

**PROJETO ESTRUTURAL DE EDIFÍCIOS  
DE CONCRETO ARMADO**

**JOSÉ MILTON DE ARAÚJO**

**PROJETO ESTRUTURAL DE EDIFÍCIOS  
DE CONCRETO ARMADO**

**Editora DUNAS**

# PROJETO ESTRUTURAL DE EDIFÍCIOS DE CONCRETO ARMADO

© Copyright Editora DUNAS

## Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP) (Câmara Brasileira do Livro, SP, Brasil)

Araújo, José Milton de  
Projeto estrutural de edifícios de concreto armado / José Milton de Araújo. -- 5. ed. -- Rio Grande, RS : Editora Dunas, 2024.

Bibliografia.  
ISBN 978-85-86717-27-7

1. Concreto armado 2. Construção de concreto armado 3. Edifícios 4. Edifícios - Projeto e construção 5. Engenharia civil 6. Projeto estrutural  
I. Título.

24-216586

CDD-624.1834

### Índices para catálogo sistemático:

1. Construções em concreto armado : Edifícios :  
Engenharia civil 624.1834

Eliane de Freitas Leite - Bibliotecária - CRB 8/8415

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

www.editoradunas.com.br  
e-mail: contato@editoradunas.com.br

---

5ª edição, Agosto/2024

---

## APRESENTAÇÃO

Este livro é uma continuação natural da obra Curso de Concreto Armado, lançada em 2023 em sua quinta edição. Nessa obra abordamos os atuais procedimentos de projeto das estruturas de concreto armado, considerando as inovações introduzidas na norma brasileira NBR-6118/2023. Toda a fundamentação teórica para o projeto estrutural encontra-se desenvolvida nos quatro volumes de Curso de Concreto Armado, onde são 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.

Essa edição contempla as alterações nos valores das cargas variáveis introduzidas na nova norma NBR-6120/2019. Devido a essas alterações, todos os cálculos foram refeitos. No capítulo 1, encontram-se indicadas as alterações introduzidas, o que permitirá ao leitor comparar os resultados deste livro com as suas edições anteriores.

Essa atualização contempla as novidades da NBR-6118/2023 no que se refere ao coeficiente de aderência do aço CA-60, o que nos motivou a alterar as armaduras positivas das lajes. Essa versão da norma passou a dar preferência aos estribos em ângulo de 135°, o que também foi considerado nessa edição atualizada. Por último, fizemos a atualização do capítulo 11, para considerar as inovações da norma NBR-15421/2023: Projeto de Estruturas Resistentes a Sismos.

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.

# 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
1.5 - Considerações sobre as cargas adotadas .....	18
2. VERIFICAÇÃO DA INDESLOCABILIDADE DA ESTRUTURA.....	21
2.1 - Modelos de análise estrutural.....	21
2.2 - O parâmetro de instabilidade .....	22
2.3 - Aplicação ao edifício em estudo .....	24
3. CÁLCULO E DETALHAMENTO DAS LAJES.....	31
3.1 - Vãos de cálculo das lajes do pavimento tipo.....	31
3.2 - Carregamento e reações de apoio das lajes do pavimento tipo.....	34
3.3 - Verificação das flechas das lajes do pavimento tipo .....	43
3.4 - Cálculo dos esforços nas lajes do pavimento tipo.....	49
3.5 - Detalhamento das armaduras das lajes do pavimento tipo .....	51
3.6 - Carregamento e reações de apoio das lajes da cobertura e piso da casa de máquinas.....	58
3.7 - Carregamento e reações de apoio das demais lajes do edifício .....	61
4. PROJETO DA ESCADA.....	63
4.1 - Desenhos de forma da escada.....	63
4.2 - Cálculo dos esforços .....	64
4.3 - Dimensionamento das armaduras.....	66
4.4 - Detalhamento das armaduras .....	68
5. PROJETO DAS VIGAS DA SUBESTRUTURA CONTRAVENTADA .....	71
5.1 - Carregamento vertical das vigas do pavimento tipo.....	71
5.2 - Carregamento vertical das vigas do teto da casa de máquinas .....	77
5.3 - Carregamento vertical das vigas da mesa de motores.....	77
5.4 - Carregamento vertical das vigas da cobertura e piso da casa de máquinas .....	78
5.5 - Cálculo dos esforços nas vigas da subestrutura contraventada.....	81
5.6 - Dimensionamento das armaduras longitudinais .....	89
5.7 - Dimensionamento dos estribos .....	95
5.8 - Verificação das flechas.....	97
5.9 - Verificação da abertura das fissuras .....	101
5.10- Ancoragem das armaduras longitudinais .....	105
5.11- Detalhamento das armaduras .....	111

6. AÇÕES HORIZONTAIS NA SUBESTRUTURA DE CONTRAVENTAMENTO	117
6.1 - Determinação das forças de arrasto.....	117
6.2 - Integração das forças de arrasto.....	120
6.3 - Repartição das forças do vento para os elementos de contraventamento ..	122
6.4 - Imperfeições geométricas da subestrutura de contraventamento .....	126
6.5 - Verificação da indeslocabilidade através do coeficiente $\gamma_z$ .....	129
6.6 - Análise dos pórticos de contraventamento sob a ação combinada das cargas verticais e das forças horizontais .....	134
6.7 - Dimensionamento dos pilares de contraventamento.....	144
6.8 - Cálculo das vigas de contraventamento.....	154
7. PROJETO DO RESERVATÓRIO.....	163
7.1 - Carregamento para o cálculo como placas .....	163
7.2 - Esforços nas lajes isoladas .....	163
7.3 - Compensação dos momentos fletores .....	166
7.4 - Dimensionamento das armaduras.....	170
7.5 - Cálculo das paredes como vigas.....	172
7.6 - Detalhamento das armaduras do reservatório .....	177
8. PROJETO DOS PILARES.....	183
8.1 - Forças normais nos pilares decorrentes do carregamento vertical .....	183
8.2 - Forças normais nos pilares de contraventamento decorrentes das ações horizontais .....	188
8.3 - Combinação das ações para o dimensionamento dos pilares .....	191
8.4 - Exemplo de cálculo do pilar P5 .....	193
8.5 - Exemplo de cálculo do pilar P2 .....	211
9. PROJETO DAS FUNDAÇÕES.....	217
9.1 - Locação dos pilares e carregamento nas fundações .....	217
9.2 - Cálculo do número de estacas .....	219
9.3 - Detalhamento dos blocos sobre uma estaca.....	222
9.4 - Detalhamento dos blocos sobre quatro estacas.....	224
9.5 - Cálculo de vigas de equilíbrio.....	231
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 .....	262
10.7 – Pórticos com preenchimento de alvenaria.....	265
11. AÇÕES SÍSMICAS NOS EDIFÍCIOS .....	277

11.1 – Conceitos básicos de dinâmica das estruturas.....	277
11.2 – Espectro de resposta para as ações sísmicas .....	280
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 .....	286
11.6 – Análise sísmica pelo método das forças horizontais equivalentes .....	289
11.7 – Análise sísmica do edifício modelo.....	293
11.8 – Irregularidades.....	298
BIBLIOGRAFIA CITADA .....	301
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	301

## 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 metros. Apenas a viga situada na porta do elevador possui seção de 12 cm x 60 cm, por facilidade construtiva.

A largura de 12 cm é a mínima permitida pela NBR-6118 para as vigas. Com essa largura mínima, as vigas ficam escondidas dentro das paredes de 15 cm de espessura. Como os vãos são muito pequenos, a armadura longitudinal poderá ser constituída por apenas duas barras, o que é compatível com a largura de 12 cm e um cobrimento de 2,5 cm. Para vãos ou cobrimentos maiores, podem-se adotar vigas de 14 cm de largura, que ainda assim ficam embutidas nas paredes de 15 cm.

As vigas de amarração dos pilares, situadas no térreo, possuem altura uniforme de 30 cm e largura 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.



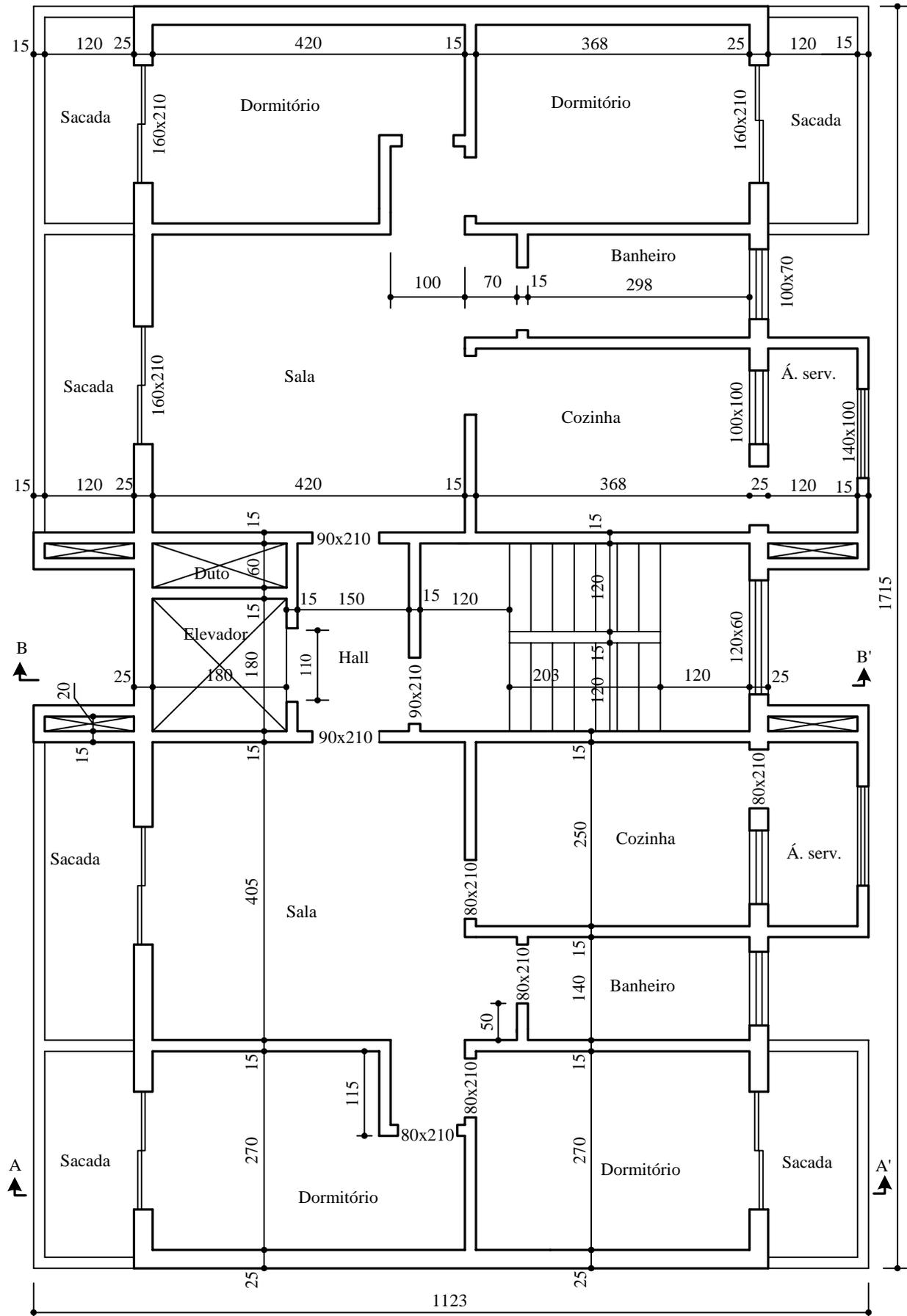


Fig. 1.1.2 – Planta baixa do pavimento tipo

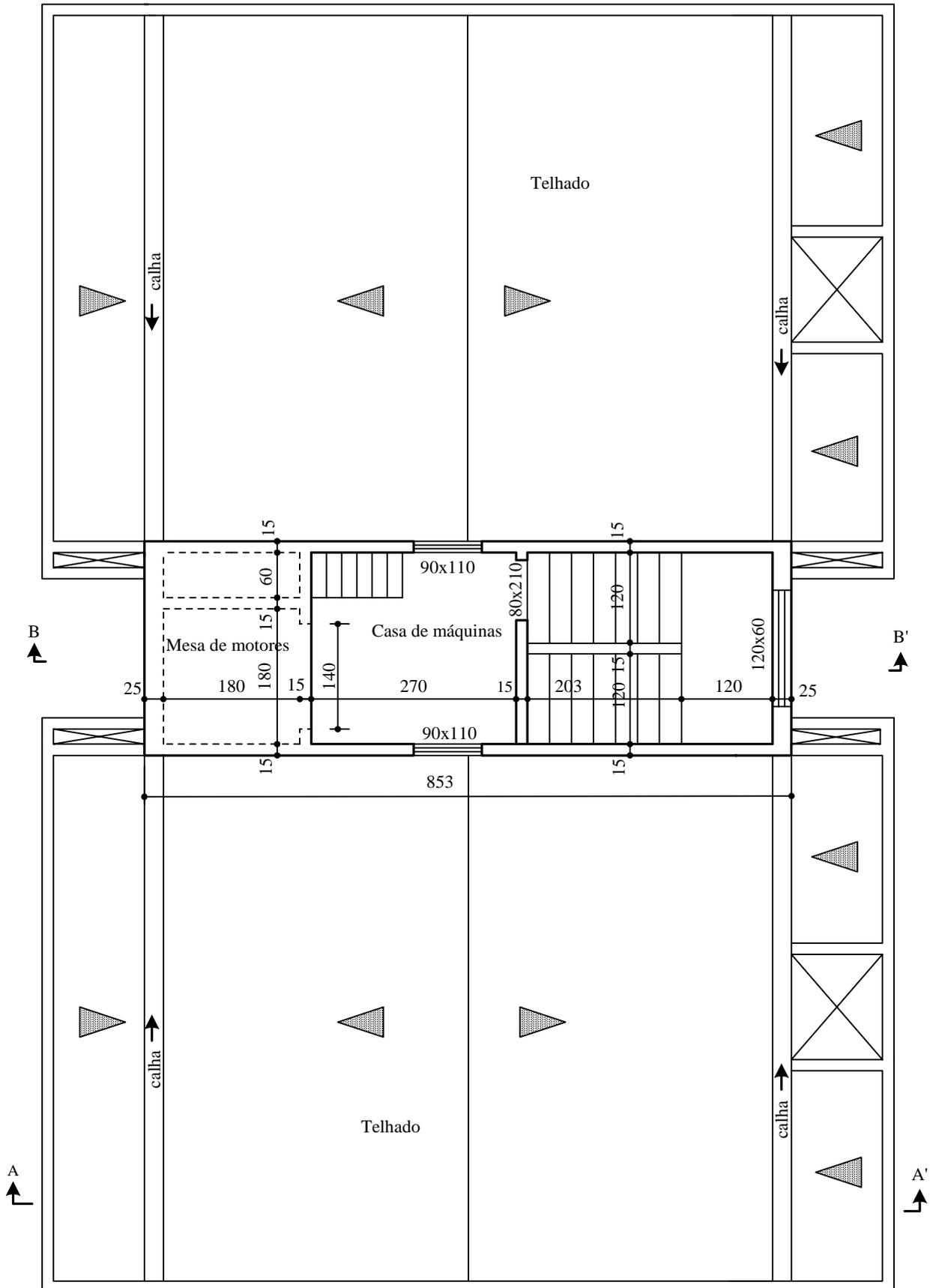
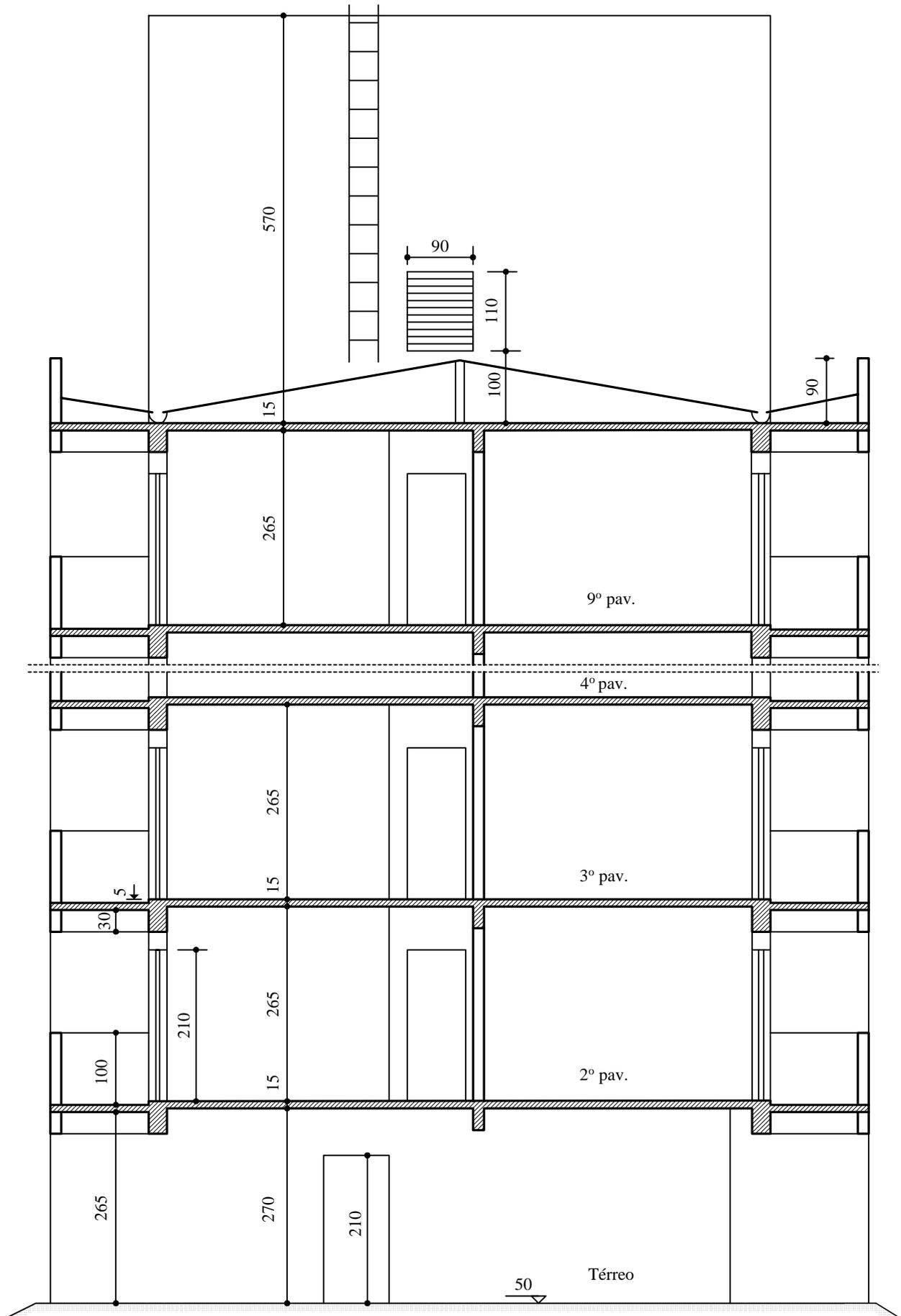


