

Dimensionamento de Superestruturas em Concreto Armado

Emanuel Rodrigues Fortunato¹; Roberto Martins Louzada²; Bruno Lúcio Moura da Silva³; Ronaldo Paulucci de Assis⁴

¹ Graduando em Engenharia Civil. ^{2,3,4} Graduação Engenharia Civil – Faculdade de Ciências Exatas E Tecnológicas, Universidade Iguaçu (UNIG), Av. Abílio Augusto Távora, 2134 – Jardim Nova Era, 26275-580, Nova Iguaçu – RJ

erodriguesfortunato@gmail.com¹; 0161008@professor.unig.edu.br²; 0164046@professor.unig.edu.br³; 01673029@professor.unig.edu.br⁴

Resumo - O uso de softwares de cálculo e análise estrutural é algo que se tornou um padrão inquestionável na engenharia civil, pela agilidade, economia e possibilidades que geram, permitindo que o profissional dedique mais tempo para o estudo das alternativas e inovações no projeto. Em meio a esta evolução tecnológica, a importância do aprendizado dos métodos tradicionais de cálculo é posta em xeque pelos alunos. Porém não se deve confiar totalmente em softwares, os seus resultados devem sempre ser avaliados de forma crítica por profissionais que tenham sensibilidade sobre os cálculos e suas aplicabilidades nas situações reais. Esta sensibilidade e domínio sobre os conceitos é adquirida pelo aprendizado dos métodos tradicionais de análise estrutural e de dimensionamento estrutural. Este trabalho teve o objetivo de demonstrar os procedimentos de cálculo para cada elemento que compõe a superestrutura de um imóvel residencial unifamiliar, respeitando o projeto de arquitetura (que está segundo as preferências do cliente final); expondo algumas das diferentes maneiras de se chegar a resultados corretos pela norma, mas que devem ser avaliados em cada situação, a respeito de seu custo e a melhor eficiência do material. Os procedimentos e cálculos realizados estão embasados na NBR 6118/2014 e em renomadas bibliografias, assim como os carregamentos foram obtidos por meio da NBR 6120/2019.

Palavras-chave: superestrutura, concreto armado, dimensionamento.

Abstract - The use of structural analysis and calculation software is something that has become an unquestionable standard in civil engineering, due to the agility, economy, and possibilities they generate, allowing the professional to dedicate more time to the study of alternatives and innovations in the project. In this technological evolution, the importance of learning traditional methods of calculation is questioned by students. However, software should not be completely trusted, its results must always be critically evaluated by professionals who are sensitive to the calculations and their applicability in real situations. This sensitivity and mastery over the concepts are acquired by learning the traditional methods of structural analysis and structural design. This work aimed to demonstrate the calculation procedures for each element that makes up the superstructure of a single-family residential property, respecting the architectural project (which is according to the preferences of the final customer); exposing some of the different ways to arrive at the correct results by the standard, but which must be evaluated in each situation, regarding their cost and the best efficiency of the material. The procedures and calculations performed are based on NBR 6118/2014 and renowned bibliographies, as well as the loading were obtained through NBR 6120/2019.

Keywords: superstructure, reinforced concrete, dimensioning.

1 Introdução

As estruturas de concreto armado são as mais tradicionais e numerosas no Brasil. Apesar desse sistema construtivo aparentar não ter evoluído ao longo do tempo, mudanças significativas ocorreram na tecnologia de materiais e procedimentos, possibilitando vão cada vez maiores e mais esbeltos, viabilizando projetos arquitetônicos incríveis.

Com a evolução das aplicações e softwares de cálculos, os engenheiros passaram a otimizar melhor seu tempo, podendo se dedicar mais à elaboração de soluções estruturais que favoreçam o custo sem renunciar à segurança. Neste cenário, muitos estudantes passam a questionar a necessidade de aprender os procedimentos de cálculo da teoria das estruturas e dimensionamento estrutural, e qual aplicação prática tais aprendizados teriam. A importância fundamental do método tradicional está em criar uma sensibilidade nos engenheiros à cerca dos cálculos e resultados obtidos pelo software, possibilitando um olhar crítico sobre todo o processo e facilitando o reconhecimento de erros.

Durante o decorrer desse trabalho foram apresentados conhecimentos sobre os métodos tradicionais de dimensionamento estrutural em concreto armado e os conceitos mecânicos dos elementos estruturais, adquiridos no decorrer do curso de engenharia civil. Este trabalho não gira em torno de negar a funcionalidade da tecnologia nos cálculos, mas sim mostrar a base fundamental para compreendê-la. Os estudos apresentados têm base na NBR 6118/2014 e foram desenvolvidos sobre as bases das disciplinas de teoria das estruturas e concreto armado.

2 Área de Estudo

O estudo de caso foi baseado em um terreno localizado no bairro da Luz, em Nova Iguaçu, faz parte do loteamento Pedreira e compreende 8 lotes da quadra "E", sendo os números 01, 02, 03, 04, 05, 06, 31 e 32; tendo saída as ruas Emília Marques, Lauro e Hilton, foi arbitrada como frente o lado sul, e o lado norte possui uma bela vista da cidade.

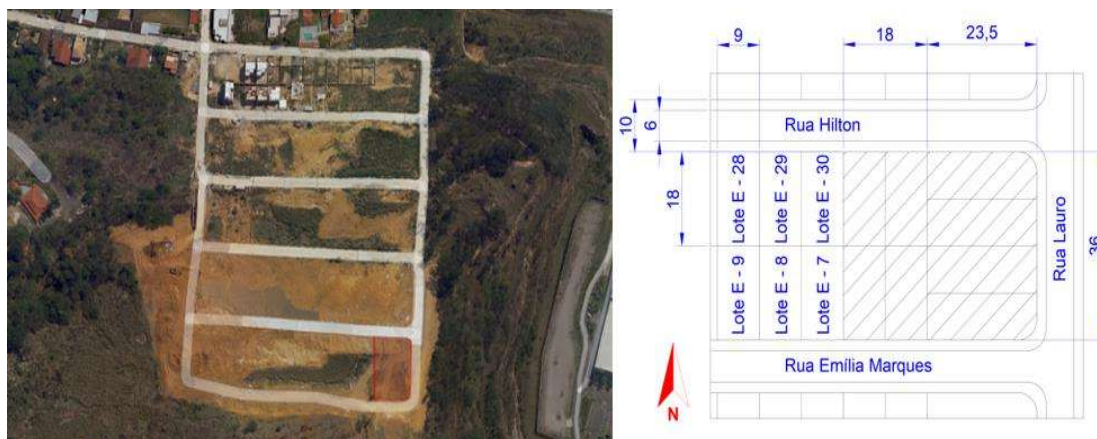


Figura 1: local de estudo Fonte: Google Earth (2022) e elaborado pelo autor (2022)

