



UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA

“JÚLIO DE MESQUITA FILHO”

CAMPUS DE GUARATINGUETÁ

RICARDO MINOZZI COSTA

**VERIFICAÇÃO DE TERCEIRA ORDEM DE ESTRUTURAS DE CONCRETO
ARMADO DE EDIFÍCIOS**

Guaratinguetá

2011

RICARDO MINOZZI COSTA

**VERIFICAÇÃO DE TERCEIRA ORDEM DE ESTRUTURAS DE CONCRETO
ARMADO DE EDIFÍCIOS**

Trabalho de Graduação apresentado ao Conselho de Curso de Graduação em Engenharia Civil da Faculdade de Engenharia do Campus de Guaratinguetá, Universidade Estadual Paulista, como parte dos requisitos para obtenção do diploma de Graduação em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. José Bento Ferreira

Guaratinguetá

2011

C837v	Costa, Ricardo Minozzi Verificação de terceira ordem de estruturas de concreto armado de edifícios / Ricardo Minozzi Costa. - Guaratinguetá: [s.n.], 2011 79 f.: il. Bibliografia: f. 78 Trabalho de Graduação em Engenharia Civil – Universidade Estadual Paulista, Faculdade de Engenharia de Guaratinguetá, 2011 Orientador: Prof. Dr. José Bento Ferreira 1. Teoria das estruturas I. Título CDU 624.04
-------	---

unesp

UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA
"JÚLIO DE MESQUITA FILHO"
CAMPUS DE GUARATINGUETÁ

**VERIFICAÇÃO DE TERCEIRA ORDEM DE ESTRUTURAS DE CONCRETO
ARMADO DE EDIFÍCIOS**

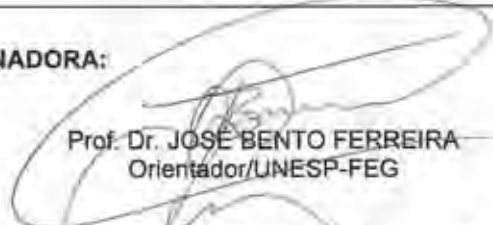
RICARDO MINOZZI COSTA

ESTE TRABALHO DE GRADUAÇÃO FOI JULGADO ADEQUADO COMO PARTE DO
REQUISITO PARA A OBTENÇÃO DO DIPLOMA DE
"GRADUADO EM ENGENHARIA CIVIL"

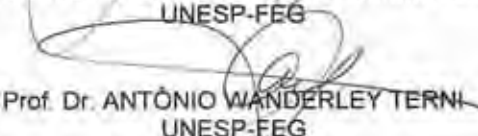
APROVADO EM SUA FORMA FINAL PELO CONSELHO DE CURSO DE
GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL


Prof. Dr. Sílvio Jorge Coelho Simões
Coordenador

BANCA EXAMINADORA:


Prof. Dr. JOSÉ BENTO FERREIRA
Orientador/UNESP-FEG

Prof. Dr. WELLINGTON CYRO DE ALMEIDA LEITE
UNESP-FEG


Prof. Dr. ANTÔNIO WANDERLEY TERNI
UNESP-FEG

Dezembro de 2011

DADOS CURRICULARES

RICARDO MINOZZI COSTA

NASCIMENTO	14.03.1988 – SÃO PAULO / SP
FILIAÇÃO	Amid Sequeira Costa Noemi Karsch Minozzi Costa
2007 – 2011	Curso de Graduação Engenharia Civil – Universidade Estadual Paulista no Campus de Guaratinguetá.

DEDICATÓRIA

dedico este trabalho aos meus pais Amid e Noemi, ao meu irmão Eduardo e em especial aos meus Avôs e Avós, Carlos e Eunice, Fernando e Lucilia Amelia, pois são a fonte de todo os princípios que constituem a minha família e que merecem todo o respeito, dedicação e amor.

AGRADECIMENTOS

A Deus, pois me fortaleceu em todos os momentos e me deu sabedoria para conquistar minhas metas.

Aos meus pais Amid e Noemi, por terem se dedicado a mim durante todo o tempo com muito amor.

Ao meu irmão Eduardo, por sempre me auxiliar e por ser um grande exemplo para toda a família.

Aos meus Avôs e Avós, pois são verdadeiros exemplos de vida a serem seguidos.

Aos meus amigos que tive o prazer de conhecer durante a minha formação nesta faculdade.

Aos professores que contribuíram para o meu desenvolvimento.

Ao Engº Pericles Salvatori Palazzi, pelo tempo que disponibilizou para me auxiliar em algumas questões deste trabalho.

“E tudo o que pedirdes na oração, crendo, o
recebereis.”

Mateus 21:22

COSTA, R. M. **Verificação de terceira ordem de estruturas de concreto armado de edifícios**. 2011. 79 f. Trabalho de Graduação em Engenharia Civil – Faculdade de Engenharia do Campus de Guaratinguetá, Universidade Estadual Paulista, Guaratinguetá, 2011.

RESUMO

A mudança de projeto de um edifício pode ocorrer durante seu processo construtivo. Especialmente quando esta mudança envolve maior lucro para a construtora, como é o caso de acréscimo de pavimentos. Porém, deve ser feita uma análise da estrutura do edifício para verificar se é possível aumentar o número de pavimentos sem necessidade de reforço, já que isto acarretaria em maiores gastos para a construtora. Este trabalho de graduação apresenta esta análise através dos métodos da verificação de terceira ordem de estruturas de concreto armado de edifícios.

PALAVRAS-CHAVE: Mudança de projeto. Análise da estrutura. Recálculo Teórico. Dados Construtivos. Prova de Carga.

COSTA, R. M. Third order verification of reinforced concrete structures 2011.
79 p. Civil Engineering Graduation Report – Bachelor of Civil Engineering at
Universidade Estadual Paulista (UNESP), Guaratinguetá, Brazil, 2011.

ABSTRACT

The change in design of a building can occur during its construction process, especially when this change involves greater amount of profit for the building company, as it is the case of adding extra floors. However, there must be an analysis of the structure of the building in order to see if it is possible to increase the number of floors without the need of reinforcement, as this need would result in higher costs for the building company. This graduation report presents this analysis by using the methods of third order verification of reinforced concrete structures.

.

KEYWORDS: Project change. Structural analysis. Theoretical recalculation. Constructive Data. Load Test.

SUMÁRIO

1- INTRODUÇÃO.....	12
2- OBJETIVO	13
3- METODOLOGIA	14
3.1- Recálculo Teórico da Estrutura.....	15
3.2 - Recálculo com base em dados construtivos	57
3.3 - Recálculo com base em prova de carga.....	59
4- RESULTADOS E DISCUSSÃO	67
5- CONCLUSÃO E RECOMENDAÇÕES	75
6-ANEXOS.....	76
Tabela A.....	76
Tabela B.....	77
7- REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	78

1- INTRODUÇÃO

Na construção civil, em determinadas ocasiões, algumas situações de mudança de projeto são verificadas. Mais especificamente na parte de edificações, podem ser encontradas situações onde, por motivos financeiros e oportunidades de maior lucro, a construtora planeje aumentar a quantidade de pavimento(s) de um edifício no decorrer do processo construtivo. Isto pode ocorrer em função de uma oportunidade de compra de um terreno vizinho ao local da construção, o que implicará no aumento do número de vagas de estacionamento, o que trará uma situação favorável à construção de pavimentos adicionais.

Para que isto seja possível, é necessário verificar se a estrutura do edifício suporta a carga adicional proveniente da construção dos pavimentos extras. Assim, para que a estrutura seja aceita para esta nova condição, são empregados alguns métodos que farão parte da verificação de terceira ordem da estrutura. Estes métodos auxiliarão no julgamento do aceite ou não da estrutura para a construção de mais pavimentos sem que sejam necessários reforços na estrutura do edifício.

2- OBJETIVO

Analisar os métodos da verificação de terceira ordem de uma estrutura de concreto armado (edifício) em que se deseja aumentar o número de pavimentos no decorrer do processo construtivo da mesma. Estes métodos auxiliarão no julgamento do aceite da estrutura na condição de que mesmo com o acréscimo de carga, nenhum reforço da estrutura seja posteriormente necessário. Para esta análise, foi proposto o caso de um edifício de três pavimentos onde se estuda a possibilidade da construção de mais um novo pavimento durante o processo construtivo, sem necessidade de reforço.

3- METODOLOGIA

Para a verificação de terceira ordem de estruturas de concreto armado de edifícios, é necessária a utilização de alguns conceitos. Estes conceitos estão ligados ao dimensionamento de pilares e fundação, além da verificação da deformação limite de estruturas de concreto armado.

Para que seja possível o dimensionamento dos pilares, é necessário primeiramente obter-se as cargas das lajes (permanentes e variáveis). Com as cargas das lajes é possível calcular a reação nas vigas que contém a determinada laje. Posteriormente calcula-se a carga vertical de cálculo do pilar.

A NBR 6118/03 fornece todos os procedimentos de cálculo de pilares. Os pilares podem ser diferenciados por sua posição dentro da planta estrutural de um edifício. Além disso, podem ser diferenciados quanto à posição da carga vertical em sua seção transversal.

Quanto se tem o caso de uma carga centralizada no eixo da seção transversal do pilar, considera-se este pilar como de compressão centrada, quando a carga vertical encontra-se dentro de um ponto $(0;y)$ ou $(x;0)$ do eixo da seção transversal do pilar, tem-se o caso de flexão normal composta. Finalmente, quando a carga vertical encontra-se dentro de um ponto $(x;y)$ do eixo da seção transversal do pilar, tem-se o caso de flexão oblíqua composta.

A esbeltez λ também interfere no cálculo dos pilares. Ou seja, para cada caso de pilar existe uma metodologia de cálculo mais apropriada, seja por motivos de possibilidade de simplificação nos cálculos, ou por haver a necessidade de um cálculo mais complexo dependendo do caso.

No caso das fundações, a escolha entre fundação direta e indireta dependerá dos resultados dos ensaios de solo, sejam laboratoriais ou de campo. Estes ensaios quantificarão os parâmetros geotécnicos utilizados na escolha do tipo de fundação.

A deformação limite de estruturas de concreto armado geralmente está ligada à deformação que precede o início do escoamento do aço (armadura). O escoamento da armadura é uma condição desfavorável à segurança da estrutura, já que retrata o regime plástico do aço.

Assim, a verificação de terceira ordem de uma estrutura pode ser dividida em três etapas:

- Recálculo Teórico da Estrutura;
- Recálculo com base em dados construtivos;
- Recálculo com base em prova de carga.

3.1- Recálculo Teórico da Estrutura

Na situação de uma estrutura de um edifício que foi submetida a um aumento de carga, no caso o acréscimo de um pavimento que não foi previsto no projeto inicial, pelo método do recálculo teórico da estrutura, deve-se calcular o efeito desse acréscimo de carga na fundação do edifício e nos pilares que sustentam as lajes e vigas. O recálculo das lajes e vigas não é necessário já que, de um modo prático, a laje possui a função de suportar a carga permanente (peso próprio, revestimento, paredes) e as variáveis (pessoas, equipamentos, etc.). As vigas (apoio) possuem a função de suportar a carga da laje (em função da área efetiva de atuação da laje em cada viga, peso próprio, paredes dispostas sobre elas, além de cargas concentradas provenientes de outras vigas. Ou seja, as vigas e lajes dependem de aspectos que não são acumulativos a cada pavimento. Assim, conclui-se que as lajes e vigas do novo pavimento terão o mesmo carregamento que o pavimento tipo, e, portanto, o mesmo dimensionamento.

Com os novos valores de carga de cálculo, aplicados nos pilares e na fundação, será possível haver uma comparação entre estes valores para a situação inicial e a situação com acréscimo de um pavimento no edifício. Isto permitirá a avaliação quanto à segurança da estrutura como um todo.

Primeiramente será necessário calcular novamente a carga dos pilares do edifício em função do acréscimo de um pavimento, pois os pilares são responsáveis por receber as cargas dos andares superiores e conduzir esses esforços até as fundações.

A carga vertical (característica) nos pilares de cada pavimento é calculada através da soma da reação de apoio da viga no pilar com o peso próprio do trecho do mesmo pilar a cada pavimento. Uma ou mais vigas podem descarregar num mesmo pilar, assim deve-se calcular o esforço de cada viga para o mesmo pilar. Para se calcular a reação de apoio da viga no pilar, é necessário que se calcule as reações da laje na viga. Estas reações são calculadas a partir de carregamentos na viga, gerados pela distribuição do carregamento da laje na viga em função da área de influência. A área de influência prevê como será distribuição do carregamento da laje em cada viga que a contém.

O cálculo do carregamento nas vigas de apoio pode ser realizado com o auxílio das tabelas de Czerny.

As tabelas de Czerny representam 6 casos de vinculações entre os bordos da laje. Os bordos das lajes podem ser livres, apoiados ou engastados.

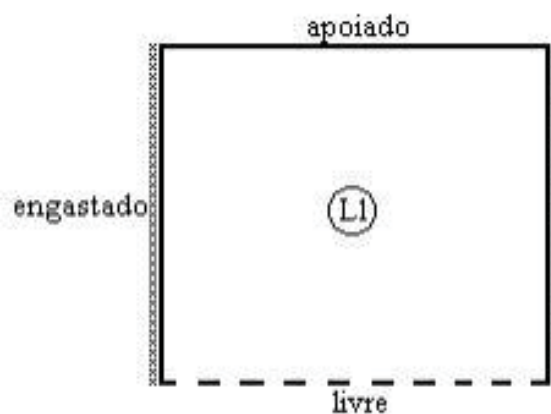


Figura 1

Fonte: UNESP- Ilha Solteira, Estudo das lajes - 2004.

<http://www.nepae.feis.unesp.br/Apostilas/Estudo%20das%20lajes.pdf>

Como pode ser observado na figura 1, existem algumas representações desses 3 tipos de bordo. O bordo engastado é representado por uma linha hachurada, o bordo apoiado por uma linha contínua e o bordo livre por uma linha tracejada.

BORDO LIVRE

Os bordos livres não descarregam carga em nenhum outro elemento, como exemplo tem-se o caso do bordo livre de uma laje em balanço. Assim o carregamento R é igual a zero.

BORDO APOIADO

Os bordos apoiados descarregam nas vigas, porém são caracterizados por terem momento de giro igual a zero em torno da laje que os contém.

BORDO ENGASTADO

Os bordos engastados são caracterizados por dividirem duas lajes que contém o mesmo bordo, o que gera um comportamento de engastamento deste bordo. Existe momento de giro em torno da laje que o contém.

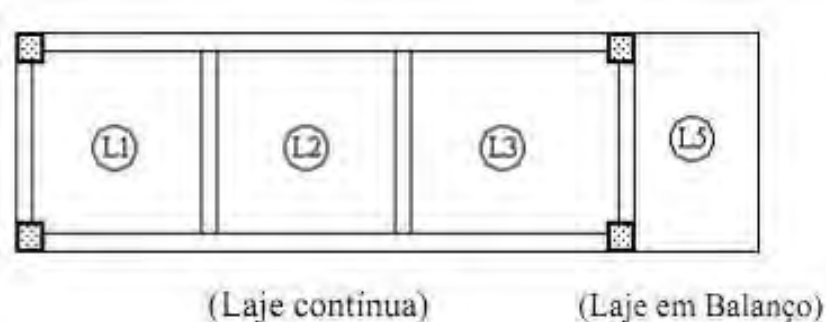


Figura 2

Fonte: UNESP- Ilha Solteira, Estudo das lajes - 2004.

<http://www.nepae.feis.unesp.br/Apostilas/Estudo%20das%20lajes.pdf>

Nas tabelas de Czerny existem figuras que representam os casos de vinculações que representam os bordos da laje a ser estudada. Este é o primeiro fator a ser analisado para que se escolha o caso correto que represente a laje.

Como exemplo tem-se a laje L2 da Figura 2, que possui dois bordos engastados e dois apoiados.