Fig. 1.1.3 – Planta baixa do telhado e da casa de máquinas

**Fig. 1.1.4 - Corte A-A'**



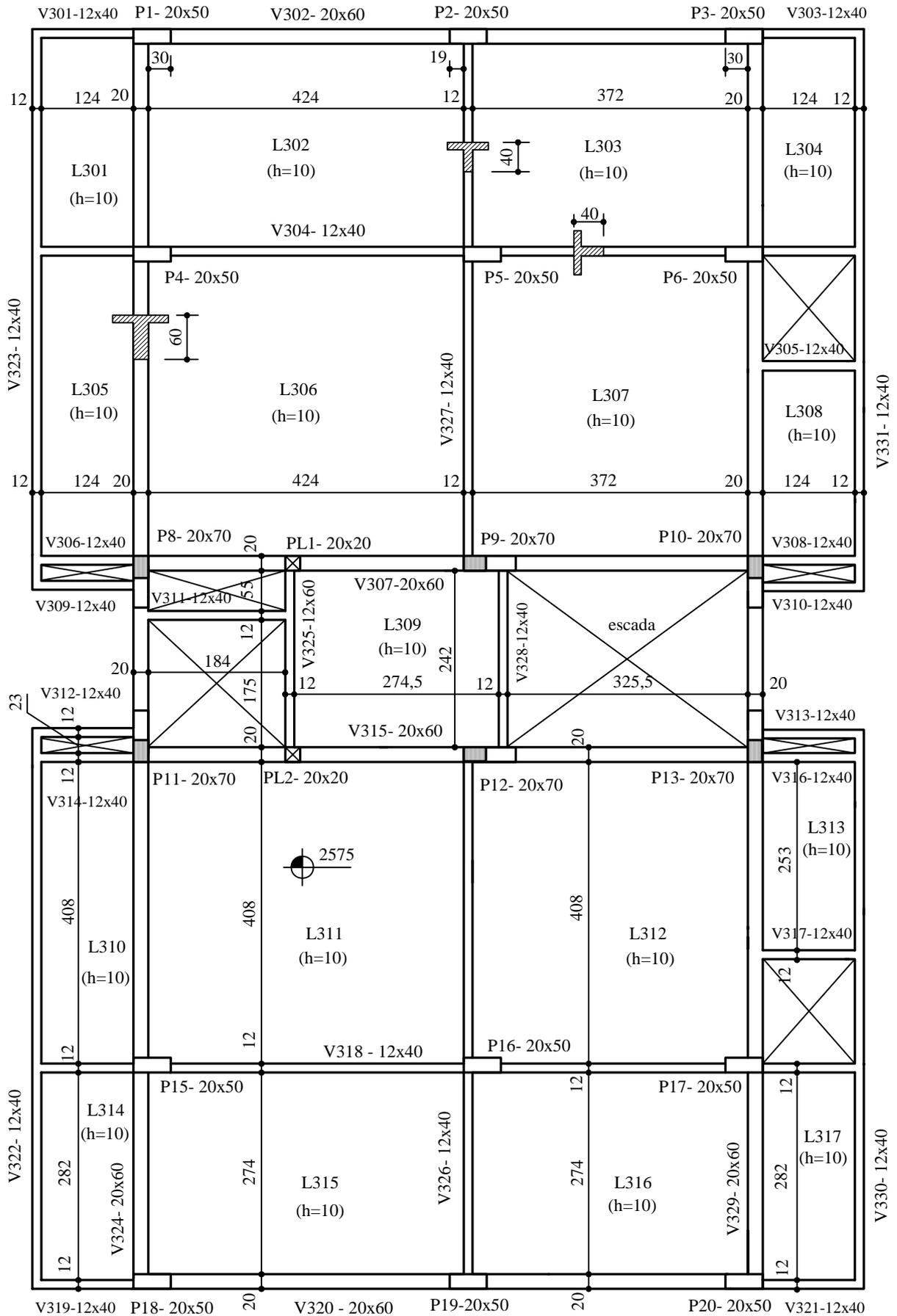
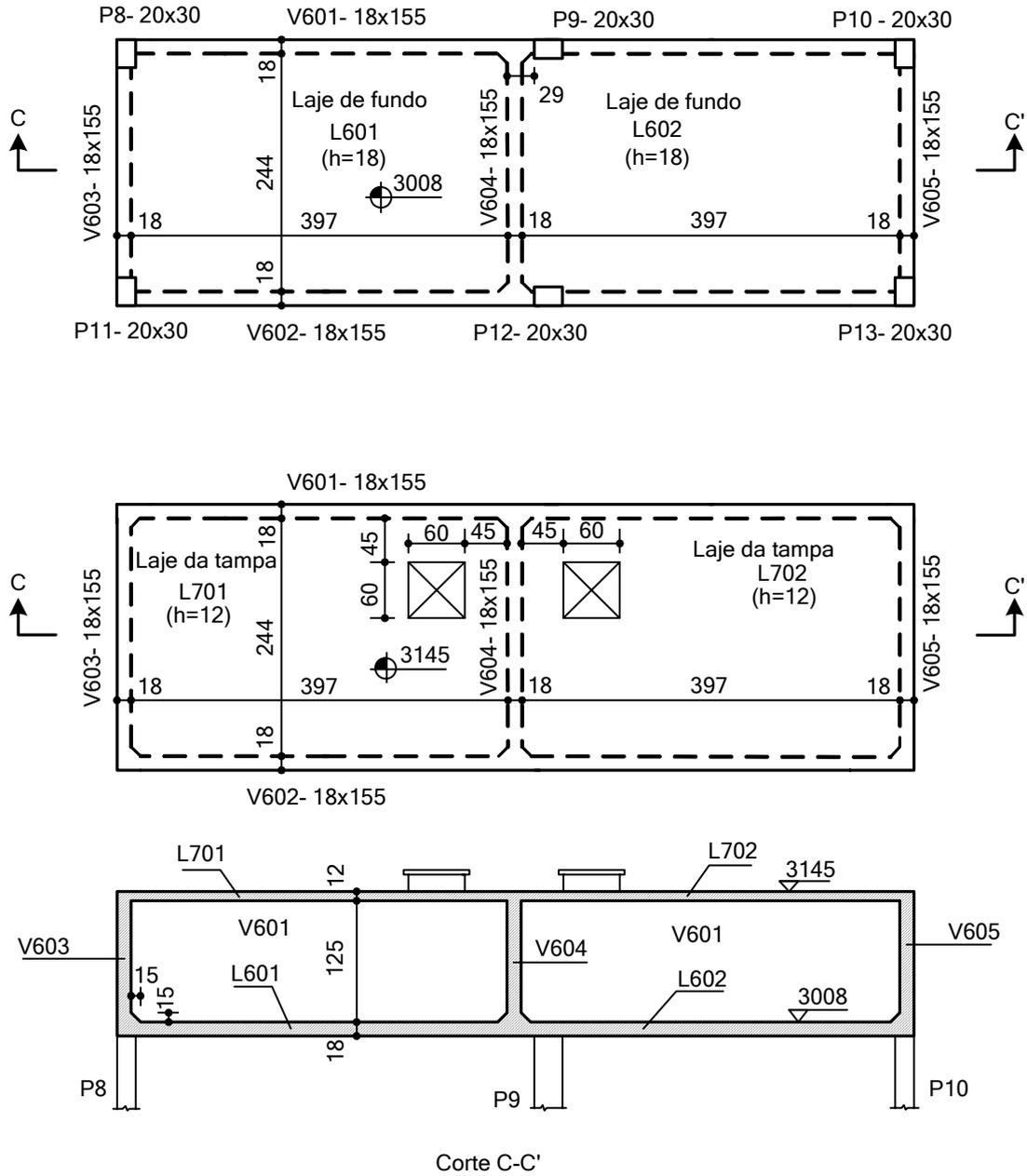
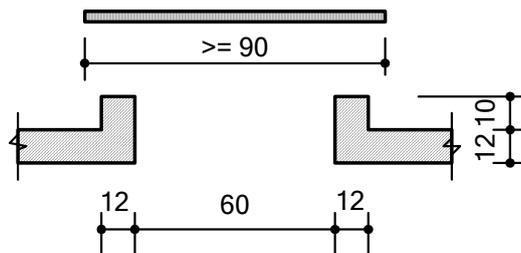


Fig. 1.3.5 – Formas da cobertura e piso da casa de máquinas



**Fig. 1.3.8** – Formas do reservatório superior



**Fig. 1.3.9** - Detalhe das aberturas de inspeção do reservatório

- cobrimentos da classe de agressividade ambiental I para o restante da estrutura.

Os cobrimentos de concreto adotados para os elementos estruturais são os seguintes:

- classe I: 2,0 cm para lajes e 2,5 cm para vigas e pilares.
- classe II: 2,5 cm para lajes e 3,0 cm para vigas e pilares.
- classe IV: 4,5 cm para lajes e 5,0 cm para vigas.

Para os blocos de fundação, o cobrimento é igual a 5 cm.

Observação: Caso não se considere os efeitos favoráveis do revestimento com argamassa e pintura, devem-se adotar cobrimentos de classe II para as lajes e as vigas das sacadas, bem como para as vigas e os pilares situados nas fachadas do edifício. Neste caso, as vigas das sacadas deverão ter uma largura mínima de 14 cm, para permitir um adequado alojamento das barras da armadura longitudinal.

As considerações de projeto para a resistência ao fogo são apresentadas no capítulo 9 do Volume 4, em conformidade com as normas NBR-14432 e NBR-15200.

O tempo requerido de resistência ao fogo, TRRF, é dado em função da altura  $h$  da edificação, medida do nível de descarga do prédio até o piso do último pavimento de apartamentos. Conforme se observa na Fig. 1.3.2, o nível de saída do prédio para o exterior está na cota 45 cm. O nível do último piso de apartamentos está na cota 2295 cm. Logo,  $h = 22,95 - 0,45 = 22,50$  m.

Da Tabela 9.1.2 do Volume 4, tem-se que o TRRF para  $h \leq 23$  m é de 60 minutos. Para esse TRRF, têm-se as seguintes exigências da NBR-15200:

- espessura mínima das lajes maciças: 8 cm
- distância mínima  $d'$  entre o centroide da armadura longitudinal e a face do concreto exposta ao fogo nas lajes maciças: 2,0 cm
- largura mínima das vigas: 12 cm
- distância mínima  $d'$  para as vigas de 12 cm de largura: 4,0 cm
- dimensão mínima dos pilares com uma face exposta ao fogo: 15,5 cm
- distância mínima  $d'$  para os pilares com uma face exposta: 2,5 cm

Conforme se observa, todas essas exigências são atendidas com as dimensões dos elementos estruturais e com os cobrimentos adotados para as armaduras, ainda mais se for considerado que a estrutura será revestida com argamassa de cimento, cal e areia (ver seção 9.7 do Volume 4). Assim, o projeto atende às exigências para um TRRF de 60 minutos.

---

**NOTA:**

De acordo com a NBR-6118, “nas superfícies expostas a ambientes agressivos, como reservatórios,” devem-se adotar cobrimentos da classe IV. A norma não deixa claro se esse cobrimento é exigido para ambas as faces das lajes, ou só para as faces internas. Desse modo, deve-se adotar um cobrimento de 4,5 cm para as faces internas das lajes (tampa, paredes e fundo). Para as faces externas pode-se, a princípio, escolher o cobrimento em função do ambiente (2,5 cm para a classe II e 3,5 cm para a classe III).

O British Standard BS 8007:1987 “Code of practice for Design of concrete structures for retaining aqueous liquids” exige que ambas as faces do reservatório, bem como qualquer parede interna, devem ser consideradas submetidas a condição de exposição severa, como definido no BS 8110-1. Para essa condição de exposição, o BS 8110-1:1997 exige um cobrimento nominal de 4,0 cm e um concreto da classe C40. Esses códigos foram precursores do Eurocode 2.

Considerando essas recomendações e que a parede interna deve ter um cobrimento de 4,5 cm em ambas as faces, de acordo com a NBR-6118, adota-se esse mesmo cobrimento para todas as faces das lajes, uniformizando-se os espaçadores de formas.

### 1.5 – Considerações sobre as cargas adotadas

As cargas atuando na estrutura são divididas em cargas permanentes e cargas variáveis. As cargas permanentes incluem o peso próprio da estrutura, os revestimentos das lajes e o peso das alvenarias. O peso próprio é determinado, considerando-se o peso específico de  $25 \text{ kN/m}^3$  para o concreto armado. Para os revestimentos das lajes, adota-se o valor de  $0,8 \text{ kN/m}^2$ . O peso das paredes é calculado, considerando-se o peso específico de  $13 \text{ kN/m}^3$  para as paredes de tijolos cerâmicos furados. Para as paredes de fechamento da escada, admite-se o peso específico de  $18 \text{ kN/m}^3$ , correspondente a alvenaria de tijolos cerâmicos maciços. A validação desses valores é mostrada ao final da seção 3.2 do capítulo 3.

As cargas variáveis foram extraídas da norma NBR-6120/2019 [2]. Alguns valores dessas cargas sofreram pequenos acréscimos em relação à versão anterior da NBR-6120, a qual foi utilizada nas edições anteriores deste livro. Na Tabela 1.5.1 apresentam-se as comparações das cargas variáveis nas lajes do pavimento tipo, nessas duas versões da NBR-6120.

**Tabela 1.5.1 – Cargas variáveis nas lajes do pavimento tipo**

Local	Lajes	NBR-6120/1980 (Edições anteriores deste livro)	NBR-6120/2019 (Edição atual deste livro)
Sacada	L201=L214	1,5	<b>2,5</b>
Dormitório	L202=L215	1,5	1,5
Dormitório	L203=L216	1,5	1,5
Sacada	L204=L217	1,5	<b>2,5</b>
Sacada	L205=L210	1,5	<b>2,5</b>
Sala	L206=L211	1,5	1,5
Banheiro e cozinha	L207=L212	1,5	1,5
Área de serviço	L208=L213	2,0	2,0
Hall	L209	2,5	<b>3,0</b>

Para as lajes da cobertura a carga variável de  $0,5 \text{ kN/m}^2$  foi mantida. Entretanto, para a laje L309 (piso da casa de máquinas) a carga variável que era de  $2,0 \text{ kN/m}^2$  passou para  $3,0 \text{ kN/m}^2$ .

Nas edições anteriores deste livro, a laje L401, denominada de mesa de motores, foi calculada para uma carga variável de  $14 \text{ kN/m}^2$ . Essa carga foi obtida a partir das informações contidas no catálogo do fabricante do elevador. Considerando um elevador com capacidade para 8 passageiros (capacidade determinada como suficiente para o edifício em questão), a carga total sugerida pelo fabricante é de 70,5 kN. Os vãos de cálculo da laje L401 são 2,04 m e 2,70 m. Logo, a carga variá-

## 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 [3], 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 [4]. 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, também de acordo com o ACI [4].

