Comparativo de estruturas de concreto armado e de aço: estudo de caso

ARTIGO ORIGINAL

MOURA, Tiago Rodrigues Coelho de [1]

MOURA, Tiago Rodrigues Coelho de. **Comparativo de estruturas de concreto armado e de aço: estudo de caso.** Revista Científica Multidisciplinar Núcleo do Conhecimento. Ano 04, Ed. 04, Vol. 04, pp. 24-42. Abril de 2019. ISSN: 2448-0959.

RESUMO

No Brasil, as estruturas mais usadas são compostas por concreto armado ou perfis de aço, sendo esse último bem comum em Shopping Center. Em função disso, para a escolha mais adequada a um projeto, é importante a comparação dessas estruturas em vários aspectos. Analisar as vantagens e desvantagens de um sistema de estruturas ajuda a compreendê-las melhor, pois a construção civil passa por grandes evoluções e renovações. Esse artigo é uma síntese do Trabalho de Conclusão de Curso apresentado por Moura (2018), na UNIEURO, Brasília-DF. Para isso, o estudo consistiu-se na análise comparativa de estrutura de concreto armado e de aço do projeto de um edifício comercial. As normas principais para esses sistemas estruturais são a NBR 6118 (ABNT, 2014) e a NBR 8800 (ABNT, 2008), respectivamente, para concreto armado e perfis de aço. Para obtenção das dimensões geométricas, foi feito o pré-dimensionamento, de forma analítica, usando as fórmulas e procedimentos expostos nas bibliografias consagradas. A análise estrutural foi feita por meio do software SAP2000 e Microsoft Excel. As verificações necessárias da estrutura foram realizadas conforme as exigências das normas supracitadas. As dimensões da fundação foram obtidas analiticamente com o uso do Microsoft Excel. Ao final, comparou-se os resultados de peso e influência nos elementos de fundação. Ficou evidente que o aço tem uma excelente vantagem que o concreto armado no quesito peso.

Palavras-Chave: Concreto, Aço, Estrutural, Peso, Fundação.

INTRODUÇÃO

Uma análise comparativa entre os sistemas estruturais de um projeto é de extrema importância para

conhecer suas variáveis, como peso, dimensões dos elementos estruturais, fundação, custo e outros. Este artigo científico é uma síntese do Trabalho de Conclusão de Curso (TCC), "Análise Comparativa de Estruturas de Concreto Armado e de Aço", Moura (2018), apresentado na UNIEURO de Águas Claras - DF. Os parâmetros analisados neste projeto foram o peso da estrutura e a dimensão da fundação rasa para cada sistema estrutural; concreto armado e aço. Essas análises nos dão um melhor entendimento da estrutura para melhor aplicá-las a um projeto.

Para o dimensionamento dos elementos foram usados os métodos apresentados em livros, normas ABNT e com o auxílio dos Softwares SAP2000 e Excel. Ainda, com base nessas normas, foram feitas as verificações necessárias dos elementos da estrutura.

É de senso comum definir as estruturas de aço como menos pesadas que as de concreto armado. Para isso, este artigo apresenta, de maneira mensurada, a diferença de cada tipo de estrutura para um projeto no quesito peso.

DESENVOLVIMENTO

CONSIDERAÇÕES TEÓRICAS DE CÁLCULO

Em obras definitivas, são necessários sistemas construtivos com muita resistência e durabilidade. O concreto armado e o aço (perfis metálicos) são os sistemas estruturais mais importantes na construção civil atual, sendo o primeiro o mais usado no mundo de acordo com Porto e Fernandes (2015).

Para realizar o dimensionamento de qualquer estrutura, antes, é necessário estabelecer as ações (forças na edificação) e suas combinações de acordo com as normas ABNT; para concreto armado aplica-se a NBR 6118 (ABNT, 2014) e para o aço, a NBR 8800 (ABNT, 2008). Na definição das cargas mínimas e acidentais, devem-se observar os dados expostos nas tabelas da NBR 6120 (ABNT, 1980).

No pré-dimensionamento e no dimensionamento, propriamente dito, faz-se o uso das metodologias estabelecidas nas literaturas consagradas no meio acadêmico, como por exemplo; Araújo (2010), Porto e Fernandes (2015), Pfeil e Pfeil (2000), além dos Softwares necessários.

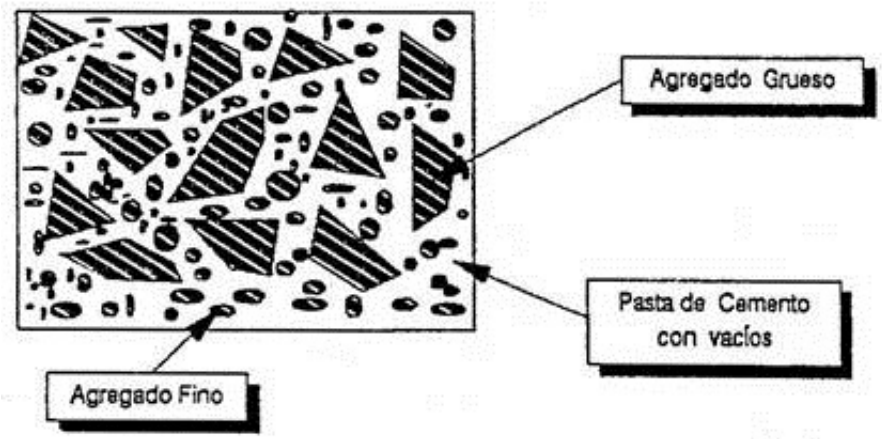
As normas supracitadas também estabelecem que deva ser feitos algumas verificações nos elementos estruturais a fim de garantir sua resistência com certa margem de segurança. Essas verificações são feitas para os estados limites da estrutura; estado limite de serviço (ELS) e estado limite último (ELU). São exemplos dessas verificações: a força cortante mínimo, o momento fletor mínimo, o estádio dos elementos a flexão, a flambagem dos perfis metálicos, deslocamentos e outras.

O CONCRETO ARMADO

O concreto armado é a junção do concreto simples – agregado graúdo, agregado miúdo, cimento e água – com a armadura de aço. Essa junção de elementos melhora o desempenho das peças estruturais, tendo em vista que o concreto possui baixa resistência à tração. Na ausência de ensaio a tração do concreto, a NBR 6118 (ABNT, 2014), no seu item 8.2.5, estabelece que possa ser estimada a resistência à tração média em função da resistência característica do concreto (f_{ck}). O f_{ck} é definido inicialmente em função da classe de agressividade ambiental. A figura 1 expõe um esquema básico de concreto simples, onde a pasta de

cimento é a combinação de cimento e água.

Figura 1 – Esquema do concreto.



Fonte: civilgeeks.com

Para determinar o peso de qualquer elemento, primeiro, deve-se conhecer o valor de sua massa específica (?) e seu volume. No caso do concreto armado, não havendo possibilidade de ensaio, a NBR 6118 (ABNT, 2014) define o valor da massa específica em 2500 kg/m³.

Conhecer as constantes físicas do concreto armado é necessário para o dimensionamento. O módulo de elasticidade é uma dessas constantes e a NBR 6118 (ABNT, 2014), no item 8.2.8, estabelece o procedimento para calcular seu valor aproximado.

O AÇO ESTRUTURAL

O aço para estruturas metálicas pode ser moldado em perfis laminados ou soldados, variando de acordo com cada projeto. A tensão de escoamento do aço (f_{yk}) é uma propriedade que indica a resistência característica a tração e compressão. Com base no valor dessa propriedade, faz-se o dimensionamento dos elementos estruturais, sendo que a mensuração da mesma, normalmente, é feita pelo fabricante.

As estruturas feitas com perfis metálicos possuem diversas variáveis que se dever levar em consideração em função do material constituinte, nesse caso, o aço. Segundo Frantz (2011), as vantagens do aço são;

- Alta resistência à tração, compressão e flexão;

- Elevada margem de segurança no trabalho;

- Não são fabricadas in loco, as peças chegam prontas no canteiro de obra;

- Possibilidade de desmontar as estruturas

- Material 100% reciclável.

e as principais desvantagens são;

- Corrosão, quando exposta aos intemperismo;

- Perda das propriedades de resistência, quando exposta ao fogo.

Semelhantemente ao descrito para o concreto armado, as propriedades mecânicas e físicas do aço estrutural é necessária para o correto dimensionamento e verificações. A NBR 8800 (ABNT, 2008) estabelece os seguintes valores para as propriedades mais usadas nos cálculos estruturais.

