

INFLUÊNCIA DA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA EM UMA ANÁLISE ESTRUTURAL

INLUENCE OF SOIL-STRUCTURE INTERACTION ON A STRUCTURAL ANALYSIS

GABRIEL DANTI BARBONI¹ – dantigabriel23@outlook.com
DIONISIO PALHARINI JUNIOR² – dionisio.junior@umfg.edu.br

1. Acadêmico do curso de graduação do curso de Engenharia Civil da Faculdade UMFG.
2. Professor Orientador. Faculdade UMFG - Rod PR-082 KM 468 - Lote 45/46 - Gleba, R. Ribeira, Cianorte - PR, 87200-000.

Recebido em 16/01/2024 . Publicado em 24/01/2024 .

RESUMO

A adoção de apoios indeslocáveis para o cálculo de estruturas convencionais em concreto armado ainda tem sido uma prática amplamente adotada. Todavia, tal simplificação, a depender das condições do solo em que a estrutura está inserida, pode não refletir o comportamento real da estrutura, acarretando em diferenças nos esforços solicitantes finais. Uma alternativa a este problema é a consideração do princípio da ISE (Interação solo-estrutura) em que os apoios são substituídos por molas que simulam as deformações sofridas pela fundação. Atualmente já é possível encontrar softwares comerciais que fazem essa simulação das deformações dos apoios junto ao restante da estrutura, como é o caso do TQS, que facilita a integração para os engenheiros calculistas. Sendo assim, o presente trabalho tem como objetivo analisar a influência dos esforços solicitantes nos elementos de um edifício a ser implantado da cidade de Cianorte – PR, considerando o princípio da interação solo-estrutura em comparação com apoios simples e engastados. Para isso, foram comparados três edifícios com diferente número de pavimentos, variando-se para cada um as condições de vinculação nos apoios (apoios fixos, engaste e molas). Os resultados obtidos mostram que, para o caso em estudo, as maiores variações nos esforços solicitantes ocorreram no edifício com três pavimentos, possivelmente pela influência dos recalques nos apoios do pilar mais carregado. Portanto, a partir dos resultados obtidos no presente estudo, recomenda-se a utilização da ISE principalmente em edifícios onde a diferença de cargas nos pilares é mais acentuada, mas sem abandonar totalmente o cálculo tradicional com apoios indeslocáveis pois a simplificação é fundamental para se obter a ordem de grandeza dos esforços solicitantes, dando subsídio para tomadas de decisão a respeito dos esforços finais a serem considerados no dimensionamento das armaduras.

Palavras-Chave: análise estrutural; interação solo-estrutura; recalques.

ABSTRACT

The adoption of non-displaceable supports for the calculation of conventional reinforced concrete structures has still been a widely adopted practice. However, such simplification, depending on the soil conditions in which the structure is located, may not reflect the real behavior of the structure, resulting in differences in the final stresses. An alternative to this problem is the consideration of the principle of ISE (Soil-Structure Interaction) in which the supports are replaced by springs that simulate the deformations suffered by the foundation. Currently, it is possible to find commercial software that simulates the deformations of the supports along with the rest of the structure, such as TQS, which facilitates integration for calculation engineers. Therefore, the present work aims to

analyze the influence of stresses on the elements of a building to be implemented in the city of Cianorte – PR, considering the principle of soil-structure interaction in comparison with simple and embedded supports. For this, three buildings with different number of floors were compared, varying the conditions of connection to the supports (fixed supports, embedding and springs) for each one. The results obtained show that, for the case under study, the greatest variations in the loads occurred in the building with three floors, possibly due to the influence of settlements in the supports of the most loaded column. Therefore, based on the results obtained in the present study, it is recommended to use ISE mainly in buildings where the difference in loads on the pillars is more pronounced, but without completely abandoning the traditional calculation with non-displaceable supports as simplification is essential to obtain the order of magnitude of the requesting efforts, providing support for decision-making regarding the final efforts to be considered in the reinforcement design.

Keywords: structural analysis; soil-structure interaction; settlements.

1 INTRODUÇÃO

É comum que nas estruturas, de maneira geral, a determinação dos esforços solicitantes em pórticos seja feita considerando-os apoiados sobre vínculos indeslocáveis, sejam eles apoios do tipo simples ou engastes. Essa é uma simplificação usualmente adotada pelos calculistas durante muitas décadas e que quando calculada corretamente, a depender das condições do solo, apresenta resultados satisfatórios.

Entretanto, com o avanço de estudos sobre estruturas e geotecnia, notou-se que as fundações não são indeslocáveis como usualmente adotado nas hipóteses de cálculo. As vinculações na verdade tendem a sofrer deformações à medida que os carregamentos são aplicados, e que mesmo em milímetros, esses recalques podem gerar grande influência sobre o restante da estrutura, além da própria fundação em si. Alonso (2011) cita um estudo realizado por Aoki em 1987, mostrando que alguns elementos estruturais como os pilares, podem dobrar o nível dos esforços internos quando levado em consideração a influência de recalques.

Tais cálculos eram difíceis de serem realizados até algumas décadas atrás, isso porque os computadores da época não eram avançados o suficiente para realizar cálculos complexos e interações que iriam demorar um tempo considerável (SOUZA e REIS, 2008). Vale ressaltar que o cálculo manual, a depender do tamanho da estrutura, muitas vezes acaba por se tornar inviável, pois a complexidade da análise integrada entre solo e estrutura, o tempo despendido e os possíveis erros cometidos nos cálculos, podem trazer risco a segurança dos usuários.

Com a popularização dos computadores, seria de se esperar que tais análises começassem a ser realizadas com mais frequência, porém, ainda é comum que grande parte dos engenheiros calculistas prefiram dimensionar suas estruturas considerando apoios indeslocáveis. Em boa parte

dos casos, o projeto do edifício é dividido entre engenheiros distintos, um estrutural e outro de fundações, cada um responsável pela elaboração em sua área de especialização. Dessa forma, o projetista estrutural calcula o edifício considerando com apoios fixos, e o projetista de fundações foca apenas na infraestrutura no maciço de solo (ANTONIAZZI, 2011).

A simplificação desse cálculo pode levar a caminhos diferentes da realidade, conforme Souza e Reis (2008), a afirmativa fica clara quando se imagina uma estrutura apresentando os mesmos resultados embora calculada para regiões que apresentem maciços de solos diferentes.

Sendo assim, o presente trabalho tem como objetivo analisar a influência dos esforços solicitantes nos elementos de um edifício hipotético a ser implantado da cidade de Cianorte – PR, considerando o princípio da interação solo-estrutura em comparação com vinculações indeslocáveis, sendo eles apoios fixos e engastados. Pretende-se avaliar também qual o nível de impacto nos esforços solicitantes que o acréscimo de pavimentos poderia causar na mesma edificação.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

O princípio da ISE (interação solo-estrutura) é simular o efeito que os recalques das fundações têm sobre o restante da estrutura. Para isso, durante o projeto estrutural os apoios indeslocáveis são substituídos por molas, que simulam a deformação sofrida pela estrutura em um dado ponto escolhido pelo engenheiro. O que pode variar conforme dadas situações, sendo algumas delas citadas por Antoniazzi (2011), sendo edificações vizinhas, rigidez relativa, número de pavimentos, processo construtivo, influência do tempo e forma em planta da edificação.

Sabendo da importância desse estudo, a ABNT NBR 6122 (2019) traz em seu item 5.5, requisitos em que a interação solo-estrutura se torna de cunho obrigatório.

“Em estruturas nas quais a deformabilidade das fundações pode influenciar na distribuição de esforços, deve-se estudar a interação fundação-estrutura, sendo obrigatório esse estudo nos seguintes casos:

- Estruturas nas quais a carga variável é significativa em relação à carga total, tais como silos e reservatórios;
- Estruturas com mais de 55,0 m de altura, medida do térreo até a laje de cobertura do último piso habitável;
- Relação altura/largura (menor dimensão) superior a quatro;
- Fundações ou estruturas não convencionais”. (ABNT NBR 6122:2019, p. 14).

Porém a norma não traz em seu conteúdo nenhuma maneira de como determinar e aplicar as molas, isso porque são muitos os métodos disponíveis na literatura, ficando a cargo do responsável

técnico a adoção do método que mais se adequa para cada situação.

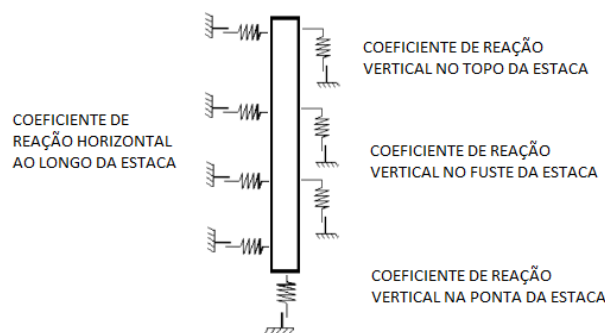
Normalmente, os coeficientes de mola podem ser determinados por três maneiras principais, sendo elas o ensaio de placa, tabelas empíricas e correlações com as propriedades do solo. Neste trabalho, para fins de simplificação, será adotada a teoria apresentada nos manuais do SISEs (Sistema de Interação Solo – Estrutura) do software TQS.

