

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS  
ESCOLA DE ENGENHARIA  
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

Leandro Faria Carvalho

**SISTEMA CONSTRUTIVO EM PAREDES DE CONCRETO PARA  
EDIFÍCIOS: DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA E ASPECTOS  
CONSTRUTIVOS**

2012

Leandro Faria Carvalho

**SISTEMA CONSTRUTIVO EM PAREDES DE CONCRETO PARA  
EDIFÍCIOS: DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA E ASPECTOS  
CONSTRUTIVOS**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título “Mestre em Engenharia de Estruturas”.

Orientador: Prof. Dr. Roberto Márcio da Silva

Belo Horizonte

2012

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS  
ESCOLA DE ENGENHARIA  
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

**SISTEMA CONSTRUTIVO EM PAREDES DE CONCRETO PARA  
EDIFÍCIOS: DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA E ASPECTOS  
CONSTRUTIVOS**

Leandro Faria Carvalho

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título “Mestre em Engenharia de Estruturas”.

Orientador: Prof. Dr. Roberto Márcio da Silva

Comissão Avaliadora

---

Prof. Dr. Roberto Márcio da Silva  
EE-UFMG – (Orientador)

---

Prof. Dr. Márcio Roberto da Silva Corrêa  
EESC-USP

---

Prof. Dr. Ney Amorim Silva  
EE-UFMG

Belo Horizonte  
Novembro de 2012

## DEDICATÓRIA

Aos meus pais, irmãos e amigos.

## AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus pela oportunidade de chegar até aqui.

Agradeço ao meu orientador Roberto Márcio da Silva, agradeço a todos da coordenação em especial a Inês, com sua paciência em resolver todos os problemas e dúvidas sobre o curso.

Agradeço a CAPES pelo incentivo ao estudo.

A minha mãe Sônia ao meu Pai Paulo, aos meus irmãos Sharon e Bruno e ao amigo Antero por me apoiarem sempre.

Aos meus amigos, Daniel, Guilherme e Mariana e colegas de mestrado.

## SUMÁRIO

	Página
1 Introdução	1
1.1 Histórico	1
1.2 Características das paredes de concreto	3
1.3 Objetivos	4
1.4 Justificativa	5
1.5 Metodologia	5
1.6 Sequência do trabalho	6
2 Revisão Bibliográfica	7
2.1 Norma americana ACI318	7
2.1.1 Método de dimensionamento empírico	7
2.1.2 Requisitos de armação	8
2.1.3 Equação empírica	9
2.1.4 Limitações	10
2.2 Pesquisas sobre paredes de concreto	11
2.2.1 Seddon	11
2.2.2 Leabu	12
2.2.3 Oberlender	13
2.2.4 Pillai e Parthasarathy	14
2.2.5 Nunes	15
2.2.6 Kripanarayanan	16
2.2.7 Zielinski	17
2.2.8 Seheb e Deseyi	18
2.2.9 Waddick e Swifte	21
3 Materiais	22
3.1 Concreto	22
3.1.1 Concreto celular	22
3.1.2 Concreto com alto teor de ar incorporado	23
3.1.3 Concreto com agregados leves ou com baixa massa específica	23
3.1.4 Concreto auto-adensável	23
3.2 Fôrmas	23
3.3 Armadura	25
3.4 Instalações hidráulicas e elétricas	28
4 Análise Estrutural e Dimensionamento	30
4.1 Introdução	30

4.2	Requisitos gerais de qualidade da estrutura e do projeto	31
4.2.1	Requisitos de qualidade da estrutura	31
4.2.2	Requisitos de qualidade do projeto	31
4.2.3	Documentação do projeto de estruturas de paredes de concreto	31
4.3	Diretrizes para durabilidade das estruturas de concreto	32
4.4	Segurança e estados limites	33
4.4.1	Estados limites últimos (ELU)	33
4.4.2	Estados limites de serviço (ELS)	34
4.5	Ações	34
4.6	Análise estrutural para cargas verticais	34
4.6.1	Cargas provenientes das lajes	34
4.6.2	Peso próprio das paredes	35
4.6.3	Interação de paredes	35
4.6.4	Procedimentos de distribuição de cargas	37
4.6.4.1	Paredes isoladas	37
4.6.4.2	Grupos isolados de paredes	37
4.6.4.3	Exemplo de distribuição de cargas verticais	38
4.6.5	Modelagem tridimensional	39
4.7	Análise estrutural para ações horizontais	40
4.7.1	Vento	40
4.7.1.1	Determinação das forças estáticas devido ao Vento	41
4.7.1.1.1	Força de Arrasto	41
4.7.2	Desaprumo	42
4.7.3	Consideração de abas em painéis de contraventamento	42
4.7.4	Distribuição das ações horizontais para contraventamentos simétricos	43
4.7.4.1	Paredes isoladas	43
4.7.4.2	Paredes com aberturas	44
4.7.5	Pórtico	45
4.7.6	Distribuição das ações horizontais para contraventamentos assimétricos	46
4.8	Resistências	47
4.8.1	Juntas	47
4.9	Critérios de dimensionamento	47
4.10	Dimensionamento	48
4.10.1	Seção do aço	49
4.11	Resistência de cálculo sob normal de compressão	50
4.11.1	Verificação à flexo-compressão	52

4.12	Dimensionamento ao cisalhamento	53
4.12.1	Armadura de cisalhamento	55
4.13	Detalhamento da Armadura	56
4.14	Região de Influência nas Janelas e Portas	57
4.14.1	Definição do esforço solicitante	58
4.15	Definição do Coeficiente $K_{ab}$	59
4.16	Reforço ao Redor das Aberturas	61
4.17	Dimensionamento Pilar Parede	63
4.18	Dimensionamento das Lajes	63
4.19	Dimensionamento da Fundação	64
5	Aspectos construtivos	66
5.1	Fundação	66
5.1.1	Fundação direta em baldrame	66
5.1.2	Fundação direta em radier	67
5.2	Montagem das armaduras	68
5.3	Eletrodutos e tubulação hidráulica	70
5.4	Montagem das fôrmas	71
5.5	Concretagem	73
5.5.1	Pedido de concreto	74
5.5.2	Recebimento do concreto	74
5.5.3	Processo de concretagem	75
5.6	Desenforma e cura	75
5.7	Controle de qualidade	77
5.8	Tempo de execução e custos	78
5.9	Recomendações Arquitetônicas	78
6	Projeto estrutural de edifício piloto	79
6.1	Cargas verticais	82
6.1.1	Cargas permanentes	82
6.1.2	Cargas acidentais	82
6.2	Ações Horizontais	83
6.2.1	Desaprumo	83
6.2.2	Vento	84
6.3	Combinações das ações	85
6.4	Propriedade física dos materiais	85
6.5	Distribuição das cargas verticais	85
6.6	Distribuição das ações horizontais	88
6.7	Verificação da tensão resistente de cálculo	89
6.8	Armadura	90

6.8.1	Dimensionamento da armadura das paredes	90
6.8.2	Dimensionamento da armadura das lajes	96
6.8.3	Dimensionamento da armadura de reforço das aberturas	100
7	Conclusões e sugestões para trabalhos futuros	103
7.1	Conclusões	103
7.2	Sugestões para trabalhos futuros	105
	Referências Bibliográficas	106

## LISTA DE FIGURAS

	Página
FIGURA 1.1 : Edifício em paredes de concreto	2
FIGURA 3.1 : Grampo de união de dois painéis	24
FIGURA 3.2 : Painéis de alumínio	24
FIGURA 3.3 : Designação das telas de aço	25
FIGURA 3.4 : Tipos das telas de aço	26
FIGURA 3.5 : Instalação da caixa de passagem na fôrma para posterior concretagem	29
FIGURA 3.6 : Tubulação de esgoto posicionada antes da concretagem do piso ou fundação.	29
FIGURA 4.1 : Elemento de laje com área unitária	35
FIGURA 4.2 : Cargas concentradas ou parcialmente distribuídas	36
FIGURA 4.3 : Espalhamento do carregamento em paredes em "L"	37
FIGURA 4.4 : Exemplo de grupos de paredes definidos pelas aberturas existentes	38
FIGURA 4.5 : Atuação do vento e distribuição para os painéis de contraventamento	40
FIGURA 4.6 : Ação horizontal equivalente para consideração do desaprumo	42
FIGURA 4.7 : Representação de uma parede de concreto com abertura por barras	44
FIGURA 4.8 : Painéis de contraventamento	45
FIGURA 4.9 : Estrutura em pórtico para análise das forças de vento	46
FIGURA 4.10 : Determinação do comprimento equivalente $l_e$	48
FIGURA 4.11 : Comprimento de emenda das telas	49
FIGURA 4.12 : Parede do exemplo	51
FIGURA 4.13 : Diagrama de esforços de compressão e tração	53
FIGURA 4.14 : Denominação das armaduras em projeto	56
FIGURA 4.15 : Ancoragem da armação em paredes de concreto	56
FIGURA 4.16 : Distância mínima das aberturas a extremidade da parede	57
FIGURA 4.17 : Exemplo da distância mínima das aberturas a extremidade da parede.	58
FIGURA 4.18 : Esforço solicitante	58
FIGURA 4.19 : Ilustração de distribuição vertical de aberturas em uma parede de concreto	59
FIGURA 4.20 : Armadura de reforço	61

FIGURA 4.21	: Armação do radier	65
FIGURA 4.22	: Representação das camadas do radier	65
FIGURA 5.1	: Fundação de uma edificação tipo sapata corrida para paredes de concreto	67
FIGURA 5.2	: Fundação de uma edificação tipo radier para paredes de concreto	68
FIGURA 5.3	: Posicionamento da armação para as paredes de concreto	69
FIGURA 5.4	: Posicionamento da armação da laje	69
FIGURA 5.5	: Instalações elétricas fixadas na armadura	70
FIGURA 5.6	: Shaft na área da cozinha	71
FIGURA 5.7	: Desmoldante aplicado na fôrma	71
FIGURA 5.8	: Detalhe dos espaçadores	72
FIGURA 5.9	: Fôrma da janela	72
FIGURA 5.10	: Detalhe do pino de afastamento das fôrmas	73
FIGURA 5.11	: Parede fechada com as forma externa e interna	73
FIGURA 5.12	: Cura da laje com manta molhada	76
FIGURA 5.13	: Teste do Slump	77
FIGURA 5.14	: Moldagem dos corpos de prova	77
FIGURA 6.1	: Edifício exemplo	79
FIGURA 6.2	: Planta tipo do edifício de Paredes de concreto	80
FIGURA 6.3	: Paredes do pavimento tipo numeradas	81
FIGURA 6.4	: Representação das cargas verticais atuando em um andar : do edifício	82
FIGURA 6.5	: Ações de vento em cada nível do edifício	84
FIGURA 6.6	Grupo de paredes para cálculo	86
FIGURA 6.7	: Armadura das paredes P1, P2, P3 e P4	91
FIGURA 6.8	: Armadura das paredes P5 e P6	92
FIGURA 6.9	: Armadura da parede P7	92
FIGURA 6.10	: Armadura das paredes P8, P9, e P10	93
FIGURA 6.11	: Armadura das paredes P11 e P12	93
FIGURA 6.12	: Armadura da parede P13	94
FIGURA 6.13	: Armadura da parede P14	94
FIGURA 6.14	: Armadura da parede P15	95
FIGURA 6.15	: Armadura da parede P16 e P17	95
FIGURA 6.16	: Lajes numeradas de um apartamento	96
FIGURA 6.17	: Detalhe da armadura da laje 1	97
FIGURA 6.18	: Detalhe da armadura da laje 1 em corte	97
FIGURA 6.19	: Detalhe da armadura da laje 2	98

FIGURA 6.20	: Detalhe da armadura da laje 3	98
FIGURA 6.21	: Detalhe da armadura da laje 4	99
FIGURA 6.22	: Detalhe da armadura da laje 5	99
FIGURA 6.23	: Reforço das aberturas J1, J2 e J3 das parede P1 a P4	100
FIGURA 6.24	: Detalhe da armadura de reforço da abertura J1	101

**LISTA DE TABELAS**

	Página
Tabela 2.1: ACI code parameters modifications (Oberlender, 1973)	10
Tabela 3.1: Telas de aço CA-60	26
Tabela 3.2: Telas de aço CA-50	28
Tabela 3.3: Vantagens da tela soldada em comparação ao vergalhão	28
Tabela 4.1: Classe de agressividade ambiental	32
Tabela 4.2: Correspondência entre classe de agressividade ambiental e cobertura nominal para $c=10\text{mm}$	33
Tabela 4.3: Comprimento das paredes e carregamento atuante por pavimento	38
Tabela 4.4: Tensão no primeiro pavimento, paredes isoladas	39
Tabela 4.5: Grupos de paredes	39
Tabela 4.6: Tensão normal e de cisalhamento do exemplo	45
Tabela 6.1: Cargas nas paredes	85
Tabela 6.2: Cargas nos grupos de paredes	87
Tabela 6.3: Tensão normal e de cisalhamento	89
Tabela 6.4: Tensão total normal	90
Tabela 6.5: Armadura de reforço para as aberturas.	102

**LISTA DE GRÁFICOS**

	Página
Gráfico 4.1 Valores do coeficiente $K_{ab}$	60

## LISTA DE SIMBOLOS

$C_a$  - Coeficiente de arrasto;

$S_1$  - Fator topográfico;

$S_2$  - Fator que considera a influência da rugosidade do terreno, das dimensões da edificação ou parte da edificação em estudo, e de sua altura sobre o terreno;

$S_3$  - Fator baseado em conceitos probabilísticos;

$N_d$  - Força normal de cálculo;

$V_d$  - Força cortante de cálculo;

$F_a$  - Força de arrasto: componente da força devida ao vento na direção do vento

$f_c$  – Resistência à compressão do concreto;

$f_{ck}$  – Resistência característica à compressão do concreto;

$f_{Yk}$  – Resistência característica ao escoamento do aço;

$E$  - Módulo de elasticidade;

$E_s$  – Módulo de elasticidade do aço de armadura passiva;

$M$  - Momento fletor;

$q$  - Pressão dinâmica do vento, correspondente à velocidade característica  $V_k$ , em condições normais de pressão ( $1 \text{ atm} = 1013,2 \text{ mbar} = 101320 \text{ Pa}$ ) e de temperatura ( $15^\circ\text{C}$ );

$V_o$  - Velocidade básica do vento: velocidade de uma rajada de 3 s, excedida na média uma vez em 50 anos, a 10 m acima do terreno, em campo aberto e plano;

$V_k$  - Velocidade característica do vento;

$\theta$  - Desaprumo;

$\varnothing$  - Diâmetro das barras da armadura;

$\gamma_c$  - Coeficiente de ponderação da resistência do concreto;

$\gamma_f$  - Coeficiente de majoração dos esforços;

$\gamma_s$  - Coeficiente de ponderação da resistência do aço;

$\rho$  - Taxa geométrica de armadura longitudinal de tração;

$\sigma_c$  - Tensão à compressão no concreto;

$\lambda$  - Índice de esbeltez;

## RESUMO

Neste trabalho busca-se apresentar o sistema construtivo em paredes de concreto moldadas no local e suas peculiaridades. As paredes de concreto atuam como sistema de vedação e como sistema estrutural em um edifício, pois as ações horizontais e as cargas verticais são absorvidas pelas lajes e paredes, distribuídas ao longo do edifício até a fundação. A norma ABNT NBR 16055:2012 – Paredes de concreto moldadas no local para a construção de edificações – será apresentada e detalhada para melhor entendimento. Esta norma fixa os requisitos básicos exigíveis para as paredes de concreto moldada in loco, com formas removíveis. Ela se aplica às paredes submetidas à carga axial, com ou sem flexão, concretadas com todos os elementos que farão parte da construção final (tais como detalhes de fachada, armaduras distribuídas e localizadas e instalações hidráulicas e elétricas). Neste trabalho busca-se, também, apresentar os aspectos construtivos com as melhores práticas para a execução de estruturas de paredes de concreto moldadas no local desde a fundação até a finalização do edifício. Esse sistema construtivo permite uma agilidade maior na construção total da edificação, pois, após realizar a desenforma, a parede está pronta para receber a pintura sem a necessidade de reboco. No aspecto arquitetônico, as paredes da fachada e do lado externo do edifício podem ser construídas com fôrmas com detalhes de frisos ou desenhos, sem a necessidade de acabamento com revestimento exigindo somente pintura. Para aplicação dos conceitos da norma ABNT NBR 16055:2012, foi feito um exemplo de edifício de dez pavimentos. O edifício foi dimensionado com carregamentos horizontais e verticais e, através dos resultados dos esforços, as armaduras foram dimensionadas.

Palavras-Chave: Paredes de concreto, Estrutura, Dimensionamento

## ABSTRACT

This paper seeks to present the construction system in cast in place concrete walls and its peculiarities. Concrete walls perform as a sealing system as well as a structural system in a building, since the loads arising from horizontal and vertical acts are absorbed by walls and slabs, distributed throughout the building until the foundation. The standard ABNT NBR 16055:2012 – Cast in place concrete walls for the construction of buildings – will be presented and detailed for better understanding. This standard sets the basic requirements requested for concrete walls built *in loco*, with removable forms. It applies to walls subjected to axial load, with or without flexion, concreted with all the elements that will be part of the final building (such as details of the building facade, distributed and localized reinforcements, besides hydraulic and electrical installation). This paper also intends to present the constructive aspects with the best practices for the realization of structures for cast in place concrete walls, from the foundation to the completion of the building. This construction system allows a greater flexibility in the overall construction of the building, because, after the wall is unmolded, it is ready to be painted without the need for grout. In the architectural aspect, the walls of the facade and the ones outside the building can be built with molds with details of moldings or drawings without the need for coating, only painting. In order to apply the concepts of ABNT NBR 16055:2012, an example was made ten-storey building. The building has been designed with horizontal and vertical loads and, by the results of efforts, the reinforcement were dimensioned.

**Keyword:** Concrete walls; Structure; Dimensioning



# 1

## INTRODUÇÃO

### 1.1 Histórico

Quando se trata de agilidade e rapidez na construção de uma casa ou edifício é necessário que haja um tipo de sistema estrutural que atenda a essas necessidades. O sistema paredes de concreto moldadas no local pode ser uma ótima solução, no qual as paredes servem como sistema de vedação e também trabalham como sistema estrutural. Após a concretagem e cura do concreto da fundação já é possível iniciar o processo construtivo das paredes e lajes. Há uma grande aceitabilidade de edificações de paredes de concreto no mercado atual, pois esse sistema é capaz de atender tanto as normas brasileiras, em relação aos aspectos construtivos, quando aos usuários, na questão de desempenho térmico e acústico. Com o Programa de Aceleração do Crescimento, PAC houve um grande crescimento no uso desse tipo de construção nas habitações populares em várias partes do Brasil. O Instituto Brasileiro de Telas Soldadas – IBTS junto com a Associação Brasileira de Cimento Portland – ABCP, criaram um projeto para divulgar e dar diretrizes para esse tipo de construção, que visa à utilização de boas práticas para um melhor desempenho estrutural. Esse projeto foi desenvolvido a partir de pesquisas no Chile e

Colômbia onde há uma larga utilização desse sistema construtivo, que resultou em um folder para informar construtoras, projetistas e concreteiras com relação às normas, especificações e desempenho dos diferentes tipos de concreto a serem utilizados nas estruturas de pequeno porte como casas térreas, assobradadas e edifícios de até cinco pavimentos.



FIGURA1.1: Edifício em paredes de concreto.

As referências normativas utilizadas para a norma de paredes de concreto moldada no local para a construção de edificações ABNT NBR 16055:2012 foram as da ABNT NBR 6118 e da norma norte-americana ACI 318. Outra referência foi a francesa DTU 23.1 que, somada à opinião de projetistas renomados e apoiadas em normas já praticadas no México e Colômbia também contribuiu para o estudo do modelo Brasileiro.

A norma ABNT NBR 16055:2012 foi publicada em 10 de abril de 2012 e fixa requisitos básicos exigíveis para as paredes de concreto moldadas no local, com fôrmas removíveis.

A norma se aplica às paredes submetidas à carga axial, com ou sem flexão, concretadas com todos os elementos que farão parte da construção final, tais como detalhes de fachadas, armaduras distribuídas e localizadas, instalações elétricas e hidráulicas. Antes da aprovação da norma, o sistema construtivo seguia as diretrizes do sistema nacional de avaliações técnicas (SINAT) e as empresas que quisessem utilizá-lo tinham que obter o documento de avaliação técnica (DATEc).

Como elemento fundamental na construção das paredes de concreto, “as telas soldadas começaram a serem utilizadas com o fim da primeira guerra mundial, quando a construção civil se concentrou no desenvolvimento de novos materiais, nesse contexto, as telas soldadas tiveram sua primeira grande aplicação. Mais tarde, apresentando novas características de opções, as telas soldadas vieram atender às necessidades de diversificados tipos de projetos da construção civil, transformando-se em um dos materiais mais utilizados na Europa e nos Estados Unidos. No Brasil as telas soldadas começaram a serem utilizadas no final da década de 50. No início sua introdução foi bastante difícil, devido à falta de informações sobre o material e a resistência dos projetistas em promover mudanças nos seus processos construtivos.” (Instituto Brasileiro de Telas Soldadas – IBTS, 2012, [http://www.ibts.org.br/telas\\_apresent.asp](http://www.ibts.org.br/telas_apresent.asp)).

Atualmente as telas soldadas provaram que não se tratavam apenas de uma armadura para o concreto, mas que elas traziam consigo vantagens técnicas e econômicas, e assim, como na Europa e Estados Unidos as telas soldadas passaram a fazer parte do dia a dia da construção civil brasileira.

## **1.2 Características das Paredes de Concreto**

As principais vantagens do sistema estrutural em paredes de concreto são:

- Maior velocidade na construção;
- Máxima economia alcançada devido à repetitividade do processo e o uso de matérias-primas comuns;
- Permite o uso amplo de modulações na construção em função da variedade de tamanhos de formas;

- Permite um maior controle de qualidade da construção;
- O concreto é um material maciço. Esta é uma vantagem para questões como a estabilidade sob ações do vento, variações térmicas, vibração acústica e resistência ao fogo;
- Maior durabilidade;
- Custo de mão-deobra reduzida devido à agilidade do processo.

As principais desvantagens do sistema estrutural em paredes de concreto são:

- Peso excessivo da estrutura;
- Necessidade de formas específicas;
- A rentabilidade desse tipo de construção é proporcional à quantidade de unidades produzidas, devem-se construir muitas unidades iguais;
- Não é um bom isolante acústico quanto a ruídos de impacto.
- Necessidade de mão de obra especializada

### **1.3 Objetivos**

Tendo em vista a escassa bibliografia existente sobre estruturas de paredes de concreto, tem-se como principal objetivo formular um roteiro prático e eficiente para o dimensionamento de paredes de concreto armado moldadas no local para edifícios.

Este trabalho tem ainda como objetivo evidenciar o modelo construtivo em paredes de concreto bem como o seu dimensionamento através da norma de paredes de concreto moldada no local para a construção de edificações ABNT NBR 16055:2012 e seus aspectos construtivos.

Para evidenciar os principais aspectos normativos, será apresentado o projeto de um edifício em paredes de concreto com base na norma ABNT NBR 16055:2012 e suas formulações.

### **1.4 Justificativa**

O sistema construtivo em paredes de concreto está cada vez mais presente nas construções brasileiras e como forma de contribuir e dar diretrizes de como projetar e construir esse tipo de edificação de forma segura a fim de evitar patologias futuras esse

trabalho foi desenvolvido. Comentários e textos da norma de paredes de concreto moldada no local para a construção de edificações ABNT NBR 16055:2012 lançada em abril de 2012 e validada a partir de maio de 2012 foram inseridos no trabalho para consolidar o tema abordado. Este trabalho visa demonstrar o que deve ser considerado durante o cálculo e dimensionamento desse tipo de estrutura. Buscou-se, também, mostrar as considerações durante o processo executivo das edificações em paredes de concreto para que sirva de referência para os profissionais da área.

## **1.5 Metodologia**

Para alcançar os objetivos deste trabalho, foram cumpridas as seguintes etapas de atividades:

1. Estudo do sistema construtivo de paredes de concreto;
2. Revisão bibliográfica;
3. Estudo dos materiais utilizados na construção das edificações em paredes de concreto;
4. Estudo da norma de paredes de concreto moldada no local para a construção de edificações ABNT NBR 16055:2012;
5. Estudo de metodologias de cálculo para estruturas de paredes de concreto;
6. Desenvolvimento da dissertação;
7. Conclusão.

## **1.6 Sequências do trabalho**

O trabalho foi dividido em sete capítulos: introdução, revisão bibliográfica, materiais, análise estrutural e dimensionamento, aspectos construtivos, projeto estrutural de edifício piloto e conclusão.

O segundo capítulo contém informações da revisão bibliográfica do sistema construtivo em paredes de concreto. Sendo apresentado um breve relato sobre a norma americana ACI318 e sobre alguns autores que descreveram sobre o assunto.

No terceiro capítulo são apresentados os materiais utilizados para a construção de edifícios em paredes de concreto, tais como os tipos de concreto, as armaduras, as instalações hidráulicas e elétricas.

O quarto capítulo contém informações sobre a distribuição das ações verticais e horizontais. Contempla a norma de paredes de concreto moldada no local para a construção de edificações ABNT NBR 16055:2012, no qual, são apresentadas as suas definições e as formulações utilizadas para o dimensionamento.

No quinto capítulo são apresentadas as melhores práticas para a execução de edificações em paredes de concreto moldadas no local, destacando cada fase de execução da edificação.

No sexto capítulo é evidenciado um exemplo de aplicação da norma de paredes de concreto ABNT NBR 16055:2012 em um edifício de paredes de concreto.

E no último capítulo são apresentadas as conclusões e sugestões para trabalhos futuros.

# 2

## REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1 Norma Americana ACI318

A norma americana American Concrete Institute Code (ACI318-99), apresenta dois métodos para o dimensionamento de paredes de concreto. Ela especifica uma equação empírica simplificada para o cálculo da carga axial e outra de paredes de concreto como colunas.

#### 2.1.1 Método de dimensionamento empírico

No capítulo 14 da norma americana ACI318-99 uma formulação empírica é apresentada para calcular a resistência axial de projeto à compressão da parede, e pode ser descrita como:

$$\phi P_{nw} = 0.55\phi f'_c A_g \left[ 1 - \left( \frac{kH}{32t_w} \right)^2 \right] \quad (2.1)$$

Onde  $P_{nw}$  é a resistência de projeto,  $\phi$  é 0,7 para elementos comprimidos;  $A_g$  é a área da seção bruta da parede;  $f'_c$  é a resistência à compressão do concreto,  $H$  é a altura da parede,  $t_w$  é a espessura da parede  $e_k$  é o fator de comprimento efetivo para diferentes condições de vinculação das paredes, e é igual a:

- a) 0,8 para paredes apoiadas na base e no topo sem translação lateral e restrito a rotação em uma ou duas extremidades;
- b) 1,0 para paredes apoiadas na base e no topo sem translação lateral e restrito a rotação em ambas as extremidades;
- c) 2,0 caso a parede não esteja apoiada (parede em balanço).