Segundo 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 [5], 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:

$n$  = número de andares;

$h_{tot}$  = altura total da estrutura, medida do topo da fundação ou de um nível indeformável;

## Capítulo 3

### CÁLCULO E DETALHAMENTO DAS LAJES

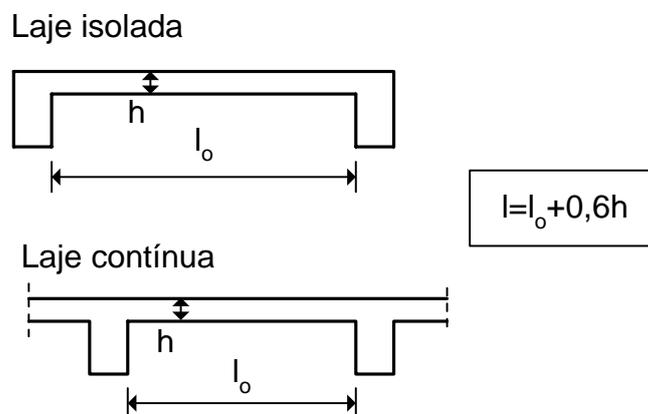
#### 3.1 – Vãos de cálculo das lajes do pavimento tipo

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:

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

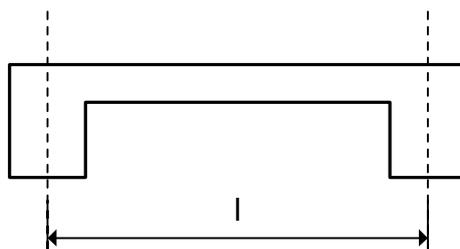
O vão livre,  $l_o$ , é a distância entre as faces internas dos apoios.

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

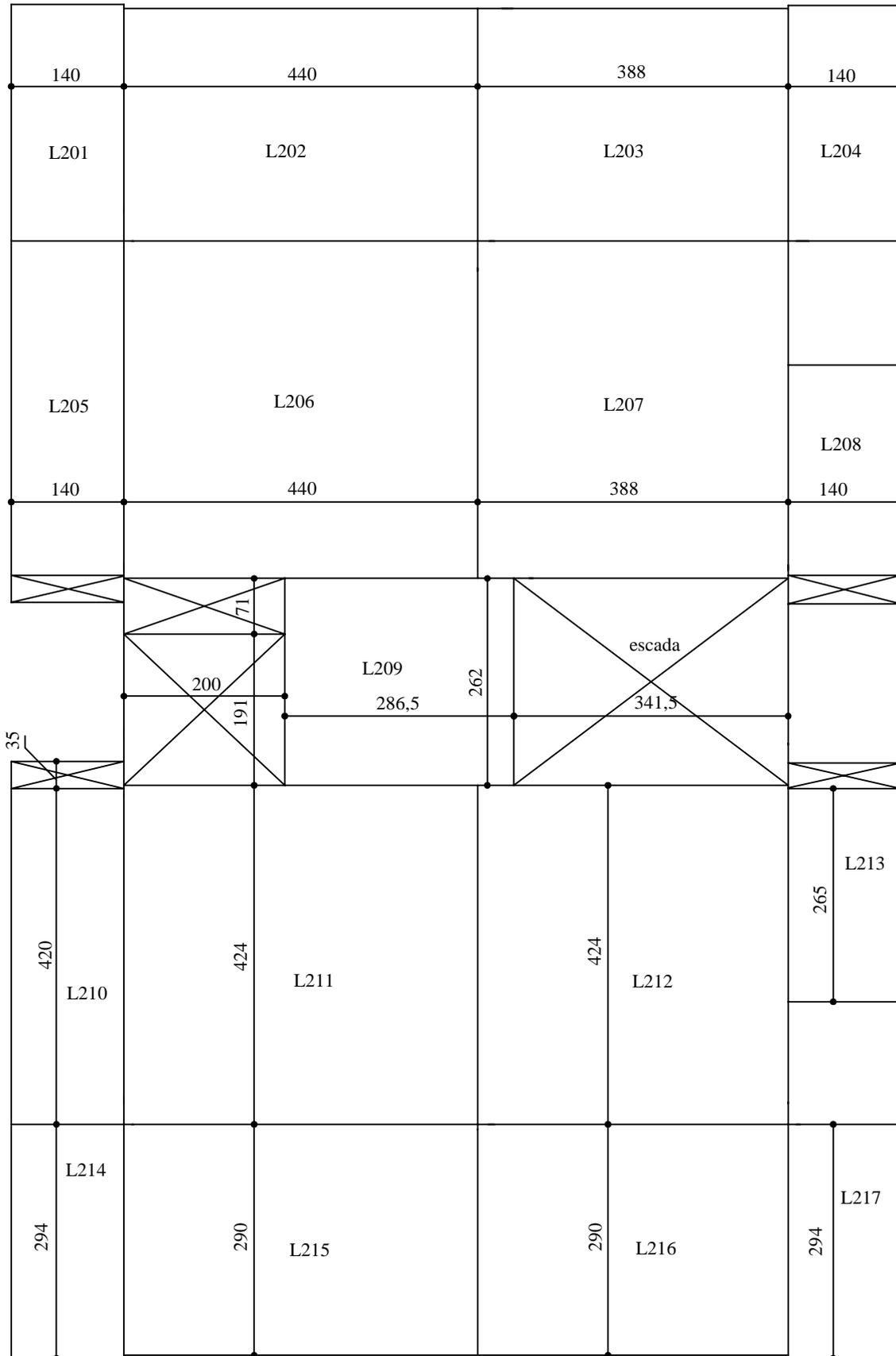
No edifício em estudo, as lajes têm uma espessura  $h = 10$  cm e as vigas de apoio possuem larguras de 12 cm e 20 cm. Considerando, por exemplo, o vão livre  $l_o = 424$  cm da laje L202 (ver Fig. 1.3.4 – formas do pavimento tipo), obtêm-se:

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

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

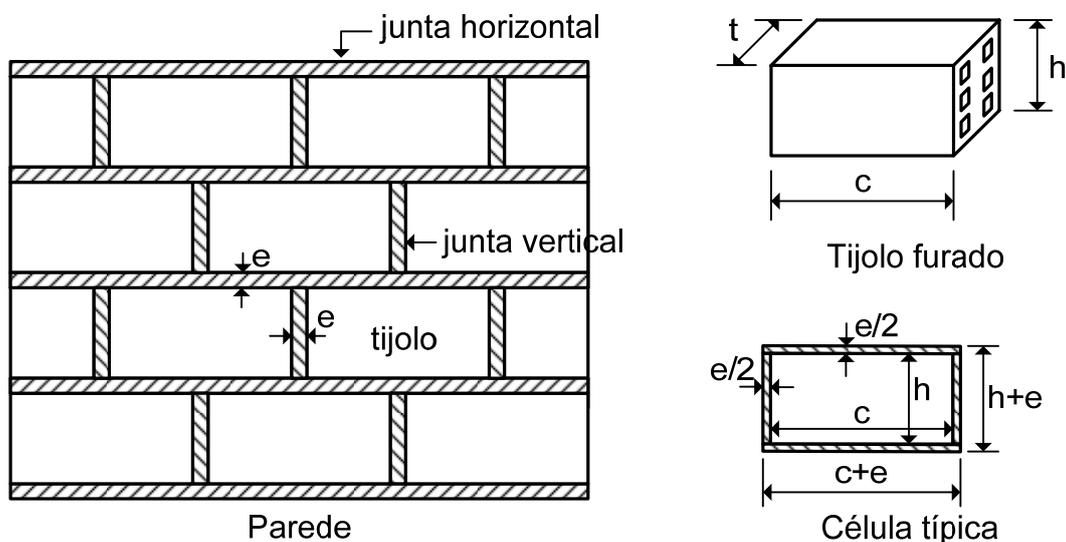
Observa-se que a diferença entre os dois valores é insignificante do ponto de vista prático. Desse modo, ao longo deste livro, os vãos teóricos são calculados sempre como a distância entre os centros dos apoios.

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)

Considere-se, agora, uma parede de alvenaria de tijolos furados, como indicado na Fig. 3.2.6. O tijolo tem largura  $t$ , altura  $h$  e comprimento  $c$ . As juntas de assentamento possuem uma espessura igual a  $e$ .



**Fig. 3.2.6 – Parede de alvenaria**

A área de uma célula típica, contendo um tijolo, uma junta horizontal e uma junta vertical, é igual a

$$A = (c + e)(h + e) \quad (3.2.1)$$

O volume de argamassa de assentamento para a célula típica,  $V_{as}$ , é igual a

$$V_{as} = [(c + h)e + e^2]t \quad (3.2.2)$$

Admitindo que o revestimento em cada face da parede tenha uma espessura total igual a  $r$ , o volume de argamassa de revestimento,  $V_{ar}$ , é dado por

$$V_{ar} = 2rA \quad (3.2.3)$$

Se  $\gamma_t$ ,  $\gamma_{as}$  e  $\gamma_{ar}$  representam os pesos específicos do tijolo, da argamassa de assentamento e da argamassa de revestimento, o peso total da célula pronta é dado por

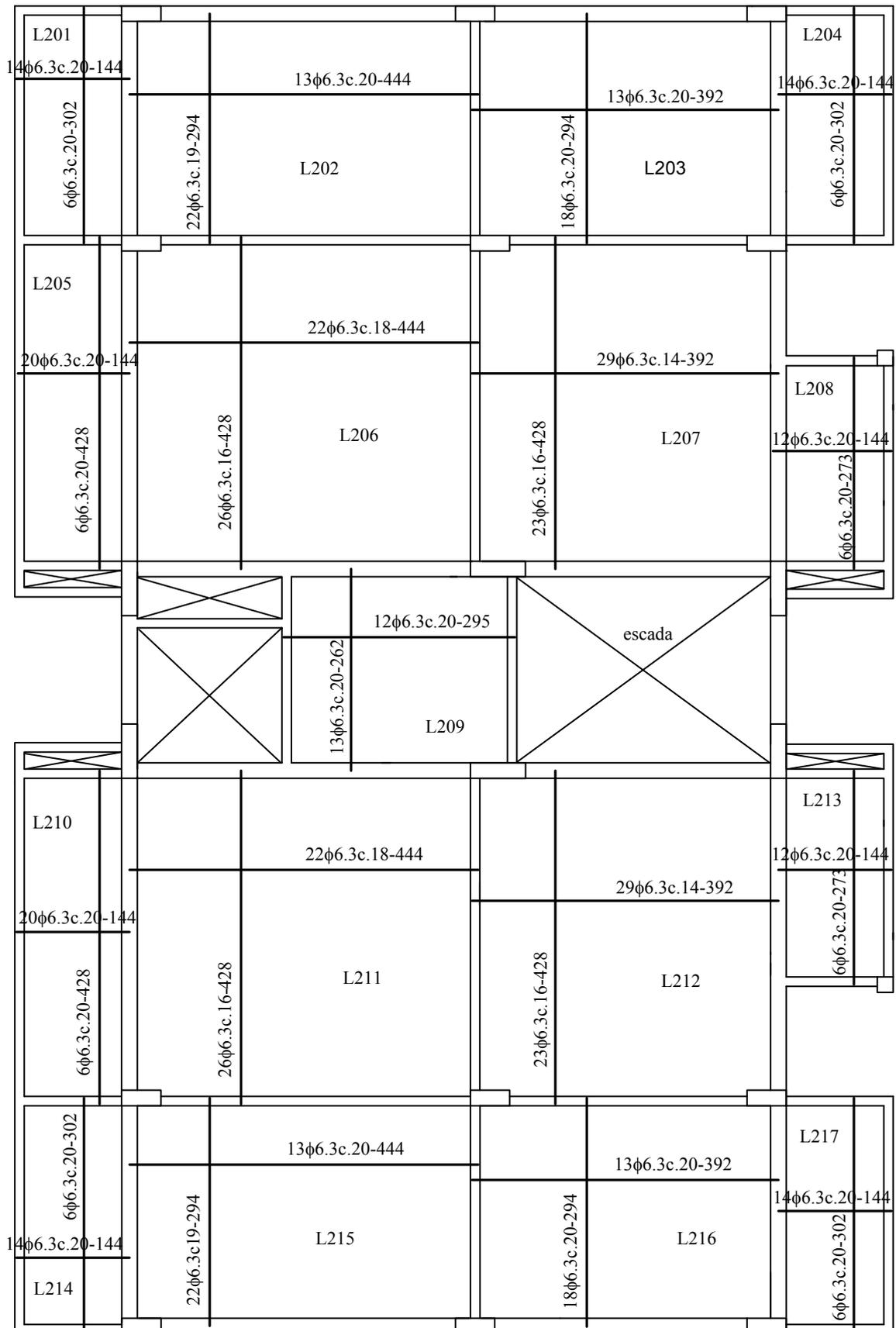
$$P = \gamma_t cht + \gamma_{as} V_{as} + \gamma_{ar} V_{ar} \quad (3.2.4)$$

A espessura da parede pronta é  $t_o = t + 2r$  e o volume total da célula pronta é  $V_o = At_o$ . Logo, o peso específico da parede pronta é igual a  $\gamma_o = P/V_o$ .

Na Tabela 3.2.2, apresentam-se os resultados obtidos para diversas dimensões de tijolos e três valores para a espessura do revestimento. Na confecção dessa tabela foram considerados os pesos específicos  $\gamma_t = 7,79 \text{ kN/m}^3$ ,  $\gamma_{as} = 21 \text{ kN/m}^3$  e  $\gamma_{ar} = 19 \text{ kN/m}^3$ .

Conforme se observa pela Tabela 3.2.2, o valor  $\gamma_o = 13 \text{ kN/m}^3$  atende satisfatoriamente a todos os casos. A especificação de um peso por  $\text{m}^2$  não é muito prática, pois ele varia muito conforme a espessura da parede.

Repetindo o estudo para os tijolos maciços, foi encontrado um peso específico médio  $\gamma_t = 17 \text{ kN/m}^3$ . Na Tabela 3.2.3, apresentam-se os resultados obtidos para



Aço	Diâmetro (mm)	Comprimento (m)	Massa (kg)
CA-50	6,3	1694	415

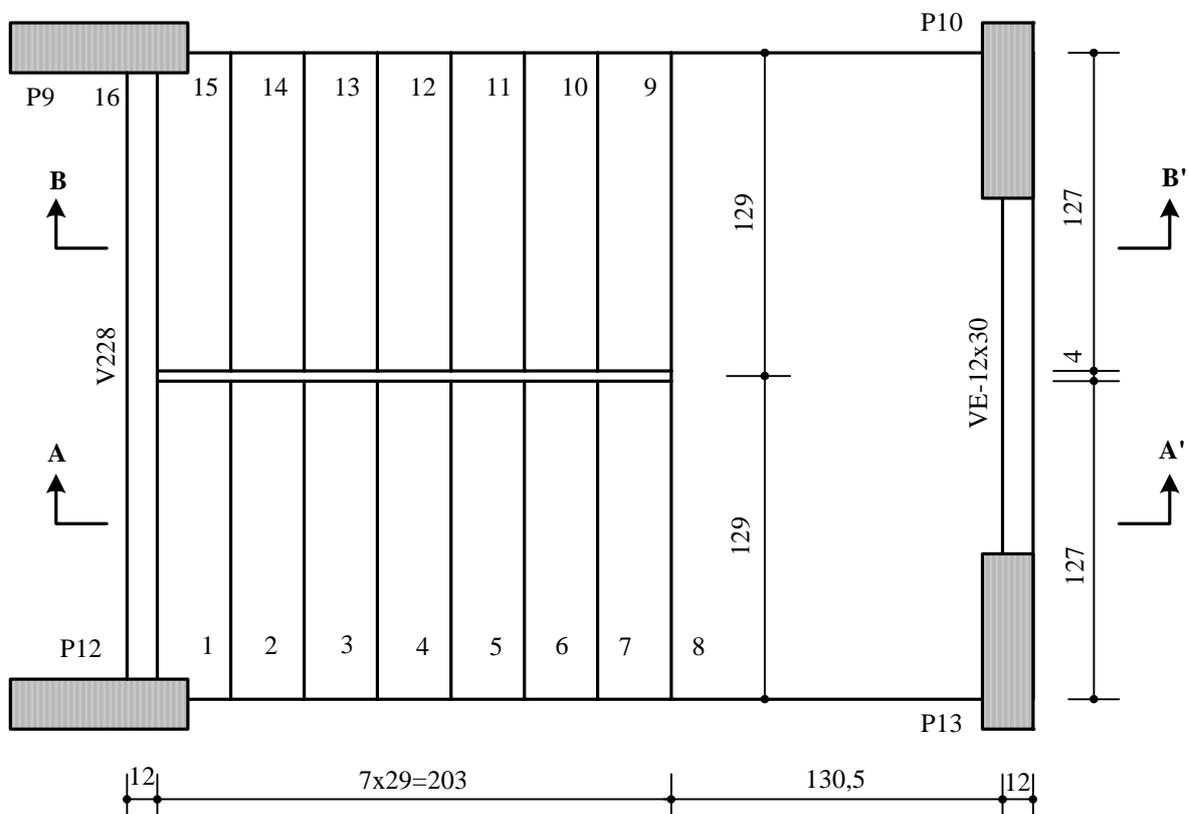
**Fig. 3.5.1** – Armaduras positivas das lajes do pavimento tipo

## 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**



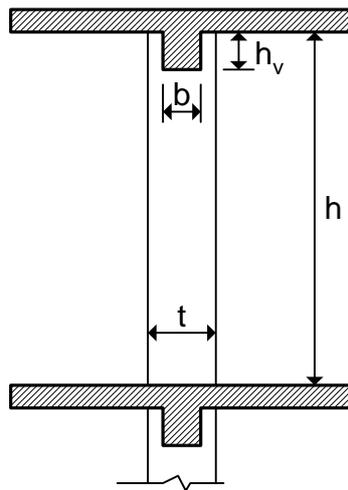
## Capítulo 5

### 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 1,00 m por 2,10 m (considerando a altura da porta, a favor da segurança), 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).

