

INSTITUTO FEDERAL DE EDUCAÇÃO CIÊNCIA E TECNOLOGIA
DE MINAS GERAIS – *CAMPUS AVANÇADO PIUMHI*
BACHARELADO EM ENGENHARIA CIVIL

Bianca Silva Rezende

**ESTUDO DA INFLUÊNCIA DO TIPO DE VÍNCULO DAS FUNDAÇÕES NA
ANÁLISE ESTRUTURAL**

Piumhi – MG

2020

BIANCA SILVA REZENDE

**ESTUDO DA INFLUÊNCIA DO TIPO DE VÍNCULO DAS FUNDAÇÕES NA
ANÁLISE ESTRUTURAL**

Trabalho de conclusão de curso apresentado ao Curso Bacharelado em Engenharia Civil do Instituto Federal de Minas Gerais – *Campus* Avançado Piumhi para obtenção do grau de bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. M.e Júnior Henrique Canaval
Coorientador: Prof. M.e Tobias Ribeiro Ferreira

Piumhi - MG

2020

FICHA CATALOGRÁFICA

R467e Rezende, Bianca Silva.

Estudo da influência do tipo de vínculo das fundações na análise estrutural / Bianca Silva Rezende. – 2020.
127 f.

Orientador: Júnior Henrique Canaval.

Monografia (Bacharelado em Engenharia Civil) - Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Minas Gerais - *Campus Avançado Piumhi*, 2020.

1. Fundações - engenharia. 2. Projeto estrutural. 3. Interação solo-estrutura. I. Título.

CDD 624.17

Ficha elaborada pela bibliotecária Andreia Cristina Damasceno - CRB6/1974

Bianca Silva Rezende

**ESTUDO DA INFLUÊNCIA DO TIPO DE VÍNCULO DAS FUNDAÇÕES NA
ANÁLISE ESTRUTURAL**

Trabalho de conclusão de curso de graduação apresentado ao Instituto Federal de Ciência e Tecnologia de Minas Gerais como requisito parcial para a obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Aprovado em: 12 de Março de 2020.

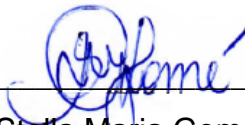
BANCA EXAMINADORA



Prof.ª. M.ª Carla Cristiane Silva - IFMG



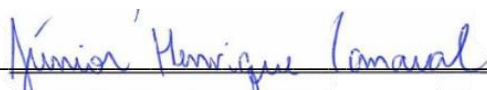
Prof. Dr. Felipe da Silva Alves - IFMG



Prof.ª. M.ª Stella Maria Gomes Tomé - IFMG



Prof. M.ª Thiago Pastre Pereira - IFMG



Prof. M.ª Junior Henrique Canaval - IFMG (Orientador)

AGRADECIMENTOS

A Deus por ter me dado força, saúde, proteção e por me permitir realizar esse sonho.

Agradeço a minha família, meus pais Marilena da Silva e Oliveira Ferreira Rezende por sempre terem acreditado em mim, me incentivado a correr atrás dos meus sonhos e por todo sacrifício para que pudesse chegar até aqui. A meu irmão Breno Silva Rezende por todo carinho e motivação.

Aos meus amigos que sempre me apoiaram e entenderam minha ausência para poder alcançar meus objetivos.

A todos os professores do IFMG *Campus* Piumhi, que sempre deram toda atenção e tiveram paciência para ensinar, o que me permitiu realizar este trabalho.

Ao meu orientador Junior Henrique Canaval e coorientador Tobias Ribeiro Ferreira, pela dedicação, paciência, incentivo e por todos os ensinamentos.

A todos que contribuíram direta ou indiretamente para a elaboração deste trabalho.

RESUMO

Uma edificação é constituída pela superestrutura, infraestrutura e terreno de fundação, contudo, na maioria dos casos, ao ser modelada, as três partes são analisadas separadamente. Visto que os edifícios são construídos sobre o solo, esse tem influência sobre a estrutura, sendo de grande relevância considerar todos os possíveis efeitos gerados na estrutura por esta interação. Dessa forma, o intuito desse trabalho é analisar numericamente e comparar uma mesma estrutura em concreto armado variando a vinculação entre a fundação e solo em indeslocável e flexível, sendo a primeira desconsiderando o solo para dimensionar a superestrutura. Para isso, foi utilizada uma metodologia de cálculo em que se utiliza a deformabilidade do solo, calculando coeficientes de recalque que foram empregados para constituir um modelo com apoios flexíveis, verificando assim a influência da interação solo-estrutura. Projetou-se um edifício residencial multipavimentos cuja estrutura e fundação, de concreto armado, foram processadas e dimensionadas utilizando o *software* Eberick 2019, versão demonstrativa, da empresa AltoQi, o qual possibilita a utilização do coeficiente de reação do solo. Compararam-se parâmetros de estabilidade da estrutura, como o deslocamento horizontal, e alguns elementos estruturais para analisar a variação dos esforços e do dimensionamento. Por fim, conclui-se que houve uma considerável variação entre os modelos, incluindo a redução do recalque diferencial quando considerada a interação solo-estrutura, o que pode evitar danos à edificação durante sua vida útil.

Palavras-chave: Interação solo-estrutura. Fundação. Projeto estrutural.

ABSTRACT

A building structure is composed by superstructure, substructure and foundation soil; however, it is commonly analyzed separately when they are modelled. Once buildings are constructed above soil, the soil has a considerable influence on the structure, so it is important to take into consideration all the possible effects created by that interaction in structural projects. Therefore, this study aimed to compare and analyze numerically the reinforced concrete structure switching the bonds between foundation and soil: rigid and elastic. For the first one the soil was not considered on structure's design. The structure was analyzed considering the reaction coefficients to build flexible supports, thereby verifying the soil-structure interaction influence. The structure and foundation, of reinforced concrete, from a multi-floor residential building were designed and processed on the software Eberick 2019 demonstrative version, from AltoQI company, which allows the soil displacement application on modelling. The structure stability parameters, e.g. horizontal displacement, and some structural elements were compared to understand the designing and efforts variation. It was concluded that there were considerable variations between the models, including reduction of differential settlement when the soil-structure interaction was considered, this may prevent damage on the building during its life cycle.

Keywords: Soil-structure interaction. Foundation. Structural project.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Estrutura de um edifício	13
Figura 2 - Superestrutura	18
Figura 3 – Detalhamento de sapata	20
Figura 4 - Tipos de vinculação	22
Figura 5 - Influência do processo construtivo nos recalques.....	28
Figura 6 - Hipótese de Winkler	29
Figura 7 - Coeficiente de mola de rotação para sapatas.....	33
Figura 8 - Coeficiente de mola de rotação para estacas	33
Figura 9 - Modelo de Winkler e Meio contínuo	34
Figura 10 - Relatório de sondagem SPT	37
Figura 11 - Estrutura em 3D.....	38
Figura 12 - Diagrama Unifilar do Modelo 1	44
Figura 13 - Diagrama Unifilar do Modelo 2.....	45
Figura 14 - Diagrama Unifilar do Modelo 3.....	47
Figura 15 - Diagrama de momentos fletores da viga VB1 (Modelo 1).....	49
Figura 16 - Diagrama de momentos fletores da viga VB1 (Modelo 2).....	49
Figura 17 - Diagrama de momentos fletores da viga VB1 (Modelo 3).....	49

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 - Comparação de esforços cortantes nas vigas	50
Gráfico 2 - Comparação do momento fletor nas vigas	51
Gráfico 3 - Flecha nas vigas.....	51
Gráfico 4 - Carga nos Pilares	52
Gráfico 5 - Cargas totais nas Sapatas.....	55
Gráfico 6 - Recalque Imediato.....	55
Gráfico 7 - Análise Estrutural.....	56
Gráfico 8 - Consumo de Aço da Estrutura.....	57

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 - Dificuldades de modelagem ISE	26
--	----

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Tipos de estacas	19
Tabela 2 - Valores de K_v	30
Tabela 3 - Fator de Forma.....	31
Tabela 4 - K_1 para solos arenosos.....	32
Tabela 5 - K_1 para solos argilosos	32
Tabela 6 - Peso específico de solos argilosos	41
Tabela 7 - Ângulo de atrito e coesão do solo	41
Tabela 8 - Coeficiente K	42
Tabela 9 - Coeficiente α	42
Tabela 10 - Parâmetros do Solo.....	43
Tabela 11 - Coeficiente de recalque.....	45
Tabela 12 - Vigas analisadas	48
Tabela 13 - Carga nos Pilares.....	51
Tabela 14 - Esforços na Fundação	53
Tabela 15 - Análise Estrutural	55
Tabela 16 - Consumo de Aço e Volume de Concreto	57
Tabela 17 - Comparação de custo de materiais.....	58

SUMÁRIO

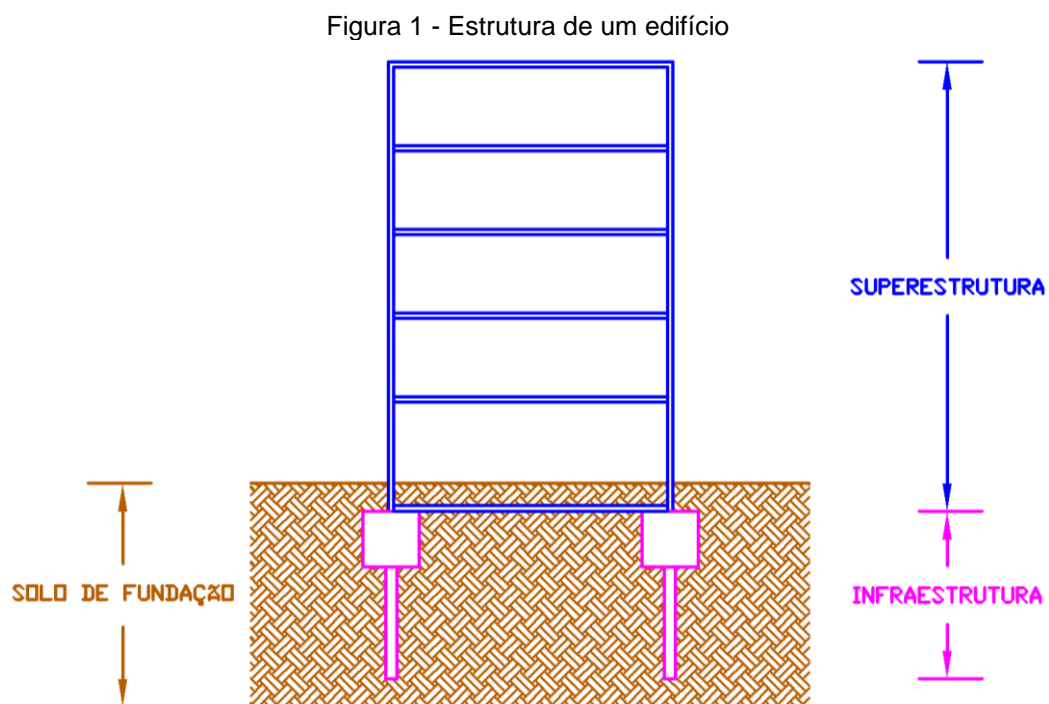
1	INTRODUÇÃO	13
2	OBJETIVOS	15
2.1	OBJETIVO GERAL.....	15
2.2	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	15
2.3	JUSTIFICATIVA	15
3	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	16
3.1	CONCRETO ARMADO	16
3.2	ESTRUTURAS EM CONCRETO ARMADO.....	16
3.2.1	Superestrutura.....	17
3.2.2	Infraestrutura	18
3.2.2.1	Fundações Profundas.....	18
3.2.2.1.1	Estacas	19
3.2.2.2	Fundações Rasas.....	19
3.2.2.2.1	Sapatas	20
3.3	DEFORMAÇÕES DO SOLO	20
3.4	VÍNCULO DAS FUNDAÇÕES.....	21
3.5	ANÁLISE ESTRUTURAL.....	23
3.5.1	Coeficiente γ_z	24
3.5.2	Deslocamento Horizontal.....	25
3.6	INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA.....	25
3.7	FATORES DE INFLUÊNCIA NA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA.....	27
3.7.1	Número de Pavimentos	27
3.7.2	Processo Construtivo.....	27
3.8	MODELAGEM DA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA	29
3.8.1	Hipótese de Winkler	29
3.8.1.1	Módulo de Reação Vertical do Solo	30
3.8.1.2	Módulo de Reação Horizontal do Solo	31
3.8.1.3	Coeficientes de Mola	32
3.8.2	Modelo de Meio Contínuo.....	34
4	METODOLOGIA	36
4.1	SOLO.....	36
4.2	ESTRUTURA.....	37

4.2.1	Modelo 1.....	39
4.2.2	Modelo 2.....	39
4.2.3	Modelo 3.....	39
4.3	ANÁLISE	40
5	ANÁLISE DOS RESULTADOS	41
5.1	SOLO.....	41
5.2	ESTRUTURA.....	43
5.2.1	Modelo 1.....	43
5.2.2	Modelo 2.....	44
5.2.3	Modelo 3.....	45
5.3	SUPERESTRUTURA	47
5.4	INFRAESTRUTURA.....	53
5.5	ANÁLISE ESTRUTURAL.....	55
5.6	CONSUMO DE AÇO E VOLUME DE CONCRETO	56
6	CONSIDERAÇÕES FINAIS	59
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	61
	APÊNDICE A – PROJETO ARQUITETÔNICO	65
	APÊNDICE B – PROJETO ESTRUTURAL	66
	ANEXO A – ANÁLISE ESTRUTURAL	70
	ANEXO B – DIAGRAMAS DE ESFORÇOS NAS VIGAS	73
	ANEXO C – RESULTADOS SAPATAS	117
	ANEXO D – RESUMO DE MATERIAIS.....	126

1 INTRODUÇÃO

Os projetos estruturais e de fundação de edifícios são normalmente concebidos separadamente de forma que o primeiro é concluído e as reações de apoio são utilizadas no projeto da fundação, sem que a rigidez da estrutura seja considerada. Além disso, na maioria dos casos, a influência do solo sobre a estrutura é desprezada, considerando-o como apoio indeslocável e indeformável, com o intuito de simplificar o dimensionamento. Contudo, sabe-se que essa consideração se difere da realidade, visto que, o solo é deformável e isso pode alterar as condições de apoio e gerar esforços e recalques diferentes daqueles considerados (GUIMARÃES; SOUZA; NARDIN, 2008).

Para a análise estrutural, as edificações podem ser divididas em três partes: superestrutura, infraestrutura e o solo de fundação, como observa-se na Figura 1, os quais normalmente são analisados separadamente.



Fonte: Adaptado de Guimarães; Souza; Nardin, 2008.

A superestrutura recebe os carregamentos e ações a qual a edificação é submetida e então os transmite à fundação que distribui as cargas para o solo. Deve-se buscar durante a análise e projeto que essa distribuição ocorra sem gerar tensões excessivas no solo, pois isso pode resultar na ruptura do mesmo, ou seja, deve-se ter

conhecimento das características do solo sobre o qual será construída a edificação para calcular as tensões admissíveis.

Contudo, todo solo sofre recalque quando uma carga é aplicada sobre ele, e esse recalque, que varia devido a diversos fatores, pode gerar deslocamentos consideráveis da fundação e conseqüentemente da estrutura.

Assim sendo, realizou-se um estudo e comparou-se os parâmetros da análise e comportamento estrutural, como a instabilidade global, deslocamento e recalque, da estrutura de um edifício de concreto armado, multipavimentos, e discutiu-se ao final a influência de cada um sobre o dimensionamento e desempenho da mesma. Para isso, a análise foi realizada em três modelos, nos quais foram variados os tipos de vínculos de apoio das fundações.

Os dados utilizados na análise comparativa foram calculados através de um *software* para projeto estrutural em concreto armado, o Eberick (2019), versão demonstrativa, desenvolvido pela empresa AltoQi. A análise estrutural foi realizada considerando o edifício sobre apoios indeslocáveis e flexíveis, observando a influência dos mesmos sobre a estrutura, para avaliar se os parâmetros da análise estrutural do modelo convencional (apoios indeslocáveis) dispersaram em grandes valores do modelo que mais se aproximaria da realidade (apoios flexíveis) e assim discutiu-se qual a alternativa mais viável e segura, levando em conta as dificuldades da análise considerando a influência da interação solo-estrutura.

2 OBJETIVOS

2.1 Objetivo Geral

Comparar o comportamento estrutural de um edifício multipavimentos de concreto armado variando os tipos de vínculo de apoio das fundações em indeslocáveis e deslocáveis.

2.2 Objetivos Específicos

- Elaborar um projeto arquitetônico e estrutural de um edifício, a fim de ser analisado;
- Apresentar os tipos de vínculos e os comportamentos característicos de cada situação;
- Encontrar as características do solo, por meio de cálculos embasados nos dados do SPT;
- Analisar a influência dos tipos de apoios no desempenho e dimensionamento da estrutura;
- Comparar o consumo de materiais para a fundação em cada situação.

2.3 Justificativa

Visto que muitos problemas nos edifícios, como fissuras e trincas, que podem comprometer a estrutura ou os elementos não estruturais, são causados devido ao recalque diferencial não previsto, deve-se analisar formas de evitar esses danos.

Logo, o intuito de estudos como este é contribuir com a aproximação das características dos modelos estruturais com os modelos reais (versão construída), considerando a influência que o solo tem sobre a estrutura, que é desprezada em alguns projetos e dessa forma prevenir problemas futuros. Essa consideração, chamada de interação solo-estrutura pode ter influência no dimensionamento e no desempenho da estrutura, como pode ser observado ao decorrer do trabalho, que tem o intuito de mostrar a importância da análise do projetista quanto as considerações do projeto.

3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

3.1 Concreto Armado

Segundo Mesquita Filho (2008), concreto armado é um material resultante da união do concreto simples com o aço de baixo teor de carbono, tratando-se, portanto, de um material de construção composto. Os dois materiais trabalham juntamente para resistir aos esforços solicitantes nas estruturas.

O concreto simples é uma mistura de aglomerantes (cimento), agregados (miúdos e graúdos), água e em alguns casos, aditivos ou adições. Todos esses materiais devem ser devidamente dosados para garantir as propriedades do concreto (PINHEIRO, 2010).

De acordo com Pinheiro (2010), o concreto simples é um material com boa resistência à compressão, porém, baixa resistência à tração. Por esse motivo, adiciona-se algum outro material para que resista a esses esforços. Pode-se utilizar aço, fibras de vidro, plásticos, nylon e bambu, sendo o primeiro o mais utilizado na construção civil.

O aço é também utilizado para absorver tensões de cisalhamento, auxiliando ainda o concreto a resistir às tensões de compressão. A utilização dos dois materiais juntos é possível devido a suas propriedades físicas serem parecidas, como a boa aderência, impedindo que a armadura se solte do concreto e garantindo que os esforços de tração cheguem à armadura, os coeficientes de dilatação aproximados fazendo com que não tenham deslocamentos muito diferentes quando submetidos a pequenas variações de temperatura e, além disso, o concreto protege o aço da oxidação e garante maior durabilidade da estrutura (SÜSSEKIND, 1947).

Sendo assim, o concreto armado é muito utilizado na construção de estruturas por apresentar diversas vantagens, como a durabilidade, a resistência, o baixo custo e facilidade de modelagem, além de ser mais resistente a água quando comparado com o aço e a madeira (BASTOS, 2006).

3.2 Estruturas em Concreto Armado

O concreto armado, ainda hoje o material estrutural mais utilizado no Brasil, começou a ser empregado no início do século XX, tendo como marco os seguintes eventos (CLÍMACO, 2008):

- 1908 - Hennebique: primeira ponte de concreto armado;
- 1912 - Riedlinger; primeira firma de engenharia a construir edificações com estruturas de concreto armado;
- 1913 - Wayss e Freytag: encampam a firma de Riedlinger, transformada em uma filial.

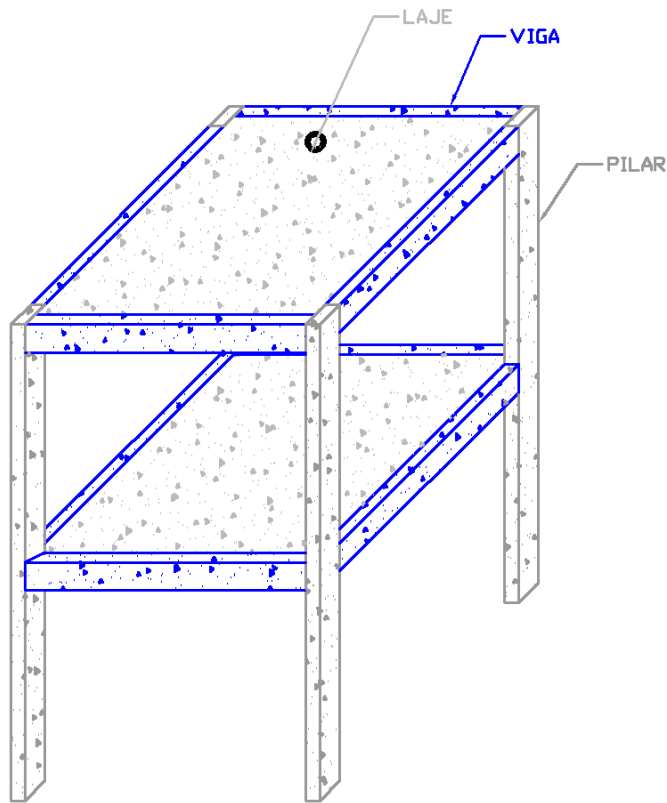
Em 1931 o Brasil publicou a primeira norma sobre o concreto armado, após a construção dos edifícios “*A Noite*” no Rio de Janeiro e “*Martinelli*” em São Paulo. Além disso, em 1931 foi construído o Cristo Redentor, em concreto armado e revestido com pedra sabão, que possui 38 metros de altura, equivalendo a um edifício de 13 andares. Desde então, esse material é o mais utilizado no país, para a construção de elementos estruturais (HELENE; ANDRADE, 2010).

3.2.1 Superestrutura

A superestrutura tem como função resistir às ações solicitantes e transmiti-las para a fundação (PINHEIRO, 2007). Os principais elementos que constituem a superestrutura (Figura 2) são:

- Lajes: elementos planos bidimensionais, cujo duas de suas dimensões são muito maiores que a terceira (espessura). Recebem a maior parte das cargas em uma construção e distribuem os esforços para as vigas onde se apoiam (BASTOS, 2015);
- Vigas: elementos lineares em que a flexão é preponderante (NBR 6118, ABNT, 2014). É considerada como elemento linear devido ao seu comprimento ser no mínimo três vezes maior que a sua maior dimensão da seção transversal (BASTOS, 2017);
- Pilares: elementos lineares de eixo reto, usualmente dispostos na vertical, cujos esforços preponderantes são ocasionados por forças normais de compressão (NBR 6118, ABNT, 2014).

Figura 2 - Superestrutura



Fonte: Arquivo Pessoal, 2019.

3.2.2 Infraestrutura

A Infraestrutura, em geral formada pelos elementos de fundação, é a parte da edificação responsável pela transmissão das cargas da superestrutura para o solo. Sua função é garantir a compatibilização entre os carregamentos provenientes da superestrutura e a resistência do terreno, de forma que o deslocamento não cause problemas na funcionalidade e estabilidade da obra (GUSMÃO, 1990).

3.2.2.1 Fundações Profundas

Fundação profunda é definida pela NBR 6122 (ABNT, 2019) como um elemento que transmite a carga que está sujeita para o terreno sobre o qual está apoiado, através da base, pela lateral ou pela combinação das duas. A profundidade desse tipo de fundação é de no mínimo 3 metros, devendo ainda, ser maior que oito vezes a menor dimensão da seção transversal. Pode-se citar como exemplo os tubulões e estacas.

3.2.2.1.1 Estacas

Estaca é um tipo de fundação profunda a qual é executada apenas por equipamentos ou ferramentas, sem que haja trabalho manual em profundidade para qualquer fase de execução (NBR 6122, ABNT, 2019). Diferencia-se dos tubulões por não haver descida de pessoas em seu interior. Segundo Velloso e Lopes (2010), as estacas podem ser classificadas de acordo com dois critérios, sendo um devido ao material (madeira, concreto, aço ou mistas) e o outro devido ao efeito gerado no solo ao serem executadas, sendo classificadas em:

- De deslocamento: estacas cravadas, em que o solo se desloca horizontalmente dando espaço para a estaca;
- De substituição: estacas escavadas, em que o solo do local onde a estaca será colocada ou executada é retirado;
- Sem deslocamento: há pouca remoção de solo e/ou usa-se técnicas para restabelecer as tensões geostáticas, durante a concretagem.

São mostrados na Tabela 1 os principais tipos de estacas agrupadas de acordo com sua classificação, conforme Velloso e Lopes (2010).

Tabela 1 - Tipos de estacas

Tipo de execução		Estacas
De deslocamento	Grande	Madeira
		Pré-moldadas de concreto
		Tipo Franki
		Microestacas injetadas
	Pequeno	Perfis de aço
		Estacas hélice especiais
Sem deslocamento		Escavadas com revestimento metálico perdido que avança à frente da escavação
		Estacas Raiz
De substituição		Escavadas sem revestimento
		Tipo Strauss
		Estacas hélice contínua em geral

Fonte: Velloso e Lopes, 2010.

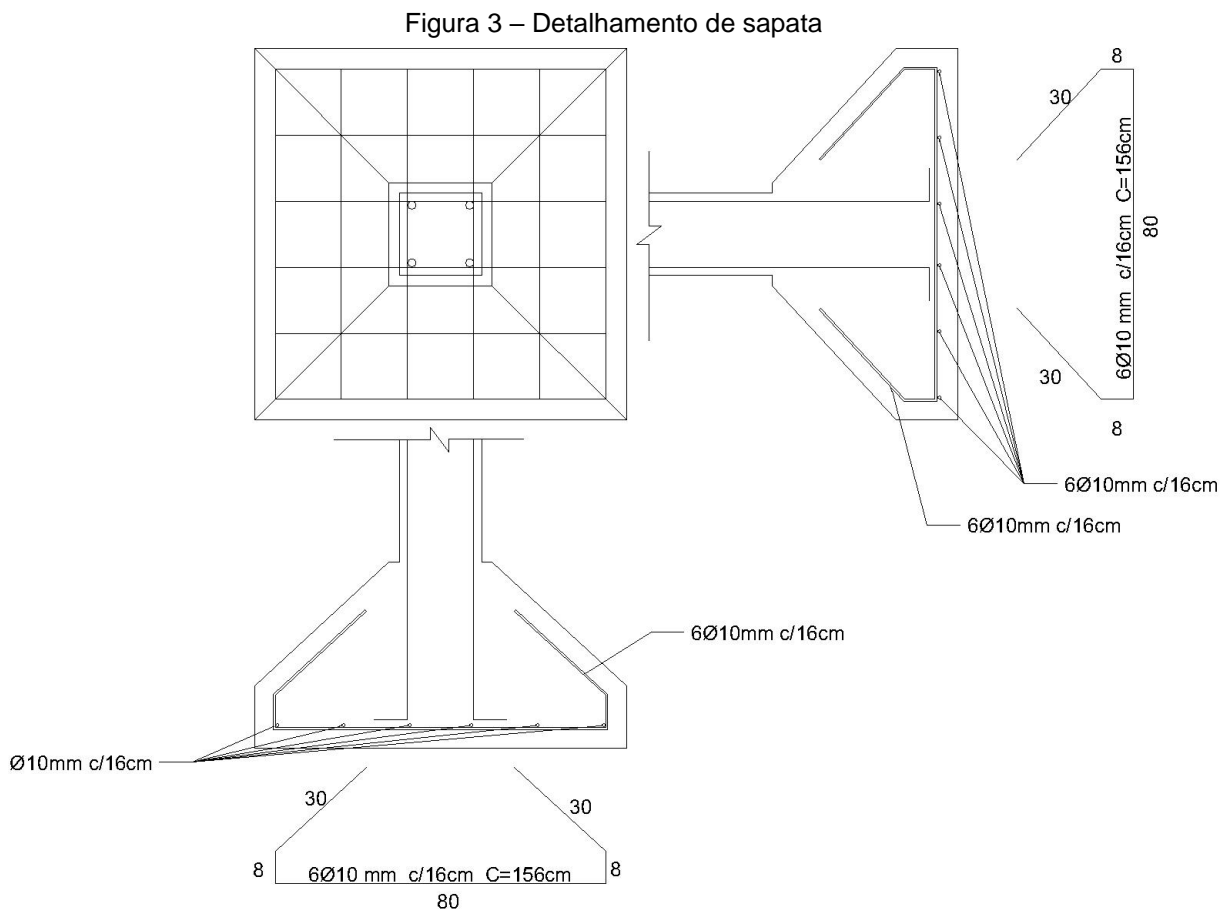
3.2.2.2 Fundações Rasas

Segundo a NBR 6122 (ABNT, 2019) fundações rasas são elementos que transmitem as pressões para o solo pela sua base. Esses elementos possuem sua profundidade de assentamento da base inferior duas vezes a sua menor dimensão. Exemplos de fundações rasas são as sapatas, blocos, radier e vigas de fundação.

Para o modelo estrutural a ser utilizado nesse estudo, serão utilizadas sapatas como elementos de fundação.

3.2.2.2.1 Sapatas

Sapata é um elemento de fundação de concreto armado em que as tensões de tração são resistidas pela armadura. Sua base pode ser quadrada, retangular ou trapezoidal (NBR 6122, ABNT, 2019). A Figura 3 ilustra o detalhamento de uma sapata.



Fonte: Arquivo Pessoal, 2019.

3.3 Deformações do solo

Para que a interação solo-estrutura seja considerada, deve-se levar em conta o comportamento do solo ao receber as cargas. De acordo com Caputo (1988), as tensões geradas pela estrutura no solo provocam deformações no mesmo e essas tensões quando comprimem o solo, causam recalques.

Reis (2000) cita três tipos de recalques: o recalque imediato, devido à plasticidade do solo; adensamento primário, devido à diminuição da pressão quando a água é expulsa dos vazios do solo; e o adensamento secundário, causado pelo aumento da deformação do solo que está submetido à tensão constante.

Todos os edifícios recalcam devido à deformabilidade do solo, porém, alguns sofrem recalques que normalmente são imperceptíveis a olho nu. Sendo assim, as características do solo sobre o qual se está construindo devem ser conhecidas, para que o recalque seja previsto e considerado no projeto de fundações (CINTRA; AOKI; ALBIERO, 2011). De acordo com Velloso e Lopes (2010), os métodos para previsão de recalque podem ser divididos em:

- Métodos racionais: são utilizados modelos de previsão de recalque teoricamente exatos, juntamente com parâmetros de deformabilidade obtidos *in situ* ou em laboratório;
- Métodos semiempíricos: utilizam-se modelos de previsão de recalque teoricamente exatos ou adaptações, e os parâmetros de deformabilidade que são obtidos por correlações de ensaios *in situ* de penetração.
- Métodos empíricos: utilizam-se de valores de tensões admissíveis em função do tipo de solo, e assim, associam-se as tensões a recalques usualmente aceitos em estruturas convencionais.

Visto que o solo não é homogêneo e as tensões geradas pela fundação podem ser diferentes de um apoio para outro, pode ocorrer o recalque diferencial, ou seja, deslocamento diferente entre as fundações. Caso ocorra, pode gerar danos à estrutura, como fissuras e trincas além de prejudicar a funcionalidade de esquadrias, por exemplo.

3.4 Vínculo das fundações

A forma como é considerada a conexão entre os elementos estruturais (vínculos) depende da análise do projetista, que deve ter sempre o bom senso, visto que essas considerações têm grande influência no desempenho da estrutura. Essas ligações são realizadas por meio de apoios e os principais são (KASSIMALI, 2015):

- Articulações fixas: possuem translações horizontal e vertical impedidas, permitem a rotação;

- Rótulas: deslocamentos relativos das extremidades dos membros junto às rótulas são impedidos, e permitidas a rotação e translações (horizontal e vertical);
- Rolamentos: impedida a translação vertical e permitidas a translação horizontal e rotação;
- Engastes: translações (horizontal e vertical) e rotação são impedidas.

São ilustrados na Figura 4 os tipos de apoio, bem como são representados nas bibliografias.

Figura 4 - Tipos de vinculação

Tipo	Esboço	Simbolo
Articulação Fixa		
Rótula		
Rolamento		
Engaste		

Fonte: Adaptado de Leet, 2010.

De acordo com Teixeira (2014), os apoios rotulados para as fundações são considerados nos seguintes casos:

- Solos com baixa capacidade de suporte;
- Situações em que se tem poucas informações referentes as características do solo;
- Estrutura com poucos deslocamentos horizontais ou possíveis de serem controlados através do enrijecimento dos pórticos da estrutura.

Ainda segundo o autor, considera-se o apoio da fundação engastado para os seguintes casos:

- Sistemas de contraventamento tais como núcleos estruturais e pórticos rígidos;
- Estruturas tubulares que combatem a torção e os esforços horizontais gerados pela ação do vento;
- Estruturas que apresentam deslocamentos horizontais excessivos no topo dos pilares;
- Nas situações em que a utilização de outro vínculo tornaria a estrutura hipostática, como no caso de lançamento de pilar isolado.

Além dos citados acima, para o presente estudo será utilizado o apoio flexível, sendo representado por molas, as quais tem seus coeficientes de mola representando a deformabilidade do solo sobre o qual se apoia a estrutura (MENDES, 2015).

3.5 Análise Estrutural

De acordo com Martha (2010), a análise estrutural trata da previsão do comportamento da estrutura que pode ser feito utilizando parâmetros como tensões, deformações e deslocamento. Para isso, deve-se considerar todas as possíveis combinações de carregamentos e solicitações as quais a estrutura estará sujeita.

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014), a análise estrutural tem como objetivo determinar quais efeitos as ações podem gerar em uma estrutura, para então realizar o dimensionamento no estado limite último (ELU) e as verificações no estado limite de serviço (ELS). Além disso, a análise estrutural permite estabelecer as distribuições dos esforços internos, tensões, deformações e deslocamentos, em uma parte ou em toda a estrutura.

Deve-se observar as flechas (ELS), ou seja, o deslocamento em pontos dos elementos devido às solicitações, garantindo que não ultrapassem os deslocamentos limites estabelecidos pela NBR 6118 (ABNT, 2014). São quatro grupos básicos de deslocamentos-limites:

- Aceitabilidade sensorial: evita vibrações indesejáveis ou desconforto visual;
- Efeitos específicos: os deslocamentos podem impedir que a edificação seja utilizada de forma adequada;

- Efeitos em elementos não estruturais: deslocamentos que causam mau funcionamento de por exemplo, portas, janelas e alvenaria, entre outros elementos ligados a estrutura;
- Efeitos em elementos estruturais: deslocamentos que afetam a funcionalidade dos elementos estruturais, impossibilitando que estes atuem como foram projetos para atuar na estrutura.

Para realizar a análise estrutural, cria-se um modelo o qual deve representar a estrutura, com a geometria dos elementos, os carregamentos, as ações a qual estará sujeita quando utilizada, e as propriedades dos materiais empregados na construção. Deve-se tentar aproximar o modelo ao máximo da estrutura real, para que os resultados obtidos possam ter uma maior confiabilidade.

Visto que a análise do comportamento real de uma estrutura é normalmente de difícil interpretação, pode-se utilizar da técnica de discretização, ou seja, divide-se a estrutura em elementos de fácil análise. Contudo, com o auxílio de softwares é possível realizar o estudo da estrutura sem a necessidade de utilizar essa técnica (CARVALHO; FIGUEIREDO FILHO, 2014).

3.5.1 Coeficiente γ_z

O coeficiente γ_z , de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014), é um coeficiente que majora os esforços globais finais de 1ª ordem, a fim de obter os esforços de 2ª ordem. É aconselhável sua utilização para estruturas reticuladas de no mínimo quatro andares. Tem-se o limite de 1,30 para o coeficiente γ_z , sendo que estruturas que atingem um valor maior são instáveis e não devem ser construídas devido à alta instabilidade. Contudo, considera-se que para valores de $\gamma_z \leq 1,10$ a estrutura é de nós fixos e assim pode-se desconsiderar os efeitos globais de 2ª ordem e para $\gamma_z > 1,10$, deve-se considerar os efeitos globais de 2ª. Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), o valor de γ_z é obtido utilizando-se a Equação 1.

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \quad \text{Equação 1}$$

onde:

$\Delta M_{tot,d}$ = soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes na estrutura, na combinação considerada, com seus valores de cálculo, pelos deslocamentos

horizontais de seus respectivos pontos de aplicação, obtidos da análise de primeira ordem;

$M_{1,tot,d}$ = momento de tombamento, ou seja, a soma dos momentos de todas as forças horizontais da combinação considerada, com seus valores de cálculo, em relação à base da estrutura.

3.5.2 Deslocamento Horizontal

O deslocamento horizontal da estrutura (δ_H), pode ser provocado pela ação do vento combinada com os demais esforços. Esse dado define se há a necessidade de enrijecer a estrutura, ou seja, se o deslocamento for maior que o limite definido pela NBR 6118 (ABNT, 2014) deve-se tornar a estrutura mais rígida. Os limites de deslocamentos provocados pela ação do vento para combinação frequente são definidos pela Equação 2 e Equação 3.

$$\delta_H = \frac{H}{1700} \quad \text{Equação 2}$$

$$\delta_{Hi} = \frac{H_i}{850} \quad \text{Equação 3}$$

onde:

H = altura total do edifício, resultando da equação o deslocamento máximo horizontal do edifício;

H_i = desnível entre pavimentos, resultando da equação o deslocamento máximo horizontal entre pavimentos.

3.6 Interação Solo-Estrutura

A interação solo-estrutura é a análise da infraestrutura, superestrutura e solo como um conjunto que trabalham juntos ao serem solicitados. Atualmente, na maioria dos dimensionamentos de estruturas considera-se os apoios indeslocáveis, ou seja, o solo é caracterizado como um material rígido. Se tratando de solos de baixa deformabilidade, em que o recalque da fundação é semelhante em todos os apoios, ao se considerar os apoios engastados tem-se resultados satisfatórios, porém, em alguns casos, não considerar a interação solo-estrutura (ISE) pode gerar resultados negativos a estrutura (ANTONIAZZI, 2011).

Gusmão (1990) e Antoniazzi (2011) afirmaram em suas pesquisas que a consideração da interação solo-estrutura para o dimensionamento é sim relevante,

porém, ambos afirmam dificuldades como a complexidade dos métodos para consideração da ISE, a falta de integração entre os projetistas da infra e superestrutura e a necessidade de dados mais detalhados sobre o solo, visto que esse é heterogêneo e anisotrópico, ou seja, pode ter características muito diferentes de um ponto para outro. Outras dificuldades na modelagem da ISE são mostradas no Quadro 1:

Quadro 1 - Dificuldades de modelagem ISE

VARIÁVEIS DO SISTEMA	DIFICULDADES DE MODELAGEM
1. Super-estrutura	<ul style="list-style-type: none"> • A seqüência de construção • As propriedades reológicas dos materiais • O carregamento externo
2. Infra-estrutura	<ul style="list-style-type: none"> • Transferência de carga ao terreno • Aspectos de execução
3. Terreno de fundação	<ul style="list-style-type: none"> • Heterogeneidade vertical e horizontal • Representatividade da prospecção e ensaios • Influência do tempo nos parâmetros geotécnicos

Fonte: Crespo, 2004.

De acordo com Immich, Klamt e Silva (2016), um dos pioneiros na consideração da interação solo-estrutura foi Meyerhof (1953), que considerava as características do solo, da infraestrutura e a rigidez global da estrutura para o cálculo dos recalques totais e diferenciais dos elementos de fundação unitariamente, de forma que o maciço de solo, a superestrutura e a infraestrutura formariam um conjunto único.

Sendo assim, estudos vêm sendo realizado para facilitar a consideração da ISE, resultando em uma maior segurança em relação aos projetos, visto que o modelo estrutural se aproximará mais da realidade, ou seja, o solo como um material deformável.

Um método que pode ser utilizado para a interação solo-estrutura é o que considera molas elásticas distribuídas na interface estrutura-solo representando o solo, e os coeficientes da mola são relacionados ao módulo de elasticidade, simulando a deformação que ele sofre ao receber a carga da estrutura (GUIMARÃES; SOUZA; NARDIN, 2008).

À medida que os apoios da estrutura sofrem recalque, isso faz com que ocorra uma redistribuição de esforços nos elementos estruturais, o que pode gerar danos na estrutura. Os pilares que sofrem recalque menor, por exemplo, têm um

acréscimo de carga que pode ter grande influência na análise estrutural (JORDÃO, 2003).

Projetos de fundação que poderiam não ser aceitos em decorrência da magnitude dos recalques calculados em uma análise convencional, podem ser viabilizados quando levasse em conta a ISE, visto que segundo Gusmão (1994), essa consideração tem um efeito importante que é a solidariedade entre os elementos estruturais, que confere uma rigidez considerável à estrutura, sendo assim, o recalque diferencial entre os apoios será menor, causando menos danos à construção.

