

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA MARIA
CENTRO DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

Rubens Matheus Corrêa Fagundes

**ANÁLISE INCREMENTAL CONSTRUTIVA EM ESTRUTURAS DE
AÇO CONSIDERANDO A INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA**

Santa Maria, RS
2017

Rubens Matheus Corrêa Fagundes

**ANÁLISE INCREMENTAL CONSTRUTIVA EM ESTRUTURAS DE
AÇO CONSIDERANDO A INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA**

Dissertação apresentado ao Curso de Mestrado do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Área de Concentração em Construção Civil e Preservação Ambiental, da Universidade Federal de Santa Maria (UFSM, RS), como requisito parcial para obtenção do grau de **Mestre em Engenharia Civil**.

Orientador: Prof. Dr. João Kaminski Junior
Coorientador: Prof. Dr. Gerson Moacyr Sisniegas Alva

Santa Maria, RS
2017

Ficha catalográfica elaborada através do Programa de Geração Automática da Biblioteca Central da UFSM, com os dados fornecidos pelo(a) autor(a).

Fagundes, Rubens Matheus Corrêa

Análise incremental construtiva em estruturas de aço considerando a interação solo-estrutura / Rubens Matheus Corrêa Fagundes.- 2017.

143 p.; 30 cm

Orientador: João Kaminski Junior

Coorientador: Gerson Moacyr Sisniegas Alva

Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de Santa Maria, Centro de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, RS, 2017

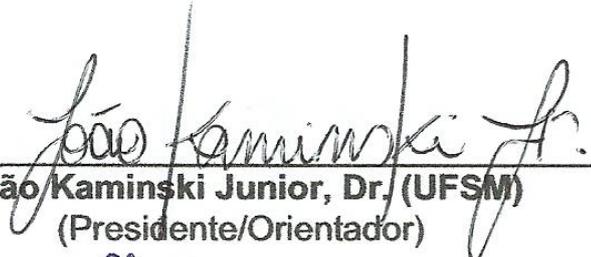
1. Análise Incremental Construtiva 2. Interação Solo Estrutura 3. Estrutura de Aço 4. Edifício de Múltiplos Andares 5. Análise estrutural I. Kaminski Junior, João II. Alva, Gerson Moacyr Sisniegas III. Título.

Rubens Matheus Corrêa Fagundes

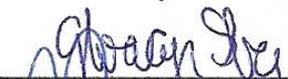
**ANÁLISE INCREMENTAL CONSTRUTIVA EM ESTRUTURAS DE AÇO
CONSIDERANDO A INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA**

Dissertação apresentado ao Curso de Mestrado do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Área de Concentração em Construção Civil e Preservação Ambiental, da Universidade Federal de Santa Maria (UFSM, RS), como requisito parcial para obtenção do grau de **Mestre em Engenharia Civil**.

Aprovado em 30 de agosto de 2017:



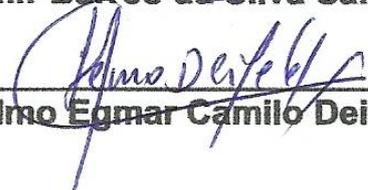
João Kaminski Junior, Dr. (UFSM)
(Presidente/Orientador)



Gerson Moacyr Sisnegas Alva, Dr. (UFU)
(Coorientador)



Almir Barros da Silva Santos Neto, Dr. (UFSM)



Telmo Egmar Camilo Deifeld, Dr. (UNIPAMPA)

Santa Maria, RS
2017

Dedico este trabalho à minha esposa
Cristiane Rodrigues, pelo apoio incondicional
e constante incentivo.

AGRADECIMENTOS

À Deus, o Grande Arquiteto do Universo, por me guiar e me amparar em todos os momentos.

Ao Prof. Dr. João Kaminski Junior por toda dedicação, paciência, apoio, incentivo e confiança durante o desenvolvimento desta pesquisa. Pelos inúmeros auxílios e conhecimentos passados no campo da docência do ensino superior.

Ao Prof. Dr. Gerson Alva pelos auxílios e colaborações em todos os momentos do desenvolvimento deste trabalho.

À Universidade Federal de Santa Maria (UFSM), ao Centro de Tecnologia e ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFSM, pelo acolhimento e ao corpo docente por todos os ensinamentos transmitidos.

Ao Eng. Civil Jéser Medeiros por toda atenção e paciência durante a utilização do programa mCalc3D®.

Aos colegas do NEst em especial ao Michael Rene e Lucas Just.

Ao amigo Augusto Pippi pelo apoio incondicional e inúmeras colaborações.

Aos meus amigos Tais Gomes e Diego Adorna pelas inúmeras conversas e auxílios ao longo desses dois anos de mestrado.

À Prof. Elizabeth Veleda pela amizade, confiança e apoio que me faltam as palavras.

Aos meus pais, irmã, avós, sogros, cunhada e toda minha família por todo carinho, amor e compreensão.

À CAPES pela bolsa concedida.

Aprender é a única coisa de que a mente nunca se cansa, nunca tem medo e nunca se arrepende.

(Leonardo da Vinci)

RESUMO

ANÁLISE INCREMENTAL CONSTRUTIVA EM ESTRUTURAS DE AÇO CONSIDERANDO A INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA

AUTOR: Rubens Matheus Corrêa Fagundes
ORIENTADOR: João Kaminski Junior
COORIENTADOR: Gerson Moacyr Sisniegas Alva

O crescimento do aço como material estrutural e o desenvolvimento de programas computacionais cada vez mais robustos, somados ao avanço da tecnologia, permitem que a modelagem e a análise numérica de estruturas de edifícios em aço apresentem maior precisão e menor tempo de processamento. Neste contexto, este trabalho realiza uma análise com a consideração simultânea da interação solo-estrutura (ISE) e da análise incremental construtiva (AIC) em edifícios de múltiplos andares em aço. Para tanto, foram dimensionados três edifícios modelos em estrutura de aço: com 8 pavimentos, com 8 pavimentos e viga de transição e com 16 pavimentos. Os edifícios foram modelados em 2D (pórtico plano) e 3D (pórtico espacial) e analisados numericamente através do Método dos Elementos Finitos (MEF) no programa SAP2000® (versão 18.0). Para a verificação da contribuição de cada consideração, foram modelados separadamente: análise convencional (AC), ISE, AIC, AIC juntamente com a ISE, além da consideração das deformações na AIC em dois modelos estudados. Os resultados são apresentados em termos de deslocamentos nodais em cada pavimento e esforços em alguns pilares e vigas selecionados. Por fim, os resultados são comparados com os resultados da AC, usualmente adotada em projetos deste tipo de edificação.

Palavras-chave: Análise Incremental Construtiva. Interação Solo-Estrutura. Estrutura de Aço. Edifício de Múltiplos Andares. Análise estrutural.

ABSTRACT

STAGED CONSTRUCTION ANALYSIS IN STEEL STRUCTURES CONSIDERING SOIL-STRUCTURE INTERACTION

AUTHOR: Rubens Matheus Corrêa Fagundes

ADVISOR: João Kaminski Junior

CO-ADVISOR: Gerson Moacyr Sisniegas Alva

The growth of steel as structural material and the development of more advanced computational programs, coupled with the advancement of technology, allow the numerical modeling and analysis of steel building structures to present greater precision and shorter processing time. In this context, structural analysis considering simultaneously the soil-structure interaction (SSI) and incremental analysis (IA) in multi-story steel buildings are presented. Three building models were designed in steel structures: 8 floors, 8 floors and transition beams, and 16 floors. These buildings were modeled in 2D (plane frame) and 3D (space frame) and analyzed by the Finite Element Method (FEM) using the software SAP2000® (version 18.0). In order to verify the contribution of each case, conventional analysis (CA), SSI, IA, IA with SSI, and the considerations in the deformation of the IA in the two models studied were modeled separately. The results are presented in terms of nodal displacements in each floor and stress on selected columns and beams. Finally, the results are compared with the results of CA, which is generally adopted in projects of this type of construction.

Keywords: Staged Construction Analysis. Soil-Structure Interaction. Steel Structure. Multiple Floor Building. Structural analysis.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Superposição dos efeitos em um edifício considerando a AC.....	27
Figura 2.2 – Edifício considerando a AIC.	28
Figura 2.3 – Processo sequencial direto.	29
Figura 2.4 – Efeito de construções vizinhas terceiro modelo.	33
Figura 2.5 – Efeito de construções vizinhas quarto modelo.	33
Figura 2.6 – Consideração da AIC juntamente com a ISE.	34
Figura 2.7 – Hipótese de Winkler.	35
Figura 2.8 – Etapas para a consideração da ISE na análise estrutural de um edifício.	38
Figura 2.9 – Dimensões típicas de sapatas.....	39
Figura 2.10 – Fundação superficial: sapata isolada.	40
Figura 2.11 – Sapata isolada – dimensões em planta.....	41
Figura 2.12 – Sapata sob carga excêntrica.....	42
Figura 3.1 – Deslocamento diferencial vertical.....	45
Figura 3.2 – Diagramas dos momentos fletores M3 nos pilares.....	49
Figura 3.3 – Comparações dos momentos fletores máximos positivos nas vigas V1.	51
Figura 3.4 – Estrutura carregada com a fundação e o maciço de solo - vista 3D. ...	54
Figura 3.5 – Deslocamentos verticais dos nós do pilar P1 do Edifício Manhattan. ...	56
Figura 3.6 – Deslocamentos verticais no apoio central.	58
Figura 3.7 – Momentos da viga V6 nos apoios de extremidade.....	58
Figura 4.1 – Módulo Prédio do programa mCalc3D® (edifício com 8 pavimentos).	61
Figura 4.2 – Geração 3D do programa mCalc3D® (edifício com 8 pavimentos).....	61
Figura 4.3 – Planta estrutural do pavimento tipo (dimensões em mm).	63
Figura 4.4 – Edifício com 8 pavimentos.....	63
Figura 4.5 – Perfil soldado (nomenclatura).....	64
Figura 4.6 – Pórtico do edifício de 8 pavimentos.....	65
Figura 4.7 – Pórtico central do edifício de 8 pavimentos.	65
Figura 4.8 – Pórtico do edifício de 8 pavimentos com detalhamento de vigas e pilares.	66
Figura 4.9 – Planta estrutural do edifício com viga de transição no térreo.	68
Figura 4.10 – Edifício com 8 pavimentos com viga de transição no térreo.....	68
Figura 4.11 – Pórtico do edifício de 8 pavimentos com viga de transição.....	69
Figura 4.12 – Pórtico central do edifício de 8 pavimentos com viga de transição.	70
Figura 4.13 – Pórtico do edifício de 8 pavimentos com viga de transição.....	70
Figura 4.14 – Planta estrutural do pavimento tipo (dimensões em mm).	71
Figura 4.15 – Edifício com 16 pavimentos.....	72
Figura 4.16 – Pórtico do edifício de 16 pavimentos.....	73
Figura 4.17 – Pórtico central do edifício de 16 pavimentos.	74
Figura 4.18 – Pórtico do edifício de 16 pavimentos.....	74
Figura 5.1 – Nomenclatura de todos os modelos analisados.	77

Figura 5.2 – Definição dos grupos para consideração da AIC no programa SAP2000®.	81
Figura 5.3 – Definição da <i>Nonlinear Staged Construction</i> no programa SAP2000®.	81
Figura 5.4 – Pórtico 2D do edifício com 8 pav. (3ª etapa da AIC com sobrecarga de montagem).	83
Figura 5.5 – Modelo AIC8 SAP + CD (1º pavimento).	83
Figura 5.6 – Modelo AIC8VT SAP + ISE + CD (1º pavimento).	84
Figura 5.7 – Etapas da AIC+CD no edifício com 8 pavimentos.	84
Figura 6.1 – Planta estrutural do pavimento tipo com o pórtico analisado no modelo 2D.	87
Figura 6.2 – AC8.	87
Figura 6.3 – Etapas da AIC8 em 3D.	88
Figura 6.4 – Pórtico 2D (AC8).	88
Figura 6.5 – Pórtico 2D (ISE8).	89
Figura 6.6 – Pórtico 2D (AIC8 SAP + ISE).	89
Figura 6.7 – Planta do pavimento tipo (seleção pórtico 2D).	90
Figura 6.8 – Pórtico 3D (AC8VT).	90
Figura 6.9 – Pórtico 2D (ISE8VT).	91
Figura 6.10 – Pórtico 2D (AIC8VT SAP + CD).	91
Figura 6.11 – Planta estrutural do pavimento tipo (dimensões em mm).	92
Figura 6.12 – ISE16.	92
Figura 6.13 – Etapas da AIC 3D no modelo de 16 pavimentos.	93
Figura 7.1 – Eixos globais utilizados nas análises no programa SAP2000®.	95
Figura 7.2 – Convenção para apresentar os resultados dos momentos fletores nos pilares.	95

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 7.1– Deslocamentos da AIC e AIC SAP.	96
Gráfico 7.2 – Deslocamentos da AC8 e AIC8 SAP.	97
Gráfico 7.3 – Deslocamentos da AIC8(50%) e AIC8(15%).	98
Gráfico 7.4 – Deslocamentos no topo do pilar P10.	99
Gráfico 7.5 – Momentos fletores no pilar P9.	100
Gráfico 7.6 – Momentos fletores no pilar P10.	101
Gráfico 7.7 – Momentos fletores máximos positivos nas vigas V7.	101
Gráfico 7.8 – Momentos fletores negativos nas vigas V7 junto ao pilar P9.	102
Gráfico 7.9 – Momentos fletores máximos positivos nas vigas V8.	102
Gráfico 7.10 – Momentos fletores negativos nas vigas V8 junto ao pilar P10.	103
Gráfico 7.11 – Força normal ao longo do pilar P8.	104
Gráfico 7.12 – Força normal ao longo do pilar P9.	104
Gráfico 7.13 – Força normal ao longo do pilar P10.	104
Gráfico 7.14 – Reações verticais nos apoios.	105
Gráfico 7.15 – Deslocamento em Z (8 pavimentos-considerando ação do vento). .	106
Gráfico 7.16 – Momentos fletores do pilar P6.	107
Gráfico 7.17 – Momentos fletores do pilar P8.	108
Gráfico 7.18 – Momentos fletores do pilar P9.	108
Gráfico 7.19 – Momentos fletores do pilar P10.	109
Gráfico 7.20 – Momentos fletores máximos positivos nas vigas V7.	110
Gráfico 7.21 – Momentos fletores negativos nas vigas V7 junto ao pilar P9.	110
Gráfico 7.22 – Momentos fletores máximos positivos nas vigas V8.	111
Gráfico 7.23 – Momentos fletores negativos nas vigas V8 junto ao pilar P10.	112
Gráfico 7.24 – Força normal ao longo do pilar P6.	112
Gráfico 7.25 – Força normal ao longo do Pilar P8.	113
Gráfico 7.26 – Força normal ao longo do Pilar P9.	113
Gráfico 7.27 – Força normal ao longo do Pilar P10.	113
Gráfico 7.28 – Reações verticais nos apoios.	114
Gráfico 7.29 – Deslocamento em Z (8VT).	115
Gráfico 7.30 – Deslocamentos em Z (8 pavimentos com viga de transição).	116
Gráfico 7.31 – Reações verticais nos apoios.	116
Gráfico 7.32 – Deslocamentos em Z (8VT considerando ação do vento).	117
Gráfico 7.33 – Momentos fletores máximos positivos nas vigas V6.	118
Gráfico 7.34 – Momentos fletores negativos nas vigas V6 junto ao pilar P7.	119
Gráfico 7.35 – Momentos fletores negativos nas vigas V6 junto ao pilar P8.	119
Gráfico 7.36 – Momento fletores no pilar P6.	120
Gráfico 7.37 – Momentos fletores no pilar P7.	121
Gráfico 7.38 – Momentos fletores no pilar P8.	122
Gráfico 7.39 – Força normal ao longo do pilar P6.	123
Gráfico 7.40 – Força normal ao longo do pilar P7.	123
Gráfico 7.41 – Força normal ao longo do pilar P8.	124

Gráfico 7.42 – Reações verticais nos apoios.....	124
Gráfico 7.43 – Deslocamentos em Z (16 pavimentos).....	125
Gráfico 7.44 – Momentos fletores máximos positivos nas vigas V7.....	126
Gráfico 7.45 – Momentos fletores negativos nas vigas V7 junto ao pilar P9.....	126
Gráfico 7.46 – Momentos fletores máximos positivos nas vigas V8.....	127
Gráfico 7.47 – Momentos fletores negativos nas vigas V8 junto ao pilar P10.....	128
Gráfico 7.48 – Momentos fletores do pilar P9.....	129
Gráfico 7.49 – Momentos fletores no pilar P10.....	130
Gráfico 7.50 – Força normal ao longo do pilar P8.....	130
Gráfico 7.51 – Força normal ao longo do pilar P9.....	131
Gráfico 7.52 – Força normal ao longo do pilar P10.....	132
Gráfico 7.53 – Reações verticais nos apoios.....	132

LISTA DE QUADROS

Quadro 4.1: Forças devidas ao vento.....	62
Quadro 4.2: Propriedades dos perfis soldados das vigas.	64
Quadro 4.3: Propriedades dos perfis soldados dos pilares.	64
Quadro 4.4: Dimensões das sapatas.	67
Quadro 4.5: Coeficientes de reação vertical e de mola para a translação em Z e a rotação em Y.	67
Quadro 4.6: Propriedades dos perfis soldados das vigas.	69
Quadro 4.7: Propriedades dos perfis soldados dos pilares.	69
Quadro 4.8: Dimensões das sapatas.	71
Quadro 4.9: Coeficientes de reação vertical e de mola para a translação em Z e a rotação em Y.	71
Quadro 4.10: Propriedades dos perfis soldados das vigas.	72
Quadro 4.11: Propriedades dos perfis soldados dos pilares.	72
Quadro 4.12: Dimensões das sapatas.	75
Quadro 4.13: Coeficientes de reação vertical e de mola para a translação em Z e a rotação em Y.	75
Quadro 5.1: Etapas construtivas do edifício com 8 pavimentos sem ação do vento.	79
Quadro 5.2: Etapas construtivas do edifício com 8 pavimentos com ação do vento.	79
Quadro 5.3: Etapas construtivas do edifício com 16 pavimentos.	80
Quadro 5.4: Etapas construtivas considerando sobrecarga de montagem.	82

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	23
1.1	OBJETIVOS.....	25
1.1.1	Objetivo geral	25
1.1.2	Objetivos específicos	25
1.2	JUSTIFICATIVA.....	25
1.3	ESCOPO DO TRABALHO.....	26
2	CONCEITOS FUNDAMENTAIS	27
2.1	ANÁLISE INCREMENTAL CONSTRUTIVA (AIC)	27
2.2	INTERAÇÃO SOLO ESTRUTURA (ISE)	31
2.2.1	Fatores que influenciam na ISE	32
2.2.2	Hipótese de Winkler	35
2.3	DIMENSIONAMENTO DE SAPATAS.....	39
2.3.1	Rigidez	39
2.3.2	Posição	40
2.3.3	Solicitação	42
3	REVISÃO DE LITERATURA	43
3.1	ANÁLISE INCREMENTAL CONSTRUTIVA	43
3.2	INTERAÇÃO SOLO ESTRUTURA	51
3.3	AIC JUNTAMENTE COM ISE.....	54
4	DIMENSIONAMENTO	59
4.1	DADOS DOS PROJETOS	59
4.1.1	Ações aplicadas	59
4.1.2	Dimensionamento do edifício com 8 pavimentos	63
4.1.3	Dimensionamento do edifício com 8 pavimentos com VT	67
4.1.4	Dimensionamento do edifício com 16 pavimentos	71
5	DESCRIÇÃO DOS MODELOS	77
5.1	MODELO PARA A ANÁLISE CONVENCIONAL (AC)	78
5.2	MODELO PARA A ANÁLISE CONSIDERADO A ISE	78
5.3	MODELO PARA A AIC	78
5.4	MODELO SAP2000: NONLINEAR STAGED CONSTRUCTION (AIC SAP)	80
5.5	MODELO PARA A AIC CONSIDERANDO A SOBRECARGA DE MONTAGEM	82
5.6	MODELO CONSIDERANDO A DEFORMAÇÃO NA AIC (AIC+CD).....	83
5.7	COMBINAÇÕES ÚLTIMAS NORMAIS DE AÇÕES UTILIZADAS NAS ANÁLISES.....	85
6	MODELAGENS NUMÉRICAS	87
6.1	EDIFÍCIO COM 8 PAVIMENTOS	87
6.2	EDIFÍCIO COM 8 PAVIMENTOS E VIGA DE TRANSIÇÃO.....	89
6.3	EDIFÍCIO COM 16 PAVIMENTOS	91
7	RESULTADOS NUMÉRICOS	95
7.1	EDIFÍCIO COM 8 PAVIMENTOS	96
7.2	EDIFÍCIO COM 8 PAVIMENTOS COM VIGA DE TRANSIÇÃO	114
7.3	EDIFÍCIO COM 16 PAVIMENTOS	125
8	CONCLUSÕES	133
8.1	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	134
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	137

1 INTRODUÇÃO

O concreto armado foi a principal solução estrutural durante anos. Contudo, com a globalização, dentre outros motivos, o aço vem ocupando cada vez mais espaço na construção civil. Uma pesquisa realizada pela Associação Brasileira da Construção Metálica (ABCEM) em 2016 (ano base 2015) sobre a produção e o consumo de estruturas metálicas no Brasil, relata que o número de empresas que trabalhavam com estruturas de aço passou de 181 em 2011 para 313 empresas, sendo a área de atuação dessas empresas a seguinte: 46% estruturas de grande porte (shoppings centers, edifícios altos, grandes galpões, torres de transmissão, entre outros), 26% em construções industriais pesadas e obras especiais, 22% estruturas de médio porte (casas, lojas, pequenos edifícios, galpões, passarelas entre outros) e 6% estruturas de pequeno porte.

O edifício com estrutura de aço Mr. Shan, situado em Porto Alegre/RS, é um exemplo da mencionada pesquisa. Com área total de 15.000 m², onze pavimentos, sendo três subsolos destinados a estacionamento, abriga áreas locáveis delimitadas por estruturas moduláveis em gesso acartonado. A estrutura foi inicialmente estudada para ser construída em concreto armado. Contudo, vantagens como: redução de efetivo, melhoria de qualidade e diminuição de riscos devido à flutuação de valores de insumo e mão de obra, somadas a uma redução de 13 meses do período de obra, foram fatores determinantes para a escolha pela estrutura de aço (BARBOZA, 2016).

Outro segmento em constante evolução é a tecnologia dos programas computacionais para projeto, análise e dimensionamento estrutural, os quais têm o propósito de chegar cada vez mais próximo do comportamento real da estrutura. As análises avançadas vêm ganhando cada vez mais espaço dentro dos escritórios de projeto de estruturas, tanto em função de aspectos de competitividade, como de maior segurança (ORMONDE, 2013).

Covas (2016) define o programa computacional para projeto, análise e dimensionamento estrutural como uma ferramenta para o cálculo e geração de desenhos com o detalhamento dos elementos estruturais, sendo de suma importância para que o engenheiro calculista consiga enxergar o comportamento global da estrutura antes de dimensionar.

A geração de modelos para a análise estrutural é uma tarefa tão complexa que ainda está muito distante de uma automação plena. Um exemplo é o efeito incremental das cargas (ou análise incremental construtiva), que se não for adequadamente considerado pode levar a resultados imprecisos na análise estrutural.

A análise incremental construtiva (AIC) é definida pela consideração das ações verticais atuantes na estrutura de uma edificação conforme suas etapas construtivas. Na literatura existem diversas formas de denominar a AIC, tais como: consideração da evolução de cargas, sequência de construção, modelo evolutivo, modelo sequencial e sequência construtiva.

Recentemente, programas de análise e dimensionamento de estruturas, tais como SAP2000® e TQS®, disponibilizam a AIC na análise estrutural, auxiliando a difusão do tema e pesquisas relacionadas.

Outra importante consideração na análise estrutural de edifícios é a interação solo-estrutura (ISE), a qual consiste em representar o solo como um maciço deformável, ao invés de considerar os vínculos como indeslocáveis. Inúmeras pesquisas sobre o tema já foram desenvolvidas, podendo-se destacar os trabalhos de: Winkler (1867), Mindlin (1936) e Poulos (1975), os quais propõem diferentes formas de simular a ISE.

Todavia, mesmo com o crescimento da utilização de estruturas metálicas e o avanço da tecnologia dos programas de análise estrutural, ainda é escassa a literatura relacionada a ISE e a AIC em edifícios de múltiplos andares de aço. Neste contexto, este trabalho propõe uma avaliação da análise estrutural em edifícios de múltiplos andares de aço considerando a AIC juntamente com a ISE.

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 Objetivo geral

O principal objetivo deste trabalho é avaliar, através de simulação numérica, o efeito da consideração simultânea da ISE e da AIC em edifícios de múltiplos andares de aço.

1.1.2 Objetivos específicos

Para a realização deste trabalho, devem ser realizados os seguintes objetivos específicos:

- Descrever as considerações da AIC e da ISE em edifícios de múltiplos andares com estrutura de aço e suas implicações;
- Modelar e analisar dois edifícios de 8 pavimentos, sendo um com viga de transição, e um edifício de 16 pavimentos com estrutura de aço, em 2D e em 3D, considerando apenas a AIC e a AIC juntamente com a ISE, além da consideração das deformações na AIC nos modelos com 8 pavimentos.
- Avaliar os deslocamentos e os esforços resultantes na estrutura de edifícios de múltiplos andares de aço quando considerado no modelo a AIC em conjunto com a ISE, comparando com os resultados da análise convencional (AC);

1.2 JUSTIFICATIVA

O considerável crescimento das edificações com estruturas de aço no Brasil faz com que pesquisas sobre edifícios de múltiplos andares em aço tenham uma importância cada vez maior, principalmente no que tange a busca pela elaboração de projetos estruturais mais econômicos e eficientes.

A aplicação das ações verticais de uma única vez sobre toda a estrutura, juntamente com as fundações representadas por vínculos indeslocáveis, são considerações comuns nos modelos de edifícios de múltiplos andares em escritórios de projeto de estruturas, na denominada análise convencional (AC).

Dentre as considerações que podem ser feitas nos modelos de análise estrutural, a AIC e a ISE são as mais importantes, pois podem afetar significativamente a distribuição dos esforços e conseqüentemente o dimensionamento da estrutura, justificando a importância deste trabalho, o qual busca avaliar os efeitos destas considerações em edifícios de estrutura de aço.

1.3 ESCOPO DO TRABALHO

Dividido em oito capítulos, este trabalho segue uma linha lógica de informações para melhor entendimento.

O 1º capítulo apresenta o tema a ser estudado assim como seus objetivos e justificativa.

No 2º capítulo são descritos os conceitos fundamentais da AIC e da ISE, além do dimensionamento de sapatas.

No 3º capítulo é feita uma revisão bibliográfica sobre os principais trabalhos desenvolvidos na área, considerando a AIC e a ISE em edifícios de múltiplos andares.

A metodologia do estudo e o dimensionamento dos modelos analisados são apresentados no 4º capítulo.

A descrição e detalhamento dos modelos analisados são apresentados no 5º capítulo.

No 6º capítulo é apresentada a modelagem computacional realizada para cada modelo.

Os resultados numéricos são apresentados organizados pela respectiva edificação no 7º capítulo.

No 8º e último capítulo são apresentadas as conclusões e as sugestões para trabalhos futuros.

2 CONCEITOS FUNDAMENTAIS

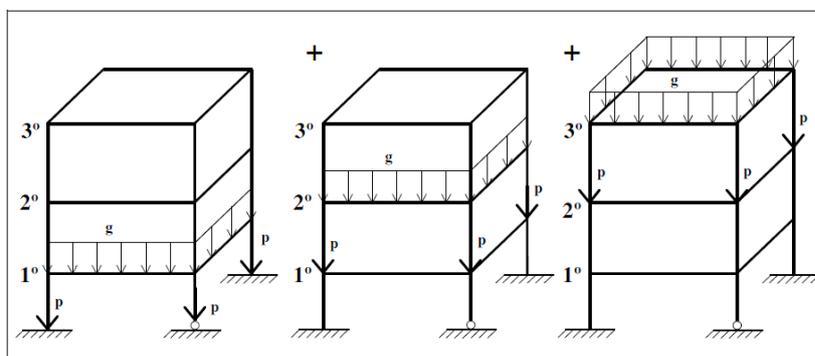
Para escolher as considerações que serão utilizadas na modelagem de um edifício de múltiplos andares é indispensável conhecer os conceitos básicos do modelo. Por este motivo são apresentados neste capítulo os conceitos fundamentais sobre AIC, ISE e dimensionamento de sapatas.

2.1 ANÁLISE INCREMENTAL CONSTRUTIVA (AIC)

Na análise convencional (AC) de edifícios, parte-se do pressuposto que os diversos carregamentos são aplicados simultaneamente na estrutura pronta. Na AIC os carregamentos verticais são aplicados conforme o cronograma de construção, ou seja, as ações são aplicadas de forma incremental. Já as ações de sobrecarga de utilização e vento são aplicadas na última etapa da AIC, quando a edificação é considerada pronta. Logo, o modelo que considera a AIC faz uma simulação aproximada do que realmente ocorre durante o processo de construção da estrutura de um edifício.

Segundo Gorza (2000), quando é considerado apenas o peso próprio do edifício percebe-se que na AC a matriz de rigidez global e o vetor de cargas são únicos para a estrutura, obtendo-se os deslocamentos através de uma única análise (Figura 2.1).

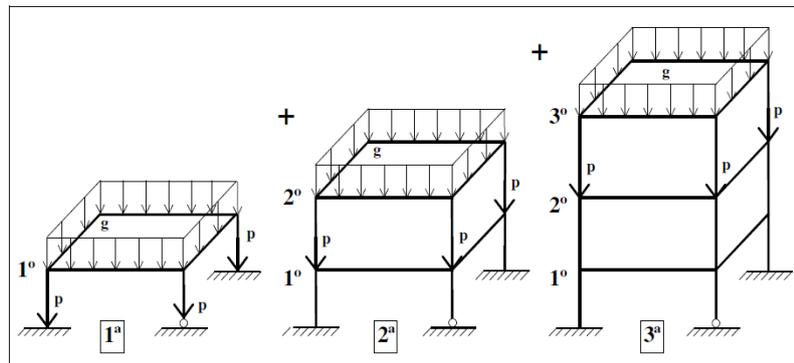
Figura 2.1 – Superposição dos efeitos em um edifício considerando a AC.



Fonte: Gorza (2000).

Contudo, Gorza (2000) afirma que na AIC a matriz de rigidez e o vetor de cargas são alterados a cada etapa construtiva, obtendo-se um vetor de deslocamentos variável para cada análise (Figura 2.2), resultando na alteração progressiva dos esforços nas extremidades dos elementos. Logo, considerando uma análise elástica e linear para encontrar os esforços finais basta que se faça a superposição dos esforços obtidos em cada etapa.

Figura 2.2 – Edifício considerando a AIC.



Fonte: Gorza (2000).

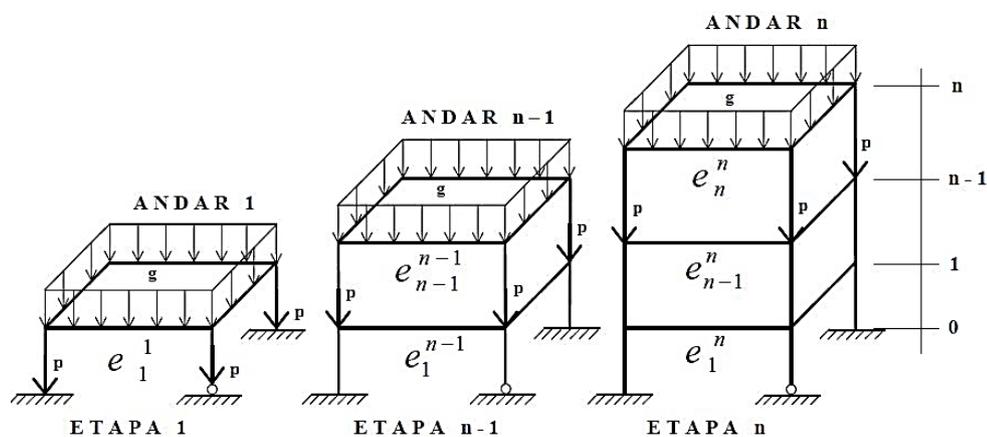
Kripka (1990) ressalta que a grande diferença entre a AC e a AIC está na consideração da ocorrência dos deslocamentos. Na AIC o sistema de referência é variável, só havendo deslocamento de um andar após o mesmo ter sido construído. Segundo o referido autor, na AC acumulam-se os deslocamentos dos nós da estrutura em relação a um referencial global fixo e, portanto, seus deslocamentos são calculados desde a posição inicialmente prevista para a sua construção até a posição final. Desta forma, na AC, os deslocamentos estariam sendo erroneamente computados na estrutura.

Ao analisar as etapas da construção incremental, deve-se considerar que as cargas atuantes em um referido andar não podem gerar tensões e deslocamentos em um andar superior, que ainda não foi construído. Logo, quando os deslocamentos do andar inferior já tiverem ocorrido devido ao seu carregamento, na análise da próxima etapa com o andar superior devem-se considerar nulos todos os carregamentos da etapa anterior. (COELHO e GORZA, 2005).

Existem duas maneiras de considerar o procedimento incremental construtivo. A primeira é denominada “processo sequencial inverso”, na qual a análise é realizada

de cima para baixo, sendo pouco empregada pois depende de variáveis que dificultam sua utilização. A segunda é denominada “processo sequencial direto”, na qual a análise é realizada de baixo para cima (Figura 2.3), acompanhando diretamente o processo construtivo. Sendo n o número total de andares, g as ações uniformemente distribuídas de peso próprio das vigas e lajes e p as ações concentradas nos pilares. É o processo mais recorrente na literatura e o escolhido para o desenvolvimento deste trabalho.

Figura 2.3 – Processo sequencial direto.



Fonte: Gorza (2000).

No processo sequencial direto, considera-se a defasagem das ações etapa por etapa de construção. Logo, os deslocamentos obtidos são referenciados a um sistema variável de coordenadas locais, sendo o número máximo de análises efetuadas igual ao número de andares da edificação, somado das defasagens de carregamentos (GORZA, 2000).

Os esforços finais e deslocamentos em cada andar em uma determinada etapa m , são obtidos através das seguintes Equações 01 e 02:

$$e_i^m = \sum_{j=1}^m E_i^j \quad (01)$$

$$d_i^m = \sum_{j=1}^m D_i^j \quad \text{para } m \geq i \quad (02)$$

nas quais:

- e* são os esforços finais no andar *i* para a etapa *m*;
- d* são os deslocamentos finais no andar *i* para a etapa *m*;
- i* é o andar referido;
- j* é a etapa referida;
- m* é o último andar na referida etapa;
- E* são os esforços no andar *i* na etapa *m*;
- D* são os deslocamentos no andar *i* na etapa *m*.

Kripka (1990) define que nas equações 01 e 02, os esforços e deslocamentos obtidos em cada etapa da análise são designados por *E* e *D*, respectivamente, enquanto os esforços e deslocamentos finais para o andar *m* são designados por letras minúsculas.

Para não acumular erros no carregamento total, é de suma importância o conhecimento de quando e de que forma ocorrem as ações verticais e horizontais nas edificações, usualmente divididas em ações permanentes, sobrecarga de utilização (ou cargas acidentais) e ações provocadas pelo vento.

a) Ação vertical (ações permanentes)

São consideradas praticamente invariáveis ao longo da vida útil da edificação, como o peso próprio dos elementos. Atuam em sua maioria durante a construção e possuem aplicação imediata, podendo ser estruturais (lajes, vigas e pilares) ou não-estruturais (alvenarias, revestimentos e cobertura).