O SISEs é uma ferramenta desenvolvida pela empresa TQS que tem o objetivo de auxiliar os responsáveis técnicos na elaboração dos projetos de estrutura e fundação, de maneira integrada. A principal função dessa tecnologia é determinar os esforços internos da estrutura em todos os pontos do pórtico, e concilia-los com a fundação de uma forma mais precisa, considerando o efeito que o maciço de solo causa na estrutura acima (TQS INFORMÁTICA, 2023).

2.1 Coeficientes de mola segundo o software TQS.

No sistema adotado, as molas são separadas igualmente a cada metro da estaca, e cada camada terá uma mola horizontal e vertical, conforme ilustra a figura (1). Como referência no assunto, tem-se as molas idealizadas por Winkler (1867), porém, as desenvolvidas no software não são as mesmas, pois ela varia conforme o nível de carregamento, não representando uma linearidade nos resultados, e também é influenciada pelo efeito de grupo das estacas. (TQS INFORMÁTICA, 2023).

Figura 1 – Esquema genérico da distribuição de molas ao longo da estaca



A transferência de cargas para o solo é feita considerando-o um meio contínuo, não inclui o elemento de estaca, pois essa deficiência só poderia ser resolvida com ajuda de ferramentas mais sofisticadas, como método dos elementos de contorno, e método dos elementos finitos. Além de que, a capacidade de carga do fuste, em contato com o solo, pode sofrer alterações quando considerado as deformações do solo provocado pelas estacas adjacentes, como é um efeito difícil de

ser calculado, ainda não foi implementado no software (TQS INFORMÁTICA, 2023).

2.1.1 Coeficiente de mola vertical (CRV)

O coeficiente de mola vertical é a relação entre a carga aplicada axialmente, e o recalque sofrido pela estrutura, na mesma direção do carregamento, podendo ser separado entre três partes no elemento, sendo eles de topo, de fuste e de ponta.

O coeficiente de reação vertical geral da estaca é uma relação entre a carga aplicada (P_i) e o deslocamento sofrido (δ_i), que pode ser desenvolvido pelo método proposto por Aoki e Lopes (1975) com efeito de grupo conforme a equação (1).

$$CRV_{estaca\ i} = \frac{P_i}{\delta_i} \quad (1)$$

Já o coeficiente de reação vertical ao longo do fuste da estaca é uma relação entre o coeficiente de reação vertical geral da estaca, e as forças que se distribuem na mesma, determinada através da equação (2).

$$CRV_{fuste\ j,i} = \frac{CRV_{estaca\ i} \cdot F_{fuste\ j,i}}{\sum_{j=1}^m F_{fuste\ j,i} + F_{ponta\ i}} \quad (2)$$

Por último, o coeficiente de reação vertical na ponta da estaca é determinado a partir da força aplicada na mesma e o deslocamento sofrido, dado pela equação (3).

$$CRV_{ponta\ (i)} = \frac{F_{ponta\ i}}{\delta_i} \quad (3)$$

Legenda:

P_i = Carregamento no topo da estaca

δ_i = Deslocamento na base da estaca

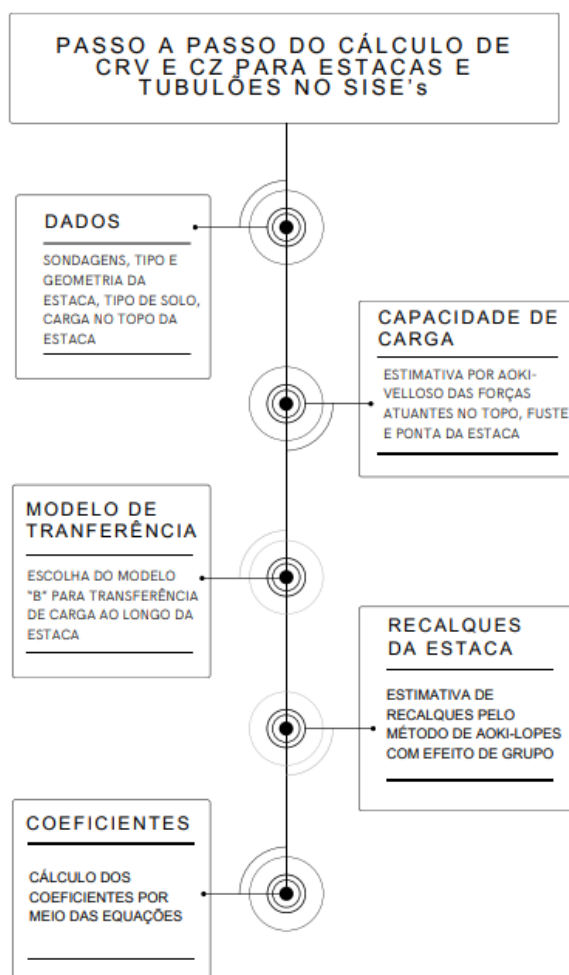
$F_{fuste\ j,i}$ = Força distribuída na estaca

$F_{ponta\ i}$ = Força distribuída na ponta da estaca

Para os coeficientes de reação vertical, existem implementados dois modelos de transferência de cargas da estaca. O modelo A, onde o carregamento será distribuído começando do topo e a carga só é transferida para a próxima quando atingir o nível de plastificação, e o modelo B, usado neste trabalho, onde a carga é distribuída proporcionalmente entre as molas (TQS INFORMÁTICA, 2023).

A fim de facilitar o entendimento entre os dados, é apresentado na figura (2) o passo a passo utilizado para determinação dos coeficientes.

Figura 2 – Infográfico para determinação das molas



Fonte: Autoria própria, 2023

2.1.2 Coeficiente de mola horizontal (CZ)

Semelhante ao coeficiente de mola vertical, o horizontal é a relação entre a força que chega até o elemento e o deslocamento sofrido por ele, mas agora as forças solicitantes são as que atuam no plano horizontal, perpendicular as forças axiais do pilar, normalmente causada pelas ações do vento e empuxos.

O coeficiente de reação horizontal é um modelo desenvolvido por Waldemar Tietz na revista "Estrutura" de 1976, que relaciona o NSPT do solo com a profundidade do maciço. Os valores do coeficiente de proporcionalidade são tabelados e variam com o tipo de solo, conforme figuras (3) e (4), e tem seu valor estipulado pela equação (4).

$$C_z = m \cdot z \quad (4)$$

Legenda:

m = Coeficiente de proporcionalidade

z = Profundidade da camada

Figura 3 – Coeficientes de proporcionalidade

SOLO ARENOSO	COMPACIDADE	SPT	m (tf/m ⁴)
Areia	Fofa	1	150
Silte	Pouco compacta	7	300
Silte	Medianamente c.	20	500
Areia	Compacta	40	800
Argila	Muito compacta	50	1500

Fonte: TQS informática, 2023

Figura 4 – Coeficientes de proporcionalidade

SOLO ARGILOSO	CONSISTÊNCIA	SPT	m (tf/m ⁴)
Turfa	Meio líquido	0	25
Argila	Muito mole	1	75
Argila	Mole	3	150
Argila	Média	6	300
Argila	Rija	12	500
Argila	Muito rija	22	700
Argila	Dura	> 30	900

Fonte: TQS informática, 2023

Para os coeficientes de reação horizontal, o método de determinação precisa ser comprovado para solos brasileiros, ele também foi proposto inicialmente para tubulões de diâmetro igual ou superior a 1 metro, além de levar em consideração alguns parâmetros que não foram implementados no software, como largura efetiva, efeito de grupo e continuidade do solo (TQS INFORMÁTICA, 2023).