Lote com frente de 41,5 metros para a rua Emília Marques e 36 metros de profundidade. Como dados do terreno foram adotados: taxa de ocupação de 50%, coeficiente de aproveitamento de 1 e altura máxima da edificação de 15m; terreno plano; elevado 50 cm em relação ao nível da rua; com frente para o sul e fundos com vista para a cidade; solo estável (resistência de 4 MPa), bem compactado. Sistemas de fornecimento de energia, água, internet, telefone, drenagem pluvial e esgoto passando pela frente do terreno. A residência está alocada com afastamentos de 5 metros em relação aos limites frontal e lateral esquerdo, deixando espaço suficiente para uma futura expansão à direita da casa.

3 Objetivos

O objetivo geral deste trabalho é entender a mecânica e os procedimentos de cálculo e dimensionar a superestrutura de um imóvel residencial unifamiliar localizado no bairro da Luz, Nova Iguaçu.

Os objetivos específicos são: entender as forças que atuam em cada elemento que compõe uma superestrutura; avaliar as diferentes relações possíveis entre os elementos estruturais e seus resultados; entender os procedimentos de dimensionamento de cada elemento da superestrutura; dimensionar a superestrutura de um imóvel residencial unifamiliar.

4 Metodologia e Materiais

O trabalho foi realizado a partir das plantas de um imóvel residencial unifamiliar, que foi elaborado para fins de estudo. Partindo principalmente da planta de formas, foi realizada a análise da estrutura em cada ponto, de acordo com os métodos e procedimentos necessários em cada caso, por meio dos conhecimentos adquiridos majoritariamente na disciplina de teoria das estruturas. Os parâmetros de cálculo para estruturas de concreto armado são estabelecidos pela NBR 6118/2014, onde são estabelecidas diretrizes de cada elemento estrutural, de acordo com suas características. Os carregamentos e pesos específicos foram obtidos por meio da NBR 6120/2019, de acordo com as características estabelecidas nas plantas de arquitetura. Grande parte da análise estrutural e procedimentos de cálculo foram estabelecidos por Botelho e Marchetti (2019), inteiramente de acordo com a norma, porém de forma mais simplificada. O procedimento de dimensionamento da laje treliçada é lecionado por Rodrigues (2017), professor do curso Canal da Engenharia; o método utilizado é confirmado por Botelho e Marchetti (2019) ao afirmarem que as lajes são calculadas como vigas.

5 Resultados

5.1 Dimensionamento de lajes

As lajes foram dimensionadas admitindo como características: laje nervurada em um sentido; biapoiadas sem vínculos entre si; treliças TR 12645 e aço CA-60; preenchimento de lajota 12 cm x 30 cm x 20cm com 4,02 kg por unidade; concreto de 25 mPa. Paredes sobre vigas não foram consideradas no cálculo das lajes, enquanto as paredes sobre as lajes tiveram seus carregamentos devidamente considerados. Os procedimentos de cálculo estão de acordo com a NBR 6118/2014, assim como todos os carregamentos não conhecidos estão de acordo com os propostos pela NBR 6120/2019.

Cálculo do peso próprio pela área de influência e armadura mínima

O peso próprio da seção de concreto por metro de vigota é calculado pela área total da seção transversal de concreto, multiplicado pelo peso específico do concreto armado (25 kN/m³, segundo a NBR 6120/2019).

As áreas A1 e A2 são retangulares e foram obtidas por meio da fórmula da área do retângulo (equação 1).

$$A = b \times h \dots\dots\dots \text{Eq (1)}$$

Logo:

$$A1 = 0,06 \times 0,42 = 0,0252 \text{ m}^2 \dots \text{Eq (1)}$$

$$A2 = 0,12 \times 0,03 = 0,0036 \text{ m}^2 \dots \text{Eq (1)}$$

A área de A3 é trapezoidal e foi obtida por meio da fórmula da área do trapézio (equação 2).

$$A = [(B + b) \times h] \div 2 \dots\dots\dots \text{Eq (2)}$$

Logo:

$$A3 = ((0,12 + 0,09) \times h) / 2 = 0,00945 \text{ m}^2 \dots \text{Eq (2)}$$

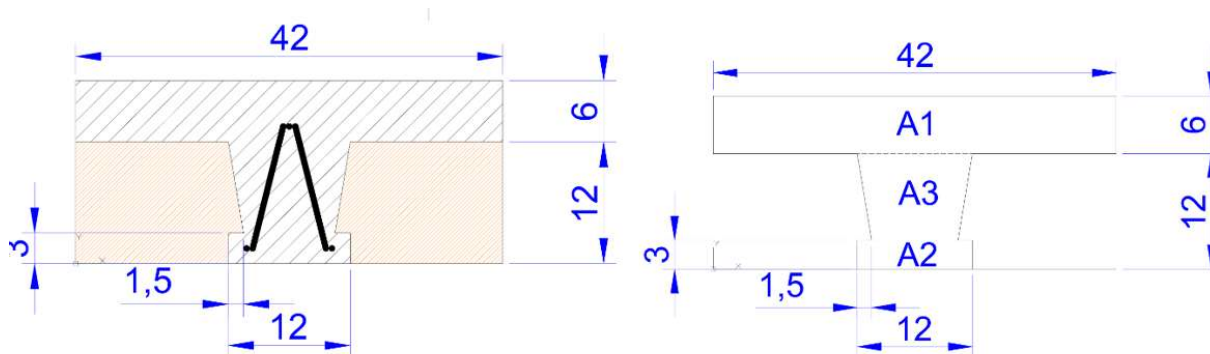


Figura 2: Seção transversal da área de influência Fonte: elaborado pelo autor (2022)

Pelo somatório das áreas encontradas anteriormente, obtivemos um valor de $0,03825 \text{ m}^2$, que multiplicado pelo peso específico do concreto armado (25 kN/m^3) resulta no valor de $0,95625 \text{ kN/m}$. O carregamento das lajotas é definido usando a lógica de que: cada lajota ocupa 20 cm, para preencher um metro linear de laje serão necessárias cinco lajotas. Cada uma pesa 4,02 kgf, logo o total por metro linear é de 20,1 kgf ou $0,201 \text{ kN}$. O peso próprio (PP) por metro de vigota é o somatório dos dois carregamentos encontrados anteriormente, logo $1,15725 \text{ kN/m}$.

