

**FUNDAÇÃO OSWALDO ARANHA  
CENTRO UNIVERSITÁRIO DE VOLTA REDONDA  
CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL  
TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO**

**DAVYD DE ABREU LUCAS  
DAYANA HELENA NOVAES RIBEIRO  
LEANDRO MONTEIRO DE CARVALHO  
MICHEL DE AZEVEDO PEREIRA**

**ESTUDO DEMONSTRATIVO DE PROJETO DE CÁLCULO  
ESTRUTURAL OBTIDOS ATRAVÉS DE PLANILHAS  
DESENVOLVIDAS EM EXCEL**

**VOLTA REDONDA  
2017**

**FUNDAÇÃO OSWALDO ARANHA  
CENTRO UNIVERSITÁRIO DE VOLTA REDONDA  
CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL  
TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO**

**ESTUDO DEMONSTRATIVO DE PROJETO DE CÁLCULO  
ESTRUTURAL OBTIDOS ATRAVÉS DE PLANILHAS  
DESENVOLVIDAS EM EXCEL**

Monografia apresentada ao Curso de Graduação em Engenharia Civil do UniFOA, como requisito parcial à obtenção do título de bacharel em Engenharia Civil.

Alunos:

DAVYD DE ABREU LUCAS

DAYANA HELENA NOVAES RIBEIRO

LEANDRO MONTEIRO DE CARVALHO

MICHEL DE AZEVEDO PEREIRA

Orientador:

Prof. M.Sc. Sergio Luiz Taranto de Reis

**VOLTA REDONDA**

**2017**

## FOLHA DE APROVAÇÃO

Alunos:

DAVYD DE ABREU LUCAS  
DAYANA HELENA NOVAES RIBEIRO  
LEANDRO MONTEIRO DE CARVALHO  
MICHEL DE AZEVEDO PEREIRA

ESTUDO DEMONSTRATIVO DE PROJETO DE CÁLCULO ESTRUTURAL  
OBTIDOS ATRAVÉS DE PLANILHAS DESENVOLVIDAS EM EXCEL

Orientador:

Prof. M.Sc. Sergio Luiz Taranto de Reis

Banca Examinadora

---

---

---

## AGRADECIMENTOS

A Deus por ter me dado saúde e força para podermos superar todos os obstáculos encontrado no decorrer do curso.

A nossa instituição, por nos proporcionar um ensino de qualidade.

A nossos familiares, namorada(o) e amigos, por todo apoio fornecido durante nossa trajetória.

Ao nosso orientador Sergio Luiz Taranto de Reis.

E a todos que direta ou indiretamente fizeram parte da minha formação, muito obrigado.

## RESUMO

Com o intuito de facilitar e agilizar o cálculo estrutural em concreto armado pelo método ensinado em sala de aula pelo professor Giuseppe Andrichi, serão desenvolvidas planilhas em Excel para o auxílio de cálculos de elementos estruturais, que são: lajes, vigas e pilares, onde o utilizador pode ter acesso a todas as informações necessárias como: dimensão e quantitativo de material usado em cada elemento calculado, podendo trocar os diâmetros das ferragens para saber qual ficaria mais viável em sua obra, conhecer os dimensões mínimas sem perder tempo com cálculos exaustivos e chegar ao dimensionamento final através de uma planilha criado por ele mesmo, tornando o trabalho rápido e eficaz sem necessidade de ter nenhum gasto com compra de *softwares* já comercializados. Nosso estudo de caso será dimensionar todos os elementos estruturais de um edifício de 4 andares contendo 2 apartamentos por andar.

## SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO.....	12
2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA .....	14
2.1 Lajes .....	15
2.2 Vigas.....	16
2.3 Pilares.....	17
2.4 Fundações Superficiais (Rasa ou Direta).....	18
3 DESCRIÇÃO DOS CÁLCULOS.....	20
3.1 Lajes .....	20
3.2 Vigas.....	22
3.3 Pilares.....	24
4 DIMENSÕES E PLANTAS.....	25
4.1 Plantas do Pavimento Tipo.....	25
4.2 Planta de Forma .....	26
4.3 Planta de Vãos Teóricos .....	27
4.4 Dimensões das Lajes .....	28
4.5 Dimensões das Vigas.....	30
4.6 Dimensões dos Pilares.....	31
5 PLANILHA DE CÁLCULO .....	32
6 METODOLOGIA.....	36
6.1 Estudo de Caso .....	36
6.2 Cálculo dos Elementos.....	36
6.2.1 Lajes.....	36
6.2.2 Vigas .....	50
6.2.3 Pilares .....	60

7 CONCLUSÃO.....	70
8 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	71

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Elementos de Uma Estrutura.....	14
Figura 2 – Tipos de Lajes.....	15
Figura 3 – Vigas.....	16
Figura 4 – Pilares.....	17
Figura 5 – Fundação.....	19
Figura 6 – Modelo Estático das Lajes Armadas em Duas Direções.....	21
Figura 7 – Cargas Nas Vigas.....	23
Figura 8 – Planta Baixa do Projeto.....	25
Figura 9 – Planta de Formas.....	26
Figura 10 – Número das Lajes.....	27
Figura 11 – Interface da Planilha de Laje.....	33
Figura 12 – Interface da Planilha de Viga.....	34
Figura 13 – Interface da Planilha de Pilar.....	35
Figura 14 – Planilha Com o Cálculo da Laje 18.....	43
Figura 15 – Planilha Com o Cálculo da Laje 20.....	49
Figura 16 – Planilha Com o Cálculo da Viga 25.....	55
Figura 17 – Planilha Com o Cálculo da Viga 14.....	59
Figura 18 – Planilha Com o Cálculo do Pilar 13.....	64
Figura 19 – Planilha Com o Cálculo do Pilar 16.....	69

## LISTA DE QUADROS

Quadro 1 - Classe de Agressividade ambiental (CAA).....	18
---	----

## LISTA DE ANEXOS

Anexo I - Valores de $K_z$ e $F_{sd}$ .....	74
Anexo II – Valores de $A_s$ .....	75
Anexo III – Coeficiente para Cálculo das Lajes.....	76

## LISTA DE SIMBOLOS OU NOMENCLATURAS

### Letras Maiúsculas

ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas

NBR - Norma Brasileira Regulamentadora

A – Área da seção cheia

$A_s$  - Área da seção transversal da armadura longitudinal de tração

$A_{se}$  - Área do ferro positivo

C - Comprimento da barra

Dif - Diferença de comprimento entre o vão teórico e o vão total

Dis - Distância

Efi – Eficiência do estribo

$F_{ck}$  - Resistência característica do concreto a compressão

$F_{sd}$  - Ações estabilizantes

$F_{yd}$  – resistência ao escoamento do aço de armadura passiva

L - Vão teórico

M - Momento Fletor

$M_u^d$  - Momento último dútil

$\Delta M_u$  - Diferença entre o momento de cálculo e o momento último

N - Força Normal

- Newton

P – Número de pernas do estribo

Q - Carga

- Quantidade de varas de ferro

R - Reação de apoio

S<sub>max</sub> – Espaçamento máximo

V – Força cortante

V<sub>Rd2</sub> - força cortante resistente de cálculo

V<sub>sd</sub> – Força cortante calculada

V<sub>sw</sub> - parcela de força absorvida pela armadura transversal

### **Letras Minúsculas**

a – distância ou dimensão

$b_o$  – Dimensão útil para armaduras

$b_w$  – Menor dimensão de uma viga

c – Cobrimento de armadura em relação em face do elemento

d - Altura útil

f<sub>bd</sub> – Resistência de aderência de cálculo

f<sub>cd</sub> - resistência de cálculo do *concreto*

f<sub>ctdinf</sub> - Resistência à tração indireta

$f_{ctk_{inf}}$  - Resistência à tração na flexão

$f_{ctm}$  – Resistência média do concreto à tração

$f_{id}$  – Cálculo de tensão ideal

$h$  – Altura da viga

$i$  – Raio de giração mínima da seção bruta de concreto da peça analisada

$k$  - Coeficiente

$l_b$  – Comprimento de ancoragem básico

$l'_{bnec}$  – Comprimento de ancoragem necessária

$l_{fe}$  – Condição de cálculo

$m$  - Metro

$m^2$  - Metro quadrado

$m^3$  - Metro cúbico

$cm$  - Centímetro

- Altura

- Quilo

$s$  – Espaçamento dos ferros

$x$  - Eixo x no plano cartesiano

- Multiplicação

$y$  - Eixo y no plano cartesiano

$\gamma_{ff}$  - Coeficiente

## Símbolos

$\alpha_2$  – Coeficiente

$E_f$  – Eficiência

$n$  – Quantidade de ferros por camada

$\rho$  - taxa geométrica de armadura longitudinal de tração

$\lambda$  - índice de esbeltez

$\chi_c$  - Peso específico do concreto

$\lambda$  – Diâmetro mínimo dos estribos

$\Psi$  - Coeficiente

$\epsilon$  - Coeficiente

$\emptyset$  - Diâmetro da barras da armadura

$\epsilon_s$  – Deformação específica do aço

$\mu$  - Coeficiente de aderência

$\gamma$  - escoamento do aço

## 1. INTRODUÇÃO

*A análise de edifícios é um tópico de grande importância para a Engenharia de Estruturas qualquer desenvolvimento técnico obtido para essa área produz, por efeito de escala, um benefício sensível para toda a sociedade, porque os edifícios são em número tão expressivo que deixam as outras estruturas em situação de menor destaque (LISERRE, 2003)*

Nos primórdios da engenharia civil os projetos estruturais eram realizados integralmente a mão, desde o cálculo até seu detalhamento estrutural, o que demandava muito tempo para ser concluído. Com o passar dos anos surgiram as primeiras máquinas eletrônicas que possibilitaram um grande avanço na área de tecnologia. Segundo (LONGO, 2000) em 1981 surgiram os primeiros microcomputadores e com eles surgiram os programas conhecidos como *softwares* que auxiliavam em diversas tarefas e eram capazes de realizar determinadas tarefas de acordo com a necessidade de cada usuário.

Com o crescimento do setor da construção civil surgiu à necessidade de melhorar e acelerar o processo de elaboração dos projetos, tornando-se indispensável o uso do computador dentro do setor, e deixando inviável a realização do projeto somente a mão, devido ao tempo gasto e a necessidade de agilidade nos cálculos e mais confiabilidade do mesmo.

Nos dias de hoje praticamente todos os projetos estruturais são efetuados por meio de *software*. A partir do lançamento de dados, o programa soluciona a estrutura com precisão, considerando ela como um todo, simulando o comportamento físico o mais próximo possível do real, como por exemplo o *software* Eberick. O dinamismo e agilidade para elaboração dos projetos é o principal motivo da popularização dessa ferramenta, porém, com base em pesquisas realizadas por Lima *et al.* (2016), o projeto analisado fica por volta 41% mais pesado em relação ao aço e 11% do volume do concreto em comparação ao método manual convencional, além de sua metodologia de cálculo ser bloqueada, impossibilitando o usuário de alterar índices nas formulações que poderiam melhorar o dimensionamento do projeto.

No cálculo manual a análise da estrutura de um edifício consiste basicamente em subdividir a estrutura em elementos isolados e simples, separando as lajes, vigas e pilares, no qual as lajes são apoiadas nas vigas, que por sua vez descarregam as cargas sobre os pilares, dar-se assim, o nome de pavimento. Esse método demanda muito tempo pois ele se constrói sob uma sequência extensa de cálculos, consultas a normas, literaturas, tabelas, ábacos e gráficos, entretanto trata-se de um método seguido desde que o profissional seja capacitado e siga corretamente todas as etapas.

Existe ainda o grande questionamento se os cálculos realizados através do *software* têm o desempenho satisfatório comparado com os cálculos realizados manualmente.

Com base nas informações citadas acima, a proposta desse trabalho é a de utilizar um meio de facilitar e acelerar o processo de cálculo manual com *softwares* de fácil acesso e manuseio, possibilitando o usuário a criar seu próprio programa com fórmulas e dados conhecidos e estudados que atendam às necessidades e particularidades de cada projeto, anexando todas as tabelas necessárias às formulas do programa, é importante ressaltar que sem o devido conhecimento de nada irá adiantar, visto que a ideia é ter em mãos uma ferramenta para auxiliar no projeto, não substituindo a necessidade de ter um profissional qualificado para opera-lo.

## 2 FUNDAMENTAÇÃO TÉORICA

Segundo Rebello (2003), Estrutura é “tudo aquilo que sustenta, tal qual o esqueleto humano[...]. Nas edificações a estrutura é o conjunto de elementos que sustentam e dão estabilidade a uma construção deixando-a estável. De modo que resista a todos os esforços produzidos pelo peso próprio, peso de seus ocupantes, ventos e sobrecargas. “

Elementos que compõem uma estrutura são: Lajes, vigas, pilares e fundações. (Figura 1)

Podem existir estruturas de concreto armado, estrutura metálica e estrutura em madeira. A aplicação de qual opção escolher varia de acordo com a necessidade.

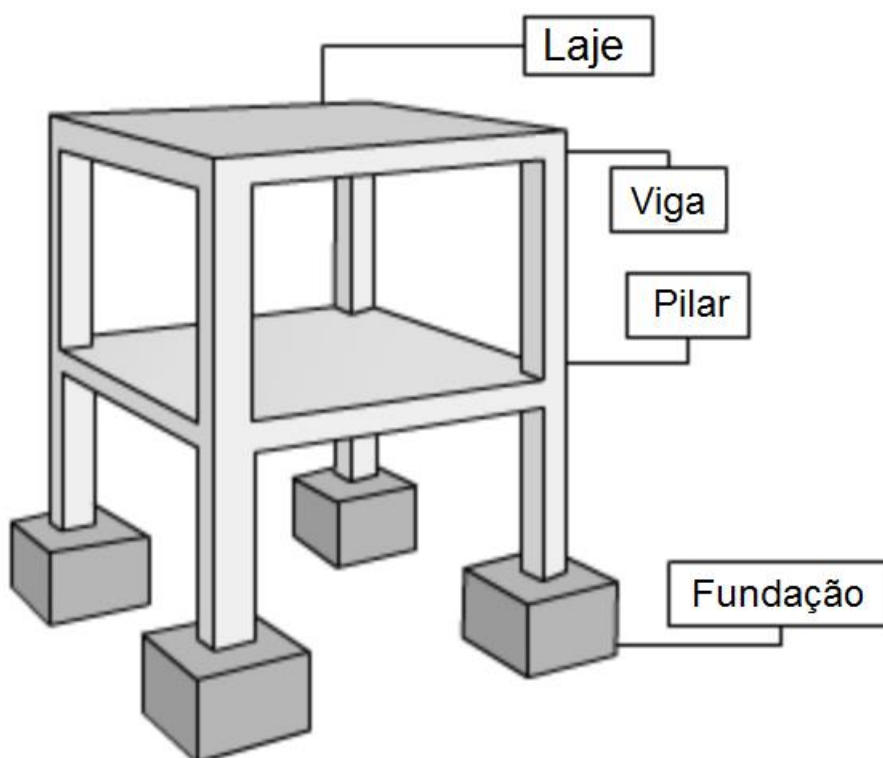


Figura 1 – Elementos de uma estrutura.

Fonte: <http://www.educacionalcombr4.cdn.educacional.com.br> (2016)

## 2.1 Lajes

Segundo Bastos (2011), lajes são “elementos planos que se destinam a receber a maior parte das ações aplicadas numa construção, como de pessoas, móveis, pisos, paredes [...]. As ações são geralmente transmitidas para as vigas de apoio nas bordas da laje.”

As lajes em um sistema estrutural estão, na maioria das vezes, apoiadas em vigas. (Figura 2)

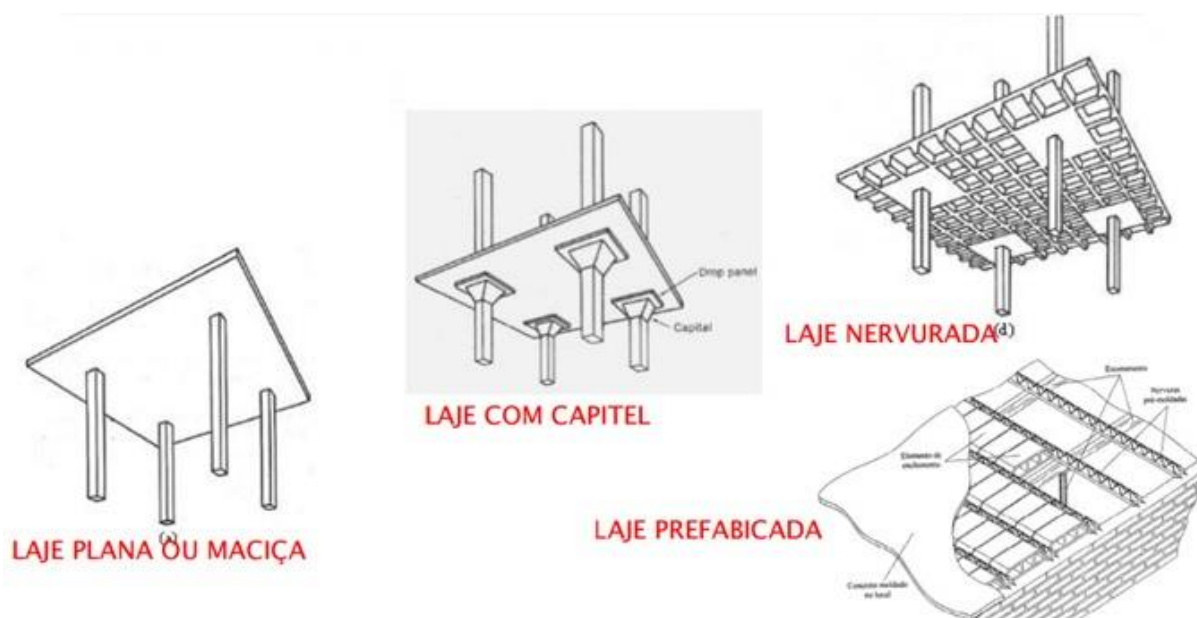


Figura 2 – Tipos de lajes.

Fonte: <https://www.google.com.br> (2017)

## 2.2 Vigas

Pela definição da NBR 6118:2014 vigas são “elementos lineares em que a flexão é preponderante. As vigas são classificadas como barras e são normalmente retas e horizontais, destinadas a receber ações das lajes, de outras vigas e paredes. A função das vigas é basicamente vencer vãos e transmitir as ações nelas atuantes para os apoios, geralmente os pilares.”

O principal objetivo da análise estrutural é indicar os efeitos das ações em uma estrutura, com o intuito de averiguar os estados-limites últimos e de serviço. O estudo estrutural possibilita designar as distribuições dos esforços internos, tensões, deformações e deslocamentos nas estruturas.