3.7 Fatores de Influência na Interação Solo-Estrutura

Diversos fatores afetam os efeitos do mecanismo da interação solo-estrutura e esses podem estar ligados à infraestrutura ou a superestrutura. Alguns desses fatores que podem ser citados são o número de pavimentos, o processo construtivo, a forma da planta baixa da edificação, entre outros (ANTONIAZZI, 2011).

3.7.1 Número de Pavimentos

Quanto mais pavimentos possuir um edifício, maior deve ser a rigidez da estrutura, contudo os primeiros pavimentos são os que exercem maior influência nesse aumento, sendo assim não se trata de um crescimento linear de rigidez (COLARES, 2006).

Lopes e Gusmão (1991) *apud* Antoniazzi (2011) em seus estudos observaram que conforme aumentava-se o número de pavimentos de uma edificação, menor se tornava os recalques diferenciais. Além disso, a rigidez aumenta até um valor limite e após este, os mecanismos de ISE não influenciam mais nos esforços dos pilares. Sendo assim, observa-se que a ISE gera maior variação de esforços nos primeiros pavimentos e que há uma determinada altura em que se pode desprezá-la.

3.7.2 Processo Construtivo

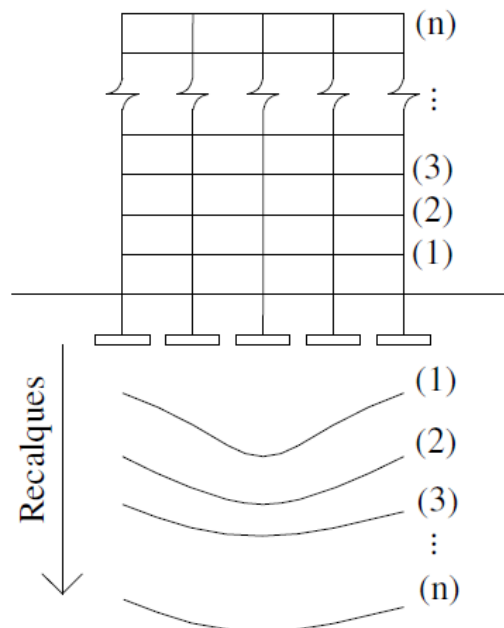
É comum observar nos estudos e análises sobre a interação solo estrutura a consideração de que todas as solicitações atuarão na estrutura somente quando a edificação estiver totalmente construída. Como dito anteriormente, conforme se aumenta o número de pavimentos, aumenta-se a rigidez da estrutura, sendo assim é

possível afirmar que é de grande importância considerar o processo construtivo na análise da interação solo-estrutura

Dessa forma, para considerar a evolução construtiva na análise da estrutura, aplica-se a carga de forma gradativa, assim como ocorre à medida que cada pavimento é construído e as solicitações vão sendo somadas a cada etapa. Assim, se faz com que o modelo estrutural se aproxime cada vez mais do que ocorre na realidade (ANTONIAZZI, 2011).

Prédios foram monitorados durante sua construção em Recife-PE, observando-se o aumento do recalque e as consequências geradas nos elementos estruturais. Observou-se que a cada etapa e com o aumento dos recalques os esforços atuantes nos pilares aumentaram, assim como a rigidez da estrutura. Com a sequência construtiva os recalques tendiam a se uniformizar, como pode-se observar na Figura 5 (GUSMÃO E GUSMÃO FILHO, 1994).

Figura 5 - Influência do processo construtivo nos recalques



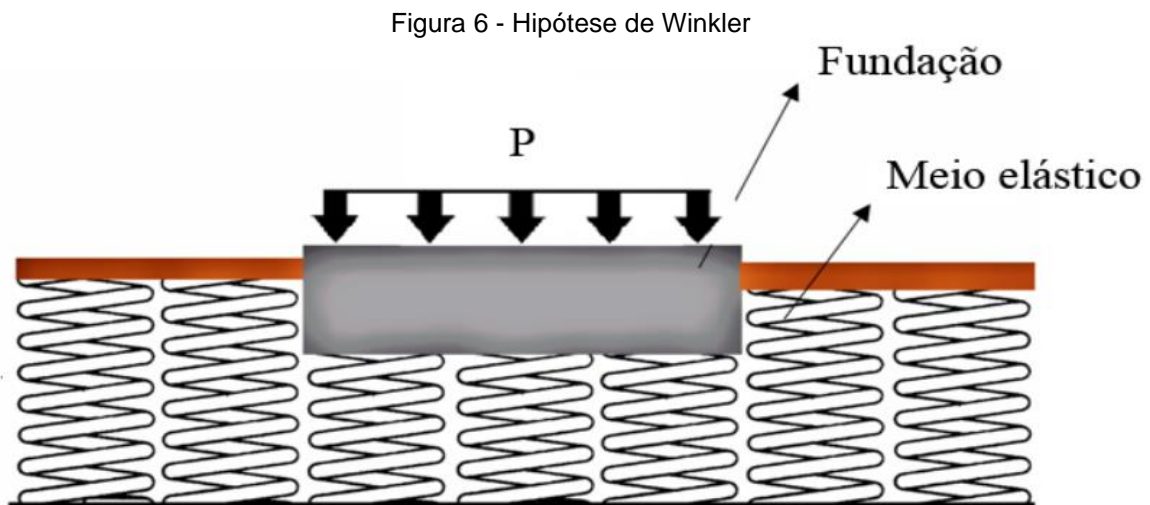
Fonte: Gusmão e Gusmão Filho, 1994.

Para esse trabalho não foi considerado o processo construtivo da edificação devido à utilização de versão demonstrativa do *software* utilizado e a simplificação da modelagem da interação solo-estrutura.

3.8 Modelagem da Interação Solo-Estrutura

3.8.1 Hipótese de Winkler

O método proposto por Winkler considera o solo como sendo uma superfície composta por molas independentes umas das outras, como ilustrado na Figura 6. Esse modelo simplificado considera o solo como um meio elástico, homogêneo, isotrópico e com relação linear entre carga e deslocamento (ALONSO, 1991).



Fonte: Sivelli, 2018.

De acordo com Holanda Júnior (1998), o método de Winkler é o método mais simplificado utilizado para representar o solo na análise da ISE. Para isso, assume-se a proporcionalidade entre a pressão (p) aplicada ao solo pelo elemento de fundação e o recalque (d), através da Equação 4, em que se calcula o coeficiente de reação vertical do solo (k_v), que representa a rigidez das molas lineares que representam o solo na direção vertical:

$$K_v = \frac{p}{d} \quad \text{Equação 4}$$

$$d = pB \left(\frac{1 - \nu^2}{E} \right) I_s \quad \text{Equação 5}$$

onde:

B= menor largura da sapata;

p= carregamento;

ν = coeficiente de Poisson do solo;

E= módulo de elasticidade do solo;

I_s = fator de forma (Tabela 3);

Contudo, nota-se a que além de ser necessário conhecer características do solo como módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson, é necessário também conhecer o carregamento para que se possa determinar o recalque, logo o processo torna-se iterativo, até que os valores de deslocamento atinjam a convergência.

3.8.1.1 Módulo de Reação Vertical do Solo

O coeficiente de reação vertical (K_v), pode ser também determinado através do ensaio de placas, utilizando-se tabelas com valores determinados de acordo com o tipo de solo, ou calculando-se o recalque de fundações reais. A Tabela 2 fornece valores para o coeficiente de reação vertical, de acordo com o tipo de solo. Os valores fornecidos são para uma placa quadrada de 30,48 cm (1 ft) (JÚNIOR, 1998).

Tabela 2 - Valores de K_v

ARGILA	Rija	Muito Rija	Dura
q (MPa)	0,1 - 0,2	0,2 - 0,4	>0,4
Faixa de valores	16 - 32	32 - 64	>64
Valor Proposto	24	48	96
AREIA	Fofa	Med. Compacta	Compacta
Faixa de valores	6 - 19	19 - 96	96 - 320
Areia acima do nível da água	13	42	160
Areia submersa	8	26	96

Fonte: Holanda Júnior, 1998.

A melhor forma de encontrar o coeficiente de recalque é através da prova de placa, porém é possível fazer uma correlação com o SPT, que apesar de pouco precisa, não interfere muito nos resultados (BERBERAIN, 1943).

De acordo com Holanda Júnior (1998) o coeficiente k_v corresponde a resposta do solo a receber um carregamento aplicado pela estrutura, então deve-se corrigir os valores obtidos pelo ensaio de placa ou os valores fornecidos na literatura, para as dimensões e formas da fundação. Para a correção utiliza-se a Equação 6, a qual associa o solo a um meio elástico homogêneo e semi-infinito:

$$k_{v,B} = k_{v,b} \frac{b I_{s,b}}{B I_{s,B}} \quad \text{Equação 6}$$

Em que:

b = menor dimensão da placa;

B = menor dimensão da base da fundação;

$I_{s,b}$ = fator de forma da placa (Tabela 3);

$I_{s,B}$ = fator de forma da fundação (Tabela 3).

Tabela 3 - Fator de Forma

FORMA	FLEXÍVEL			RÍGIDO
	Centro	Borda	Média	
Círculo	1,00	0,64	0,85	0,79
Quadrado	1,12	0,56	0,95	0,99
Retângulo				
L/B (*) = 1,5	1,36	0,67	1,15	
2	1,52	0,76	1,30	
3	1,78	0,88	1,52	
5	2,10	1,05	1,83	
10	2,53	1,26	2,25	
100	4,00	2,00	3,70	
1000	5,47	2,75	5,15	
10000	6,90	3,50	6,60	

* L e B correspondem respectivamente as dimensões comprimento e largura da base da fundação.

Fonte: Holanda Júnior, 1998.

3.8.1.2 Módulo de Reação Horizontal do Solo

Para estacas, deve-se analisar também os carregamentos horizontais. Assim, pode-se utilizar a hipótese de Winkler para o estudo do carregamento horizontal do solo. Para isso, calcula-se o módulo de reação horizontal do solo (k_h), que assim como o k_v , é a relação entre a tensão do solo (P) e o deslocamento (y), mas horizontal para este caso, como mostra a Equação 7.

$$k_h = \frac{P}{y} \quad \text{Equação 7}$$

Terzaghi (1956) propôs correlações para obtenção do k_h . A Equação 8 pode ser utilizada para solos arenosos e a Equação 9 para argilosos e o coeficiente K_1 é obtido na Tabela 4 e Tabela 5.

$$k_h = K_1 \frac{z}{B} \quad \text{Equação 8}$$

$$k_h = 0,2 \frac{K_1}{B} \quad \text{Equação 9}$$

Onde:

k_h = módulo de reação horizontal do solo;

K_1 = coeficiente obtido na Tabela 4 e Tabela 5;

z = profundidade da fundação;

B = largura ou diâmetro da estaca ou tubulão.

Tabela 4 - K1 para solos arenosos

Condição	Areia fofa	Areia média	Areia compacta
Seca ou saturada	2000	7000	18000
Submersa	1000	4000	11000

Fonte: Adaptado Terzaghi, 1956.

Tabela 5 - K1 para solos argilosos

Condição	Argila mole	Argila média	Argila rija	Argila Dura
Seca ou saturada	0 a 15000	20000	50000	100000

Fonte: Adaptado Terzaghi, 1956.

3.8.1.3 Coeficientes de Mola

Conhecendo o coeficiente de reação vertical torna-se possível calcular os coeficientes de mola, que representam a rigidez das molas fictícias consideradas abaixo da fundação (ANTONIAZZI; ALVA; SOARES, 2010).

Os coeficientes de mola à translação (k_z , k_x e k_y) são obtidos através de uma relação entre o coeficiente de recalque (K_V) e a área da base da sapata (A), como mostrado na Equação 10.

$$k_z = K_V \cdot A \quad \text{Equação 10}$$

De acordo com Mendes (2016), além dos coeficientes de mola vertical e horizontal, deve-se analisar o coeficiente de rigidez à rotação (k_r) que corresponde a rigidez da rotação ou giro de uma estrutura quando submetida a um carregamento. Este coeficiente é obtido através da Equação 11 e Equação 12.

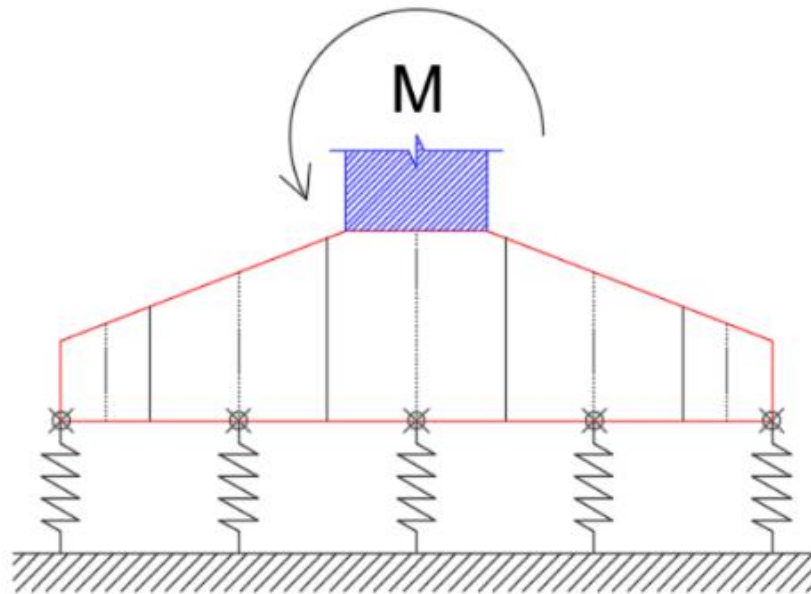
$$k_{rx} = K_v \cdot I_x \quad \text{Equação 11}$$

$$k_{ry} = K_v \cdot I_y \quad \text{Equação 12}$$

Em que I_x e I_y são os valores de inércia da sapata em relação ao eixo x e y , respectivamente.

Ainda segundo Mendes (2016), para analisar a rigidez a rotação em sapatas, deve-se considerar o solo em toda sua área. Para facilitar pode-se fazer a discretização da mesma, considerando o solo como um conjunto de molas no nós do encontro dos elementos da sapata, calculando assim um K_v para cada mola, de acordo com a área de influência resultante da discretização. A Figura 7 ilustra como seria realizado esse procedimento.

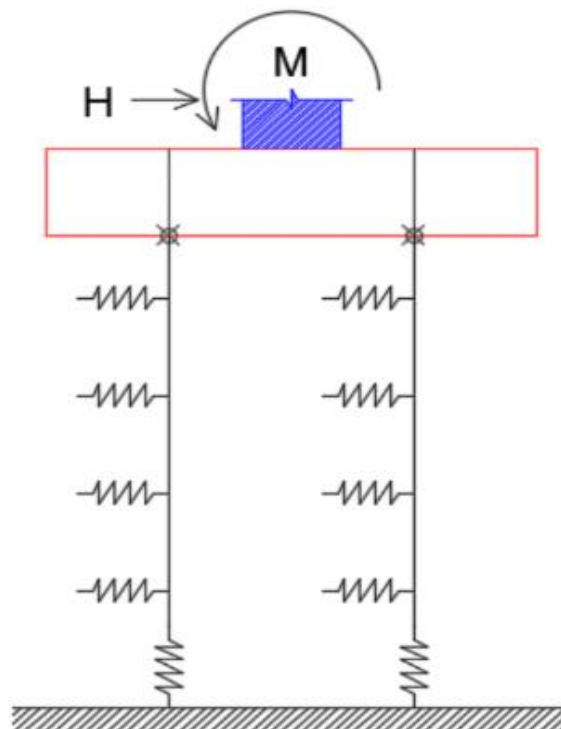
Figura 7 - Coeficiente de mola de rotação para sapatas



Fonte: Mendes, 2016.

Em caso de fundações do tipo estacas, deve-se também considerar as molas horizontais, utilizando ainda a Equação 11. A Figura 8 ilustra o procedimento para determinação da rigidez a rotação de estacas.

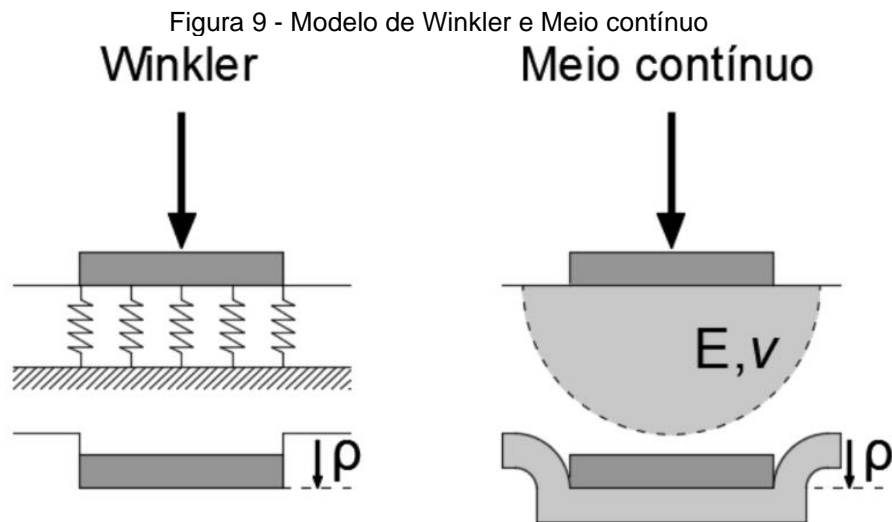
Figura 8 - Coeficiente de mola de rotação para estacas



Fonte: Mendes, 2016.

3.8.2 Modelo de Meio Contínuo

Ao contrário do modelo de Winkler, o modelo de meio contínuo não considera o deslocamento apenas na região da fundação, mas também regiões próximas, como pode ser observado na Figura 9:



Fonte: Mendes, 2016.

O meio contínuo pode ser dividido em duas classes (MENDES, 2016):

- Meio contínuo elástico: utiliza-se a Teoria da Elasticidade;
- Meio contínuo elastoplástico: utiliza-se abordagens numéricas, como por exemplo o método das diferenças finitas (MDF), método dos elementos finitos (MEF) e o método dos elementos de contorno (MEC).

De acordo com Melo (2011), o MDF consiste na discretização do domínio e na substituição das derivadas presentes na equação diferencial por aproximações utilizando apenas os valores numéricos da função. Este método é executado facilmente em computadores e utiliza da fórmula de Taylor como ferramenta básica no cálculo das aproximações das derivadas.

O Método dos Elementos Finitos (MEF) consiste na discretização de um meio contínuo em pequenos elementos, mantendo as propriedades do meio original (LOTTI *et al.*, 2006).

No MEC, faz-se a discretização em elementos apenas da fronteira do modelo, fazendo com que o número de equações e o trabalho de divisão seja reduzido quando comparado com o MEF. Este método é comumente utilizado em problemas lineares e homogêneos (CAMARGO, 2002).

Programas computacionais são utilizados para resolver problemas em que há a consideração da ISE, através do modelo de meio contínuo, entre eles o SAP 2000 da empresa *Computers and Structures*, um programa bastante flexível, onde é possível modelar diferentes tipos de estruturas. Ele permite ainda considerar carregamentos diversos, esforços dinâmicos, efeitos de gradiente de temperatura e pressões. Há ainda outros softwares que utilizam o Método dos Elementos Finitos, como por exemplo o ANSYS, MIDAS, ATENA e DIANA (MELO, 2016).

4 METODOLOGIA

Este trabalho trata-se de uma pesquisa exploratória com o intuito de entender mais sobre a influência do solo sobre a estrutura. Para isso foram utilizados três modelos estruturais, os quais se tratam de um mesmo edifício, porém variando a vinculação solo-fundação, para então comparar parâmetros da estabilidade global da estrutura. Além disso, foram selecionados alguns elementos estruturais os quais foram considerados mais críticos, para comparar a variação das solicitações e do seu dimensionamento.

Com o intuito de analisar a influência da interação solo estrutura na análise estrutural de uma edificação, foi realizado um estudo numérico quantitativo e qualitativo, mostrando estatisticamente a variação dos esforços na estrutura e analisando o que poderia influenciar no desempenho do edifício.

O edifício modelo trata-se de um edifício de concreto armado com quatro pavimentos, multifamiliar, com apenas unidades residenciais. O pavimento térreo corresponde à garagem e o restante são pavimentos tipo, os quais possuem quatro apartamentos por pavimento. A planta baixa do edifício está apresentada no APÊNDICE A e no APÊNDICE B o croqui do projeto estrutural.

4.1 Solo

Para a análise dos parâmetros do solo, utilizou-se de um relatório de sondagem à percussão (SPT). O relatório de sondagem está ilustrado na Figura 10 e a cota de apoio da fundação foi em -2,00 m.

Para o cálculo do bulbo de tensões, considerou-se que a menor dimensão possível para as sapatas seria de 1 metro e de acordo com Cintra, Aoki e Albiero (2011), para sapatas retangulares o bulbo atinge a profundidade de $z=3B$, sendo B a menor dimensão da base da fundação, sendo assim, o carregamento influencia até 3 metros de profundidade (cota -5,00 metros). É possível considerar a dimensão mínima de 1 metro, pois, aumentando esta, a profundidade do bulbo também aumenta, o que resultaria em uma maior resistência do solo.

Figura 10 - Relatório de sondagem SPT

1º e 2º	2º e 3º	Prof. (m)	AVANÇO	NA	AMOSTRAS	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL
4	5	1	TC	NÍVEL DE ÁGUA NÃO ENCONTRADO.		SILTE ARGILOSO, MARROM, CONSISTÊNCIA MOLE A RIJA
9	11	2				
13	13	3				
10	11	4				
10	9	5				
12	12	6				
14	12	7				SILTE ARENOSO, MARROM CLARO, COMPACIDADE MEDIANAMENTE COMPACTA.
21	20	8				
23	22	9				ARGILA SILTOSA, ROSA E AMARELO, CONSISTÊNCIA DURA.
24	25	10				
45	54	11				
30/10		12				
		13				
		14			LIMITE DE SONDAGEM = 12,10 m	
		15				
		16				
		17				
		18				
		19				
		20				
		21				
		22				

CA: CIRCULAÇÃO DE ÁGUA TC: TRADO CONCHA TH: TRADO HELICOIDAL

PROFUNDIDADE NÍVEL D'ÁGUA (m) => INICIAL: Não Encontrado. FINAL: Não Encontrado.

Fonte: Arquivo Pessoal, 2019.

4.2 Estrutura

Alguns parâmetros foram definidos para serem utilizados no projeto. Foram consideradas a estrutura e fundação em concreto armado, com f_{ck} de 30 MPa, classe de agressividade II (moderada), o cobrimento da armadura, espaçamentos e área de aço máxima foram definidos de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014). As

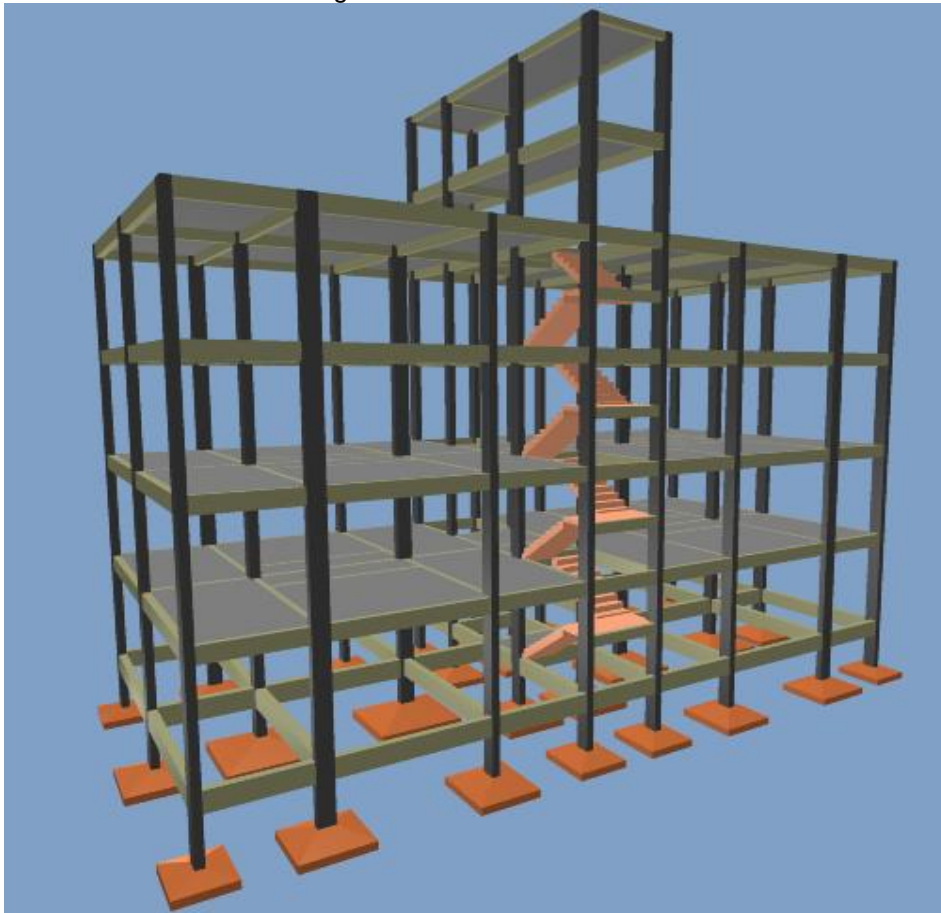
configurações para o vento foram: velocidade do vento de 40 m/s, fator topográfico $S1=1,0$, rugosidade do terreno na categoria II e fator estatístico $S3=1,00$. A carga acidental, considerando edifício residencial, foi determinada conforme a NBR 6120 (ABNT, 1988).

Os três modelos analisados são de um mesmo edifício, alterando apenas a vinculação entre a fundação e o solo. O projeto da edificação está ilustrado no APÊNDICE A e a Figura 11 traz uma imagem 3D da estrutura estudada.

De acordo com o projeto arquitetônico, foi realizado o lançamento dos pilares, vigas, lajes e escadas. Inicialmente, todos os pilares e vigas foram definidos tendo a mesma seção. Posteriormente, a estrutura foi processada pelo *software* e as seções dos elementos foram modificadas até que o programa não emitisse mais erros e avisos, ou seja, até que fossem corrigidas.

Com todos os elementos calculados, procedeu-se variando apenas a vinculação infraestrutura-solo, sem alterar as dimensões dos elementos da superestrutura, com o intuito de comparar os esforços e a armadura destes.

Figura 11 - Estrutura em 3D



Fonte: Eberick, 2019.

4.2.1 Modelo 1

O primeiro modelo estrutural foi analisado considerando-se que o vínculo entre a fundação e o solo fosse de engaste, ou seja, não possui deslocamento e rotação em X, Y e Z. Dessa forma o apoio está sujeito a momento fletor, forças horizontais e verticais.

Como pode haver momento na base deste modelo, a fundação tende a ser mais solicitada, ou seja, as sapatas tendem a ser maiores enquanto a superestrutura tende a ser menos deslocável.

4.2.2 Modelo 2

A segunda análise foi realizada com o modelo cuja vinculação fundação-solo foi considerada como rotulada, ou seja, a rotação na direção X, Y e Z são livres, sendo solicitada apenas por forças nas três direções.

Para esse modelo, a fundação tende a ser menos solicitada e a estrutura deve ter uma rigidez maior, o que gera um maior consumo de aço, pois os momentos que no primeiro modelo iam para a fundação, nesse caso é absorvido pela superestrutura.

4.2.3 Modelo 3

Assim como já mencionado anteriormente, para o terceiro modelo considerou-se os apoios flexíveis, ou seja, foram calculados coeficientes de mola, os quais foram utilizados para cada sapata do projeto.

O processo é iterativo, sendo assim, calculou-se os coeficientes de mola com as dimensões das sapatas calculadas no Modelo 1, e então a estrutura foi processada. As novas cargas nos elementos fornecidas pelo *software* foram utilizadas para calcular as novas dimensões das sapatas, gerando recalques diferentes dos anteriores e assim os coeficientes de mola que foram atribuídos as sapatas e novamente a estrutura foi processada. Assim foi feito até que os recalques convergissem, ou seja, não se alterassem mais, obtendo assim o modelo estrutural final.

4.3 Análise

Foram obtidos os relatórios finais de cálculo para os três modelos estruturais, os quais serviram para comparar a variação do comportamento de cada elemento em cada situação.

Analisando a superestrutura, foram comparados os diagramas de esforços cortantes, momento fletor e o deslocamento de onze vigas, sendo três vigas baldrame, quatro vigas do pavimento térreo e quatro do pavimento Tipo 3, com o intuito de analisar se as variações diminuem de acordo com o nível do pavimento. As cargas nos pilares foram analisadas para cada modelo observando se realmente houve a redistribuição de esforços nestes quando utilizado a ISE.

A infraestrutura foi analisada através da comparação das sapatas calculadas para cada modelo. Comparou-se as dimensões, solicitações e a área de aço necessária para treze sapatas, em cada modelo estrutural em estudo.

Por fim, fez-se a comparação de parâmetros da análise estrutural, como o deslocamento horizontal, coeficiente gama Z, consumo de aço da superestrutura e da infraestrutura e o volume de concreto das fundações.

5 ANÁLISE DOS RESULTADOS

Os dados obtidos e já citados anteriormente foram extraídos dos relatórios fornecidos ao fim do processamento de cada um dos três modelos e foram então comparados e analisados, como detalhado nos tópicos a seguir.

5.1 Solo

O solo no interior do bulbo de tensões é o silte argiloso, conforme pode ser observado na Figura 10, e de acordo com o índice de resistência a penetração do solo, pode-se classificá-lo como silte argiloso rijo e de acordo com a Tabela 6, o peso específico estimado para este solo é de 19 kN/m³.

Tabela 6 - Peso específico de solos argilosos

N_{SPT}	Consistência	Peso específico (kN/m³)
≤ 2	muito mole	13
3 a 5	mole	15
6 a 10	média (o)	17
11 a 19	rija (o)	19
> 19	dura (o)	21

Fonte: Godoy, 1972 apud Cintra, Aoki e Albiero, 2011.

Para utilização na análise estrutural, determinou-se também a coesão e o ângulo de atrito do solo, de acordo com a Tabela 7, sendo seus respectivos valores iguais à 30 kN/m² e 27,5°.

Tabela 7 - Ângulo de atrito e coesão do solo

Descrição do solo	Compacidade/Consistência	Coesão (tf/m²)	Ângulo de atrito (graus)
Areia	Fofa	0,0	30,0
Areia	Pouco compacta	0,0	32,5
Areia	Medianamente compacta	0,0	32,5
Areia	Compacta	0,0	35,0
Areia	Muito compacta	0,0	40,0
Argila	Mole	1,8	17,5
Argila	Média	3,8	20,0
Argila	Rija	75,0	25,0
Argila	Dura	45,0	30,0
Pedregulho	Limpo	0,0	37,5
Pedregulho	Grosso anguloso	0,0	40,0
Silte	Muito argiloso	1,8	20,0
Silte	Argiloso	3,0	27,5

Fonte: TQS, 2011.

A tensão admissível do solo foi obtida através da Equação 13 (CINTRA; AOKI; ALBIERO, 2011), em que se considerou o N_{spt} igual a média da resistência a penetração das camadas dentro do bulbo de tensões. Assim obteve-se o valor de 233 kN/m².

$$\sigma_a = \frac{N_{spt}}{50} \quad (\text{MPa}) \quad \text{Equação 13}$$

Segundo Godoy e Teixeira (1996) o módulo de elasticidade do solo, pode ser calculado utilizando-se a Equação 14, em que obteve-se o valor de 14,58 MPa.

$$E_s = \alpha K N_{SPT} \quad (\text{MPa}) \quad \text{Equação 14}$$

onde:

K= coeficiente que depende do tipo de solo (Tabela 8);

α = coeficiente que correlaciona a resistência de ponta com o N_{SPT} (Tabela 9).

Tabela 8 - Coeficiente K

Tipo de Solo	K (MPa)
Areia	1
Areia siltosa	0,8
Areia siltoargilosa	0,7
Areia argilosa	0,6
Areia argilossiltosa	0,5
Silte	0,4
Silte arenoso	0,55
Silte arenoargiloso	0,45
Silte argiloso	0,23
Silte argiloarenoso	0,25
Argila	0,2
Argila arenosa	0,35
Argila arenossiltosa	0,3
Argila siltosa	0,22
Argila siltoarenosa	0,33

Fonte: Cintra, Aoki e Albiero, 2011.

Tabela 9 - Coeficiente α

Tipo de solo	α
Argilas	0,85
Solos intermediários	0,60
Areias	0,50

Fonte: Cintra, Aoki e Albiero, 2011.

Esses parâmetros foram utilizados para estimar o recalque imediato de cada elemento de fundação (Equação 5) e então calcular o coeficiente de reação vertical e coeficientes de mola, utilizados no *software* para a análise e dimensionamento da estrutura.

A Tabela 10 apresenta de forma resumida todos os parâmetros considerados e calculados do solo em estudo.

Tabela 10 - Parâmetros do Solo

Solo	Silte Argiloso
Menor dimensão da Sapata (B)	1 m
Bulbo de tensão (Z)	3 m
Cota de apoio	-2 m
Cota do bulbo de Tensões	-5 m
N_{spt}	11,67
Tensão Admissível (σ_a)	233,33 kN/m ²
K	0,25 MPa
α	5
Coefficiente de Poisson (ν)	0,4
Peso específico (γ)	19 kN/m ³
Ângulo de Atrito (ϕ)	27,5 °
Coesão (C)	30 kN/m ²
Módulo de Elasticidade (E)	14,58 MPa

Fonte: Arquivo Pessoal, 2020.

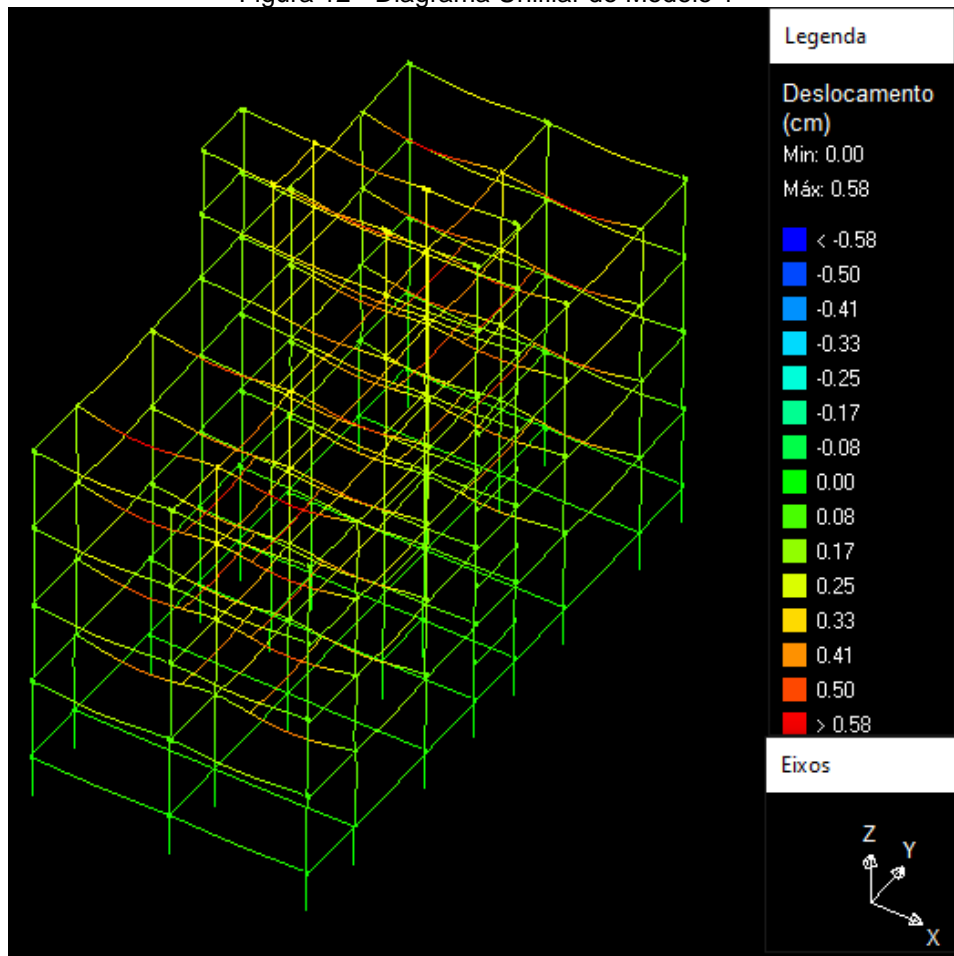
5.2 Estrutura

Após o processamento dos modelos estruturais, obteve-se resultados sobre a análise e dimensionamento da estrutura e fundações. Os subtópicos abaixo tratam sobre os deslocamentos dos elementos estruturais em cada modelo.

5.2.1 Modelo 1

Para o modelo 1, o primeiro a ser projetado, na verificação do estado limite de serviço, os valores de flecha calculados foram aceitáveis. Na Figura 12 está representado o diagrama unifilar desse modelo, representando os deslocamentos dos elementos estruturais, de acordo com as cores da legenda.

Figura 12 - Diagrama Unifilar do Modelo 1

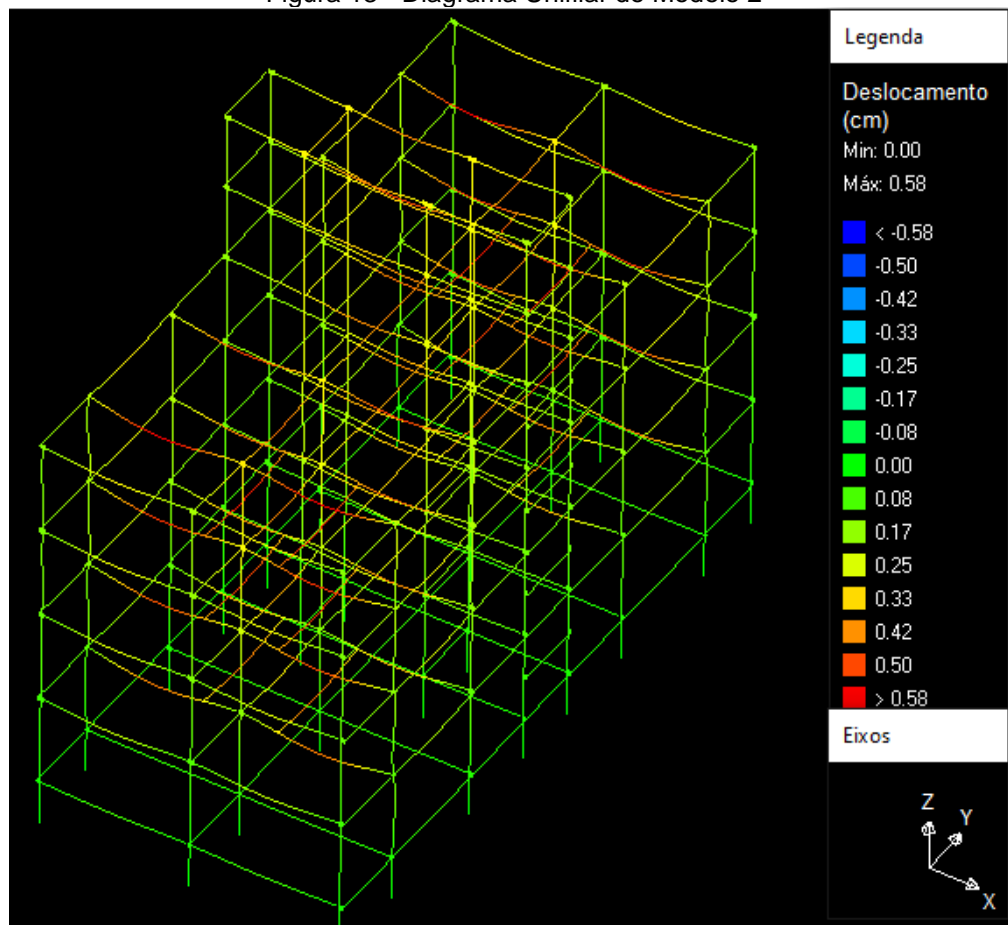


Fonte: Eberick, 2019.

5.2.2 Modelo 2

O segundo modelo, apresentou como resultado fundações com dimensões menores e estrutura com um maior consumo de aço. A Figura 13 trata-se do diagrama unifilar do modelo 2, representando os deslocamentos dos elementos estruturais, de acordo com as cores da legenda. Verificou-se que os deslocamentos observados estão dentro dos limites estabelecidos pela NBR 6118.

Figura 13 - Diagrama Unifilar do Modelo 2



Fonte: Eberick, 2019.

5.2.3 Modelo 3

Os valores dos coeficientes de recalque encontrados no último passo do processo iterativo (valores convergentes), os quais foram utilizados para a análise e dimensionamento da estrutura, estão apresentados na Tabela 11.