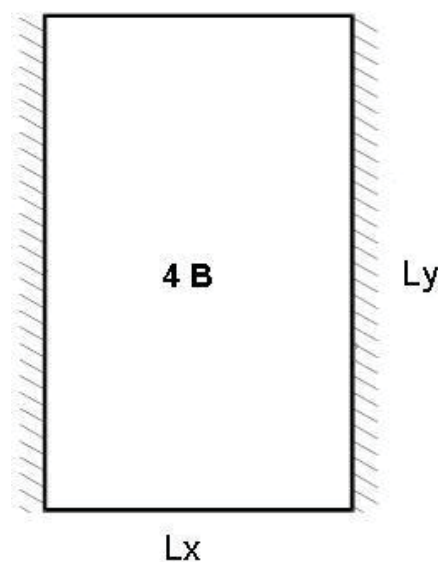


Figura 3

Fonte: UNESP- Ilha Solteira, Estudo das lajes - 2004.

<http://www.nepae.feis.unesp.br/Apostilas/Estudo%20das%20lajes.pdf>

A laje L2 (Figura 3) representa o caso 4 B da tabela de Czerny (Tabela A do Anexo).

O passo seguinte é realizar a divisão l_y/l_x , sendo l_y o comprimento efetivo do bordo maior da laje e l_x o comprimento efetivo do bordo menor da laje. O resultado desta divisão será o dado de entrada na tabela escolhida para que se encontrem os valores de coeficientes necessários ao cálculo das reações. Para cada valor de l_y/l_x existe um valor α, β . Mesmo que não tabelados, é possível encontrar esses valores a partir da interpolação com os dados da tabela.

Como pode ser observado nas tabelas de Czerny em anexo, para cada bordo existe um valor de carregamento (reação da laje na viga) R (kN/m), sendo R_x nos bordos referentes a l_x e R_y nos bordos referentes a l_y . De acordo com o modelo da laje,

pode haver dois tipos de vinculações para um mesmo tipo de bordo l_x ou l_y , gerando reações diferentes ($R_{x1}; R_{x2}$ ou $R_{y1}; R_{y2}$). Assim, o cálculo das reações se dá da seguinte forma: $R_x = \alpha \times p \times l_y$ e $R_y = \beta \times p \times l_x$.

Onde:

p = carga total que atua na laje (permanente) = peso próprio da laje + revestimento + paredes distribuídas na laje que não descarregam diretamente nas vigas (kN/m^2).

Assim, calculada a respectiva reação da laje na viga (R) (kN/m), somada ao peso próprio da viga (pp_{viga}) ($\gamma_{\text{concreto}} \times b \times h$) (kN/m) e ao peso das paredes (pp_{paredes}) que descarregam diretamente na viga ($\gamma_{\text{paredes}} \times h_{\text{paredes}} \times e_{\text{paredes}}$) (kN/m) é possível calcular as reações de apoio das vigas nos pilares. É importante salientar que em alguns casos, algumas vigas descarregam em outras vigas, e não em pilares. Portanto deve-se considerar também a reação da viga que irá descarregar em outra viga de apoio para o cálculo da reação de apoio da viga no pilar.

No caso geral tem-se então:

γ_{concreto} – Peso específico do concreto (kN/m^3)

$b \times h = A_{\text{seção transversal vigas}}$ – Área da seção transversal das vigas da laje m^2

h_{paredes} – Altura das paredes (m)

e_{paredes} – Espessura das paredes (m)

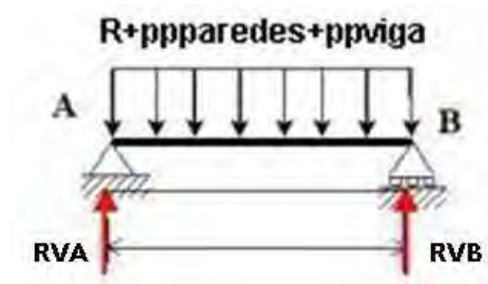


Figura 4
Fonte: Autor

É possível calcular as cargas nos pilares em cada pavimento, conforme a seguinte fórmula:

$$Nk = RV + \text{Peso próprio do trecho do pilar acima} \quad (1)$$

Onde:

Nk = Carga vertical característica no pilar (carga permanente)

RV=Reação de apoio da viga no pilar

Como relatado anteriormente, existem casos onde mais de uma viga descarrega num mesmo pilar, como se pode observar na Figura 5. Neste caso a carga vertical no pilar P4 será a soma das reações de apoio das vigas V2 e V4 no pilar P4 com o peso próprio dos trechos acima do pilar P4, ou seja:

$$Nk4 = RV2/P4 + RV4/P4 + \text{Peso próprio do trecho do pilar acima} \quad (2)$$

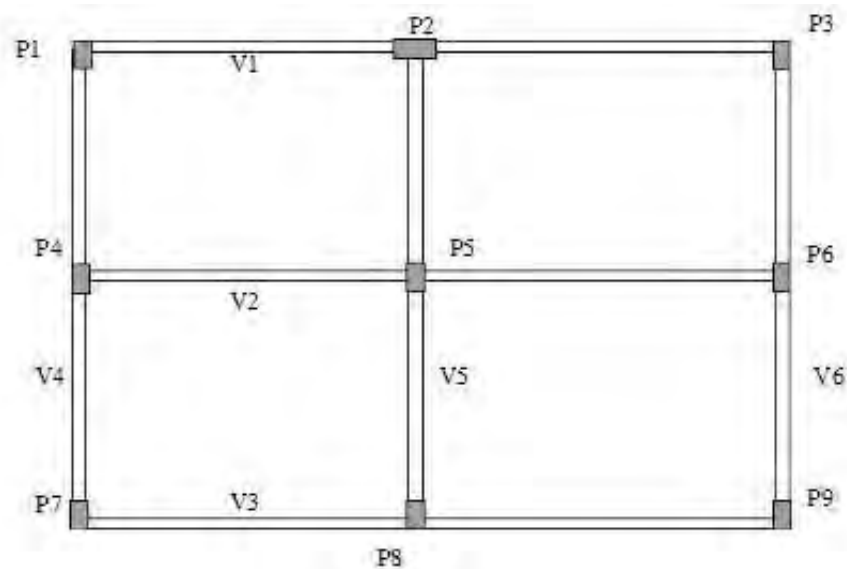


Figura 5

Fonte: UNESP- Ilha Solteira, Estudo das lajes - 2004.

<http://www.nepae.feis.unesp.br/Apostilas/Estudo%20das%20lajes.pdf>

É importante atentar para o fato de que nas estruturas agem esforços permanentes (calculados até agora) e acidentais (variáveis). Segundo a NBR 6120 a carga permanente *“é constituída pelo peso próprio da estrutura e pelo peso de todos os elementos construtivos fixos e instalações permanentes”*. Já a carga acidental (variável) *“é toda aquela que pode atuar sobre a estrutura de edificações em função do seu uso (pessoas, móveis, materiais diversos, veículos, etc.)”*.

Um caso de carga variável é o produzido pela ação dos ventos (carga horizontal). De acordo com norma NBR-6118/78, *“será exigida a ação do vento nas estruturas em que esta ação possa produzir efeitos estáticos ou dinâmicos importantes e obrigatoriamente no caso de estruturas com nós deslocáveis, nas quais a altura seja maior que 4 vezes a largura, ou em que, numa dada direção, o número de filas de pilares seja inferior a 4”*. No entanto, de acordo com a NBR-6118/2003, *“os esforços devidos à ação do vento devem ser considerados e recomenda-se que sejam determinados de acordo com o prescrito pela NBR 6123, permitindo-se o emprego de regras simplificadas previstas em Normas Brasileiras específicas”*.

A ação do vento em edifícios depende, de forma geral, da altura do edifício a ser construído, da forma geométrica da estrutura, local da construção (este fator está intimamente ligado com a velocidade característica do vento, que pode assumir diferentes valores para cada região), entre outros fatores

Além das cargas variáveis causadas pela ação do vento tem-se o caso dos esforços causados pela ação da temperatura, sobrecarga, entre outros. Para que seja possível prosseguir com o dimensionamento do pilar é necessário encontrar o valor das cargas verticais de cálculo **N_d**, sendo a carga de cálculo a que será adotada no projeto, no dimensionamento do pilar. A carga **N_d** será encontrada combinando ações (cargas) de natureza permanente e variáveis. Cabe então ao projetista adotar e calcular a situação que corresponda à mais crítica na estrutura.

Para se obter o valor de cálculo das ações é necessário ser calculado os valores característicos das ações. Estas ações características devem ser separadas em função de sua natureza, sendo permanentes ou variáveis. Como explicado anteriormente, para calcularmos as reações da laje nas vigas, primeiramente era necessário calcular o valor

da carga p que atua na laje. Este valor, no entanto, era calculado pela soma do peso próprio da laje, com a carga do revestimento da laje, mais a carga das paredes que estão distribuídas na laje e que não descarregam diretamente nas vigas. No entanto, para que a combinação das ações seja realizada deve-se calcular o valor da carga vertical característica em cada pilar devido ações variáveis, como a sobrecarga. No caso da sobrecarga deve-se obter o valor da carga p de sobrecarga na laje (kN/m^2) e a partir disso deve-se calcular o valor da reação $R(\text{kN/m})$ de sobrecarga da laje na viga, pelo método exposto anteriormente.

Assim, realizando o modelo de distribuição dessa reação de sobrecarga da viga nos pilares (como na Figura 6), pode-se chegar ao valor da reação de apoio da viga no pilar RV , que neste caso será o valor da carga vertical característica Nk variável (sobrecarga) no pilar : $Nk_{sob} = RV_{sob}$.

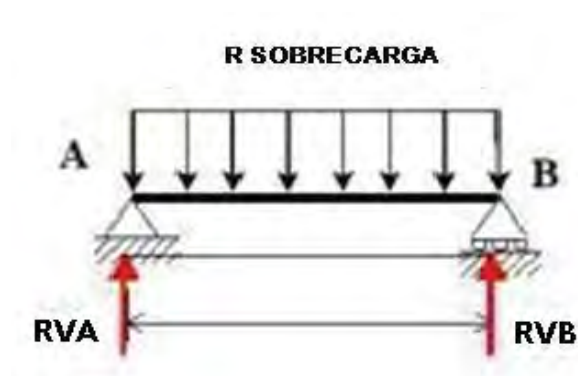


Figura 6
Fonte: Autor

A carga vertical de cálculo Nd no pilar será encontrada a partir da combinação de ações. As combinações das ações se distinguem quanto ao estado limite adotado (Estado Limite Último e Estado Limite de Utilização).

Segundo a NBR6118/03, “o estado limite último é aquele relacionado ao colapso, ou a qualquer outra forma de ruína estrutural, que determine a paralisação do uso da estrutura”.

Já o estado limite de utilização “é aquele que corresponde à impossibilidade do uso normal da estrutura, estando relacionada à durabilidade das estruturas, aparência,

conforto do usuário e a boa utilização funcional da mesma, seja em relação aos usuários, seja às máquinas e aos equipamentos utilizados”.

Assim, combinam-se as ações (permanentes e variáveis) a partir de cada estado limite (Último e de Utilização) e verifica-se entre todas as combinações das ações dos estados limites qual é a mais desfavorável para cada elemento da estrutura a ser projetado (pilar, viga, laje, etc.).

As combinações das ações atribuem valores (em função de coeficientes que são encontrados na NBR6118) a cada ação (permanente e variável) combinada, o que resultará em ações de cálculo. Para efeito de projeto, serão adotados os valores das ações de cálculo na combinação mais desfavorável para o elemento estrutural a ser calculado.

Para o caso da combinação última normal, do estado limite último, retirada da tabela 11.3 da NBR 6118 tem-se seguinte fórmula:

$$F_d = \Sigma(\gamma_{gi} \times F_{gki}) + \gamma_{q1} \times F_{qk1} + \Sigma(\Psi_j \times \gamma_{qj} \times F_{qkj}) \quad (3)$$

Onde:

F_d = Valor de cálculo da ação para combinação última;

F_{gki} = Valor característico das ações permanentes na combinação (diferenciadas pela sua variabilidade);

γ_{gi} = Coeficiente de ponderação para ações permanentes;

γ_{q1} = Coeficiente de ponderação para a ação variável adotada como principal na combinação;

F_{qk1} = Valor característico da ação adotada como principal na combinação;

γ_{qj} = Coeficiente de ponderação para ação ou ações variáveis adotadas como secundárias na combinação;

F_{qkj} = Valor(es) característico da ação ou ações variáveis adotadas como secundárias na combinação;

Ψ_j = Coeficiente de redução da ação variável adotada como secundária

Note-se que a NBR 6118 apresenta as tabelas 11.1 e 11.2 onde os valores dos coeficientes de ponderação e redução podem ser encontrados.

Assim, combinando as ações variáveis, como exemplo a sobrecarga e vento, e adotando-se uma como principal (sobrecarga) e a outra como secundária (vento), encontra-se um valor de ***Nd1***(carga vertical) e um valor da carga horizontal de vento. Trocando-se a posição das ações, no caso, sendo a ação do vento como principal e a ação da sobrecarga como secundária, encontra-se um valor de ***Nd2***(carga vertical) e outro valor da carga horizontal de vento. Os valores da carga vertical ***Nd*** e horizontal (vento) adotados no dimensionamento do pilar no caso serão os que corresponderão à situação mais crítica quanto à segurança da estrutura.

Vale ressaltar que essa combinação de ações variáveis deve privilegiar o “bom senso”, já que quanto maiores forem os fatores de ordem variáveis adotados como agindo ao mesmo tempo na estrutura, maior será o grau de segurança da obra, o que desfavorecerá a estrutura no sentido financeiro. Portanto deve-se prever as situações críticas condizentes com a realidade da funcionalidade da estrutura e do seu local a ser projetado.

Portanto a partir da carga de cálculo ***Nd*** será possível dimensionar os pilares junto com o cálculo de sua armadura em cada pavimento. Isto é feito a partir de cálculos e verificações que deverão ser realizados, conforme a norma NBR 6118 prescreve, aliados a classificação do pilar quanto a sua posição, tamanho, forma geométrica, função estrutural, posição da carga ***Nd*** na seção transversal do pilar (**compressão centrada, flexão normal composta ou flexão oblíqua composta**) e esbeltez λ .

Para melhor ilustração, serão calculados valores para o caso de um edifício de 3 andares (Térreo + 2 Pavimentos) em que se deseja adicionar mais um pavimento (Figura 7). Neste caso serão desconsiderados os andares da cobertura.

Considerando-se a estrutura como um pórtico e que a carga de vento foi adotada como uniforme e de valor igual a 1kN/m, pode-se calcular (e recalcular) o pilar P2 da Figura 7, utilizando-se o caso geral da NBR 6118, que permite o cálculo simplificado dos pilares sujeitos a cargas centradas.

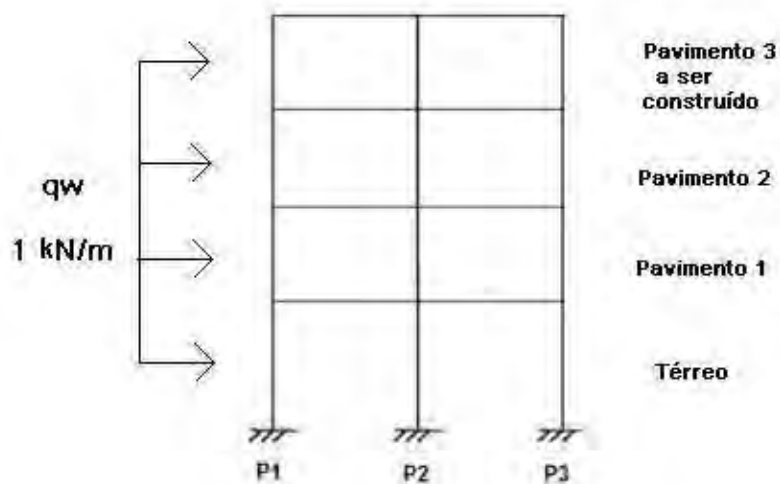


Figura 7
Fonte: Autor

A planta abaixo (Figura 8) demonstra a distribuição das lajes, vigas e pilares do apartamento tipo do edifício da Figura 7, onde se encontra o pilar P2.