As vigas em conjunto com lajes e pilares, compõem a estrutura de contraventamento responsável por proporcionar a estabilidade global das estruturas. (Figura 3)

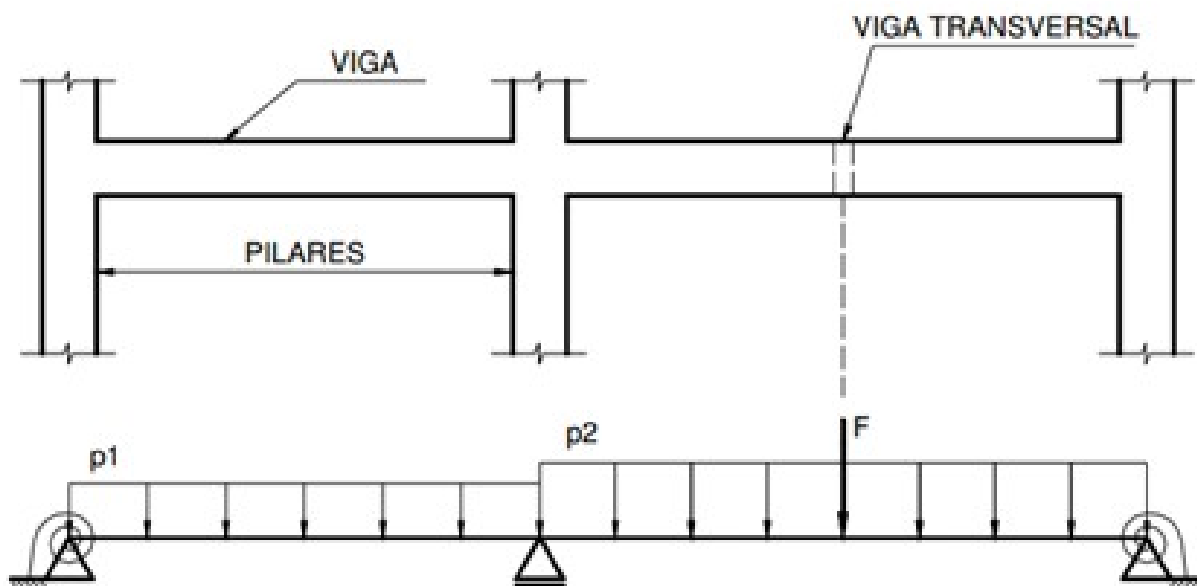


Figura 3 – Vigas.  
Fonte: Próprios Autores

## 2.3 Pilares

Segundo a NBR 6118/2014 “pilares são componentes lineares de eixo reto, geralmente dispostos na vertical, em que as forças normais de compressão são preponderantes. São destinados principalmente a transmitir as ações às fundações, ações provenientes geralmente das vigas, bem como de lajes também. Servem de apoio para as vigas e também participam do sistema estrutural de contraventamento.”

Os pilares são componentes de maior influência nas estruturas, pela sua capacidade de resistência. Como elementos verticais, são responsáveis pela estabilidade global dos edifícios. (Figura 4)

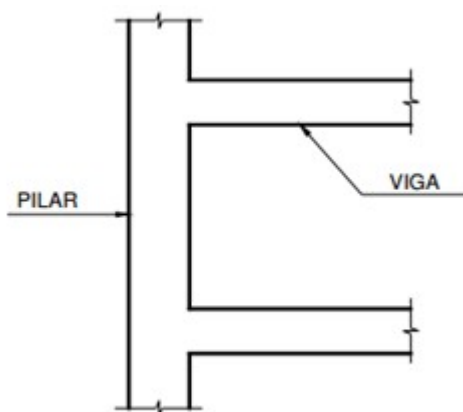


Figura 4 – Pilares.  
Fonte: Próprios Autores

O dimensionamento dos pilares é feito a partir das forças externas atuantes nas estruturas, forças normais ( $N_d$ ), os momentos fletores ( $M_{dx}$  e  $M_{dy}$ ), e forças cortantes ( $V_{dx}$  e  $V_{dy}$ ), nas quais precisam ser calculadas de forma eficaz e segundo a norma para o correto dimensionamento da estrutura.

*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 (NBR 6118, 2014)*

A partir dessa definição, a NBR 6118 projetou uma tabela que demonstra os níveis de agressividade do meio ambiente, de acordo com a exposição da estrutura e suas partes. (Quadro 1)

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 a, b	Pequeno
III	Forte	Marinha a	Grande
		Industrial a, b	
IV	Muito forte	Industrial a, c	Elevado
		Respingos de maré	
<p><b>a</b> - Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (uma classe 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).</p>			
<p><b>b</b> - Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) em obras em regiões de clima seco, com umidade média relativa do ar menor ou igual a 65 %, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos ou regiões onde raramente chove.</p>			
<p><b>c</b> - Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.</p>			

Quadro 1 – Classe de Agressividade ambiental (CAA)

Fonte: NBR 6118/2014

## 2.4 Fundações Superficiais (Rasa ou Direta)

Segundo a definição da ABNT NBR 6122/2007, fundação superficial é o conjunto de elementos em que a carga é direcionada ao terreno, preponderante pelas pressões distribuídas sob a base da fundação, em que a cota de assentamento em relação ao terreno ligado é inferior a duas vezes a menor dimensão da fundação ou como profundidade mínima de 1,50 metros. Compõem-se neste tipo de fundação os blocos, as sapatas, as sapatas associadas, os raidier, as sapatas corridas e vigas de fundação. Nesse estudo foi determinado fundação tipo sapata, que é um componente

de fundação superficial de concreto armado, dimensionado de forma que as tensões de tração nele geradas não sejam suportadas pelo concreto, mas sim pelo emprego da armadura. Pode possuir espessura variável ou constante, sendo sua base normalmente retangular, quadrada ou trapezoidal. (Figura 5)

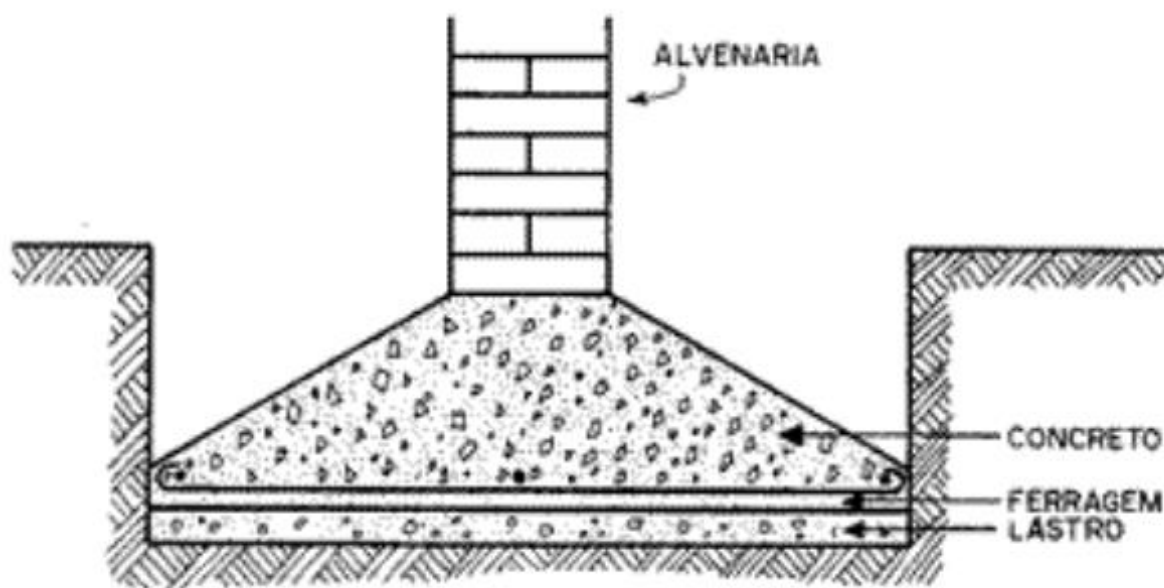


Figura 5 – Fundação.  
Fonte: <http://3.bp.blogspot.com> (2017)

### 3 DESCRIÇÃO DOS CÁLCULOS

Para o cálculo convencional, a fundamentação teórica baseia-se principalmente em conteúdo aprendido em sala de aula, principalmente nas matérias de estática, concreto armado e projeto de edifício. Foi pesquisada uma literatura para auxílio, destacando os livros Concreto Armado eu te amo, de Manoel Henrique C. Botelho e Osvaldemar Marchetti e Estruturas de concreto armado, de João Carlos Teatini de Souza Clímaco, que dispõe de conteúdo atual, explicando de maneira clara e objetiva cada passo do cálculo estrutural.

Os cálculos foram realizados integralmente conforme a NBR 6118/2014 – Projeto de estruturas de concreto, que normaliza os procedimentos para cálculo e dimensionamento de estruturas em concreto armado. Considera-se as cargas da ABNT NBR 6120/1980 – Cargas para o cálculo de estruturas de edificações.

Os elementos são calculados isoladamente, lajes, vigas, pilares e fundações. Para cada elemento existe um método diferente de cálculo. Os cálculos seguem um cronograma onde são calculadas lajes, vigas, pilares e fundações.

Os métodos utilizados para o cálculo dos elementos estruturais foram baseados nas notas de aula do professor Giuseppe Andrighi.

#### 3.1 Lajes

A laje escolhida foi a maciça, feitas de concreto armado moldado “*in loco*”.

Pode-se ter lajes armadas em uma só direção: São lajes armadas na direção do menor vão, apoiadas somente nos apoios do corte transversal, na outra direção e utilizado a armadura mínima  $A_s 0,90 \text{ cm}^2$ , pois segunda a NBR 6118/2014 não pode haver armaduras somente em um sentido, usa-se o mínimo no sentido oposto da armadura principal.

Lajes armadas em cruz ou em duas direções: São lajes apoiadas nos quatro apoios, tendo a necessidade de armaduras em ambas as direções.

Lajes armadas em duas direções podem ser classificadas em nove tipos diferentes podendo ser simplesmente apoiada ou totalmente engastada, dependendo somente de suas disposições na estrutura. Lajes contínuas normalmente são consideradas totalmente engastadas, todas as que se encontram no final das estruturas são consideradas simplesmente apoiadas. Lajes com rebaixos menores ou igual a 10 cm são consideradas totalmente engastadas e maiores que 10 cm são consideradas simplesmente apoiadas.

De acordo com a NBR 6118:2014, as espessuras mínimas das lajes maciças são:

- 7 cm para laje de cobertura não em balanço;
- 8 cm para laje de piso não em balanço;
- 10 cm para lajes em balanço;
- 10 cm para lajes que suportem veículos de peso total menor ou igual 30 kN;
- 12 cm para lajes que suportem veículos de peso total maior que 30kN;
- 15 cm para lajes com proteção apoiadas em vigas com o mínimo de  $l/42$  para lajes de piso biapoiadas e  $l/50$  para lajes de piso contínuas;
- 16 cm para lajes lisas e 14 cm para lajes-cogumelo, fora de capitel.

Com o pré-dimensionamento das lajes, é desenhado o modelo estático de cada laje e calculados as reações e os momentos. (Figura 6)

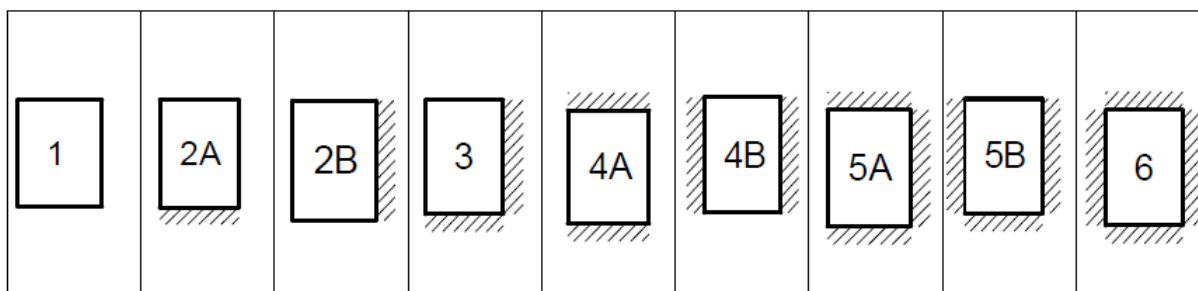


Figura 6 – Modelo estático das lajes armadas em duas direções  
Fonte: Libânio M. Pinheiro (2007)

Com os valores dos momentos, é calculado o coeficiente  $k_d$  pela fórmula e encontrado o coeficiente  $k_z$  e  $f_{sd}$  no Anexo I.

Com o coeficiente  $k_z$  e  $f_{sd}$  encontrados, podemos iniciar os cálculos para achar o valor de  $A_s$ , determinando a bitola do vergalhão e quantidade, sendo atendido o valor de  $A_s$ , conforme Anexo II.

Tendo as armaduras já calculadas, deve ser elaborado um desenho contendo o detalhamento das armaduras positivas e negativas, tais como diâmetro, quantidade e comprimento.

### **3.2 Vigas**

As vigas escolhidas serão de concreto armado moldado “*in loco*”.

Antes dos cálculos serem iniciados é necessário locar as vigas no projeto e realizar o pré-dimensionamento. Não há uma regra exata para localização das vigas, vai de acordo com a experiência e bom senso do projetista. As vigas são apoiadas em pilares ou em outras vigas e localizadas geralmente sob paredes.

Para o pré-dimensionamento é usado como altura da seção geralmente em torno 10% do vão teórico da viga (ROCHA, 1989). A menor largura de base admissível é 10 cm de acordo com a NBR 6118/2014.

Para o cálculo de cargas nas vigas, são consideradas cargas das lajes atuantes nas vigas, obtidas através do método aprendido em sala de aula. Por este método, tiram-se pelos apoios A B C D da laje as linhas que a dividem em dois triângulos e dois trapézios, como mostra a figura 8. Considera-se como carga sobre cada viga o produto da carga “ $q$ ” pela área do triângulo ou trapézio adjacente à viga considerada.

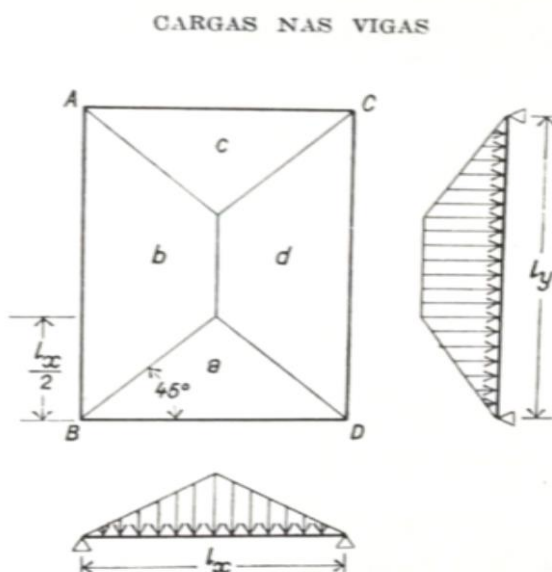


Figura 7 – Cargas nas vigas  
Fonte (ROCHA, 1972)

Cargas de parede, em função da altura, tipo de bloco escolhido, sua disposição e emboço, sendo descontados os vãos de portas e janelas. A fórmula utilizada conforme Rocha (1972) é:

Carga de parede = Volume x Peso específico do material.

Com as cargas calculadas em todos trechos de todas as vigas, é desenhado o modelo estático de cada viga e calculados os momentos e reações através do Método de Cross.

Com os valores dos momentos máximos, é calculado o coeficiente  $k_d$  pela fórmula e encontrado o coeficiente  $k_z$  no Anexo I.

Com o coeficiente  $k_z$  e  $f_{sd}$  encontrados, podemos iniciar os cálculos para achar o valor de  $A_s$ , determinando a bitola do vergalhão e quantidade, sendo atendido o valor de  $A_s$ , conforme Anexo II.

Tendo as armaduras já calculadas, deve ser elaborado um desenho contendo o detalhamento das armaduras, tais como diâmetro, quantidade e comprimento.

### 3.3 Pilares

Os pilares serão de concreto armado.

Antes de ser iniciado os cálculos é necessário posicionar os pilares no projeto. Não existe uma regra que especifique a maneira de locar os pilares, a locação vai de acordo com as necessidades do projeto.

Serão dispostos na vertical conforme planta em figura 9. Antes de serem calculados precisa-se saber os esforços exercidos no mesmo, para posteriormente serem calculados os parâmetros referentes a ele. Para cálculo de pilar leva-se em consideração a carga exercida pela viga.

## 4 DIMENSÕES E PLANTAS

### 4.1 Plantas do Pavimento Tipo

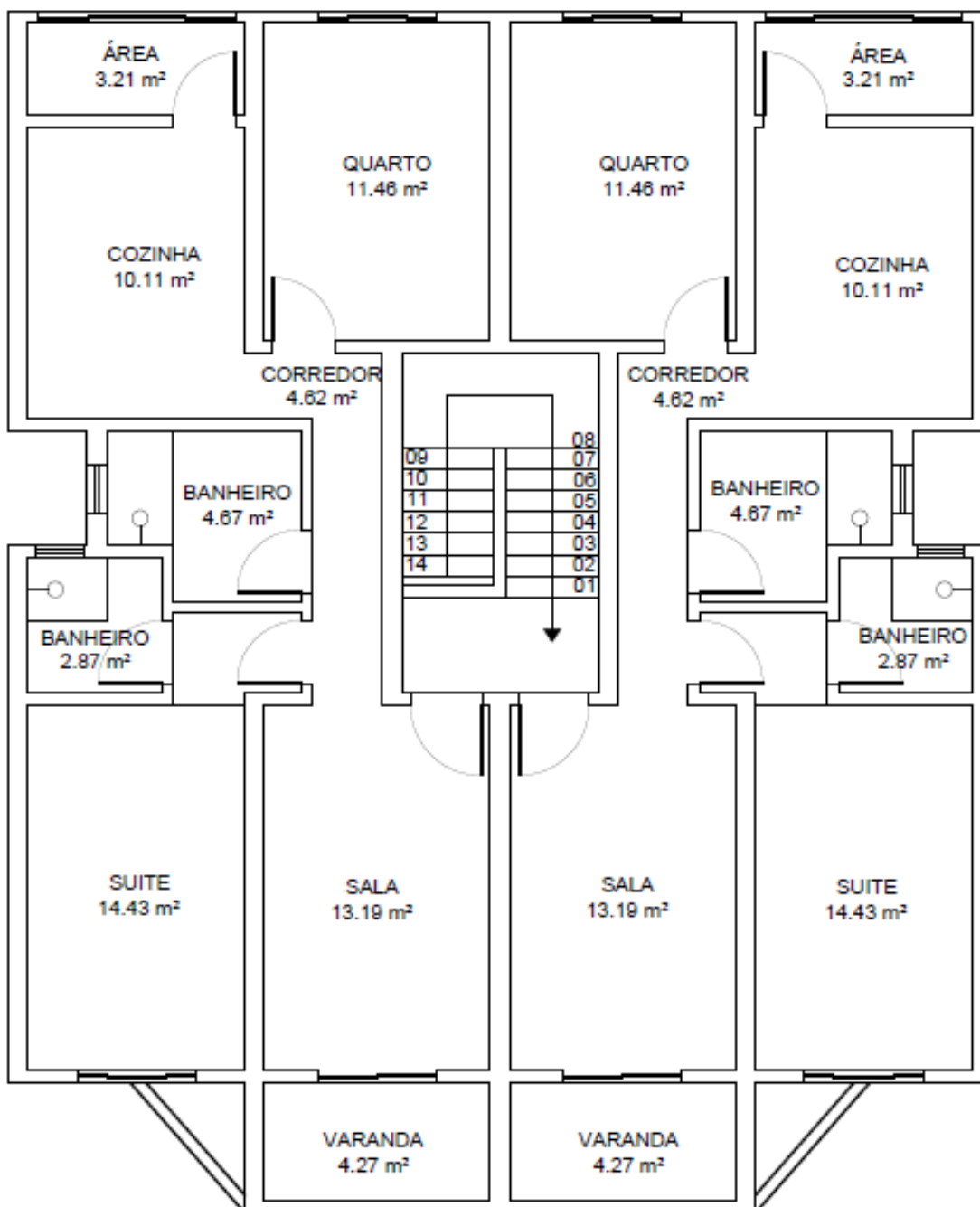


Figura 8 – Planta Baixa do Projeto.  
Fonte: Próprios Autores

## 4.2 Planta de Forma

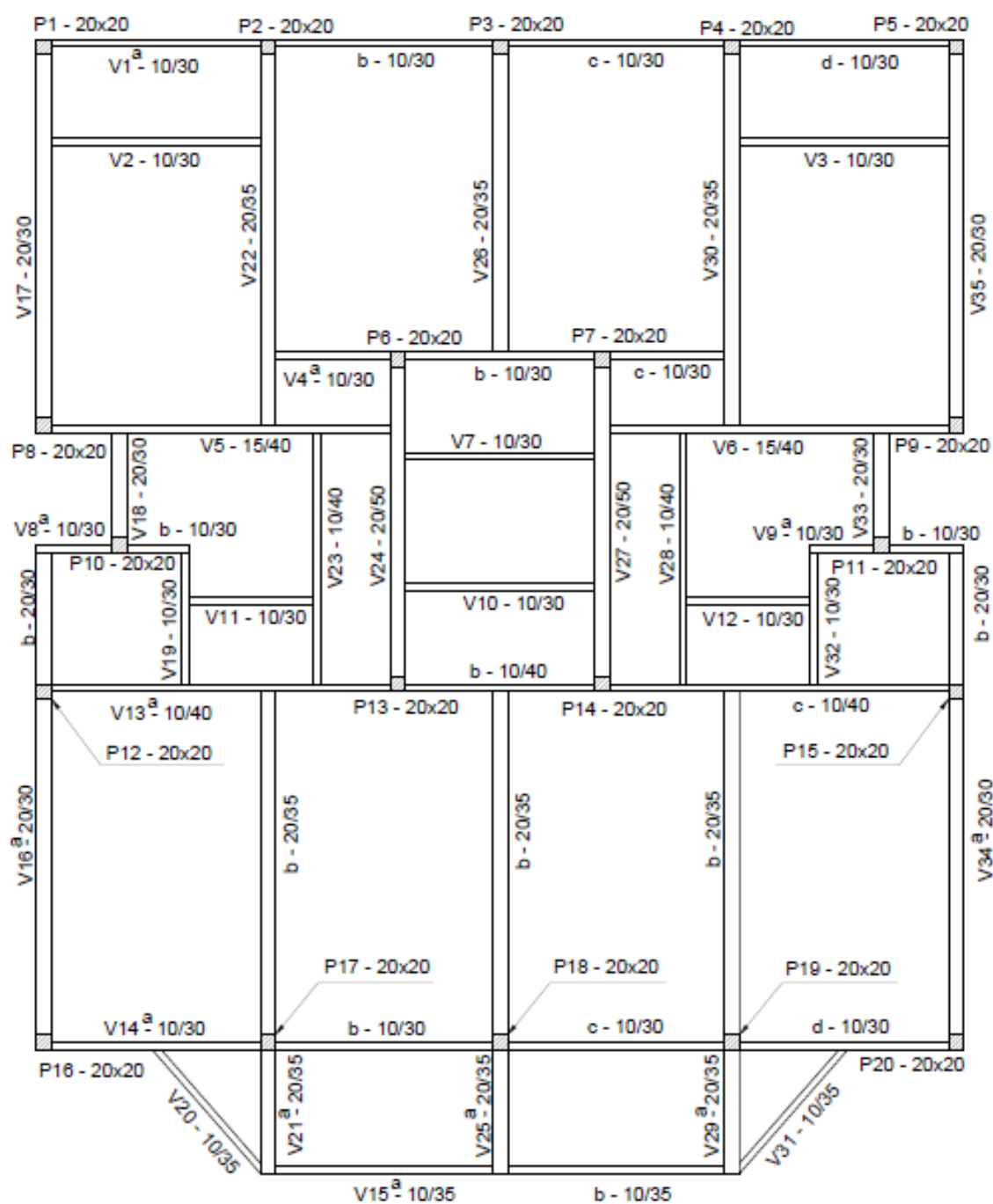


Figura 9 – Planta de Formas.