A armadura mínima estabelecida pela NBR 6118/2014 é de 0,15 % da seção transversal da vigota. Tendo os valores de $b = 9 \text{ cm}$ e de $h = 18 \text{ cm}$, encontramos uma armadura mínima de 0,0243 para cada vigota. A seção útil da vigota será de $9 \text{ cm} \times 16,5 \text{ cm}$. A treliça adotada (TR 12645) possui duas varas de ferro de 5mm na armadura positiva, totalizando uma área de $0,392 \text{ cm}^2$, logo, esta será adotada como as min.

Laje L3-6

A laje L3 – 6 é a única laje que compõe o terceiro plano de laje, também possui o maior carregamento por metro quadrado, justamente por abrigar a caixa d'água. As cargas aplicadas sobre essa laje são: carregamento de telhado (TL) $0,4 \text{ kN/m}^2$; sobrecarga (SB) da caixa d'água 9 kN/m^2 e peso próprio da laje (PP) $1,15725 \text{ kN/m}^2$. Assim como o peso próprio, os demais carregamentos devem ser adaptados para a área de influência de cada vigota, que possui 42 cm. O somatório das cargas multiplicado pela área de influência foi somado ao peso próprio, gerando o valor do carregamento total (equação 3).

$$q_{total} = q_1 + q_2 + [...] q_n \dots \dots \dots \text{Eq (3)}$$

$$q_{total} = [(9 + 0,4) \times 0,42] + 1,15725 = 5,11 \text{ kN/m} \dots \dots \text{Eq (3)}$$

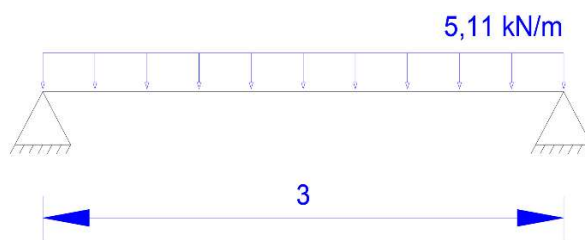


Figura 3: Carregamento Laje L3-6 Fonte: elaborado pelo autor (2022)

Por se tratar de uma viga submetida a um carregamento uniforme distribuído por todo seu comprimento, os cálculos para obtenção dos valores de momento fletor máximo e cortante máxima se tornam bem mais simplificados. O esforço cortante máximo se encontra nos apoios e é obtido por meio da equação 4.

$$V_a = V_b = (q \times L) \div 2 \dots \dots \dots \text{Eq (4)}$$

$$(5,11 \times 3) \div 2 = 7,665 \text{ kN} \dots \text{Eq (4)}$$

O momento fletor máximo se encontra no centro da viga e é obtido por meio da equação (5).

$$M_{\max} = (q \times L^2) \div 8 \dots \dots \dots \text{Eq (5)}$$

$$M_{\max} = (5,11 \times 3^2) \div 8 = 5,749 \text{ kNm} \dots \text{Eq (5)}$$

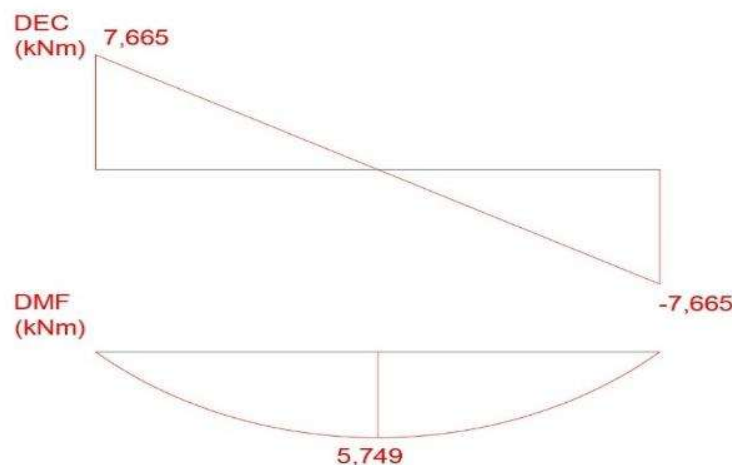


Figura 4: diagramas L3-6 Fonte: elaborado pelo autor (2022)

Com os dados do DMF e DEC em mãos, podemos usar o procedimento de dimensionamento descrito por Botelho e Marchetti (2019), começando pela fórmula do K_6 .

$$K_6 = (10^5 \times b \times d^2) \div M \dots \dots \dots \text{Eq (6)}$$

$$K_6 = (105 \times 0,09 \times 0,165^2) \div 5,749 = 42,62$$

Com o auxílio da tabela 13 do livro de Botelho e Marchetti, entramos com o valor de K_6 na coluna do concreto utilizado (25 mPa) e obtemos o valor de ξ e o valor de K_3 para o aço utilizado (CA 60). Com o valor de ξ calculamos a altura da região comprimida da viga, caso esteja dentro da mesa de concreto (6 cm), podemos dimensionar esta viga como uma seção retangular.

$$\xi = \frac{x}{d} \dots \dots \dots \text{Eq (7)}$$

$$x = 0,31 \times 16,5 = 5,115 \text{ cm}$$

Com este resultado podemos calcular a área de aço (A_s) pela equação (8).

$$A_s = (K_3 \times M) \div (10 \times d) \dots \dots \dots \text{Eq (8)}$$

$$A_s = (0,306 \times 5,749) \div (10 \times 0,165) = 1,066 \text{ cm}^2.$$

Encontrada a área de aço necessária, vemos que a bitola de aço presente na treliça não foi o suficiente, então prescrevemos uma área complementar, por meio da adição de duas varas de 8 mm, resultando em uma área de 1,392 cm².