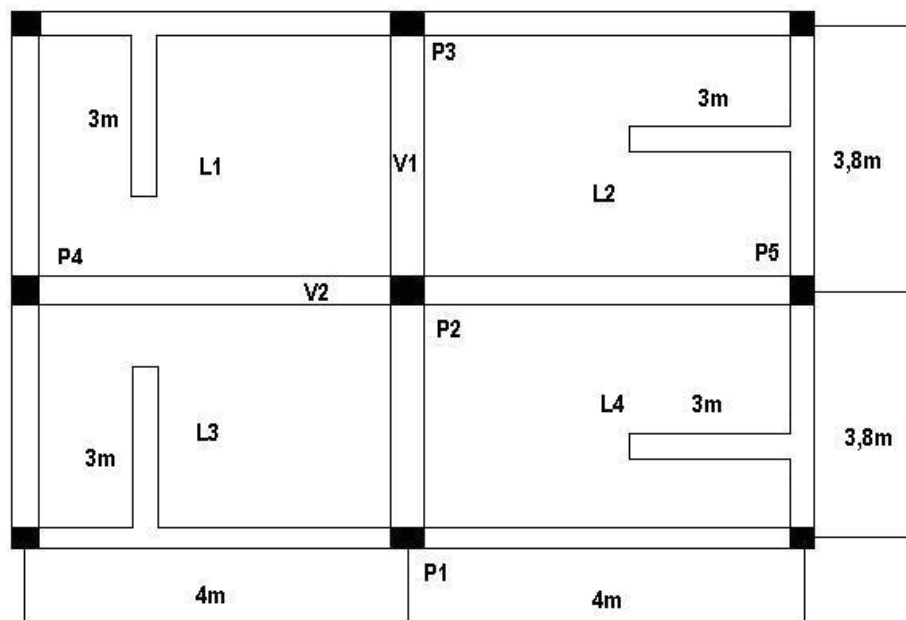


Figura 8
Fonte: Autor

O cálculo da carga vertical permanente característica ***Ngk(vertical)*** e da carga vertical de sobrecarga ***Nqksob(vertical)*** do Pilar P2 para cada pavimento será da seguinte forma:

Carga permanente das lajes L1, L2, L3 e L4:

$$p \text{ peso próprio} = \gamma_{\text{concreto}} \times e_{\text{laje}} = 25 \times 0,12 = 3 \text{ kN/m}^2 \quad (4)$$

$$\begin{aligned} p \text{ peso paredes na laje} &= \text{peso próprio paredes} \times \frac{\text{comprimento}}{\text{Alaje}} \\ &= 4,33 \times \frac{3}{15,2} = 0,85 \text{ kN/m}^2 \end{aligned} \quad (5)$$

Onde:

$$\begin{aligned} \text{peso próprio paredes} &= \gamma_{\text{paredes}} \times h_{\text{paredes}} \times e_{\text{paredes}} \\ &= 13 \times 2,22 \times 0,15 = 4,33 \text{ kN/m} \end{aligned} \quad (6)$$

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

$$\therefore p_{\text{total permanente}} = 3 + 0,85 + 0,5 = 4,35 \text{ kN/m}^2 \quad (7)$$

A reação das lajes L1, L2, L3 e L4 nas vigas V1 e V2 se dará da mesma forma, já que estas lajes possuem mesma largura e comprimento e possuem vinculações semelhantes dos seus bordos, representado no caso 3 das tabelas de Czerny.

A reação **R_{x1}** da laje L1 na viga V1 será calculada da seguinte forma:

$$R_{x1} = \alpha_1 \times p \times l_y = 0,302 \times 4,35 \times 4 = 5,25kN/m \quad (8)$$

Valor semelhante à reação das lajes L2, L3 e L4 na viga V1.

Assim o carregamento q1 da viga V1 será:

$$q_1 = \text{pesopróprio V1} + \text{pesopróprioparedes} + 2 \times R_{x1} = 2,25 + 4,33 + 2 \times 5,25 = 17,08kN/m \quad (9)$$

O peso próprio da viga V1 foi calculado considerando a viga com seção retangular de 60cm (altura)X15cm(comprimento). Assim **pesopróprio V1** = **γconcreto** ×

$$AcV1 = 25 \times 0,15 \times 0,6 = 2,25kN/m. \quad (10)$$

A reação **R_{y1}** da laje L1 na viga V2 será calculada da seguinte forma:

$$R_{y1} = \beta_1 \times p \times l_x = 0,332 \times 4,35 \times 3,8 = 5,49kN/m \quad (11)$$

Valor semelhante à reação das lajes L2, L3 e L4 na viga V2.

Assim o carregamento q2 da viga V2 será:

$$q_2 = \text{pesopróprio V2} + \text{pesopróprioparedes} + 2 \times R_{y1} = 2,25 + 4,33 + 2 \times 5,49 = 17,56kN/m \quad (12)$$

Com o auxílio do programa Ftool, foi possível montar o carregamento permanente das vigas, conforme a Figura 9:

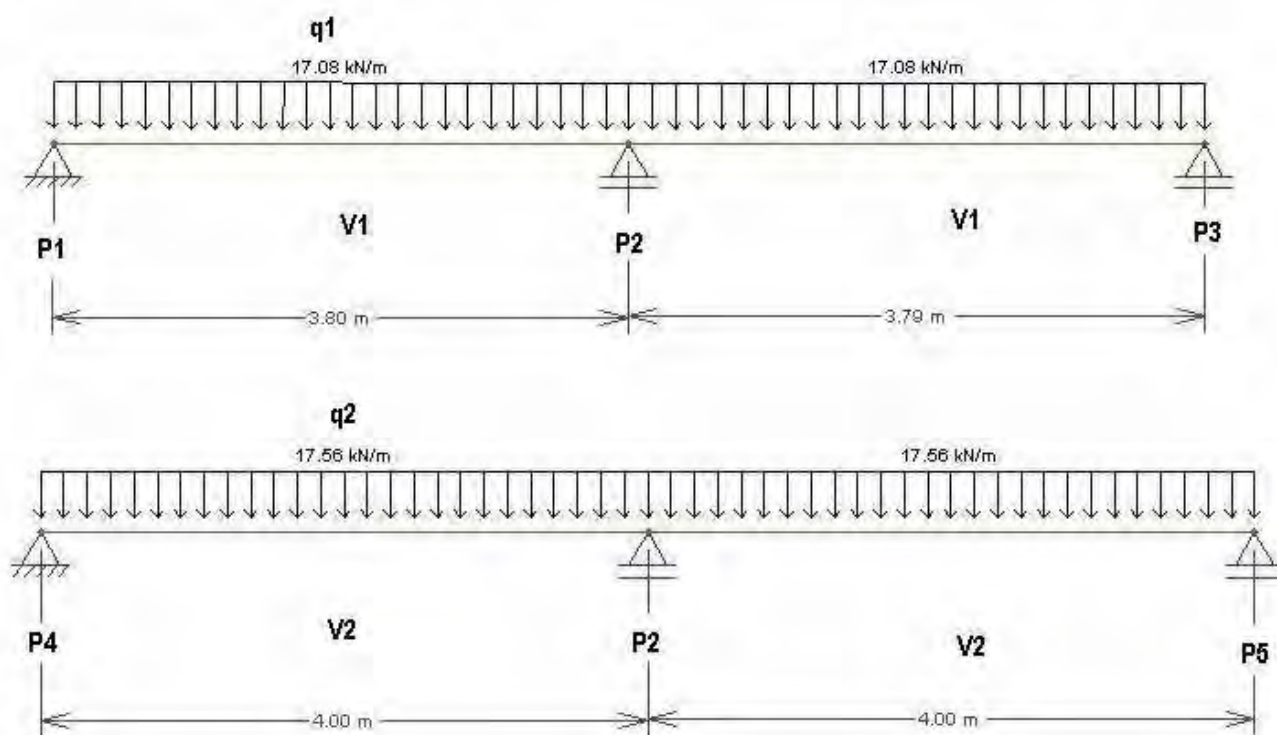


Figura 9
Fonte: Autor

A reação (permanente) das vigas V1 e V2 no pilar P2 foram calculadas pelo programa Ftool, como pode ser observado na Figura 10.

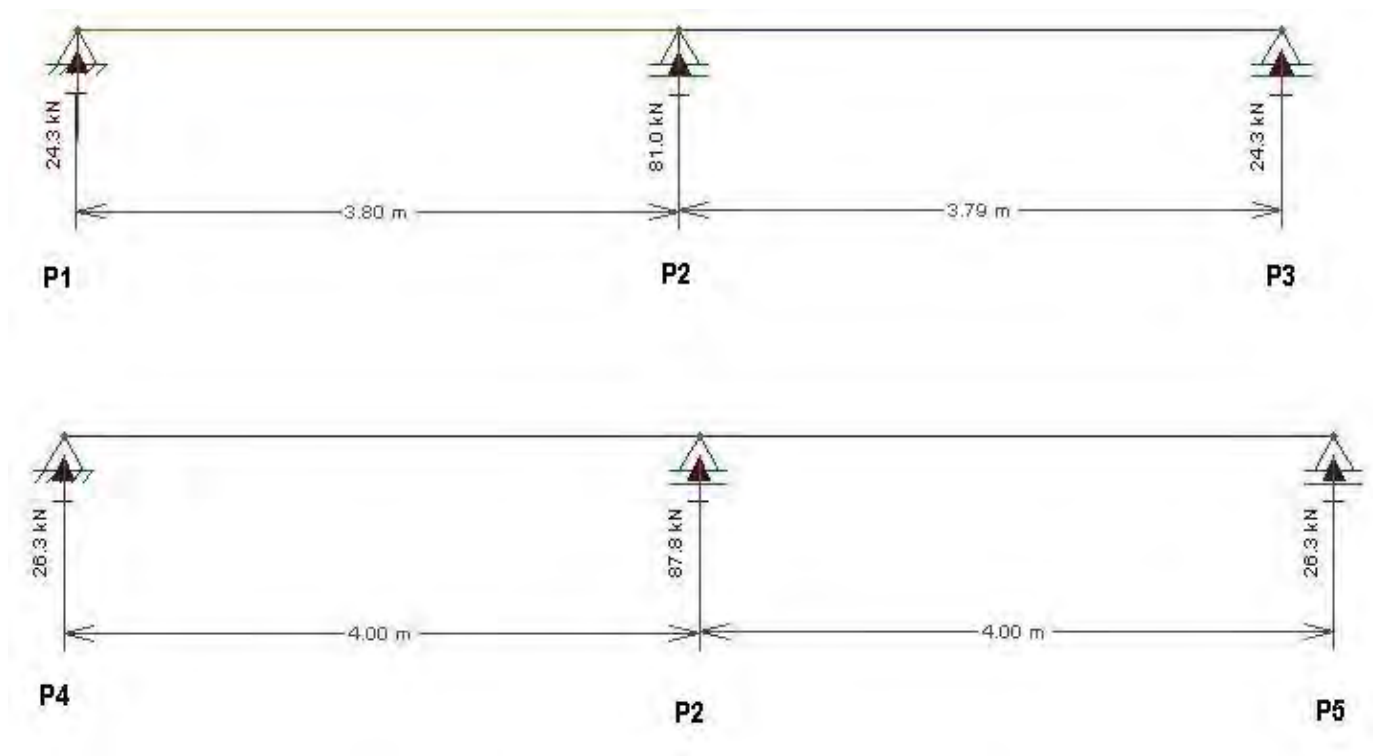


Figura 10
Fonte: Autor

Assim, a carga vertical característica permanente no Pilar P2 para cada pavimento tipo será: $Ngk(vertical) = 81 + 87,8 = 168,8kN \cong 170kN$. (13)

Carga de sobrecarga lajes L1, L2, L3 e L4:

$$p_{sob} = 1,65kN/m^2$$

As reações de sobrecarga das lajes L1, L2, L3 e L4 são calculadas da mesma forma que a reação permanente, porém utilizando-se o valor de **p_{sob}** .

A reação **R_{x1}** de sobrecarga da laje L1 na viga V1 será calculada da seguinte forma:

$$R_{x1} = \alpha_1 \times p \times l_y = 0,302 \times 1,65 \times 4 = 1,99kN/m \quad (14)$$

Valor semelhante à reação de sobrecarga das lajes L2, L3 e L4 na viga V1.

$$\text{O carregamento } q_1 \text{ de sobrecarga da viga V1 é: } q_1_{sob} = 2 \times 1,99 = 3,98kN/m \quad (15)$$

A reação **R_{y1}** de sobrecarga da laje L1 na viga V2 será calculada da seguinte forma:

$$R_{y1} = \beta_1 \times p \times l_y = 0,332 \times 1,65 \times 3,8 = 2,08kN/m \quad (16)$$

Valor semelhante à reação de sobrecarga das lajes L2, L3 e L4 na viga V2.

$$\text{O carregamento } q_2 \text{ de sobrecarga da viga V2 é: } q_2_{sob} = 2 \times 2,08 = 4,16kN/m \quad (17)$$

Com o auxílio do programa Ftool, foi possível montar o carregamento de sobrecarga das vigas V1 e V2, conforme a Figura 11:

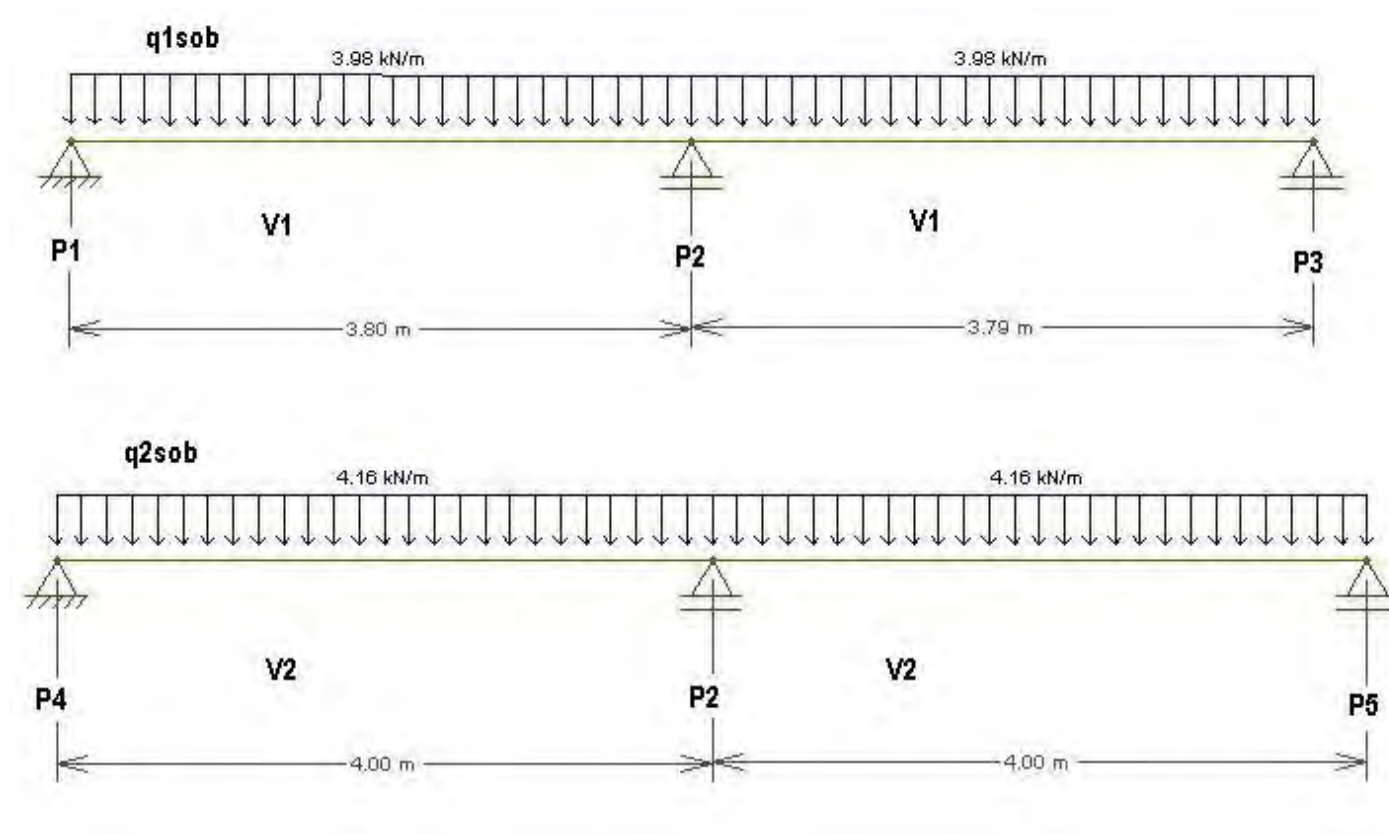


Figura 11
Fonte: Autor

A reação (sobrecarga) das vigas V1 e V2 no pilar P2 foram calculadas pelo programa Ftool, como pode ser observado na Figura 12.