3 MATERIAL E MÉTODOS

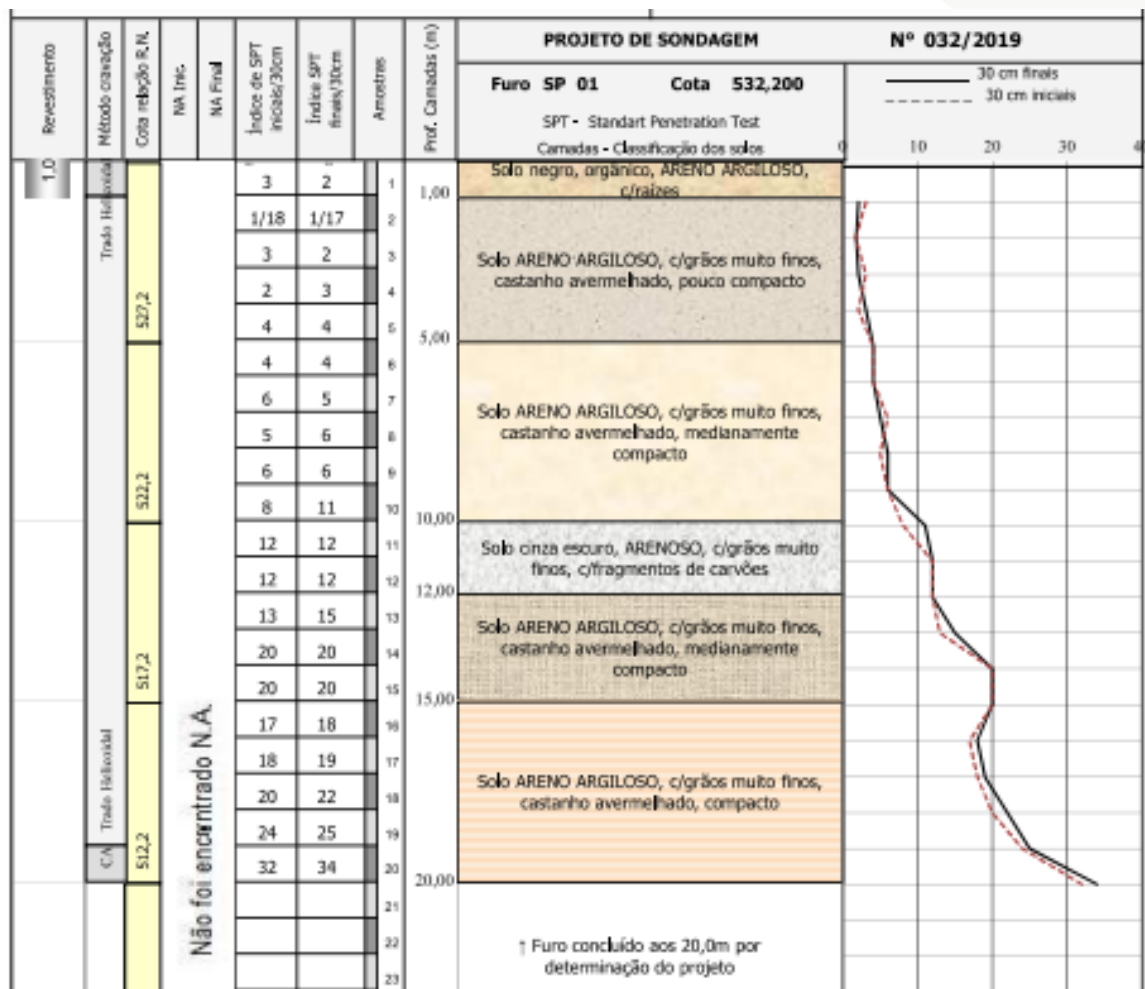
Para observar as variações que poderiam ocorrer devido a influência da interação solo-estrutura, foram comparados três edifícios diferentes, um com o pórtico espacial sobre apoios fixos, um engastado e outro com as molas para simulação das deformações do maciço de solo. Também será verificado a influência que o número de pavimentos pode causar na análise estrutural, com e sem a consideração da interação solo-estrutura.

A justificativa de usar dois modelos indeslocáveis se deve ao fato de que muitas vezes, para fins de simplificação, o modelo com apoios fixos é adotado, amenizando em partes os esforços

solicitantes na base do pilar, assim, será possível analisar o efeito que isso teria no restante da estrutura, quando comparado com o modelo engastado e discretizado por molas.

A sondagem utilizada foi disponibilizada pela Prefeitura Municipal de Cianorte conforme a figura (5), localizada no Jardim Araucária.

Figura 5 – Sondagem SPT

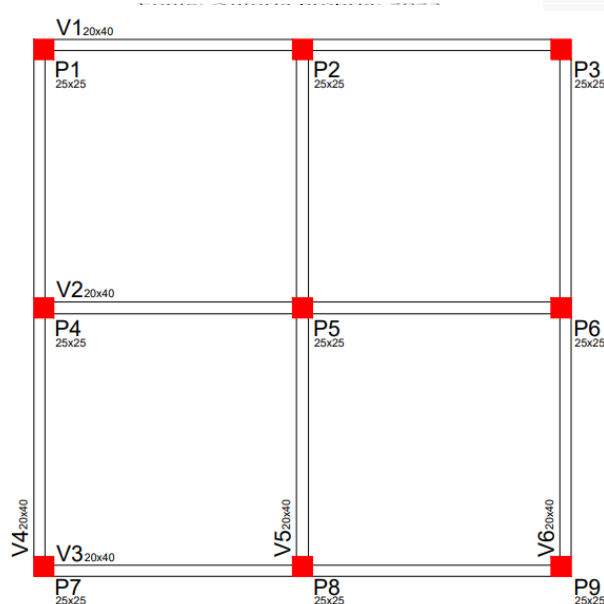


Fonte: Prefeitura Municipal de Cianorte/Pr

Como mencionado por Antoniazzi (2011), um dos principais fatores de influência é o número de pavimentos do edifício, portanto, serão comparados todos os edifícios variando de um a quatro pavimentos.

A planta base usada foi conforme ilustra a figura (6), em formato simétrico de 6,75x6,75m, que se repete a cada pavimento.

Figura 6 – Planta do edifício



A estrutura foi modelada em concreto armado conforme o modelo IV do software, em que não é levado em consideração a rigidez da laje no restante da estrutura, além de seguir os critérios da ABNT NBR 6118 (2014).

Os pilares possuem dimensões de 25x25cm, e as vigas foram de 20x40x300 cm, com carga linearmente distribuída de 0,180 tf/m², adotando-se a utilização de blocos de 15 cm. Ambos os elementos foram definidos com seções iniciais próximas as dimensões mínimas necessárias para atendimento ao ELU (Estado Limite Último). As lajes adotadas foram do tipo maciça, com espessura final de 12 cm e cargas distribuídas de 0,100 tf/m² para as permanentes e 0,150 tf/m² para a sobrecarga de utilização. O concreto adotado foi C25 e o aço CA-50 para todos os elementos.

As fundações foram modeladas conforme capacidade de carga prevista pelo método de Aoki

e Veloso (1975), respeitando as mesmas condições dos materiais usados na estrutura acima. A especificação das profundidades e posterior definição do modelo com molas foi feito por meio da ferramenta de pré-dimensionamento do próprio software da TQS. Resultando em estacas escavadas de diâmetro 30 cm, comprimento de 10 m e capacidade de carga última igual a 23,99 tf.

Outra padronização feita na modelagem foi com relação ao vento, todas as estruturas tiveram as ações calculadas com velocidade igual a 48 m/s, coeficiente de arrasto igual a 1,0 para todos os edifícios e esforços de segunda ordem calculados por Processo P-Delta.

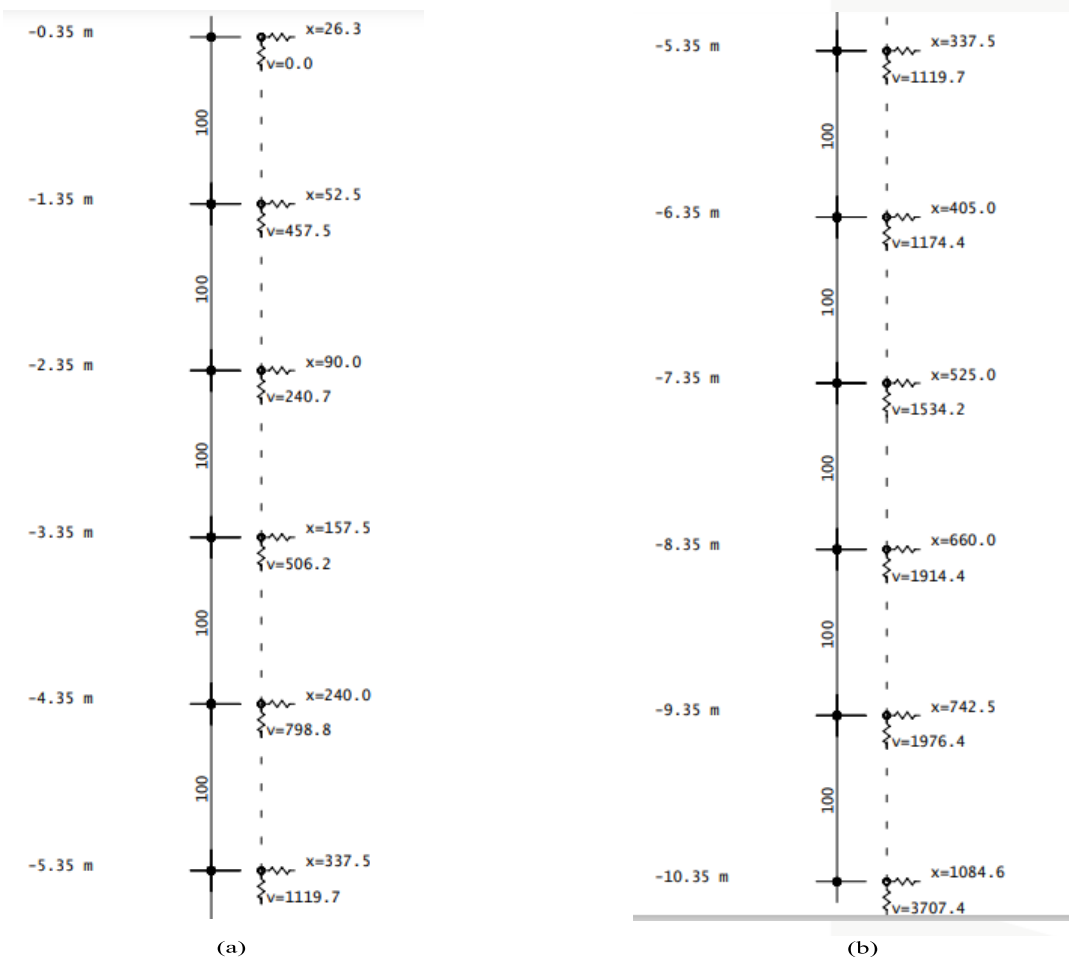
4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1 Discretização da estaca

A determinação dos coeficientes de reação vertical e horizontal da estaca é realizada dentro da ferramenta do SISE's, e distribuída metro a metro no elemento, conforme a figura (7).

