituto Superior Técnico – Lisboa, 1991.
- [2] – REIS, A., CAMOTIM, D., **Estabilidade Estrutural**, McGraw-Hill, Lisboa, 2001.
- [3] – PEREIRA JUNIOR, C.J.P., **Edifícios de Pequeno Porte Contraventados com Perfis de Chapa Fina de Aço**, UFRJ, Rio de Janeiro, 2004.
- [4] – FARINHA, J.S. BRAZÃO, M. BRAZÃO FARINHA, *[et. al.]*, **Tabelas técnicas**, Edições Técnicas E. T. L., Lisboa, 2003
- [5] – **ABTN, NBR 6355** – Perfis estruturais de aço formados a frio – Padronização, 2003.
- [6] – **ABTN, NBR 14762** – Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio – Procedimento, 2001.
- [7] – **CEN, EUROCODE 4** – Design of steel and concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings, 1992.
- [8] – **CEN, EUROCODE 8** – Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings, 1998.
- [9] – **Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado**, Porto Editora, Porto, Junho 2003.
- [10] – **Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes**, Porto Editora, Porto, Junho 2003.
- [11] – **International Council of Building Officials (ICBO), Uniform Building Code (UBC97)**, Whittier, 1997.
- [12] - <http://www.civil.ist.utl.pt/~luisg/rsa.htm> - Espectros de Resposta do Regulamento Português