De acordo com Gorza (2000), as ações permanentes correspondem a aproximadamente 80% das cargas verticais totais nas estruturas de edifícios, portanto, são as cargas mais significativas na análise.

b) Ação vertical (sobrecarga de utilização)

De acordo com a Norma Brasileira (NBR) 6120:1980, a sobrecarga de utilização (ou cargas acidentais) são ações variáveis em intensidade e localização, e estabelecidas com base em dados estatísticos. Referem-se, dentre outros, ao peso de pessoas e mobiliários, atuando geralmente após a conclusão da obra. Existe também a sobrecarga de montagem, a qual é de difícil estimativa e depende de fatores para sua determinação. Refere-se ao peso dos operários e equipamentos utilizados durante a execução de cada pavimento da edificação. A NBR 8800:2008 sugere para a sobrecarga em lajes na fase de construção (sobrecarga de montagem) um valor característico mínimo de 1 kN/m².

c) Ação horizontal (ações provocadas pelo vento)

Cabe salientar que as ações provocadas pelo vento em edifícios, definidas pela NBR 6123:1988, são ações horizontais que atuam nas faces das edificações. Em edifícios esbeltos são bastante significativas, sendo que sua atuação ocorre desde o início da construção e devem ser cuidadosamente estimadas devidas a sua incerteza. Contudo, por serem valores dependentes da altura do edifício, a qual varia na AIC, as cargas devidas ao vento devem ser consideradas somente após a estrutura pronta (GORZA,2000).

2.2 INTERAÇÃO SOLO ESTRUTURA (ISE)

A fundação é o resultado da necessidade de transmissão de cargas ao solo pela estrutura de uma edificação. Consoli et. al. (2008) afirmam que o comportamento de uma fundação, a longo prazo, pode ser afetado por inúmeros fatores como os decorrentes de projeto, passando pelos procedimentos construtivos e finalizando por efeitos de acontecimentos pós-implantação.

A análise conjunta do sistema estrutural e do geotécnico denomina-se ISE. Existem diversas formas de representação do solo e de aplicação de modelos que simulem o sistema de ISE.

Segundo Scarlat (1993) a metodologia ideal para a consideração da deformabilidade do solo sob a fundação de uma edificação, seria através de uma análise interativa tridimensional, sendo o solo e a estrutura considerados na modelagem como um sistema único. Contudo, segundo Antoniazzi (2011), tamanha sofisticação acaba sendo empregada somente no meio científico.

A seguir são apresentados os fatores que influenciam na ISE e a Hipótese de Winkler.

2.2.1 Fatores que influenciam na ISE

Gusmão e Gusmão Filho (1994) e Reis (2000) avaliaram a influência do número de pavimentos na distribuição dos esforços na estrutura da edificação. Os autores contataram que aumentando o número de pavimentos o efeito da ISE é reduzido.

Costa (1956) dividiu a influência das construções vizinhas na configuração dos recalques e desaprumos em quatro modelos, de acordo com a época de construção.

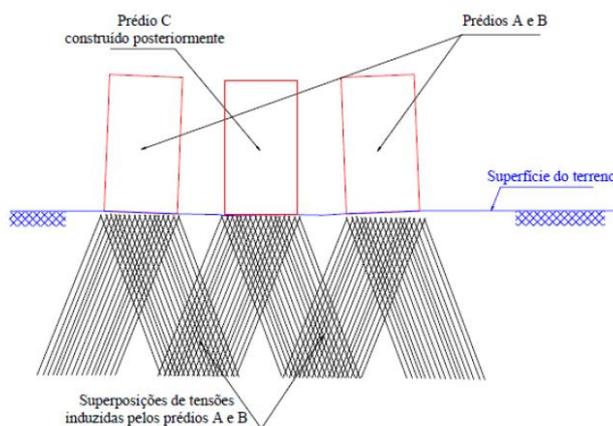
O primeiro modelo é quando os prédios vizinhos são construídos simultaneamente. Ocorre uma superposição de tensões na região entre os prédios, induzidas por seus carregamentos, gerando uma concentração de tensões na região e resultando em maiores recalques, o que induz ao tombamento dos prédios vizinhos em sentidos contrários.

O modelo dois é quando ocorre a construção de prédios vizinhos em tempos diferentes. O primeiro edifício construído provoca o pré-adensamento do solo sob sua base. O segundo prédio (construído posteriormente) gera no maciço um acréscimo de tensões que superpostas às tensões devido ao prédio já existente, induzem um aumento nos recalques.

O terceiro modelo (Figura 2.4) é quando um novo prédio é construído entre dois já existentes. O prédio construído provoca acréscimo de tensões no maciço, induzindo

recalques nos prédios pré-existentes e conseqüentemente seus tombamentos em sentidos contrários.

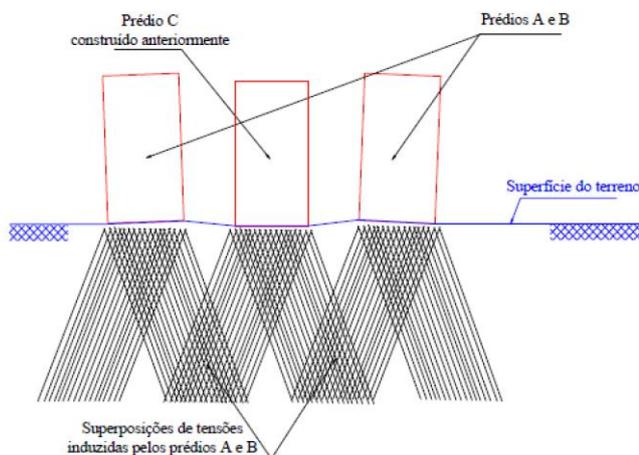
Figura 2.4 – Efeito de construções vizinhas terceiro modelo.



Fonte: Antoniazzi (2011).

O quarto modelo (Figura 2.5) é quando são construídos dois novos prédios vizinhos a outro já existente. O primeiro edifício construído ocasiona o pré-adensamento do maciço, de forma que os novos prédios, ao serem construídos, sofrerão tombamento em sentidos contrários.

Figura 2.5 – Efeito de construções vizinhas quarto modelo.



Fonte: Antoniazzi (2011).

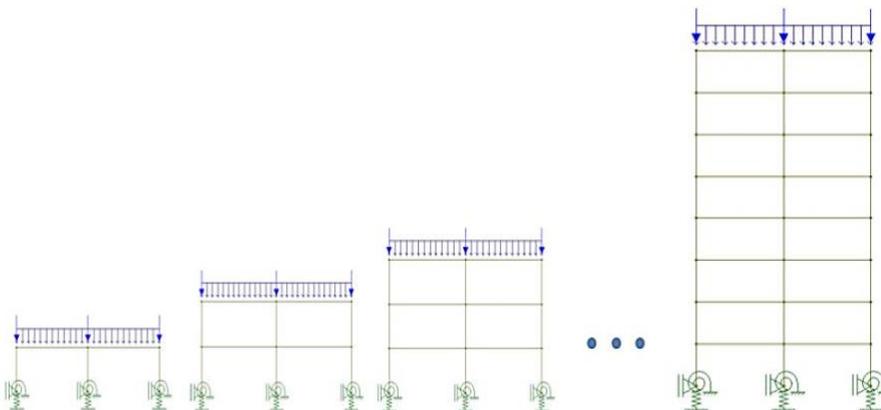
Outro fator que influencia na ISE é a rigidez relativa estrutura-solo. Meyerhof (1953) e Gusmão (1990) verificaram que o desempenho da construção em relação aos recalques total e diferencial são determinados pela rigidez relativa entre a estrutura e o solo. Lopes e Gusmão (1991) concluíram que para ter uma redução mais significativa nos recalques diferenciais é necessário o aumento da rigidez relativa estrutura-solo a qual resulta na redução dos valores dos recalques.

Para verificar a influência da forma em planta da edificação na ISE foram realizados trabalhos de monitoramento de recalques em diferentes tipos de edificações. Dentre estes trabalhos pode-se citar o de Barata (1986) que evidenciou diferenças mais acentuadas, do modelo onde se considere AC em relação a ISE, em plantas que se aproximam de um formato quadrado em planta.

Segundo Antoniazzi (2011), quando se estuda a ISE é comum adotar a simplificação de que todo o carregamento só passa a atuar na edificação após o término da construção. Todavia, a autora ressalta que a rigidez da estrutura aumenta significativamente com o acréscimo do número de pavimentos, concluindo a importância da sequência construtiva na análise da estrutura considerando a interação solo-estrutura.

Pesquisas realizadas por Gusmão e Gusmão Filho (1994), Holanda Jr (1998), Antoniazzi (2011) dentre outros comprovam a importância da consideração da ISE somada a análise incremental construtiva em estruturas (Figura 2.6). Estudos sobre a consideração da AIC juntamente com a ISE são melhores descritos no item 3.3 deste trabalho.

Figura 2.6 – Consideração da AIC juntamente com a ISE.



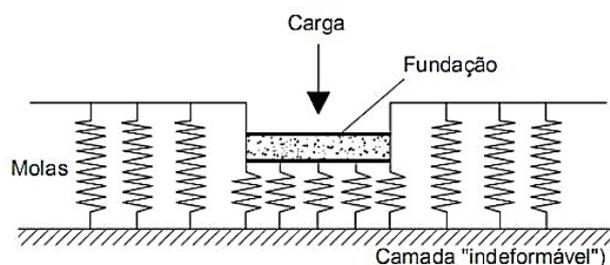
2.2.2 Hipótese de Winkler

Por meio da hipótese ou modelo de Winkler (1867), é possível a representação do solo por um sistema de molas lineares e independentes entre si com resposta linear. Este modelo é um dos mais adotados para consideração da interação solo-estrutura na análise de edifícios, segundo Mendonça (2012), pela sua simplicidade.

No referido modelo, as pressões de contato são proporcionais aos recalques. Desta forma, pode ser utilizado tanto para carregamentos verticais (sapatas e vigas de fundação) como para ações horizontais (estacas sob forças horizontais e estruturas de escoramento de escavações).

Considerando que, para cada direção de deslocamento há uma flexibilidade diferente que pode ser entendida como mola, são determinados valores de coeficiente de reação para cada tipo de solo e de sistema de fundação. Fica assim estabelecida uma relação discreta (pontual) entre fundação e solo através da definição de uma constante de mola que representará a rigidez do maciço (Figura 2.7).

Figura 2.7 – Hipótese de Winkler.



Fonte: Antoniazzi (2011).

Inicialmente é definido um valor escalar denominado coeficiente de reação vertical (k_v), definido como a pressão necessária para provocar um deslocamento vertical unitário, apresentado na Equação 03.

$$k_v = \frac{p_v}{y} \quad (03)$$

nas quais:

k_v é o coeficiente de reação vertical (N/m³);

p_v é a pressão vertical aplicada (N/m²);

y é o deslocamento vertical do solo (m).

Ao considerar a hipótese de que a base da fundação permanecerá rígida após a deformação elástica do solo, pode-se adotar uma simplificação aproximada de variação linear das tensões, podendo-se assim, substituir o conjunto de molas por três molas globais no centro da fundação, com os seguintes coeficientes de mola:

k_{mv} : coeficiente de mola para os deslocamentos verticais;

k_{mh} : coeficiente de mola para os deslocamentos horizontais;

$k_{m\theta}$: coeficiente de mola para as rotações.

Pela Hipótese de Winkler, é possível obter os coeficientes de mola citados através das Equações 04, 05 e 06.

$$k_{mv} = \frac{p}{y} \cdot A_f = k_v \cdot A_f \quad (04)$$

$$k_{mh} = \frac{p_h}{x} \cdot A_f = k_h \cdot A_h \quad (05)$$

$$k_{m\theta} = k_v \cdot I_f \quad (06)$$

nas quais:

A_f é a área da sapata perpendicular a carga vertical do pilar (área da base da sapata);

I_f é o momento de inércia da área da base da sapata (em relação ao eixo que ocorre a flexão);

A_h é a área da sapata perpendicular a carga horizontal do pilar;

k_h é o coeficiente de reação horizontal (pode ser estimado em função do coeficiente de reação vertical).

Existe na literatura inúmeras formas de se determinar o coeficiente k_v . Sendo assim, se considerando o recalque em argila, admitindo-se o solo como uma camada semi-infinita e homogênea, pode-se com base no recalque imediato estimado e na fórmula de Perloff (1975), pela teoria da elasticidade, obter-se o coeficiente de reação vertical (k_v) através da Equação 07.

$$k_v = \frac{E}{(1 - \nu^2).B.I_\rho} \quad (07)$$

nas quais:

E é o módulo de elasticidade do solo;

ν é o coeficiente de Poisson do solo;

B é a menor dimensão da base da sapata;

I_ρ é o fator de influência da fundação.

Cintra et al. (2011) sugere que o fator de influência da fundação (I_ρ) pode ser retirado da Tabela 1, sendo a mesma adaptada de Perloff e Baron (1976).

Tabela 2.1: Fator de influência (I_ρ)

Forma	Sapata Flexível			Rígida
	Centro	Canto	Médio	
Circular	1,0	0,64*	0,85	0,79
Quadrada	1,12	0,56	0,95	0,99
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	4,0	2,00	3,70	

*Borda

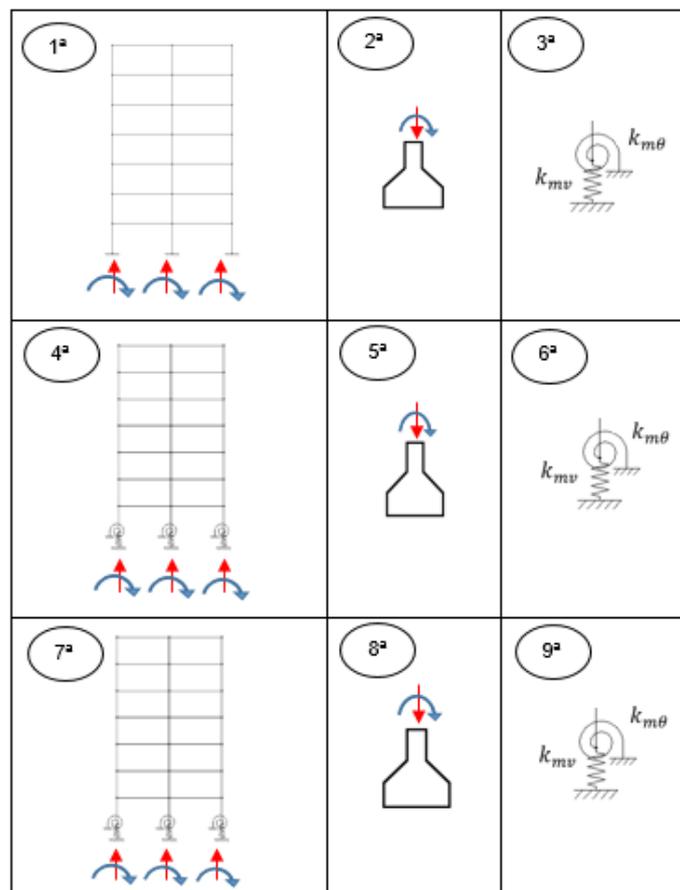
Fonte: Cintra et al. (2011).

As etapas utilizadas para a consideração da ISE na análise e dimensionamento de uma edificação adotadas neste trabalho são descritas a seguir e ilustradas na Figura 2.8.

- 1ª etapa – Analisar a estrutura com apoios indeslocáveis;
- 2ª etapa – Dimensionar a fundação com os resultados da 1ª etapa;
- 3ª etapa – Calcular os coeficientes de mola com a fundação dimensionada na 2ª etapa;
- 4ª etapa – Analisar novamente a estrutura, agora com molas nas fundações, com os coeficientes de mola calculados na 3ª etapa;
- 5ª etapa – Dimensionar novamente a fundação, agora com os resultados da 4ª etapa;
- 6ª etapa – Calcular novamente os coeficientes de mola com a fundação dimensionada na 5ª etapa.

Continuar o processo iterativo até que os valores dos coeficientes de mola sejam semelhantes aos valores calculados na etapa anterior. Utilizar estes últimos coeficientes de mola para analisar e dimensionar a estrutura considerando a ISE.

Figura 2.8 – Etapas para a consideração da ISE na análise estrutural de um edifício.



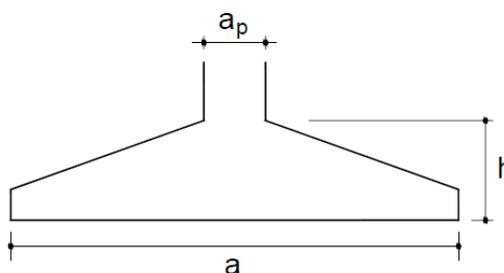
2.3 DIMENSIONAMENTO DE SAPATAS

Uma sapata é definida na NBR 6122:2010 como o elemento de fundação superficial, de concreto armado, dimensionado de modo que as tensões de tração nele resultantes sejam resistidas pelo emprego de armadura, especialmente disposta para esse fim. Para o dimensionamento de uma sapata são necessárias algumas determinações quanto à rigidez, posição e solicitação, descritas a seguir.

2.3.1 Rigidez

A NBR 6118:2014 classifica sapata (Figura 2.9) quanto à rigidez de acordo com as Equações 08 e 09.

Figura 2.9 – Dimensões típicas de sapatas.



Fonte: Alva(2007).

$$h \leq \frac{(a - a_p)}{3} \quad (08)$$

$$h \geq \frac{(a - a_p)}{3} \quad (09)$$

nas quais:

h é a altura da sapata;

a é a dimensão em planta da sapata em uma determinada direção;

a_p é a dimensão do pilar apoiado na sapata na mesma direção.

Se equação (08) é satisfeita, a sapata é considerada flexível e se a equação (09) é satisfeita, a sapata é considerada rígida.

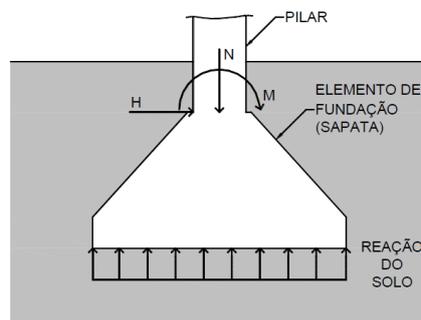
Segundo Alva (2007) as sapatas flexíveis são de uso mais raro, sendo mais utilizadas em fundações sujeitas a pequenas cargas. Já as sapatas rígidas são comumente adotadas como elementos de fundações em terrenos que possuem boa resistência em camadas próximas da superfície.

2.3.2 Posição

Segundo Bastos (2016), dentre todos os elementos de fundação superficial, a sapata é a mais comum, e devido à grande variabilidade existente na configuração e forma dos elementos estruturais que nela se apoiam, existem diversos tipos de sapatas: isolada, corrida, associada e de equilíbrio.

A mais usual é a sapata isolada, e a forma, em planta, mais comum é a retangular. Ocorrem nas sapatas ações de força normal (N), momentos fletores em uma ou duas direções (M_x e M_y) e a força horizontal (H), conforme ilustrado na Figura 2.10.

Figura 2.10 – Fundação superficial: sapata isolada.



Fonte: Bastos (2016).

Para se fazer uma estimativa da área da base (A) seguindo a Equação 10, quanto a locação em planta alguns parâmetros devem ser atendidos: o centro de gravidade da sapata deve coincidir com centro de gravidade do pilar e supor que a sapata está submetida à carga centrada (sem momentos).

$$A = \frac{\alpha \cdot N_k}{\sigma_{solo,adm}} \quad (10)$$

nas quais:

A = área da base;

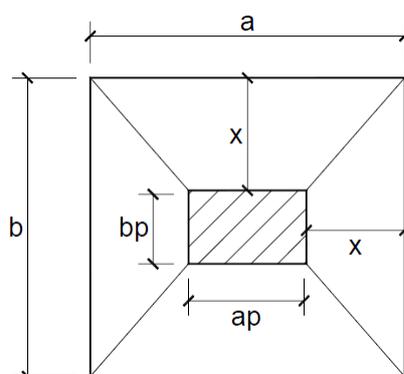
α é o coeficiente que leva em conta o peso próprio da sapata. Para sapatas flexíveis pode-se assumir o valor de 1,05 e para sapatas rígidas 1,10;

N_k é a força normal nominal do pilar;

$\sigma_{solo,adm}$ é a tensão admissível do solo.

Com base em um dimensionamento econômico, tenta-se resultar em dimensões de sapatas com balanços livres (distância em planta da face do pilar à extremidade da sapata) sendo iguais nas duas direções. Isto, claro quando a edificação permita tais considerações. Desta forma, considerando uma sapata isolada (Figura 2.11) pode-se pré-determinar as dimensões a e b , através das Equações 11 e 12.

Figura 2.11 – Sapata isolada – dimensões em planta.



Fonte: Alva(2007).

$$a = \frac{a_p - b_p}{2} + \sqrt{\frac{(a_p - b_p)^2}{4} + A} \quad (11)$$

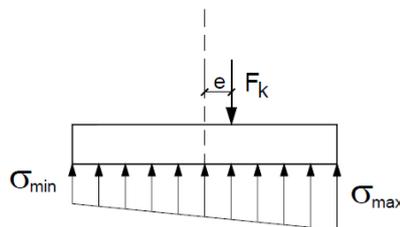
$$b = \frac{A}{a} \quad (12)$$

2.3.3 Solicitação

A sapata é considerada com carga centrada quando a carga vertical do pilar passa pelo centro de gravidade da sapata. Neste caso, admite-se uma distribuição uniforme e constante das tensões do solo na base da sapata, igual à razão entre a carga vertical e a área da sapata (em planta).

Segundo Alva (2007), em muitas situações práticas, as cargas verticais dos pilares são aplicadas excêntrica em relação ao centro de gravidade da sapata, gerando momentos nas fundações. Com a consideração das ações do vento, normalmente os pilares transmitem momentos em uma ou nas duas direções principais gerando na base da sapata solicitações de flexão normal composta ou de flexão oblíqua composta, denominado na literatura como sapata sob carga excêntrica (Figura 2.12).

Figura 2.12 – Sapata sob carga excêntrica



Fonte: Alva(2007).

Seguindo uma lógica de dimensionamento, após pré-definidas as dimensões a e b , é necessário considerar as tensões decorrentes dos momentos fletores. Inicialmente deve ser feita a verificação se a força normal se encontra dentro do núcleo central. Para isto verifica-se se existe tensões de tração na sapata. Posteriormente é calculado o módulo de resistência à flexão (W), conforme Equação 13. Por último deve-se verificar se a tensão máxima (calculada com as equações de flexão composta) não ultrapasse a tensão admissível do solo.

$$W = \frac{b \times a^2}{6} \quad (13)$$

3 REVISÃO DE LITERATURA

Neste capítulo é apresentado a revisão bibliográfica cronológica sobre a AIC, a ISE e a AIC juntamente com a ISE.

3.1 ANÁLISE INCREMENTAL CONSTRUTIVA

Dentre os pioneiros no estudo da AIC destaca-se o trabalho de Grundy e Kabaila (1963). Os autores mostraram a importância de considerar corretamente os carregamentos aplicados na estrutura durante as fases de construção. Analisaram as cargas que ocorrem nas lajes, durante a construção, provenientes do escoramento das mesmas, em edifícios de andares múltiplos de concreto. Concluíram que as cargas que ocorrem nas lajes, durante a construção, onde as lajes superiores são escoradas nas lajes inferiores, podem exceder as cargas projetadas em uma margem considerável e, por isso, não devem ser ignoradas no projeto.

Vasconcellos Filho (1981) estudou formas de criar modelos estruturais mais realistas. Para isso considerou as diversas etapas de construção (AIC), carregamento e o efeito do escoramento em dois pórticos de edifícios de concreto com 16 e 26 andares. O autor verificou a importância de adotar modelos mais realistas e a necessidade do desenvolvimento de programas que possibilitem a consideração das etapas de construção automaticamente.

Fattal (1983) em seu trabalho experimental estudou um edifício de concreto armado, com seis pavimentos, a evolução das ações de construção (AIC) sobre a estrutura de cimbramento. Verificou que a força máxima atuante em uma escora ocorre durante o impacto do lançamento do concreto, e a maior parte da ação dinâmica por causa do impacto do concreto é absorvida nas escoras ligadas à laje concretada.

Choi e Kim (1985) estudaram as deformações axiais dos pilares e os momentos fletores nas vigas na sequência de construção e carregamento (AIC). Para realizar o estudo, foram considerados dois exemplos: o primeiro exemplo foi considerado o método tradicional, ou análise convencional (AC), que usa toda a carga sobre uma

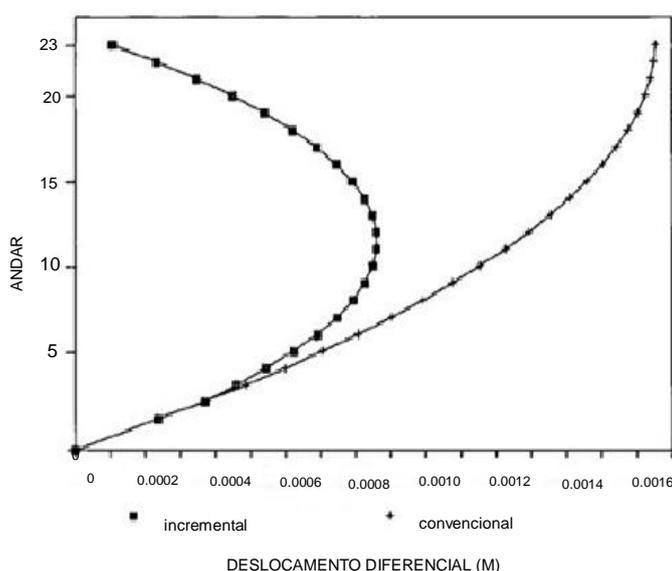
estrutura totalmente construída e o segundo foram consideradas as sequências de construção de carregamento (AIC). As considerações foram aplicadas em dois pórticos, sendo um pórtico de concreto armado e outro de aço com 10 e 60 andares respectivamente. Os autores consideraram o pórtico de concreto armado, com e sem paredes, complementando a subestrutura de contraventamento. O método tradicional obteve maiores deformações axiais nos pilares comparado ao modelo que considerou a AIC, principalmente nos pavimentos superiores. As deformações axiais diferenciais tiveram valores reduzidos nos exemplos em que foi considerada a AIC, sendo a deformação máxima localizada a meia altura do pórtico e as maiores divergências de resultados no topo. Os momentos fletores em vigas localizadas em meia altura foram maiores comparados ao topo. Fatores estes que diferem bastante da análise convencional, na qual os momentos em vigas do topo são maiores que a meia altura. Em contrapartida, nos pavimentos inferiores, todos os exemplos mostraram resultados semelhantes, constatando a importância do estudo da AIC principalmente em edifícios altos.

Liu et al. (1985), com base no modelo de Grundy e Kabaila (1963), desenvolveram um *software*, que através de uma estrutura tridimensional verifica as variações de rigidez axial em uma estrutura de concreto, quando considerado a AIC. Como referência de dados foi utilizado o programa SAP V2, o qual considerou a estrutura 2D e 3D. Os referidos autores concluíram que a variação da rigidez da fundação interfere nos deslocamentos da laje mais do que cargas máximas e os momentos de laje. Observou-se a importância da continuação de estudos referente da influência do cimbramento de madeira na AIC.

Kripka (1990) pesquisou a importância de considerar a AIC em edifícios de concreto armado de 4, 11, 23 e 36 andares. Nas edificações foi considerado o efeito dos diafragmas das lajes, como forma de compatibilização dos deslocamentos horizontais em cada andar. Não foram incluídos os efeitos de fluência e retração do concreto. Em todos os exemplos foram realizadas a AC e a AIC. Na AIC a ação do vento foi considerada com a sobrecarga de utilização na última etapa construtiva. Para as análises das estruturas foi desenvolvido um programa baseado no método dos deslocamentos denominado ACON, que efetua a análise de pórticos planos tanto pela AC como pela AIC. O referido autor considerou a sobrecarga de construção correspondente a 20% da sobrecarga de utilização. O efeito do escoramento e das

cargas de alvenaria e de revestimento foram consideradas como aplicadas à estrutura com defasagem de dois andares, em relação ao carregamento de peso próprio na AIC. Com base nos resultados, o autor constatou que a AC, por acumular nos andares superiores da edificação deslocamentos inexistentes, faz com que o deslocamento diferencial cresça ao longo da altura da edificação atingindo seu valor máximo no topo desta. Confirmando estudos anteriores como o de Choi e Kim (1985), os deslocamentos diferenciais máximos na AIC se verificam aproximadamente à meia altura da edificação (Figura 3.1). O referido autor verificou que, os esforços em alguns elementos, ocorridos durante a construção, superaram os esforços finais, como também que alguns apresentaram inversão em seu sentido reafirmando os estudos realizados por Grundy e Kabaila (1963). Concluiu que a AIC é necessária para a exata determinação dos esforços solicitantes em edificações, independente do número de andares.

Figura 3.1– Deslocamento diferencial vertical.



Fonte: Kripka (1990).

Prado (1999) afirma que os esforços presentes durante a construção de um edifício de concreto armado dependem do processo construtivo adotado e podem ultrapassar a capacidade resistente definida no projeto estrutural. Com base nos estudos de Grundy e Kabaila (1963), sugere um novo método para a determinação da distribuição das ações de construção entre o sistema de escoramento e os pavimentos

interligados. Propondo desta forma, uma nova metodologia para verificação dos estados limites considerando a AIC. O autor conclui que considerar as ações permanentes de forma incremental gera resultados mais exatos. Por conseguinte, levar-se em conta todos os carregamentos que ocorrem durante o processo construtivo, mesmo aqueles que não sejam permanentes, é de suma importância.

Os trabalhos de Coelho (2003), Mateus (2003), Carvalho (2004), Silva (2006) e Silva e Vasconcellos Filho (2008), descritos a seguir, foram fundamentados na pesquisa de Vasconcellos Filho (1981).

Coelho (2003) estudou as divergências entre os resultados do modelo estrutural evolutivo (AIC) e a AC. Foram estudados três pórticos planos, de concreto armado, sendo dois de 26 andares e um de 16 andares. Variou-se os valores de parâmetros que direta ou indiretamente interferem nos resultados de deslocamento e de esforços, tais como: rigidez à flexão das vigas, rigidez axial dos pilares e a variação das seções transversais de vigas e pilares. Foi desenvolvido para análise de pórticos planos considerando a AIC o programa PORTEVOL. A autora verificou que as diferenças nos esforços e deslocamentos entre os modelos aumentam com a altura dos edifícios e com o enrijecimento à flexão das vigas, sendo que as diferenças diminuem à medida que as tensões normais médias em todos os pilares de cada andar tendem a uniformizar-se.

Com objetivo principal de mostrar a necessidade de levar em consideração as deformações axiais nos pilares bem como a AIC em edifícios altos, Mateus (2003) estudou quatro modelos em concreto armado considerando uma estrutura base de 40 andares. Os pilares foram considerados engastados na fundação e em todos os modelos foram consideradas apenas cargas verticais. Não foi considerado o escoramento das lajes e os demais carregamentos de montagem. As diferenças entre os quatro modelos são: em um modelo os pilares são simulados por molas translacionais, o segundo e terceiro são modelos com e sem deformação axial dos pilares sendo considerado a AIC e AC e por último um modelo que considera as etapas de carregamento e construção. O autor infere que a AIC é o modelo mais adequado para a análise de edifícios altos, e que apesar de todos os pavimentos de um dos modelos serem geometricamente iguais, os esforços solicitantes e os deslocamentos em um mesmo ponto variam ao longo dos vários andares, sendo

sugerido pelo autor não ser adequado o uso de uma mesma armação em concreto armado para as diversas lajes-tipo.

Carvalho (2004) analisou uma estrutura de 30 andares através de quatro modelos estruturais tridimensionais distintos: dois modelos com e sem deformação axial dos pilares, sendo considerado a AC e o modelo evolutivo (AIC). A modelagem numérica foi realizada utilizando-se o MEF através do programa *Ansys*[®] Versão 6.1. Em todos os modelos os pilares foram considerados engastados nas fundações. O autor concluiu que o modelo que considera a AIC é superior ao que considera a AC. Contudo, para tornar o uso da AIC viável em escritórios de cálculo estrutural, é necessário o desenvolvimento de programas computacionais que automatizem a AIC.

Coelho e Gorza (2005) propuseram um modelo de análise estrutural de um edifício de aço com nove pavimentos e lajes de concreto armado. Consideraram na união viga-pilar trechos rígidos, nas lajes a rigidez transversal à flexão, a sequência de construção e o carregamento. No cronograma foi considerado a construção do edifício de três em três andares. Utilizaram para realizar as análises um programa computacional elaborado por Gorza (2000) e aperfeiçoado pelos autores, que efetua a análise elástica linear tanto para o procedimento convencional como para o procedimento incremental construtivo, obtendo os esforços e os deslocamentos referentes a cada etapa construtiva. Os autores chegaram à conclusão que o procedimento convencional de análise, por acumular nos andares superiores da edificação, deslocamentos inexistentes, faz com que o deslocamento diferencial cresça ao longo da altura da edificação, atingindo seu valor máximo no topo desta. Na consideração do procedimento incremental, os deslocamentos diferenciais máximos se verificam aproximadamente à meia altura da edificação, confirmando, nesse caso os estudos realizados por Choi e Kim (1985) e Kripka (1990). Os resultados demonstraram importância da consideração da análise incremental construtiva na determinação dos esforços solicitantes em estruturas de aço.

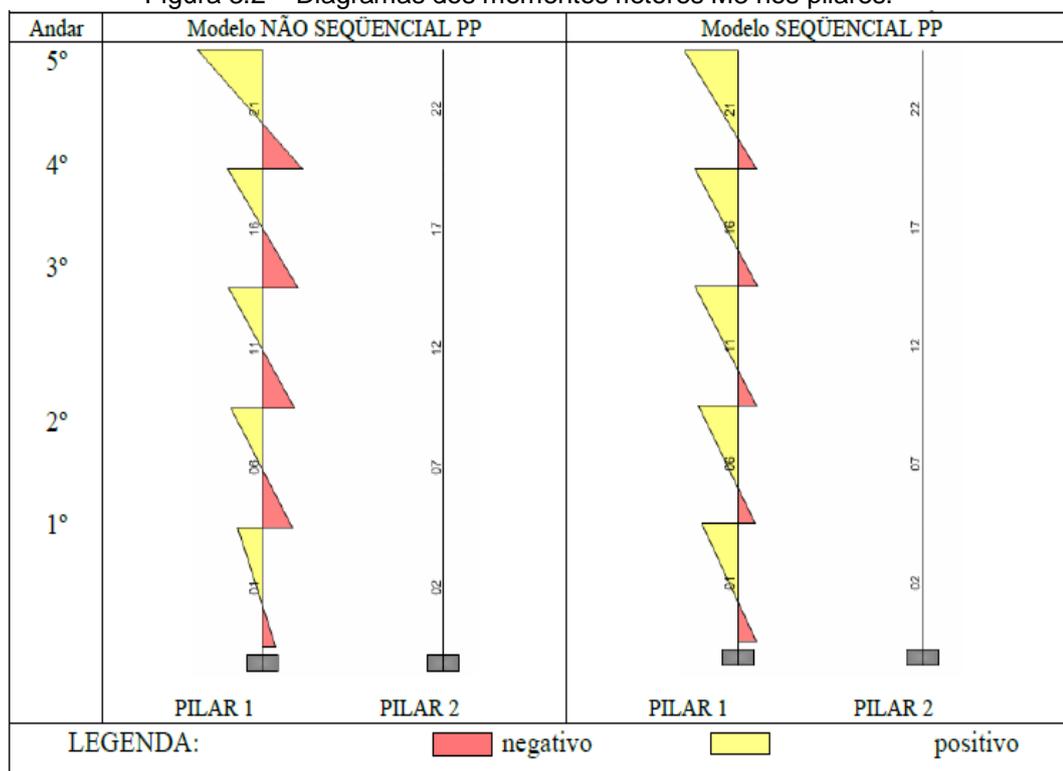
Na AIC em estruturas de concreto armado pode-se considerar a relação do comportamento do material e o tempo em cada etapa construtiva. Kwak e Kim (2006) consideraram esses fatores em um edifício de dez andares. Destacaram como maior diferencial na AIC quando comparada a AC a redução dos momentos fletores. Concluíram que a AIC deve ser usada como padrão para modelos de edifícios devido

a grande diferença da AC e a AIC, principalmente em estruturas de concreto armado, reafirmando estudos citados neste trabalho.

Silva (2006) analisou uma estrutura de concreto de trinta andares com sistema tubular e núcleo central, através de quatro modelos onde se considera a restrição de diafragma dos nós das lajes nos modelos convencional (AC) e sequencial (AIC). Para a modelagem numérica da estrutura foi utilizado o programa SAP2000®. No trabalho foram realizadas analogias considerando AC com e sem a restrição de diafragma nos nós das lajes. No modelos de AC as lajes foram modelados com rigidez à flexão, contudo nos modelos que se considerou que os nós da malha das lajes estão sujeitos a restrições de diafragma rígido, isto fez com que todos os nós das referidas lajes, em seus respectivos níveis tivessem um deslocamento uniforme, tal como ocorre com os pontos de uma lâmina rigidez infinita no seu plano. Na AIC com e sem restrição de diafragma dos nós das lajes, de maneira geral os resultados obtidos foram semelhantes. A autora ressaltou a importância da consideração da AIC, principalmente em edifícios altos.

