

**PROJETO ESTRUTURAL DE EDIFÍCIOS  
DE CONCRETO ARMADO**

**JOSÉ MILTON DE ARAÚJO**

Professor Titular – Escola de Engenharia da FURG  
Doutor em Engenharia

**PROJETO ESTRUTURAL DE EDIFÍCIOS  
DE CONCRETO ARMADO**

**Editora DUNAS**

# PROJETO ESTRUTURAL DE EDIFÍCIOS DE CONCRETO ARMADO

© Copyright Editora DUNAS

---

A663c Araújo, José Milton de  
Projeto estrutural de edifícios de concreto armado /  
José Milton de Araújo. - Rio Grande: Dunas, 2014. 3.ed.

Bibliografia  
1. Concreto armado. I. Título

CDU 624.012.45  
CDD 624.1834

---

ISBN 978-85-86717-18-5

Editora DUNAS  
Rua Tiradentes, 105 - Cidade Nova  
96211-080 RIO GRANDE - RS - Brasil

[www.editoradunas.com.br](http://www.editoradunas.com.br)  
e-mail: [contato@editoradunas.com.br](mailto:contato@editoradunas.com.br)

---

3ª edição, Maio/2014

---

## APRESENTAÇÃO

Este livro é uma continuação natural da obra Curso de Concreto Armado que relançamos em quarta edição. Nessa obra abordamos os atuais procedimentos de projeto das estruturas de concreto armado, considerando as inovações introduzidas na nova norma brasileira NBR-6118. Toda a fundamentação teórica para o projeto estrutural foi desenvolvida nos quatro volumes de Curso de Concreto Armado, sendo apresentados diversos exemplos numéricos para problemas isolados.

Neste livro, procuramos aglutinar os procedimentos de projeto, desenvolvendo o cálculo e o detalhamento de um edifício residencial. Para isto, elaboramos o projeto de um edifício modelo que, devido à sua simplicidade arquitetônica, possibilita-nos uma apresentação didática da metodologia de projeto. O projeto é feito por etapas, mostrando o cálculo dos diversos elementos da edificação: lajes maciças, vigas, escada, reservatório, pilares e blocos de fundação.

O livro é dedicado aos estudantes de Engenharia Civil e aos profissionais que estão iniciando suas atividades na área de projeto estrutural. Dessa forma, procuramos elaborar um texto bem detalhado, apresentando as diversas etapas do cálculo, tendo como alvo alguém que irá desenvolver um projeto sem o auxílio de um sofisticado programa de computador.

Ao longo deste livro, fazemos referência sistemática aos quatro volumes da obra Curso de Concreto Armado, onde se encontram bem detalhados todos os procedimentos de projeto. Com isto, ficará fácil para o leitor acompanhar o cálculo, à medida que ele vai sendo apresentado.

Com o intuito de discutir temas específicos, criamos as seções de notas, as quais estão distribuídas ao longo do livro. Nessas seções, apresentamos as respostas para algumas dúvidas frequentes, bem como nossas considerações sobre algumas deficiências e impropriedades da NBR-6118.

Nessa edição, incluímos diversos temas, como a análise de paredes estruturais com aberturas, as verificações dos diafragmas rígidos, o cálculo de pórticos com preenchimentos de alvenaria e o projeto sismo-resistente. No cálculo dos pórticos de contraventamento, passamos a usar diferentes valores de rigidez para as vigas e os pilares, conforme a finalidade do cálculo, para melhor representar o estado de fissuração desses elementos em diferentes níveis de carregamento.

Esperamos com este livro complementar as informações contidas em Curso de Concreto Armado, colaborando, desse modo, para a divulgação e o aprimoramento dos mais recentes procedimentos de projeto das estruturas de concreto armado.

José Milton

# SUMÁRIO

1. O PROJETO ARQUITETÔNICO E A DEFINIÇÃO DA ESTRUTURA .....	1
1.1 - Descrição do edifício modelo .....	1
1.2 - Lançamento preliminar da estrutura.....	1
1.3 - Desenhos de forma da estrutura .....	8
1.4 - Escolha dos materiais .....	15
2. VERIFICAÇÃO DA INDESLOCABILIDADE DA ESTRUTURA.....	19
2.1 - Modelos de análise estrutural.....	19
2.2 - O parâmetro de instabilidade .....	20
2.3 - Aplicação ao edifício em estudo .....	22
3. CÁLCULO E DETALHAMENTO DAS LAJES.....	29
3.1 - Vãos de cálculo das lajes do pavimento tipo.....	29
3.2 - Carregamento e reações de apoio das lajes do pavimento tipo.....	32
3.3 - Verificação das flechas das lajes do pavimento tipo .....	38
3.4 - Cálculo dos esforços nas lajes do pavimento tipo.....	43
3.5 - Detalhamento das armaduras das lajes do pavimento tipo .....	46
3.6 - Carregamento e reações de apoio das lajes da cobertura e piso da casa de máquinas.....	53
3.7 - Carregamento e reações de apoio das demais lajes do edifício .....	56
4. PROJETO DA ESCADA.....	59
4.1 - Desenhos de forma da escada.....	59
4.2 - Cálculo dos esforços .....	60
4.3 - Dimensionamento das armaduras.....	62
4.4 - Detalhamento das armaduras .....	64
5. PROJETO DAS VIGAS DA SUBESTRUTURA CONTRAVENTADA .....	67
5.1 - Carregamento vertical das vigas do pavimento tipo.....	67
5.2 - Carregamento vertical das vigas do teto da casa de máquinas .....	73
5.3 - Carregamento vertical das vigas da mesa de motores.....	73
5.4 - Carregamento vertical das vigas da cobertura e piso da casa de máquinas .....	74
5.5 - Cálculo dos esforços nas vigas da subestrutura contraventada.....	77
5.6 - Dimensionamento das armaduras longitudinais.....	85
5.7 - Dimensionamento dos estribos .....	92
5.8 - Verificação das flechas.....	94
5.9 - Verificação da abertura das fissuras .....	99
5.10 – Ancoragem das armaduras longitudinais.....	102
5.11 – Detalhamento das armaduras .....	109

6. AÇÕES HORIZONTAIS NA SUBESTRUTURA DE CONTRAVENTAMENTO	113
6.1 - Determinação das forças de arrasto.....	113
6.2 - Integração das forças de arrasto.....	116
6.3 - Repartição das forças do vento para os elementos de contraventamento ..	119
6.4 - Imperfeições geométricas da subestrutura de contraventamento .....	123
6.5 - Verificação da indeslocabilidade através do coeficiente $\gamma_z$ .....	127
6.6 - Análise dos pórticos de contraventamento sob a ação combinada das cargas verticais e das forças horizontais .....	132
6.7 - Dimensionamento dos pilares de contraventamento.....	142
6.8 - Cálculo das vigas de contraventamento.....	153
7. PROJETO DO RESERVATÓRIO.....	161
7.1 - Carregamento para o cálculo como placas .....	161
7.2 - Esforços nas lajes isoladas .....	161
7.3 - Compensação dos momentos fletores .....	164
7.4 - Dimensionamento das armaduras.....	168
7.5 - Cálculo das paredes como vigas.....	170
7.6 - Detalhamento das armaduras do reservatório .....	175
8. PROJETO DOS PILARES.....	181
8.1 - Forças normais nos pilares decorrentes do carregamento vertical .....	181
8.2 - Forças normais nos pilares de contraventamento decorrentes das ações horizontais.....	186
8.3 - Combinação das ações para o dimensionamento dos pilares .....	189
8.4 - Exemplo de cálculo do pilar P5 .....	191
8.5 - Exemplo de cálculo do pilar P2 .....	208
9. PROJETO DAS FUNDAÇÕES.....	215
9.1 - Localização dos pilares e carregamento nas fundações .....	215
9.2 - Cálculo do número de estacas .....	217
9.3 - Detalhamento dos blocos sobre uma estaca.....	220
9.4 - Detalhamento dos blocos sobre quatro estacas.....	222
9.5 - Cálculo de vigas de equilíbrio.....	230
10. PAREDES ESTRUTURAIS E PÓRTICOS PREENCHIDOS COM ALVENARIA .....	239
10.1 – Rigidez equivalente de paredes com aberturas.....	239
10.2 – Contraventamento do edifício por meio de paredes e pilares-parede .....	246
10.3 – Repartição das ações horizontais para as paredes e os pilares-parede ...	254
10.4 – Deslocamentos horizontais e coeficiente $\gamma_z$ .....	256
10.5 – Esforços solicitantes nas paredes estruturais.....	257
10.6 – Esforços em diafragmas rígidos .....	263
10.7 – Pórticos com preenchimento de alvenaria.....	266
11. AÇÕES SÍSMICAS NOS EDIFÍCIOS .....	277
11.1 – Conceitos básicos de dinâmica das estruturas.....	277

11.2 – Espectro de resposta para as ações sísmicas .....	281
11.3 – Combinações das ações de projeto .....	282
11.4 – Valores característicos das ações sísmicas .....	283
11.5 – Categorias sísmicas e categorias de utilização das edificações .....	287
11.6 – Análise sísmica pelo método das forças horizontais equivalentes .....	290
11.7 – Análise sísmica do edifício modelo.....	294
11.8 – Irregularidades.....	301
BIBLIOGRAFIA CITADA .....	305
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	305

## Capítulo 1

# O PROJETO ARQUITETÔNICO E A DEFINIÇÃO DA ESTRUTURA

### 1.1 – Descrição do edifício modelo

O edifício analisado neste livro é composto por um pavimento térreo mais oito pavimentos tipo. O pavimento térreo possui estacionamento para oito carros, além da entrada para os andares superiores. Em cada pavimento tipo, há dois apartamentos idênticos. No topo do edifício, encontram-se a casa de máquinas e o reservatório superior.

O edifício em estudo tem uma arquitetura muito simples, mas contém os elementos básicos presentes nos edifícios residenciais. Desse modo, o projeto estrutural do mesmo contemplará todas as etapas do projeto de um edifício de médio porte.

Na fig. 1.1.1, apresenta-se a planta baixa do pavimento térreo. Na fig. 1.1.2, apresenta-se a planta baixa do pavimento tipo. Na fig. 1.1.3, apresenta-se a planta baixa do telhado e da casa de máquinas. Nas figuras 1.1.4 e 1.1.5, apresentam-se os cortes indicados nas plantas baixas.

### 1.2 – Lançamento preliminar da estrutura

A definição da estrutura, a partir do projeto arquitetônico, constitui a primeira fase do projeto estrutural. Nesta fase, definem-se as localizações das vigas, o posicionamento dos pilares e as dimensões preliminares dos diversos elementos estruturais. Essas dimensões são escolhidas a priori, levando-se em conta os seguintes fatores: vãos de lajes e vigas, altura do edifício, número de pilares em cada direção, etc. Em todo caso, recorre-se a experiências anteriores, de projetos de edifícios similares. Essas dimensões são necessárias para o início dos cálculos, podendo ser alteradas à medida que a elaboração do projeto vai avançando.

O lançamento da estrutura deve, também, levar em conta sua interferência com os demais projetos de engenharia, como o projeto elétrico e o projeto hidrosanitário, por exemplo. As dimensões e a disposição dos elementos estruturais devem permitir a passagem das tubulações previstas nesses projetos.

No edifício em estudo, adotou-se a estruturação convencional de lajes maciças apoiadas em vigas de seção retangular, as quais se apoiam em pilares, também de seção retangular. O contraventamento do edifício é feito exclusivamente por pórticos.

As dimensões dos elementos estruturais foram escolhidas de modo a se obter a maior uniformidade de dimensões possível, o que facilita a execução e permite o reaproveitamento de formas.

Para todas as lajes do edifício, adotou-se a espessura de 10 cm.

As larguras das seções das vigas do pavimento tipo foram escolhidas procurando-se escondê-las dentro das paredes, sempre que possível. Assim, para as vigas embutidas em paredes de 15 cm de espessura, adotou-se uma largura



preferencial de 12 cm. Para as vigas situadas em paredes de 25 cm, adotou-se a largura de 20 cm.

Os vãos na estrutura são obtidos a partir dos vãos do projeto arquitetônico, acrescentando-se as espessuras de reboco para cada lado. Assim para uma viga de 12 cm de largura, embutida em uma parede de 15 cm de espessura, considera-se um reboco de 1,5 cm de espessura para cada lado da viga. Para vigas de 20 cm de largura, embutidas em paredes de 25 cm de espessura, a espessura do reboco é de 2,5 cm para cada lado da viga.

As vigas de 20 cm de largura participam da subestrutura de contraventamento, sendo responsáveis pela garantia da indeslocabilidade horizontal do edifício, além de absorver os esforços devidos ao vento. Para essas vigas, adotou-se a altura de 60 cm.

As vigas de 12 cm de largura pertencem à subestrutura contraventada, devendo absorver apenas uma parcela do carregamento vertical. Para essas vigas, adotou-se a altura de 40 cm, já que os vãos máximos são da ordem de 4 a 5 metros. Apenas a viga situada na porta do elevador possui seção de 12 cm x 60 cm, por facilidade construtiva.

As vigas de amarração dos pilares, situadas no térreo, possuem altura uniforme de 30 cm, com larguras predominantes de 12 cm e de 20 cm. O posicionamento dessas vigas é basicamente o mesmo do pavimento tipo, em virtude do alinhamento dos pilares.

As seções dos pilares foram escolhidas de modo a não causar maiores interferências no projeto arquitetônico. As dimensões dessas seções foram definidas a partir de estimativas preliminares do carregamento, através do processo das áreas de influência. Entretanto, os pilares pertencentes à subestrutura de contraventamento devem possuir dimensões maiores que aquelas estimadas para o carregamento vertical. Isto é necessário para aumentar a rigidez dos pórticos de contraventamento e para não sobrecarregar os pilares, quando da consideração das ações do vento.

Assim, numa primeira estimativa, foram adotadas as dimensões 20cm x 50cm para a maioria dos pilares. Para os pilares que também vão suportar o reservatório, adotou-se a seção 20cm x 70cm.