Fonte: Próprios Autores

## 4.3 Planta de Vãos Teóricos

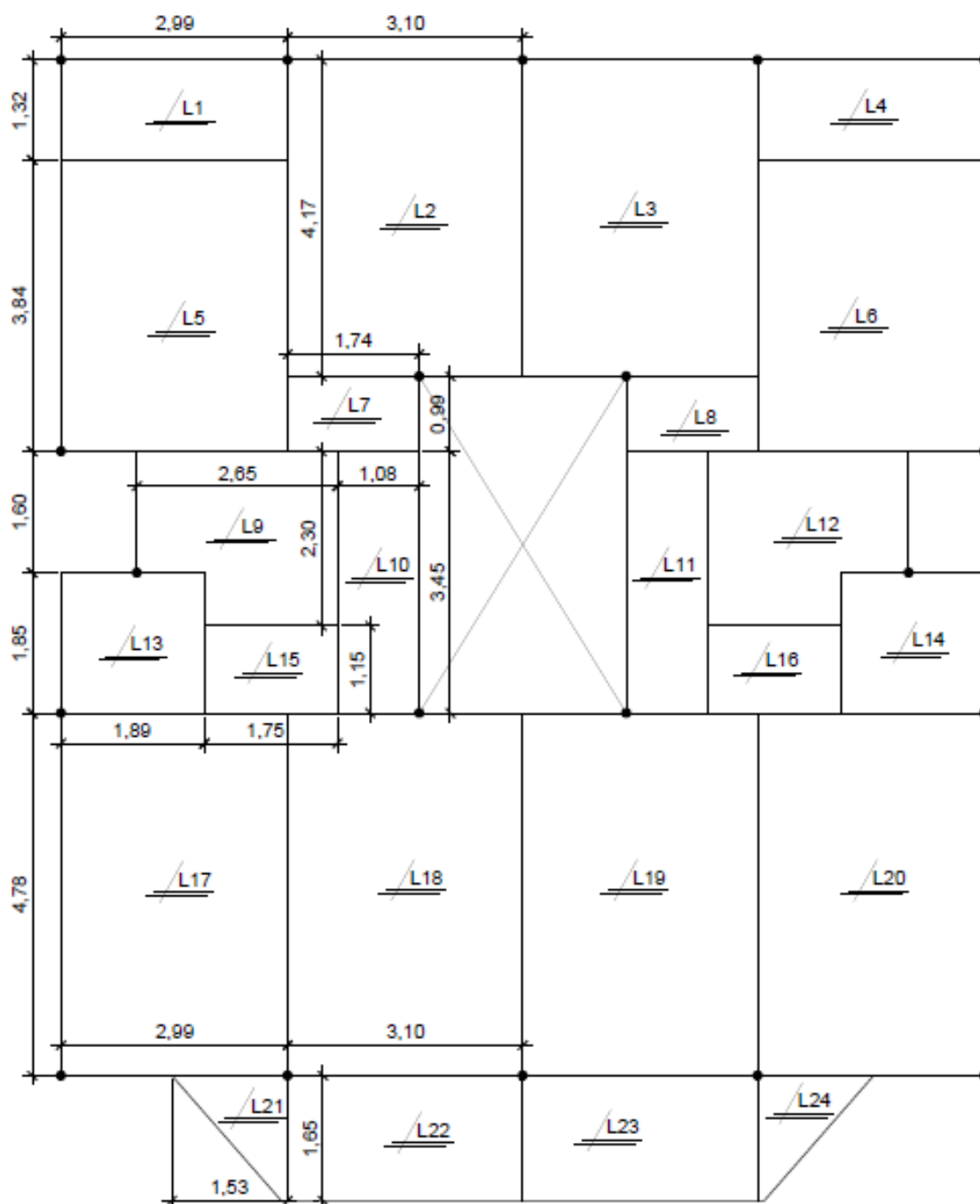


Figura 10 – Número das Lajes.

Fonte: Próprios Autores

#### 4.4 Dimensões e armação das Lajes

Nº	Lx	Ly	h	Armadura Positiva	
				As Lx	As Ly
L1	299	132	8	8 Ø 3/16" - 1c/. 20 - 304	17 Ø 3/16" - 1c/. 20 - 137
L2	310	417	12	23 Ø 3/16" - 1c/. 20 - 315	17 Ø 3/16" - 1c/. 20 - 422
L3	310	417	12	23 Ø 3/16" - 1c/. 20 - 315	17 Ø 3/16" - 1c/. 20 - 422
L4	299	132	8	8 Ø 3/16" - 1c/. 20 - 304	17 Ø 3/16" - 1c/. 20 - 137
L5	299	384	10	21 Ø 3/16" - 1c/. 20 - 304	17 Ø 3/16" - 1c/. 20 - 389
L6	299	384	10	21 Ø 3/16" - 1c/. 20 - 304	17 Ø 3/16" - 1c/. 20 - 389
L7	174	99	8	7 Ø 3/16" - 1c/. 20 - 179	10 Ø 3/16" - 1c/. 20 - 104
L8	174	99	8	7 Ø 3/16" - 1c/. 20 - 179	10 Ø 3/16" - 1c/. 20 - 104
L9	265	230	9	13 Ø 3/16" - 1c/. 20 - 269	15 Ø 3/16" - 1c/. 20 - 235
L10	108	345	8	19 Ø 3/16" - 1c/. 20 - 113	7 Ø 3/16" - 1c/. 20 - 350
L11	108	345	8	19 Ø 3/16" - 1c/. 20 - 113	7 Ø 3/16" - 1c/. 20 - 350
L12	265	230	9	13 Ø 3/16" - 1c/. 20 - 269	15 Ø 3/16" - 1c/. 20 - 235
L13	189	185	8	11 Ø 3/16" - 1c/. 20 - 194	11 Ø 3/16" - 1c/. 20 - 190
L14	189	185	8	11 Ø 3/16" - 1c/. 20 - 194	11 Ø 3/16" - 1c/. 20 - 190
L15	175	115	8	7 Ø 3/16" - 1c/. 20 - 180	10 Ø 3/16" - 1c/. 20 - 120
L16	175	115	8	7 Ø 3/16" - 1c/. 20 - 180	10 Ø 3/16" - 1c/. 20 - 120
L17	299	478	12	26 Ø 3/16" - 1c/. 20 - 304	17 Ø 3/16" - 1c/. 20 - 483
L18	310	478	11	26 Ø 3/16" - 1c/. 20 - 315	17 Ø 3/16" - 1c/. 20 - 483
L19	310	478	11	26 Ø 3/16" - 1c/. 20 - 315	17 Ø 3/16" - 1c/. 20 - 483
L20	299	478	12	26 Ø 3/16" - 1c/. 20 - 304	17 Ø 3/16" - 1c/. 20 - 483
L21	153	165	8	10 Ø 3/16" - 1c/. 20 - 157	9 Ø 3/16" - 1c/. 20 - 170
L22	310	165	8	10 Ø 3/16" - 1c/. 20 - 315	17 Ø 3/16" - 1c/. 20 - 170
L23	310	165	8	10 Ø 3/16" - 1c/. 20 - 315	17 Ø 3/16" - 1c/. 20 - 170
L24	153	165	8	10 Ø 3/16" - 1c/. 20 - 157	9 Ø 3/16" - 1c/. 20 - 170

Nº	Lx	Ly	h	Armadura Negativa	
				As Lx	As Ly
L1	299	132	8	8 Ø 3/16" - 1c/. 20 - 76	17 Ø 3/16" - 1c/. 20 - 35
L2	310	417	12	30 Ø 3/16" - 1c/. 15 - 79	-
L3	310	417	12	30 Ø 3/16" - 1c/. 15 - 79	-
L4	299	132	8	8 Ø 3/16" - 1c/. 20 - 76	17 Ø 3/16" - 1c/. 20 - 35
L5	299	384	10	23 Ø 3/16" - 1c/. 18 - 76	17 Ø 3/16" - 1c/. 20 - 98
L6	299	384	10	23 Ø 3/16" - 1c/. 20 - 76	17 Ø 3/16" - 1c/. 20 - 98
L7	174	99	8	7 Ø 3/16" - 1c/. 20 - 45	10 Ø 3/16" - 1c/. 20 - 26
L8	174	99	8	7 Ø 3/16" - 1c/. 20 - 45	10 Ø 3/16" - 1c/. 20 - 26
L9	265	230	9	13 Ø 3/16" - 1c/. 20 - 68	15 Ø 3/16" - 1c/. 20 - 59
L10	108	345	8	19 Ø 3/16" - 1c/. 20 - 29	7 Ø 3/16" - 1c/. 20 - 88
L11	108	345	8	19 Ø 3/16" - 1c/. 20 - 29	7 Ø 3/16" - 1c/. 20 - 88
L12	265	230	9	13 Ø 3/16" - 1c/. 20 - 68	15 Ø 3/16" - 1c/. 20 - 59
L13	189	185	8	11 Ø 3/16" - 1c/. 20 - 49	11 Ø 3/16" - 1c/. 20 - 48
L14	189	185	8	11 Ø 3/16" - 1c/. 20 - 49	11 Ø 3/16" - 1c/. 20 - 48
L15	175	115	8	7 Ø 3/16" - 1c/. 20 - 45	10 Ø 3/16" - 1c/. 20 - 30
L16	175	115	8	7 Ø 3/16" - 1c/. 20 - 45	10 Ø 3/16" - 1c/. 20 - 30
L17	299	478	12	39 Ø 3/16" - 1c/. 13 - 76	17 Ø 3/16" - 1c/. 20 - 121
L18	310	478	11	32 Ø 3/16" - 1c/. 16 - 79	17 Ø 3/16" - 1c/. 20 - 121
L19	310	478	11	32 Ø 3/16" - 1c/. 16 - 79	17 Ø 3/16" - 1c/. 20 - 121
L20	299	478	12	39 Ø 3/16" - 1c/. 13 - 76	17 Ø 3/16" - 1c/. 20 - 121
L21	153	165	8	10 Ø 3/16" - 1c/. 20 - 40	9 Ø 3/16" - 1c/. 20 - 43
L22	310	165	8	10 Ø 3/16" - 1c/. 20 - 79	17 Ø 3/16" - 1c/. 20 - 43
L23	310	165	8	10 Ø 3/16" - 1c/. 20 - 79	17 Ø 3/16" - 1c/. 20 - 43
L24	153	165	8	10 Ø 3/16" - 1c/. 20 - 40	9 Ø 3/16" - 1c/. 20 - 43

## 4.5 Dimensões e armadura das Vigas

Nº	bw	h	M (kN.m)	C (kN)	Armadura		
					Tração	Compressão	Estribo
V1	10	30	5,5	10,3	2 Ø 3/8"	2 Ø 3/8"	Ø 3/16"-1 c/.15
V2	10	30	13,2	17,7	3 Ø 3/8"	2 Ø 3/8"	Ø 3/16"-1 c/.15
V3	10	30	13,2	17,7	3 Ø 3/8"	2 Ø 3/8"	Ø 3/16"-1 c/.15
V4	10	30	24,1	33,4	5 Ø 3/8"	2 Ø 3/8"	Ø 3/16"-1 c/.13
V5	15	50	101,7	71,8	8 Ø 1/2"	3 Ø 3/8"	Ø 3/16"-1 c/.12
V6	15	50	101,7	71,8	8 Ø 1/2"	3 Ø 3/8"	Ø 3/16"-1 c/.12
V7	10	30	13,1	19,2	3 Ø 3/8"	2 Ø 3/8"	Ø 3/16"-1 c/.15
V8	10	30	16,5	23,6	2 Ø 3/8"	4 Ø 3/8"	Ø 3/16"-1 c/.13
V9	10	30	16,5	23,6	2 Ø 3/8"	4 Ø 3/8"	Ø 3/16"-1 c/.13
V10	10	30	13,1	19,2	3 Ø 3/8"	2 Ø 3/8"	Ø 3/16"-1 c/.15
V11	10	30	4,6	10,5	2 Ø 3/8"	2 Ø 3/8"	Ø 3/16"-1 c/.13
V12	10	30	4,6	10,5	2 Ø 3/8"	2 Ø 3/8"	Ø 3/16"-1 c/.13
V13	15	40	60,8	82,2	6 Ø 1/2"	2 Ø 3/8"	Ø 1/4"-1 c/.11
V14	10	30	9,9	17,3	2 Ø 3/8"	2 Ø 3/8"	Ø 3/16"-1 c/.15
V15	10	35	6,9	11,1	2 Ø 3/8"	2 Ø 3/8"	Ø 3/16"-1 c/.15
V16	20	30	30,4	40,5	6 Ø 3/8"	2 Ø 3/8"	Ø 3/16"-1 c/.14
V17	20	30	52,1	41,4	7 Ø 3/8"	3 Ø 3/8"	Ø 3/16"-1 c/.14
V18	20	30	2,9	7,3	2 Ø 3/8"	2 Ø 3/8"	Ø 3/16"-1 c/.14
V19	10	30	7,1	13,4	2 Ø 3/8"	2 Ø 3/8"	Ø 3/16"-1 c/.14
V20	10	35	2,9	5,2	2 Ø 3/8"	2 Ø 3/8"	Ø 3/16"-1 c/.17
V21	20	35	55,2	63,5	10 Ø 3/8"	2 Ø 3/8"	Ø 3/16"-1 c/.10
V22	20	40	77,6	60,2	8 Ø 1/2"	2 Ø 3/8"	Ø 3/16"-1 c/.16
V23	10	40	17,9	19,8	3 Ø 3/8"	2 Ø 3/8"	Ø 3/16"-1 c/.20
V24	20	50	105,4	111,1	8 Ø 1/2"	2 Ø 3/8"	Ø 1/4"-1 c/.11
V25	20	35	55,9	59,1	10 Ø 3/8"	2 Ø 3/8"	Ø 3/16"-1 c/.12
V26	20	35	50,7	48,7	9 Ø 3/8"	2 Ø 3/8"	Ø 3/16"-1 c/.18
V27	20	50	105,4	111,1	8 Ø 1/2"	2 Ø 3/8"	Ø 1/4"-1 c/.11
V28	10	40	17,9	19,8	3 Ø 3/8"	2 Ø 3/8"	Ø 3/16"-1 c/.20
V29	20	35	55,2	63,5	10 Ø 3/8"	2 Ø 3/8"	Ø 3/16"-1 c/.10
V30	20	40	77,6	60,2	8 Ø 1/2"	2 Ø 3/8"	Ø 3/16"-1 c/.16
V31	10	35	2,9	5,2	2 Ø 3/8"	2 Ø 3/8"	Ø 3/16"-1 c/.17
V32	10	30	7,1	13,4	2 Ø 3/8"	2 Ø 3/8"	Ø 3/16"-1 c/.14
V33	20	30	2,9	7,3	2 Ø 3/8"	2 Ø 3/8"	Ø 3/16"-1 c/.14
V34	20	30	30,4	40,5	6 Ø 3/8"	2 Ø 3/8"	Ø 3/16"-1 c/.14
V35	20	30	52,1	41,4	7 Ø 3/8"	3 Ø 3/8"	Ø 3/16"-1 c/.14

#### 4.6 Dimensões dos Pilares

Nº	bw	h	N (kN)	Armadura	
				Compressão	Estribo
P1	20	20	192,4	4 Ø 3/8"	Ø 3/16"-1 c/.12
P2	20	20	317,6	4 Ø 3/8"	Ø 3/16"-1 c/.12
P3	20	20	257,2	4 Ø 3/8"	Ø 3/16"-1 c/.12
P4	20	20	317,6	4 Ø 3/8"	Ø 3/16"-1 c/.12
P5	20	20	192,4	4 Ø 3/8"	Ø 3/16"-1 c/.12
P6	20	35	635,2	8 Ø 3/8"	Ø 3/16"-1 c/.12
P7	20	35	635,2	8 Ø 3/8"	Ø 3/16"-1 c/.12
P8	20	20	363,2	4 Ø 3/8"	Ø 3/16"-1 c/.12
P9	20	20	363,2	4 Ø 3/8"	Ø 3/16"-1 c/.12
P10	20	20	203,2	4 Ø 3/8"	Ø 3/16"-1 c/.12
P11	20	20	203,2	4 Ø 3/8"	Ø 3/16"-1 c/.12
P12	20	25	413,6	6 Ø 3/8"	Ø 3/16"-1 c/.12
P13	20	40	752,8	8 Ø 3/8"	Ø 3/16"-1 c/.12
P14	20	40	752,8	8 Ø 3/8"	Ø 3/16"-1 c/.12
P15	20	25	413,6	6 Ø 3/8"	Ø 3/16"-1 c/.12
P16	20	20	154,4	4 Ø 3/8"	Ø 3/16"-1 c/.12
P17	20	25	479,2	6 Ø 3/8"	Ø 3/16"-1 c/.12
P18	20	25	420,8	6 Ø 3/8"	Ø 3/16"-1 c/.12
P19	20	25	479,2	6 Ø 3/8"	Ø 3/16"-1 c/.12
P20	20	20	154,4	4 Ø 3/8"	Ø 3/16"-1 c/.12

## 5 PLANILHA DE CÁLCULO

O método de cálculo manual desenvolvido ao longo do curso de graduação de Engenharia Civil é eficaz em relação ao custo de materiais (peso de aço e volume de concreto utilizado) do que o cálculo executado por *softwares* que estão comercialmente no mercado, entretanto ele demanda muito tempo para ser executado, tornando-o ineficiente perante a necessidade da demanda atual, que requer que seja feito muitos projetos em um curto período de tempo.