Figura 7 – Resultados de CRV e CZ (tf/m) para a estaca do pilar P1 no pórtico de 1 pavimento

(a) resultados de 0,35 a 5,35 m – (b) resultados de 5,35 a 10,35 m.

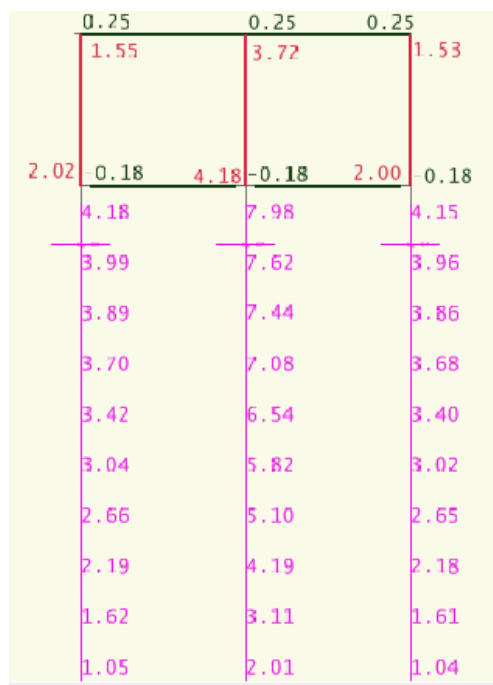


Fonte: TQS informática, versão 2023

Fonte: TQS informática, versão 2023

Após a determinação dos coeficientes, o software faz a integração da estaca com o restante da estrutura, tornando os elementos todos unidos, para cálculo dos seus respectivos esforços internos, quando possível, como mostrado na figura (8).

Figura 8 – Discretização das estacas no pórtico de 1 pavimento
Resultados de força normal (fx) para as estacas dos pilares P1, P4 e P7



Fonte: TQS informática, versão 2023

Os resultados obtidos dos elementos do pórtico serão apresentados a seguir, por meio de quadros, mostrando as variações de força axial, momentos fletores e força cortante nas vigas e pilares.

4.2 Força axial em pilares

Sendo o primeiro esforço interno analisado, os resultados obtidos para os pilares dos edifícios são mostrados nos quadros (1 a 4), em tf. Cada quadro contém todos os pilares, bem como os valores nos seus respectivos modelos.

Quadro 1 – Resultados de força axial máxima em pilares nos edifícios com 1 pavimento

Força axial máxima – 1 pavimento					
	P1/P3	P4/P6	P7/P9	P2/P8	P5
Apoiado	1,85	4,02	1,83	3,94	9,40
Engastado	1,83	4,04	1,81	3,96	9,43
Molas	2,02	4,18	2,00	4,11	8,06

Fonte: Autoria própria, 2023

Quadro 2 – Resultados de força axial máxima em pilares nos edifícios com 2 pavimentos

Força axial máxima – 2 pavimentos					
	P1/P3	P4/P6	P7/P9	P2/P8	P5
Apoiado	5,15	10,64	5,12	10,48	22,20
Engastado	5,14	10,65	5,10	10,49	22,22
Molas	6,41	9,46	6,41	9,57	21,33

Fonte: Aatoria própria, 2023

Quadro 3 – Resultados de força axial máxima em pilares nos edifícios com 3 pavimentos

Força axial máxima – 3 pavimentos					
	P1/P3	P4/P6	P7/P9	P2/P8	P5
Apoiado	8,48	17,25	8,43	17,01	34,93
Engastado	8,47	17,26	8,41	17,02	34,95
Molas	12,31	13,94	12,42	14,19	31,88

Fonte: Aatoria própria

Quadro 4 – Resultados de força axial máxima em pilares nos edifícios com 4 pavimentos

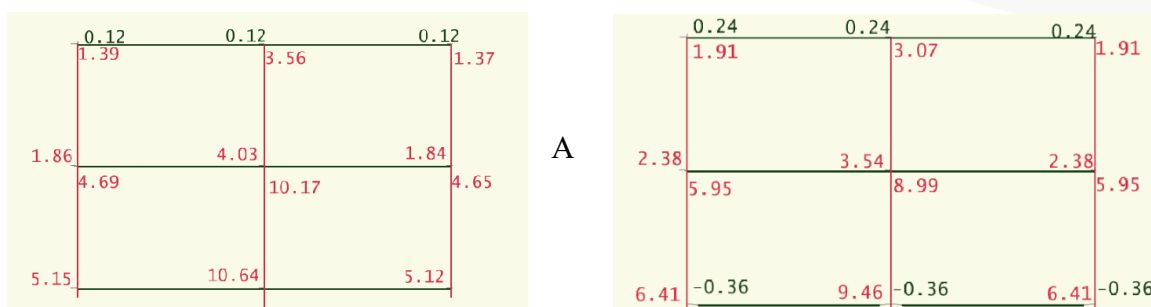
Força axial máxima – 4 pavimentos					
	P1/P3	P4/P6	P7/P9	P2/P8	P5
Apoiado	11,83	23,86	11,76	23,54	47,56
Engastado	11,82	23,87	11,74	23,55	47,58
Molas	12,23	24,79	12,40	25,19	40,78

Fonte: Aatoria própria, 2023

Através dos resultados apresentados, é possível notar que o pilar central (P5), que é o mais carregado, possui cargas semelhantes quando comparado entre o engastado e o fixo, porém há um decréscimo quando usado o modelo com molas, onde a carga se distribui entre os demais pilares.

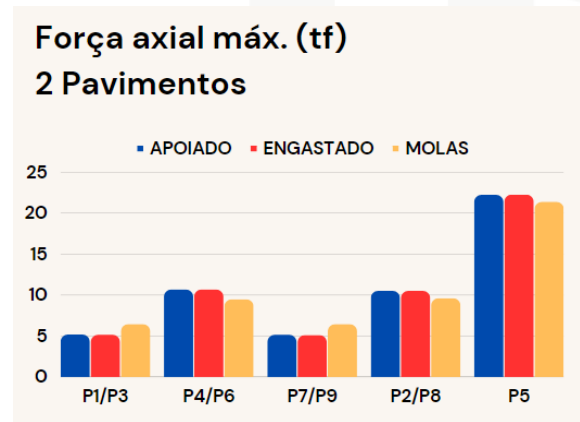
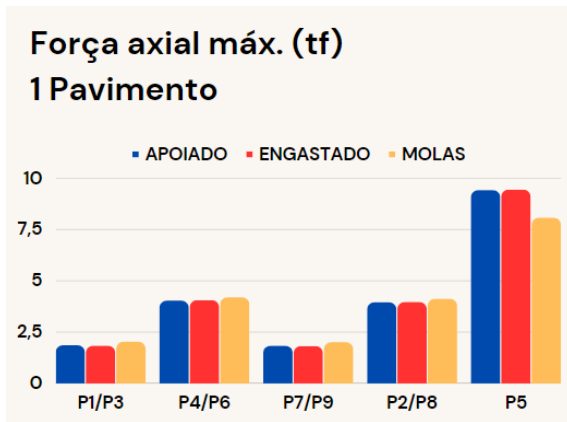
É notório apresentar também que ocorre o surgimento de tração na viga do primeiro pavimento, conforme ilustra a figura (9).