Tabela 11 - Coeficiente de recalque

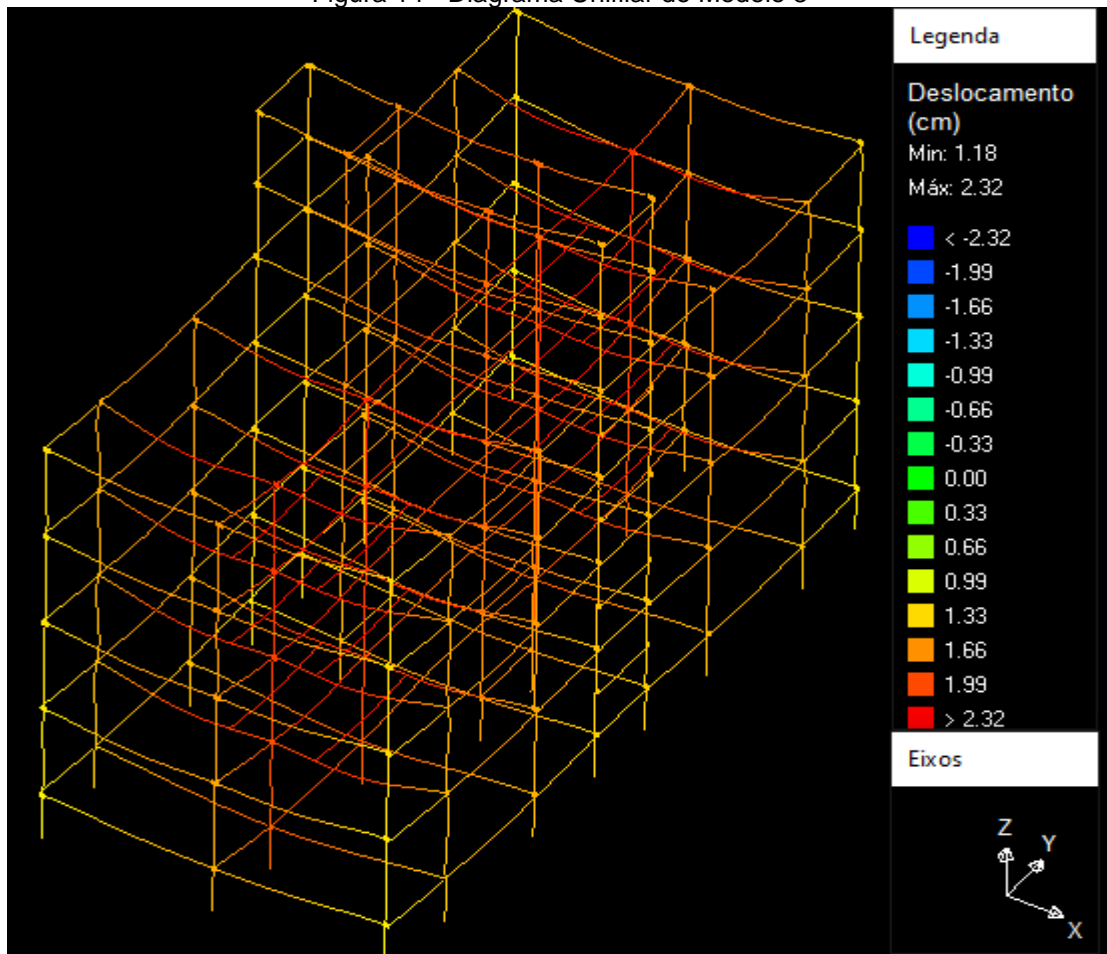
Sapata	K_v (kN/m ³)	k_z (kN/m)	k_{rx} (kN.m/rad)	k_{ry} (kN.m/rad)
S1	12860,08	26909,72	4086,91	5387,55
S2	10850,69	32118,06	6851,85	9160,34
S3	13354,70	26041,67	3667,53	4882,81
S4	11574,07	29513,89	5533,85	7107,93
S5	9137,43	35590,28	10706,74	12464,01
S6	11574,07	29513,89	5533,85	7107,93
S7	11200,72	30381,94	6082,72	7753,73
S8	8903,13	36458,33	11552,73	13398,44
S9	11200,72	30381,94	6082,72	7753,73
S10	12400,79	27777,78	4537,04	5925,93
S11	11574,07	27777,78	5208,33	5925,93

Sapata	Kv (kN/m³)	kz (kN/m)	krx (kN.m/rad)	kry (kN.m/rad)
S12	10212,42	32986,11	7944,16	9923,32
S13	11973,18	28645,83	5018,99	6499,02
S14	12400,79	27777,78	4537,04	5925,93
S15	11574,07	27777,78	5208,33	5925,93
S16	10521,89	32118,06	7286,78	9160,34
S17	11973,18	28645,83	5018,99	6499,02
S18	11200,72	30381,94	6082,72	7753,73
S19	8903,13	36458,33	11552,73	13398,44
S20	11200,72	30381,94	6082,72	7753,73
S21	11574,07	29513,89	5533,85	7107,93
S22	8903,13	36458,33	11552,73	13398,44
S23	11574,07	29513,89	5533,85	7107,93
S24	12860,08	26909,72	4086,91	5387,55
S25	10850,69	32118,06	6851,85	9160,34
S26	12860,08	26909,72	4086,91	5387,55

Fonte: Arquivo Pessoal, 2019.

Na Figura 14 é apresentado o diagrama unifilar do modelo 3, em que se pode observar valores maiores de deslocamento em toda a estrutura, quando comparados com os demais modelos. Algumas vigas desse modelo foram detectadas com flecha excessiva se tratando de efeitos em elementos não estruturais, de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014).

Figura 14 - Diagrama Unifilar do Modelo 3



Fonte: Eberick, 2019.

5.3 Superestrutura

Alguns parâmetros de algumas vigas de diferentes pavimentos foram comparados, como os diagramas de esforços e a flecha total, para analisar se o nível do pavimento tem influência na redistribuição de esforços nos elementos. No ANEXO B são apresentados os diagramas de cortante, momento fletor e deslocamento das vigas analisadas, para os três modelos, que foram obtidos nos relatórios gerados pelo *software* Eberick.

Na Tabela 12 são apresentados os valores de esforço cortante, momento fletor e flecha em alguns pontos das vigas analisadas. Cada viga foi analisada em um mesmo ponto para os três modelos. Para cada viga, o ponto analisado foi escolhido como sendo o de maior momento fletor entre os 3 modelos. Utilizando como exemplo o caso da VB1 (diagramas de momento fletor demonstrados na Figura 15, Figura 16 e Figura 17), é possível verificar que o momento fletor máximo está no apoio P1 com

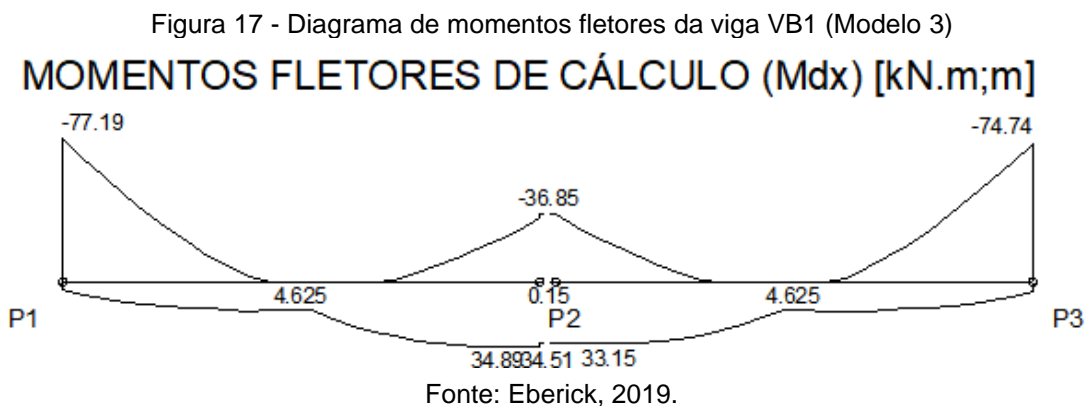
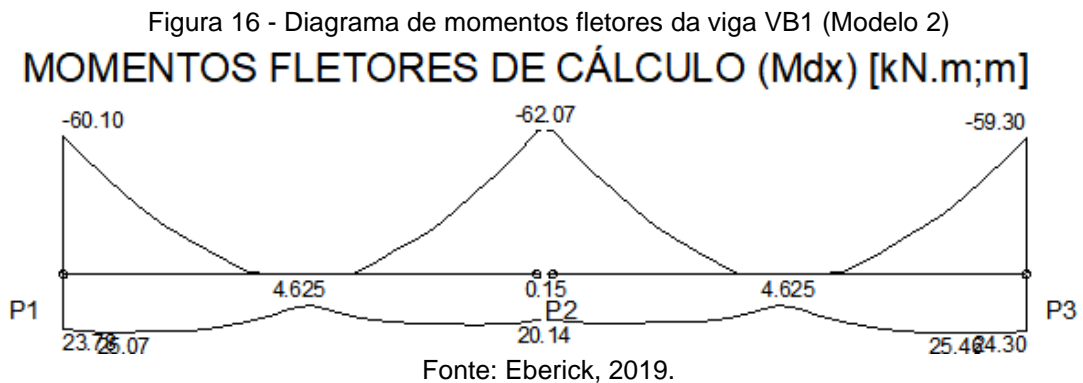
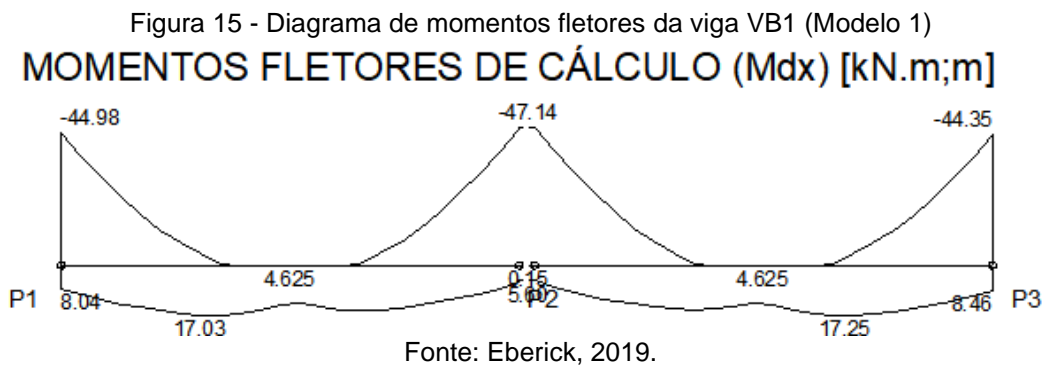
um valor de -77,19 kN.m. Logo, para os demais casos, foi adotado o mesmo critério para a escolha dos pontos.

Tabela 12 - Vigas analisadas

Pavimento	Viga	Seção	Modelo 1	Modelo 2	Modelo 3
			Cortante de Cálculo - V_d (kN)		
Baldrame	VB1	20x50	39,77	46,18	54,15
	VB9	20x50	28,14	34,48	44,04
	VB13	20x50	27,81	33,99	43,87
Térreo	V6	15x40	-126,09	-126,4	-133
	V9	15x40	-32,89	-33,16	-42,01
	V13	18x40	-134,85	-134,98	-137,3
	V16	15x40	-46,44	-46,6	-47,47
Tipo 3	V304	15x40	-86,16	-86,18	-92,92
	V305	15x40	-96,68	-96,69	-102,46
	V308	15x40	-34,59	-34,6	-37,02
	V311	15x40	-40,56	-40,56	-40,71
Pavimento	Viga	Seção	Modelo 1	Modelo 2	Modelo 3
			Momento Fletor de Cálculo - M_d (kN.m)		
Baldrame	VB1	20x50	-44,98	-60,1	-77,19
	VB9	20x50	-15,91	-18,56	-45,4
	VB13	20x50	-28,57	-35,12	-44,81
Térreo	V6	15x40	-65,85	-66,97	-82,76
	V9	15x40	-34,71	-34,86	-41,18
	V13	18x40	-70,81	-71,16	-75,4
	V16	15x40	-21,78	-22,24	-22,26
Tipo 3	V304	15x40	-48,64	-48,76	-52,13
	V305	15x40	-49,61	-49,63	-63,21
	V308	15x40	-26,57	-26,6	-31,27
	V311	15x40	-17,26	-17,26	-17,48
Pavimento	Viga	Seção	Modelo 1	Modelo 2	Modelo 3
			Flecha total (cm)		
Baldrame	VB1	20x50	0,1	0,1	2,02
	VB9	20x50	0,1	0,1	1,68
	VB13	20x50	0,1	0,1	1,73
Térreo	V6	15x40	0,49	0,49	2,35
	V9	15x40	0,29	0,29	1,86
	V13	18x40	0,45	0,45	2,49
	V16	15x40	0,26	0,26	2,09
Tipo 3	V304	15x40	0,63	0,63	2,35
	V305	15x40	0,72	0,72	2,58
	V308	15x40	0,46	0,46	1,93
	V311	15x40	0,49	0,49	2,25

Fonte: Arquivo Pessoal, 2020.

Na Figura 15, Figura 16 e Figura 17, que tratam dos diagramas de momento fletor na viga VB1 para cada modelo, pode-se observar que o ponto de momento máximo pode variar de um modelo para o outro, o que influencia na distribuição da armadura no elemento. Para o modelo 1, por exemplo, o momento no apoio P2 é de -47,14 kN.m e no mesmo local para o modelo 2 esse valor é de -62,07 kN.m, ou seja, uma variação de aproximadamente 15 kN.m, o que gerou um aumento de 1 cm² de aço na armadura superior.

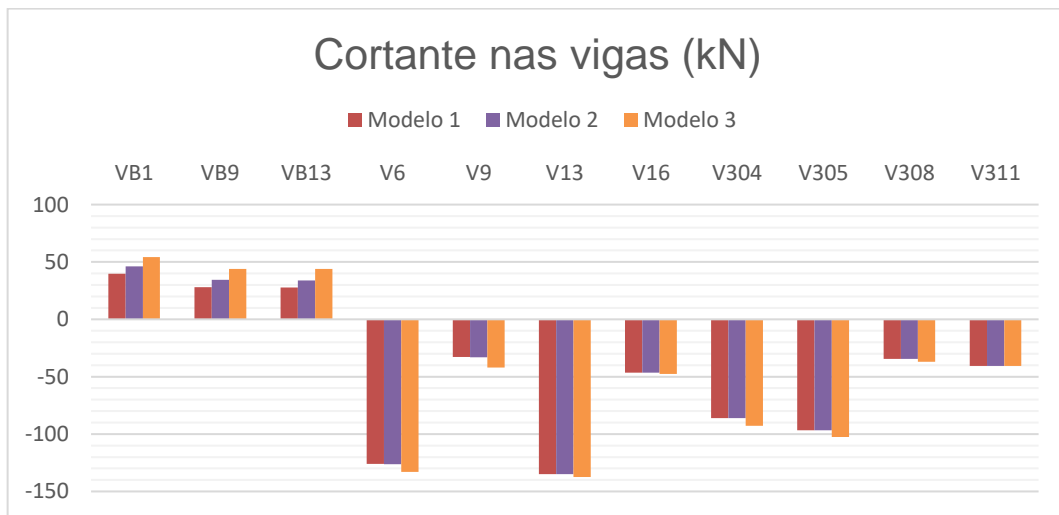


Como observado no Gráfico 1, Gráfico 2 e Gráfico 3 e na Tabela 12 os esforços e flechas nas vigas do modelo 3 são sempre superiores aos demais, de forma

que as vigas do pavimento tipo 3 possuem uma variação menor, quando comparadas as vigas dos outros dois pavimentos. Exemplificando, a viga VB1 teve um aumento de 36,16% no esforço cortante e 71,61% no momento fletor enquanto a viga V304 do pavimento tipo 3 teve uma variação de 7,85% no esforço cortante e 7,18% no momento fletor, sendo assim, como observado por Lopes e Gusmão (1991) *apud* Antoniazzi (2011), conforme aumenta o nível do pavimento em análise, menor será a variação dos esforços. Isso se dá pelo fato de que quanto mais alta a edificação, maior sua rigidez, e ao ponto que a altura aumenta, menor é a influência do recalque diferencial sobre os elementos estruturais.

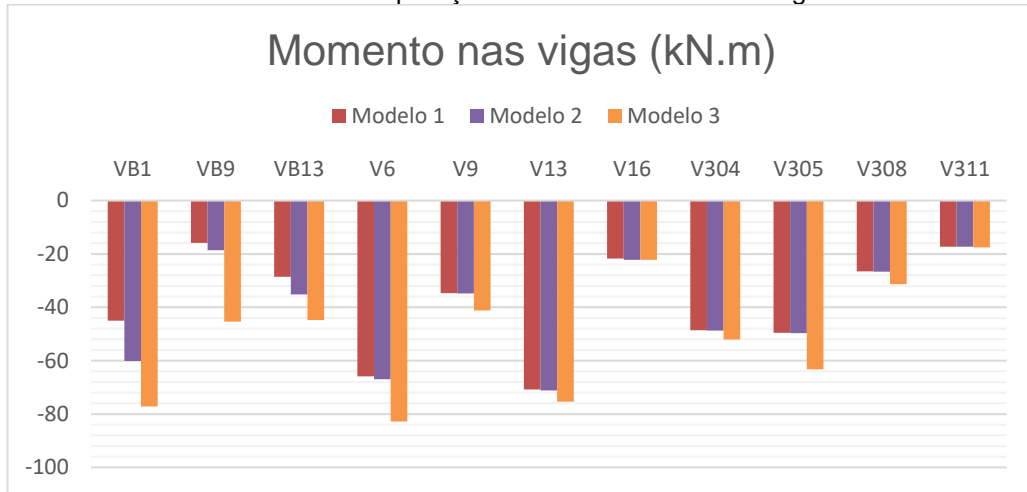
Além disso, observa-se que o modelo 3, aquele em que há a consideração da ISE, os valores das flechas, ou seja, o deslocamento em alguns pontos das vigas, são consideravelmente maiores que os outros dois casos, já que para este leva-se em conta o recalque diferencial das fundações, que gerou um aumento das flechas nas vigas, fazendo com que algumas não atendessem todas as recomendações normativas. Ainda utilizando a viga VB1 como exemplo, houve um aumento de 1920% na flecha, comparando o modelo 1 com o modelo 3.

Gráfico 1 - Comparação de esforços cortantes nas vigas



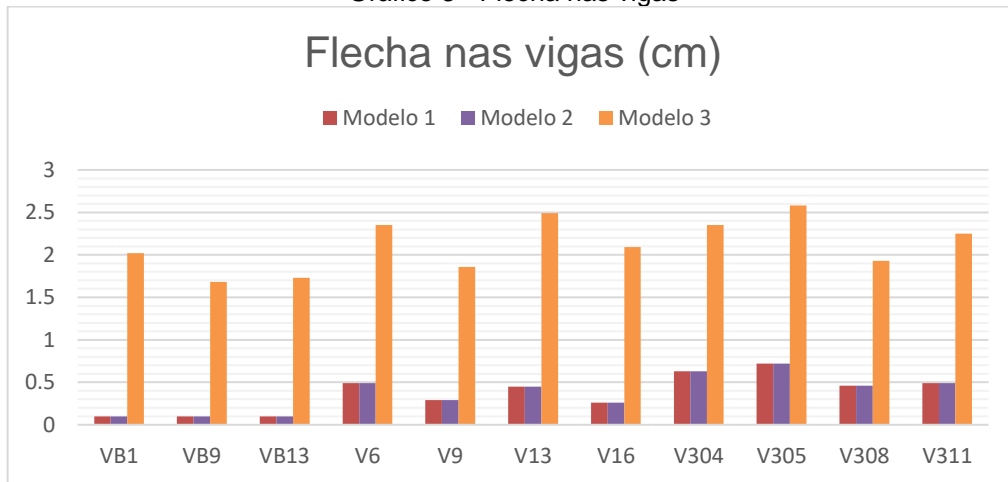
Fonte: Arquivo Pessoal, 2020.

Gráfico 2 - Comparação do momento fletor nas vigas



Fonte: Arquivo Pessoal, 2020.

Gráfico 3 - Flecha nas vigas



Fonte: Arquivo Pessoal, 2020.

Vale ressaltar que, com o intuito de comparar os elementos estruturais, manteve-se a mesma estrutura para os três modelos, contudo, observando que as flechas nas vigas do modelo 3 estão fora dos limites estabelecidos pela NBR 6118 (ABNT, 2014), em relação a flecha para efeito em elementos não estruturais, logo deveria haver um redimensionamento dos elementos aumentando as seções, visando diminuir o deslocamento.

Os esforços normais solicitantes nos pilares do primeiro pavimento estão demonstrados na Tabela 13, bem como a redistribuição dos esforços entre os modelos.

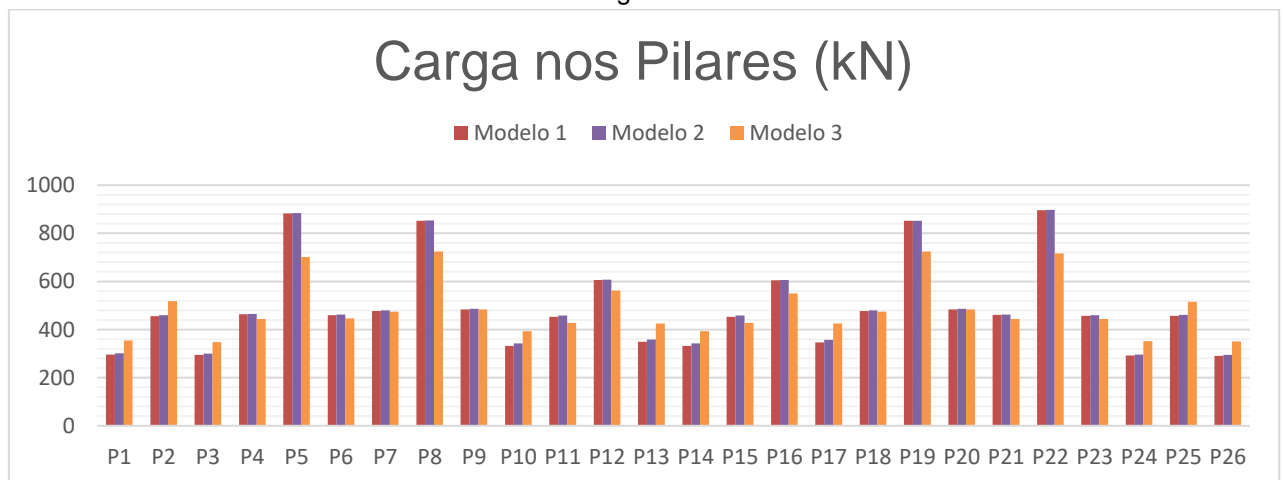
Tabela 13 - Carga nos Pilares

Pilar	Seção	Modelo 1	Modelo 2	Modelo 3
		Carga (kN)		
P1	20x40	296,49	301,04	354,3

Pilar	Seção	Modelo 1	Modelo 2	Modelo 3
		Carga (kN)		
P2	20x45	456,07	459,9	517,7
P3	20x40	295,13	299,6	348,13
P4	20x40	463,28	465,42	443,95
P5	25x40	883,37	884,15	701,35
P6	20x40	459,79	461,71	446,53
P7	20x40	477,06	479,5	473,89
P8	25x40	852,33	853,18	724,47
P9	20x40	483,64	486,05	484,04
P10	20x40	332,07	342,78	393,56
P11	20x30	453,49	458,2	428,03
P12	20x40	605,91	607,26	562,61
P13	20x40	348,59	358,39	424,92
P14	20x40	332,14	342,85	393,55
P15	20x30	453,56	458,26	427,93
P16	20x40	605,1	605,75	550,62
P17	20x40	347,06	356,78	424,86
P18	20x40	477,09	479,54	473,95
P19	25x40	851,73	852,58	724,57
P20	20x40	483,5	485,9	483,58
P21	20x40	460,5	462,63	444,05
P22	25x40	896,37	897,15	715,92
P23	20x40	457,23	459,6	443,58
P24	20x40	291,57	296,09	351,86
P25	20x45	456,86	460,68	515,59
P26	20x40	290,42	294,87	350,85

Fonte: Arquivo Pessoal, 2020.

Gráfico 4 - Carga nos Pilares



Fonte: Arquivo Pessoal, 2020.

Como pode ser observado na Tabela 13 e no Gráfico 4, alguns pilares como o P1, P2 e P3, sendo esses das extremidades, do modelo 1 para o modelo 3, tiveram um aumento de cerca de 50 kN, cerca de até 20% (P1) na carga, enquanto nos pilares P5 e P8, os quais são os mais carregados, houve uma redução de carga de 20,61% e 15% respectivamente, ou seja, a movimentação da fundação (recalque) gerou uma redistribuição dos esforços nos pilares e diminuiu a solicitação nos pilares mais carregados, quando comparado com os modelos 1 e 2, reduzindo o recalque imediato de 26,7 mm para 24,3 mm para o pilar P8 e de 27,6 para 24 para o pilar P5, como pode ser observado na Tabela 14.

Os pilares centrais foram os que tiveram maiores valores de recalque imediato, e pode-se dizer que por esse motivo, foram também os que tiveram uma maior variação nos esforços, comparando com os pilares das extremidades, de forma que o recalque destes, no modelo 3, se tornaram menores.

5.4 Infraestrutura

Visto que houve a redistribuição dos esforços nos pilares, esperava-se que o mesmo ocorresse na fundação. Observou-se então a variação dos esforços na fundação decorridos não só das cargas da estrutura, mas também pelo esforço do vento, já que a vinculação da fundação altera os momentos solicitantes na mesma. A Tabela 14 traz os esforços de momento nas duas direções de treze sapatas bem como a carga axial e o recalque imediato nas mesmas.

O resultado das demais sapatas de cada modelo estão apresentados no ANEXO C.

Tabela 14 - Esforços na Fundação

Sapata	Modelo	Dimensões em Planta (cm)		Solicitações			Área de Aço (cm ²)		Recalque (mm)
		B	H	N (kN)	MB (kN.m)	MH (kN.m)	B	H	
S1	1	130	150	371,47	-4,84	-19,18	7,54	6,03	14,3
	2	125	145	370,26	0	0	6,53	5,03	14,7
	3	135	155	434,93	-3,31	-6,1	7,54	6,03	16,2
S2	1	155	180	564,49	-5,07	-24,7	9,42	7,54	18,1
	2	150	175	561,76	0	0	9,42	7,54	18,5
	3	160	185	633,33	-6,38	-9,42	10,21	8,64	19,7
S3	1	130	150	370,12	6,36	15,57	7,54	6,03	14,2
	2	120	175	363,59	0	0	6,53	5,03	12,0
	3	150	170	423,11	-3,01	5,46	7,54	6,03	14,3
S4	1	155	175	568,89	6,48	12,74	9,42	7,54	18,7

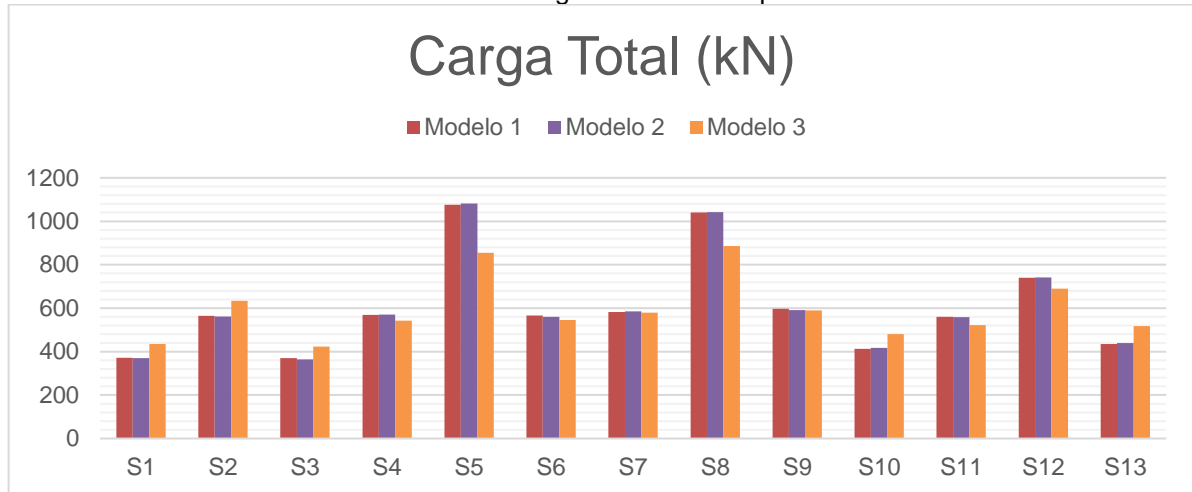
Sapata	Modelo	Dimensões em Planta (cm)		Solicitações			Área de Aço (cm ²)		Recalque (mm)
		B	H	N (kN)	MB (kN.m)	MH (kN.m)	B	H	
	2	155	175	571,03	0	0	9,42	7,54	18,8
	3	150	170	543,11	-7,36	4,24	9,55	7,54	18,4
S5	1	215	225	1076,4	10,08	12,13	15,95	14,92	27,6
	2	215	230	1081,5	0	0	17,18	14,92	27,1
	3	190	205	854,52	8,42	10,13	13,35	12,57	24,0
S6	1	155	175	565,41	-5,76	-14,15	9,42	7,54	18,6
	2	150	170	560,86	0	0	9,55	7,54	19,0
	3	150	170	545,68	-7,2	-4,29	9,55	7,54	18,5
S7	1	155	175	582,67	-5,26	14,4	9,42	8,55	19,2
	2	155	175	585,11	0	0	9,42	8,55	19,3
	3	155	175	579,5	-4,84	7,46	9,42	8,55	19,1
S8	1	210	225	1040,82	-11,12	13,62	15,95	14,92	26,7
	2	210	225	1041,67	0	0	15,95	14,92	26,7
	3	195	210	886,21	-10,85	-8,2	13,35	12,57	24,3
S9	1	160	180	596,33	5,51	14,15	10,21	8,64	19,1
	2	155	175	591,66	0	0	9,42	7,85	19,5
	3	155	175	589,65	4,73	7,25	9,42	8,55	19,4
S10	1	135	155	412,7	-4,58	16,88	7,54	6,03	15,3
	2	130	150	417,76	0	0	7,54	6,03	16,0
	3	140	160	480,04	-3,35	6,24	8,04	7,04	17,3
S11	1	160	170	560,31	-3,28	-11,05	9,42	8,64	19,0
	2	155	165	558,19	0	0	9,05	8,55	19,5
	3	150	160	521,76	-2,44	-7,8	8,04	7,54	18,8
S12	1	175	195	740,3	4,27	-18,76	11,78	10,21	21,9
	2	175	195	741,65	0	0	11,78	10,21	21,9
	3	170	190	689,25	3,63	-10,85	11	9,42	20,9
S13	1	140	160	435,07	4,96	17,35	8,04	6,53	15,7
	2	135	155	439,02	0	0	7,54	6,03	16,3
	3	145	165	517,81	3,5	6,92	9,05	7,04	18,1

Fonte: Arquivo Pessoal, 2020.

Analisando a tabela acima, pode-se notar que as sapatas mais solicitadas no modelo 1, como a S5, S8 e S12, foram aliviadas no modelo 3, fazendo com que suas dimensões diminuíssem, bem como o recalque imediato. E as sapatas com menor carga no primeiro modelo, a S1, S2 e S3, por exemplo, tiveram um aumento na solicitação no terceiro, observando assim uma redistribuição das cargas entre os apoios, fazendo com que haja uma maior uniformização dos recalques.

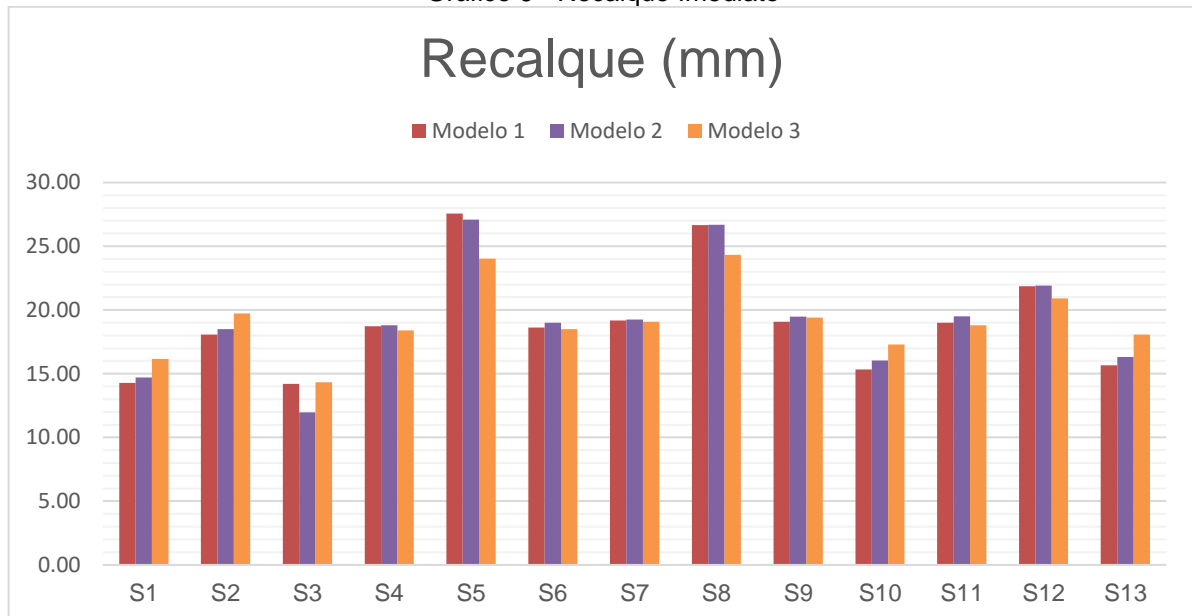
No Gráfico 5 e Gráfico 6, pode-se observar as variações tratadas na Tabela 14, notando as sapatas que tiveram aumento e diminuição da carga total, bem como as variações do recalque imediato.

Gráfico 5 - Cargas totais nas Sapatas



Fonte: Arquivo Pessoal, 2020.

Gráfico 6 - Recalque Imediato



Fonte: Arquivo Pessoal, 2020.

5.5 Análise Estrutural

Foram obtidos os valores de γ_z e deslocamento horizontal após o processamento da estrutura, dos três modelos, para realizar a comparação deste. Esses valores estão apresentados na Tabela 15 e no ANEXO A.

Tabela 15 - Análise Estrutural

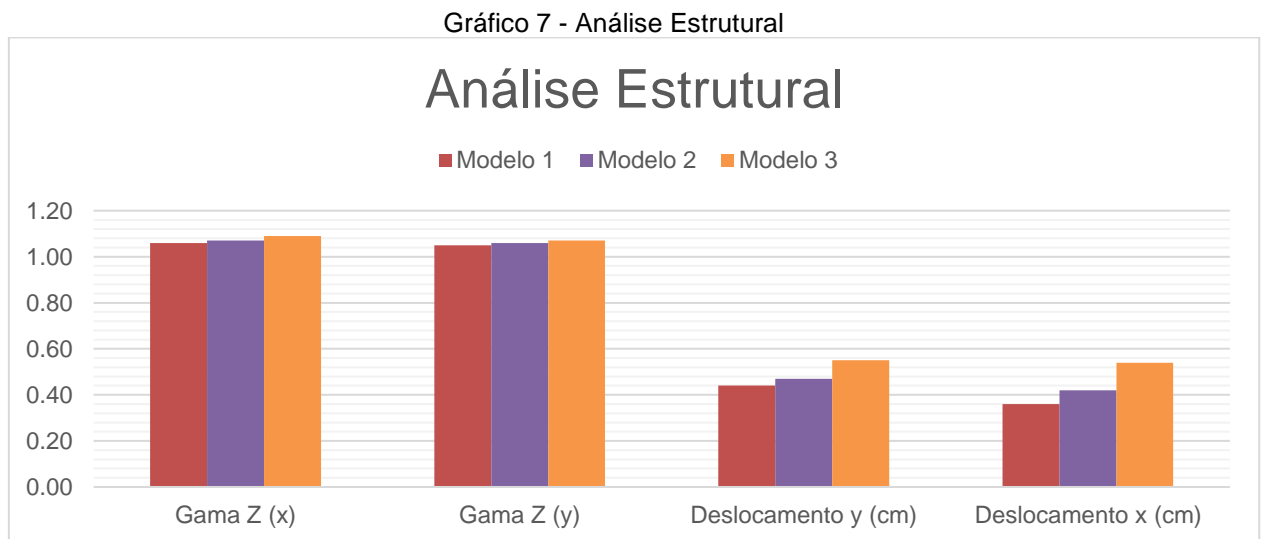
Parâmetro	Modelo 1	Modelo 2	Modelo 3
Coefficiente γ_z (x)	1,06	1,07	1,09
Coefficiente γ_z (y)	1,05	1,06	1,07
Deslocamento y (cm)	0,44	0,47	0,55
Deslocamento x (cm)	0,36	0,42	0,54
Limite de deslocamento (cm)	1,06	1,06	1,06

Fonte: Arquivo Pessoal, 2020.

Analisando os dados da tabela acima, os três modelos apresentaram valores abaixo dos limites, tanto para o coeficiente γ_z quanto deslocamento horizontal. Os valores mais altos são os obtidos do modelo 3, notando que na direção x, os esforços de 2ª ordem são 9% maiores que os esforços de primeira ordem e isso pode ser associado ao fato de que a consideração da ISE reduz a rigidez da estrutura. Contudo, em nenhum dos casos o coeficiente γ_z ultrapassou os 1,10, classificando as como de nós fixos e podendo assim desconsiderar os efeitos globais de 2ª ordem.

Nota-se que os modelos 2 e 3 tiveram um maior deslocamento horizontal, comparados ao modelo 1. O segundo modelo teve um aumento de quase 17% na direção x e o terceiro teve um deslocamento 50% maior que o modelo 1, também na direção x. Esse aumento pode ser associado justamente ao tipo de vinculação das duas estruturas, os quais consideram que a estrutura pode ter certa movimentação quando solicitada. Entretanto, ainda assim os valores não ultrapassaram o limite estabelecido.

No Gráfico 7 é possível observar a variação dos parâmetros de estabilidade global da estrutura para cada um dos modelos.



Fonte: Arquivo Pessoal, 2020.

5.6 Consumo de Aço e Volume de Concreto

Visto que houve a redistribuição dos esforços nos elementos estruturais de um modelo para o outro e que as seções dos elementos da superestrutura não foram alteradas, houve então a alteração da armadura desses elementos, para que fosse

possível suportar as cargas solicitantes. Dessa forma, torna-se possível comparar o consumo de aço em cada modelo, além do volume de concreto da fundação.

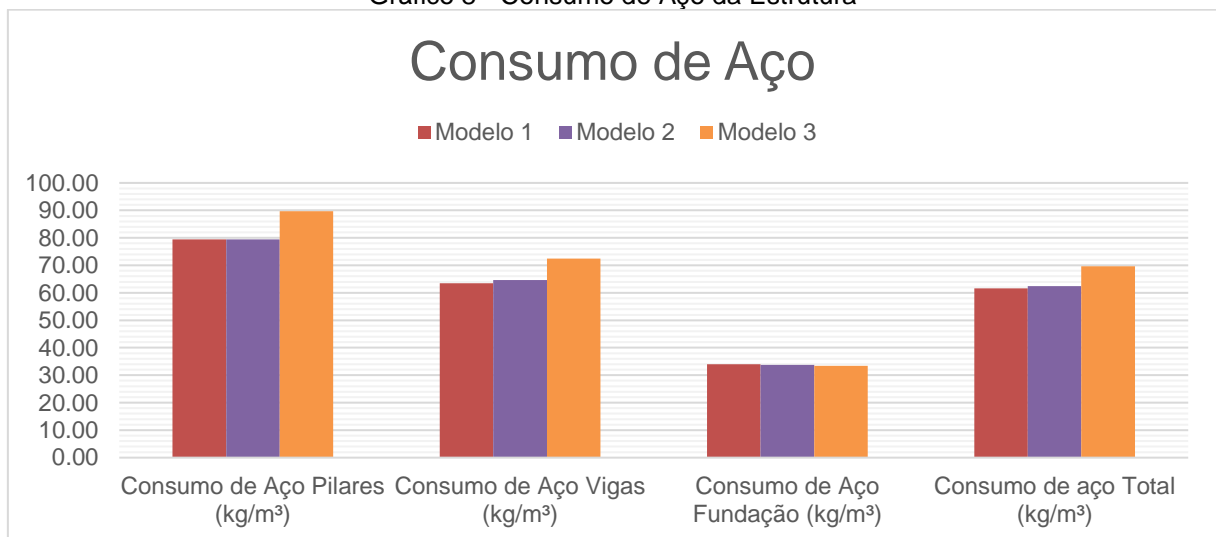
Na Tabela 16 e no Gráfico 8 são apresentados os valores de consumo de aço dos pilares, das vigas e da fundação, além do volume de concreto da infraestrutura. Para o consumo de aço total foram considerados vigas, pilares e fundação.