Silva e Vasconcellos Filho (2008) analisaram um pórtico plano de um edifício de concreto armado contendo cinco andares, através de dois modelos: convencional ou não sequencial (AC) e sequencial (AIC). Todos os pilares foram considerados engastados nas fundações. Para realizar as análises pelo MEF foi utilizado o programa SAP2000®. Na Figura 3.2 é possível verificar um dos resultados obtidos pelos autores. Os momentos fletores positivos aumentam gradativamente ao longo da altura em ambos os modelos. No modelo sequencial é possível verificar que os momentos fletores negativos variam muito pouco ao longo da altura. As diferenças entre os modelos convencional e sequencial referentes aos momentos fletores negativos aumentam gradativamente do primeiro ao quarto andar. As reações de apoio resultaram em valores superiores no modelo sequencial em relação ao modelo convencional. Os referidos dados confirmam a importância do estudo da AIC, independentemente do número de andares, confirmando os estudos realizados por Kripka (1990).

Figura 3.2 – Diagramas dos momentos fletores M3 nos pilares.



Fonte: Silva e Vasconcellos Filho (2008).

Goulart et al. (2010) realizaram uma análise comparativa em um edifício de 14 andares de concreto armado, com modelagem em elementos finitos e com auxílio do programa SAP2000®. Para realizar a análise foram estabelecidos quatro modelos: o primeiro considerou a ação simultânea dos carregamentos na estrutura totalmente construída (AC); o segundo considerou as etapas de construção (AIC); o terceiro atribuiu um coeficiente de rigidez para simular a real deformação que ocorre nos pilares; e o quarto processou cada pavimento em separado e, após, realizou um somatório (empilhamento) das cargas.

Partindo do princípio de que o modelo sequencial é o mais preciso, foi observado que os modelos com pilares enrijecidos e não sequencial não exibiram resultados muito discrepantes. Todavia, para o modelo de empilhamento de carga, observou-se resultados consideráveis contra a segurança. O modelo que levou em conta um coeficiente de rigidez axial para os pilares, muito utilizado na prática de projeto, segundo os autores, mostrou-se bastante satisfatório para o edifício analisado. Entretanto, esse valor tem calibragem muito difícil, pois depende da

geometria da edificação, o que acaba tornando o método não tão eficaz em algumas situações.

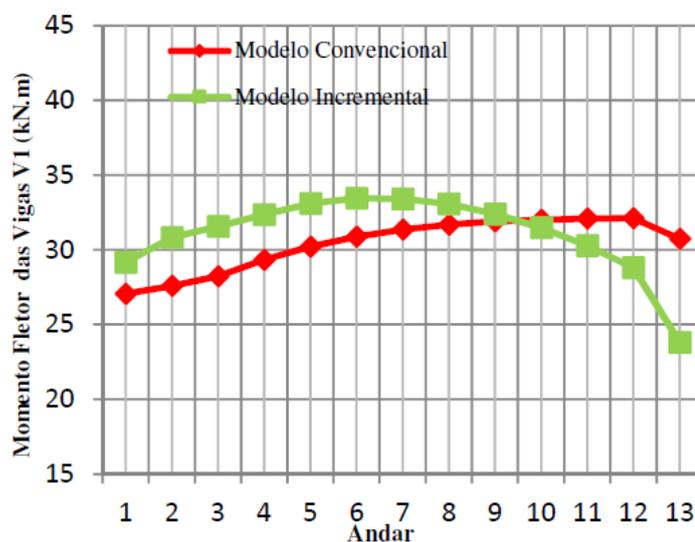
Ashraf et al. (2014) estudaram as diferenças da AIC e AC em edifícios de aço e concreto com 5, 10, 15, 20, 25, e 30 andares. Todos modelados através do MEF, sendo considerado uma viga de transição no primeiro andar de cada edificação. Inferiu-se que os momentos fletores na viga de transição quando considerada a AIC são mais elevados em relação a AC. Os autores concluíram a necessidade de mais pesquisa em estruturas de aço onde se considere a mudança da seção de pilares e a consideração dos efeitos de segunda ordem somada a AIC.

No estudo realizado por Njomo e Ozay (2014) considerou-se um edifício de 15 andares modelado em 3D com as seguintes ações: peso próprio, sobrecarga e sísmica. As análises foram baseadas em comparações entre a AIC e AC. Outro fator estudado foi que, em muitos casos a AIC pode ser desconsiderada pelo engenheiro calculista pelo tempo de processamento computacional, principalmente em casos de edifícios altos com várias nuances. Desta forma, os autores apresentam três estudos de caso onde o desempenho é otimizado em 99,06% da memória computacional e 41,14% do tempo economizado. Chegaram à conclusão que os dados fornecidos pela AIC resultaram mais precisos. As análises onde considerado a ação sísmica não foram observadas diferenças significativas.

Menon e Nogueira (2015) analisaram os esforços em uma edificação carregada com o modelo convencional (AC) e com o modelo incremental (AIC). Por meio do programa SAP 2000®, modelaram uma estrutura de pórtico espacial de um edifício de concreto armado de 13 pavimentos. Na modelagem estrutural foram utilizados elementos de barra para representar as vigas e os pilares, e as lajes foram divididas em malhas retangulares utilizando elementos de placa. Foram consideradas ações verticais e horizontais no cronograma de montagem. Quando analisado os momentos fletores negativos nas vigas junto ao pilar de extremidade, os autores verificaram que o modelo onde se considera a AIC apresentou momentos fletores maiores do primeiro ao sexto andar, todavia, nos andares restantes os momentos fletores na AC são maiores que na AIC. Os referidos autores, baseados no fato de que os valores dos esforços considerados na AIC superaram em algumas ocasiões a AC, como no caso dos momentos fletores máximos positivos nas vigas V1, onde a maior variação

percentual ocorreu no terceiro pavimento foi de 10,55% (Figura 3.3). Dentre esses dados, os autores ressaltam a importância da continuação de pesquisas relacionadas à AIC.

Figura 3.3 – Comparações dos momentos fletores máximos positivos nas vigas V1.



Fonte: Menon e Nogueira (2015).

Soares (2015) estudou a AIC em um edifício de 12 andares em aço. As ligações viga-pilar foram consideradas rotuladas e todos os pilares engastados. Para a análise foi utilizado o programa *STRAP*[®]. Foram confirmados os resultados de estudos anteriores onde os deslocamentos diferenciais máximos se localizam aproximadamente a meia altura da edificação quando considerada a AIC. Em comparação com a AC, a AIC obteve redução nos esforços internos. O autor concluiu que a consideração da AIC é necessária para a adequada determinação dos deslocamentos e esforços solicitantes nas edificações.

3.2 INTERAÇÃO SOLO ESTRUTURA

O método ou hipótese Winkler (1867), como citado anteriormente, é um dos métodos mais utilizados para considerar a ISE, principalmente por sua simplicidade e fácil implementação computacional. Contudo, a representação do solo por meio de molas, é contestada por alguns autores como, por exemplo: Poulos (1975), Gusmão (1990), Holanda Jr. (1998) e Reis (2000).

Meyerhof (1953) baseado na teoria de Mindlin (1936), que analisa a ISE considerando o solo como um semi-espaço infinito, isotrópico e homogêneo, foi um dos pioneiros em pesquisas que ressaltam a importância dos recalques totais e diferenciais na análise estrutural de edificações. Dentre as conclusões, o autor destaca que os recalques diferenciais dependem não apenas da rigidez do conjunto, mas também da deformabilidade do maciço de fundação.

Através de um processo iterativo, Chamecki (1954) propõe um sistema de cálculo para a consideração da ISE em edifícios, onde as reações verticais dos apoios da estrutura são calculadas considerando os apoios indeslocáveis e, depois de obtidos os valores para as reações de apoio, são calculados os recalques das fundações através da escolha de um método usual. Dessa maneira, dando-se início a um processo iterativo, o qual leva em conta a rigidez da estrutura através do uso de expressões estabelecidas e os recalques calculados são impostos na estrutura, calcula-se novamente as reações de apoio e novamente os recalques. Esse processo é repetido até que ocorra a convergência dos valores dos recalques e das reações de apoio. Verificou-se, com o uso do processo, que os recalques diferenciais passavam a ser menos acentuados ao considerar-se a rigidez da estrutura no cálculo.

Poulos (1975), com base na teoria de Mindlin (1936) desenvolveu matricialmente a análise dos recalques, onde considerou a superestrutura e a infraestrutura como um sistema único e interligado através de duas equações: uma que correlaciona a superestrutura com os recalques dos elementos de fundação e outra que correlaciona os elementos de fundação com as propriedades do maciço de solo.

Gusmão (1990), através da instrumentação de medidas de recalque em pilares, analisou a influência da interação solo-estrutura e comparou com estimativas convencionais. Destacam-se casos de esmagamento de pilares periféricos devido à sobrecarga oriunda da redistribuição dos esforços em edificações em razão dos recalques.

Através do programa Sistema Computacional Edifício, Fonte et al. (2001) realizaram análise da ISE de um pórtico plano em concreto armado de 22 andares, sendo a fundação da estrutura formada por elementos de sapata isolada. Os autores concluíram que para valores pequenos do módulo de reação do subsolo (solos com

pequena rigidez) o elemento de sapata isolada teve um comportamento semelhante a uma articulação. Sendo que com o aumento da rigidez do solo a ligação começa a funcionar como engaste parcial até praticamente garantir um engaste perfeito.

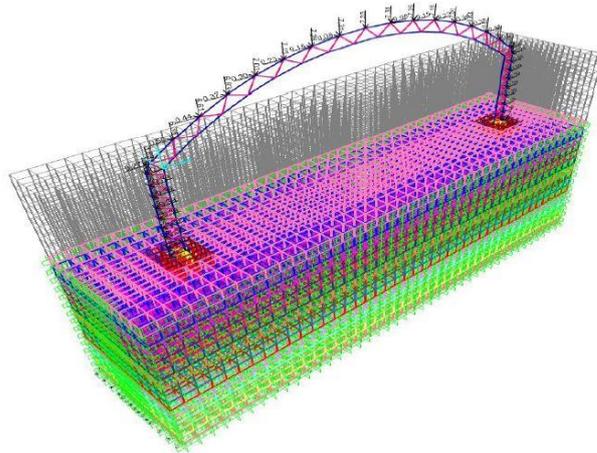
Com o intuito de identificar as alterações de esforços e deslocamentos ocasionadas ao se considerar a deformabilidade do solo na análise estrutural, Antoniazzi (2011) analisou quatro exemplos numéricos de edifícios em concreto armado, utilizando os programas: ESPECIAL_ISE e o sistema SISEs (Sistema de Interação Solo-Estrutura) desenvolvido pela TQS®. A autora modelou e analisou os exemplos numéricos da seguinte forma: pórtico plano, pórtico espacial, pórtico plano onde considerou a AIC (está análise será descrita no capítulo 3.3 deste trabalho) e um modelo com denominado geometria real, onde mostrou os problemas reais com os quais o projetista se depara no dimensionamento utilizando o sistema SISEs. Antoniazzi (2011) confirma que a consideração da deformabilidade do solo nos projetos estruturais gera uma redistribuição nos esforços ao longo da estrutura. Sendo que essa redistribuição poderá trazer mudanças significativas no dimensionamento das peças estruturais. Nas modelagens a autora verificou a suavização na deformada ao se considerar o modelo integrado estrutura-solo, pois, devido à redistribuição de cargas ocorrido, os recalques diferenciais passam a ser menores.

Mendonça (2012) estudou o efeito da interação solo-estrutura em um edifício de quatro pavimentos de estrutura mista (aço-concreto). As análises foram simuladas através do MEF, com a utilização do programa ANSYS® considerando a hipótese de Winkler (1867). As correlações empíricas existentes na literatura determinaram os parâmetros dos solos de fundação. As constantes elásticas das molas, foram determinadas com a utilização do programa PLAXIS® v. 8.2. Foram consideradas fundações do tipo sapata e seis tipos diferentes de solos argilosos, siltosos e arenosos. O autor conclui que a redistribuição dos momentos fletores, esforços normais e reações verticais nos pilares foram significativos para os pilares periféricos, ressaltando a importância da consideração da ISE para uma estrutura mista de aço-concreto. O autor cita a importância da continuação do estudo, principalmente em modelos que considerem a sequência construtiva somada a interação solo-estrutura.

Ferro et al. (2016) analisaram a influência da ISE em um galpão com pórticos metálicos em arco circular com elementos treliçados (Figura 3.4). As características

do galpão são: pé-direito de 8,0 m, 32,0 m de largura, 60,0 m de comprimento e modulação dos pórticos a cada 5,0 m. A modelagem numérica foi realizada no programa SAP2000®.

Figura 3.4 – Estrutura carregada com a fundação e o maciço de solo - vista 3D.



Fonte: Ferro et al. (2016).

Ferro et al. (2016) concluíram que os deslocamentos verificados nos nós da estrutura, bem como os esforços e tensões nas barras aumentam à medida que a interação solo-estrutura do conjunto é considerada, passando a reduzir as dimensões das sapatas. E apesar de a estrutura metálica se apoiar nas sapatas por intermédio de dois montantes verticais em cada uma delas, a estrutura se comporta como se a ligação fosse feita através de um único ponto articulado, desta forma, só transmitindo esforços verticais, sem a existência de momentos aplicados no solo.

3.3 AIC JUNTAMENTE COM ISE

Brown e Yu (1986) estudaram edifício de estrutura de aço com quatro andares, sendo cada pavimento com 576,0 m². Foram analisados quatro casos sendo considerados: AC, ISE, AIC e AIC juntamente com ISE. Os edifícios foram modelados em 2D e 3D. A sobrecarga e a ação do vento não foram considerados em nenhum dos modelos. Os autores concluíram que o edifício onde é considerada a AIC, resulta

em uma rigidez efetiva bem menor em um edifício que considera o carregamento de uma única vez.

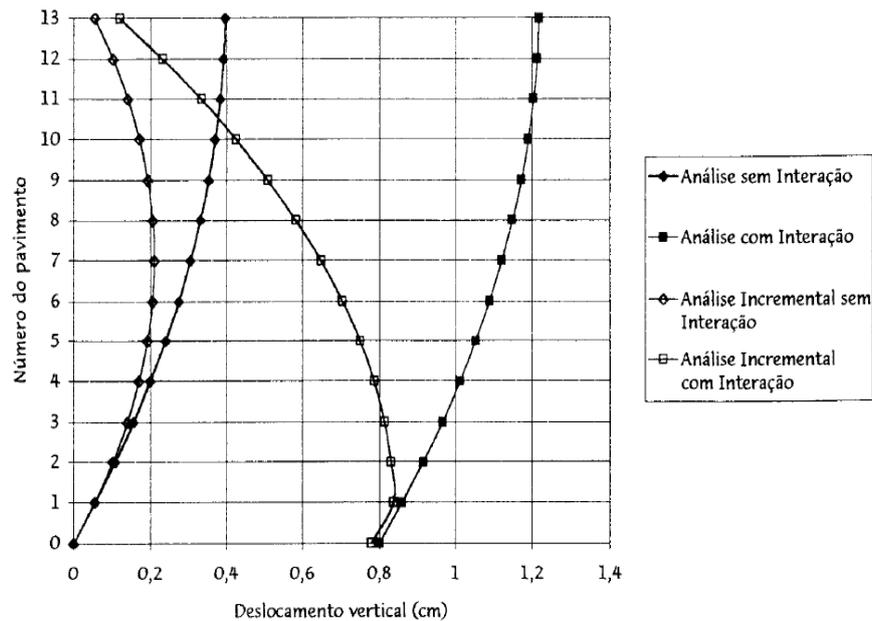
Gusmão (1990) utilizou em suas análises sobre ISE a AIC edificações de concreto armado de 12, 15 e 16 pavimentos. O autor verificou que o coeficiente de variação dos recalques absolutos, em função da percentagem da carga permanente atuante para as edificações, em todos os casos, reduziu com o aumento da percentagem da carga permanente ao longo da construção da edificação. O aumento da rigidez à medida que a edificação vai sendo construída resulta em uma maior tendência a uniformização dos recalques. Gusmão (1990) ressalta que a diminuição do coeficiente de variação não ocorre de maneira linear.

Holanda Jr. (1998), por meio de dois modelos, analisou a influência do processo construtivo em edificações de concreto armado sobre fundações diretas, do tipo sapatas. O primeiro modelo considerou apenas as cargas verticais e, o segundo modelo, acrescenta as cargas horizontais devido às forças do vento. A partir de métodos numéricos, o autor elucidou a importância de considerar as etapas do método construtivo em decorrência das variações dos esforços nos elementos estruturais e da inserção de uma camada indeslocável no interior do perfil de solo nas análises de interação solo-estrutura. Para o estudo da influência da AIC na ISE o autor modelou em 3D um edifício de 13 pavimentos com fundação do tipo sapata. Segundo o autor, os recalques diferenciais obtidos na análise do primeiro pavimento na primeira etapa da AIC, são maiores que aqueles calculados com a aplicação das cargas do mesmo pavimento quando considerado o modelo de análise convencional. Isso ocorre porque a rigidez da estrutura aumenta com o progresso da construção, atingindo seu máximo quando o edifício está concluído. Quanto maior a rigidez da estrutura, menores são os recalques diferenciais, conforme investigações realizadas por Meyerhof (1953) e Gusmão (1990).

Holanda Jr. (1998) verificou que as curvas de deslocamentos verticais dos nós do pilar P1 (Figura 3.5), referentes a AC e AIC se distanciam continuamente das curvas correspondentes até atingirem a diferenças máximas no topo do edifício, confirmando os resultados obtidos por Kripka (1990). Para a análise sem interação e considerando a AIC estes deslocamentos são a soma de todas as deformações axiais do pilar P1 ao longo da altura da edificação. Quando adicionada a ISE na AIC, o

deslocamento vertical de cada nó aumenta de um valor correspondente ao recalque da base do pilar ao qual pertence, provocado pelo carregamento do seu pavimento e dos pavimentos superiores, o que segundo o referido autor resulta no formato da curva relativa à AIC com ISE.

Figura 3.5 – Deslocamentos verticais dos nós do pilar P1 do Edifício Manhattan.



Fonte: Holanda Jr.(1998).

Reis (2000) analisou a influência do efeito de grupo de fundações superficiais, da rigidez da estrutura, do processo construtivo e das construções vizinhas em edificações de concreto armado. Uma das conclusões destacadas pelo autor é que o mecanismo de transferência de carga entre os pilares provoca maiores recalques do que os calculados nos pilares periféricos, e menores recalques dos que os previstos nos pilares internos.

Fonte et al. (2001) analisaram em um edifício de concreto armado de seis pavimentos a consideração dos efeitos dos recalques de apoios medidos durante a fase de construção e após a conclusão desta. Foi considerado na modelagem um pórtico plano onde foi considerado três modelos: um modelo (1) com a estrutura totalmente construída e a leitura de recalques apenas no final da construção, outro modelo (2) com a sequência construtiva de dois em dois andares sendo a leitura dos recalques realizada após a construção de cada dois andares e o terceiro modelo a

sequência construtiva andar por andar e a leitura dos recalques após a construção de cada andar.

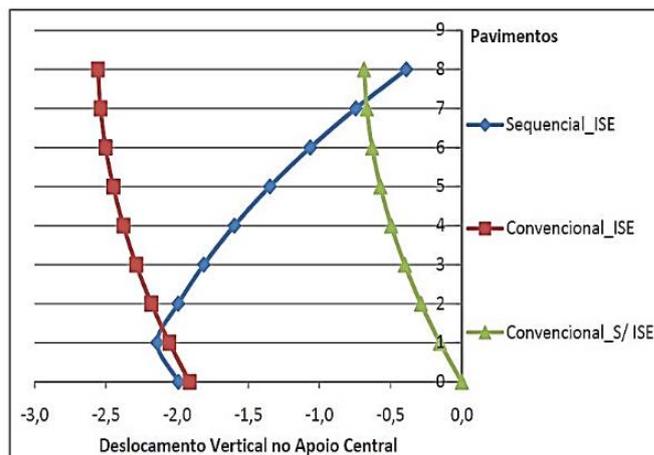
No modelo 1 (AC) os autores notaram que os deslocamentos permaneceram praticamente constante do primeiro ao último pavimento, cada qual em um valor bem próximo ao do recalque total observado para o respectivo apoio. O modelo 2 e o 3 (AIC) apresentaram comportamento com diferenças significativas dos deslocamentos verticais entre os pavimentos. Fonte et al. (2001) ressaltam, à medida que aumenta o número do pavimento os deslocamentos tendem a diminuir. Fato este que se justifica ao considerar a AIC os recalques são aplicados parcialmente, fazendo com que cada pavimento ao ser construído não sofra influência dos recalques ocorridos nos andares abaixo deste. Concluindo a importância da consideração dos recalques nas edificações, e que a não consideração da AIC conduz a valores de deslocamentos verticais e esforços nos elementos consideravelmente majorados, principalmente nos últimos andares.

Silva (2006) analisou um edifício de alvenaria estrutural com fundação tipo sapata corrida onde considerou a influência da ISE e da AIC na redistribuição das tensões. A autora analisou a hipótese de carregamento instantâneo de dois em dois andares e de quatro em quatro andares e verificou uma redução dos valores das tensões máximas devido à consideração da ISE em torno de 5 a 10%, chegando, em alguns casos isolados, atingir valores acima de 20%, concluindo que a consideração da AIC levou à obtenção de valores de tensões menores, em relação ao modelo que considera a AC.

Antoniuzzi (2011) estudou a ISE com a finalidade de tornar o modelo mais próximo da realidade e considerou, em um exemplo, a AIC somado a ISE. Foi modelada uma estrutura de concreto armado com 12 pavimentos, apoiada em fundações rasas do tipo sapata. No exemplo, não foram consideradas as sobrecargas de montagem. A autora comparou o modelo de AC sem e com ISE, e o modelo de AIC somada a ISE, onde verificou diferenças consideráveis. Dentre essas diferenças (Figura 3.6) pode-se destacar o deslocamento vertical no apoio central ao longo da altura do edifício, em que a autora ilustra a real situação de um edifício construído, ou seja, quando o primeiro pavimento é construído e conseqüentemente suas cargas são aplicadas a estrutura, os pavimentos superiores ainda não existem, não sendo

afetados por este carregamento. Seguindo este raciocínio, o último pavimento somente sofrerá ações de sua própria carga, enquanto o primeiro pavimento será o mais afetado. Ao contrário disto, a curva que não considera as etapas construtivas (AC), e aplica a carga de uma única vez na estrutura já pronta, mostra resultados acumulativos para o último pavimento, o qual supostamente sofreria ações das cargas dos pavimentos inferiores ao referido pavimento.

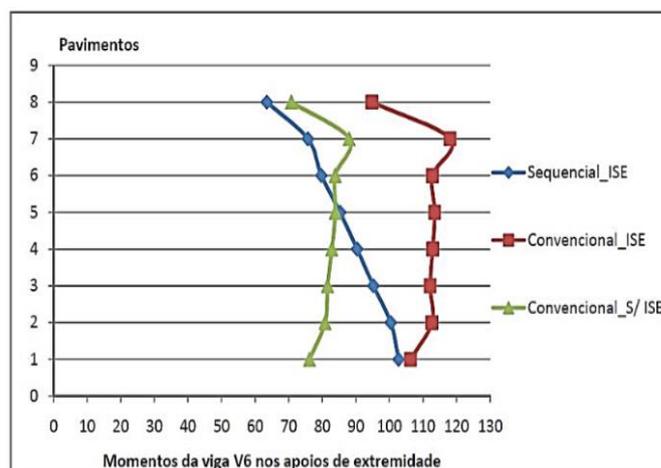
Figura 3.6 – Deslocamentos verticais no apoio central.



Fonte: Antoniazzi (2011).

Outras diferenças significativas encontradas por Antoniazzi (2011), são nos momentos na viga junto ao apoio central, os quais chegaram a apresentar valores 40,66% maiores quando consideradas a AIC. Já nas vigas junto aos apoios de extremidade, foi observada uma diferença de até 55,89% menor do que na AC (Figura 3.7).

Figura 3.7 – Momentos da viga V6 nos apoios de extremidade.



Fonte: Antoniazzi (2011).

4 DIMENSIONAMENTO

Neste capítulo é apresentada a metodologia do dimensionamento empregado no trabalho, onde inicialmente são apresentados os dados dos projetos dos edifícios analisados e, posteriormente, o resultado do dimensionamento destes edifícios através da AC.

4.1 DADOS DOS PROJETOS

Todas as análises foram realizadas em três edificações modelo: duas com oito pavimentos, sendo uma com viga de transição no primeiro pavimento, e uma com 16 pavimentos.

As três edificações foram dimensionadas no programa mCalc3D® (Versão 5.0). O aço considerado foi o ASTM A572 Grau 50.

4.1.1 Ações aplicadas

As ações permanentes e variáveis foram consideradas iguais nas três edificações. Nos itens a, b e c são descritas as ações.

- a) Ações permanentes de peso próprio da estrutura e dos elementos construtivos:
- Peso próprio das lajes do tipo mista, utilizando as fôrmas da Metform (*steel deck* MF 50): nos pavimentos tipo, as lajes devem ter uma altura total de 11 cm e o *steel deck* uma espessura de 0,95 mm. Na cobertura, as lajes devem ter uma altura total de 10 cm e o *steel deck* uma espessura de 0,95 mm;
 - Peso próprio do contrapiso (3 cm de argamassa) e do piso (lajota cerâmica): 1,0 kN/m²;

- Distância entre pisos consecutivos: 2,80 m (pé direito estrutural: distância entre os eixos das vigas dos andares) e 3,50 m (entre o nível do piso do térreo e o eixo da viga do teto do térreo);
- Paredes internas: 0,30 kN/m² – *drywall* interno: sistema de gesso acartonado com isolamento acústico de lã de vidro;
- Paredes externas: 0,50 kN/m² – *drywall* externo: sistema com placas cimentícias de 12 mm de espessura;
- Platibanda na cobertura com 1,25 m de altura acima da laje: 0,50 kN/m² – *drywall* externo: sistema com placas cimentícias de 12 mm de espessura;
- Todas as ligações das vigas secundárias são consideradas rotuladas;
- Todas as ligações viga-pilar são consideradas rígidas (nó rígido);
- Todas as lajes dos pavimentos estão no mesmo nível (inexistência de rebaixos);
- Peso próprio de telha termoacústica com chapas de aço e estrutura de sustentação (tesouras e terças metálicas): 0,7 kN/m².

b) Ações variáveis de sobrecarga de utilização:

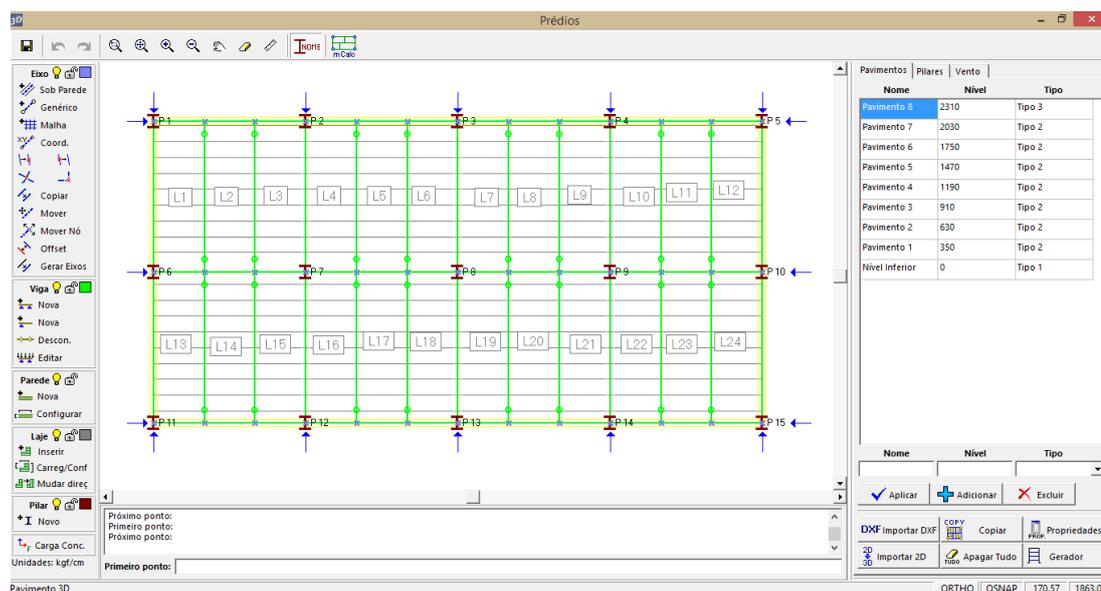
- Sobrecarga de utilização nos andares: 2,0 kN/m²;
- Sobrecarga de utilização na cobertura (considerada como um terraço inacessível a pessoas): 0,5 kN/m².

c) Ações variáveis devidas ao vento:

- Considerou-se a velocidade básica do vento (V_o) não turbulento com velocidade básica de 45 m/s;
- O fator topográfico do terreno foi considerado como terreno plano com poucas ondulações ($S1 = 1,0$);
- As ações horizontais de sismos foram desprezadas, supondo-se que o edifício se encontra na zona sísmica = 0.

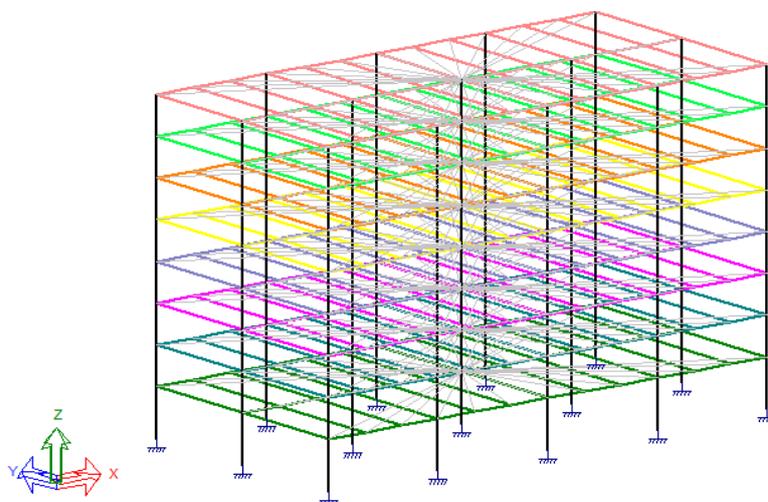
Como já mencionado, o dimensionamento foi realizado no programa mCalc3D® (Versão 5.0). Inicialmente utilizou-se o recurso Módulo Prédio (Figura 4.1) e posteriormente realizou-se as análises e dimensionamento dos 3 edifícios utilizando o recurso Geração 3D (Figura 4.2). Foi considerado em todos os modelos o comando *Diafragma Rígido* para simulação das lajes.

Figura 4.1– Módulo Prédio do programa mCalc3D® (edifício com 8 pavimentos).



Fonte: Autor.

Figura 4.2 – Geração 3D do programa mCalc3D® (edifício com 8 pavimentos).



Fonte: Autor.

Foram consideradas ao total 13 combinações de ações para o dimensionamento dos edifícios. Os coeficientes de ponderação de ações considerados para cada combinação estão apresentados na Tabela 4.1.

Tabela 4.1: Combinações de ações utilizadas no dimensionamento dos edifícios.

Combinações	Coeficientes de ponderação das ações								Fator de combinação Ψ_0
	Ação permanente			Ação Variável	Ação do vento				
	Peso Próprio (PP)	Ação Permanente (AP)*	Drywall (DRY)	Sobercarga	Sul	Norte	Oeste	Leste	
1	1,25	1,5	1,35	1,5					
2	1,25	1,5	1,35		1,4				
3	1,25	1,5	1,35			1,4			
4	1,25	1,5	1,35				1,4		
5	1,25	1,5	1,35					1,4	
6	1	1	1		1,4				
7	1	1	1			1,4			
8	1	1	1				1,4		
9	1	1	1					1,4	
10	1,25	1,5	1,35	1,5	1,4				0,6
11	1,25	1,5	1,35	1,5		1,4			0,6
12	1,25	1,5	1,35	1,5			1,4		0,6
13	1,25	1,5	1,35	1,5				1,4	0,6

* Peso Próprio da laje e revestimentos inferior e superior

A ação de vento foi calculada para consideração no dimensionamento no adjacente ao Módulo Prédio, o ST_VENTO. No Quadro 4.1 são apresentados os valores das ações horizontais devidas ao vento concentradas no nível de cada pavimento, onde foi considerado o modelo de pórtico isolado em 2D. Sendo o pórtico escolhido o central.

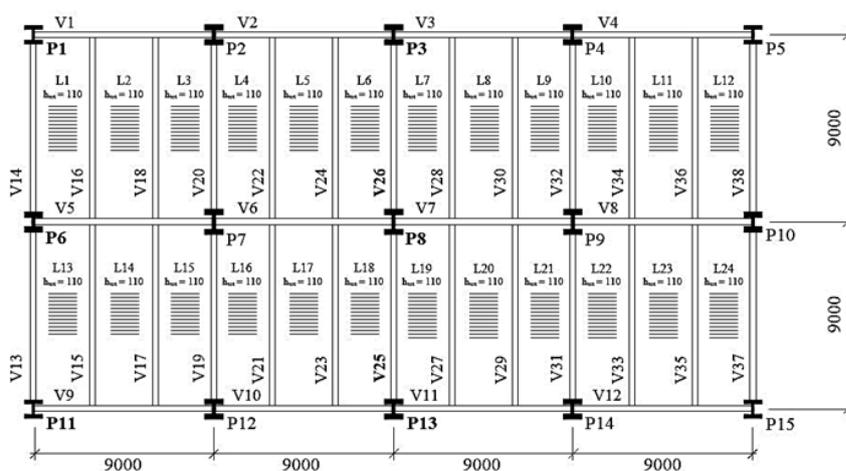
Quadro 4.1: Forças devidas ao vento.

Pavimento	z (m)	Força de arrasto F_a (kN)
		Edifício de 8 pavimentos e 8 pavimentos com viga de transição
1º	3,50	27,13
2º	6,30	17,96
3º	9,10	19,68
4º	11,90	21,05
5º	14,70	22,19
6º	17,50	23,18
7º	20,30	24,06
8º	23,10	23,52

4.1.2 Dimensionamento do edifício com 8 pavimentos

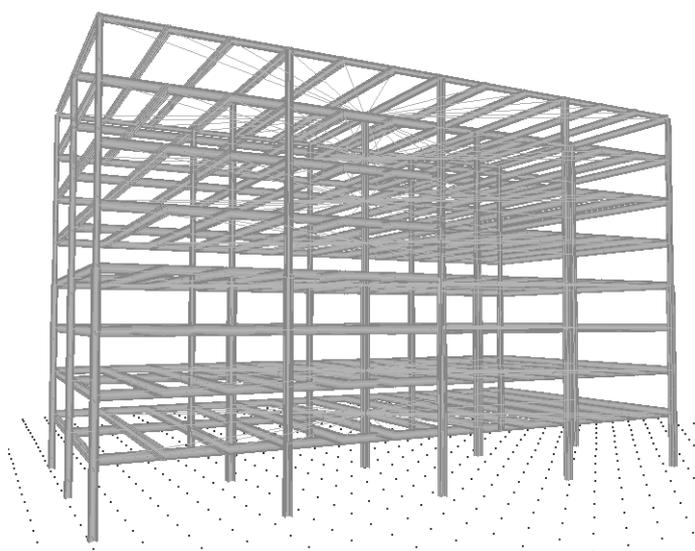
Com base na planta estrutural do edifício com 8 pavimentos, ilustrada na Figura 4.3, e nas ações e combinações de ações já citadas, foi realizado o dimensionamento no programa mCalc3D®. Na Figura 4.4 é possível verificar o edifício dimensionado através do módulo 3D do referido programa.

Figura 4.3 – Planta estrutural do pavimento tipo (dimensões em mm).



Fonte: Kaminski Jr., 2015.

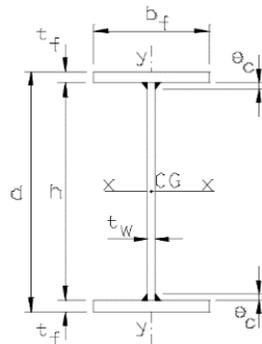
Figura 4.4 – Edifício com 8 pavimentos.