### 2.1.2 Requisitos de armação

De acordo com a norma ACI318-99 a taxa mínima de aço de armação nas paredes de concreto é:

- $\rho_v = 0,0012$  para barras  $\leq 16$  mm de diâmetro;
- $\rho_v = 0,0015$  para barras  $>16$  mm de diâmetro;
- $\rho_h = 0,002$  para barras  $\leq 16$  mm de diâmetro;
- $\rho_h = 0,0025$  para barra  $>16$  mm de diâmetro;

Onde  $\rho_v$  e  $\rho_h$  são as taxas geométricas de aço vertical e horizontal respectivamente.

A armadura vertical não necessita de ser fechada nos encontros das paredes se a área da armadura vertical não é maior do que 0,01 vezes a área da seção bruta do concreto, ou em que armadura vertical não é necessária como armadura de compressão.

Se os critérios mínimos de armação não são atendidos, a força resistente de projeto na equação 2.1 é reduzida para:

$$\phi P_{nw} = 0.45\phi f'_c A_g \left[ 1 - \left( \frac{kH}{32t_w} \right)^2 \right] \quad (2.2)$$

Onde  $\phi$  é 0,65 para esbeltez  $H/t_w \leq 24$ .

### 2.1.3 Equação Empírica

As primeiras disposições da norma ACI318 pertencente a paredes estruturais de concreto armado com carregamento apareceram na seção 1109 da norma ACI318 de 1928. De 1928 a 1956, houve poucas modificações nos parâmetros de dimensionamento das paredes, como mostrado na tabela 2.1.

Em 1963 a norma ACI318 apresentou a primeira grande mudança no procedimento de projeto para paredes de concreto armado com carregamento desde as disposições originais de 1928, através da introdução de uma equação para a resistência de projeto como:

$$P = 0.225\phi f'_c A_g \left[ 1 - \left( \frac{H}{40t} \right)^2 \right] \quad (2.3)$$

Onde  $P$  é a resistência de projeto,  $\phi$  é 0,7 para elementos comprimidos;  $A_g$  é a área da seção bruta da parede;  $f'_c$  é a resistência à compressão do concreto,  $H$  é a altura da parede e  $t$  é a espessura da parede.

Desde então, incluindo muitos pesquisadores como Oberlender Everard (1973), Pillai Parthasarathy (1977), Seddon (1956) e Leabu (1959) sugeriram modificações adicionais e comentários para a fórmula empírica da ACI318 para o dimensionamento de paredes de concreto descrita no item 2.1.1.

Tabela 2.1: ACI code parameters modifications (Oberlender, 1973).

Year	1928		1936	1941	1956
Code section	1109		1112	1112	1112
Parameter	0.0625f <sub>c</sub>		0.2f <sub>c</sub>	0.25f <sub>c</sub>	
Working Compressive Stress	for H/t <sub>w</sub> > 25		for H/t <sub>w</sub> < 10	for H/t <sub>w</sub> < 10	waived
	0.125f <sub>c</sub>		0.11f <sub>c</sub>	0.15 f <sub>c</sub>	
	for H/t <sub>w</sub> > 15		for 10 < H/t <sub>w</sub> < 15	for 10 < H/t <sub>w</sub> < 25	
Maximum H/t			25	25	
Reinforcement requirement	fire-resistive buildings	non-fire resistive building	≥ 0.0025 for bars	≥ 0.0025 for bars	ρ <sub>h</sub> = 0.0025
	ρ <sub>v</sub> , ρ <sub>h</sub> ≥ 0.0025	ρ <sub>v</sub> , ρ <sub>h</sub> ≥ 0.002	≥ 0.002 for welded wire	≥ 0.002 for welded wire	ρ <sub>v</sub> = 0.0015
Reinforcement Maximum spacing	fire-resistive buildings	non-fire resistive building	457.2mm (18 inch)	457.2mm (18 inch)	waived
	457.2mm (18 inch)	609.6mm (24 inch)			
Minimum t <sub>w</sub>		One-store	152.4mm	152.4mm	Waived
	H/10	152.4 mm (6 inch)	(6inch)	(6 inch)	

## 2.1.4 Limitações

A norma ACI318-99 também estabelece as seguintes limitações:

- Aplicável às paredes simplesmente apoiadas no topo e na base;
- A equação 2.1 aplica-se a paredes onde a condição de  $H/t_w < 25$  ou  $L/t_w < 25$ , e adota-se o que for menor, a espessura mínima é de 100 mm ( $L$  = comprimento do suporte de parede,  $H$  é a altura e  $t_w$  é a espessura), com exceção de paredes externas e de fundação, onde  $t_w > 190$  mm;
- Paredes com mais do que 250 milímetros de espessura, exceto para as paredes de fundação, terão reforço de armadura nas duas direções colocadas em duas camadas paralelas às faces da parede e as barras de aço não devem ser espaçadas mais de  $3t_w$  nem 450 mm;

- d) A carga resultante deve estar dentro do terço médio da espessura da parede em todas as secções ao longo do comprimento da parede não deformada. A excentricidade não deve ser maior do que  $t_w/6$ .

## 2.2 Pesquisas sobre paredes de concreto

Muitos pesquisadores têm investigado o comportamento das paredes de concreto com a atuação das cargas em uma ou em duas direções. A seguir são evidenciados alguns estudos sobre as paredes de concreto.

### 2.2.1 Seddon

SEDDON<sup>1</sup>(1956) apud DOH (2002) contribuiu com o melhor entendimento do comportamento das paredes de concreto sob carregamento axial e carregamento excêntrico. Vários painéis foram testados com vários tipos de esbeltez ( $H/t_w = 18$  até  $54$ ) e resistência característica do concreto ( $f_{ck} = 13,4\text{MPa}$  até  $f_{ck} = 34,5\text{MPa}$ ).

As conclusões da pesquisa de Seddon foram:

- a) Paredes com valores de esbeltez  $H/t_w$  menor do que 20 entram em colapso por esmagamento, e com valores maiores do que 20 entram em colapso por flexo-compressão;
- b) A contribuição da armação na resistência a compressão da parede é mínima quando colocada em apenas uma camada. Entretanto, paredes com uma dupla camada de aço têm um aumento da resistência à compressão. A armação dupla também contribui para prevenir o colapso por fissuras onde há concentrações de tensões nas paredes.
- c) É recomendado que se minimize a excentricidade das paredes.

---

<sup>1</sup>SEDDON, A.E. *The strength of concrete walls under axial and eccentric loads*. London, 1956.

### 2.2.2 Leabu

LEABU<sup>2</sup>(1959) apud DOH (2002) estudou os problemas das paredes de concreto pré-fabricadas e sugeriu uma equação para tensão de compressão admissível nas paredes de concreto sob força axial baseado no método das tensões admissíveis como:

$$F_a = 0.2f'_c \left[ 1 - \left( \frac{H}{40t_w} \right)^3 \right] \quad (2.4)$$

Onde  $F_a$  é a resistência de projeto;  $f'_c$  é a resistência à compressão do concreto,  $H$  é a altura da parede e  $t_w$  é a espessura da parede.

Essa equação é quase idêntica à equação empírica 2.3, com a única diferença do fator de 0,225 para 0,2. O uso desta equação requer que o carregamento seja no terço médio da seção.

A norma ACI (ACI318, 1971) adotou o método dos estados limites, em oposição ao método das tensões admissíveis, e a equação empírica para a resistência permitida à compressão em paredes de concreto foi ajustada para:

$$P_u = 0.55f'_c A_g \left[ 1 - \left( \frac{H}{40t_w} \right)^2 \right] \quad (2.5)$$

Onde  $P_u$  é a resistência de projeto;  $f'_c$  é a resistência à compressão do concreto,  $A_g$  é a área da seção bruta da parede,  $H$  é a altura da parede e  $t_w$  é a espessura da parede.

### 2.2.3 Oberlender

---

<sup>2</sup> LEABU, V.F. *Problems and performance of precast concrete wall panels*, 1959.

OBERLENDER<sup>3</sup>(1973) apud DOH (2002) testou 54 paredes com coeficientes de esbeltez ( $h/t_w$ ), variando de 8 a 28, com articulação superior e inferior sob cargas axiais e cargas excêntricas uniformemente distribuídas. Nos testes com cargas excêntricas, a carga foi aplicada a 1/6 da espessura da parede. A armação foi disposta em camadas duplas simetricamente e colocados separadamente dentro da espessura da parede. Oberlender variou a taxa da armação vertical entre 0,033 e 0,0047, a resistência à compressão do concreto encontrada foi entre 28 e 42 MPa e a resistência ao escoamento do aço variou 512,8 a 604,2 MPa.

As conclusões foram:

- a) Sob carga axial e excêntrica as paredes com esbeltez  $H/t_w$  com valores inferiores a 20 falharam por esmagamento, enquanto aqueles com valores maiores que 20 falharam devido à flambagem. As deflexões laterais no instante de falha não aumentou de forma significativa para valores de esbeltez  $H/t_w$  inferiores a 20, enquanto que um aumento significativo foi observado para os valores de esbeltez maiores do que 20;
- b) A redução da força devida a uma excentricidade de  $t_w/6$  da espessura da parede variou de 18% a 50% por cento para a variação em coeficientes de esbeltez 8-28, respectivamente;
- c) Após análise de dados, a equação proposta por Oberlender (1973) para a capacidade de carga axial de uma parede foi estabelecida como:

$$P_u = 0.60 \phi f'_c L t_w \left[ 1 - \left( \frac{H}{30 t_w} \right)^2 \right] \quad (2.6)$$

Onde  $P_u$  é a resistência de projeto;  $f'_c$  é a resistência à compressão do concreto,  $L$  é o comprimento da parede,  $H$  é a altura da parede e  $t_w$  é a espessura da parede.

#### 2.2.4 Pillai e Parthasarathy

---

<sup>3</sup>OBERLENDER, G.D. *Strength investigation of reinforced concrete load bearing wall panels*, Texas, 1973.

Enquanto Oberlender concentrou-se em testes de paredes com duas camadas de armação, onde a armação aumenta a resistência das paredes em casos de carga excêntrica, PILLAI e PARTHASARATHY<sup>4</sup>(1977) apud DOH (2002), concentraram-se no comportamento de painéis com uma camada central única de armação. Os autores testaram 18 painéis com coeficientes de esbeltez variando de 5 a 30, a partir de taxas de aço de 0,57 a 3,0% e espessura de 40-80 mm. As paredes estavam simplesmente apoiadas no topo e no fundo, apenas com cargas uniformemente distribuídas e excêntricas. O valor da excentricidade foi fixado em 1/6 da espessura da parede. A resistência do concreto à compressão variou de 15,9 MPa a 31,6 MPa e a resistência do aço variou de 238 MPa a 354 MPa. O objetivo da investigação foi verificar os pontos teóricos recomendados no ACI318 (1971).

Suas conclusões foram:

- a) Os painéis com esbeltez inferiores falharam por fissuras e separação do concreto perto das bordas, enquanto que, aqueles com excesso de esbeltez acima de 20 falharam por fendas horizontais;
- b) A influência da taxa de aço em resistências finais foi insignificante;
- c) A equação empírica proposta por Pillai and Parthasarathy (1977) foi:

$$P_u = 0.57 f'_c A_g \left[ 1 - \left( \frac{H}{50 t_w} \right)^2 \right] \quad (2.7)$$

Onde  $P_u$  é a resistência de projeto;  $f'_c$  é a resistência à compressão do concreto,  $A_g$  é a área da seção bruta da parede,  $H$  é a altura da parede e  $t_w$  é a espessura da parede.

A equação foi recomendada apenas para paredes com uma única camada de armação com esbeltez menor do que 30.

### 2.2.5 Nunes

---

<sup>4</sup> PILLAI, S.U e PARTHASARATHY, C.V. *Ultimate strength and design of concrete walls*. London, 1977.

NUNES (2011) fez uma análise global, elástica e linear, do comportamento dos sistemas estruturais de edifícios com paredes de concreto armado, considerando os carregamentos verticais, como o peso próprio e ação das lajes, e as ações horizontais, como as devidas ao vento e ao desaprumo, de forma a quantificar os esforços nas peças de concreto armado. Nunes desenvolveu um modelo numérico utilizando o Método dos Elementos Finitos e chegou às seguintes conclusões:

- Os resultados apresentados consistem em deslocamentos horizontais dos pavimentos, distribuição dos esforços normais, cortantes e momentos fletores nas paredes. Segundo Nunes esse estudo contribuiu para a elaboração da norma de paredes de concreto moldada no local para a construção de edificações ABNT NBR 16055:2012.
- Foi desenvolvido um modelo que Nunes intitula de modelo alternativo o qual foi constituído por paredes, localizadas na região de formação do efeito arco e discretizadas em elementos de casca, as paredes acima dessa região discretizadas em elementos de barra e as vigas e os pilares considerados como elementos de barra. Referenciando o modelo alternativo com um modelo em que todas as paredes são discretizadas em elementos de casca e as vigas e pilares em elementos de barra e analisados através do Método dos Elementos Finitos. Nunes então conclui que o primeiro modelo é confiável para a análise estrutural de edifícios de paredes de concreto armado e que houve uma maior divergência entre os modelos para ações horizontais.

### **2.2.6 Kripanarayanan**

Kripanarayanan (1977) fez importantes contribuições para as modificações da equação empírica da norma ACI318. A análise teórica foi feita para a resistência à tração das paredes de espessuras de 200, 250 e 300 mm, com variação das armaduras verticais entre 0,15% e 1%. A resistência à compressão do concreto foi estabelecida com 28,1 MPa e a

resistência ao escoamento de aço foi de 421,9 MPa. A excentricidade foi aplicada a 1/6 da espessura da parede.

Kripanarayanan mostrou que a equação empírica da norma ACI318, (1971) foi desenvolvida pelo produto de duas funções, F1 e F2, como se mostra a seguir:

$$P_u = F_1 f'_c A_g F_2 \quad (2.8)$$

Onde  $P_u$  é a resistência de projeto;  $f'_c$  é a resistência à compressão do concreto,  $A_g$  é a área da seção bruta da parede,  $F_1 = 0,55$  é em função da excentricidade e  $F_2 = [1 - (H/32tw)^2]$  é em função da esbeltez.

Kripanarayanan (1977) concluiu que:

- F1 como parte da força na equação dá uma estimativa satisfatória da capacidade resistente das paredes devido a cargas pouco excêntricas.
- Um aumento substancial da capacidade resistente das paredes pode ser obtido se a quantidade de armadura vertical é da ordem de 0,75% a 1,0% da área da seção transversal total da parede. A taxa de armadura mínima é de  $\rho = 0,0025$ , e não aumenta de forma significativa a capacidade resistente da parede. Esta pode ser a razão por que a contribuição de armadura ainda não foi incorporada na equação empírica das paredes.
- F2 como parte da esbeltez da equação não dá uma estimativa realista da capacidade resistente das paredes. Por esta razão Kripanarayanan (1977) recomenda uma mudança de F2 para incluir um fator K.

As recomendações do Kripanarayanan (1977) foram aceites pela ACI e são incorporados na norma ACI318 atual.

### 2.2.7 Zielinski

O trabalho de Zielinski et. (1982) voltado a testar paredes com armação em torno de todas as bordas. O estudo experimental consistiu no teste de cinco tipos de paredes (2260 mm x 1120 mm x 38 mm de espessura). Quatro painéis com armadura nas bordas (e armadura na seção transversal em dois casos) foram testadas sob carregamento concêntrico com a carga uniformemente distribuída nas paredes. O outro painel foi carregado com uma excentricidade de  $t_w / 6$ . A largura total da espessura das paredes foi de 32, enquanto a relação entre a altura e a espessura total de armação lateral foi de 13,5. A relação entre às dimensões globais, foram 2,25. A espessura dos painéis foi de 38 mm. A dimensão total das armações nas bordas era de 75 mm x 200 mm. O reforço da armação das paredes era de duas camadas, com a tensão de escoamento variando de 512,7 a 537,3 MPa. A tensão de ruptura do concreto variou de 33,1 a 37,3 MPa.

Em estudos posteriores Zielinski et. (1983), testou mais três paredes. No entanto, os modelos de ensaio utilizados nesta pesquisa últimas foram especialmente concebidos para o ensaio. Ao contrário da pesquisa anterior, os painéis tinham uma membrana de parede fina de 38 mm de espessura e foram reforçadas com nervuras perimetrais colocados ao longo do centro da membrana de modo a formar uma parede de nervuras de seção transversal simétrica em forma de I com uma teia muito fina.

As das paredes tinham a altura de 2.260 mm, comprimento de 1.120 mm e espessura de 38 mm. Uma camada única de armação foi usada, com a tensão de escoamento variando de 512,7 a 537,3 MPa.

Os resultados obtidos foram os seguintes:

- a) No caso de paredes finas com pequenas áreas de seção transversais e proporções maiores de aço (semelhantes às testadas) uma equação deve ser utilizada, tal como apresentado a seguir:

$$P_u = 0,55f'_c A_g \left[ 1 - \left( \frac{h}{40t_w} \right)^2 \right] [1 + \rho_m(m - 1)] \quad (2.9)$$

Onde:

$P_u$  é a resistência de projeto;

$f'_c$  é a resistência à compressão do concreto;

$A_g$  é a área da seção bruta da parede;

$t_w$  é a espessura da parede;

$m = f_y/f'_c$  é a relação da tensão de escoamento do aço e da tensão de ruptura do concreto;

$\rho_m$  = taxa de armadura;

$h$  = altura da armadura lateral.

A equação é aplicada somente a paredes com carregamento com pouca excentricidade ( $e \leq t_w/6$ ) e paredes finas com esbeltez  $H/t_w < 72$ .

- b) A inclusão da armadura lateral melhorou a rigidez das paredes;
- c) Em todos os casos

O trabalho de Zielinski contribuiu para o do aumento na resistência das paredes finas com o uso de reforço da armação.

### 2.2.8 Seheb e Deseyi

Seheb e Deseyi (1989) testou 24 paredes de concreto armado sob carregamento axial. Os autores investigaram a influência dos coeficientes de esbeltez que variaram de 17 a 32, e da taxa de armação vertical e horizontal. Duas camadas de malhas foram utilizados em ambas as direções das paredes. A armadura vertical variou entre 0,17% e 0,86%, enquanto armação horizontal variou de 0,2% a 0,51%. A tensão de escoamento das barras de aço variou de 460 MPa até 558 MPa. A resistência do concreto variou entre 20,17 MPa a 25,17 MPa e o carregamento axial foi fixado em uma excentricidade constante de  $t_w / 6$ .

Estes autores compararam seus resultados com outras pesquisas e propuseram algumas modificações na equação.

- a) O carregamento no painel é razoavelmente concêntrico  $e/t_w \leq 1/6$ ;
- b) As paredes contem armadura vertical e horizontal;

- c) O limite máximo da esbeltez foi de 32;
- d) Quando  $h/t = 0$ , a magnitude de  $P_u/(f'_c L t_w)$  é assumido igual a 0,55;
- e) A armadura vertical é considera na tensão de ruptura.

A equação proposta é:

$$P_u = 0,55[A_g f'_c + (f_y - f'_c)A_{sv}] \left[ 1 - \left( \frac{H}{32t_w} \right)^2 \right] \left[ 1,20 - \left( \frac{H}{10L} \right) \right] \quad (2.10)$$

Para  $H/L < 2,0$

$$P_u = 0,55[A_g f'_c + (f_y - f'_c)A_{sv}] \left[ 1 - \left( \frac{H}{32t_w} \right)^2 \right] \quad (2.11)$$

Para  $H/L \geq 2,0$

Onde:

$P_u$  é a resistência de projeto,  $f'_c$  é a resistência à compressão do concreto,  $A_g$  é a área da seção bruta da parede,  $t_w$  é a espessura da parede,  $f_y$  é a tensão de escoamento do aço e  $A_{sv}$  a armadura vertical.

Através dos testes com as paredes os resultados encontrados pelos autores foram:

- a) O limite de ruptura das paredes decresce linearmente com o aumento da relação entre a altura da parede e o comprimento  $H/L$ . A redução do limite de ruptura é de 16,6% para um aumento de  $H/L$  de 0,67 para 2,0;
- b) O limite de ruptura das paredes reduz de forma não linear com o aumento da taxa de esbeltez. A tensão de ruptura decresce 35% para um aumento da esbeltez  $H/t_w$  de 9 para 27;

- c) O limite de ruptura da parede aumenta de forma quase linear com o aumento da armadura vertical. O aumento da tensão de ruptura do aço é de aproximadamente 55% para um aumento de 0,175% para 0,85% na taxa da armadura;
- d) O efeito do aço horizontal no limite de ruptura das paredes é desprezível;
- e) As equações anteriores superestimam as cargas ultimas.

A equação empírica proposta por Seheb e Deseyi (1989) foi desenvolvida modificando as equações da norma americana ACI318 e a equação de Zielinski. A equação de Seheb e Deseyi para paredes de concreto armado inclui os efeitos de coeficientes de esbelteze taxa de armadura. O método prevê de forma segura as cargas ultimas na maioria dos testes e, portanto, após a introdução de um valor adequado para  $\phi$ , a equação pode ser utilizada no dimensionamento de parede de concreto.

A limitação desta equação é que ela pode ser usada apenas para coeficientes de esbelteze ( $H / t_w$ ) menor ou igual a 32 e de excentricidade menor ou igual a  $t_w / 6$ . Note-se que esta equação e as dos pesquisadores anteriores já mencionados não consideram o efeito de concreto de alta resistência.

### **2.2.9 Waddick e Swifte**

Waddick e Swifte (1991) testaram três paredes com as dimensões de 2m comprimento 1m de altura e 0,025m de espessura. As cargas foram aplicadas uniformemente distribuídas e no eixo da parede. O diâmetro da armadura utilizado nas paredes foi de 2,5mm com o espaçamento de 25 mm entre as barras e colocadas no eixo da parede. Além dessa armadura foi colocado um reforço horizontal e vertical com a taxa de  $\rho_h = 0,36$  e  $\rho_v = 0,32$  respectivamente. A resistência ao escoamento do aço variou de 138,86 MPa a 146,46 MPa e a resistência a compressão do concreto variou de 28 MPa até 42MPa.

O resultado obtido foi que todas as paredes sofreram flexo-compressão e tiveram curvatura dupla com cargas de 375 kN até 450 kN.

As limitações do estudo de Waddick e Swifte foram:

- Testes com paredes muito esbeltas;
- E não foi feito uma análise dos efeitos das cargas excêntricas.

# 3

## MATERIAIS

Os principais materiais para a produção das edificações em paredes de concreto são o concreto, as armações, as formas e as instalações hidráulicas e elétricas.

### 3.1 Concreto

Há vários tipos de concreto a serem utilizados, os principais são o concreto celular, o concreto com alto teor de ar incorporado, concreto com agregados leves ou com baixa massa específica e o concreto alto-adensável.

#### 3.1.1 Concreto Celular

O concreto celular tem como principal características a baixa massa específica, uma vez que esse concreto é preparado com a inclusão de uma espuma que gera uma grande quantidade de bolhas. O concreto celular é usualmente utilizado para estruturas de até dois pavimentos, desde que a resistência mínima seja de 4MPa. Porém pode-se utilizar

para estruturas com múltiplos pavimentos, bastando que se especifiquem concretos com resistências superiores a resistência mínima indicada.

### **3.1.2 Concreto com alto teor de ar incorporado**

Este concreto é recomendado para paredes de casas com até dois pavimentos, desde que a resistência específica seja igual à resistência mínima de 6 MPa. O teor de ar incorporado pode chegar até 9%.

### **3.1.3 Concreto com agregados leves ou com baixa massa específica**

Preparados com agregados leves podem ser utilizados em qualquer estrutura que necessite de resistência de até 25 MPa.

### **3.1.4 Concreto auto adensável**

O concreto alto-adensável possui dois atributos relevantes: sua aplicação é muito rápida, feita por bombeamento, e a mistura é extremamente plástica, dispensando o uso de vibradores. Observadas essas características, podemos considerá-lo como uma ótima alternativa para o sistema de paredes de concreto. Em geral, o concreto auto adensável usa aditivos superplastificantes adicionados na obra, os quais perdem o efeito aproximadamente 40 minutos após sua adição ao concreto. Evidentemente é possível utilizar o concreto convencional, desde que este tenha uma trabalhabilidade adequada com o método de transporte, a espessura das paredes e lajes e que se evitem segregações nas partes inferiores das fôrmas verticais.

## **3.2 Fôrmas**

As fôrmas para execução das paredes de concreto podem ser de vários tipos e tamanhos. Elas podem ser adquiridas ou alugadas conforme a modulação das paredes, e são ligadas uma as outras através de conexões como se ilustra um tipo na figura 3.1.



FIGURA 3.1: Tipo de grampo de união de dois painéis.

As fôrmas podem ser de metal, madeira, plástico resistente ou um conjunto destes materiais e dependem do tipo de utilização a que estão submetidas para um melhor aproveitamento. As fôrmas de metal possuem uma maior durabilidade, mas são difíceis de manusear durante a execução da obra devido ao peso excessivo. As de madeira possuem uma durabilidade média e são bem mais leves do que as de metal. Já as fôrmas de plástico são muito leves, mas podem deformar com maior facilidade do que as demais durante a concretagem.



FIGURA 3.2: Painéis de alumínio.

### 3.3 Armadura

A armação tem a propriedade de se integrar ao concreto e de apresentar elevada resistência à tração, por isso, são colocados nas partes da peça de concreto que vão sofrer esses esforços.

Nas paredes de concreto a armação é disposta com telas no meio da parede para combater principalmente os esforços de tração. Existem vários tipos de telas conforme tabela 3.1, e são designadas através da letra que define seu tipo (Q, L, M, R, T) acompanhada da área de aço da armadura principal.

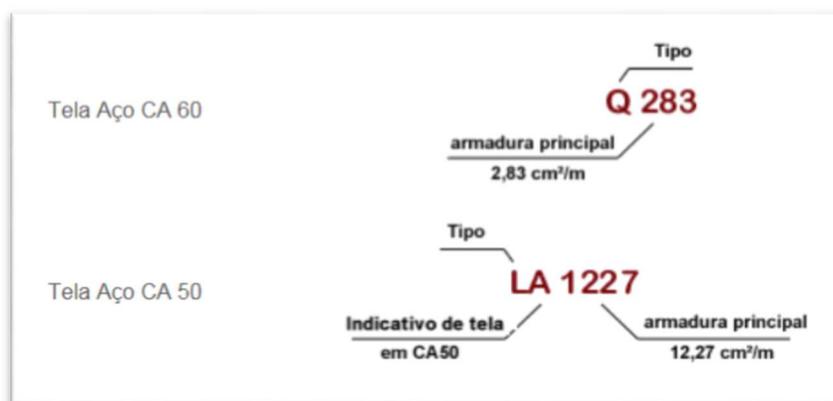


FIGURA 3.3: Designação das telas de aço. (IBTS, 2012, [http://www.ibts.org.br/telas\\_inf\\_designacao.asp](http://www.ibts.org.br/telas_inf_designacao.asp))

As telas do tipo Q possuem a mesma área de seção de aço no sentido transversal e longitudinal, as telas do tipo L, M e R possuem a área de seção do aço longitudinal maior do que a transversal, já as do tipo T possuem a área transversal maior do que a longitudinal.