QUADRO 1 – PROPRIEDADES MECÂNICAS DO AÇO

Módulo de elasticidade	E = 200.000 MPa
Coeficiente de Poisson	v = 0,3
Coeficiente de dilatação térmica	$\beta = 12 \times 10^{-6}\ ^{o}C^{-1}$
Massa específica	$\rho_a = 7850\ Kg/m^3$
Modulo de elasticidade transversal	G = 77.000 MPa

Fonte: Moura (2018).

Em condições normais de temperatura, de acordo com Pfeil e Pfeil (2000), as características físicas do aço são:

- *Ductibilidade*: é a capacidade de se deformar quando submetido às ações das cargas;

- *Fragilidade*: é o oposto de dúctil; o material se rompe com pouca deformação;

- *Resiliência* e *Tenacidade*: é capacidade que o material tem em absorver energia mecânica;

- *Dureza*: é a resistência ao risco ou abrasão;

- *Fadiga*: é a resistência à ruptura, quando submetido à esforços repetitivos;

- *Elasticidade*: é a capacidade de deformação antes de escoar, obedece à lei de Hooke.

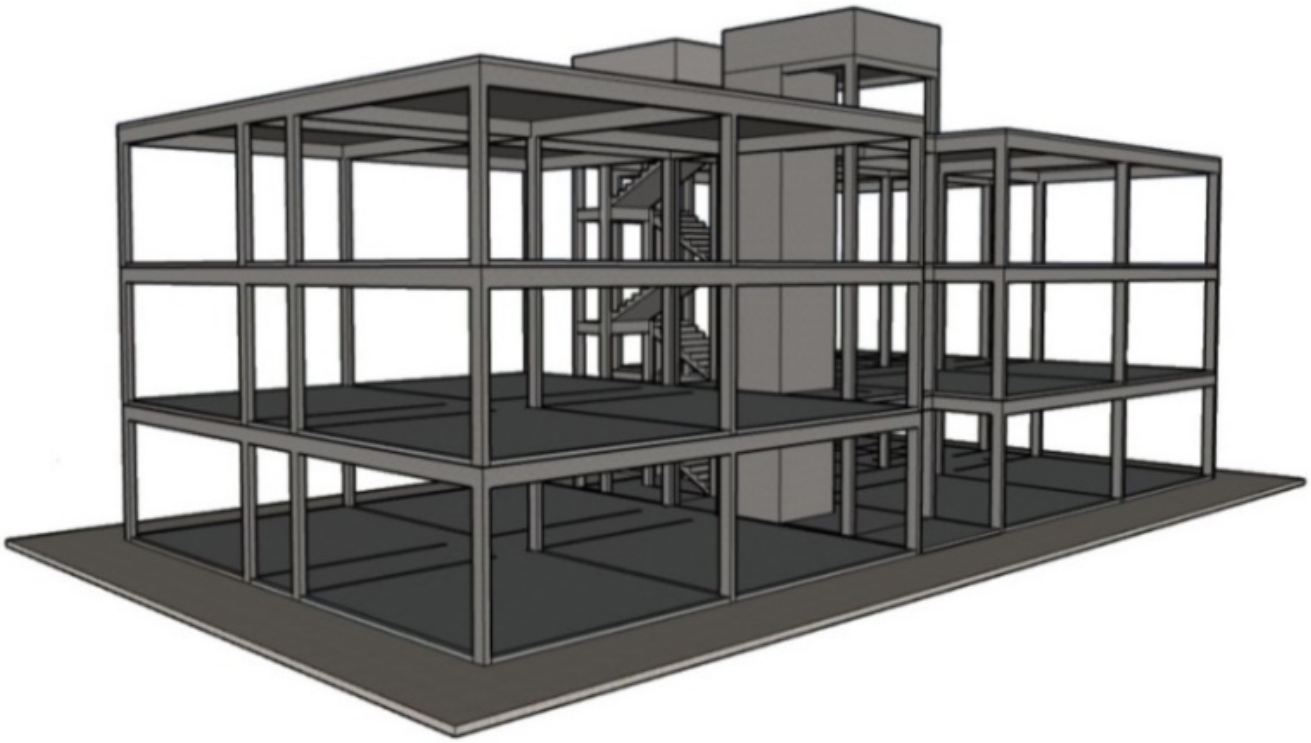
O aço usado para dimensionamento desse projeto foi o CA-50, esse aço possui resistência característica ao escoamento (f_{yk}) em torno de 50 kN/cm^2 e sua massa especifica é de 7.850 kg/m^3. Na determinação da resistência de cálculo (f_{yd}), o coeficiente de ponderação ($?_s$) é de 1,15, conforme NBR 6118 (ABNT, 2014).

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{50\ kN/cm^2}{1{,}15} = 43{,}5\ kN/cm^2$$

ESTRUTURA EM PÓRTICOS

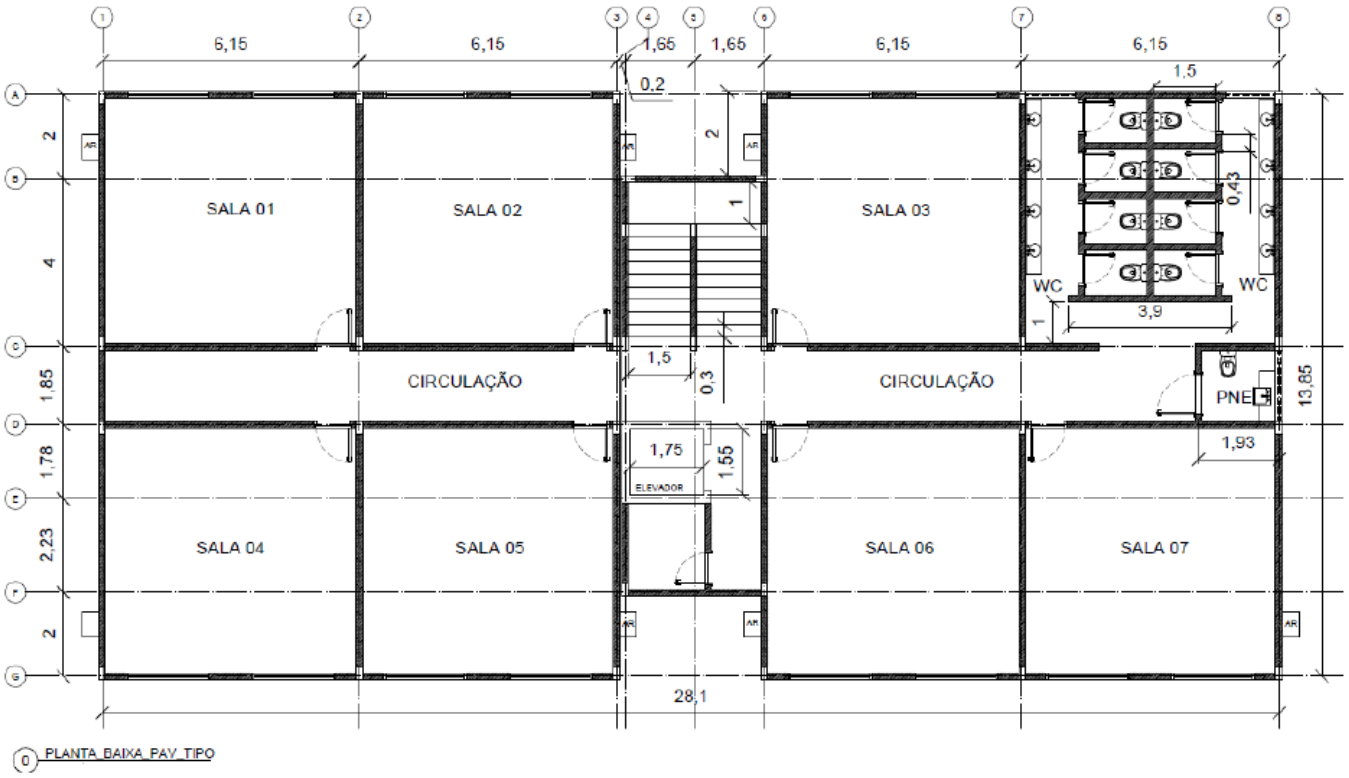
As estruturas em pórticos são mais estáveis. Essa estrutura é reticulada – estruturas formadas por barras – em virtude disso, a análise foi feita em cada pórtico. A figura 2 representa a vista em perspectiva da estrutura do projeto objeto de estudo e a figura 3 é a planta baixa. O projeto é um edifício com três pavimentos para uso de salas comerciais.

Figura 2 – Esquema estrutural



Fonte: Moura (2018).

Figura 3 – Planta baixa



Fonte: Moura (2018).