Fonte: Autor.

Nos Quadros 4.2 e 4.3 são apresentadas as dimensões dos perfis soldados (Figura 4.5) utilizados. Os pilares foram dimensionados a cada 4 andares, desta forma, a seção do perfil muda a partir do 5º pavimento.

Figura 4.5 – Perfil soldado (nomenclatura).



Quadro 4.2: Propriedades dos perfis soldados das vigas.

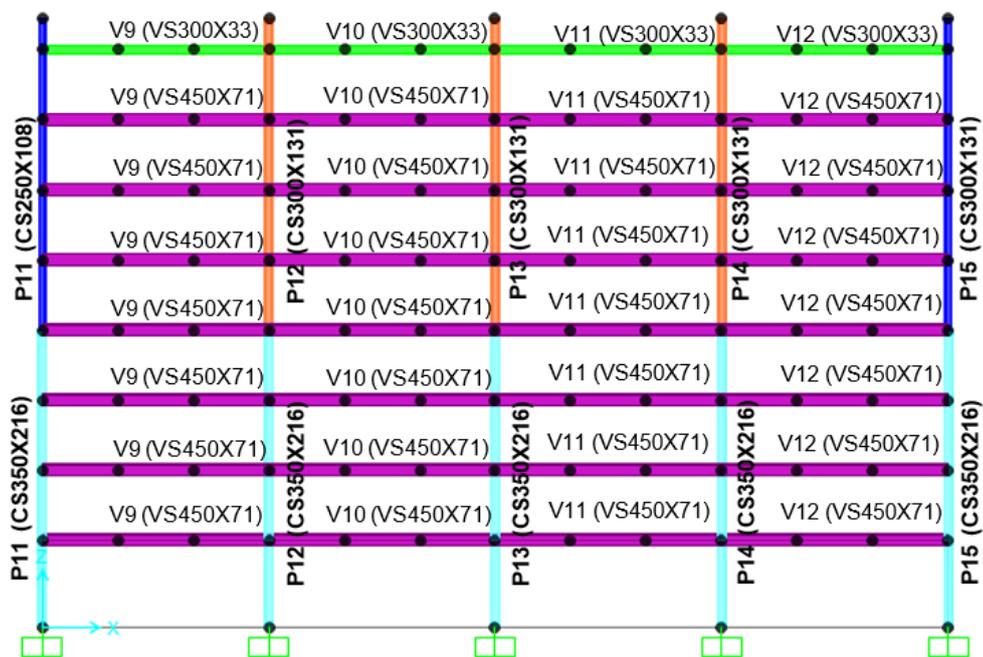
PERFIL VS	DIMENSÕES (mm)				Área (cm ²)
	d	b _f	t _f	t _w	
300x33	300	180	8	4,75	42,29
450x71	450	200	16	6,3	90,334
500x97	500	250	19	6,3	124,106

Quadro 4.3: Propriedades dos perfis soldados dos pilares.

PERFIL CS	DIMENSÕES (mm)				Área (cm ²)
	d	b _f	t _f	t _w	
250x108	250	250	22,4	12,5	137,65
300x131	300	300	22,4	12,5	166,3
350x216	350	350	31,5	19	275,03
450x331	450	450	37,5	22,4	421,5

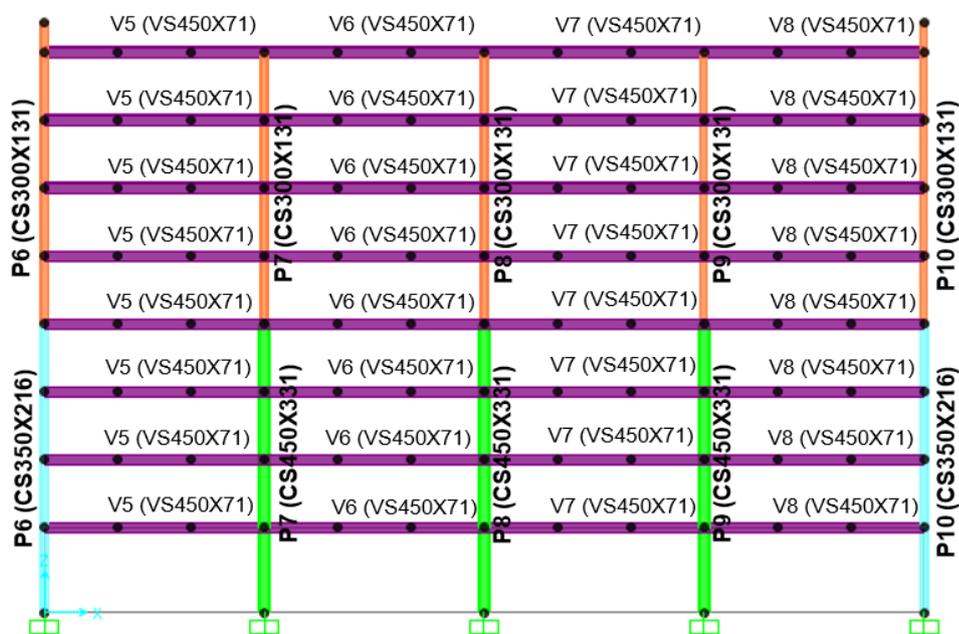
Para descrição do dimensionamento foi feita a divisão em pórticos externos (Figura 4.6), central (Figura 4.7) e laterais (Figura 4.8). Em cada pórtico e detalhado o perfil resultando do dimensionamento assim como o número respectivo de vigas e pilares conforme planta baixa.

Figura 4.6 – Pórtico do edifício de 8 pavimentos.



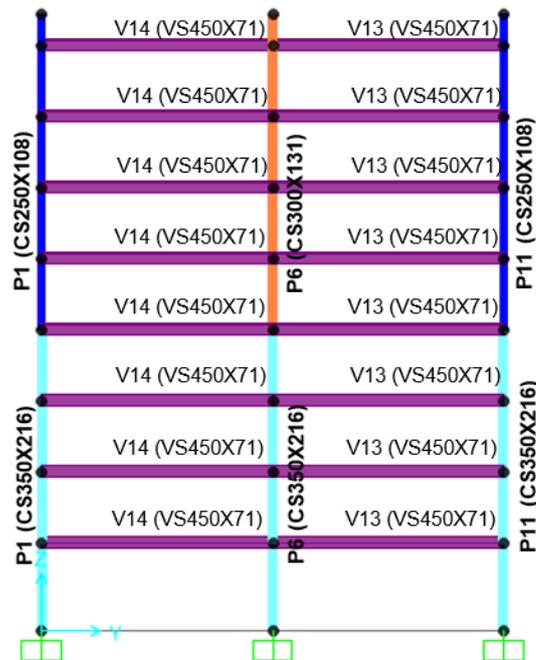
Fonte: Autor.

Figura 4.7 – Pórtico central do edifício de 8 pavimentos.



Fonte: Autor.

Figura 4.8 – Pórtico do edifício de 8 pavimentos com detalhamento de vigas e pilares.



Fonte: Autor.

Para realizar o dimensionamento das fundações, para consideração da ISE, foi utilizada a Equação 14:

$$F_d = 1.G + 1.Q_v + 1.Q_{sc} \quad (14)$$

nas quais:

G são as ações devido ao peso próprio;

Q_v são as ações devido ao vento;

Q_{sc} são as ações variáveis devido à sobrecarga de utilização.

Inicialmente foi feito o levantamento das reações de apoio do edifício, considerando vínculos indeslocáveis e análise convencional (AC). O solo foi considerado como semi-infinito, homogêneo, com módulo de elasticidade longitudinal (E) de 20 MPa, tensão admissível (σ_{adm}) de 0,20 MPa e coeficiente de Poisson (ν) de 0,30, com características de uma argila arenosa.

Foram adotadas sapatas isoladas e rígidas para o cálculo da área da base da fundação. Após, realizou-se o processo iterativo como descrito na Figura 2.3, onde

após 3 interações obteve-se as dimensões das sapatas (Quadro 4.4) e o coeficiente de reação vertical final (Quadro 4.5), calculado através da Equação 07. Os respectivos coeficientes de mola para translação em Z e rotação em Y, segundo os eixos globais de referência mostrados na Figura 7.1, foram calculados pelas Equações 04 e 06.

Quadro 4.4: Dimensões das sapatas.

Sapatas	Dimensões das sapatas (m)
S6 e S10	3,46 x 3,46
S7, S8 e S9	4,58 x 4,58

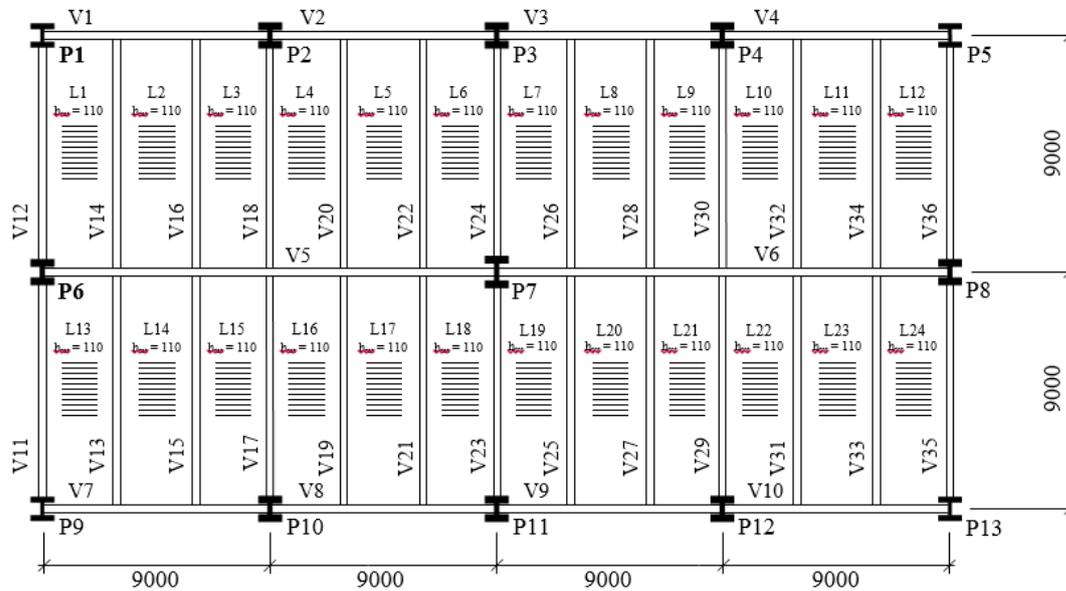
Quadro 4.5: Coeficientes de reação vertical e de mola para a translação em Z e a rotação em Y.

Sapatas	k_v (kN/m ³)	k_{mv} (kN/m)	$k_{m\theta}$ (kN.m/rad)
S6 e S10	6408,60	76710,94	76518,68
S7, S8 e S9	4844,40	101733,00	178033,00

4.1.3 Dimensionamento do edifício com 8 pavimentos com VT

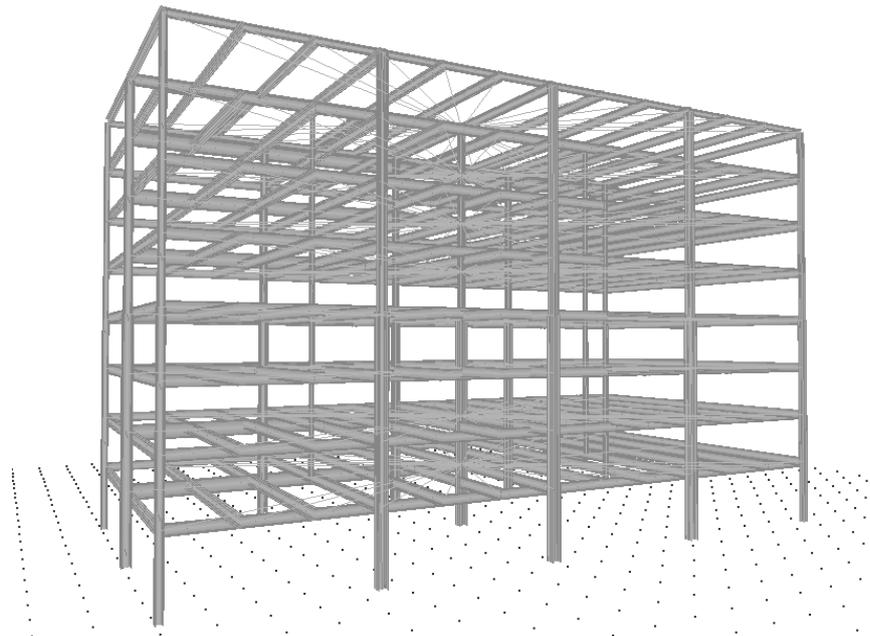
Com base na planta estrutural do edifício com 8 pavimentos com viga de transição no térreo, ilustrada na Figura 4.9, e nas ações e combinações de ações já citadas, foi realizado o dimensionamento no programa mCalc3D[®]. Na Figura 4.10 é possível verificar o edifício dimensionado através do módulo 3D do referido programa.

Figura 4.9 – Planta estrutural do edifício com viga de transição no térreo.



Fonte: Autor.

Figura 4.10 – Edifício com 8 pavimentos com viga de transição no térreo.



Fonte: Autor.

Nos Quadros 4.6 e 4.7 são apresentadas as dimensões dos perfis soldados utilizados. Os pilares sobre as vigas de transição V5 e V6 foram dimensionados ao longo da altura do edifício com a mesma seção. Os pilares externos foram dimensionados a cada 4 andares, desta forma, a seção do perfil muda a partir do 5º pavimento.

Quadro 4.6: Propriedades dos perfis soldados das vigas.

PERFIL VS	DIMENSÕES (mm)				Área (cm ²)
	d	b _f	t _f	t _w	
300x33	300	180	9,5	4,75	45,548
450x71	400	200	12,5	6,30	73,625
500x86	500	250	16	6,3	109,50
600x152	600	300	25	8	194,00
950x194	950	350	25	8	247,00

Quadro 4.7: Propriedades dos perfis soldados dos pilares.

PERFIL CS	DIMENSÕES (mm)				Área (cm ²)
	d	b _f	t _f	t _w	
200x34	200	200	8,0	6,3	43,592
250x108	250	250	22,4	12,5	137,65
300x131	300	300	22,4	12,5	166,30
350x216	350	350	31,5	19,0	275,03
450x331	450	450	37,5	22,4	421,50
500x378	500	500	37,5	25,0	481,25

Nas Figuras 4.11, 4.12 e 4.13 é possível verificar o detalhamento do dimensionamento estrutural conforme planta baixa do primeiro pavimento do edifício de 8 pavimentos com viga de transição. Na Figura 4.12 é detalhado o pórtico central onde está localizada a viga de transição.

Figura 4.11 – Pórtico do edifício de 8 pavimentos com viga de transição.



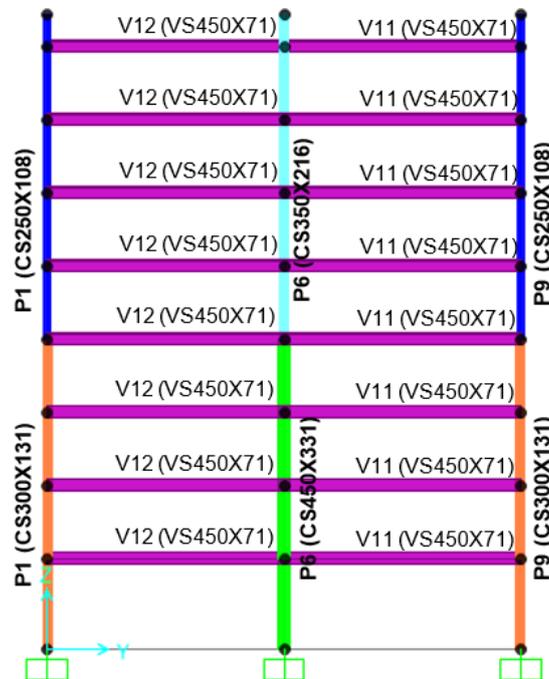
Fonte: Autor.

Figura 4.12 – Pórtico central do edifício de 8 pavimentos com viga de transição.



Fonte: Autor.

Figura 4.13 – Pórtico do edifício de 8 pavimentos com viga de transição.



Fonte: Autor.

Para o dimensionamento das sapatas foi adotado o mesmo procedimento do item anterior. Também foram adotadas sapatas isoladas e rígidas para o cálculo da área da base da fundação. Após 3 iterações obteve-se as dimensões das sapatas

(Quadro 4.8) e os coeficientes de reação vertical e de mola (Quadro 4.9). Os coeficientes de mola para translação em Z e rotação em Y, segundo os eixos globais de referência mostrados na Figura 7.1, foram calculados pelas Equações 04 e 06.

Quadro 4.8: Dimensões das sapatas.

Sapatas	Dimensões das Sapatas (m)
S6	4,47 x 4,47
S7	6,16 x 6,16
S8	4,69 x 4,69

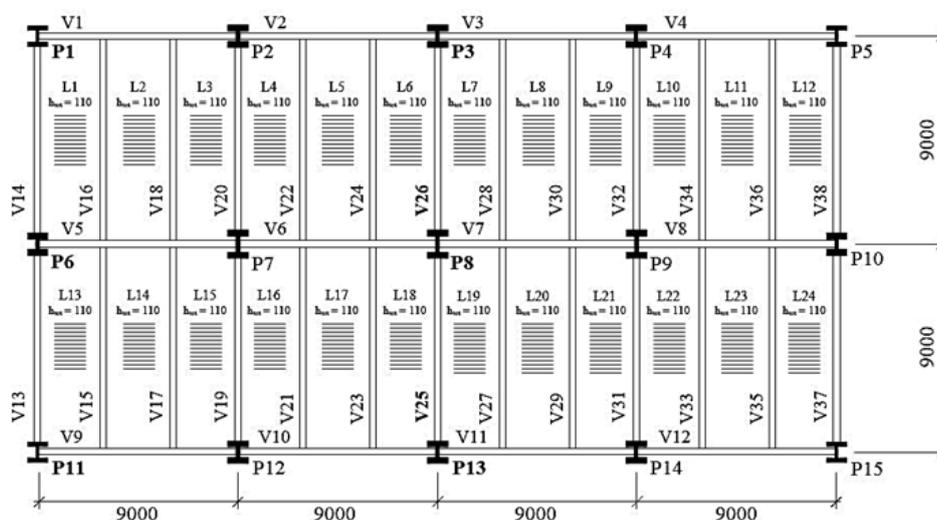
Quadro 4.9: Coeficientes de reação vertical e de mola para a translação em Z e a rotação em Y.

Sapatas	k_v (kN/m ³)	k_{mv} (kN/m)	$k_{m\theta}$ (kN.m/rad)
S6	4964,10	99282,00	165469,00
S7	3601,30	136850,00	433359,00
S8	4733,10	104127,00	190900,00

4.1.4 Dimensionamento do edifício com 16 pavimentos

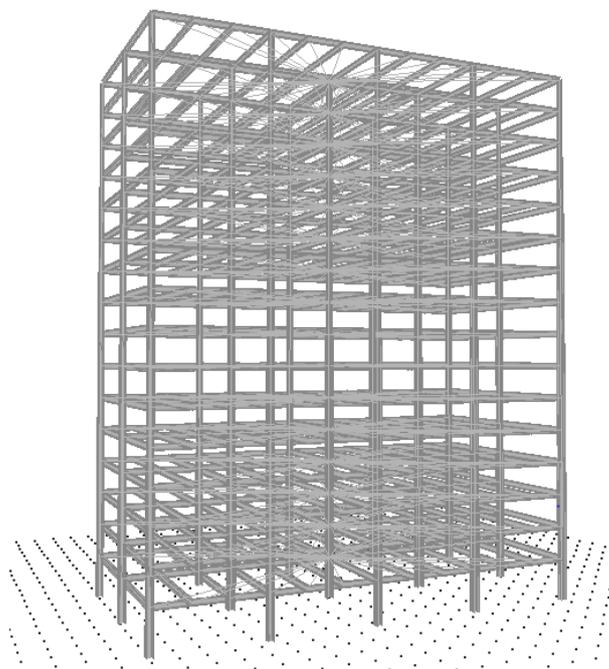
Com base na planta estrutural do edifício com 16 pavimentos, ilustrada na Figura 4.14, e nas ações e combinações de ações já citadas, foi realizado o dimensionamento no programa mCalc3D[®]. Na Figura 4.15 é possível verificar o edifício dimensionado através do módulo 3D do referido programa.

Figura 4.14 –Planta estrutural do pavimento tipo (dimensões em mm).



Fonte: Kaminski Jr., 2015.

Figura 4.15 – Edifício com 16 pavimentos.



Fonte: Autor.

Nos Quadros 4.10 e 4.11 são apresentadas as dimensões dos perfis soldados utilizados. Os pilares foram dimensionados a cada 4 andares, desta forma, a seção do perfil muda de 4 em 4 pavimentos.

Quadro 4.10: Propriedades dos perfis soldados das vigas.

PERFIL VS	DIMENSÕES (mm)				Área (cm ²)
	d	b _f	t _f	t _w	
450x60	450	200	12,5	6,3	76,8
500x86	500	250	16,0	6,3	109,5
500x97	500	250	19,0	6,3	124,1

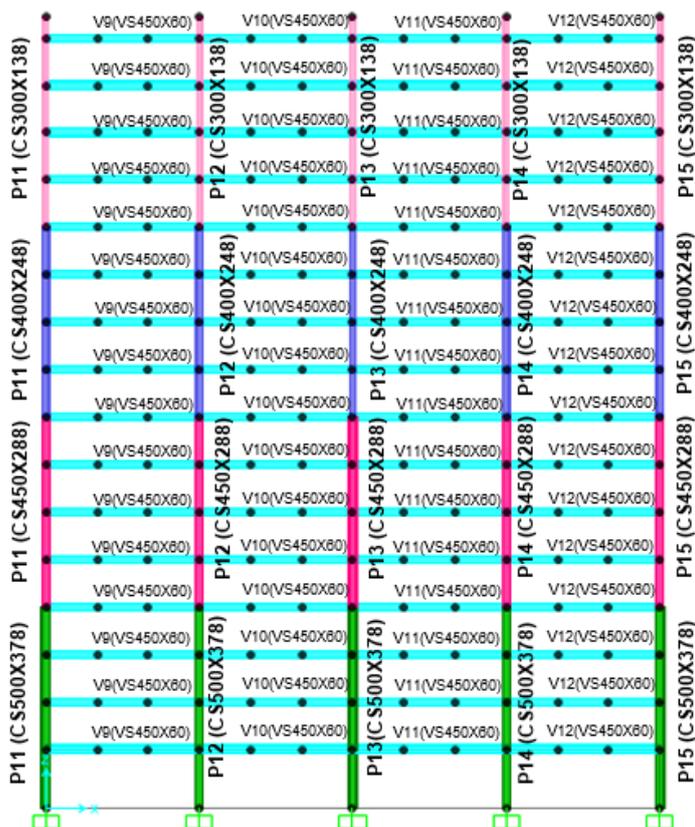
Quadro 4.11: Propriedades dos perfis soldados dos pilares.

PERFIL CS	DIMENSÕES (mm)				Área (cm ²)
	d	b _f	t _f	t _w	
300x138	300	300	22,4	16,0	175,2
400x248	400	400	31,5	19,0	316,0
450x280	450	450	31,5	19,0	357,0
500x378	500	500	37,5	25,0	481,3
600x546	600	600	44,5	31,5	695,0

Conforme planta baixa do pavimento tipo apresentada anteriormente para o edifício de 16 pavimentos, foi realizado o detalhamento estrutural dividindo o edifício

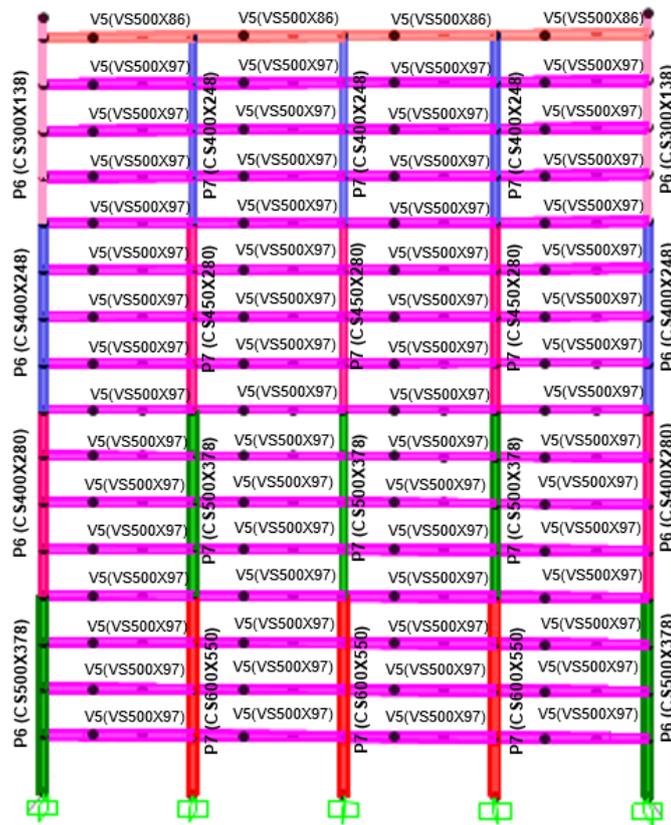
por pórticos. Na Figura 4.16 é apresentado os pórticos externos (vão total de 36m), o pórtico central na Figura 4.17 e os pórticos externos laterais (vão total de 18m) na Figura 4.18.

Figura 4.16 – Pórtico do edifício de 16 pavimentos.



Fonte: Autor.

Figura 4.17 – Pórtico central do edifício de 16 pavimentos.



Fonte: Autor.

Figura 4.18 – Pórtico do edifício de 16 pavimentos.



Fonte: Autor.

Para o dimensionamento das sapatas foi adotado o mesmo procedimento dos itens anteriores. Também foram adotadas sapatas isoladas e rígidas para o cálculo da área da base da fundação. Após 4 iterações obteve-se as dimensões das sapatas (4.12) e os valores dos coeficientes de reação vertical e de mola, apresentados no Quadro 4.13.

Quadro 4.12: Dimensões das sapatas.

Sapatas	Dimensões das sapatas (m)
S1, S5, S11 e S15	4,00 x 4,00
S2, S3, S4, S6, S10,S12, S13 e S14	5,57 x 5,57
S7, S8 e S9	7,55 x 7,55

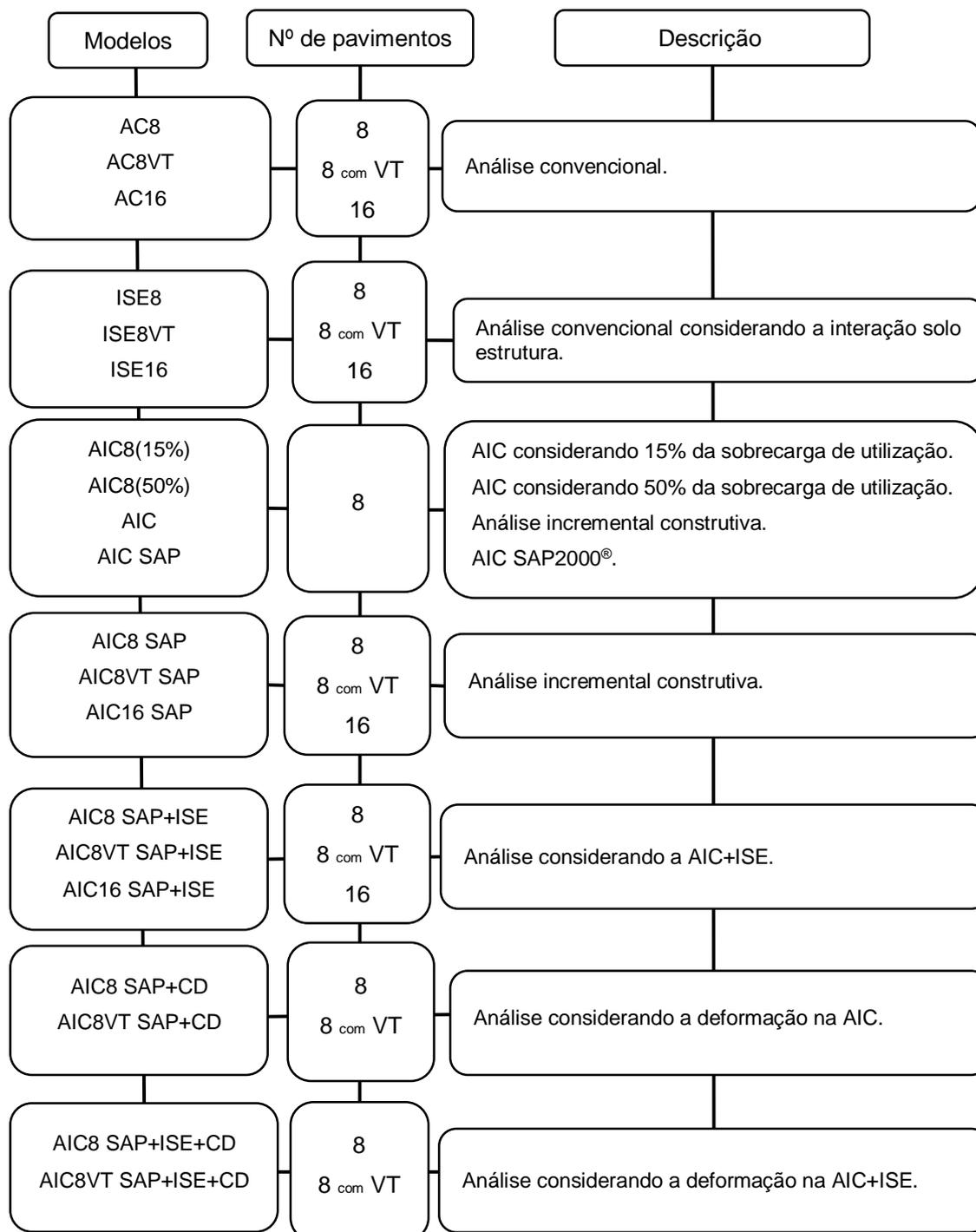
Quadro 4.13: Coeficientes de reação vertical e de mola para a translação em Z e a rotação em Y.

Sapatas	k_v (kN/m ³)	k_{mv} (kN/m)	$k_{m\theta}$ (kN.m/rad)
S1, S5, S11 e S15	5550	88800	118400
S2, S3, S4, S6, S10,S12, S13 e S14	3985,6	123555	319440
S7, S8 e S9	2940,4	319440	796078

5 DESCRIÇÃO DOS MODELOS

A nomenclatura de todos os modelos analisados neste trabalho está apresentada na Figura 5.1. A seguir, são descritos os referidos modelos.

Figura 5.1– Nomenclatura de todos os modelos analisados.



Fonte: Autor.

5.1 MODELO PARA A ANÁLISE CONVENCIONAL (AC)

No modelo para a AC as fundações são consideradas como vínculos indeslocáveis e todas as cargas são aplicadas de uma única vez.

5.2 MODELO PARA A ANÁLISE CONSIDERADO A ISE

No modelo para a análise considerado a ISE as fundações são consideradas como molas isoladas, com base na Hipótese de Winkler, definidas através das Equações 04 e 06 e todas as cargas são aplicadas de uma única vez.

5.3 MODELO PARA A AIC

No modelo para a AIC as fundações são consideradas como vínculos indeslocáveis e as cargas são aplicadas segundo o processo construtivo do edifício.

Seguindo a lógica da AIC, os cronogramas de montagem tem como base os seguinte itens:

- As ações variáveis (vento + sobrecarga de utilização) são aplicadas após o edifício totalmente construído;
- Os edifícios foram considerados construídos (montados) de andar em andar;
- As cargas permanentes são consideradas defasadas de 1 (um) andar, ou seja, o peso próprio dos elementos estruturais, as cargas de revestimento das lajes e de paredes são introduzidas na análise estrutural, uma de cada vez, andar por andar.

Com base nos itens referidos acima, foram montados os cronogramas da consideração da AIC. Inicialmente para os edifícios de 8 pavimentos e 8 pavimentos com viga de transição optou-se por fazer o cronograma com e sem a consideração da ação do vento, com a finalidade de avaliar a importância das ações horizontais do

vento sobre os resultados dos respectivos modelos. Nos Quadros 5.1 e 5.2 são apresentadas as etapas construtivas e as referidas ações.

Quadro 5.1: Etapas construtivas do edifício com 8 pavimentos sem ação do vento.

ANDARES	ETAPAS CONSTRUTIVAS									
	AÇÕES PERMANENTES									AÇÃO ACIDENTAL
	1ª	2ª	3ª	4ª	5ª	6ª	7ª	8ª	9ª	10ª
1º	PP1		DW1							SC
2º		PP2		DW2						SC
3º			PP3		DW3					SC
4º				PP4		DW4				SC
5º					PP5		ALV5			SC
6º						PP6		DW6		SC
7º							PP7		DW7	SC
8º								PP8	DW8	SC

nas quais:

PPi* = peso próprio do pavimento i;

DWi = peso do Drywall no pavimento i;

SC = sobrecarga de utilização.

* Peso próprio dos perfis + peso próprio da laje + revestimento superior e inferior da laje.

Quadro 5.2: Etapas construtivas do edifício com 8 pavimentos com ação do vento.

ANDARES	ETAPAS CONSTRUTIVAS									
	AÇÕES PERMANENTES									AÇÕES ACIDENTAIS
	1ª	2ª	3ª	4ª	5ª	6ª	7ª	8ª	9ª	10ª
1º	PP1		DW1							SC + VENTO
2º		PP2		DW2						SC + VENTO
3º			PP3		DW3					SC + VENTO
4º				PP4		DW4				SC + VENTO
5º					PP5		ALV5			SC + VENTO
6º						PP6		DW6		SC + VENTO
7º							PP7		DW7	SC + VENTO
8º								PP8	DW8	SC + VENTO

Para o edifício de 16 pavimentos foram consideradas apenas as ações verticais, a fim de avaliar as implicações da altura do edifício nos resultados dos

modelos considerando a AIC. No Quadro 5.3 são apresentadas as etapas construtivas assim como as ações aplicadas no edifício de 16 pavimentos.

Quadro 5.3: Etapas construtivas do edifício com 16 pavimentos.

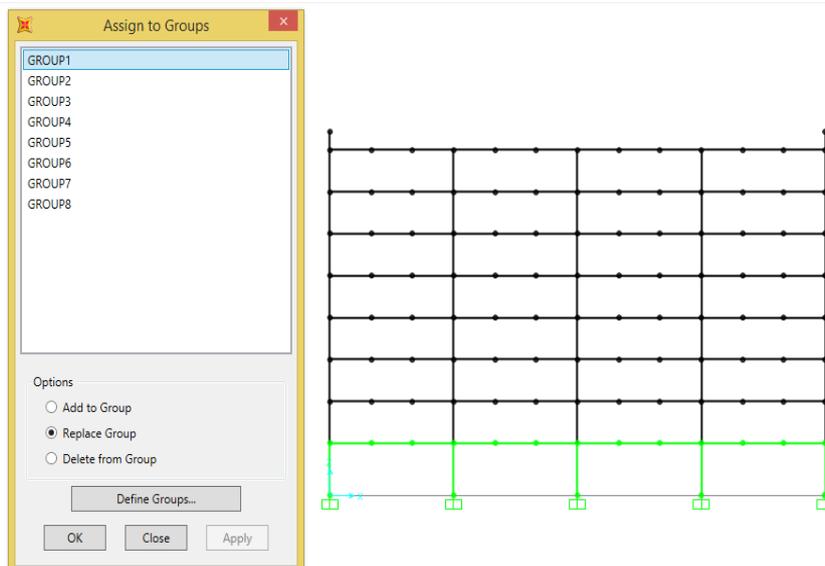
ANDARES	ETAPAS CONSTRUTIVAS																	
	AÇÕES PERMANENTES																	AÇÕES ACIDENTAIS
	1º	2º	3º	4º	5º	6º	7º	8º	9º	10º	11º	12º	13º	14º	15º	16º	17º	18º
1º	PP1		DW1															SC
2º		PP2		DW2														SC
3º			PP3		DW3													SC
4º				PP4		DW4												SC
5º					PP5		DW5											SC
6º						PP6		DW6										SC
7º							PP7		DW7									SC
8º								PP8		DW8								SC
9º									PP9		DW9							SC
10º										PP10		DW10						SC
11º											PP11		DW11					SC
12º												PP12		DW12				SC
13º													PP13		DW13			SC
14º														PP14		DW14		SC
15º															PP15		DW 15	SC
16º																PP16	DW 16	SC

5.4 MODELO SAP2000: NONLINEAR STAGED CONSTRUCTION (AIC SAP)

Neste modelo foi utilizado o comando *Nonlinear Staged Construction* do programa SAP2000®. A consideração do comando faz automaticamente a superposição dos esforços em uma análise estática, elástica e linear.