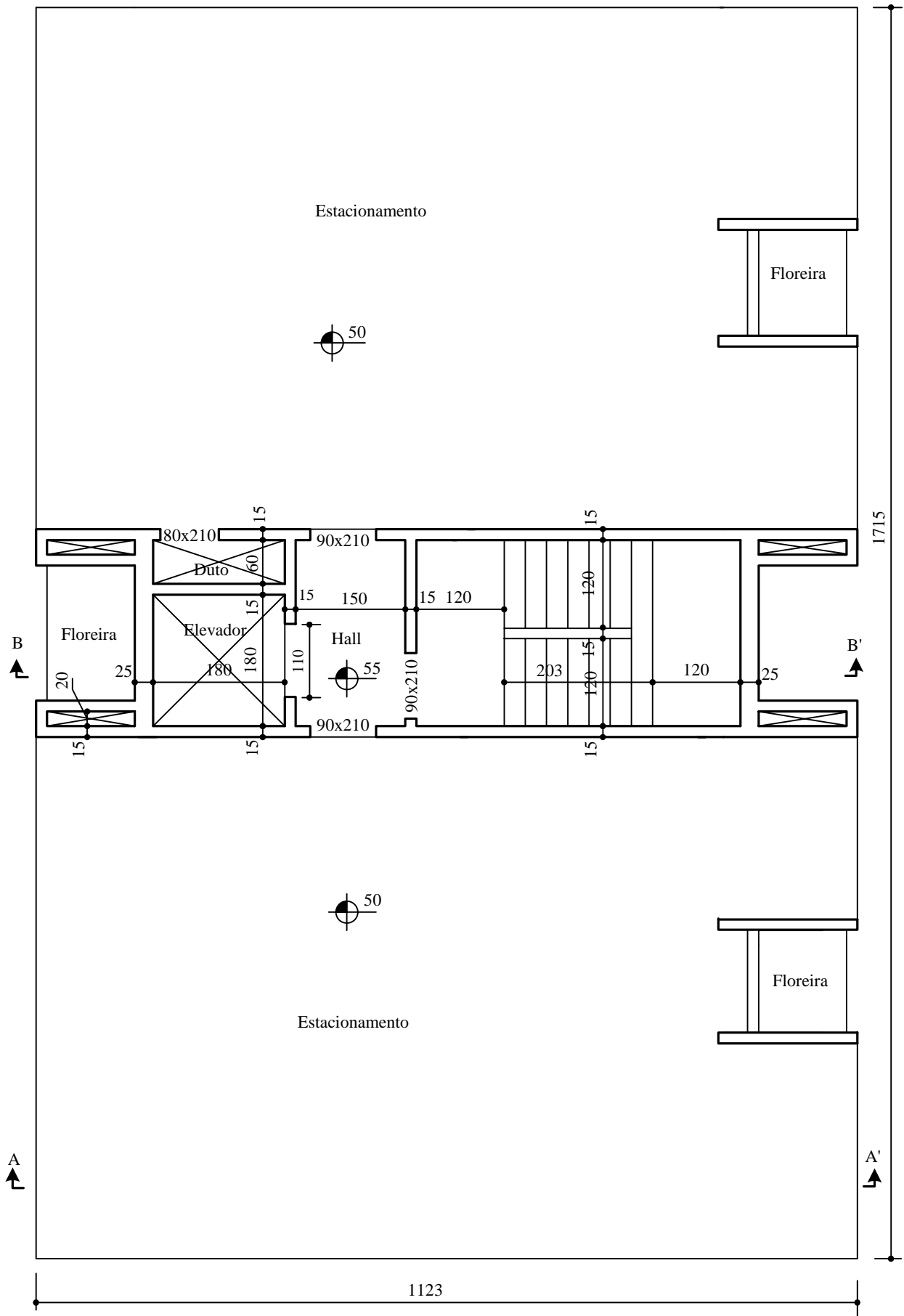


Fig. 1.1.1 – Planta baixa do pavimento térreo



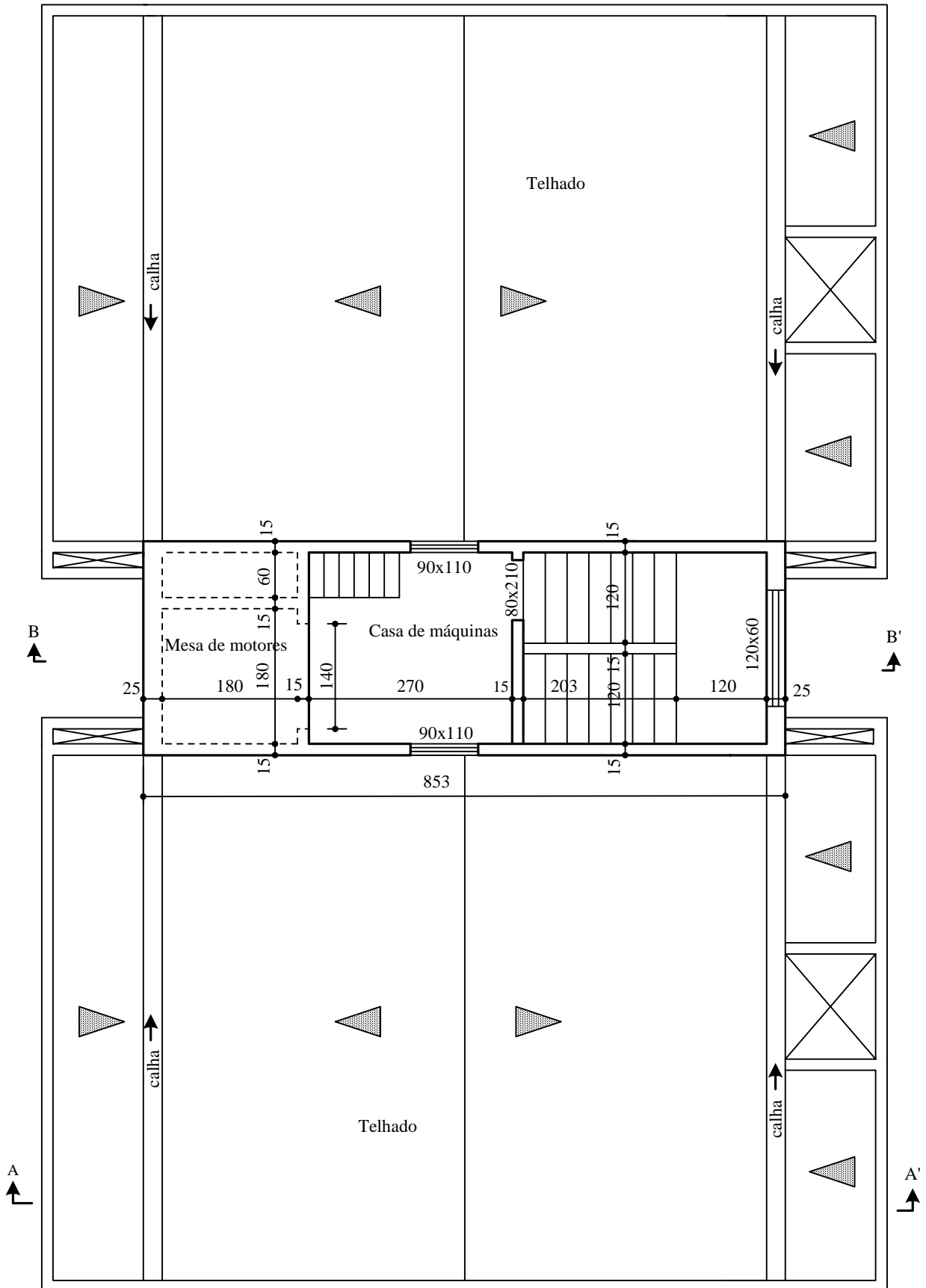


Fig. 1.1.3 – Planta baixa do telhado e da casa de máquinas

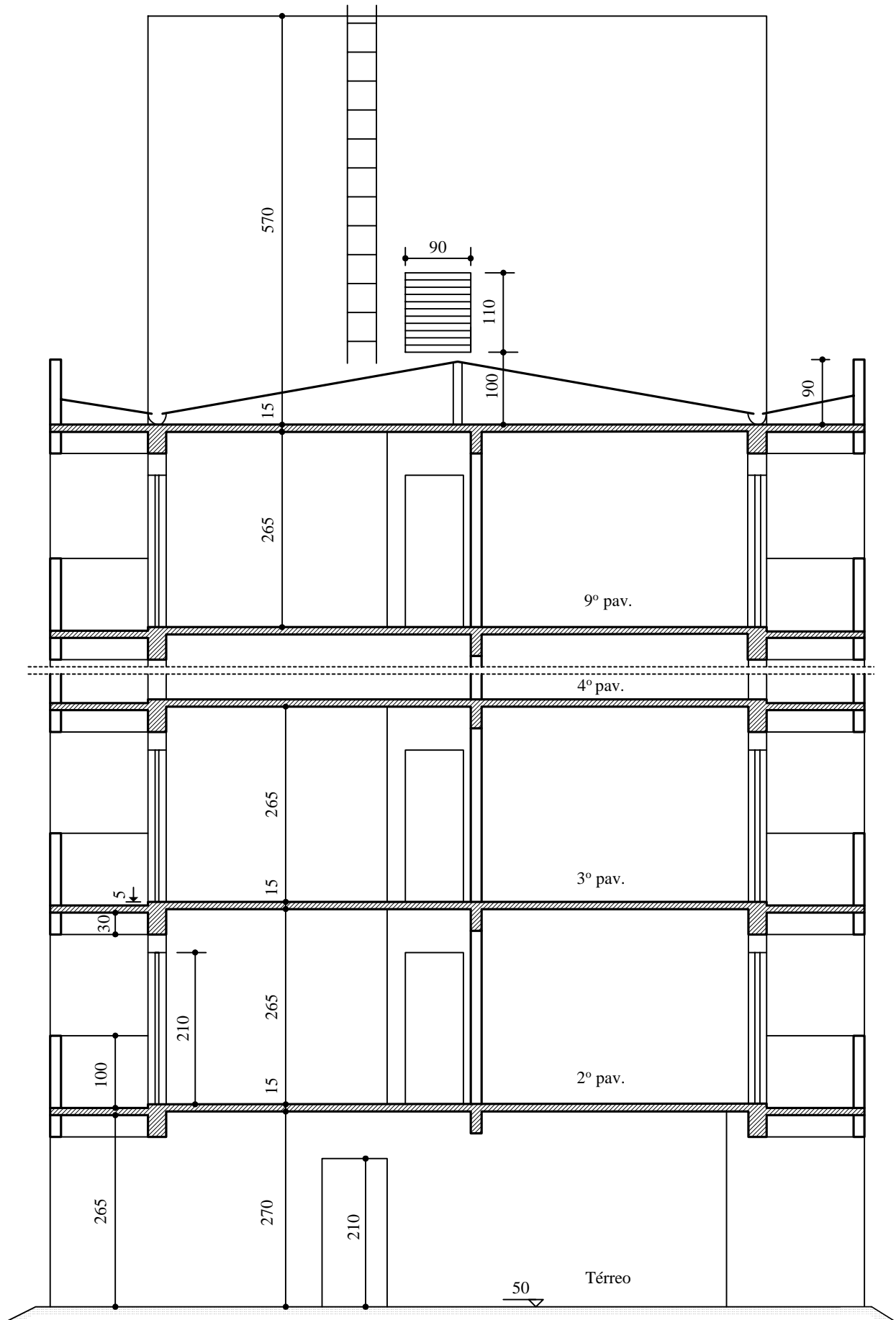


Fig. 1.1.4 - Corte A-A'

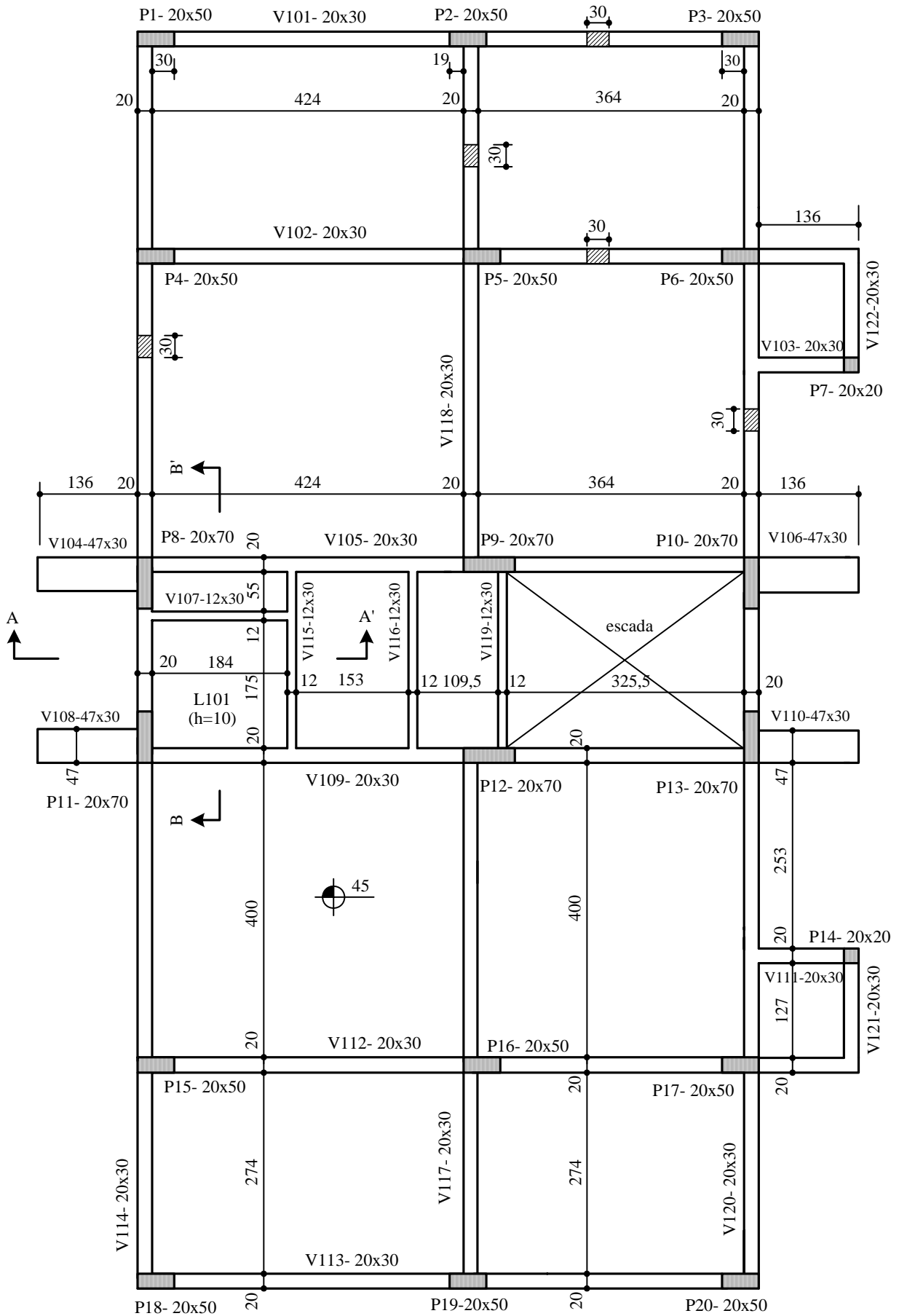


Fig. 1.3.2 - Formas do térreo

## Capítulo 2

# VERIFICAÇÃO DA INDESLOCABILIDADE DA ESTRUTURA

### 2.1 – Modelos de análise estrutural

A estrutura usual dos edifícios é constituída por um pórtico espacial ligado às lajes dos pisos, dispostas ao longo dos diversos andares. Trata-se, portanto, de uma estrutura tridimensional formada por elementos lineares (barras) e por elementos bidimensionais (lajes).

Com os atuais recursos computacionais disponíveis, é perfeitamente viável realizar a análise tridimensional do conjunto, considerando as cargas verticais e as forças horizontais devidas ao vento agindo simultaneamente na estrutura. Dessa análise, resultam os esforços finais para o dimensionamento, nos quais já podem estar incluídos os efeitos da não linearidade geométrica (efeitos de segunda ordem) e da não linearidade física (devida à fissuração, por exemplo). Neste caso, toda a estrutura contribui para a resistência aos esforços horizontais.

Entretanto, com o objetivo de simplificar o projeto, é usual separar a estrutura dos edifícios em duas subestruturas com finalidades distintas. A primeira, denominada subestrutura de contraventamento, é aquela formada por elementos de maior rigidez, cuja função principal é resistir às ações horizontais. Evidentemente, a subestrutura de contraventamento também resiste a uma parcela do carregamento vertical.

A subestrutura de contraventamento, além de absorver as ações horizontais que atuam na estrutura, deve possuir uma rigidez suficiente para garantir a indeslocabilidade horizontal do edifício.

A outra subestrutura, denominada subestrutura contraventada, resiste apenas ao carregamento vertical. Os pilares dessa subestrutura, denominados de pilares contraventados, podem ser calculados como se eles fossem apoiados nos níveis das lajes. Assim, os efeitos de segunda ordem nesses pilares são localizados.

Uma estrutura aporticada de edifício pode ser considerada indeslocável quando, sob a ação de forças horizontais, seus nós sofrem deslocamentos pequenos, que não chegam a introduzir esforços globais de segunda ordem significativos. Dessa maneira, a estrutura toda pode ser analisada de acordo com a teoria de primeira ordem, ou seja, desprezando-se a não linearidade geométrica. Em geral, nos procedimentos usuais de projeto, despreza-se também a não linearidade física.

Deve ser salientado que apenas os esforços globais de segunda ordem é que podem ser desprezados. Os esforços de primeira ordem, devidos às forças horizontais, devem sempre ser calculados considerando-se a deslocabilidade da estrutura. Assim, após a obtenção dos esforços de primeira ordem através de uma análise linear (teoria de primeira ordem), considera-se cada pilar como uma barra isolada e articulada em suas extremidades, onde se aplicam os esforços obtidos na análise linear. Os efeitos locais de segunda ordem são considerados na análise de cada tramo de pilar, como uma barra isolada. Dessa forma, consegue-se uma razoável simplificação na análise estrutural.

Neste livro adota-se esse segundo procedimento, ou seja, considera-se a existência de duas subestruturas com funções bem definidas. Para a subestrutura contraventada, adota-se o modelo convencional de vigas contínuas, respeitando-se as exigências da NBR-6118[1]. Para a subestrutura de contraventamento, emprega-se o modelo de pórticos planos, para a obtenção dos esforços devidos às forças horizontais, e o modelo de vigas contínuas para o carregamento vertical.

É importante salientar que os deslocamentos nodais, obtidos da análise como pórtico plano ou pórtico espacial, são muito dependentes da rigidez das vigas e dos pilares. Os esforços solicitantes nas barras do pórtico dependem da rigidez relativa das vigas e dos pilares. A correta definição dessas rigidezes é uma questão sempre presente nesse tipo de análise.

Usualmente, os esforços solicitantes são determinados através de uma análise linear, onde se consideram as rigidezes  $E_{cs}I_c$  para vigas e pilares, sendo  $E_{cs}$  o módulo secante do concreto e  $I_c$  o momento de inércia das seções transversais, sem levar em conta as armaduras. Com os esforços assim obtidos, realizam-se os dimensionamentos no estado limite último.

Por outro lado, se o objetivo for determinar os deslocamentos da estrutura e os esforços de segunda ordem no estado limite último, é necessário levar em conta a redução de rigidez decorrente da fissuração e das plastificações do aço e do concreto que precedem a ruptura. Em estudo realizado pelo Autor [2], sugere-se a adoção de  $0,35E_{cs}I_c$  para a rigidez das vigas e  $0,70E_{cs}I_c$  para a rigidez dos pilares. Esses valores representam as rigidezes médias, para as taxas de armadura usualmente encontradas nas vigas e nos pilares, e estão de acordo com as recomendações do ACI [3]. A NBR-6118 adota valores maiores para a rigidez de vigas e pilares nessas verificações.

Se o objetivo for determinar os deslocamentos horizontais característicos do edifício sob a ação do vento, nas combinações de serviço, é importante considerar a redução de rigidez das vigas, devida à fissuração. Nesses casos, pode-se adotar  $0,50E_{cs}I_c$  para as vigas e  $E_{cs}I_c$  para os pilares.

De acordo com a NBR-6118, a indeslocabilidade da estrutura pode ser comprovada através de dois critérios: o parâmetro de instabilidade  $\alpha$  e o coeficiente  $\gamma_z$ . Neste capítulo, faz-se a verificação da indeslocabilidade do edifício através do parâmetro de instabilidade. A verificação através do coeficiente  $\gamma_z$  é feita no capítulo 6. Essas duas análises são realizadas com os valores de rigidez sugeridos pelo Autor e pela NBR-6118, para efeito de comparação.

## 2.2 – O parâmetro de instabilidade

De acordo com o CEB/78 [4], o parâmetro de instabilidade  $\alpha$  é dado por

$$\alpha = h_{tot} \sqrt{\frac{F_V}{E_{cs}I_c}} \leq 0,2 + 0,1n, \quad \text{se } n \leq 3 \quad (2.2.1)$$

$$\alpha = h_{tot} \sqrt{\frac{F_V}{E_{cs}I_c}} \leq 0,6, \quad \text{se } n \geq 4 \quad (2.2.2)$$

onde:



## Capítulo 3

### CÁLCULO E DETALHAMENTO DAS LAJES

#### 3.1 – Vãos de cálculo das lajes do pavimento tipo

O primeiro passo para o cálculo das lajes consiste na determinação dos seus vãos de cálculo. Por definição, vão de cálculo ou vão teórico,  $l$ , é a distância entre os centros dos apoios. Nas lajes em balanço, o comprimento teórico é o comprimento da extremidade livre até o centro do apoio. Entretanto, de acordo com a NBR-6118, não é necessário adotar valores maiores que:

- a) em laje isolada: o vão livre acrescido de 60% da espessura da laje;
- b) em laje contínua: o vão livre acrescido de 60% da espessura da laje no painel considerado.

O vão livre,  $l_0$ , é a distância entre as faces internas dos apoios.

As duas situações são indicadas na fig. 3.1.1.

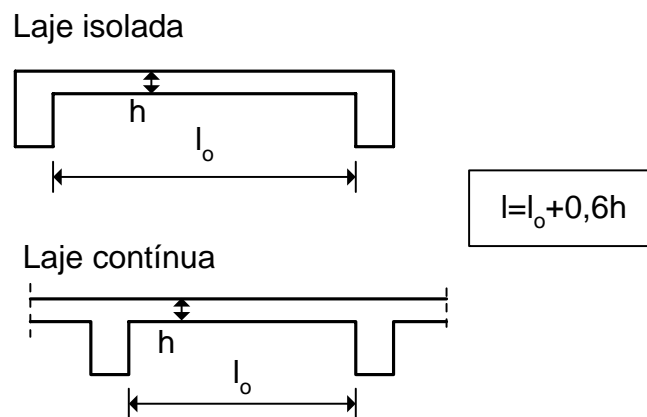


Fig. 3.1.1 - Vãos teóricos segundo a NBR-6118

Quando a largura das vigas de apoio não é muito grande, as diferenças entre as distâncias entre os centros dos apoios e os limites indicados anteriormente são pequenas. Assim, nos casos correntes dos edifícios, é usual adotar como vão teórico a distância entre os centros dos apoios, como indicado na fig. 3.1.2.