CONSIDERAÇÕES DE PROJETO

Para esse projeto, foram feitas as seguintes considerações a fim de obter o peso próprio da edificação:

- Vedação: blocos cerâmicos com espessura de 9 cm e peso específico de 13 kN/m³;

- Revestido: argamassa (cal, cimento e areia) com espessura de 2,5 cm de ambos os lados e peso específicos de 19 kN/m³;

- Cobertura: telhas metálicas com isolamento térmico com peso de 4,6 kg/m^2;

- Contrapiso: argamassa (cimento e areia) com espessura de 2,5 cm e peso específico de 21 kN/m³;

- Piso: vinílico em manta de 3 mm e peso de 3,315 kg/m^2;

- Forro: carga de 0,5 kN/m^2 conforme tabela 2 da NBR 6120 (ABNT, 1980).

LAJES

Para ambos os sistemas estruturais, concreto armado e aço, foi usado a laje do tipo maciça. No cálculo dessas lajes, foram utilizadas as cargas acidentais mínimas, conforme a NBR 6120 (ABNT, 1980), e as cargas permanentes conforme considerações de projeto e pré-dimensionamento das mesmas. Após a obtenção dessas cargas, foi feita a combinação para os estados limites: ELS e ELU.

O pré-dimensionamento é necessário para se obter uma dimensão próxima do ideal para, só então, verificá-la. Nas lajes desse projeto, o resultado da altura de cada laje, peso próprio, sobrecarga (paredes, piso, etc.), carga permanente, carga acidental e combinações estão expostos na tabela 1. O coeficiente desfavorável de combinações das ações é de 1,4 conforme a NBR 6118 (ABNT, 2014).

Tabela 1 – Altura e carga nas lajes

Laje	h cm	Peso próprio kN/m²	Sobrecarga kN/m²	Carga perm. kN/m²	Carga acid. kN/m²	Comb. ELS kN/m²	Comb. ELU kN/m²
Salas	**12,0**	3,00	1,01	4,01	2,00	**6,01**	**8,41**
Banheiros	**13,0**	3,25	5,93	9,18	2,00	**11,18**	**15,65**
Corredores	**8,0**	2,00	1,01	3,01	3,00	**6,01**	**8,41**
PNE	**8,0**	2,00	1,96	3,96	3,00	**6,96**	**9,74**

Fonte: Moura (2018) adaptado

Com base nos dados apresentados na tabela acima, foi calculado os momentos fletores com uso das tabelas de Czerny, posição da linha neutra (LN) e a flecha. Além disso, foi verificado o momento mínimo, estádio (x/d ? 0,45) e a flecha limite.

Conforme os cálculos apresentados por Moura (2018), os momentos mínimos são 284,5 kN.cm, 640,1 kN.cm e 751,3 kN.cm, respectivamente, para as lajes de altura igual a 8,0 cm, 12,0 cm e 13,0 cm. Com isso, a tabela 2 dispõe dos momentos considerados em cada laje e altura útil, sendo o cobrimento do aço de 2,5 cm para classe de agressividade ambiental II. Para a laje sob o PNE, adotou-se, também, o momento mínimo, com isso, basta adotar os resultados das lajes dos corredores.

Tabela 2 – Momentos nas lajes em kN.CM e altura útil

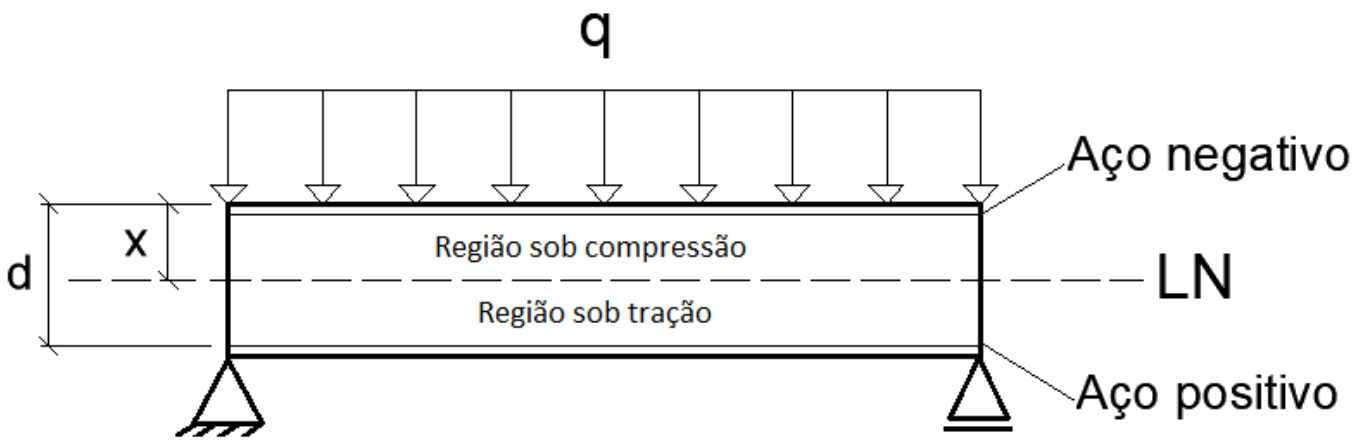
Laje	Momentos positivos		Momentos negativos		h útil (d)
	em x	em y	em x	em y	cm
Salas	796,9	738,5	2210,2	2194,2	9,5
Banheiros	1482,6	1374,1	4112,2	4082,4	10,5
Corredores	284,5	284,5	284,5	-	5,5

Fonte: Moura (2018) adaptado

A determinação da linha neutra é necessária para conhecer o estádio em que o elemento de concreto armado, trabalhando a flexão, está submetido. A figura 4 mostra, de forma esquemática, a posição da linha neutra em um elemento estrutural sob esforço de flexão. Na tabela 3 constam os resultados obtidos

no dimensionamento deste projeto.

Figura 4 – Esquema da posição da linha neutra



Fonte: Moura (2018)

TABELA 3 – Posição da linha neutra e verificação

Laje	LN momentos [+]						LN momentos [-]					
	em x			em y			em x			em y		
	X [cm]	X/d	Verif.	X [cm]	X/d	Verif.	X [cm]	X/d	Verif.	X [cm]	X/d	Verif.
Salas	**0,712**	0,075	Passa!	**0,658**	0,069	Passa!	**2,102**	0,221	Passa!	**2,085**	0,219	Passa!
Banheiros	**1,219**	0,116	Passa!	**1,126**	0,107	Passa!	**3,765**	0,359	Passa!	**3,733**	0,355	Passa!
Corredores	**0,440**	0,080	Passa!	**0,440**	0,080	Passa!	**0,440**	0,080	Passa!	-	-	-

Fonte: Moura (2018) adaptado

Nas lajes, também é feita a verificação no estado limite de serviço, que é o cálculo da flecha e a comparação com os limites estabelecidos na tabela 13.3 da NBR 6118 (ABNT, 2014). No cálculo da flecha total, leva-se em consideração a flecha imediata, após a retirada das escoras, e a flecha devido ao efeito da fluência do concreto ao longo do tempo. Para fluência, foi adotado um tempo de 70 meses.

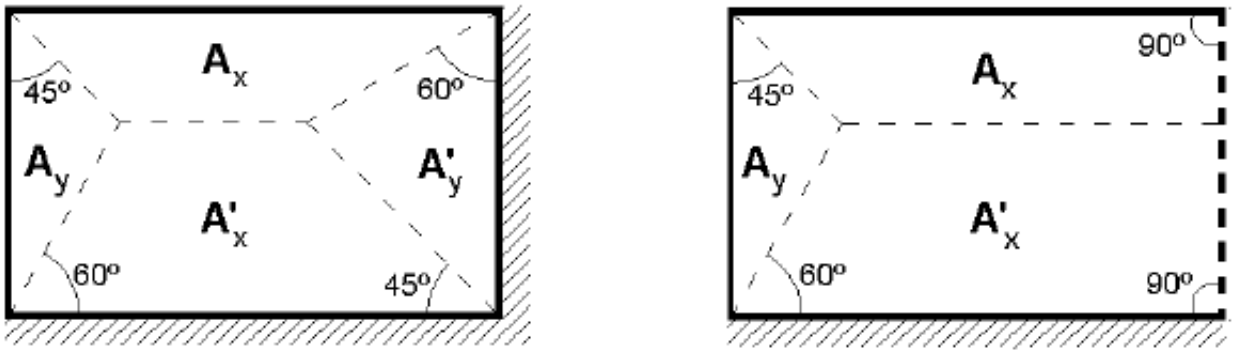
Tabela 4 – Verificação das flechas nas lajes

Laje	Flecha imediata cm	Flecha fluência cm	Flecha total cm	Flecha limite cm	Verificação
Salas	0,336	0,444	**0,780**	2,400	Passa!
Banheiros	0,549	0,724	**1,273**	2,400	Passa!
Corredores	0,010	0,014	**0,024**	0,740	Passa!