A rigor, o denominador seria menor, pois o comprimento real da parede é 3,94 m, devido à presença dos pilares P4 e P5. Logo, o cálculo fica a favor da segurança.

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 1,20 m de altura, situada entre o nível do piso e a viga intermediária VE da escada. O peso dessa parede é de 3,90 kN/m (sem descontar a janela).

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

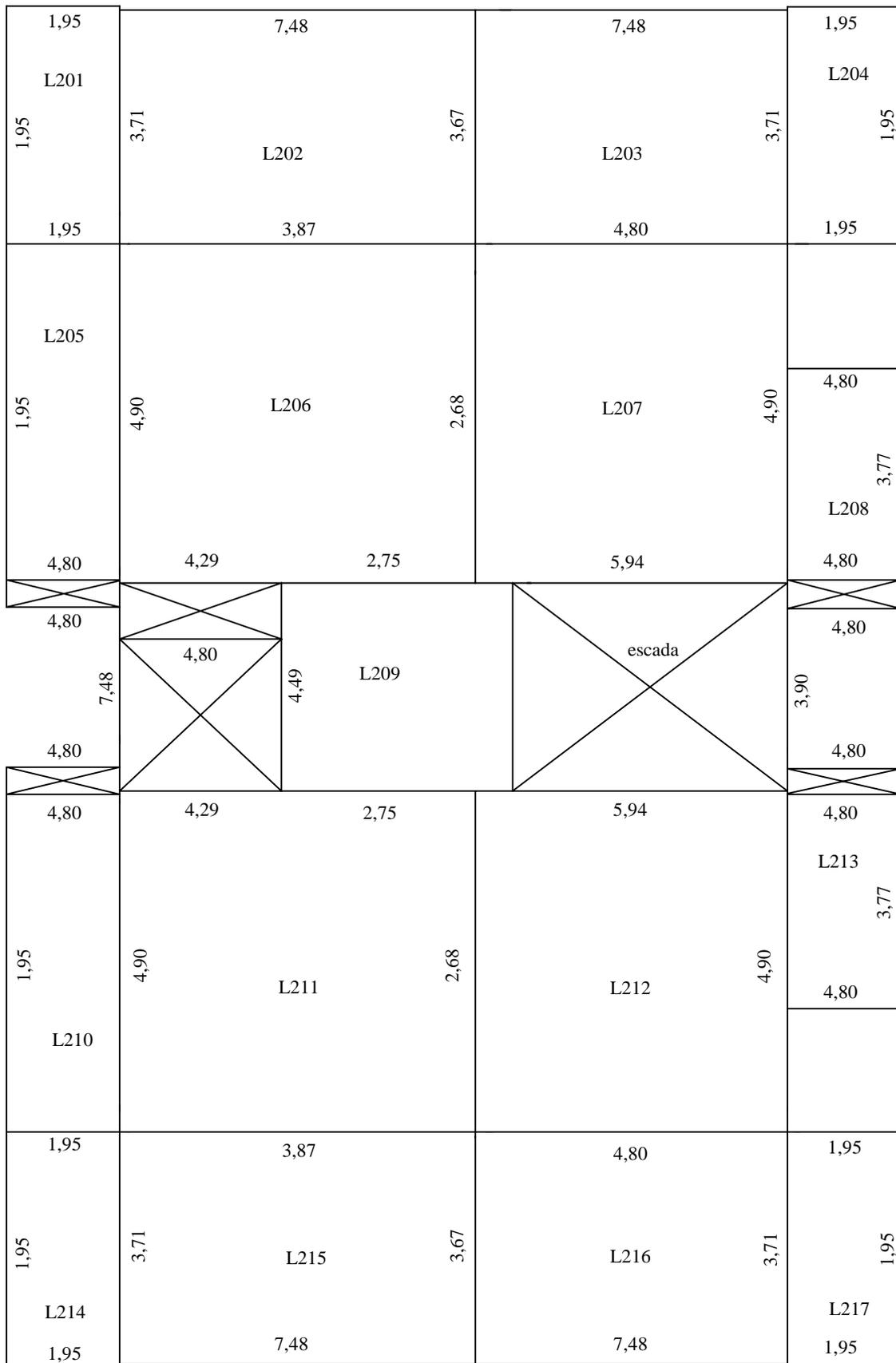


Fig. 5.1.2 – Peso das paredes sobre as vigas do pavimento tipo (em kN/m)

como viga contínua, pode ser dimensionada para o momento  $M = 0,75X_{ext}$ , o que corresponde a 25% de redistribuição de esforços. Na Tabela 5.5.1, apresentam-se os valores de  $\beta = M/M_{eng}$  nos apoios de extremidade das vigas, para as situações usuais dos edifícios.

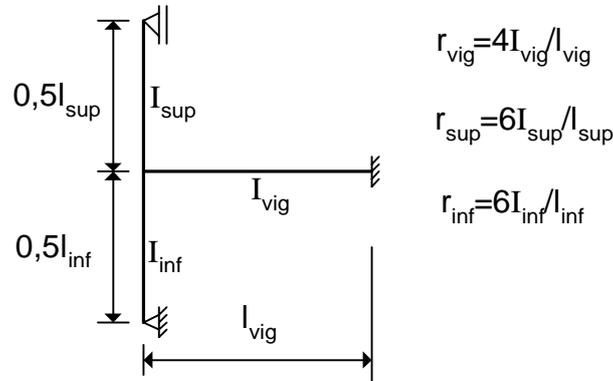


Fig. 5.5.3 - Modelo para o cálculo do momento fletor

Tabela 5.5.1 – Relação  $\beta = M/M_{eng}$  nos apoios de extremidade

Largura do pilar $b_p$ (cm)	Pavimento tipo (1)			Último pavimento (2)		
	Altura da viga $h_v$ (cm)			Altura da viga $h_v$ (cm)		
	40	50	60	40	50	60
20	0,30	0,22	0,17	0,19	0,13	0,10
25	0,34	0,26	0,20	0,22	0,16	0,12
30	0,38	0,29	0,23	0,25	0,18	0,14
40	0,43	0,35	0,28	0,30	0,22	0,17
60	0,50	0,42	0,35	0,38	0,29	0,23
80	0,55	0,47	0,41	0,43	0,35	0,28
100	0,58	0,51	0,45	0,47	0,39	0,32

Viga: largura  $b_v = 15$  cm; vão  $l_{vig} = 10h_v$   
 Pilares: altura da seção transversal  $h_p = 20$  cm  
 (1):  $l_{sup} = l_{inf} = 300$  cm      (2):  $l_{inf} = 300$  cm ( $r_{sup} = 0$ )

Os valores de  $\beta$  indicados na Tabela 5.5.1 para o pavimento tipo podem ser aproximados pela equação

$$\beta = 0,18\ln(b_p) - 0,36\ln(h_v) + 1,10 \tag{5.5.2}$$

onde  $b_p$  e  $h_v$  são dados em cm.

Para o último pavimento, pode-se adotar  $0,70\beta$ .

Na Fig. 5.5.4 indica-se a disposição das armaduras negativas junto aos apoios de extremidade das vigas.

As exigências anteriores decorrem do cálculo simplificado como viga contínua. Se o cálculo for feito como pórtico, os esforços finais para dimensionamento são obtidos diretamente da resolução do pórtico, desconsiderando-se os itens a, b, c.

Por outro lado, a NBR-6118 permite reduzir os momentos negativos sobre os apoios internos das vigas contínuas, seja através de um arredondamento do dia-

## Capítulo 6

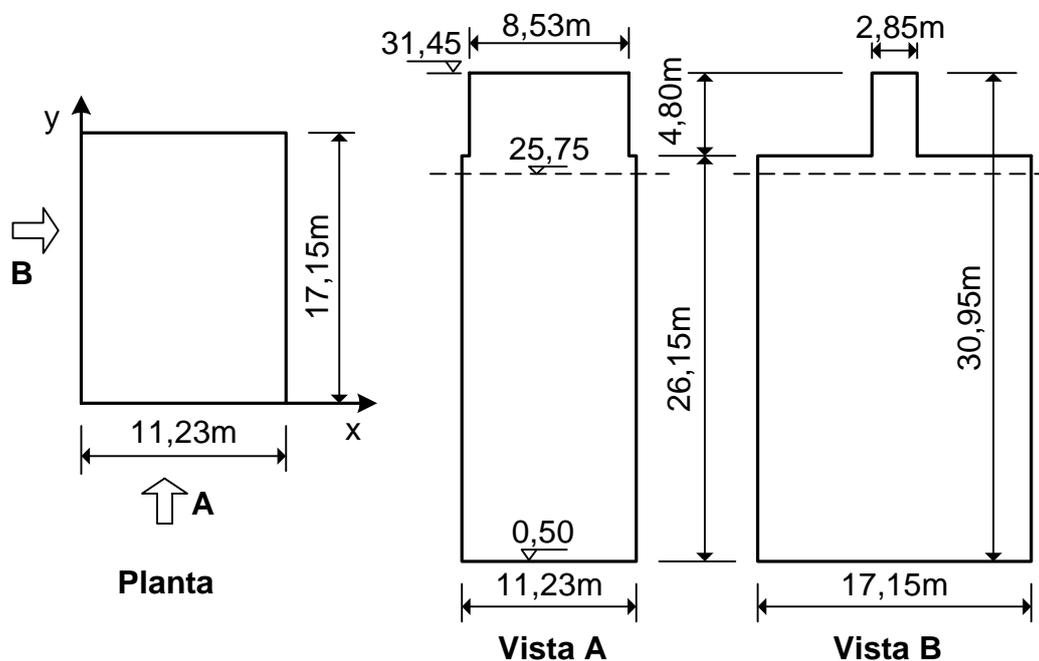
### AÇÕES HORIZONTAIS NA SUBESTRUTURA DE CONTRAVENTAMENTO

#### 6.1 – Determinação das forças de arrasto

A ação do vento no edifício é calculada de acordo com a NBR-6123 [13]. 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 isopletas 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.

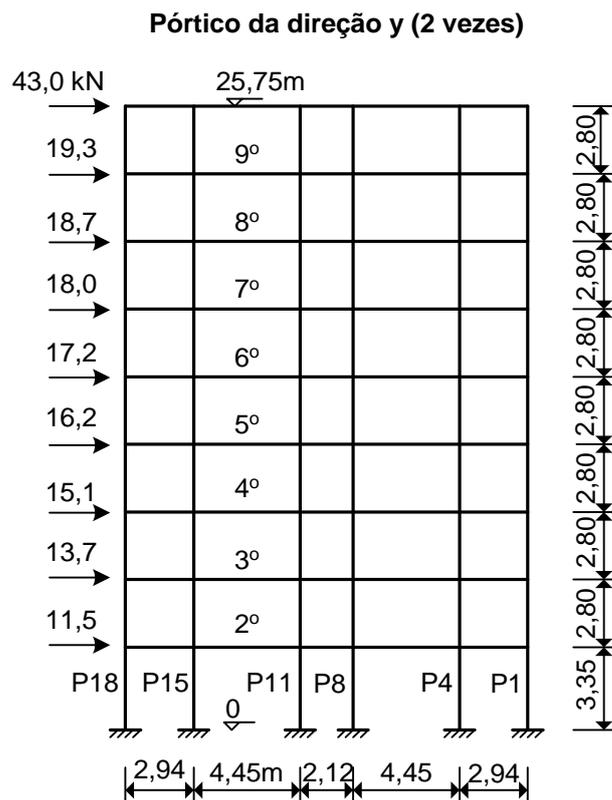
Devem-se considerar os dois casos indicados na Fig. 6.1.2, onde  $a = 11,23$  m;  $b = 17,15$  m;  $h = 30,95$  m.

Conforme está indicado na Fig. 6.1.2, a dimensão  $l_1$  é sempre perpendicular à direção do vento.

#### Caso 1) vento segundo a direção x

Neste caso, tem-se  $l_1 = 17,15$  m e  $l_2 = 11,23$  m. Deve-se entrar no gráfico da NBR-6123 com as seguintes relações:  $\frac{l_1}{l_2} = \frac{17,15}{11,23} = 1,53$  ;  $\frac{h}{l_1} = \frac{30,95}{17,15} = 1,80$ .

Do gráfico (figura 4 da NBR-6123), obtêm-se o coeficiente de arrasto  $C_a \cong 1,33$ .



**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.

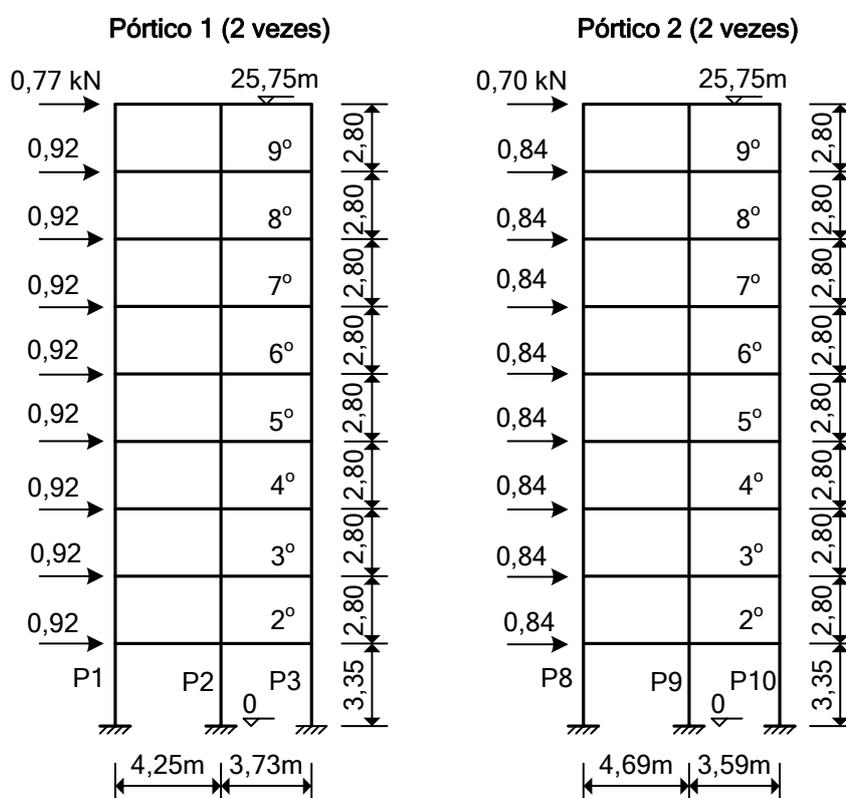
De acordo com a NBR-6118, para edifícios com predominância de lajes lisas ou cogumelo, deve-se considerar  $\alpha_n = 1$ . Além disso, exige-se a consideração do valor mínimo  $\alpha_a \geq 1/300$  para estruturas reticuladas e imperfeições locais.