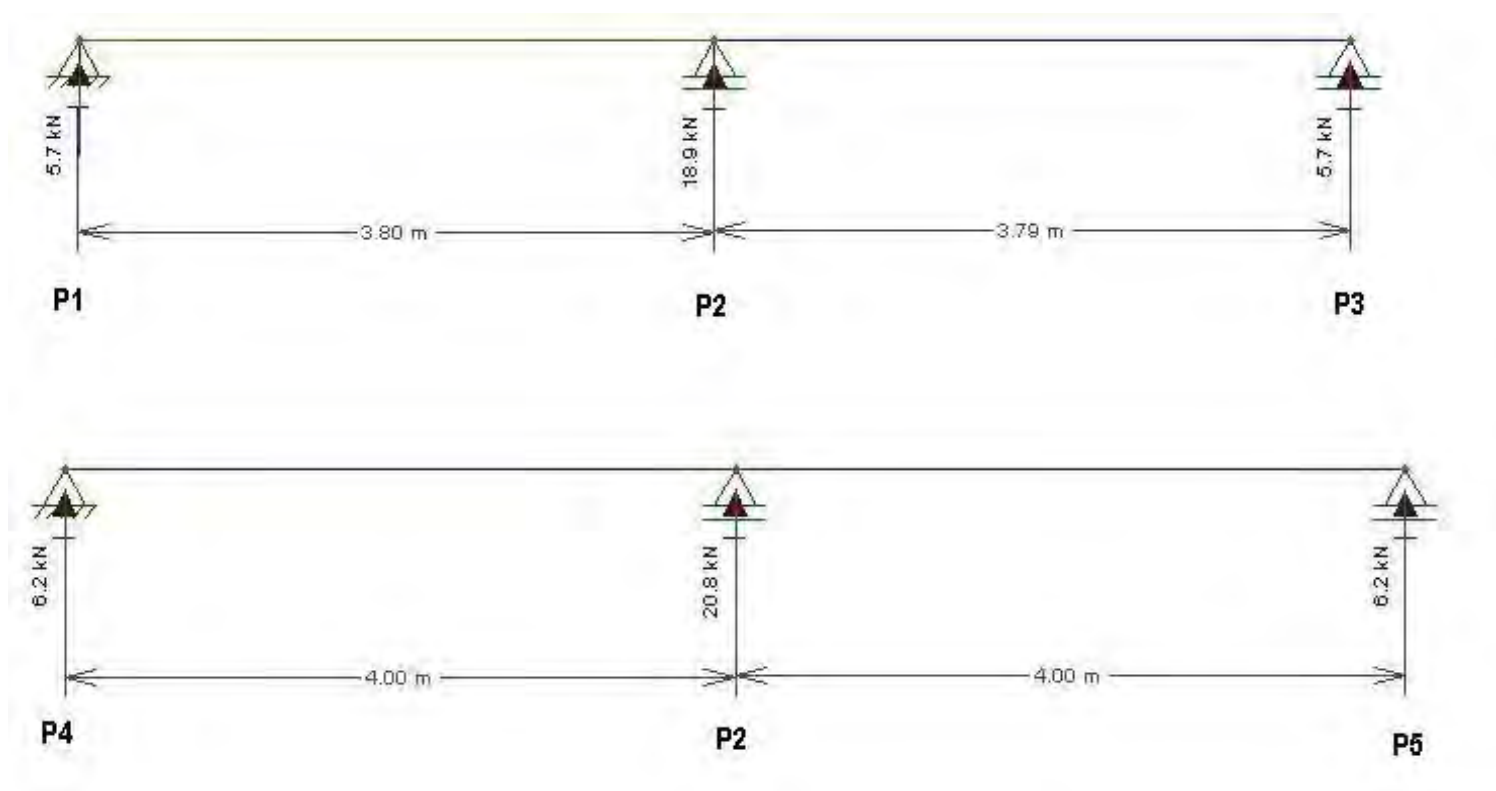


Figura 12
Fonte: Autor

Assim, a carga vertical característica de sobrecarga no Pilar P2 para cada pavimento tipo será: $Ngk(vertical) = 18,9 + 20,8 = 39,7kN \cong 40kN$. (18)

Neste caso será realizada somente a combinação última normal da estrutura

Combinação das ações (Combinação Última Normal)

Condição inicial de projeto

$Ngk(vertical) = 170 \text{ KN}$ - Valor da carga vertical permanente característica no Pilar P2 no último pavimento (2º pavimento já construído)

$Nqksob(vertical) = 40 \text{ kN}$ – Sobrecarga no Pilar P2 no Pavimento 2

$$*Fqkw(horizontal) = 3(andaes) \times 3,1(h \text{ andar}) \times 1\left(\frac{kN}{m}\right) = 9,3kN \quad (19)$$

carga devida ao vento - Método Simplificado, utilizado ilustrativamente neste caso.

*Segundo a NBR6123/88 (Forças devidas ao vento em edificações), a força devido ao vento depende da diferença de pressão nas faces opostas da parte da edificação em estudo (coeficientes aerodinâmicos). A NBR6123 permite calcular as forças a partir de coeficientes de pressão ou coeficientes de força. Os coeficientes de forma têm valores definidos para diferentes tipos de construção, que foram obtidos através de estudos experimentais em túneis de vento. O valor da carga de vento é função da velocidade característica do vento, sendo esta velocidade encontrada em função de outros parâmetros, tais como localização da obra, funcionalidade da construção, velocidade básica do vento, entre outros.

Calcula-se o valor de Nd para o pilar P2 no último pavimento (2º) da seguinte forma: (os valores de γ_{gi} e γ_{q1} foram retirados da Tabela 1 e os valores de Ψ_j para as combinações 1 e 2 foram retirados da Tabela 2, estas tabelas correspondem as tabelas 11.1 e 11.2 respectivamente da NBR 6118/03)

Combinação 1 : Sobrecarga como ação variável principal

$$Fd1 = (\gamma_{gi} \times Ngk) + \gamma_{q1} \times Nqksob + (\Psi_j \times \gamma_{qj} \times F_{qw}) \quad (20)$$

$$Fd1 = 1,4 \times 170 + 1,4 \times 40(\text{vertical}) + 0,6 \times 1,4 \times 9,3(\text{horizontal})$$

$$\therefore Nd1 = 294kN \text{ e } F_{vento} = 7,812kN$$

Combinação 2 : Vento como ação variável principal

$$Fd2 = (\gamma_{gi} \times Ngk) + \gamma_{q1} \times F_{qkw} + (\Psi_j \times \gamma_{qj} \times Nqksob) \quad (21)$$

$$Fd2 = (1,4 \times 170 + 0,5 \times 1,4 \times 40)\text{vertical} + 1,4 \times 9,3(\text{horizontal})$$

$$\therefore Nd2 = 266 kN \text{ e } F_{vento} = 13,02kN$$

É necessário analisar-se os dois casos, verificando-se a condição mais crítica para o Pilar P2. Para efeito de simplificação, neste caso os efeitos do vento serão desconsiderados no dimensionamento e redimensionamento do Pilar P2.

Assim será adotado o valor de $Nd = 294 kN$ (*carga vertical maior*).

γ_{gi} e γ_{q1}

Combinações de ações	Ações							
	Permanentes (g)		Variáveis (q)		Protensão (p)		Recalques de apoio e retração	
	D	F	G	T	D	F	D	F
Normais	1,4 ¹⁾	1,0	1,4	1,2	1,2	0,9	1,2	0
Especiais ou de construção	1,3	1,0	1,2	1,0	1,2	0,9	1,2	0
Excepcionais	1,2	1,0	1,0	0	1,2	0,9	0	0

Onde:
D é desfavorável, F é favorável, G representa as cargas variáveis em geral e T é a temperatura.
¹⁾ Para as cargas permanentes de pequena variabilidade, como o peso próprio das estruturas, especialmente as pré-moldadas, esse coeficiente pode ser reduzido para 1,3.

Tabela 1

Fonte: NBR 6118/03

ψ_j

Ações		γ_{f2}		
		ψ_0	ψ_1 ¹⁾	ψ_2
Cargas acidentais de edifícios	Locais em que não há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas ²⁾	0,5	0,4	0,3
	Locais em que há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevada concentração de pessoas ³⁾	0,7	0,6	0,4
	Biblioteca, arquivos, oficinas e garagens	0,8	0,7	0,6
Vento	Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0
Temperatura	Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3

¹⁾ Para os valores de ψ_1 relativos às pontes e principalmente aos problemas de fadiga, ver seção 23.
²⁾ Edifícios residenciais.
³⁾ Edifícios comerciais, de escritórios, estações e edifícios públicos.

Tabela 2

Fonte: NBR 6118/03

Dimensão da seção transversal do pilar (retangular)

A norma prevê uma dimensão mínima (h) da seção transversal dos pilares igual a 19 cm para que o coeficiente de ponderação das cargas permanentes em condições normais (fator de segurança) γ_g seja igual a 1,4. A norma admite casos especiais onde é possível adotar o valor de h no intervalo $12\text{cm} \leq h < 19\text{cm}$, porém o valor do fator de segurança será acrescido. Neste caso tem-se: $\gamma_g = 1,4 \times (1,95 - 0,05h)$

Seção transversal do pilar

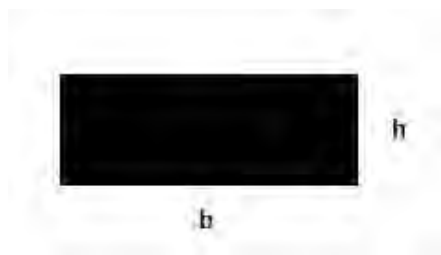


Figura 13
Fonte: Autor

Além disso, a norma exige que os pilares possuam área de seção transversal mínima igual a 360 cm².

A Norma prevê uma taxa geométrica mínima de armadura $\rho = \frac{A_s}{A_c} = 0,4\%$, onde A_s corresponde a área de armadura no pilar e A_c corresponde a seção transversal do pilar.

A taxa máxima da armadura corresponde a 8%. Em especial ao fato de contribuir para que o concreto possa adentrar a forma dos pilares, sem que as ferragens atrapalhem seu caminho quando estiver sendo lançado na estrutura.

Considerando-se o f_{ck} do concreto igual a 25 MPa, e que será utilizada armadura com aço CA-50, tem-se que:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,4} = 25 \div 1,4 = 17,85 \text{ MPa} = 17850 \text{ KPa} \quad (22)$$

Para que a armadura esteja dentro dos valores limites, será necessário realizar o pré-dimensionamento do pilar no pavimento mais abaixo (térreo), já que será o trecho mais carregado, pela seguinte fórmula:

$$A_c = N_k \div (0,55 f_{ck}), \text{ onde } N_k \text{ será a carga total dos 3 pavimentos} \quad (23)$$

$$N_{k\text{total}} = 3 \times (170 + 40) = 630 \text{ kN} \quad (24)$$

$$A_c = 630 \div (0,55 \times 2,5) = 458,2 \text{ cm}^2$$

$$A_c = 22(h) \times 22(b) \text{ cm}^2 = 484 \text{ cm}^2$$

➤ Cálculo do comprimento equivalente (ℓ_e)

ℓ_e é o menor dos valores entre:

$$\ell_e = \text{trecho do pilar entre vigas} + h \text{ (dimensão mínima do pilar)} = 270 + 22 = 292 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} \ell_e &= \text{trecho do pilar entre vigas} + \frac{1}{2} \text{ da altura da viga base} + \frac{1}{2} \text{ da altura da viga topo} \\ &= 270 + 30 + 30 = 330 \text{ cm} \end{aligned}$$

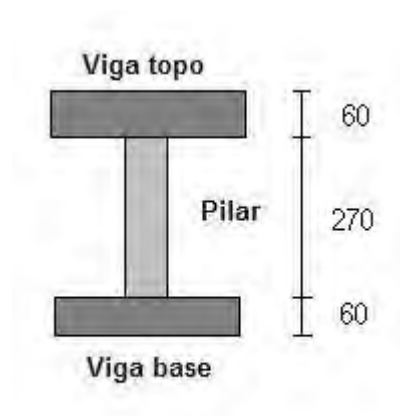


Figura 14

Portanto, o valor de ℓe será 292 cm neste caso.

➤ Cálculo do índice de esbeltez λ de pilares retangulares:

$$\lambda x = 3,46 \frac{\ell e}{h} ; \lambda y = 3,46 \frac{\ell e}{b} \quad (25)$$

➤ Como no caso em questão teremos um pilar quadrado, tem-se que:

$$\lambda x = \lambda y = \lambda$$

$$\lambda = 3,46(292 \div 22) = 45,92$$

$$\lambda = 45,92$$

Tem-se então o Pilar P2 com compressão centrada e $35 \leq \lambda \leq 90$, assim:

➤ Cálculo do momento mínimo

$$M1xd, min = (0,015 + 0,03 \times h) \times Nd \text{ (para o trecho em questão)} \quad (26)$$

$$M1yd, min = (0,015 + 0,03 \times b) \times Nd \text{ (para o trecho em questão)} \quad (27)$$

$$\text{No caso } M1xd, min = M1yd, min = M1, min = (0,015 + 0,03 \times 0,22) \times 294 = 6,3504 kN.m$$

➤ Cálculo do momento de segunda ordem:

$$v2 = \frac{Nd}{Ac \times fcd} \quad (28)$$

$$\frac{1}{r} max = \frac{0,005}{h(v+0,5)} \leq 0,005/h \quad (29)$$

$$M2d = Nd \times \frac{le^2}{10} \times \frac{1}{r} max \quad (30)$$

Assim, tem-se:

$$v2 = \frac{294}{0,0484 \times 17850} = 0,340301$$

$$\frac{1}{r} max = 0,001309 < 0,0022727 \text{ (O.K)}$$

$$M2d = 0,3281$$

$$M1, min + M2d = 6,678 kN.m \quad (31)$$

➤ Cálculo da armadura (trecho do pilar P2 no pavimento 2)

Com o auxílio do ábaco em anexo Dimensionamento de pilares – Flexão composta normal (o caso em questão retrata uma compressão centrada, porém a Norma prevê erros de construção e por isso, admite o cálculo dos pilares com uma excentricidade de carga) tem-se que:

$$v1 = \frac{Nd}{Ac \times fcd} = 0,34\mu = \frac{M1xdmin + M2d}{Ac \times h \times fcd} = 0,035 \quad (32)$$

Pelo ábaco $\rho = 0,4\%$

$$\rho min \leq \rho \leq \rho max, \rho min = 0,4\% \rho max = 8\%$$

$$As = \rho \times Ac = 1,936 \text{ cm}^2 \quad (33)$$

$$As = 1,936 \text{ cm}^2.$$

A Norma exige uma quantidade mínima de barras nos pilares, de acordo com a sua forma geométrica. Sendo assim, em seções poligonais, é previsto existir pelo menos uma barra em cada vértice dos estribos (armadura transversal). Já em seções circulares, deverão existir no mínimo seis barras distribuídas ao longo do perímetro. Assim, sendo o pilar quadrado e igualmente o estribo, neste trecho do pilar deverá existir no mínimo quatro barras.

$$n = A_s / A_{\emptyset} \text{ (área de cada barra de diâmetro } \emptyset \text{)} \quad (34)$$

$$A_{\emptyset} = 1.936 \div 4 = 0,484 \text{ cm}^2 \quad (35)$$

$A_{\emptyset 8mm} = 0,500 \text{ cm}^2$, valor mais próximo a $0,484 \text{ cm}^2$, considerando-se os diâmetros comerciais das barras de CA-50

$$n = 4 \emptyset 8mm$$

Porém:

A Norma recomenda que o diâmetro das barras longitudinais não seja inferior a 10 mm e nem superior a 1/8 da menor dimensão transversal. Neste caso $10mm \leq \emptyset l \leq 1/8 \times 220mm$