Por tais motivos, foi proposto um meio de solucionar esse problema relacionado a demora dos cálculos convencionais realizados a mão que são lecionados na graduação, surgindo assim a ideia de criar algumas planilhas programáveis em Excel na qual irá diminuir o tempo de execução drasticamente. Tomando como exemplo, estudantes de engenharia civil demoraram cerca uma semana para executar os cálculos de lajes proposto na disciplina de Projeto de Edifícios. Com a planilha programável foi possível executar os mesmos projetos, com uma qualidade melhor aos que foram feitos a mão, pois no programa possibilita vários testes de viabilidade na mesma laje em menos de 1 minuto, o projeto de dimensionamento completo demorou cerca de 40 à 60 minutos de serviço.

A planilha programável não executa o projeto tão rápida quanto os *softwares* disponíveis no mercado, entretanto ela não tem custo de aquisição, basta que você tenha um conhecimento sobre o assunto abordado e também em Excel Avançado para ter capacidade técnica para elaborar sua planilha de forma ágil e eficaz, além do conhecimento técnico sobre o assunto abordado na planilha. (Figura 11)

GRUPO 8			
CLIENTE: _____	DATA: _____		
OBRA: _____	Nº DA LAJE _____		
lx = _____ cm	ly = _____ cm	$\epsilon =$ _____	Nº _____
Obs: As distâncias lx e ly, e a distância do vão teórico. (Vai de centro de apoio ate o centro do próximo apoio, podendo ser da viga ou do pilar)			
Carga extra		KN/m <sup>2</sup>	CARGA
Peso próprio		KN/m <sup>2</sup>	Fck = _____ Mpa
Revestimento		KN/m <sup>2</sup>	C = _____ cm
Carga acidental NBR-6120		KN/m <sup>2</sup>	$\phi$ = _____ mm
			CA = _____
			ARM. NEGATIVA
			CA - 0
			$\phi$ = _____ mm
			Dif = _____ cm
REAÇÕES		MOMENTOS	
R'x = _____ KN / m		Mx = _____ KN.m / m	Altura da Laje
R"x = _____ KN / m		My = _____ KN.m / m	
R'y = _____ KN / m		Nx = _____ KN.m / m	
R"y = _____ KN / m		Ny = _____ KN.m / m	
AFASTAMENTO			
			Sx (POSIT.) = 1 C _____ cm
			Sy (POSIT.) = 1 C _____ cm
			Sx (NEGA.) = 1 C _____ cm
			Sy (NEGA.) = 1 C _____ cm
ARMADURAS POSITIVAS			
ARMADURA EM "X"		ARMADURA EM "Y"	
Afastamento = _____ cm		Afastamento = _____ cm	
Comprimento = _____ cm		Comprimento = _____ cm	
Quantidade de varas = _____ Unid.		Quantidade de varas = _____ Unid.	
ARMADURAS NEGATIVAS			
ARMADURA EM "X"		ARMADURA EM "Y"	
Afastamento = _____ cm		Afastamento = _____ cm	
Comprimento = _____ cm		Comprimento = _____ cm	
Quantidade de varas = _____ Unid.		Quantidade de varas = _____ Unid.	
PREÇO UNITARIO			
Vergalhão $\phi$ _____ mm = R\$ _____	Unid. -	VALOR UNITARIO	CUSTO ESTIMADO
Vergalhão $\phi$ 0,0 _____ mm = R\$ _____	Unid. -	m - R\$ _____	
Cimento = R\$ _____	Saco -	- R\$ _____	m <sup>3</sup> de concreto
Areia = R\$ _____	m <sup>3</sup> -	- R\$ _____	
Brita 1 = R\$ _____	m <sup>3</sup> -	- R\$ _____	
Brita 2 = R\$ _____	m <sup>3</sup> -	- R\$ _____	
Água = R\$ _____	m <sup>3</sup> -	- R\$ _____	

Figura 11 – Interface da Planilha de Laje.  
Fonte: Próprios Autores



Local onde serão inseridos os dados de acordo com o projeto.



Local onde serão exibidas as respostas calculadas pela planilha.

<b>GRUPO 08</b>			
Cliente:		Data:	
Obra:		Viga Nº:	

### Dimensionamento de vigas - CA-50 -

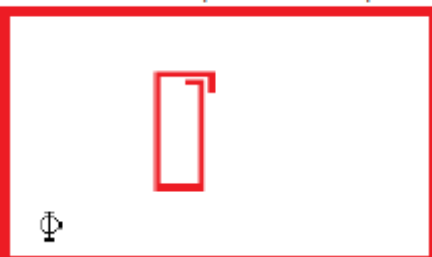
Fck		Mpa	Resistência do concreto
L		cm	Comprimento do vão teórico da viga (De centro a centro dos pilares)
BW		cm	Largura da viga
H		cm	Altura da viga
M		kN.m	Momento de serviço
V		kN.m	Cortante máxima
C		cm	Cobrimento
$\phi$		mm	Diâmetro estribo
$\Phi$		mm	Diâmetro vergalhão estrutural de tração
$\Phi$		mm	Diâmetro vergalhão estrutural de compressão
a		cm	Distancia do eixo Y - "TRAÇÃO" - valor arbitrario -
a'		cm	Distancia do eixo Y' - "COMPRESSÃO" - valor arbitrario -
N1°		Unid.	Quantidade de vergalhões estruturais na 1ª camada de tração.
N2°		Unid.	Quantidade de vergalhões estruturais na 2ª camada de tração.
N3°		Unid.	Quantidade de vergalhões estruturais na 3ª camada de tração.
N'		Unid.	Quantidade de vergalhões estruturais na camada de compressão.
h'		cm	Distancia entre camadas. (Por norma 2 cm + diâmetro vergalhão)
a		cm	Distancia do eixo Y - "TRAÇÃO" - valor real -
a'		cm	Distancia do eixo Y' - "COMPRESSÃO" - valor real -

--

<b>Armadura de Tração</b>	<b>Determine</b>	<b>Armadura de Compressão</b>
As Calculado	P =	As Calculado
As Utilizado		As Utilizado

<b>Condição</b>	<b>Espessamento</b>	<b>Condição</b>
$\Delta Mu \leq Md/2$	S =                      cm	Vsd < Vrd/2

Obs: So é valido para armadura dupla.



ANCORAGEM			
Aderencia		Vergalhão	
Boa	x	liso	
ma		Entalhado	
		Nervurado	x
Obs: Marque apenas uma opção de cada.			

Figura 12 – Interface da Planilha de Viga.


Fonte: Próprios Autores

Local onde serão inseridos os dados de acordo com o projeto.

Local onde serão exibidas as respostas calculadas pela planilha.

<b>GRUPO 08</b>	
CLIENTE: _____	DATA: _____
OBRA: _____	Nº PILAR: _____

### Dimensionamento de Pilar - CA - 50 - ou - CA - 60 -

	<b>Dimensões</b>	<b>VERGALHAO DA ARMADURA DE COMPRESSÃO</b>		
	H = <input style="width: 50px;" type="text"/> cm	<b>Área de armadura</b>		
	bw = <input style="width: 50px;" type="text"/> cm	As Calculado <input style="width: 50px;" type="text"/> cm <sup>2</sup>	<b>Diâmetro do Vergalhão</b>	
		As efêr <input style="width: 50px;" type="text"/> cm <sup>2</sup>		
		<b>Números de barras</b>		
		Mínimo <input style="width: 50px;" type="text"/> und.	<b>Área da seção do pilar</b>	
		Utilizado <input style="width: 50px;" type="text"/> und.		

<b>ESTRIBOS E GANCHOS</b>		<b>ANCORAGEM</b>	
<b>Diâmetro</b>	<b>Afastamento</b>	<b>Aderencia</b>	<b>Vergalhão</b>
<input style="width: 50px;" type="text"/>	S = <input style="width: 50px;" type="text"/> cm	Boa <input checked="" type="checkbox"/>	Liso <input type="checkbox"/>
		Ma <input type="checkbox"/>	Entalhado <input type="checkbox"/>
			Nervurado <input checked="" type="checkbox"/>

Obs: Marque apenas uma opção de cada.

DADOS DE ENTRADA			
Fck	<input style="width: 50px;" type="text"/>	Mpa	Resistencia do concreto
L	<input style="width: 50px;" type="text"/>	cm	Comprimento estrutural do pilar. (Piso a superfície da laje)
N	<input style="width: 50px;" type="text"/>	kN	Força Normal
$\rho$	<input style="width: 50px;" type="text"/>	%	Índice de armadura - Varia de 0,40% a 8,00%
C	<input style="width: 50px;" type="text"/>	cm	Cobrimento - NBR 6118:2014
$\phi$	<input style="width: 50px;" type="text"/>	mm	Diâmetro estribo - NBR 6118:2014
$\phi$	<input style="width: 50px;" type="text"/>	mm	Diâmetro vergalhão estrutural - NBR 6118:2014

$\lambda$	<input style="width: 50px;" type="text"/>	
-----------	---	--

OBS: Para voltar para "pilar curto" aumente a menor dimensão do pilar ou diminua o pe-direito estrutural.

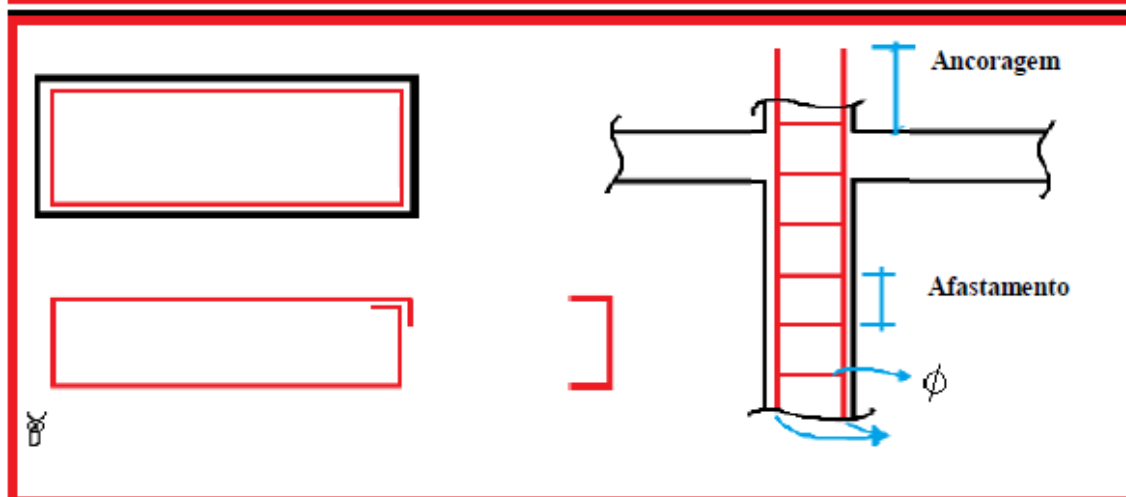


Figura 13 – Interface da Planilha de Pilar.

Fonte: Próprios Autores

- Local onde serão inseridos os dados de acordo com o projeto.
- Local onde serão exibidas as respostas calculadas pela planilha.

## 6 METODOLOGIA

O seguinte tópico trata toda a metodologia a ser utilizada no projeto para solucionar cada item descrito abaixo.

### 6.1 Estudo de Caso

Todas as dimensões e informações necessárias para o cálculo parte do projeto arquitetônico de um prédio residencial de 4 pavimentos, sendo o térreo garagem e os outros 3 pavimentos tipos, sem cobertura, trata-se de uma estrutura fictícia, na qual não há uma localização.

Cada pavimento tipo é composto por 2 apartamentos. Cada apartamento é composto por sala, banheiro, cozinha, quarto, suíte, área de serviço e varanda.

Cada unidade dispõe de 83,30m<sup>2</sup>. A área total construída do prédio é de 713,60m<sup>2</sup>.

O projeto arquitetônico e seus detalhamentos encontram-se presentes nas figuras 8, 9 e 10.

### 6.2 Cálculo dos Elementos

O tópico a seguir explica detalhadamente a metodologia para cálculo dos elementos que compõe uma estrutura.

#### 6.2.1 Lajes

O peso próprio das lajes são obtidos pela multiplicação do peso específico do concreto 25 kN/m<sup>3</sup> pela altura da laje. De acordo com o dimensionamento das lajes iremos obter as alturas das respectivas.

$$\text{Laje de 15 cm de altura} = 0,15 \text{ m} \times 25 \text{ kN} / \text{m}^3 = 3,75 \text{ kN/m}^2$$

A sobrecarga acidental é obtida na ABNT NBR 6120/1980, página 3, Tabela 2 – Valores mínimos das cargas verticais. Sendo que para o item 11 – Edifícios residenciais, presente no anexo IV, tem-se:

Dormitórios, sala, copa, cozinha e banheiro sobrecarga =  $1,5\text{kN/m}^2$

Despensa, área de serviço e lavanderia sobrecarga =  $2,0\text{kN/m}^2$

Segundo ABNT NBR 6120/1980, página 2, Tabela 1 – Peso específico dos materiais de construção, presente no anexo V, o valor obtido através de cálculos para carga de revestimento cerâmico é  $0,70\text{kN/m}^2$ , considerando:

2 cm de contrapiso de argamassa =  $0,02\text{m} \times 19\text{kN/m}^3 = 0,38\text{ kN/m}^2$

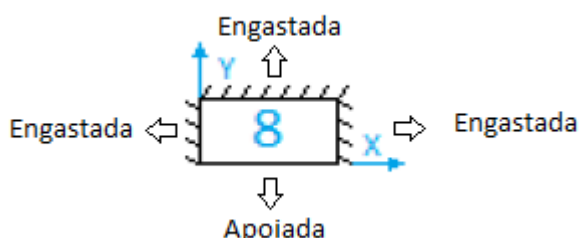
1 cm de piso (granito) =  $0,01\text{m} \times 28\text{kN/m}^3 = 0,28\text{ kN/m}^2$

Carga total de revestimento =  $0,7\text{ kN/m}^2$

A seguir demonstraremos na prática os cálculos que foram feitos manualmente: Cálculo estrutural da Laje 18 e 20 e em seguida a compararemos com o calculo feito pela planilha:

Dimensionamento:

De acordo com a análise das continuidades das lajes, elas se dividem em apoiadas e engastadas. Foi verificado que a laje 18 segue o modelo:



Vão Teórico:

$L_x - 310\text{ cm}$

$L_y - 478\text{ cm}$

$\epsilon = \frac{L_{maior}}{L_{menor}} = \frac{478}{310} = 1,54$  (Considerada armada em duas direções, visto que:

$1,0 \leq \epsilon \leq 2,0$ )

$$CA-60 = \Psi_3 = 20$$

Adotado  $C = 2\text{cm}$  (Valor mínimo segundo NBR6118:2014)

Levando em consideração o modelo estático da laje e o valor de  $\epsilon$  foi consultado o ábaco e retirado valor de  $\Psi_2=1,83$ . Anexo III

$$h = \frac{L_{menor}}{\Psi_2 \times \Psi_3} + C \therefore \frac{310}{1,83 \times 20} + 2 \therefore h = 10,47\text{cm} \sim 11,00\text{cm}$$

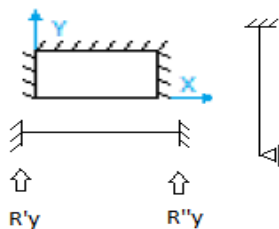
Avaliação das cargas nas lajes:

$$\text{Peso Próprio} = \gamma \times h \therefore 25 \times 0,11 = 2,75 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Revestimento} = 0,70 \text{ kN/m}^2 \text{ (Cerâmica)}$$

$$\text{Carga acidental} = 1,50 \text{ kN/m}^2 \text{ (NBR 6120:1980)}$$

$$\text{Total da Carga} = 2,75 + 0,70 + 1,50 \therefore 4,95 \text{ kN/m}^2$$



Levando em consideração os valores de  $\epsilon$  e o modelo estático da laje acima foi consultada a tabela de Marcus para a retirada dos seguintes valores:

$$K_x = 0,910$$

$$K_y = 0,090$$

$$M_x = 0,0337 \text{ kNm/m}$$

$$M_y = 0,0129 \text{ kNm/m}$$

$$N_x = 0,0758 \text{ kNm/m}$$

$$N_y = 0,0254 \text{ kNm/m}$$

Cálculos de momentos e reações:

$$R'y=R''y=0,5 \times Q \times Kx \times Lx \therefore 0,5 \times 4,95 \times 0,910 \times 3,10 = 6,98 \text{ kN/m}$$

$$R'x=0,4 \times Q \times Ky \times Ly \therefore 0,4 \times 4,95 \times 0,090 \times 4,78 = 0,85 \text{ kN/m}$$

$$R''x=0,6 \times Q \times Ky \times Ly \therefore 0,6 \times 4,95 \times 0,090 \times 4,78 = 1,28 \text{ kN/m}$$

$$Q \times Lx^2 = 4,95 \times 3,10^2 = 47,57 \text{ kN/m}$$

$$Mx \times 47,57 \therefore 0,0337 \times 47,57 = 1,60 \text{ kNm/m}$$

$$My \times 47,57 \therefore 0,0129 \times 47,57 = 0,61 \text{ kNm/m}$$

$$Nx \times 47,57 \therefore 0,0758 \times 47,57 = 3,61 \text{ kNm/m}$$

$$Ny \times 47,57 \therefore 0,0254 \times 47,57 = 1,21 \text{ kNm/m}$$

Cálculo das armaduras das lajes

Armadura Positiva

Direção "x":

$$Fck = 25 \text{ MPA}$$

$$h = 11 \text{ cm}$$

$$d = 9 \text{ cm}$$

$$bw = 100 \text{ cm}$$

$$Mx = 1,60 \text{ KNm/m}$$

$$Kd = \frac{d}{\sqrt{\frac{Md}{bw \times fck}}} \therefore \frac{0,09}{\sqrt{\frac{1,4 \times 1,60 \times 10^3}{1 \times 25 \times 10^6}}} = 9,51$$

Com o valor de Kd encontrado são extraídos os valores de Kz e Fsd das tabelas, portanto:

$$Kz = 0,897$$

$$Fsd = 522 \text{ MPA}$$

$$As = \frac{Md}{Kz \times d \times Fsd} \therefore \frac{1,4 \times 1,60 \times 10^3 \times 10^4}{0,897 \times 0,09 \times 522 \times 10^6} \therefore 0,53 < 90 \text{ cm}^2$$

$$As = 0,90 \text{ cm}^2 \text{ (Valor mínimo segundo NBR6118:2014)}$$

$$Ase = 0,20 \text{ cm}^2 (\text{Ø } 5,0\text{mm})$$

$$\frac{As}{Ase} \therefore \frac{0,9}{0,2} = 4,5 \text{ cm}$$

$$\frac{100}{4,5} = 22,22 \text{ cm} \sim 20 \text{ cm}$$

Ø 5,0 mm 1C -20

$$Q_x = \frac{478}{20} + 1 = 24,9 = 25 \text{ ferros.}$$

$$C_x = 310 + 10 - 5 = 315 \text{ cm}$$

Direção "y":

Fck = 25 MPA

h = 11 cm

d = 9 cm

bw = 100 cm

My = 0,61

$$K_d = \frac{d}{\sqrt{\frac{M_d}{b_w \times f_{ck}}}} \therefore \frac{0,09}{\sqrt{\frac{1,4 \times 0,61 \times 10^3}{1 \times 25 \times 10^6}}} = 15,40$$

Com o valor de Kd encontrado são extraídos os valores de Kz e Fsd das tabelas, portanto:

Kz = 0,897

Fsd = 522 MPA

$$A_s = \frac{M_d}{K_z \times d \times F_{sd}} \therefore \frac{1,4 \times 0,61 \times 10^3 \times 10^4}{0,897 \times 0,09 \times 522 \times 10^6} = 0,20 < 90 \text{ cm}^2$$

As = 0,90 cm<sup>2</sup> (Valor mínimo segundo NBR6118:2014)

Ase = 0,20 cm<sup>2</sup> Ø 5,0mm

$$\frac{A_s}{A_{se}} \therefore \frac{0,9}{0,2} = 4,5 \text{ cm}$$

$$\frac{100}{4,5} = 22,22 \text{ cm} \sim 20 \text{ cm}$$

Ø 5,0 mm 1C -20

$$Q_y = \frac{310}{20} + 1 = 16,5 = 17 \text{ ferros.}$$

$$C_y = 478 + 10 - 5 = 483 \text{ cm}$$

Armadura negativa:

Direção "x":

$$h = 11 \text{ cm}$$

$$d = 9 \text{ cm}$$

$$0,8 \times n_x = 0,8 \times 3,61 \therefore 2,89 \text{ KN.m/m}$$

$$K_d = \frac{d}{\sqrt{\frac{M_d}{b_w \times f_{ck}}}} \therefore \frac{0,09}{\sqrt{\frac{1,4 \times 2,89 \times 10^3}{1 \times 25 \times 10^6}}} \therefore 7,08$$

$$A_s = \frac{M_d}{K_z \times d \times F_{sd}} \therefore \frac{1,4 \times 2,89 \times 10^3 \times 10^4}{0,897 \times 0,09 \times 522 \times 10^6} \therefore 0,96 > 0,90 \text{ cm}^2$$

$$A_{se} = 0,20 \text{ cm}^2 \quad \emptyset 5,0 \text{ mm}$$

$$\frac{A_s}{A_{se}} \therefore \frac{0,96}{0,2} = 4,8 \text{ cm}$$

$$\frac{100}{4,8} = 20,83 \text{ cm} \sim 20 \text{ cm}$$

$$\emptyset 5,0 \text{ mm } 1\text{C} - 20$$

$$L_{18} = 478 \text{ cm}$$

$$Q_x = \frac{478}{20} + 1 = 25 \text{ ferros}$$

$$C_x = \emptyset 5,0 \text{ mm } 1\text{C} - 20 \therefore 0,25 \times (310 + 10 - 5) = 79$$

Direção "y":

$$h = 11 \text{ cm}$$

$$d = 9 \text{ cm}$$

$$0,8 \times n_y = 0,8 \times 1,21 \therefore 0,97 \text{ KN.m/m}$$

$$K_d = \frac{d}{\sqrt{\frac{M_d}{b_w \times f_{ck}}}} \therefore \frac{0,09}{\sqrt{\frac{1,4 \times 0,97 \times 10^3}{1 \times 25 \times 10^6}}} \therefore 12,21$$

$$A_s = \frac{M_d}{K_z \times d \times F_{sd}} \therefore \frac{1,4 \times 0,97 \times 10^3 \times 10^4}{0,897 \times 0,09 \times 522 \times 10^6} = 0,32 < 0,90 \text{ cm}^2$$

$$A_{se} = 0,20 \text{ cm}^2 \quad (\emptyset 5,0 \text{ mm})$$

$$\frac{A_s}{A_{se}} \therefore \frac{0,9}{0,2} = 4,5 \text{ cm}$$

$$\frac{100}{4,5} = 22,22 \text{ cm} \sim 20 \text{ cm}$$

Ø 5,0 mm 1C -20

L18= 310 cm

$$Qy = \frac{310}{20} + 1 = 17 \text{ ferros}$$

$$Cy = \text{Ø } 5,0 \text{ mm } 1\text{C} -20 \therefore 0,25 \times (478 + 10 - 5) = 121$$

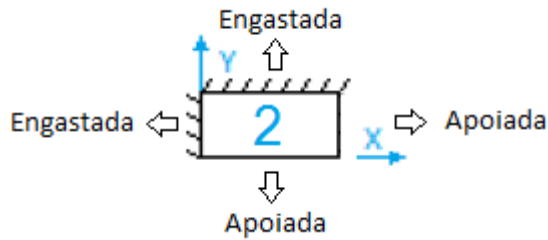
A Figura 14 representa a planilha com o cálculo da mesma laje calculada acima:

GRUPO 8			
CLIENTE: PROJETO TCC		DATA: _____	
OBRA: PROJETO TCC		Nº DA LAJE: 18	
lx = 310 cm	ly = 478 cm	α = 1,542	LAJE ARMADA EM DUAS DIREÇÕES
Obs: As distâncias lx e ly, e a distância do vão teórico. (Vai de centro de apoio ate o centro do próximo apoio, podendo ser da viga ou do pilar)			Nº 8
Carga extra		KN/m²	CARGA 4,95
Peso próprio		2,75 KN/m²	
Revestimento		0,70 KN/m²	
Carga acidental NBR-6120		1,50 KN/m²	
			Fck = 25 Mpa
			C = 2,0 cm
			Φ = 5,0 mm
			CA - 60
			ARM. NEGATIVA
			CA - 60
			Φ = 5,0 mm
			Dif = 10,0 cm
REAÇÕES		MOMENTOS	
Rx = 1,28 KN/m		Mx = 1,60 KN.m/m	Altura da Laje 11,00 cm
R'x = 0,85 KN/m		My = 0,61 KN.m/m	
Ry = 6,98 KN/m		Nx = 3,61 KN.m/m	
R'y = 6,98 KN/m		Ny = 1,21 KN.m/m	
AFASTAMENTO			
Sx (POSIT.) = 1 C 20,00 cm			
Sy (POSIT.) = 1 C 20,00 cm			
Sx (NEGA.) = 1 C 20,00 cm			
Sy (NEGA.) = 1 C 20,00 cm			
ARMADURAS POSITIVAS			
ARMADURA EM "X"		ARMADURA EM "Y"	
Afastamento = 20 cm		Afastamento = 20 cm	
Comprimento = 315 cm		Comprimento = 483 cm	
Quantidade de varas = 25 Unid.		Quantidade de varas = 17 Unid.	
ARMADURAS NEGATIVAS			
ARMADURA EM "X"		ARMADURA EM "Y"	
Afastamento = 20 cm		Afastamento = 20 cm	
Comprimento = 79 cm		Comprimento = 121 cm	
Quantidade de varas = 25 Unid.		Quantidade de varas = 17 Unid.	
CUSTO ESTIMADO			
PREÇO UNITARIO		VALOR UNITARIO	
Vergalhão Φ 5,0 mm = R\$ 7,80 Unid.	- 160,86 m	- R\$ 104,56	RS 573,56
Vergalhão Φ 5,0 mm = R\$ 7,80 Unid.	- 40,32 m	- R\$ 26,208	
Cimento = R\$ 22,00 Saco	- 12,551 Sacos	- R\$ 276,12	m³ de concreto 1,630 m³
Areia = R\$ 70,00 m³	- 0,760 m³	- R\$ 53,23	
Brita 1 = R\$ 80,00 m³	- 0,667 m³	- R\$ 53,33	
Brita 2 = R\$ 80,00 m³	- 0,667 m³	- R\$ 53,33	
Água = R\$ 22,00 m³	- 0,308 m³	- R\$ 6,78	

Figura 14 – Planilha Com o Cálculo da Laje 18.

Fonte: Próprios Autores

Agora a seguir demonstraremos a laje 20:



Vão Teórico:

$L_x$  – 299 cm

$L_y$  – 478 cm

$$\epsilon = \frac{L_{maior}}{L_{menor}} = \frac{478}{299} = 1,60 \text{ (Considerada armada em duas direções, visto que:}$$

$$1,0 \leq \epsilon \leq 2,0)$$

$$CA-60 = \Psi_3 = 20$$

Adotado  $C = 2\text{cm}$  (Valor mínimo segundo NBR6118:2014)

Considerando o modelo estático da laje e o valor de  $\epsilon$ , foi consultado o ábaco e retirado valor de  $\Psi_2 = 1,56$ . Anexo III

$$h = \frac{L_{menor}}{\Psi_2 \times \Psi_3} + C \therefore \frac{299}{1,56 \times 20} + 2 \therefore h = 11,60\text{cm} \sim 12,00 \text{ cm}$$

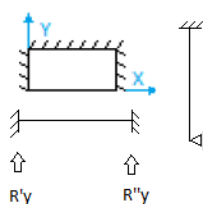
Avaliação das cargas nas lajes:

$$\text{Peso Próprio} = \gamma \times h \therefore 25 \times 0,12 \therefore 3,00 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Revestimento} = 0,70\text{kN/m}^2 \text{ (Cerâmica)}$$

$$\text{Carga acidental} = 1,50\text{kN/m}^2 \text{ (NBR 6120:1980)}$$

$$\text{Total da Carga} = 3,0 + 0,70 + 1,50 \therefore 5,20 \text{ kN/m}^2$$



Levando em consideração os valores de  $\epsilon$  e o modelo estático da laje acima foi consultada a tabela de Marcus para a retirada dos seguintes valores:

$$K_x = 0,868$$

$$K_y = 0,132$$

$$M_x = 0,0513 \text{ kNm/m}$$

$$M_y = 0,0200 \text{ kNm/m}$$

$$N_x = 0,1083 \text{ kNm/m}$$

$$N_y = 0,0422 \text{ kNm/m}$$

Cálculos de momentos e reações:

$$R'_y = 0,6 \times Q \times K_x \times L_x \therefore 0,6 \times 5,20 \times 0,868 \times 2,99 = 8,10 \text{ kN/m}$$

$$R''_y = 0,4 \times Q \times K_x \times L_x \therefore 0,4 \times 5,20 \times 0,868 \times 2,99 = 5,40 \text{ kN/m}$$

$$R'_x = 0,4 \times Q \times K_y \times L_y \therefore 0,4 \times 5,20 \times 0,132 \times 4,78 = 1,31 \text{ kN/m}$$

$$R''_x = 0,6 \times Q \times K_y \times L_y \therefore 0,6 \times 5,20 \times 0,132 \times 4,78 = 1,97 \text{ kN/m}$$

$$Q \times L_x^2 = 5,20 \times 2,99^2 = 46,49 \text{ kN/m}$$

$$M_x \times 46,49 \rightarrow 0,0513 \times 46,49 = 2,39 \text{ kNm/m}$$

$$M_y \times 46,49 \rightarrow 0,0200 \times 46,49 = 0,93 \text{ kNm/m}$$

$$N_x \times 46,49 \rightarrow 0,1083 \times 46,49 = 5,04 \text{ kNm/m}$$

$$N_y \times 46,49 \rightarrow 0,0422 \times 46,49 = 1,96 \text{ kNm/m}$$

Cálculo das armaduras das lajes:

Armadura Positiva

Direção "x":

$$F_{ck} = 25 \text{ MPA}$$

$$h = 12 \text{ cm}$$

$$d = 10 \text{ cm}$$

$$b_w = 100 \text{ cm}$$

$$M_x = 2,39 \text{ kNm/m}$$

$$Kd = \frac{d}{\sqrt{\frac{Md}{bw \times fck}}} \therefore \frac{0,10}{\sqrt{\frac{1,4 \times 2,39 \times 10^3}{1 \times 25 \times 10^6}}} = 8,65$$

Com o valor de Kd encontrado são extraídos os valores de Kz e Fsd das tabelas, portanto:

$$Kz = 0,897$$

$$Fsd = 522 \text{ MPA}$$

$$As = \frac{Md}{Kz \times d \times Fsd} \therefore \frac{1,4 \times 2,39 \times 10^3 \times 10^4}{0,897 \times 0,1 \times 522 \times 10^6} \therefore 0,71 < 90 \text{ cm}^2$$

$$As = 0,90 \text{ cm}^2 \text{ (Valor mínimo segundo NBR6118:2014)}$$

$$Ase = 0,20 \text{ cm}^2 \text{ } \varnothing 5,0 \text{ mm}$$

$$\frac{As}{Ase} \therefore \frac{0,9}{0,2} = 4,5 \text{ cm}$$

$$\frac{100}{4,5} = 22,22 \text{ cm} \sim 20 \text{ cm}$$

$$\varnothing 5,0 \text{ mm } 1C -20$$

$$Qx = \frac{478}{20} + 1 = 24,9 = 25 \text{ ferros.}$$

$$Cx = 299 + 10 - 5 = 304 \text{ cm}$$

Direção "y"

$$Fck = 25 \text{ MPA}$$

$$h = 12 \text{ cm}$$

$$d = 10 \text{ cm}$$

$$bw = 100 \text{ cm}$$

$$My = 0,93$$

$$Kd = \frac{d}{\sqrt{\frac{Md}{bw \times fck}}} \therefore \frac{0,10}{\sqrt{\frac{1,4 \times 0,93 \times 10^3}{1 \times 25 \times 10^6}}} = 13,86$$

Com o valor de Kd encontrado são extraídos os valores de Kz e Fsd das tabelas, portanto:

$$K_z = 0,897$$

$$F_{sd} = 522 \text{ MPA}$$

$$A_s = \frac{Md}{K_z \times d \times F_{sd}} \therefore \frac{1,4 \times 0,93 \times 10^3 \times 10^4}{0,897 \times 0,1 \times 522 \times 10^6} = 0,28 < 90 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0,90 \text{ cm}^2 \text{ (Valor m\u00ednimo segundo NBR6118:2014)}$$

$$A_{se} = 0,20 \text{ cm}^2 \text{ } \varnothing 5,0 \text{ mm}$$

$$\frac{A_s}{A_{se}} \therefore \frac{0,9}{0,2} = 4,5 \text{ cm}$$

$$\frac{100}{4,5} = 22,22 \text{ cm} \sim 20 \text{ cm}$$

$$\varnothing 5,0 \text{ mm } 1\text{C} - 20$$

$$Q_y = \frac{299}{20} + 1 = 15,95 = 16 \text{ ferros.}$$

$$C_y = 478 + 10 - 5 = 483 \text{ cm}$$

Armadura negativa:

Dire\u00e7\u00e3o "x":

$$h = 12 \text{ cm}$$

$$d = 10 \text{ cm}$$

$$0,8 \times n_x = 0,8 \times 5,04 \therefore 4,03 \text{ KN.m/m}$$

$$K_d = \frac{d}{\sqrt{\frac{Md}{b_w \times f_{ck}}}} \therefore \frac{0,10}{\sqrt{\frac{1,4 \times 4,03 \times 10^3}{1 \times 25 \times 10^6}}} = 6,66$$

$$A_s = \frac{Md}{K_z \times d \times F_{sd}} \therefore \frac{1,4 \times 6,66 \times 10^3 \times 10^4}{0,897 \times 0,1 \times 522 \times 10^6} = 1,20 > 0,90 \text{ cm}^2$$

$$A_{se} = 0,20 \text{ cm}^2 \text{ } \varnothing 5,0 \text{ mm}$$

$$\frac{A_s}{A_{se}} \therefore \frac{1,20}{0,2} = 6,00 \text{ cm}$$

$$\frac{100}{6,00} = 16,66 \text{ cm} \sim 16 \text{ cm}$$

$$\varnothing 5,0 \text{ mm } 1\text{C} - 16$$

$$L_{18} = 478 \text{ cm}$$

$$Q_x = \frac{478}{16} + 1 = 31 \text{ ferros}$$

$$C_x = \varnothing 5,0 \text{ mm } 1\text{C} - 16 \therefore 0,25 \times (299 + 10 - 5) = 76$$

Direção “y”:

$$h = 12 \text{ cm}$$

$$d = 10 \text{ cm}$$

$$0,8 \times n_y = 0,8 \times 1,96 \therefore 1,57 \text{ kN.m/m}$$

$$K_d = \frac{d}{\sqrt{\frac{Md}{bw \times f_{ck}}}} \therefore \frac{0,10}{\sqrt{\frac{1,4 \times 1,57 \times 10^3}{1 \times 25 \times 10^6}}} = 10,67$$

$$A_s = \frac{Md}{K_z \times d \times F_{sd}} \therefore \frac{1,4 \times 1,57 \times 10^3 \times 10^4}{0,897 \times 0,10 \times 522 \times 10^6} = 0,47 < 0,90 \text{ cm}^2$$

$$A_{se} = 0,20 \text{ cm}^2 \quad \emptyset 5,0 \text{ mm}$$

$$\frac{A_s}{A_{se}} \therefore \frac{0,9}{0,2} = 4,5 \text{ cm}$$

$$\frac{100}{4,5} = 22,22 \text{ cm} \sim 20 \text{ cm}$$

$$\emptyset 5,0 \text{ mm } 1\text{C} - 20$$

$$L_{18} = 299 \text{ cm}$$

$$Q_y = \frac{299}{20} + 1 = 16 \text{ ferros}$$

$$C_y = \emptyset 5,0 \text{ mm } 1\text{C} - 20 \therefore 0,25 \times (478 + 10 - 5) = 121$$

A Figura 15 representa a planilha com o cálculo da mesma laje calculada acima:

GRUPO 8			
CLIENTE: PROJETO TCC		DATA: _____	
OBRA: PROJETO TCC		Nº DA LAJE: 20	
lx = 299 cm	ly = 478 cm	l = 1,599	<b>LAJE ARMADA EM DUAS DIREÇÕES</b>
Obs: As distâncias lx e ly, e a distância do vão teórico. (Vai de centro de apoio até o centro do próximo apoio, podendo ser da viga ou do pilar)			Nº <b>2</b>
Carga extra		KN/m²	<b>CARGA</b>  5,20
Peso próprio	3,00	KN/m²	
Revestimento	0,70	KN/m²	
Carga accidental NBR-6120	1,50	KN/m²	
		Fck = 25 Mpa	<b>ARM NEGATIVA</b> CA - 60 Φ = 5,0 mm Dif = 10,0 cm
		C = 2,0 cm	
		Φ = 5,0 mm	
		CA - 60	
<b>REAÇÕES</b>		<b>MOMENTOS</b>	
R'x = 1,97 KN/m		Mx = 2,38 KN.m/m	<b>Altura da Laje</b>  12,00 cm
R"x = 1,31 KN/m		My = 0,93 KN.m/m	
R'y = 8,10 KN/m		Nx = 5,03 KN.m/m	
R"y = 5,40 KN/m		Ny = 1,96 KN.m/m	
		<b>AFASTAMENTO</b>	
		Sx (POSIT.) = 1 C 20,00 cm	
		Sy (POSIT.) = 1 C 20,00 cm	
		Sx (NEGA.) = 1 C 16,00 cm	
		Sy (NEGA.) = 1 C 20,00 cm	
<b>ARMADURAS POSITIVAS</b>			
<b>ARMADURA EM "X"</b>		<b>ARMADURA EM "Y"</b>	
Afastamento = 20 cm		Afastamento = 20 cm	
Comprimento = 304 cm		Comprimento = 483 cm	
Quantidade de varas = 25 Unid.		Quantidade de varas = 16 Unid.	
<b>ARMADURAS NEGATIVAS</b>			
<b>ARMADURA EM "X"</b>		<b>ARMADURA EM "Y"</b>	
Afastamento = 16 cm		Afastamento = 20 cm	
Comprimento = 76 cm		Comprimento = 121 cm	
Quantidade de varas = 31 Unid.		Quantidade de varas = 16 Unid.	
<b>PREÇO UNITARIO</b>		<b>VALOR UNITARIO</b>	
Vergalhão Φ 5,0 mm = R\$ 7,80 Unid.		- 153,28 m	- R\$ 99,632
Vergalhão Φ 5,0 mm = R\$ 7,80 Unid.		- 42,92 m	- R\$ 27,898
Cimento = R\$ 22,00 Saco		- 13,206 Sacos	- R\$ 290,53
Areia = R\$ 70,00 m³		- 0,800 m³	- R\$ 56,01
Brita 1 = R\$ 80,00 m³		- 0,701 m³	- R\$ 56,12
Brita 2 = R\$ 80,00 m³		- 0,701 m³	- R\$ 56,12
Água = R\$ 22,00 m³		- 0,324 m³	- R\$ 7,13
			<b>CUSTO ESTIMADO</b>
			<b>R\$ 593,43</b>
			m³ de concreto
			1,715 m³

Figura 15 – Planilha Com o Cálculo da Laje 20.