Figura 9 – Pórtico de 2 pavimentos
Diagrama de força axial (P1, P4 e P7)
(a) Modelo apoiado – (b) Modelo com molas



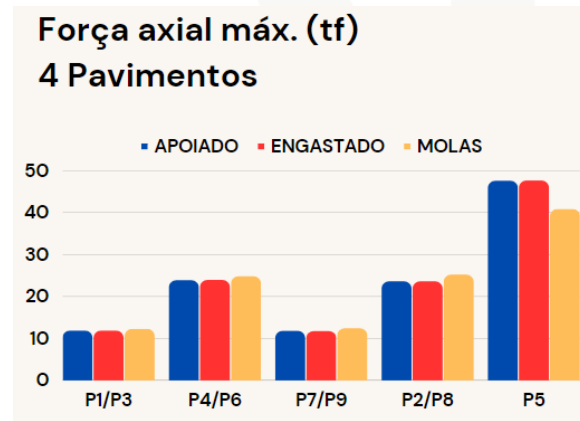
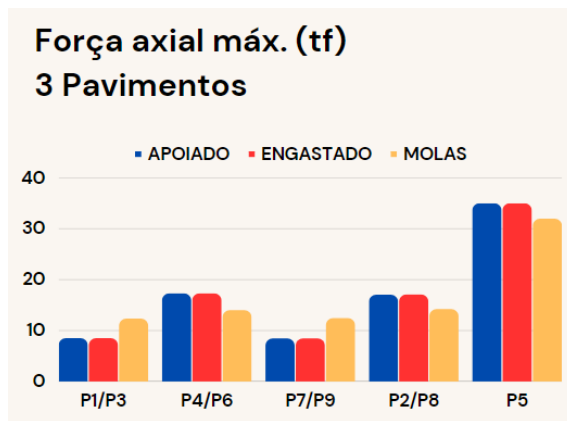
seguinte está apresentada a figura (10) mostrando a comparação de todos os modelos e pilares, para melhor ilustrar a variação entre eles.

Figura 10 – Resultados de força axial máxima dos pilares
 (a) 1 pavimento - (b) 2 pavimentos – (c) 3 pavimentos – (d) 4 pavimentos



(b)

Fonte: Autoria própria, 2023



4.3 Momento fletor em pilares

Os Quadros (5 a 8) a seguir apresentam a variação dos valores de momento fletor na direção mz dos pilares, em tf.m, sendo os resultados referentes a base e ao topo em cada pavimento.

Quadro 5 – Resultados de momento fletor em pilares nos edifícios com 1 pavimento

	Modelo apoiado			Modelo engastado			Modelo com molas		
	P	P4	P7	P1	P	P	P	P	P
Val. Base (1)	-0	-0,1 7	-0,1 7	-0,2 0	-0	-0	-0	-0	-0
Val. Topo (1)		0	0	0					
		2	1	1					
		2	4	1					

Quadro 6 – Resultados de momento fletor em pilares nos edifícios com 2 pavimentos

	Modelo apoiado			Modelo engastado			Modelo com molas		
	P	P4	P7	P1	P	P	P	P	P
Val. Base (1)	-0	-0,1 7	-0,1 8	-	-0	-0	-0	-0	-0
				0					
				1					
				8					
Val. Topo (1)		0	0	0					
		2	1	1					
		3	9	5					
Val. Base (2)	-0	-0,2 8	-0,1 7	-0,1 8	-0	-0	-0	-0	-0
Val. Topo (2)			-0,1 8	0					
		0		0					
		2		1					
		6		4					

Fonte: Aatoria própria, 2023

Quadro 7 – Resultados de momento fletor em pilares nos edifícios com 3 pavimentos

	Modelo apoiado			Modelo engastado			Modelo com molas		
	P	P4	P7	P1	P	P	P	P	P
Val. Base (1)	-0	-0,1 7	-0,1 8	-	-0	-0	-0	-0	-1
				0					
				1					
				9					
Val. Topo (1)		0	0	0,1 4	0,				
		2	1						
		3	8						
Val. Base (2)	-0	-0,2 9	-0,1 9	-0,2 1	-0	-0	-0	-0	-0

Val. Topo (2)

0 0 0

,2 ,1 ,2

8 9 0

Val. Base (3)

-0 -0,2 -0,1 -0,1 -0 -0 -0 -0 -0
7 7 7

Val. Topo (3)

0 0 0

,2 ,1 ,1

6 4 4

Fonte: Autoria própria, 2023

Quadro 8 – Resultados de momento fletor em pilares nos edifícios com 4 pavimentos

Momento fletor em pilares – 4 pavimentos

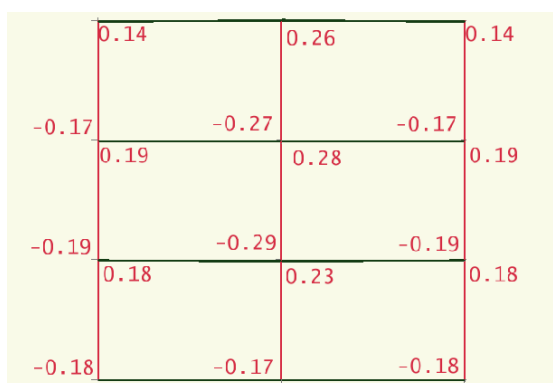
	Modelo apoiado			Modelo engastado			Modelo com molas		
	P	P4	P7	P1	P	P	P	P	P
Val. Base (1)	-0	-0,1 7	-0,1 8	-0,1 9	-0	-0	-0	-0	-0
Val. Topo (1)	0,	0	0	0	0,				
		,2 3	,1 8	,1 4					
Val. Base (2)	-0	-0,2 9	-0,1 9	-0,2 0	-0	-0	-0	-0	-0
Val. Topo (2)		0	0	0					
		,2 8	,1 9	,1 9					
Val. Base (3)	-0	-0,2 8	-0,1 9	-0,1 9	-0	-0	-0	-0	-0
Val. Topo (3)		0	0	0					
		,2 8	,2 0	,2 0					
Val. Base (4)	-0	-0,2 8	-0,1 7	-0,1 7	-0	-0	-0	-0	-0
Val. Topo (4)					0,				

0	0	0
2	1	1
7	5	5

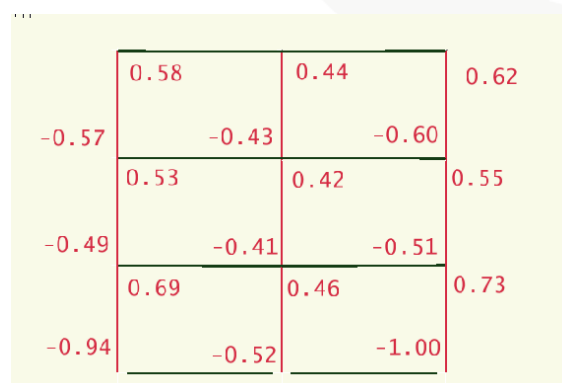
Fonte: Autoria própria, 2023

Nota-se que os valores de momento fletor (mz) tendem a aumentar quando usado o modelo com molas, tendência que se mantém até o edifício com três pavimentos, conforme figura (11), mas também é válido o destaque para os resultados obtidos nos edifícios com quatro pavimentos, onde a diferença entre os resultados de alguns elementos diminui, como foi o caso dos pilares P1 e P7.

Figura 11 – Pórtico de 3 pavimentos
Diagrama de momento fletor (P1, P4 e P7)
(a) Modelo apoiado – (b) Modelo com molas



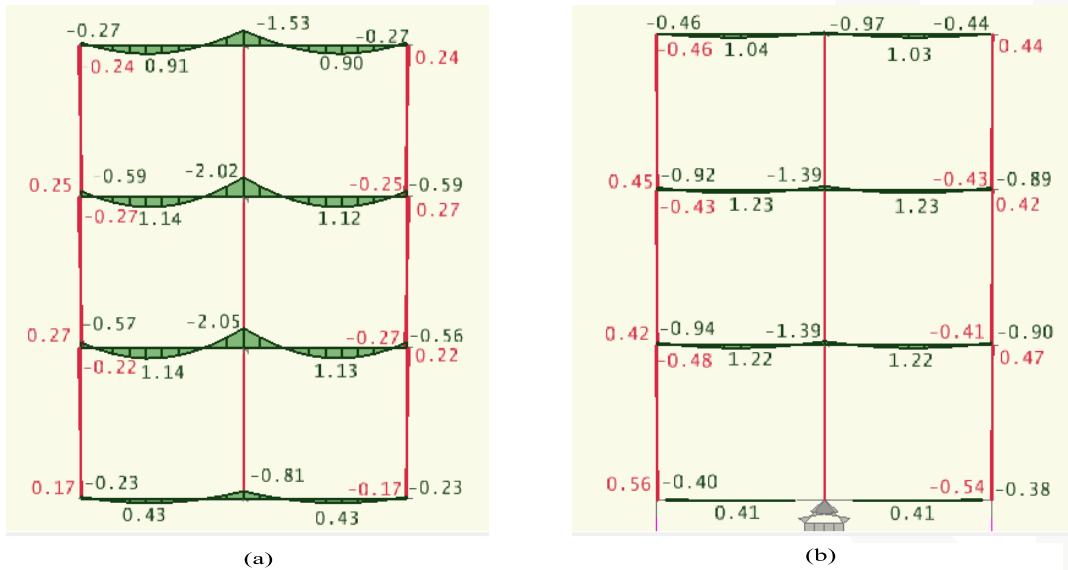
(a)



Fonte: TQS informática, versão 2023

Para exemplificar a simetria entre os pilares P2, P8 e P4, ambos de extremidade, é apresentada a figura (12), que também contém os diagramas de momento fletor, as diferenças encontradas no modelo com molas se devem ao nível de carregamento em cada elemento. O pilar P5 por ser central apresenta valores nulos.