Assim:

Neste caso tem-se distribuição da armadura de $4 \emptyset 10mm$

$$10mm \leq \emptyset l \leq 27,5mm \text{ (Atendido)}$$

A armadura transversal (estribos) deve atender a seguinte condição:

$$\emptyset t \geq \begin{cases} 5mm \\ \emptyset l / 4 \end{cases}, \text{ ou seja,} \quad (36)$$

$$\emptyset t \geq \begin{cases} 5mm \\ 10/4mm \end{cases}$$

Portanto $\emptyset t$ será 5mm

O espaçamento entre estribos (armadura transversal) será definido por:

$$St \leq \begin{cases} 20cm \\ h \\ 12\phi l \end{cases} \Rightarrow St \leq \begin{cases} 20cm \\ 22cm \\ 12cm \end{cases} \Rightarrow St = 12cm \quad (37)$$

Onde h é a dimensão mínima da seção transversal e ϕl é o diâmetro da armadura longitudinal

Neste caso a armadura transversal (estribos) será: $\phi 5 \text{ c}/12\text{cm}$

O pilar P2 no trecho do 1º pavimento poderá ser calculado da seguinte forma:

O valor de **Nd** neste trecho do pilar será a soma de 294 kN (**Nd** do pavimento tipo) com o peso próprio do trecho do pilar do 2º ao 1º pavimento multiplicado por 1,4 (soma das cargas permanentes na equação da combinação das ações). Note-se que a seção transversal do pilar será sempre a mesma, portanto deverá existir um acréscimo da área da armadura para que o pilar suporte o aumento de carga devido aos andares acima. Ou seja, no sentido de cima para baixo da estrutura (a cada pavimento) o pilar se torna cada vez mais solicitado.

$$Nd = 294 \times 2 + 1,4 \times \text{Peso próprio do trecho do pilar acima} \quad (38)$$

$$\begin{aligned} \text{Pesoprópriodotrechodopilaracima} &= \gamma_{\text{concretoarmado}} \times \text{volumepilar} \\ &= 25 \times 0,22 \times 0,22 \times 2,7 = 3,267\text{kN} \end{aligned}$$

(39)

$$Nd = 592,57 \text{ kN (Pavimento 1)}$$

Com estes dados podemos calcular a área da armadura e o número de barras. Os demais trechos dos pilares são calculados sucessivamente, a partir do valor de **Ndi** , que corresponde ao valor das cargas de cálculo de cada andar, correspondente a **$Ndi = i \times 294 + (i - 1) \times 4,5738$** onde i é o andar onde se encontra (varia de cima para baixo no intervalo 1 a 3 ou 1 a 4 no caso do cálculo com o pavimento que se deseja construir).

A partir disso, foram montadas duas tabelas para o cálculo do Pilar 2. Na Tabela 3, estão os dados de cálculo do Pilar P2, como sua respectiva área de armadura, número de barras longitudinais, diâmetro das barras longitudinais e transversais. Esta tabela retrata a situação inicial do projeto, com a estrutura (Figura 7) tendo Pavimentos 1 e 2 mais o Térreo. Já a Tabela 4 mostra os mesmos dados calculados na tabela 3, porém retrata a situação de um recálculo da estrutura para a construção de mais um pavimento, ou seja, estrutura com pavimentos 1, 2 e 3 mais o Térreo. É importante salientar que foi mantido a mesma seção transversal do pilar em ambos os casos, o que é aplicável construtivamente quanto tecnicamente, já que a taxa de armadura não ultrapassou o limite de 8% no caso da Tabela 4 (acréscimo de carga)

É importante ressaltar que caso fosse levado em consideração o efeito do vento, seria necessário realizar novamente a combinação das ações para o caso de acréscimo de carga, para posterior análise da combinação mais desfavorável ao pilar P2, conforme explicado anteriormente. Assim teríamos:

$$*F_{qkw}(\text{horizontal}) = 4(\text{andares}) \times 3,1(\text{pé direito}) \times 1 = 12,4kN \quad (38)$$

- carga devida ao vento (horizontal). Este valor é maior se comparado ao ***F_{qkw}*** do projeto inicial.

* Método Simplificado

Assim, a combinação das ações resultaria em:

$$Nd1 = 294kN \text{ e } F_{vento} = 10,416kN (\text{Combinação 1})$$

$$Nd2 = 266kN \text{ e } F_{vento} = 17,36kN (\text{Combinação 2})$$

<i>Pavimento</i>	<i>Nd</i>	<i>v2</i>	$\frac{1}{r}$	<i>M2d</i>	<i>M1.min</i>	<i>M1.min + M2d</i>	<i>v1</i>	μ	ρ %	<i>As</i> <i>cm</i> ²	ϕl <i>mm</i>	<i>n</i>	<i>n corrigido</i>	ϕt <i>mm</i>
2	294	0.340301	0.001309	0.328149	6.3504	6.678548653	0.340301	0.035138	0.4	1.936	10	2.5	4	5c/12cm
1	592.5738	0.685897	0.000928	0.468656	12.7996	13.26824976	0.685897	0.069808	0.4	1.936	10	2.5	4	5c/12cm
Térreo	891.1476	1.031492	0.000718	0.545749	19.2488	19.79453743	1.031492	0.104145	2.1	10.164	16	5.1	6	5c/19.2cm

Tabela 3

<i>Pavimento</i>	<i>Nd</i>	<i>v2</i>	$\frac{1}{r}$	<i>M2d</i>	<i>M1.min</i>	<i>M1.min + M2d</i>	<i>v1</i>	μ	ρ %	<i>As</i> <i>cm</i> ²	ϕl <i>mm</i>	<i>n</i>	<i>n corrigido</i>	ϕt <i>mm</i>
3	294	0.340301	0.001309	0.328149	6.3504	6.678548653	0.340301	0.035138	0.4	1.936	10	2.5	4	5c/10cm
2	592.5738	0.685897	0.000928	0.468656	12.7996	13.26824976	0.685897	0.069808	0.4	1.936	10	2.5	4	5c/10cm
1	891.1476	1.031492	0.000718	0.545749	19.2488	19.79453743	1.031492	0.104145	2.1	10.164	16	5.1	6	5c/19.2cm
Térreo	1189.721	1.377088	0.000586	0.594455	25.698	26.2924373	1.377088	0.138333	4	19.36	16	9.6	10	5c/19.2cm

Tabela 4

Comparando-se a situação de ampliação de mais um pavimento e a situação inicial de projeto (Tabela 4 e 3 respectivamente), nota-se que para o Pavimento 1 e o Térreo, houve um aumento significativo da área da armadura necessária A_s e consequentemente do número de barras n em função do diâmetro ϕl , o que para este caso, não possibilitará a construção de mais um pavimento sem ajustes de reforço nos trechos do Pavimento 1 e Térreo do Pilar P2. Esta análise será mais aprofundada nos tópicos seguintes.

É importante ressaltar que antes da verificação da taxa de armadura dos pilares, o que gerará uma análise de capacidade de carga para situações iniciais e de ampliação de pavimentos, é necessário primeiramente verificarmos a capacidade de carga da fundação para ambas as situações, já que se a fundação não suportar um acréscimo de carga, a construção deverá obedecer o projeto inicial, ou sofrer ajustes para aumentar a capacidade de carga, independentemente do caso dos pilares atenderem às solicitações para ambos os casos. Neste trabalho, para facilitar a explicação do processo de verificação da estrutura, foi analisado antes as capacidades de carga trecho a trecho dos pilares.

A capacidade de carga da fundação está inteiramente ligada às propriedades do solo que servirá de apoio para a edificação. Para se conhecer tais propriedades, é necessário realizar a investigação geotécnica deste solo, que permitirá a classificação e identificação das diversas camadas que compõe o substrato de solo a ser analisado. Com isto, pode-se encontrar valores de propriedades de engenharia, por meio de ensaios tanto “in situ” (de campo), como laboratoriais, o que permitirá definir a capacidade de carga do solo e o tipo de fundação a ser construída.

Um dos ensaios mais executados no Brasil é o SPT (Sondagem de Simples Reconhecimento a Percussão). A região onde será realizada o ensaio é caracterizada por pontos que delimitam a projeção da edificação e em regiões previstas para maior concentração de cargas. Os pontos devem ser distribuídos de forma a disponibilizar uma análise em diversos planos de corte.

Este ensaio consiste basicamente na cravação de um amostrador padrão no solo, através de uma queda livre de um peso de 65kg (martelo), de uma altura $h = 75$ cm. Em cada ponto escolhido para o ensaio, será feito um furo, que será analisado de metro em metro. A perfuração é realizada com o auxílio de um trado. Sendo assim, a cada intervalo de 1 m, conta-se o número de quedas do martelo necessário para a cravação de cada segmento de 15 cm do total de 45 cm. A soma do número de golpes necessários à penetração dos últimos 30 cm do amostrador é definida por **N**.

A cravação do solo será interrompida quando se obtiver penetração inferior a 5 cm durante 10 golpes consecutivos, não se computando os cinco primeiros golpes do teste, ou quando o valor do SPT ultrapassar 50 num mesmo ensaio. Nestas condições o terreno será considerado impenetrável ao SPT.

Existem muitos outros tipos de ensaios de investigação. Cada um possui uma característica que permite conhecer parâmetros geotécnicos que em determinados casos não são abrangentes à outros tipos de ensaios. Existe também o fator da relação custo X benefício, e também a aplicabilidade de cada ensaio em função do tipo de solo e também aos dados e resultados que realmente serão necessários para o projeto da fundação de uma determinada edificação.

As fundações são separadas em 2 grupos: Diretas e Profundas. As fundações diretas estão assentadas a uma profundidade de até duas vezes a sua menor dimensão em planta. As fundações profundas estão assentadas a uma profundidade maior que duas vezes a sua menor dimensão em planta, e a pelo menos 3 m de profundidade. Como exemplo de fundação direta tem-se: bloco, sapata, viga de fundação, radier, entre outros. No caso de fundação profunda, tem-se como exemplo: estaca, tubulão, caixão.

Considerando-se a utilização do ensaio SPT, pode-se definir o tipo de fundação a partir do número **N**. Para o caso de fundação em sapatas, ela é aplicável para $N > 15$ (solo denso) e não aplicável para $N < 6$ (solo fraco). Existem outras investigações complementares que levarão a um resultado mais preciso sobre qual tipo de fundação é mais adequada. Como pode-se observar, um solo com $N = 9$ está na zona intermediária de classificação de aplicabilidade de sapata como fundação. Para realmente verificar se é aplicável ou não esta alternativa, será necessário uma verificação mais detalhada.

Prosseguindo-se com o caso anterior (edifício da figura 7) e considerando-se que a fundação adotada para a estrutura foi uma sapata rígida e isolada, tem-se que:

- A) Boletim de sondagem abaixo com a sapata e o bulbo de tensões, ou seja, a região do solo que será afetada pela carga que chega à sapata :

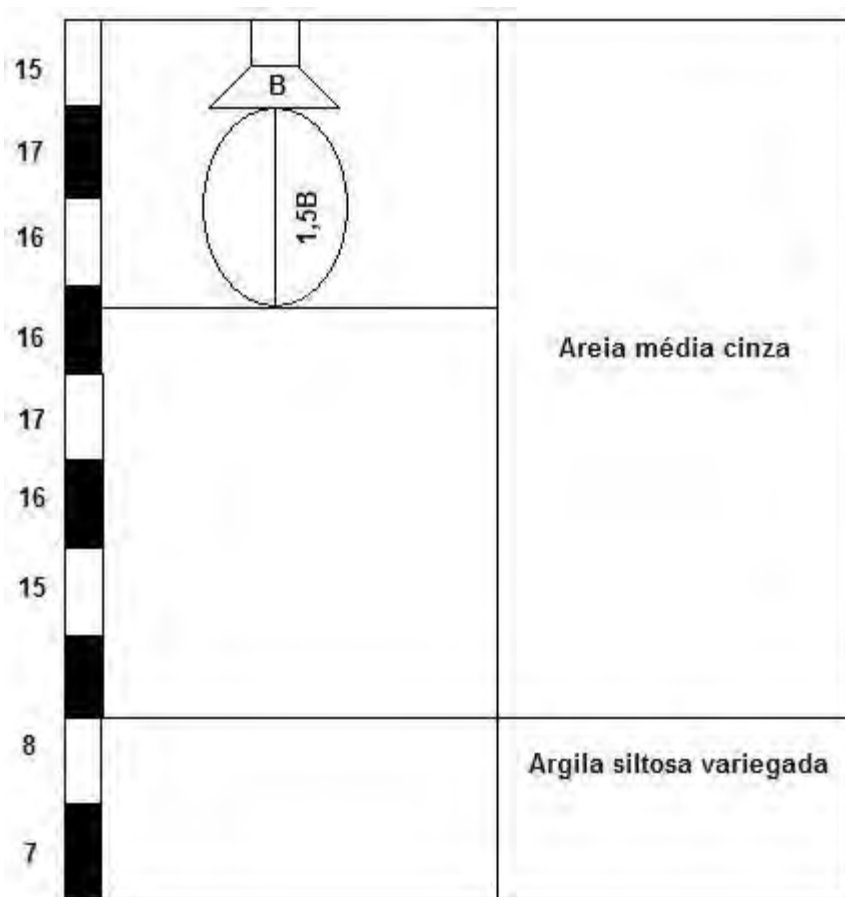


Figura 15
Fonte: Autor

- B) Carga centralizada do Pilar P2 é descarregada na sapata em questão

É necessário analisar-se primeiramente a tensão admissível do solo σ_a . Existem alguns métodos para a estimativa da tensão admissível. A critério de simplificação considera-se a seguinte equação $\sigma_a = N_{med} \times 0.02(MPa)$, (válida para qualquer solo natural no intervalo $5 \leq N \leq 20$) onde N_{med} é a média do valor de N onde atua o bulbo de tensões, cujo comprimento se estende por aproximadamente $1,5XB$ (B é a menor dimensão da sapata).

O bulbo de tensões caracteriza a região do solo que suportará a tensão que provém da sapata. Como B é desconhecido, será adotado um valor de $B=2m$. Assim, $N_{med} = (15 + 17 + 16 + 16)/4 = 16$. Portanto $\sigma_a = 16 \times 0.02 = 0.32(MPa) = 320kN/m^2$. A área da sapata será definida por $Asapata = N_{dtérreo} / \sigma_a$, onde $N_{dtérreo}$ é a carga vertical total que provém do pilar P2. Assim, de acordo com a Tabela 3 que caracteriza o projeto inicial, a área da sapata para esta condição é $Asapata = \frac{891,15}{320} = 2,79 \cong 3 m^2$.

Já para a condição da Tabela 4 (acréscimo de 1 pavimento), tem-se que:

$$Asapata = \frac{1189,7}{320} = 3,7 \cong 4m^2 \quad (40)$$

ALONSO (1983) indica que, em princípio, o emprego de sapatas só é viável técnica e economicamente quando a área ocupada pela fundação abranger, no máximo, de 50% a 70% da área disponível. De uma maneira geral, esse tipo de fundação não deve ser usado nos seguintes casos:

- aterro não compactado;
- argila mole;
- areia fofa e muito fofa;
- solos colapsíveis;
- existência de água onde o rebaixamento do lençol freático não se justifica economicamente.

Assim, sendo todas as condições atendidas, é necessário agora comparar a sapata para a situação inicial e final de projeto.

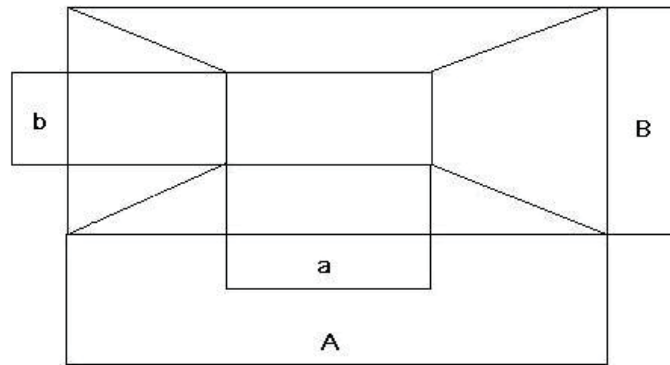


Figura 16
Fonte: Autor

Sendo a Figura 16 a planta da sapata que suportará a tensão do pilar P2, tem-se que:

A= Dimensão maior da sapata

B= Dimensão menor da sapata

a= Dimensão maior do pilar P2

b=Dimensão menor do pilar P2

A forma e a armadura da sapata devem atender a condição de distribuir a carga vertical que provém do pilar por toda a sua base. Além disso, a sapata deve ter uma relação de dimensões A, B, a, b, h e h₀ e armação para que não ocorra o puncionamento da peça.