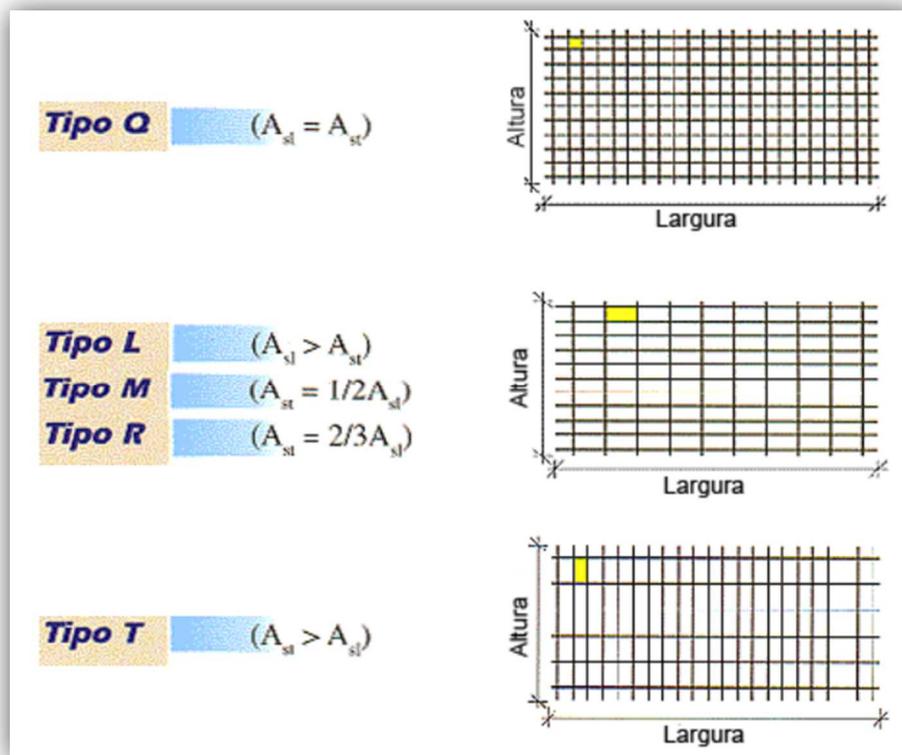


FIGURA 3.4: Tipos das telas de aço. (IBTS, 2012, [http://www.ibts.org.br/telas\\_inf\\_tipos.asp](http://www.ibts.org.br/telas_inf_tipos.asp))

TABELA 3.1: Telas de aço CA-60. (IBTS, 2012, [http://www.ibts.org.br/telas\\_tabelas.asp](http://www.ibts.org.br/telas_tabelas.asp))

AÇO CA-60		Espaçamento entre fios (cm)		Diâmetro (mm)		Seções (cm <sup>2</sup> /m)		Apresen- tação	Dimensões (m)		Peso	
Série	Desig.	L.	T.	L.	T.	L.	T.		Larg.	Comp.	kg/m <sup>2</sup>	kg/peça
61	Q61	15	15	3,4	3,4	0,61	0,61	PAINEL	2,45	6	0,97	14,3
75	Q75	15	15	3,8	3,8	0,75	0,75	PAINEL	2,45	6	1,27	18,7
92	Q92	15	15	4,2	4,2	0,92	0,92	PAINEL	2,45	6	1,48	21,8
	L92	30	15	4,2	4,2	0,46	0,92	PAINEL	2,45	6	1,12	16,5
113	Q113	10	10	3,8	3,8	1,13	1,13	PAINEL	2,45	6	1,8	26,5
	L113	10	30	3,8	3,8	1,13	0,38	PAINEL	2,45	6	1,21	17,8
	T113	30	10	3,8	3,8	0,38	1,13	PAINEL	2,45	6	1,22	17,9
138	Q138	10	10	4,2	4,2	1,38	1,38	PAINEL	2,45	6	2,2	32,3
	R138	10	15	4,2	4,2	1,38	0,92	PAINEL	2,45	6	1,83	26,9
	M138	10	20	4,2	4,2	1,38	0,69	PAINEL	2,45	6	1,65	24,3
	L138	10	30	4,2	4,2	1,38	0,46	PAINEL	2,45	6	1,47	21,6
159	T138	30	10	4,2	4,2	0,46	1,38	PAINEL	2,45	6	1,49	21,9
	Q159	10	10	4,5	4,5	1,59	1,59	PAINEL	2,45	6	2,52	37
	R159	10	15	4,5	4,5	1,59	1,06	PAINEL	2,45	6	2,11	31
	M159	10	20	4,5	4,5	1,59	0,79	PAINEL	2,45	6	1,9	27,9
	L159	10	30	4,5	4,5	1,59	0,53	PAINEL	2,45	6	1,69	24,8

Tabela 3.1 continua

TABELA 3.1, Continuação: Telas de aço CA-60. (IBTS, 2012,  
[http://www.ibts.org.br/telas\\_tabelas.asp](http://www.ibts.org.br/telas_tabelas.asp))

196	Q196	10	10	5	5	1,96	1,96	PAINEL	2,45	6	3,11	45,7
	R196	10	15	5	5	1,96	1,3	PAINEL	2,45	6	2,6	38,2
	M196	10	20	5	5	1,96	0,98	PAINEL	2,45	6	2,34	34,4
	L196	10	30	5	5	1,96	0,65	PAINEL	2,45	6	2,09	30,7
	T196	30	10	5	5	0,65	1,96	PAINEL	2,45	6	2,11	31
246	Q246	10	10	5,6	5,6	2,46	2,46	PAINEL	2,45	6	3,91	57,5
	R246	10	15	5,6	5,6	2,46	1,64	PAINEL	2,45	6	3,26	47,9
	M246	10	20	5,6	5,6	2,46	1,23	PAINEL	2,45	6	2,94	43,2
	L246	10	30	5,6	5,6	2,46	0,82	PAINEL	2,45	6	2,62	38,5
	T246	30	10	5,6	5,6	0,82	2,46	PAINEL	2,45	6	2,64	38,8
283	Q283	10	10	6	6	2,83	2,83	PAINEL	2,45	6	4,48	65,9
	R283	10	15	6	6	2,83	1,88	PAINEL	2,45	6	3,74	55
	M283	10	20	6	6	2,83	1,41	PAINEL	2,45	6	3,37	49,5
	L283	10	30	6	6	2,83	0,94	PAINEL	2,45	6	3	44,1
	T283	30	10	6	6	0,94	2,83	PAINEL	2,45	6	3,03	44,5
335	Q335	15	15	8	8	3,35	3,35	PAINEL	2,45	6	5,37	78,9
	L335	15	30	8	6	3,35	0,94	PAINEL	2,45	6	3,48	51,2
	T335	30	15	6	8	0,94	3,35	PAINEL	2,45	6	3,45	50,7
396	Q396	10	10	7,1	7,1	3,96	3,96	PAINEL	2,45	6	6,28	92,3
	R396	10	15	7,1	7,1	3,96	2,64	PAINEL	2,45	6	5,24	77
	M396	10	20	7,1	7,1	3,96	1,98	PAINEL	2,45	6	4,73	69,5
	L396	10	30	7,1	6	3,96	0,94	PAINEL	2,45	6	3,91	57,5
	T396	30	10	6	7,1	0,94	3,96	PAINEL	2,45	6	3,92	57,6
503	Q503	10	10	8	8	5,03	5,03	PAINEL	2,45	6	7,97	117,2
	R503	10	15	8	8	5,03	3,35	PAINEL	2,45	6	6,66	97,9
	M503	10	20	8	8	5,03	2,51	PAINEL	2,45	6	6	88,2
	L503	10	30	8	6	5,03	0,94	PAINEL	2,45	6	4,77	70,1
	T503	30	10	6	8	0,94	5,03	PAINEL	2,45	6	4,76	70
636	Q636	10	10	9	9	6,36	6,36	PAINEL	2,45	6	10,09	148,3
	L636	10	30	9	6	6,36	0,94	PAINEL	2,45	6	5,84	85,8
785	Q785	10	10	10	10	7,85	7,85	PAINEL	2,45	6	12,46	183,2
	L785	10	30	10	6	7,85	0,94	PAINEL	2,45	6	7,03	103,3

TABELA 3.2: Telas de aço CA-50. (IBTS, 2012,  
[http://www.ibts.org.br/telas\\_tabelas.asp](http://www.ibts.org.br/telas_tabelas.asp))

AÇO CA-50		Espaçamento entre fios (cm)		Diâmetro (mm)		Seções (cm <sup>2</sup> /m)		Apresen- tação	Dimensões (m)		Peso	
Série	Desig.	L	T	L	T	L	T		Larg.	Comp.	kg/m <sup>2</sup>	kg/peça
1227	LA1227	10	30	12,5	7,1	12,27	1,32	PAINEL	2,45	6	10,87	159,8

Segundo o IBTS (Instituto Brasileiro de Telas Soldadas) as telas possuem mais vantagens técnicas do que os vergalhões conforme tabela 3.3.

TABELA 3.3: Vantagens da tela soldada em comparação ao vergalhão (IBTS, 2012, [http://www.ibts.org.br/telas\\_tabelas.asp](http://www.ibts.org.br/telas_tabelas.asp)).

Item	Vergalhão	Tela Soldada
Perda	Cortes (5 a 15%)	Zero ou próxima de zero
Recebimento	Necessita de pesagem	Elimina a pesagem
Colocação na forma	Corte, dobramento, marcação da forma, posicionamento da armadura e amarração com arame recozido.	Simple colocação de painéis prontos.
Amarração	2,5% do consumo de aço em arame recozido	Elimina a amarração
Emenda	Varia de acordo com a resistência do concreto, zona de aderência e diâmetro do fio	Simple sobreposição de malhas: armadura principal = 2 malhas armadura secundária = 1 malha
Ancoragem	Necessita de ganchos	Ancoragem reta (sem gancho), e menor comprimento
Aderência	Somente pela superfície do fio	Pela superfície do fio somado com a região do nó soldado
Qualidade	Espaçamento entre os fios com variações Deficiência no recobrimento da armadura pela massa de concreto	Espaçamento entre fios rigorosamente uniformes Posicionamento correto dentro da massa de concreto
Inspeção	Conferência de diâmetro, espaçamento entre fios, comprimento de emenda e comprimento de ancoragem	Conferência do tipo de tela, número de malhas na emenda e comprimento de ancoragem

### 3.4 Instalações hidráulicas e elétricas

As instalações são incorporadas as paredes de concreto durante o seu processo construtivo, exceto em locais onde há os shafts. Durante a montagem da armação das paredes de concreto as instalações elétricas e hidráulicas devem ser posicionadas exatamente no local de uso. Em algumas fôrmas há furos que servem para posicionar as caixas elétricas conforme a figura 3.5.



FIGURA 3.5: Instalação da caixa de passagem na fôrma para posterior concretagem.

Fonte: (<http://www.equipedebra.com.br/construcao-reforma/37/artigo220698-1.asp>)

A tubulação de esgoto é manuseada da mesma maneira que em outros tipos de construções. Deve ser locada antes da concretagem do piso ou radier, e deve se tomar o cuidado de impermeabilizar a região onde a tubulação passar.



FIGURA 3.6: Tubulação de esgoto posicionada antes da concretagem do piso ou fundação. Fonte: (<http://www.equipedebra.com.br/construcao-reforma/37/artigo220698-1.asp>)

# 4

## **ANÁLISE ESTRUTURAL E DIMENSIONAMENTO**

### **4.1 Introdução**

Esse capítulo enfoca a norma de parede de concreto moldada no local para a construção de edificações – Requisitos e Procedimentos ABNT NBR 16055:2012, que fixa os requisitos básicos para o projeto e a execução das construções em paredes de concreto moldadas no local. Estabelece as disposições de cálculo considerando a estrutura em paredes de concreto submetidas à carga axial, com ou sem flexão, concretadas com todos os elementos que farão parte da construção final, tais como detalhes de fachada, armaduras distribuídas e localizadas, instalações elétricas e hidráulicas embutidas.

## **4.2 Requisitos gerais de qualidade da estrutura e do projeto**

### **4.2.1 Requisitos de qualidade da estrutura.**

Uma estrutura em paredes de concreto deve ser projetada e construída de modo que resista a todas as ações que sobre ela produzam efeitos significativos tanto na sua construção quanto durante a sua vida útil, de modo que sob as condições ambientais previstas na época de projeto e, quando utilizada conforme preconizado em projeto, conserve sua segurança estabilidade e aptidão em serviço durante o período correspondente à sua vida útil; contemple detalhes construtivos que possibilitem manter a estabilidade pelo tempo necessário à evacuação quando da ocorrência de ações excepcionais localizadas, como explosões, incêndios e impactos.

### **4.2.2 Requisitos de qualidade do projeto**

Segundo a ABNT NBR 16055:2012, o projeto de uma estrutura em paredes de concreto deve ser elaborado adotando-se um sistema estrutural adequado à função desejada para a edificação, combinação de ações compatíveis e representativas, dimensionamento e verificação de todos os elementos estruturais presentes e a especificação de materiais apropriados de acordo com os dimensionamentos efetuados.

### **4.2.3 Documentação do projeto de estruturas de paredes de concreto**

Segundo a ABNT NBR 16055:2012 o projeto estrutural deve ser constituído por desenhos, especificações e memorial descritivo. Esses documentos devem conter informações claras, corretas e consistentes entre si, tornando possível a execução da estrutura de acordo com os critérios adotados.

O projeto deve apresentar desenhos contendo as plantas de formas e elevações das paredes com a respectiva armação. Sempre que necessários, devem ser apresentados: localização de pontos de reforços, detalhes de amarração de paredes com paredes, paredes com laje e posicionamento de juntas de controle ou construtivas.

O projeto deverá contemplar as etapas construtivas com as respectivas idades e resistências do concreto tendo em vista a capacidade resistente das lajes juntas às escoras e a fissuração oriunda do processo construtivo.

O memorial descritivo deve conter a caracterização do empreendimento com endereço, as hipóteses adotadas de carregamento e a descrição da estrutura com condições de contorno.

### 4.3 Diretrizes para durabilidade das estruturas de concreto

Segundo a ABNT NBR 6118:2007 a agressividade do meio ambiente está relacionada às ações físicas e químicas que atuam sobre as estruturas de concreto, independentemente das ações mecânicas, das variações volumétricas de origem térmica, da retração hidráulica e outras previstas no dimensionamento das estruturas de concreto.

Nos projetos das estruturas correntes, a agressividade ambiental deve ser classificada de acordo com o apresentado na tabela 4.1 e pode ser avaliada, simplificada, segundo as condições de exposição da estrutura ou de suas partes.

TABELA 4.1 – Classe de agressividade ambiental (ABNT NBR 6118:2007, tabela 6.1 p.14).

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana <sup>1), 2)</sup>	Pequeno
III	Forte	Marinha <sup>1), 2)</sup>	Grande
		Industrial <sup>1), 2)</sup>	
IV	Muito forte	Industrial <sup>1), 2)</sup>	Elevado
		Respingos de maré	
<sup>1)</sup> Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (um nível acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura). <sup>2)</sup> Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (um nível acima) em: obras em regiões de clima seco, com umidade relativa do ar menor ou igual a 65%, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos, ou regiões onde chove raramente. <sup>3)</sup> Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústria de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.			

A durabilidade das estruturas é altamente dependente das características do concreto e da espessura e qualidade do concreto do cobrimento da armadura. A tabela 4.2 relaciona a classe de agressividade com o cobrimento mínimo a ser adotado a cada tipo de estrutura.

TABELA 4.2 – Correspondência entre classe de agressividade ambiental e cobrimento nominal para  $\Delta c=10$  mm, (ABNT NBR 6118:2007 tabela 7.2, p.16).

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental			
		I	II	III	IV <sup>3)</sup>
		Cobrimento nominal mm			
Concreto armado	Laje <sup>2)</sup>	20	25	35	45
	Viga/Pilar	25	30	40	50
Concreto protendido <sup>1)</sup>	Todos	30	35	45	55

<sup>1)</sup> Cobrimento nominal da armadura passiva que envolve a bainha ou os fios, cabos e cordoalhas, sempre superior ao especificado para o elemento de concreto armado, devido aos riscos de corrosão fragilizante sob tensão.

<sup>2)</sup> Para a face superior de lajes e vigas que serão revestidas com argamassa de contrapiso, com revestimentos finais secos tipo carpete e madeira, com argamassa de revestimento e acabamento tais como pisos de elevado desempenho, pisos cerâmicos, pisos asfálticos e outros tantos, as exigências desta tabela podem ser substituídas por 7.5.7.5, respeitando um cobrimento nominal  $\geq 15$  mm.

<sup>3)</sup> Nas faces inferiores de lajes e vigas de reservatórios, estações de tratamento de água e esgoto, condutos de esgoto, canaletas de efluentes e outras obras em ambientes química e intensamente agressivos, a armadura deve ter cobrimento nominal  $\geq 45$  mm.

## 4.4 Segurança e estados limites.

### 4.4.1 Estados limites últimos (ELU)

A segurança das estruturas de concreto deve sempre ser verificada, segundo a ABNT NBR 6118:2007, em relação aos seguintes estados limites últimos:

- Estado limite último da perda do equilíbrio da estrutura, admitida como corpo rígido;
- Estado limite último de esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no seu todo ou em parte, devido às solicitações normais e tangenciais, admitindo-se a redistribuição de esforços internos, desde que seja respeitada a capacidade de adaptação plástica.

### 4.4.2 Estados limites de serviço (ELS)

Estados limites de serviço são aqueles relacionados à durabilidade das estruturas, aparência, conforto do usuário e a boa utilização funcional das mesmas, seja em relação aos usuários, seja em relação às máquinas e aos equipamentos utilizados.

## 4.5 Ações.

No cálculo dos esforços solicitantes no projeto de paredes de concreto, todas as ações devem ser consideradas no dimensionamento. As ações a considerar podem ser permanentes, variáveis, excepcionais ou as que possam produzir efeitos significativos para a segurança da estrutura, levando-se em conta os possíveis estados limites, de acordo com a ABNT NBR 8681:2003.

## 4.6 Análise estrutural para cargas verticais

São ações permanentes diretas constituídas pelo peso próprio da estrutura como a ação das lajes e o peso próprio das paredes, pelo peso dos elementos construtivos fixos e das instalações permanentes e cargas acidentais conforme ABNT NBR 6120:1980. Considera-se que estas cargas atuam paralelamente ao plano médio das paredes de concreto, que devem ser calculadas como estruturas de casca plana. A análise das estruturas de edifícios em paredes de concreto serão tratadas de forma similar ao tratamento dado às estruturas de edifícios em alvenaria estrutural.

### 4.6.1 Cargas provenientes das lajes

As cargas nas lajes em uma edificação de paredes de concreto residencial podem ser divididas em cargas permanentes e cargas variáveis. As principais cargas permanentes são:

- **Peso próprio:** o peso próprio da laje é calculado para um elemento de área unitária, conforme figura 4.1. O volume de concreto em 1m<sup>2</sup> de laje com 0,1m de espessura com peso específico do concreto armado de 25kN/m<sup>3</sup>. Dessa forma, o peso próprio da laje é de 2,5kN/m<sup>2</sup>.

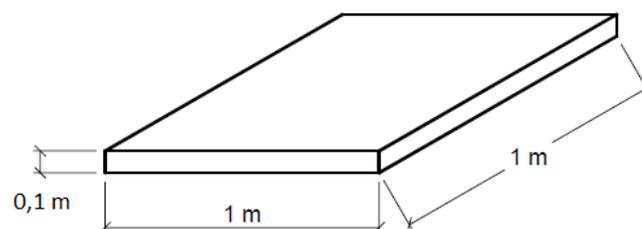


FIGURA 4.1: Elemento de laje com área unitária.

- Contra piso;
- Revestimento ou piso.

As cargas variáveis são as sobrecargas de utilização, que para edifícios residenciais variam de 1,5 a 2,0 kN/m<sup>2</sup>. As lajes descarregam todas essas cargas sobre as paredes de concreto que lhe servem de apoio. A norma ABNT NBR 16055:2012 descreve que um edifício de paredes de concreto não se utilize de lajes pré-moldadas, recomenda-se que as lajes sejam construídas solidárias as paredes para que trabalhem como diafragmas rígidos, quando solicitadas por ações.

#### **4.6.2 Peso próprio das paredes**

O peso próprio por unidade de comprimento das paredes de concreto pode ser calculado como  $p = \gamma \cdot e \cdot h$ . Em que  $\gamma$  é o peso específico do concreto,  $e$  é a espessura da parede e  $h$  é a altura da parede.

#### **4.6.3 Interação de paredes**

As cargas gravitacionais admitidas linearmente distribuídas, em certas situações, podem assumir um caminhamento inclinado ao longo das paredes de concreto, com um limite de 45°, redistribuindo-se inclusive entre paredes adjacentes. Nestas condições, devem ser verificadas as tensões de cisalhamento nas paredes.

Segundo a ABNT NBR 16055:2012 nas paredes estruturais, uma carga concentrada ou parcialmente distribuída pode ser suposta repartida uniformemente em seções horizontais limitadas por um dos planos inclinados a 45° sobre a vertical e passando pelo ponto de aplicação de carga ou pelas extremidades da faixa de aplicação. Deve-se verificar a interferência entre cargas próximas conforme a figura 4.2.

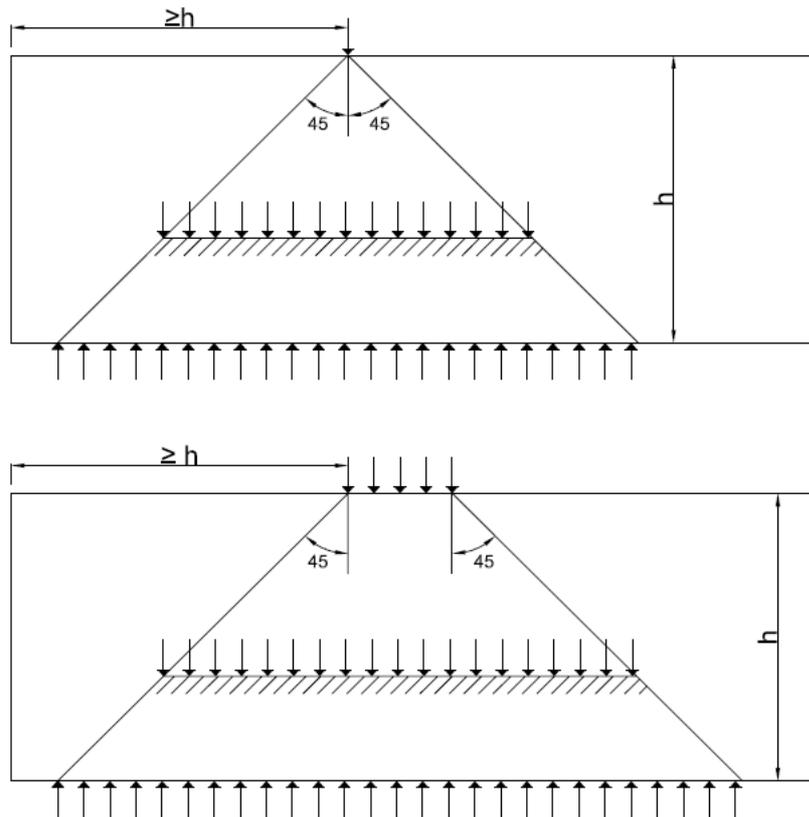


Figura 4.2: Cargas concentradas ou parcialmente distribuídas (ABNT NBR 16055:2012  
p.8)

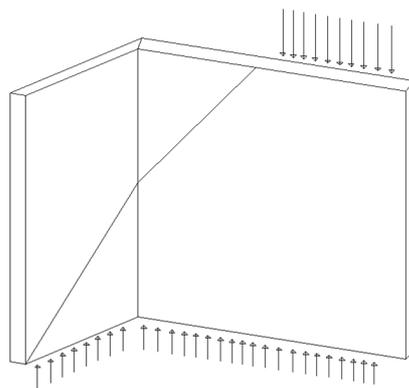


FIGURA 4.3: Espalhamento do carregamento em paredes em “L”.

#### **4.6.4 Procedimentos de distribuição de cargas**

Os procedimentos de distribuição de cargas verticais no edifício de paredes de concreto podem ser como paredes isoladas ou grupo isolado de paredes.

##### **4.6.4.1 Paredes isoladas**

“Neste procedimento trata-se de considerar cada parede como um elemento independente, não interagindo com os demais elementos da estrutura. É um procedimento simples e rápido. Para encontrar a carga numa parede, num determinado nível, basta somar todas as cargas atuantes nessa parede nos pavimentos que estão acima do nível considerado.” (Corrêa & Ramalho, 2003, p.32).

##### **4.6.4.2 Grupos isolados de paredes**

“Um grupo é um conjunto de paredes que são supostas totalmente solidárias. Geralmente, os limites dos grupos são as aberturas, portas e janelas, conforme figura 4.4. Neste procedimento consideram-se as cargas totalmente uniformizadas em cada grupo de paredes considerado. Isso significa que as forças de interação em canto e bordas são consideradas suficientes para garantir um espalhamento e uma uniformização total em uma pequena altura. Por outro lado, desconsideram-se as forças de interação nas aberturas, limites dos grupos. Dessa forma, cada grupo definido trabalhará isolado dos demais.” (Corrêa & Ramalho, 2003, p.32).

Durante o processo de construção de uma edificação de paredes de concreto as paredes são solidarizadas. Dessa forma, recomenda-se a utilização do procedimento de grupos isolados de paredes para os cálculos.

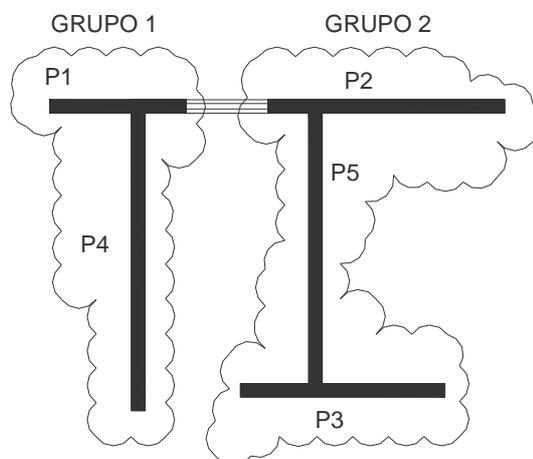


FIGURA 4.4: Exemplo de grupos de paredes definidos pelas aberturas existentes.

#### 4.6.4.3 Exemplo de distribuição de cargas verticais

Como exemplo parte de uma edificação de 4 andares foi calculada como paredes isoladas e grupos isolados de paredes. A figura 4.4 evidencia 5 paredes que são dimensionadas como paredes isoladas e grupo de paredes. A tabela abaixo demonstra a sequência do cálculo para a obtenção da carga total em cada parede.

TABELA 4.3: Comprimento das paredes e carregamento atuante por pavimento.

Paredes	Comprimento da Parede (m)	Carregamento da Laje na parede (KN/m)	Peso Proprio da Parede (KN/m)	Total Distribuido (KN/m)	Total (KN)
P1	1,00	8,91	7,50	16,41	16,41
P2	1,73	7,82	7,50	15,32	26,51
P3	1,50	23,14	7,50	30,64	45,96
P4	2,20	8,75	7,50	16,25	35,75
P5	2,00	6,44	7,50	13,94	27,87

A partir das informações da carga total é possível calcular a tensão atuante em cada parede no andar térreo conforme a tabela 4.4.

TABELA 4.4: Tensão no primeiro pavimento, paredes isoladas.