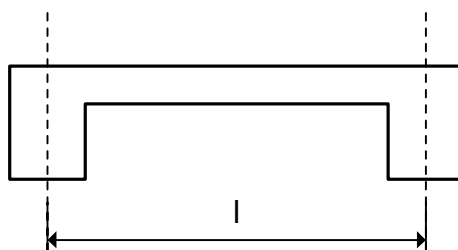


Fig. 3.1.2 - Vão teórico - definição usual

No edifício em estudo, as lajes têm uma espessura  $h = 10\text{cm}$  e as vigas de apoio têm largura de  $12\text{cm}$  e  $20\text{cm}$ . Considerando, por exemplo, o vão livre  $l_o = 424\text{cm}$  da laje L202 (ver fig. 1.3.4 – formas do pavimento tipo), obtêm-se:

- Vão teórico pela definição usual:  $l = 10 + 424 + 6 = 440\text{cm}$

- Vão teórico permitido pela NBR-6118:  $l = 424 + 0,6 \times 10 = 430\text{cm}$

Observa-se que a diferença entre os dois valores é insignificante do ponto de vista prático. Desse modo, ao longo deste livro, os vãos teóricos são calculados sempre como a distância entre os centros dos apoios.

Na fig. 3.1.3, indicam-se os vãos de cálculo das lajes do pavimento tipo.

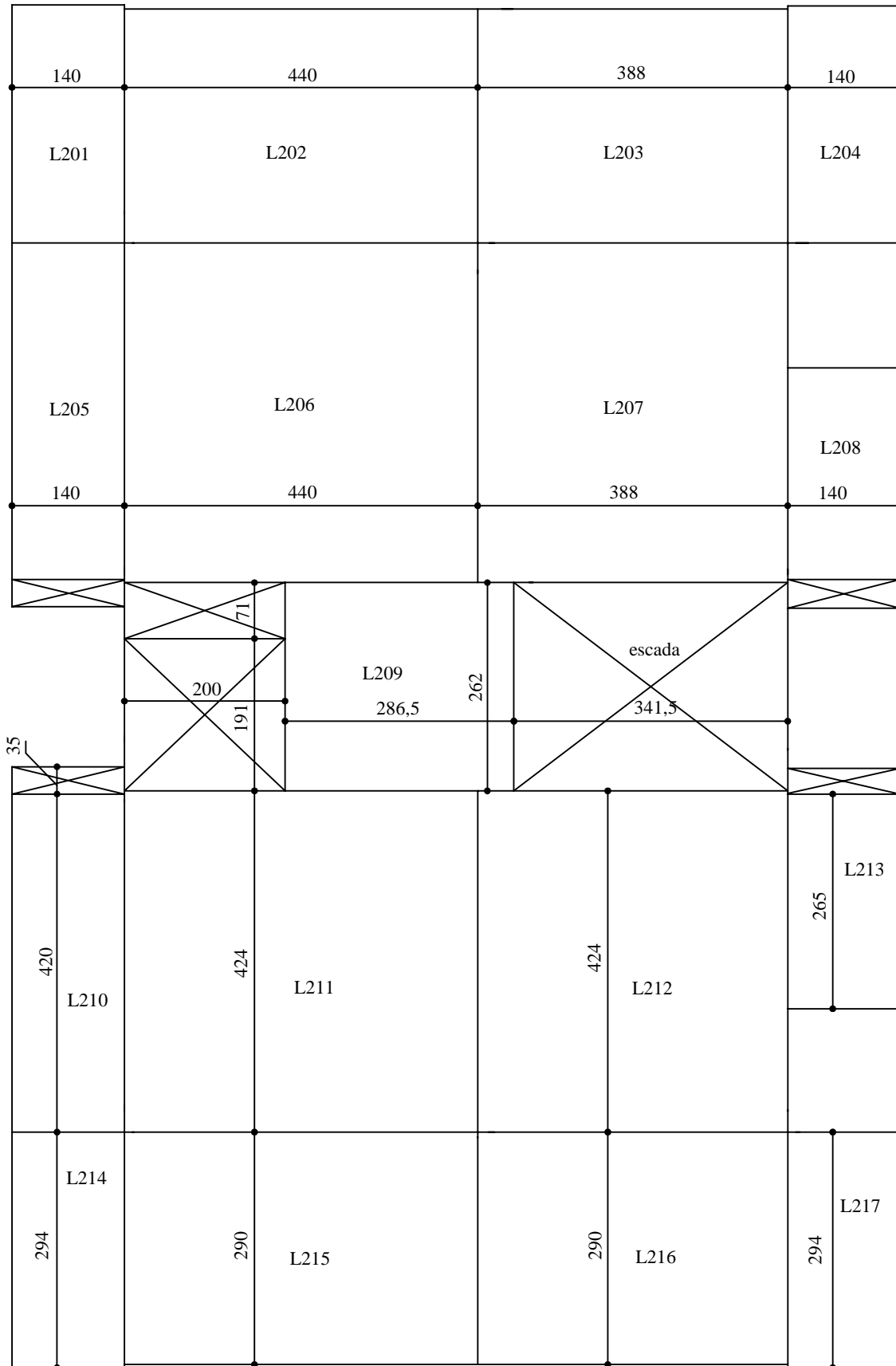
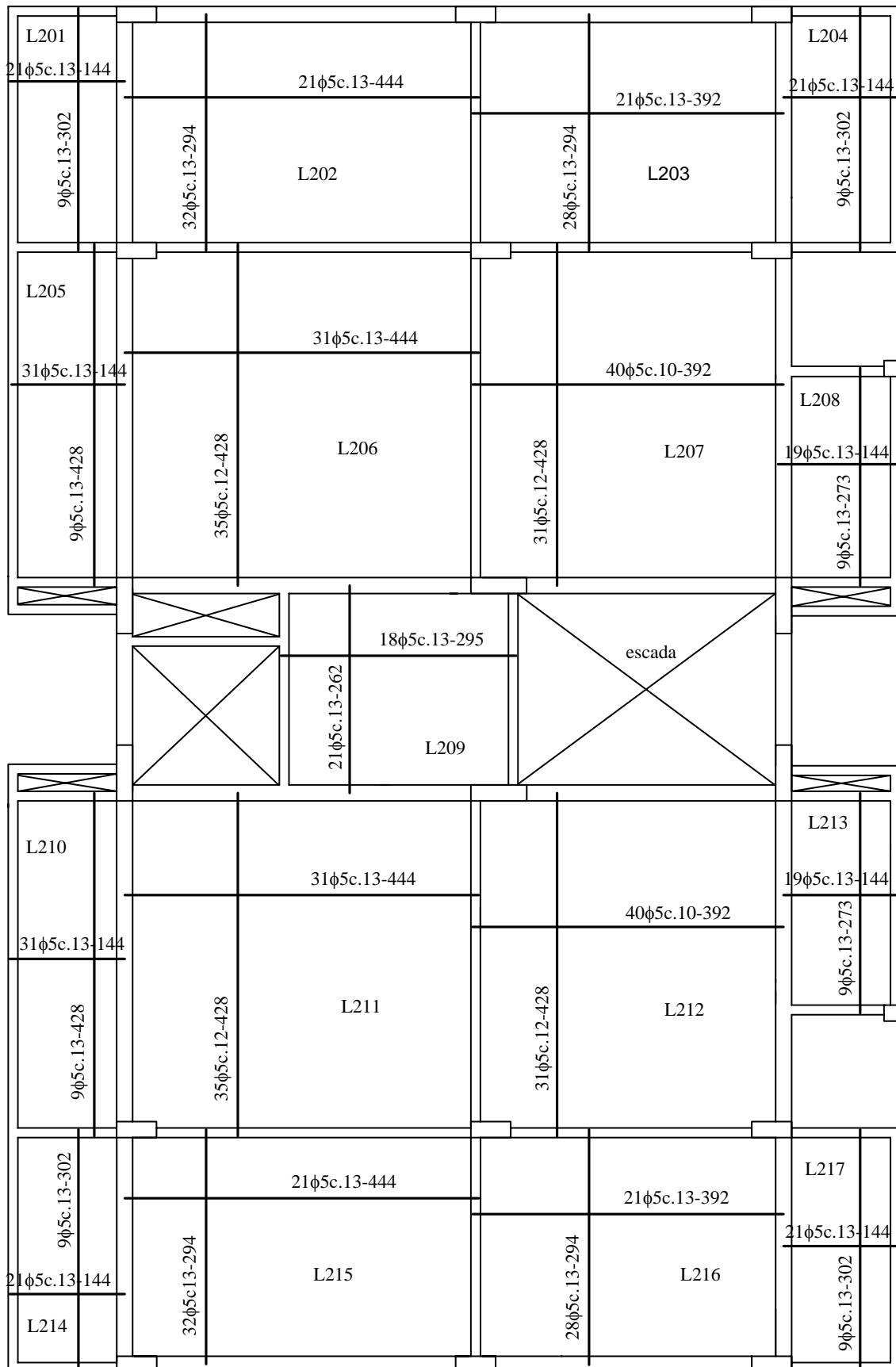


Fig. 3.1.3 – Vãos de cálculo das lajes do pavimento tipo (em cm)



Aço	Diâmetro (mm)	Comprimento (m)	Massa (kg)
CA-60	5,0	2466	380

Fig. 3.5.1 – Armaduras positivas das lajes do pavimento tipo

## Capítulo 4

### PROJETO DA ESCADA

#### 4.1 – Desenhos de forma da escada

Na fig. 4.1.1, apresenta-se a planta de formas da escada. Os cortes A-A' e B-B' são indicados nas figuras 4.1.2 e 4.1.3.

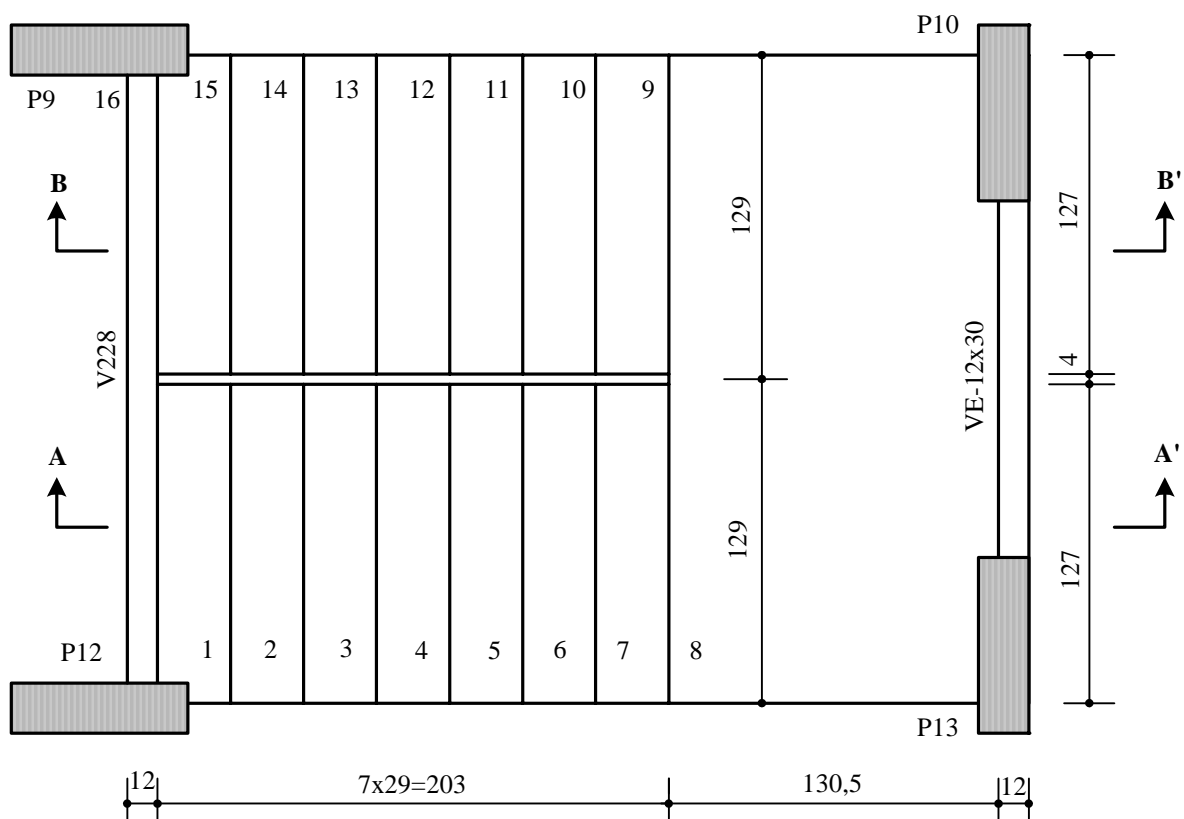


Fig. 4.1.1 – Planta de formas da escada

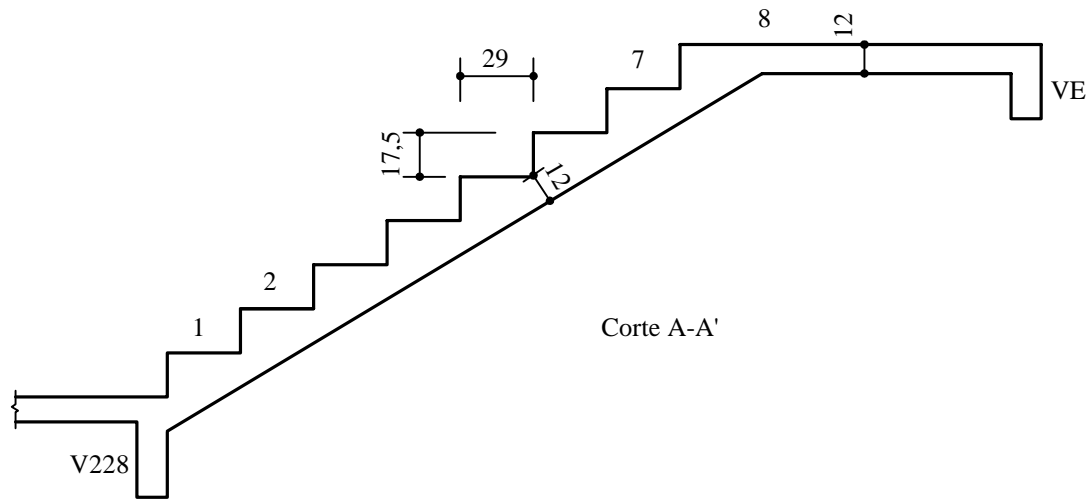


Fig. 4.1.2 – Corte A-A'

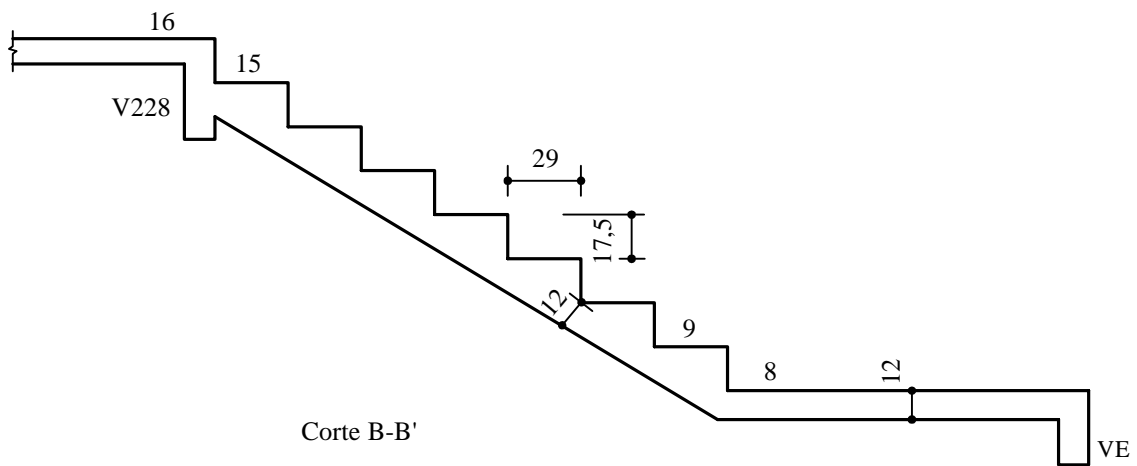


Fig. 4.1.3 – Corte B-B'

## 4.2 – Cálculo dos esforços

Na fig. 4.2.1, indicam-se os modelos de cálculo dos dois lances da escada.

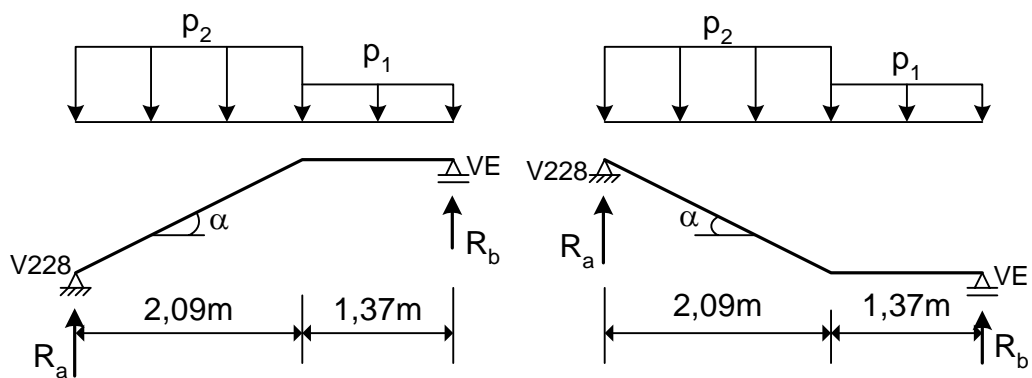


Fig. 4.2.1 – Modelos de cálculo

## Capítulo 5

### PROJETO DAS VIGAS DA SUBESTRUTURA CONTRAVENTADA

#### 5.1 – Carregamento vertical das vigas do pavimento tipo

As cargas verticais atuantes nas vigas do pavimento tipo são obtidas pela superposição das reações das lajes com o peso das alvenarias e o peso próprio das vigas. As reações das lajes do pavimento tipo são dadas na fig. 3.2.3, para o carregamento total, e na fig. 3.2.4, para as cargas permanentes.