Fonte: Moura (2018) adaptado

Após a realização de todas as verificações, confirmando as dimensões pré-dimensionadas, faz-se a transferência das cargas para os apoios, no caso, as vigas. Essa transferência é feita obedecendo às proporções de área conforme exposto na figura 5.

Figura 5 – Áreas De Transferência De Carga Das Lajes



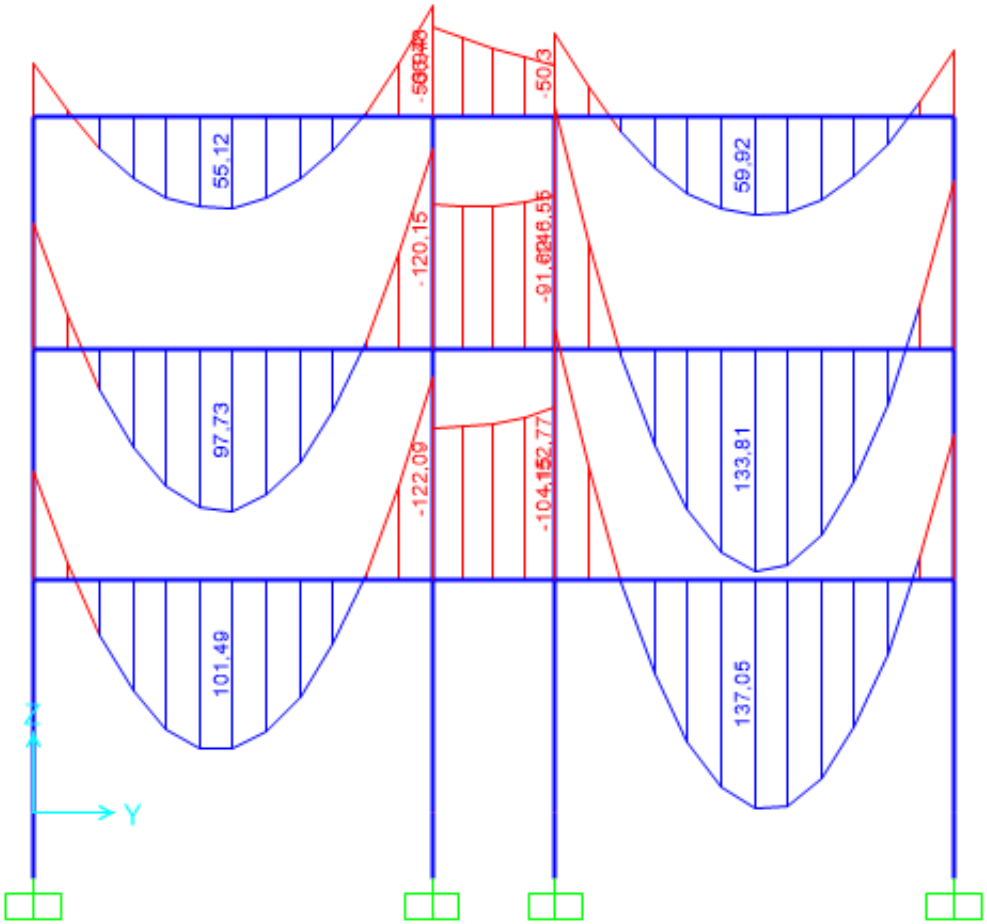
Fonte: Porto e Fernandes (2015)

VIGAS DE CONCRETO ARMADO

As vigas são pré-dimensionadas em função do maior vão, que, nesse caso, é de 6,15 m. A dimensão da alma (b) da viga varia de acordo com sua altura (h) adotada. Para as vigas de concreto armado deste projeto, as dimensões da altura e alma ficaram, respectivamente, em 55 cm e 20 cm.

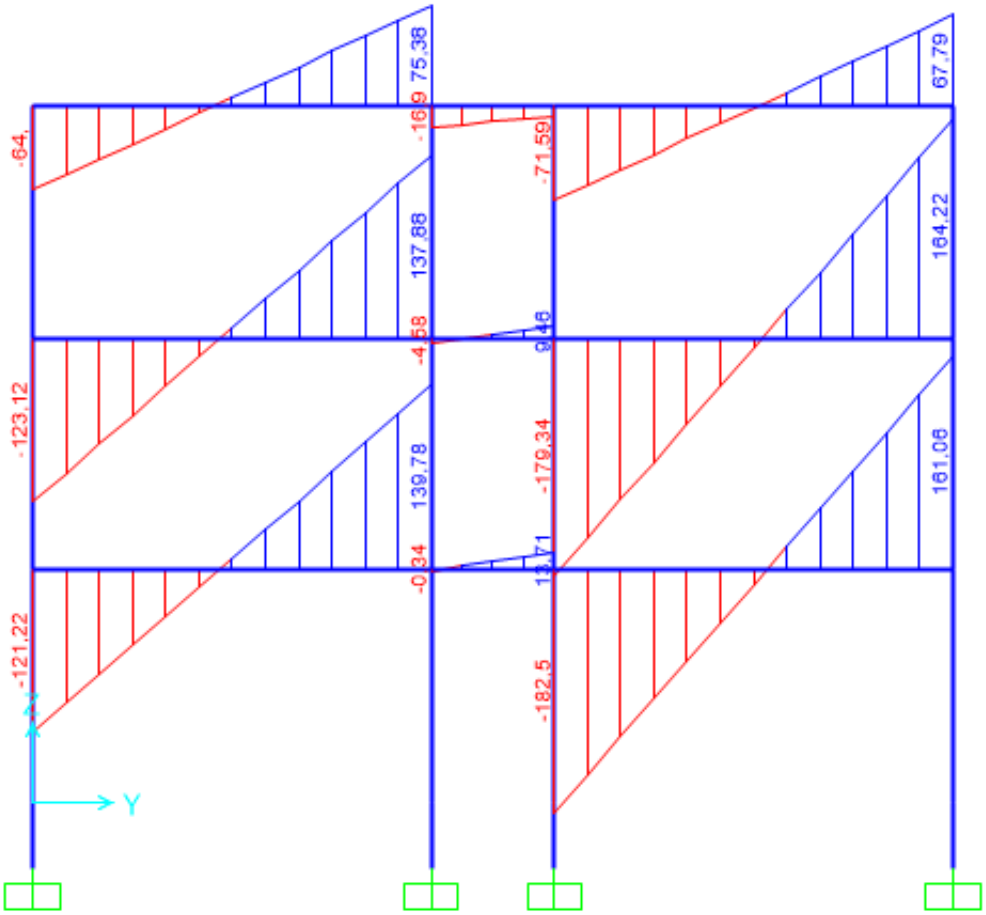
Com essas dimensões, obteve-se o peso próprio que, somado às cargas das lajes, foi usado para calcular o momento fletor e força cortante com o uso do software SAP2000. As figuras 6, 7 e 8 mostram os gráficos desses esforços e deslocamento para os pórticos mais solicitados de todo o projeto.

Figura 6 – Gráfico com maior valor de momento fletor (M_{Sd})