Inicialmente é feita a separação da edificação por grupos, sendo cada grupo a referida etapa considerada. Logo, cada andar foi considerado como um grupo. Na Figura 5.2 é possível verificar o grupo 1 (Group1), o qual é referente ao primeiro andar no edifício de 8 pavimentos.

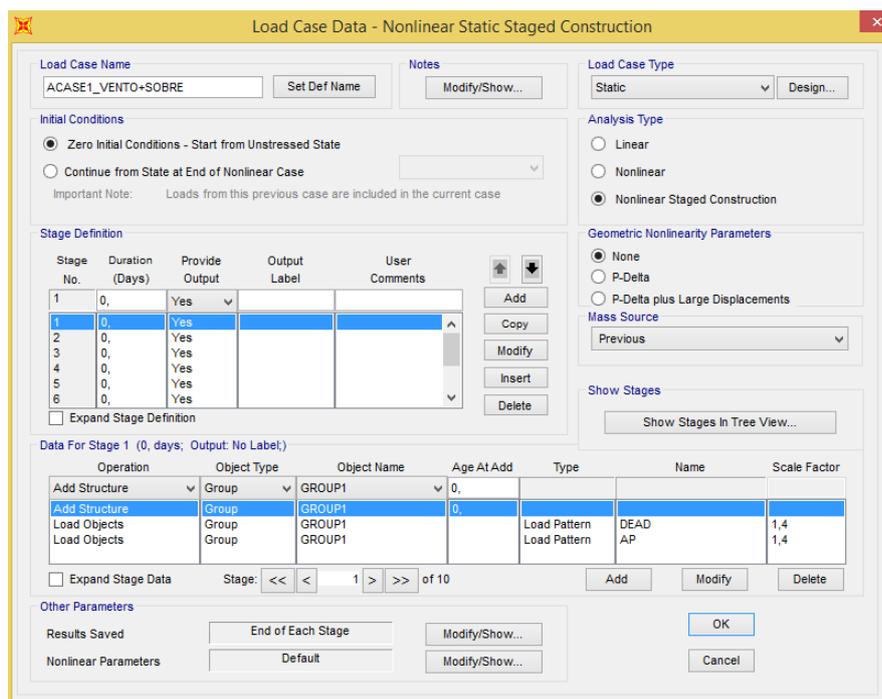
Figura 5.2 – Definição dos grupos para consideração da AIC no programa SAP2000®.



Fonte: Autor.

Posteriormente, através do comando *Define Load Cases*, é possível fazer as considerações para ativar o comando *Nonlinear Staged Construction*. Na Figura 5.3 é possível verificar a ativação do referido comando, assim como as definições das etapas construtivas. A Figura 5.3 ilustra a aplicação de ações referentes à primeira etapa (primeiro grupo).

Figura 5.3 – Definição da *Nonlinear Staged Construction* no programa SAP2000®.



Fonte: Autor.

5.5 MODELO PARA A AIC CONSIDERANDO A SOBRECARGA DE MONTAGEM

Geralmente considerada nas estruturas de concreto, pelo fato da estrutura de cimbramento ser bastante utilizada, nas estruturas de aço a sobrecarga de montagem é raramente considerada. Neste trabalho foi avaliada a consideração de dois valores de sobrecarga de montagem na AIC: 15% e 50% da sobrecarga de utilização, ambas seguindo o cronograma de montagem apresentado no Quadro 5.4.

Quadro 5.4: Etapas construtivas considerando sobrecarga de montagem.

ANDARES	ETAPAS CONSTRUTIVAS									
	AÇÕES PERMANENTES									AÇÃO ACIDENTAL
	1ª	2ª	3ª	4ª	5ª	6ª	7ª	8ª	9ª	10ª
1º	PP1+S M1	(-SM1)	DW1							SC
2º		PP2+S M2	(-SM2)	DW2						SC
3º			PP3+S M3	(-SM3)	DW3					SC
4º				PP4+S M4	(-SM4)	DW4				SC
5º					PP5+S M5	(-SM5)	DW5			SC
6º						PP6+S M6	(-SM6)	ALV6		SC
7º							PP7+S M7	(-SM7)	DW7	SC
8º								PP8+S M8	DW8+(- SM8)	SC

nas quais:

PPI^* = peso próprio do pavimento i ;

DWi = peso do Drywall no pavimento i ;

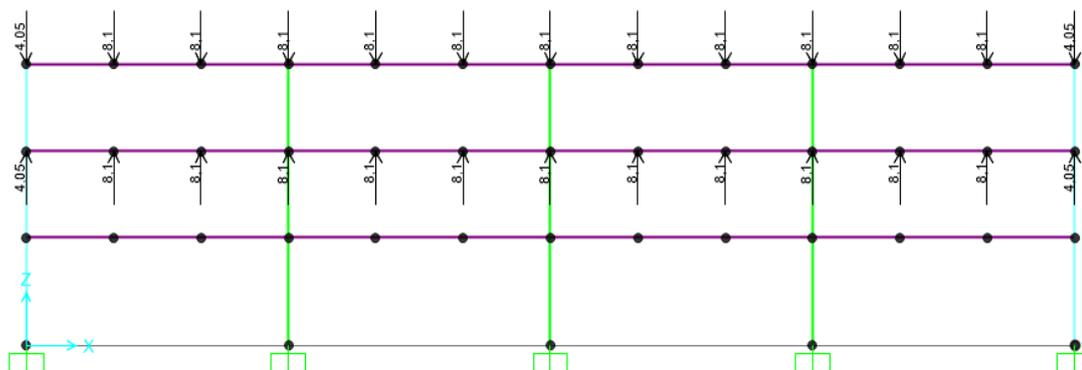
SMi = sobrecarga de montagem no pavimento i .

SC = sobrecarga de utilização.

* Peso próprio dos perfis + peso próprio da laje + revestimento superior e inferior da laje.

Como pode ser observado no cronograma das etapas construtivas, as ações de sobrecarga de montagem são consideradas como ações verticais e, na etapa seguinte, são retiradas e aplicadas no andar superior, o qual está sendo executado. Na Figura 5.4 é ilustrada a aplicação das ações de sobrecarga de montagem no terceiro pavimento e a sua retirada no segundo pavimento.

Figura 5.4 – Pórtico 2D do edifício com 8 pav. (3ª etapa da AIC com sobrecarga de montagem).



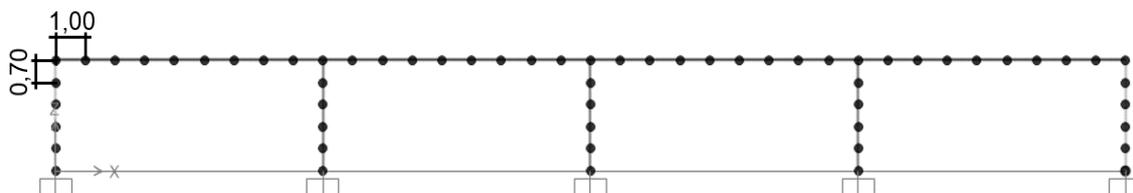
Fonte: Autor.

5.6 MODELO CONSIDERANDO A DEFORMAÇÃO NA AIC (AIC+CD)

O modelo com a consideração da deformação (CD) na AIC, é aquele quando a deformação das etapas anteriores é considerada na análise de cada etapa da edificação. Na análise incremental construtiva convencional isso não acontece, pois as etapas vão sendo analisadas sempre considerando a estrutura indeformada das etapas anteriores e no final é realizada a soma dos deslocamentos e dos esforços de cada etapa.

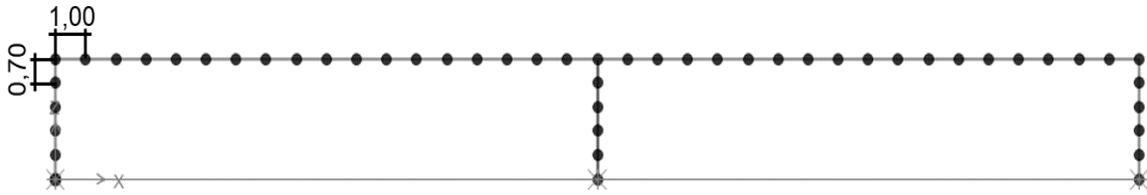
Para esta análise os elementos de barra (vigas e pilares) são divididos (ou discretizados) em elementos menores, para possibilitar a consideração dos deslocamentos de translação das etapas anteriores na AIC. Os pilares foram discretizados a cada 0,70 m e as vigas a cada 1,0 m, como ilustrado na Figura 5.66 para o edifício de 8 pavimentos e na Figura 5.55 para o edifício de 8 pavimentos com viga de transição.

Figura 5.5 – Modelo AIC8 SAP + CD (1º pavimento).



Fonte: Autor.

Figura 5.6 – Modelo AIC8VT SAP + ISE + CD (1º pavimento).

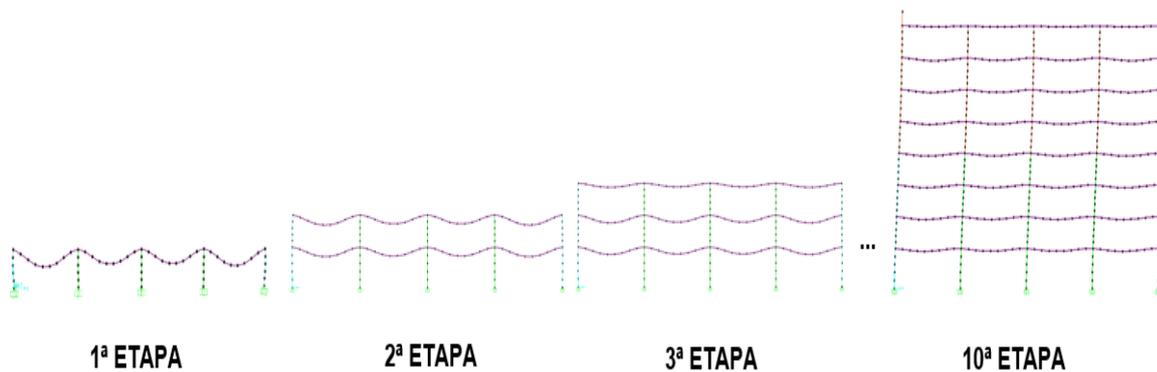


Fonte: Autor.

Esta análise foi realizada em um pórtico 2D da edificação de 8 pavimentos e em um pórtico 2D do edifício de 8 pavimentos com viga de transição. Seguindo o mesmo cronograma de montagem apresentado nos Quadros 5.1 e 5.2, os mesmos foram utilizados para as modelagens numéricas da AIC.

Na Figura 5.7 são ilustradas as primeiras etapas e a última etapa (10ª etapa) da AIC8 SAP + CD no edifício com 8 pavimentos, onde na última etapa é considerada a ação do vento e a sobrecarga de utilização. Esta mesma análise também foi realizada considerando a ISE (AIC8 SAP+ISE+CD e AIC8VT SAP+ISE+CD).

Figura 5.7 – Etapas da AIC+CD no edifício com 8 pavimentos.



Fonte: Autor.

5.7 COMBINAÇÕES ÚLTIMAS NORMAIS DE AÇÕES UTILIZADAS NAS ANÁLISES

Nas primeiras análises, os modelos estruturais foram submetidos apenas a ações verticais de projeto, ou seja, foram aplicados na estrutura apenas as ações permanentes devido ao peso próprio da estrutura e dos elementos construtivos (G) e as ações variáveis devido à sobrecarga de utilização (Q_{sc}), majoradas com os respectivos coeficientes de ponderação. A combinação última normal utilizada está apresentada na Equação 15.

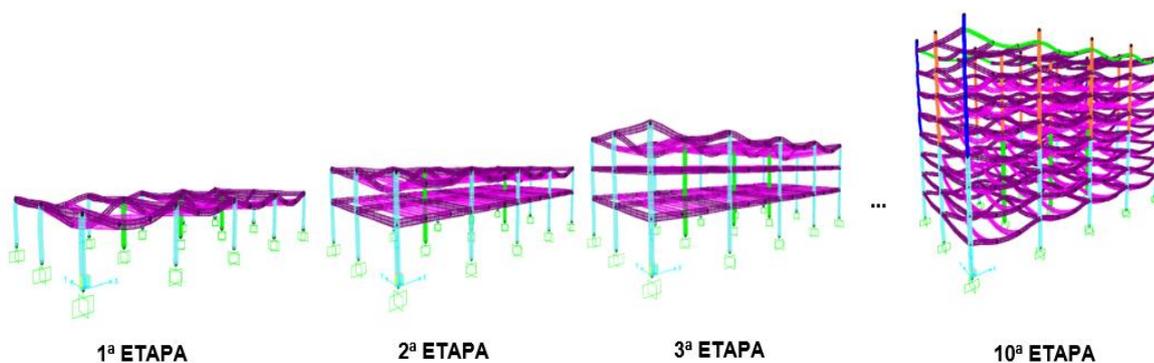
$$F_d = 1,4 \cdot G + 1,4 \cdot Q_{sc} \quad (15)$$

Nas análises onde foram consideradas as ações horizontais (ação do vento), a combinação última normal utilizada está apresentada na Equação 16.

$$\begin{aligned} F_d &= 1,4 \cdot G + 1,4 \cdot Q_v + 0,70 \cdot 1,4 \cdot Q_{sc} \\ F_d &= 1,4 \cdot G + 1,4 \cdot Q_v + 0,98 \cdot Q_{sc} \end{aligned} \quad (16)$$

A seguir, foram montados os modelos para a AIC e AIC SAP, ambos em 3D e 2D, a fim de avaliar as considerações que o programa SAP2000® faz quando é utilizada a AIC. É possível notar na Figura 6.3 as deformações em cada etapa da construção analisada. Onde na segunda etapa só o segundo pavimento está deformado e na última e 10ª etapa todos os pavimentos estão deformados, pois é considerado a ação de sobrecarga de utilização de uma única vez, resultando na deformações de todos os pavimentos.

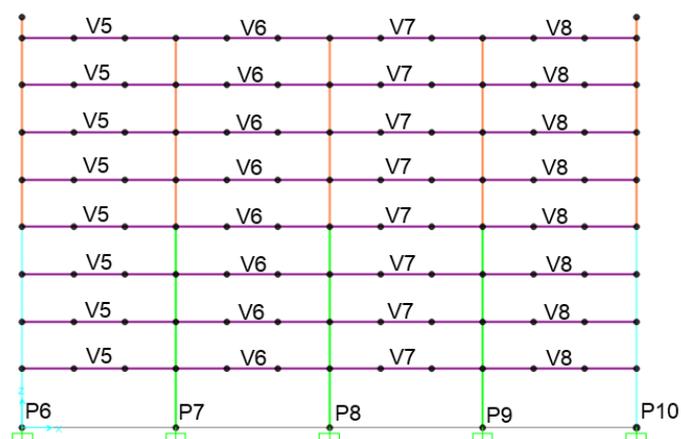
Figura 6.3 – Etapas da AIC8 em 3D.



Fonte: Autor.

Tendo em vista o grande número de variáveis que uma análise 3D remete, foi realizada a modelagem do pórtico 2D. Na Figura 6.4 é ilustrado o pórtico 2D no programa SAP2000®.

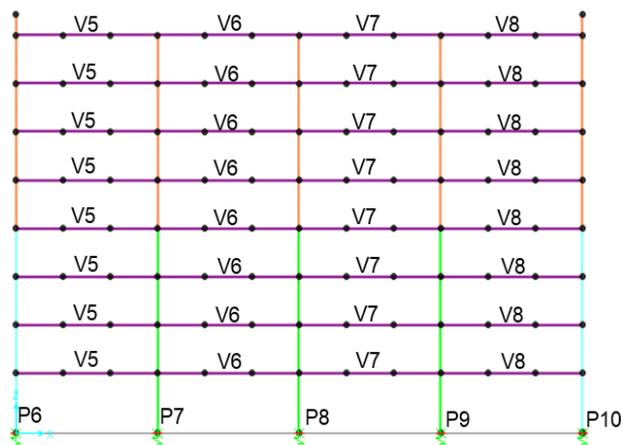
Figura 6.4 – Pórtico 2D (AC8).



Fonte: Autor.

Na Figura 6.5 é ilustrado o modelo de pórtico 2D para a análise com ISE, onde podem ser observadas as molas utilizadas na representação da interação com o solo.

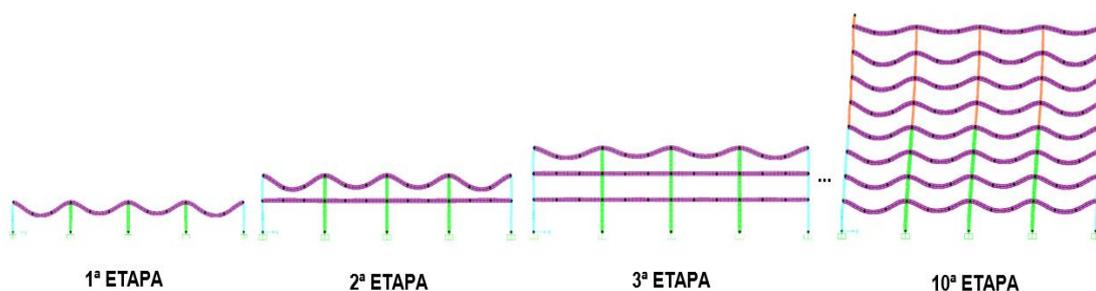
Figura 6.5 – Pórtico 2D (ISE8).



Fonte: Autor.

A Figura 6.6 ilustra o modelo 2D com a consideração simultânea da AIC + ISE, sendo que a última etapa (10ª etapa) retratada a aplicação da ação de vento e da sobrecarga de utilização.

Figura 6.6 – Pórtico 2D (AIC8 SAP + ISE).

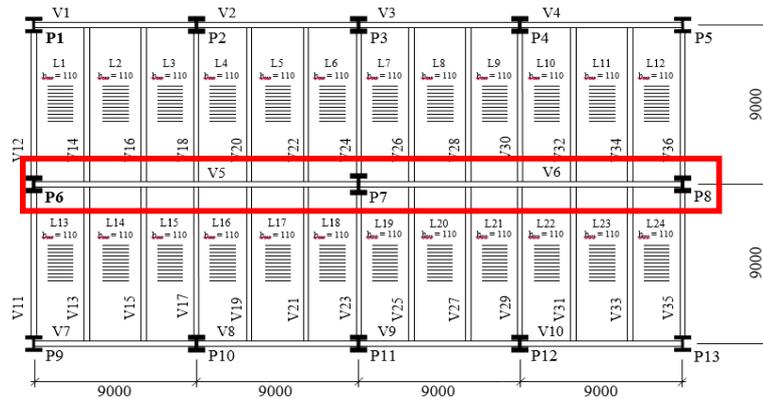


Fonte: Autor.

6.2 EDIFÍCIO COM 8 PAVIMENTOS E VIGA DE TRANSIÇÃO

Como considerado nas modelagens anteriores, na análise do edifício de 8 pavimentos com viga de transição foram avaliados os modelos 3D e 2D. Na Figura 6.7 está destacado o pórtico 2D selecionado para a análise, onde serão avaliados os resultados dos diferentes modelos na viga de transição.

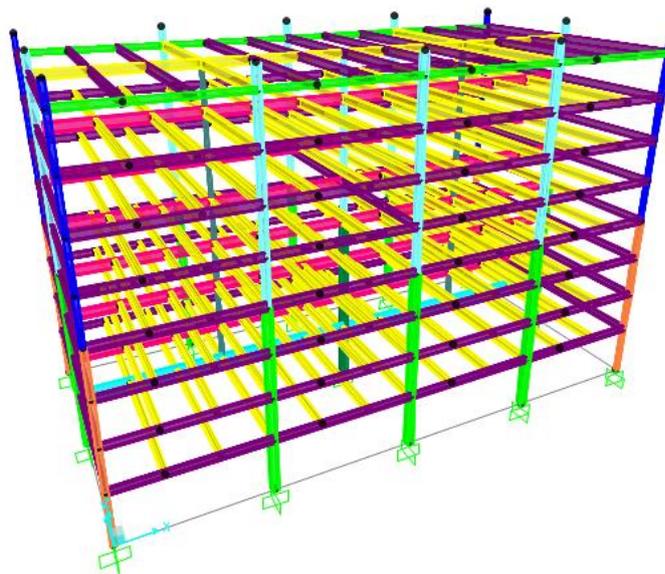
Figura 6.7 – Planta do pavimento tipo (seleção pórtico 2D).



Fonte: Autor.

Na Figura 6.8 está ilustrado o modelo AC8VT, onde a diferença de cores representa a variação dos perfis da estrutura quando modelada no SAP2000®.

Figura 6.8 – Pórtico 3D (AC8VT).



Fonte: Autor.

Nota-se na Figura 6.9 o modelo onde considera-se a ISE no edifício de 8 pavimentos com viga de transição.

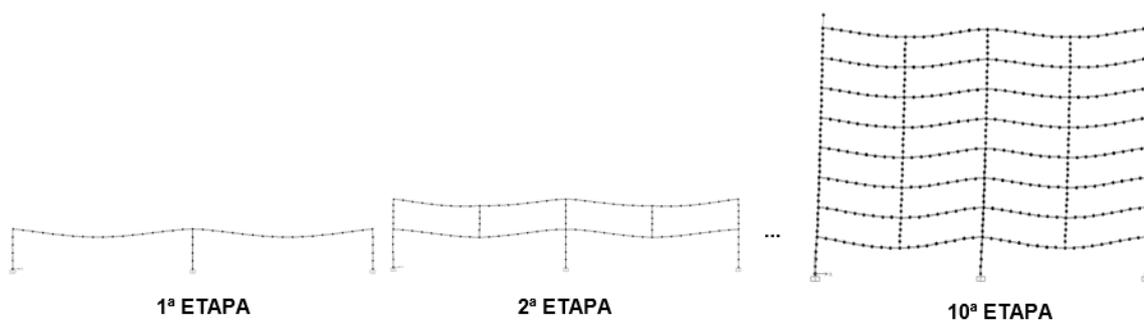
Figura 6.9 – Pórtico 2D (ISE8VT)



Fonte: Autor.

Na Figura 6.10 é possível verificar a discretização do modelo CD, onde a cada etapa é feita o somatório dos esforços sendo na última e 10ª etapa é considerado a sobrecarga de utilização e a ação do vento.

Figura 6.10 – Pórtico 2D (AIC8VT SAP + CD)

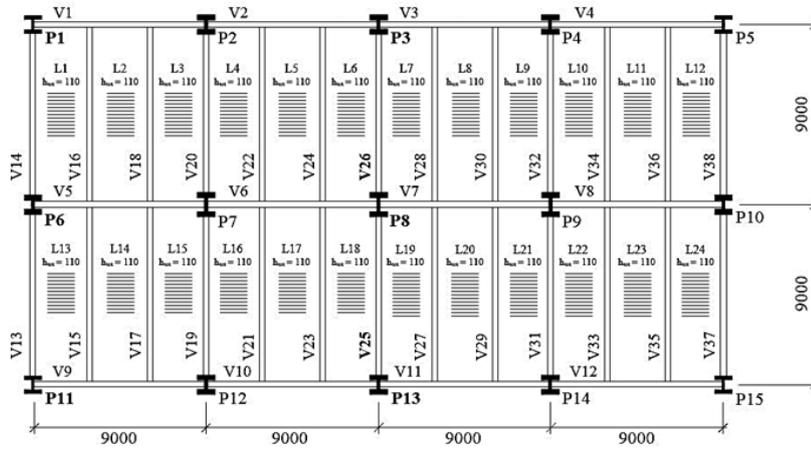


Fonte: Autor.

6.3 EDIFÍCIO COM 16 PAVIMENTOS

Neste modelo considerou-se apenas cargas verticais e o edifício foi analisado em 3D, onde o principal objetivo é a verificação das alterações na resposta da estrutura com a altura do edifício. Foi selecionada uma edificação cuja planta baixa está ilustrada na Figura 6.11.

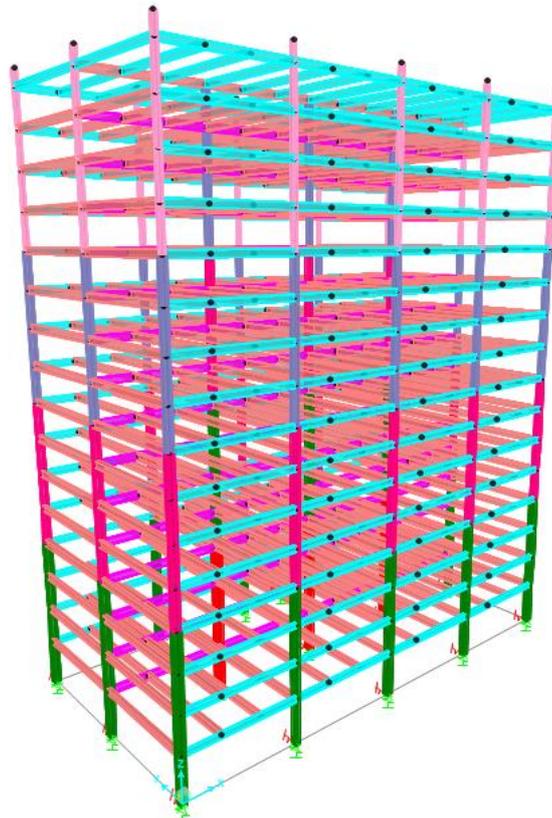
Figura 6.11 – Planta estrutural do pavimento tipo (dimensões em mm).



Fonte: Autor.

É possível observar na Figura 6.12 a consideração da ISE no modelo, através da inclusão de molas nos vínculos da estrutura.

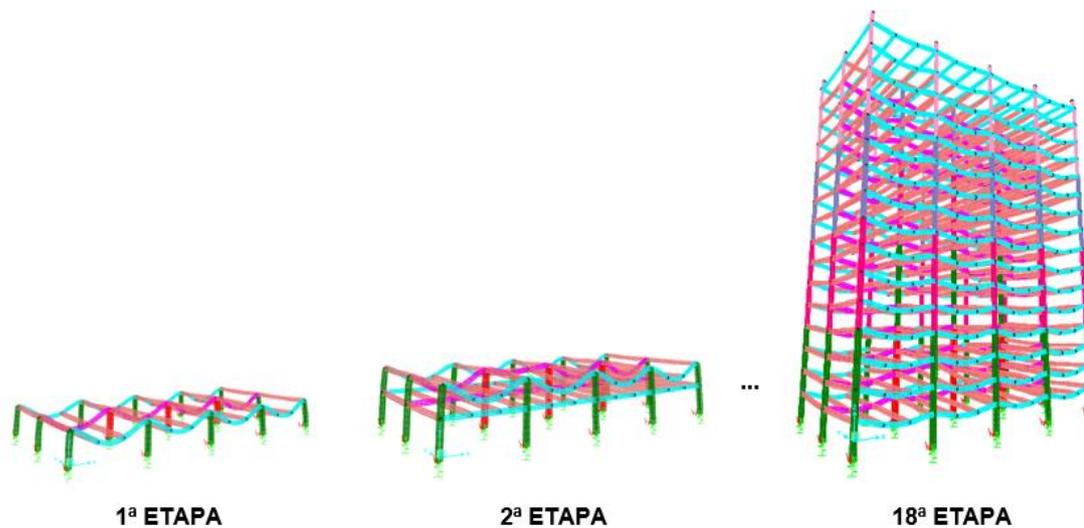
Figura 6.12 – ISE16.



Fonte: Autor.

Na Figura 6.13 é possível observar as etapas da AIC, onde as deformações só ocorrem no pavimento referente a sua etapa. Sendo na 18ª e última etapa a consideração da sobrecarga de utilização em toda a edificação de uma única vez.

Figura 6.13 – Etapas da AIC 3D no modelo de 16 pavimentos.



Fonte: Autor.

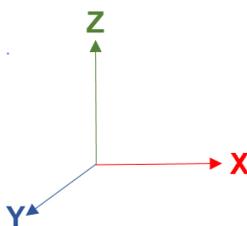
7 RESULTADOS NUMÉRICOS

Todos os modelos foram analisados no programa SAP2000®. Os edifícios com 8 pavimentos foram modelados em 2D e em 3D. As análises que consideram a ação do vento e a deformação na AIC nos edifícios com 8 pavimentos foram realizadas apenas em 2D. O edifício de 16 pavimentos foi analisado somente em 3D, com os modelos: AC, AIC e AIC+ISE.

A seguir, algumas considerações feitas para as análises estruturais.

A primeira é sobre os eixos globais adotados no programa SAP2000®, os quais estão ilustrados na Figura 7.1.

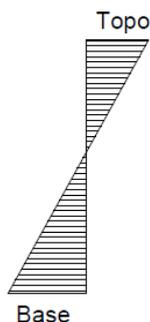
Figura 7.1 – Eixos globais utilizados nas análises no programa SAP2000®.



Fonte: Autor.

A segunda consideração está relacionada com a convenção adotada para apresentar os resultados dos momentos fletores nos pilares, na base e no topo, como ilustrado na Figura 7.2.

Figura 7.2 – Convenção para apresentar os resultados dos momentos fletores nos pilares.

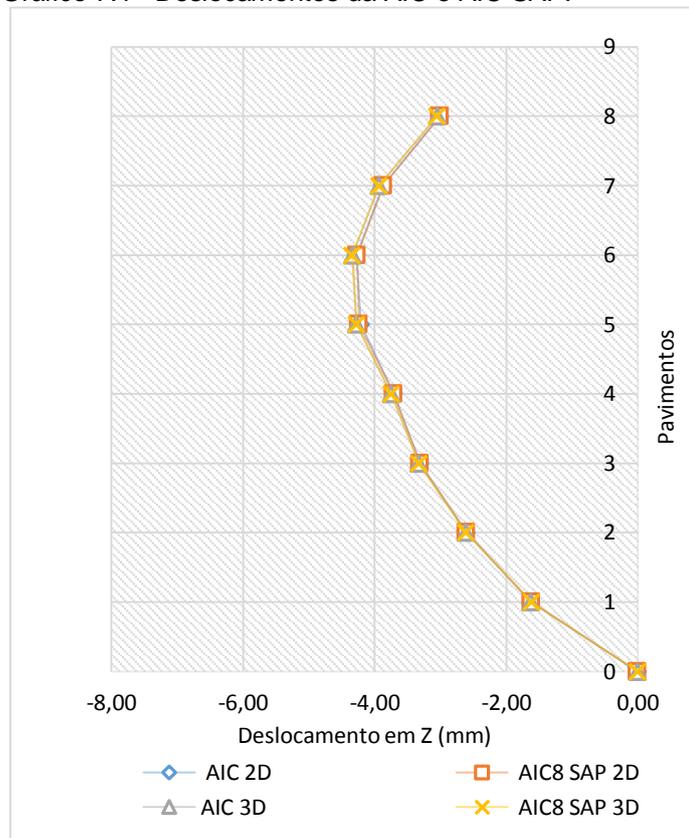


Fonte: Autor.

7.1 EDIFÍCIO COM 8 PAVIMENTOS

Inicialmente foi feita a análise entre os pórticos 2D e 3D. Como pode ser observado no Gráfico 7.1, os deslocamentos verticais (eixo Z) no topo do pilar P10 resultaram iguais nas análises AIC 2D e 3D, e também nas análises AIC SAP 2D e 3D. Após esta verificação todos os modelos que considerem a AIC neste trabalho foram feitos utilizando o modelo AIC SAP.

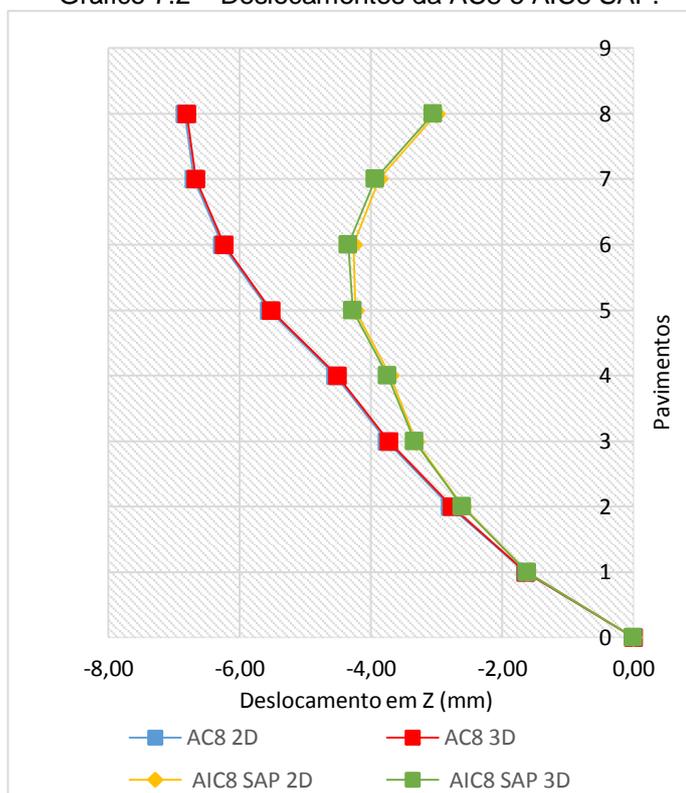
Gráfico 7.1– Deslocamentos da AIC e AIC SAP.



No Gráfico 7.2 é possível verificar o deslocamento no eixo Z no topo do pilar P10, a cada andar da edificação. Nas considerações dos modelos 2D e 3D ambos deram semelhantes. A curva de deslocamento da AC resultou em uma curvatura característica do modelo, onde as cargas são aplicadas de uma única vez na estrutura, sendo o maior deslocamento localizado no último pavimento. A curva de deslocamento da AIC resulta em um maior deslocamento no sexto pavimento, pois ao

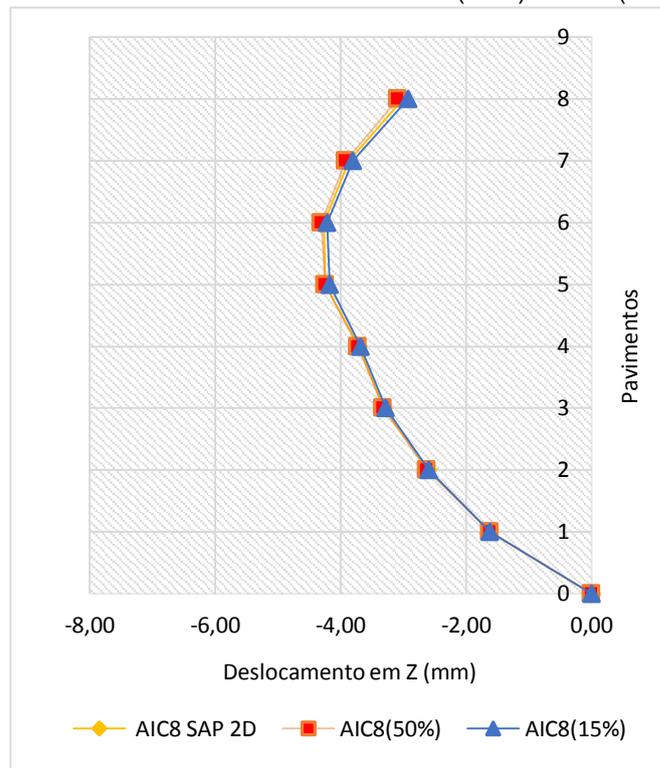
aplicar as cargas etapa por etapa, as deformações dos andares inferiores não são consideradas, resultando na curvatura padrão de deslocamento horizontal da AIC.

Gráfico 7.2 – Deslocamentos da AC8 e AIC8 SAP.



Para a consideração da sobrecarga de montagem, procurou-se na literatura alguma definição de valor para as referidas ações. Como citado na revisão de literatura, verificou-se a existência de alguns trabalhos onde é utilizada uma porcentagem da sobrecarga de utilização como sendo de montagem. Com base na NBR 8800:2008 determinou-se os valores de sobrecarga de utilização, foram considerados dois valores para a sobrecarga de montagem: 50% e 15% da sobrecarga de utilização. Pode-se observar na Gráfico 7.3 que ambas as considerações levaram a deslocamentos no topo do pilar P10, no eixo Z, muito semelhantes ao modelo AIC8 SAP 2D que não considera as ações de sobrecarga de montagem (diferenças menores que 3%).