Figura 12 – Pórtico de 3 pavimentos
 Diagrama de momento fletor (P2, P5 e P8)
 (a) Modelo apoiado – (b) Modelo com molas

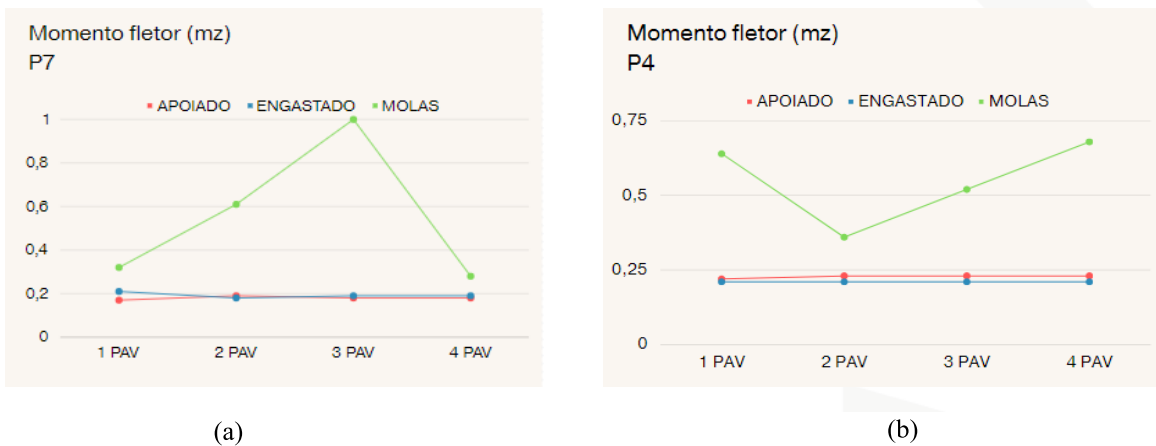


Fonte: TQS informática, versão 2023

Fonte: TQS informática, versão 2023

A seguir encontra-se a figura (13) que ilustra valores máximos de momento fletor do primeiro pavimento observado para os pilares de canto (P7) e de extremidade (P4).

Figura 13 – Resultados de momento fletor em pilares
 (a) Pilar P7 – (b) Pilar P4

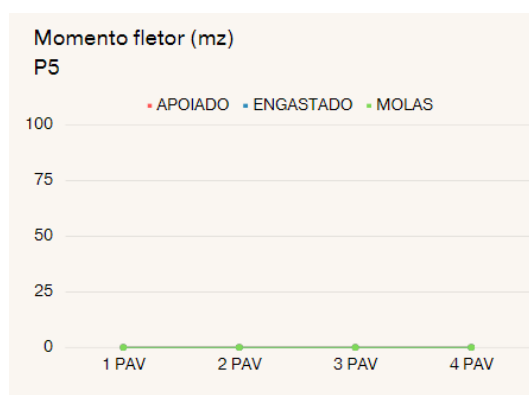


Fonte: Autoria própria, 2023

Fonte: Autoria própria, 2023

O pilar P5 conforme já mencionado, apresenta momento nulo para todos os edifícios e em ambas direções, conforme apresentado na figura (14).

Figura 14 – Resultados de momento fletor do pilar P5



Fonte: Autoria própria, 2023

4.4 Momento fletor em vigas

Para os resultados referente ao momento fletor das vigas, foram analisados três pontos em cada elemento, no meio do vão, de ligação com o pilar, e de extremidade. Os quadros a seguir (9 a 12) trazem os valores obtidos para os três modelos, na direção my, em tf.m.

Quadro 9 – Resultados de momento fletor em vigas nos edifícios com 1 pavimentos

Momento fletor – 1 pavimento				
Modelo apoiado				
	V4(1)	V4(2)	V5(1)	V5(2)
Meio do vão	0,44	0,40	0,42	0,89
Ligação	-0,83	-0,72	-0,81	-1,58
Extremidade	-0,19	-0,14	-0,22	-0,24
Modelo engastado				
	V4(1)	V4(2)	V5(1)	V5(2)
Meio do vão	0,41	0,43	0,41	0,92
Ligação	-0,78	-0,73	-0,78	-1,58
Extremidade	-0,28	-0,11	-0,28	-0,22
Modelo com molas				
	V4(1)	V4(2)	V5(1)	V5(2)
Meio do vão	0,37	0,43	0,46	1,07
Ligação	-0,54	-0,54	0,00	-0,80
Extremidade	-0,19	-0,23	-0,49	-0,55

Fonte: Autoria própria, 2023

Quadro 10 – Resultados de momento fletor em vigas nos edifícios com 2 pavimentos

Momento fletor – 2 pavimentos						
Modelo apoiado						
	V4(1)	V4(2)	V4(3)	V5(1)	V5(2)	V5(3)
Meio do vão	0,44	0,68	0,42	0,43	1,14	0,91

Ligação	-0,82	-1,25	-0,71	-0,81	-2,06	-1,55
Extremidade	-0,20	-0,37	-0,14	-0,23	-0,56	-0,27
Modelo engastado						
	V4(1)	V4(2)	V4(3)	V5(1)	V5(2)	V5(3)
Meio do vão	0,40	0,67	0,40	0,40	1,12	0,88
Ligação	-0,78	-1,26	-0,71	-0,78	-2,06	-1,55
Extremidade	-0,28	-0,35	-0,15	-0,28	-0,54	-0,27
Modelo com molas						
	V4(1)	V4(2)	V4(3)	V5(1)	V5(2)	V5(3)
Meio do vão	0,48	0,80	0,60	0,31	1,16	0,97
Ligação	0,00	-0,46	0,00	-0,23	-1,74	-1,28
Extremidade	-0,46	-0,86	-0,39	-0,26	-0,74	-0,35

Fonte: Autoria própria, 2023

Quadro 11 – Resultados de momento fletor em vigas nos edifícios com 3 pavimentos

Momento fletor – 3 pavimentos							
Modelo apoiado							
	V4(1)	V4(2)	V4(3)	V4(4)	V5(1)	V5(2)	V5(3)
Meio do vão	0,4	0,6	0,6	0,4	0,4	1,1	0,9
Ligação	-0,4	-1,2	-1,2	-0,7	-0,3	-2,0	-1,5
Extremidade	-0,2	-0,3	-0,3	-0,1	-0,1	-0,5	-0,2
Modelo engastado							
	V4(1)	V4(2)	V4(3)	V4(4)	V5(1)	V5(2)	V5(3)
Meio do vão	0,4	0,6	0,6	0,42	0,4	1,1	0,9
Ligação	-0,4	-1,2	-1,2	-0,7	-0,3	-2,0	-1,5
Extremidade	-0,2	-0,3	-0,3	0,15	-0,1	-0,5	-0,2
Modelo com molas							
	V4(1)	V4(2)	V4(3)	V4(4)	V5(1)	V5(2)	V5(3)
Meio do vão	0,7				0,4		1,20

	6	1	1	0	1	1		1
		0	0	8		2		0
		4	5	9		2		4
Ligação	0,5				0	-1,1	-1,41	-0,9
	4	0	0	0		4		7
		2	2	6				
		8	2	0				
Extremidade	-0,	-1,2	-1,1	-0,6	-0,	-0,9	-0,92	-0,4
	7	9	9	4	4	4		6
	8				0			

Fonte: Autoria própria, 2023

Quadro 12 – Resultados de momento fletor em vigas nos edifícios com 4 pavimentos

Momento fletor – 4 pavimentos

Modelo apoiado										
	V4	V4(V4(V4(4)	V	V	V	V	V	V
	(2	3							
	1))							
)									
Meio do vão	(0	0	0	0			1,	1,	0,
	2	6	6	6	4					
	4	8	8	8	2					
Ligação	-0,	-1,2	-1,2	-1,2	-0,6	-0,	-2,	-2,	-1,	-1,
	8	4	2	2	9					
Extremidade	-0,	-0,3	-0,3	-0,3	-0,1	-0,	-0,	-0,	-0,	-0,
	2	9	8	9	5					
	(
Modelo engastado										
	V4	V4(V4(V4(V4(V	V	V	V	V
	(2	3	4	5					
	1))))					
)									
Meio do vão	0,4	0,6	0,6	0,6	0,42	0,	1,	1,	1,	0,
	1	8	8	8						
Ligação	-0,	-1,2	-1,2	-1,2	-0,6	-0,	-2,	-2,	-1,	-1,
	7	5	2	2	9					
Extremidade	-0,	-0,3	-0,4	-0,3	-0,1	-0,	-0,	-0,	-0,	-0,
	2	6	0	9	5					
	(
Modelo com molas										
	V4	V4(V4(V4(V4(V	V	V	V	V
	(2	3	4	5					
	1))))					
)									