Para o cálculo do peso das alvenarias, consideram-se as alturas da parede e da viga, indicadas na fig. 5.1.1.

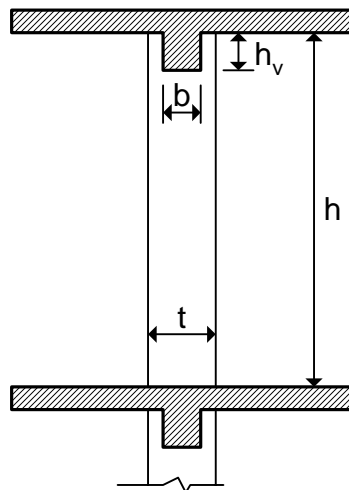


Fig. 5.1.1 – Corte indicando a viga embutida na parede

No cálculo do peso da parede, deve-se descontar a parte da viga que fica embutida na mesma. Isto é feito adotando-se uma altura equivalente  $h_e$  para a parede, dada por

$$h_e = h - h_v \frac{b}{t} \quad (5.1.1)$$

onde  $h$  é o pé-direito,  $h_v$  é a altura da viga sob a laje,  $b$  é a largura da viga e  $t$  é a espessura da parede.

O peso da parede é obtido a partir da espessura  $t$  e da altura equivalente  $h_e$ , descontando-se as áreas das aberturas.

Para as paredes da caixa da escada enclausurada, considera-se o peso específico de  $18 \text{ kN/m}^3$ , correspondente à alvenaria de tijolos cerâmicos maciços. Para as demais paredes, admite-se o peso específico de  $13 \text{ kN/m}^3$ , correspondente à alvenaria de tijolos furados.

No projeto em estudo, consideram-se as dimensões indicadas na tabela 5.1.1.

Tabela 5.1.1 – Altura equivalente das paredes do pavimento tipo

Parede		Viga		Altura equivalente
$t$ (cm)	$h$ (cm)	$b$ (cm)	$h_v$ (cm)	$h_e$ (cm)
15	270	12	30	246
15	270	12	50	230
15	270	20	50	220 *
25	270	20	50	230

\* Neste caso,  $h_e = h - h_v$ , pois  $b > t$ .

Na tabela 5.1.2, indicam-se os pesos dos diferentes tipos de paredes existentes no pavimento tipo.

Tabela 5.1.2 – Peso das paredes do pavimento tipo (kN/m)

$t$ (cm)	$h_e$ (cm)	Tijolo furado (kN/m)	Tijolo maciço (kN/m)
15	246	4,80	
15	230	4,49	
15	220	4,29	5,94
25	230	7,48	

#### Exemplo: Carga de parede sobre a viga V204

Sobre essa viga há uma parede de tijolos furados de 15 cm de espessura e com altura equivalente  $h_e = 2,46$  m. O peso bruto da parede é de 4,80 kN/m, conforme a tabela 5.1.2.

No segundo tramo, entre os pilares P5 e P6, não há aberturas. Logo, a carga de parede nesse tramo é igual a 4,80 kN/m.

No primeiro tramo, entre os pilares P4 e P5, há uma abertura de 1,00m por 2,10m, conforme indicado na planta baixa do pavimento tipo (ver fig. 1.1.2). O desconto a ser dado é

$$\frac{13 \times 0,15 \times (1,00 \times 2,10)}{4,40} = 0,93 \text{ kN/m}$$

onde o denominador 4,40 é o vão das lajes L202 e L206 que se apoiam nesse tramo da viga V204 (ver fig. 1.3.4).

Assim, a carga de parede a ser considerada no primeiro tramo da viga V204 é

$$4,80 - 0,93 = 3,87 \text{ kN/m.}$$

Sobre a viga V229, no tramo entre os pilares P10 e P13, considera-se apenas uma parede de 1,20m de altura, situada entre o nível do piso e a viga intermediária VE da escada. O peso dessa parede é de 3,90kN/m (sem descontar a janela).

Na fig. 5.1.2, indicam-se os pesos das paredes sobre as vigas do pavimento tipo.





## Capítulo 6

### AÇÕES HORIZONTAIS NA SUBESTRUTURA DE CONTRAVENTAMENTO

#### 6.1 – Determinação das forças de arrasto

A ação do vento no edifício é calculada de acordo com a NBR-6123 [12]. Para isto, consideram-se os seguintes dados adicionais:

- o edifício está localizado no subúrbio de uma grande cidade, em terreno plano;
- as edificações vizinhas são do mesmo porte ou mais baixas que o edifício considerado, havendo diversas casas inseridas entre os edifícios;
- a velocidade básica do vento para o local da edificação, obtida do gráfico de isopletras da NBR-6123, é  $V_o = 45$  m/s.

Na fig. 6.1.1, indicam-se as dimensões do edifício, medidas a partir da superfície do terreno.

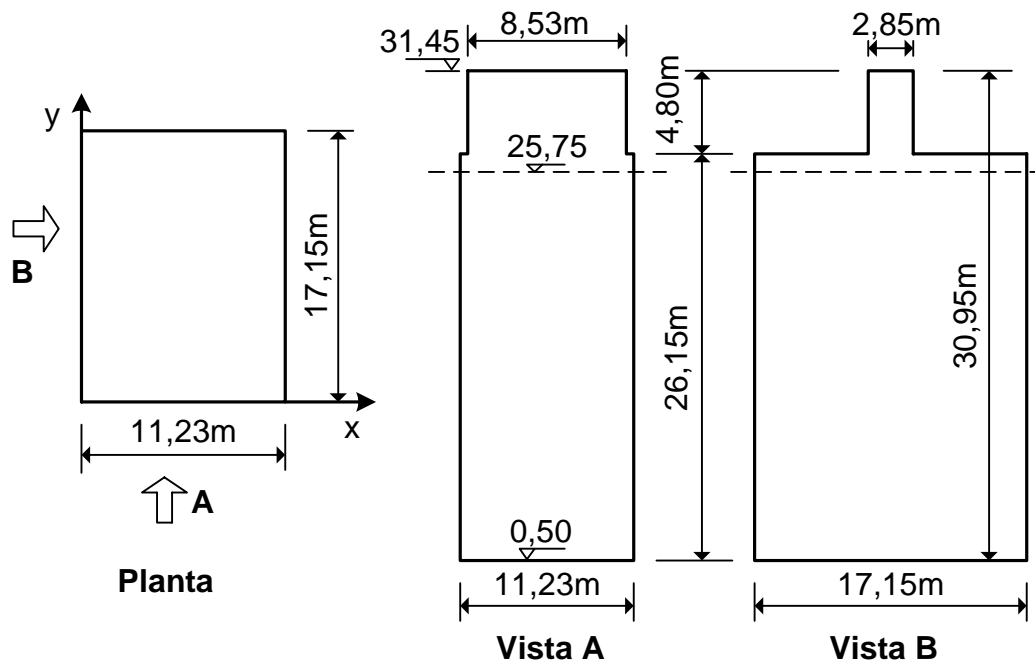


Fig. 6.1.1 – Dimensões do edifício

O cálculo apresentado a seguir segue o procedimento indicado na NBR-6123.

Fator topográfico  $S_1$ : Como se trata de terreno plano,  $S_1 = 1,0$ .

Fator  $S_2$ : Pela descrição da localização do edifício, pode-se considerar a Categoria IV para a rugosidade do terreno. Como a maior dimensão da superfície frontal do edifício é 30,95 m (entre 20 m e 50 m), a edificação é considerada da Classe B.

Entrando na tabela 1 da NBR-6123, obtêm-se os coeficientes  $b = 0,85$ ,  $F_r = 0,98$  e  $p = 0,125$ .

O fator  $S_2$ , usado no cálculo da velocidade característica do vento em uma altura  $z$  (em metros) acima do nível do terreno, é dado por

$$S_2 = b F_r \left( \frac{z}{10} \right)^p \quad (6.1.1)$$

Substituindo os parâmetros, tem-se

$$S_2 = 0,85 \times 0,98 \left( \frac{z}{10} \right)^{0,125} \Rightarrow S_2 = 0,833 \left( \frac{z}{10} \right)^{0,125}$$

Fator estatístico  $S_3$ : Como se trata de edifício residencial, tem-se  $S_3 = 1,00$ .

A velocidade característica do vento,  $V_k$ , é dada por

$$V_k = S_1 S_2 S_3 V_o, \text{ m/s} \quad (6.1.2)$$

Substituindo os coeficientes, resulta

$$V_k = 0,833 \left( \frac{z}{10} \right)^{0,125} 45 \Rightarrow V_k = 28,11 z^{0,125}, \text{ m/s}$$

com  $z$  representando a altura acima do nível do terreno, em metros.

A pressão dinâmica do vento,  $q$ , é dada por

$$q = 0,613 V_k^2, \text{ N/m}^2 \quad (6.1.3)$$

A componente da força global na direção do vento,  $F_a$ , denominada força de arrasto, é dada por

$$F_a = C_a q A_e \quad (6.1.4)$$

onde  $C_a$  é o coeficiente de arrasto e  $A_e$  é a área frontal efetiva, definida como a área da projeção ortogonal da edificação ou elemento estrutural sobre um plano perpendicular à direção do vento ("área de sombra").

Em vista da localização do edifício, verifica-se que se trata de vento de baixa turbulência, pois o edifício é cercado por casas (edificações bem mais baixas que ele). Portanto, os coeficientes de arrasto são obtidos com o emprego da figura 4 da NBR-6123.

Devem-se considerar os dois casos indicados na fig. 6.1.2, onde  $a = 11,23$  m;  $b = 17,15$  m;  $h = 30,95$  m.

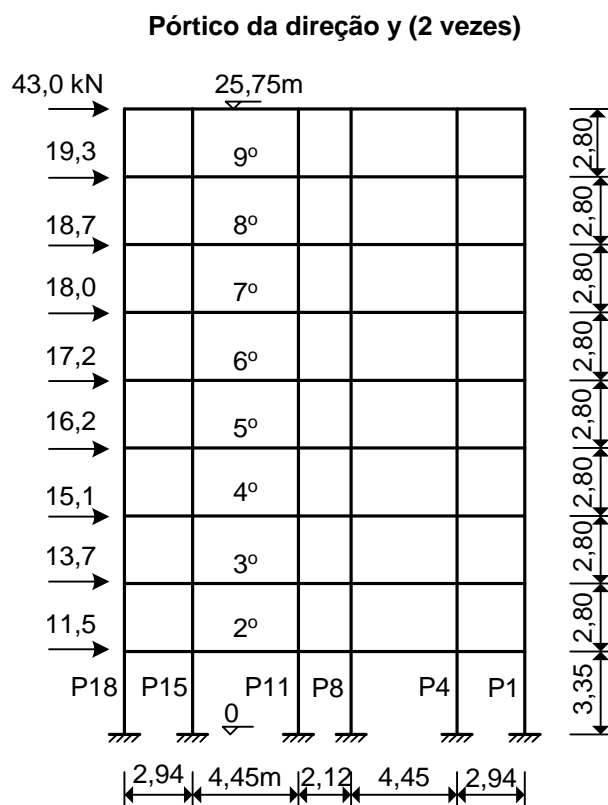


Fig. 6.3.3 – Força do vento nos pórticos de contraventamento da direção y (em kN)

#### 6.4 – Imperfeições geométricas da subestrutura de contraventamento

No projeto da subestrutura de contraventamento, devem-se considerar, também, os efeitos das imperfeições geométricas globais do edifício. Conforme foi apresentado no Volume 3, deve-se considerar uma inclinação do eixo da subestrutura de contraventamento dada por

$$\alpha_a = \frac{1}{100\sqrt{l}} \leq \frac{1}{200} \quad (6.4.1)$$

onde  $l$  é a altura da estrutura em metros.

De acordo com o CEB/90, quando a subestrutura de contraventamento é formada por pórticos contendo  $n$  pilares ligados entre si por meio de vigas, a inclinação  $\alpha_a$  pode ser reduzida pelo fator  $\alpha_n$  dado por

$$\alpha_n = \sqrt{\frac{1+1/n}{2}} \quad (6.4.2)$$

A NBR-6118 adota essa formulação do CEB/90 para a consideração das imperfeições geométricas, com algumas modificações.

De acordo com a NBR-6118, para edifícios com predominância de lajes lisas ou cogumelo, deve-se considerar  $\alpha_n = 1$ . Além disso, exige-se a consideração do valor mínimo  $\alpha_a \geq 1/300$  para estruturas reticuladas e imperfeições locais.

Tabela 6.4.1 – Efeito das imperfeições geométricas

Nível	$F_{vi}$ (kN)	$H_i$ (kN)	$\bar{z}_i$ (m)	$H_i \bar{z}_i$ (kNm)
9	1840 *	2,94	25,75	75,71
8	2208	3,53	22,95	81,01
7	2208	3,53	20,15	71,13
6	2208	3,53	17,35	61,25
5	2208	3,53	14,55	51,36
4	2208	3,53	11,75	41,48
3	2208	3,53	8,95	31,59
2	2208	3,53	6,15	21,71
1	2208	3,53	3,35	11,83
	$\Sigma$	31,18	$\Sigma$	447

\* Ver Nota

Essas forças horizontais são repartidas para os pórticos de contraventamento da mesma forma que foi feito para as forças do vento. A diferença é que não se consideram as excentricidades das forças horizontais  $H_i$ , como no caso do vento. Com isso, obtêm-se os carregamentos horizontais nos pórticos de contraventamento, devidos às imperfeições geométricas (desaprumo do edifício).

As forças horizontais equivalentes ao desaprumo são ações permanentes indiretas, devendo ser consideradas sempre em todas as combinações de carregamento.

Nas figuras 6.4.1 e 6.4.2, indicam-se as forças equivalentes ao desaprumo nos diversos níveis dos pórticos de contraventamento.

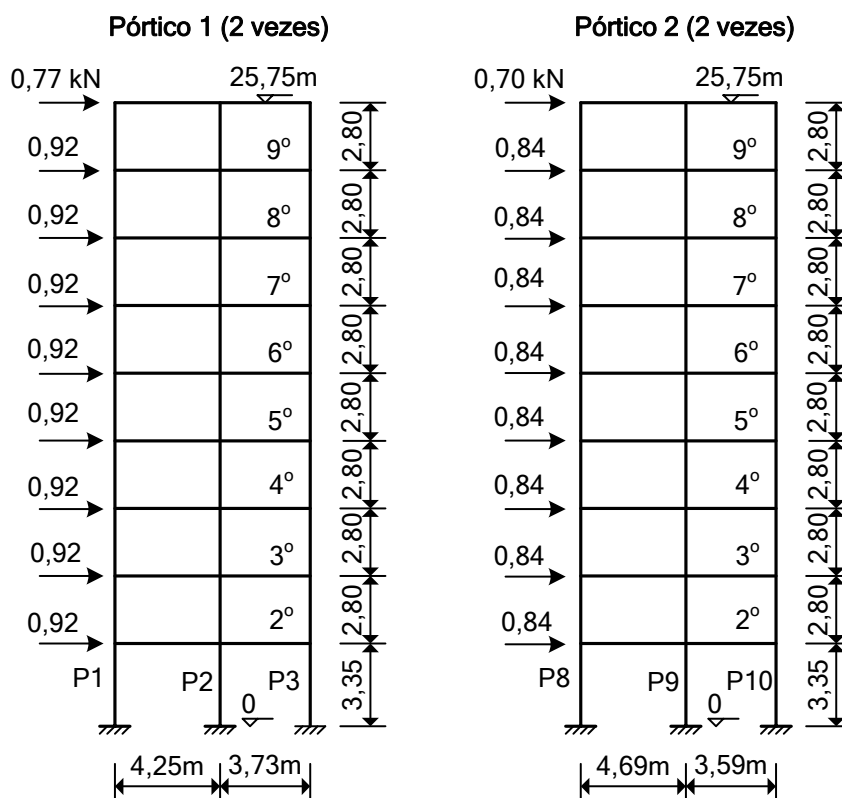


Fig. 6.4.1 – Forças equivalentes ao desaprumo nos pórticos de contraventamento da direção x (em kN)

## Capítulo 7

### PROJETO DO RESERVATÓRIO

#### 7.1 – Carregamento para o cálculo como placas

As dimensões do reservatório elevado são apresentadas na fig. 1.3.8. Observa-se que o reservatório é constituído por duas células de dimensões iguais. Desse modo, basta calcular uma célula e adotar as mesmas armaduras em ambas.

Os procedimentos para o projeto do reservatório encontram-se detalhados no capítulo 5 do Volume 4. Inicialmente, é feito um cálculo como placas para as cargas perpendiculares ao plano médio das lajes. Em seguida, as paredes são calculadas como vigas (ou como vigas-parede, se for o caso) para as cargas que atuam no plano médio das mesmas.

Para a realização do cálculo como placas, considera-se o seguinte carregamento nas lajes do reservatório:

##### Cargas na tampa

$$\begin{aligned} \text{peso próprio} &= 25 \times 0,10 = 2,5 \text{ kN/m}^2 \\ \text{revestimento} &= 0,5 \text{ kN/m}^2 \\ \text{carga acidental} &= 0,5 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Carga total na tampa: } p_1 = 3,5 \text{ kN/m}^2$$

##### Cargas no fundo

$$\begin{aligned} \text{peso próprio} &= 25 \times 0,15 = 3,75 \text{ kN/m}^2 \\ \text{revestimento} &= 0,5 \text{ kN/m}^2 \\ \text{pressão hidrostática} &= 10 \times 1,30 = 13,0 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Carga total no fundo: } p_2 \cong 17,3 \text{ kN/m}^2$$

##### Carga nas paredes

$$\text{Carga triangular com ordenada máxima: } p_3 = 13,0 \text{ kN/m}^2$$

#### 7.2 – Esforços nas lajes isoladas

Na fig. 7.2.1, indicam-se os vãos e as condições de contorno para o cálculo das lajes do reservatório. A numeração das paredes, indicada nessa figura, é feita como se o reservatório fosse de uma célula (ver Volume 4).

Conforme foi apresentado no capítulo 5 do Volume 4, a laje da tampa pode ser considerada simplesmente apoiada nos quatro lados. Os momentos fletores e as reações de apoio dessa laje são obtidos com o emprego da tabela A2.1 (Volume 2). Sobre a parede central, coloca-se uma armadura negativa para controle da fissuração e para criar um engastamento entre as lajes L701 e L702.