Os dados de esforços cortantes e momento fletor podem ser obtidos por meio das condições de estabilidade da estrutura (equações 9 e 10), o ponto onde o DEC é zero representa o local onde o momento é máximo e pode ser obtido por semelhança de triângulos (Eq 11).

$$\Sigma F_v = 0 \dots \dots \dots \text{Eq (9)}$$

$$\Sigma M = 0 \dots \dots \dots \text{Eq (10)}$$

$$(c1 \div c2) = (yx \div x) \dots \dots \dots \text{Eq (11)}$$

As áreas de aço, resultante dos cálculos de dimensionamento de cada laje, foram dispostas na tabela 1 onde são classificadas em quatro grupos (A, B, C e D), de acordo com a quantidade e bitola das varas de aço

adotadas. O grupo “A” representa a amadura mínima da treliça, que é composta por duas varas de 5 mm e uma área de 0,392 cm²; o grupo “B” representa a adição de mais uma vara de 5 mm à treliça, gerando uma área de 0,588 cm²; o grupo “C” representa a adição de mais três varas de 5 mm à treliça, gerando uma área de 0,980 cm²; o grupo “D” representa a adição de mais duas varas de 8 mm à treliça, gerando uma área de 1,392 cm².

Pavimento	Laje	Comprimento da Vigota (m)	Área de Aço (cm ²)	Área de Aço Adotada (cm ²)	Grupo
Terceiro	L3-6	3,00	1,066	1,392	D
Segundo	L2-1	4,10	0,772	0,980	C
	L2-3	4,80	1,240	1,392	D
	L2-4	4,90	1,165	1,392	D
	L2-5	4,90	1,165	1,392	D
	L2-6	2,80	0,312	0,392	A
	L2-7	2,00	0,170	0,392	A
	L2-8	3,00	0,397	0,588	B
	L2-9	3,00	0,397	0,588	B
	L2-10	3,30	0,483	0,588	B
	L2-11	3,10	0,424	0,588	B
	L2-12	3,00	0,397	0,588	B
	L2-13	3,10	0,424	0,588	B
Primeiro	L1-a	2,10	0,240	0,392	A
	L1-b	2,00	0,312	0,392	A
	L2	2,10	0,213	0,392	A
	L3-a	2,40	0,280	0,392	A
	L3-b	2,40	0,280	0,392	A
	L4-a	1,00	0,048	0,392	A
	L4-b	1,00	0,048	0,392	A
	L5-a	2,40	0,335	0,392	A
	L5-b	2,40	0,280	0,392	A
	L6	2,80	0,390	0,392	A
	L7	2,00	0,317	0,392	A
	L9	3,00	0,448	0,588	B
	L10	3,30	0,900	0,980	C
	L12	3,00	0,739	0,980	C
	L13	3,10	0,735	0,980	C

Tabela 4: Prescrição de Armadura para Lajes Fonte: Elaborado pelo autor (2022)

Verificação do Cisalhamento

O dimensionamento das lajes foi feito entendendo seu comportamento como vigas dispostas paralelamente, devido a isso verificamos a resistência ao cisalhamento oferecida pela seção de concreto da vigota (VRd1), esta deve ser maior que a força cortante de cálculo na seção (VSd). O procedimento de cálculo utilizado está descrito no item 19.4.1 da NBR 6118:2014. Adaptando a equação para nossas lajes, temos:

$$V_{rd1} = \{0,04592 \times [1,2 + 40 \times (A_s \div 148,5) \times 148,5]\} \dots \dots \dots \text{Eq (12)}$$

Logo, a cortante resistente de cálculo fica dependendo exclusivamente da área de aço que será de fato utilizada na vigota, nos dando 4 possibilidades dentro das nossas lajes. Para cada grupo foi calculado o VSd, com base no maior cortante apresentado no grupo, e o VRd1 com base na área de aço do grupo.

Grupo A temos as = 0,392 cm² e cortante de 3,7 kN na laje L1-b; grupo B temos as = 0,588 cm² e cortante de 3,6 kN na laje L7; grupo C temos as = 0,980 cm² e cortante de 6,06 kN na laje L10; grupo D temos. As = 1,392 cm² e cortante de 7,665 kN na laje L3-6.

Grupo A:

$$V_{Sd} = 3,7 \times 1,4 = 5,2 \text{ kN}$$

$$V_{Rd1} = [0,04592(1,2 + 40 \times 0,392/148,5)148,5] = 8,90 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{Eq (12)}$$

Repetindo os cálculos para todos os grupos, podemos afirmar que nossos tramos resistem aos esforços cortantes solicitados. A armadura de distribuição necessária é prescrita de acordo com uma regra de aço mínima da NBR 6118/2014 que prevê uma área de aço mínima de $0,6 \text{ cm}^2/\text{m}$ no aço CA 50 e CA 60. Com isso, uma tela pop $15\text{cm} \times 15\text{cm}$ com fio de $4,2\text{mm}$ se faz suficiente para cumprir este propósito, visto que possui uma área de $0,92 \text{ cm}^2/\text{m}$.

5.2 Dimensionamento de Vigas

As vigas foram dimensionadas admitindo como características: aço CA-60; concreto de 25 MPa ; dimensões $20\text{cm} \times 40\text{cm}$; cobrimento de 3 cm ; condições de apoio de acordo com cada caso. Paredes sobre vigas foram consideradas no cálculo, enquanto as paredes sobre as lajes tiveram seus carregamentos devidamente considerados no cálculo das mesmas e suas reações foram transmitidas em conjunto. Estabelecemos que os apoios e tramos serão nomeados de acordo com sua posição e em ordem crescente, começando pela frente da casa ou pelo lado esquerdo (de acordo com a necessidade), sendo os apoios nomeados por letras e os tramos por números. Os procedimentos de cálculo estão de acordo com a NBR 6118/2014, assim como todos os carregamentos não conhecidos estão de acordo com os propostos pela NBR 6120/2019.