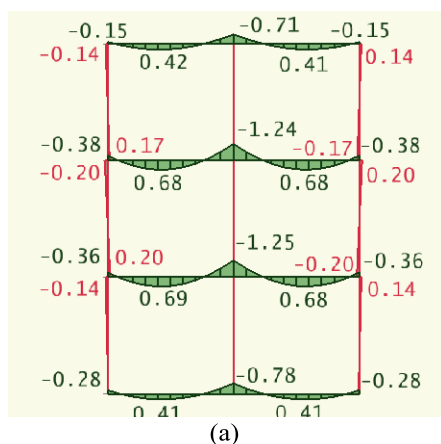
Meio do vão	(0	0	0	0	0,	1,	1,	1,	1,
	,	6	6	7	4					
	,	8	9	0	5					
Ligação	-0,	-1,0	-1,0	-1,0	-0,5	0,	-0,	-1,	-1,	-0,
	,	6	5	5	4					
	,									
Extremidade	-0,	-0,4	-0,4	-0,4	-0,2	-0,	-1,	-1,	-1,	-0,
de	,	9	8	8	1					

Fonte: Autoria própria, 2023

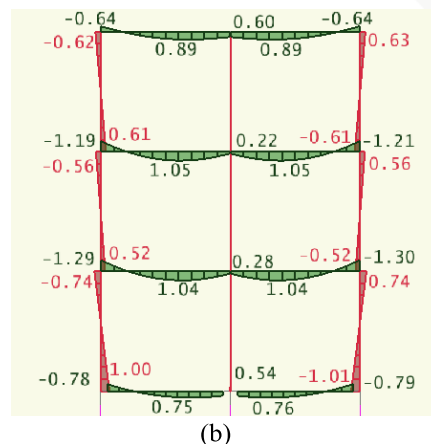
Quanto aos valores de momento fletor m_y (em torno da maior inércia), é possível notar novamente a semelhança entre os modelos com apoio fixo e engaste, havendo uma diferença nítida apenas quando comparado com o modelo discretizado por molas. Nesse caso, nota-se que existe um aumento nos valores de momento negativo em alguns pontos de extremidade, como nos pontos de encontro da viga V4 com as vigas V1 e V3, bem como também acontece no meio do vão.

Um ponto de atenção em relação aos resultados obtidos foi a inversão do diagrama de momento fletor nos pontos de continuidade das vigas V4(1), V4(2), V4(3) e V4(4), onde nos modelos convencionais o momento fletor apresenta-se negativo, e quando utilizado as molas, os valores passaram a ser positivos. Na figura a seguir (15), é possível visualizar as mudanças.

Figura 15 – Pórtico de 3 pavimentos
Diagrama de momento fletor (V4(1), V4(2), V4(3) e V4(4))
(a) Modelo engastado – (b) Modelo com molas



Fonte: TQS informática, versão 2023

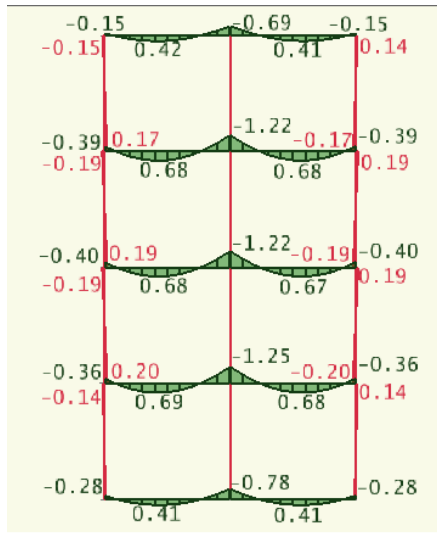


Fonte: TQS informática, versão 2023

Assim como aconteceu nos resultados de momento dos pilares, é possível notar a tendência de aumento nos esforços dos elementos do pórtico com molas em relação aos demais até o edifício de três pavimentos, porém, ao chegar nos edifícios de quatro pavimentos, as diferenças entre os

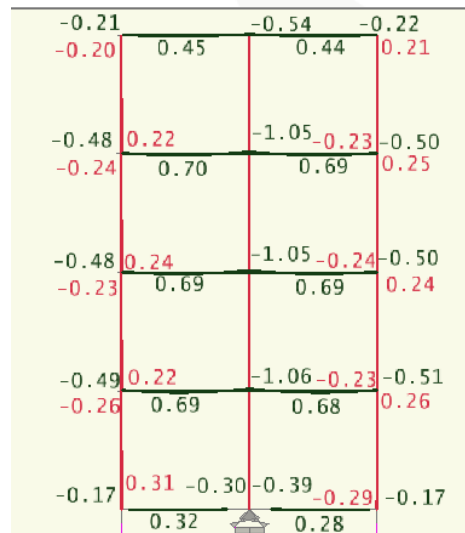
esforços diminuem e tendem a ficarem mais próximos, conforme apresentado na figura (16).

Figura 16 – Pórtico de 4 pavimentos
 Diagrama de momento fletor (V4(1), V4(2), V3(3), V4(4) e V4(5))
 (a) Modelo engastado – (b) Modelo com molas



(a)

Fonte: TQS informática, versão 2023

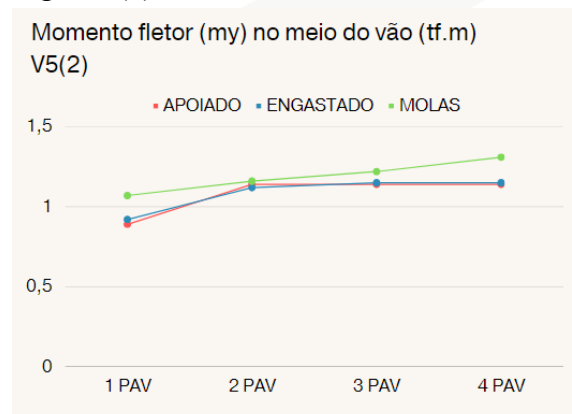
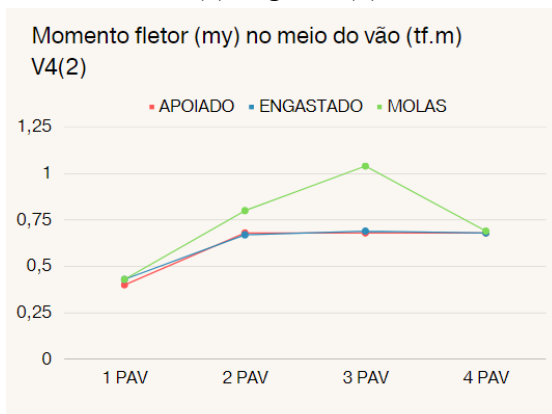


(b)

Fonte: TQS informática, versão 2023

Para facilitar a visualização, será apresentado a seguir as figuras (17 e 18) de gráficos que ilustram a variação das vigas V4(2) e V5(2), em relação aos valores de momento no meio do vão e de ligação. A escolha dessas vigas se deu por conta da presença em todos os edifícios analisados, e pela maior intensidade nas variações observadas.

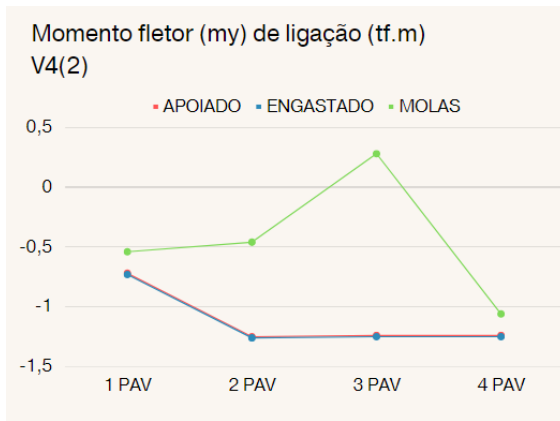
Figura 17 – Resultados de momento fletor em vigas
 (a) Viga V4(2) no meio do vão – (b) Viga V5(2) no meio do vão



(b)

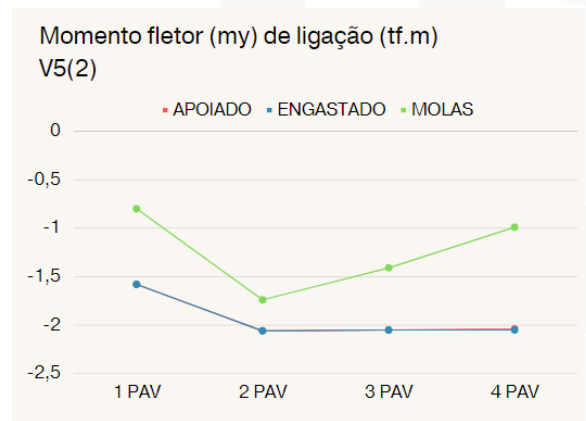
Fonte: Autoria própria, 2023

Figura 18 – Resultados de momento fletor em vigas
(a) Viga V4(2) de ligação – (b) Viga V5(2) de ligação



(a)

Fonte: Autoria própria, 2023



(b)

Fonte: Autoria própria, 2023

4.5 Força cortante em vigas

Por último, foram analisadas as alterações dos resultados referente aos esforços cisalhantes das vigas, em tf, os quais são descritos por meio dos quadros (13 a 16).