A laje de fundo é considerada engastada em todo o contorno. Os momentos fletores e as reações dessa laje são obtidos com o emprego da tabela A2.6.

Os momentos fletores nas paredes 3 e 4 são calculados através da tabela A2.17. Como essa tabela não fornece as reações de apoio, considera-se a carga média  $p = 13,0/2 = 6,5 \text{ kN/m}^2$  e emprega-se a tabela A2.5 para o cálculo das reações de apoio.

Como as paredes 1 e 2 são lajes armadas em uma direção (na direção vertical), o cálculo é feito como para uma viga engastada em uma extremidade e simplesmente apoiada na outra.

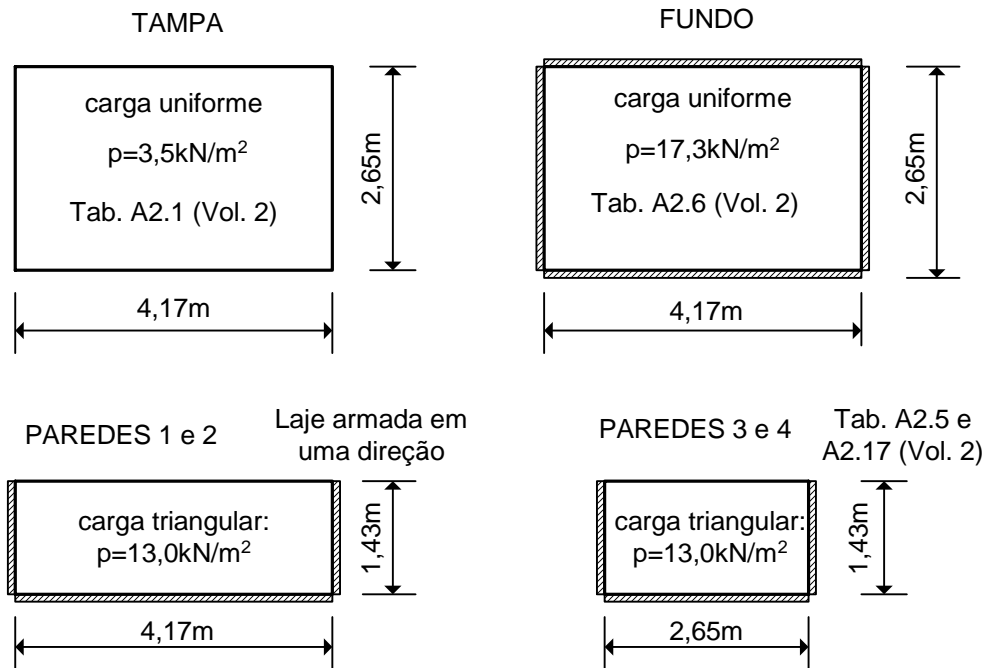


Fig. 7.2.1 – Vãos de cálculo e condições de contorno

Nas figuras 7.2.2 e 7.2.3, indicam-se os momentos fletores e as reações de apoio na laje da tampa e na laje de fundo, respectivamente.

Na fig. 7.2.4, indicam-se os momentos fletores nas paredes 3 e 4, obtidos com o emprego da tabela A2.17. As reações de apoio indicadas nessa figura foram obtidas com a tabela A2.5, considerando a carga média  $p = 6,5 \text{ kN/m}^2$ .

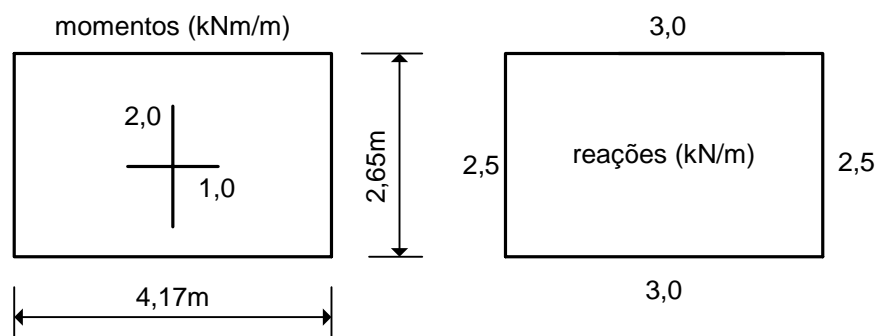


Fig. 7.2.2 - Momentos fletores e reações de apoio na tampa

## Capítulo 8

### PROJETO DOS PILARES

#### 8.1 – Forças normais nos pilares decorrentes do carregamento vertical

As forças normais nos pilares contraventados são decorrentes do carregamento vertical atuante nas vigas. Nos pilares de contraventamento, devem-se considerar, ainda, os efeitos do vento e do desaprumo nas forças normais.

Para determinar as forças normais nos pilares correspondentes ao carregamento vertical, basta resolver as vigas e obter suas reações de apoio. Somando as reações das vigas que concorrem em um determinado pilar, obtém-se a carga transmitida ao pilar pelo pavimento em análise. Essas cargas devem ser acumuladas desde o topo do edifício até o nível das fundações.

Na fig. 8.1.1, indicam-se as cargas transmitidas aos pilares de sustentação do reservatório, conforme o cálculo apresentado no capítulo 7. Essas cargas incluem as parcelas acidental e permanente do carregamento. A carga total transmitida aos pilares é representada em negrito. Nesses valores, ainda não foi considerado o peso próprio dos pilares.

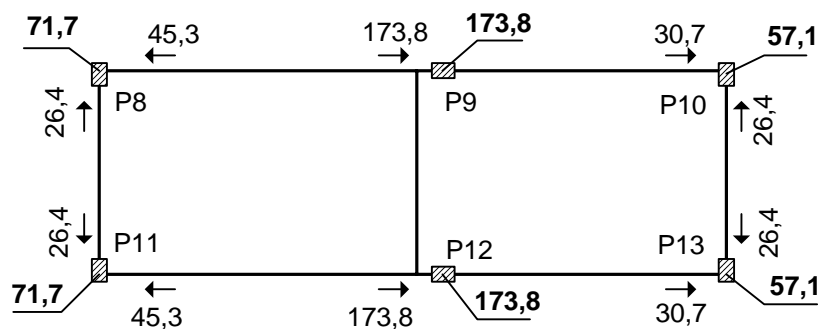


Fig. 8.1.1 – Cargas nos pilares transmitidas pelo reservatório (em kN)

As cargas atuantes nas vigas do edifício são apresentadas no capítulo 5, para o carregamento total de serviço ( $g + q$ ) e para a carga permanente ( $g$ ). Como a carga acidental é pequena em relação à carga permanente, pode-se realizar um único cálculo das vigas com a carga total ( $g + q$ ), para a obtenção das reações de apoio.

Considerando apenas o carregamento total de serviço ( $g + q$ ), devem-se calcular as reações de apoio das vigas com as cargas indicadas nas seguintes figuras do capítulo 5:

- vigas do teto da casa de máquinas: Fig. 5.2.1;
- vigas da mesa de motores: Fig. 5.3.1;
- vigas da cobertura e piso da casa de máquinas: Fig. 5.4.1;
- vigas do pavimento tipo: Fig. 5.1.3.



Na fig. 8.1.2, indicam-se as cargas transmitidas aos pilares pelas vigas do teto da casa de máquinas.

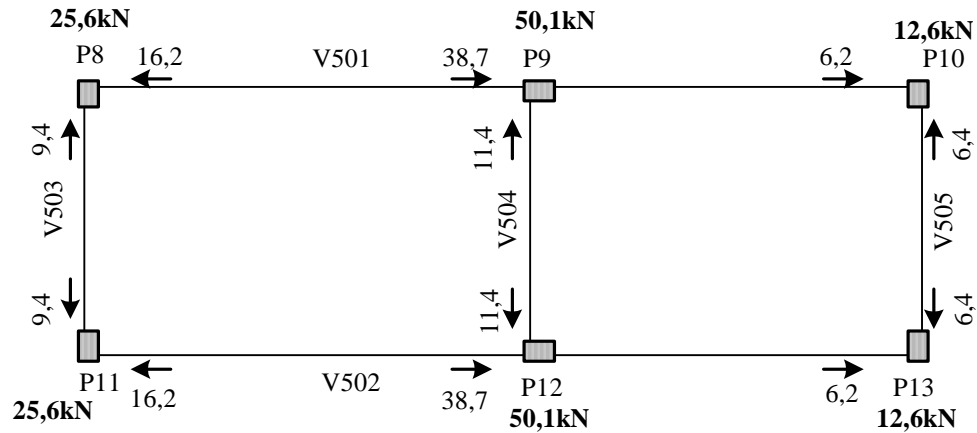


Fig. 8.1.2 – Cargas transmitidas aos pilares pelas vigas do teto da casa de máquinas (em kN)

Na fig. 8.1.3, indicam-se as cargas transmitidas aos pilares P8 e P11, e aos pilaretes PL1 e PL2, pela mesa de motores.

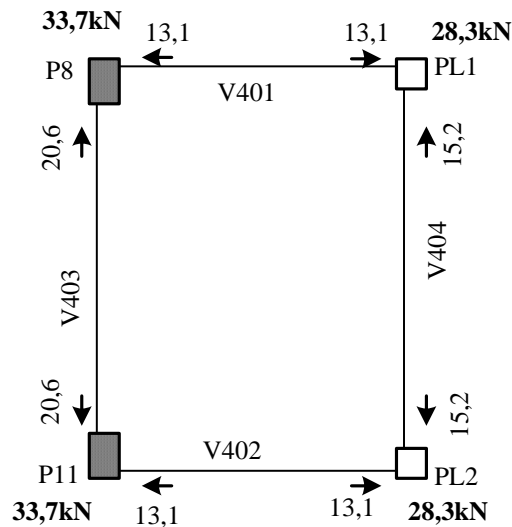


Fig. 8.1.3 – Cargas transmitidas pela mesa de motores (em kN)

Na fig. 8.1.4, indicam-se as cargas transmitidas aos pilares pelas vigas da laje de cobertura. Nos pilares P10 e P13, consideram-se, ainda, as cargas de 20 kN transmitidas pela viga intermediária da escada (ver capítulo 4).

Na fig. 8.1.5, indicam-se as cargas transmitidas aos pilares pelas vigas do pavimento tipo.

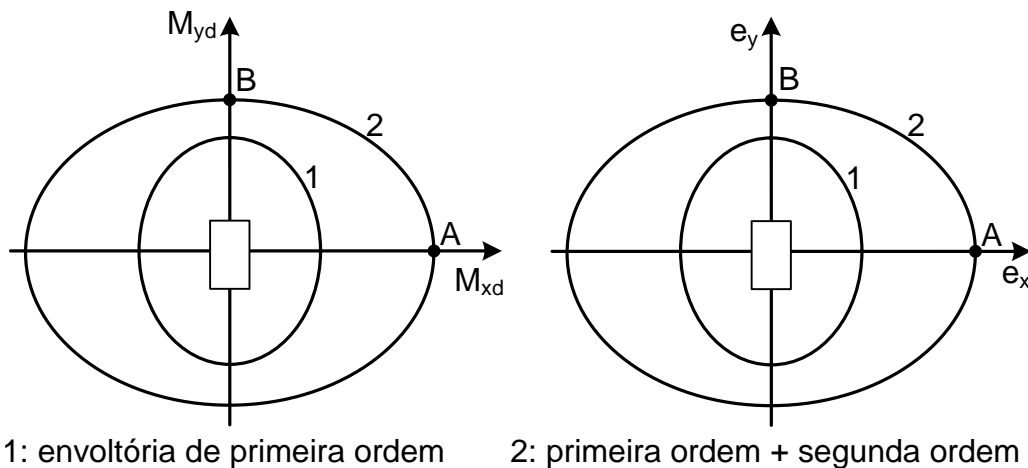


Fig. 8.4.8 – Envoltórias de momentos mínimos solicitantes

Na fig. 8.4.9, apresenta-se o primeiro quadrante das envoltórias de excentricidades e as duas situações de cálculo em flexo-compressão oblíqua, conforme adotado para os pilares de canto no capítulo 7 do Volume 3.

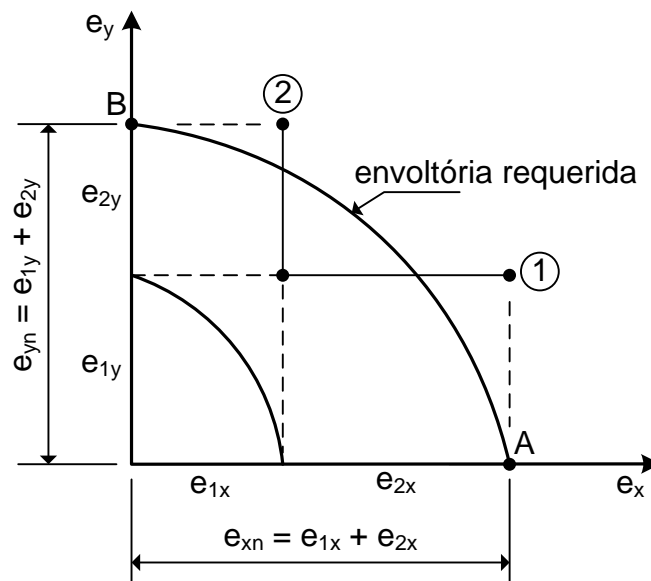


Fig. 8.4.9 – Situações de cálculo em flexo-compressão oblíqua (pilares de canto)

Conforme se observa na fig. 8.4.9, as duas situações de cálculo adotadas (pontos 1 e 2) ficam além da envoltória requerida para os esforços solicitantes. Logo, a solução empregada para os pilares de canto fica a favor da segurança.

VII) Uma excentricidade adicional que ocorre com muita frequência nos pilares dos edifícios é causada pelo desvio do eixo da viga em relação ao eixo do pilar. Essa situação ocorre em quase todos os pilares do edifício em estudo, conforme pode ser observado na planta de formas do pavimento tipo (ver fig. 1.3.4).

Na fig. 8.4.10, apresenta-se uma situação típica em que o eixo da viga VY não cruza com o eixo do pilar.

## Capítulo 9

# PROJETO DAS FUNDAÇÕES

### 9.1 – Locação dos pilares e carregamento nas fundações

Na fig. 9.1.1, apresenta-se a planta de locação dos pilares do edifício.

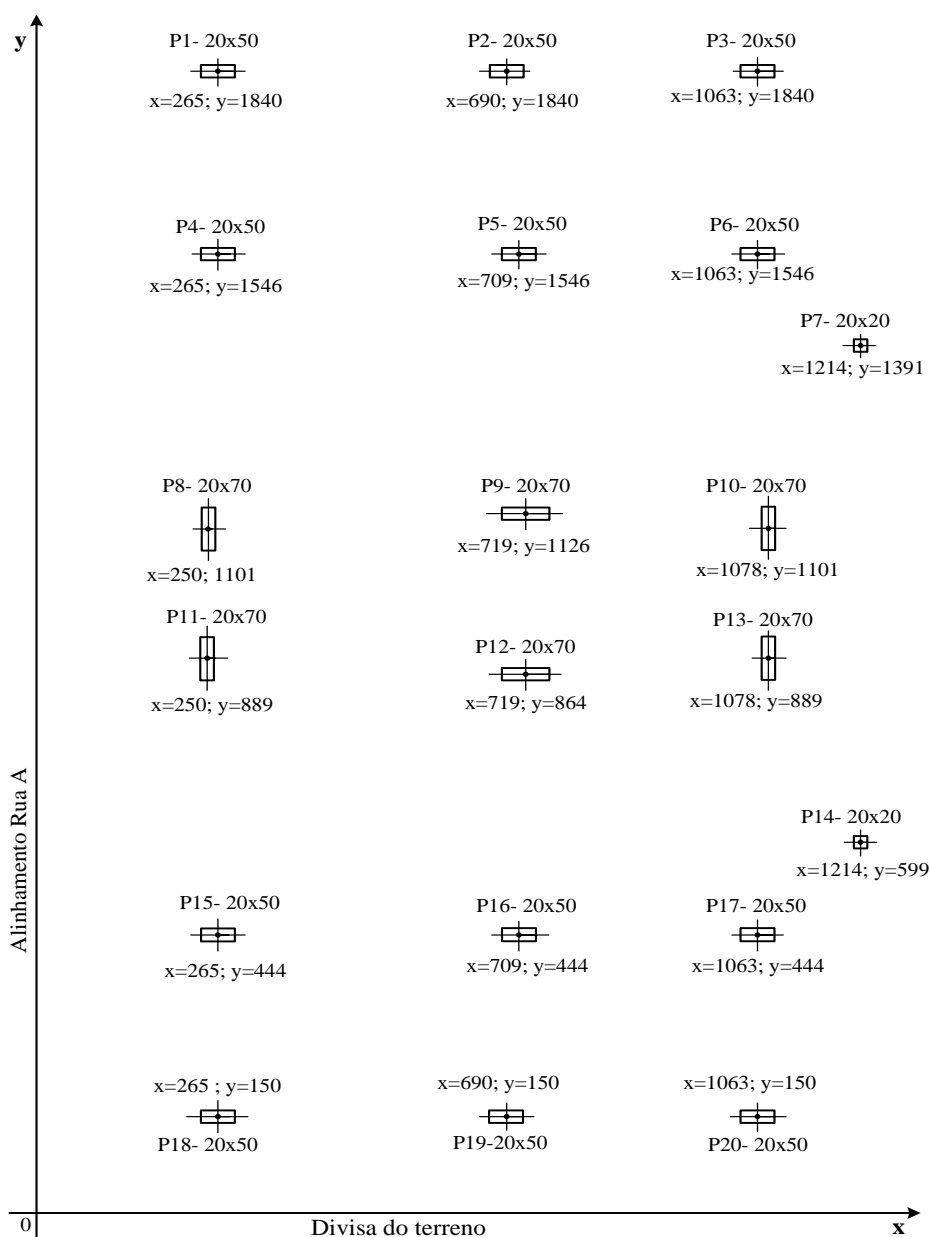


Fig. 9.1.1 – Planta de locação dos pilares

As cargas nos pilares, para o dimensionamento das fundações, são obtidas das tabelas 8.1.3 e 8.2.3 do capítulo anterior, para o carregamento vertical e para a