Paredes	Total Distribuido (KN/m)	Tensão (KN/m <sup>2</sup> )	Tensão (MPa)
P1	65,64	656,40	0,66
P2	61,28	612,83	0,61
P3	122,55	1225,47	1,23
P4	65,00	650,00	0,65
P5	55,74	557,40	0,56

Na tabela 4.5 consideram-se grupos isolados de paredes. O grupo 1 são as paredes P1 e P4 e o grupo 2 são as paredes P2, P3 e P5.

TABELA 4.5: Grupos de paredes

Grupo	Paredes	Comprimento da Parede (m)	Carga Total (kN)	Total Distribuido (KN/m)	Tensão (KN/m <sup>2</sup> )	Tensão (MPa)
1	P1+P4	3,20	52,16	16,30	163,00	0,16
2	P2+P3+P5	5,23	100,33	19,18	191,84	0,19

O grupo 1 possui uma tensão de 0,16 MPa e o grupo 2 uma tensão 0,19 MPa enquanto que a maior tensão no cálculo de paredes isoladas foi de 1,23 MPa. Em comparação dos resultados obtidos é possível verificar que a distribuição das cargas nas paredes depende das forças de interação em canto e bordas, e que essa tensão é mais distribuída quando se considera grupos isolados de paredes.

#### 4.6.5 Modelagem tridimensional

A modelagem é realizada através do método dos elementos finitos. As paredes e as lajes são discretizadas como elementos de placa. Os carregamentos verticais são colocados ao nível de cada pavimento, considerando as cargas permanentes e variáveis. As ações horizontais são dispostas nas paredes simulando a ação do vento e o desaprumo. Estas ações devem ser feitas nas duas direções do edifício x e y e verificada qual causa maior deformação na base para efeito de cálculo.

### 4.7 Análise estrutural para ações horizontais

#### 4.7.1 Vento

As forças devido ao vento sobre uma edificação de paredes de concreto devem ser calculadas separadamente para elementos de vedação e suas fixações (telhas, vidros, esquadrias e painéis de vedação), partes das estruturas (telhados e paredes), e a estrutura como um todo. Todas as considerações para esse cálculo devem ser conforme a ABNT NBR 6123 - Forças devidas ao vento em edificações. Considera-se que o vento atua sobre as paredes que são normais à sua direção. As paredes passam a ação às lajes dos pavimentos, considerados como diafragmas rígidos, que as distribuem aos painéis de contraventamento, de acordo com a rigidez de cada um. (Corrêa & Ramalho, 2003, p.46)

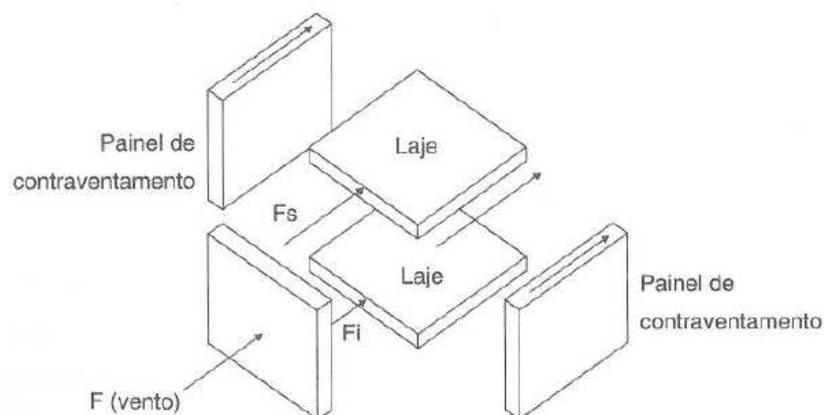


FIGURA 4.5: Atuação do vento e distribuição para os painéis de contraventamento.

(Corrêa & Ramalho, 2003)

#### 4.7.1.1 Determinação das forças estáticas devidas ao Vento

Segundo a ABNT NBR 6123:1988 as forças estáticas devidas ao vento são determinadas do seguinte modo:

- a) A velocidade básica do vento,  $V_0$ , adequada ao local onde a estrutura será construída;
- b) A velocidade básica do vento é multiplicada pelos fatores  $S_1$  (Fator topográfico),  $S_2$  (Fator rugosidade, dimensões da edificação e altura sobre o terreno) e  $S_3$  (Fator estatístico) para ser obtida a velocidade característica do vento,  $V_k$ , para a parte da edificação em consideração.

$$V_k = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \quad (4.1)$$

- c) A velocidade característica do vento permite determinar a pressão dinâmica pela expressão:

$$q = 0,613 \cdot V_k^2 \quad (4.2)$$

Sendo (unidades SI):  $q$  em  $N/m^2$  e  $V_k$  em  $m/s$

##### 4.7.1.1.1 Força de Arrasto

A força global do vento sobre uma edificação ou parte dela,  $F_g$ , é obtida pela soma vetorial das forças do vento que aí atuam. A componente da força global na direção do vento, força de arrasto  $F_a$  é obtida por:

$$F_a = C_a \cdot q \cdot A_e \quad (4.3)$$

Onde:  $C_a$  = coeficiente de arrasto,  $A_e$  = área frontal efetiva: área da projeção ortogonal da edificação, estrutura ou elemento estrutural sobre um plano perpendicular à direção do vento.

### 4.7.2 Desaprumo

O desaprumo a ser considerado no projeto das paredes de concreto para edifícios de múltiplos andares é definido a partir de um ângulo de desaprumo  $\theta$  conforme a ABNT NBR 16055:2012.

$$\theta = \frac{1}{170\sqrt{H}} \quad (4.4)$$

Onde  $\theta$  é o ângulo de desaprumo em radianos e  $H$  é a altura da edificação, em metros. A partir do ângulo de desaprumo determina-se a força de desaprumo dada por:

$$F_d = \Delta P \cdot \theta \quad (4.5)$$

Onde  $F_d$  é a força horizontal equivalente ao desaprumo e  $\Delta P$  é o peso total do pavimento considerado.

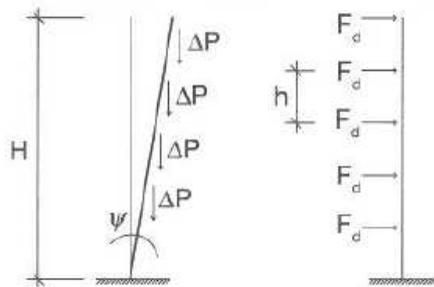


FIGURA 4.6: Ação horizontal equivalente para consideração do desaprumo.

### **4.7.3 Consideração de abas em painéis de contraventamento**

Embora a NBR ABNT 16055:2012 paredes de concreto moldada no local para a construção de edificações – requisitos e procedimentos não menciona a possibilidade da consideração de contribuição das abas, parece ser intuitivo que nos edifícios em paredes de concreto deva ser considerada a contribuição das abas da mesma forma que são consideradas para edifícios de alvenaria estrutural. O comprimento das abas são consideradas como seis vezes a espessura da parede.

Segundo (Corrêa & Ramalho, 2003) para a correta consideração da rigidez dos painéis de contraventamento é recomendável que se leve em conta a contribuição das abas, que são trechos de paredes transversais ligados à parede. Esses trechos são considerados solidários as paredes, aumentando sua rigidez.

### **4.7.4 Distribuição das ações horizontais para contraventamentos simétricos**

Na análise quando há contraventamento simétrico em relação à direção em que atua o vento haverá apenas translação dos pavimentos. Dessa forma, todas as paredes de um mesmo pavimento apresentarão deslocamentos iguais.

#### **4.7.4.1 Paredes Isoladas**

“Neste caso, supõe-se que a existência de uma abertura separe as paredes adjacentes a essa abertura, transformando-as em elementos isolados, verdadeiras vigas engastadas na extremidade inferior e livres na outra. Entre elas existirá apenas a necessidade de que os deslocamentos horizontais sejam os mesmos ao nível de cada pavimento, devido à existência das lajes de concreto e consideradas como diafragmas rígidos”. “Cada painel assume um quinhão de carga proporcional à sua rigidez, ou, para painéis de rigidez constante ao longo da altura, simplesmente proporcional ao seu momento de inércia” (Corrêa & Ramalho, 2003, p.50). Dessa forma, a soma de todas as inércias é:

$$\Sigma I = I_1 + I_2 + I_3 + \dots + I_n \quad (4.6)$$

Assim a rigidez relativa de cada painel pode ser dada por:

$$R_i = \frac{I_i}{\sum I} \quad (4.7)$$

A ação em cada painel é obtida multiplicando-se a ação total em um determinado pavimento,  $F_{tot}$ , pelo valor  $R_i$ :

$$F_i = F_{tot} \cdot R_i \quad (4.8)$$

“Encontradas as ações ao nível de cada pavimento, resta determinar os diagramas de esforços solicitantes, em especial o momento fletor. Então, as tensões devidas a essa ação podem ser encontradas utilizando-se a expressão tradicional da resistência dos materiais”: (Corrêa & Ramalho, 2003, p.50).

$$\sigma = \frac{M}{W} \quad (4.9)$$

Onde:

$M$  é o momento fletor atuante na parede e

$W$  é o módulo de resistência à flexão.

#### 4.7.4.2 Paredes com aberturas

Este procedimento considera as paredes de concreto com aberturas como pórticos, sendo as paredes definidas como pilares e os trechos entre as aberturas, como vigas. “Os painéis assim definidos absorverão esforços também proporcionais às suas rigidezes, de forma semelhante ao que foi descrito anteriormente para o procedimento com paredes isoladas.”(Corrêa & Ramalho, 2003, p.50). As paredes que não possuem aberturas comportam-se como simples paredes isoladas.

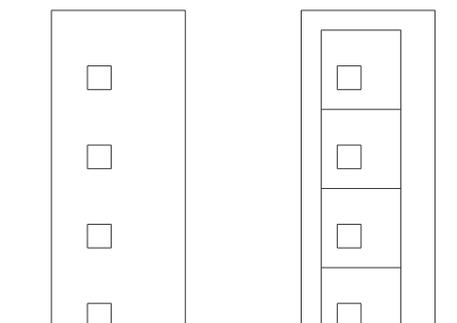


FIGURA 4.7: Representação de uma parede de concreto com abertura por barras. (Corrêa & Ramalho, 2003).

Como exemplo considera-se a planta de uma estrutura de quatro pavimentos mostrada na figura 4.8 no qual o vento atua na direção do eixo y. Os painéis de contraventamento são P1, P2, P3 e P4. O cálculo dessa estrutura para a ação do vento é dado na tabela a seguir, considerando paredes isoladas:

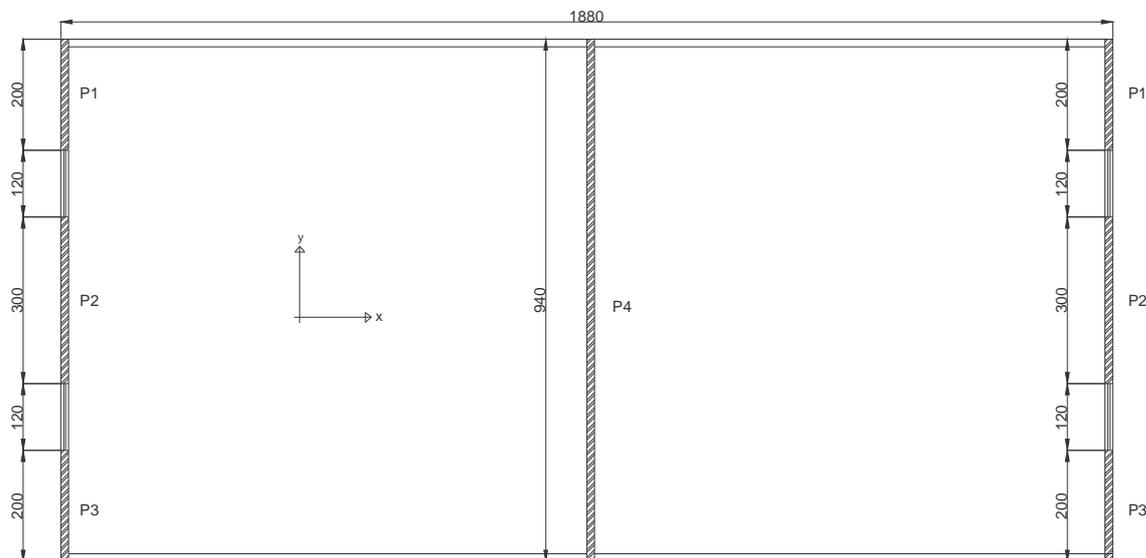


FIGURA 4.8: Painéis de contraventamento.

TABELA 4.6: Tensão normal e de cisalhamento do exemplo.

Paredes	Comprimento Total das Paredes (m)	$I$ ( $m^4$ )	$w$ ( $m^3$ )	Rigidez Relativa	Força do vento (kN)	Cisalhamento na base (kN)	Momento na base do edifício (kN.m)	Tensão Normal $\sigma$ ( $kN/m^2$ )	Tensão Cisalhamento ( $kN/m^2$ )
P1	2,00	0,067	0,0667	0,01	0,17	0,67	4,84	72,66	3,34
P2	3,00	0,225	0,1500	0,03	0,56	2,25	16,35	108,99	7,52
P3	2,00	0,067	0,0667	0,01	0,17	0,67	4,84	72,66	3,34
P4	9,40	6,922	1,4727	0,95	17,34	69,37	502,92	341,51	73,80

Neste exemplo foi possível definir a tensão normal e a de cisalhamento na base do edifício.

#### 4.7.5 Pórtico

Para o cálculo da força do vento nas paredes com aberturas, pode-se considerar a estrutura como pórtico e utilizar o sistema em elementos finitos para analisar os esforços na estrutura. A figura abaixo demonstra uma análise como pórtico do exemplo anterior.

As paredes P1, P2 e P3 são o pórtico 1 ligado à parede 4 através de barras rotuladas que se liga ao pórtico 2 que são as paredes P1, P2 e P3. Cada barra do pórtico é dimensionada com o tamanho das paredes.

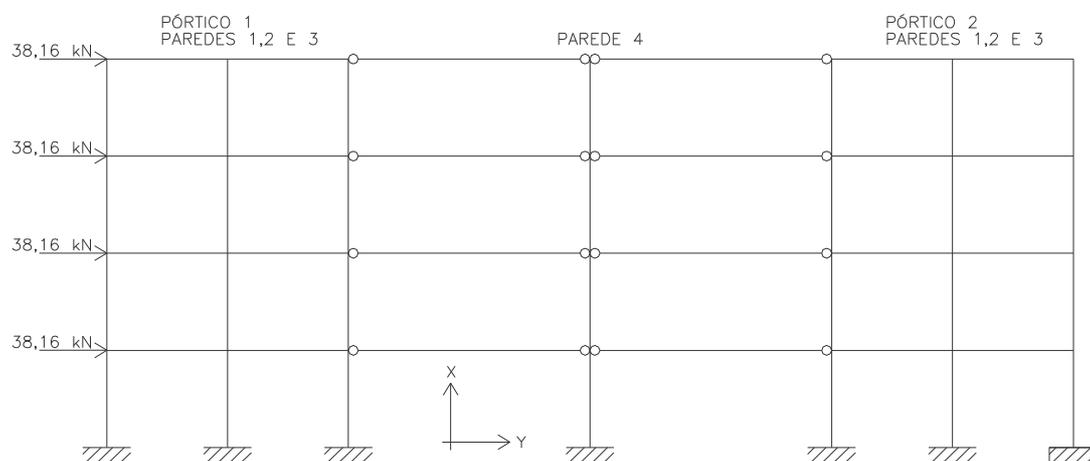


FIGURA 4.9: Estrutura em pórtico para análise das forças de vento.

Através desse modelo é possível determinar os esforços devido ao vento na edificação em paredes de concreto.

#### 4.7.6 Distribuição das ações horizontais para contraventamentos assimétricos

“Neste caso, quando se aplica a ação horizontal, o pavimento não apenas translada, mas também apresenta uma rotação. Assim sendo, os deslocamentos dos painéis, mesmo para um mesmo pavimento, não serão os mesmos. Dessa forma existe a necessidade de maiores recursos computacionais para a obtenção de resultados consistentes com o fenômeno. Entretanto, os procedimentos de distribuição basicamente continuam os mesmos.” (Corrêa & Ramalho, 2003, p.52). No caso de edifícios baixos, com paredes bem distribuídas nas duas direções, contraventamentos simétricos sem consideração de torção é suficiente. Havendo um momento de torção em planta, cada parede estará ainda sujeita a uma parcela de força para equilibrar esse momento.

### 4.8 Resistências

As estruturas de paredes de concreto podem apresentar uma rigidez muito grande e retrações, tornando o comportamento frágil desse material. Tendo em vista essa propriedade, deve-se limitar a resistência característica à compressão do concreto ( $f_{ck}$ ) a 40MPa, conforme a norma ABNT NBR 16055:2012.

A espessura mínima das paredes com altura de até 3m deve ser de 10 cm, podendo-se utilizar espessura de 8 cm nas paredes internas de edificações de até dois pavimentos. Para paredes com alturas maiores, a espessura mínima deve ser de  $l_e/30$  da altura da parede, com  $l_e$  obtido de acordo com o item 4.10.

#### **4.8.1 Juntas**

Para prevenir o aparecimento de fissuras, deve ser analisada a necessidade da colocação de juntas verticais e horizontais. Segundo a norma ABNT NBR 16055:2012, para paredes de concreto contidas em um único plano e na ausência de uma avaliação precisa das condições específicas da parede, devem ser dispostas juntas verticais de controle. O espaçamento máximo das juntas deve ser determinado com dados de ensaios específicos. Na falta desses ensaios, adotar o distanciamento máximo de 8m entre juntas para paredes internas e 6m para paredes externas. As juntas podem ser passantes ou não passantes, pré-formadas ou serradas.

### **4.9 Critérios de dimensionamento**

As paredes devem ser construídas monoliticamente e com armaduras de ligação, seja na ligação parede com parede, seja na ligação parede com laje em todas as suas bordas. As paredes devem ter extremidades com travamento de no mínimo de três vezes a espessura da parede. Qualquer elemento pré-moldado (lajes, escadas e outros) não pode invadir a seção da parede e deve ser consolidado com esta, com a finalidade de preservar o efeito de diafragma rígido e garantir a continuidade das paredes.

#### **4.10 Dimensionamento**

Segundo a norma ABNT NBR 16055:2012, as estruturas de concreto devem atender às seguintes premissas básicas: trechos de paredes com comprimento menor que dez vezes a

sua espessura devem ser dimensionados como pilar ou pilar parede; paredes devem ser dimensionadas a flexo-compressão para os esforços atuantes, considerando-se como mínimo o maior valor entre as seguintes excentricidades:

- Excentricidade mínima de  $(1,5 + 0,03t)$  cm, onde  $t$  é a espessura da parede;
- Excentricidade decorrente da pressão lateral do vento nas paredes externas

O comprimento equivalente da parede  $l_e$  deve ser dimensionado conforme a figura 4.10.

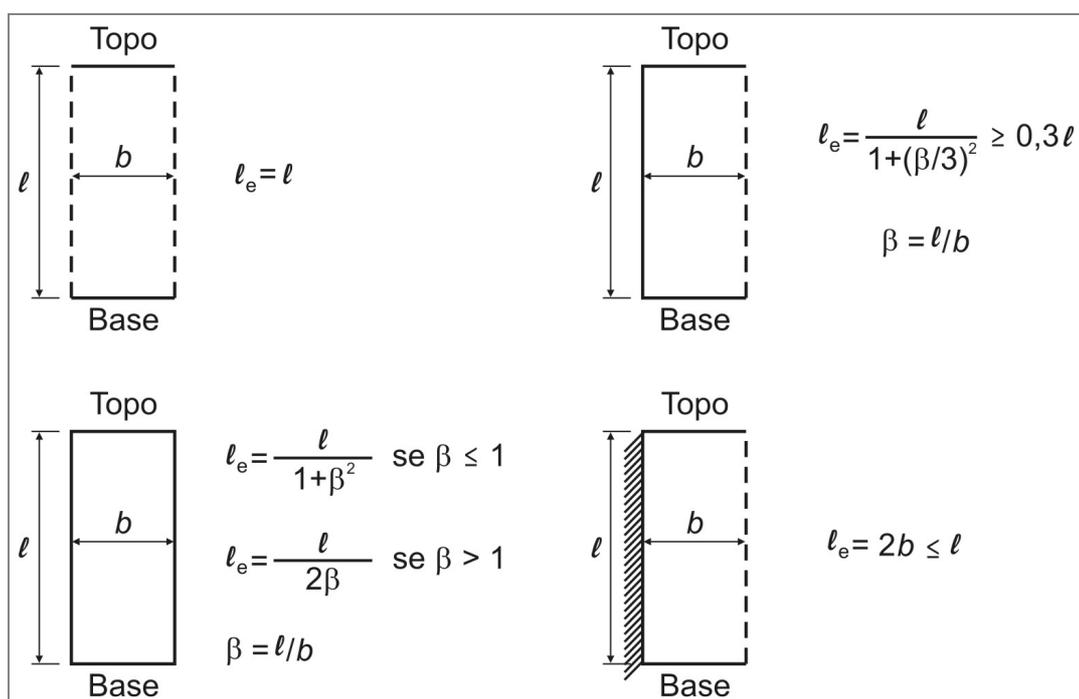


FIGURA 4.10: Determinação do comprimento equivalente  $l_e$ . (ABNT NBR 16055:2012, p.13).

#### 4.10.1 Seção do aço

Conforme a norma ABNT NBR 16055:2012, a seção de aço das armaduras verticais, com aço CA-60 para paredes de concreto devem ser no mínimo 0,09% da seção do concreto. Para construções de até dois pavimentos permite-se a utilização de armadura mínima equivalente a 66% deste valor. Para as armaduras horizontais, a seção mínima de aço

deve corresponder a no mínimo 0,15% da seção de concreto. A armadura de emenda das paredes deve ser de no mínimo 3 vezes a espessura da mesma ou a sobreposição de duas malhas conforme a figura 4.11, e adotar o maior.

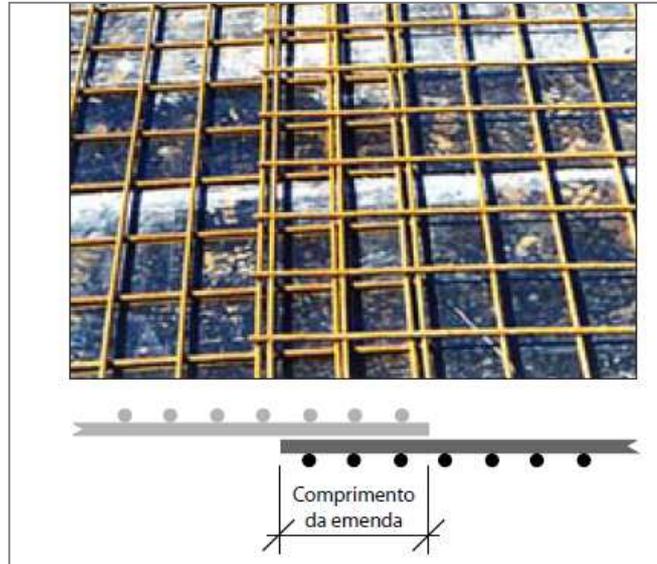


FIGURA 4.11: Comprimento de emenda das telas. Fonte: ([http://www.ibts.org.br/telas\\_inf\\_emendas.asp](http://www.ibts.org.br/telas_inf_emendas.asp))

As telas armadas devem ter um espaçamento máximo entre as barras verticais e horizontais de duas vezes a espessura da parede, sendo no máximo 30 cm. As paredes devem conter apenas uma tela soldada, disposta longitudinalmente e próximo ao centro geométrico da seção horizontal da parede.

Deve ser especificada tela soldada para as duas faces da parede quando:

- A espessura da parede seja superior a 15 cm;
- A parede no andar térreo das edificações esteja sujeita a choque de veículos ou
- Engastam marquises e terraços em balanço.

#### 4.11 Resistência de cálculo sob normal de compressão

A Resistência de cálculo sob normal de compressão, para a pressão máxima de vento de 1 kN/m<sup>2</sup>, nas paredes de concreto, deve ser determinada conforme a norma ABNT NBR 16055:2012, dada na equação 4.10.

$$n_{d, resist} = \frac{(0,85 \cdot f_{cd} + \rho \cdot f_{scd}) \cdot t}{k_1 [1 + 3k_2(2 - k_2)]} \leq \frac{(0,85 \cdot f_{cd} + \rho \cdot f_{scd}) \cdot t}{1,643} \quad (4.10)$$

Onde:

$n_{d, resist}$  é a normal resistente de cálculo por unidade de comprimento admitida no plano médio da parede;

$f_{cd}$  é o valor de cálculo da resistência do concreto,  $f_{cd} = f_{ck}/1,4$ ;

$f_{scd} = E_s \cdot 0,002/1,15$  considerando a compatibilização da deformação no aço com a do concreto adjacente;

$\rho$  é a taxa geométrica da armadura vertical da parede, não maior que 1%;

$t$  a espessura da parede;

$K_1$  e  $K_2$  determinado a partir da esbelteza  $\lambda$ .

Para  $\lambda$  entre  $35 \leq \lambda \leq 86$  utilizar o valor de  $k_1 = \lambda/35$  e  $K_2 = 0$  e para o valor de  $\lambda$  entre  $86 < \lambda \leq 120$  utilizar o valor de  $k_1 = \lambda/35$  e  $k_2 = (\lambda - 86) / 35$ .

Para ilustrar o cálculo do valor da resistência à compressão em uma parede de concreto com armadura foi feito um exemplo de parede com as características da figura 4.12.

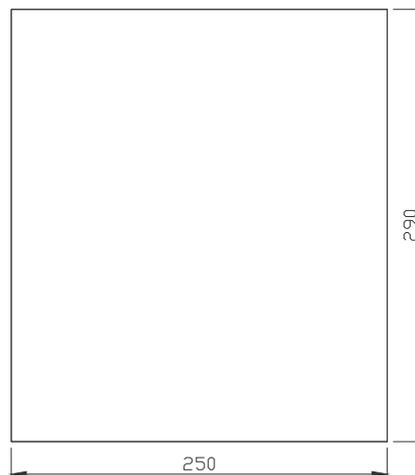


FIGURA 4.12: Parede do exemplo.

- $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$ .
- $f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c = 25 \text{ MPa}/1,5 = 16,67 \text{ MPa}$ ;
- $f_{scd} = 210000 \text{ MPa} \cdot 0,002/1,14 = 368 \text{ MPa}$ ;
- $\rho = 0,15\% = 0,0015$ ;

- $t = 0,10$  m;
- $H = 2,9$  m;
- Esbeltez,  $\lambda = H \cdot \sqrt{12}/t = 2,9 \text{ m} \cdot 3,46 / 0,1 \text{ m} = 100,34$ ;
- $K_1 = \lambda/35 = 100,34/35 = 2,87$ ;
- $K_2 = (\lambda - 86)/35 = (100,34 - 86)/35 = 0,41$ .