Viga Contínua V2 – 3 (a, b, c)

Esta viga está localizada no segundo plano de laje, ela suporta parte das cargas das lajes L2-1, L2-3, L2-4 e L2-5 (inclusive o carregamento de telhado), além da carga da meia parede que faz o fechamento em torno do telhado. A reação de cada vigota da laje, dividida pela área de influência da mesma, resulta no carregamento da viga que à suporta.

No carregamento do primeiro tramos temos as reações das lajes L2-1 e L2-3 pelos respectivos apoios A e B. O resultado da soma das duas reações é de $9,403 \text{ kN}$, que ao ser dividido pela área de influência da vigota (42 cm), resulta em um carregamento distribuído de $22,40 \text{ kN/m}$. O peso próprio da viga corresponde às suas medidas ($0,2 \text{ m} \times 0,4\text{m}$) multiplicadas pelo peso específico do concreto armado, o que resulta em uma taxa de carregamento distribuído de $2,0 \text{ kN/m}$, com isso obtivemos o carregamento uniforme de $24,40 \text{ kN/m}$ no tramo 1.

No carregamento do segundo e terceiro tramos temos as reações das lajes L2-4 e L2-5 que possuem carregamentos iguais, com isso os dois tramos estão submetidos à mesma taxa. A reação das vigotas das lajes no apoio é de $5,047 \text{ kN}$ por vigota, que ao ser dividido pela área de influência da vigota (42 cm), resulta em um carregamento distribuído de $12,017 \text{ kN/m}$. O peso próprio da viga corresponde às suas medidas ($0,2 \text{ m} \times 0,4\text{m}$) multiplicadas pelo peso específico do concreto armado, o que resulta em uma taxa de carregamento distribuído de $2,0 \text{ kN/m}$. A carga de parede é obtida multiplicando as suas dimensões pelo seu peso próprio, obtendo uma taxa de carregamento de $2,99 \text{ kN/m}$, para uma parede de $1,3\text{m}$ de altura. Com isso obtivemos o carregamento distribuído de $17,007 \text{ kN/m}$.

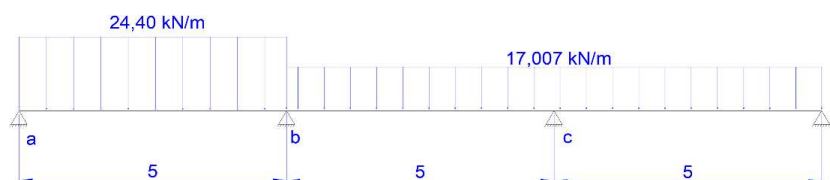


Figura 5: Carregamento Viga V2-3 Fonte: Elaborado pelo autor (2022)

Esta é uma viga contínua, os apoios funcionam como semiengastes, devido a isso não podemos calcular pelas equações de vigas isostáticas, nem pelas equações de vigas hiperestáticas, usamos então o método de Cross, indicado por Botelho e Marchetti. Partimos pelo cálculo do momento de inércia, por meio da equação 13; e logo depois o conceito W em cada tramo, por meio da equação 14.

$$I = (b \times h^3) \div 12 \dots \text{Eq (13)}$$

$$I = (0,2 \times 0,4^3) / 12 = 10,6667 \times 10^{-4} \text{ m}^4 = 106.667 \text{ cm}^4 \dots \text{Eq (13)}$$

$$W1 = W2 = W3$$

$$W = \frac{I}{L} \dots \text{Eq (14)}$$

$$W1 = 106.667 / 500 = 213 \text{ cm}^3 \dots \text{Eq (14)}$$

Devemos assumir a hipótese de que cada apoio intermediário é um engaste para seu tramo, assim podemos usar as equações das vigas hiperestáticas para descobrir os momentos em cada lado desses apoios. Para esta viga precisamos das equações 15 e 16 de acordo com a condição dos apoios do tramo.

$$M = (q \times L^2) \div 8 \dots \text{Eq (15)}$$

$$M = (q \times L^2) \div 12 \dots \text{Eq (16)}$$

Tramo 1:

$$M_b = - (24,40 \times 5^2) / 8 = - 76,25 \text{ kNm} \dots \text{Eq (15)}$$

Tramo 2:

$$M_b = M_c = - (17,007 \times 5^2) / 12 = - 35,43 \text{ kNm} \dots \text{Eq (16)}$$

Tramo 3:

$$M_c = - (17,007 \times 5^2) / 8 = - 53,15 \text{ kNm} \dots \text{Eq (15)}$$

Os apoios b e c apresentaram momentos diferentes nos dois lados, que devem ser equilibrados. Para isso calculamos os quinhões de cada apoio a ser equilibrado em referência aos seus apoios solidários, por meio da equação 13, onde $i = 3$ para onde não há transferência de momento e $i = 4$ para onde há transferência de momento.

$$\beta_{yx} = - (ix \times Wx) / (ix \times Wx + iz \times Wz) \text{ ou } \beta_{yz} = - (iz \times Wz) / (ix \times Wx + iz \times Wz) \dots \text{Eq (17)}$$

$$\beta_{ba} = - (3 \times 213) / (3 \times 213 + 4 \times 213) = - 0,43 \dots \text{Eq (17)}$$

$$\beta_{bc} = - (4 \times 213) / (3 \times 213 + 4 \times 213) = - 0,57 \dots \text{Eq (17)}$$

$$\beta_{cb} = - (4 \times 213) / (3 \times 213 + 4 \times 213) = - 0,57 \dots \text{Eq (17)}$$

$$\beta_{cd} = - (3 \times 213) / (3 \times 213 + 4 \times 213) = - 0,43 \dots \text{Eq (17)}$$

Para fazer o equilíbrio das forças colocamos os momentos gerados pelas cargas em uma tabela, assumindo os momentos positivos no sentido horário. Para fazer o equilíbrio das forças somamos os momentos e distribuímos o resultado de acordo com o valor do respectivo quinhão. O valor que resulta da soma algébrica multiplicada pelo quinhão foi transmitido para os apoios solidários, sendo 50% para engastes e 0% para apoios simples. O processo foi repetido até que valores próximos de 0 fossem transmitidos. O resultado são os momentos em cada apoio, que foram aplicados nos tramos para que fosse possível calcular as reações.