Os recalques que ocorrerão devem ser mínimos, além disso, os recalques diferenciais (diferença de recalques entre sapatas) devem ser extremamente mínimos, sendo que a condição ideal é a de serem nulo, o que é improvável.

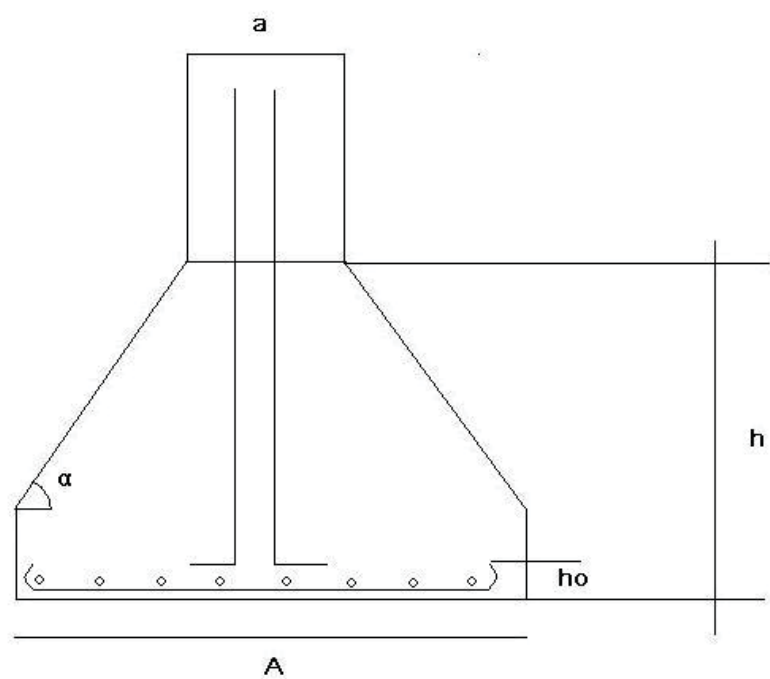


Figura 17
Fonte: Autor

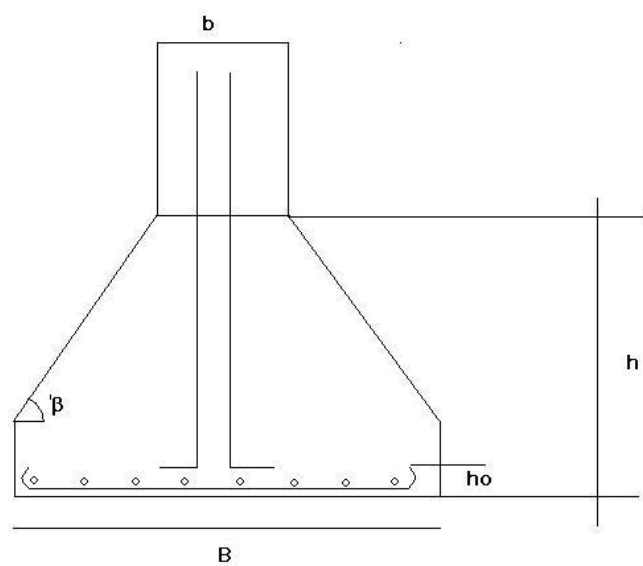


Figura 18
Fonte: Autor

As figuras 17 e 18 representam os cortes da sapata nas direções da maior dimensão A e menor dimensão B, respectivamente.

Para a sapata rígida, o item 22.4 da NBR 6118 prevê o dimensionamento da seguinte forma:

$$h \geq \begin{cases} \frac{(A-a)}{3} \\ \frac{(B-b)}{3} \\ 0,8 \times lb \end{cases} ; \text{ onde } lb = 38 \times \phi \text{ l Pilar}, \quad (41)$$

No caso inicial de projeto, de acordo com a Tabela 3, o pilar P2 na sua base (Térreo) possui armadura longitudinal de 6 ϕ 16. Assim **lb = 38 × 1,6 = 60,8cm**.

O B adotado inicialmente foi de 2m, porém como a área da sapata é de 3m², será adotado B=1,5m e A=2m. Isto não influenciará no cálculo do **Nmed**, já que a variação do comprimento do bulbo de tensão teve pequena variação de B=2m para B=1,5m. O pilar P2 possui dimensão de 22 cm(b) X 22 cm(a).

Assim:

$$h \geq \begin{cases} \frac{(200 - 22)}{3} = 59,3cm \\ \frac{(150 - 22)}{3} = 42,67cm \\ 0,8 \times 60,8 = 48,64cm \end{cases} \therefore \text{h adotado} = 59,3cm$$

$$h_0 \geq \begin{cases} 20cm \\ \frac{h}{3} \end{cases} \therefore h_0 = 20cm \quad (42)$$

➤ Cálculo da armadura

Considerando a sapata com um $f_{ck}=20\text{MPa}$ e utilizando-se barras de aço CA-50 ($f_{yd}=43,5\text{kN/m}^2$) e $\sigma_a = 320\text{KN/m}^2$, tem-se que:

$$d(\text{altura útil}) = h - 5\text{cm} = 54,3\text{cm} \quad (43)$$

$$Cia = Ca + 0,15a, \text{ onde } Ca = \frac{A-a}{2} \therefore Cia = 92,3\text{cm} \quad (44)$$

$$Ma = \sigma_a \times Cia^2 \times \frac{B}{2} = 320 \times 0,923^2 \times \frac{1,5}{2} = 204,46 \text{ kNm} \quad (45)$$

$$Mad = 1,4 \times Ma = 1,4 \times 204,46 = 286,25 \text{ kN.m} \quad (46)$$

$$Asa = \frac{Mad}{0,8 \times d \times f_{yd}} = \frac{286,25}{0,8 \times 0,543 \times 43,5} = 15,15\text{cm}^2 \quad (47)$$

$$\frac{Asa}{A} = \frac{15,15}{2} = 7,575\text{cm}^2/\text{m} \quad (48)$$

Com o auxílio da Tabela B do Anexo, tem-se $Ta = \phi 12,5 \text{ c/16cm}$

$$Cib = Cb + 0,15b, \text{ onde } Cb = \frac{B-b}{2} \therefore Cib = 64\text{cm} \quad (49)$$

$$Mb = \sigma_a \times Cib^2 \times \frac{A}{2} = 131,072 \text{ kN.m} \quad (50)$$

$$Mbd = 183,5\text{kN.m} \quad (51)$$

$$Asb = \frac{Mbd}{0,8 \times d \times f_{yd}} = 9,72\text{cm}^2 \quad (52)$$

$$\frac{Asb}{B} = \frac{9,72}{1,5} = 6,48\text{cm}^2/\text{m} \quad (53)$$

$Tb = \phi 12,5\text{mm c/ 19 cm}$ (Tabela B do Anexo)

➤ Armadura mínima

$$As_{min} = \frac{0,10}{100} \times 100 \times h = \frac{0,10}{100} \times 100 \times 59,3 = 5,93 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow \phi 12,5 \text{ c}/21 \text{ cm}$$

(54)

(Tabela B Anexo) (O.K)

$$s_{m\acute{a}x} \geq \begin{cases} 20 \text{ cm} \\ 2h = 118,6 \text{ cm} \end{cases} \quad (\text{ok})$$

(55)

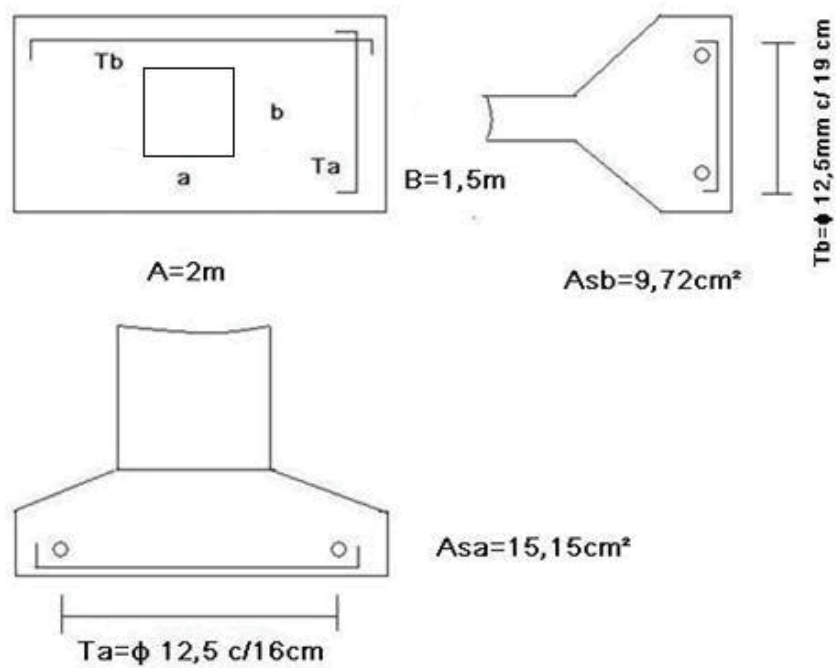


Figura 19
Fonte: Autor

Para a condição de acréscimo de carga, o dimensionamento será:

$$Asapata = 4m^2 \therefore B = 2m \text{ e } B = 2m \quad (56)$$

Na condição de mudança, de acordo com a Tabela 4, o pilar P2 na sua base (Térreo) possui armadura longitudinal de 10 ϕ 16. Assim $lb = 38 \times 1,6 = 60,8cm$.

$$h \geq \begin{cases} \frac{(200-22)}{3} = 59,33cm \\ \frac{(200-22)}{3} = 59,33cm \\ 0,8 \times 60,8 = 48,64cm \end{cases} \therefore hadotado = 59,3cm \quad (57)$$

$$h_0 \geq \begin{cases} 20cm \\ \frac{h}{3} \end{cases} \therefore h_0 = 20cm \quad (58)$$

$$d(altura \text{ útil}) = 59,33 - 5cm = 54,3cm \quad (59)$$

$$Cia = 92,3cm = Cib \text{ (sapata quadrada)} \quad (60)$$

$$Ma = 272,62 kNm = Mb \quad (61)$$

$$Mad = 381,67 kN.m = Mbd \quad (62)$$

$$Asa = Asb = \frac{Mad}{0,8 \times d \times f_{yd}} = \frac{381,67}{0,8 \times 0,543 \times 43,5} = 20,2cm^2 = Asb \quad (63)$$

$$\frac{Asa}{A} = \frac{Asb}{B} = \frac{20,2}{2} = 10,1cm^2/m \quad (64)$$

Com o auxílio da Tabela B do Anexo, tem-se $Ta = \phi$ 12,5 c/12cm= Tb

➤ Armadura mínima

$$A_{smin} = \frac{0,10}{100} \times 100 \times h = \frac{0,10}{100} \times 100 \times 59,3 = \frac{5,93cm^2}{m} \rightarrow \phi 12,5c/21cm(O.K)$$

(65)

$$s_{máx} \geq \begin{cases} 20cm \\ 2h = 118,6cm \end{cases}^{(ok)}$$

(66)

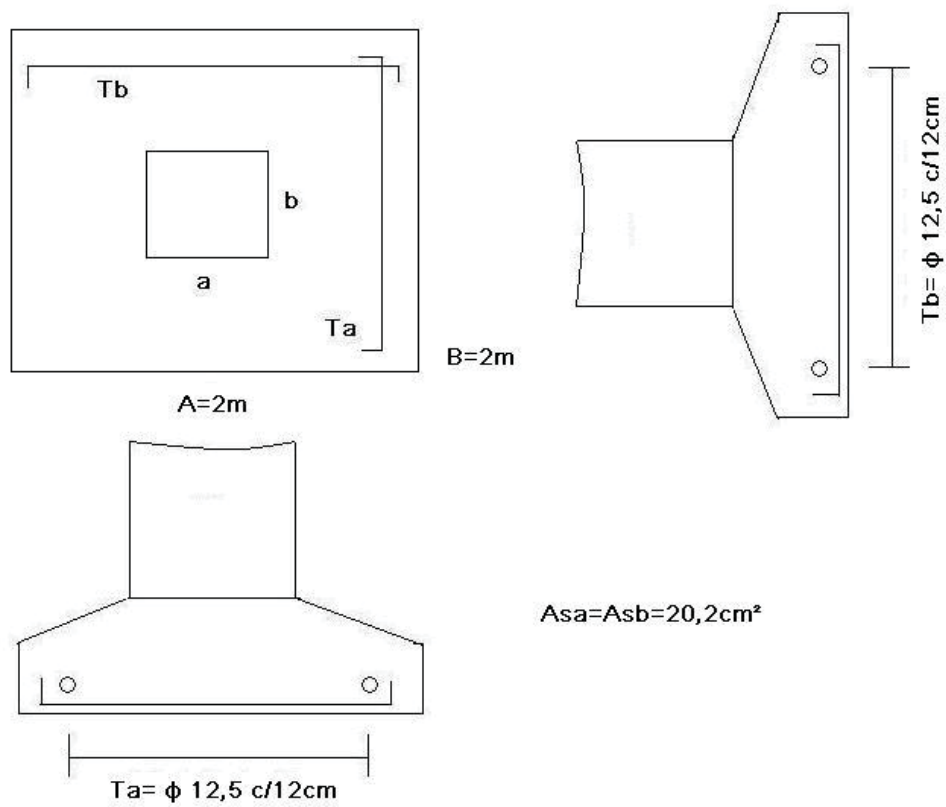


Figura 20
Fonte: Autor

Para a condição inicial, o Dimensionamento ao Cisalhamento se dá da seguinte forma:

- Verificação da ruptura por compressão diagonal

A verificação da ruptura por compressão diagonal se faz na ligação sapata-pilar, na região correspondente ao perímetro do pilar

- Tensão resistente:

$$\tau_{Rd2} = 0,27 \times \alpha_v \times f_{cd} \quad (67)$$

$$\alpha_v = 1 - \frac{f_{ck}}{250} = 1 - \frac{20}{250} = 0,92 \quad (68)$$

$$f_{cd} = 1,429 \text{ kN/cm}^2 \quad (69)$$

$$\tau_{Rd2} = \frac{0,355 \text{ kN}}{\text{cm}^2} \quad (70)$$

- Tensão solicitante:

$$\tau_{Sd} = \frac{F_{sd}}{u \times d}; \quad (71)$$

$$F_{sd} = 1,1 \times N_{d,pilar P2} = 1,1 \times 891,15 = 980,27 \text{ kN} \quad (72)$$

$$u = 2 \times (22 + 22) = 88 \text{ cm} \quad (73)$$

$$\tau_{Sd} = \frac{980,27}{88 \times 54,3} = 0,205 \text{ kN/cm}^2 \quad (74)$$

$$\tau_{Sd} \leq \tau_{Rd2} \text{ (Atende)} \quad (75)$$

Para a condição de acréscimo de carga:

➤ Tensão resistente:

$$\tau_{Rd2} = \frac{0,355kN}{cm^2} \quad (76)$$

➤ Tensão solicitante:

$$F_{sd} = 1,1 \times N_{d,pilar\ p2} = 1,1 \times 1189,72 = 1308,7kN \quad (77)$$

$$\tau_{Sd} = \frac{1308,7}{88 \times 54,3} = 0,2738 \text{ kN/cm}^2 \quad (78)$$

$$\tau_{Sd} \leq \tau_{Rd2} \text{ (Atende)} \quad (79)$$

Armaduras transversais para resistir à força cortante raramente são utilizadas nas sapatas, assim como no caso de lajes em geral. Portanto, as sapatas são dimensionadas de tal modo que os esforços cortantes sejam resistidos apenas pelo concreto, dispensando a armadura transversal.