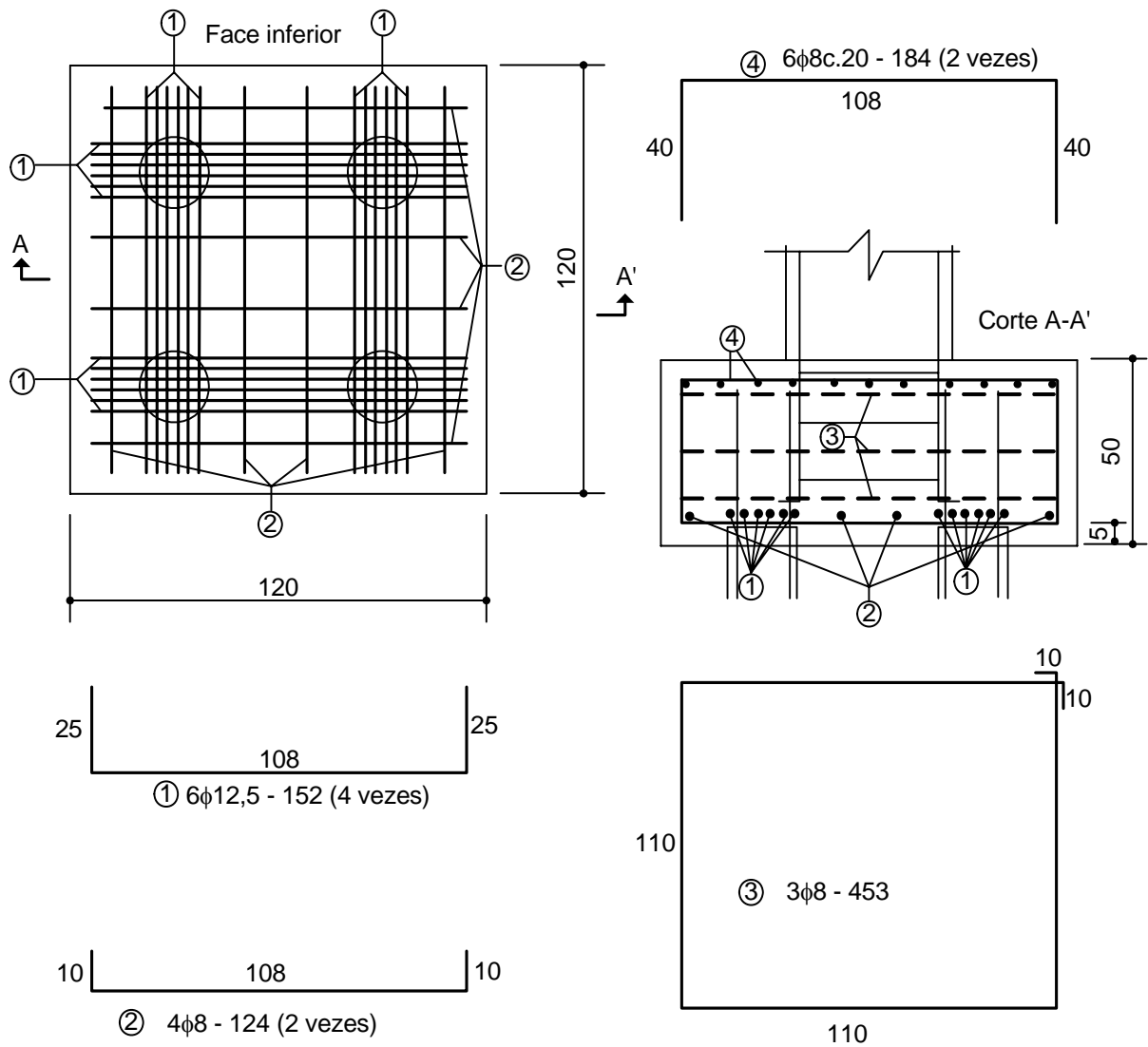


Fig. 9.4.5 – Armaduras dos blocos sobre quatro estacas

### 9.5 – Cálculo de vigas de equilíbrio

Quando um pilar está situado na divisa do terreno, surge uma excentricidade entre o eixo do pilar e o centroide  $c$  do estaqueamento. Para centralizar a carga do pilar, deve-se projetar uma viga de equilíbrio, como no exemplo representado na fig. 9.5.1.

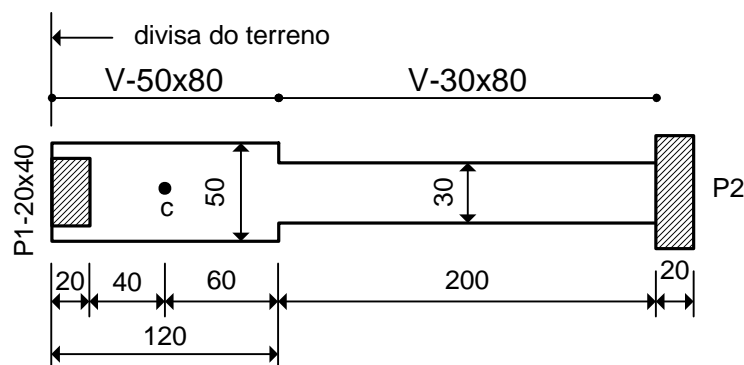


Fig. 9.5.1 – Viga de equilíbrio para pilar de divisa

## Capítulo 10

### PAREDES ESTRUTURAIS E PÓRTICOS PREENCHIDOS COM ALVENARIA

#### 10.1 – Rigidez equivalente de paredes com aberturas

A rigidez equivalente das paredes estruturais com aberturas depende das dimensões, da forma e da localização das aberturas na parede. Além disso, há uma influência significativa do número de andares do edifício. Na ref. [18], encontram-se algumas sugestões para a determinação da rigidez equivalente de paredes estruturais com aberturas de portas, submetidas à ação do vento e a ações sísmicas.

Para a determinação da rigidez equivalente, deve-se realizar uma análise bidimensional como um problema de estado plano de tensões. Para isso, pode-se empregar o método dos elementos finitos como descrito no capítulo 3 do Volume 2.

A seguir, apresentam-se os resultados obtidos pelo Autor com o emprego do método dos elementos finitos, onde foi utilizado o elemento isoparamétrico quadrático de oito nós, representado na fig. 3.7.1 do Volume 2. As paredes consideradas possuem uma única abertura por andar, a qual é representativa de uma janela situada simetricamente em relação ao eixo vertical da parede. Os casos considerados são indicados na fig. 10.1.1.

Na fig. 10.1.2, apresenta-se a discretização utilizada para cada andar do edifício. Para facilitar a geração da malha, considera-se que a parede seja maciça e atribui-se aos elementos situados nas aberturas uma espessura  $t$  muito pequena, apenas para evitar problemas numéricos. Uma análise prévia de convergência indicou que a malha apresentada na fig. 10.1.2 é suficiente para garantir a precisão dos resultados, não havendo necessidade de um maior refinamento.

Nesse estudo, foram considerados edifícios de 3, 6 e 9 andares.

Na fig. 10.1.3, apresenta-se o carregamento horizontal típico para análise das paredes.

Para a análise numérica, foram utilizados os seguintes dados:

- Módulo de elasticidade:  $E_c = 25750 \text{ MPa}$
- Coeficiente de Poisson:  $\nu = 0,2$
- Espessura das paredes:  $t = 20 \text{ cm}$

Na solução do problema plano de tensões, obtêm-se deslocamentos horizontais diferentes para os nós situados no topo da parede. O deslocamento  $U$ , indicado na fig. 10.1.3, representa a média desses deslocamentos nodais.

Ao analisar a parede sem aberturas, obtém-se o deslocamento médio  $U_s$ . Para uma parede com aberturas, o deslocamento médio é  $U_c$ . A relação  $\beta = U_s/U_c$  representa o fator de redução de rigidez da parede em decorrência das aberturas.

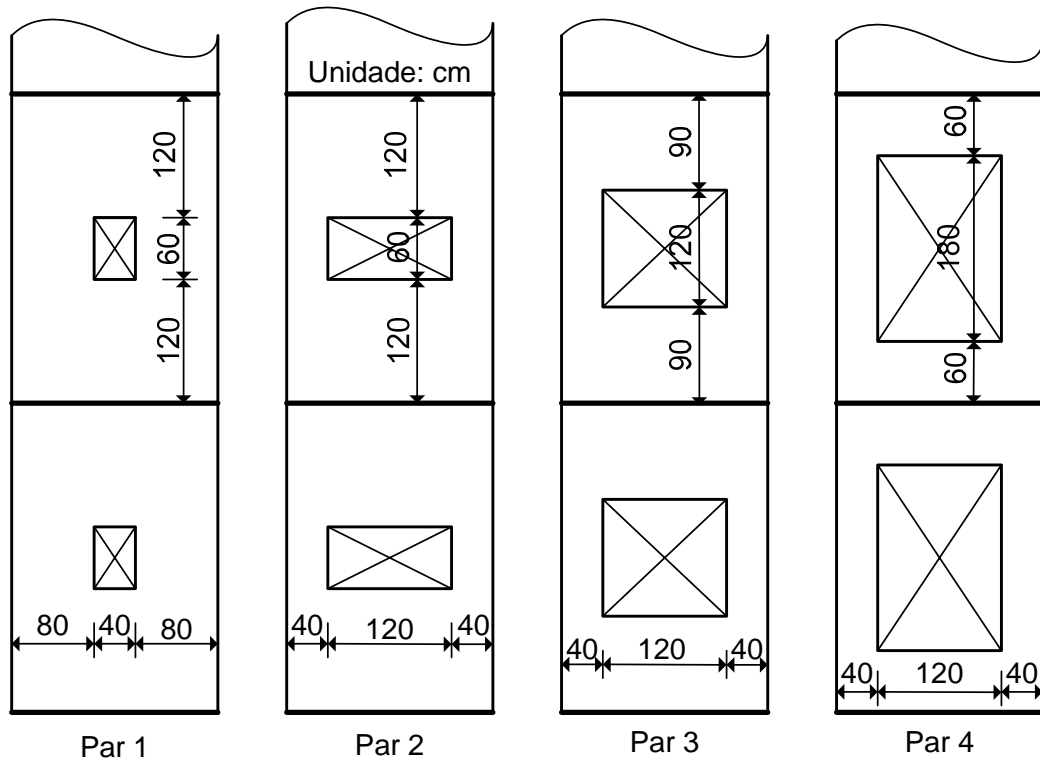


Fig. 10.1.1 – Paredes estruturais com aberturas

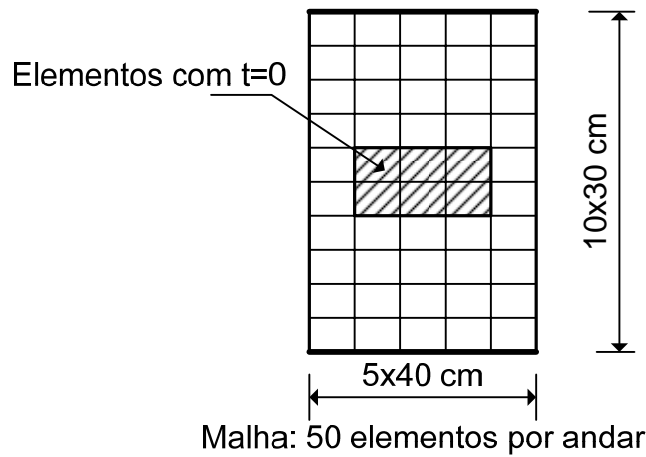


Fig. 10.1.2 – Malha de elementos finitos do andar tipo

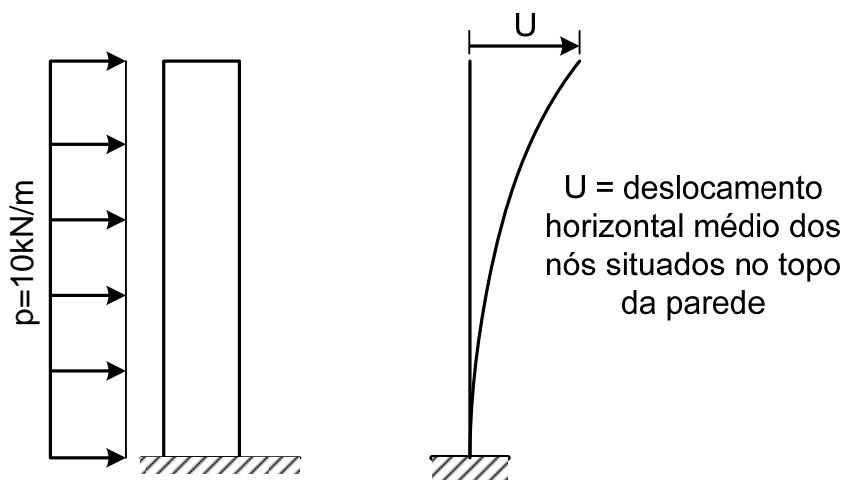


Fig. 10.1.3 – Carregamento horizontal nas paredes

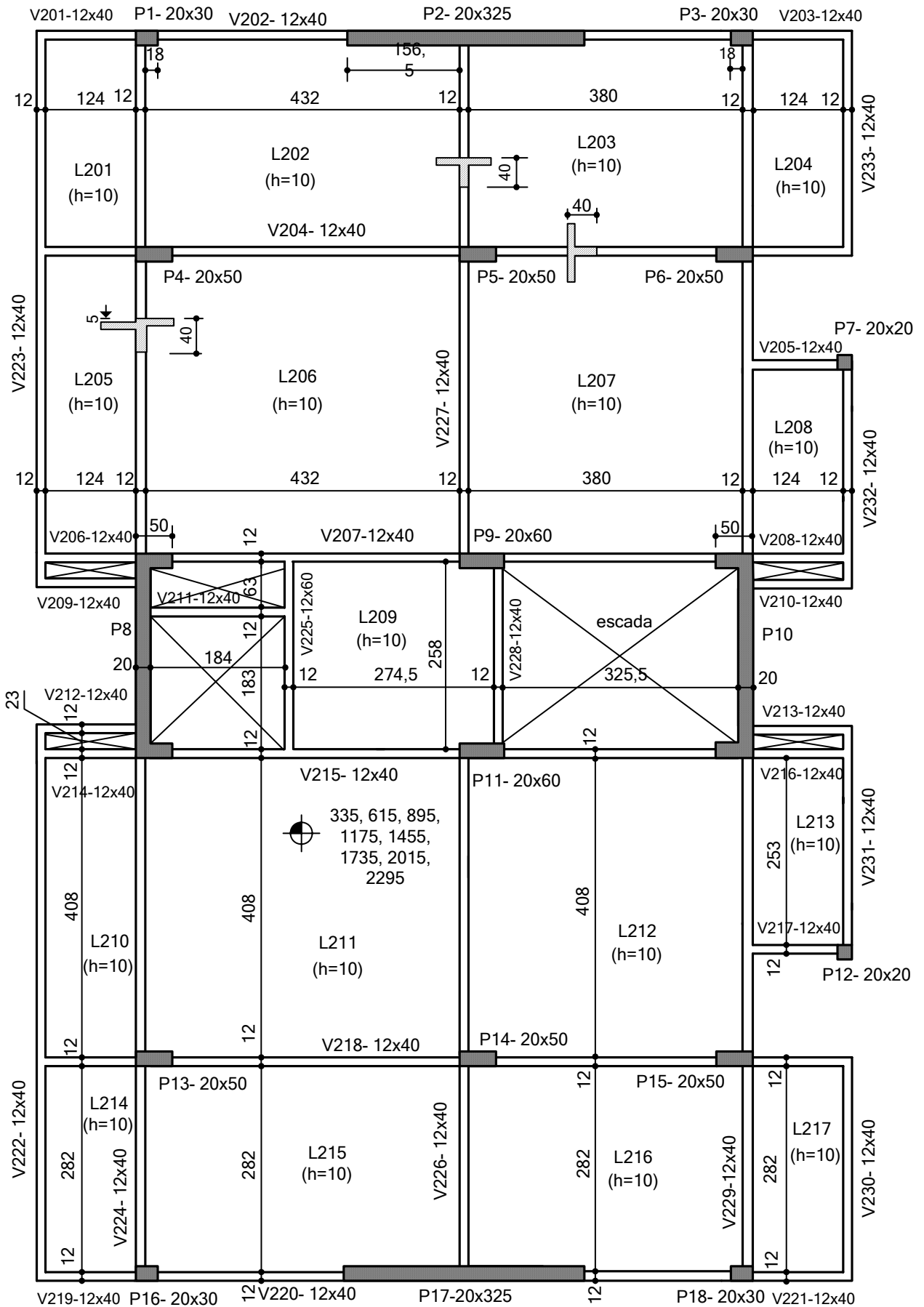


Fig. 10.2.3 – Formas do pavimento tipo – Opção 1

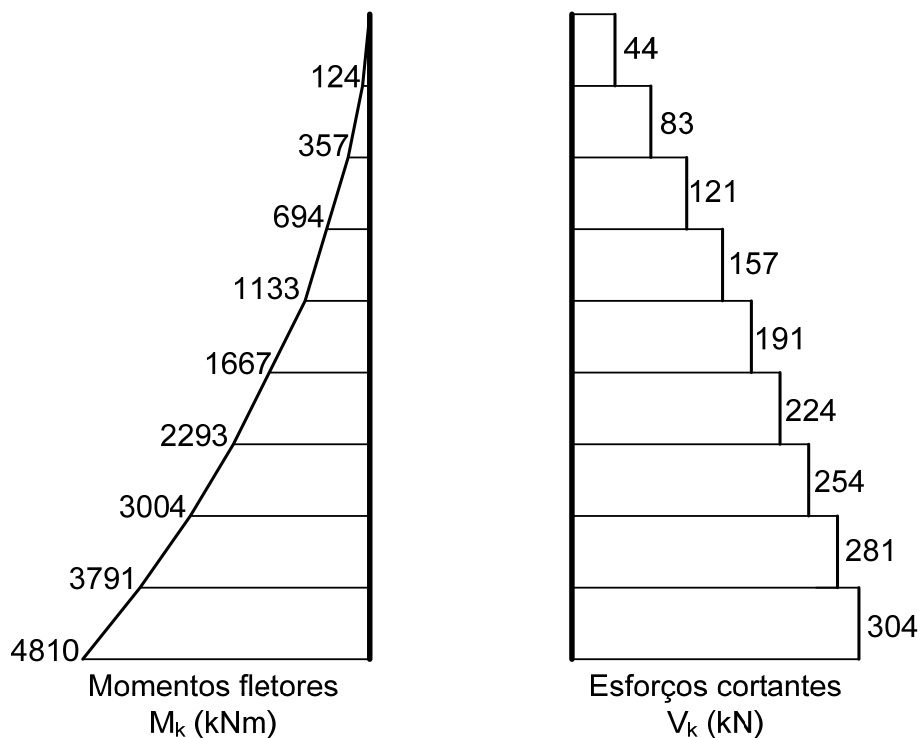


Fig. 10.5.1 – Esforços nas paredes P2 e P17 para ação característica do vento  $W_k$