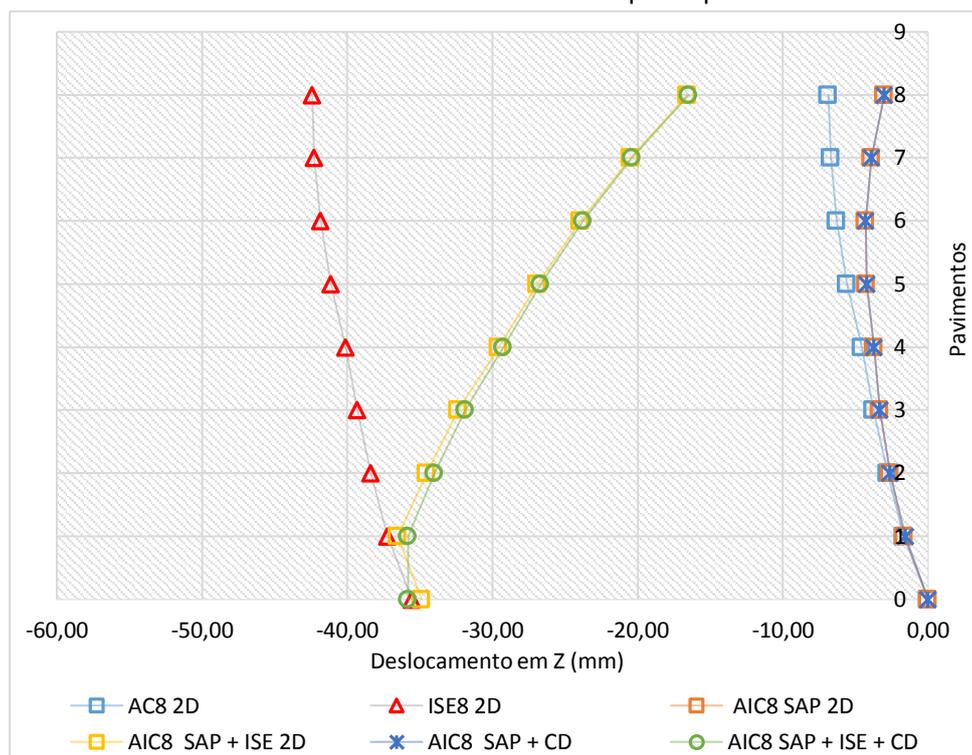
Gráfico 7.3 – Deslocamentos da AIC8(50%) e AIC8(15%).



No Gráfico 7.4 são apresentados os resultados dos deslocamentos verticais (eixo Z) no topo do pilar P10 dos modelos com AC8, AIC8 SAP, ISE8 e AIC8 SAP + ISE. Os resultados mostram o mesmo comportamento apresentado no trabalho de Holanda Jr.(1998), ou seja, o modelo com AIC8 SAP + ISE apresenta resultados totalmente diferentes da AC. Os deslocamentos do modelo AIC8 SAP + ISE comparado ao modelo AIC8 SAP mostra a influência da AIC após o primeiro pavimento, onde os valores de menores deslocamentos são encontrados no topo da edificação. Onde a diferença percentual no último pavimento do modelo AC8 em relação a AIC8 SAP + ISE foi de 58,67%.

São representados também no Gráfico 7.4 os deslocamentos verticais no topo do pilar P10 nos modelos CD. Os dados da AIC8 SAP + CD em relação a AIC8 SAP não resultaram em diferenças significativas. O modelo AIC8 SAP + ISE + CD em relação ao modelo AIC8 SAP + ISE resultou em diferenças menores que 2%. Através dos referidos dados é possível notar a teoria de sobreposição dos efeitos, esta que é base para a AIC, onde a soma das deformadas não interfere de forma significativa nos deslocamentos verticais de um pilar, em uma edificação de 8 pavimentos com planta simétrica e considerando somente ações verticais.

Gráfico 7.4 – Deslocamentos no topo do pilar P10.

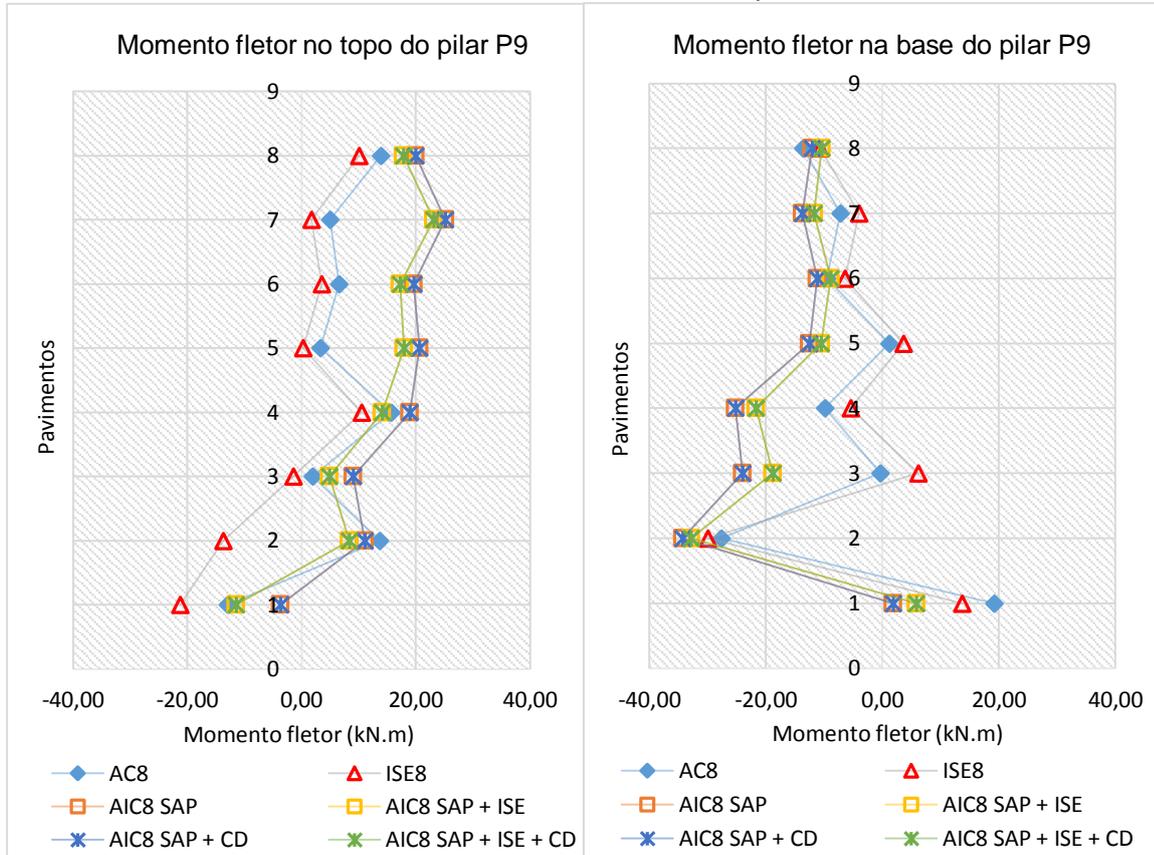


Na análise dos momentos fletores no topo do pilar P9 (Gráfico 6.5) no modelo ISE8 nota-se uma diferença de valores nos primeiros pavimentos, diferença que não ocorre no modelo AIC8 SAP+ISE.

Os valores dos momentos fletores na base do pilar P9 (Gráfico 6.5) o modelo ISE8 é o mais próximo da AC8. Entre o modelo de AC8 e AIC8 SAP+ISE no topo do pilar pode-se observar uma diferença de 78% entre os referidos modelos.

Quanto ao momento fletor na base do pilar P9 a diferença entre o modelo AC8 e AIC8 SAP + ISE foi de 55%. É possível verificar que em ambas situações, como topo e base do pilar os modelos que consideraram a deformação (CD) obtiveram valores iguais aos modelos sem a CD.

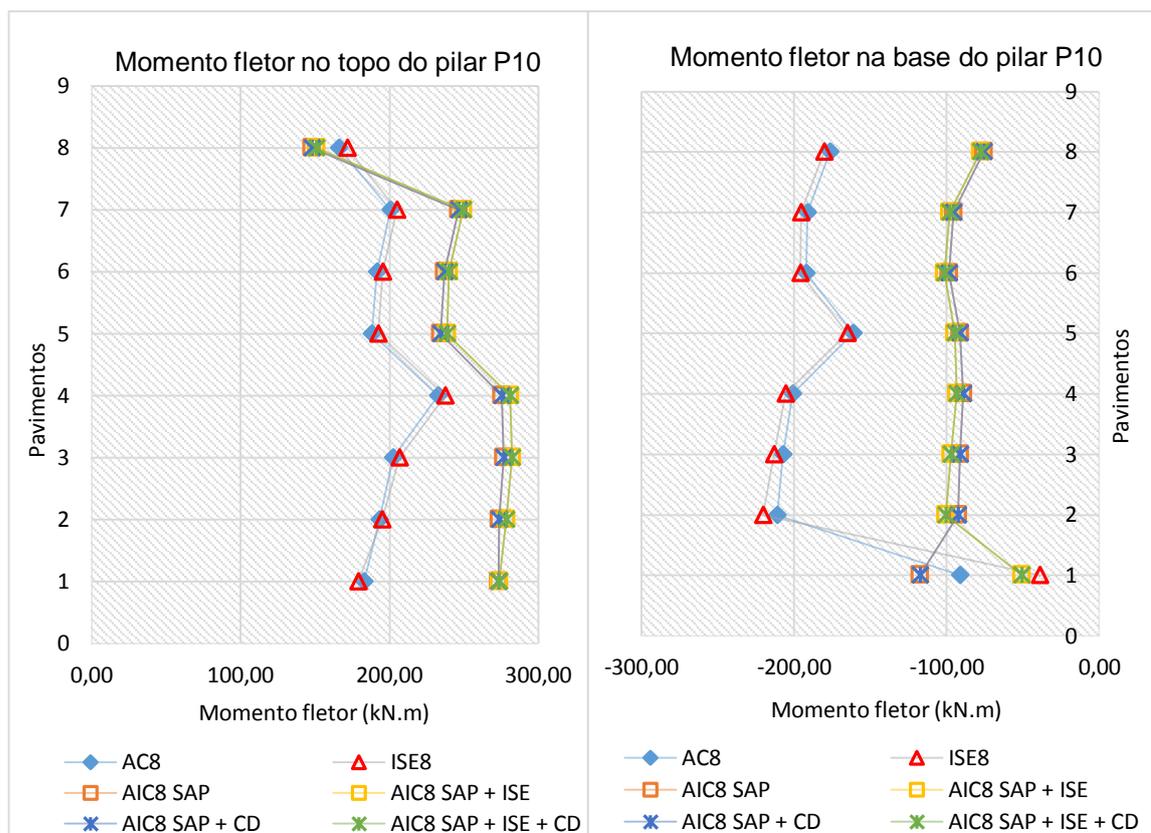
Gráfico 7.5 – Momentos fletores no pilar P9.



No Gráfico 7.6 é possível verificar o momento fletor no topo do pilar P10 onde a diferença entre os modelos AC8 e AIC8 SAP + ISE é de 20%. Sendo na base do pilar P10 essa diferença aumentando para 95%.

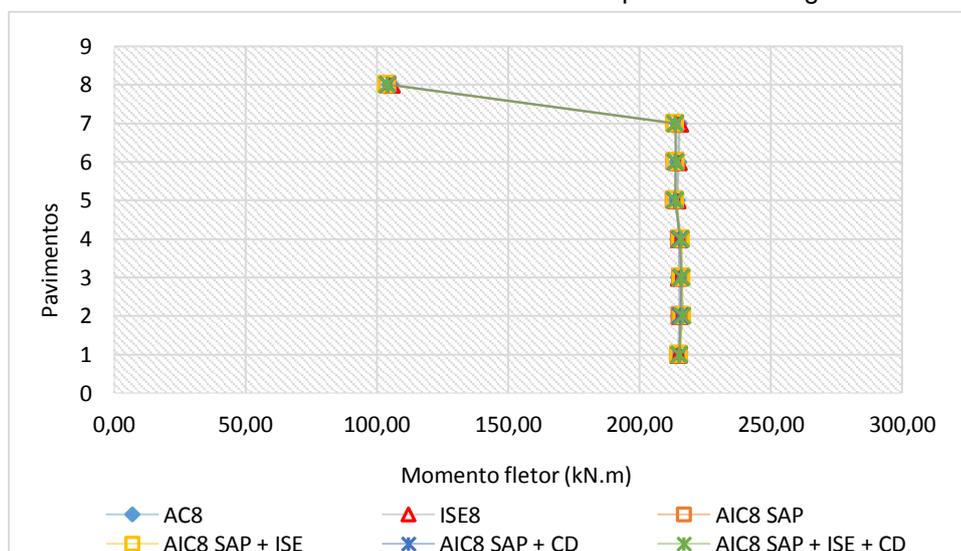
Percebe-se que os modelos CD, não resultaram diferenças significativas em relação aos seus modelos de origem.

Gráfico 7.6 – Momentos fletores no pilar P10.



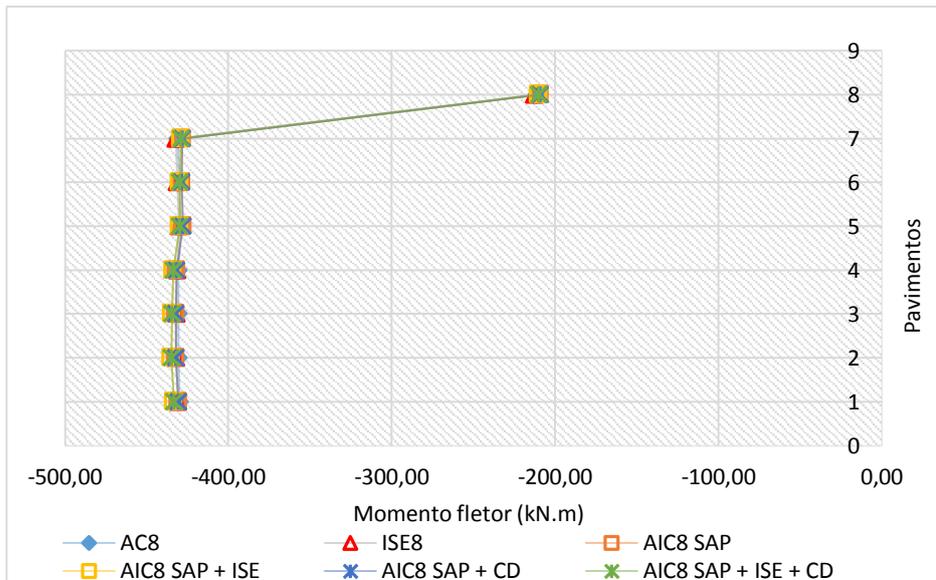
Quando analisado os momentos fletores máximos positivos na viga V7 (Gráfico 7.7) é possível notar que todos os modelos, quando considerado somente ações verticais, resultaram em valores semelhantes.

Gráfico 7.7 – Momentos fletores máximos positivos nas vigas V7.



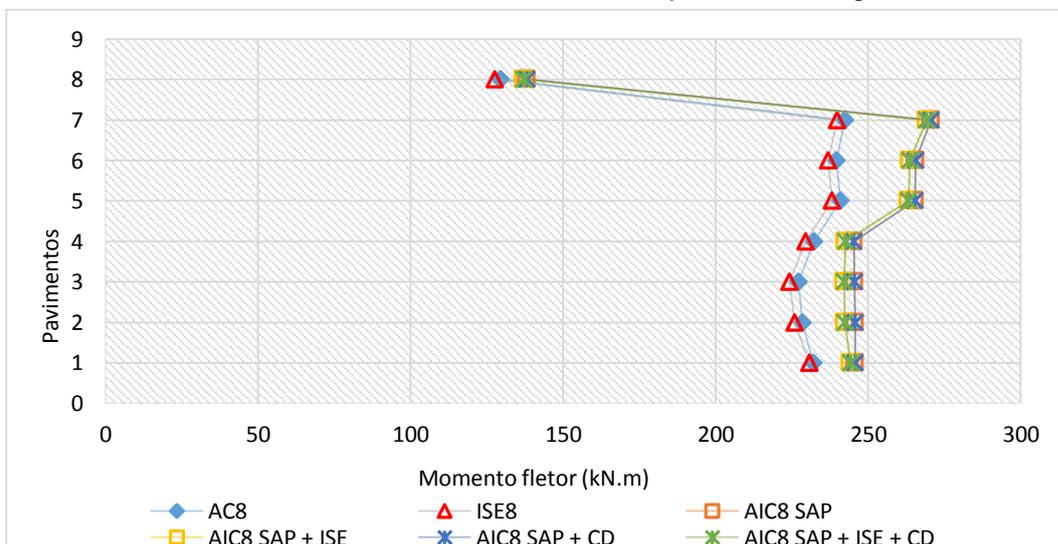
Ao considerar somente as ações verticais os momentos fletores negativos nas vigas V7 junto ao pilar P9 (Gráfico 7.8), em cada andar da edificação obtiveram valores sem diferenças significativas nos modelos analisados.

Gráfico 7.8 – Momentos fletores negativos nas vigas V7 junto ao pilar P9.



Observa-se no Gráfico 7.9 referente aos momentos fletores máximos positivos nas vigas V8, que o modelo ISE8 apresentou valores semelhantes ao da AC8. Contudo o modelo AIC8 SAP + ISE em relação a AC8 resultou em diferença de 10%. Nota-se que em todos os modelos, nos últimos pavimentos os valores são semelhantes.

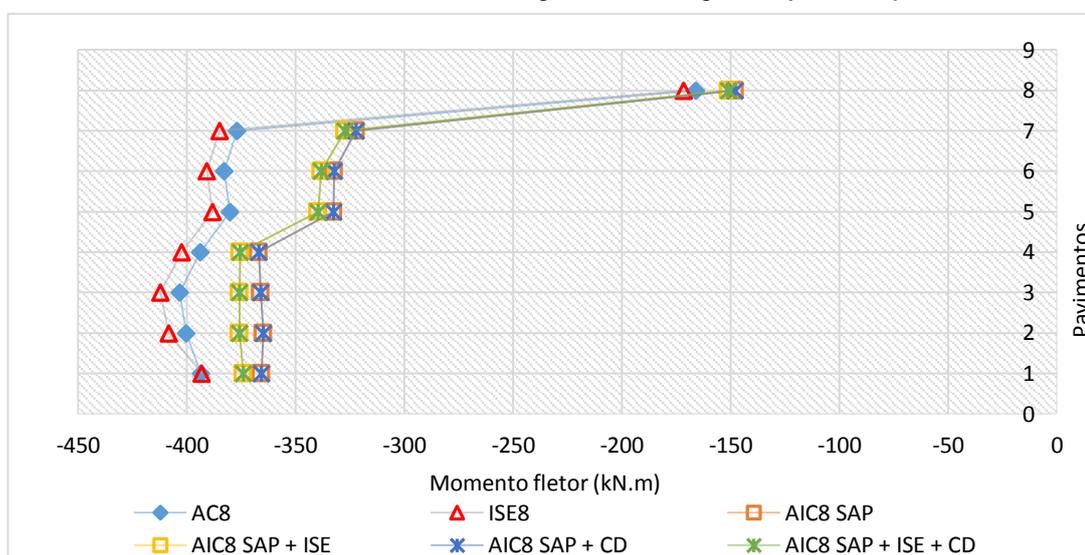
Gráfico 7.9 – Momentos fletores máximos positivos nas vigas V8.



Comparando os resultados de momentos fletores máximos positivos nas vigas V8 junto ao pilar P10, é possível notar a semelhança do modelo ISE8 ao modelos AC8. Também é possível verificar a diferença de 19% do modelo AIC8 SAP + ISE em relação ao modelo AC8.

Observa-se, como nos momentos fletores negativos, os momentos fletores máximos positivos nas vigas V8 ao longo da edificação apresentaram valores semelhantes de redistribuição de esforços. Onde nos momentos fletores máximos positivos quando considerado somente a ISE resulta em redução de valores, e nos momentos fletores negativos um aumento de valores. Os modelos que consideraram a AIC apresentaram características contrárias, nos momentos fletores máximos positivos a referida consideração resultou no aumento dos valores e nos momentos fletores negativos redução de valores. Sendo em ambos os Gráficos 7.9 e 7.10 nota-se a semelhança dos modelos no último pavimento.

Gráfico 7.10 – Momentos fletores negativos nas vigas V8 junto ao pilar P10.



Constata-se as semelhanças dos modelos, quando considerado somente ações verticais, ao analisar a força normal ao longo dos pilares P8 (Gráfico 7.11), P9 (Gráfico 7.12) e P10 (Gráfico 7.13). As diferenças entre os modelos AC8 e AIC8 SAP + ISE chegou a no máximo 2,0%.

Gráfico 7.11 – Força normal ao longo do pilar P8.

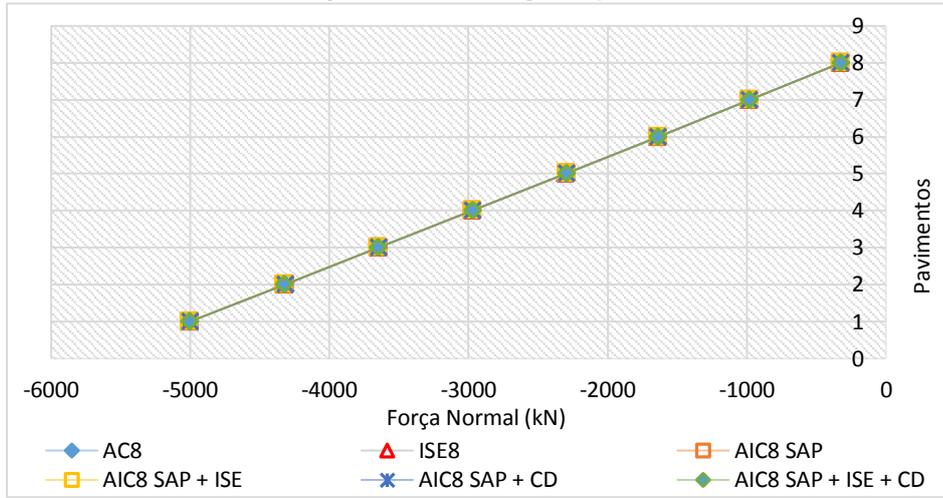


Gráfico 7.12 – Força normal ao longo do pilar P9.

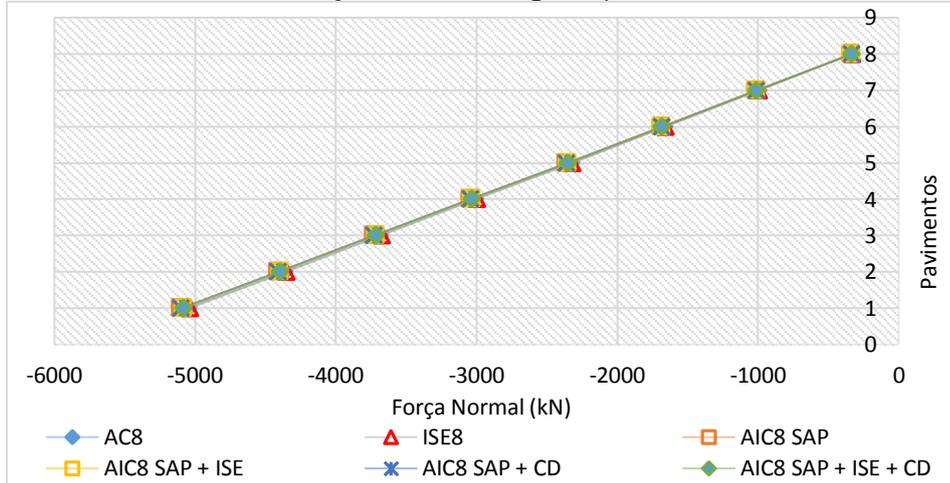
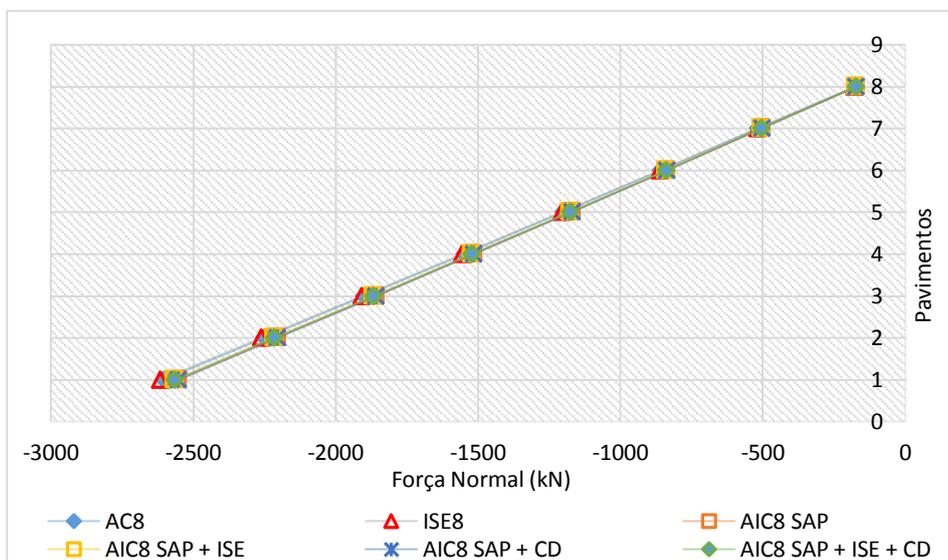
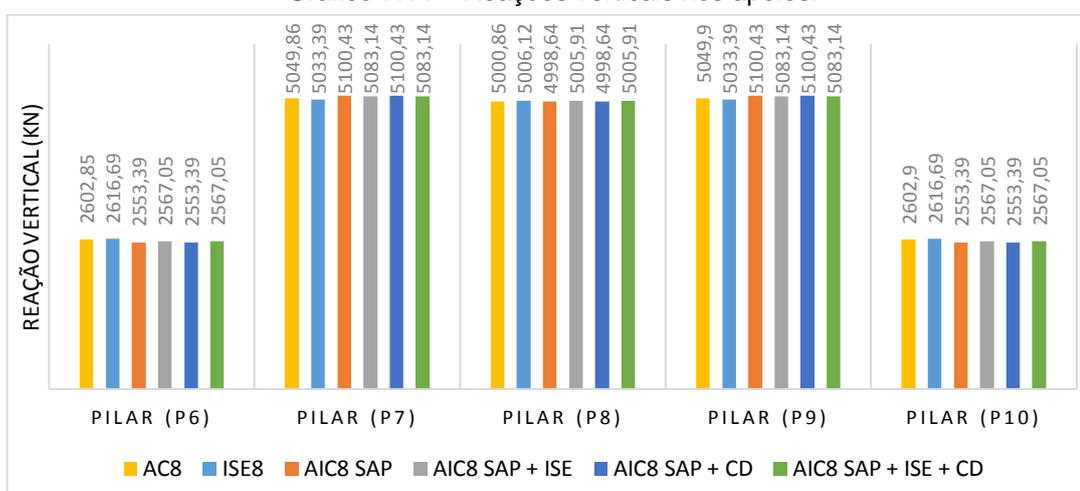


Gráfico 7.13 – Força normal ao longo do pilar P10.



No Gráfico 6.14 pode-se perceber que os resultados das reações verticais nos apoios entre os modelos da AC8 e os com a consideração da AIC e da ISE, com maior diferença de 2% entre os modelos. Confirmando estudos apresentados na revisão de literatura onde nos modelos que são consideradas apenas ações verticais, em modelos de edifícios baixos e simétricos, não se obtém diferenças significativas nas reações verticais nos apoios.

Gráfico 7.14 – Reações verticais nos apoios.

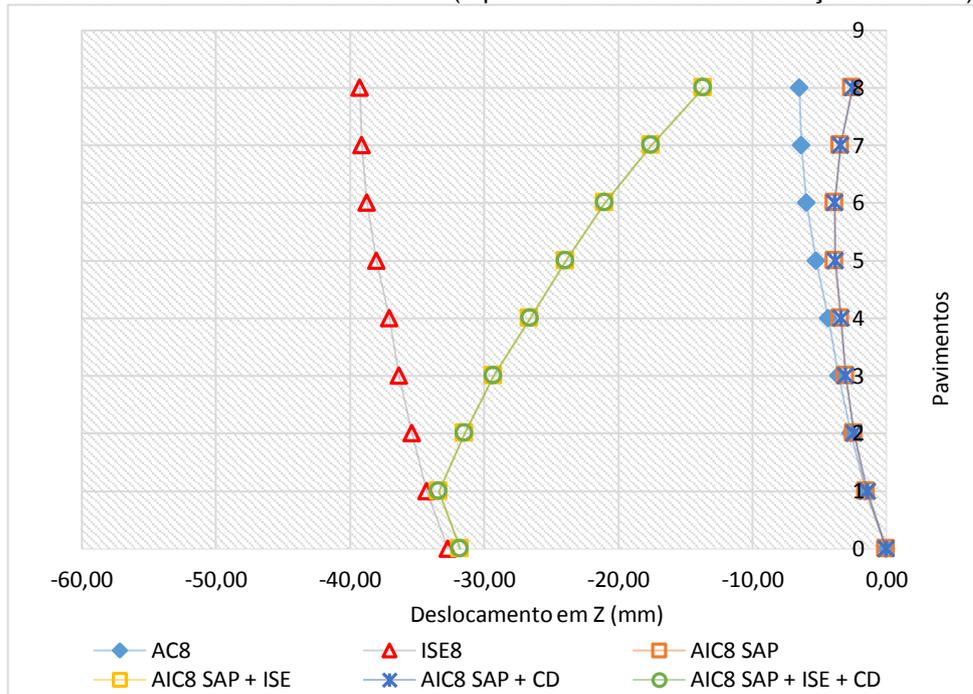


Sabendo que para o dimensionamento da estrutura é necessária a consideração da ação do vento, foram feitas as mesmas análises incluindo a ação do vento após a última etapa da AIC, junto com a sobrecarga de utilização (combinação de ações - Equação 16), a fim de avaliar as alterações nas solicitações de projeto da estrutura com os diferentes modelos (AIC8 SAP, AIC8 SAP + ISE, AIC8 SAP + CD e AIC8 SAP + ISE + CD), em relação ao modelo utilizado na AC8.

No Gráfico 7.15 são analisados os deslocamentos verticais no topo do pilar P10 conforme o andar da edificação. Notou-se a mesma representação gráfica onde são consideradas apenas ações verticais, contudo a diferença percentual do modelo AC8 em relação ao modelo AIC8 SAP + ISE foi de 52%. Diferença essa menor que a resultante das análises dos deslocamentos verticais sem a consideração da ação horizontal.

Verifica-se também no Gráfico 7.15 que os modelos AIC8 SAP + CD e AIC8 SAP + ISE + CD resultaram em valores de deslocamentos iguais aos respectivos modelos AIC8 SAP e AIC8 SAP+ISE.

Gráfico 7.15 – Deslocamento em Z (8 pavimentos-considerando ação do vento).

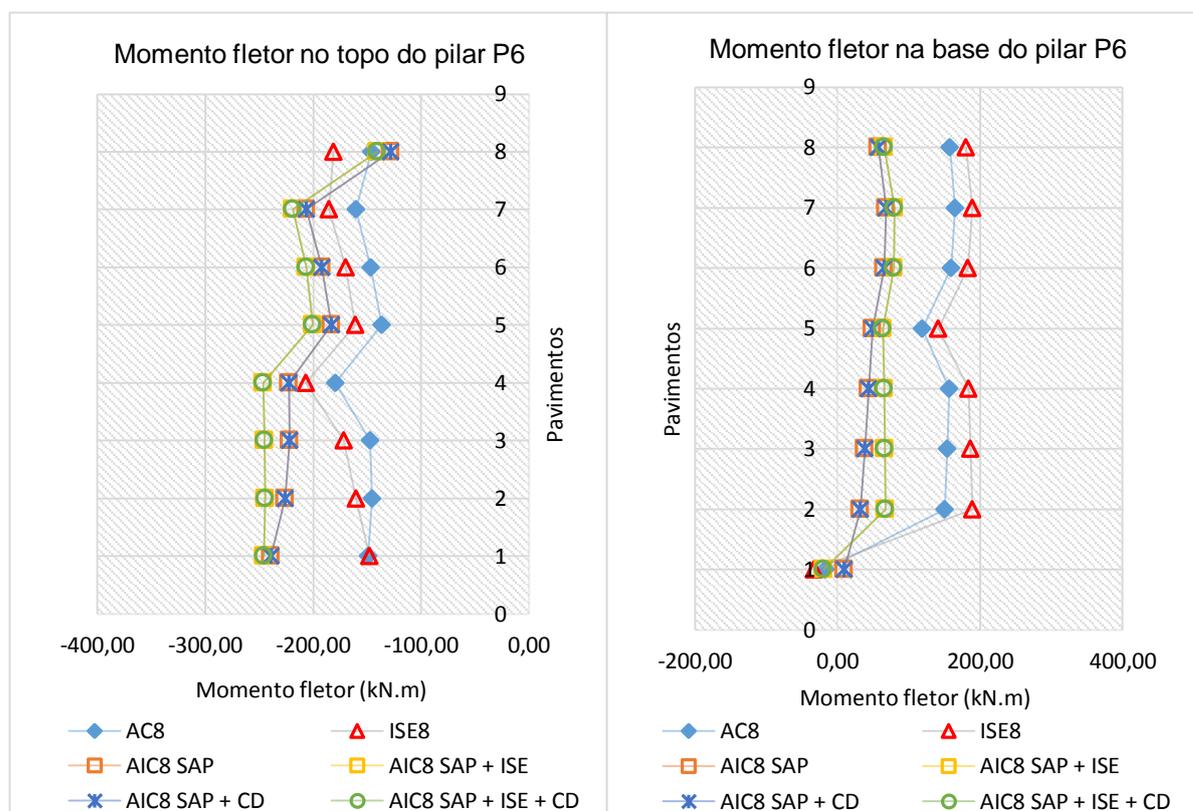


No Gráfico 7.16 referente aos momentos fletores no topo do pilar P6 (pilar de extremidade do pórtico central) é possível verificar as semelhanças dos valores no último pavimento. Nota-se que na consideração da AIC nos seus respectivos modelos, resultou em uma diferença de 27% em relação a AC8.

Os momentos fletores na base do pilar P6 (Gráfico 7.16) apresentaram uma diferença de até 107% quando comparado o modelo AC8 ao modelo AIC8 SAP + ISE.

Também pode-se perceber a semelhança dos resultados quando comparada a AC8 a ISE8 no Gráfico 7.16.

Gráfico 7.16 – Momentos fletores do pilar P6.

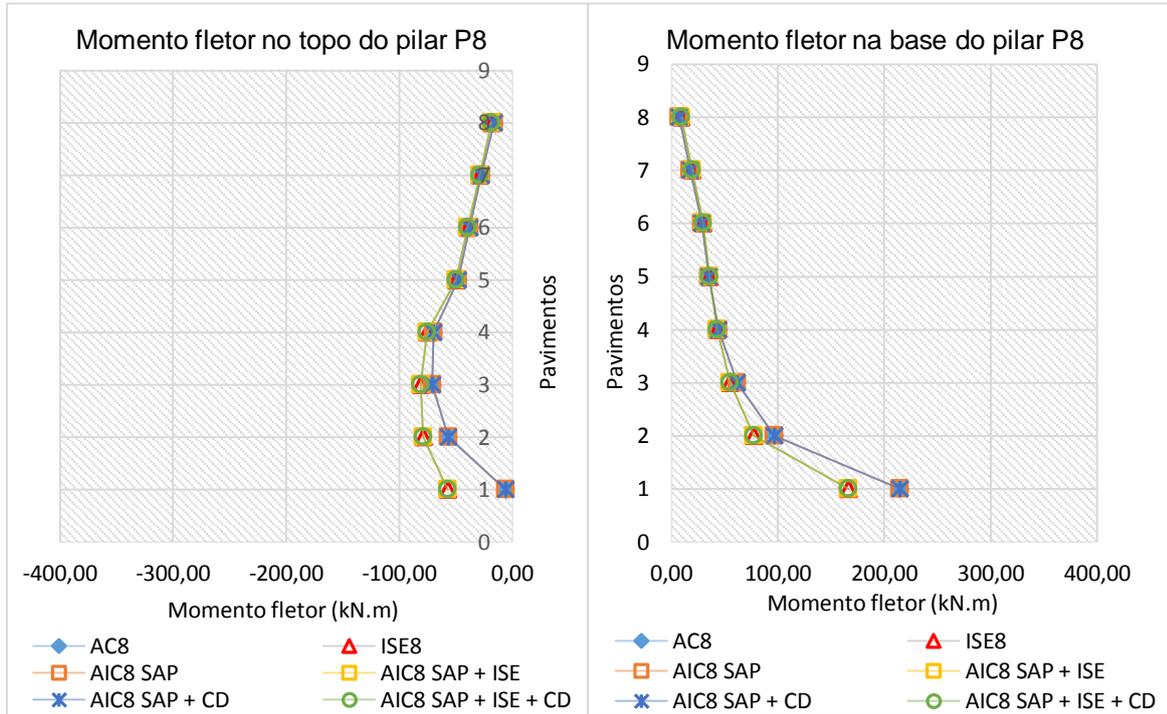


Os momentos fletores do Pilar P8 (Gráfico 7.17) no topo e na base resultarem em valores no último andar da edificação próximos ao modelo de AC8.