Tramo 1:

$$R_a + R_b = 24,40 \times 5 = 122 \text{ kN} \dots \text{Eq (9)}$$

$$\sum M_b = R_a \times 5 - (122 \times 2,5) + 54,81 \Rightarrow R_a = 50,04 \text{ kN} \dots \text{Eq (10)}$$

$$R_b = 71,96 \text{ kN} \dots \text{Eq (9)}$$

Tramo 2:

$$R_b + R_c = 17,007 \times 5 = 85,04 \text{ kN} \dots \text{Eq (9)}$$

$$\sum M_b = R_c \times 5 + 54,81 - (85,04 \times 2,5) - 39,49 \Rightarrow R_c = 39,46 \text{ kN} \dots \text{Eq (10)}$$

$$R_b = 45,60 \text{ kN} \dots \text{Eq (9)}$$

Tramo 3:

$$R_d + R_c = 17,007 \times 5 = 85,04 \text{ kN} \dots \text{Eq (9)}$$

$$\sum M_c = R_d \times 5 + 39,49 - (85,04 \times 2,5) \Rightarrow R_d = 34,62 \text{ kN} \dots \text{Eq (10)}$$

$$R_c = 50,42 \text{ kN} \dots \text{Eq (9)}$$

Com as reações definidas expressamos o diagrama de esforço cortante.

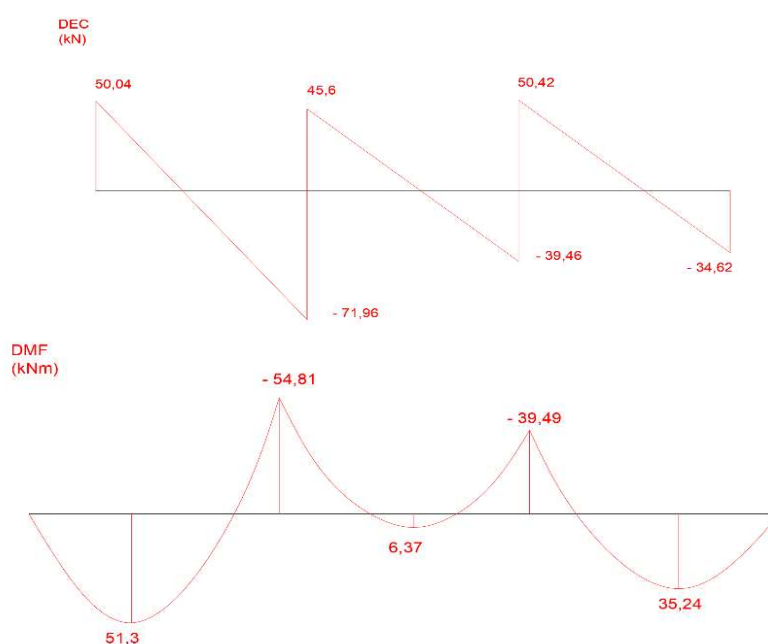


Figura 6: Diagramas Viga V2-3 Fonte: Elaborado pelo autor (2022)

Assumindo que o momento é máximo onde o esforço cortante é zero, encontramos os pontos de momento máximo aplicando semelhança de triângulos nos tramos do diagrama DEC. Dispostos dos pontos onde os momentos são máximos, pudemos calcular os mesmos por meio de uma variação da equação 10, onde somamos os momentos por apenas um dos lados do ponto.

Tramo 1:

$$M_{\max} = (50,04 \times 2,05) - (24,40 \times 2,05 \times 1,025) = 51,3 \text{ kNm} \dots \text{Eq (10)}$$

Tramo 2:

$$M_{\max} = (89,88 \times 2,34) - (17,007 \times 2,34 \times 1,17) - (17,007 \times 5 \times 4,84) + (34,63 \times 7,34) = 6,37 \text{ kNm} \dots \text{Eq (10)}$$

Tramo 3:

$$M_{\max} = (34,62 \times 2,03) - (17,007 \times 1,015 \times 2,03) = 35,24 \text{ kNm} \dots \text{Eq (10)}$$

Tendo os momentos máximos em mão, pudemos traçar o diagrama de momento fletor e calcular a área de aço necessária em cada ponto da viga.

Obtidos os momentos, as áreas de aço foram calculadas da mesma forma que calculamos nas vigas anteriores, encontrando o valor de K6, buscando o K3 referente na tabela 13 do livro de Botelho e Marchetti (2019) e por fim calculando a área de aço.

A área de aço mínima foi definida em 1,20cm², que resultou em 3 varas de 8mm (1,50 cm²). Encontrada a área de aço necessária, fizemos a escolha da bitola de aço e quantidade de varas mais adequadas ao nosso caso, o que resultou em 6 varas com diâmetro de 10 mm (4,80cm²) no tramo 1; em 3 varas com diâmetro de 8 mm (1,50cm²) no tramo 2; em 6 varas com diâmetro de 8 mm (3,00cm²) no tramo 3. Para as armaduras negativas adotamos 6 varas de 10 mm (4,8cm²) para o apoio b; 4 varas de 10 mm (3,6cm²) para o apoio c; para o restante da face negativa foi adotado um porta-estribo de 2 varas com 6,3 mm cada (0,630 cm²). Os transpasse foi adotado o comprimento de 0,50 m, respeitando a mínima regra de 46Ø da maior bitola de aço. Os Resultados obtidos para todas as vigas do imóvel estão dispostos na tabela 2.