Tabela 16 - Consumo de Aço e Volume de Concreto

	Modelo 1	Modelo 2	Modelo 3
Consumo de Aço Pilares (kg/m³)	79,50	79,50	89,70
Consumo de Aço Vigas (kg/m³)	63,50	64,70	72,40
Consumo de Aço Fundação (kg/m³)	34,00	33,80	33,40
Consumo de aço Total (kg/m³)	61,59	62,44	69,61
Volume de concreto Fundação (m³)	25,40	24,2	22,70

Fonte: Arquivo Pessoal, 2020.

Gráfico 8 - Consumo de Aço da Estrutura



Fonte: Arquivo Pessoal, 2020.

Nota-se que o consumo de aço dos pilares, do modelo 1 e 2 para o modelo 3 teve um aumento de 12,8% e de mais de 14% para as o consumo de aço das vigas do modelo 1 para o modelo 3. Contudo, para a fundação, observou-se uma diminuição na quantidade de aço utilizada. Esses fatos podem ser justificados pela forma como a vinculação influência na infra e na superestrutura, ou seja, se o vínculo é o engaste, há então o esforço de momento nos apoios, ou seja, as sapatas são mais solicitadas aliviando o restante da estrutura (Modelo 1).

Já o aumento de consumo de aço da estrutura para o modelo 3 é resultado do recalque diferencial dos apoios, aumentando os esforços dos elementos, demandando uma maior área de aço.

O consumo de concreto da superestrutura foi o mesmo para os três modelos, visto que para fim de comparação da análise estrutural, considerou-se a mesma estrutura, contudo, ressalta-se que devido aos resultados do modelo 3, alguns elementos deveriam ser redimensionados para que estejam de acordo com as recomendações da NBR 6118 (ABNT, 2014), em relação as flechas para efeitos em elementos não estruturais.

Para uma melhor visualização dos efeitos dessas variações, pode-se fazer uma comparação de preços dos materiais utilizados na estrutura. A Tabela 17 apresenta o custo de aço e concreto para cada modelo. Como base de preços unitários, utilizou-se a tabela disponibilizada pelo Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil – SINAPI, de novembro de 2019.

O ANEXO D apresenta o resumo dos materiais fornecidos pelo *software* Eberick para cada modelo.

Tabela 17 - Comparação de custo de materiais

Modelo	Preço Total (Aço)			Preço Total Concreto (Fundação)	TOTAL
	Vigas	Pilares	Fundação		
1	R\$ 17.372,46	R\$ 11.716,51	R\$ 4.025,56	R\$ 8.509,25	R\$ 41.623,78
2	R\$ 17.659,48	R\$ 11.716,51	R\$ 3.966,46	R\$ 8.107,24	R\$ 41.449,70
3	R\$ 19.565,54	R\$ 13.211,07	R\$ 3.739,00	R\$ 7.604,73	R\$ 44.120,34

Fonte: Arquivo Pessoal, 2020.

Observa-se que, no preço final (aço + concreto), o modelo 3 teve um aumento de aproximadamente 6% comparado ao preço total do modelo 1. Entretanto, se comparado apenas o aço utilizado nas vigas e pilares, esse aumento é de aproximadamente 12,7%, ressaltando que não foi considerado a mão de obra e equipamentos.

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Ao considerar a influência da ISE, fez-se com que o recalque diferencial fosse menor, pois se constrói uma estrutura com as cargas melhor distribuídas entre os apoios, como foi observado, que para os modelos 1 e 2 os recalques tinham maiores diferenças comparado ao modelo 3, como observado neste estudo, em que houve um aumento do recalque dos pilares das extremidades e ocorreu o contrário com os pilares centrais. Sendo assim, tendo em vista que o recalque diferencial pode causar diversos danos à estrutura, prever e diminuir a diferença de deslocamento entre as sapatas previne problemas durante a vida útil do edifício.

Havendo a redistribuição de esforços, notaram-se grandes variações nas solicitações dos elementos estruturais, como os esforços cortantes e momentos fletores, o que alterou de forma significativa o dimensionamento dos mesmos. Como observado, no modelo 3, deveria ser realizado o redimensionamento das vigas para que não ultrapassassem os limites de deslocamento, ou seja, suas seções deveriam ser aumentadas. Sendo assim, se não considerado a influência da ISE, a estrutura real pode ter defeitos estéticos ou até mesmo funcionais devido aos recalques.

Apesar da análise de custos ter sido baseada apenas na quantidade de aço e concreto, já é possível perceber que uma estrutura a qual é projetada considerando a interação solo-estrutura tende a custar mais. Contudo, sabendo-se que o recalque ocorrerá e que pode gerar danos a edificação, considera-lo pode trazer mais segurança a estrutura, além de gerar economias a longo prazo, pois patologias poderão ser evitadas diminuindo a necessidade de manutenções, podendo então compensar o gasto a mais na construção.

Apesar das dificuldades da consideração da interação solo-estrutura nas análises estruturais e de demandar mais tempo e trabalho, tem-se hoje em dia diversos *softwares* de cálculo estrutural que facilitam esse processo, sendo assim visando uma melhor qualidade dos produtos finais, maior durabilidade da estrutura e segurança aos usuários, essa análise deve ser realizada, principalmente em estruturas de grande porte, que tendem a ter uma carga maior, e conseqüentemente recalques maiores.

A metodologia de cálculo utilizada para considerar a ISE, o método de Winkler, apesar de ser simplificada e tratar o solo como um meio elástico, já foi considerado eficaz por autores como Holanda Júnior (1998). Logo, pode ser

empregada em projetos, facilitando os cálculos, porém aproximando o modelo estrutural da estrutura real. O que pode ser visto como dificuldade é a necessidade da integração entre o engenheiro estrutural e o de fundações, pois é necessário uma comunicação contínua entre os dois, já que para calcular os coeficientes de mola é necessário informações sobre a estrutura e para dimensionar a estrutura é necessário conhecer os coeficientes de mola, ou seja, um processo iterativo.

Para futuros trabalhos, pode-se realizar a análise de edifícios com mais pavimentos e com apenas um pavimento, verificando se a influência da interação solo-estrutura é relevante para esses casos. Analisar se em edifícios térreos as alterações nos elementos estruturais e na estrutura é relevante a ponto de haver a necessidade de considerar a ISE.

Uma comparação de custo entre os modelos pode ser realizada, sendo assim necessário redimensionar os elementos estruturais do modelo 3, para então ser possível verificar a variação na quantidade dos materiais considerando a influência da ISE.

Pode-se realizar o estudo com estruturas considerando outros tipos de fundação, como por exemplo, estacas, em que será necessário utilizar também os coeficientes de mola horizontais.

Além disso, para resultados ainda mais próximos do real, é possível estudar a influência da interação solo-estrutura em conjunto com a sequência construtiva, visto que o *software* realiza os cálculos como se a estrutura já estivesse construída, contudo, a construção é realizada por pavimento, ou seja, os recalques vão ocorrendo conforme o edifício é construído e a tensão sobre o solo aumenta.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABNT. **NBR 7250**: Identificação e Descrição de Amostras de Solo em Sondagens de Simples Reconhecimento dos Solos. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro, 1982. 03p.
- ABNT. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro, 2014. 256 p.
- ABNT. **NBR 6120**: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 1980, 5 p.
- ABNT. **NBR 6122**: Projeto e execução de fundações. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro, 2019. 120 p.
- ABNT. **NBR 6123**: Forças devidas ao vento em edificações. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro, 2013. 69 p.
- ALMEIDA, Luiz Carlos de. **Fundamentos do concreto Armado**. Campinas: Universidade Estadual de Campinas, 2002. 13 p. Notas de aula da disciplina: Estruturas IV - Concreto Armado.
- ALONSO, U. R. **Previsão e controle de fundações**. São Paulo, SP, Edgard Blucher Ltda, 1991.
- ANTONIAZZI, J.P. Interação solo-estrutura de edifícios com fundações superficiais. 2011. 138 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Centro de Tecnologia, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2011.
- ANTONIAZZI, Juliana Pippi; ALVA, Gerson Moacyr Sisniegas; SOARES, José Mário Doleys. Metodologia Simplificada para a Construção da Interação Solo-Estrutura em Edifícios com Fundações em Sapatas Isoladas. **Engenharia Estudo e Pesquisa.**, Santa Maria, v. 10, n. 2, p.3-14, dez. 2010.
- BASTOS, Paulo Sérgio dos Santos (2006). Notas de aula da disciplina Estruturas de Concreto Armado I. Bauru, UNESP.
- BASTOS, Paulo Sérgio dos Santos. **LAJES DE CONCRETO ARMADO**. Bauru: Universidade Estadual Paulista, 2015. 119 p.
- BASTOS, Paulo Sérgio dos Santos. **PILARES DE CONCRETO ARMADO**. Bauru: Universidade Estadual Paulista, 2017. 104 p.
- BASTOS, Paulo Sérgio dos Santos. **VIGAS DE CONCRETO ARMADO**. Bauru: Universidade Estadual Paulista, 2017. 60 p.
- BERBERAIN, Dickran. **Engenharia de Fundações**. 4. ed. Brasília: Infracolo, 1943.
- CAMARGO, Fabiana Ester de. **Estados limites de fundações considerando a resposta da superestrutura**. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul - UFRGS, Porto Alegre, 2002.

CAPUTO H.P., (1988). **Mecânica de solos e suas aplicações** – Fundamentos, v. 1, 6 edição – Livros Técnicos e Científicos editora, Rio de Janeiro, Brasil.

CARVALHO, Roberto Chust; FIGUEIREDO FILHO, Jasson Rodrigues de. **Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado: segundo a NBR 6118:2014**. 4. ed. São Carlos: Edufscar, 2014. 415 p.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N. **Fundações por estacas: projeto geotécnico**. São Paulo: Oficina de Textos, 2010, 96 p.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N.; ALBIERO, J. H. **Fundações diretas: projeto geotécnico**. São Paulo: Oficina de Textos, 2011, 140 p.

CLÍMACO, J. C. T. S. **Estruturas de concreto armado: fundamentos de projeto, dimensionamento e verificação**. 2. ed. revisada. Brasília: Editora Universidade de Brasília: Finatec, 2008.

COLARES, George Moura. **Programa para Análise da interação solo-estrutura no projeto de edifícios**. 2006. 83 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2006.

CRESCO, Victor Augusto de Souza. **ESTUDO DA SENSIBILIDADE DE EDIFICAÇÕES EM RELAÇÃO AO SOLO**. 2004. 108 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, Goytacazes, 2004.

FEDERAL, Caixa Econômica. **SINAPI – Índice da Construção Civil**. Brasil, Governo Federal. Disponível em: < <http://www1.caixa.gov.br>>. Acesso em: 10/01/2020.

GUIMARÃES, Renan Moura; SOUZA, Alex Sander Clemente de; NARDIN, Silvana de. Efeitos da interação solo-estrutura em edifícios de aço sobre fundação superficial. **Revista da Estrutura de Aço**, São Carlos, v. 7, n. 3, p.300-320, dez. 2008. Mensal.

GUSMÃO, A.D.; GUSMÃO FILHO, J.A. (1994). **Avaliação da influência da interação solo-estrutura**. In X COBRAMASEF, Foz do Iguaçu, PR, ABMS, Anais, v.1, p.68-74.

GUSMÃO, Alexandre Duarte. Estudo da interação solo-estrutura e sua influência em recalques de edificações. 1990. 189 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1990.

HELENE, Paulo; ANDRADE, Tibério. Concreto de Cimento Portland. In: ISAIA, Geraldo Cechella. **Materiais de Construção Civil e Princípios de Ciência e Engenharia de Materiais**. São Paulo: Ibracon, 2010. Cap. 29. p. 905-944.

HOLANDA JÚNIOR, Osvaldo Gomes de. **INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA PARA EDIFÍCIOS DE CONCRETO ARMADO SOBRE FUNDAÇÕES DIRETAS**. 1998. 197 p. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1998.

IMMICH, Tiago Bisognin; KLAMT, Rodrigo André; SILVA, Luiz Gustavo Zuliani da. Análise comparativa do comportamento estrutural de uma edificação através de modelos computacionais com a consideração da interação solo-estrutura. **Gedecon**, Cruz Alta, v. 4, n. 2, p.26-53, 2016.

JORDÃO, Darcília Ruani. **Estabilidade Global de Edifícios sobre fundações profundas, considerando a interação estrutura-solo**. 2003. 142 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2003.

KASSIMALI, Aslam. **Análise estrutural**. São Paulo: Cengage Learning, 2015.

LEET K. M. et al. **Fundamentos da análise estrutural**. São Paulo: McGraw-Hill, 2010.

LOTTI, Raquel S. et al. Aplicabilidade científica do método dos elementos finitos. **Dental Press Ortodon Ortop Facial**, Meringá, v. 11, n. 2, p.35-46, mar/abril 2006.

MARTHA, Luiz Fernando. **Análise de Estruturas**. Rio de Janeiro: Elsevier, 2010. 553 p.

MELO, Carlos Eduardo Luna de. **ANÁLISE ESTRUTURAL COM O SAP 2000**. Universidade de Brasília (UnB): Departamento Tecnológico, 2016. 48 p.

MELO, Kelly Jacqueline Moura de. **APLICAÇÃO DO MÉTODO DAS DIFERENÇAS FINITAS EXPLÍCITO NA SOLUÇÃO DA EQUAÇÃO DO CALOR PARA O CASO TRANSIENTE E UNIDIMENSIONAL**. 2011. 46 f. TCC (Graduação) - Curso de Ciência e Tecnologia., Universidade Federal Rural do Semi-Árido, Angicos, 2011.

MENDES, Eduardo José. **ANÁLISE DE EDIFÍCIOS CONSIDERANDO A INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA**. 2016. 169 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Centro Tecnológico, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2016.

MENDES, Robson dos Santos. Interação solo-estrutura e sua influência na análise estrutural de edifícios em concreto armado. **Revista Especialize On-line**, Goiânia, v. 1, n. 10, p.1-26, dez. 2015.

MESQUITA FILHO, Júlio de (2008). **Introdução ao estudo do Concreto Armado**. Ilha Solteira, UNESP.

PINHEIRO, L. M. (2007). **Fundamentos do concreto e projeto de edifícios**. São Carlos, EESC-USP.

PINHEIRO, L. M. (2010). **Notas de aula da disciplina Estruturas de Concreto Armado I**. São Carlos, EESC-USP.

REIS, J. H. C. E AOKI, N. (2000) **Análise de Interação Solo-Estrutura em Maciço de Argila Mole**. I Simpósio de Interação Estrutura-Solo. CD-ROM. USP-EESC. São Carlos - SP.

SIVELLI, Marcell Godoi. **INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA NO PROJETO ESTRUTURAL DE EDIFÍCIOS DE MÚLTIPLOS ANDARES**. 2018. 76 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, 2018.

SÜSSEKIND, José Carlos. **Curso de concreto: concreto armado**. 3. ed. Rio de Janeiro: Globo, 1947. 1 p. 1 v.

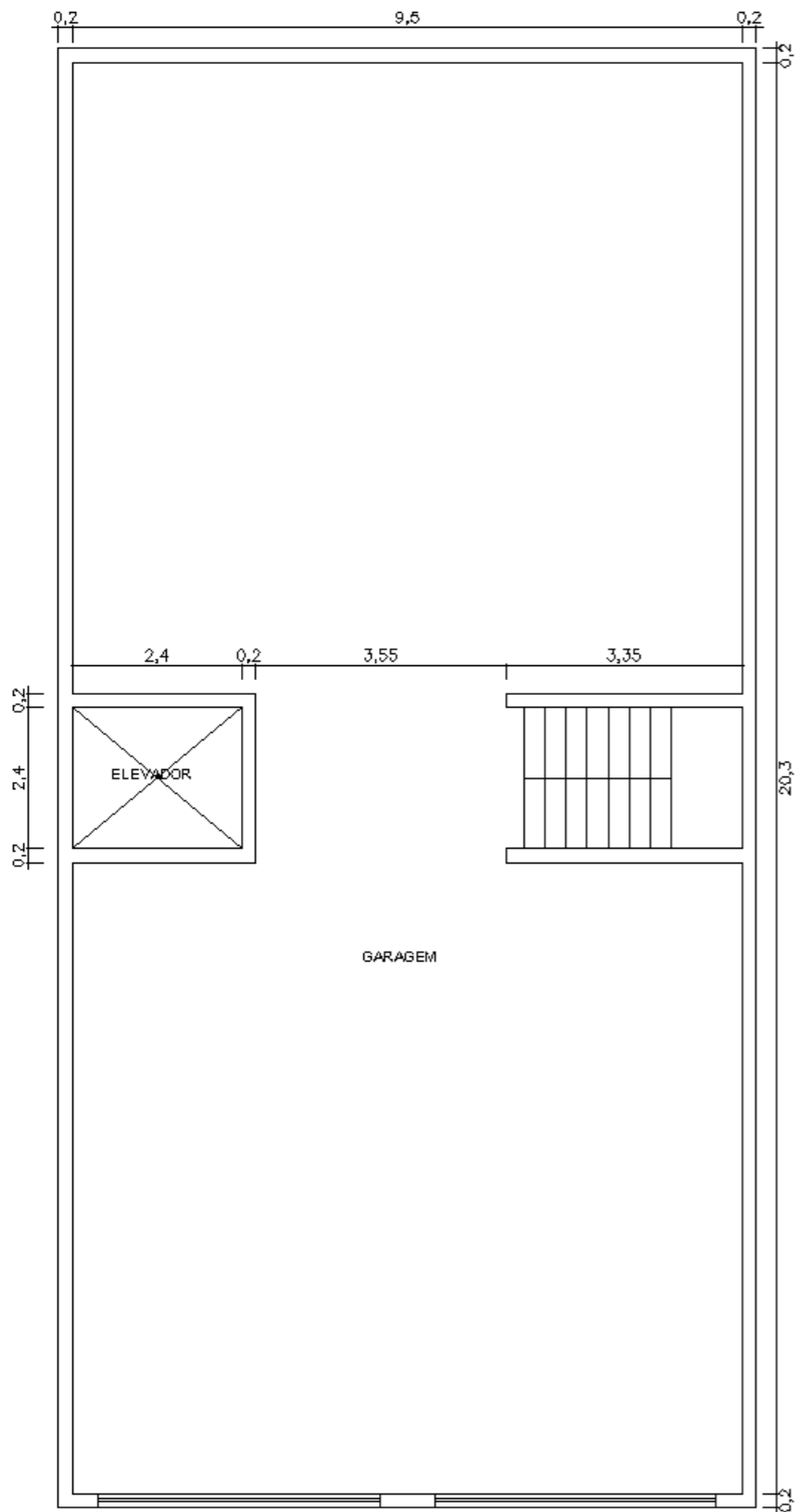
TEIXEIRA, Edvanio Pacheco. Vínculo de apoio das fundações. 2014. Disponível em: <<http://faq.altoqi.com.br/content/256/1240/pt-br/v%C3%ADnculo-de-apoio-das-funda%C3%A7%C3%B5es.html>>. Acesso em: 12 dez. 2019.

TERZAGHI, Karl. **Evaluation of coefficients of subgrade reaction**. Cambridge: Institution of civil engineers, 1956. 326 p.

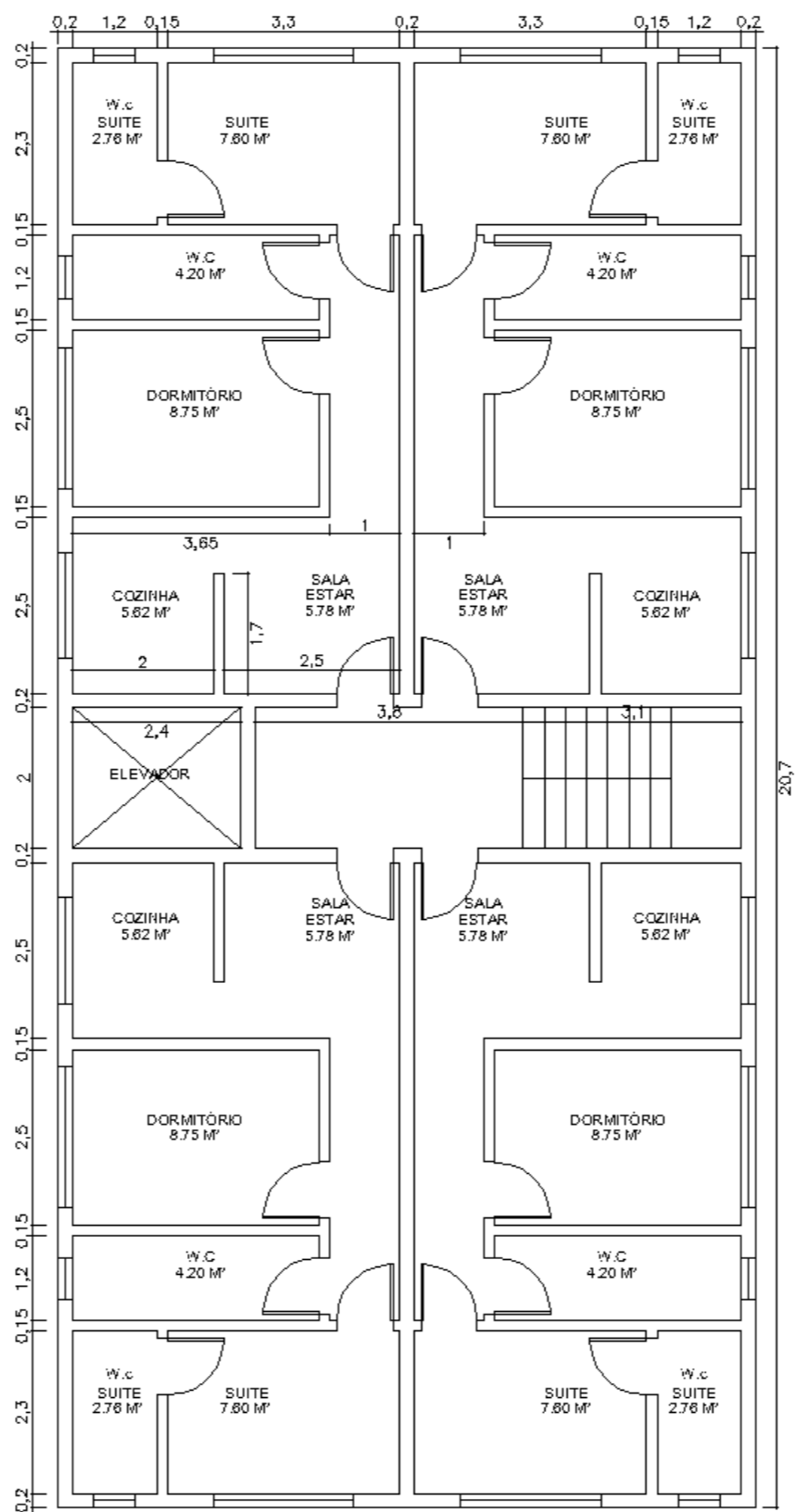
TQS INFORMÁTICA LTDA (2011). **Manual teórico SISE** – Sistema de interação solo-estrutura. São Paulo, SP.

VELLOSO, Dirceu de Alencar; LOPES, Francisco de Rezende. **Fundações: critérios de projeto**, Investigação do Subsolo, Fundações Superficiais e Fundações Profundas. São Paulo: Oficina de Textos, 2010. 568 p.

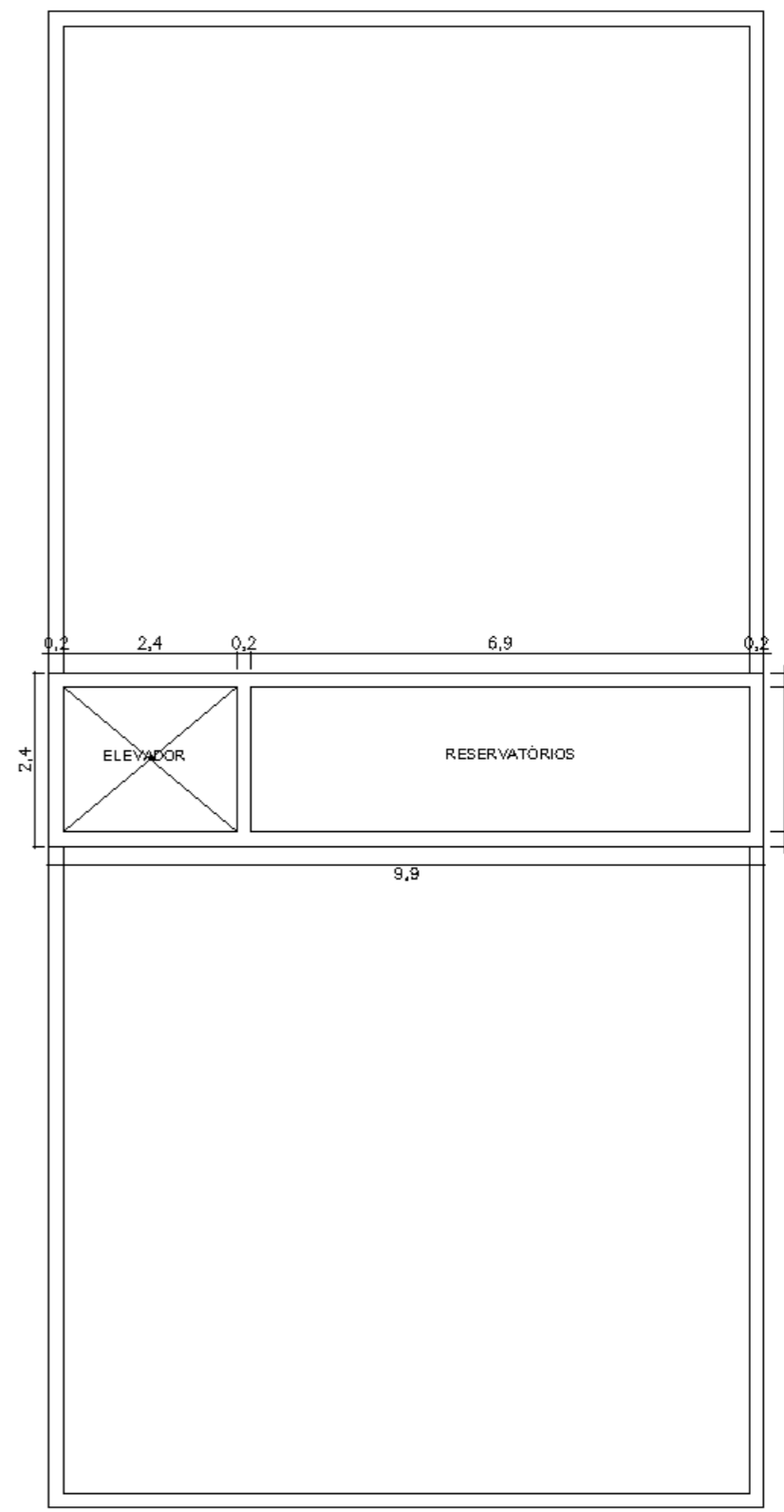
APÊNDICE A – PROJETO ARQUITETÔNICO



TÉRREO

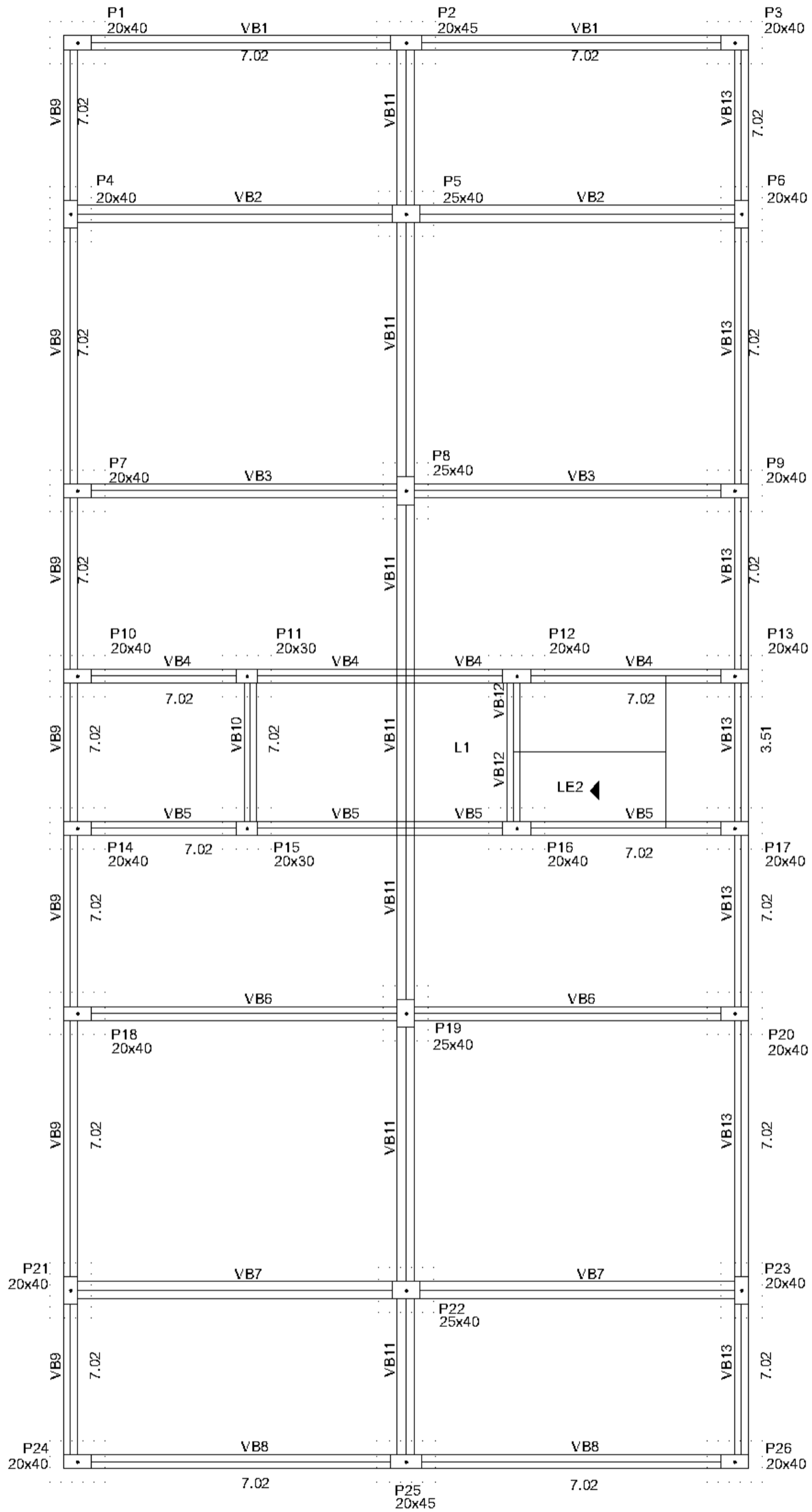


PAVIMENTO TIPO

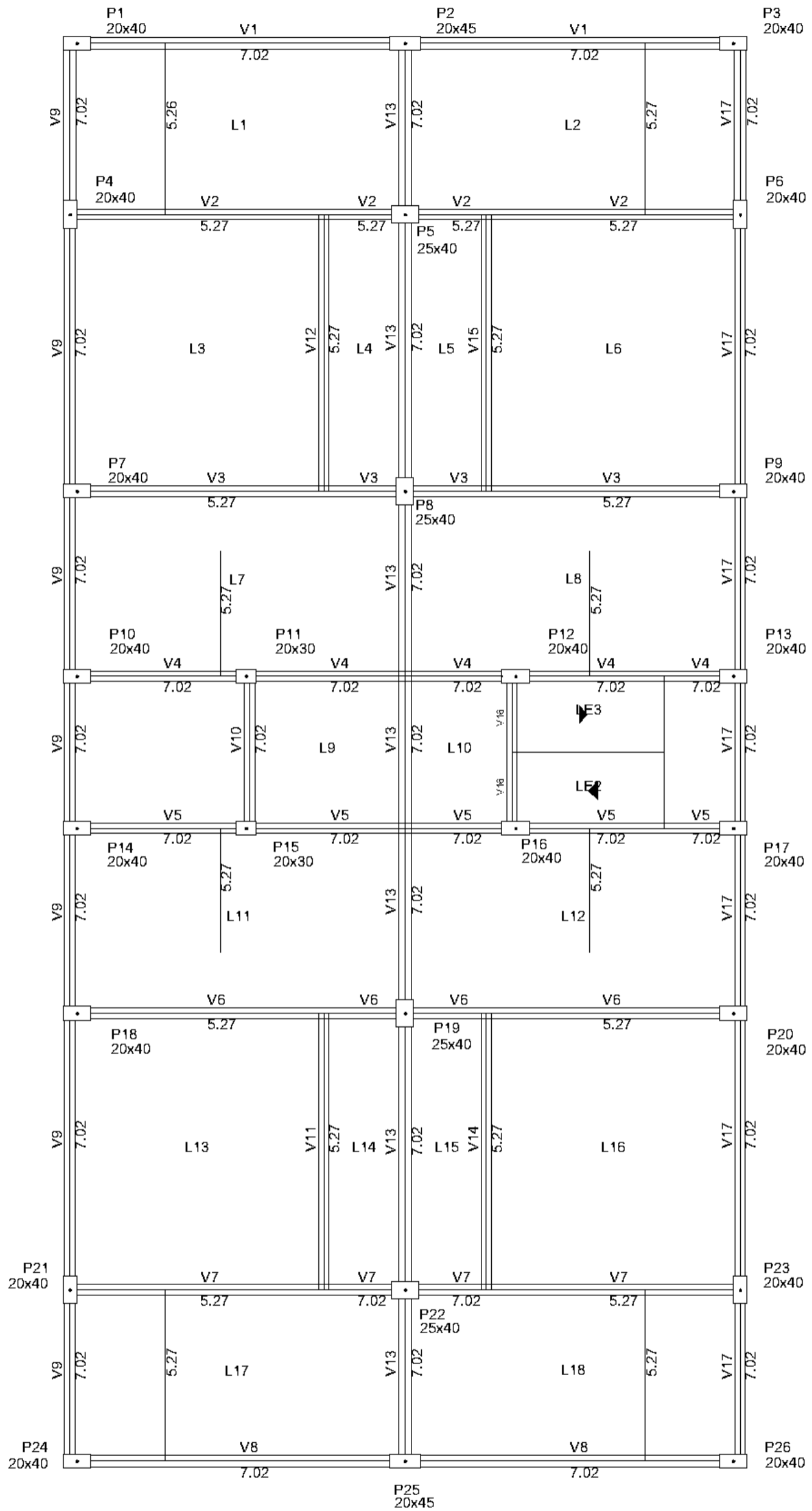


CAIXA D'ÁGUA

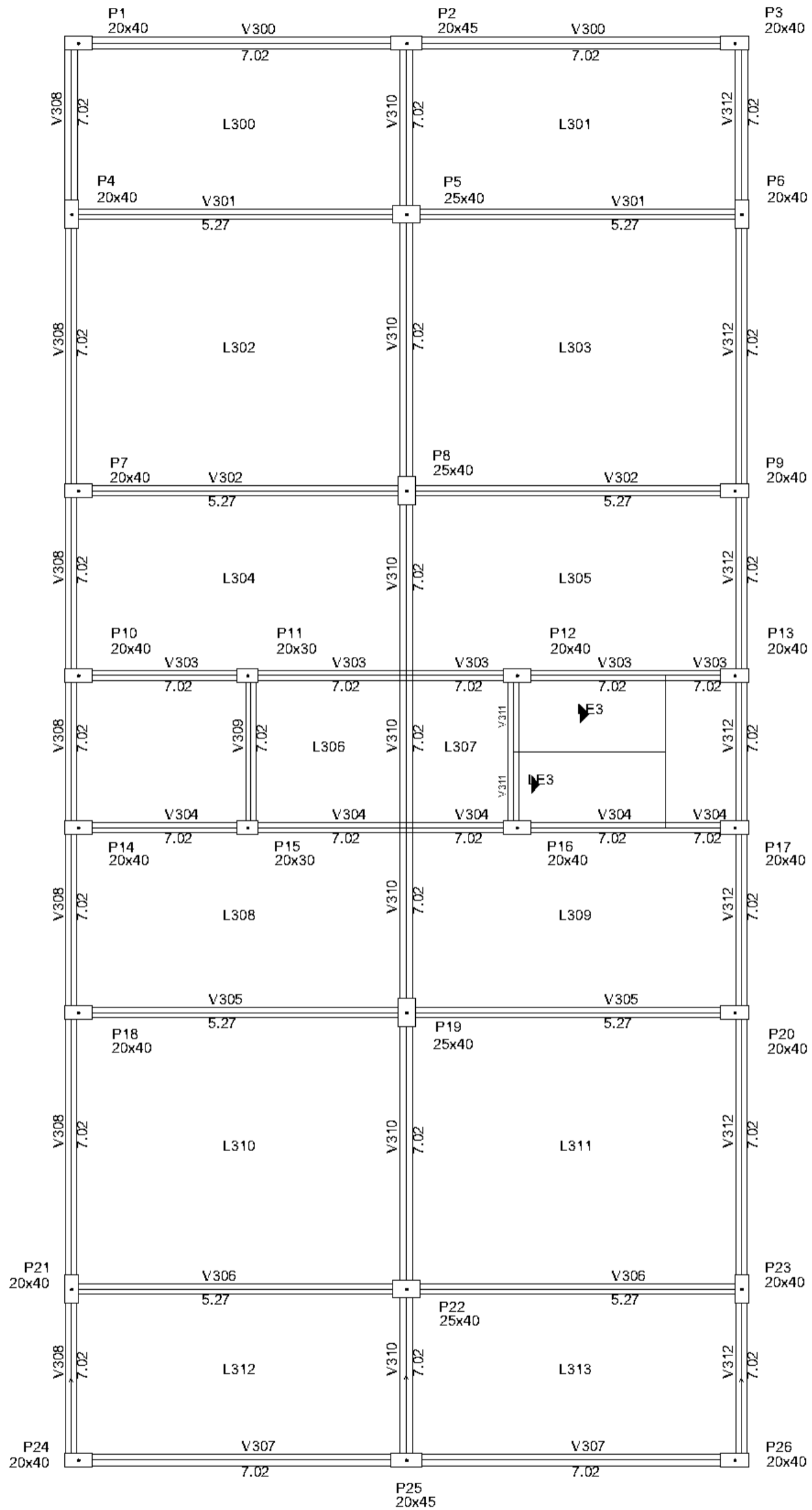
APÊNDICE B – PROJETO ESTRUTURAL



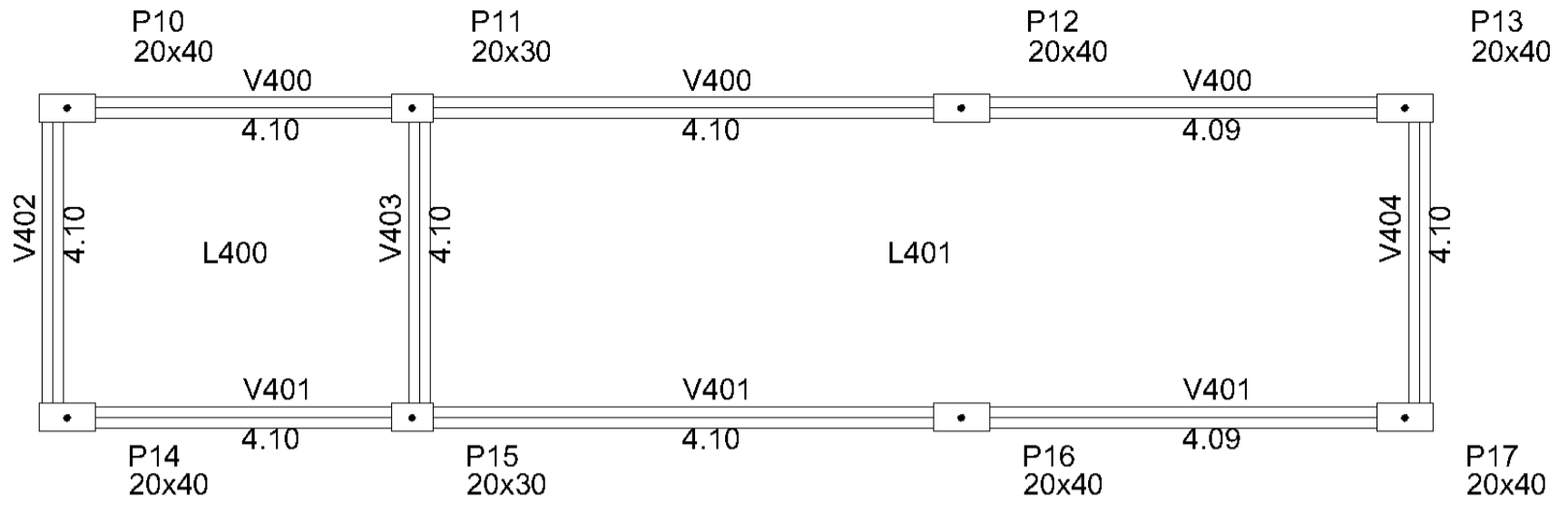
BALDRAME



TÉRREO



TIPO 3



COBERTURA

ANEXO A – ANÁLISE ESTRUTURAL

Modelo 1

Cargas verticais:

Peso próprio = 511.68 tf

Adicional = 547.84 tf

Acidental = 163.81 tf

Total = 1223.33 tf

Área aproximada = 818.61 m²

Relação = 1494.41 kgf/m²

Deslocamento horizontal:

Direção X = 0.36 cm (limite 1.06)

Direção Y = 0.44 cm (limite 1.06)

Coefficiente Gama-Z:

Direção X = 1.06 (limite 1.10)

Direção Y = 1.05 (limite 1.10)

Análise de 2ª ordem:

Processo P-Delta

Deslocamentos no topo da edificação:

Vento X+: 1.14 »» 1.21 (+6.16%)

Vento X-: 1.14 »» 1.21 (+6.16%)

Vento Y+: 1.41 »» 1.46 (+3.97%)

Vento Y-: 1.41 »» 1.46 (+3.97%)

Desaprumo X+: 0.13 »» 0.14 (+6.03%)

Desaprumo X-: 0.13 »» 0.14 (+6.03%)

Desaprumo Y+: 0.13 »» 0.14 (+5.75%)

Desaprumo Y-: 0.13 »» 0.14 (+5.75%)

Modelo 2

Cargas verticais:

Peso próprio = 511.68 tf

Adicional = 547.84 tf

Acidental = 163.81 tf

Total = 1223.33 tf

Área aproximada = 818.61 m²

Relação = 1494.41 kgf/m²

Deslocamento horizontal:

Direção X = 0.42 cm (limite 1.06)

Direção Y = 0.47 cm (limite 1.06)

Coefficiente Gama-Z:

Direção X = 1.07 (limite 1.10)

Direção Y = 1.06 (limite 1.10)

Análise de 2^a ordem:

Processo P-Delta

Deslocamentos no topo da edificação:

Vento X+: 1.30 »» 1.39 (+6.83%)

Vento X-: 1.30 »» 1.39 (+6.83%)

Vento Y+: 1.49 »» 1.55 (+4.33%)

Vento Y-: 1.49 »» 1.55 (+4.33%)

Desaprumo X+: 0.15 »» 0.16 (+6.70%)

Desaprumo X-: 0.15 »» 0.16 (+6.70%)

Desaprumo Y+: 0.15 »» 0.16 (+6.27%)

Desaprumo Y-: 0.15 »» 0.16 (+6.27%)

Modelo 3

Cargas verticais:

Peso próprio = 511.68 tf

Adicional = 547.84 tf

Acidental = 163.81 tf

Total = 1223.33 tf

Área aproximada = 818.61 m²

Relação = 1494.41 kgf/m²

Deslocamento horizontal:

Direção X = 0.54 cm (limite 1.06)

Direção Y = 0.55 cm (limite 1.06)

Coeficiente Gama-Z:

Direção X = 1.09 (limite 1.10)

Direção Y = 1.07 (limite 1.10)

Análise de 2ª ordem:

Processo P-Delta

Deslocamentos no topo da edificação:

Vento X+: 1.66 »» 1.79 (+8.12%)

Vento X-: 1.66 »» 1.79 (+8.12%)

Vento Y+: 1.75 »» 1.84 (+5.26%)

Vento Y-: 1.75 »» 1.84 (+5.26%)

Desaprumo X+: 0.20 »» 0.21 (+7.99%)

Desaprumo X-: 0.20 »» 0.21 (+7.99%)

Desaprumo Y+: 0.18 »» 0.20 (+7.30%)

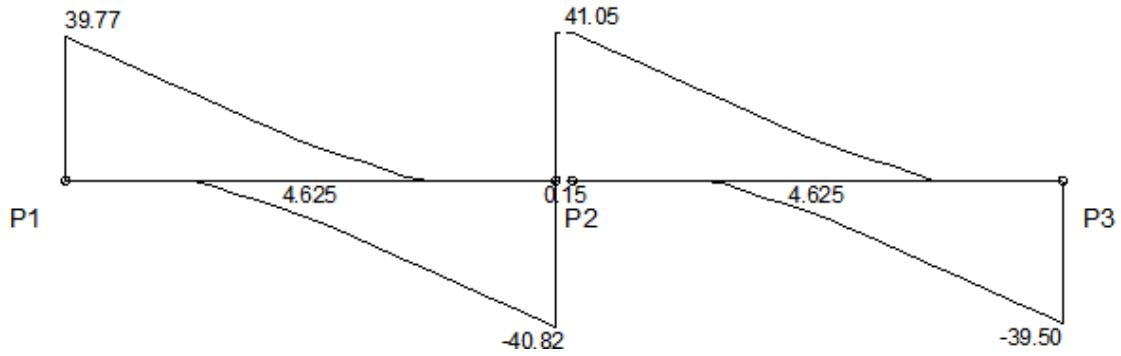
Desaprumo Y-: 0.18 »» 0.20 (+7.30%)

ANEXO B – DIAGRAMAS DE ESFORÇOS NAS VIGAS

VB1 - CORTANTE

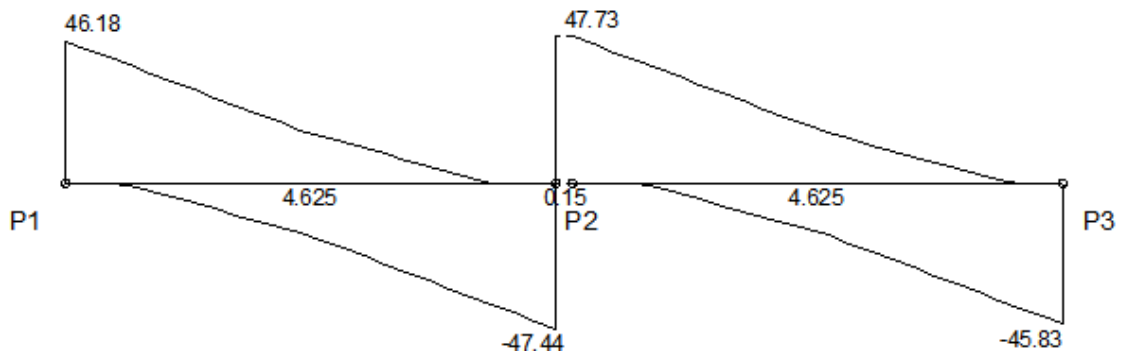
Modelo 1:

ESFORÇOS CORTANTES DE CÁLCULO (V_{dx}) [kN;m]



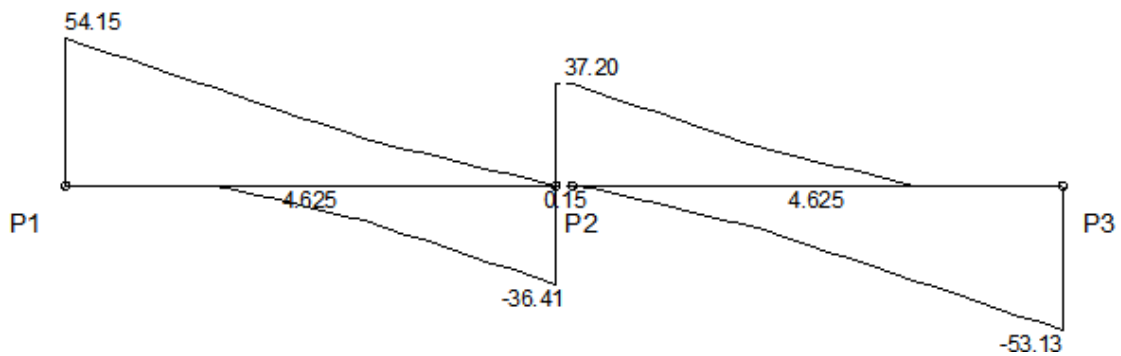
Modelo 2:

ESFORÇOS CORTANTES DE CÁLCULO (V_{dx}) [kN;m]



Modelo 3:

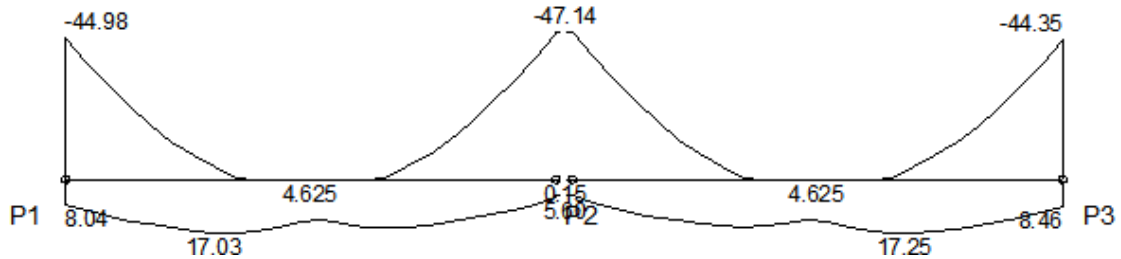
ESFORÇOS CORTANTES DE CÁLCULO (V_{dx}) [kN;m]



VB1 - MOMENTO FLETOR

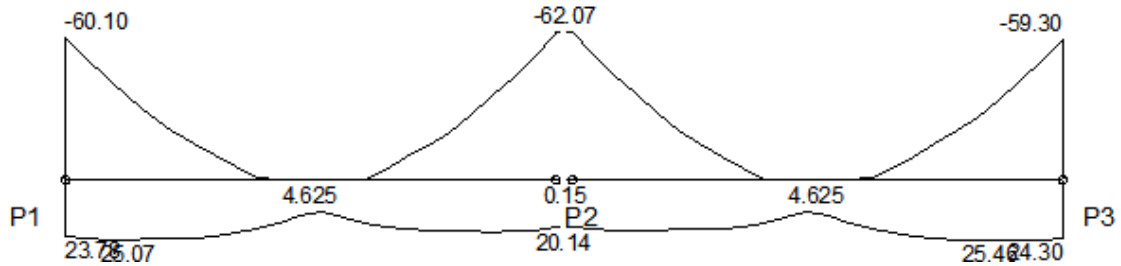
Modelo 1:

MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (Mdx) [kN.m;m]



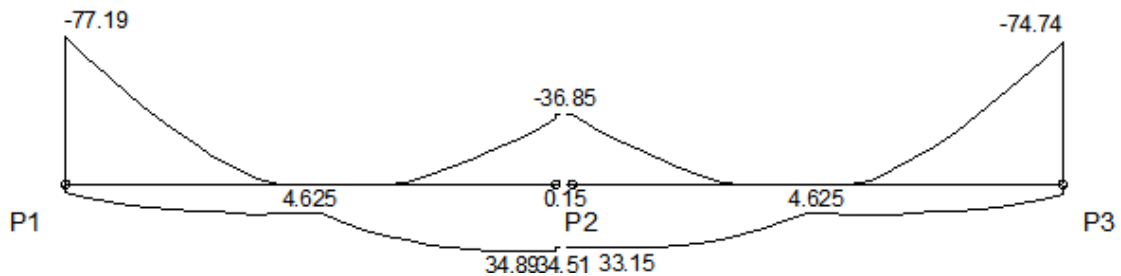
Modelo 2:

MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (Mdx) [kN.m;m]



Modelo 3:

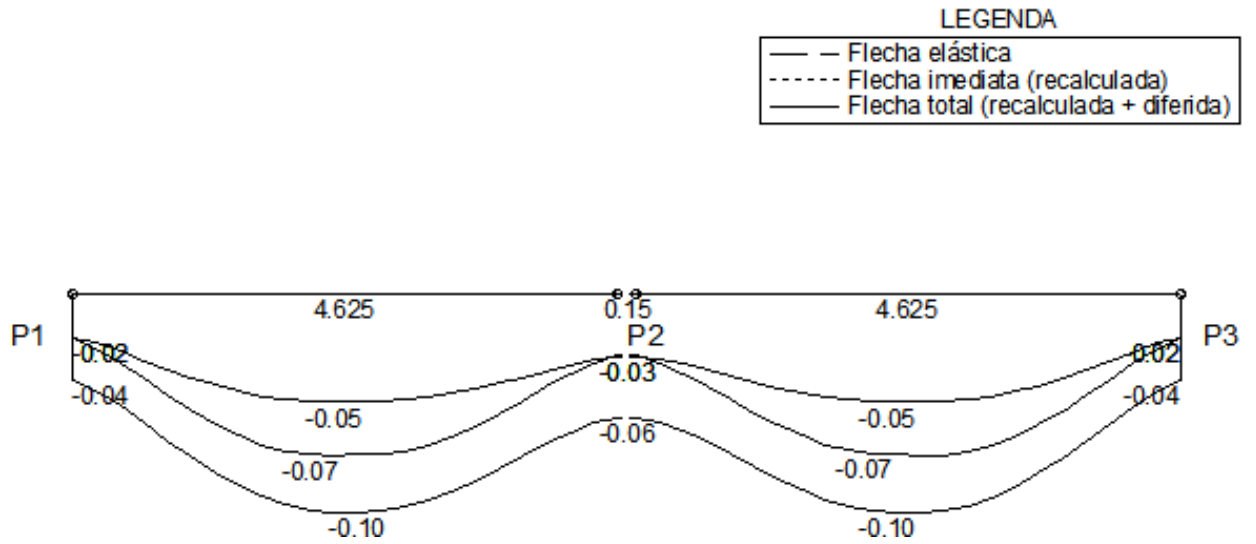
MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (Mdx) [kN.m;m]



VB1 - DESLOCAMENTO

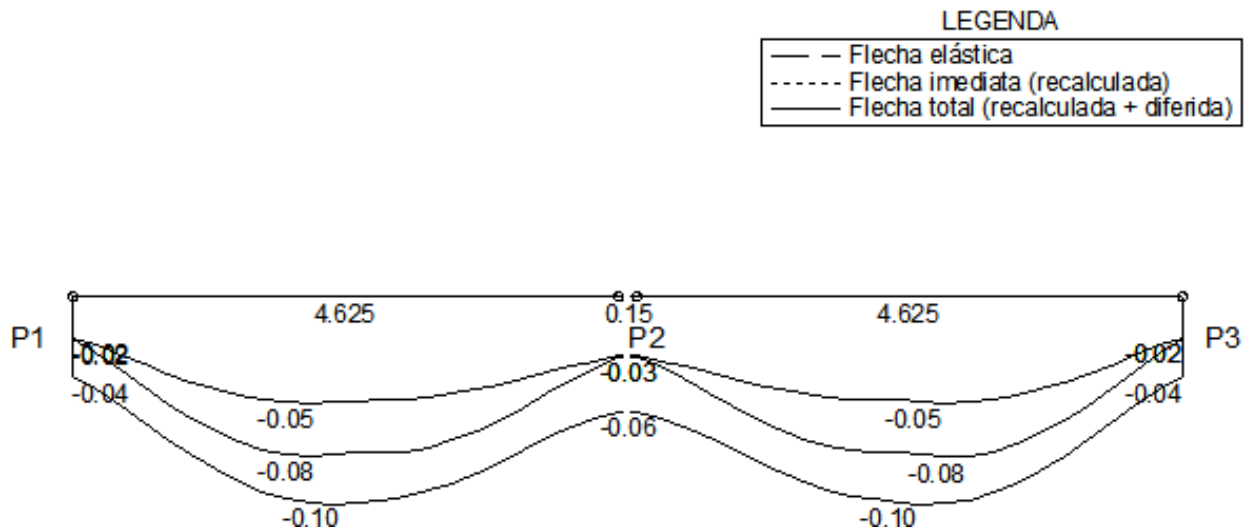
Modelo 1:

DESLOCAMENTOS [cm;m]



Modelo 2:

DESLOCAMENTOS [cm;m]

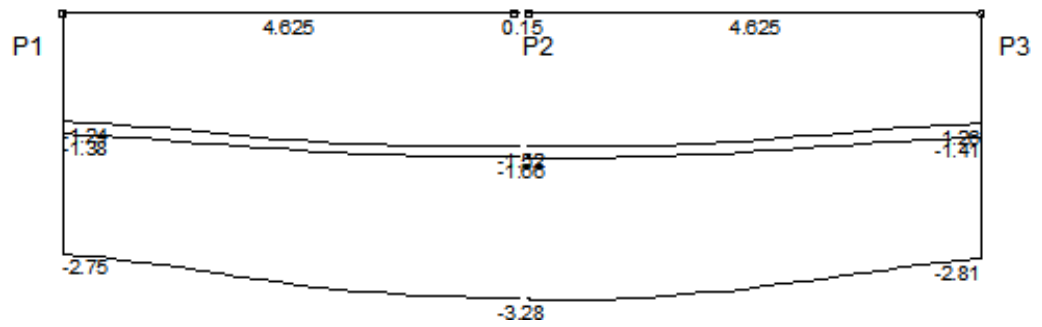


Modelo 3:

DESLOCAMENTOS [cm;m]

LEGENDA

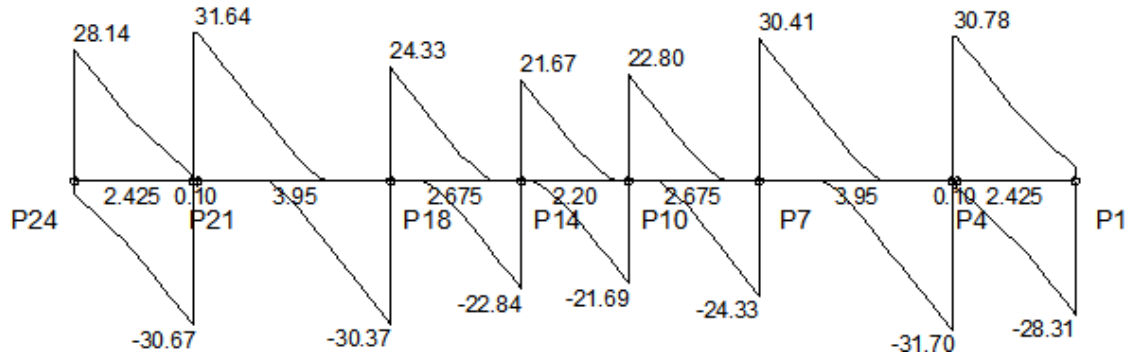
—	- Flecha elástica
- - -	- Flecha inmediata (recalculada)
—	- Flecha total (recalculada + diferida)



VB9 – CORTANTE

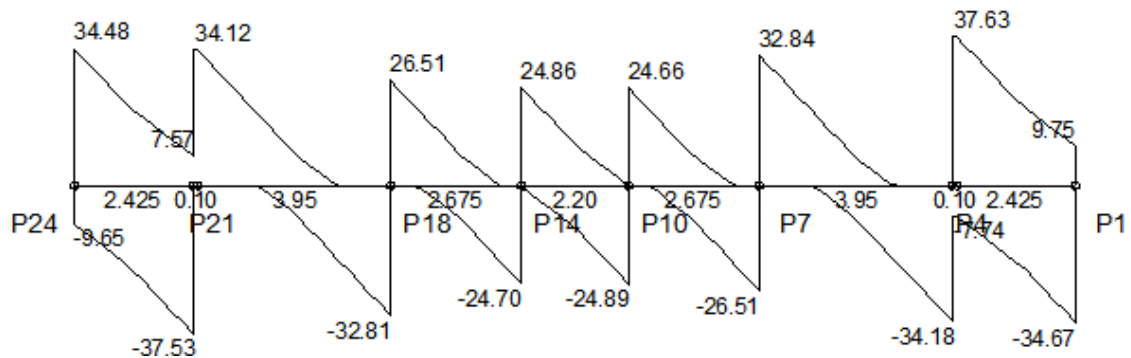
Modelo 1:

ESFORCOS CORTANTES DE CÁLCULO (V_{dx}) [kN;m]



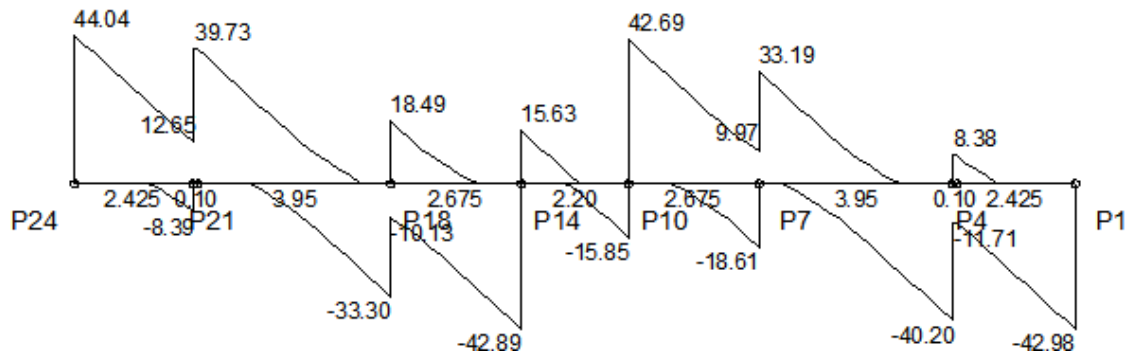
Modelo 2:

ESFORCOS CORTANTES DE CÁLCULO (V_{dx}) [kN;m]



Modelo 3:

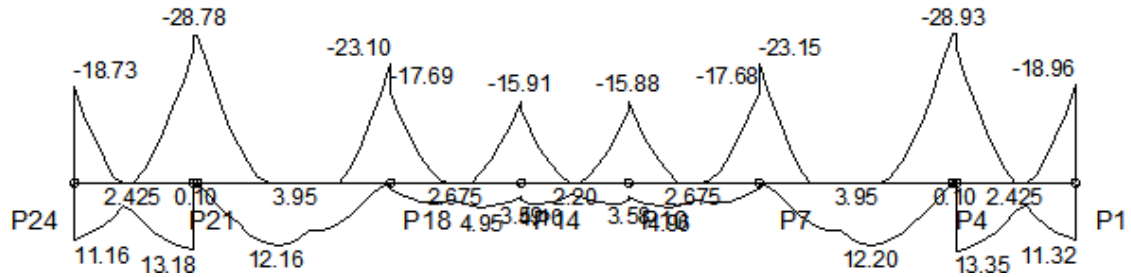
ESFORCOS CORTANTES DE CÁLCULO (V_{dx}) [kN;m]



VB9 - MOMENTO FLETOR

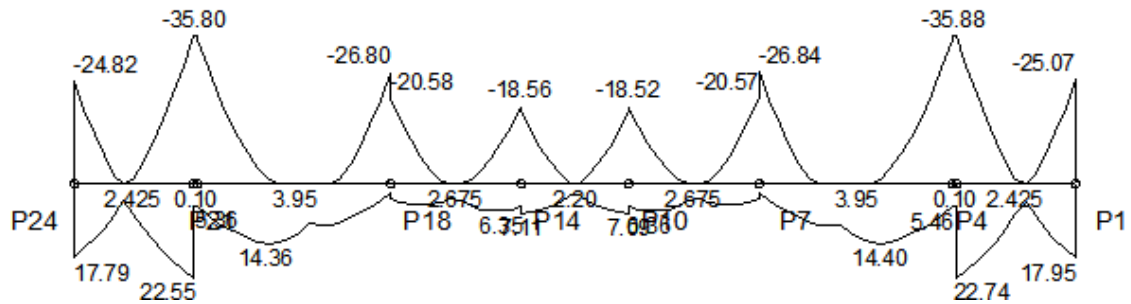
Modelo 1:

MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (Mdx) [kN.m;m]



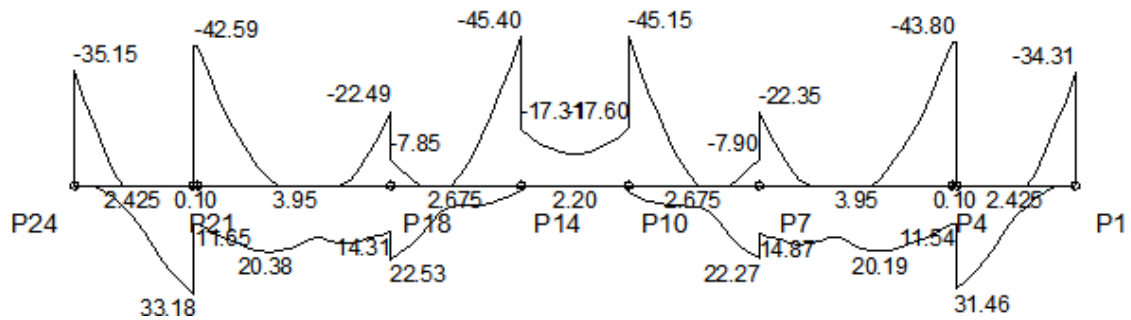
Modelo 2:

MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (Mdx) [kN.m;m]



Modelo 3:

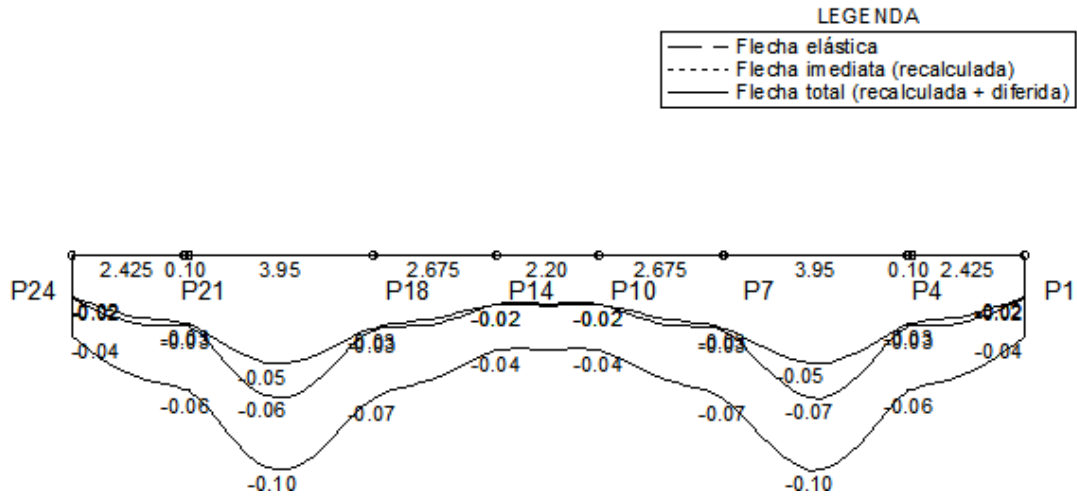
MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (Mdx) [kN.m;m]



VB9 – DESLOCAMENTO

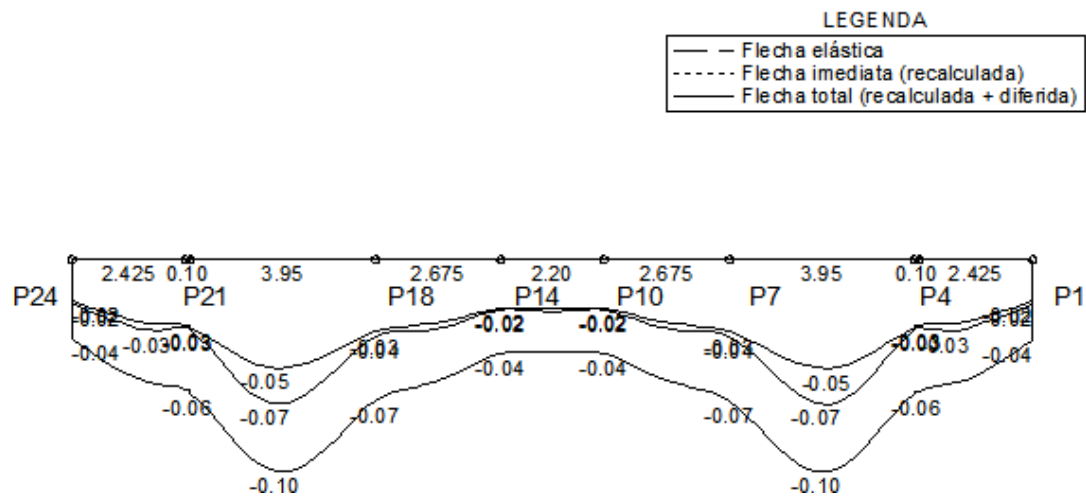
Modelo 1:

DESLOCAMENTOS [cm;m]



Modelo 2:

DESLOCAMENTOS [cm;m]

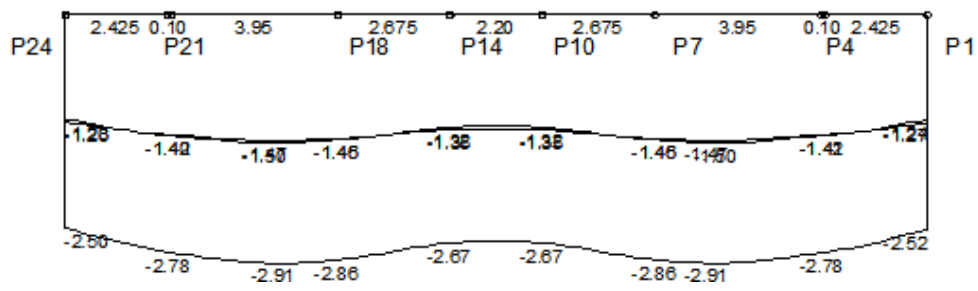


Modelo 3:

DESLOCAMENTOS [cm;m]

LEGENDA

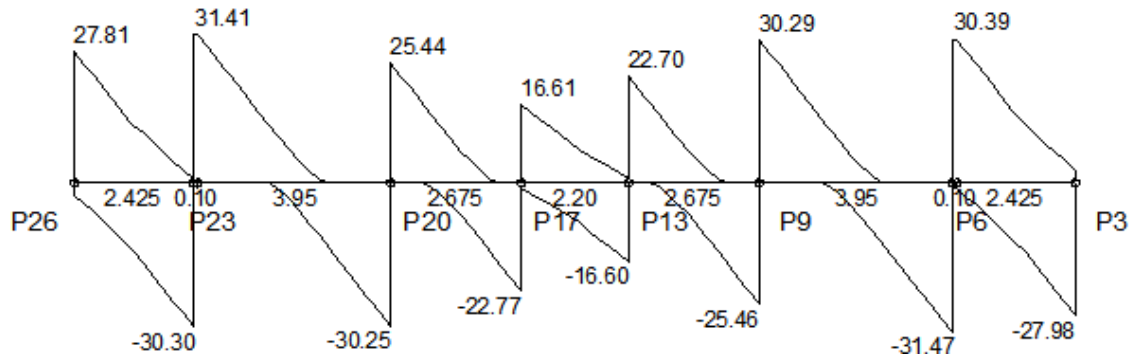
—	Flecha elástica
---	Flecha inmediata (recalculada)
—	Flecha total (recalculada + diferida)



VB13 – CORTANTE

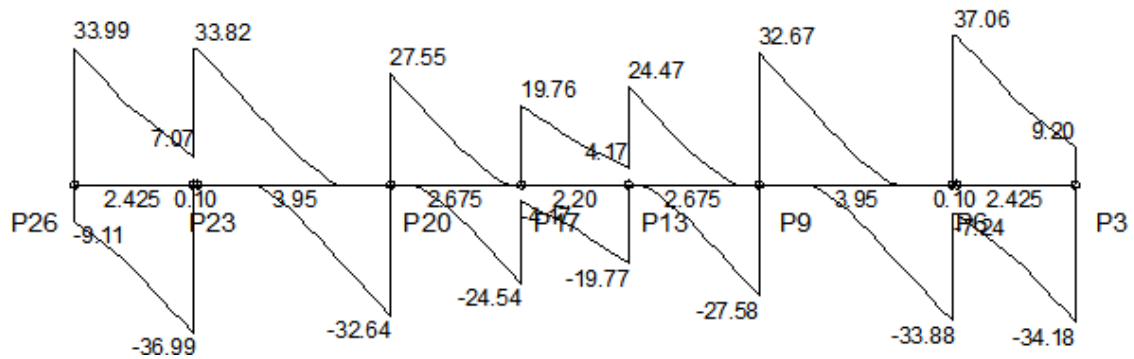
Modelo 1:

ESFORCOS CORTANTES DE CÁLCULO (V_{dx}) [kN;m]



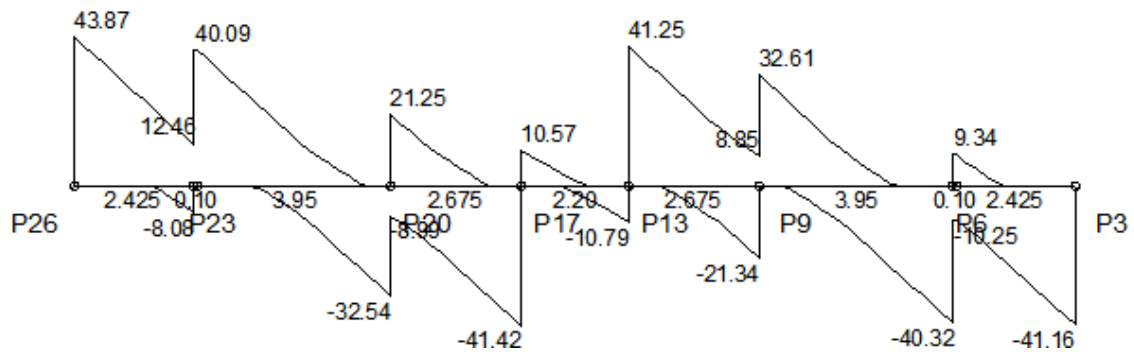
Modelo 2:

ESFORCOS CORTANTES DE CÁLCULO (V_{dx}) [kN;m]



Modelo 3:

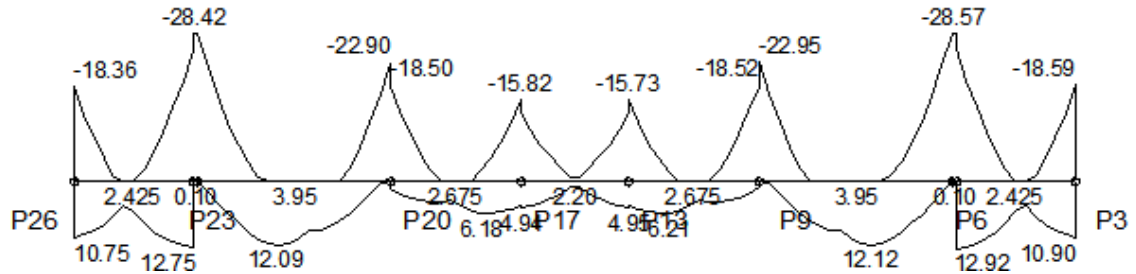
ESFORCOS CORTANTES DE CÁLCULO (V_{dx}) [kN;m]



VB13 - MOMENTO FLETOR

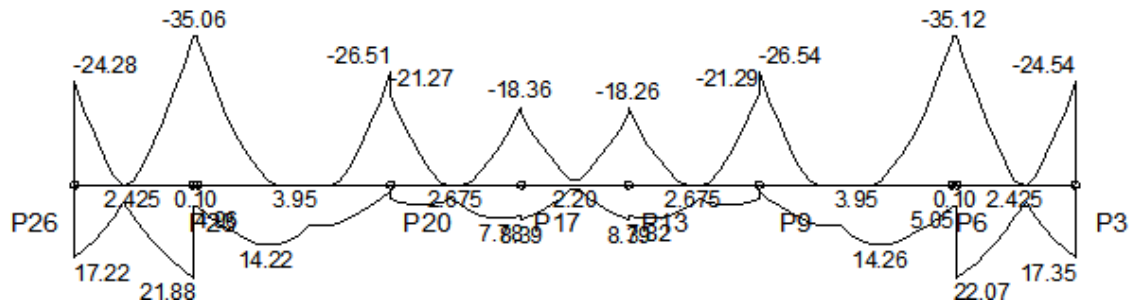
Modelo 1:

MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (Mdx) [kN.m;m]



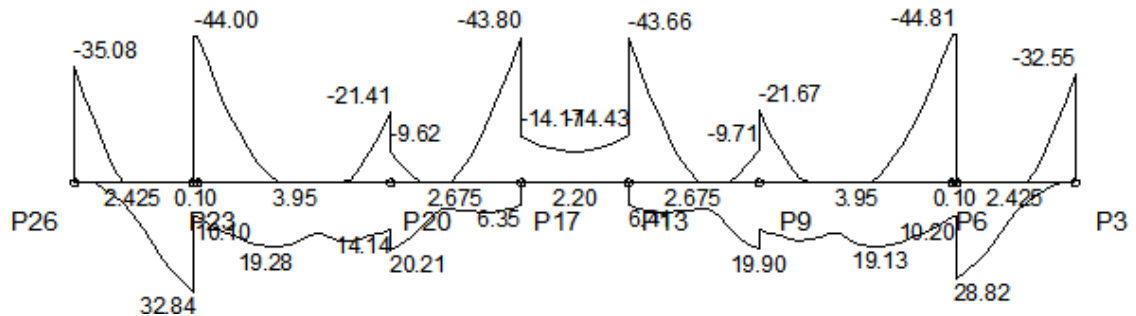
Modelo 2:

MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (Mdx) [kN.m;m]



Modelo 3:

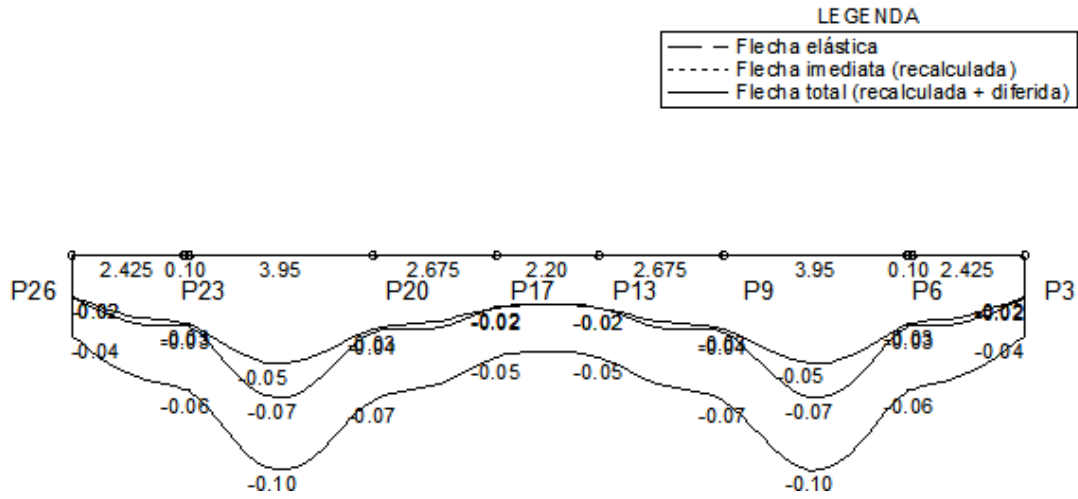
MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (Mdx) [kN.m;m]



VB13 – DESLOCAMENTO

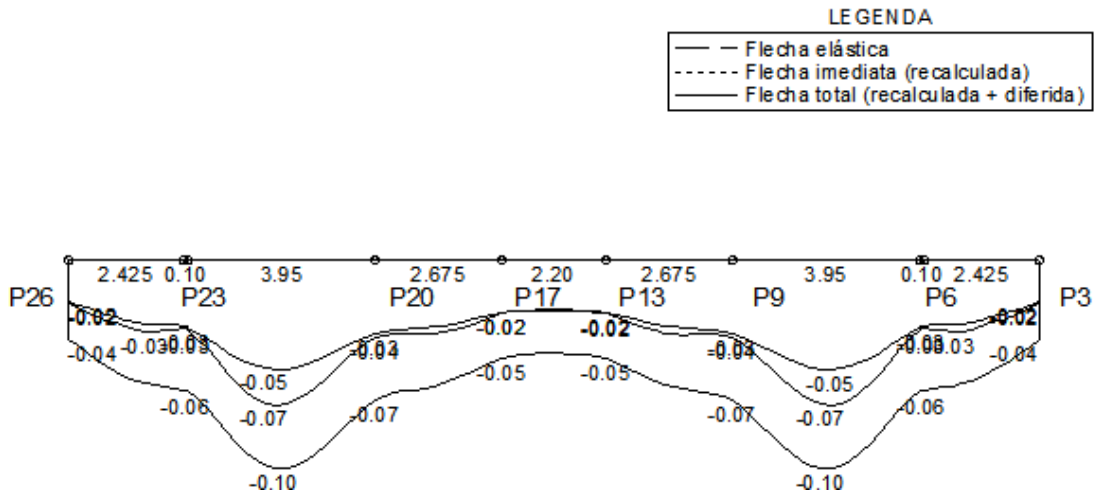
Modelo 1:

DESLOCAMENTOS [cm;m]



Modelo 2:

DESLOCAMENTOS [cm;m]