Substituindo na equação (4.10) temos que:

$$n_{d, \text{resist}} = \frac{(0,85 \cdot f_{cd} + \rho \cdot f_{scd}) \cdot t}{k_1 [1 + 3k_2(2 - k_2)]} \leq \frac{(0,85 \cdot f_{cd} + \rho \cdot f_{scd}) \cdot t}{1,643}$$

$$n_{d, \text{resist}} = \frac{(0,85 \times 17,86 + 0,0015 \times 368) \cdot 0,10}{2,87 \cdot [1 + 3 \times 0,41(2 - 0,41)]} \leq \frac{(0,85 \cdot 17,86 + 0,0015 \times 368) \cdot 0,10}{1,643}$$

$$n_{d, \text{resist}} = 173,77 \frac{\text{KN}}{\text{m}} \leq 895,88 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

Dessa forma, a resistência da parede está dentro do limite.

#### 4.11.1 Verificação à flexo-compressão

Segundo a norma ABNT NBR 16055:2012, o dimensionamento é atendido se os esforços solicitantes por metro linear obtido pelo modelo de cálculo forem menores que a normal resistente de cálculo dada pela equação 4.11, em cada um de seus trechos. Considerando que todos os casos e combinações de carregamento estão contemplados, para cada trecho de parede a ser verificado e para cada caso ou combinação considerada, permite-se considerar que a segurança ao estado limite último foi atendida para as solicitações normais sempre que a condição a seguir for atendida:

$$n_{d, \text{resist}} \geq \frac{[3n_{d, \text{max}} + n_{d, \text{min}}]}{4} \quad (4.11)$$

Onde  $n_{d,max}$  é o maior valor normal por unidade de comprimento, para o carregamento considerado, no trecho escolhido e  $n_{d,min}$  é o menor valor normal por unidade de comprimento, para o carregamento considerado, no trecho escolhido.

Para a parede do exemplo do item 4.11 com as mesmas características temos que:

- $n_{d,max} = \gamma_f \cdot N_{máx} = 1,4 \cdot 100 \text{ kN} = 140 \text{ kN}$ ;
- $n_{d,min} = \gamma_f \cdot N_{mín} = 1,4 \cdot 14,28 \text{ kN} = 20 \text{ kN}$ ;

Segundo a ABNT NBR 16055:2012 os valores representados por  $n_{d,max}$  e  $n_{d,min}$  devem corresponder aos esforços das seções dos extremos do trecho considerado, sendo que ao longo de toda a extensão desse trecho os sinais destes valores mantêm-se constantes, conforme figura 4.13. No caso de tração,  $n_{d,min}$  é igual à zero.

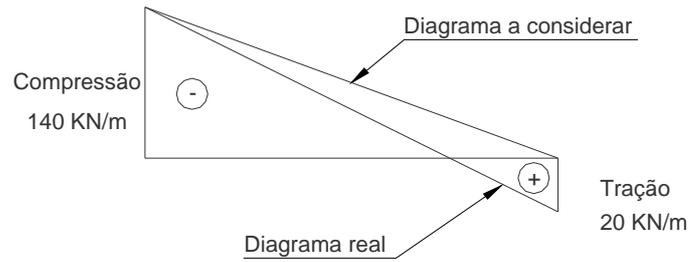


FIGURA 4.13: Diagrama de esforços de compressão e tração.

$$n_{d,resist} \geq \frac{[3n_{d,max} + n_{d,min}]}{4}$$

$$n_{d,resist} \geq \frac{[3 \times 140 + 0]}{4}$$

$$n_{d,resist} \geq 105 \frac{kN}{m}$$

$$185,71 \frac{kN}{m} \geq 105,0 \frac{kN}{m}$$

A verificação a compressão está de acordo.

## 4.12 Dimensionamento ao cisalhamento

A força cortante solicitante de cálculo  $V_d$  em cada parede não pode superar a força cortante resistente de cálculo  $f_{vd}$ .

$$V_d \leq f_{vd} \quad (4.12)$$

$$f_{vd} = 0,3 \cdot f_{ct,d} \cdot \left(1 + 3 \frac{\sigma_{cmd}}{f_{ck}}\right) \Sigma t \cdot l \quad (4.13)$$

$$1 + \frac{3\sigma_{cmd}}{f_{ck}} \leq 2 \quad (4.14)$$

Sendo

$$f_{ct,d} = \frac{0,21 \cdot (f_{ck})^{2/3}}{\gamma_c} \quad (4.15)$$

Onde:  $\sigma_{cmd}$  é a tensão média de cálculo no concreto comprimido em MPa;  $t$  é a largura de cada trecho que compõe uma mesma parede, expressa em metros,  $l$  é o comprimento de cada trecho que compõe uma mesma parede tomada sempre da direção do esforço cortante, expresso em metros,  $f_{ck}$  é a resistência característica à compressão do concreto, em MPa e  $\gamma_c$  é o coeficiente de ponderação do concreto.

Para uma força cortante solicitante de cálculo com o valor de  $V_d = 70\text{kN}$  e uma tensão média de  $\sigma_{cmd} = 2,33$  MPa para uma parede com as dimensões da figura 4.12, a verificação da resistência será:

$$1 + \frac{3\sigma_{cmd}}{f_{ck}} \leq 2$$

$$1 + \frac{3 \times 2,33}{25} \leq 2$$

$$1,28 \leq 2$$

Para determinar o valor de  $f_{vd}$  devem ser consideradas as dimensões da parede no somatório de  $\Sigma t.l$  em no qual  $t$  é as dimensões da parede sem a abertura 0,70 m e 0,60 m e  $l$  é o comprimento total 2,5m.

Para o valor de  $f_{ck} = 25$  MPa temos:

$$f_{ct,d} = \frac{0,21 \cdot (f_{ck})^{2/3}}{\gamma_c}$$

$$f_{ct,d} = \frac{0,21 \cdot (25)^{2/3}}{1,4}$$

$$f_{ct,d} = 1,28 \text{ MPa}$$

Dessa forma:

$$f_{vd} = 0,3 \cdot f_{ct,d} \cdot \left(1 + 3 \frac{\sigma_{cmd}}{f_{ck}}\right) \Sigma t \cdot l$$

$$f_{vd} = 0,3 \times 1,28 \times 1,28 \cdot (2,5 \times 0,7 + 2,5 \times 0,6)$$

$$f_{vd} = 1600 \text{ kN}$$

$$V_d \leq f_{vd}$$

$$70 \text{ kN} \leq 1600 \text{ kN}$$

Assim, a verificação da resistência está de acordo e não há a necessidade de armar a parede para combater os esforços de cisalhamento.

#### 4.12.1 Armadura de cisalhamento

Conforme a norma ABNT NBR 16055:2012 caso a condição  $v_d \leq f_{vd}$  não seja atendida, deve-se armar a parede ao cisalhamento com área de armadura calculada como a seguir:

$$\frac{A_{sh}}{s} = \frac{V_d}{f_{yd}} \quad (4.16)$$

$$\frac{A_{sv}}{s} = \frac{(V_d - \frac{n_d}{2})}{f_{yd}} \quad (4.17)$$

Sendo  $A_{sh}$  armadura na horizontal,  $A_{sv}$  armadura na vertical,  $V_d$  a força cortante por unidade de comprimento e  $n_d$  a compressão por unidade de comprimento da mesma seção e  $f_{yd}$  é a resistência de cálculo de escoamento do aço.

### 4.13 Detalhamento da Armadura

O detalhamento da armadura no projeto deve especificar o tipo de armadura, a designação, largura e comprimento para que não haja erros durante a locação das telas nas paredes de concreto. A figura 4.14 mostra um exemplo de como se devem especificar as telas no projeto.

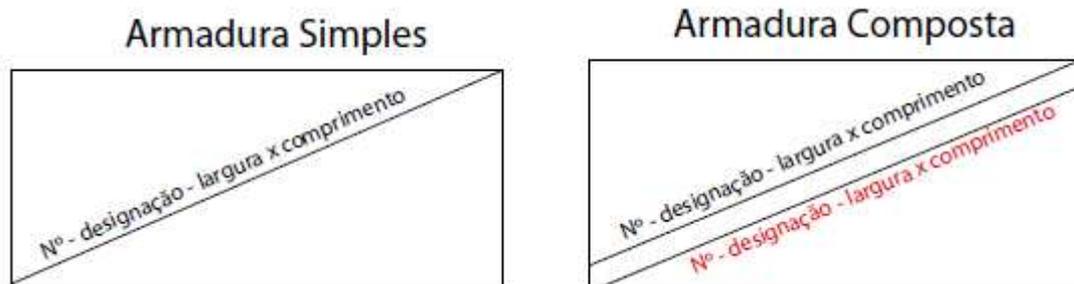


FIGURA 4.14: Denominação das armaduras em projeto.

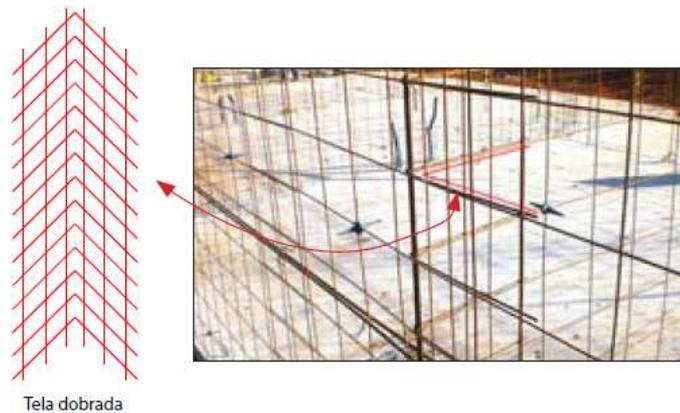


FIGURA 4.15: Ancoragem da armação em paredes de concreto.

#### 4.14 Região de Influência nas Janelas e Portas

De acordo com a norma ABNT NBR 16055:2012, nas aberturas na parede tem-se uma região de influência a ser considerada. Atribuindo  $a_h$  para a dimensão horizontal da abertura e  $a_v$  para a dimensão vertical, pode-se considerar que a região de influência é de  $0,5a_h$  de cada lado, horizontalmente, e de  $0,75a_v$  de cada lado, verticalmente. Caso haja duas aberturas na mesma parede elas devem estar espaçadas de no mínimo  $a_h$ . Isto não ocorrendo, o trecho entre as aberturas deve ser dimensionado como pilar ou pilar parede conforme item 4.15.

As paredes com furos ou aberturas com dimensão máxima de duas vezes a espessura da parede estão dispensadas de qualquer verificação e reforços com armaduras. Furos e aberturas consecutivos devem ter um espaçamento de no mínimo quatro vezes a espessura da parede.

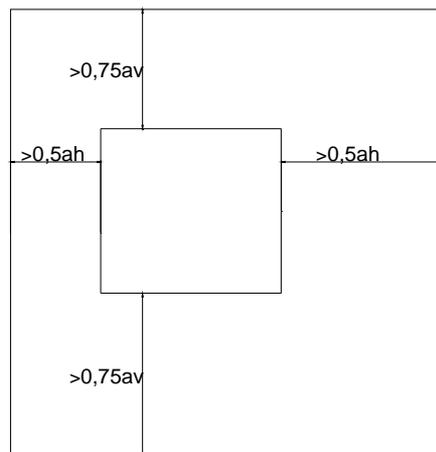


FIGURA4.16: Distância mínima das aberturas a extremidade da parede.

Para uma parede de:

- 2,50 m de comprimento;
- 2,90 m de altura;
- Com uma abertura de janela de 1,20 m x 1,00 m;

Temos que ter pelo menos as seguintes medidas: 60 cm da lateral da parede até o início da abertura e 75 na vertical do piso até o início da abertura e a mesma medida do topo da parede até a abertura. As outras medidas ficam a critério do projetista.

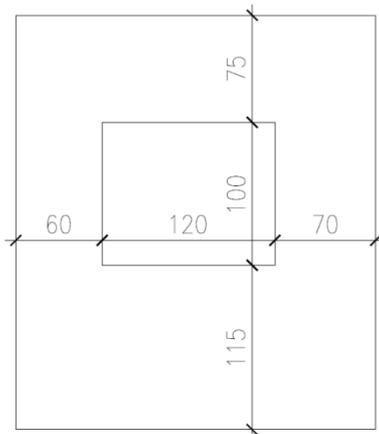


FIGURA4.17: Exemplo da distância mínima das aberturas a extremidade da parede.

#### 4.14.1 Definição do esforço solicitante

Segundo a norma ABNT NBR 16055:2012 o esforço a considerar é a maior resultante vertical obtida no modelo que necessariamente deve contemplar as aberturas. Toma-se a maior dentre as duas resultantes  $R_1$  e  $R_2$  obtidas pela integração das tensões normais atuantes numa região não menor do que  $a_h/2$  de cada lado das aberturas.

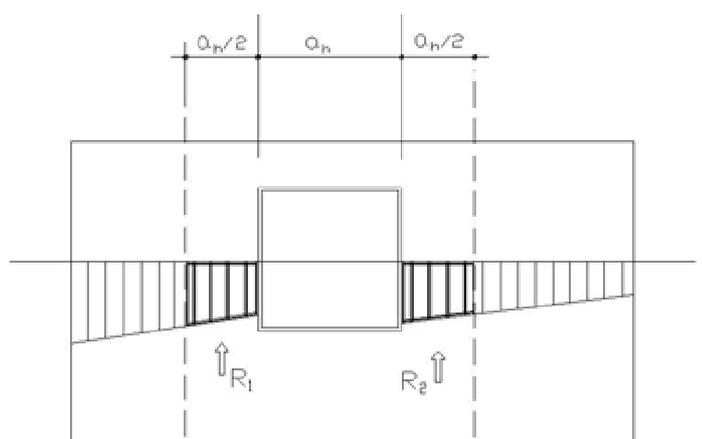


FIGURA 4.18: Esforço solicitante.(ABNT NBR 16055:2012, p.20).

#### 4.15 Definição do Coeficiente $K_{ab}$

A distância de influência  $d_v$  é o valor da distância a partir do qual as tensões podem ser consideradas uniformes ao longo de toda a parede, sem a influência da abertura. Este valor aparece entre uma abertura e uma estrutura de apoio fixa. Entre duas aberturas consecutivas verticalmente, deve ser considerada esta uniformização a partir do valor  $2d_v$ .

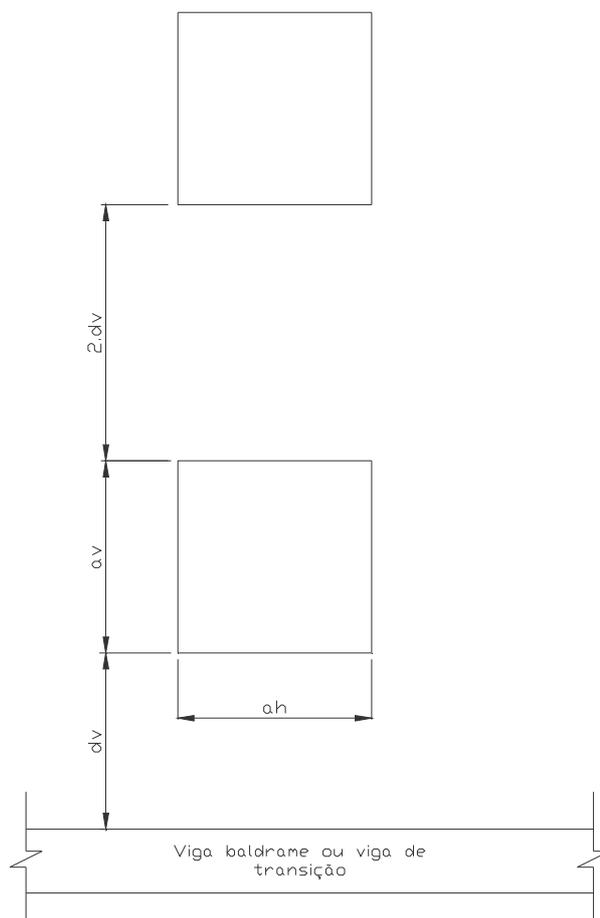


FIGURA 4.19: Ilustração de distribuição vertical de aberturas em uma parede de concreto. (ABNT NBR 16055:2012, p.18).

$K_{ab}$  indica a parcela de carga que se desvia sob a abertura. Este desvio é nulo para aberturas contínuas ( $d_v = 0$ ) e é total para  $d_v = 0,75a_h$ . Os valores de  $K_{ab}$  variam como estabelecido a seguir de acordo com a norma ABNT NBR 16055:2012.

a) Para:  $d_v \geq 0,75 a_h$ .

$K_{ab}$  deve ser:

$$K_{ab} = 0,15 \cdot \alpha_{v2} \quad (4.18)$$

Sendo:

$$\alpha_{v2} = 1 - \frac{f_{ck}}{250} \quad (4.19)$$

b) Para  $d_v < 0,75a_h$ , interpolar pelo gráfico 1, com  $K_1$  e  $K_2$ , conforme o gráfico 4.1.

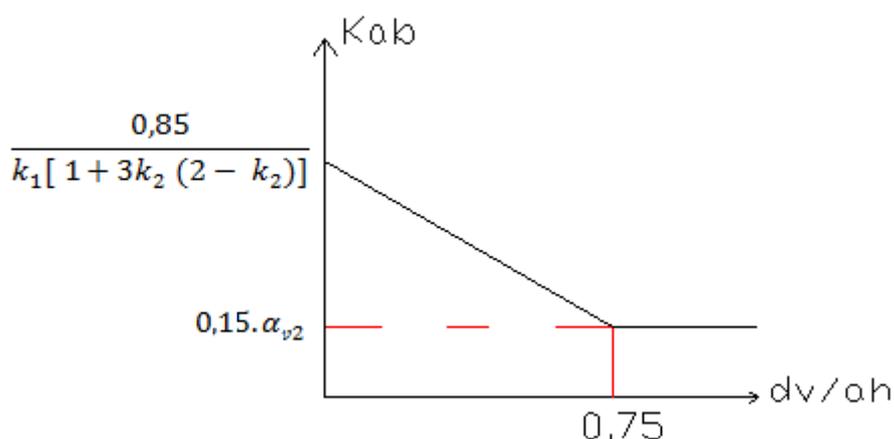


Gráfico 4.1: Valores do coeficiente  $K_{ab}$  (ABNT NBR 16055:2012, p.19).

Para a parede com abertura citada no item 4.12 temos que:

- $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$ ;
- $d_v \geq 0,75 a_h$ ;
- Então  $K_{ab} = 0,15 * (1 - 25/250) = 0,135$

#### 4.16 Reforço ao Redor das Aberturas

As paredes com aberturas estão sujeitas a flexão simples na região superior e inferior às aberturas em função de suportar e transmitir ações verticais mediante um comportamento predominante de flexão. Em estruturas de alvenaria estrutural são utilizadas vergas e contravergas para combater estes esforços, no caso de paredes de concreto é utilizado um reforço das armaduras conforme a norma ABNT NBR 16055:2012.

Essas armaduras de reforço ao redor da abertura devem ser distribuídas em faixas com dimensões de  $a_h/a$  conforme figura 4.19. Elas devem ter comprimento mínimo além da abertura do maior valor entre  $a_h/2 + 10\phi$  ou o comprimento de ancoragem  $l_b$ .

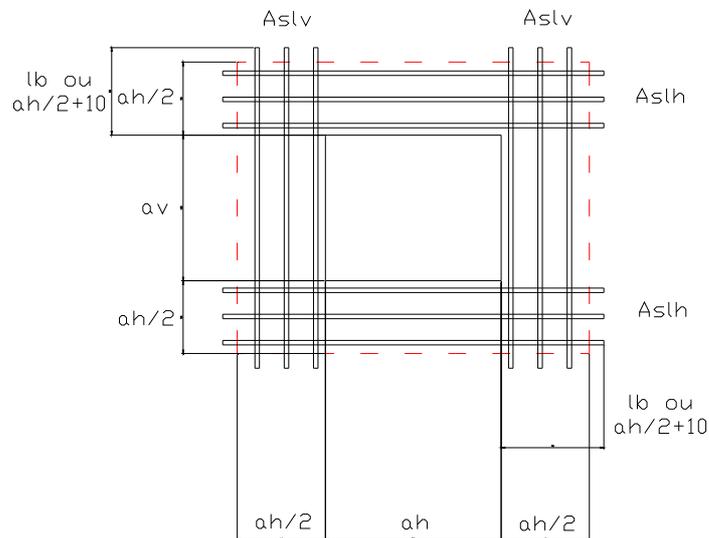


FIGURA 4.20: Armadura de reforço.(ABNT NBR 16055:2012, p.21).

A armadura horizontal deve ser o somatório entre a armadura calculada para a função de verga mais a armadura necessária para equilibrar o desvio da força vertical, sendo dada pela equação 4.20 de acordo com a norma ABNT NBR 16055:2012.

$$\Delta A_{slh} \geq \frac{R_{d,max}}{2 \cdot f_{yd}} \cdot \frac{d_v}{0,75 \cdot a_h} \quad (4.20)$$

Na parte inferior da abertura, como contraverga, deve-se colocar no mínimo uma armadura igual a  $\Delta A_{slh}$ . A armadura vertical, de cada lado da abertura deve ser obtida pela equação 4.21.

$$A_{slv} \geq \frac{\frac{2 \cdot R_{d,max}}{a_h} \cdot K_{ab} \cdot f_{cd} \cdot t}{f_{yd}} \quad (4.21)$$

Onde:

$A_{slh}$ , armadura de reforço horizontal;

$A_{slv}$ , armadura de reforço vertical;

$R_{d, Max}$ , esforço solicitante máximo vertical na lateral da abertura.

Para um esforço solicitante  $R_d = 100\text{KN}$ ;  $d_v = 1,15\text{ m}$ ;  $a_h = 1,20\text{ m}$ ,  $d_v = 0,75\text{m}$   $e f_{yd} = 60/1,15 = 52,15\text{ KN/cm}^2$  temos:

$$\Delta A_{slh} \geq \frac{R_{d,max}}{2 \cdot f_{yd}} \cdot \frac{d_v}{0,75 \cdot a_h}$$

$$\Delta A_{slh} \geq 2,03\text{ cm}^2$$

Podemos utilizar 3 barras de  $\varnothing 10\text{ mm}$  em cada lado para a armação horizontal. Para obter a armadura vertical devemos utilizar a equação 4.21:

- Com  $K_{ab} = 0,135$  definido no item 4.13;

$$A_{slv} \geq \frac{\frac{2 \cdot R_{d,max}}{a_h} \cdot K_{ab} \cdot f_{cd} \cdot t}{f_{yd}}$$

$$A_{slv} \geq 0,8\text{ cm}^2$$

Podemos utilizar 2 barras de  $\varnothing 8\text{ mm}$  em cada lado para a armação vertical.

A norma 16055:2012 possui alguns itens que deixam dúvidas ou não citam de forma clara o dimensionamento da armadura ao redor das aberturas. Sugiro que o item 17.8.3 da norma ABNT NBR 16055:2012, armaduras de reforço ao redor das aberturas sejam reajustadas, pois para alguns casos a armadura de reforço superior passa do limite da parede para a condição do item 17.8.3.1, que propõe que a armadura de reforço seja o maior valor entre  $l_b$  (Comprimento de ancoragem) ou  $a_v/2 + 10\varnothing$ . Caso possua uma abertura com  $a_v = 120\text{ cm}$  e seja adotada uma armadura de reforço com diâmetro de 8 mm, teremos  $120/2 + 10 \cdot 0,8 = 68\text{ cm}$ . E a ancoragem para essa barra conforme a ABNT NBR 6118:2007, para boa aderência seria de 27 cm. Nestas condições prevaleceria o comprimento de 68 cm, maior valor. Quando se analisa parede como um todo tem 110 cm do piso até o início da janela, 120 cm da altura da janela o que restam mais 60 cm até

o fim da parede. Dessa forma, o reforço da abertura passará da altura total da parede, o que não se justifica como reforço contra fissuras dessa abertura.

A norma ABNT NBR 16055:2012 não determina um cálculo para a armadura de aberturas como portas, neste caso foi adotado o mesmo cálculo para aberturas de janelas.

#### **4.17 Dimensionamento Pilar Parede**

Em algumas situações, durante o dimensionamento das paredes de concreto pode-se encontrar paredes com tamanhos reduzidos ( $1/8$  da espessura) ou não ser possível fazer o travamento. E quando a parede for menor do que  $1/8$  da espessura ela deverá ser considerada parede-pilar e calculada conforme item 24.6.1 da norma ABNT NBR 6118:2007 Projeto de estruturas de concreto.

#### **4.18 Dimensionamento das Lajes**

O dimensionamento das lajes deve ser conforme a ABNT NBR 6118:2003, podendo ser utilizadas telas soldadas como armadura negativa e positiva.

#### **4.19 Dimensionamento da Fundação**

Para iniciar o processo de dimensionamento da fundação é necessário fazer investigações geológicas e geotécnicas. Devem ser considerados os seguintes aspectos na elaboração dos projetos do desempenho das fundações, segundo a ABNT NBR 6122:2010.

- Visita ao local;
- Feições topográficas e eventuais indícios de instabilidade de taludes;
- Indícios da presença de aterro (bota-fora) na área;
- Indícios de contaminação do subsolo por material contaminante lançado no local ou decorrente do tipo de ocupação anterior;

Deve ser feita uma campanha de investigação geotécnica preliminar, constituída no mínimo por sondagens a percussão, como SPT, visando à determinação da estratigrafia e

classificação dos solos, a posição do nível d'água e a medida do índice de resistência à penetração NSPT.

Para estruturas de paredes de concreto normalmente pode se utilizar de fundações diretas do tipo:

- Sapata Corrida: Sapata sujeita à ação de uma carga distribuída linearmente ou de paredes de concreto ao longo de um mesmo alinhamento;
- Radier: Elemento de fundação que abrange todas as paredes de concreto de uma estrutura, distribuindo os carregamentos.



FIGURA 4.21: Armadura do Radier.

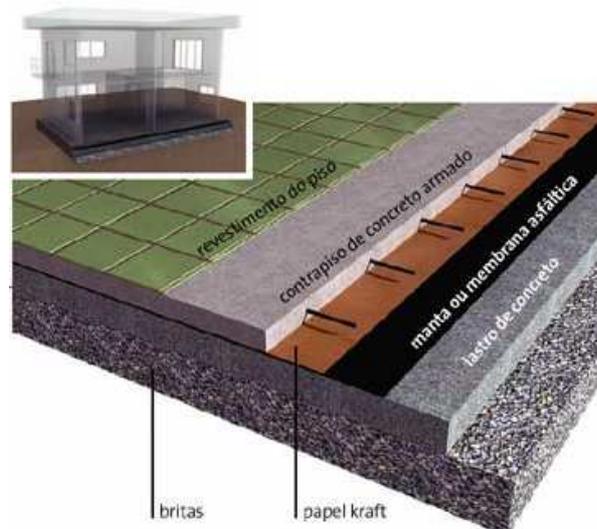


FIGURA 4.22: Representação das camadas do Radier.

O radier apresenta algumas vantagens que podemos destacar.

- Economia: redução de custos que chegam a 30%, em comparação aos outros sistemas de fundação;
- Agilidade: Maior velocidade na execução;
- Praticidade: redução na mão de obra;
- Satisfação: mudanças no posicionamento das paredes a critério do cliente, no início da construção;
- Elimina escavação;
- Elimina baldrame;
- Elimina contra piso.

# 5

## ASPECTOS CONSTRUTIVOS

### 5.1 Fundação

Todo projeto de fundações contempla as cargas aplicadas pela estrutura e a resposta do solo a estas solicitações. Os solos são muito distintos entre si e respondem de maneira muito variável as cargas aplicadas, por isso, a infraestrutura de uma edificação deve ser bem dimensionada e executada. A determinação da tensão admissível do solo é o primeiro passo para determinar o limite de carga que o solo pode suportar sem se romper ou sofrer deformações exageradas.