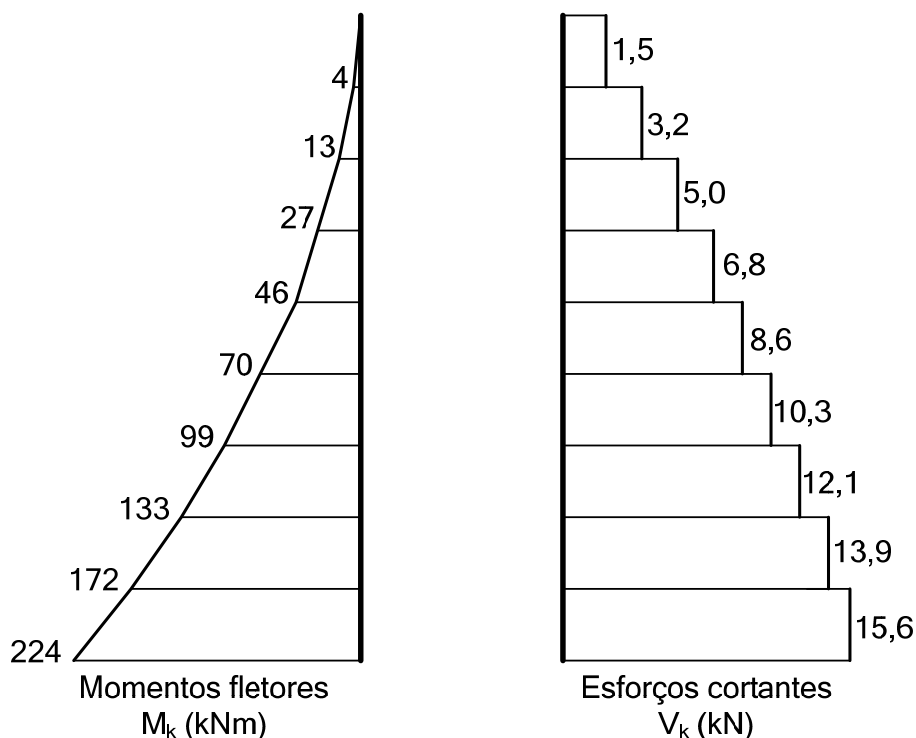


Fig. 10.5.2 – Esforços nas paredes P2 e P17 para desaprumo característico  $H_k$

Para determinar o esforço normal nas paredes, devem-se resolver as vigas V227 e V201-V202-V203 (ver fig. 10.2.4). Essas vigas podem ser calculadas para a carga permanente e para a carga acidental, a partir dos carregamentos apresentados no capítulo 5. Deve-se observar que a viga V202 teve sua seção reduzida para 12 cm x 40 cm, o que faz com que seu peso próprio seja reduzido. Entretanto, como haverá um pequeno acréscimo no peso das paredes em relação



Conforme se observa, se o edifício possuísse 20 andares, o contraventamento poderia ser feito com duas paredes de 20 cm x 900 cm segundo a direção x. Essas paredes ocupariam toda a largura das fachadas menores.

Entretanto, para a direção y não seria possível realizar o contraventamento, nem mesmo fechando as caixas da escada e do elevador com um pilar-parede de seção caixão. Evidentemente, se o edifício possuísse 20 andares, o projeto arquitetônico não deveria ser aquele apresentado no capítulo 1. Conclui-se que, para os edifícios altos, uma questão primordial que surge na concepção do projeto arquitetônico consiste na previsão de espaços para a disposição dos elementos de contraventamento, como as paredes estruturais e os pilares-parede.

### 10.6 – Esforços em diafragmas rígidos

Na distribuição das ações horizontais (vento e/ou sismo) para os elementos de contraventamento (pórticos, paredes estruturais e/ou pilares-parede), admite-se que o pavimento formado pelas lajes e pelas vigas se comporte como um diafragma de rigidez infinita no plano horizontal. Desse modo, cada elemento de contraventamento recebe uma parcela da força horizontal proporcionalmente à sua rigidez. Os diafragmas constituídos por laje de concreto com espessura mínima de 7cm podem ser considerados como rígidos, se a relação vão-altura for menor ou igual a 3. A presença de grandes aberturas pode tornar o diafragma flexível.

Se o pavimento não possui vigas, ou se elas não são capazes de suportar os esforços de tração e compressão gerados pelas forças horizontais, a laje funciona como uma viga-parede apoiada nos elementos de contraventamento. Nesse caso, as armaduras da laje devem ser capazes de absorver a força de tração  $R_{sd}$  devida ao momento fletor no plano horizontal.

Se o pavimento possui vigas, elas podem ser projetadas para resistir a essa força  $R_{sd}$ .

Em muitas situações, as próprias folgas nas armaduras existentes nas lajes e nas vigas são suficientes para esse fim, não havendo maiores preocupações com esse problema.

Na fig. 10.6.1, apresentam-se as duas situações mencionadas.

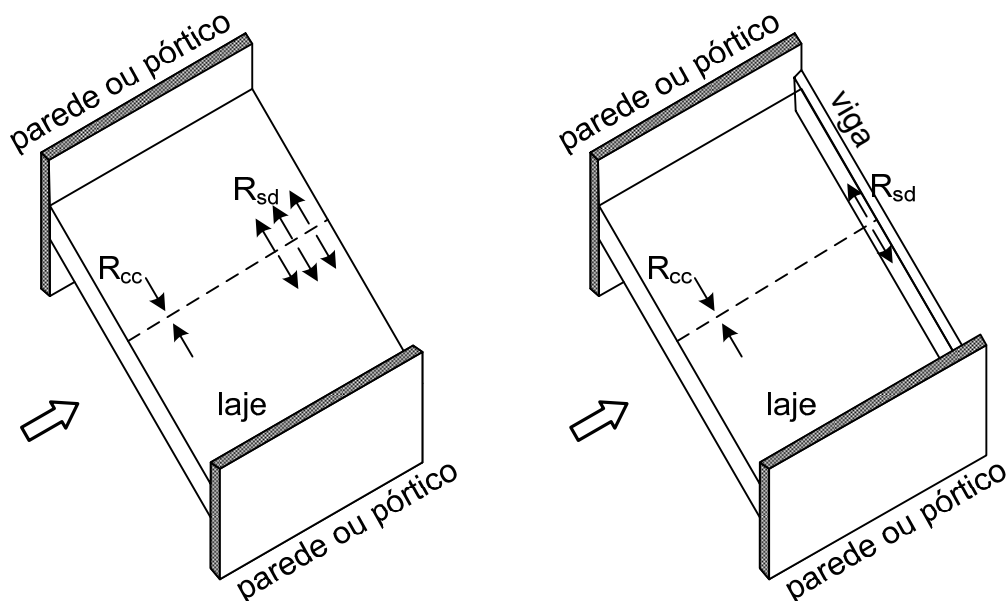


Fig. 10.6.1 – Pavimento funcionando como diafragma rígido no plano horizontal

### **10.7 – Pórticos com preenchimento de alvenaria**

Normalmente, no projeto das estruturas convencionais de concreto armado, considera-se que as alvenarias tenham somente a função de vedação, protegendo o interior do edifício das intempéries e dividindo os espaços internos da edificação. Esse procedimento se justifica nas construções usuais, onde as alvenarias são executadas sem um adequado controle, tanto em relação à qualidade dos materiais, quanto em relação às técnicas construtivas. Além disso, nessas edificações, há uma prática quase corrente de se proceder a alterações no projeto arquitetônico original, tanto na fase de construção, quanto durante a utilização do edifício, quando alguns usuários decidem fazer reformas em seus apartamentos, com eventuais demolições de paredes.

Por outro lado, se as paredes forem executadas respeitando-se as técnicas exigidas para a "alvenaria estrutural", elas podem ser consideradas como participantes da estrutura, o que ocasiona um grande aumento na rigidez lateral do edifício, com a possibilidade de redução das seções de vigas e pilares. Entretanto, o controle e a execução das alvenarias devem obedecer às prescrições normativas, como a NBR-15812 [20] e a NBR-15961 [21]. Além disso, as alvenarias consideradas como resistentes não podem sofrer modificações durante toda a vida útil da construção. A correta identificação dessas paredes portantes evita a ocorrência de danos estruturais por mau uso da edificação.

Os pórticos preenchidos com alvenaria possuem uma rigidez frente às cargas horizontais bem superiores aos pórticos vazios. Além disso, as alvenarias de preenchimento dos pórticos reduzem os momentos fletores e os esforços cortantes nas vigas e nos pilares. Porém, podem ocorrer alterações importantes nos esforços normais dos pilares, o que também afetará o projeto das fundações.

A consideração do efeito favorável da alvenaria de enchimento dos pórticos pode ser feita através de modelos de bielas ou através do método dos elementos finitos. No segundo caso, a alvenaria é modelada com elementos bidimensionais para estado plano de tensões, havendo necessidade, também, da inclusão de elementos de junta para simular os escorregamentos e descolamentos nas interfaces pórtico-alvenaria.

No primeiro modelo, a alvenaria é substituída por uma barra equivalente, a qual funciona como uma biela de compressão inclinada birrotulada. Essa barra é incluída em um programa para análise de pórticos, sem grandes dificuldades. Na bibliografia, há uma grande diversidade de sugestões para modelar essa biela, podendo-se consultar [22,23,24,25].

Os modelos propostos fornecem resultados muito diferentes, não havendo um consenso sobre qual é a largura ideal da biela a ser considerada. A diferença na largura da biela pode ser bem maior do que 100% de um modelo para o outro, o que mostra a grande dificuldade em se modelar corretamente a alvenaria. Assim, deve-se ter prudência ao escolher um modelo para a alvenaria de preenchimento dos pórticos, para não se obter uma solução contrária à segurança.

A presença de aberturas reduz a eficiência da alvenaria e, também nesse caso, não há um modelo adequado para simular esse efeito. O mais prudente é desconsiderar as paredes com aberturas.

O modelo apresentado a seguir baseia-se nos diversos trabalhos citados nas referências [22,23,24,25]. Como se sabe, a alvenaria continua a colaborar no enrijecimento dos pórticos mesmo após sua fissuração. Porém, como medida de segurança, esse fato não é considerado no modelo. Painéis com aberturas também são desconsiderados.

Na fig. 10.7.1, indica-se um trecho de um pórtico com a biela representando a alvenaria. O ângulo de inclinação da biela é dado por

$$\operatorname{tg} \theta = \frac{h}{l} \quad (10.7.1)$$

onde  $h$  e  $l$  representam a altura e o comprimento do painel de alvenaria, respectivamente.

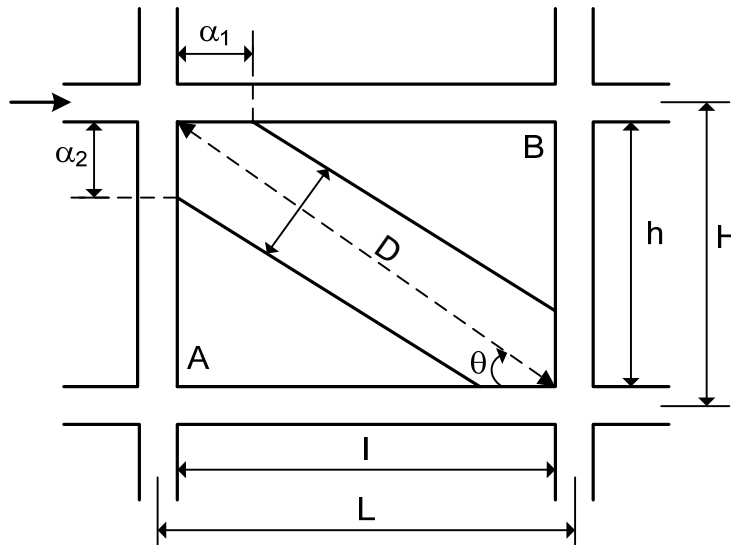


Fig. 10.7.1 – Biela de alvenaria equivalente

O comprimento da diagonal é

$$D = \sqrt{h^2 + l^2} \quad (10.7.2)$$

Com a aplicação da carga lateral, o pórtico se deforma, podendo haver uma separação entre o pórtico e a alvenaria junto aos cantos A e B. Os comprimentos dos trechos de contato da biela com a viga,  $\alpha_1$ , e da biela com o pilar,  $\alpha_2$ , dependem da rigidez relativa entre esses elementos do pórtico e o painel de alvenaria. Esses comprimentos são dados por

$$\alpha_1 = \frac{\pi}{\lambda_1} \leq l \quad ; \quad \alpha_2 = \frac{\pi}{2\lambda_2} \leq h \quad (10.7.3)$$

$$\lambda_1 = \sqrt[4]{\frac{E_a t \operatorname{sen}(2\theta)}{4E_c I_v l}} \quad ; \quad \lambda_2 = \sqrt[4]{\frac{E_a t \operatorname{sen}(2\theta)}{4E_c I_p h}} \quad (10.7.4)$$

onde:

$E_a$  = módulo de elasticidade da alvenaria;

$E_c$  = módulo de elasticidade do material do pórtico;

$t$  = espessura da parede;

$I_p$  = momento de inércia dos pilares;

$I_v$  = momento de inércia das vigas.

11.1 – Conceitos básicos de dinâmica das estruturas

As ações introduzidas em uma estrutura em decorrência de um abalo sísmico são tipicamente de natureza dinâmica. Essas ações produzem vibrações na estrutura, o que exige uma análise adequada para a correta determinação dos esforços e deslocamentos da mesma. Esse assunto é bem detalhado na bibliografia sobre dinâmica das estruturas, podendo-se consultar as referências [26,27].

As normas para projeto de estruturas resistentes a sismos, como a NBR-15421[28], EC8[19] e ASCE/SEI 7-10 [29], dentre outras, permitem resolver o problema de maneira simplificada, submetendo a estrutura a um conjunto de forças horizontais equivalentes, de maneira análoga ao que é feito para as ações do vento. Desse modo, o projeto estrutural torna-se bem simples, seguindo o padrão de análise já bem definido para as ações do vento (as quais também são ações dinâmicas).

Apesar de o projeto estrutural, na maioria dos casos, ser realizado através desse método pseudo-estático equivalente, é necessário apresentar alguns conceitos básicos de dinâmica das estruturas, sem os quais o entendimento do método fica prejudicado. Para um estudo mais aprofundado sobre o tema, sugere-se as referências [26,27,30].

Considere-se o pórtico da fig. 11.1.1, formado por dois pilares e por uma viga, a qual é admitida ser infinitamente rígida. A massa da estrutura é  $m$  e está concentrada no nível da viga. Os pilares possuem uma rigidez  $k/2$  cada um. O amortecedor  $c$  é introduzido para considerar os diversos processos de dissipação de energia.

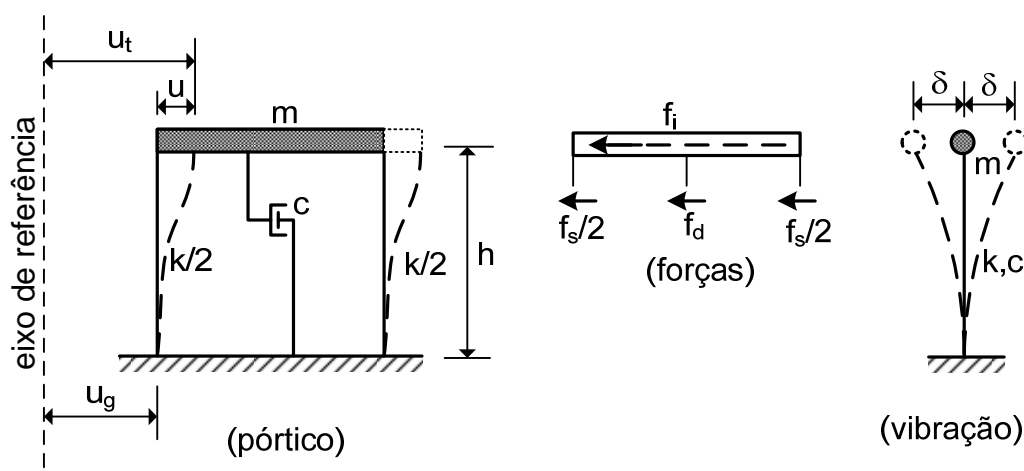


Fig. 11.1.1 – Pórtico de um andar e modelo de pêndulo invertido

Quando ocorre um terremoto, as ondas sísmicas se propagam pela crosta terrestre e atingem a região onde se localiza a estrutura. A superfície do terreno

sofre um deslocamento horizontal  $u_g$  em relação a um eixo vertical de referência. Nesse modelo, a massa tem um simples grau de liberdade que é o seu deslocamento total  $u_t$ , o qual é a soma do deslocamento  $u_g$  da base com o deslocamento  $u$ , devido às deformações elásticas dos pilares.

A força elástica  $f_s$  e a força de amortecimento  $f_d$  são dadas por

$$f_s = ku \quad (11.1.1)$$

$$f_d = c\dot{u} \quad (11.1.2)$$

e dependem do deslocamento  $u$  e da velocidade  $\dot{u} = du/dt$  em relação à base, respectivamente, sendo  $t$  o tempo.

Por outro lado, a força de inércia  $f_i$  depende da aceleração total  $\ddot{u}_t$  da massa, sendo

$$f_i = m\ddot{u}_t \quad (11.1.3)$$

onde  $\ddot{u}_t = d^2u_t/dt^2$ .

A equação de equilíbrio do sistema é dada por

$$f_i + f_d + f_s = 0 \quad (11.1.4)$$

Observando que  $\ddot{u}_t = \ddot{u}_g + \ddot{u}$  e fazendo as substituições necessárias na equação (11.1.4), chega-se à equação diferencial do movimento da estrutura

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = -m\ddot{u}_g(t) = p_{ef}(t) \quad (11.1.5)$$

onde  $\ddot{u}_g(t)$  é a aceleração da superfície do terreno decorrente do terremoto.

Observa-se que a estrutura responde ao movimento da base como se ela estivesse submetida a uma carga equivalente  $p_{ef}(t) = -m\ddot{u}_g(t)$ . A estrutura vibra em torno da posição original de equilíbrio, como indicado na fig. 11.1.1.