Ainda segundo a NBR-6118, nas combinações entre as cargas de vento e de desaprumo, essas limitações de valores mínimos para  $\alpha_a$  não precisam ser respeitadas, ou seja, considera-se o valor obtido da equação (6.4.1). Os efeitos do desa-

**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

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

Comparando as figuras 6.4.1 e 6.4.2 (forças de desaprumo) com as figuras 6.3.2 e 6.3.3 (forças do vento), verifica-se que as forças equivalentes ao desaprumo são muito pequenas em relação às forças do vento. Do mesmo modo, comparando o momento de tombamento da Tabela 6.4.1 com os valores da Tabela 6.2.1, verificam-se as relações:

$$\text{para a direção x: } \frac{447}{8368} = 5,3\% \quad ; \quad \text{para a direção y: } \frac{447}{5550} = 8,1\% .$$

Como essas relações são inferiores a 30%, os efeitos do desaprumo poderiam ser desconsiderados, de acordo com a NBR-6118. Entretanto, eles serão incluí-

## 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

$$\text{peso próprio} = 25 \times 0,12 = 3,0 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{revestimento} = 0,5 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{carga variável} = 1,0 \text{ kN/m}^2$$

- Carga total na tampa:  $p_1 = 4,5 \text{ kN/m}^2$

##### Cargas no fundo

$$\text{peso próprio} = 25 \times 0,18 = 4,5 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{revestimento} = 0,5 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{pressão hidrostática} = 10 \times 1,25 = 12,5 \text{ kN/m}^2$$

- Carga total no fundo:  $p_2 \cong 17,5 \text{ kN/m}^2$

##### Carga nas paredes

- Carga triangular com ordenada máxima:  $p_3 = 12,5 \text{ kN/m}^2$

#### 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).

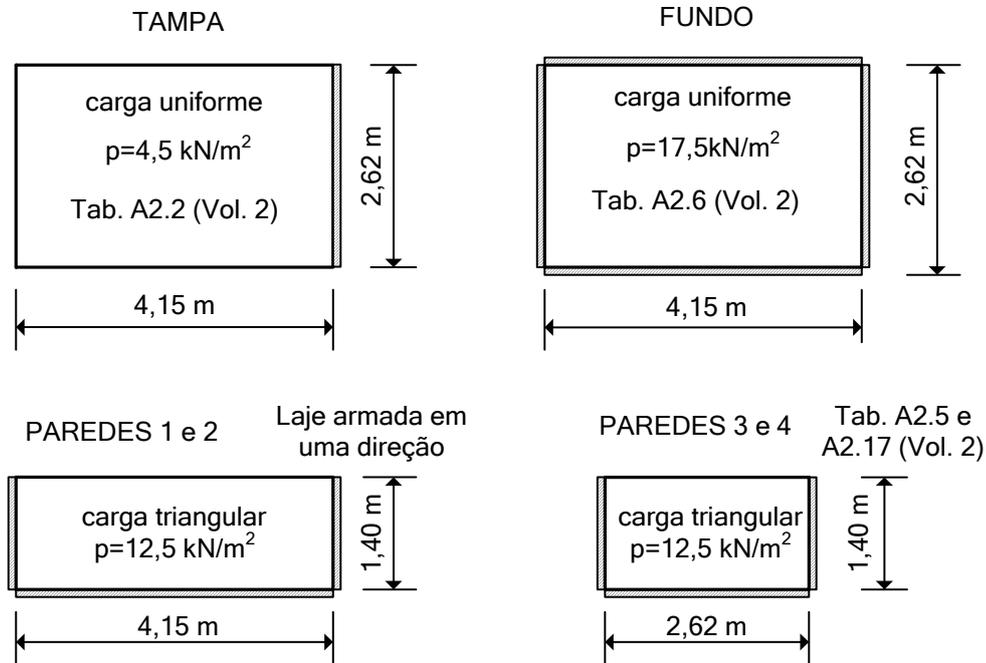
A laje L701 da tampa é considerada engastada na laje L702, sobre a parede central, e simplesmente apoiada nos outros lados. Os momentos fletores e as reações de apoio dessa laje são obtidos com o emprego da Tabela A2.2 (Volume 2).

A laje L601 do 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 (V603 e V604 na planta de formas da Fig. 1.3.8) são calculados através da Tabela A2.17. Como essa tabela não forne-

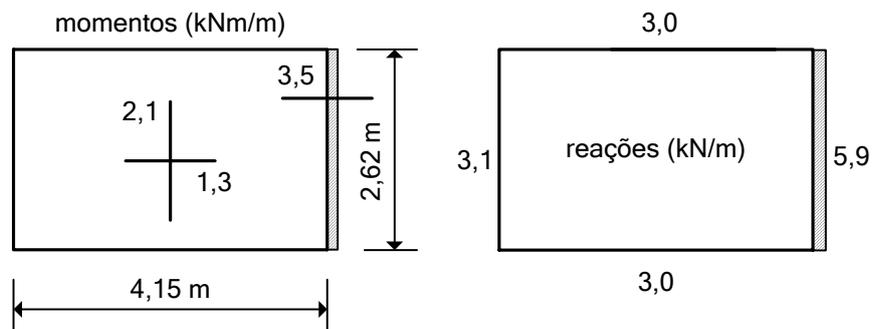
ce as reações de apoio, considera-se a carga média  $p = 12,5/2 = 6,25 \text{ kN/m}^2$  e emprega-se a Tabela A2.5 para o cálculo das reações de apoio.

Como as paredes 1 e 2 (V601 e V602 na planta de formas da Fig. 1.3.8) 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.

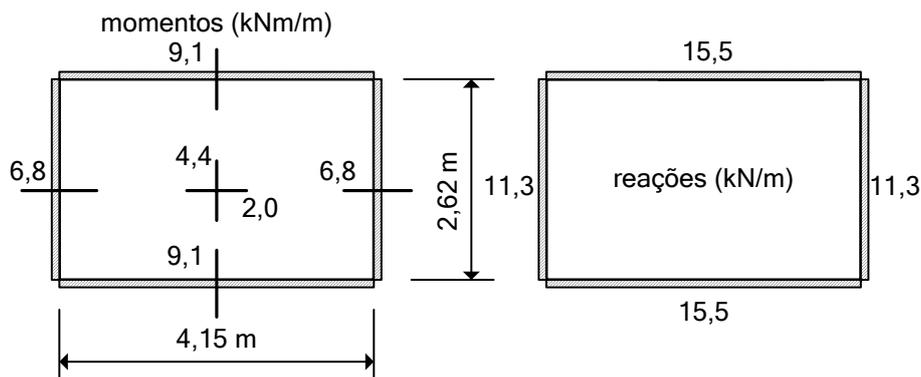


**Fig. 7.2.1** – Vãos de cálculo e condições de contorno

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.



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



**Fig. 7.2.3** - Momentos fletores e reações de apoio na laje de fundo

### 7.6 – Detalhamento das armaduras do reservatório

Na Fig. 7.6.1, encontram-se representadas as armaduras da viga V603 (denominada de parede 3 quando do cálculo como placas). O desenho de armação da viga V605 é idêntico, bastando inverter o sentido da mísula que aparece em corte.

Na Fig. 7.6.2, apresenta-se o desenho de armação da viga V604 (a parede interna do reservatório).

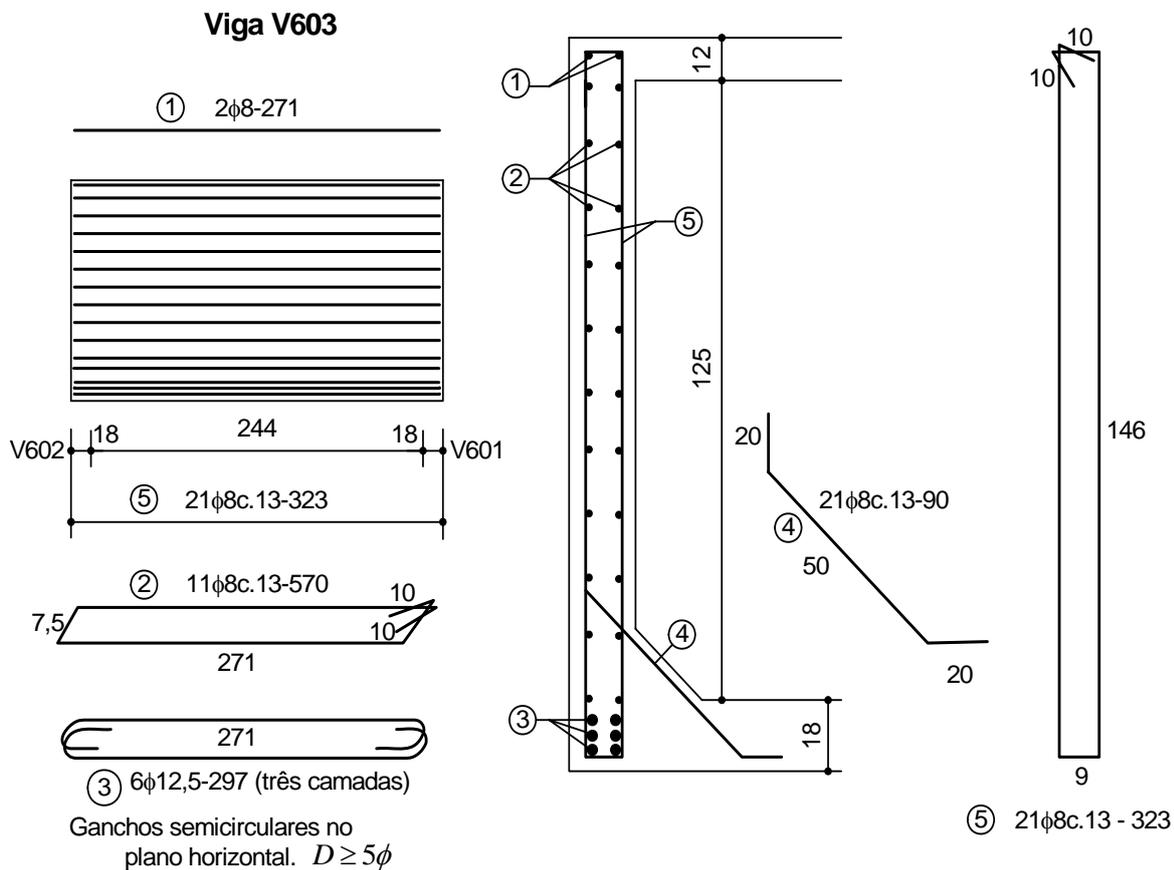
Observa-se que as armaduras das paredes, resultantes do cálculo como placas, são dispostas em forma de estribos verticais e estribos horizontais. O fechamento dos estribos verticais é feito após a colocação dos estribos horizontais. Com essa solução, pode-se dispensar o emprego de armadura adicional em laço para a ligação entre as paredes, como no detalhe apresentado no capítulo 5 do Volume 4.

Nas figuras 7.6.3 e 7.6.4, apresentam-se as armaduras das vigas V601=V602.

Na Fig. 7.6.5, indicam-se as armaduras da laje da tampa.

Na Fig. 7.6.6, apresentam-se as armaduras da laje de fundo e o detalhe das mísulas nas ligações entre as paredes.

O detalhe da abertura de inspeção é mostrado na Fig. 7.6.7.



**Fig. 7.6.1 - Armaduras da viga V603**

## Capítulo 8

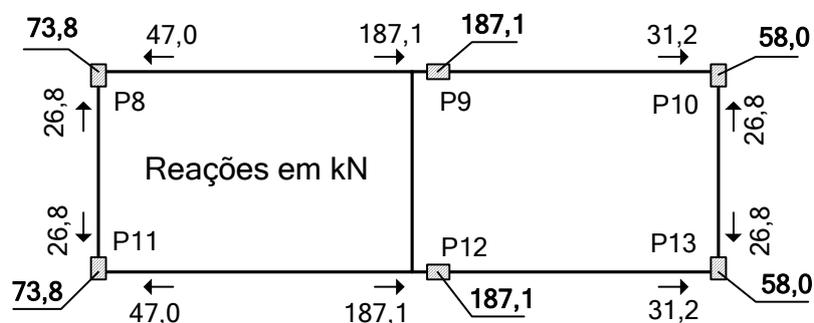
### PROJETO DOS PILARES

#### 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 variável 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.



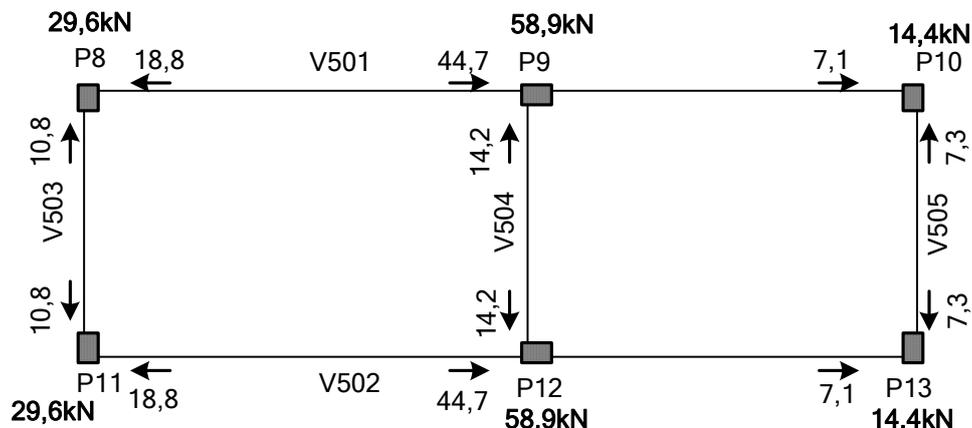
**Fig. 8.1.1** – Cargas nos pilares transmitidas pelo reservatório (em kN)

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 variável 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:

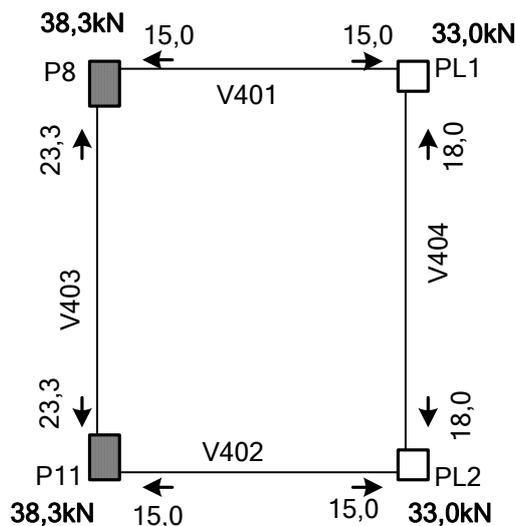
- vigas do teto da casa de máquinas: Fig. 5.2.1;
- vigas da mesa de motores: Fig. 5.3.1;
- vigas da cobertura e piso da casa de máquinas: Fig. 5.4.1;
- vigas do pavimento tipo: Fig. 5.1.3.

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.

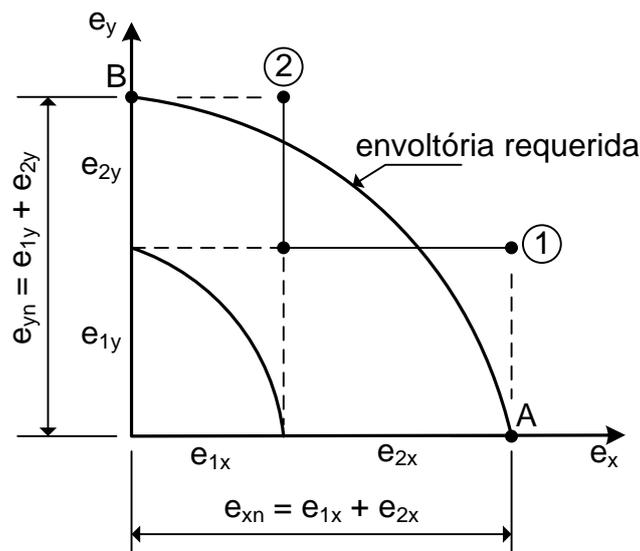


**Fig. 8.1.3** – Cargas transmitidas pela mesa de motores (em kN)

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 (valor arredondado).

Na Fig. 8.1.5, indicam-se as cargas transmitidas aos pilares pelas vigas do pavimento tipo e as cargas de 20 kN transmitidas pela viga intermediária da escada.

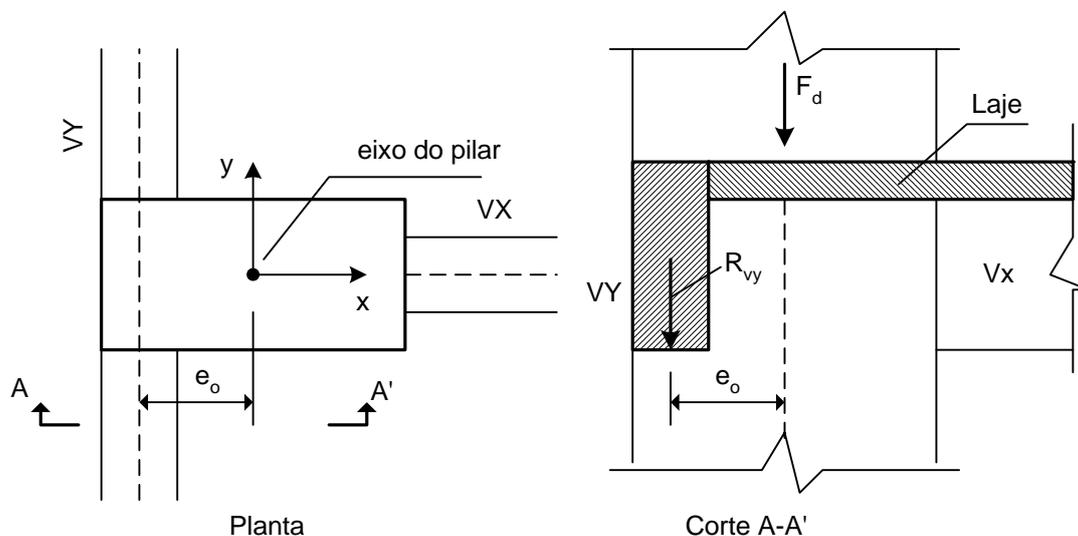
O carregamento na viga V324 (e na viga V224) não é simétrico, por causa da localização da viga V311 (e V211). Assim, a carga total no pilar P1 não é exatamente igual à carga total no pilar P18. O mesmo vale para os outros pilares sob a viga V324 (e V224). Como a assimetria é muito pequena, as cargas foram agrupadas, a favor da segurança, de modo a se obter uma simetria de cargas (P1=P18, P4=P15 e P8=P11). O mesmo foi feito para os pilares P9/P12 e P10/P13. As cargas agrupadas são apresentadas na Tabela 8.1.1.