#### 5.1.1 Fundação direta em baldrame

A fundação direta com viga baldrame apresenta uma distribuição de carga para o terreno tipicamente linear, por exemplo, uma parede que se apoia no baldrame, sendo este o elemento que transmite a carga para o solo ao longo de todo o seu comprimento (figura 5.1). Um baldrame pode ser construído de pedra, tijolos maciços, concreto simples ou de

concreto armado. Quando o baldrame é construído de concreto armado ele recebe o nome de sapata corrida.



FIGURA 5.1: Fundação de uma edificação tipo sapata corrida para paredes de concreto.

Fonte: ([http://www.bps.com.br/ibts/news/paredes\\_concreto.pdf](http://www.bps.com.br/ibts/news/paredes_concreto.pdf)).

### 5.1.2 Fundação direta em radier

A fundação em radier é constituída por um único elemento de fundação que distribui toda a carga da edificação para o terreno, constituindo-se em uma distribuição de carga tipicamente superficial. O radier é uma laje de concreto armado, que distribui a carga total da edificação uniformemente pela área de contato. É usado de forma econômica quando as cargas são pequenas e a resistência do terreno é baixa, sendo uma boa opção para que não seja usada a solução de fundação profunda.

No caso das estruturas de paredes de concreto, a fundação deve estar sempre bem nivelada para que não haja desaprumo e diferenças no topo dos painéis que comprometerão o alinhamento superior das paredes. Essa fundação é estruturada com telas metálicas e atravessada por parte das tubulações da residência. As dimensões do radier devem exceder as da periferia dos painéis externos para permitir o apoio e facilitar a montagem dos moldes. Caso a opção seja por laje tipo radier, recomenda-se concretar a calçada externa simultaneamente.



FIGURA 5.2: Fundação de uma edificação tipo radier para paredes de concreto. Fonte: ([http://www.bps.com.br/ibts/news/paredes\\_concreto.pdf](http://www.bps.com.br/ibts/news/paredes_concreto.pdf)).

Quando a edificação estiver pronta, o radier poderá receber um revestimento cerâmico sem a necessidade de contra piso. Na construção de casas pequenas ou sobrados o radier é dimensionado com 10 cm de espessura e a execução das paredes se inicia dois dias após a concretagem.

O radier tem uma abertura no local onde serão feitas as ligações da residência com a rede de esgoto. Com isso, a mão-de-obra pode seguir com a execução das paredes da edificação sem ter que esperar o trabalho do encanador. Depois que as paredes e as conexões estiverem prontas, é feita a concretagem manual apenas desta região.

## 5.2 Montagem das armaduras

Como parte construtiva das paredes de concreto, as armaduras desempenham um papel fundamental na estrutura. A aderência do concreto ao aço é muito boa e é responsável pela transferência das tensões de tração não absorvidas pelo concreto as barras da armadura, garantindo assim o perfeito funcionamento conjunto dos dois materiais.

Quem define e especifica a quantidade, tipo e montagem de telas soldadas e reforços é o projeto estrutural. De modo geral, a montagem da armadura principal, em tela soldada, deve ser feita primeiro. Depois, são acrescentadas as armaduras de reforços, as ancoragens de cantos e as cintas. Para agilizar a montagem das armaduras, recomenda-se cortar previamente os locais onde serão posicionadas as esquadrias de portas e janelas. As armaduras também são responsáveis pela estruturação e fixação de elementos de elétrica, como eletrodutos, caixas de tomadas e interruptores. No caso das instalações hidráulicas e sanitárias é mais indicado isolar em shafts para possíveis manutenções.

As telas soldadas são posicionadas no eixo central das paredes, além de barras em pontos específicos, tais como cinta superior nas paredes, vergas, contra vergas. As paredes poderão ser detalhadas com armaduras nas duas faces se a espessura da parede for superior a 15 cm ou se a parede no andar térreo, em prédios, tem a possibilidade de choque de automóveis.

A garantia de utilização de uma armadura que irá proporcionar um bom desempenho da estrutura dependerá do controle tecnológico especificado para as armaduras. Para as barras de aço, ensaio da resistência à tração, segundo a ABNT NBR 8548:1984, Barras de aço destinadas a armaduras para concreto armado com emenda mecânica ou por solda – determinação da resistência à tração, e para as telas soldadas, ensaios de resistência ao cisalhamento segundo a ABNT NBR 5916:1990, junta de tela de aço soldada para armadura de concreto – ensaio de resistência ao cisalhamento.



FIGURA 5.3: Posicionamento da armação para as paredes de concreto.



FIGURA 5.4: Posicionamento da armação da laje.

### 5.3 Eletrodutos e tubulação hidráulica

Eletrodutos, caixas de interruptores, tomadas, luz e tubulações hidráulicas sanitárias devem ser fixadas às armaduras para evitar que se desloquem quando do lançamento do concreto. Espaçadores devem ser colocados entre esses elementos e as faces dos moldes, que garantem o recobrimento pelo concreto e o posicionamento das peças. Devem-se proteger as caixas elétricas contra a entrada de concreto e consequente a obstrução dos dutos. É possível utilizar produtos próprios para paredes de concreto, que contam com tampas removíveis. Kits hidráulicos podem aumentar a produtividade, mas exigem testes antes da instalação.



FIGURA 5.5: Instalações elétricas fixadas na armadura. Fonte: ([http://www.bps.com.br/ibts/news/paredes\\_concreto.pdf](http://www.bps.com.br/ibts/news/paredes_concreto.pdf))

Na região do banheiro deve ser construído um shaft para a passagem da tubulação, pois pode haver a necessidade de fazer algum tipo de manutenção no encanamento ao longo da vida útil da edificação. O Shaft deve ter as dimensões mínimas de 30 x 15 cm para a passagem da tubulação e espaço para o manuseio durante a instalação. Na região da cozinha com a área de serviço também é aconselhável que haja um shaft, para a passagem da tubulação, pois quando há algum tipo de problema fica fácil o acesso.



FIGURA 5.6: Shaft na área da cozinha.

#### 5.4 Montagem das fôrmas

Para orientar o posicionamento das fôrmas, é necessário marcar as linhas das faces internas e externas das paredes no piso de apoio. É comum iniciar a montagem das fôrmas pela parede que concentra as instalações hidráulicas. Primeiro os cantos, formando um "L", e depois a face interna. A partir daí, segue-se a sequência com conectores, como grampos ou pinos, sempre obedecendo à distribuição indicada na planta executiva. Esquadrias e escoras de prumo, que mantêm os painéis em pé, são posicionadas em seguida. Por fim, o ajuste milimétrico do prumo das paredes.

Os painéis metálicos que compõem as fôrmas das paredes são preparados para a montagem, nesta etapa é aplicado o desmoldante, um líquido oleoso que impedirá que o concreto grude nos painéis de forma a facilitar a remoção.



FIGURA 5.7: Desmoldante aplicado na fôrma. Fonte:

(<http://www.equipededeobra.com.br/construcao-reforma/37/artigo220698-1.asp>)

Para garantir a espaçamento mínimo de cobertura da armadura das paredes de concreto é necessária a utilização de espaçadores conforme a figura 5.10.



FIGURA 5.8: Detalhe dos espaçadores. Fonte:

(<http://www.equipedebra.com.br/construcao-reforma/37/artigo220698-1.asp>)

As fôrmas possuem gabaritos para as aberturas de portas e janelas. Eles são dimensionados de acordo com o projeto e deixam uma folga de 1 cm para a instalação das esquadrias.



FIGURA 5.9: Fôrma da janela. Fonte: (<http://www.equipedebra.com.br/construcao-reforma/37/artigo220698-1.asp>)

Os painéis têm furos onde são encaixados pinos com buchas que determinarão a espessura das paredes. O posicionamento correto destes pinos é fundamental para o alinhamento das fôrmas quando elas forem fechadas. Depois da desenforma, os furos nas paredes são preenchidos com argamassa.



FIGURA 5.10: Detalhe do pino de afastamento das fôrmas. Fonte: (<http://www.equipedebra.com.br/construcao-reforma/37/artigo220698-1.asp>)

Após o posicionamento dos pinos, as fôrmas são fechadas com os painéis externos e estão prontas para o início da concretagem.



FIGURA 5.11: Parede fechada com as formas externa e interna. Fonte: ([http://www.bps.com.br/ibts/news/paredes\\_concreto.pdf](http://www.bps.com.br/ibts/news/paredes_concreto.pdf))

## 5.5 Concretagem

O concreto mais indicado é o dosado em central, pois as quantidades das matérias primas e a relação água cimento estão em proporções mais adequadas. Antes do início da concretagem é necessário fazer o pedido do concreto com as especificações de projeto.

### 5.5.1 Pedido de concreto

As características mecânicas do concreto devem ser determinadas no projeto e informadas para a central de concreto bem como o quantitativo de volume e ser utilizado em cada etapa da obra. Ao realizar o pedido na central é necessário que:

- Programe o horário de início da concretagem, o volume de concreto por caminhão-betoneira e os intervalos de entrega;
- Especifique a forma de lançamento: convencional, por bombas estacionárias ou auto bomba com lança, esteira ou caçamba (gruas);
- Verifique o tempo previsto para o lançamento e
- Verifique o acesso à obra. Subidas ou descidas íngremes podem impossibilitar a descarga do concreto no local desejado, ou mesmo a movimentação dos equipamentos de bombeamento.

A correta especificação do pedido é importante para que o concreto seja entregue na obra de acordo com o exigido em projeto. Especificações inadequadas como: tipo de brita, slump e resistência, podem comprometer a qualidade da peça concretada. Deve-se preparar para receber o concreto de acordo com a frequência e quantidade especificada no pedido, visto que é de responsabilidade da obra a perda de consistência ocasionada por espera prolongada tanto para o recebimento quanto para a descarga do caminhão betoneira.

### **5.5.2 Recebimento do concreto**

Segundo a Associação Brasileira de Serviços de Concretagem - ABESC, com a chegada do caminhão na obra deve-se verificar se o que está sendo entregue está de acordo com o pedido. Devem-se conferir os seguintes itens:

- Volume do concreto;
- Classe de agressividade;
- Abatimento, figura 5.15;
- Resistência característica a compressão ( $f_{ck}$ ), ou consumo de cimento/m<sup>3</sup>;
- Aditivo, quando solicitado.

Antes da descarga do caminhão-betoneira deve-se ainda avaliar se a quantidade de água existente no concreto está compatível com as especificações, não havendo falta ou excesso de água. A falta de água dificulta a aplicação do concreto, criando “nichos” de

concretagem. Por sua vez, o excesso de água, embora facilite a aplicação do concreto, diminui consideravelmente sua resistência.

Durante o trajeto da central dosadora até a obra é comum ocorrer perda na consistência do concreto devido às condições climáticas - temperatura e umidade relativa do ar. Parte da água da mistura deve ser repostada na obra compensando a perda por evaporação durante o trajeto. Para isso, utiliza-se o ensaio de abatimento, bastante simples e de fácil execução.

### **5.5.3 Processo de concretagem**

Durante o adensamento do concreto é necessário que se providencie vibradores de imersão para garantir que o material preencha todos os espaços vazios das formas, é necessário que se evite tanto a falta, quanto o excesso de vibração.

No processo de concretagem das paredes não são admitidas interrupções com duração superior a 30 minutos; caso seja ultrapassado esse tempo, fica caracterizada uma junta de concretagem. O lançamento de nova camada de concreto após o início de pega do concreto lançado deverá seguir as recomendações definidas para juntas de construção.

### **5.6 Desenforma e cura**

Ao atingir a resistência prevista em projeto, o concreto deve ser desenformado sem choques para evitar o aparecimento de fissuras por ações mecânicas. Os painéis devem ser limpos, com cuidadosa remoção da película de argamassa que adere à superfície. Limpos, devem receber o agente desmoldante. Este, por sua vez, deve ser escolhido de acordo com o material das superfícies - madeira, metal ou plástico.

A cura do concreto é uma etapa importante da concretagem, pois evita a evaporação prematura da água e fissuras no concreto. Após o início do endurecimento, o concreto continua a ganhar resistência, mas para que isso ocorra de forma satisfatória, devem-se tomar alguns cuidados conforme recomendações da Associação Brasileira das Empresas de Serviço de Concretagem:

- Inicie a cura tão logo a superfície seja concretada;
- Tenha resistência à ação da água (algumas horas) e estenda por, no mínimo, 7 dias;
- Mantenha o concreto saturado até que os espaços ocupados pela água sejam então ocupados pelos produtos da hidratação do cimento;

- Deixe o concreto nas fôrmas, mantendo-as molhadas;
- Mantenha um procedimento contínuo de cura.

Os principais processos de cura são:

- Molhagem das fôrmas (pequenas superfícies);
- Aspersão;
- Recobrimento (areia, serragem, terra, sacos de cimento, mantidos úmidos);
- Impermeabilização superficial (conhecida como membranas de cura);
- Submersão;
- Cura a vapor

A cura, em geral a úmida, deve ser iniciada cedo para evitar o surgimento de fissuras superficiais. Recomenda-se molhar as superfícies pelo menos cinco vezes por dia.

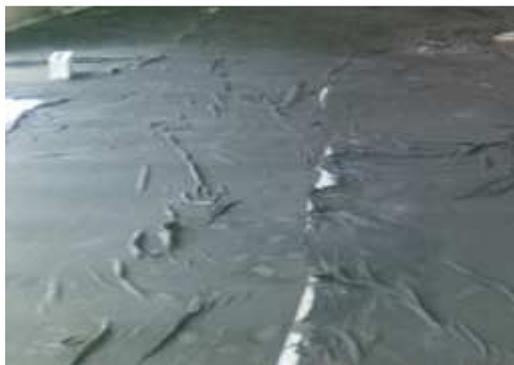


FIGURA 5.12: Cura da laje com manta molhada.

## 5.7 Controle de qualidade



FIGURA5.13: Teste do Slump.

Para a moldagem dos corpos de prova, a norma ABNT NBR 6118:2007 determina que seja coletado concreto do terço médio do caminhão-betoneira, entre 15% e 85% do descarregamento do material.



FIGURA 5.14: Moldagem dos corpos de prova.

Em cada concretagem devem ser especificados:

- $f_{ck}$ ;
- $f_c$ , desforma;
- Massa específica;
- Caracterização do material (a cada 200 unidades);
- Coeficiente de retração;
- Módulo de elasticidade;
- Resistência à tração.

## 5.8 Tempo de execução e custos

Os custos de um empreendimento dependem de vários fatores, dentre eles o tempo de execução da obra. Quanto maior o tempo de utilização de mão de obra e equipamentos em uma construção maior será os gastos e menor lucro. Os edifícios em paredes de concreto são construídos de forma quase industrializada, desde que haja um bom

planejamento e logística. E quanto maior a quantidade de unidades construídas melhor será o aproveitamento dos materiais e maior lucro global da obra.

## **5.9 Recomendações Arquitetônicas**

O sistema construtivo Parede de Concreto oferece ao arquiteto novas opções para o desenvolvimento do seu projeto, ao valorizar a padronização, a coordenação modular e a organização da produção.

Esses conceitos não visam limitar a criatividade do profissional, mas promover o máximo desempenho do sistema, eliminando improvisações e aproximando o produto concebido (o projeto) do produto efetivamente executado (a edificação).

As principais recomendações são:

- Maximize a repetitividade de dimensões modulares do layout;
- Padronize tamanhos e locações de aberturas;
- Minimize o número de diferentes membros do edifício.

# 6

## **PROJETO ESTRUTURAL DE EDIFÍCIO PILOTO**

Como exemplo foi calculado um edifício de dez pavimentos em forma H com quatro apartamentos por andar conforme a planta tipo figura 6.2. Este edifício é todo em paredes de concreto com  $f_{ck}$  de 25 MPa e as armaduras são de aço CA-60. A distribuição das cargas verticais foram analisadas como grupos isolados de paredes.

Cada apartamento é composto por dois quartos, sala, cozinha e banheiro. Cada andar é composto por quatro apartamentos de 40,4 m<sup>2</sup> e mais a área comum da escada.



FIGURA 6.1: Edifício exemplo.

As dimensões totais do edifício são de 15,7 m por 14,2 m. Possui uma área comum com escada e elevador.

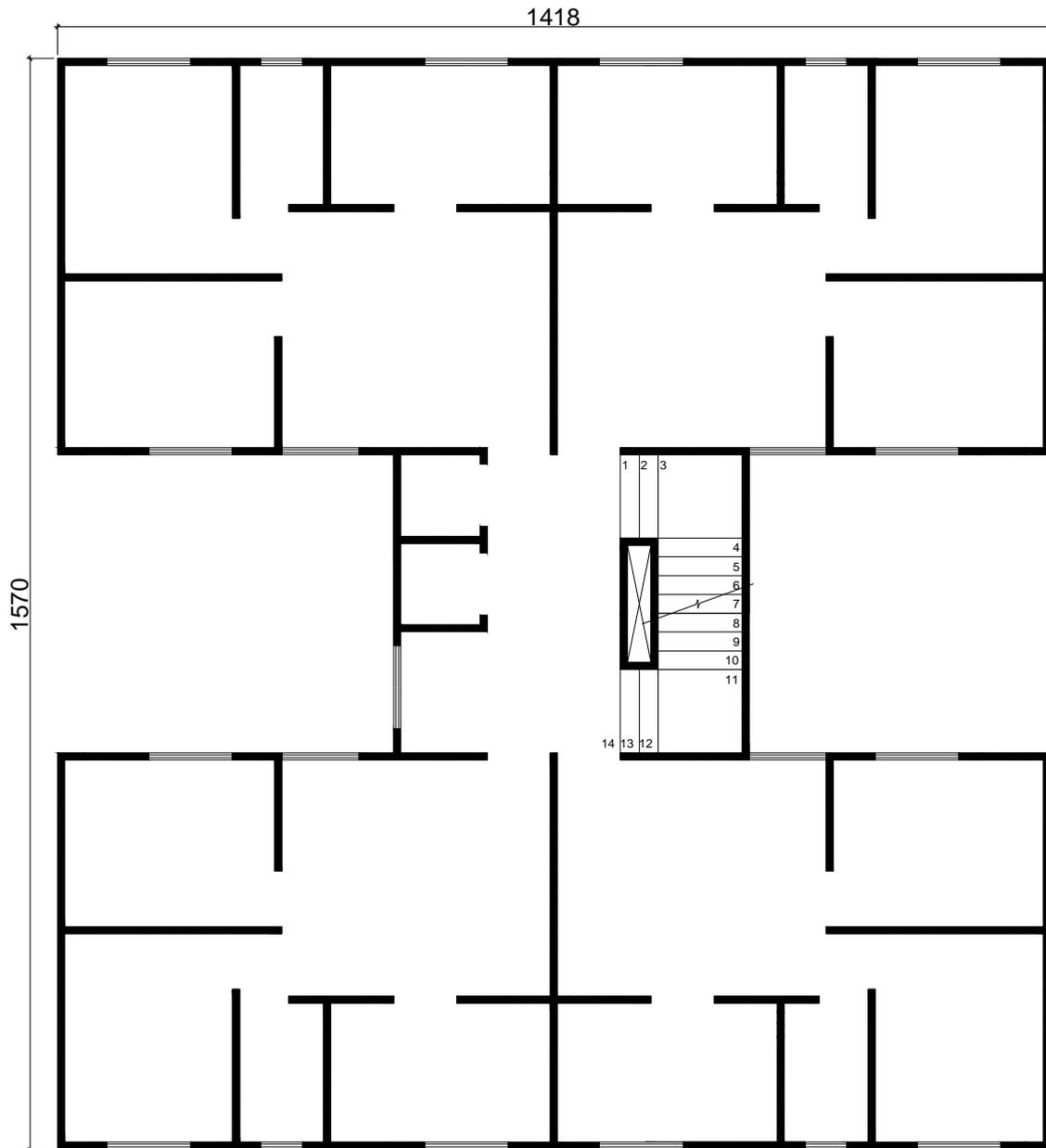


FIGURA 6.2: Planta tipo do edifício de Paredes de concreto.

Para o dimensionamento do edifício as paredes foram enumeradas para melhor identificação conforme a figura 6.3. Como o edifício é simétrico à numeração foi feita somente em um apartamento.

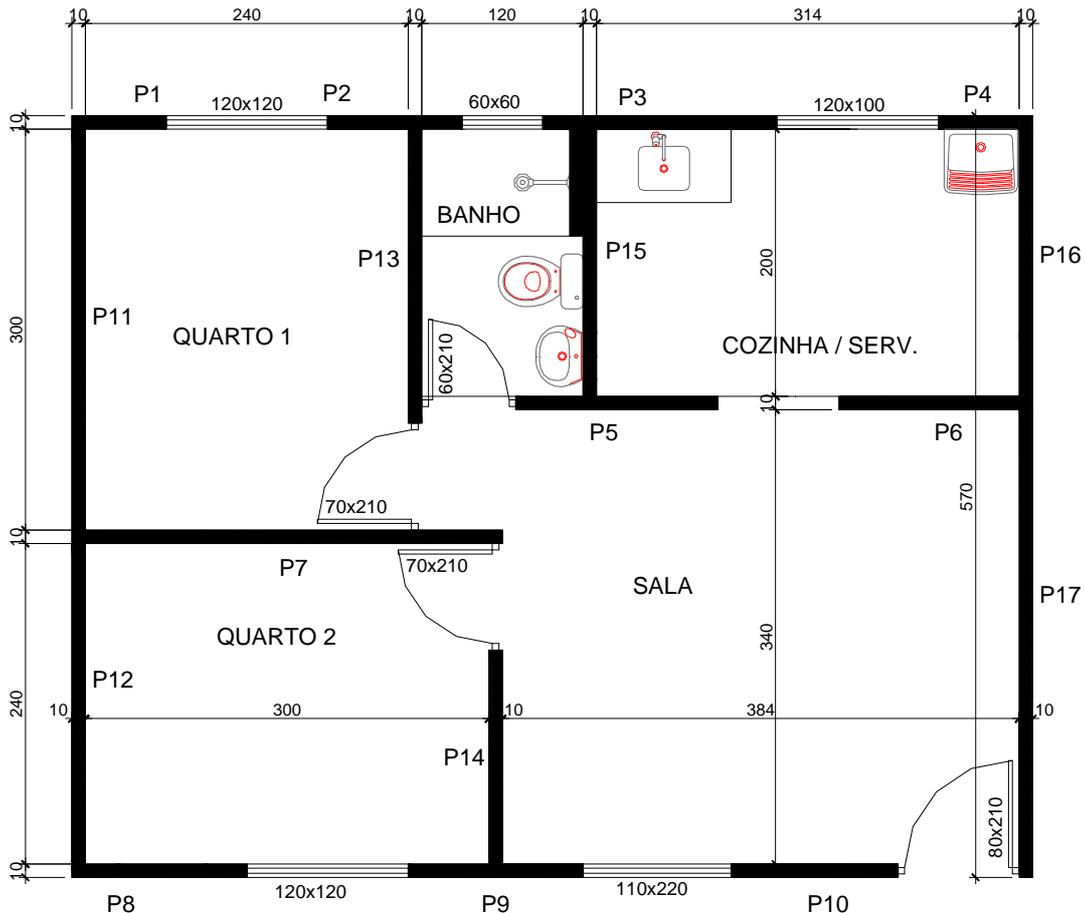


FIGURA 6.3: Paredes do pavimento tipo enumeradas.

Os carregamentos considerados para o edifício são os que atuam como cargas verticais e ações horizontais. As cargas verticais são as devido ao peso próprio da estrutura e pavimentação (cargas permanentes), sobrecarga (cargas acidentais). As ações horizontais são devidas ao vento (ações acidentais) e o desaprumo (cargas permanentes).

## 6.1 Cargas verticais

### 6.1.1 Cargas permanentes

Para todos os pavimentos, foram consideradas as ações indicadas a seguir:

Peso próprio das lajes = 2,5 kN/m<sup>2</sup>;

Revestimento de lajes = 1,0 kN/m<sup>2</sup>.

## 6.1.2 Cargas acidentais

Sobrecarga nas lajes:

- Quarto, banho, sala, cozinha e varanda foram utilizados 1,50 kN/m<sup>2</sup>.

Este valor da sobrecarga de 1,50kN/m<sup>2</sup> pode variar em cada região conforme a norma ABNT NBR 6120:1980 cargas para o cálculo de estruturas de edificações, neste exemplo foi adotado um valor padrão para facilitar os cálculos.

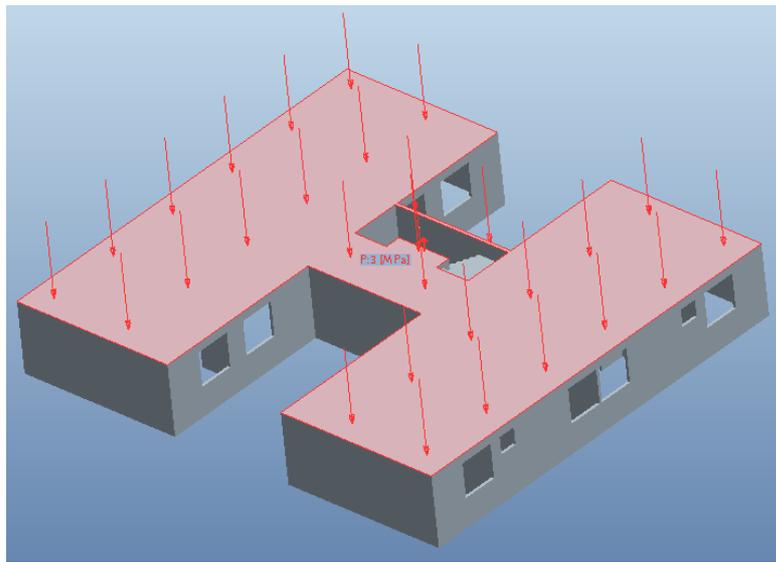


FIGURA 6.4: Representação das cargas verticais atuando em um andar do edifício.

## 6.2 Ações Horizontais

### 6.2.1 Desaprumo

O desaprumo é definido como o ângulo entre o edifício e a vertical e é dado por:

$$\theta = \frac{1}{170\sqrt{H}} \quad (6.1)$$

$$F_d = \Delta P \cdot \theta \quad (6.2)$$

Onde  $\theta$  é o ângulo de desaprumo em radianos e H é a altura da edificação, em metros,  $F_d$  é a força horizontal equivalente ao desaprumo e  $\Delta P$  é o peso total do pavimento considerado.

O edifício possui 10 andares com 3 m cada andar.

- H = 30 m.

Dessa forma, o ângulo é de:

$$\theta = \frac{1}{170\sqrt{30}} = 0,00107 \text{ rad}$$

Como o peso do pavimento tipo é igual a 2.190kN, a força a ser considerada em cada pavimento é igual a:

$$F_d = 2190 * 0,00107 = 2,34 \text{ kN}$$

O peso de cada pavimento foi obtido através do modelo 3D do edifício desenvolvido no software pro-engineer.