A forma como a vibração ocorre depende das características de massa, amortecimento e rigidez da estrutura, bem como da história  $\ddot{u}_g(t)$  das acelerações da base. Uma vez conhecido  $\ddot{u}_g(t)$ , pode-se resolver a equação diferencial (11.1.5) e encontrar a resposta da estrutura em termos dos seus deslocamentos  $u(t)$ , velocidades  $\dot{u}(t)$ , acelerações  $\ddot{u}(t)$  e esforços solicitantes  $f_s(t)$ . Na maioria das vezes, é necessário recorrer a métodos de integração numérica para resolver a equação diferencial.

Fazendo  $p_{ef} = 0$  e  $c = 0$ , obtém-se a equação diferencial para a vibração livre não amortecida

$$m\ddot{u} + ku = 0 \quad (11.1.6)$$

que pode ser escrita na forma

## 11.2 – Espectro de resposta para as ações sísmicas

Retornando à vibração do sistema de um grau de liberdade sob a influência do movimento do solo, o problema consiste em resolver a equação diferencial

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = -m\ddot{u}_g(t) \quad (11.2.1)$$

onde  $\ddot{u}_g(t) = a_g$ , representa a aceleração do solo na base da estrutura.

Essa aceleração é registrada por sismógrafos em um gráfico denominado de acelerograma, como indicado na fig. 11.2.1, onde  $a_g$  é dada em relação à aceleração da gravidade  $g$ .

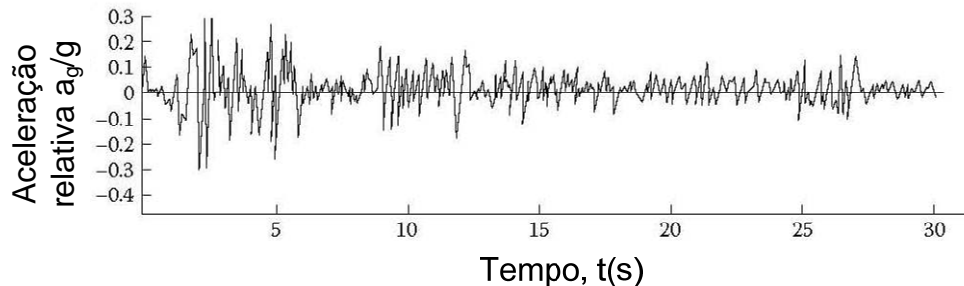


Fig. 11.2.1 – Acelerograma de terremoto real (El Centro, 1940 – ref. [30])

De posse de um ou mais registros de aceleração sísmica  $a_g/g$ , pode-se fixar uma razão de amortecimento, em geral  $\xi = 5\%$ , bem como um período natural  $T$  para a estrutura, e resolver a equação (11.2.1). Em virtude da complexidade da entrada  $\ddot{u}_g(t)$ , é necessário empregar algum método de integração numérica (o método de Newmark, por exemplo). Com isso, obtêm-se as respostas em deslocamentos, velocidades e acelerações para essa estrutura com período  $T$ . Dessas respostas são extraídos o deslocamento máximo, a velocidade máxima e a aceleração máxima da estrutura dentro do intervalo de tempo considerado.

Em seguida, aumenta-se o valor do período  $T$  e resolve-se novamente a equação (11.2.1) para encontrar outros valores máximos da resposta.

Procedendo dessa forma, obtêm-se um conjunto de valores máximos da resposta em função do período natural da estrutura. Plotando esses valores máximos como função do período, obtêm-se gráficos denominados de espectro de resposta, podendo-se ter um espectro de resposta de deslocamentos, um espectro de resposta de velocidades e um espectro de resposta de acelerações.

Apesar de ter sido determinado para o sistema de um grau de liberdade da fig. 11.1.1, o espectro de resposta pode ser utilizado para o projeto das estruturas dos edifícios de vários andares, desde que seja introduzido um coeficiente de modificação da resposta, dependente do tipo de estrutura sismo-resistente.

Das equações (11.1.8) e (11.1.9), observa-se que, para uma mesma massa, uma estrutura mais rígida terá uma maior frequência de vibração (e, conseqüentemente, um menor período) do que uma estrutura menos rígida. Se  $h$  é altura da estrutura e  $EI_{eq}$  é sua rigidez equivalente, a constante de mola  $k$  vale

$$k = \frac{3EI_{eq}}{h^3} \quad (11.2.2)$$

como já se deduziu no capítulo 6.

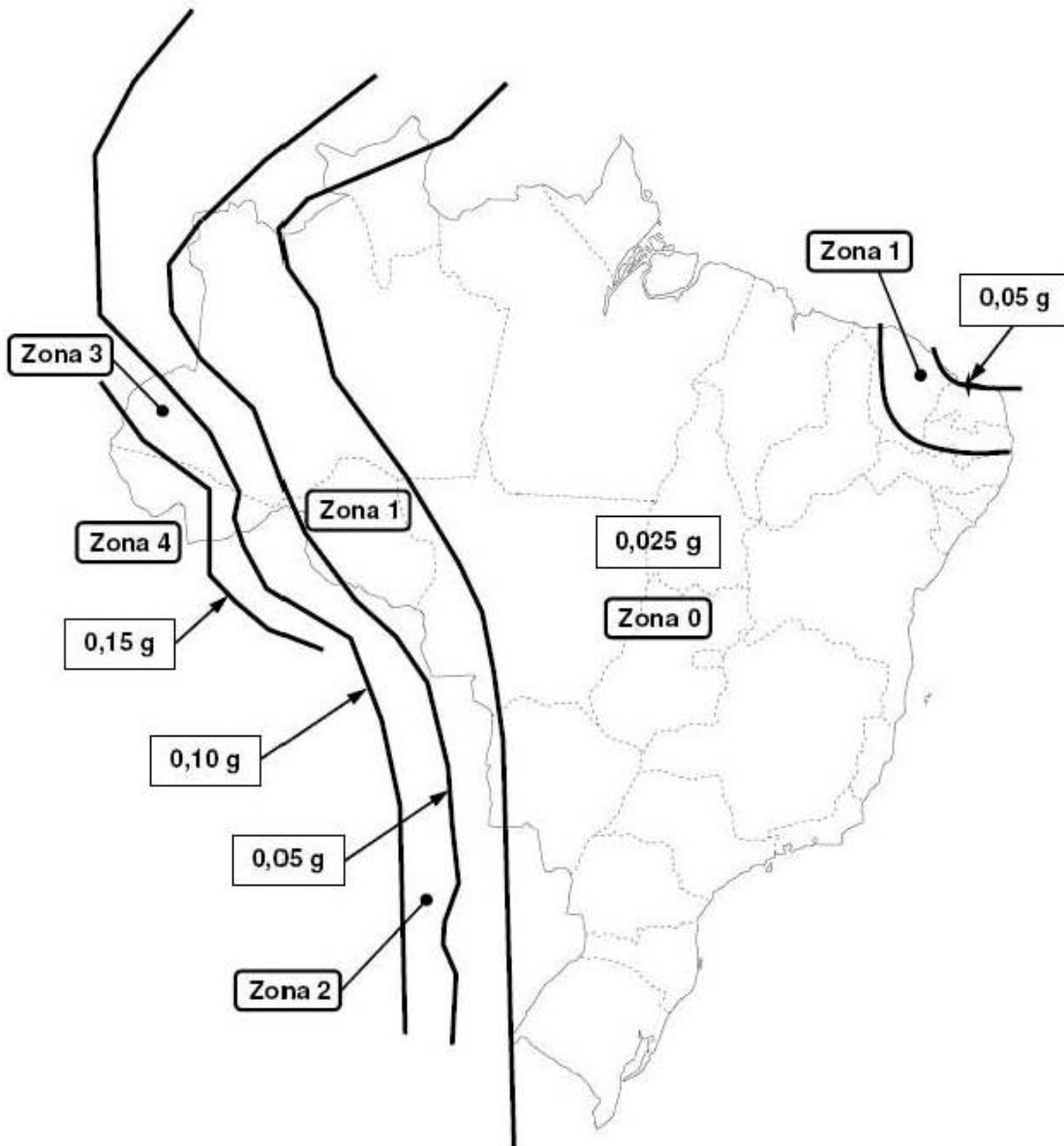


Fig. 11.4.1 – Mapeamento da aceleração sísmica horizontal no Brasil

Tabela 11.4.1 – Aceleração horizontal para terrenos da classe B (rocha)

Zona sísmica	Valores de $a_g$
Zona 0	$a_g = 0,025g$
Zona 1	$0,025g \leq a_g \leq 0,05g$
Zona 2	$0,05g \leq a_g \leq 0,10g$
Zona 3	$0,10g \leq a_g \leq 0,15g$
Zona 4	$a_g = 0,15g$
$g = 9,81 \text{ m/s}^2 = \text{aceleração da gravidade}$	

O terreno de fundação deve ser categorizado em uma das classes da tabela 11.4.2, associadas aos valores médios dos parâmetros geotécnicos avaliados nos 30 m superiores do terreno. Onde a velocidade de propagação de ondas de cisalhamento  $\bar{V}_s$  não for conhecida, permite-se classificar o terreno a partir do

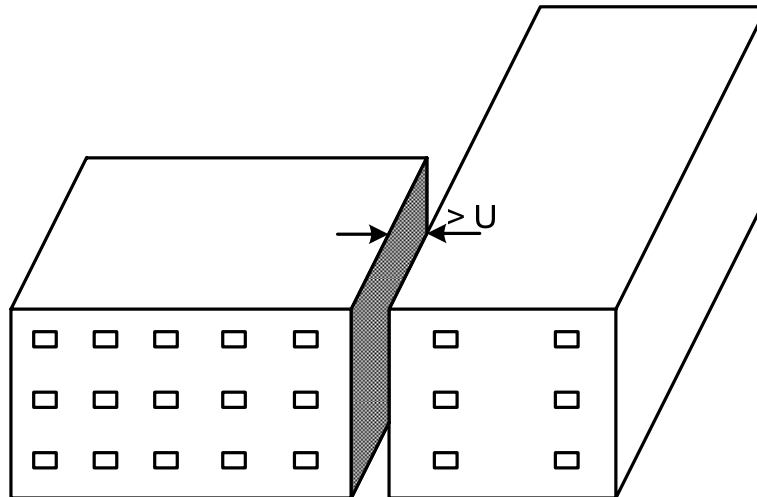


Fig. 11.6.3 – Junta de separação para evitar irregularidades

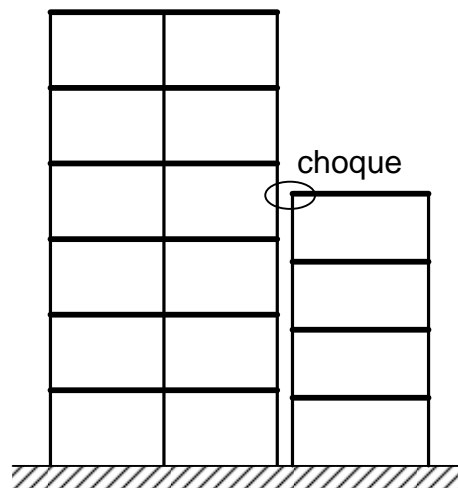


Fig. 11.6.4 – Choque entre dois edifícios vizinhos durante a vibração sísmica

Segundo a NBR-15421, os efeitos globais de segunda ordem podem ser desprezados se o coeficiente de estabilidade  $\theta$ , definido como a relação entre o momento de segunda ordem global e o momento de primeira ordem em cada pavimento, for menor que 0,10. O coeficiente de estabilidade é o mesmo do ACI [3], porém com o valor limite de 0,10 (para o ACI esse limite é 0,05). O critério é diferente daqueles adotados na NBR-6118, já que o coeficiente  $\theta$  tem um valor diferente para cada pavimento, enquanto a NBR-6118 adota o parâmetro de instabilidade  $\alpha$  e o coeficiente  $\gamma_z$ , os quais têm um valor único para toda a estrutura. Por coerência com o procedimento da NBR-6118, pode-se adotar o parâmetro de instabilidade  $\alpha$ , ou o coeficiente  $\gamma_z$ , para verificar se a estrutura é indeslocável, conforme foi feito no capítulo 2 e no capítulo 6, respectivamente.

### 11.7 – Análise sísmica do edifício modelo

O edifício em estudo será analisado, considerando três situações:

- edifício situado na zona sísmica 0;
- edifício situado na zona sísmica 1, calculando pelo método simplificado;



## BIBLIOGRAFIA CITADA

ARAÚJO, J. M. *Curso de Concreto Armado*. 4 v., 4. ed., Rio Grande: Editora Dunas, 2014. Citação no texto: "Volume 1", "Volume 2", "Volume 3", Volume 4".

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR-6118: Projeto de Estruturas de Concreto*. Rio de Janeiro, 2014.
2. ARAÚJO, J. M. *Avaliação do parâmetro de instabilidade para os edifícios altos*. Revista Teoria e Prática na Engenharia Civil, Rio Grande: Ed. Dunas, n.15, p.41-53, Abril 2010. Disponível em: <[www.editoradunas.com.br/revistatpec](http://www.editoradunas.com.br/revistatpec)>.
3. AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318M-11) and Commentary*. 2011.
4. COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. *Code-modèle CEB/FIP pour les Structures en Béton*. Bulletin d'Information 124/125, Paris, 1978.
5. COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. *CEB-FIP Model Code 1990*. Published by Thomas Telford, London, 1993.
6. ARAÚJO, J. M. *Avaliação dos métodos simplificados para cálculo de lajes maciças apoiadas em vigas flexíveis*. Revista Teoria e Prática na Engenharia Civil, Rio Grande: Ed. Dunas, n.12, p.1-11, out. 2008. Disponível em: <[www.editoradunas.com.br/revistatpec](http://www.editoradunas.com.br/revistatpec)>.
7. COMISIÓN PERMANENTE DEL HORMIGÓN. *Instrucción de Hormigón Estructural*. EHE. Madrid, 2007.
8. Araújo, J.M. *Avaliação dos procedimentos de projeto das lajes nervuradas de concreto armado*. Revista Teoria e Prática na Engenharia Civil, Rio Grande: Ed. Dunas, n.3, p.15-25, jun. 2003. Disponível em: <[www.editoradunas.com.br/revistatpec](http://www.editoradunas.com.br/revistatpec)>.
9. LEONHARDT, F., MÖNNIG, E. *Construções de Concreto*. Rio de Janeiro: Interciência, v.1, 1977; v.3, 1978.
10. COMITÉ EUROPEU DE NORMALIZAÇÃO. NP EN 1992-1-1. *Eurocódigo 2: Projecto de estruturas de Betão – Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios*. Março, 2010.
11. SÜSSEKIND, J. C. *Curso de Concreto*. v.1. Porto Alegre: Ed. Globo, 1980.
12. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR-6123: Forças Devidas ao Vento em Edificações*. Rio de Janeiro, 1988.
13. FUSCO, P. B. *Técnica de Armar as Estruturas de Concreto*. São Paulo: PINI, 1995.
14. MOLINARI NETO, M. A. *Um modelo realístico para a análise de pórtico plano solidário a paredes de alvenaria, submetido a carregamento quase estático, monotônico e crescente*. Dissertação de Mestrado, Porto Alegre: PPGECC, UFRGS, 1990.

15. ARAÚJO, J.M. *Métodos simplificados para consideração dos efeitos de segunda ordem no projeto de pilares de concreto armado*. Revista do IBRACON, São Paulo: IBRACON, n.27, p. 3-12, nov./dez. 2001.
16. ARAÚJO, J. M. *Algumas considerações sobre o projeto da nova NBR-6118*. Revista Engenharia, Ciência e Tecnologia, Vitória: UFES, v.5, n.1, p.3-10, jan./fev. 2002.
17. ARAÚJO, J. M. *Pilares esbeltos de concreto armado. Parte 2: Verificação dos métodos simplificados da NBR-6118*. Revista Teoria e Prática na Engenharia Civil, Rio Grande: Ed. Dunas, n.19, p.25-35, maio, 2012. Disponível em: <www.editoradunas.com.br/revistatpec>.
18. MACKERTICH, S.; ASWAD, A. *Lateral deformations of perforated shear walls for low and mid-rise buildings*. PCI Journal, p. 30-41, Jan.-Feb., 1997.
19. COMITÉ EUROPEU DE NORMALIZAÇÃO. NP EN 1998-1. *Eurocódigo 8: Projecto de estruturas para resistência aos sismos – Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios*. Março, 2010.
20. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *Alvenaria estrutural. Blocos cerâmicos. Parte 1: Projeto. Parte 2: Execução e controle de obras*. NBR-15812. Rio de Janeiro, 2010.
21. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *Alvenaria estrutural. Blocos de concreto. Parte 1: Projeto. Parte 2: Execução e controle de obras*. NBR-15961. Rio de Janeiro, 2011.
22. PROENÇA, J. M.; MANSO, J.; GUERREIRO, L.; OLIVEIRA, C. S. *Contributo das paredes de alvenaria para o comportamento sísmico de estruturas de betão armado. Pesquisa e recomendações para modelagem e análise*. SÍSMICA 2007 – 7º Congresso de Sismologia e Engenharia Sísmica. Portugal, 2007.
23. TANAKA, E. S. A. S. *Influência da alvenaria dotada de aberturas na rigidez global de um edifício*. Dissertação de mestrado, Unicamp, Campinas, 2011.
24. MADIA, F. C. A. R. *Estudo de pórticos preenchidos com alvenaria*. Dissertação de mestrado, UFSCar, São Carlos, 2012.
25. AL-CHAAR, G. *Evaluation strength and stiffness of unreinforced masonry infill structures*. US Army Corps of Engineers, Jan. 2002.
26. CLOUGH, R. W.; PENZIEN, J. *Dynamics of Structures*. McGraw-Hill, 1975.
27. FERTIS, D. *Dynamics and Vibration of Structures*. John Wiley & Sons, 1972.
28. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR-15421: Projeto de Estruturas Resistentes a Sismos*. Rio de Janeiro, 2006.
29. AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS. *Minimum design loads for buildings and other structures*. ASCE Standard ASCE/SEI 7-10. USA, 2010.
30. TARANATH, B. S. *Reinforced Concrete Design of Tall Buildings*. CRC Press, Boca Raton, FL, US, 2010.
31. EARTHQUAKE ENGINEERING RESEARCH INSTITUTE. *At Risk: The seismic performance of reinforced concrete frame buildings with masonry infill walls*. Publication number WHE-2006-03, Oakland, California, 2008.