Estribos V2-3

O procedimento de cálculo a seguir foi passado por Botelho e Marchetti. Verificamos se a seção de concreto resiste ao cortante de cálculo (Vsd), que é o cortante máximo da viga majorado em 40%. Podemos fazer esta verificação por meio da equação 18 que dever ser maior que a equação 19.

$$Vrd2 = 0,27 \times \alpha_v \times b_w \times d \dots \dots \dots \text{Eq (18)}$$

$$Vsd = Vco + Vsw \dots \dots \dots \text{Eq (19)}$$

$$Vrd2 = 0,27 \times 0,9 \times 0,2 \times 0,37 = 321,09 \text{ kN} \dots \text{Eq (18)}$$

$$Vsd = 71,96 \times 1,4 = 100,74 \text{ kN} < Vrd2 \text{ (ok!)}$$

Por meio do resultado de Vco temos a parte do esforço cortante que será absorvido pela seção de concreto.

$$Vco = 767 \times b_w \times d \dots \dots \dots \text{Eq (20)}$$

$$Vco = 767 \times 0,2 \times 0,37 = 56,76 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{Eq (20)}$$

$$Vsw = 100,74 - 56,76 = 43,98 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{Eq (19)}$$

Com o Vsw encontramos a área de aço necessária por meio da equação 21.

$$As = Vsw / (\alpha_v \times d \times f_{yd}) \dots \dots \dots \text{Eq (21)}$$

$$As = 43,98 / (0,9 \times 0,37 \times 52,17) = 2,53 \text{ cm}^2/\text{m} \dots \dots \text{Eq (18)}$$

Considerando que este resultado é maior que a área mínima de 2 cm²/m, prescrevemos estribos de 5 mm de diâmetro, espaçados em 15 cm, o que resulta em uma área de 2,67 cm²/m.

Viga	Tramo (Tr) ou Apoio (M)										
	Aço Prescrito (x Ø y mm)										
	M _a	Tr ₁	M _b	Tr ₂	M _c	Tr ₃	M _d	Tr ₄	M _e	Tr ₅	M _f
V1	2Ø6,3	3Ø12,5	2Ø6,3	-	-	-	-	-	-	-	-
V2-a	2Ø6,3	6Ø10	2Ø6,3	-	-	-	-	-	-	-	-
V2-b	2Ø6,3	3Ø10	2Ø6,3	-	-	-	-	-	-	-	-
V3	2Ø6,3	6Ø10	3Ø12,5	3Ø8	3Ø12,5	6Ø10	2Ø6,3	-	-	-	-
V4	2Ø6,3	4Ø8	2Ø6,3	-	-	-	-	-	-	-	-
V5-a	2Ø6,3	5Ø10	2Ø6,3	-	-	-	-	-	-	-	-
V5-b	2Ø6,3	5Ø10	2Ø6,3	-	-	-	-	-	-	-	-
V6	2Ø6,3	4Ø8	2Ø6,3	-	-	-	-	-	-	-	-
V7	2Ø6,3	3Ø8	3Ø8	3Ø8	3Ø8	3Ø8	6Ø8	6Ø8	2Ø6,3	-	-
V8	3Ø8	3Ø8	3Ø8	3Ø8	3Ø8	-	-	-	-	-	-
V9-b	2Ø6,3	5Ø10	2Ø6,3	-	-	-	-	-	-	-	-
V10	2Ø6,3	3Ø8	2Ø6,3	-	-	-	-	-	-	-	-
V11-a	2Ø6,3	3,84	2Ø6,3	-	-	-	-	-	-	-	-
V11-c	2Ø6,3	4Ø16	2Ø6,3	-	-	-	-	-	-	-	-
V12	2Ø6,3	3Ø12,5	2Ø6,3	-	-	-	-	-	-	-	-
V13	2Ø6,3	3Ø8	4Ø8	3Ø8	4Ø8	6Ø8	5Ø12,5	6Ø10	2Ø6,3	-	-
V14	2Ø6,3	4Ø8	2Ø6,3	-	-	-	-	-	-	-	-
V15	2Ø6,3	3Ø8	3Ø12,5	3Ø8	3Ø12,5	3Ø12,5	5Ø12,5	6Ø8	2Ø6,3	-	-
V16	2Ø6,3	3Ø8	3Ø8	3Ø8	5Ø10	3Ø8	5Ø10	6Ø10	6Ø10	3Ø8	6Ø10
V17	2Ø8	3Ø8	2Ø8	3Ø8	6Ø8	3Ø8	6Ø8	3Ø12,5	6Ø8	3Ø8	6Ø8
V2-1	2Ø6,3	3Ø12,5	2Ø6,3	-	-	-	-	-	-	-	-
V2-3	2Ø6,3	6Ø10	6Ø10	3Ø8	4Ø10	6Ø8	2Ø6,3	-	-	-	-
V2-7	2Ø6,3	3Ø8	2Ø12,5	3Ø8	2Ø12,5	3Ø10	4Ø12,5	6Ø8	2Ø6,3	-	-
V2-8	2Ø6,3	3Ø8	4Ø6,3	3Ø8	2Ø6,3	-	-	-	-	-	-
V2-9	2Ø6,3	3Ø10	6Ø10	6Ø8	2Ø6,3	-	-	-	-	-	-
V2-11	2Ø6,3	4Ø8	3Ø10	3Ø8	6Ø8	6Ø8	2Ø6,3	-	-	-	-
V2-12	2Ø6,3	4Ø10	2Ø6,3	-	-	-	-	-	-	-	-
V2-13	2Ø6,3	3Ø8	3Ø8	3Ø8	3Ø8	3Ø8	4Ø8	3Ø8	2Ø6,3	-	-
V2-14	2Ø6,3	3Ø8	2Ø6,3	-	-	-	-	-	-	-	-
V2-15	2Ø6,3	3Ø8	4Ø8	3Ø8	4Ø8	2Ø10	3Ø10	3Ø8	2Ø6,3	-	-
V2-16	2Ø6,3	3Ø8	3Ø6,3	3Ø8	3Ø10	3Ø8	3Ø10	3Ø10	2Ø6,3	-	-
V2-17	2Ø6,3	3Ø8	2Ø8	3Ø8	2Ø8	3Ø8	4Ø8	4Ø8	2Ø6,3	-	-
V3-5a	2Ø6,3	4Ø8	2Ø6,3	-	-	-	-	-	-	-	-
V3-6a	2Ø6,3	4Ø8	2Ø6,3	-	-	-	-	-	-	-	-
V3-10	2Ø6,3	3Ø8	2Ø6,3	-	-	-	-	-	-	-	-
V3-11	2Ø6,3	3Ø8	2Ø6,3	-	-	-	-	-	-	-	-

Obs.: anotação do aço em vermelho representa que este material nobre está na face negativa da viga.