**Fig. 8.4.10** – Situações de cálculo em flexão-compressão oblíqua (pilares de canto)

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



**Fig. 8.4.11** – Viga VY excêntrica em relação ao eixo do pilar

A excentricidade  $e_o$  do eixo da viga ocasiona um momento fletor de cálculo  $M_{do} = e_o R_{vy}$ , onde  $R_{vy}$  é a reação de apoio de cálculo da viga VY. Assim, o pilar estará submetido ao momento adicional  $M_{do}$ , aplicado no nível de cada pavimento, como ilustrado na Fig. 8.4.12.

Se todos os andares têm a mesma altura  $l$ , as reações horizontais que surgem no nível das vigas são auto-equilibradas, exceto no nível da cobertura e no nível das fundações. Essas reações são dadas por

$$H = \frac{M_{do}}{l} = \left( \frac{e_o}{l} \right) R_{vy} \quad (8.4.19)$$

$$F_d = \sum_{j=1}^m \gamma_{g,j} F_{gk,j} + F_{q,exc} + \sum_{i=2}^n \gamma_{q,i} \psi_{oi,ef} F_{qk,i} \quad (8.4.21)$$

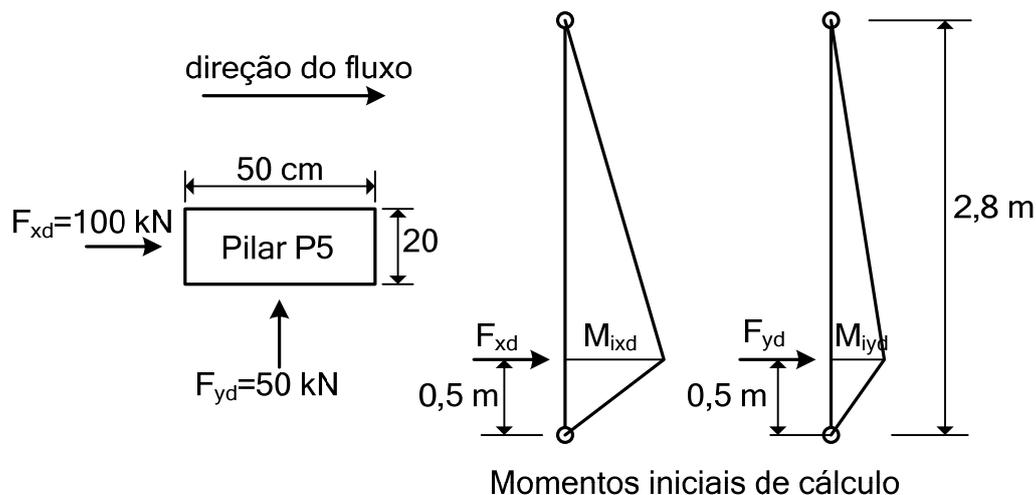
onde  $F_{gk,j}$  representa os valores característicos das ações permanentes,  $F_{q,exc}$  é o valor representativo da ação transitória excepcional,  $F_{qk,i}$  são as ações variáveis,  $\gamma_{g,j}$  são os coeficientes de segurança das ações permanentes,  $\gamma_{q,i}$  são os coeficientes de segurança das ações variáveis e  $\psi_{oi,ef} = \psi_{oi}$ , onde  $\psi_{oi}$  é o fator de combinação adotado para o carregamento normal.

Para o carregamento excepcional, adota-se  $\gamma_g = 1,2$  e  $\gamma_q = 1,0$ . Para o coeficiente  $\psi_o$  pode-se considerar o valor 0,7.

A carga de serviço total no pilar P5 no térreo vale  $F_k = 1018$  kN, conforme a Tabela 8.4.1. Admitindo que  $F_g = 0,9F_k = 916$  kN e  $F_q = 0,1F_k = 102$  kN, a força normal de cálculo na combinação excepcional é dada por

$$F_d = 1,2 \times 916 + 1,0 \times 0,7 \times 102 = 1171 \text{ kN.}$$

O fluxo dos veículos se dá segundo a direção da altura  $h_x = 50$  cm do pilar, conforme se verifica pela planta de formas do pavimento tipo. Na Fig. 8.4.13, indicam-se as forças horizontais de cálculo a serem consideradas no dimensionamento do pilar P5.



**Fig. 8.4.13** – Forças horizontais de cálculo decorrentes de impactos de veículos

Os momentos iniciais para o carregamento horizontal da Fig. 8.4.13 são  $M_{ixd} = 41,0$  kNm e  $M_{iyd} = 20,5$  kNm. Dividindo esses momentos iniciais pela força de cálculo  $F_d = 1171$  kN, obtêm-se as excentricidades iniciais  $e_{ix} = 3,50$  cm e  $e_{iy} = 1,75$  cm. Devido à grande diferença entre as dimensões  $h_x$  e  $h_y$  da seção do pilar, pode-se fazer o dimensionamento apenas para a direção  $y$ .

a) Excentricidade de primeira ordem

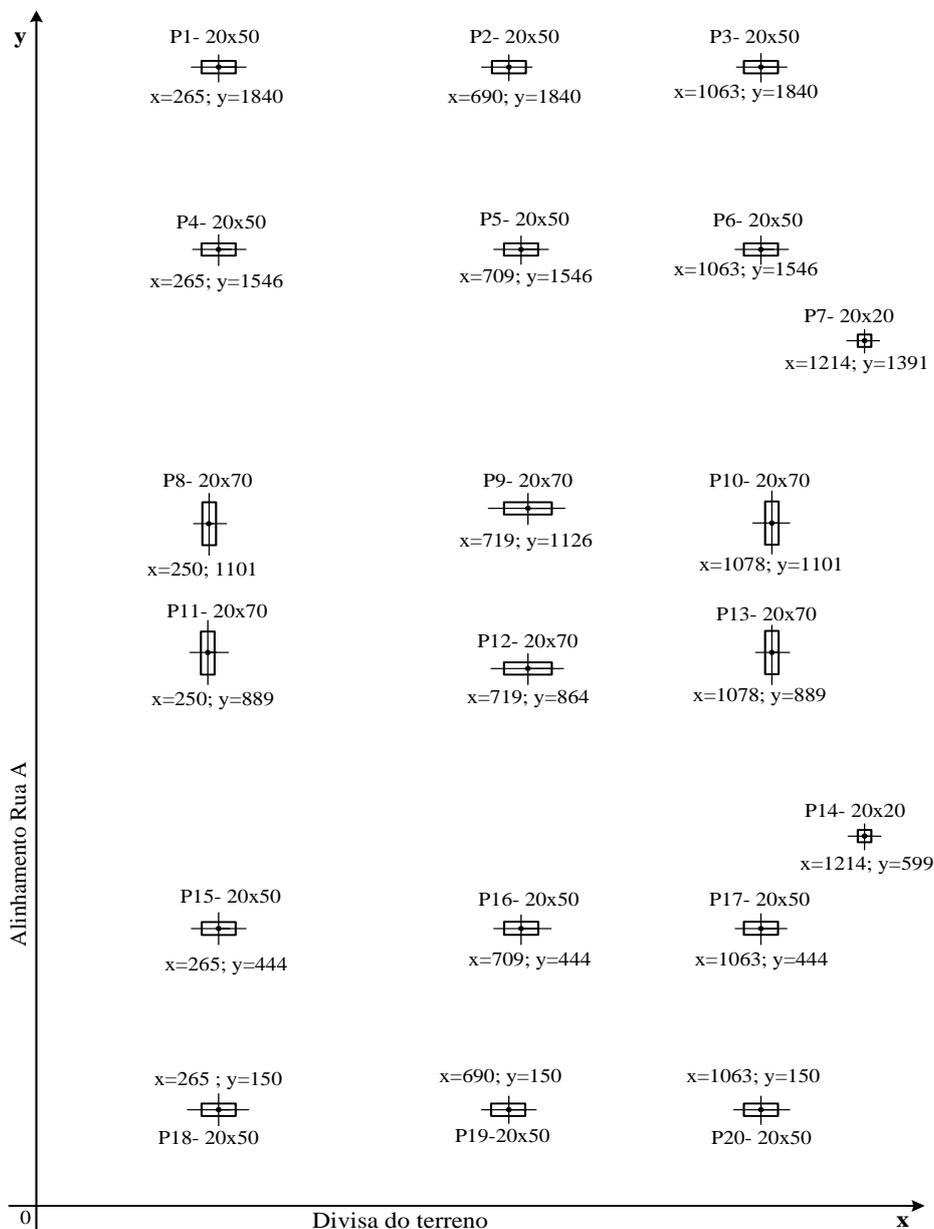
$$e_{1y} \geq \begin{cases} e_{iy} + e_{ay} = 1,75 + 0,7 = 2,45 \\ e_{1y,\min} = 2,1 \end{cases} \rightarrow e_{1y} = 2,45 \text{ cm}$$

## Capítulo 9

# PROJETO DAS FUNDAÇÕES

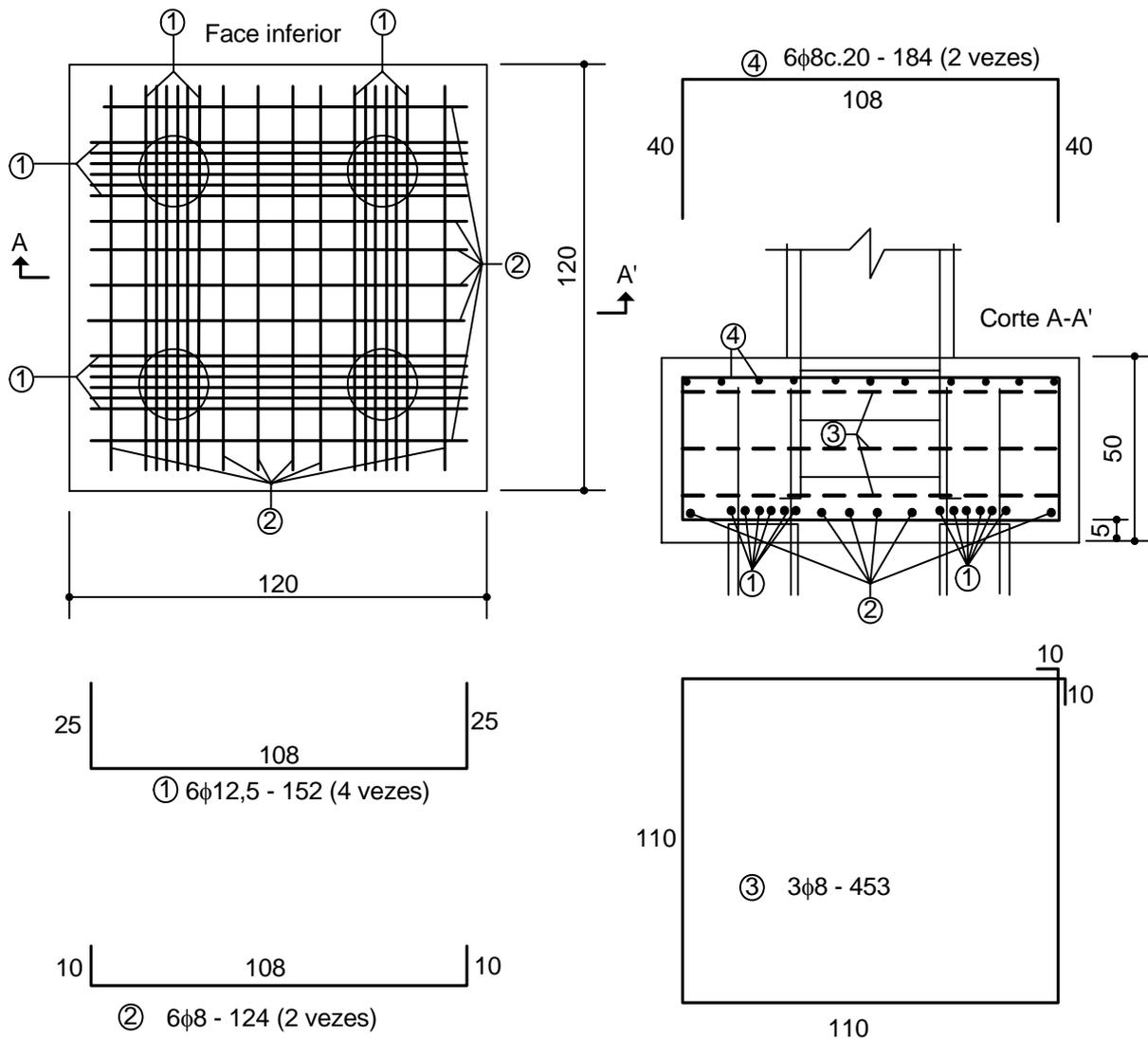
### 9.1 – Locação dos pilares e carregamento nas fundações

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



**Fig. 9.1.1** – Planta de locação dos pilares

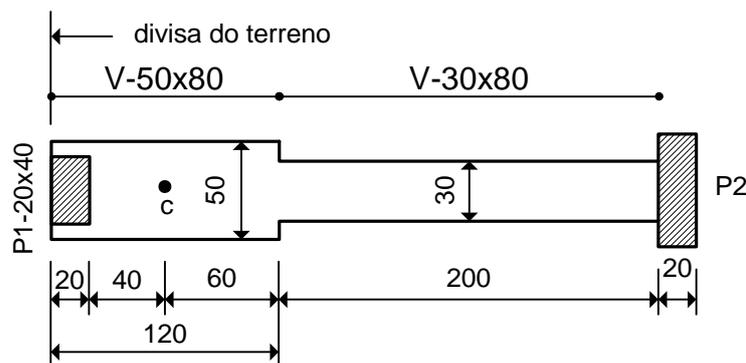
As cargas nos pilares, para o dimensionamento das fundações, são obtidas das Tabelas 8.1.3 e 8.2.3 do capítulo anterior, para o carregamento vertical e para a



**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

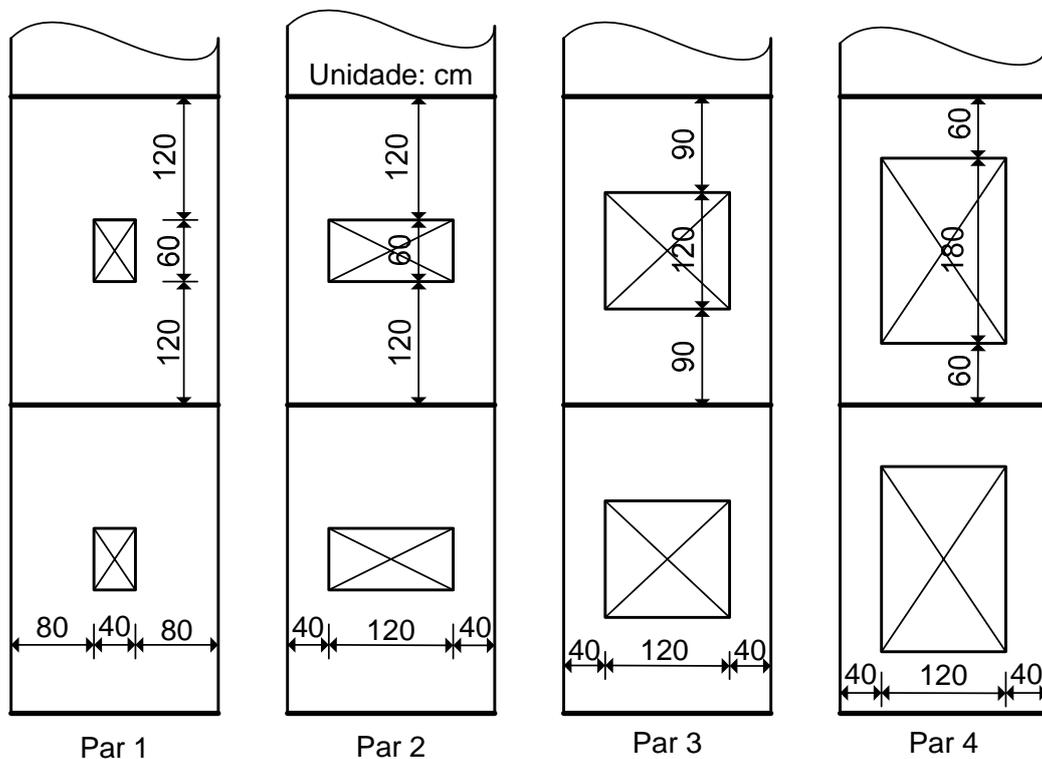
### PAREDES ESTRUTURAIS E PÓRTICOS PREENCHIDOS COM ALVENARIA

#### 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. [19], 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.

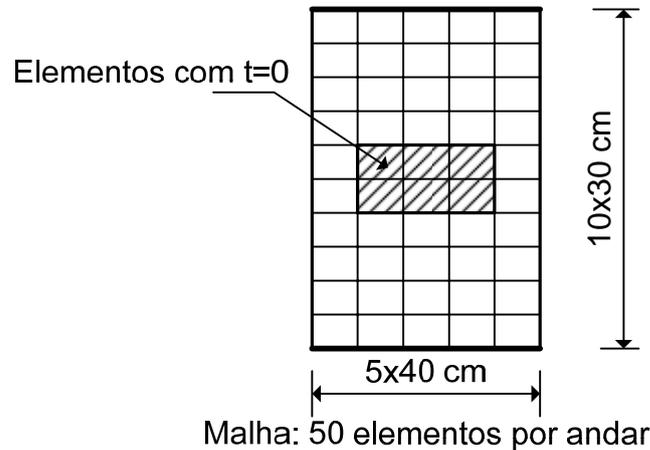
Para a determinação da rigidez equivalente, deve-se realizar uma análise bidimensional como um problema de estado plano de tensões. Para isso, pode-se empregar o método dos elementos finitos como descrito no capítulo 3 do Volume 2.