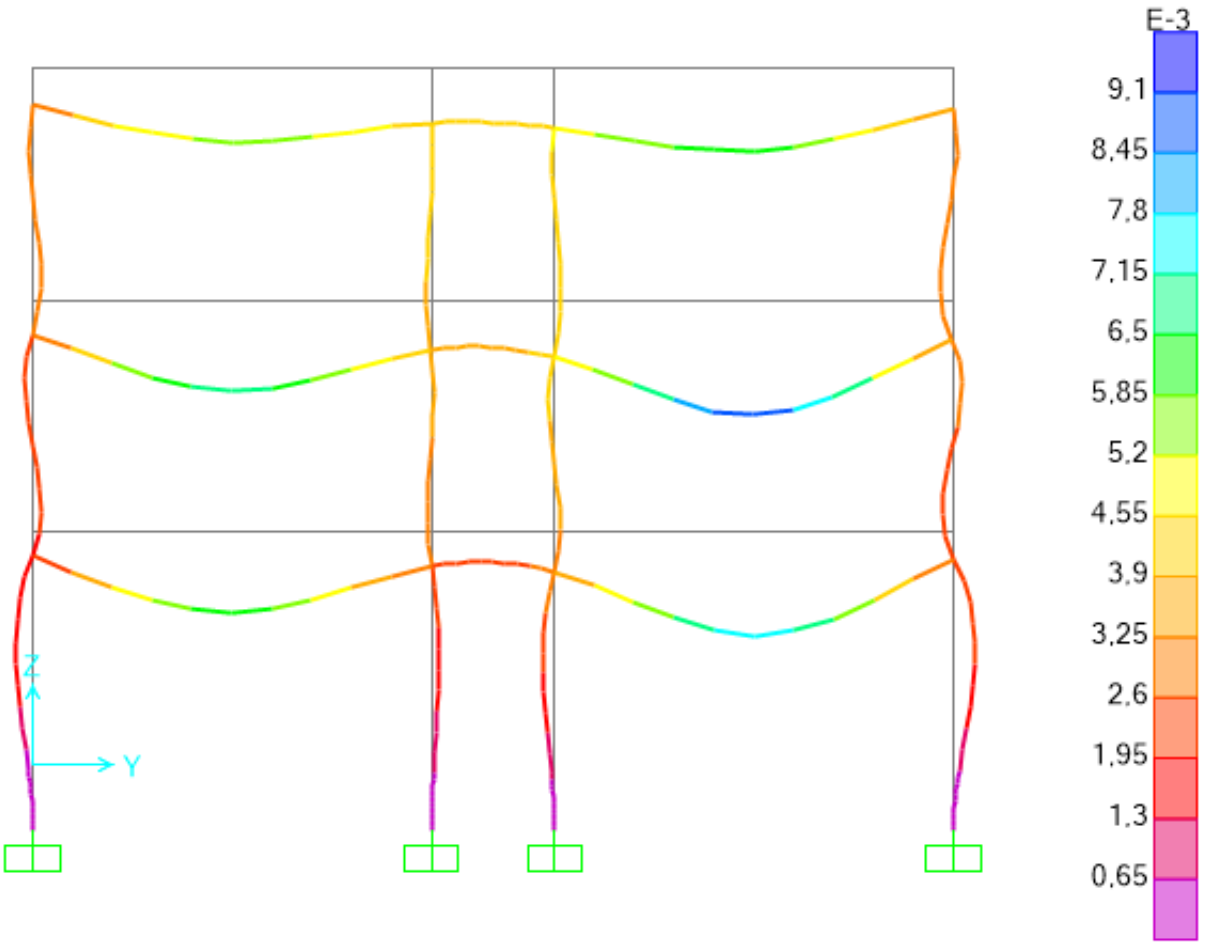
Fonte: Moura (2018)

Figura 7 – Gráfico com maior valor de força cortante (V_{Sd})



Fonte: Moura (2018)

Figura 8 – Gráfico da deformada do pórtico



Fonte: Moura (2018)

Com base nos resultados obtidos nesses gráficos, foi possível realizar as verificações necessárias para elementos de concreto armado submetidos à flexão. As tabelas 5, 6 e 7 mostram os cálculos e as verificações para os estados limites: ELU e ELS. O cálculo da força cortante resistente (V_{Rd2}) é feito conforme NBR 2018 (ABNT, 2014). Do mesmo modo das lajes maciças, faz-se o cálculo e a verificações da LN.

Tabela 5 – Verificação Da Força Cortante Resistente (V_{Rd2})

Viga	V_{Sd} [kN]	V_{Rd2} [kN]	V_{Sd} ? V_{Rd2}
Mais solicitada	179,34	451,29	Passa!

Fonte: Moura (2018) adaptado

Tabela 6 – Verificação Da Posição Da Linha Neutra (Ln)

Viga	M_{Sd} [kN.m]	x [cm]	x/d	x/d ? 0,45
Mais solicitada	137,05	11,95	0,2298	Passa!

Fonte: Moura (2018) adaptado

Tabela 7 – Verificação Da Flecha No Els

Viga	L [m]	$f_{imediata}$ SAP2000 [mm]	$f_{fluência}$ [mm]	f_{total} [mm]	f_{total} ? L/250
Mais solicitada	6,00	0,0091	0,0107	0,0198	Passa!

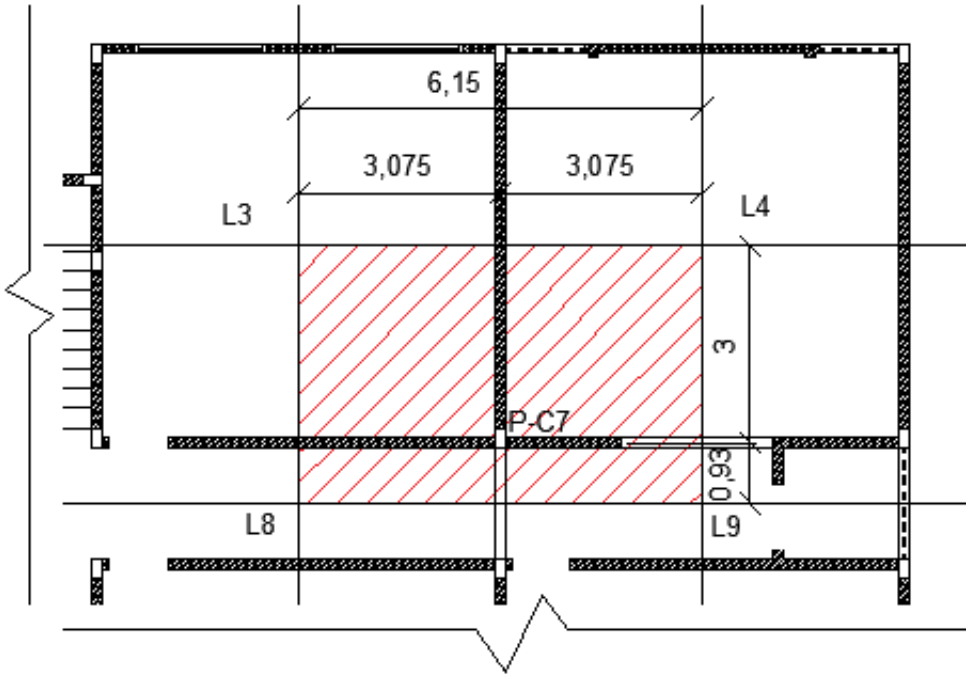
Fonte: Moura (2018) adaptado

Feito todas essas análises, fica confirmada as dimensões das vigas em toda a estrutura. Dessa forma, parte-se para o cálculo dos pilares.

PILARES DE CONCRETO ARMADO

Para pré-dimensionamento do pilar, faz-se necessário obter o somatório de todas as cargas que chegam à seção transversal da base do mesmo. Sendo as lajes e as vigas já dimensionadas, calcula-se o peso desses elementos em uma área de influência – trata-se da área em que todo o peso é transmitido ao pilar – e acrescenta o peso próprio do pilar. Esse peso próprio do pilar, no caso de pré-dimensionamento, inicialmente é obtido em função da área mínima da seção transversal do pilar, 360 cm^2, exigida na NBR 6118 (ABNT, 2014). A figura 9 mostra como é a área de influência do pilar mais solicitado desse projeto.

Figura 9 – Área De Influência Do Pilar Mais Solicitado



Fonte: Moura (2018)

Para essa área de influência, a carga total que chega à seção transversal na base do pilar é de 384,96 kN.

Sendo a resistência de cálculo do concreto expressa na equação abaixo, onde o coeficiente de ponderação (?$_c$) é de 1,4 e o f_{ck} do concreto de 25 MPa (2,5 kN/cm^2) para classe de agressividade ambiental II. Esses parâmetros são exigidos pela NBR 6118 (ABNT, 2014).

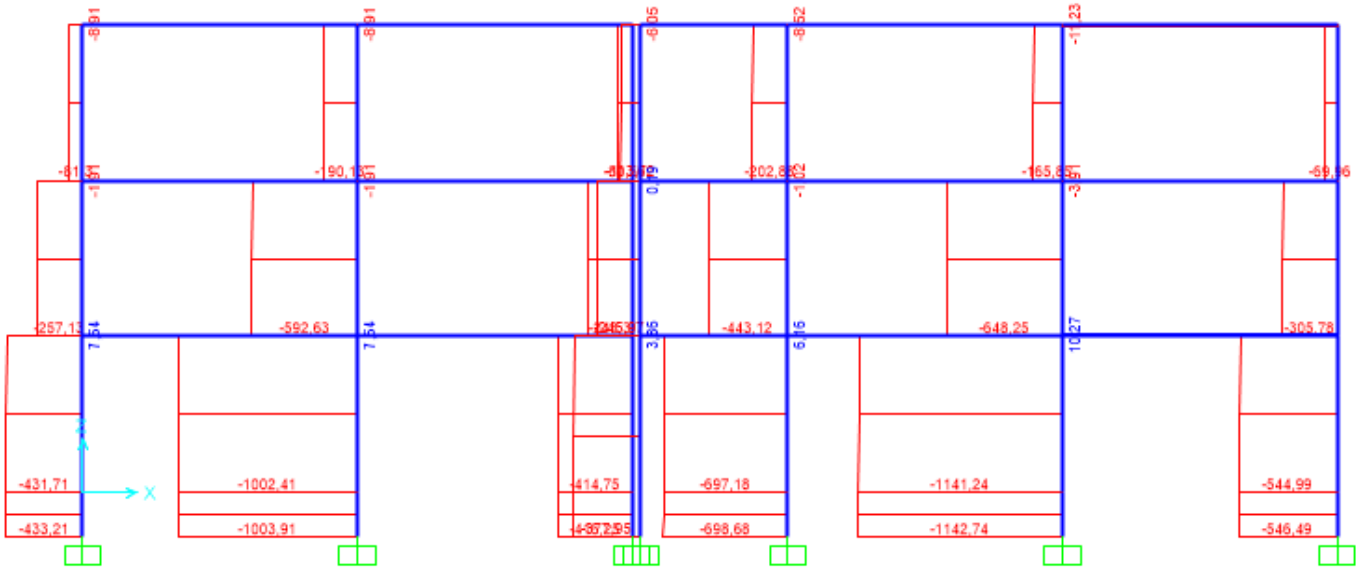
$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{2{,}5\ kN/cm^2}{1{,}4} = 1{,}786\ kN/cm^2$$