3.2 - Recálculo com base em dados construtivos

Este método consiste em utilizar dados reais, e não de projeto no cálculo da estrutura que vai passar por um acréscimo de carga. Deve-se catalogar toda a informação da estrutura, tal como: valor do f_{ck} do concreto utilizado nos pilares e fundação (estes valores são encontrados a partir de ensaios de resistência de amostras colhidas na concretagem das peças), resistência real atingida no solo, no caso de estacas hélice contínua, seção transversal do pilar (possibilidade de aumento ou diminuição da peça em função do projeto).

O roteiro de cálculo é o mesmo do método anteriormente mostrado, substituindo-se os valores de projeto pelos valores construtivos.

Dependendo dos valores construtivos, pode-se ter um aumento da resistência da estrutura, já que alguns valores podem superar aos requisitos do projeto. Isto é de grande valia já que se procura aumentar a carga da estrutura sem necessidade de ajustes construtivos.

No caso do recálculo dos pilares, verifica-se o valor do f_{ck} do concreto em cada trecho (pavimento), já que na concretagem devem-se coletar amostras que fornecerão um valor de f_{ck} de obra. Este valor pode ser superior ao de projeto. Além disso, existe a possibilidade do valor da seção transversal também exceder o valor do projeto. Com o acréscimo destes valores construtivos em relação ao valor do projeto pode haver diminuição do valor da taxa da armadura necessária para o aumento de carga se comparado com o valor da taxa da armadura necessária utilizando-se dados de projeto para o mesmo aumento de carga (método anterior). Com isto, os valores de taxa de armadura ρ (%) para a condição inicial e a de acréscimo de carga vão se aproximando, relacionando-se os dois métodos, mesmo que em valores relativamente baixos, porém fundamentais na posterior análise do aceite do acréscimo de carga para a estrutura (como o acréscimo de mais pavimentos), já que o fator de segurança utilizado para a situação inicial poderá suprir um carregamento maior da estrutura. Este tópico será abordado futuramente. A figura 21 ilustra esta condição, onde os valores dos dados construtivos são maiores em relação aos de projeto.

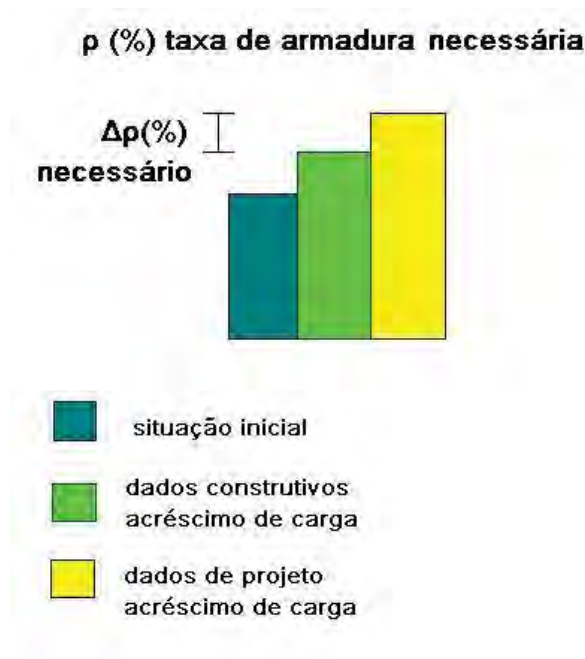


Figura 21
Fonte: Autor

É importante salientar que a situação oposta também pode ocorrer, ou seja, os valores construtivos podem estar abaixo dos valores de projeto, o que poderá comprometer o aumento de carga da estrutura, e até mesmo o bom funcionamento da mesma para a condição inicial.

Para a fundação, os valores do f_{ck} do concreto utilizado em blocos, sapatas, estacas, vigas baldrame, entre outros elementos, podem também interferir para uma maior ou menor necessidade de taxa de armadura, tendendo a se aproximar ou se distanciar da situação inicial de projeto. Além disso, no caso de execução de estacas hélice contínua, existe um controle executivo, com o auxílio de um computador que depois envia os dados de execução da estaca para um software. Este software monta um relatório com informações como: Perfil da estaca, velocidade de rotação, torque, inclinação, pressão do concreto, volume, diâmetro da estaca. Estes dados contribuem para a obtenção da capacidade de carga da fundação de execução, que em alguns casos pode superar o valor de capacidade de carga de projeto, previsto por meio de outros ensaios, o que também poderá contribuir para o aceite da estrutura na condição de aumento de carga.

3.3 - Recálculo com base em prova de carga

De acordo com a NBR 9607 (1986), prova de carga é definida como sendo um conjunto de atividades destinadas a analisar o desempenho de uma estrutura através da medição e controle de efeitos causados pela aplicação de ações externas de intensidade e natureza previamente estabelecidas.

Um ensaio de prova de carga é recomendado na aceitação de algumas estruturas, em casos de eventual alteração das condições de utilização da estrutura, no caso de fases construtivas que acarretem solicitações excepcionais em parte da estrutura, após acidentes ou anomalias observados durante a execução ou utilização de uma estrutura, na falta total ou parcial de elementos de projeto, quando as condições construtivas são desconhecidas ou com a finalidade de estudar o comportamento de estruturas.

Assim, como o caso em questão é analisar um acréscimo de carga de uma estrutura, haverá alteração das condições de utilização da estrutura, o que justifica este método.

Neste caso, a prova de carga de uma forma geral, será um carregamento monitorado que será aumentado em conseqüentes etapas até se chegar a um valor pré-estabelecido, o que no caso será o valor calculado para o aumento de carga da estrutura (construção de mais pavimentos de um edifício). Este valor pode ser calculado teoricamente a partir da carga adicional de lajes, pilares, vigas, que deverão compor o novo pavimento desejado para a estrutura. Isto pode ser feito como explicado na seção do método do recálculo teórico da estrutura, onde os carregamentos da laje, tanto permanentes como acidentais, serão descarregados nas vigas. Estas vigas serão suportadas por pilares (ou por outras vigas que descarregarão em pilares), sendo assim possível calcular a carga vertical dos pilares que provém do carregamento das vigas nos pilares. O carregamento de teste será então a simulação do carregamento de um novo pavimento no caso, tanto quanto à sua forma e intensidade.

Como resultados destes carregamentos monitorados serão obtidos valores de deformações e deslocamentos da estrutura (com auxílio de aparelhos que vão fornecer a leitura de tais valores). Estes valores serão comparados com valores limites de projetos, ou baseados nas normas construtivas.

A sobrecarga do ensaio pode ser composta de diferentes formas e materiais, tais como: bolsas de água, sacos de areia, sacos de cimentos, reservatórios confeccionados com lonas plásticas e preenchidos com água, agregados graúdos, por meios mecânicos como macacos hidráulicos, entre outros. A sobrecarga deverá representar da forma mais próxima possível o carregamento previsto na estrutura, tanto quanto a sua forma e intensidade.

Cada tipo de carregamento possui vantagens e desvantagens.

Os materiais de alta densidade utilizados como carregamento, tais como ferro, chumbo, agregados, entre outros, possuem vantagem de serem facilmente obtidos, e serem facilmente posicionados nos pontos de aplicação de carga.

Como desvantagens possuem a sua difícil remoção caso a área da estrutura testada apresente algum risco durante o ensaio, ou quando uma grande quantidade deste material é necessária, o que encarece todo o processo.

A Figura 22 retrata uma prova de carga com sacos de areia no meio do vão de uma ponte.



Figura 22

A água possui como vantagem o fato de poder ser bombeada até o local a ser carregado, o que elimina a necessidade de grandes equipamentos que levantam cargas elevadas, como os guindastes. Outra vantagem é o controle da intensidade da sobrecarga, já que esta intensidade pode ser calculada através do nível da água. A desvantagem do uso da água é o do carregamento ser relativamente baixo se comparado com outros materiais. Além disso, o seu descarregamento se dá de forma lenta, o que é um problema caso a estrutura apresente algum risco de se romper. Para locais com temperaturas muito baixas seu uso não é indicado (possibilidade da água congelar)

A Figura 23 mostra a utilização de água numa prova de carga em um edifício comercial, após a estrutura receber reforço com fibra de carbono



Água utilizada como carga do teste
FONTE: Rodrigues (2000)

Figura 23

Os cilindros hidráulicos ou macacos hidráulicos também são usados para efetuarem o carregamento em testes nas estruturas. Possuem como vantagem o fácil controle das fases de carregamento e descarregamento, além disso, quando ocorrer um deslocamento súbito da estrutura os macacos hidráulicos a descarrega parcialmente de forma automática.

Como desvantagem os cilindros hidráulicos exigem reações para suas ações, e no caso de um carregamento uniforme da estrutura, deve ser usado um número relativamente grande de cilindros hidráulicos para representar tal carregamento.

A figura 24 demonstra cilindros hidráulicos (macacos hidráulicos) instalados sob uma laje, para que o carregamento efetuado transmita deslocamentos e deformações da estrutura, que serão coletados para posterior análise, comparando estes resultados com valores limites de norma ou projeto.



Macacos hidráulicos instalados
FONTE: Mettemeyer e Nanni (1999)

Figura 24

Os ensaios de carregamento também podem ser efetuados conjuntamente com variadas formas de carregamento, dependendo do tipo de carregamento a ser simulado, do elemento da estrutura a ser testado e da disponibilidade de transporte das cargas até o local a ser realizado o teste.

O monitoramento do ensaio de prova de carga é realizado com o auxílio de instrumentos, tais como extensômetros (mecânicos, elétricos, ou de fibra óptica), transdutores indutivo de deslocamento, defletômetros, clinômetros, estações totais e níveis (utilizados também em trabalhos topográficos). Cada um destes aparelhos possui um mecanismo de leitura, que pode ser apropriado a alguns casos e para outros não. Além disso, alguns destes instrumentos fornecem além de medidas de deformações e deslocamentos lineares, os deslocamentos ou variações angulares (como o caso do clinômetro, que só registra as medidas angulares e o caso das estações totais e níveis, que fornecem tanto medidas lineares como angulares).

O uso de cada instrumento dependerá do tipo de teste a ser realizado, das respostas esperadas, treinamento da equipe que realizará o teste, entre outros fatores.

No caso do acréscimo de pavimento(s) de um edifício, será avaliada a variação dos deslocamentos verticais das vigas e das lajes e o recalque dos pilares (pilares que estão sujeitos a uma maior influência na estrutura), tudo em função das etapas de acréscimo de carregamento até se chegar ao valor total de carregamento esperado. Para a coleta destes dados, podem ser instalados defletômetros (mecânicos ou digitais – Figura 26) na face inferior das vigas e das lajes e na região de apoio das vigas com os pilares.



Extensômetro de fibra ótica imerso na massa de concreto
FONTE: Félix *et al.* (2003)

Figura 25



Defletômetro digital
FONTE: Starret (2004)

Figura 26

A figura 25 mostra o uso de um extensômetro de fibra ótica imerso em uma estrutura de concreto armado. De uma forma geral, os sensores utilizados relacionam a perda de intensidade de luz da fibra ótica com o tensionamento em todo seu comprimento (provocado pela deformação da estrutura), isto permitirá (a partir de correlações) medir a deformação de uma determinada região da estrutura.

A figura 26 mostra um defletômetro digital, utilizado para coleta de medidas lineares (deformação, deslocamentos).

Os resultados do ensaio da prova de carga podem sofrer influência de fatores externos, tais como a variação de temperatura. Assim a NBR 9607-86 adverte:

“Devem se medidos os efeitos devido às variações térmicas do ambiente e insolação direta sobre as estruturas, visando eventuais correções das medições e melhor interpretação dos resultados durante o ensaio. Estas observações devem ser efetuadas após a instalação de todos os aparelhos de medidas, estando a estrutura sem sobrecarga. A duração desta fase de observação deve ser o suficiente para caracterizar os efeitos térmicos na estrutura durante um período de tempo compatível com o despendido nos ensaios. Estes resultados devem ser analisados e estarem disponíveis para utilização durante a prova de carga”.

A NBR 9607-86 prevê que inicialmente os carregamentos de prova devem ser dimensionados com base no projeto e, na ausência deste, deve ser levada em consideração a utilização originalmente prevista para a estrutura. A intensidade de carga (segundo a NBR 9607) pode variar de 0,5 a 1,1 vezes o carregamento de projeto. Porém como se deseja analisar a possibilidade de aumento de pavimento(s) de um edifício (aumento de carga), adota-se a intensidade da prova de carga como sendo a carga calculada pelo acréscimo de pavimento(s)

Os incrementos de carga devem ser parcelados até se chegar ao valor total adotado para o carregamento de teste, para que não sejam causados grandes impactos na estrutura, sendo que a norma recomenda um número mínimo de 4 etapas de incrementos.

A cada intervalo dos incrementos de carga a estrutura deve ser analisada, verificando-se os deslocamentos e deformações medidas. Dependendo dos valores limites das deformações da estrutura, prossegue-se com o teste caso os valores observados de deformações estejam dentro dos valores limites. Caso contrário, recorre-se ao descarregamento da estrutura.

No caso de se prosseguir com o teste e se chegar ao valor total de carregamento esperado, deve-se verificar novamente todos os dados coletados, já que não é correta a hipótese de que se a estrutura suportou a carga esperada no teste é que se deve aceitar a mesma para esta nova condição de carga. Esta hipótese pode ser contrariada caso valores de deslocamentos e deformações ultrapassem os valores limites, mesmo que a estrutura suporte o carregamento total de teste.

A fase de descarregamento também é muito importante no teste, já que os dados coletados nesta fase devem ser comparados com os dados da fase de carregamento, permitindo-se assim a verificação do comportamento elástico na estrutura.

Depois de encerrado o ensaio, a estrutura deve ser novamente inspecionada e qualquer alteração nas condições do comportamento global ou a presença de deformações residuais deve ser registrada.

O aceite da estrutura para o acréscimo de carga dependerá dos valores das deformações e deslocamentos medidos, pois serão comparados com valores limites. Além disso, sendo o comportamento elástico da estrutura, tem-se a relação:

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E} \quad (80)$$

Onde:

ε é a deformação ;

σ é a tensão;

E módulo de elasticidade do material(no caso o concreto armado);

Assim, medindo-se os valores da deformação dos elementos da estrutura e sabendo-se o valor do módulo de elasticidade do material, pode-se calcular a tensão atuante no elemento da estrutura. Este valor também pode ser comparado com valores limites de tensões de projeto ou normativos.

4- RESULTADOS E DISCUSSÃO

Analisando-se os resultados obtidos na verificação da estrutura do edifício da Figura 7, a partir do Recálculo teórico da mesma, observa-se a partir da Tabela 5 (em função das Tabelas 3 e 4) a área da armadura longitudinal necessária do pilar P2 para o pavimento 1 e Térreo, na condição inicial de projeto e na condição de acréscimo de mais um pavimento.

		<i>cm</i> ²	<i>cm</i> ²		
	Pavimento	As projeto inicial	As acréscimo pavimento		
	1	1.936	10.164		
	Térreo	10.164	19.36		

Tabela 5

Fonte: Autor

De acordo com a Tabela 6, para o Pavimento 1 haveria um aumento de 425% da área necessária de armadura longitudinal do pilar P2 e para o Térreo, haveria um aumento de 90,48%. Isto se comparando a situação do acréscimo de mais um pavimento na estrutura em questão (Figura 7) em relação à situação inicial de projeto.

Pavimento	Aumento de As (%)
1	425.00
Térreo	90.48

Tabela 6

Fonte: Autor

Isto se deve ao fato de que no projeto inicial, o pilar P2 no trecho do Pavimento 1 necessitaria de uma taxa de armadura mínima de 0,4% (B). Já na condição de acréscimo de carga, a taxa de armadura necessária para o mesmo trecho do Pavimento 1 salta para 2,1%(C). No caso do trecho do pilar P2 no Térreo a taxa de armadura necessária é de 2,1% (C) na situação inicial de projeto e de 4%(D) na situação final de projeto. Isto pode ser observado no ábaco de dimensionamento de pilares abaixo (Fonte: Botelho, M.H.C. **Concreto Armado, Eu Te Amo** Vol.1 São Paulo. Blucher - 2010), onde os pontos que correspondem a taxa de armadura necessária do pilar P2 para cada pavimento em ambas as situações estão demarcados. Os valores da taxa de armadura $\rho(\%)$ foram encontrados em função do cálculo de ν e μ , conforme explicado anteriormente, no método do recálculo teórico.