## 6.2.2 Vento

Conforme a norma ABNT NBR 6123:1988 a força devido ao vento por pavimento é dada por:  $F = C_a \cdot q \cdot A_e$ . Para a análise de forças devido ao vento devemos considerar que as ações horizontais sejam distribuídas aos painéis de contraventamento pelas lajes dos pavimentos. As lajes são consideradas como diafragmas rígidos em seu próprio plano, embora sem rigidez transversal. Considera-se que o vento atua sobre as paredes que são normais à sua direção. Estas passam a ação às lajes dos pavimentos que as distribuem aos painéis de contraventamento.

Para o edifício os dados são:

- Fator topográfico  $S_1 = 1$ ;
- Rugosidade do terreno  $S_2 =$  (variável, ver tabela abaixo);

- Fator estatístico  $S_3 = 1$ ;
- Velocidade Básica do vento  $V_0 = 30$  m/s;
- Velocidade característica do vento  $V_k =$  (variável, ver tabela abaixo);
- Pressão dinâmica  $q = 0,613.V_k^2$ ;

Na figura 6.5 é possível observar o quadro resumo das cargas de vento que atuam na edificação.

Edifício Vento x									
Altura (m)	S1	S2	S3	$V_0$	$V_k$	$q$ (kN/m <sup>2</sup> )	$C_a$	$A_e$ (m <sup>2</sup> )	$F_a$ (kN)
5	1	0,92	1	30	27,60	0,47	0,94	45,53	19,98
10	1	0,98	1	30	29,40	0,53	0,94	45,53	22,68
15	1	1,02	1	30	30,60	0,57	0,94	45,53	24,57
20	1	1,04	1	30	31,20	0,60	0,94	45,53	25,54
25	1	1,04	1	30	31,20	0,60	0,94	45,53	25,54
30	1	1,04	1	30	31,2	0,60	0,94	43,5	24,40

Edifício Vento y									
Altura (m)	S1	S2	S3	$V_0$	$V_k$	$q$ (kN/m <sup>2</sup> )	$C_a$	$A_e$ (m <sup>2</sup> )	$F_a$ (kN)
5	1	0,92	1	30	27,60	0,47	0,94	41,18	18,08
10	1	0,98	1	30	29,40	0,53	0,94	41,18	20,51
15	1	1,02	1	30	30,60	0,57	0,94	41,18	22,22
20	1	1,04	1	30	31,20	0,60	0,94	41,18	23,10
25	1	1,04	1	30	31,20	0,60	0,94	41,18	23,10
30	1	1,04	1	30	31,2	0,60	0,94	41,18	23,10

FIGURA 6.5: Ações de vento em cada nível do edifício.

### 6.3 Combinações das ações

As cargas e ações em uma estrutura são que provocam esforços ou deformações. As ações de cálculo são obtidas multiplicando-se os seus valores característicos pelos coeficientes parciais de segurança. Neste exemplo de edifício todas as cargas consideradas no item 6.1 e 6.2 foram combinadas e multiplicadas pelos coeficientes de segurança conforme a norma ABNT NBR 8681:2003 Ações e segurança nas estruturas.

### 6.4 Propriedades físicas dos materiais

De acordo com a ABNT NBR 6118:2007, foram adotados os seguintes valores:

- Coeficiente de Poisson -  $\nu_c = 0,20$ ;
- Resistência à Compressão do Concreto -  $f_{ck} = 25$  MPa;
- Módulo de Elasticidade Secante -  $E_c = 0,85.5600.(f_{ck})^{0,5} = 23.800$  MPa e

- Peso Específico do concreto -  $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$ .

## 6.5 Distribuição das cargas verticais

Para a distribuição das cargas verticais do edifício foi utilizado o procedimento de distribuição de cargas como grupos isolados de paredes. Para realizar o procedimento de grupos de paredes primeiro foram analisadas as cargas verticais em cada parede, como mostra a tabela a seguir.

TABELA 6.1: Cargas nas paredes.

Parede	Comprimento (m)	Peso Próprio (kN/m)	Laje (kN/m)	Lintel (kN/m)	Total (kN/m)	Total (kN)	Tensão Normal (kN/m <sup>2</sup> )	Tensão Normal Térreo (kN/m <sup>2</sup> )	Tensão Normal Térreo (MPa)
P1	0,70	7,25	3,43	8,36	19,04	13,33	158,67	1586,67	1,59
P2	1,00	7,25	5,21	11,29	23,75	23,75	197,92	1979,17	1,98
P3	1,74	7,25	5,68	11,29	24,22	42,14	201,83	2018,33	2,02
P4	0,70	7,25	3,90	8,36	19,51	13,66	162,58	1625,83	1,63
P5	1,50	7,25	11,03	0,00	18,28	27,42	152,33	1523,33	1,52
P6	1,34	7,25	8,59	0,00	15,84	21,23	132,00	1320,00	1,32
P7	3,10	7,25	7,41	0,00	14,66	45,45	122,17	1221,67	1,22
P8	1,30	7,25	3,98	8,36	19,59	25,47	163,25	1632,50	1,63
P9	1,30	7,25	8,79	8,36	24,40	31,72	203,33	2033,33	2,03
P10	1,24	7,25	5,35	8,36	20,96	25,99	174,67	1746,67	1,75
P11	3,05	7,25	3,98	0,00	11,23	34,25	93,58	935,83	0,94
P12	2,20	7,25	6,44	0,00	13,69	30,12	114,08	1140,83	1,14
P13	2,00	7,25	5,34	0,00	12,59	25,18	104,92	1049,17	1,05
P14	2,00	7,25	2,88	0,00	10,13	20,26	84,42	844,17	0,84
P15	2,45	7,25	3,43	0,00	10,68	26,17	89,00	890,00	0,89
P16	1,60	7,25	8,24	0,00	15,49	24,78	129,08	1290,83	1,29
P17	3,50	7,25	5,35	0,00	12,60	44,10	105,00	1050,00	1,05

A última coluna da tabela mostra a tensão normal no andar térreo do edifício de 10 pavimentos.

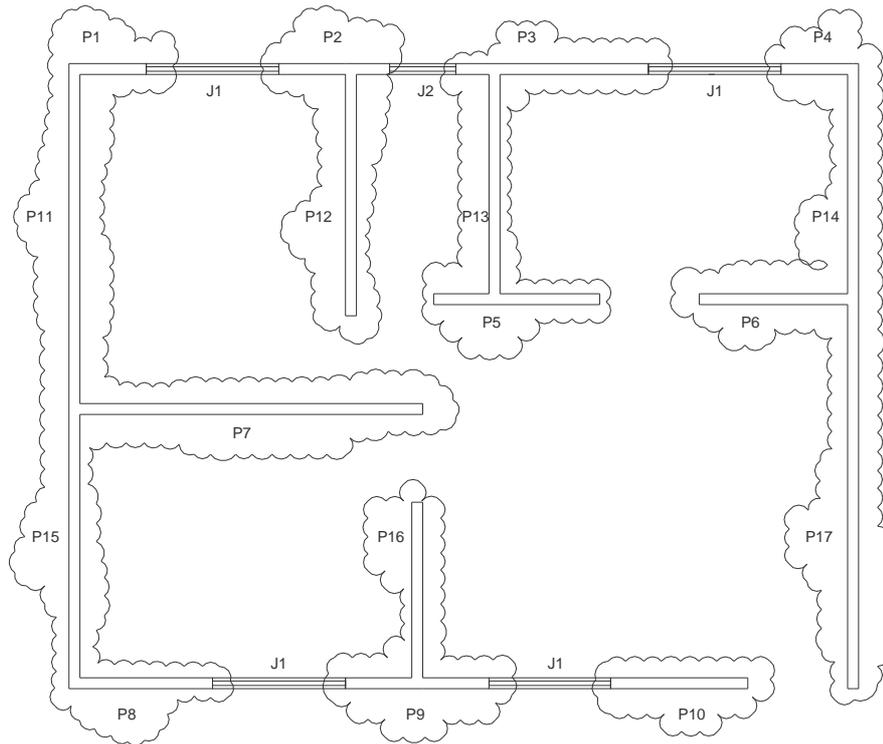


FIGURA 6.6: Grupo de paredes para cálculo.

O comprimento total de cada grupo é somado conforme a tabela abaixo. A carga total distribuída é a soma dos carregamentos da laje nas paredes e mais o peso próprio das paredes.

Para o grupo 1 temos:

- Comprimento total das paredes 11,45m;
- Total distribuído é 15,40kN/m
- Tensão normal no grupo 1 é  $15,40\text{kN/m} / (0,12\text{ m}) = 128,37\text{kN/m}^2$
- Tensão normal máxima no térreo é  $10 * 128,37\text{kN/m}^2 = 1283,69\text{kN/m}^2$   
(considerado 10 andares).

TABELA 6.2: Cargas nos grupos de paredes.

Grupos	Paredes	Comprimento Total (m)	Carga Total (kN)	Carga Média (kN/m)	Tensão Normal (kN/m <sup>2</sup> )	Tensão Normal Térreo (kN/m <sup>2</sup> )	Tensão Normal Térreo (MPa)
G1	P1+P7+P8+P9+P11+P15	11,45	176,38	15,40	128,37	1283,69	1,28
G2	P2+P12	3,20	53,87	16,83	140,28	1402,81	1,40
G3	P3+P5+P13	5,24	94,74	18,08	150,67	1506,72	1,51
G4	P4+P6+P14+P17	7,54	99,24	13,16	109,68	1096,85	1,10
G5	P9+P16	2,90	56,50	19,48	162,37	1623,68	1,62
G6	P10	1,24	25,99	20,96	174,67	1746,67	1,75

Conforme a tabela 6.2 a tensão normal atuante máxima no andar térreo ocorrerá no grupo 6. Este valor não deve superar a tensão resistente de cálculo.

Onde:

$$\sigma_{v,m\acute{a}x} = 2096,00 \text{ kN/m}^2 = 2,10 \text{ MPa.}$$

A verificação da resistência de cálculo sob normal de compressão deve ser feita para o grupo mais carregado.

- $f_{ck} = 25 \text{ MPa.}$
- $f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c = 25 \text{ MPa}/1,4 = 17,86 \text{ MPa};$
- $f_{sdc} = 210000 \text{ MPa} \cdot 0,002/1,15 = 365 \text{ MPa};$
- $\rho = 0,15\% = 0,0015;$
- $t = 0,12 \text{ m};$
- $H = 2,9 \text{ m};$
- $\text{Esbeltez } \lambda = H \cdot \sqrt{12}/t = 2,9 \text{ m} \cdot 3,46 / 0,12 \text{ m} = 83,72;$
- $K_1 = \lambda/35 = 83,72/35 = 2,39;$
- $K_2 = 0.$

Substituindo na equação temos que:

$$n_{d,resist} = \frac{(0,85 \cdot f_{cd} + \rho \cdot f_{scd}) \cdot t}{k_1 [1 + 3k_2(2 - k_2)]} \leq \frac{(0,85 \cdot f_{cd} + \rho \cdot f_{scd}) \cdot t}{1,643}$$

$$n_{d,resist} = \frac{(0,85 \times 17,86 + 0,0015 \times 365) \cdot 0,12}{2,39 \cdot [1 + 3 \times 0(2 - 0)]} \leq \frac{(0,85 \cdot 17,86 + 0,0015 \times 365) \cdot 0,12}{1,643}$$

$$n_{d,resist} = 788,99 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \leq 1148,61 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Dessa forma, a resistência de cálculo está de acordo.

A parede ou grupo de paredes mais carregado do edifício deve ser menor do que a resistência de cálculo sob normal de compressão. Neste caso temos que:

$$n_{d,resist} = 788,99 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Logo

$$n_{d,resist} = 788,99 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \geq 209,6 \frac{\text{kN}}{\text{m}} * 1,4 = 293,44 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

A resistência de cálculo está de acordo. As cargas verticais provocam uma força normal de compressão menor do que a resistência de cálculo.

## 6.6 Distribuições das ações horizontais

As ações horizontais são aquelas provocadas pelo desaprumo e a ação do vento na edificação. A tensão normal e de cisalhamento na base do edifício podem ser verificadas na tabela 6.3.

TABELA 6.3: Tensão normal e de cisalhamento.

Grupos	Paredes	Comprimento Total (m)	Momento de Inercia (m <sup>4</sup> )	W (m <sup>3</sup> )	Rigidez relativa	%	Força do vento (kN)	Fd Força desaprumo (kN)	Cisalhamento na base do edifício (kN)	Momento na base do edifício (kN.m)	Tensão Normal Total $\sigma$ (kN/m <sup>2</sup> )	Tensão Cisalhamento (kN/m <sup>2</sup> )
G1	P1+P7+P8+P9+P11+P15	11,45	1,83	0,77	0,49	49,49	9,89	2,34	102,60	1631,45	2129,36	89,60
G2	P2+P12	3,20	0,10	0,10	0,03	2,62	0,52	2,34	8,96	86,49	888,57	28,01
G3	P3+P5+P13	5,24	0,14	0,15	0,04	3,73	0,74	2,34	11,17	122,91	797,84	21,31
G4	P4+P6+P14+P17	7,54	1,57	0,58	0,42	42,31	8,45	2,34	88,26	1394,98	2411,50	117,06
G5	P9+P16	2,90	0,05	0,07	0,01	1,42	0,28	2,34	6,55	46,73	659,66	22,59
G6	P10	1,24	0,02	0,03	0,00	0,43	0,09	2,34	4,58	14,16	552,43	36,92

As ações horizontais também devem ser verificadas quanto à resistência de cálculo sob normal de compressão. Neste caso o grupo mais carregado é o 4.

$$2411,50 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,12 \text{ m} = 289,30 \text{ kN/m}$$

$$n_{d, \text{resist}} = 788,99 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \geq 289,38 \frac{\text{kN}}{\text{m}} * 1,4 = 405,13 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

## 6.7 Verificação da tensão resistente de cálculo

A resistência de cálculo pode ser dividida pela espessura da parede e obtida à tensão resistente de cálculo sob normal de compressão. A espessura da parede é de 0,12 m, dividido por 788,99 kN/m. Temos:

$$\sigma_{d, \text{resist}} = 6574,92 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Dessa forma, temos que a tensão normal devido à força vertical mais a tensão devido à ação horizontal é igual à tensão total atuante no edifício.

$$\sigma_{dev. \text{ Força vertical}} + \sigma_{dev. \text{ vento}} = \sigma_{atuante \text{ total}}$$

A tensão total atuante multiplicada pelo coeficiente de segurança  $\gamma_f$  deve ser menor do que a tensão resistência de cálculo.

$$\sigma_{atuante \text{ total}} \cdot \gamma_f \leq \sigma_{d, \text{resist}}$$

Atabela abaixo evidencia qual é o grupo de paredes que possui a maior tensão atuante na base do edifício. Os valores das tensões Normais já estão multiplicados pelo fator de segurança  $\gamma_f = 1,4$ .

TABELA 6.4: Tensão total normal

Grupos	Paredes	Tensão Normal $\sigma$ Devido a cargas verticais (kN/m <sup>2</sup> )	Tensão Normal $\sigma$ Devido a ações horizontais (kN/m <sup>2</sup> )	Tensão Normal total $\sigma$ (kN/m <sup>2</sup> )
G1	P1+P7+P8+P9+P11+P15	1283,69	2129,36	3413,05
G2	P2+P12	1402,81	888,57	2291,38
G3	P3+P5+P13	1506,72	797,84	2304,56
G4	P4+P6+P14+P17	1096,85	2411,50	3508,35
G5	P9+P16	1623,68	659,66	2283,34
G6	P10	1746,67	552,43	2299,09

Assim para mais carregado que é o grupo 4 temos:

$$3508,35 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \leq \sigma_{d,\text{resist}} = 6574,92 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Através das distribuições das cargas verticais e das ações horizontais e suas tensões é possível determinar a quantidade de armadura das paredes de concreto.

## 6.8 Armadura

### 6.8.1 Dimensionamento da armadura das paredes

A armadura das paredes foram dimensionadas conforme os itens 4.8, 4.9 e 4.16 do capítulo 4. Quando não há tração nas paredes de concreto deve-se adotar a armadura mínima. As paredes não estão sujeitas a esforços de tração, dessa forma será adotada a armadura mínima conforme o item 4.8.

Dimensionamento das paredes P1, P2, P3 e P4 com armadura mínima.

- $A_{s,Horizontal} = 100\text{cm} \cdot 10\text{cm} \cdot 0,0015 = 1,5 \text{ cm}^2$  aço CA-60 adotar tela Q159,
- $A_{s,Vertical} = 100 \text{ cm} \cdot 10 \text{ cm} \cdot 0,0009 = 0,9 \text{ cm}^2$  aço CA-60.

De acordo com a tabela 3.1 do capítulo 3, será adotada a tela Q159 para toda a extensão da parede.

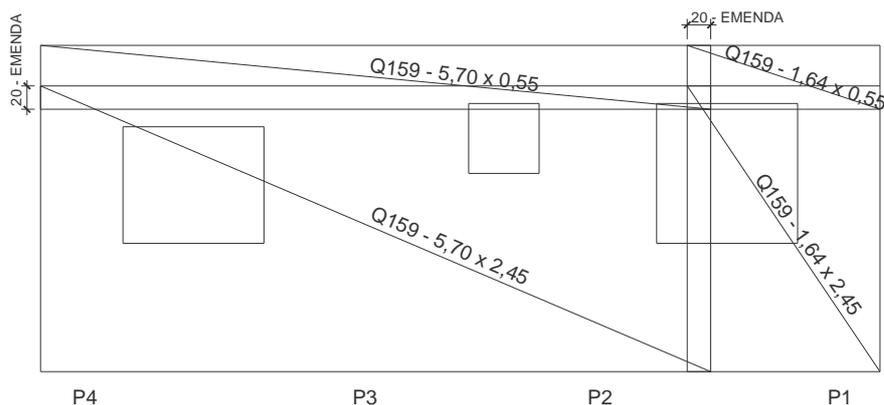


FIGURA 6.7: Armadura das paredes P1, P2, P3 e P4.

Nas aberturas de paredes e janelas a tela deverá ser cortada. A armadura de reforço das aberturas será mostrada e detalhada no item 6.8.3.

Dimensionamento das paredes P5 e P6 com armadura mínima.

- $A_{s,Horizontal} = 100 \text{ cm} \cdot 10 \text{ cm} \cdot 0,0015 = 1,5 \text{ cm}^2$  aço CA-60 adotar tela Q159,
- $A_{s,Vertical} = 100\text{cm} \cdot 10\text{cm} \cdot 0,0009 = 0,9 \text{ cm}^2$  aço CA-60.

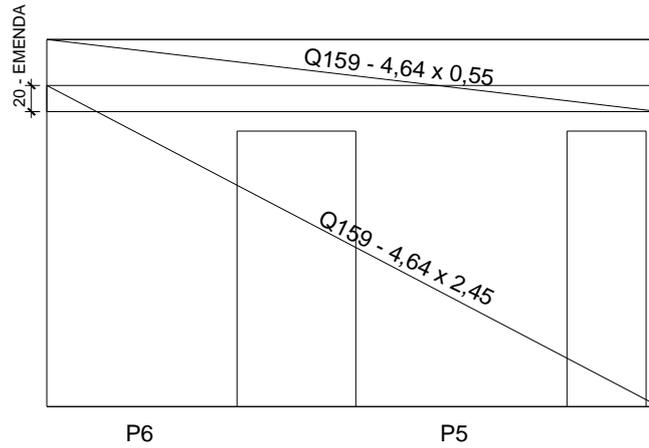


FIGURA 6.8: Armadura das paredes P5 e P6.

Dimensionamento da parede P7 com armadura mínima.

- $A_{s, \text{Horizontal}} = 100 \text{ cm} \cdot 10 \text{ cm} \cdot 0,0015 = 1,50 \text{ cm}^2$  aço CA-60 adotar tela Q159;
- $A_{s, \text{Vertical}} = 100 \text{ cm} \cdot 10 \text{ cm} \cdot 0,0009 = 0,9 \text{ cm}^2$  aço CA-60.

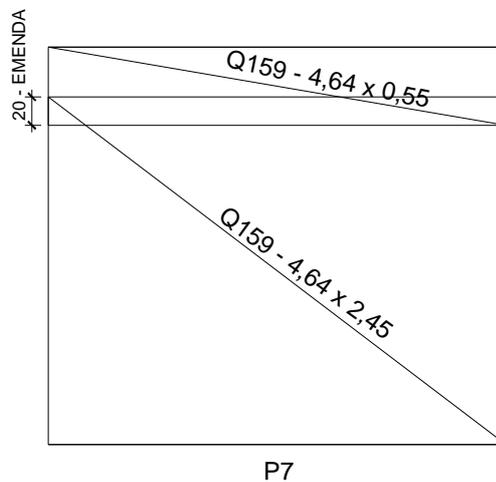


FIGURA 6.9: Armadura da parede P7.

Dimensionamento das paredes P8, P9 e P10 com armadura mínima.

- $A_{s, \text{Horizontal}} = 100 \text{ cm} \cdot 10 \text{ cm} \cdot 0,0015 = 1,5 \text{ cm}^2$  aço CA-60 adotar tela Q159,
- $A_{s, \text{Vertical}} = 100 \text{ cm} \cdot 10 \text{ cm} \cdot 0,0009 = 0,9 \text{ cm}^2$  aço CA-60.

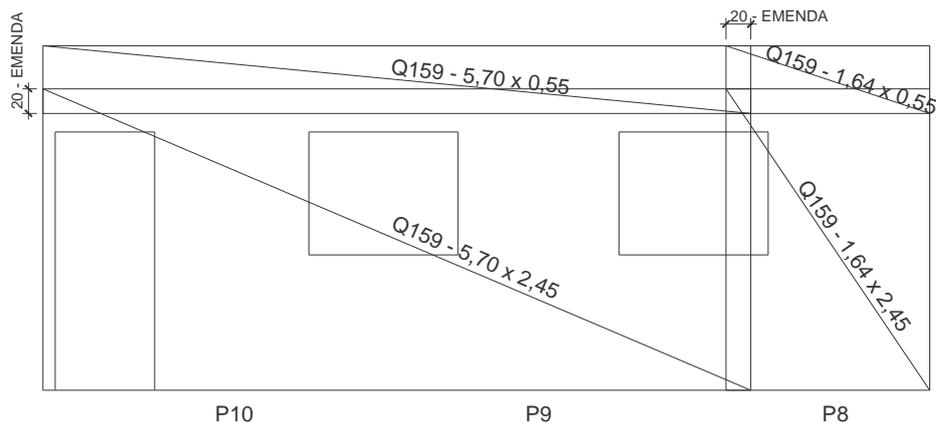


FIGURA 6.10: Armadura das paredes P8, P9, e P10.

Dimensionamento das paredes P11 e P12 com armadura mínima.

- $A_{s, Horizontal} = 100 \text{ cm} \cdot 10 \text{ cm} \cdot 0,0015 = 1,5 \text{ cm}^2$  aço CA-60 adotar tela Q159,
- $A_{s, Vertical} = 100 \text{ cm} \cdot 10 \text{ cm} \cdot 0,0009 = 0,9 \text{ cm}^2$  aço CA-60.

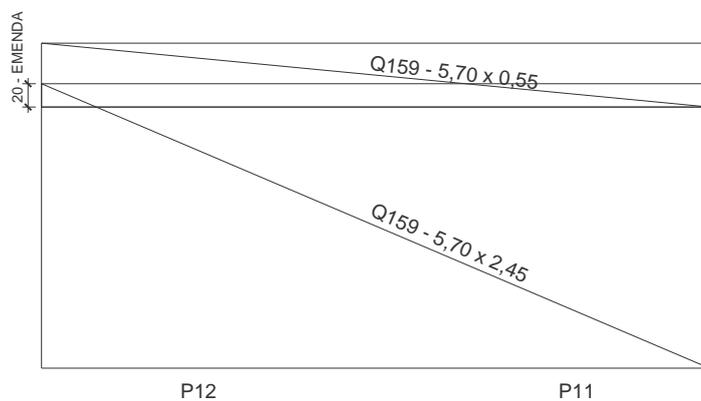


FIGURA 6.11: Armadura das paredes P11 e P12.

Dimensionamento da parede P13 com armadura mínima.

- $A_{s, Horizontal} = 100 \text{ cm} \cdot 10 \text{ cm} \cdot 0,0015 = 1,5 \text{ cm}^2$  aço CA-60, adotar tela Q159;
- $A_{s, Vertical} = 100 \text{ cm} \cdot 10 \text{ cm} \cdot 0,0009 = 0,9 \text{ cm}^2$  aço CA-60.

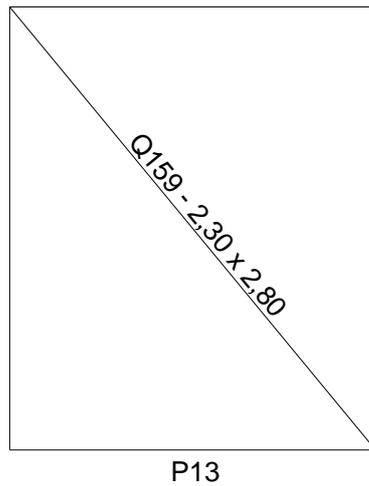


FIGURA 6.12: Armadura da parede P13.

Dimensionamento da parede P14 com armadura mínima.

- $A_{s, \text{Horizontal}} = 100 \text{ cm} \cdot 10 \text{ cm} \cdot 0,0015 = 1,5 \text{ cm}^2$  aço CA-60 adotar tela Q159,
- $A_{s, \text{Vertical}} = 100 \text{ cm} \cdot 10 \text{ cm} \cdot 0,0009 = 0,9 \text{ cm}^2$  aço CA-60.

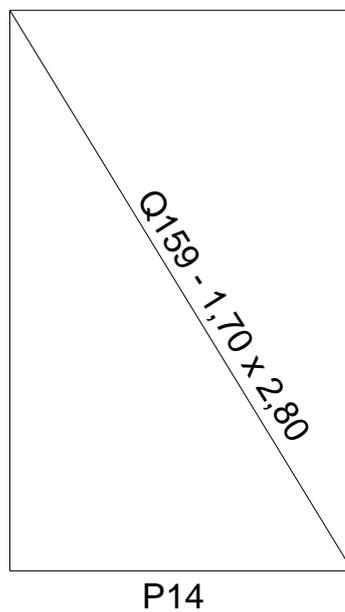


FIGURA 6.13: Armadura da parede P14.

Dimensionamento da parede P15 com armadura mínima.

- $A_{s, Horizontal} = 100 \text{ cm} \cdot 10 \text{ cm} \cdot 0,0015 = 1,5 \text{ cm}^2$  aço CA-60 adotar tela Q159,
- $A_{s, Vertical} = 100 \text{ cm} \cdot 10 \text{ cm} \cdot 0,0009 = 0,9 \text{ cm}^2$  aço CA-60.

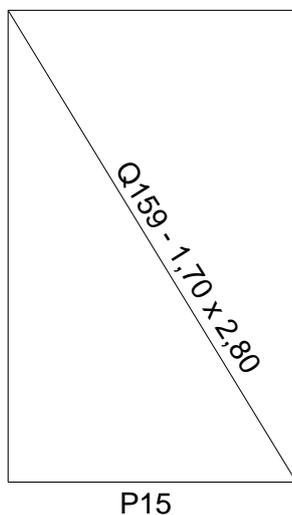


FIGURA 6.14: Armadura da parede P15.