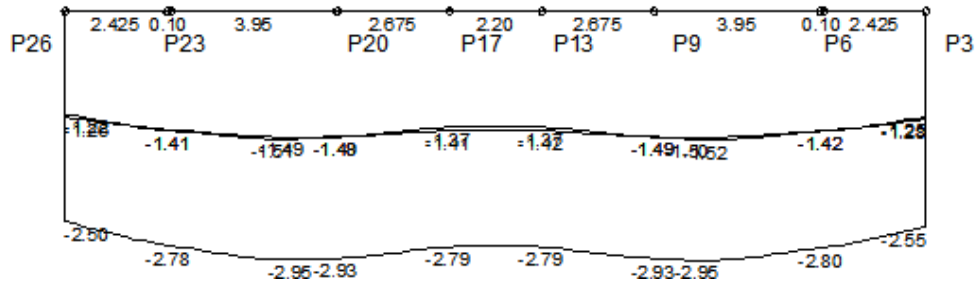


Modelo 3:

DESLOCAMENTOS [cm;m]

LEGENDA

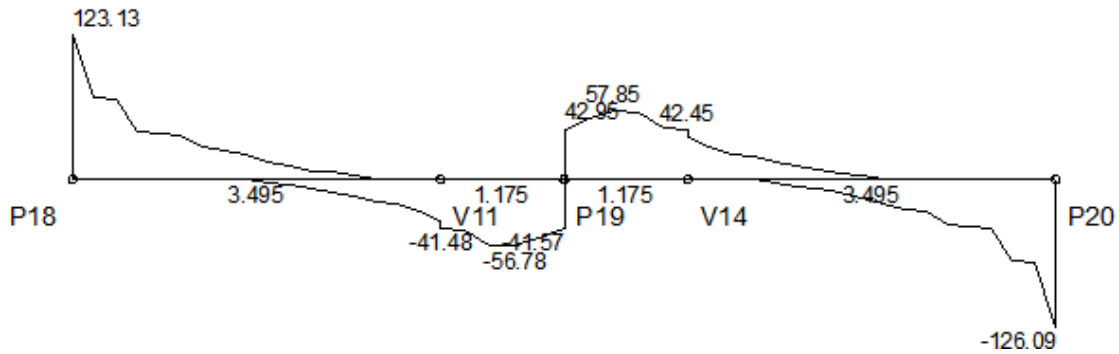
—	Flecha elástica
---	Flecha inmediata (recalculada)
—	Flecha total (recalculada + diferida)



V6 – CORTANTE

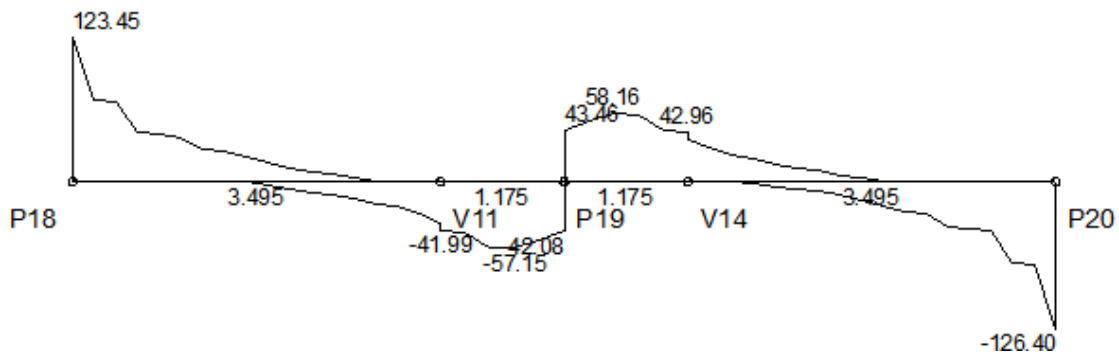
Modelo 1:

ESFORCOS CORTANTES DE CÁLCULO (V_{dx}) [kN;m]



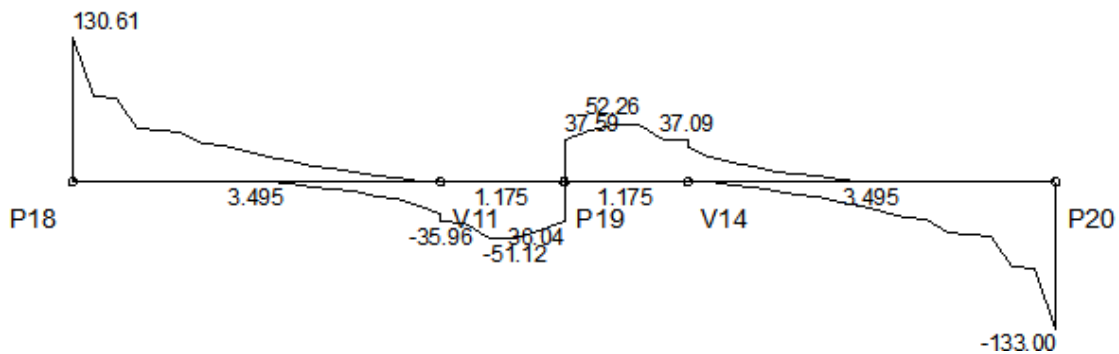
Modelo 2:

ESFORCOS CORTANTES DE CÁLCULO (V_{dx}) [kN;m]



Modelo 3:

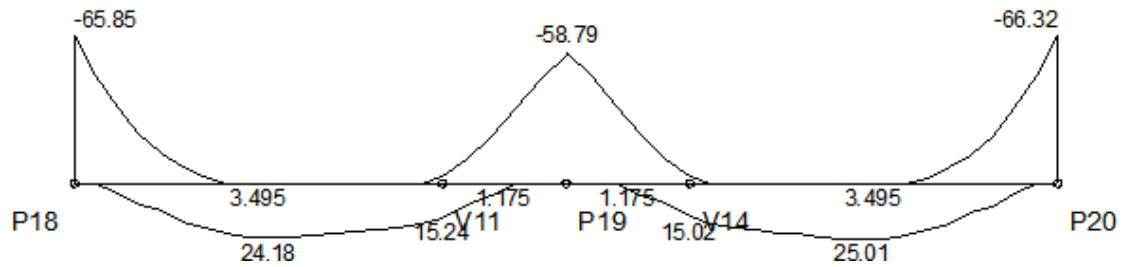
ESFORCOS CORTANTES DE CÁLCULO (V_{dx}) [kN;m]



V6 - MOMENTO FLETOR

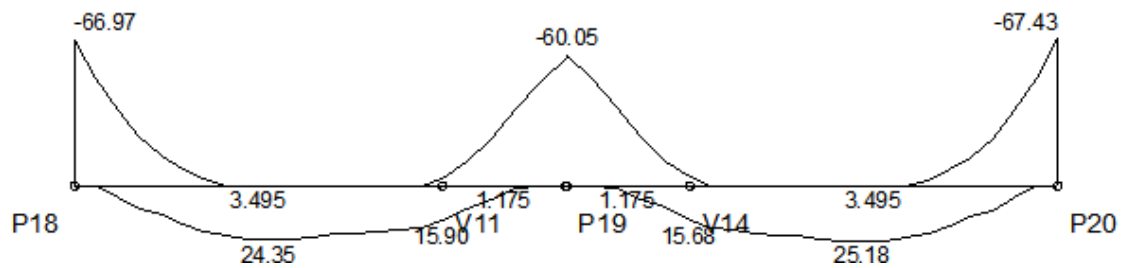
Modelo 1:

MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (M_{dx}) [kN.m;m]



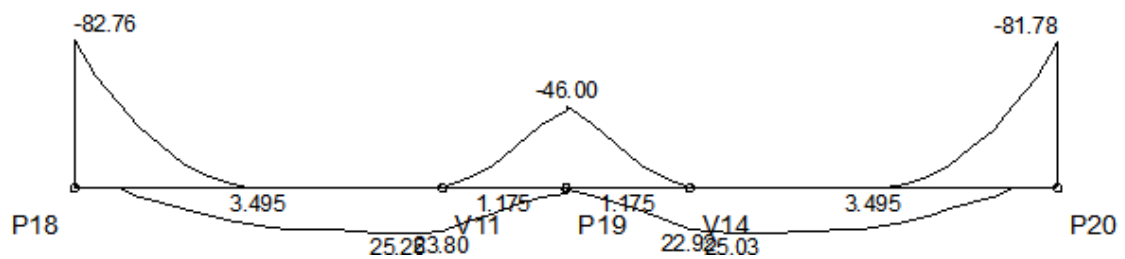
Modelo 2:

MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (M_{dx}) [kN.m;m]



Modelo 3:

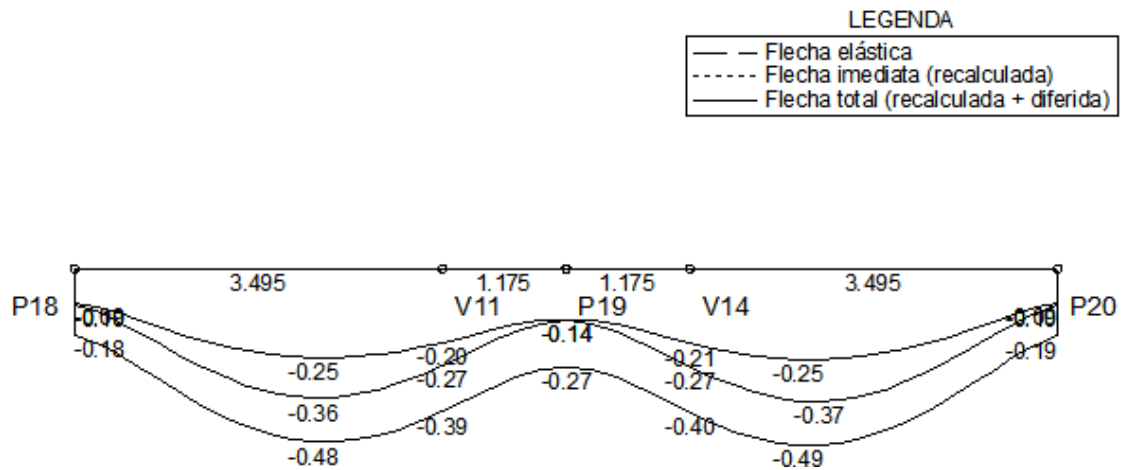
MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (M_{dx}) [kN.m;m]



V6 – DESLOCAMENTO

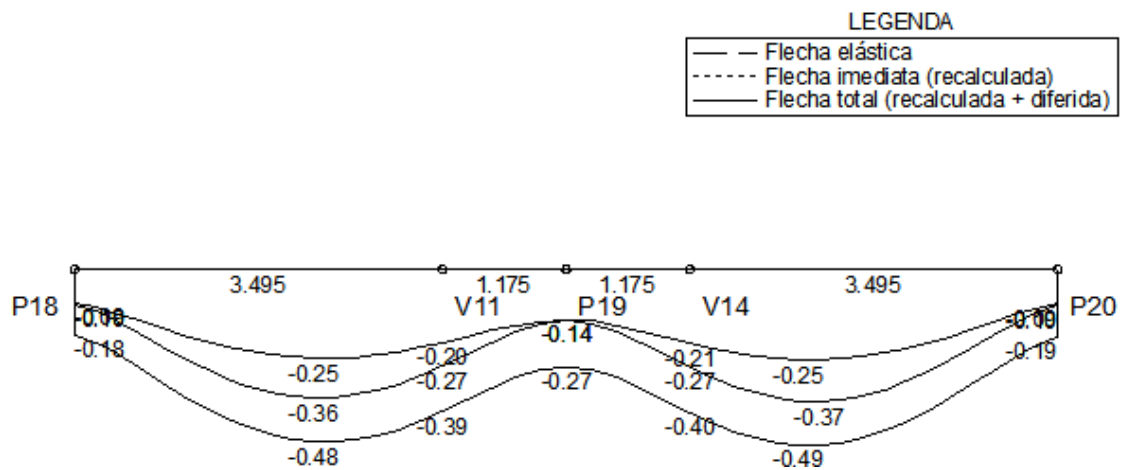
Modelo 1:

DESLOCAMENTOS [cm;m]



Modelo 2:

DESLOCAMENTOS [cm;m]

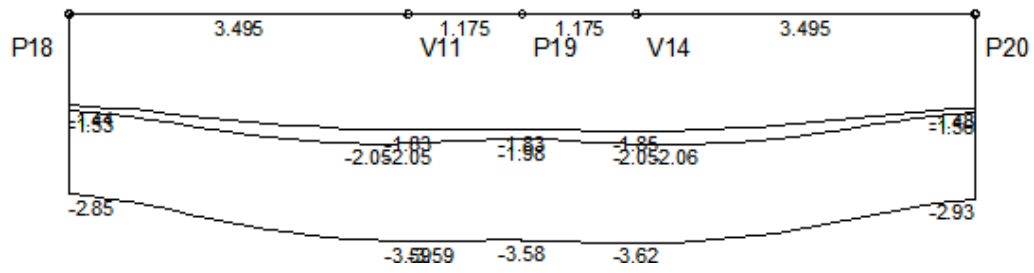


Modelo 3:

DESLOCAMENTOS [cm;m]

LEGENDA

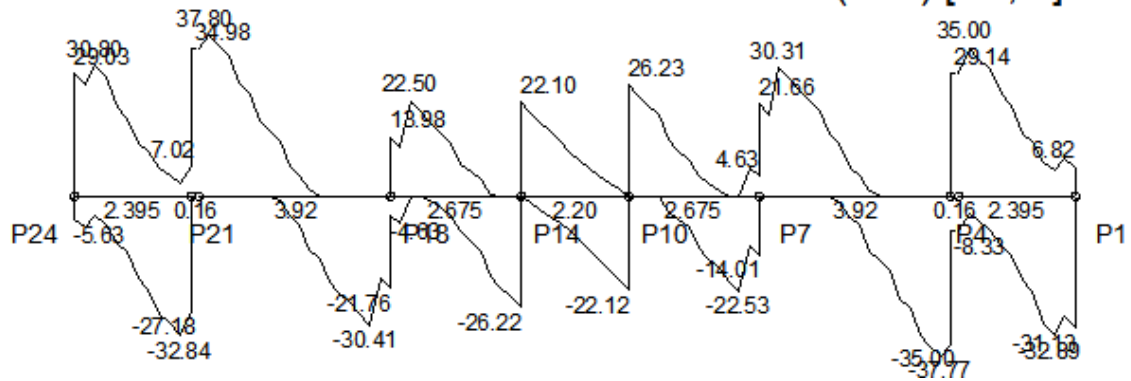
—	Flecha elástica
----	Flecha inmediata (recalculada)
—	Flecha total (recalculada + diferida)



V9 – CORTANTE

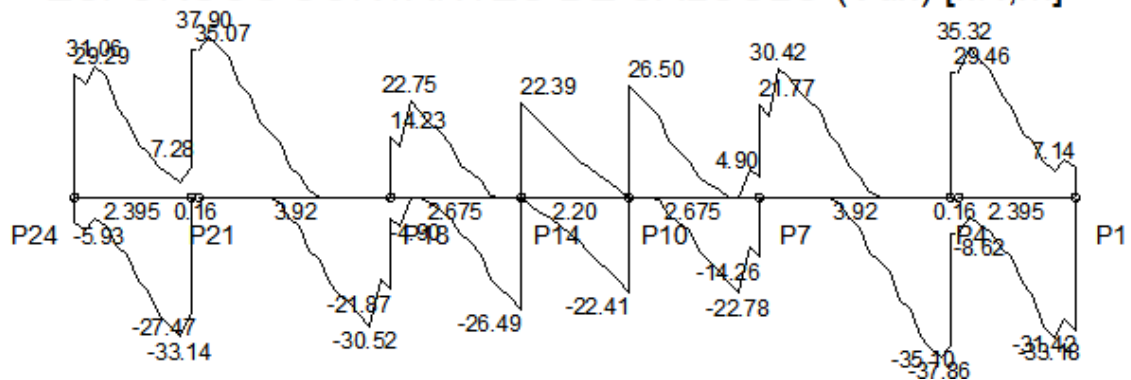
Modelo 1:

ESFORCOS CORTANTES DE CÁLCULO (Vdx) [kN;m]



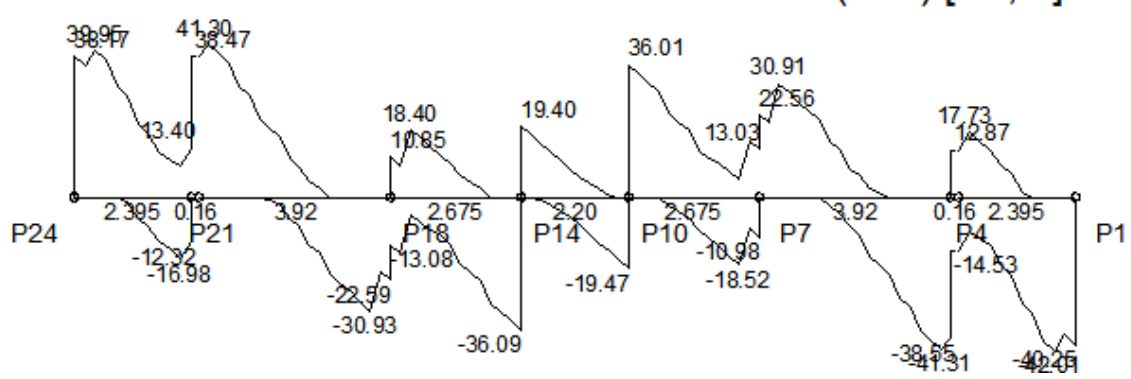
Modelo 2:

ESFORCOS CORTANTES DE CÁLCULO (Vdx) [kN;m]



Modelo 3:

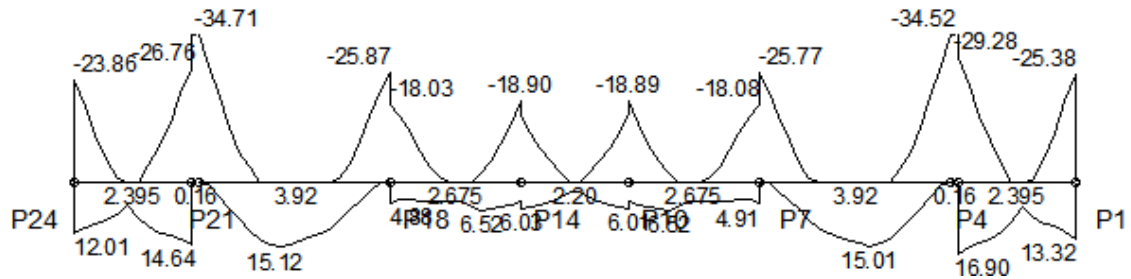
ESFORCOS CORTANTES DE CÁLCULO (Vdx) [kN;m]



V9 - MOMENTO FLETOR

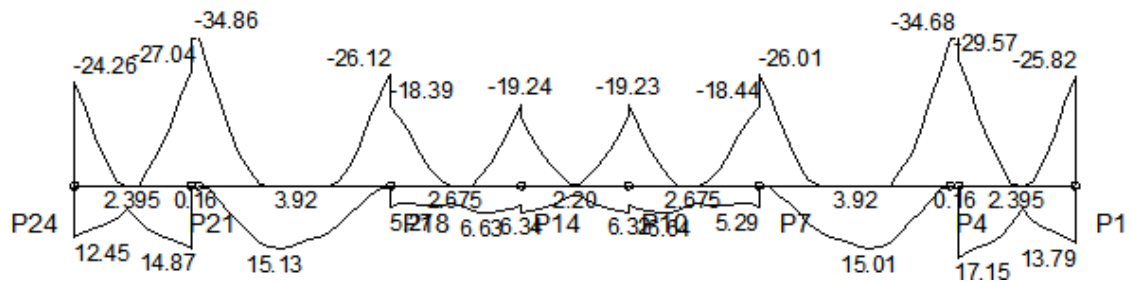
Modelo 1:

MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (Mdx) [kN.m;m]



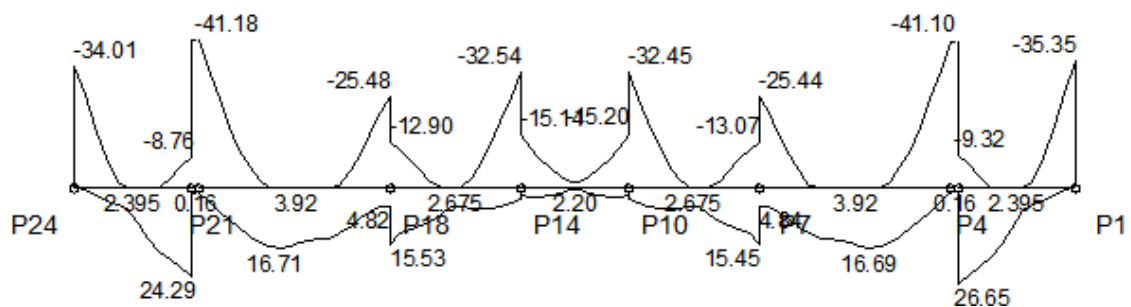
Modelo 2:

MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (Mdx) [kN.m;m]



Modelo 3:

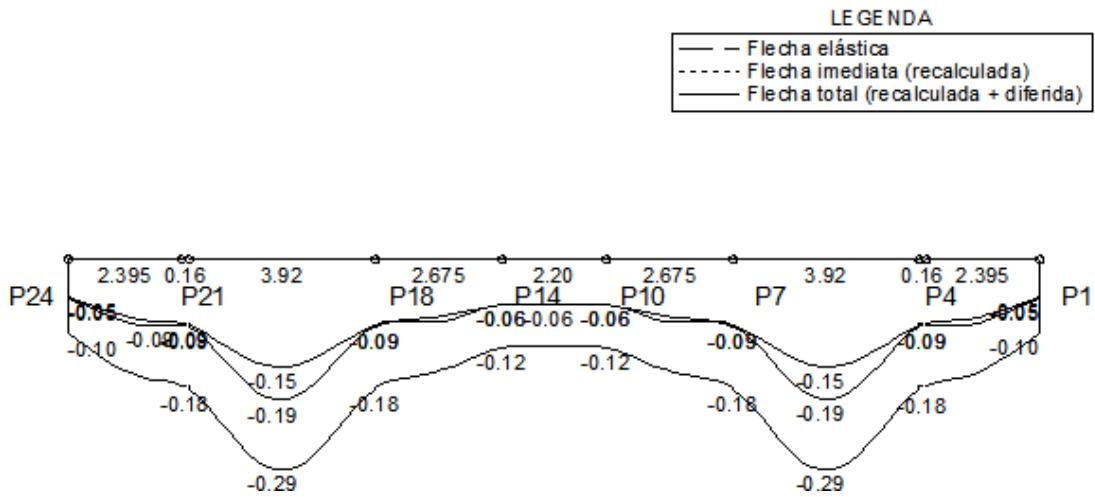
MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (Mdx) [kN.m;m]



V9 – DESLOCAMENTO

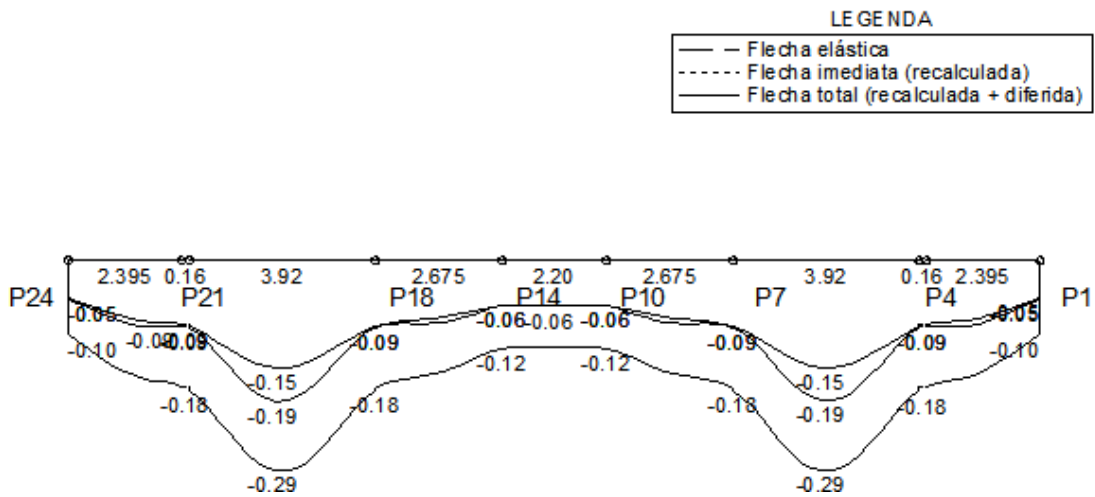
Modelo 1:

DESLOCAMENTOS [cm;m]



Modelo 2:

DESLOCAMENTOS [cm;m]

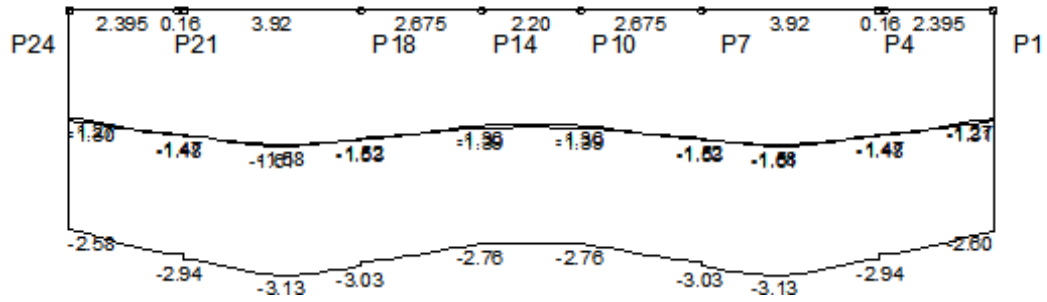


Modelo 3:

DESLOCAMENTOS [cm;m]

LEGENDA

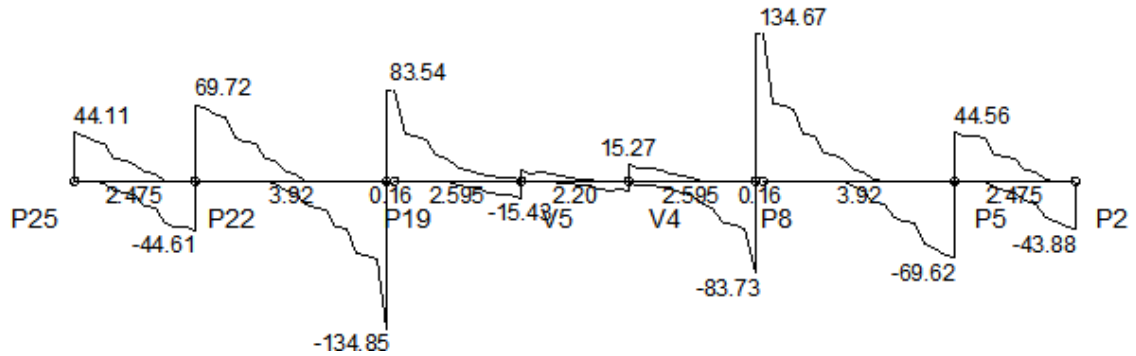
—	Flecha elástica
----	Flecha inmediata (recalculada)
—	Flecha total (recalculada + diferida)



V13 – CORTANTE

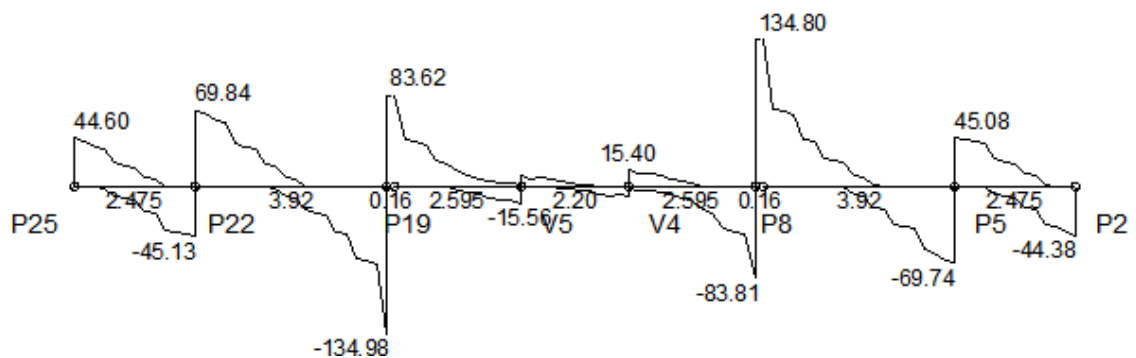
Modelo 1:

ESFORCOS CORTANTES DE CÁLCULO (Vdx) [kN;m]



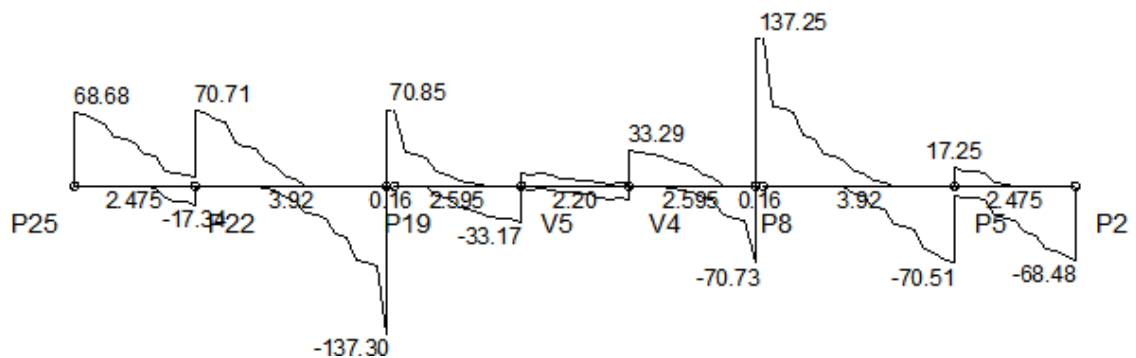
Modelo 2:

ESFORCOS CORTANTES DE CÁLCULO (Vdx) [kN;m]



Modelo 3:

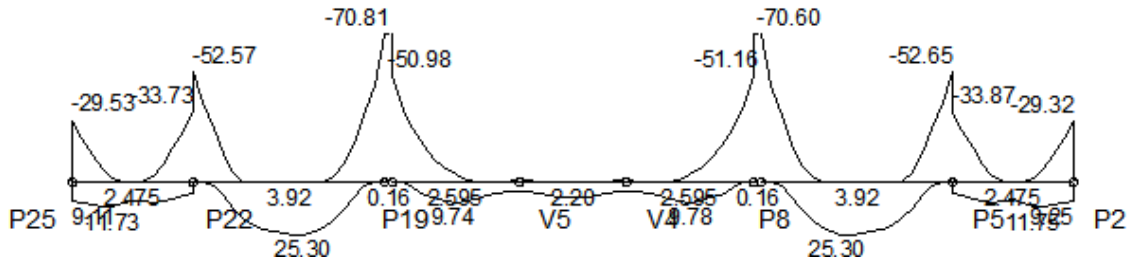
ESFORCOS CORTANTES DE CÁLCULO (Vdx) [kN;m]



V13 - MOMENTO FLETOR

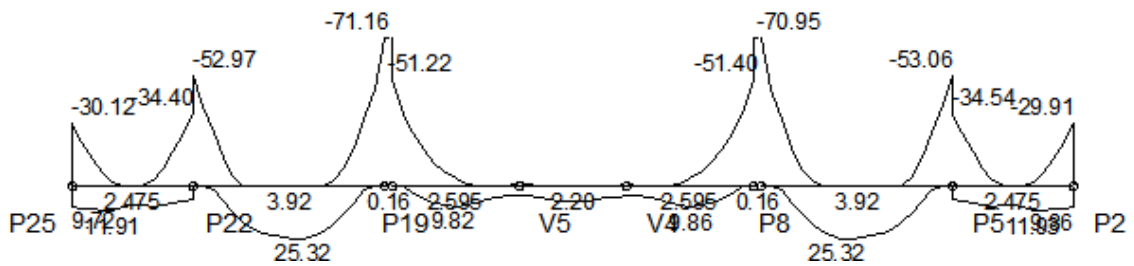
Modelo 1:

MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (Mdx) [kN.m;m]



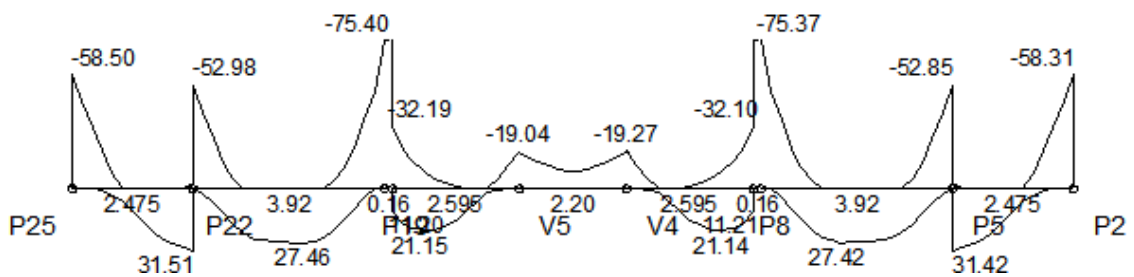
Modelo 2:

MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (Mdx) [kN.m;m]



Modelo 3:

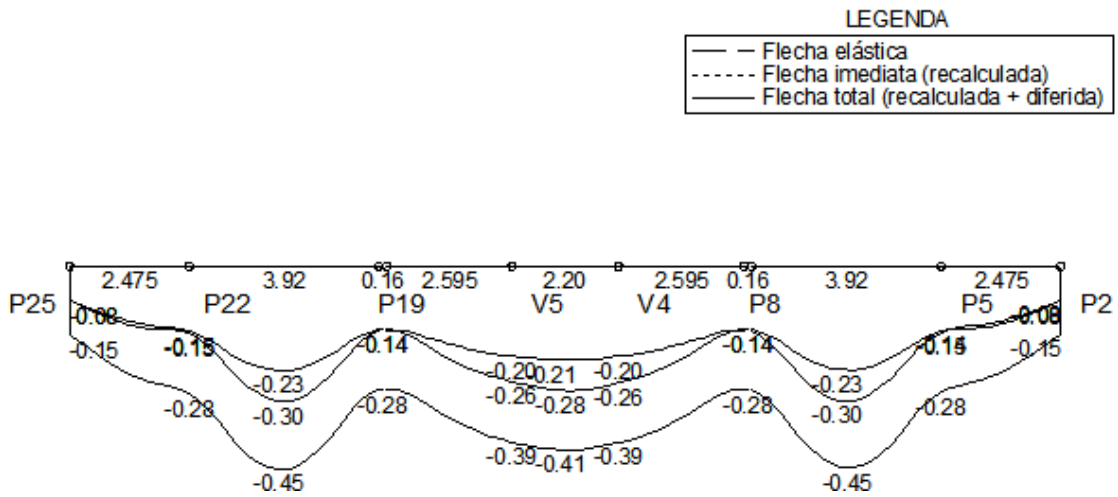
MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (Mdx) [kN.m;m]



V13 – DESLOCAMENTO

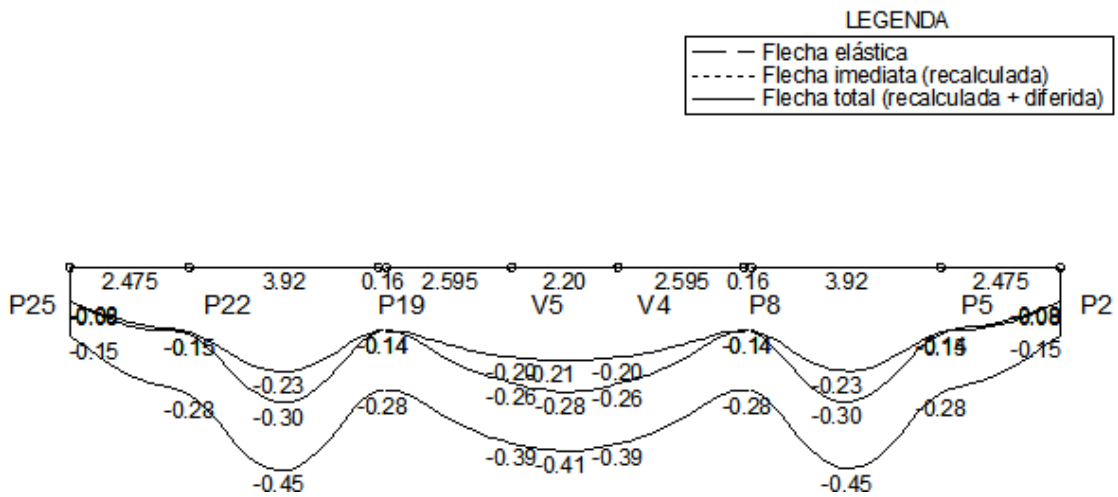
Modelo 1:

DESLOCAMENTOS [cm;m]



Modelo 2:

DESLOCAMENTOS [cm;m]

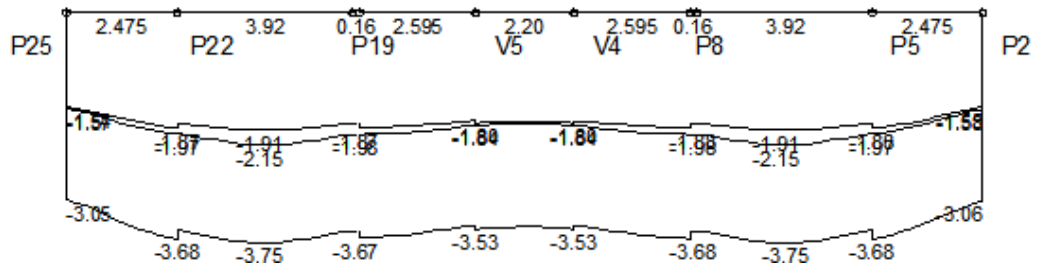


Modelo 3:

DESLOCAMENTOS [cm;m]

LEGENDA

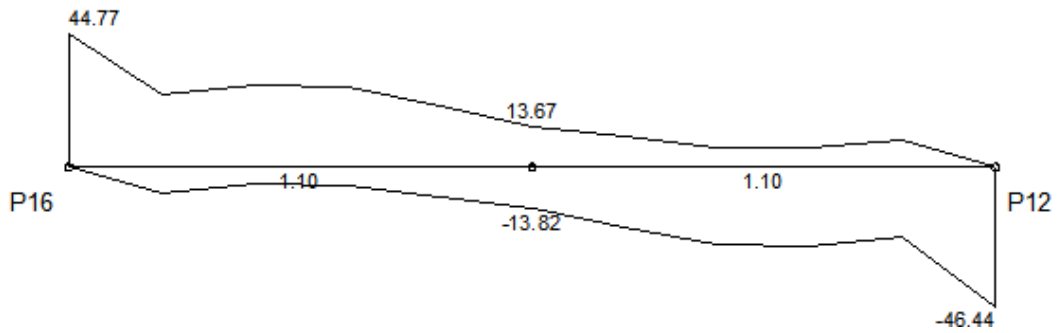
—	Flecha elástica
- - -	Flecha inmediata (recalculada)
—	Flecha total (recalculada + diferida)



V16 – CORTANTE

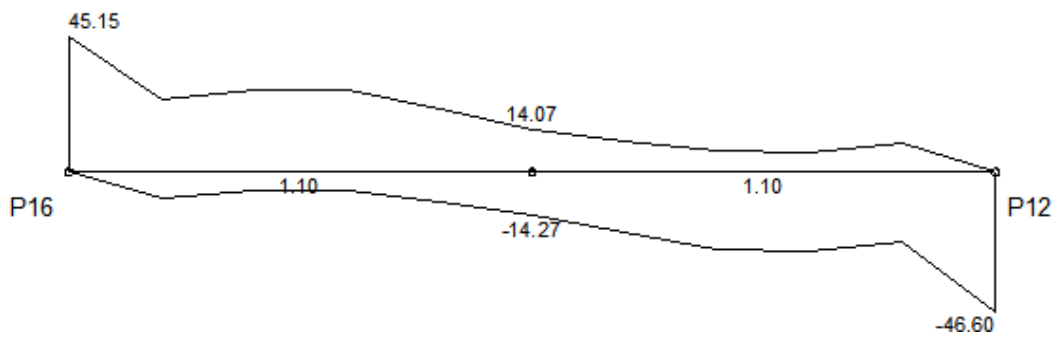
Modelo 1:

ESFORCOS CORTANTES DE CÁLCULO (V_{dx}) [kN;m]