As tabelas 7 e 8 descrevem os pontos A,B,C e D , que relacionam a taxa de armadura necessária do pilar P2 para cada pavimento em cada situação.

Situação inicial de projeto		
Ponto	Pavimento	ρ (%)
A	2	0.4
B	1	0.4
C	Térreo	2.1

Tabela 7

Situação de acréscimo de pavimento		
Ponto	Pavimento	ρ (%)
A	3	0.4
B	2	0.4
C	1	2.1
D	Térreo	4

Tabela 8

Fonte: Autor

Analisando-se o ábaco, observa-se que os pontos (A,B,C e D) fazem parte de uma reta, que relaciona o aumento da taxa de armadura necessária no pilar em função do percorrimento do pavimento superior ao inferior, sustentados pelo mesmo pilar, trecho a trecho. Pode-se então relacionar o espaçamento entre cada ponto e a inclinação da reta com o esforço vertical de cálculo do pilar Nd e com a forma geométrica da seção transversal do pilar com suas respectivas dimensões, tais como base, altura, e área Ac , já que os valores de ν e μ estão em função dessas variáveis, e consequentemente o valor de $\rho(\%)$ também está.

É importante salientar que o ábaco acima é utilizado em situações de cálculo de compressão centrada e de flexão normal composta do pilar. Para o caso de flexão oblíqua composta, outro ábaco é utilizado.

Com isso, em função dos valores calculados de Nd e das características geométricas da seção transversal do pilar (b, h, Ac), em outras situações de acréscimo de pavimento, é possível que a partir da utilização do ábaco anterior, o espaçamento entre os respectivos pontos que compõem a reta (como no caso do ábaco acima) e a inclinação da mesma sejam diferentes em cada situação. Ou seja, o espaçamento no ábaco entre valores da armadura transversal necessária $\rho(\%)$ para o pilar para cada trecho (cada pavimento) pode ser menor ou maior dependendo do caso. Com isto é possível que o valor do acréscimo de área de armadura longitudinal necessária (As) do pilar para cada pavimento seja relativamente grande ou pequeno, no caso do acréscimo de pavimento (carga) na estrutura em questão.

Caminhamento do ponto que representa $\rho(\%)$	
Trecho do Pilar P2	Projeto inicial → Acréscimo de pavimento
Pavimento 2	A → B
Pavimento 1	B → C
Térreo	C → D

Tabela 9

Fonte: Autor

No caso do Pilar P2, utilizado como exemplo no recálculo teórico da estrutura da Figura 7, observou-se grande variação de área de armadura longitudinal necessária no pilar para o trecho do Pavimento 1, já que graficamente o percorrimeto do ponto B ao C (Tabela 9) gerou grande variação da taxa de armadura necessária. Já no trecho do Pavimento 2, não houve variação do valor de $\rho(\%)$, já que o percorrimeto do ponto A ao B não trouxe nenhuma alteração desse valor, como é observado no ábaco.

No caso da sapata do pilar P2, houve um acréscimo de sua área de $3m^2$ para $4m^2$ para a condição de acréscimo de pavimento, o que corresponde a um aumento de 33%.

As áreas da armadura longitudinal da sapata na condição inicial correspondem a:

$Asa = 15,15 cm^2$; $Asb = 9,72 cm^2$ (Figura 19)

Na condição de acréscimo de carga, as áreas da armadura da sapata correspondem a:

$$Asa = 20,2 \text{ cm}^2; Asb = 20,2 \text{ cm}^2 \text{ (Figura 20)}$$

Portanto houve um acréscimo de **Asa** de 33% e acréscimo de **Asb** de 107,8%

Não existe uma relação entre valores máximos de aumento de área de fundação e de áreas de armadura (pilares, fundação), ou tabelas pré-estabelecidas que auxiliem na análise do aceite da estrutura para o acréscimo de pavimento (carga) no caso de recálculo teórico.

O que se sabe é que no dimensionamento, o valor da resistência característica do concreto é geralmente dividido por 1,4, o que resulta na resistência de cálculo do mesmo. No caso do aço, a sua resistência característica é dividida por 1,15, que resulta em seu valor de cálculo.

Além disso, as ações são combinadas de modo a gerar a situação mais crítica para a estrutura. Isto é feito majorando-se os efeitos desfavoráveis à estrutura e minorando os efeitos favoráveis à mesma a partir de coeficientes pré-estabelecidos na norma. De forma geral, o valor das ações desfavoráveis é multiplicado por 1,4. Isto significa que o fator de segurança empregado no cálculo da estrutura gira em torno de 40% (tanto no caso do projeto inicial como no projeto final da estrutura em questão).

Este valor serve para cobrir alguns erros que possam ser cometidos, sejam eles de projeto ou construtivos. É um valor que cobrirá algumas incertezas que vão desde o método empregado no dimensionamento da estrutura até a parte construtiva da mesma.

Para que seja possível julgar se a estrutura é aceita para o caso de um acréscimo de pavimento, será necessário ter como referência o fator de segurança (%) para a comparação com valores (%) de acréscimo de área de fundação e armaduras (pilares, fundação). A análise dependerá da experiência do projetista, do processo construtivo da estrutura, entre outros fatores. O projetista poderá no caso se guiar com valores aceitáveis de intervalos dos acréscimos que ocorrem para a situação final de projeto, como no exemplo abaixo:

Se acréscimo (%) ≥ 0 e < 20 aceita-se a estrutura para a condição de acréscimo de pavimento (sem mudanças estruturais)

Se acréscimo(%) ≥ 20 não se aceita a estrutura para a condição de acréscimo de pavimento (sem mudanças estruturais)

Este intervalo aceitável de acréscimo de armadura ou área de fundação se deve ao fato de que as incertezas estarão presentes tanto na situação original de projeto como na de acréscimo de carga (pavimentos), ou seja, sendo o valor do fator de segurança de 40% no caso, o acréscimo das armaduras da estrutura, bem como o acréscimo de área da fundação não poderá exceder e nem se igualar a este valor de 40%, já que as incertezas não poderão ser desprezadas para a nova condição de acréscimo de carga. Assim, o projetista, por meio de sua experiência definirá o limite dos acréscimos que serão aceitáveis para que a estrutura seja aprovada para receber o pavimento.

Assim, tomando-se como base o fator de segurança de 40%, observa-se que o acréscimo de área da armadura longitudinal (onde existe) em cada trecho do pilar P2 supera o valor de 40% na condição de acréscimo de pavimento, como pode ser observado na Tabela 6.

No caso da sapata que sustenta o pilar P2, o acréscimo de área da mesma e o acréscimo de **Asa** estão bem próximos do valor de 40%, além disso, o acréscimo de **Asb** supera grandemente este valor.

Com isto, baseando-se no exemplo de intervalo aceitável de acréscimos (%) mostrado acima, a estrutura ilustrada na Figura 7 não seria aceita para a construção de mais um pavimento pelo método do Recálculo teórico da estrutura.

Para o Recálculo com base em dados construtivos, os valores dos acréscimos de áreas necessárias (armaduras ou fundação) são comparados da mesma forma, baseando-se em intervalos aceitáveis de acréscimos adotados pelo projetista. Ou seja, os valores de área necessária de armadura, fundação, entre outros, na condição inicial e de acréscimo de carga são comparados da mesma forma apresentada anteriormente para o Recálculo Teórico. A condição de aceite da estrutura para receber um novo pavimento utilizando-se o método do Recálculo com base em dados construtivos segue o mesmo raciocínio apresentado acima.

Já no método do Recálculo com base em prova de carga, o aceite da estrutura para a nova condição (construção de mais pavimentos) está ligado aos valores de deformações e deslocamentos da estrutura observados no ensaio e aos valores de deformações e deslocamentos máximos calculados (além de verificação visual da estrutura, observando-se possíveis fissuras na mesma). Ou seja, a deformação da estrutura observada no ensaio não pode superar um valor de deformação máxima calculada.

Geralmente o valor máximo ou limite de deformação (ou deslocamento) está ligado ao valor de deformação que corresponde ao início do escoamento da armadura localizada na região da estrutura onde se está realizando o teste.

Assim, de forma geral, a carga máxima de teste que pode ser aplicada na estrutura em questão é aquela que não cause deformação ou deslocamento maior que o valor limite de deformação ou deslocamento estipulado pelo projetista. Assim, se a carga máxima de teste for igual a carga (calculada) que representa o acréscimo de mais pavimentos, e se o comportamento da estrutura não for comprometido por esta carga de teste, então a estrutura é aceita para a construção de mais pavimentos.

5- CONCLUSÃO E RECOMENDAÇÕES

Os métodos do Recálculo teórico e o Recálculo com base em dados construtivos da estrutura comparam entre a situação inicial de projeto e a de acréscimo de carga, os valores de taxas de armadura necessária dos pilares e fundação, e área necessária da fundação. O aceite da estrutura por meio destes métodos para a situação de acréscimo de carga, conforme mostrado na seção anterior depende de valores de acréscimos de armadura ou área de fundação, causados pelo novo carregamento na estrutura. Os valores de acréscimos que estão dentro de um intervalo considerado seguro são estabelecidos pelo projetista, conforme sua prática e experiência.

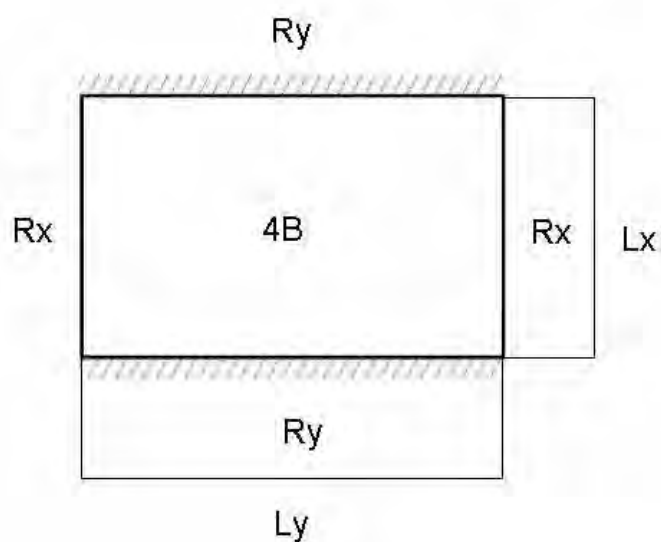
Isto significa que o aceite da estrutura por estes dois métodos depende grandemente do bom-senso do projetista, já que não existe uma norma que defina intervalos seguros de acréscimo de armadura necessária de um pilar ou acréscimo de área de fundação.

Já o método do Recálculo com base em prova de carga compara os valores de deformação e deslocamento encontrados no ensaio da estrutura em relação a valores máximos calculados para os mesmos. Em geral, o aceite da estrutura no caso se dá quando os valores de deformação encontrados no ensaio estão dentro de valores máximos de cálculo de deformação. Este é um método mais eficiente se comparado aos dois anteriores, porém envolve maior custo e tempo na sua realização.

É importante atentar para o fato do prédio da figura 7 possuir inicialmente três pavimentos, desejando-se construir um novo pavimento. Normalmente, a idéia comum é a de considerar uma maior facilidade no aceite de estruturas de menor porte, como o edifício em questão do que em estruturas com maior número de pavimentos. Porém esta idéia não é verdadeira, já que em pavimentos menores, o acréscimo de um novo pavimento significa um aumento de carga maior (%) se comparado com estruturas de maior número de pavimentos. Ou seja, o peso de um novo pavimento em edifícios mais baixos é maior se comparado com edifícios mais altos.

6-ANEXOS

Lajes Maciças Retangulares Carga Uniformemente Distribuída Tabelas de Czerny ($\nu = 0$) Caso 4B



$$R_x = \alpha \times p \times l_y$$

$$R_y = \beta \times p \times l_x$$

l_y/l_x	m_x	m_y	n_x	α	β
1,00	35,10	61,70	14,00	0,144	0,356
1,05	33,00	64,50	13,80	0,137	0,363
1,10	31,70	67,20	13,50	0,131	0,369
1,15	30,40	69,60	13,20	0,125	0,375
1,20	29,40	71,50	13,00	0,120	0,380
1,25	28,50	72,80	12,70	0,115	0,385
1,30	27,80	73,50	12,60	0,111	0,389
1,35	27,10	74,10	12,40	0,107	0,393
1,40	26,60	74,60	12,30	0,103	0,397
1,45	26,10	75,30	12,20	0,099	0,401
1,50	25,80	75,80	12,20	0,096	0,404
1,55	25,40	76,50	12,10	0,093	0,407
1,60	25,20	77,00	12,00	0,090	0,410
1,80	24,40	77,00	12,00	0,080	0,420
2,00	24,10	77,00	12,00	0,072	0,428

Tabela A

Área de armadura para lajes						
Área em cm ² /m de armadura						
Espaçamento (cm)	Bitola da barra de aço em mm					
	5	6,3	8	10	12,5	16
7,5	3,33	4,19	6,66	10,66	16,66	26,66
8	2,50	3,93	6,25	10,00	15,62	25,00
9	2,22	3,50	5,55	8,88	13,88	22,22
10	2,00	3,15	5,00	8,00	12,50	20,00
11	1,82	2,86	4,54	7,27	11,36	18,18
12	1,67	2,62	4,16	6,66	10,41	16,66
12,5	1,60	2,52	4,00	6,40	10,00	16,00
13	1,54	2,42	3,84	6,15	9,61	15,38
14	1,43	2,25	3,57	5,71	8,92	14,28
15	1,33	2,10	3,33	5,33	8,33	13,33
16	1,25	1,96	3,12	5,00	7,81	12,50
17	1,18	1,85	2,94	4,70	7,35	11,76
18	1,11	1,75	2,77	4,44	6,94	11,11
19	1,05	1,65	2,63	4,21	6,57	10,52
20	1,00	1,57	2,50	4,00	6,25	10,00
21	0,95	1,50	2,38	3,80	5,95	9,52
22	0,91	1,43	2,27	3,63	5,68	9,09
23	0,87	1,36	2,17	3,47	5,43	8,69
24	0,83	1,31	2,08	3,33	5,20	8,33
25	0,80	1,26	2,00	3,20	5,00	8,00
26	0,77	1,21	1,92	3,07	4,80	7,69
27	0,74	1,16	1,85	2,96	4,62	7,40
28	0,71	1,12	1,78	2,85	4,46	7,14
29	0,69	1,08	1,72	2,75	4,31	5,89
30	0,67	1,05	1,66	2,66	4,16	6,66

Tabela B

Fonte: Botelho, M.H.C. **Concreto Armado, Eu Te Amo** Vol.1 São Paulo. Blucher - 2010

7- REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Botelho, M.H.C. **Concreto Armado, Eu Te Amo** vol.1, ed.6, p.156-506, São Paulo. Blucher – 2010.

Velloso, Dirceu, *et al.* **Fundações – Teoria e prática** vol.1, ed. 2, p.225-250, São Paulo. Pini – 1998.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118 – Projeto de Estruturas de concreto** –procedimento. Rio de Janeiro – 2003

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8681 – Ações e segurança na estrutura** –procedimento. Rio de Janeiro – 2003

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9607 – Concreto endurecido – prova de carga em estruturas de concreto armado e protendido.** Rio de Janeiro – 1986

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123 – Forças devidas ao vento em edificações.** Rio de Janeiro – 1988

Oliveira, Clayton Reis de. **Prova de carga em estruturas de concreto**, 129p, Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo. Universidade estadual de Campinas. Campinas – 2006.

Alva, Gerson Moacyr Sisniegas. **Projeto estrutural de sapatas**, Universidade Federal de Santa Maria, Departamento de estruturas e Construção civil. Santa Maria – 2007.

Camacho, Jefferson S. **Estudo das lajes**, Universidade Estadual Paulista – Ilha Solteira, Departamento de Engenharia Civil. Ilha Solteira – 2004

Camacho, Jefferson S. **Introdução ao estudo do concreto armado**, Universidade Estadual Paulista – Ilha Solteira, Departamento de Engenharia Civil. Ilha Solteira – 2006