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.



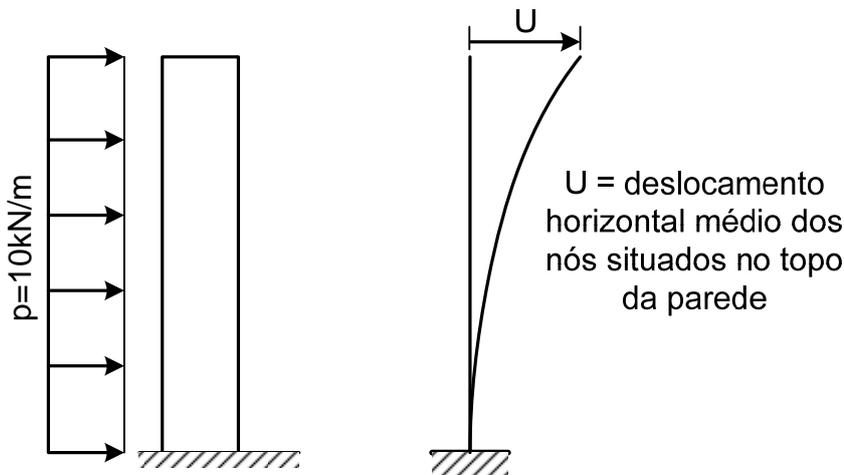
**Fig. 10.1.1** – Paredes estruturais com aberturas

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.



**Fig. 10.1.2** – Malha de elementos finitos do andar tipo (Par. 2)

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.



**Fig. 10.1.3** – Carregamento horizontal nas 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, obtêm-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.

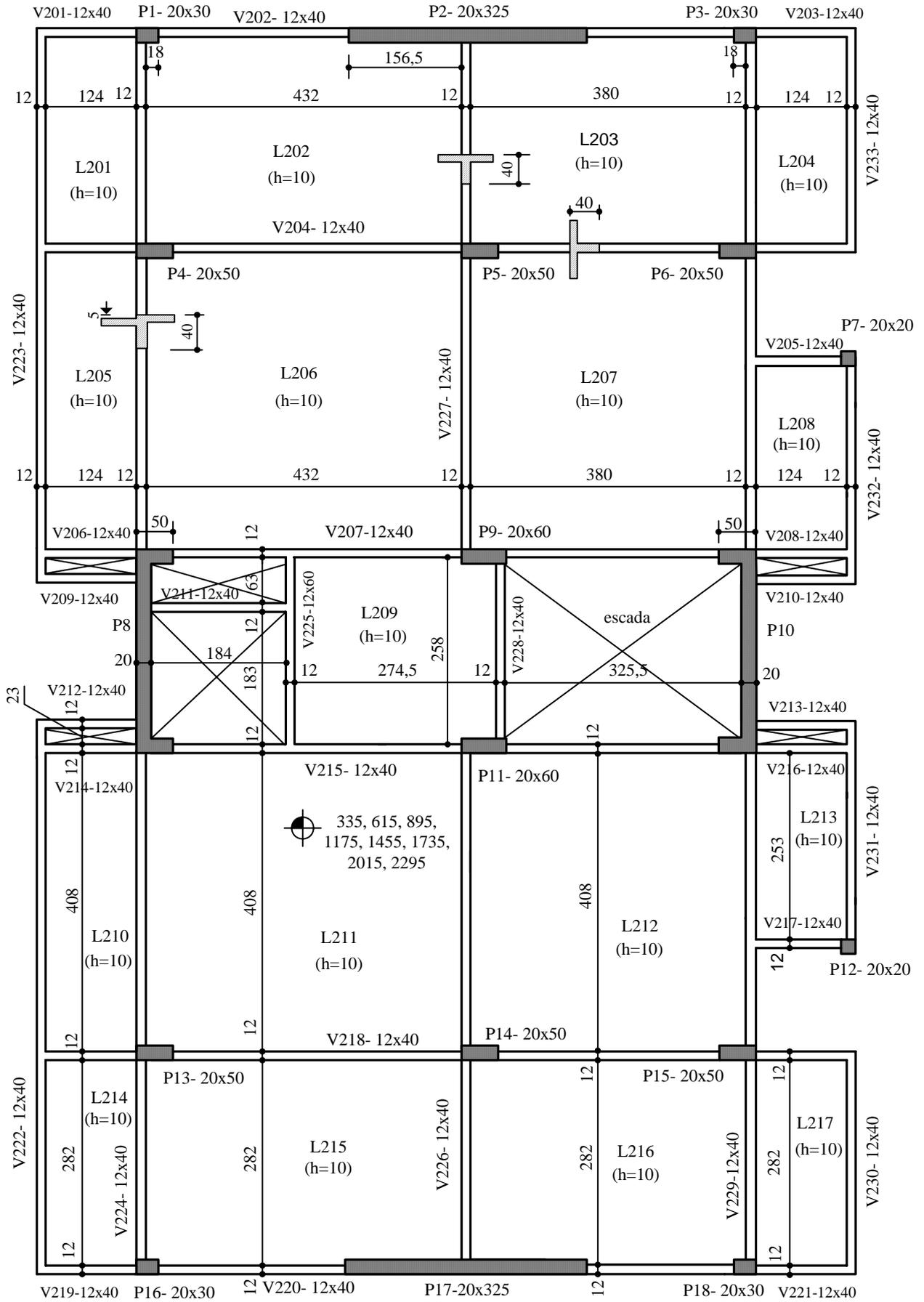


Fig. 10.2.3 – Formas do pavimento tipo – Opção 1

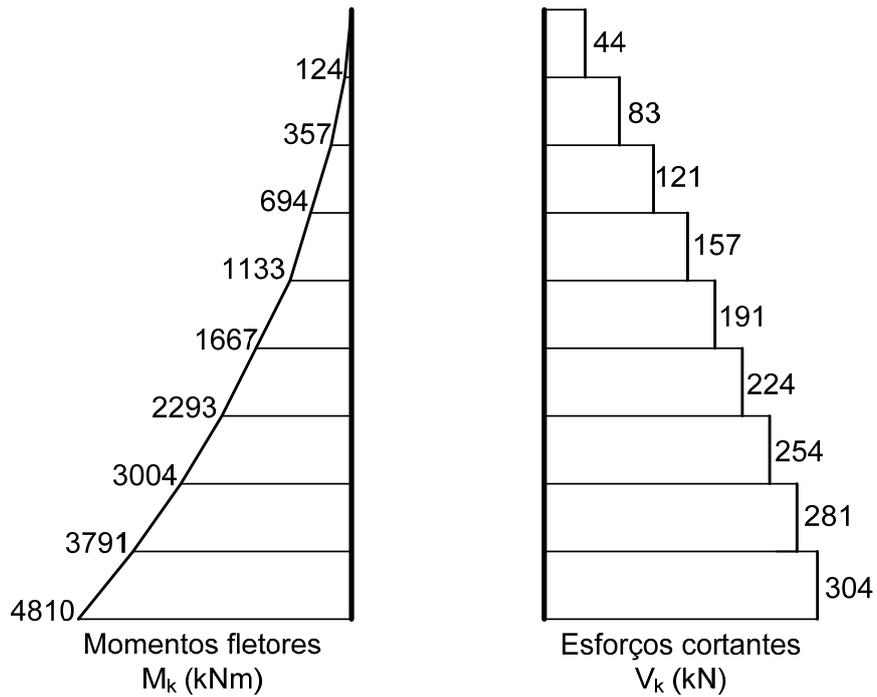


Fig. 10.5.1 – Esforços nas paredes P2 e P17 para ação característica do vento  $W_k$

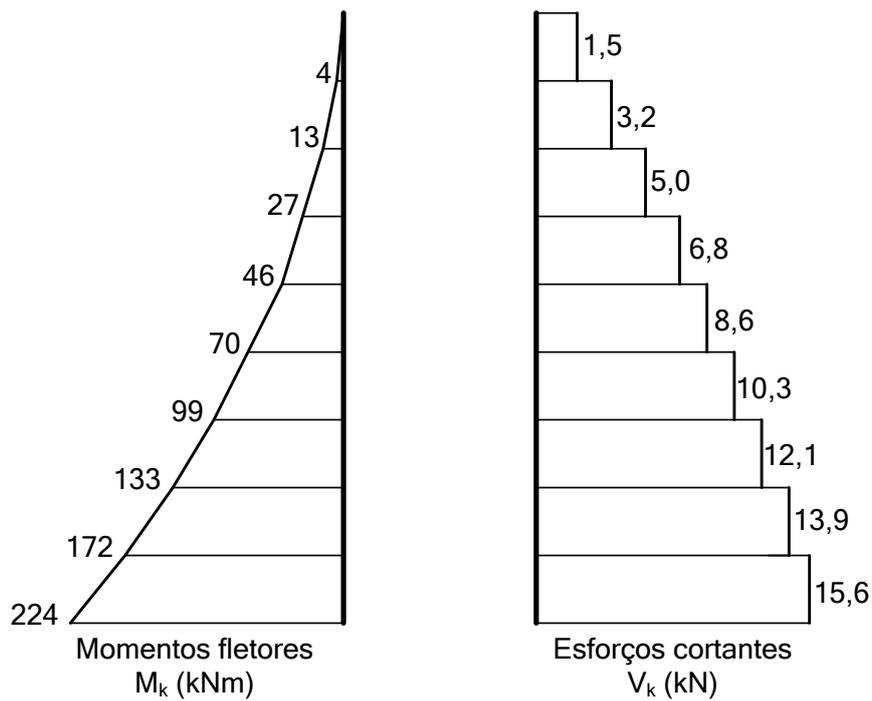


Fig. 10.5.2 – Esforços nas paredes P2 e P17 para desaprumo característico  $H_k$

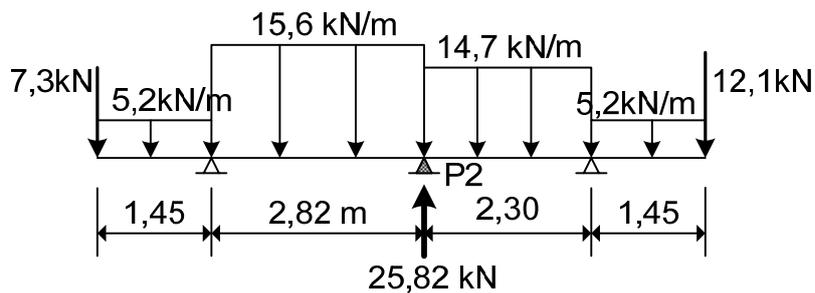
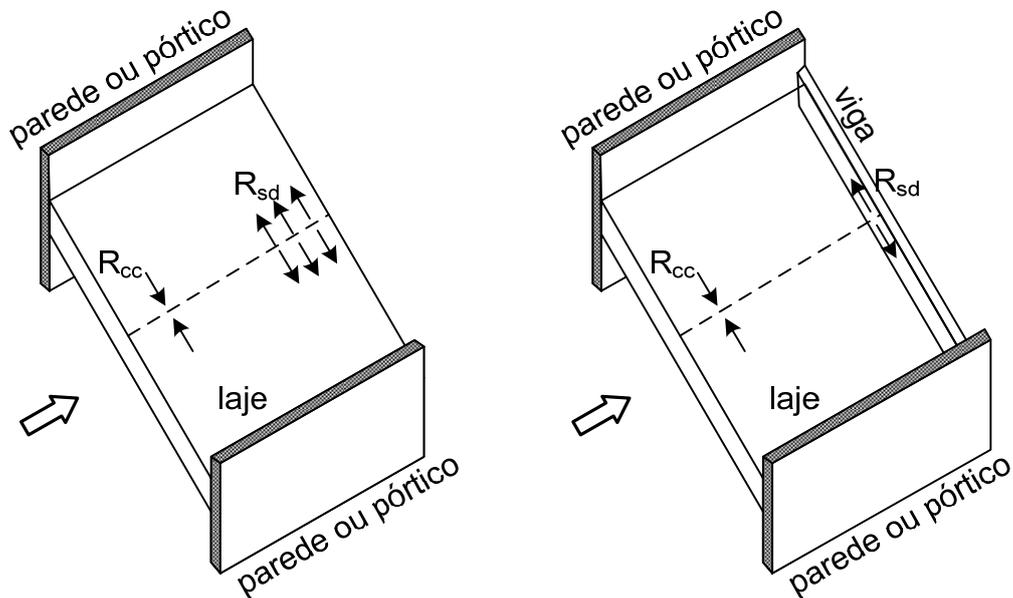


Fig. 10.5.3 – Cargas verticais totais nas vigas V201-V202-V203

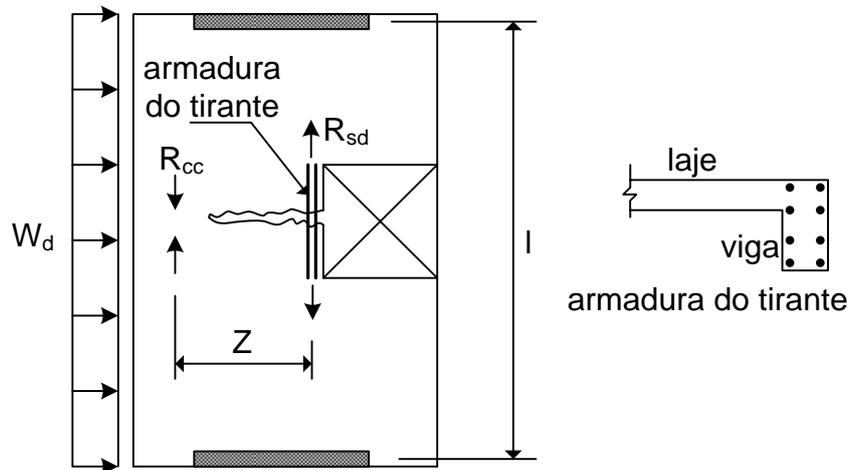
lajes e nas vigas são suficientes para esse fim, não havendo maiores preocupações com esse problema.

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



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

Esse problema pode ser crítico quando a laje possui grandes aberturas, como na Fig. 10.6.2.



**Fig. 10.6.2** – Ruptura do pavimento na região de uma abertura por deficiência de armadura no tirante do diafragma

Se  $W_d$  é a ação do vento distribuída uniformemente no nível do piso e  $l$  é a distância entre os elementos de contraventamento, o tirante deve ser capaz de resistir ao momento fletor de cálculo

$$M_d = \frac{W_d l^2}{8} \tag{10.6.1}$$

A área da armadura necessária é

$$A_s = \frac{M_d}{Z f_{yd}} \tag{10.6.2}$$

do concreto, a tensão de cisalhamento na interface diafragma-parede deve ser limitada ao valor da resistência à tração inferior do concreto  $f_{ctk,inf}$ .

Considerando os dados do exemplo 1, tem-se que a reação de apoio em cada parede é dada por

$$V_d = \frac{W_d l}{2} = \frac{6,39 \times 16,9}{2} = 54,00 \text{ kN}$$

Para a laje maciça com espessura 10 cm e a parede estrutural (P2=P17) com dimensão 325 cm, a tensão de cisalhamento no contato diafragma-parede é

$$\tau_{wd} = \frac{54,00}{10 \times 325} = 0,017 \text{ kN/cm}^2 \rightarrow \tau_{wd} = 0,17 \text{ MPa}$$

$$f_{ctk,inf} = 0,7 \times 0,30 (f_{ck})^{2/3} = 1,80 \text{ MPa}$$

Observa-se que  $\tau_{wd}$  é muito menor que  $f_{ctk,inf}$ , não havendo risco de fissuração do concreto.

## 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 projeto, a execução e o controle das alvenarias devem obedecer às prescrições normativas, como a NBR-16868-1 [21] e a NBR-16868-2 [22]. 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 in-

cluída 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 [23,24,25,26].

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.

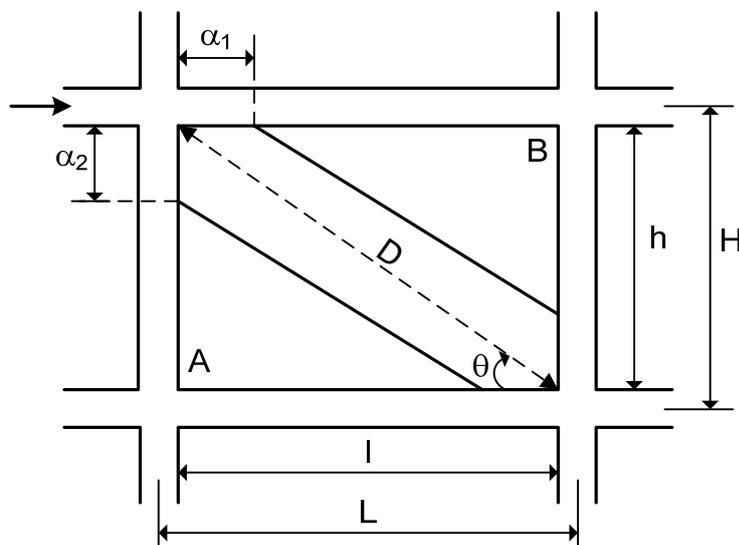
A presença de aberturas reduz a eficiência da alvenaria e, também nesse caso, não há um modelo adequado para simular esse efeito. O mais prudente é desconsiderar as paredes com aberturas.