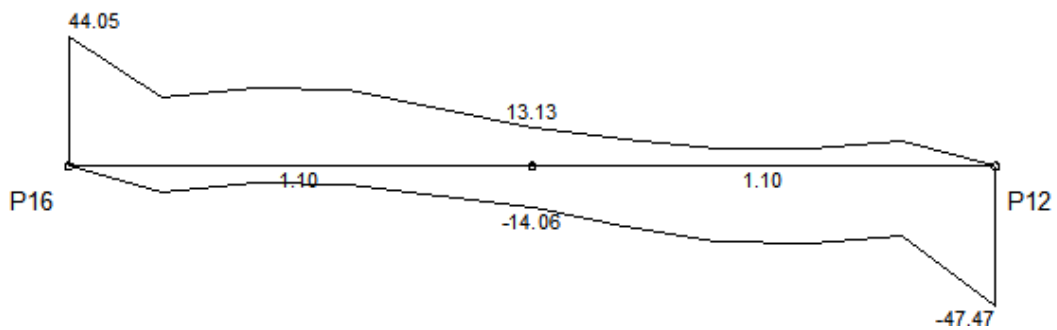
Modelo 2:

ESFORCOS CORTANTES DE CÁLCULO (V_{dx}) [kN;m]



Modelo 3:

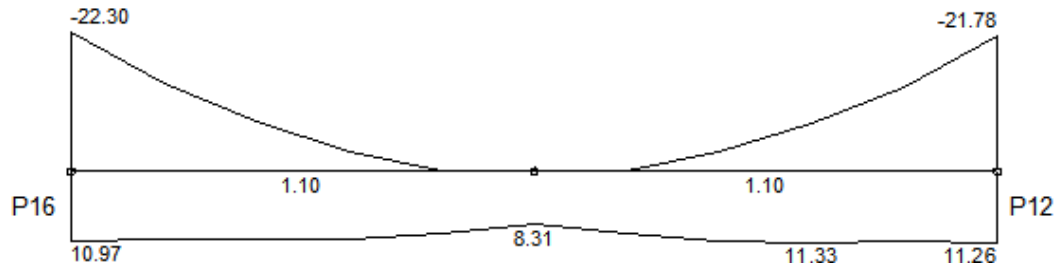
ESFORCOS CORTANTES DE CÁLCULO (V_{dx}) [kN;m]



V16 - MOMENTO FLETOR

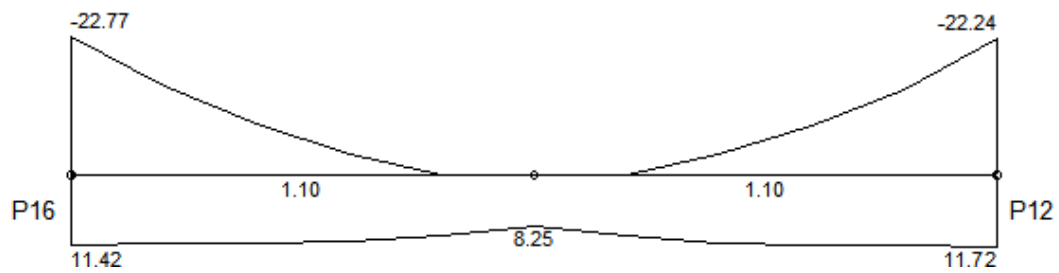
Modelo 1:

MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (M_{dx}) [kN.m;m]



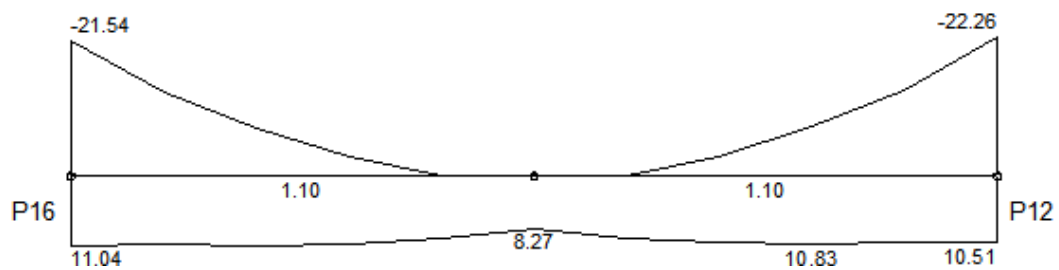
Modelo 2:

MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (M_{dx}) [kN.m;m]



Modelo 3:

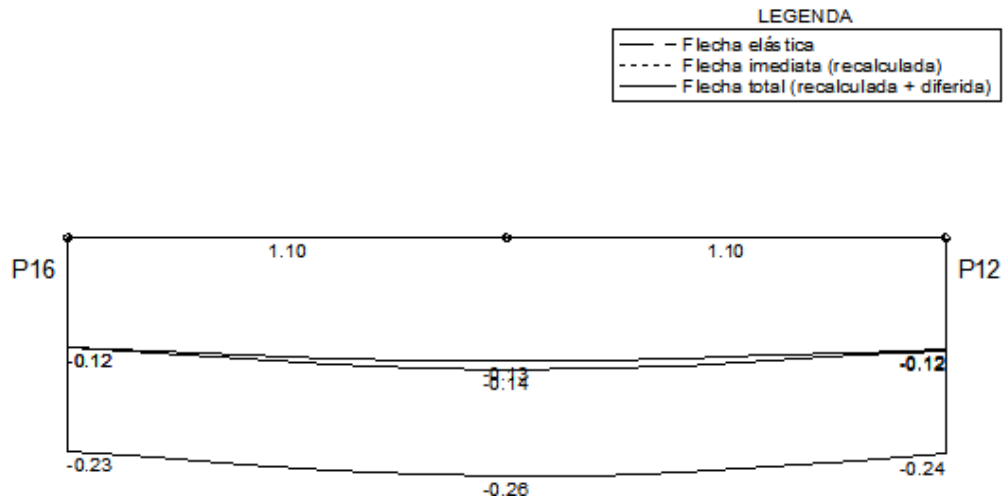
MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (M_{dx}) [kN.m;m]



V16 – DESLOCAMENTO

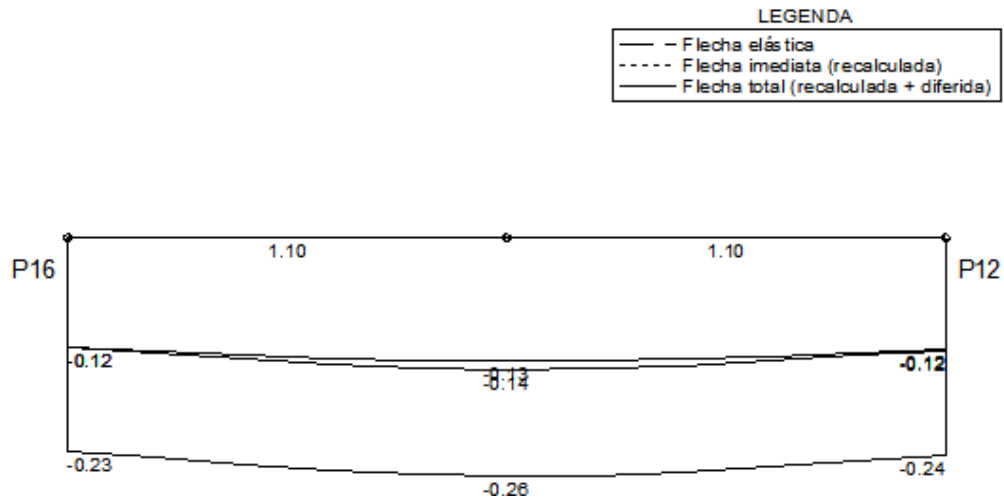
Modelo 1:

DESLOCAMENTOS [cm;m]



Modelo 2:

DESLOCAMENTOS [cm;m]

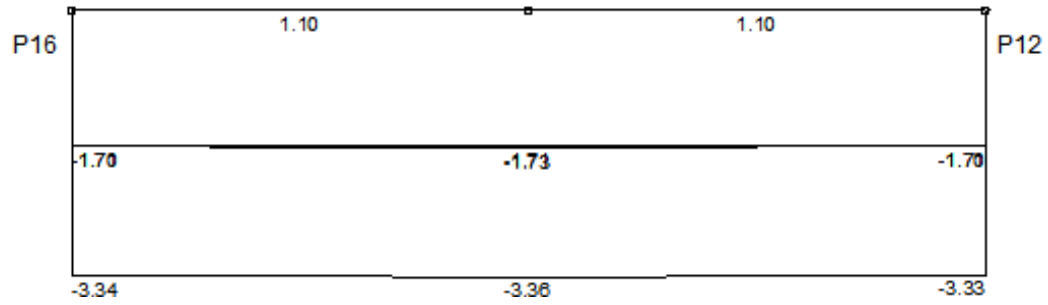


Modelo 3:

DESLOCAMENTOS [cm;m]

LEGENDA

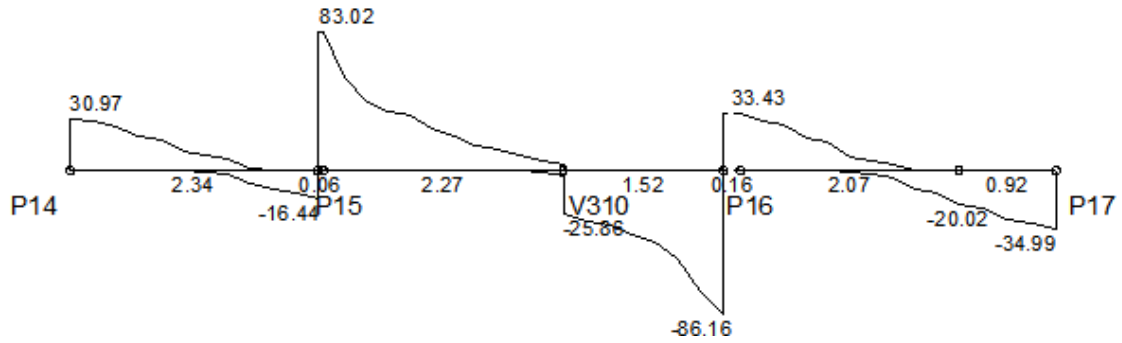
—	Flecha elástica
----	Flecha imediata (recalculada)
—	Flecha total (recalculada + diferida)



V304 – CORTANTE

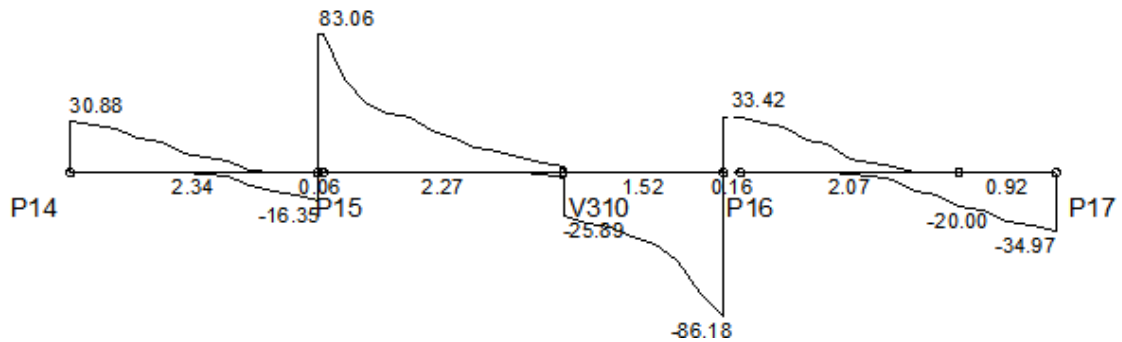
Modelo 1:

ESFORCOS CORTANTES DE CÁLCULO (Vdx) [kN;m]



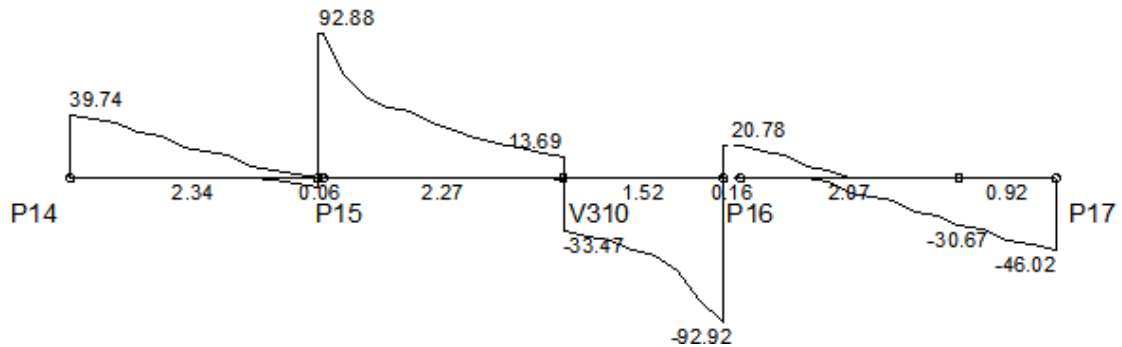
Modelo 2:

ESFORCOS CORTANTES DE CÁLCULO (Vdx) [kN;m]



Modelo 3:

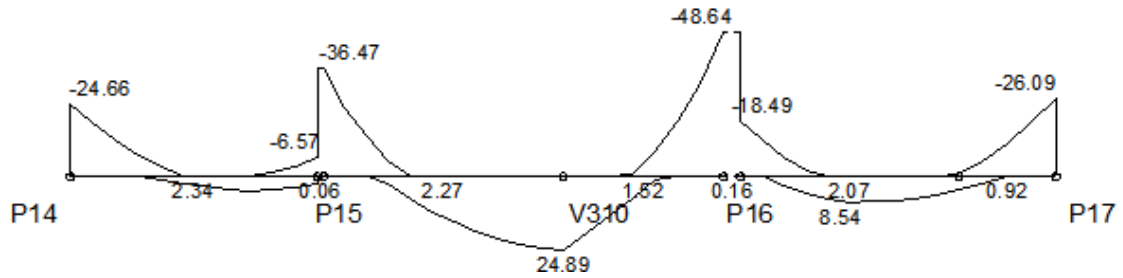
ESFORCOS CORTANTES DE CÁLCULO (Vdx) [kN;m]



V304 - MOMENTO FLETOR

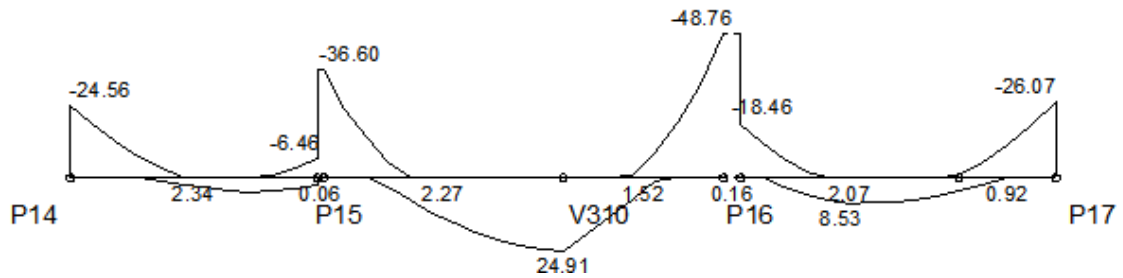
Modelo 1:

MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (M_{dx}) [kN.m;m]



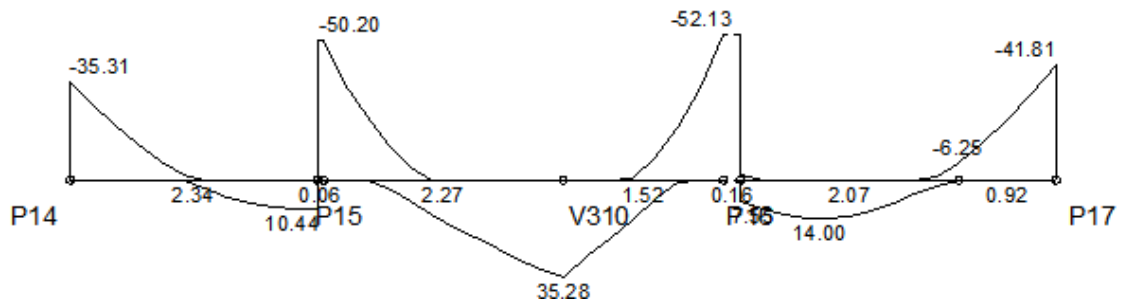
Modelo 2:

MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (M_{dx}) [kN.m;m]



Modelo 3:

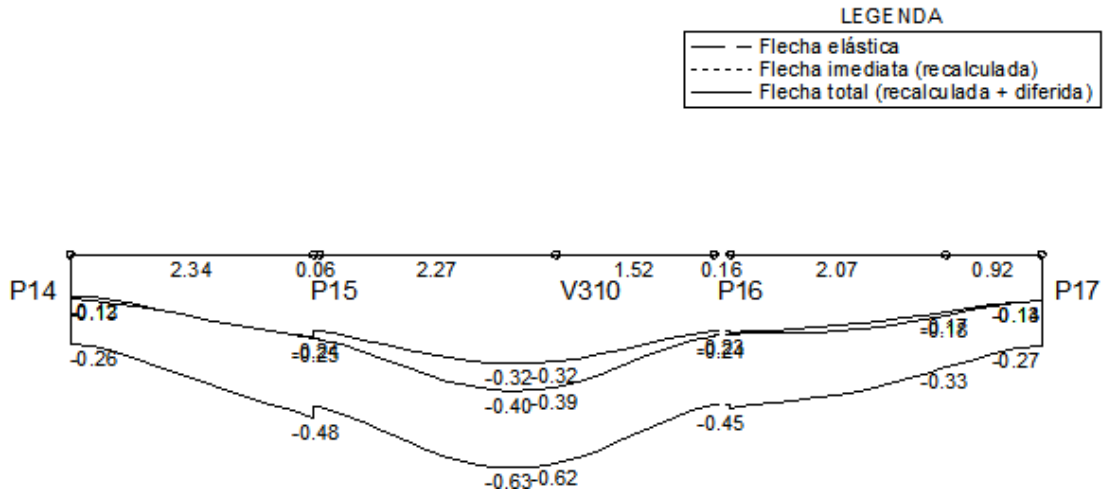
MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (M_{dx}) [kN.m;m]



V304 – DESLOCAMENTO

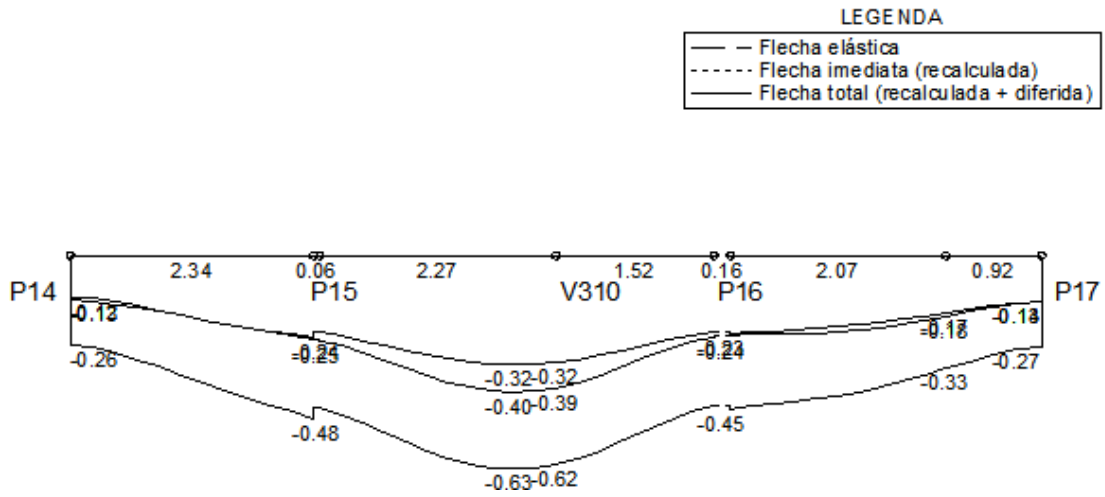
Modelo 1:

DESLOCAMENTOS [cm;m]



Modelo 2:

DESLOCAMENTOS [cm;m]

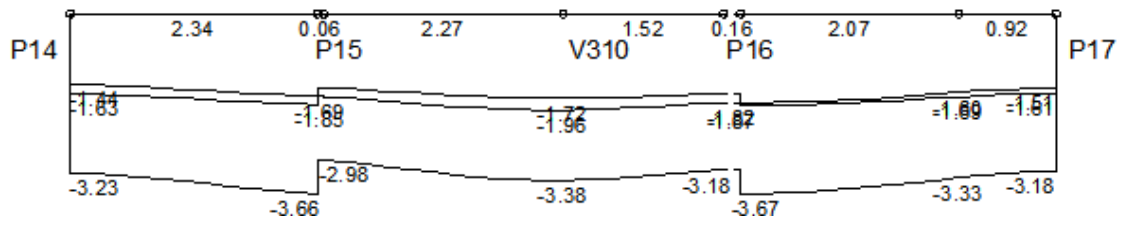


Modelo 3:

DESLOCAMENTOS [cm;m]

LEGENDA

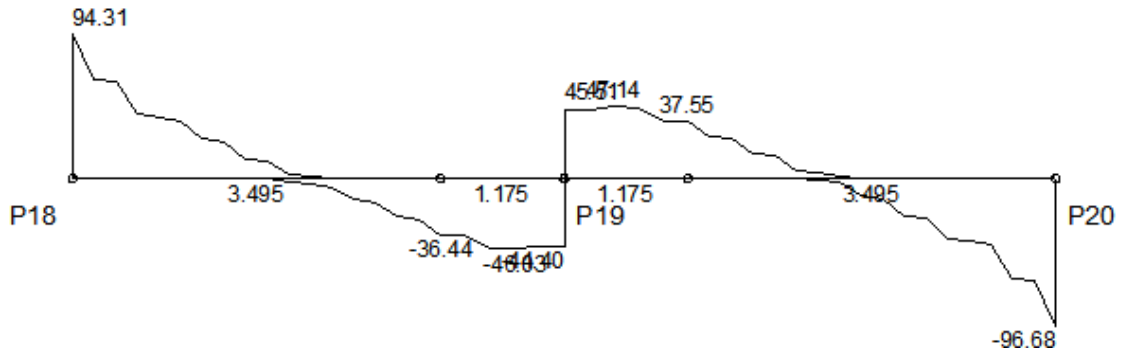
— —	Flecha elástica
-----	Flecha imediata (recalculada)
————	Flecha total (recalculada + diferida)



V305 – CORTANTE

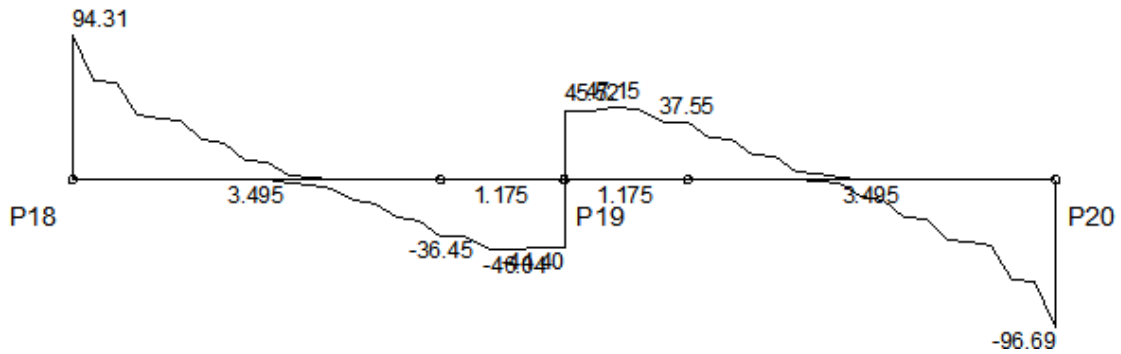
Modelo 1:

ESFORCOS CORTANTES DE CÁLCULO (Vdx) [kN;m]



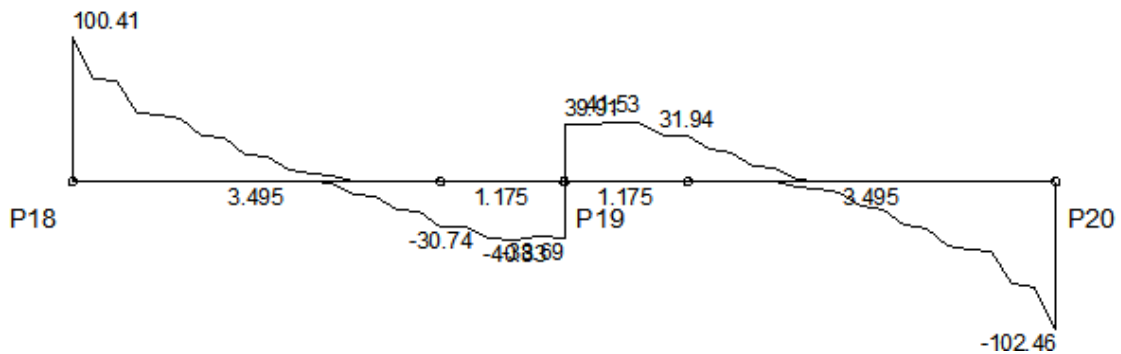
Modelo 2:

ESFORCOS CORTANTES DE CÁLCULO (Vdx) [kN;m]



Modelo 3:

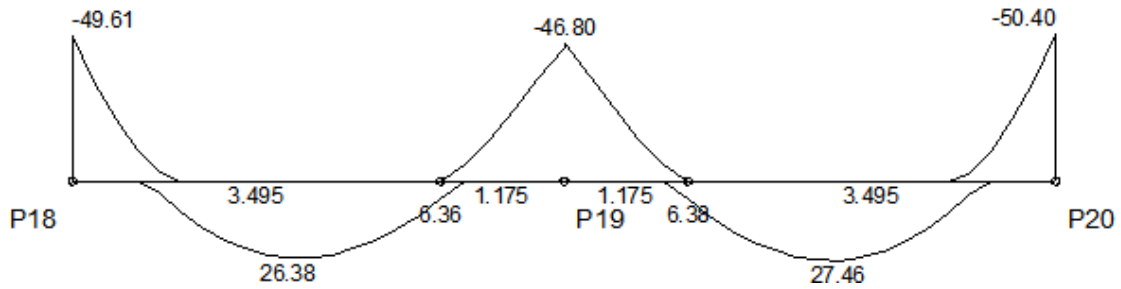
ESFORCOS CORTANTES DE CÁLCULO (Vdx) [kN;m]



V305 - MOMENTO FLETOR

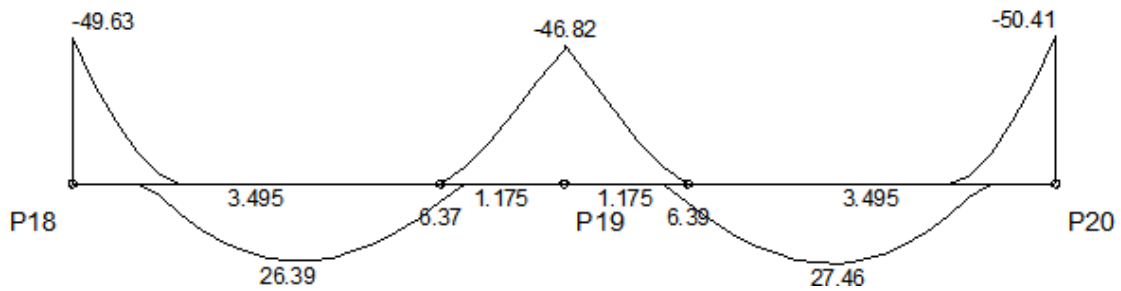
Modelo 1:

MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (M_{dx}) [kN.m;m]



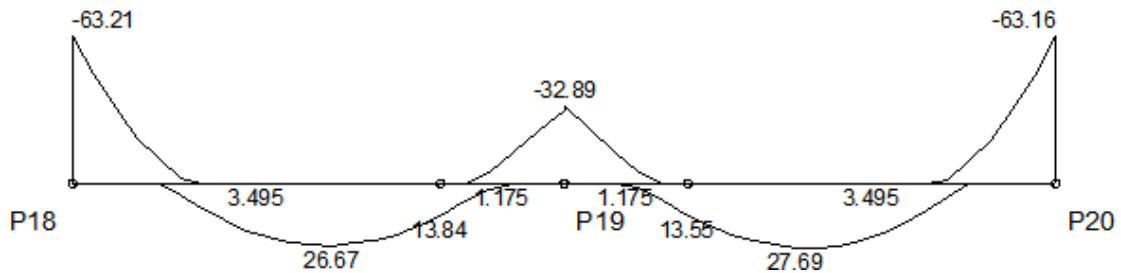
Modelo 2:

MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (M_{dx}) [kN.m;m]



Modelo 3:

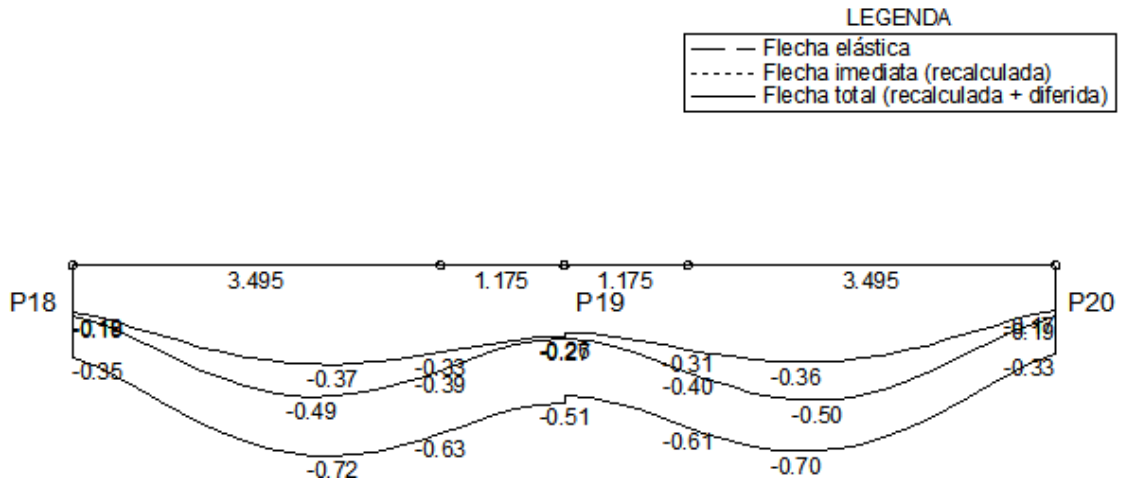
MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (M_{dx}) [kN.m;m]



V305 – DESLOCAMENTO

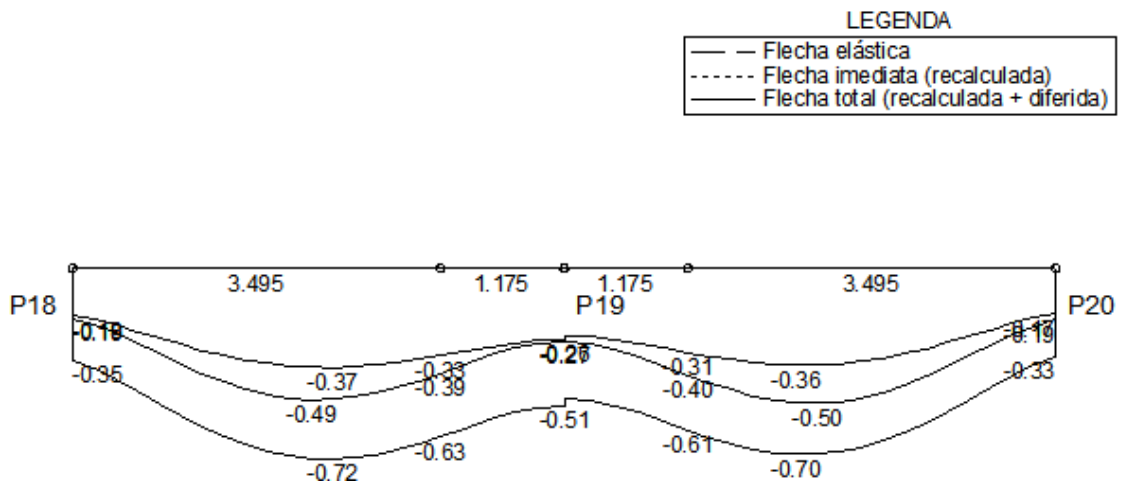
Modelo 1:

DESLOCAMENTOS [cm;m]



Modelo 2

DESLOCAMENTOS [cm;m]

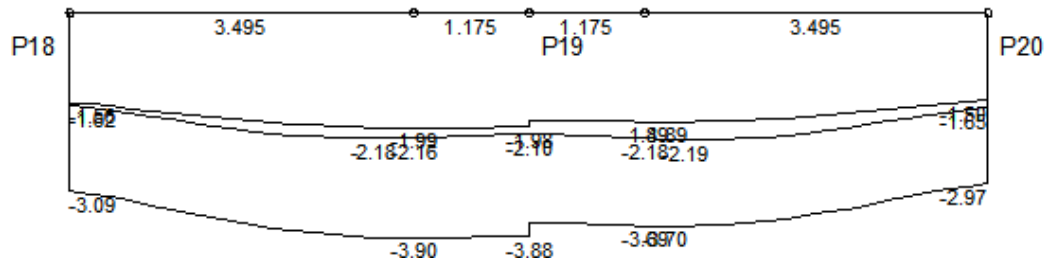


Modelo 3:

DESLOCAMENTOS [cm;m]

LEGENDA

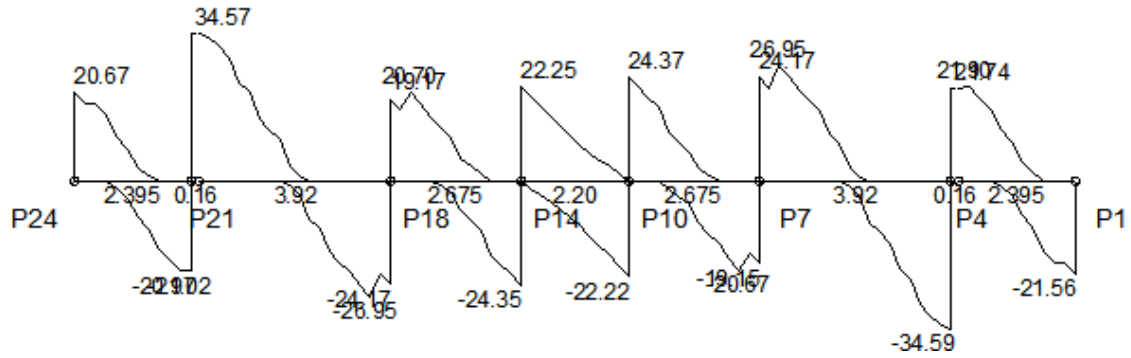
—	Flecha elástica
----	Flecha inmediata (recalculada)
—	Flecha total (recalculada + diferida)



V308 – CORTANTE

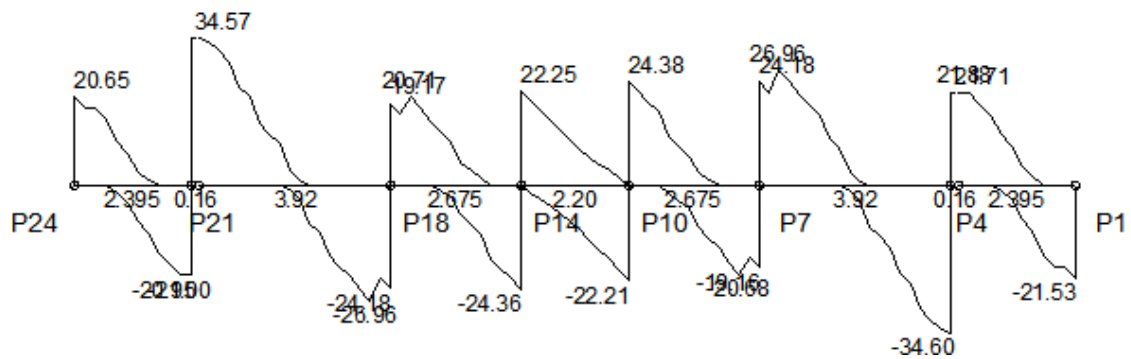
Modelo 1:

ESFORCOS CORTANTES DE CÁLCULO (Vdx) [kN;m]



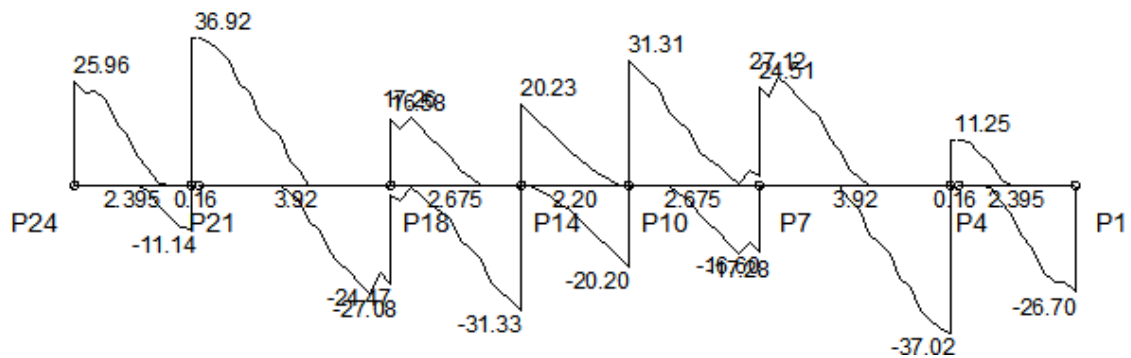
Modelo 2:

ESFORCOS CORTANTES DE CÁLCULO (Vdx) [kN;m]



Modelo 3:

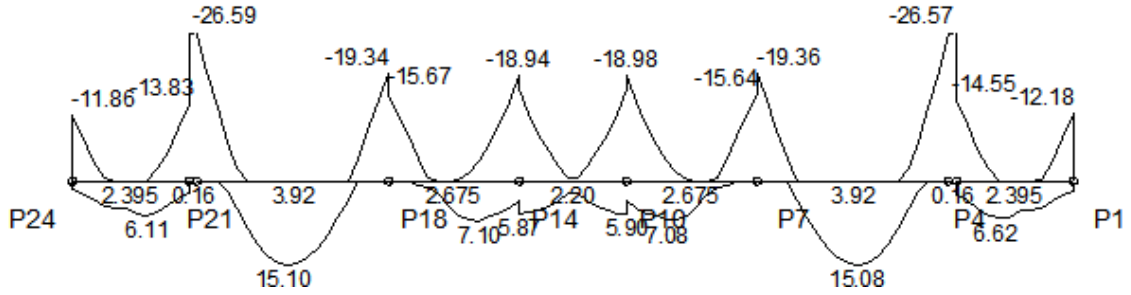
ESFORCOS CORTANTES DE CÁLCULO (Vdx) [kN;m]



V308 - MOMENTO FLETOR

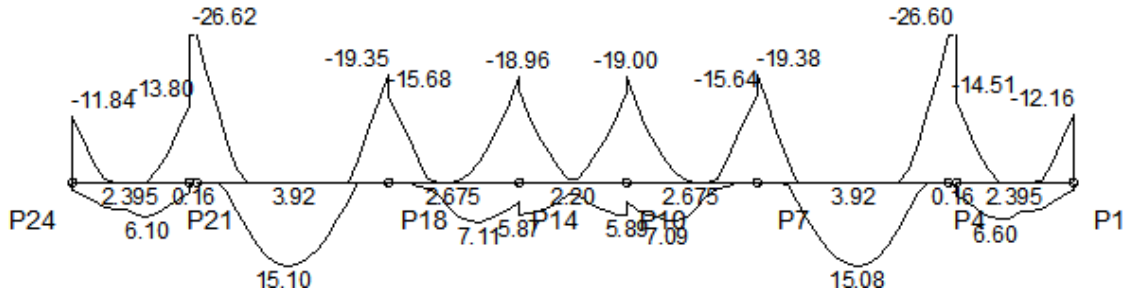
Modelo 1:

MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (Mdx) [kN.m;m]



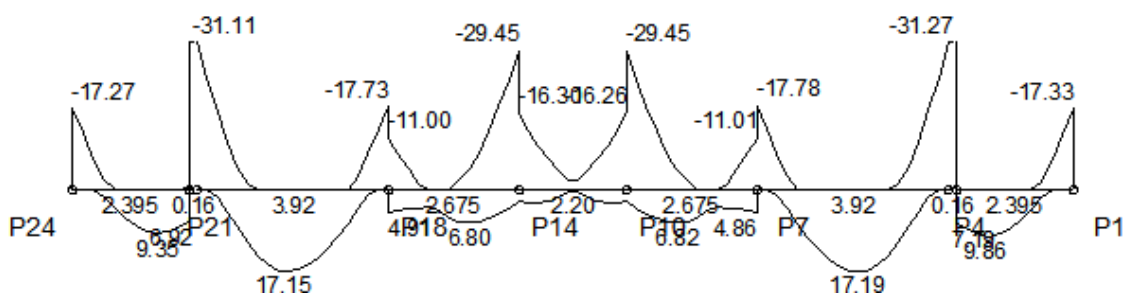
Modelo 2:

MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (Mdx) [kN.m;m]