Dimensionamento da parede P16 e P17 com armadura mínima

- $A_{s, Horizontal} = 100 \text{ cm} \cdot 10 \text{ cm} \cdot 0,0015 = 1,5 \text{ cm}^2$  aço CA-60 adotar tela Q159,
- $A_{s, Vertical} = 100 \text{ cm} \cdot 10 \text{ cm} \cdot 0,0009 = 0,9 \text{ cm}^2$  aço CA-60.

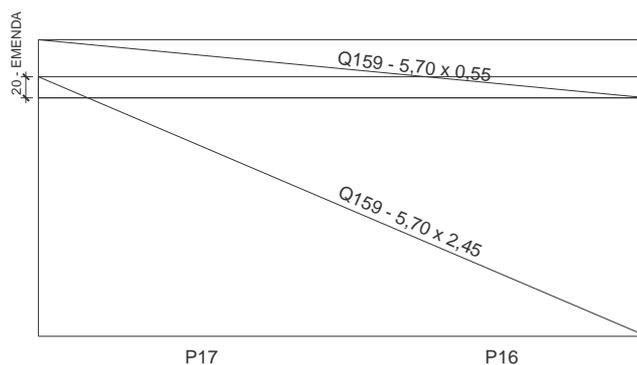


FIGURA 6.15: Armadura da parede P16 e P17.

### 6.8.2 Dimensionamento da armadura das lajes

Para determinar a armadura das lajes foram utilizados os seguintes carregamentos:

- Peso Próprio =  $25 \text{ kN/m}^3 * 0,1\text{m} = 2,5 \text{ kN/m}^2$ ; (Espessura da laje 10cm)
- Piso  $1,0 \text{ kN/m}^2$ ;
- Sobrecarga  $1,5\text{kN/m}^2$ .

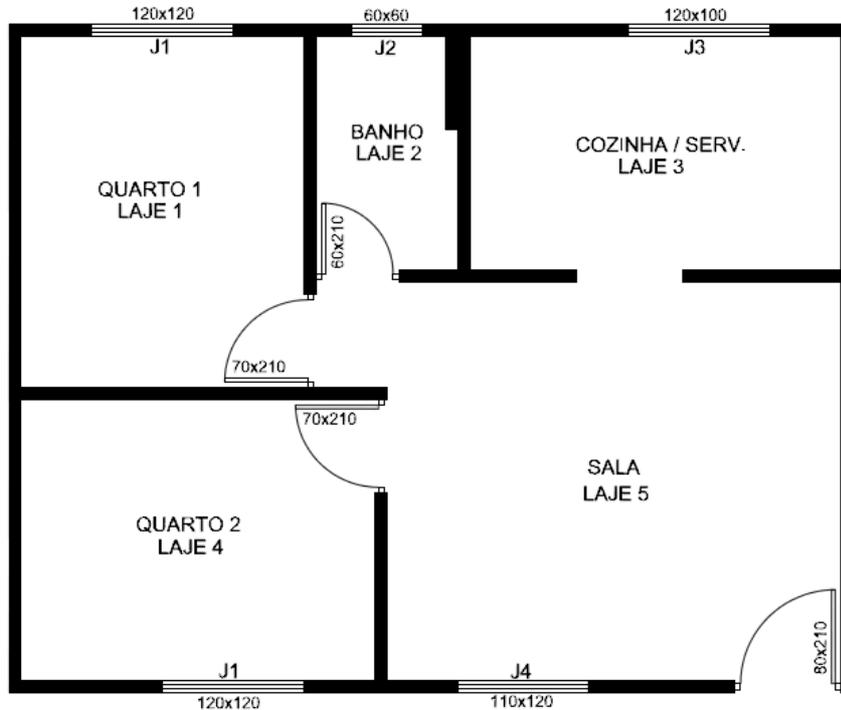


FIGURA 6.16: Lajes numeradas de um apartamento.

O cálculo das lajes foi de acordo com a norma ABNT NBR 6118:2007. A armadura para cada laje está descrita abaixo.

- $A_{s, \text{Positiva}} = 2,8 \text{ cm}^2$ , adotar tela Q283.
- $A_{s, \text{Negativa}} = 1,73 \text{ cm}^2$ , adotar tela Q196.

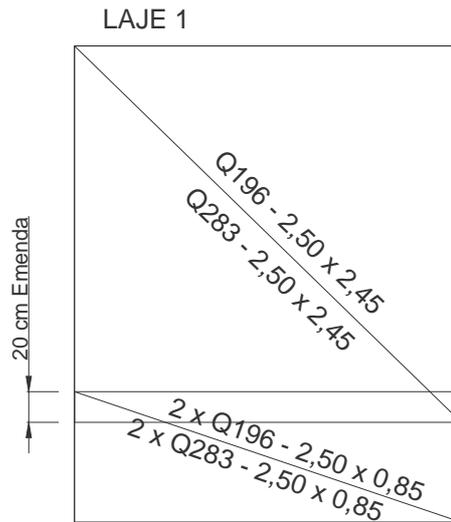


FIGURA 6.17: Detalhe da armadura da laje 1.

A armadura negativa é necessária em toda a as bordas da laje. Para facilitar a execução e considerando que as lajes são pequenas adotou-se tela como armadura negativa, cobrindo toda a face superior da laje conforme figura abaixo.

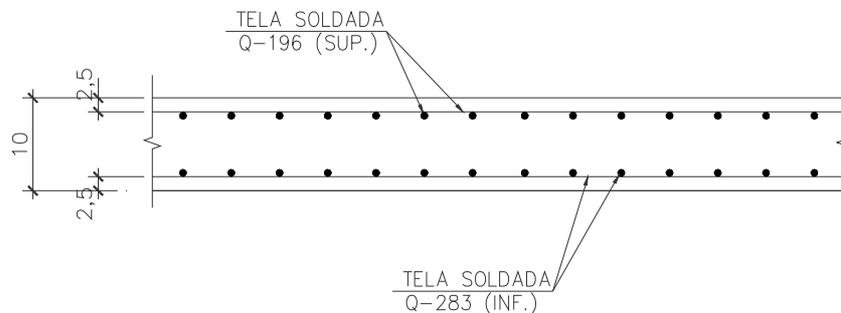


FIGURA 6.18: Detalhe da armadura da laje 1 em corte.

Dimensionamento da laje 2:

- $A_{s, Positiva} = 2,8 \text{ cm}^2$ , adotar tela Q283.
- $A_{s, Negativa} = 1,73 \text{ cm}^2$ , adotar tela Q196

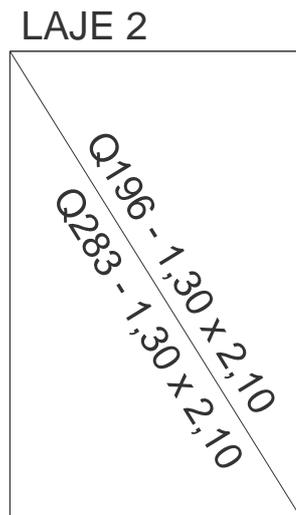


FIGURA 6.19: Detalhe da armadura da laje 2.

Dimensionamento da laje 3:

- $A_{s, \text{Positiva}} = 2,8 \text{ cm}^2$ , adotar tela Q283.
- $A_{s, \text{Negativa}} = 1,73 \text{ cm}^2$ , adotar tela Q196

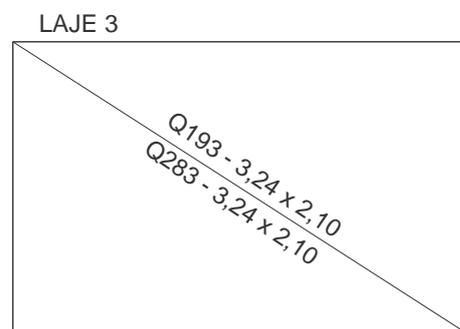


FIGURA 6.20: Detalhe da armadura da laje 3.

Dimensionamento da laje 4:

- $A_{s, \text{Positiva}} = 2,8 \text{ cm}^2$ , adotar tela Q283.
- $A_{s, \text{Negativa}} = 1,73 \text{ cm}^2$ , adotar tela Q196

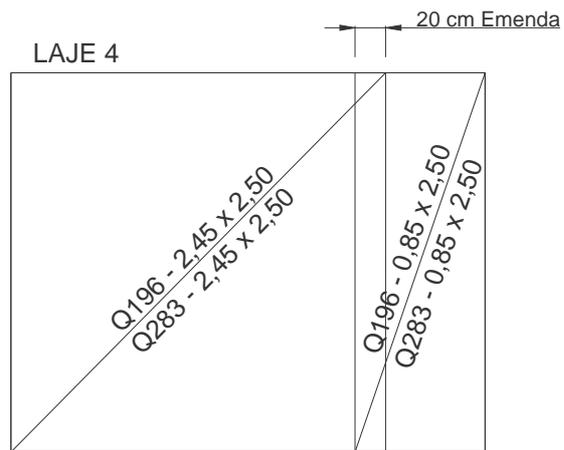


FIGURA 6.21: Detalhe da armadura da laje 4.

Dimensionamento da laje 5:

- $A_{s, \text{Positiva}} = 2,8 \text{ cm}^2$ , adotar tela Q283.
- $A_{s, \text{Negativa}} = 1,73 \text{ cm}^2$ , adotar tela Q196

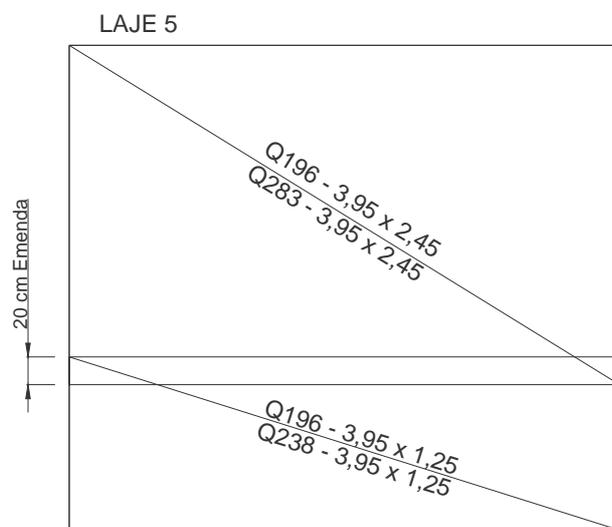


FIGURA 6.22: Detalhe da armadura da laje 5.

### 6.8.3 Dimensionamento da armadura de reforço das aberturas

A armadura horizontal de reforço das aberturas deve ser o somatório entre a armadura calculada para a função de verga mais a armadura necessária para equilibrar o desvio da força vertical, sendo essa última dada pela expressão 4.20 no item 4.16. As aberturas nas janelas foram classificadas como J1, J2, J3, J4 e J5, conforme figura 6.16. A figura 6.25 mostra de forma esquemática como será fixada a armadura ao redor das aberturas das paredes P1, P2, P3 e P4.

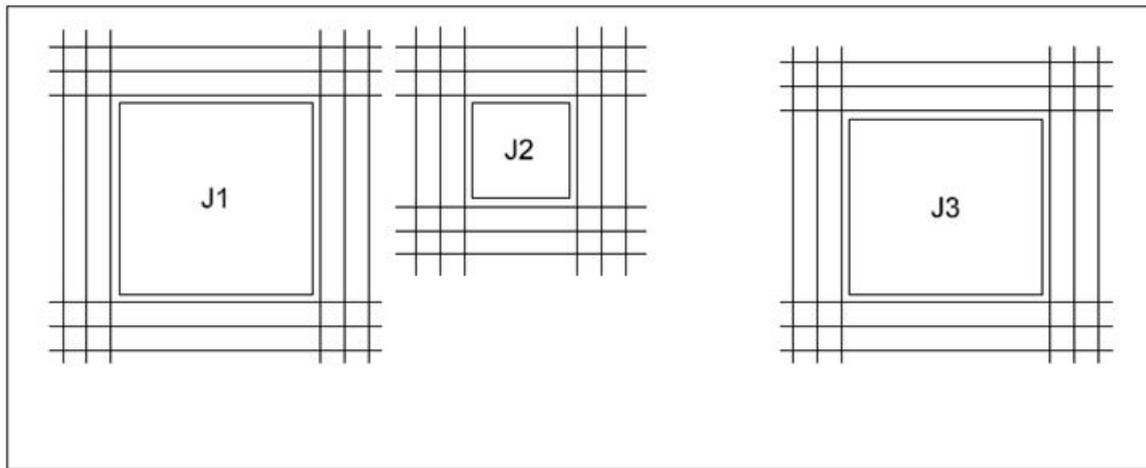


FIGURA 6.23: Reforço das aberturas J1, J2 e J3 das paredes P1 a P4.

A armação da abertura J1 foi determinada através dos seguintes valores:

- $R_{d,max} = 106,94 \text{ KN}$ ;
- $d_v = 110 \text{ cm}$ ;
- $a_h = 120 \text{ cm}$ ;
- $f_{yd} = 60/1,15 = 52,17 \text{ KN/cm}^2$

$$\Delta A_{slh} \geq \frac{R_{d,max}}{2 \cdot f_{yd}} \cdot \frac{d_v}{0,75 \cdot a_h}$$

$$\Delta A_{slh} \geq \frac{106,94}{2 \cdot 52,17} \cdot \frac{110}{0,75 \cdot 120}$$

$$\Delta A_{slh} \geq 1,25 \text{ cm}^2$$

Dessa forma, temos que a armadura superior da abertura  $J_1$  é  $A_{sh} = 1,25 \text{ cm}^2$ . Será adotado 3  $\varnothing$  de 8 mm com espaçamento de 15 cm entre as barras. A primeira barra será colocada a 5 cm da face do concreto da abertura. A mesma armadura será adotada para a parte inferior da abertura  $J_1$  conforme especificação da ABNT NBR 16055:2012.

Para a armação vertical será utilizada a expressão 4.21 no item 4.16. Por esta formulação a armação será determinada por um coeficiente  $K_{ab}$  que indica a parcela de carga que se desvia sob a abertura. Com o objetivo de padronizar e trabalhar a favor da segurança será utilizado a mesma armação que a horizontal para cada abertura. Adotado  $A_{sh} = A_{sv}$  para as aberturas.

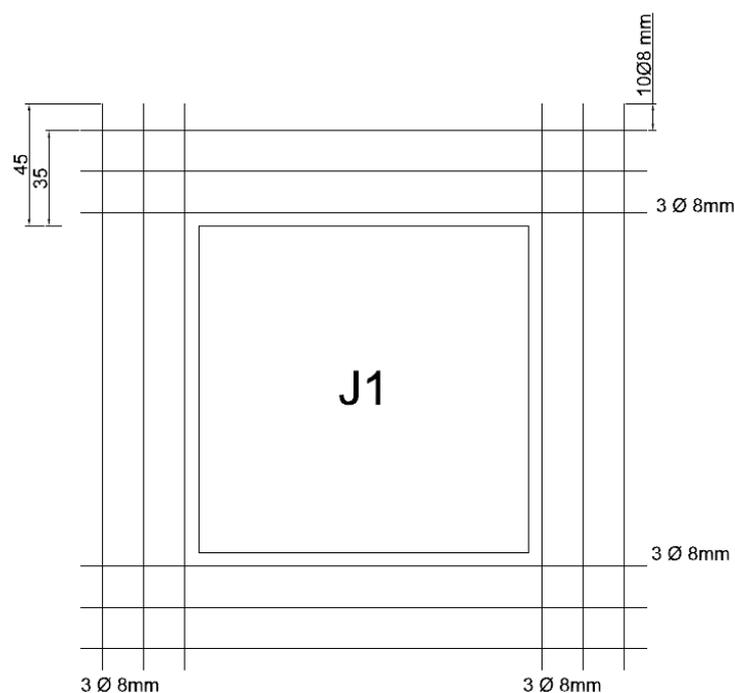


FIGURA 6.24: Detalhe da armação de reforço da abertura  $J_1$ .

Para as outras aberturas  $J_2$ ,  $J_3$  e  $J_4$  foi adotado o mesmo procedimento para a determinação das armaduras de reforço. Abaixo é apresentada uma tabela resumo com a quantidade de barras a serem utilizadas em cada face da abertura. O detalhamento será idêntico ao  $J_1$ .

TABELA 6.5: Armadura de reforço para as aberturas.

Descrição	J1	J2	J3	J4
Dimensões	120x120	60x60	120x100	110x120
Rd,max	106,94	85,44	110,73	125,2
d <sub>v</sub>	110	180	110	110
a <sub>h</sub>	120	60	120	110
f <sub>yd</sub>	52,17	52,17	52,17	52,17
A <sub>sh</sub>	<b>1,25</b>	<b>3,28</b>	<b>1,30</b>	<b>1,60</b>
Barras	3 Ø 8	3 Ø 12,5	3 Ø 8	3 Ø 10

A norma ANBT NBR 16055:2012 não especifica de forma clara os reforços de aberturas de porta, e da mesma forma que as aberturas de janelas, as aberturas de portas também possuem concentração de tensões. Uma maneira de determinar a armadura dessa abertura seria considerar d<sub>v</sub> da equação 4.20 como sendo à distância da face superior da abertura e o final superior da parede.

A armação de reforço das portas foi determinada através dos seguintes valores:

- R<sub>d,max</sub> = 157,0 KN;
- d<sub>v</sub> = 80 cm; (Distância da face superior da abertura da porta ao final da parede – adaptação da formulação proposta pela ABNT NBR 16055:2012 item 17.8.2.1,
- a<sub>h</sub> = 80 cm;
- f<sub>yd</sub> = 60/1,15 = 52,17 KN/cm<sup>2</sup>

Dessa forma, temos que a armadura superior e lateral da porta é A<sub>s</sub> = 2,01 cm<sup>2</sup>. Serão adotados 3 Ø de 10 mm com espaçamento de 15 cm entre as barras. A primeira barra será colocada a 5 cm da face do concreto da abertura. E todas as aberturas de porta desse edifício serão reforçadas com essa mesma quantidade de armação.

# 7

## CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

### 7.1 Conclusões

As paredes de concreto tem grande ganho de custos em relação aos outros sistemas construtivos quando produzidos em larga escala e é um tipo de construção mais rápida e resistente quando comparado a outros tipos de construções. Permite eliminar problemas de patologias que existem no sistema construtivo de alvenaria estrutural, pois possui uma maior rigidez dos elementos estruturais. Quando executadas de forma adequada estas construções atendem a todos os requisitos de qualidade de uma edificação, além da segurança quanto a sua estabilidade estrutural. É um sistema que permite ampliações, baixa manutenção e facilidade de implantação em lugares distantes e com pouca infraestrutura.

Neste trabalho foi realizado um estudo sobre o sistema construtivo em paredes de concreto e buscou-se descrever o que é e como funciona esse sistema construtivo. Foi descrito também como dimensionar estas estruturas conforme a norma ABNT NBR

16055:2012 – Parede de concreto moldada no local para a construção de edificações, Requisitos e procedimentos lançada em abril de 2012 e válido a partir de maio de 2012. No cálculo de um edifício como exemplo foi possível verificar que a taxa armadura necessária para as paredes em baixa, o que leva a um menor gasto. As armaduras ao redor das aberturas de portas devem ser calculadas como aberturas de janelas para evitar possíveis patologias.

É possível concluir que a norma ABNT NBR 16055:2012 é suficiente, e dá diretrizes para a construção de edifícios em paredes de concreto no qual fixa requisitos básicos exigíveis para as paredes de concreto moldadas no local, com fôrmas removíveis. A norma se aplica às paredes submetidas à carga axial, com ou sem flexão, concretadas com todos os elementos que farão parte da construção final, tais como detalhes de fachadas, armaduras distribuídas e localizadas, instalações elétricas e hidráulicas.

Com a crescente utilização desse sistema construtivo e de fundamental importância à utilização da norma ABNT NBR 16055:2012 pelos projetistas e construtores ao elaborar edificações ou casas de concreto. A norma ABNT NBR 6118:2007 é uma ótima referência para os projetistas no caso de dúvidas de algum item ainda não abordado na norma de paredes de concreto.

## **7.2 Sugestões para trabalhos futuros**

Para trabalhos futuros poderá ser realizada a análise de edifícios altos, acima de 15 andares de forma a contemplar a estabilidade e a rigidez. Esse estudo poderá analisar a espessura das paredes no andar térreo e suas possíveis variações ao longo do edifício. Este estudo poderá dar foco à fluência do concreto nas paredes sujeita ao acréscimo de carga ao longo da estrutura.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT NBR 16055:2012. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Parede de concreto moldada no local para a construção de edificações – Requisitos e procedimentos.

ABNT NBR 6120:1980. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Cargas para o cálculo de estruturas de edificações.

ABNT NBR 6118:2007. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Projeto e execução de obras de concreto armado.

ABNT NBR 6123:1989. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Forças devidas ao vento em edificações.

ABNT NBR 8681:2003. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Ações e segurança nas estruturas – Procedimento.

ACI 318: Build code requirements for reinforced concret. Detroid, 1999.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND, Sistema Construtivo em Paredes de Concreto, São Paulo, volume I, 2009. Disponível em: <<http://www.abcp.org.br/colaborativoportal/download.php?selected=Concrete20Show%202009%20-%20Parede%20de%20Concreto#selAnch>> Data de acesso: junho de 2011.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND, Sistema Construtivo em Paredes de Concreto, São Paulo, volume II, 2010. Disponível em: <<http://www.abcp.org.br/colaborativoportal/download.php?selected=Concrete20Show%202010%20-%20Paredes%20de%20Concreto#selAnch>> Data de acesso: junho de 2011.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DAS EMPRESAS DE SERVIÇOS DE CONCRETAGEM, Manual do Concreto Dosado em Central, São Paulo, 2007. Disponível em: <<http://www.abesc.org.br/pdf/manual.pdf>> Data de acesso: Fevereiro de 2012.

COLETÂNEA DE ATIVOS, PAREDES DE CONCRETO. São Paulo: Associação Brasileira de Cimento Portland, 2010.

CORRÊA M.R.S.; RAMALHO, M.A. **Projeto de edifícios de alvenaria estrutural**. São Paulo: Editora PINI Ltda, 2003.

FONSECA JUNIOR, A., **Sistema Parede de Concreto na Construção Habitacional Brasileira**. Apresentação – Concrete Show – São Paulo, 26 a 28 de agosto de 2009.

HESELTINE, B.A.; MOORE, J.F.A. **Handbook to BS-5628: structural use of masonry. Part1: Unreinforced masonry**. The Brick Development Association, 1981.

HUMAR J.L, e YAVARI S. Design of concrete shear wall buildings for earthquake induced torsion. In: 4<sup>TH</sup> STRUCTURAL SPECIALTY CONFERENCE OF THE CANADIAN SOCIETY FOR CIVIL ENGINEERING. Montreal Junho, 2002. Canada. 10p.

INSTITUTO BRASILEIRO DE TELAS SOLDADAS, Telas soldadas, Informações técnicas, São Paulo. Disponível em: <[http://www.ibts.org.br/telas\\_info.asp](http://www.ibts.org.br/telas_info.asp)> Data de acesso: Junho de 2011.

KRIPANARAYANAN, K. M. (1977), “Interesting Aspect of the Empirical Wall Design Equation.” ACI Structural Journal, Vol.74, No.5, May 1977, pp.204-207.

LEABU, V.F; Problems and performance of precast concrete wall panels, ACI Structural Journal, Vol. 56, outubro de 1959, p.287-298.

NUNES, V.Q.G. Análise estrutural de edifícios de paredes de concreto armado, com ênfase na estrutura de transição. In: **CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO**, 52., Recife outubro, 2010. São Paulo: IBRACON. 13p.

NUNES, V.Q.G. **Análise estrutural de edifícios de paredes de concreto armado**, 2011, 152p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas), Escola de Engenharia de São Carlos, São Paulo, 2011.

MORONI OFELIA, Concrete shear wall construction, Santiago, Chile 6p.

OBERLENDER, G.D; *Strength investigation of reinforced concrete load bearing wall panels*, Ph.D thesis, Universidade do Texas, Arlington, 1973.

OBERLENDER, G.D; EVERARD, N.J; Investigation of reinforced concrete walls, ACI Journal, Vol.74 Junho de 1977, p.256-263.

PANATO ELOISA. **Análise teórica da viabilidade industrial de implantação de um sistema construtivo em paredes de concreto pré-fabricadas para habitação de interesse social**. 2009. 103p. Trabalho de conclusão de curso em Engenharia Civil. Universidade do extremo sul catarinense – UNESC, Cricúma, 2009.

PARSEKIAN, GUILHERME ARIS; SOARES, MÁRCIA MELO. Alvenaria estrutural em blocos cerâmicos. 1ª Edição. São Paulo. Selecta 2010. P.238.

PCI DESING HANDBOOK, *Precast and prestressed concrete*, 6th Edition, Chicago 2004. 736 p.

PILLAI, S.U; PARTHASARATHY, C.V, *Ultimate strength and design of concrete walls, Building and Environment*, Vol. 12, Londres, 1977.

RAMALHO, M.A. **Sistema para Análise de Estruturas Considerando Interação com o Meio Elástico**. 1990. 389f. Tese. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1990.

RIDDIGTON , J.R; STAFFORD SMITH, B. Composite method of design for heavily loaded wall-beam structures. In: Institution of Civil Engineers. **Proceeding...**Part 1, v.64, p.137-151, February, 1978.

ROSENHAUPT, S. **Experimental study of masonry walls on beams**. Journal of the Structural Division, ASCE, v.88, n.ST3, p.137-166, June. 1962.

SEHEB, S.M. and DESAYI, P. (1989), "Ultimate Strength of R.C. Wall Panels in One-way in-plane action", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 115, No.10, 1989, pp.2617-2630.

SILVA, D.D **Comparação entre normas para dimensionamento de edifícios de paredes de concreto armado.** In: **CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO**, 52., Recife, outubro, 2010. São Paulo: IBRACON. 17p.

SEDDON, A. E; *The strength of concrete walls under axial and eccentric loads*, Symposium on Strength of Concrete Structures, Cement and Concrete Association, Londres, Maio de 1956.

STAFFORD SMITH, B,; RIDDINGTON, J.R. The design for composite action of brickwork walls on steels beams. In: IBMC, 3th, Essen. Proceedings...Bonn, Bundesverband der DeutschenZiegelindustrie. P.282-290, 1973.

STAFFORD SMITH, B, RIDDINGTON, J.R. The composite behavior of elastic wall-beam systems. **Proceedings of the Institution of Civil Engineers**, Part 2, v.63, p.377-391. June, 1977.

STAFFORD SMITH, B,; KHAN, M.A.H.; WICKENS, H.G. Tests on wall-beam structures. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON LOAD-BEARING BRICKWORK, British Ceramic Society, London. P.289-303, 1977.

WADDICK, M. and SWITE, B. (1991), "Buckling of Thin-walled Concrete Structure.", Fourth Year Project Report, Department of Civil Engineering, Monash University, Glayton. 1991.

ZIELINSKI, Z.A., TROITSKI, M.S. and CHRISTODOULOU, H. (1982), "Full-scale Bearing Strength Investigation of Thin Wall-Ribbed Reinforced Concrete Panels", *ACI Journal*, Vol.79, Jul-Aug. 1982, pp.313-321.

ZIELINSKI, Z.A., TROITSKI, M.S. and EL-CHAKIEH, E. (1983), "Bearing Capacity Tests on Precast Concrete Thin-Wall Ribbed Panels", *Prestressed Concrete Institute Journal*, Chicago, Vol.28, No.3, May-Jun. 1983, pp.89-103.