Quadro 13 – Resultados de força cortante em vigas nos edifícios com 1 pavimento

Força cortante em vigas – 1 pavimento				
Modelo apoiado				
	V4(1)	V4(2)	V5(1)	V5(2)
Valor positivo	0,94	0,69	0,96	1,48
Valor negativo	-1,34	-1,01	-1,32	-2,20
Modelo engastado				
	V4(1)	V4(2)	V5(1)	V5(2)
Valor positivo	0,98	0,68	0,98	1,47
Valor negativo	-1,30	-1,02	-1,30	-2,21
Modelo com molas				
	V4(1)	V4(2)	V5(1)	V5(2)
Valor positivo	0,90	0,78	1,16	1,82
Valor negativo	-1,14	-0,93	-0,87	-1,87

Fonte: Autoria própria, 2023

Quadro 14 – Resultados de força cortante em vigas nos edifícios com 2 pavimentos

Força cortante em vigas – 2 pavimentos						
Modelo apoiado						
	V4(1)	V4(2)	V4(3)	V5(1)	V5(2)	V5(3)

Valor positivo	0,95	1,42	0,69	0,96	2,33	1,50
Valor negativo	-1,33	-1,89	-1,01	-1,32	-3,07	-2,18
Modelo engastado	V4(1)	V4(2)	V4(3)	V5(1)	V5(2)	V5(3)
Valor positivo	0,98	1,41	0,70	0,98	2,32	1,50
Valor negativo	-1,30	-1,90	-1,01	-1,30	-3,08	-2,18
Modelo com molas	V4(1)	V4(2)	V4(3)	V5(1)	V5(2)	V5(3)
Valor positivo	1,16	1,81	0,97	0,90	2,48	1,61
Valor negativo	-0,88	-1,50	-0,73	-0,87	-2,92	-2,08

Fonte: Autoria própria, 2023

Quadro 15 – Resultados de força cortante em vigas nos edifícios com 3 pavimentos

Força cortante em vigas – 3 pavimentos

Modelo apoiado

	V4(1)	V4(2)	V4(3)	V4(4)	V5(1)	V5(2)	V5(3)	V5(4)
Valor positivo	0,95	1,42	0,69	0,96	2,33	1,50		1,51
Valor negativo	-1,33	-1,89	-1,01	-1,32	-3,07	-2,18		-2,18

Modelo engastado

	V4(1)	V4(2)	V4(3)	V4(4)	V5(1)	V5(2)	V5(3)	V5(4)
Valor positivo	0,98	1,41	0,70	0,98	2,32	1,50		1,51

	9 8 0	4 1 9	4 2 8	1,0 1	-1, 3 0	3 0 7	3 5 5	-2,18
Valor negativo								
Modelo com molas								
	V4(1)	V4(2)	V4(3)	V4(4)	V5(1)	V5(2)	V5(3)	V5(4)
Valor positivo	1	2	2	1	1	2	2	1,74
	4 7 6	1 7 4	1 3 8	2 5 4	0 6 7	0 5 5	0 6 6	-1,95
Valor negativo								

Fonte: Autoria própria, 2023

Quadro 16 – Resultados de força cortante em vigas nos edifícios com 4 pavimentos

Força cortante em vigas – 4 pavimentos										
Modelo apoiado										
	V	V	V	V	V	V	V	V	V5(4)	V
Valor positivo	0,		1,		0,	0,	2,	2,	2,3	1,
Valor negativo	-1,	-1	-1,	-1,	-1,	1,	-3,	-3,	-3,	-2,
Modelo engastado										
	V	V	V	V	V	V	V	V	V5(4)	V
Valor positivo	0,				0,				2,3	1,
Valor negativo	-1,	-1,	-1,	-1,	-1,	-1,	-3,	-3,	-3,	-2,
Modelo com molas										

	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V5 (4)	V
Valor positivo	0,	1,			0,			2,			1,
Valor negativo	-0,	-1,	-1,	-1,	-0,	-0,	-2,	-2,	-2,		-1,

Fonte: Autoria própria, 2023

Os resultados de força cortante, apesar de contar com algumas diferenças entre elementos, se manteve estável, mantendo a mesma ordem de grandeza entre os elementos.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Com base nos resultados obtidos foi possível notar as diferenças dos modelos usuais quando comparado ao edifício com molas, as forças axiais dos pilares tiveram uma tendência de descarregar o pilar central P5, e se distribuir entre o restante dos elementos. Os valores de momento dos pilares apresentaram propensão de aumento até o edifício de três pavimentos, onde as diferenças foram mais acentuadas, mas foi observado que mesmo mantendo a desigualdade entre os modelos, houve uma redução da discrepância os entre resultados no edifício de quatro pavimentos.

Em relação as vigas, os resultados de força cortante se mantiveram estáveis entre os três modelos, porém, quando analisado os diagramas de momento fletor, notou-se que houve uma diferença evidente do edifício com molas em relação aos outros, chegando ao ponto de alterar a ordem de grandeza dos esforços, como nos casos de ligação da viga, porém, semelhante aos momentos dos pilares, a discrepância entre resultados diminuiu quando comparados os edifícios com quatro pavimentos.

Assim, pode-se concluir que é válido o estudo sobre a interação solo-estrutura para edifícios de dois ou mais pavimentos, quando as diferenças começam a ficar mais acentuadas, principalmente para as análises de força axial e momentos fletores, onde os valores apresentaram a maior variação.

Não deve ser descartada, todavia, a análise estrutural dos edifícios também com apoios indeslocáveis, pois são muitas as variáveis a serem consideradas na interação solo-estrutura, e qualquer consideração feita de forma errônea pode comprometer de forma negativa a análise estrutural.

A integridade da estrutura, bem como a segurança do usuário, é algo imprescindível em uma

edificação, o que torna fundamental uma análise estrutural adequada. Portanto, cabe ao responsável técnico avaliar as possíveis variações que podem ocorrer, e fazer a escolha mais apropriada para cada situação.

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus e aos meus pais, Maria e Alécio, por todo o esforço desempenhado durante esses anos que se passaram, sempre enfrentando as dificuldades para chegar até aqui.

Ao meu orientador, Dionisio Palharini Junior, por toda paciência, conhecimento e dedicação compartilhados comigo durante a produção não só deste trabalho, mas durante toda a graduação.

E a minha coordenadora, Bruna Bernardi Maia Palharini, que teve toda a dedicação e paciência para a obtenção da licença do software para a produção deste trabalho.

REFERÊNCIAS

ALONSO, U. R. Previsão e controle das fundações: uma introdução ao controle de qualidade em fundações. **São Paulo: Blucher**, 2ed. 2011.

ANTONIAZZI, J. P. **Interação solo-estrutura de edifícios com fundações superficiais**. 2011.

Dissertação (Mestrado em engenharia civil e ambiental) - Universidade Federal de Santa Maria centro de tecnologia programa de pós-graduação em engenharia civil e ambiental área construção civil, Santa Maria RS, 2011. Disponível em:

<https://repositorio.ufsm.br/bitstream/handle/1/7763/ANTONIAZZI%2c%20JULIANA%20PIPPI.pdf?sequence=1&isAllowed=y> Acesso em: fev. 2023.

AOKI, N.; LOPES, F. R. **Estimating stress and settlements due to deep foundation**. In: V PAN AMERICAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 1975, Buenos Aires. Anais...Buenos Aires, v.1, p.377-386, 1975

AOKI, N; VELLOSO, D. A. **An approximated method to estimate the bearing capacity of piles**. In: Panamerican Conference on SoilMechanics and Foudantion Engineering, 5, Buenos Aires, 1975, Proceedings, v.1, p.367-376. 1975.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122: Projeto e execução de fundações**. Rio de Janeiro, p.14-15. 2019.

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

SOUZA, R. A.; REIS, J. H. C. Interação solo-estrutura para edifícios sobre fundações rasas. **Acta Sci. Technol**, Maringá, v. 30, n. 2, p. 161-171, 2008.

TQS INFORMÁTICA. **Manual de interação solo-estrutura – Versão UniPro 12**. São Paulo: TQS informática, 2023.

TIETZ, W. Fundações profundas sobre tubulões. **Estrutura revista técnica das construções engenharia e arquitetura**. Rio de Janeiro, nº76, p 43-81, 1976.

WINKLER, E. **Theory of elasticity and strength**. Dominicus Prague, Czechoslovakia. 1867.