Modelo 3:

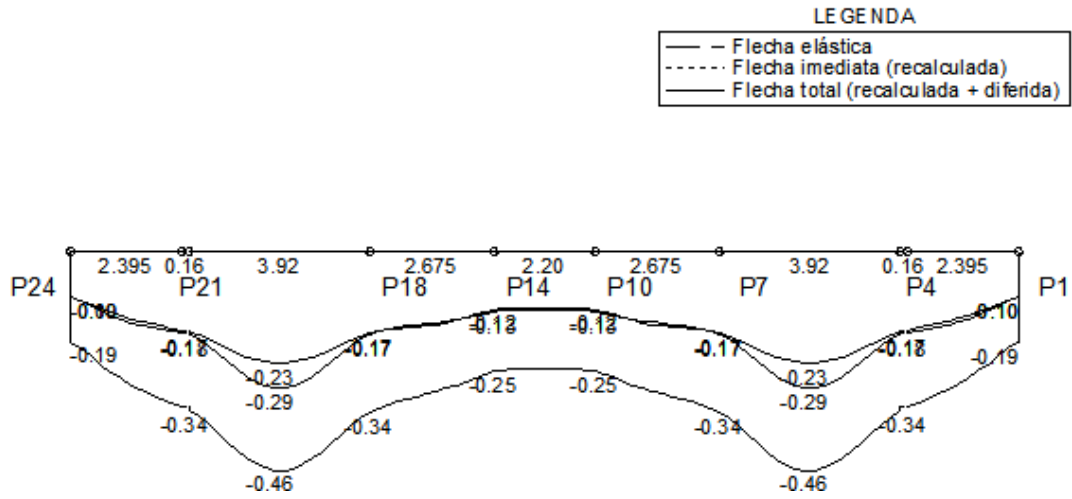
MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (Mdx) [kN.m;m]



V308 – DESLOCAMENTO

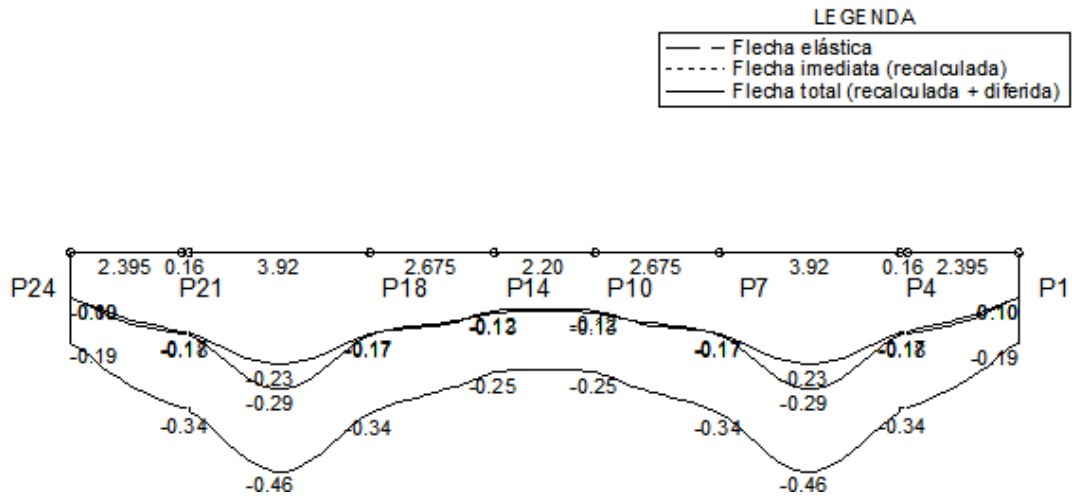
Modelo 1:

DESLOCAMENTOS [cm;m]



Modelo 2:

DESLOCAMENTOS [cm;m]

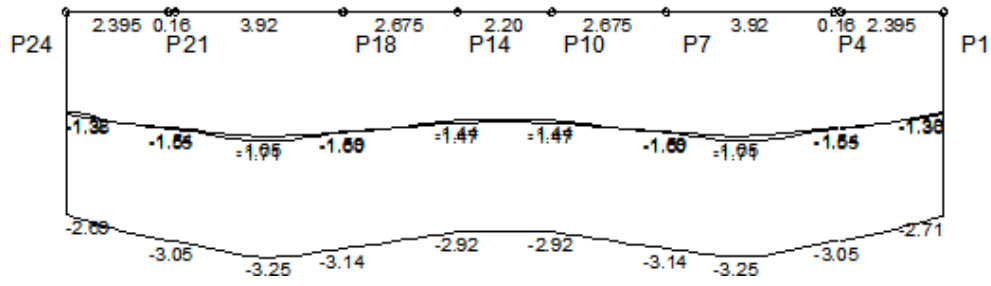


Modelo 3:

DESLOCAMENTOS [cm;m]

LEGENDA

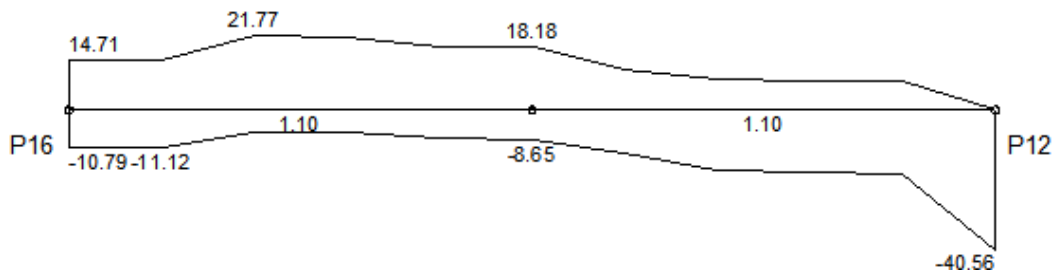
—	- Flecha elástica
----	- Flecha inmediata (recalculada)
—	- Flecha total (recalculada + diferida)



V311 – CORTANTE

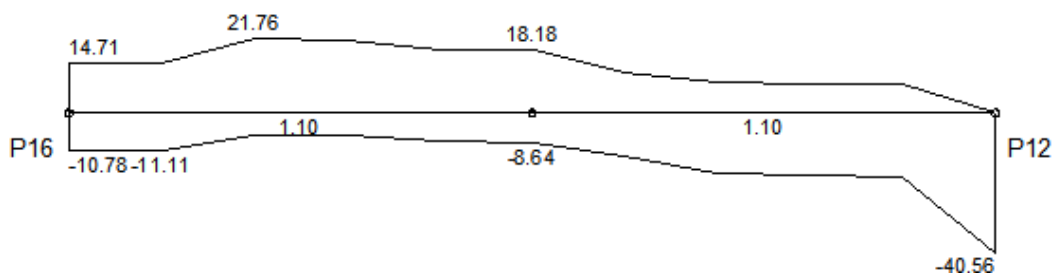
Modelo 1:

ESFORCOS CORTANTES DE CÁLCULO (V_{dx}) [kN;m]



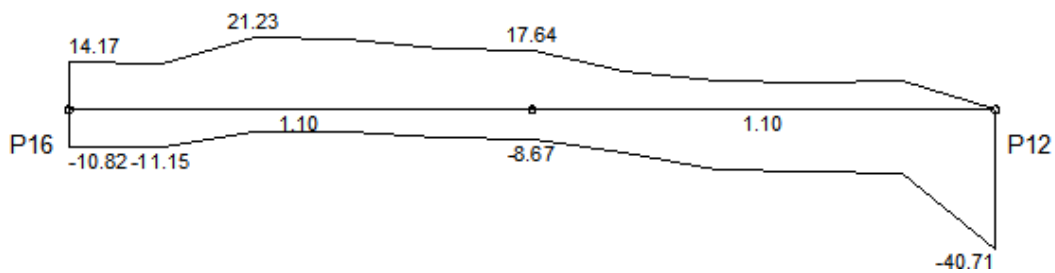
Modelo 2:

ESFORCOS CORTANTES DE CÁLCULO (V_{dx}) [kN;m]



Modelo 3:

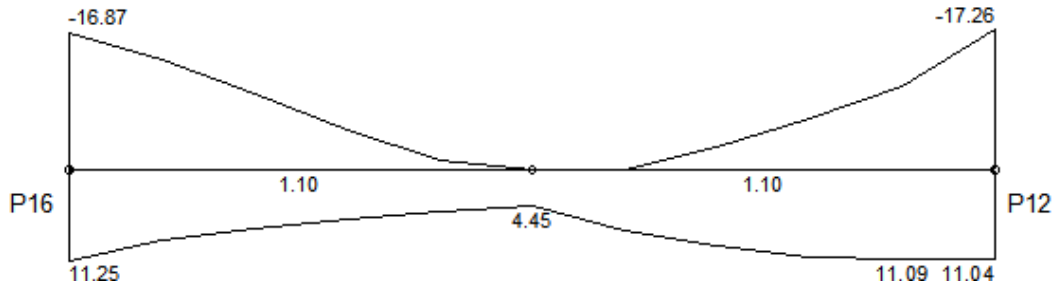
ESFORCOS CORTANTES DE CÁLCULO (V_{dx}) [kN;m]



V311 - MOMENTO FLETOR

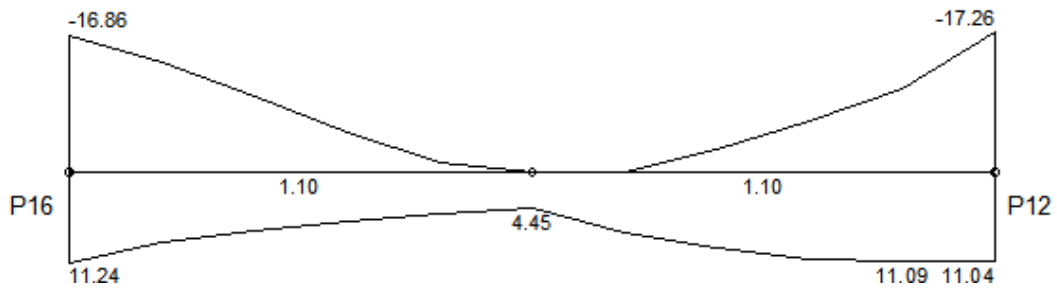
Modelo 1:

MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (M_{dx}) [kN.m;m]



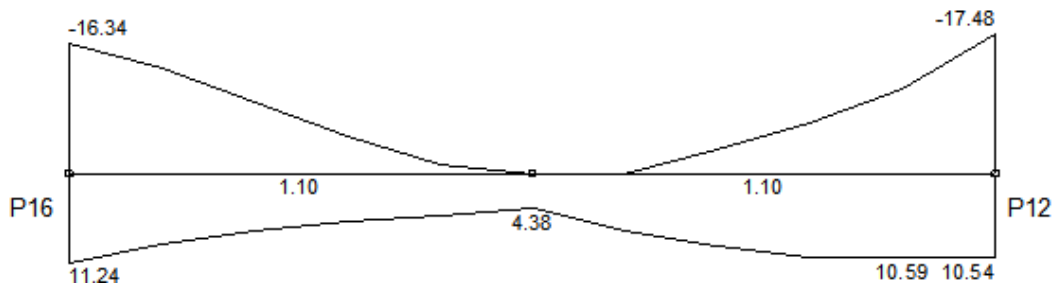
Modelo 2:

MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (M_{dx}) [kN.m;m]



Modelo 3:

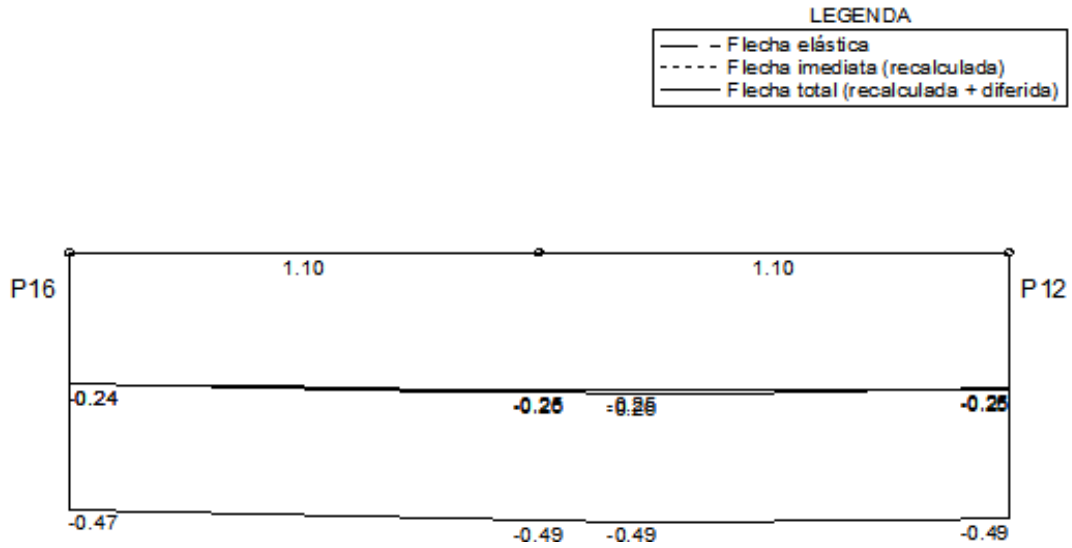
MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (M_{dx}) [kN.m;m]



V311 – DESLOCAMENTO

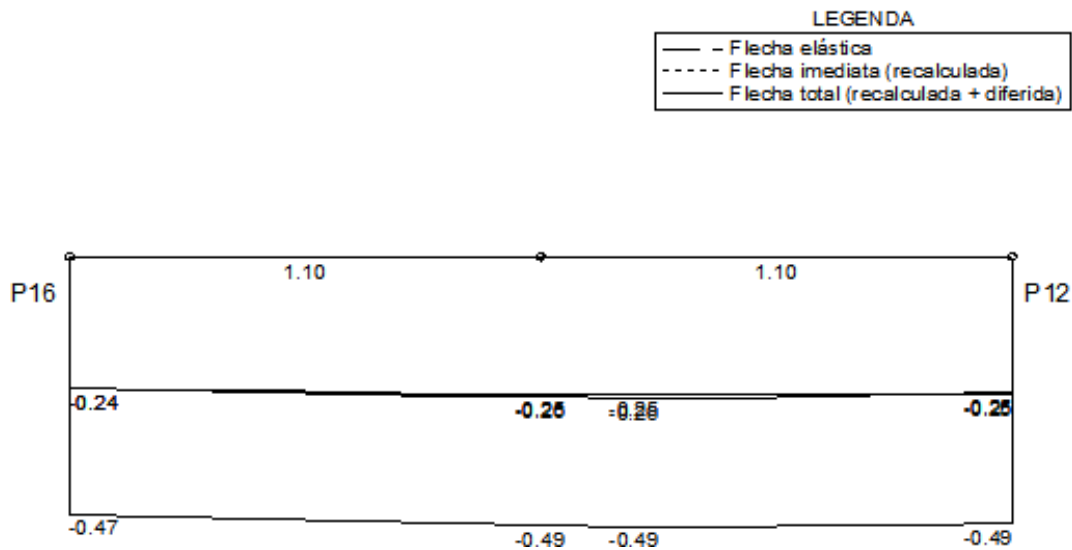
Modelo 1:

DESLOCAMENTOS [cm;m]



Modelo 2:

DESLOCAMENTOS [cm;m]

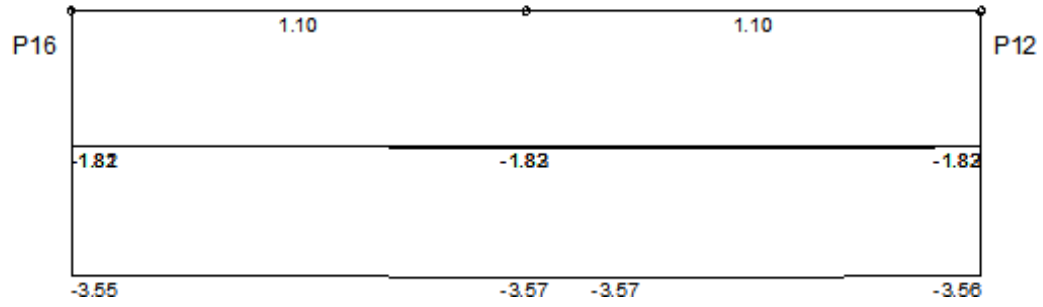


Modelo 3:

DESLOCAMENTOS [cm;m]

LEGENDA

—	- Flecha elástica
----	- Flecha inmediata (recalculada)
—	- Flecha total (recalculada + diferida)



ANEXO C – RESULTADOS SAPATAS

Modelo 1

Nome	Dados						Resultados			
	Esforços			Solo			Dimensões (m)		Armadura	
	MB MH (kN.m)	FB FH (kN)	Carga Carga total (kN)	Padm	E Solo (kN/m ³) Coesão (kN/m ²)	Ângulo atrito (graus)	B H	H0 H1	AsB inf AsB sup	AsH inf AsH sup
S1	-4.84 -19.18	6.14 15.73	296.49 371.47	233.33	19.00 30.00	27	130.00 150.00	0.20 0.40	15 ø 8.0 c/10 (7.54 cm ²)	12 ø 8.0 c/11 (6.03 cm ²)
S2	-5.07 -24.70	6.37 17.14	456.07 564.49	233.33	19.00 30.00	27	155.00 180.00	0.20 0.45	12 ø 10.0 c/15 (9.42 cm ²)	15 ø 8.0 c/10 (7.54 cm ²)
S3	-5.00 18.82	6.36 15.57	295.13 370.12	233.33	19.00 30.00	27	130.00 150.00	0.20 0.40	15 ø 8.0 c/10 (7.54 cm ²)	12 ø 8.0 c/11 (6.03 cm ²)
S4	-5.89 13.43	6.48 12.74	463.28 568.89	233.33	19.00 30.00	27	155.00 175.00	0.20 0.45	12 ø 10.0 c/15 (9.42 cm ²)	15 ø 8.0 c/10 (7.54 cm ²)
S5	8.32 18.73	10.08 12.13	883.37 1076.40	233.33	19.00 30.00	27	215.00 225.00	0.25 0.65	13 ø 12.5 c/17 (15.95 cm ²)	19 ø 10.0 c/11 (14.92 cm ²)
S6	-5.76 -14.15	6.36 13.82	459.79 565.41	233.33	19.00 30.00	27	155.00 175.00	0.20 0.45	12 ø 10.0 c/15 (9.42 cm ²)	15 ø 8.0 c/10 (7.54 cm ²)
S7	-5.26 14.40	6.91 7.56	477.06 582.67	233.33	19.00 30.00	27	155.00 175.00	0.20 0.45	12 ø 10.0 c/15 (9.42 cm ²)	17 ø 8.0 c/9 (8.55 cm ²)
S8	-11.12 13.62	11.40 10.94	852.33 1040.82	233.33	19.00 30.00	27	210.00 225.00	0.25 0.65	13 ø 12.5 c/17 (15.95 cm ²)	19 ø 10.0 c/11 (14.92 cm ²)
S9	5.51 14.15	7.24 7.68	483.64 596.33	233.33	19.00 30.00	27	160.00 180.00	0.20 0.50	13 ø 10.0 c/14 (10.21 cm ²)	11 ø 10.0 c/14 (8.64 cm ²)

S10	-4.58 16.88	5.64 12.76	332.07 412.70	233.33	19.00 30.00	27	135.00 155.00	0.20 0.40	15 ø 8.0 c/10 (7.54 cm ²)	12 ø 8.0 c/11 (6.03 cm ²)
S11	-3.28 -11.05	4.01 13.14	453.49 560.31	233.33	19.00 30.00	27	160.00 170.00	0.20 0.50	12 ø 10.0 c/14 (9.42 cm ²)	11 ø 10.0 c/14 (8.64 cm ²)
S12	4.27 -18.76	5.16 16.42	605.91 740.30	233.33	19.00 30.00	27	175.00 195.00	0.20 0.55	15 ø 10.0 c/13 (11.78 cm ²)	13 ø 10.0 c/13 (10.21 cm ²)
S13	4.96 17.35	6.14 13.72	348.59 435.07	233.33	19.00 30.00	27	140.00 160.00	0.20 0.40	16 ø 8.0 c/10 (8.04 cm ²)	13 ø 8.0 c/11 (6.53 cm ²)
S14	4.59 16.85	5.65 12.72	332.14 412.77	233.33	19.00 30.00	27	135.00 155.00	0.20 0.40	15 ø 8.0 c/10 (7.54 cm ²)	12 ø 8.0 c/11 (6.03 cm ²)
S15	3.27 -11.03	3.99 13.12	453.56 560.39	233.33	19.00 30.00	27	160.00 170.00	0.20 0.50	12 ø 10.0 c/14 (9.42 cm ²)	11 ø 10.0 c/14 (8.64 cm ²)
S16	-4.55 -19.01	5.79 16.87	605.10 739.50	233.33	19.00 30.00	27	175.00 195.00	0.20 0.55	15 ø 10.0 c/13 (11.78 cm ²)	13 ø 10.0 c/13 (10.21 cm ²)
S17	-4.98 17.40	6.15 13.75	347.06 433.54	233.33	19.00 30.00	27	140.00 160.00	0.20 0.40	16 ø 8.0 c/10 (8.04 cm ²)	13 ø 8.0 c/11 (6.53 cm ²)
S18	5.24 14.40	6.89 7.57	477.09 582.71	233.33	19.00 30.00	27	155.00 175.00	0.20 0.45	12 ø 10.0 c/15 (9.42 cm ²)	17 ø 8.0 c/9 (8.55 cm ²)
S19	-11.11 -13.39	11.40 10.68	851.73 1040.23	233.33	19.00 30.00	27	210.00 225.00	0.25 0.65	13 ø 12.5 c/17 (15.95 cm ²)	19 ø 10.0 c/11 (14.92 cm ²)
S20	-5.51 14.16	7.24 7.67	483.50 596.19	233.33	19.00 30.00	27	160.00 180.00	0.20 0.50	13 ø 10.0 c/14 (10.21 cm ²)	11 ø 10.0 c/14 (8.64 cm ²)
S21	-5.89 -13.31	6.50 12.67	460.50 566.11	233.33	19.00 30.00	27	155.00 175.00	0.20 0.45	12 ø 10.0 c/15 (9.42 cm ²)	15 ø 8.0 c/10 (7.54 cm ²)

S22	-8.22 18.73	9.95 12.12	896.37 1093.74	233.33	19.00 30.00	27	215.00 230.00	0.25 0.65	14 ø 12.5 c/17 (17.18 cm ²)	13 ø 12.5 c/17 (15.95 cm ²)
S23	-5.77 14.02	6.37 13.73	457.23 562.85	233.33	19.00 30.00	27	155.00 175.00	0.20 0.45	12 ø 10.0 c/15 (9.42 cm ²)	15 ø 8.0 c/10 (7.54 cm ²)
S24	-4.82 19.18	6.14 15.74	291.57 366.55	233.33	19.00 30.00	27	130.00 150.00	0.20 0.40	15 ø 8.0 c/10 (7.54 cm ²)	12 ø 8.0 c/11 (6.03 cm ²)
S25	-5.03 24.71	6.35 17.14	456.86 565.28	233.33	19.00 30.00	27	155.00 180.00	0.20 0.45	12 ø 10.0 c/15 (9.42 cm ²)	15 ø 8.0 c/10 (7.54 cm ²)
S26	-4.97 -18.84	6.36 15.58	290.42 365.40	233.33	19.00 30.00	27	130.00 150.00	0.20 0.40	15 ø 8.0 c/10 (7.54 cm ²)	12 ø 8.0 c/11 (6.03 cm ²)

Modelo 2

Nome	Dados						Resultados			
	Esforços			Solo			Dimensões (m)		Armadura	
	MB MH (kN.m)	FB FH (kN)	Carga Carga total (kN)	Padm	E Solo (kN/m ³) Coesão (kN/m ²)	Ângulo atrito (graus)	B H	H0 H1	AsB inf	AsH inf
S1	0.00 0.00	5.40 12.37	301.04 370.26	233.33	19.00 30.00	27	125.00 145.00	0.20 0.35	13 ø 8.0 c/11 (6.53 cm ²)	10 ø 8.0 c/12 (5.03 cm ²)
S2	0.00 0.00	5.41 16.56	459.90 561.76	233.33	19.00 30.00	27	150.00 175.00	0.20 0.45	12 ø 10.0 c/15 (9.42 cm ²)	15 ø 8.0 c/10 (7.54 cm ²)
S3	0.00 0.00	5.57 12.26	299.60 363.59	233.33	19.00 30.00	27	120.00 140.00	0.20 0.35	13 ø 8.0 c/11 (6.53 cm ²)	10 ø 8.0 c/12 (5.03 cm ²)
S4	0.00 0.00	5.95 12.35	465.42 571.03	233.33	19.00 30.00	27	155.00 175.00	0.20 0.45	12 ø 10.0 c/15 (9.42 cm ²)	15 ø 8.0 c/10 (7.54 cm ²)
S5	0.00 0.00	9.03 13.35	884.15 1081.52	233.33	19.00 30.00	27	215.00 230.00	0.25 0.65	14 ø 12.5 c/17 (17.18 cm ²)	19 ø 10.0 c/11 (14.92 cm ²)
S6	0.00 0.00	5.85 13.17	461.71 560.86	233.33	19.00 30.00	27	150.00 170.00	0.20 0.45	19 ø 8.0 c/9 (9.55 cm ²)	15 ø 8.0 c/10 (7.54 cm ²)
S7	0.00 0.00	5.61 7.33	479.50 585.11	233.33	19.00 30.00	27	155.00 175.00	0.20 0.45	12 ø 10.0 c/15 (9.42 cm ²)	17 ø 8.0 c/9 (8.55 cm ²)
S8	0.00 0.00	10.76 11.95	853.18 1041.67	233.33	19.00 30.00	27	210.00 225.00	0.25 0.65	13 ø 12.5 c/17 (15.95 cm ²)	19 ø 10.0 c/11 (14.92 cm ²)
S9	0.00 0.00	5.78 7.37	486.05 591.66	233.33	19.00 30.00	27	155.00 175.00	0.20 0.45	12 ø 10.0 c/15 (9.42 cm ²)	10 ø 10.0 c/15 (7.85 cm ²)
S10	0.00 0.00	5.06 12.43	342.78 417.76	233.33	19.00 30.00	27	130.00 150.00	0.20 0.40	15 ø 8.0 c/10 (7.54 cm ²)	12 ø 8.0 c/11 (6.03 cm ²)

S11	0.00 0.00	3.49 12.34	458.20 558.19	233.33	19.00 30.00	27	155.00 165.00	0.20 0.45	18 ø 8.0 c/9 (9.05 cm ²)	17 ø 8.0 c/9 (8.55 cm ²)
S12	0.00 0.00	4.35 16.78	607.26 741.65	233.33	19.00 30.00	27	175.00 195.00	0.20 0.55	15 ø 10.0 c/13 (11.78 cm ²)	13 ø 10.0 c/13 (10.21 cm ²)
S13	0.00 0.00	5.26 12.99	358.39 439.02	233.33	19.00 30.00	27	135.00 155.00	0.20 0.40	15 ø 8.0 c/10 (7.54 cm ²)	12 ø 8.0 c/11 (6.03 cm ²)
S14	0.00 0.00	5.07 12.43	342.85 417.83	233.33	19.00 30.00	27	130.00 150.00	0.20 0.40	15 ø 8.0 c/10 (7.54 cm ²)	12 ø 8.0 c/11 (6.03 cm ²)
S15	0.00 0.00	3.48 12.34	458.26 558.26	233.33	19.00 30.00	27	155.00 165.00	0.20 0.45	18 ø 8.0 c/9 (9.05 cm ²)	17 ø 8.0 c/9 (8.55 cm ²)
S16	0.00 0.00	4.70 16.99	605.75 740.14	233.33	19.00 30.00	27	175.00 195.00	0.20 0.55	15 ø 10.0 c/13 (11.78 cm ²)	13 ø 10.0 c/13 (10.21 cm ²)
S17	0.00 0.00	5.27 12.99	356.78 437.41	233.33	19.00 30.00	27	135.00 155.00	0.20 0.40	15 ø 8.0 c/10 (7.54 cm ²)	12 ø 8.0 c/11 (6.03 cm ²)
S18	0.00 0.00	5.61 7.34	479.54 585.15	233.33	19.00 30.00	27	155.00 175.00	0.20 0.45	12 ø 10.0 c/15 (9.42 cm ²)	17 ø 8.0 c/9 (8.55 cm ²)
S19	0.00 0.00	10.76 11.84	852.58 1041.07	233.33	19.00 30.00	27	210.00 225.00	0.25 0.65	13 ø 12.5 c/17 (15.95 cm ²)	19 ø 10.0 c/11 (14.92 cm ²)
S20	0.00 0.00	5.79 7.37	485.90 591.52	233.33	19.00 30.00	27	155.00 175.00	0.20 0.45	12 ø 10.0 c/15 (9.42 cm ²)	10 ø 10.0 c/15 (7.85 cm ²)
S21	0.00 0.00	5.96 12.35	462.63 568.25	233.33	19.00 30.00	27	155.00 175.00	0.20 0.45	12 ø 10.0 c/15 (9.42 cm ²)	15 ø 8.0 c/10 (7.54 cm ²)
S22	0.00 0.00	8.97 13.34	897.15 1094.53	233.33	19.00 30.00	27	215.00 230.00	0.25 0.65	14 ø 12.5 c/17 (17.18 cm ²)	13 ø 12.5 c/17 (15.95 cm ²)

S23	0.00 0.00	5.86 13.14	459.60 558.75	233.33	19.00 30.00	27	150.00 170.00	0.20 0.45	19 ø 8.0 c/9 (9.55 cm ²)	15 ø 8.0 c/10 (7.54 cm ²)
S24	0.00 0.00	5.42 12.38	296.09 360.08	233.33	19.00 30.00	27	120.00 140.00	0.20 0.35	13 ø 8.0 c/11 (6.53 cm ²)	10 ø 8.0 c/12 (5.03 cm ²)
S25	0.00 0.00	5.41 16.56	460.68 562.55	233.33	19.00 30.00	27	150.00 175.00	0.20 0.45	12 ø 10.0 c/15 (9.42 cm ²)	15 ø 8.0 c/10 (7.54 cm ²)
S26	0.00 0.00	5.57 12.28	294.87 358.86	233.33	19.00 30.00	27	120.00 140.00	0.20 0.35	13 ø 8.0 c/11 (6.53 cm ²)	10 ø 8.0 c/12 (5.03 cm ²)

Modelo 3

Nome	Dados						Resultados			
	Esforços			Solo			Dimensões (m)		Armadura	
	MB MH (kN.m)	FB FH (kN)	Carga Carga total (kN)	Padm	E Solo (kN/m ³) Coesão (kN/m ²)	Ângulo atrito (graus)	B H	H0 H1	AsB inf AsB sup	AsH inf AsH sup
S1	-3.31 -6.11	9.58 18.25	354.30 434.93	233.33	19.00 30.00	27	135.00 155.00	0.20 0.40	15 ø 8.0 c/10 (7.54 cm ²)	12 ø 8.0 c/11 (6.03 cm ²)
S2	-6.38 -9.42	20.30 17.07	517.70 633.33	233.33	19.00 30.00	27	160.00 185.00	0.20 0.50	13 ø 10.0 c/14 (10.21 cm ²)	11 ø 10.0 c/14 (8.64 cm ²)
S3	-3.01 5.46	9.14 17.36	348.13 423.11	233.33	19.00 30.00	27	130.00 150.00	0.20 0.40	15 ø 8.0 c/10 (7.54 cm ²)	12 ø 8.0 c/11 (6.03 cm ²)
S4	-7.36 4.24	16.78 18.00	443.95 543.11	233.33	19.00 30.00	27	150.00 170.00	0.20 0.45	19 ø 8.0 c/9 (9.55 cm ²)	15 ø 8.0 c/10 (7.54 cm ²)
S5	8.42 10.13	24.92 12.76	701.35 854.52	233.33	19.00 30.00	27	190.00 205.00	0.20 0.55	17 ø 10.0 c/12 (13.35 cm ²)	16 ø 10.0 c/12 (12.57 cm ²)
S6	-7.20 -4.29	16.39 18.53	446.53 545.68	233.33	19.00 30.00	27	150.00 170.00	0.20 0.45	19 ø 8.0 c/9 (9.55 cm ²)	15 ø 8.0 c/10 (7.54 cm ²)
S7	-4.84 7.46	12.49 14.60	473.89 579.50	233.33	19.00 30.00	27	155.00 175.00	0.20 0.45	12 ø 10.0 c/15 (9.42 cm ²)	17 ø 8.0 c/9 (8.55 cm ²)
S8	-10.85 -8.20	16.34 30.58	724.47 886.21	233.33	19.00 30.00	27	195.00 210.00	0.20 0.60	17 ø 10.0 c/12 (13.35 cm ²)	16 ø 10.0 c/12 (12.57 cm ²)
S9	4.73 7.25	11.85 13.61	484.04 589.65	233.33	19.00 30.00	27	155.00 175.00	0.20 0.45	12 ø 10.0 c/15 (9.42 cm ²)	17 ø 8.0 c/9 (8.55 cm ²)
S10	-3.35 6.24	8.67 15.26	393.56 480.04	233.33	19.00 30.00	27	140.00 160.00	0.20 0.40	16 ø 8.0 c/10 (8.04 cm ²)	14 ø 8.0 c/10 (7.04 cm ²)

S11	-2.44 -7.80	3.30 24.20	428.03 521.76	233.33	19.00 30.00	27	150.00 160.00	0.20 0.45	16 ø 8.0 c/10 (8.04 cm ²)	15 ø 8.0 c/10 (7.54 cm ²)
S12	3.63 -10.85	5.39 29.50	562.61 689.25	233.33	19.00 30.00	27	170.00 190.00	0.20 0.50	14 ø 10.0 c/14 (11.00 cm ²)	12 ø 10.0 c/14 (9.42 cm ²)
S13	3.50 6.92	8.03 19.97	424.92 517.81	233.33	19.00 30.00	27	145.00 165.00	0.20 0.45	18 ø 8.0 c/9 (9.05 cm ²)	14 ø 8.0 c/10 (7.04 cm ²)
S14	3.44 6.26	8.89 15.31	393.55 480.03	233.33	19.00 30.00	27	140.00 160.00	0.20 0.40	16 ø 8.0 c/10 (8.04 cm ²)	14 ø 8.0 c/10 (7.04 cm ²)
S15	2.39 -7.82	3.22 24.26	427.93 521.66	233.33	19.00 30.00	27	150.00 160.00	0.20 0.45	16 ø 8.0 c/10 (8.04 cm ²)	15 ø 8.0 c/10 (7.54 cm ²)
S16	-3.33 -10.14	5.01 28.93	550.62 670.18	233.33	19.00 30.00	27	165.00 185.00	0.20 0.50	13 ø 10.0 c/14 (10.21 cm ²)	12 ø 10.0 c/14 (9.42 cm ²)
S17	-3.60 6.96	8.24 20.37	424.86 517.75	233.33	19.00 30.00	27	145.00 165.00	0.20 0.45	18 ø 8.0 c/9 (9.05 cm ²)	14 ø 8.0 c/10 (7.04 cm ²)
S18	4.95 7.47	12.72 14.62	473.95 579.56	233.33	19.00 30.00	27	155.00 175.00	0.20 0.45	12 ø 10.0 c/15 (9.42 cm ²)	17 ø 8.0 c/9 (8.55 cm ²)
S19	-10.86 8.31	16.35 30.53	724.57 886.31	233.33	19.00 30.00	27	195.00 210.00	0.20 0.60	17 ø 10.0 c/12 (13.35 cm ²)	16 ø 10.0 c/12 (12.57 cm ²)
S20	-4.83 7.24	12.00 13.63	483.58 589.19	233.33	19.00 30.00	27	155.00 175.00	0.20 0.45	12 ø 10.0 c/15 (9.42 cm ²)	17 ø 8.0 c/9 (8.55 cm ²)
S21	-7.33 -4.15	16.66 18.17	444.05 543.21	233.33	19.00 30.00	27	150.00 170.00	0.20 0.45	19 ø 8.0 c/9 (9.55 cm ²)	15 ø 8.0 c/10 (7.54 cm ²)
S22	-8.78 10.72	25.17 12.97	715.92 877.67	233.33	19.00 30.00	27	195.00 210.00	0.20 0.60	17 ø 10.0 c/12 (13.35 cm ²)	16 ø 10.0 c/12 (12.57 cm ²)

S23	-7.14 4.24	16.33 19.32	443.58 542.74	233.33	19.00 30.00	27	150.00 170.00	0.20 0.45	19 ø 8.0 c/9 (9.55 cm ²)	15 ø 8.0 c/10 (7.54 cm ²)
S24	-3.30 6.13	9.90 18.34	351.86 432.49	233.33	19.00 30.00	27	135.00 155.00	0.20 0.40	15 ø 8.0 c/10 (7.54 cm ²)	12 ø 8.0 c/11 (6.03 cm ²)
S25	-6.29 9.40	20.12 16.68	515.59 631.21	233.33	19.00 30.00	27	160.00 185.00	0.20 0.50	13 ø 10.0 c/14 (10.21 cm ²)	11 ø 10.0 c/14 (8.64 cm ²)
S26	-3.33 -5.93	10.12 18.06	350.85 431.48	233.33	19.00 30.00	27	135.00 155.00	0.20 0.40	15 ø 8.0 c/10 (7.54 cm ²)	12 ø 8.0 c/11 (6.03 cm ²)

ANEXO D – RESUMO DE MATERIAIS

Modelo 1

Aço	Diâmetro (mm)	Peso + 10 % (kg)					Total
		Vigas	Pilares	Lajes	Escadas	Fundações	
CA50	6.3	17.1		2347.6	104.2		2468.9
CA50	8.0	1029.6		709.0		272.7	2011.3
CA50	10.0	913.9	1786.7	319.6	66.6	305.7	3392.5
CA50	12.5	734.5	62.7			284.1	1081.3
CA50	16.0	249.2					249.2
CA60	5.0	798.2	770.0	982.8	36.6		2587.6

		Vigas	Pilares	Lajes	Escadas	Fundações	Total
Peso total + 10% (kg)	CA50	2944.4	1849.4	3376.2	170.8	862.6	9203.3
	CA60	798.2	770.0	982.8	36.6		2587.6
	Total	3742.6	2619.3	4359.0	207.4	862.6	11791.0
Volume concreto (m ³)	C-30	58.9	33.0	100.2	5.9	25.4	223.3
Área de forma (m ²)		835.0	485.6	716.0	59.7	37.3	2133.5
Consumo de aço (kg/m ³)		63.5	79.5	43.5	35.2	34.0	52.8

Modelo 2

Aço	Diâmetro (mm)	Peso + 10 % (kg)					Total
		Vigas	Pilares	Lajes	Escadas	Fundações	
CA50	6.3	17.1		2347.6	102.2		2466.9
CA50	8.0	1011.8		709.0		456.5	2177.3
CA50	10.0	930.3	1786.7	319.6	66.6	76.4	3179.6
CA50	12.5	807.0	62.7			284.1	1153.8
CA50	16.0	249.1					249.1
CA60	5.0	797.8	770.0	982.8	36.6		2587.2

		Vigas	Pilares	Lajes	Escadas	Fundações	Total
Peso total + 10% (kg)	CA50	3015.3	1849.4	3376.2	168.8	817.0	9226.7
	CA60	797.8	770.0	982.8	36.6		2587.2
	Total	3813.1	2619.3	4359.0	205.5	817.0	11813.9
Volume concreto (m ³)	C-30	58.9	33.0	100.2	5.9	24.2	222.1
Área de forma (m ²)		835.0	485.6	716.0	59.7	36.5	2132.8
Consumo de aço (kg/m ³)		64.7	79.5	43.5	34.9	33.8	53.2

Modelo 3

Aço	Diâmetro (mm)	Peso + 10 % (kg)					Total
		Vigas	Pilares	Lajes	Escadas	Fundações	
CA50	6.3	18.6		2347.6	103.3		2469.5
CA50	8.0	1012.5		709.0		429.9	2151.4
CA50	10.0	903.5	2030.9	319.6	66.6	327.2	3647.8
CA50	12.5	865.8	91.6				957.4
CA50	16.0	588.3	41.3				629.6
CA50	20.0	64.3					64.3
CA60	5.0	811.2	792.1	982.8	36.6		2622.7

		Vigas	Pilares	Lajes	Escadas	Fundações	Total
Peso total + 10% (kg)	CA50	3453.1	2163.8	3376.2	169.9	757.1	9920.1
	CA60	811.2	792.1	982.8	36.6		2622.7
	Total	4264.3	2955.9	4359.0	206.5	757.1	12542.8
Volume concreto (m ³)	C-30	58.9	33.0	100.2	5.9	22.7	220.6
Área de forma (m ²)		835.0	485.6	716.0	59.7	34.6	2130.9
Consumo de aço (kg/m ³)		72.4	89.7	43.5	35.1	33.4	56.9