Fonte: Próprios Autores

### 6.2.2 VIGAS

A seguir será demonstrado o cálculo da viga 25:

$$M = 55,9 \text{ KN.m}$$

$$b_w = 20 \text{ cm}$$

$$h = 35 \text{ cm}$$

$$f_{ck} = 25 \text{ Mpa}$$

Aço CA 50

Interior de edifícios:

$$c = 2,50 \text{ (mínimo por norma)}$$

Estribos 5,0 mm

$$L = 478 \text{ cm}$$

- Arbitramos  $a = 5,00 \text{ cm}$

$$d = h - a \Rightarrow 35 - 5 = 30 \text{ cm}$$

-Cálculo de  $K_d$

$$K_d = \frac{d}{\sqrt{\frac{M_d}{b_w \times f_{ck}}}} = \frac{0,30}{\sqrt{\frac{1,4 \times 55,9 \times 10^3}{0,20 \times 25 \times 10^6}}} = 2,40$$

Neste caso, para  $k_d = 2,40$  temos na tabela “Viga subarmada”, o que obriga a armadura dupla.

Assim, tirando da tabela, no limite da “Viga Dútil”, tem-se:

$$K_y = 0,340$$

$$K_m = 0,171$$

$$K_z = 0,830$$

$$F_{sd} = 435$$

Cálculo do momento último dútil:

$$M_u^d = k_m \times b_w \times d^2 \times f_{ck}$$

$$M_u^d = 0,171 \times 0,20 \times \frac{0,30}{10^3} \times 25 \times 10^6 = 76,95 \text{ Kn.m}$$

Cálculo de  $M_d$ :

$$M_d = 1,4 \quad M = 1,4 \times 55,9 = 78,26 \text{ KN.m}$$

Cálculo de  $\Delta M_u$ ;  $\Delta M_u = M_d - M_u^d$

$$\Delta M_u = 78,26 - 76,95 = 1,31 \text{ KN.m}$$

$$\Delta M_u \leq M_d / 2 \Rightarrow 1,31 \leq 78,26 / 2 \Rightarrow 1,31 \leq 39,13 \text{ KN.m}$$

Arbitrando ( $a'$ )  $\therefore a' = 3,5 \text{ cm}$

$$c = d - a' \Rightarrow 30 - 3,5 = 26,5 \text{ cm}$$

Cálculo  $d(y)$   $\therefore y = K_y \times d$

$$y = 0,34 \times 30 = 10,2 \text{ cm}$$

Cálculo da deformação " $\epsilon_s$ ":

$$\epsilon_s = 0,35 \times (1 - ((0,8 \times 3,5) / 10,2)) = 0,254\%$$

Entrando na tabela dos coeficientes, tem-se para CA 50:

$$f_{sd}' = 435 \text{ Mpa}$$

Cálculo das armaduras:

Positivas:

$$A_{s1} = \frac{M_u^d}{K_z \times d \times f'_{od}} = \frac{79,65 \times 10^3 \times 10^4}{0,830 \times 0,30 \times 435 \times 10^6} = 7,35 \text{ cm}^2 = 10 \text{ } \emptyset 10,0 (7,85 \text{ cm}^2)$$

$$A_{s2} = \frac{\Delta M_u}{C \times f'_{od}} = \frac{1,31 \times 10^3 \times 10^4}{0,265 \times 435 \times 10^6} = 0,11 \text{ cm}^2$$

Negativas:

$$A'_{s} = \frac{\Delta M_u}{C \times f'_{od}} = \frac{1,31 \times 10^3}{0,265 \times 435 \times 10^6} = 0,11 \text{ cm}^2 \rightarrow 2 \text{ } \emptyset 10,0 (1,57 \text{ cm}^2)$$

Verificação de a e a':

$$\begin{array}{r}
 a' \left\{ \begin{array}{l}
 C \quad - \quad 2,5\text{cm} \\
 1\emptyset \quad - \quad 0,5\text{cm} \\
 1/\emptyset 10,0 \quad - \quad 0,5\text{cm} \\
 \hline
 3,5\text{cm} \\
 \text{(Adotado 3,5)}
 \end{array} \right.
 \end{array}$$

$$\begin{array}{r}
 a \left\{ \begin{array}{l}
 h' \quad - \quad 1,50\text{cm} \\
 1c \quad - \quad 2,50\text{cm} \\
 1\emptyset \quad - \quad 0,50\text{cm} \\
 1/2\emptyset \quad - \quad 0,50\text{cm} \\
 \hline
 5,0\text{cm} \\
 \text{(Adotado 5,0)}
 \end{array} \right.
 \end{array}$$

$$n = \frac{b_o - \emptyset L}{2 + \emptyset L} + 1$$

$$b_o = bw - 2 \times (c + \emptyset)$$

$$b_o = 20 - (2 \times (2,5 + 0,5)) = 14 \text{ cm}$$

$$n = \frac{14-1}{2+1} + 1 = 5,33 = 5 \text{ ferros por camada}$$

1ª camada = 5 ferros

2ª camada = 5 ferros

$$10h' = 50 + 5 \times 3,0$$

$$h' = 1,50 \text{ cm}$$

Cisalhamento:

$$V = 59,1 \text{ KN.m}$$

$$f_{ck} = 25 \text{ Mpa}$$

Tensões admissíveis

$$f_{ctm} = 0,3 \cdot (25)^{2/3} = 2,56 \text{ MPa}$$

$$f_{ctkinf} = 0,7 \times 2,56 = 1,80 \text{ Mpa}$$

$$f_{ctdinf} = 1,8 / 1,4 = 1,29 \text{ Mpa}$$

$$f_{cd} = 25 / 1,4 = 17,85 \text{ Mpa}$$

Verificação da seção:

Cortante de cálculo

$$V_{sd} = 1,4 \times V \therefore 1,4 \times 59,1 = 82,74 \text{ KN}$$

Cálculo de VRd2

$$VR_{d2} = 0,27 \times \alpha_2 \times f_{cd} \times b_w \times d$$

$$\alpha_2 = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = \left(1 - \frac{25}{250}\right) = 0,9$$

$$VR_{d2} = (0,27 \times 0,9 \times 17,85 \times 10^6 \times 0,20 \times 0,30) / 10^3 = 260,25 \text{ KN}$$

Como  $V_{sd} < VR_{d2} \Rightarrow$  Seção Compatível.

Cálculo de parcela revestida pelo concreto:

$$V_c = 0,6 \times f_{ctdinf} \times b_w \times d$$

$$V_c = 0,6 \times 1,29 \times 10^6 \times 0,20 \times 0,3 / 10^3 = 46,44 \text{ KN}$$

Cálculo de parcela resistida pelo aço adotando só estribos verticais:

$$V_{sw} = V_{sd} - V_c$$

$$V_{sw} = 85,74 - 46,44 = 36,3 \text{ KN}$$

Cálculo da armadura:

$$s = (P \times A_{se} \times 0,9 \times d \times f_{yd}) / V_{sw}$$

$$P = 2$$

Ø 5,0 mm – CA 60

$A_{se} : 0,20 \text{ cm}^2$

$$f_{yd} = 600 / 1,15 = 522 \text{ MPa} \leq 435 \text{ MPa}$$

$$s = \frac{2 \cdot 0,20 \cdot 10^{-4} \cdot 0,9 \cdot 0,3 \cdot 435 \cdot 10^6}{36,3 \cdot 10^3} = 0,1294 \text{ m ou } 12,94 \text{ cm} = 12 \text{ cm}$$

Prescrições da NBR-6118

Armadura mínima:

$$S_{\max} = \frac{P \times a_{se} \times f_{yk}}{0,2 \times b_w \times f_{ctm}}$$

$$S_{\max} = \frac{2 \times 0,2 \times 500}{0,2 \times 20 \times 2,56} = 19,53 \text{ cm}$$

Diametro do estribo:

$$5,0 \text{ mm} \leq \emptyset \leq \frac{b_w}{10}$$

$$5,0 \text{ mm} \leq 5,00 \leq 20 \text{ mm OK}$$

Espaçamento máximo longitudinal:

Se  $V_{sd} \leq 0,67 V_{rd2}$ , então:

$$S_{\max} = 0,6 \times d \leq 30 \text{ cm}$$

$$S_{\max} = 0,6 \times 30 \leq 18 \text{ cm}$$

$$\frac{V_{sd}}{V_{rd2}} = \frac{82,74}{260,25} = 0,32 \leq 0,67$$

Adotado como espaçamento máximo  $\emptyset 5-1C12$ .

A Figura 16 representa a planilha com o cálculo da mesma viga calculada acima:

GRUPO 08			
Cliente:	PROJETO TCC	Data:	
Obra:	PROJETO TCC	Viga Nº:	25

### Dimensionamento de vigas - CA-50 -

<b>Fck</b>	25,0	Mpa	Resistência do concreto
<b>L</b>	653	cm	Comprimento do vão teórico da viga (De centro a centro dos pilares)
<b>BW</b>	20	cm	Largura da viga
<b>H</b>	35	cm	Altura da viga
<b>M</b>	55,9	kN.m	Momento de serviço
<b>V</b>	59,1	kN.m	Cortante máxima
<b>C</b>	2,5	cm	Cobrimento
$\varnothing$	5,0	mm	Diâmetro estribo
$\Phi$	10,0	mm	Diâmetro vergalhão estrutural de tração
$\Phi$	10,0	mm	Diâmetro vergalhão estrutural de compressão
<b>a</b>	5,0	cm	Distancia do eixo Y - "TRAÇÃO" - valor arbitrario -
<b>a'</b>	3,5	cm	Distancia do eixo Y - "COMPRESSÃO" - valor arbitrario -
<b>N1°</b>	5	Unid.	Quantidade de vergalhões estruturais na 1ª camada de tração.
<b>N2°</b>	5	Unid.	Quantidade de vergalhões estruturais na 2ª camada de tração.
<b>N3°</b>	0	Unid.	Quantidade de vergalhões estruturais na 3ª camada de tração.
<b>N'</b>	2	Unid.	Quantidade de vergalhões estruturais na camada de compressão.
<b>h'</b>	3,0	cm	Distancia entre camadas. (Por norma 2 cm + diâmetro vergalhão)
<b>a</b>	5,0	cm	Distancia do eixo Y - "TRAÇÃO" - valor real -
<b>a'</b>	3,5	cm	Distancia do eixo Y - "COMPRESSÃO" - valor real -

### Viga Subarmada - Armadura Dupla

Armadura de Tração			Determine	Armadura de Compressão			
As Calculado	7,22	cm <sup>2</sup>	P =	2	As Calculado	0,11	cm <sup>2</sup>
As Utilizado	7,85	cm <sup>2</sup>			As Utilizado	1,57	cm <sup>2</sup>

Condição	Espessamento	Condição
$\Delta Mu \leq Md/2$	S = 12 cm	$Vsd < Vrd2$
<b>SEÇÃO COMPATIVEL</b>		<b>SEÇÃO COMPATIVEL</b>

Obs: So é valido para armadura dupla.

15

$\Phi$  5,0 - 1c/ 12 - 100

#### ANCORAGEM

Aderencia		Vergalhão	
Boa	x	liso	
ma		Entalhado	
		Nervurado	x

Obs: Marque apenas uma opção de cada.

Figura 16 – Planilha Com o Cálculo da Viga 25.

Fonte: Próprios Autores

A seguir será demonstrado o cálculo da viga 14:

$$M = 9,90 \text{ KN.m}$$

$$b_w = 10 \text{ cm}$$

$$h = 30 \text{ cm}$$

$$F_{ck} = 25 \text{ Mpa}$$

Aço CA 50

Interior de edifícios

$$c = 2,50 \text{ (mínimo por norma)}$$

Estribos 5,0 mm

$$L = 1238 \text{ cm}$$

Arbitrado  $a = 3,50 \text{ cm}$

$$d = h - a \Rightarrow 30 - 3,5 = 26,5 \text{ cm}$$

Cálculo de  $K_d$

$$K_d = \frac{d}{\sqrt{\frac{M_d}{b_w \cdot f_{ck}}}} \rightarrow \frac{0,265}{\sqrt{\frac{1,4 \cdot 9,9 \cdot 10^3}{0,10 \cdot 25 \cdot 10^6}}} = 3,56$$

Neste caso, para  $k_d = 3,56$  tem-se na tabela “Viga Dútil”.

Assim, tirando da tabela, no limite da “Viga Dútil”, tem-se:

$$K_y = 0,140$$

$$K_m = 0,115$$

$$K_z = 0,897$$

$$F_{sd} = 435$$

Cálculo das armaduras:

$$A_s = \frac{M_d}{K_z \cdot f_{sd} \cdot d} = \frac{1,4 \times 9,90 \times 10^3 \times 10^4}{0,897 \times 935 \times 10^6 \times 0,265} = 1,34 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{efet}} = 1,57 \text{ cm}^2 = 2 \text{ } \emptyset 10 \text{ mm}$$

$$n = \frac{b_o - \emptyset L}{2 + \emptyset L} + 1$$

$$b_o = b_w - 2 \times (c + \emptyset)$$

$$b_o = 10 - (2 \times (2,5 + 0,5)) = 4 \text{ cm}$$

$$n = \frac{4-1}{3+1} + 1 = 2 \text{ ferros por camada}$$

Verificação de a e a':

a	{	C	-	2,5cm
		1 $\emptyset$	-	0,5cm
		1/ $\emptyset$ l	-	0,5cm
				3,5cm

Cisalhamento:

$$V = 17,3 \text{ KN.m}$$

$$f_{ck} = 25 \text{ Mpa}$$

Tensões admissíveis:

$$f_{ctm} = 0,3 \cdot (25)^{2/3} = 2,56 \text{ MPa}$$

$$f_{ctkinf} = 0,7 \times 2,56 = 1,80 \text{ Mpa}$$

$$f_{ctdinf} = 1,8 / 1,4 = 1,29 \text{ Mpa}$$

$$f_{cd} = 25 / 1,4 = 17,85 \text{ Mpa}$$

Verificação da seção:

Cortante de cálculo:

$$V_{sd} = 1,4 \times V \Rightarrow 1,4 \times 17,3 = 24,22 \text{ KN}$$

Cálculo de VRd2:

$$VR_{d2} = 0,27 \times \alpha_2 \times f_{cd} \times b_w \times d$$

$$\omega_{v2} = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = \left(1 - \frac{25}{250}\right) = 0,9$$

$$VR_{d2} = (0,27 \times 0,9 \times 17,85 \times 10^6 \times 0,20 \times 0,30) / 10^3 = 260,25 \text{ KN}$$

Como  $V_{sd} < VR_{d2} \Rightarrow$  Seção Compatível.

Cálculo de parcela revestida pelo concreto:

$$V_c = 0,6 \times f_{ctdinf} \times b_w \times d$$

$$V_c = 0,6 \times 1,29 \times 10^6 \times 0,10 \times 0,265 / 10^3 = 20,5 \text{ KN}$$

Cálculo de parcela resistida pelo aço adotando só estribos verticais:

$$V_{sw} = V_{sd} - V_c$$

$$V_{sw} = 24,22 - 20,5 = 3,72 \text{ KN}$$

Cálculo da armadura:

$$s = (P \times A_{se} \times 0,9 \times d \times f_{yd}) / V_{sw}$$

$$P = 2$$

$$\varnothing 5,0 \text{ mm} - \text{CA 60}$$

$$A_{se} : 0,20 \text{ cm}^2$$

$$f_{yd} = 600 / 1,15 = 522 \text{ MPa} \leq 435 \text{ MPa}$$

$$s = \frac{2 \times 0,20 \times 10^{-4} \times 0,9 \times 0,265 \times 435 \times 10^6}{3,72 \times 10^3} = 1,12 \text{ m}$$

Prescrições da NBR-6118

Armadura mínima:

$$S_{max} = \frac{P \times a_{se} \times f_{yk}}{0,2 \times b_w \times f_{ctm}}$$

$$S_{max} = \frac{2 \times 0,2 \times 500}{0,2 \times 10 \times 2,56} = 39 \text{ cm}$$

Diâmetro do estribo:

$$5,0 \text{ mm} \leq \varnothing \leq \frac{b_w}{10}$$

$$5,0 \text{ mm} \leq 5,00 \leq 20 \text{ mm OK}$$

Espaçamento máximo longitudinal:

Se  $V_{sd} \leq 0,67 V_{rd2}$ , então:

$$S_{max} = 0,6 \times d \leq 30 \text{ cm}$$

$$S_{max} = 0,6 \cdot 26,5 \leq 30 \text{ cm}$$

$$\frac{V_{sd}}{V_{rd2}} = \frac{24,22}{114,9} = 0,21 \leq 0,67 \rightarrow s_{max} = 0,6 \times 26,5 = 15,9 = 30 \text{ cm}$$

Adotado como espaçamento máximo  $\varnothing 5-1C15$ .

A Figura 17 representa a planilha com o cálculo da mesma viga calculada acima:

<b>GRUPO 08</b>			
Cliente:	PROJETO TCC	Data:	
Obra:	PROJETO TCC	Viga Nº:	14

### Dimensionamento de vigas - CA-50 -

<b>Fck</b>	25,0	Mpa	Resistência do concreto
<b>L</b>	1238	cm	Comprimento do vão teórico da viga (De centro a centro dos pilares)
<b>BW</b>	10	cm	Largura da viga
<b>H</b>	30	cm	Altura da viga
<b>M</b>	9,9	kN.m	Momento de serviço
<b>V</b>	17,3	kN.m	Cortante máxima
<b>C</b>	2,5	cm	Cobrimento
$\phi$	5,0	mm	Diâmetro estribo
$\Phi$	10,0	mm	Diâmetro vergalhão estrutural de tração
$\Phi$	10,0	mm	Diâmetro vergalhão estrutural de compressão
<b>a</b>	3,5	cm	Distancia do eixo Y - "TRAÇÃO" - valor arbitrario -
<b>a'</b>	3,5	cm	Distancia do eixo Y' - "COMPRESSÃO" - valor arbitrario -
<b>N1°</b>	2	Unid.	Quantidade de vergalhões estruturais na 1ª camada de tração.
<b>N2°</b>	0	Unid.	Quantidade de vergalhões estruturais na 2ª camada de tração.
<b>N3°</b>	0	Unid.	Quantidade de vergalhões estruturais na 3ª camada de tração.
<b>N'</b>	2	Unid.	Quantidade de vergalhões estruturais na camada de compressão.
<b>h'</b>	3,0	cm	Distancia entre camadas. (Por norma 2 cm + diâmetro vergalhão)
<b>a</b>	3,5	cm	Distancia do eixo Y - "TRAÇÃO" - valor real -
<b>a'</b>	3,5	cm	Distancia do eixo Y' - "COMPRESSÃO" - valor real -

### Viga dútil - Armadura Simples

Armadura de Tração			Determine	Armadura de Compressão		
As Calculado	1,34	cm <sup>2</sup>	P =	2	As Calculado	
As Utilizado	1,57	cm <sup>2</sup>			As Utilizado	


  

Condição	Espessamento	Condição
$\Delta Mu \leq Md/2$	S = 15 cm	Vsd < Vrd2
		<b>SEÇÃO COMPATÍVEL</b>

Obs: So é valido para armadura dupla.

5



25

$\Phi$  5,0 - 1c/. 15 - 70

ANCORAGEM			
<b>Aderencia</b>		<b>Vergalhão</b>	
Boa	x	liso	
ma		Entalhado	
		Nervurado	x

Obs: Marque apenas uma opção de cada.

Figura 17 – Planilha Com o Cálculo da Viga 14.