A fim de compatibilizar os pilares com as vigas, foi adotado um lado dos pilares com dimensão de 20 cm. Com esses dados em mãos, calcula-se a outra dimensão mínima dos pilares, pois, sabe-se que a tensão é a força dividida pela área.

Através das considerações feitas, obteve-se a outra dimensão dos pilares em 10,78 cm, porém, a área da seção transversal para essas dimensões é de 215,58 cm^2, o que não é permitido pela NBR 6118 (ABNT, 2014). Para evitar esse problema e obter resultado satisfatório na verificação e na esbeltez, adotou-se uma dimensão de 30 cm para todos os pilares, exceto o da figura 9, que na verificação passou com 35 cm.

Após o dimensionamento no software SAP2000, verificou-se que a carga total na base dos pilares, levando em consideração os coeficientes de segurança, é muito maior que os valores pré-dimensionados. A figura 10 mostra a as maiores cargas nos pilares mais solicitados.

Figura 10 – Cargas Axiais Acumuladas Nos Pilares



Fonte: Moura (2018)

Em função desses valores na figura 10, foi possível a verificação das dimensões dos pilares. Essa verificação pode ser vista na tabela 8.

TABELA 8 – VERIFICAÇÃO DOS PILARES

Pilar	Dimensões		$A_{concreto}$	f_{ck}	$?_c$	f_{cd}	N_d	$?_{Sd}$	$?_{Sd}$? f_{cd}
	a [cm]	b [cm]	[m^2]	[MPa]		[kN/m^2]	[kN]	[kN/m^2]	
7C*	35	20	0,070	25,0	1,4	17857,1	1142,74	16324,9	Passa!
2C	30	20	0,060	25,0	1,4	17857,1	1003,91	16731,7	Passa!
*Obs: 7C (pilar na intercessão do eixo 7 com eixo C)									

Fonte: Moura (2018)

PESO DA ESTRUTURA EM CONCRETO ARMADO

O peso total da estrutura é obtido em função das dimensões geométricas dos elementos que a compõe. Conforme pode ser visto nos itens anteriores, as dimensões finais desses elementos estruturais estão confirmadas nas verificações, com isso pode-se obter o peso de cada um e, em seguida, o peso total. As tabelas 9 e 10 mostram como foi realizado o cálculo desse peso.

Tabela 9 – Cálculo do peso das vigas de concreto armado

Viga	Dimensões				Quantidade	Volume total [m^3]	Peso [kN]
	b [cm]	h [cm]	Vão eixo a eixo [m]	Vão livre [m]			
Vigas de 6,15m	20	55	6,15	5,95	48	31,416	785,400
Vigas de 6,00m	20	55	6,00	5,80	36	22,968	574,200
Vigas de 1,85m	20	55	1,85	1,65	21	3,812	95,288
Vigas de 3,30m	20	55	3,30	3,10	9	3,069	76,725
Vigas de 1,55m	20	55	1,55	1,35	2	0,297	7,425
Peso total de todas as vigas [kN]:							**1539,038**

Fonte: Moura (2018)

Tabela 10 – Cálculo do peso dos pilares de concreto armado

Pilar	Dimensões	Quantidade	Volume total	Peso

	a [cm]	b [cm]	h_{tot} [m]		[m^3]	[kN]
Todos*	20	30	10,50	28	17,640	441,000
7C	20	35	10,50	1	0,735	18,375
*Exceto o pilar 7C que tem dimensões diferentes.					?Peso =	**459,375**

Fonte: Moura (2018)

Com os valores calculados nas tabelas acima, chega-se ao peso total da estrutura, levando em consideração apenas as vigas e pilares. Esse peso total é de 1998,413 kN.

FUNDAÇÃO RASA PARA ESTRUTURA DE CONCRETO ARMADO

Todos os elementos de fundação devem ser dimensionados em função dos esforços causados pela estrutura da edificação e do tipo de solo. Para este projeto, foi usada uma análise de SPT (*Standard Penetration Test*), cujo valor no N_{spt}, onde foi assentada a fundação rasa tipo sapata, foi de 5, esse valor significa que o solo tem baixa resistência.

Cintra, Aoki e Albiero (2003) definem que a resistência de um solo pode ser obtida, de forma aproximada, conforme equação abaixo. O valor obtido para esse projeto foi de 149,5 kN/m^2.

$$\sigma_{adm} = \frac{N_{spt}}{50} + h \cdot \gamma_{solo}$$

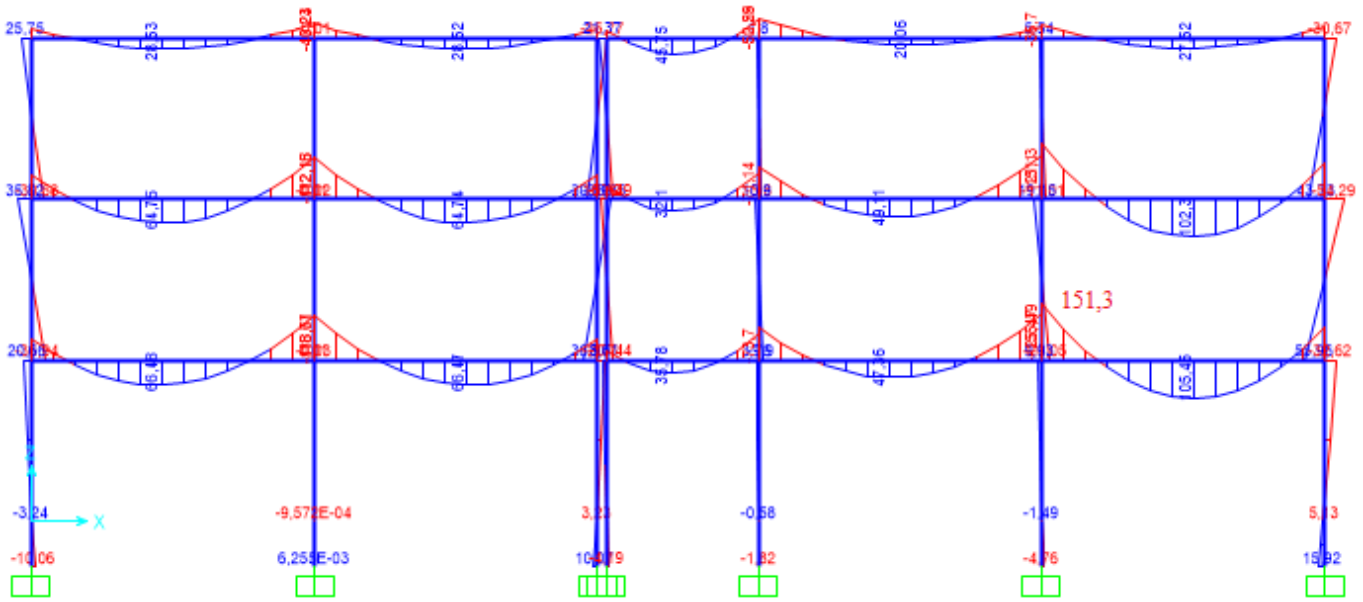
Com esse valor de resistência do solo e as cargas axiais advindas dos pilares, foi possível calcular a área de todas as sapatas. O somatório da área de todas as sapatas, para a estrutura de concreto armado, foi de 97,84 m^2.