O modelo apresentado a seguir baseia-se nos diversos trabalhos citados nas referências [23,24,25,26]. 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

## AÇÕES SÍSMICAS NOS EDIFÍCIOS

### 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 [27,28].

As normas para projeto de estruturas resistentes a sismos, como a NBR-15421[29], EC8[20] e ASCE/SEI 7-10 [30], 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, sugerem-se as referências [27,28,31].

Considere-se o pórtico da Fig. 11.1.1, formado por dois pilares e por uma viga, a qual é admitida 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.

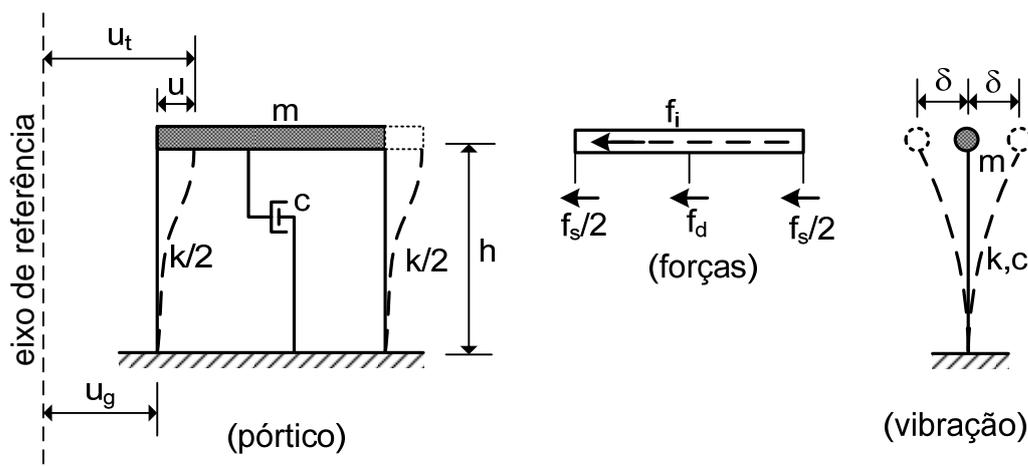


Fig. 11.1.1 – Pórtico de um andar e modelo de pêndulo invertido

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 so-

fre 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

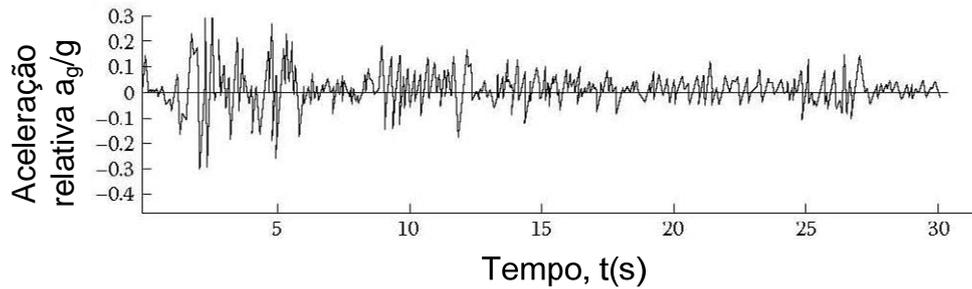
$$\ddot{u} + \omega^2 u = 0 \quad (11.1.7)$$

onde

$$\omega = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (11.1.8)$$

é a frequência circular ou velocidade angular do movimento, sendo expressa em rad/s.

são extraídos o deslocamento máximo, a velocidade máxima e a aceleração máxima da estrutura dentro do intervalo de tempo considerado.



**Fig. 11.2.1** – Acelerograma de terremoto real (El Centro, 1940 – ref. [31])

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, obtém-se um conjunto de valores máximos da resposta em função do período natural da estrutura. Plotando esses valores máximos como função do período, obtém-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.

Admitindo que a massa seja distribuída uniformemente ao longo da altura da edificação, tem-se que  $m = \alpha h$ , onde  $\alpha$  é uma constante. Logo, pode-se escrever

$$\omega = \frac{a_1}{h^2} ; T = b_1 h^2 \quad (11.2.3)$$

onde  $a_1$  e  $b_1$  são constantes.

Logo, quanto mais alto for o edifício, maior será o período natural e menor será a frequência de vibração. Assim, o espectro de resposta pode ser utilizado para os edifícios de vários andares, desde que o período natural de vibração seja avaliado considerando-se os vários graus de liberdade da estrutura.

Na Fig. 11.2.2, indica-se a forma do espectro de resposta de aceleração, normalmente empregado no projeto estrutural.

Uma vez que o espectro de resposta de aceleração representa as acelerações máximas da estrutura em função do período  $T$ , ou seja,  $S_a(T) = \ddot{u}_{\max}(T)$ , a força máxima na estrutura é dada por

$$F_{\max} = mS_a(T) = \frac{W}{g} S_a(T) \quad (11.2.4)$$

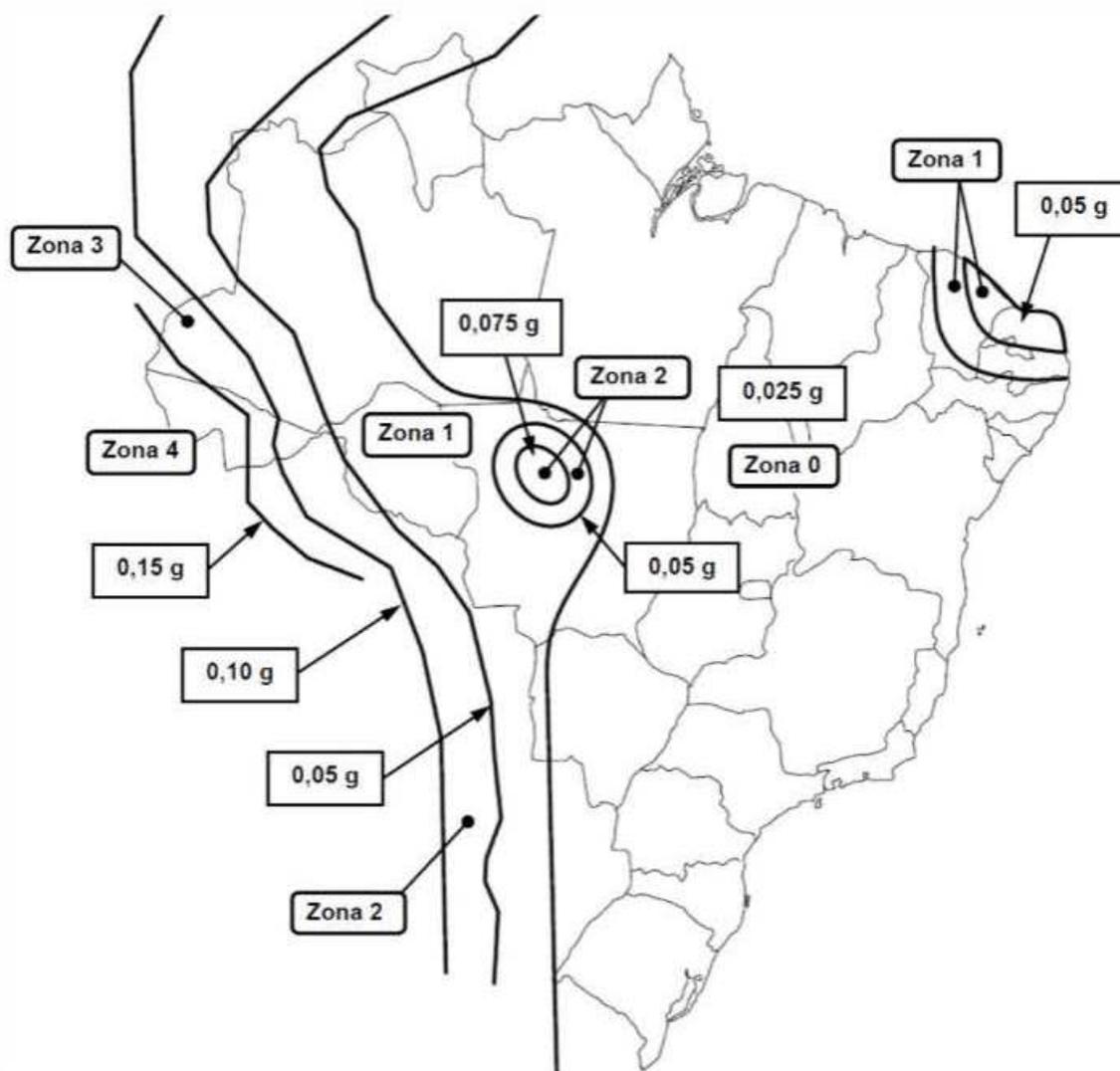
onde  $W$  é o peso da estrutura.

Conforme será visto mais à frente, para a intensidade sísmica verificada na maior parte do território brasileiro, dificilmente essa condição é satisfeita nos edifícios de porte médio para cima. Desse modo, o projeto para as combinações normais, incluindo o vento, já cobre os requisitos de resistência para a estrutura submetida a uma ação sísmica.

Entretanto, em edificações mais baixas, ou que possuam um grande peso, devido, por exemplo, à presença de equipamentos fixos muito pesados, ou em regiões de maior intensidade sísmica e de baixa velocidade do vento, os esforços provenientes do carregamento excepcional podem superar aqueles decorrentes do carregamento normal.

#### 11.4 – Valores característicos das ações sísmicas

De acordo com a NBR-15421 [29], o território brasileiro é dividido nas cinco zonas sísmicas representadas na Fig. 11.4.1. Os valores de aceleração indicados nesse mapa são válidos para terrenos da classe B (rocha), definidos mais à frente.



**Fig. 11.4.1** – Mapeamento da aceleração sísmica horizontal no Brasil

Na Tabela 11.4.1, indicam-se os intervalos de variação da aceleração sísmica horizontal  $a_g$  para terrenos da classe B.

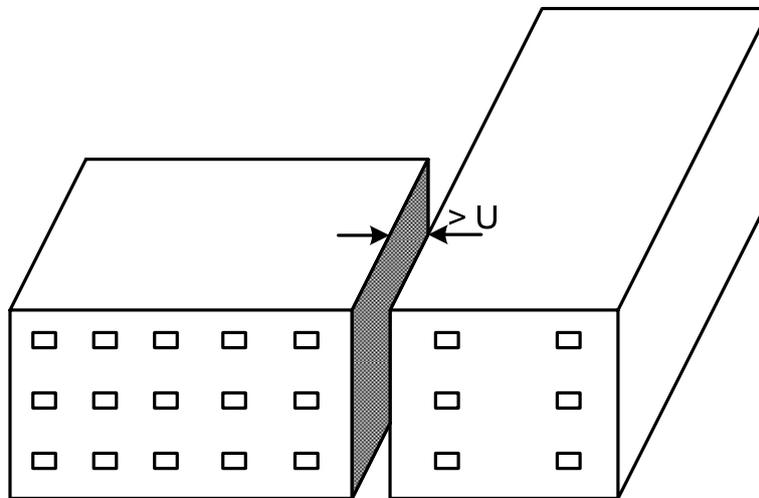
Os deslocamentos relativos  $\Delta U$  entre os diversos pisos do edifício devem ser limitados, para não causar danos excessivos em elementos não estruturais, nem introduzir esforços não suportáveis nos pilares contraventados. Esses deslocamentos relativos devem ser limitados conforme a Tabela 11.6.2.

**Tabela 11.6.2** – Limites para os deslocamentos relativos de pavimento  $\Delta U$

Categoria de utilização		
I	II	III
0,020h	0,015h	0,010h
h é a distância entre pisos		

Observa-se que, na condição de carregamento excepcional produzido pelo sismo, são permitidos deslocamentos relativos entre pavimentos muito superiores àqueles permitidos para o vento. Assim, é de se esperar danos em alvenarias. Porém, as mesmas devem ser bem fixadas ao piso e ao teto da construção, para evitar o seu desabamento.

Se a estrutura for dividida em partes, separadas por juntas de construção, essa separação deve ser suficiente para evitar o contato entre as partes para os deslocamentos absolutos  $U$ . A separação da estrutura em partes, através de juntas de construção, é uma maneira de reduzir irregularidades na geometria do edifício, evitando concentração de tensões em reentrâncias. Por exemplo, um edifício com uma planta em L pode ser separado em dois blocos retangulares independentes, o que melhora sua performance sísmica [32]. Entretanto, a separação deve ser suficiente para evitar o choque entre os dois blocos, como ilustrado na Fig. 11.6.3.



**Fig. 11.6.3** – Junta de separação para evitar irregularidades

Esse mesmo problema pode ocorrer quando dois edifícios são construídos muito próximos, sem uma junta de separação adequada. Durante o terremoto, pode ocorrer o choque entre os dois edifícios [32]. Se os pisos dos dois edifícios não estão no mesmo nível, o choque do piso de um contra os pilares do outro pode produzir a ruína desse último, como ilustrado na Fig. 11.6.4.

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 [4], 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

## BIBLIOGRAFIA CITADA

ARAÚJO, J. M. *Curso de Concreto Armado*. 4 v., 5. ed., Rio Grande: Editora Dunas, 2023. 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, 2023.
2. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR-6120. Ações Para o Cálculo de Estruturas de Edificações*. Rio de Janeiro, 2019.
3. 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)>.
4. AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19) and Commentary (ACI 318R-19)*. 2019.
5. COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. *Code-modèle CEB/FIP pour les Structures en Béton*. Bulletin d'Information 124/125, Paris, 1978.
6. COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. *CEB-FIP Model Code 1990*. Published by Thomas Telford, London, 1993.
7. 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.
8. 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)>.
9. COMISIÓN PERMANENTE DEL HORMIGÓN. *Instrucción para el Proyecto y la Ejecución de Obras de Hormigón en Masa o Armado, EH-91*, Madrid, 1991.
10. 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)>.
11. LEONHARDT, F., MÖNNIG, E. *Construções de Concreto*. Rio de Janeiro: Interciência, v.1, 1977; v.3, 1978.
12. SÜSSEKIND, J. C. *Curso de Concreto. v.1*. Porto Alegre: Ed. Globo, 1980.
13. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR-6123: Forças Devidas ao Vento em Edificações*. Rio de Janeiro, 2023.
14. FUSCO, P. B. *Técnica de Armar as Estruturas de Concreto*. São Paulo: PINI, 1995.
15. 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: PPGEC, UFRGS, 1990.
16. 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. .... Disponível em: <[www.editoradunas.com.br/publicacoes.html](http://www.editoradunas.com.br/publicacoes.html)>.
  17. 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.
  18. 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](http://www.editoradunas.com.br/revistatpec)>.
  19. MACKERTICH, S.; ASWAD, A. *Lateral deformations of perforated shear walls for low and mid-rise buildings*. PCI Journal, p. 30-41, Jan.-Feb., 1997.
  20. 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.
  21. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR-16868-1: Alvenaria estrutural. Parte 1: Projeto*. Rio de Janeiro, 2020.
  22. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR-16868-2: Alvenaria estrutural. Parte 2: Execução e controle de obras*. Rio de Janeiro, 2020.
  23. 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.
  24. TANAKA, E. S. A. S. *Influência da alvenaria dotada de aberturas na rigidez global de um edifício*. Dissertação de mestrado, Unicamp, Campinas, 2011.
  25. MADIA, F. C. A. R. *Estudo de pórticos preenchidos com alvenaria*. Dissertação de mestrado, UFSCar, São Carlos, 2012.
  26. AL-CHAAR, G. *Evaluation strength and stiffness of unreinforced masonry infill structures*. US Army Corps of Engineers, Jan. 2002.
  27. CLOUGH, R. W.; PENZIEN, J. *Dynamics of Structures*. McGraw-Hill, 1975.
  28. FERTIS, D. *Dynamics and Vibration of Structures*. John Wiley & Sons, 1972.
  29. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR-15421: Projeto de Estruturas Resistentes a Sismos*. Rio de Janeiro, 2023.
  30. AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS. *Minimum design loads for buildings and other structures*. ASCE Standard ASCE/SEI 7-10. USA, 2010.
  31. TARANATH, B. S. *Reinforced Concrete Design of Tall Buildings*. CRC Press, Boca Raton, FL, US, 2010.
  32. 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.

Editora Dunas  
Rua Tiradentes, 105 – Bairro Cidade Nova  
96211-080 Rio Grande – RS  
[www.editoradunas.com.br](http://www.editoradunas.com.br)  
e-mail: [contato@editoradunas.com.br](mailto:contato@editoradunas.com.br)