Fonte: Autores

### 6.2.3 Pilares

A seguir, será demonstrado o cálculo do pilar 13:

$$b_w = 20 \text{ cm}$$

$$N = 752,8 \text{ KN}$$

$$F_{ck} = 25 \text{ MPA}$$

$$\text{CA. 50}$$

$$c = 2,5 \text{ cm}$$

$$L = 265 \text{ cm}$$

$$\rho = 0,8\%$$

Estribos-  $\varnothing$  5 mm (CA.60)

Vergalhão –  $\varnothing$  10 mm (CA. 50)

Solução:

$$i = 0,288 \times b_w = 0,288 \times 20 = 5,76 \text{ cm}$$

Condição:

$$i > 6,0 \text{ cm}$$

Índice de esbeltes  $\lambda$

$$\lambda = \frac{l_{fe}}{i} = \frac{199}{5,76} = 0,345 = 34,50$$

Condição:

$$\lambda \leq 35,00 \text{ – pilar curto}$$

$$\lambda \geq 35,00 \text{ – pilar médio}$$

Cálculo de  $\psi$

$$\psi = 1 + \frac{6}{b_w} = 1 + \frac{6}{20} = 1,30$$

Condição:

$$\psi > 1,10, \text{ então } \psi = \psi$$

$$\psi < 1,10, \text{ então } \psi = 1,10$$

$$\psi = 1,30$$

Cálculo do esforço normal último “Nu”:

$$\gamma_{ff} = 1,8 \text{ – menor dimensão } < 20 \text{ cm}$$

$$\gamma_{ff} = 1,4 \text{ – menor dimensão } \geq 20 \text{ cm}$$

$$Nu = Nd = \gamma \times \psi \times N = 1,4 \times 1,3 \times 752,8 = 1370,10 \text{ KN}$$

Cálculo de Tensão ideal “fid”:

$$Fid = 0,85 \times f_{cd} + \rho \times f_{yd} = 0,85 \times 17,86 + 0,008 \times 434,78 = 18,6592 \text{ MPA}$$

Cálculo de “AC”

$$AC = \frac{Nu \times 10^4}{fid} = \frac{1370,10 \times 10^3 \times 10^4}{18,6592 \times 10^6} = 734,28 \text{ cm}^2$$

Diâmetro mínimo do vergalhão:

$$\varnothing \left\{ \begin{array}{ll} \geq 10 \text{ mm} & \rightarrow \geq 10 \text{ mm} \\ < \frac{1}{8} \times bw = < \frac{1}{8} \times 200 \text{ mm} = 25 \text{ mm} & \rightarrow < 25 \text{ mm} \end{array} \right.$$

Adotado  $\varnothing l = 10 \text{ mm}$

Cálculo de “h” do pilar:

$$h = \frac{AC}{bw} = \frac{734,28}{20} = 36,71 \text{ cm} \cong 40 \text{ cm}$$

Pilar 20/40 = Área = 800 cm<sup>2</sup>

Condição:

$$\text{Área} > 360 \text{ cm}^2 \quad 800 > 360 = \text{Ok}$$

Necessidade de vergalhões intermediários:

$$\text{Nec} \left\{ \begin{array}{ll} b > 40 \text{ cm} & \rightarrow b/40 \\ h > 40 \text{ cm} & \rightarrow h/40 \end{array} \right.$$

$$b = 20 \text{ cm}$$

$$h = 40/40 = 1,0 \text{ cm} \quad \text{Nce} = 1$$

Quantidade mínima de vergalhões permitida:

$$n = 4 + Nec \times 2 = 4 + 1 \times 2 = 6$$

$$n = 6$$

Cálculo de A's necessário

$$A's = \rho \times AC = 0,008 \times 734,28 = 5,91 \text{ cm}^2$$

Adotamos  $\varnothing 10 \text{ mm}$   $n \geq 6$

8 $\varnothing 10 \text{ mm}$  (6,28 cm<sup>2</sup>) (tabela de aço em anexo)

Diâmetro mínimo dos estribos:

$$\chi \geq \begin{cases} 5,0 \text{ mm} & \rightarrow 5,0 \text{ mm} \\ \frac{1}{4} \times \varnothing l = \frac{1}{4} \times 10 & \rightarrow 2,5 \text{ mm} \end{cases}$$

Adotado 5 mm

Afastamento dos estribos:

$$S \leq \begin{cases} 20 \text{ cm} & \rightarrow 20 \text{ cm} \\ bw & \rightarrow 20 \text{ cm} \\ 12\varnothing l - CA.50 & 12 \times 1,0 \rightarrow 12 \text{ cm} \end{cases}$$

Adotado 1C/. 12

Eficiência dos estribos:

$$Efi = 20 \times \chi = 20 \times 0,5 = 10 \text{ cm}$$

$$Dis1 = h - 2 \times c = 40 - 2 \times 2,5 = 35 \text{ cm}$$

$$Dis2 = bw - 2 \times c = 20 - 2 \times 2,5 = 15 \text{ cm}$$

Condição:

$$\frac{Dis2}{2} < Ef = \frac{15}{2} < 10 = 7,5 < 10 \text{ (Não necessita de grampos)}$$

$$\frac{Dis1}{2} < Ef = \frac{35}{2} < 10 = 17,5 > 10 \text{ (necessita de grampos)}$$

Comprimento de ancoragem a compressão:

- Zona de boa aderência →  $\mu_1 = 1,0$
- CA.50 →  $\mu_2 = 2,25$
- $\phi < 32 \text{ mm}$  →  $\mu_3 = 1,0$

Tensão admissível:

$$F_{ctm} = 0,3 \times (f_{ck})^{2/3} = 0,3 \times (25)^{2/3} = 2,56 \text{ Mpa}$$

$$F_{ctkinf} = 0,7 \times f_{ctm} = 0,7 \times 2,56 = 1,79 \text{ Mpa}$$

$$F_{ctdinf} = \frac{f_{ctkinf}}{1,4} = \frac{1,79}{1,4} = 1,28 \text{ Mpa}$$

Cálculo da tensão de aderência:

$$F_{bd} = \mu_1 \times \mu_2 \times \mu_3 \times F_{ctdinf} = 1,0 \times 2,25 \times 1,0 \times 1,28 = 2,88 \text{ Mpa}$$

Comprimento de ancoragem básico:

$$l'_b = \frac{\phi l}{4} \times \frac{f_{ryd}}{f_{bd}} = \frac{1,0}{4} \times \frac{434,78}{2,88} = 37,74 \text{ cm}$$

Comprimento de ancoragem necessário:

$$l'_{b\text{ nec}} = l'_b \times \frac{A'_{s\text{ cal}}}{A'_{s\text{ ef}}} = 37,74 \times \frac{5,91}{6,28} = 35,50 \text{ cm} = 40 \text{ cm}$$

Comprimento de ancoragem mínimo:

$$l'_b \text{ min} \geq \left\{ \begin{array}{ll} 0,3 \times l'_b = 0,3 \times 37,74 & \rightarrow 11,32 \text{ cm} \\ 10\phi = 10 \times 1,0 & \rightarrow 10 \text{ cm} \\ 10 \text{ cm} & \rightarrow 10 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Adotado  $s = 40 \text{ cm}$

A Figura 18 representa a planilha com o cálculo do mesmo pilar calculada acima:


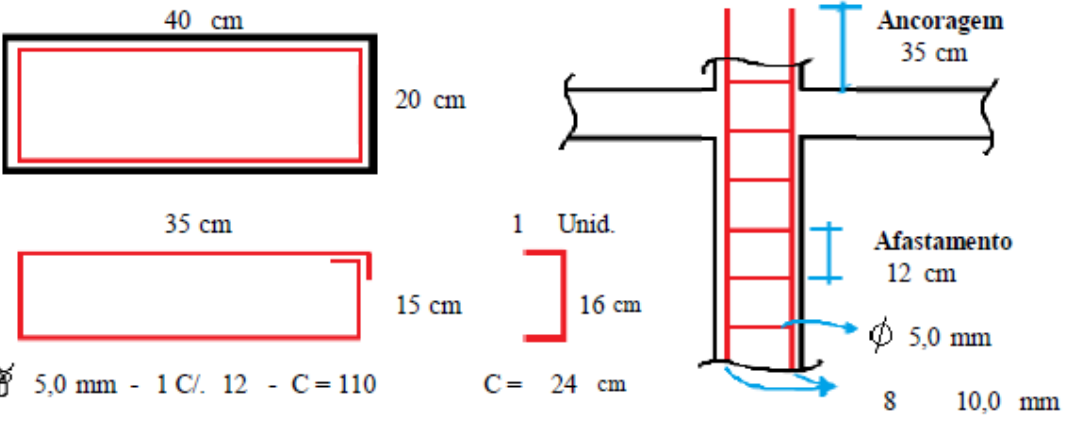
GRUPO 08																																				
CLIENTE:	PROJETO TCC	DATA:																																		
OBRA:	PROJETO TCC	Nº PILAR	13																																	
<b>Dimensionamento de Pilar - CA - 50 - ou - CA - 60 -</b>																																				
	<b>Dimensões</b> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td>H =</td> <td style="background-color: #90EE90;">40</td> <td>cm</td> </tr> <tr> <td>bw =</td> <td style="background-color: #90EE90;">20</td> <td>cm</td> </tr> </table>	H =	40	cm	bw =	20	cm	<b>VERGALHAO DA ARMADURA DE COMPRESSAO</b> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td colspan="2" style="text-align: center;">Área de armadura</td> <td style="text-align: center;">Diâmetro do Vergalhão</td> </tr> <tr> <td>As Calculado</td> <td style="background-color: #90EE90;">5,91</td> <td>cm<sup>2</sup></td> </tr> <tr> <td>As efet</td> <td style="background-color: #90EE90;">6,28</td> <td>cm<sup>2</sup></td> </tr> <tr> <td colspan="2" style="text-align: center;">Números de barras</td> <td style="text-align: center;">Área da seção do pilar</td> </tr> <tr> <td>Minimo</td> <td style="background-color: #90EE90;">6</td> <td>und.</td> </tr> <tr> <td>Utilizado</td> <td style="background-color: #90EE90;">8</td> <td>und.</td> </tr> <tr> <td colspan="2"></td> <td style="text-align: center;">800</td> </tr> <tr> <td colspan="2"></td> <td style="text-align: center;">cm<sup>2</sup></td> </tr> <tr> <td colspan="2"></td> <td style="text-align: center;"><b>COMPATÍVEL</b></td> </tr> </table>		Área de armadura		Diâmetro do Vergalhão	As Calculado	5,91	cm <sup>2</sup>	As efet	6,28	cm <sup>2</sup>	Números de barras		Área da seção do pilar	Minimo	6	und.	Utilizado	8	und.			800			cm <sup>2</sup>			<b>COMPATÍVEL</b>
	H =	40	cm																																	
bw =	20	cm																																		
Área de armadura		Diâmetro do Vergalhão																																		
As Calculado	5,91	cm <sup>2</sup>																																		
As efet	6,28	cm <sup>2</sup>																																		
Números de barras		Área da seção do pilar																																		
Minimo	6	und.																																		
Utilizado	8	und.																																		
		800																																		
		cm <sup>2</sup>																																		
		<b>COMPATÍVEL</b>																																		
		<b>COMPATÍVEL</b>																																		
<b>ESTRIBOS E GANCHOS</b>		<b>ANCORAGEM</b>																																		
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="text-align: center;">Diâmetro</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;"><b>COMPATÍVEL</b></td> </tr> </table>	Diâmetro	<b>COMPATÍVEL</b>	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="text-align: center;">Afastamento</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">S = 12 cm</td> </tr> </table>	Afastamento	S = 12 cm	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="text-align: center;">Aderência</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">Boa <input checked="" type="checkbox"/></td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">Ma <input type="checkbox"/></td> </tr> </table>	Aderência	Boa <input checked="" type="checkbox"/>	Ma <input type="checkbox"/>	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="text-align: center;">Vergalhão</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">Liso <input type="checkbox"/></td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">Entalhado <input type="checkbox"/></td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">Nervurado <input checked="" type="checkbox"/></td> </tr> </table>	Vergalhão	Liso <input type="checkbox"/>	Entalhado <input type="checkbox"/>	Nervurado <input checked="" type="checkbox"/>																						
Diâmetro																																				
<b>COMPATÍVEL</b>																																				
Afastamento																																				
S = 12 cm																																				
Aderência																																				
Boa <input checked="" type="checkbox"/>																																				
Ma <input type="checkbox"/>																																				
Vergalhão																																				
Liso <input type="checkbox"/>																																				
Entalhado <input type="checkbox"/>																																				
Nervurado <input checked="" type="checkbox"/>																																				
Obs: Marque apenas uma opção de cada.																																				
<b>DADOS DE ENTRADA</b>																																				
Fck	25,0	Mpa	Resistencia do concreto																																	
L	265,0	cm	Comprimento estrutural do pilar. (Piso a superfície da laje)																																	
N	752,8	kN	Força Normal																																	
$\rho$	0,8	%	Índice de armadura - Varia de 0,40% a 8,00%																																	
C	2,5	cm	Cobrimento - NBR 6118:2014																																	
$\Phi$	5,0	mm	Diâmetro estribo - NBR 6118:2014																																	
$\Phi$	10,0	mm	Diâmetro vergalhão estrutural - NBR 6118:2014																																	
$\lambda$	34,5	<b>PILAR CURTO</b>																																		
OBS: Para voltar para "pilar curto" aumente a menor dimensão do pilar ou diminua o pe-direito estrutural.																																				
																																				

Figura 18 – Planilha Com o Cálculo do pilar 13.  
Fonte: Próprios Autores

A seguir, o cálculo do pilar 16:

$$b_w = 20 \text{ cm}$$

$$N = 154,4 \text{ KN}$$

$$F_{ck} = 25 \text{ MPA}$$

CA. 50

$$c = 2,5 \text{ cm}$$

$$L = 265 \text{ cm}$$

$$\rho = 0,8\%$$

Estribos-  $\varnothing$  5 mm (CA.60)

Vergalhão –  $\varnothing$  10 mm (CA. 50)

Solução:

$$i = 0,288 \times b_w = 0,288 \times 20 = 5,76 \text{ cm}$$

Condição:

$$i > 6,0 \text{ cm}$$

Índice de esbeltes  $\lambda$

$$\lambda = \frac{l_{fe}}{i} = \frac{199}{576} = 0,345 = 34,5 \text{ cm}$$

Condição:

$$\lambda \leq 35,00 \text{ cm} - \text{ pilar curto}$$

$$\lambda \geq 35,00 \text{ cm} - \text{ pilar médio}$$

Cálculo de  $\psi$

$$\psi = 1 + \frac{6}{b_w} = 1 + \frac{6}{20} = 1,30$$

Condição:

$$\psi > 1,10, \text{ então } \psi = \psi$$

$$\psi < 1,10, \text{ então } \psi = 1,10$$

$$\psi = 1,30$$

Cálculo do esforço normal último “Nu”:

$\gamma_{ff} = 1,8$  – menor dimensão < 20 cm

$\gamma_{ff} = 1,4$  – menor dimensão  $\geq 20$  cm

$$N_u = N_d = \gamma \times \psi \times N = 1,4 \times 1,3 \times 154,4 = 281 \text{ kN}$$

Cálculo de Tensão ideal “fid”:

$$f_{id} = 0,85 \times f_{cd} + \rho \times f_{yd} = 0,85 \times 17,86 + 0,008 \times 434,78 = 18,6592 \text{ MPA}$$

Cálculo de “AC”:

$$AC = \frac{N_u \times 10^4}{f_{id}} = \frac{281 \times 10^3 \times 10^4}{18,6592 \times 10^6} = 150,60 \text{ cm}^2$$

Diâmetro mínimo do vergalhão:

$$\varnothing \left\{ \begin{array}{l} \geq 10 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad \geq 10 \text{ mm} \\ < \frac{1}{8} \times b_w = < \frac{1}{8} \times 200 \text{ mm} = 25 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad < 25 \text{ mm} \end{array} \right.$$

Adotado  $\varnothing = 10 \text{ mm}$

Cálculo de “h” do pilar:

$$h = \frac{AC}{b_w} = \frac{150,60}{20} = 7,53 \text{ cm} \cong 20 \text{ cm}$$

Pilar 20/20 = Área = 400 cm<sup>2</sup>

Condição:

$$\text{Área} > 360 \text{ cm}^2 \quad 400 > 360 = \text{Ok}$$

Necessidade de vergalhões intermediários:

$$\text{Nec} \left\{ \begin{array}{l} b > 40 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad b/40 \\ h > 40 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad h/40 \end{array} \right.$$

$b = 20 \text{ cm}$

$h = 20/40 = 0,5 \text{ cm} \quad N_{ce} = 0$

Quantidade mínima de vergalhões permitida:

$$n = 4 + Nec \times 2 = 4 + 0 \times 2 = 4$$

$$n = 4$$

Cálculo de A's necessário:

$$A's = \rho \times AC = 0,008 \times 150,60 = 1,20 \text{ cm}^2$$

$$\text{Adotamos } \varnothing 10 \text{ mm } n \geq 4$$

$$4\varnothing 10 \text{ mm } (3,14 \text{ cm}^2) \text{ (tabela de aço em anexo)}$$

Diâmetro mínimo dos estribos:

$$\chi \geq \begin{cases} 5,0 \text{ mm} & \rightarrow 5,0 \text{ mm} \\ \frac{1}{4} \times \varnothing l = \frac{1}{4} \times 10 & \rightarrow 2,5 \text{ mm} \end{cases}$$

Adotado 5 mm

Afastamento dos estribos:

$$S \leq \begin{cases} 20 \text{ cm} & \rightarrow 20 \text{ cm} \\ bw & \rightarrow 20 \text{ cm} \\ 12\varnothing l - CA.50 \quad 12 \times 1,0 & \rightarrow 12 \text{ cm} \end{cases}$$

Adotado 1C12

Eficiência dos estribos:

$$Efi = 20 \times \chi = 20 \times 0,5 = 10 \text{ cm}$$

$$Dis1 = h - 2 \times c = 20 - 2 \times 2,5 = 15 \text{ cm}$$

$$Dis2 = bw - 2 \times c = 20 - 2 \times 2,5 = 15 \text{ cm}$$

Condição:

$$\frac{Dis2}{2} < Ef = \frac{15}{2} < 10 = 7,5 < 10 \text{ (Não necessita de grampos)}$$

Comprimento de ancoragem a compressão:

- Zona de boa aderência →  $\mu_1 = 1,0$
- CA.50 →  $\mu_2 = 2,25$
- $\phi < 32 \text{ mm}$  →  $\mu_3 = 1,0$

Tensão admissível:

$$F_{ctm} = 0,3 \times (f_{ck})^{2/3} = 0,3 \times (25)^{2/3} = 2,56 \text{ Mpa}$$

$$F_{ctkinf} = 0,7 \times f_{ctm} = 0,7 \times 2,56 = 1,79 \text{ Mpa}$$

$$F_{ctdinf} = \frac{f_{ctkinf}}{1,4} = \frac{1,79}{1,4} = 1,28 \text{ Mpa}$$

Cálculo da tensão de aderência:

$$F_{bd} = \mu_1 \times \mu_2 \times \mu_3 \times F_{ctdinf} = 1,0 \times 2,25 \times 1,0 \times 1,28 = 2,88 \text{ Mpa}$$

Comprimento de ancoragem básico:

$$l'_b = \frac{\phi}{4} \times \frac{f_{yd}}{F_{bd}} = \frac{1,0}{4} \times \frac{434,78}{2,88} = 37,74 \text{ cm}$$

Comprimento de ancoragem necessário:

$$l'_{b\text{ nec}} = l'_b \times \frac{A'_{s\text{ cal}}}{A'_{s\text{ ef}}} = 37,74 \times \frac{1,20}{3,14} = 14,42 \text{ cm} = 15 \text{ cm}$$

Comprimento de ancoragem mínimo:

$$l'_b \text{ min} \geq \begin{cases} 0,3 \times l'_b = 0,3 \times 37,74 & \rightarrow 11,32 \text{ cm} \\ 10\phi = 10 \times 1,0 & \rightarrow 10 \text{ cm} \\ 10 \text{ cm} & \rightarrow 10 \text{ cm} \end{cases}$$

Adotado  $s = 15 \text{ cm}$

A Figura 19 representa a planilha com o cálculo do mesmo pilar calculada acima:


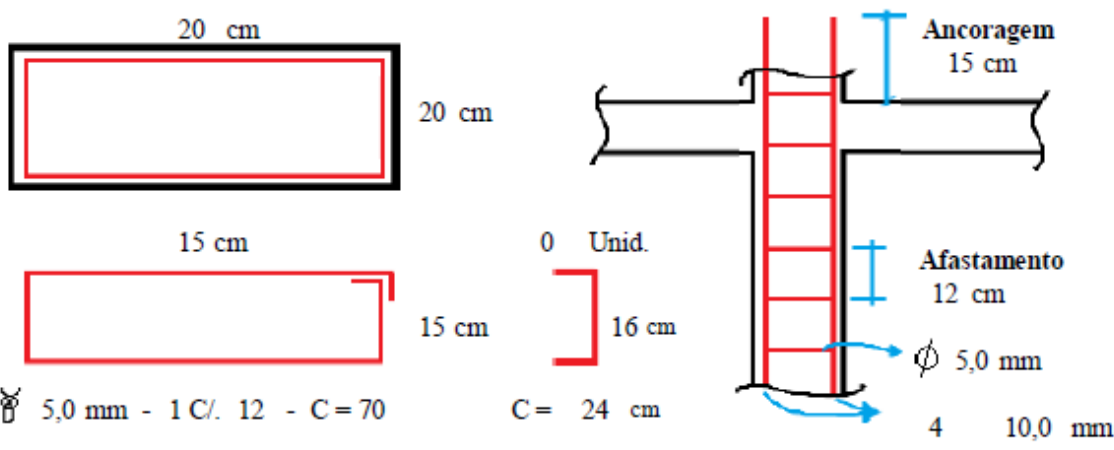
GRUPO 08			
CLIENTE: PROJETO TCC	DATA: _____		
OBRA: PROJETO TCC	Nº PILAR: 16		
<b>Dimensionamento de Pilar - CA - 50 - ou - CA - 60 -</b>			
	Dimensões	VERGALHAO DA ARMADURA DE COMPRESSAO	
	H = 20 cm	Área de armadura	
	bw = 20 cm	As Calculado 1,21 cm <sup>2</sup>	Diâmetro do Vergalhão
		As efet 3,14 cm <sup>2</sup>	COMPATÍVEL
	Números de barras		Área da seção do pilar
	Mínimo 4 und.	400 cm <sup>2</sup>	
	Utilizado 4 und.	COMPATÍVEL	
ESTRIBOS E GANCHOS		ANCORAGEM	
Diâmetro	Afastamento	Aderencia	Vergalhão
COMPATÍVEL	S = 12 cm	Boa x	Liso
		Ma	Entalhado
			Nervurado x
Obs: Marque apenas uma opção de cada.			
DADOS DE ENTRADA			
Fck	25,0 Mpa	Resistencia do concreto	
L	265,0 cm	Comprimento estrutural do pilar. (Piso a superfície da laje)	
N	154,4 kN	Força Normal	
$\rho$	0,8 %	Índice de armadura - Varia de 0,40% a 8,00%	
C	2,5 cm	Cobrimento - NBR 6118:2014	
$\phi$	5,0 mm	Diâmetro estribo - NBR 6118:2014	
$\phi$	10,0 mm	Diâmetro vergalhão estrutural - NBR 6118:2014	
$\lambda$	34,5	PILAR CURTO	
OBS: Para voltar para "pilar curto" aumente a menor dimensão do pilar ou diminua o pe-direito estrutural.			
			

Figura 19 – Planilha Com o Cálculo do pilar 16.

Fonte: Próprios Autores

## 7 CONCLUSÃO

Conclui-se que, com ferramentas de fácil acesso como é o caso do Excel, um profissional qualificado e com conhecimento pleno do assunto, consegue criar a sua própria planilha de cálculo, de modo que o mesmo tenha acesso a todas as informações e todos os coeficientes a serem utilizados, o que facilita a atualização de acordo com a norma.

Foram efetuados os cálculos das estruturas utilizando a planilha e de forma manual, onde conclui-se que a ferramenta é de extrema confiabilidade, não apresentou nenhum resultado errado. Podendo então ser utilizada para auxílio de dimensionamento de estruturas, tornando o trabalho do profissional que a opera mais simples e rápido, podendo facilmente alterar e analisar de forma bem ágil os dados da planilha para verificar qual seria mais viável para o projeto.

## 8 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Projeto de estruturas de concreto**: NBR6118:2014 Rio de Janeiro: ABNT,2014.

\_\_\_\_\_ **Cargas para o cálculo de estruturas de edificações**: NBR 6120:1980 Rio de Janeiro ABNT,1980.

\_\_\_\_\_ **Informação e documentação - Referências – Elaboração**: NBR 6023:2002 Rio de Janeiro ABNT, 2002.

\_\_\_\_\_ **Informação e documentação - Numeração progressiva das seções de um documento escrito – Apresentação**: NBR 6024:2003 Rio de Janeiro ABNT, 2003.

\_\_\_\_\_ **Informação e documentação - Revisão de originais e provas**: NBR 6025:2003 Rio de Janeiro ABNT 2002.

\_\_\_\_\_ **Informação e documentação Sumário – Apresentação**: NBR 6027:2003 Rio de Janeiro ABNT 2003.

\_\_\_\_\_ **Informação e documentação Resumo – Apresentação**: NBR 6028:2003 Rio de Janeiro ABNT 2003.

\_\_\_\_\_ **Abreviação de títulos de periódicos e publicações seriadas**: NBR 6032:1989 Rio de Janeiro ABNT 1989.

BOTELHO, M.H.C.; MARCHETTI, O. **Concreto armado eu te amo**.8.ed. São Paulo. Blucher, 2014.

Estruturas de Concreto I – **Fundamentos do Concreto Armado**. UNESP (Bauru/SP) – Prof. Dr. Paulo Sérgio dos Santos Bastos. 2011.

GUERRIN, A.; LAVAUUR, R. C. **Tratado de concreto armado**, 1 ed. v.3. Rio de Janeiro. Editora Hemus. 2002.

ILDONY H. BELLEI; FERNAND O. PINHO; MAURO O. PINHO. **EDIFÍCIOS DE MÚLTIPLOS ANDARES EM AÇO**. 2 ed. São Paulo. Editora PINI. 2008

LIMA, C. E. L.; ASSIS, E. G.; MARQUES, M. V. O. L.; FARIA, W. C. O. S. **Análise Convencional e Computacional dos Métodos Aplicados ao Dimensionamento Estrutural**, Trabalho de Conclusão de Curso, Fundação Osvaldo Aranha - UniFOA, 2016

LIMA, L. F.; MOREIRA, O. C.; CASTRO, E. F. **Revista Brasileira de Prescrição e Fisiologia do Exercício**, Edição Suplementar 2, São Paulo, v.8, n.47, 2014. ISSN. 1981-9900.

LISERRE, L. **Sistema computacional com geração de dados e visualização de resultados para estrutura de edifícios**. Dissertação (Mestrado), São Carlos, Escola de Engenharia de São Carlos – USP, Departamento de Engenharia de Estruturas, 2003.

LONGO, H.I. **Vigas de edifícios de concreto armado**. Rio de Janeiro, Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2000.

REBELLO, Y. C. P. **A concepção estrutural e a arquitetura**. São Paulo: Zigurate Editora, 2003.

ROCHA, A. M. **Concreto Armado**. 18 ed. V.1. Rio de Janeiro. Editora Nobel. 1982.

ROCHA, A. M. **Curso prático de cálculo de concreto armado**. 8 ed. V.1. Rio de Janeiro. Editora Científica. 1964

LIBÂNIO M. PINHEIRO. **Fundamentos do concreto e projeto de edifícios.** São Carlos, Escola de Engenharia de São Carlos – USP, Departamento de Engenharia de Estruturas, 2007.

[http://wwweducacionalcombr4.cdn.educacional.com.br/imagens/especiais/niemeyer/arranha\\_ceu\\_1.gif](http://wwweducacionalcombr4.cdn.educacional.com.br/imagens/especiais/niemeyer/arranha_ceu_1.gif):. Acesso em dez 2016.

[https://www.google.com.br/url?sa=i&rct=j&q=&esrc=s&source=imgres&cd=&ved=0ahUKEwid9KXlu7vTAhUHjZAKHRJHBBkQjBwIBA&url=http%3A%2F%2Fwww.fazfacil.com.br%2Fwpcontent%2Fuploads%2F2012%2F06%2Fref\\_laje\\_9.gif&psig=AFQjCNHmOedwD54R3MfSa5ti2OyRfFAfow&ust=1493067395503937](https://www.google.com.br/url?sa=i&rct=j&q=&esrc=s&source=imgres&cd=&ved=0ahUKEwid9KXlu7vTAhUHjZAKHRJHBBkQjBwIBA&url=http%3A%2F%2Fwww.fazfacil.com.br%2Fwpcontent%2Fuploads%2F2012%2F06%2Fref_laje_9.gif&psig=AFQjCNHmOedwD54R3MfSa5ti2OyRfFAfow&ust=1493067395503937);. Acesso em fev 2017

[http://3.bp.blogspot.com/leSRc8l9LU4/T0vln\\_0TVGI/AAAAAAAAADbw/bCe\\_qDhUuyo/s1600/3.gif](http://3.bp.blogspot.com/leSRc8l9LU4/T0vln_0TVGI/AAAAAAAAADbw/bCe_qDhUuyo/s1600/3.gif);. Acesso fev 2017

## Anexo I: Valores de Kz e Fsd

Ky	Es%	Kz	Kd	Km	Fsd (Mpa)								
					CA 25	CA 32	CA 40A	CA 40B	CA 50A	CA 50B	CA 60A	CA 60B	
0,020			9,120										
0,040			6,480										
0,060			5,320										
0,080			4,630										
0,100			4,160										
0,120			3,820										
0,140			3,560										
0,160			3,350										
0,180			3,170										
0,200			3,030										
0,207	1,000	0,897	2,980	0,113									
0,210	0,923	0,895	2,960	0,114									
0,220	0,922	0,890	2,900	0,118									
0,230	0,867	0,885	2,840	0,123									
0,240	0,817	0,880	2,790	0,128									522
0,250	0,770	0,875	2,750	0,132									
0,260	0,726	0,870	2,700	0,137						435			
0,270	0,687	0,865	2,660	0,141									
0,280	0,650	0,860	2,620	0,146				348					
0,290	0,616	0,855	2,580	0,150									
0,300	0,583	0,850	2,540	0,154									
0,310	0,553	0,845	2,500	0,159							522		
0,320	0,525	0,840	2,470	0,163									
0,330	0,498	0,835	2,440	0,167									
0,340	0,474	0,830	2,420	0,171					435				
0,350	0,450	0,825	2,390	0,175									522
0,360	0,428	0,820	2,360	0,180			348						515
0,369	0,407	0,816	2,340	0,183						435			509
0,370	0,406	0,815	2,340	0,183						434			507
0,380	0,387	0,810	2,310	0,187		278				429			500
0,390	0,370	0,805	2,290	0,190						424			494
0,400	0,350	0,800	2,270	0,194	217			348		418			486
0,410	0,333	0,795	2,250	0,198				340		412			478
0,420	0,317	0,790	2,220	0,202				336		407			472
0,430	0,301	0,785	2,210	0,205				331		401			464
0,440	0,286	0,780	2,190	0,207				327		395			457
0,450	0,272	0,775	2,170	0,211				324		390			449
0,460	0,259	0,770	2,150	0,215				320		385	522		442
0,470	0,246	0,765	2,140	0,218				315		379	517		434
0,480	0,233	0,760	2,120	0,221				311		373	490		426
0,490	0,221	0,755	2,100	0,224				307		367	464		417
0,500	0,210	0,750	2,090	0,227	217	278	348	303	435	361	441		409

Legenda:

DÚTIL	
SUBARMADA	
SUPERARMADA	

$$As = \frac{Md}{z.fsd}$$

$$d = kd$$

$$\frac{Md}{bw.fck}$$

$$Nu = km.bw.d^2.fck$$

$$y = ky.d$$

$$z = kz.d$$

## Anexo II: Valores de As

CA - 50																									
BITOLA Poleg.	BITOLA (mm)	PESO (kg/m)	ÁREA (CM <sup>2</sup> )																						
			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20			
1/4"	6,3	0,245	0,31	0,62	0,94	1,04	1,25	1,56	1,87	2,08	2,18	2,49	2,81	3,12	3,43	3,74	4,05	4,16	4,36	4,68	4,99	5,30	5,61	5,92	6,23
5/16"	8,0	0,395	0,50	1,01	1,51	1,68	2,01	2,51	3,02	3,35	3,52	4,02	4,52	5,03	5,53	6,03	6,53	6,70	7,04	7,54	8,04	8,55	9,05	9,55	10,05
3/8"	10,0	0,617	0,79	1,57	2,36	2,62	3,14	3,93	4,71	5,24	5,50	6,28	7,07	7,85	8,64	9,42	10,21	10,47	11,00	11,78	12,57	13,35	14,14	14,92	15,71
1/2"	12,5	0,963	1,23	2,45	3,68	4,09	4,91	6,14	7,36	8,18	8,59	9,82	11,04	12,27	13,50	14,73	15,95	16,36	17,18	18,41	19,63	20,86	22,09	23,32	24,54
5/8"	16,0	1,578	2,01	4,02	6,03	6,70	8,04	10,05	12,06	13,40	14,07	16,08	18,10	20,11	22,12	24,13	26,14	26,81	28,15	30,16	32,17	34,18	36,19	38,20	40,21
3/4"	20,0	2,466	3,14	6,28	9,42	10,47	12,57	15,71	18,85	20,94	21,99	25,13	28,27	31,42	34,56	37,70	40,84	41,89	43,98	47,12	50,27	53,41	56,55	59,69	62,83
1"	25,0	3,853	4,91	9,82	14,73	16,36	19,63	24,54	29,45	32,72	34,36	39,27	44,18	49,09	54,00	58,90	63,81	65,45	68,72	73,63	78,54	83,45	88,36	93,27	98,17
1.1/4"	32,0	6,313	8,04	16,08	24,13	26,81	32,17	40,21	48,25	53,62	56,30	64,34	72,38	80,42	88,47	96,51	104,6	107,2	112,6	120,6	128,7	136,7	144,8	152,8	160,8
1.5/8"	40,0	9,865	12,57	25,13	37,70	41,89	50,27	62,83	75,40	83,78	87,96	100,5	113,1	125,7	138,2	150,8	163,4	167,6	175,9	188,5	201,1	213,8	226,2	238,8	251,3
1 0 CADA (cm)			100,0	50,0	33,3	30,0	25,0	20,0	16,7	15,0	14,3	12,5	11,1	10,0	9,1	8,3	7,7	7,5	7,1	6,7	6,3	5,9	5,6	5,3	5,0

CA - 60																									
BITOLA Poleg.	BITOLA (mm)	PESO (kg/m)	ÁREA (CM <sup>2</sup> )																						
			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20			
1/8"	3,4	0,071	0,09	0,18	0,27	0,30	0,36	0,45	0,54	0,61	0,64	0,73	0,82	0,91	1,00	1,09	1,18	1,21	1,27	1,36	1,45	1,54	1,63	1,73	1,82
	4,2	0,109	0,14	0,28	0,42	0,46	0,55	0,69	0,83	0,92	0,97	1,11	1,25	1,39	1,52	1,66	1,80	1,85	1,94	2,08	2,22	2,36	2,49	2,63	2,77
3/16"	5,0	0,154	0,20	0,39	0,59	0,65	0,79	0,98	1,18	1,31	1,37	1,57	1,77	1,96	2,16	2,36	2,55	2,62	2,75	2,95	3,14	3,34	3,53	3,73	3,93
1/4"	6,0	0,222	0,28	0,57	0,85	0,94	1,13	1,41	1,70	1,88	1,98	2,26	2,54	2,83	3,11	3,39	3,68	3,77	3,96	4,24	4,52	4,81	5,09	5,37	5,65
	7,0	0,302	0,38	0,77	1,15	1,28	1,54	1,92	2,31	2,57	2,69	3,08	3,46	3,85	4,23	4,62	5,00	5,13	5,39	5,77	6,16	6,54	6,93	7,31	7,70
5/16"	8,0	0,395	0,50	1,01	1,51	1,68	2,01	2,51	3,02	3,35	3,52	4,02	4,52	5,03	5,53	6,03	6,53	6,70	7,04	7,54	8,04	8,55	9,05	9,55	10,05
3/8"	9,5	0,558	0,71	1,42	2,13	2,36	2,84	3,54	4,25	4,73	4,96	5,67	6,38	7,09	7,80	8,51	9,21	9,45	9,92	10,63	11,34	12,05	12,76	13,47	14,18
1 0 CADA (cm)			100,0	50,0	33,3	30,0	25,0	20,0	16,7	15,0	14,3	12,5	11,1	10,0	9,1	8,3	7,7	7,5	7,1	6,7	6,3	5,9	5,6	5,3	5,0

## Anexo III: Coeficiente para Cálculo das Lajes

PRÉ-DIMENSIONAMENTO: VALORES DE $\psi_2$ E $\psi_3$										
TIPO										TIPO
$\lambda = \frac{\ell_y}{\ell_x}$	$\psi_2$ PARA LAJES ARMADAS EM CRUZ									$\lambda = \frac{\ell_y}{\ell_x}$
1,00	1,50	1,70	1,70	1,80	1,90	1,90	2,00	2,00	2,20	1,00
1,05	1,48	1,67	1,68	1,78	1,86	1,89	1,97	1,98	2,17	1,05
1,10	1,46	1,64	1,67	1,76	1,83	1,88	1,94	1,97	2,15	1,10
1,15	1,44	1,61	1,65	1,74	1,79	1,87	1,91	1,95	2,12	1,15
1,20	1,42	1,58	1,64	1,72	1,76	1,86	1,88	1,94	2,10	1,20
1,25	1,40	1,55	1,62	1,70	1,72	1,85	1,85	1,92	2,07	1,25
1,30	1,38	1,52	1,61	1,68	1,69	1,84	1,82	1,91	2,05	1,30
1,35	1,36	1,49	1,59	1,66	1,65	1,83	1,79	1,89	2,02	1,35
1,40	1,34	1,46	1,58	1,64	1,62	1,82	1,76	1,88	2,00	1,40
1,45	1,32	1,43	1,56	1,62	1,58	1,81	1,73	1,86	1,97	1,45
1,50	1,30	1,40	1,55	1,60	1,55	1,80	1,70	1,85	1,95	1,50
1,55	1,28	1,37	1,53	1,58	1,51	1,79	1,67	1,83	1,92	1,55
1,60	1,26	1,34	1,52	1,56	1,48	1,78	1,64	1,82	1,90	1,60
1,65	1,24	1,31	1,50	1,54	1,44	1,77	1,61	1,80	1,87	1,65
1,70	1,22	1,28	1,49	1,52	1,41	1,76	1,58	1,79	1,85	1,70
1,75	1,20	1,25	1,47	1,50	1,37	1,75	1,55	1,77	1,82	1,75
1,80	1,18	1,22	1,46	1,48	1,34	1,74	1,52	1,76	1,80	1,80
1,85	1,16	1,19	1,44	1,46	1,30	1,73	1,49	1,74	1,77	1,85
1,90	1,14	1,16	1,43	1,44	1,27	1,72	1,46	1,73	1,75	1,90
1,95	1,12	1,13	1,41	1,42	1,23	1,71	1,43	1,71	1,72	1,95
$\geq 2,00$	1,10	1,10	1,40	1,40	1,20	1,70	1,40	1,70	1,70	$\geq 2,00$
$\psi_3$ PARA VIGAS E LAJES										
1,15 (MPa)		VIGAS E LAJES NERVURADAS				LAJES MACIÇAS				
250		25				35				
320		22				33				
400		20				30				
500		17				25				
600		15				20				
$d_{est} = \ell / \psi_2 \cdot \psi_3$ onde $\ell = \ell_x =$ menor vão. $\sigma_{est}$ = tensão na armadura para solicitação de cálculo.										