VIGAS E PILARES DE AÇO

Para cada elemento estrutural, as literaturas estabelecem uma forma de pré-dimensionamento. Após esse pré-dimensionamento, dimensionou-se e verificou-se. Para as vigas metálicas o perfil estabelecido foi o W 310x74,0 e para os pilares o perfil H 200x52,0, ambos da Gerdal. Para cada tipo de esforço, são necessárias algumas verificações. Nas vigas, elementos a flexão, faz-se três verificações conforme a NBR 8800 (ABNT, 2008): verificação da flambagem lateral com torção (FLT), da flambagem lateral da alma (FLA) e da flambagem lateral da mesa (FLM). Nos elementos submetidos a compressão, que é o caso dos pilares, faz-se a verificação da esbeltez.

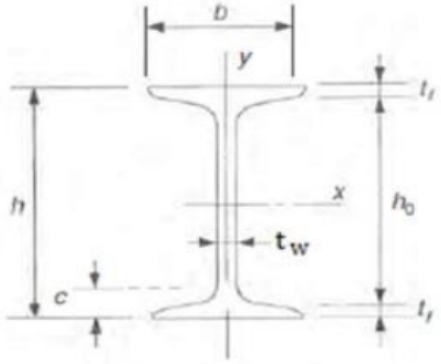
A figura 11 é o diagrama de momento fletor para o pórtico com maior solicitação desse esforço. Com base nesse dado, momento fletor máximo obtido de 151,3 kN.m, foi possível a verificação das vigas.

Figura 11 – Diagrama de momento fletor para pórtico de aço



Fonte: Moura (2018)

Quadro 2 – Dados do perfil das vigas e considerações de cálculos

Perfil: W 310 x 74,0	Tipo de perfil: Laminado	
h = 310,00 mm	Tipo de Aço: ASTM A36	
b = 205,00 mm	f_{yk}: 250 MPa	
t_w = 9,40 mm	f_{yk}: 25,0 kN/cm^2	
t_f = 16,30 mm	Tipo de apoio: Biapoiado	
A_g = 95,10 cm^2	Tipo de carga: Uniforme	
I_x = 16501,00 cm^4		
W_x = 1054,60 cm^3	Perfil: W	
i_x = 13,17 cm	E: 200000 MPa	
I_y = 2344,00 cm^4	E: 20000 kN/cm^2	
W_y = 180,20 cm^3	C_b: 1,14	
i_y = 4,96 cm	Comprimento L: 5,000 m	
I_t (J) = 75,51 cm^4		
Cw = 504715,0 cm^6	**M_{sd}: 151,30 kN.m**	

Fonte: Moura (2018)

Nos quadros a seguir, está exposto o procedimento de verificação do esforço a flexão conforme NBR 8800 (ABNT, 2008). Esse cálculo é parte do TCC cujo esse artigo é a síntese.

Quadro 3 – Cálculo do momento resistente a flambagem lateral com torção

Instabilidade global (FLT):

Índice de esbeltez $\lambda = \frac{L}{i_y}$ **λ = 100,8**

Limite plástico de esbeltez $\lambda_p = 1{,}76\sqrt{\frac{E}{f_y}}$ **λp = 49,78**

Limete de esbeltez entre o regime plástico e o elástico

$$\beta_1 = \frac{(f_y - \sigma_r)W}{E\,J} \qquad \beta_1 = 0{,}012$$

$$\lambda_r = \frac{1{,}38\sqrt{I_y J}}{r_y J \beta_1}\sqrt{1+\sqrt{1+\frac{27 C_w \beta_1^2}{I_y}}} \qquad \lambda_r = 195{,}1$$

Momento resistente (M_{Rd}) para FLT Fator de forma (α) = 1 para perfil W

$$M_{pl} = \alpha W_x f_y \qquad M_{pl} = 263{,}650 \text{ kN.m}$$

$$M_r = 0{,}7 W_x f_y \qquad M_r = 184{,}555 \text{ kN.m}$$

$$M_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E I_y}{L_b^2}\sqrt{\frac{C_w}{I_y}\left(1+0{,}039\frac{J L_b^2}{C_w}\right)} \qquad M_{cr} = 485{,}457 \text{ kN.m}$$

$$M_{Rd_{(FLT)}} = \begin{cases} \frac{M_{pl}}{1{,}10} & \lambda \le \lambda_p \\ \frac{C_b}{1{,}10}\left[M_{pl} - (M_{pl} - M_r)\frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p}\right] \le \frac{M_{pl}}{1{,}10} & \lambda_p \le \lambda \le \lambda_r \\ \frac{M_{cr}}{1{,}10} \le \frac{M_{pl}}{1{,}10} & \lambda_r \le \lambda \end{cases}$$

$M_{Rd(FLT)}$ = 167,777 kN.m

Fonte: Moura (2018) adaptado

Quadro 4 – Cálculo do momento resistente a flambagem lateral da mesa

Instabilidade local da mesa (FLM):

Índice de esbeltez $\lambda = \frac{b_f}{2t_f}$ **λ = 6,29**

Limite plástico de esbeltez $\lambda_p = 0{,}38\sqrt{\frac{E}{f_y}}$ **λ_p = 10,75**

Limete de esbeltez entre o regime plástico e o elástico $\lambda_r = 0{,}83\sqrt{\frac{E}{0{,}7f_y}}$ **λ_r = 28,06**

Momento resistente (M_{Rd}) para FLM Fator de forma (α) = 1 para perfil W

$M_{pl} = \alpha W f_y$ M_{pl} = 263,650 kN.m

$M_r = 0{,}7 W f_y$ M_r = 184,555 kN.m

$M_{cr} = \frac{0{,}69E}{\lambda^2} W_c$ M_{cr} = 628,871 kN.m

$$M_{Rd_{(FLM)}} = \begin{cases} \frac{M_{pl}}{1{,}10} & \lambda \le \lambda_p \\ \frac{1}{1{,}10}\left[M_{pl} - (M_{pl} - M_r)\frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p}\right] \le \frac{M_{pl}}{1{,}10} & \lambda_p \le \lambda \le \lambda_r \\ \frac{M_{cr}}{1{,}10} \le \frac{M_{pl}}{1{,}10} & \lambda_r \le \lambda \end{cases}$$

$M_{Rd(FLM)}$ = 239,682 kN.m

Fonte: Moura (2018) adaptado

Quadro 5 – Cálculo do momento resistente a flambagem lateral da alma e verificação

Instabilidade local da alma (FLA):

Índice de esbeltez $\lambda = \frac{h - t_f}{t_w}$ **λ = 31,24**

Limite plástico de esbeltez $\lambda_p = 3{,}76\sqrt{\frac{E}{f_y}}$ **λ_p = 106,3**

Limete de esbeltez entre o regime plástico e o elástico $\lambda_r = 5{,}70\sqrt{\frac{E}{f_y}}$ **λ_r = 161,2**

Momento resistente (M_{Rd}) para FLA Fator de forma (α) = 1 para perfil W

$M_{pl} = \alpha W f_y$ M_{pl} = 263,650 kN.m

$M_r = W \cdot f_y$ M_r = 263,650 kN.m

$$M_{Rd(FLA)} = \begin{cases} \frac{M_{pl}}{1{,}10} & \lambda \leq \lambda_p \\ \frac{1}{1{,}10}\left[M_{pl} - (M_{pl} - M_r)\frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p}\right] \leq \frac{M_{pl}}{1{,}10} & \lambda_p \leq \lambda \leq \lambda_r \\ \text{Anexo H da NBR 8800:2008} & \lambda_r \leq \lambda \end{cases}$$

$M_{Rd(FLA)}$ = 239,682 kN.m

Momento resistente de cálculo do elemento:

$$M_{Rd} \leq \begin{cases} M_{Rd(FLT)} \\ M_{Rd(FLM)} \\ M_{Rd(FLA)} \end{cases}$$

M_{Rd} = 167,777 kN.m

Verificação da resistência da ao momento:

Momento solicitante de cálculo: **M_{Sd} = 151,300 kN.m**

Momento resistente de cálculo: **M_{Rd} = 167,777 kN.m**

Verificação:
$M_{Sd} \leq M_{Rd}$
Passa!

Fonte: Moura (2018) adaptado

Para a verificação dos pilares, foi escolhido o mais solicitado, cujos resultados estão apresentados a seguir.

Quadro 6 – verificação a compressão

Perfil: H 200x52,0

fy = 250 MPa = 25,0 kN/cm²
E = 200 GPa = 20000,0 kN/cm²
Ag = 66,9 cm²
i_x = 8,90 cm
i_y = 5,16 cm
$i_{mín}$ = 5,16 cm

Coeficiente de flambagem local: Q = 1,0
Coeficiente de flambagem por flexão: k = 1,0

Esbeltez reduzida

$$\lambda_0 = \frac{kL}{i_{mín}}\sqrt{\frac{Q \cdot f_y}{\pi^2 E}}$$

Índice de esbeltez máxima

$$\lambda_{máx} = \frac{L}{i_{mín}}$$

Força de cálculo resistente à compressão

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi \cdot Q \cdot A_g f_y}{1{,}10}$$

							Verificações	
							ELU	ELS
Pilar	N_d [kN]	L [cm]	λ_0	χ	$N_{c,Rd}$ [kN]	$\lambda_{máx}$	$N_d \leq N_{c,Rd}$	$\lambda máx \leq 200$
7C	1051,90	350,00	0,76	0,784	1191,39	67,8	Passa!	Passa!