Tabela 5: Prescrição de Armaduras Fonte: Elaborada pelo autor (2022)

5.3 Dimensionamento de Pilares.

Pilar P6

O pilar P6 é um dos pilares centrais da casa, localizado no primeiro andar, e está submetido ao maior carregamento dentre todos os pilares. Recebe cargas do pilar imediatamente acima, duas vigas contínuas que passam por ele, além de seu peso próprio. A carga total é de 430 kN que majorada em 40% (Nd) se torna 602 kN. O procedimento de cálculo é baseado na NBR 6118 e prescrito por Botelho e Marchetti. A altura equivalente do pilar (L) é de 3,00 metros, a seção transversal é de 0,2 m (no eixo x) por 0,4 m (no eixo y), concreto de 25 mPa (fcd = 17,85 mPa) e aço CA 50. Começamos pelo cálculo do índice de esbeltez nos dois eixos por meio da equação 22. O pilar é semi-esbelto em y e não esbelto em x.

$$\lambda = 3,46 \times (L / h) \dots\dots\dots \text{Eq (22)}$$

Cálculo do momento mínimo (equação 23)

$$M1d, \min = [0,015 + (0,03 \times h)] \times Nd \dots\dots\dots \text{Eq (23)}$$

$$M1xd, \min = [0,015 + (0,03 \times 0,4)] \times 602 = 16,3 \text{ kNm} \dots \text{Eq (23)}$$

$$M1yd, \min = [0,015 + (0,03 \times 0,2)] \times 602 = 12,64 \text{ kNm} \dots \text{Eq (23)}$$

Cálculo do Índice de resistência (equação 24)

$$v = Nd / (Ac \times fcd) \dots\dots\dots \text{Eq (24)}$$

$$v = 602 / (0,08 \times 17850) = 0,42 \dots \text{Eq (24)}$$

Como o pilar é semi-esbelto em relação ao eixo y, calculamos os momentos de segunda ordem por meio da equação 26.

$$(1 / r-y)_{\max} = 0,005 / [(1 \leq v + 0,5) \times h] \dots\dots\dots \text{Eq (25)}$$

$$(1 / r-y)_{\max} = 0,005 / [(1 \leq v + 0,5) \times h] \dots\dots\dots \text{Eq (26)}$$

$$(1 / r-y)_{\max} = 0,005 / [(1 \leq 0,41 + 0,5) \times 0,2] = 0,025 \dots \text{Eq (25)}$$

$$M2yd = 602 \times (3^2 / 10) \times 0,025 = 13,55 \dots\dots\dots \text{Eq (26)}$$

Calculamos as armaduras por meio das equações 24, 27 e 28 em associação com o ábaco do livro de Botelho e Marchetti (2019). No caso do eixo y somamos M1yd, min + M2yd, enquanto em x somente M1xd, min atua.

$$\mu = M / (Ac \times h \times fcd) \dots\dots\dots \text{Eq (27)}$$

$$\mu_x = 16,3 / (0,08 \times 0,4 \times 17850) = 0,029 \dots \text{Eq 27}$$

$$\rho = 0,4 \%$$

$$\mu_y = 26,19 / (0,08 \times 0,2 \times 17850) = 0,09 \dots \text{Eq 27}$$

$$\rho = 0,4 \%$$

$$As = Ac \times \rho \dots\dots\dots \text{Eq (28)}$$

$$As = 800 \times 0,4 \% = 3,2 \text{ cm}^2$$

Obtivemos como resultado uma armadura mínima que corresponde a 0,4% da área de concreto, o foram prescritas 4 varas de 10 mm, uma em cada extremidade.

Como resultado de todos os pilares da casa, obtivemos a armadura mínima de 4Ø10mm, exceto nos pilares P3 e P4. O pilar P4 está submetido a esforços menores que o pilar P3, porém, por motivos de segurança e de equilíbrio prescrevemos a mesma armadura de 12Ø12,5 mm para ambos. Estribos simples com Ø 5 mm espaçados em 12 cm serão suficientes para todos os pilares, respeitando as especificações da NBR 6118/2014.

6 Conclusão

Conclui-se que o objetivo inicial de compreender a mecânica estrutural e os procedimentos de cálculo foi atingido, por meio do dimensionamento de lajes, vigas e pilares, utilizando conceitos mecânicos variados para obter uma boa relação de armaduras, sem tornar os cálculos extremamente complexos. Utilizando formas de calcular diferentes em vários elementos, mostrando as possibilidades dos cálculos isostáticos (mais simples e seguros) e hiperestáticos (mais complexos e econômicos) que geram muitas possibilidades para os engenheiros. Foi demonstrado a importância da interdisciplinaridade do curso, unido principalmente os conceitos de teoria das estruturas, os princípios da matemática para resolução dos cálculos e os procedimentos de cálculo das disciplinas de concreto armado. Este trabalho demonstrou que com o método de cálculo tradicional é possível viabilizar a superestrutura de um imóvel residencial atualmente, porém demandando uma quantidade de tempo bem maior do que seria necessário para o desenvolvimento por meio de software. Ressaltando que todos os procedimentos

de cálculo e carregamentos estão de acordo com a NBR 6118/2014 e NBR 6120/2019 respectivamente. Estima-se que este trabalho seja utilizado como base para o desenvolvimento de outros estudos, assim como sirva de ajuda para a formação de futuros colegas de profissão.

7 Referências Bibliográficas

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento, Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6120: Ações para o cálculo de estruturas de edificações, Rio de Janeiro, 2019.

BOTELHO, M. H. C.; MARCHETTI, O., Concreto armado eu te amo, vol. 1, 10ª Edição, Blucher, São Paulo, 2019.

RODRIGUES, F, Dimensionamento de laje treliçada!, O Canal da Engenharia, 2017, disponível em: <https://www.youtube.com/watch?v=EIM9Z_NJJ7A>. Acesso em 25 de outubro 2021.