Verifica-se no momento fletor no topo do pilar P6 que a diferença mais significativa encontra-se nos modelos ISE (ISE8, AIC8 SAP + ISE8 e AIC8 SAP + ISE + CD) principalmente nos primeiros pavimentos chegando a 3% quando comparada a AC8.

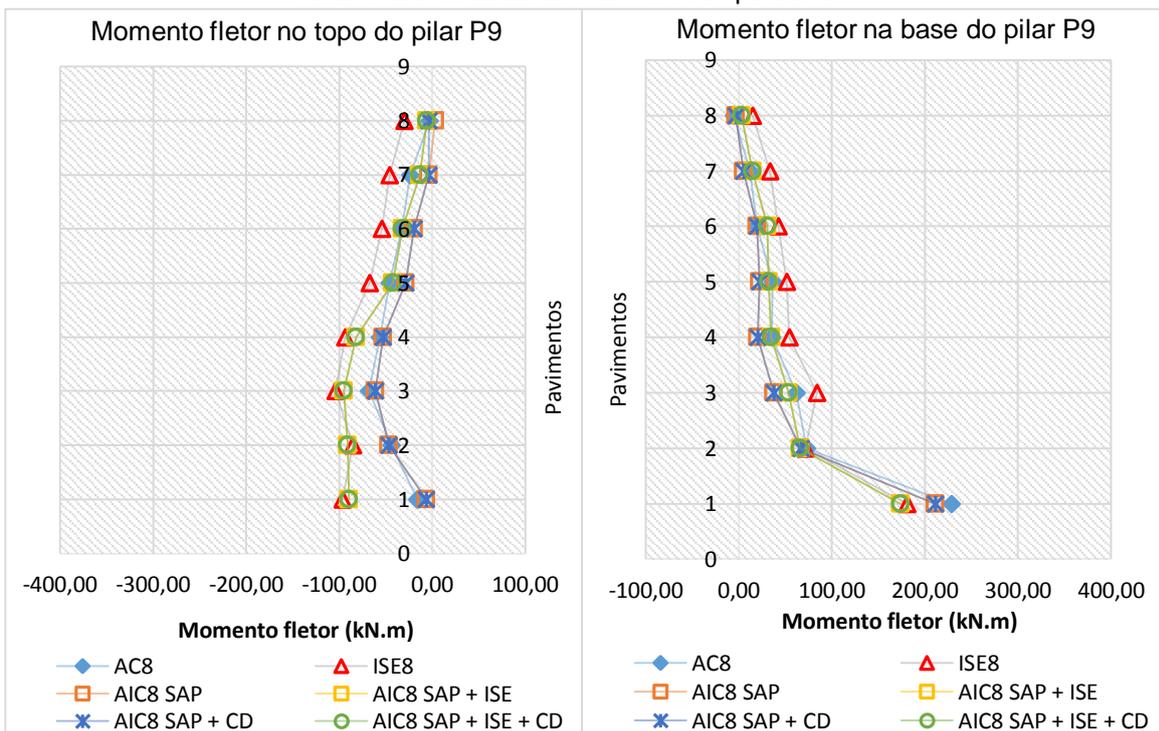
Na análise dos momentos fletores na base do pilar é possível verificar uma diferença de até 8% no primeiros pavimentos nos modelos ISE em relação ao modelo de AC8.

Gráfico 7.17 – Momentos fletores do pilar P8.



Os momentos fletores topo e base do pilar P9 (Gráfico 7.18), resultaram em valores próximos ao modelo de AC8. No topo do pilar diferença de até 76% e na base do pilar resultou em diferença de até 19%, quando comparados os modelos AC8 em relação a AIC8 SAP + ISE.

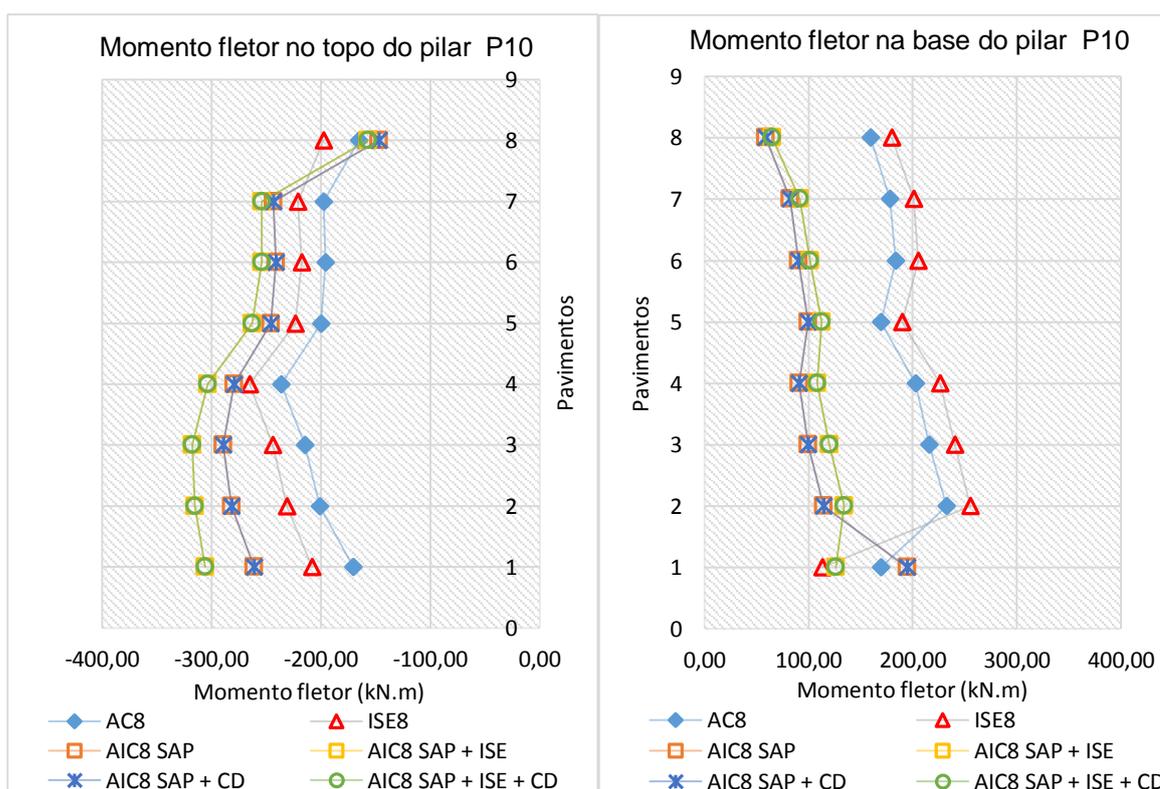
Gráfico 7.18 – Momentos fletores do pilar P9.



Verificando-se os momentos fletores do pilar P10 (pilar de extremidade do pórtico analisado) no Gráfico 7.19. Nota-se algumas semelhanças com o Gráfico referente ao momentos fletores do pilar P10 sem a consideração da ação do vento, onde os momentos fletores no topo do pilar da AC8 em relação a AIC8 SAP + ISE resultaram em uma diferença de 22%. Quando comparados os mesmos modelos na base do pilar, a diferença foi de 94%.

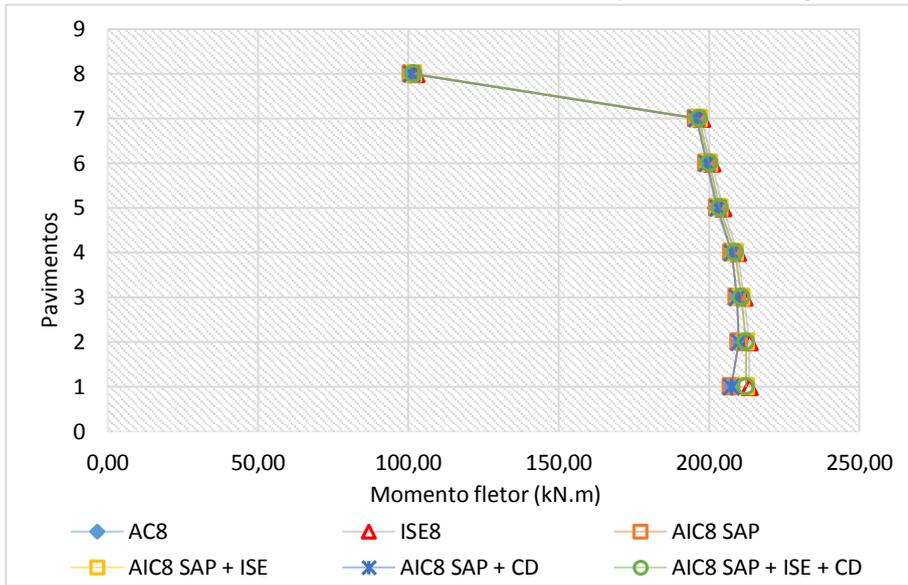
Percebe-se também as diferenças do Gráfico 7.19 por ter considerado a ação do vento na edificação. No modelo que considera a ISE, no topo e na base do pilar ao longo da edificação resulta em um aumento de valores. E os modelos onde considera-se a AIC no topo do pilar aumento de valores e na base redução de valores de momentos fletores.

Gráfico 7.19 – Momentos fletores do pilar P10.



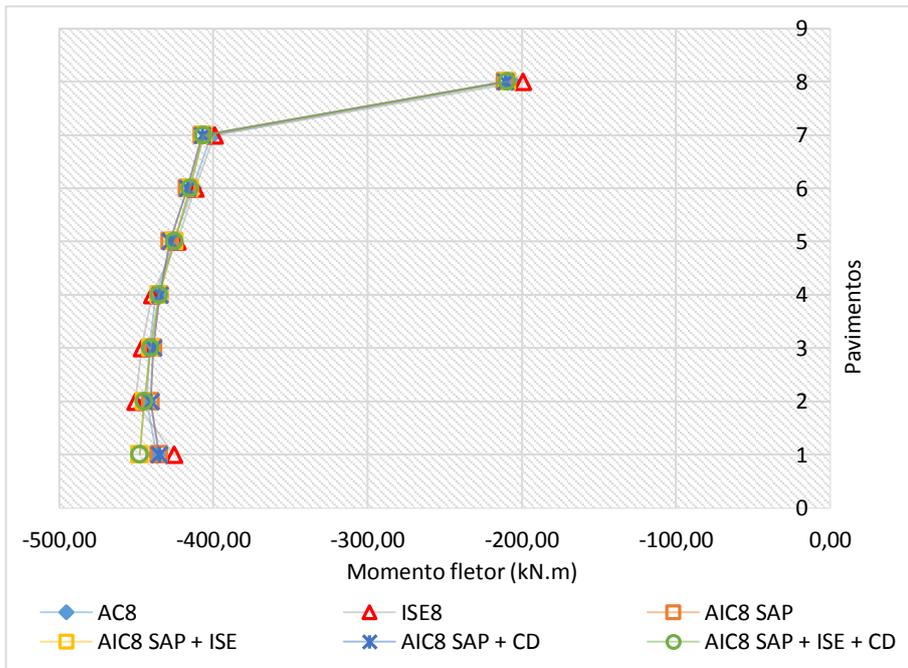
No Gráfico 7.20 ilustra o comparativo de momentos fletores máximos positivos nas vigas V7. Constata-se que existe grande semelhança dos valores entre os modelos analisados. Sendo nos modelos que considerou-se a ISE, nos primeiros pavimentos, verificou-se uma diferença de 1% em relação ao modelo de AC8

Gráfico 7.20 – Momentos fletores máximos positivos nas vigas V7.



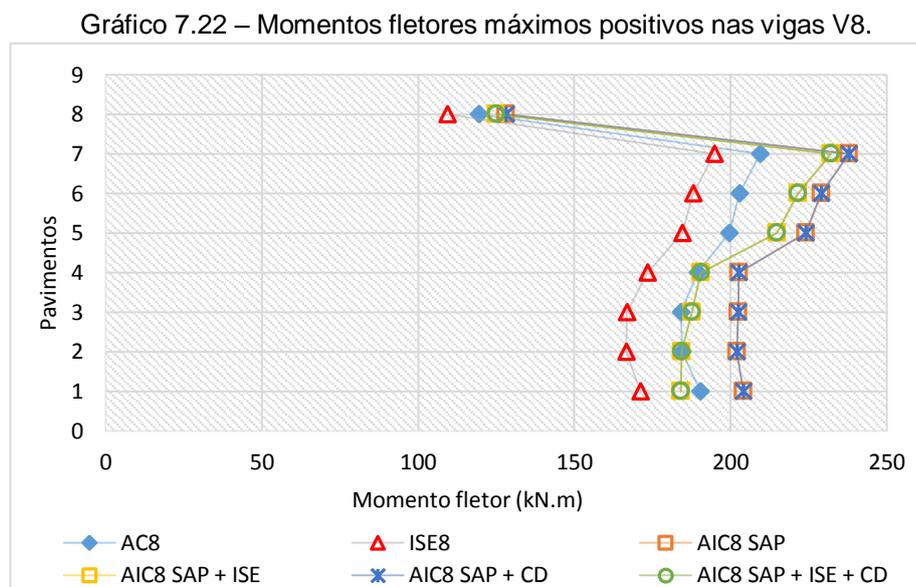
Os momentos fletores negativos nas vigas V7 junto ao pilar P9 (Gráfico 7.21) resultou em modelos com dados semelhantes. É possível notar no primeiro pavimento uma diferença entre os modelos que chega a 0,40% em relação ao modelo de AC8.

Gráfico 7.21 – Momentos fletores negativos nas vigas V7 junto ao pilar P9.



No Gráfico 7.22 verifica-se o momento fletor máximo positivo na viga V8 onde o modelo ISE8 resultou em uma diferença de 11% em relação a AC8. O modelo AIC8

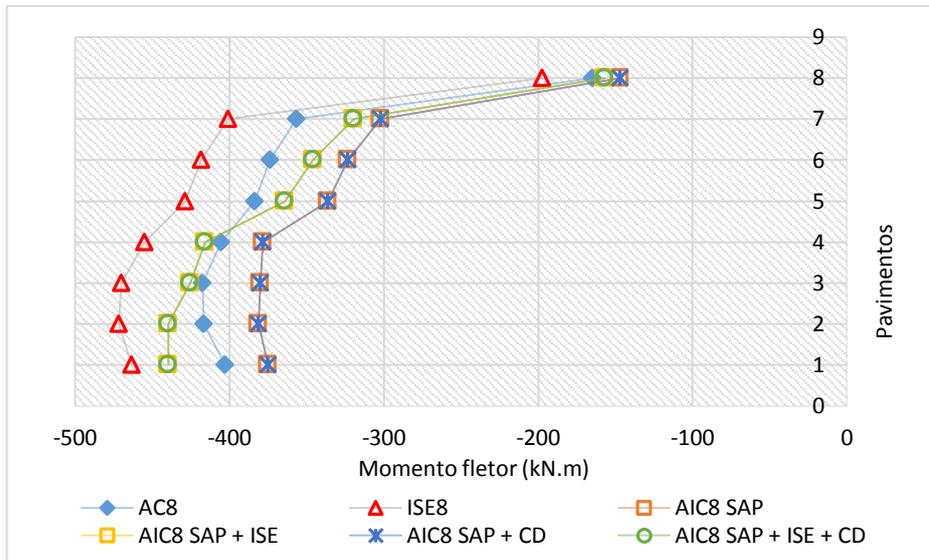
SAP em relação ao modelo AC8 resultou em uma diferença de 7% e quando considerado AIC8 SAP+ISE em analogia com o AC8 as diferenças chegam a 10%. Nos últimos pavimentos nota-se que os valores de todos os modelos são próximos.



No Gráfico 7.23 os momentos fletores negativos nas vigas V8 são comparados. Considerando-se em relação a AC8 apresenta-se as seguintes diferenças: ISE8 nos primeiros pavimentos diferença de 16%, na AIC8 SAP na base da edificação verificou-se uma diferença de 12% e no modelo AIC8 SAP+ISE uma diferença de 11%. Os modelos com consideração da deformada (CD) resultaram em momentos fletores iguais aos seus respectivos modelos.

Nota-se em ambos os Gráficos (7.22 e 7.23) a diferença do modelo ISE em relação ao AC8. Nos momentos fletores máximos positivos a ISE resulta em redução de valores, e nos momentos fletores negativos verifica-se o aumento de valores as vigas. Em contrapartida, a AIC quando comparada a AC8, nos momentos fletores máximos positivos apresenta aumento de valores e nos momentos fletores negativos nas vigas redução de valores.

Gráfico 7.23 – Momentos fletores negativos nas vigas V8 junto ao pilar P10.



Nos Gráficos 7.24, 7.25, 7.26 e 7.27 é possível verificar que as diferenças na análise do diagrama de esforço normal ao longo dos pilares do pórtico central não foram significativas. Algumas observações devem ser feitas nos primeiros pavimentos do P10 (Gráfico 7.27), onde obteve-se uma diferença de 4% de esforço normal quando considerado o modelo ISE8 em relação a AC8.

Constata-se que a consideração da ação do vento na modelagem quando considerada a AIC e ISE não tem interferências significativas na força normal de pilares em um prédio de 8 pavimentos e com planta baixa simétrica.

Gráfico 7.24 – Força normal ao longo do pilar P6.

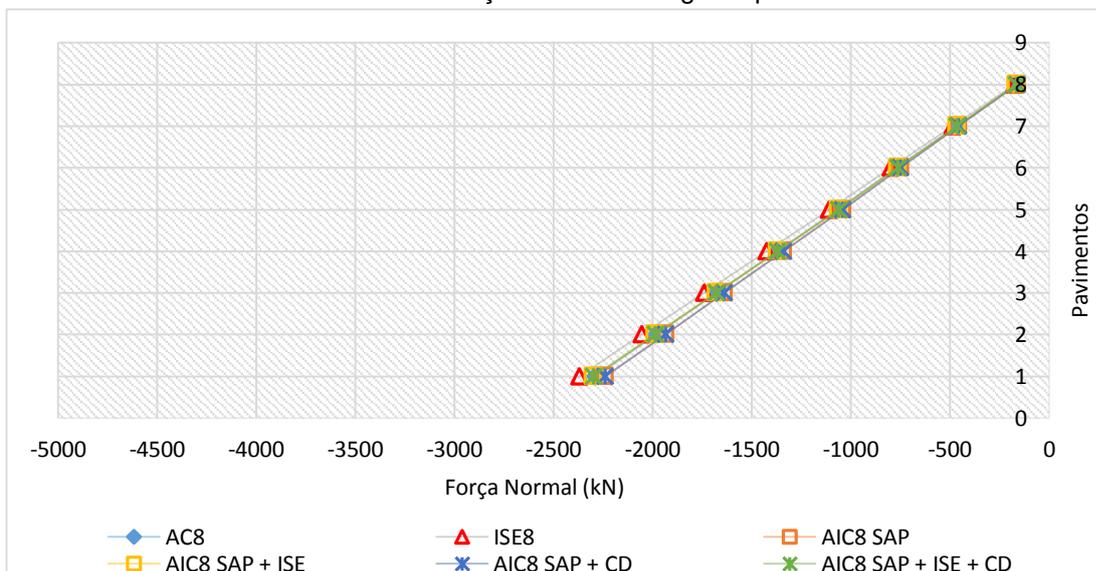


Gráfico 7.25 – Força normal ao longo do Pilar P8.

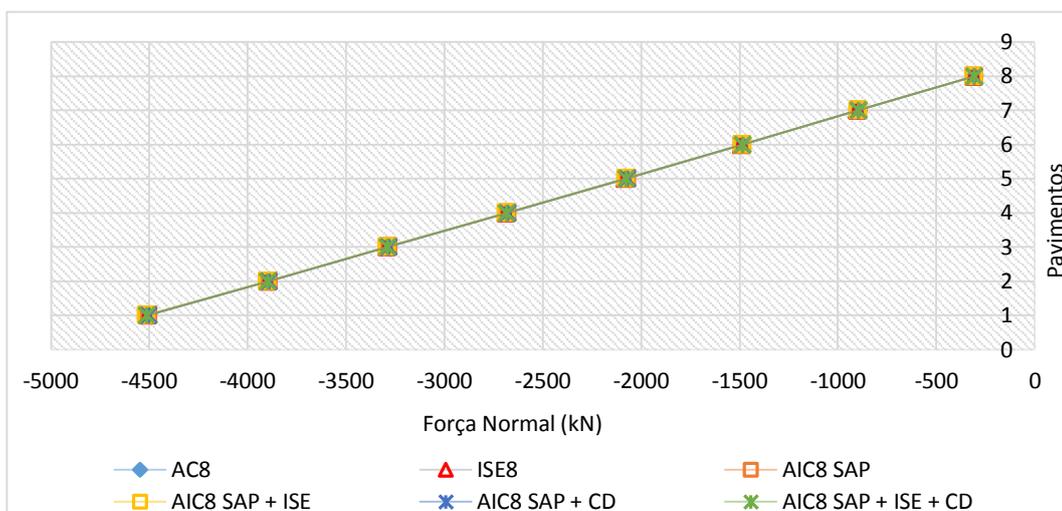


Gráfico 7.26 – Força normal ao longo do Pilar P9.

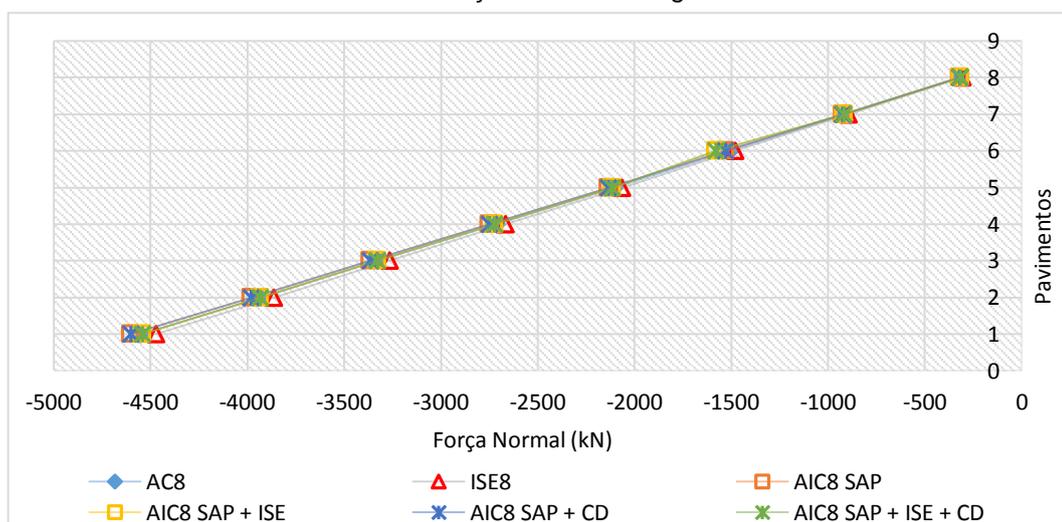
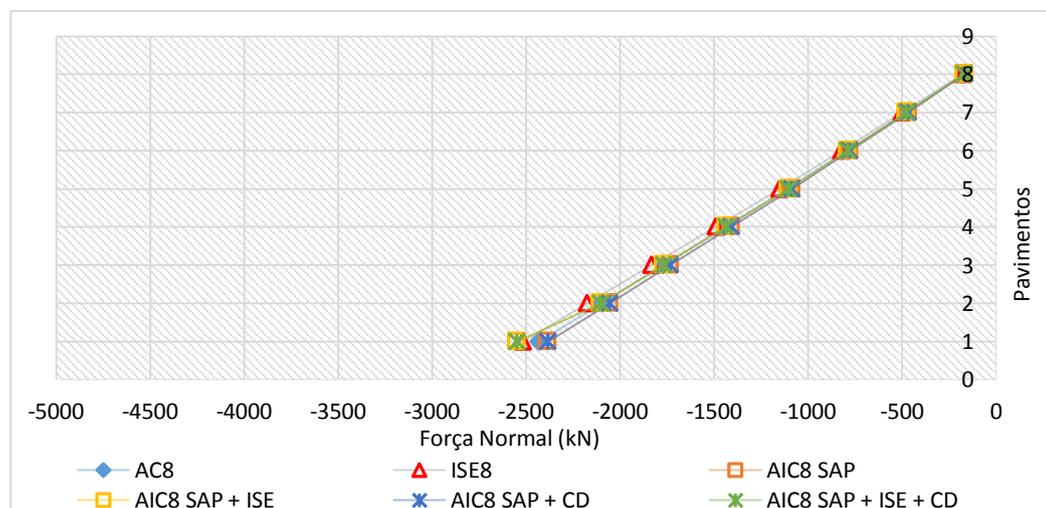
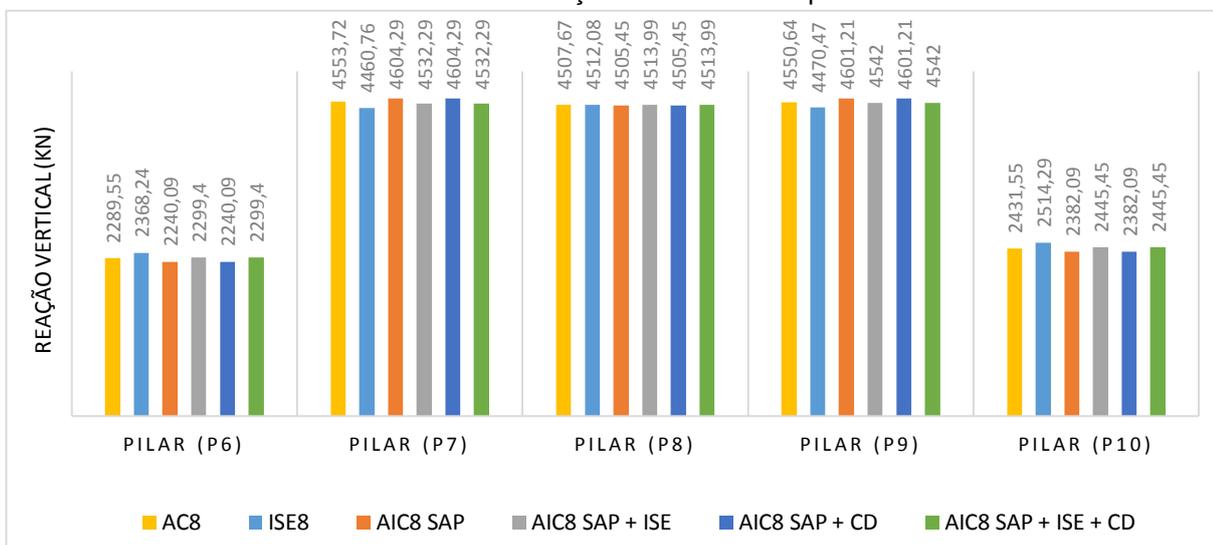


Gráfico 7.27 – Força normal ao longo do Pilar P10.



No Gráfico 7.28, referente as reações verticais nos apoios, verifica-se que os resultados entre os modelos AC8, ISE8, AIC8 SAP, AIC8 SAP+ ISE, AIC8 SAP +CD e AIC8 SAP+ ISE + CD apresentaram poucas diferenças, como no modelo onde era somente considerado somente ações verticais. Pode-se notar uma pequena diferença no modelo ISE8, onde os pilares de extremidade a consideração do modelo ISE resulta em um aumento de até 3% e nos pilares centrais uma redução de até 2% nas reações verticais nos apoios.

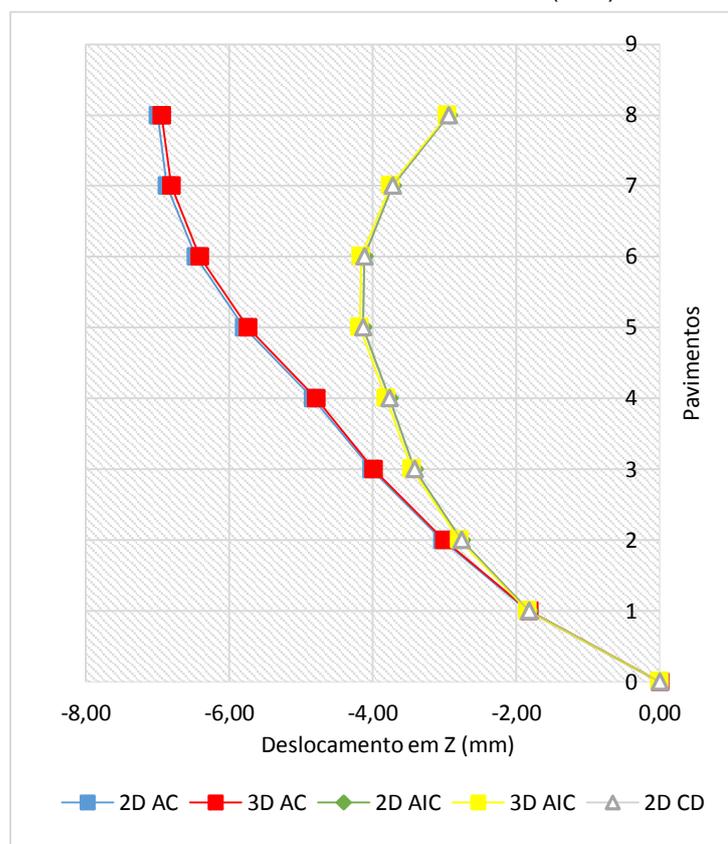
Gráfico 7.28 – Reações verticais nos apoios.



7.2 EDIFÍCIO COM 8 PAVIMENTOS COM VIGA DE TRANSIÇÃO

Como no modelo anterior, para calibragem dos modelos 2D foi necessário a modelagem do modelos 3D. Após comparação dos deslocamentos verticais no topo do pilar P8 referente a cada andar da edificação (Gráfico 7.29), verificou-se os referidos modelos. Como os mesmo resultaram em valores iguais de deslocamento, a modelagem numérica utilizada para a análise do edifício de 8 pavimentos com viga de transição foi realizada toda em 2D, sendo o pórtico central o escolhido para a análise, como já mencionado neste trabalho.

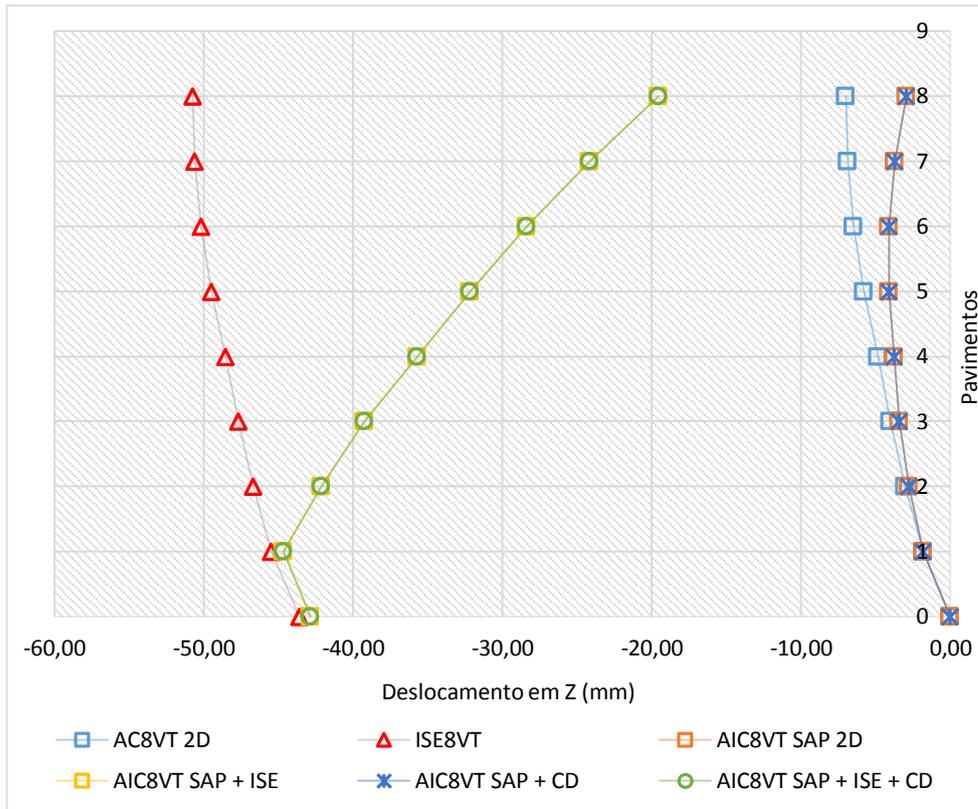
Gráfico 7.29 – Deslocamento em Z (8VT).



O Gráfico 7.30 apresenta os deslocamentos no topo do pilar P8, andar por andar da edificação no eixo Z. Nesta análise foram consideradas apenas ações verticais. Para desta forma verificar, como no modelo anterior, as reais contribuições dos modelos.

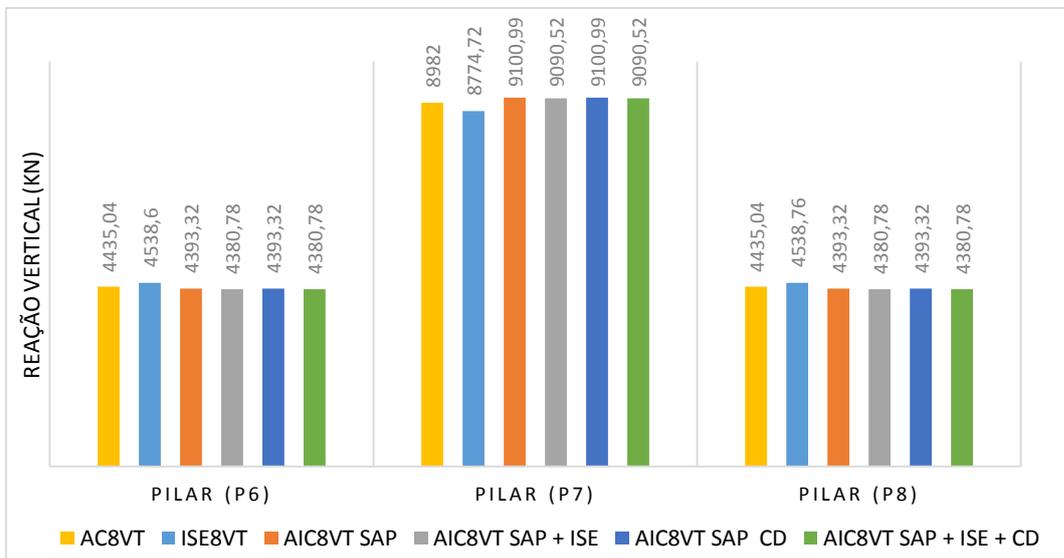
Nota-se no Gráfico 7.30 o recalque inicial nos modelos ISE (ISE8VT e AIC8VT SAP + ISE). Nos modelos onde considerou-se a AIC a diferença característica da curvatura é possível verificar onde os maiores deslocamentos são encontrados próximo ao centro da edificação, diferente da AC8VT que os maiores deslocamentos são encontrados no topo da edificação. O modelo AIC8VT SAP + ISE em relação a AC8VT resultou em uma diferença de 64% no topo da edificação. Os modelos que consideraram a CD obtiveram curvas de deslocamentos semelhantes aos seus respectivos modelos.