Obs: o valor de χ é obtido na tabela 4 da NBR 8800:2008

Fonte: Moura (2018) adaptado

PESO DA ESTRUTURA EM AÇO

Após serem feito todos esses procedimentos do item anterior, foi possível calcular o peso da estrutura. As tabelas 11 e 12 estão os cálculos para as vigas e pilares em perfis de aço.

Tabela 11 – Cálculo do peso das vigas de aço

Viga	Comprimento [m]	Massa linear [kg/m]	Quantidade	Massa total [kg]	Peso total [kN]
Vigas de 6,15m	6,15	67	48	19778,40	194,026
Vigas de 6,00m	6,00	67	36	14472,00	141,970
Vigas de 1,85m	1,85	67	21	2602,95	25,535
Vigas de 3,30m	3,30	67	9	1989,90	19,521
Vigas de 1,55m	1,55	67	2	207,70	2,038
Peso total de todas as vigas [kN]:					**383,090**

Fonte: Moura (2018)

Tabela 12 – Cálculo do peso dos pilares de aço

Peso dos pilares em perfis metálico - (H 200 x 52,0)					
Pilar	Comprimento [m]	Massa linear [kg/m]	Quantidade	Massa total [kg]	Peso total [kN]

Fonte: Moura (2018)

Normalmente, em estruturas metálicas, recomenda-se considerar um peso de 10 N/m^2 para os componentes de ligação. De acordo com o projeto arquitetônico, a área total é de 1149,7 m^2, com isso, o peso adicional desses componentes é de 11,497 kN.

O peso total da estrutura, objeto desse estudo, é o somatório do peso dos pilares, vigas e componentes de ligação. Com todas essas considerações feitas, o peso total dessa estrutura, em perfis de aço, foi de 549,919 kN.

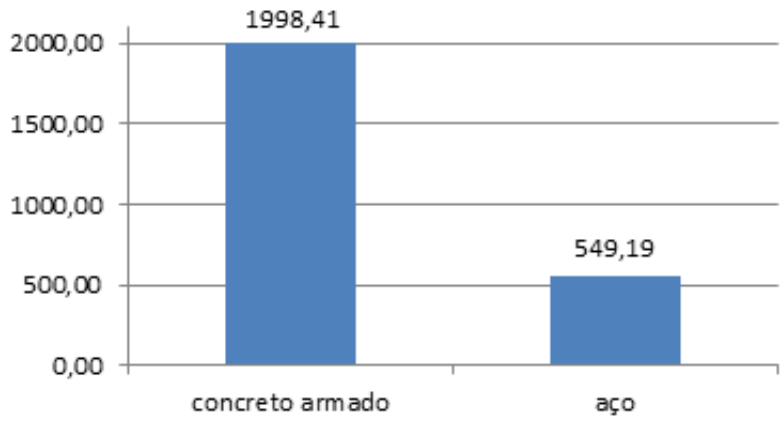
FUNDAÇÃO RASA PARA ESTRUTURA DE AÇO

Para o cálculo da fundação da estrutura em perfis de aço, foi feita as mesmas considerações da estrutura de concreto armado, exceto o peso, que, obviamente, se refere aqui ao aço. Com isso, o somatório das áreas de todas as sapatas foi 84,51 m^2.

COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS

Os gráficos 1 e 2 mostram os resultados obtidos nos cálculos, com base neles pode-se comparar os resultados. Essa comparação mostra a diferença entra cada um desses sistemas estruturais analisados.

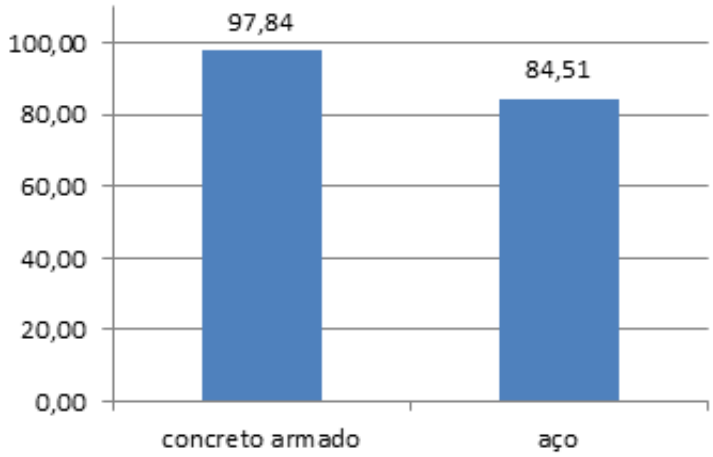
Gráfico 1 – Comparação do peso total da estrutura em kN.



Fonte: Moura (2018)

Gráfico 2 – comparação da área total das sapatas

Em m^2.



Fonte: Moura (2018)

CONCLUSÃO

Em virtude das análises de comparação feitas, fica facilitada a escolha de um sistema estrutural que se adeque melhor à finalidade de um projeto no quesito peso. O grande desafio das obras correntes de engenharia é o elevado peso das estruturas de concreto armado. A escolha por materiais mais resistentes e leves é uma boa alternativa para projetos ousados e esbeltos, por exemplo, com isso os perfis de aço pode ser uma opção. Conforme pode ser visto na comparação dos resultados, a estrutura em aço é bem mais leve que as de concreto armado.

Conforme citado por Moura (2018), o aço possui uma massa específica de 7850 kg/m^3 em média e o concreto armado tem 2500 kg/m^3 conforme NBR 6118 (ABNT, 2014). Considerando o mesmo volume, o aço é 3,14 vezes mais pesado que o concreto, porém, o aço é mais resistente e, na compressão, chega a 10 vezes a resistência do concreto C25, por exemplo. Conforme pode ser visto nos resultados, é possível reduzir o peso da edificação com o uso de perfis de aço.

Para esse projeto, levando em consideração as vigas e pilares, é possível verificar que a estrutura em concreto armado é 263,88% mais pesada que em aço. Com isso, conclui-se que esse valor é bastante significativo nas obras de engenharia.

Comparando a área total dos elementos de fundação em contato com o solo (sapata rasa), é possível notar também uma diferença. A área das sapatas para estrutura de concreto armado excede em 15,77% a de aço. Essa diferença na fundação só não foi maior, pois ambas as estruturas possuem lajes maciças. Outro fator que pode ser analisado, a fim reduzir ainda mais o peso, é análise dos tipos de lajes a ser usado no projeto, porém, essa não foi objeto desse estudo.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: projeto de estruturas de concreto: procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

_____. **NBR 6120**: cargas para o cálculo de estruturas de edificações: procedimento. Rio de Janeiro, 1980.

_____. **NBR 8800**: projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios: procedimento. Rio de Janeiro, 2008.

ARAUJO, J. M. **Curso de Concreto Armado**. 3. ed. Rio Grande: Dunas, 2010.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N.; ALBIERO, J. H. **Tensão admissível em fundações diretas**. São Carlos: RiMa, 2003.

FRANTZ, J. L. **Dimensionamento de pavilhão industrial com estrutura em aço**. Santa Cruz do Sul: UNISC, 2011.

MOURA, T. R. C. **Análise Comparativa de Estruturas de Concreto Armado e de Aço**. 2018. 61 fls. TCC (Graduação em Engenharia Civil) – UNIEURO, Brasília, 2018.

PFEIL, W.; PFEIL, M. **Estruturas de Aço, dimensionamento prático**. 7. ed. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos Editora LTDA, 2000.

PORTO, T. B.; FERNANDES, D. S. G. **Curso básico de concreto armado**. São Paulo: Oficina de textos, 2015.

PROPIEDADES PRINCIPALES DEL CONCRETO. Disponível em: <https://civil geeks.com/2011/12/11/propiedades-principales-del-concreto/>. Acesso em: 10 jan. 2019.

[1] Pós-graduando em MBA em Gestão de Obras na Construção Civil no Instituto Brasileiro de Formação (IBF), Engenheiro Civil pelo Centro Universitário UNIEURO e técnico em Telecomunicações Aeronáuticas pela Escola de Especialista de Aeronáutica (EEAR).

Enviado: Março, 2019

Aprovado: Abril, 2019

PUBLIQUE SEU ARTIGO CIENTÍFICO EM:
https://www.nucleodoconhecimento.com.br/enviar-artigo-cientifico-para-submissao