Gráfico 7.30 – Deslocamentos em Z (8 pavimentos com viga de transição).



Como nas análises encontradas na bibliografia para edifícios com poucos andares, e nas realizadas neste trabalho, as reações verticais nos apoios (Gráfico 7.31) tiveram pouca influência nos modelos quando considerado a AIC e a ISE, quando considerada somente ações verticais.

Gráfico 7.31 – Reações verticais nos apoios.



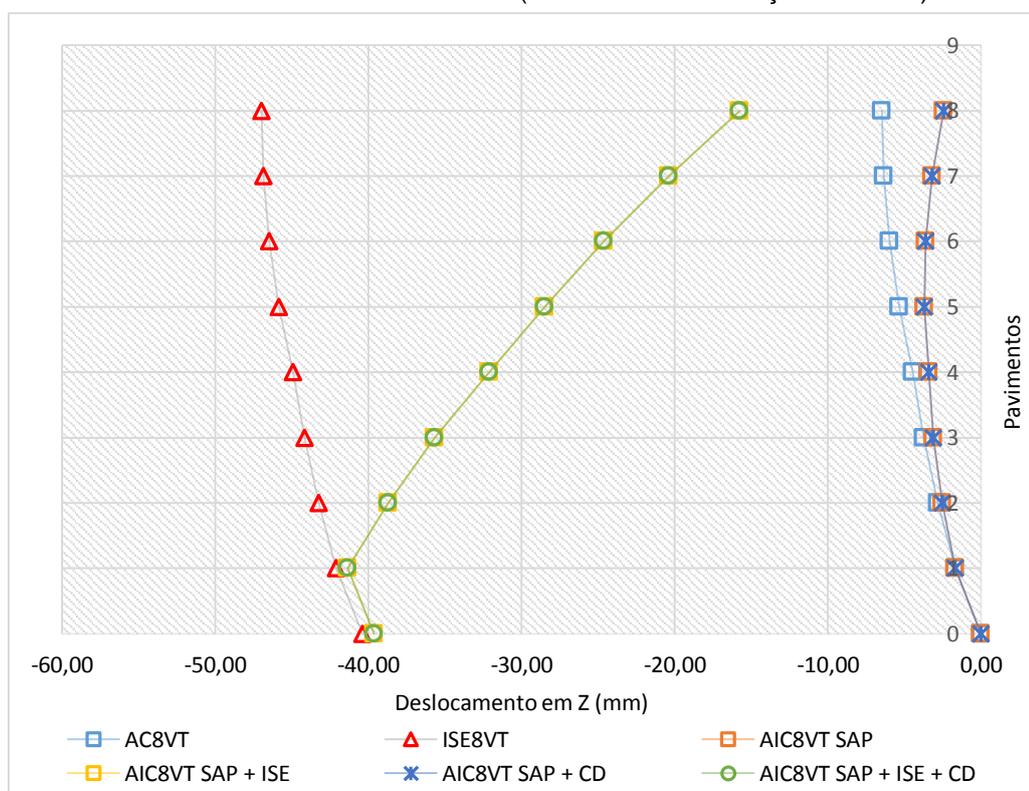
Seguindo a mesma lógica de modelagem do edifício de 8 pavimentos, após a consideração de somente ações verticais, foi realizado a modelagem da consideração da ação horizontal causada pelo vento.

Seguiu-se o cronograma de montagem no caso da AIC8VT SAP, sendo a ação de vento e de sobrecarga de utilização consideradas juntas e na última etapa. A combinação de ações considerada foi a da Equação 16.

Os deslocamentos em Z (Gráfico 7.32), no topo de cada andar no pilar P8, retrata o comportamento convencional já mencionado dos modelos. A diferença entre o modelo AC8VT e AIC8VT SAP + ISE chegou a 59% no último pavimento. Diferença menor de modelos quando considerado somente ações verticais.

Os modelos que consideram a deformada (CD) mantiveram a mesma curva de deslocamento que seus respectivos modelos tradicionais (AIC8VT SAP e AIC8VT SAP+ISE).

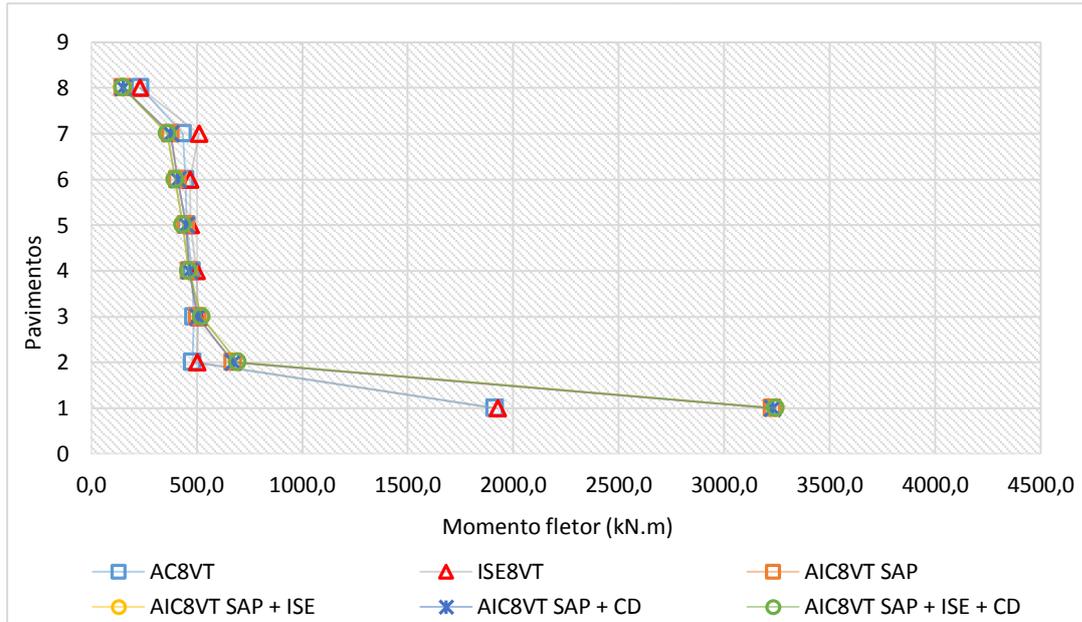
Gráfico 7.32 – Deslocamentos em Z (8VT considerando ação do vento).



Ao analisar os momentos fletores positivos na viga V6 (Gráfico 7.33), a consideração AC8VT e ISE8VT foram semelhantes. Já os modelos que consideraram

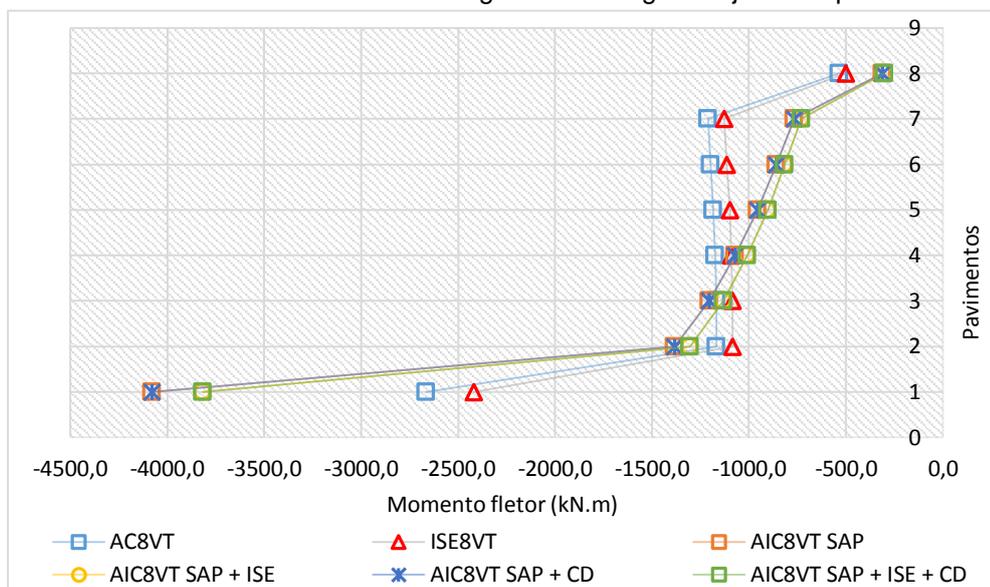
a análise incremental construtiva (AIC8VT SAP e AIC8VT SAP+ISE8) resultaram em diferenças significativas nos primeiros pavimentos em relação a AC8VT. Nos últimos pavimentos a AIC8VT em relação a AC8VT atingiu uma diferença de 20% nos últimos pavimentos.

Gráfico 7.33 – Momentos fletores máximos positivos nas vigas V6.



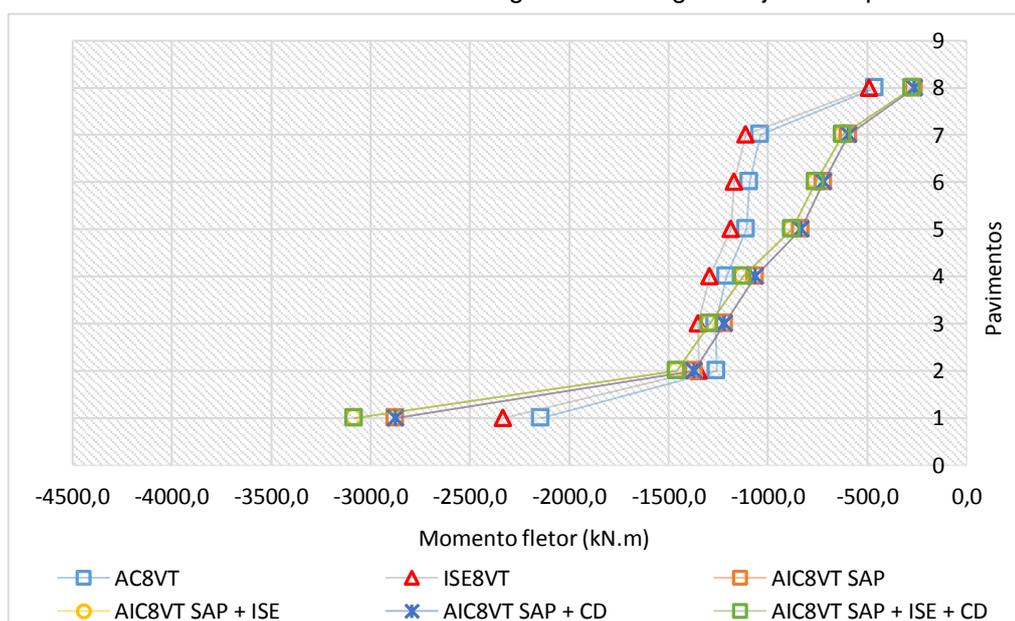
Os momentos fletores na viga V6 junto ao pilar P7 (Gráfico 7.34), ao analisar os modelos AC8VT e AIC8VT SAP + ISE, apresentaram diferenças significativas de até 67%. Após o 4º pavimento é possível notar a redução dos momentos fletores nos modelos que consideram a AIC. Os modelos que consideraram a deformação na modelagem resultaram em valores iguais aos seus respectivos modelos.

Gráfico 7.34 – Momentos fletores negativos nas vigas V6 junto ao pilar P7.



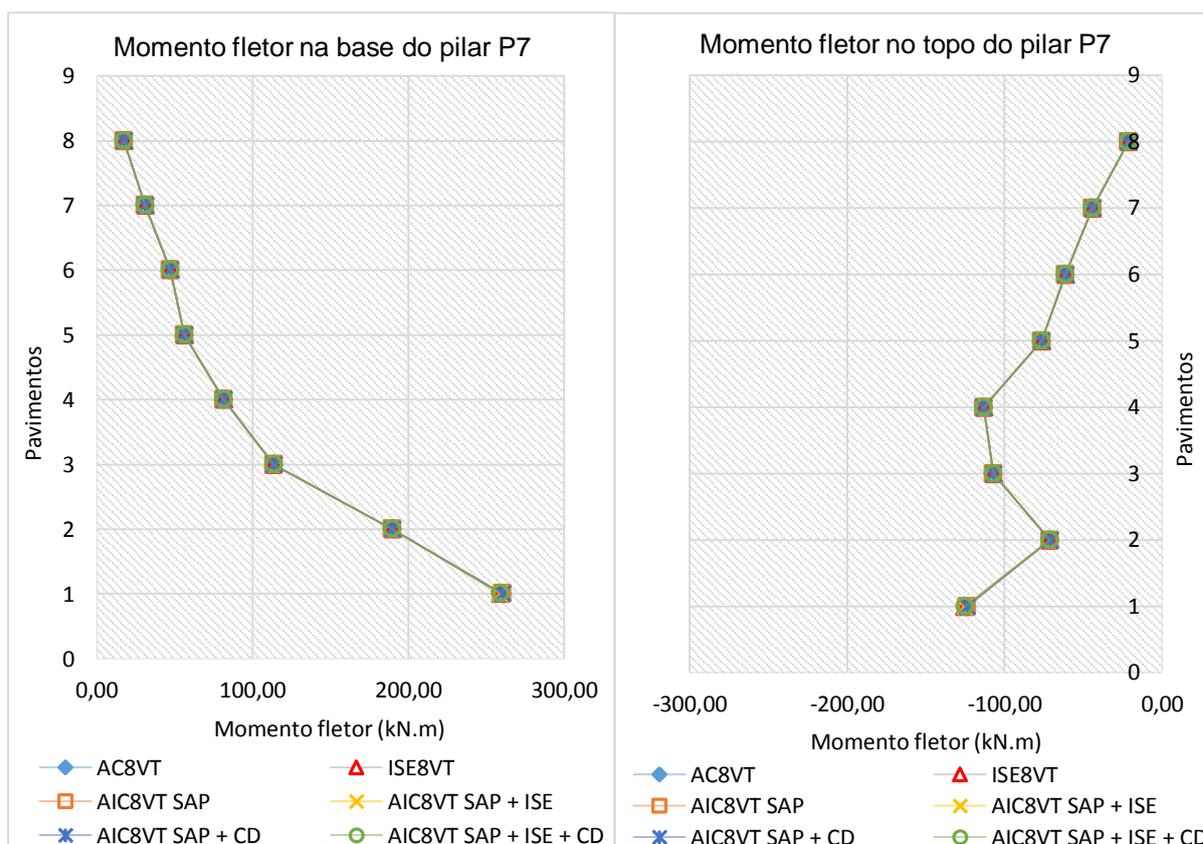
No Gráfico 7.35 é possível verificar as diferenças dos modelos onde considerou-se a AIC na modelagem começa já no 2º pavimento. Diferente dos modelos que consideram a CD que não apresentam diferenças, os momentos fletores negativos na viga V6 junto ao pilar P8 dos modelos AC8VT e AIC8VT SAP + ISE apresentou uma diferença de 66%. O modelo que se considerou a ISE8VT resultou em valores próximos ao da AC8VT.

Gráfico 7.35 – Momentos fletores negativos nas vigas V6 junto ao pilar P8.



Os momentos fletores no topo e na base do pilar de centro P7 (Gráfico 7.37) não apresentaram diferenças significativas em nenhum dos modelos ao longo da altura da edificação de oito pavimentos com viga de transição.

Gráfico 7.37 – Momentos fletores no pilar P7.



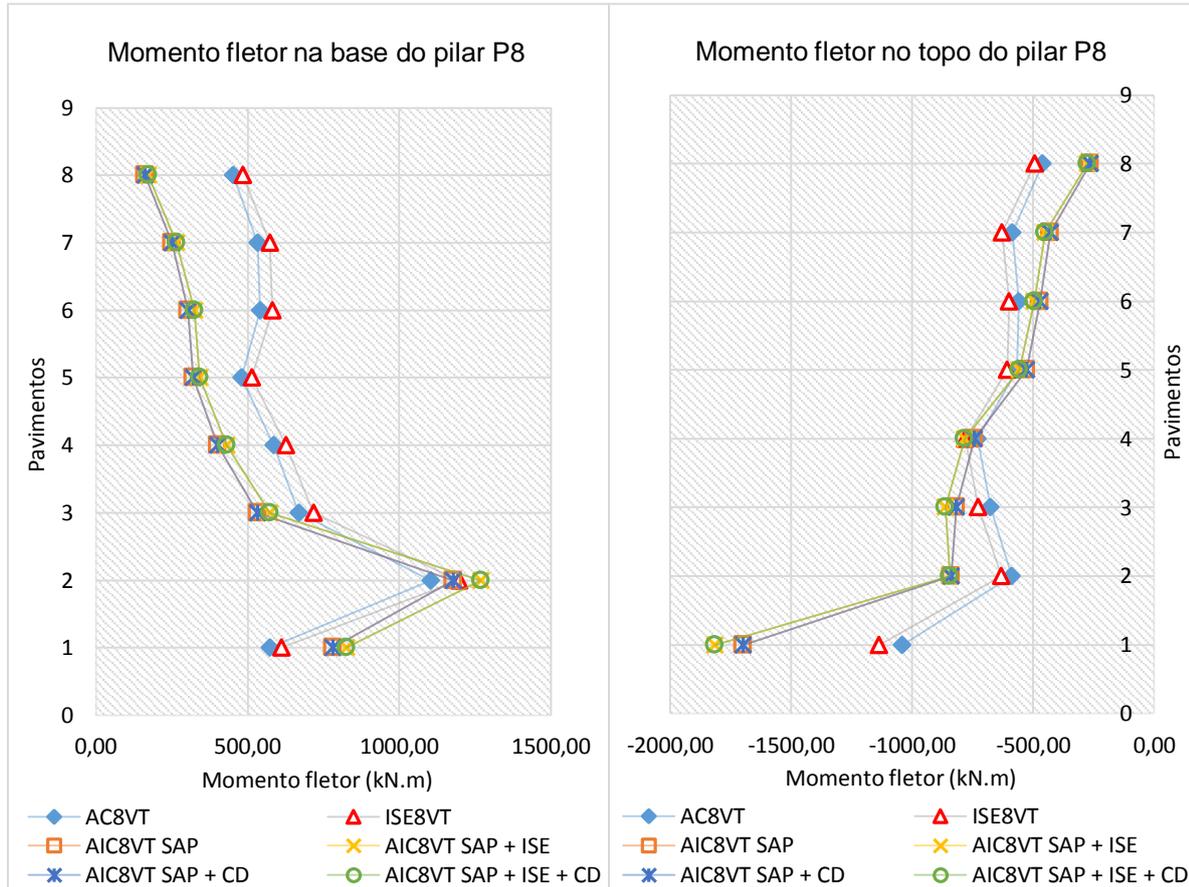
No Gráfico 7.38 é possível verificar as características semelhantes a encontradas no Gráfico 7.36 pelo fator de ambos pilares serem de extremidade.

Nos momentos fletores na base do pilar P8 (Gráfico 7.38), no último pavimento, constata-se uma diferença de 162% do modelo AC8VT, referentes aos modelos AIC8VT SAP, AIC8VT SAP + ISE, AIC8VT SAP + CD e AIC8VT SAP + ISE + CD.

No topo do pilar, os momentos fletores do pilar P8 (Gráfico 7.38), observa-se no centro da edificação valores próximos entre todos os modelos. Contudo, no topo da edificação nota-se referente ao modelo AC8VT, uma diferença de 68%

comparados aos modelos AIC8VT SAP, AIC8VT SAP + ISE, AIC8VT SAP + CD e AIC8VT SAP + ISE + CD .

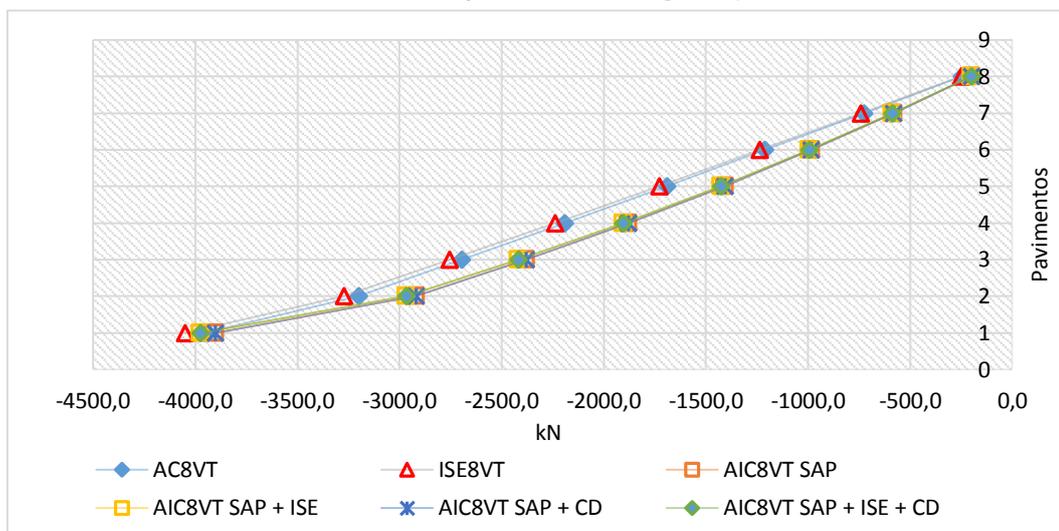
Gráfico 7.38 – Momentos fletores no pilar P8.



No pilar de extremidade P6, a força normal ao longo do pilar (Gráfico 7.39) resultou em uma diferença de 15% quando o modelo AC8VT é comparado ao modelo AIC8VT SAP + ISE. Nota-se que o modelo ISE8VT resultou em dados semelhantes aos da AC8VT.

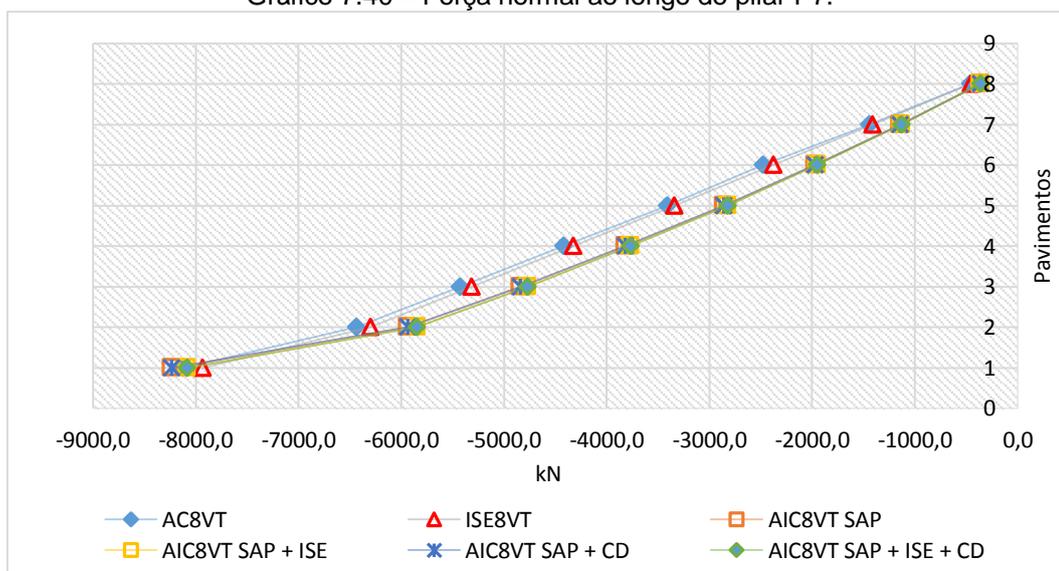
Em todas as análises de força normal ao longo dos pilares do pórtico analisado não foram encontradas diferenças significativas quando considerada a deformação (CD) nos modelos. Sendo os modelos CD com resultados próximos aos modelos sem a consideração da deformação.

Gráfico 7.39 – Força normal ao longo do pilar P6.



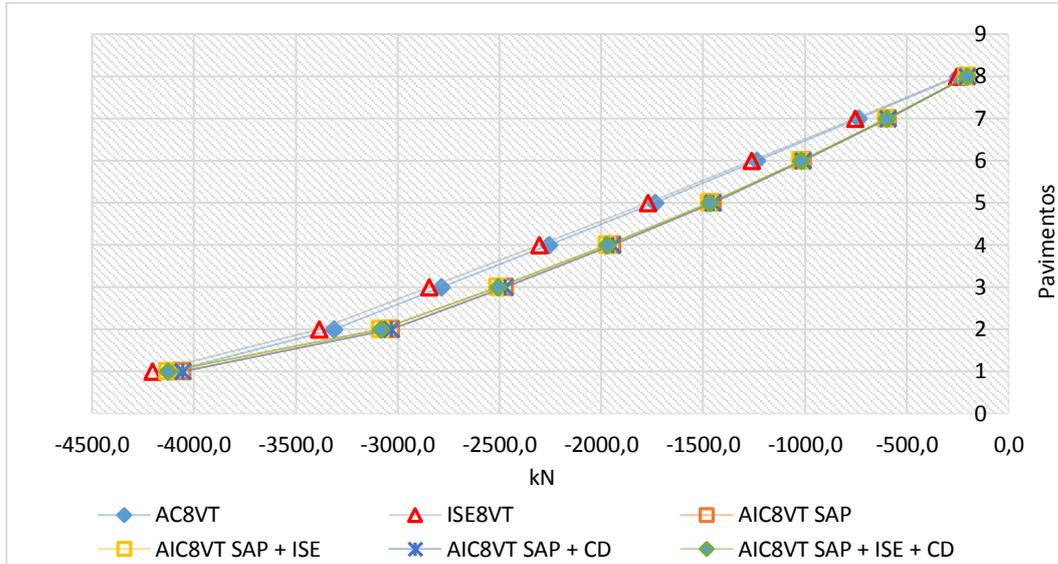
O esforço normal ao longo do pilar P7 (Gráfico 7.40), que é o pilar central do pórtico analisado, obteve-se consideráveis diferenças de 18% referente ao modelo AC8VT em relação ao modelo AIC8VT SAP + ISE. Os modelos que consideraram a AIC apresentaram resultados semelhantes e o modelo de ISE8VT, como no pilar de extremidade, que apresentou resultados próximos aos de da AC8VT.

Gráfico 7.40 – Força normal ao longo do pilar P7.



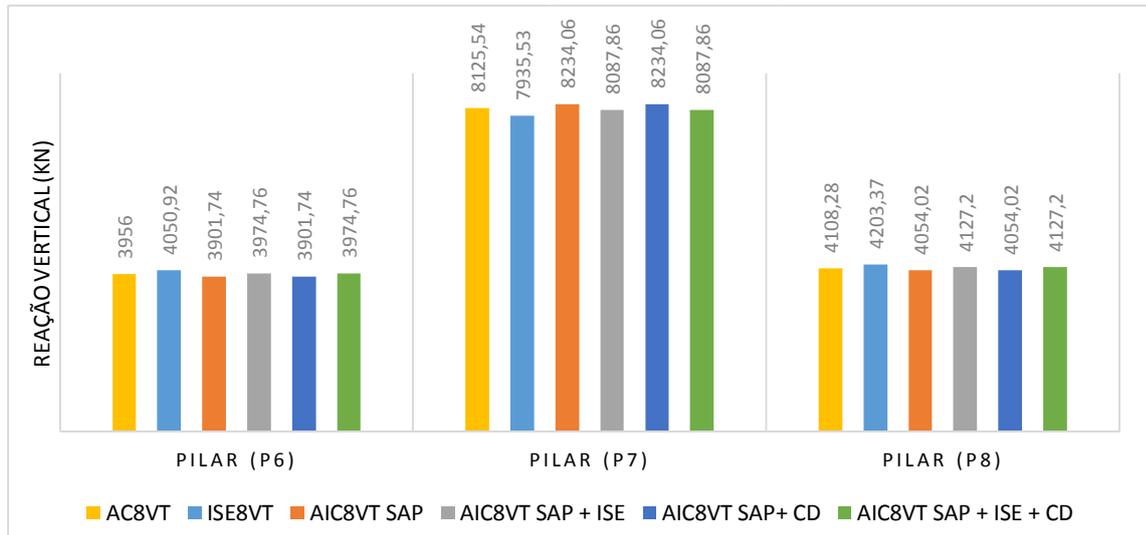
No esforço normal ao longo do pilar P8 (Gráfico 7.41) apresenta as mesmas características dos gráficos anteriores de esforço normal, sendo a diferença do modelo AC8VT de 15% referente ao modelo AIC8VT SAP + ISE.

Gráfico 7.41 – Força normal ao longo do pilar P8.



Em todos os modelos não obtiveram-se resultados significativos nas reações verticais nos apoios. Percebe-se no Gráfico 7.42 pequenas diferenças como de 0,45% do modelo AC8VT em relação a AIC8VT SAP + ISE e do modelo AC8VT em relação ao modelo AIC8VT SAP de 1%.

Gráfico 7.42 – Reações verticais nos apoios.

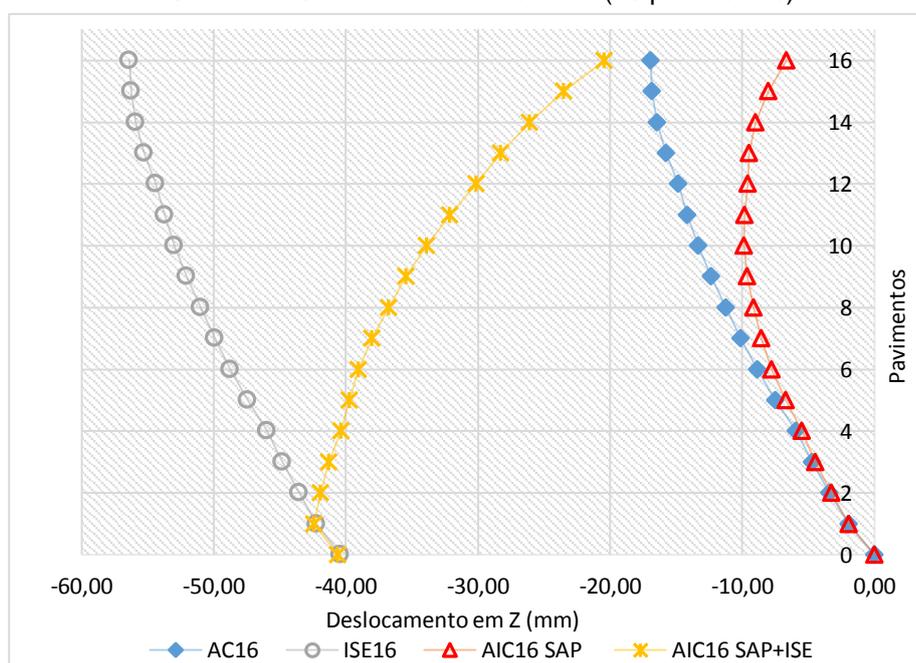


7.3 EDIFÍCIO COM 16 PAVIMENTOS

Neste modelo foi verificada a implicação da AIC em relação à altura do edifício, sendo então referida como um modelo para análise de edifícios altos, e a soma da consideração da ISE no modelo. Considerou-se somente ações verticais para a análise dos modelos e toda a modelagem realizada em 3D.

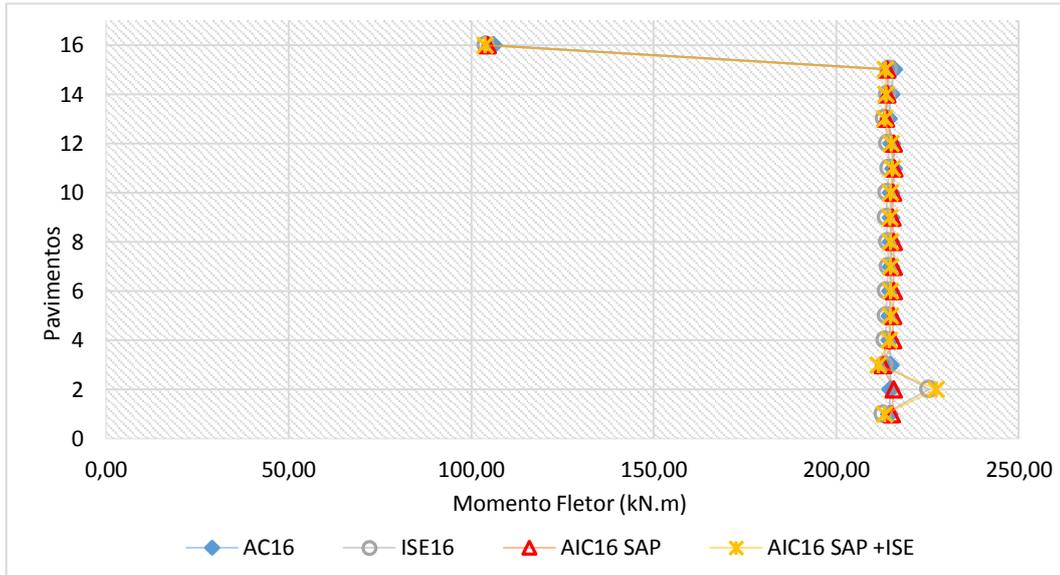
O Gráfico 7.43 apresenta os deslocamentos verticais no topo do pilar P10, conforme o andar da edificação. Verifica-se a curva relativa da soma dos modelos AIC e ISE, conforme Holanda Jr. (1998). A diferença percentual do modelo AC16 em relação ao modelo AIC16 SAP chegou a 144% no topo da edificação. No modelo AIC16 SAP+ ISE quando comparado ao modelo AC obteve-se uma diferença de 17,15%.

Gráfico 7.43 – Deslocamentos em Z (16 pavimentos).



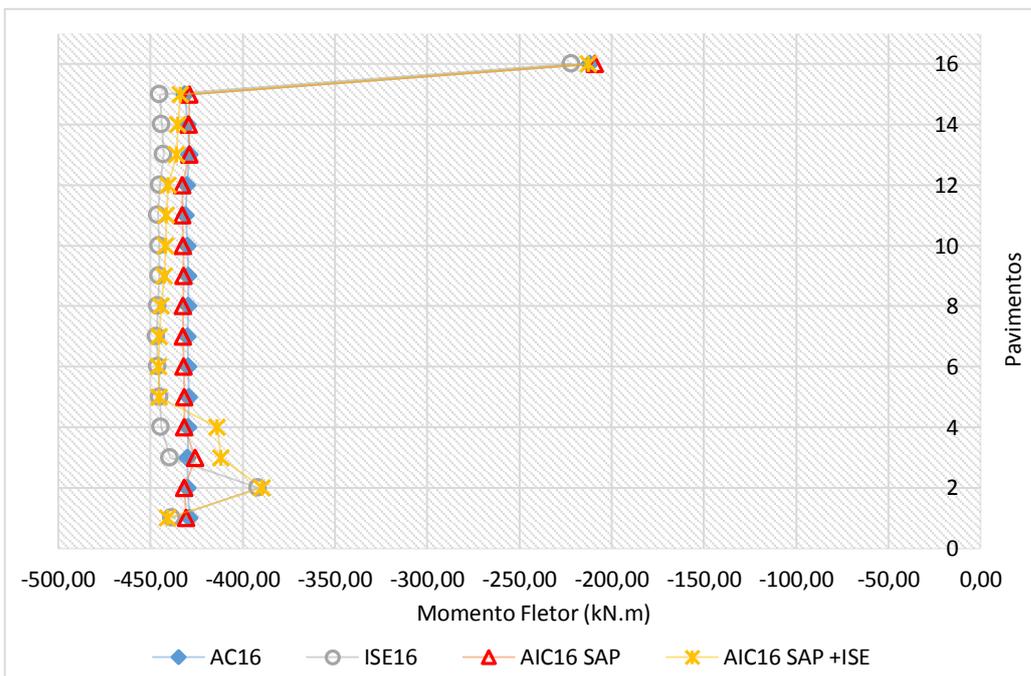
A comparação dos momentos fletores máximos positivos nas vigas V7 são apresentados no Gráfico 7.44. Nota-se que os modelos possuem valores próximos, apresentado diferenças em torno de 2% em relação a AC16. Destaca-se a diferença dos primeiros pavimentos, quando considerado a ISE nos modelos chegando a uma diferença de 5% quando comparada a AC16.

Gráfico 7.44 – Momentos fletores máximos positivos nas vigas V7.



Verifica-se no Gráfico 7.45, os momentos fletores negativos nas vigas V7 junto ao pilar P9, um aumento de valores na consideração de interação solo-estrutura no modelo (ISE16 e AIC16 SAP + ISE). Retirando a variação dos primeiros pavimentos e considerando a semelhança dos modelos nos últimos pavimentos os valores de diferenças percentuais dos modelos comparado a AC16 resultaram em valores menores que 1%.

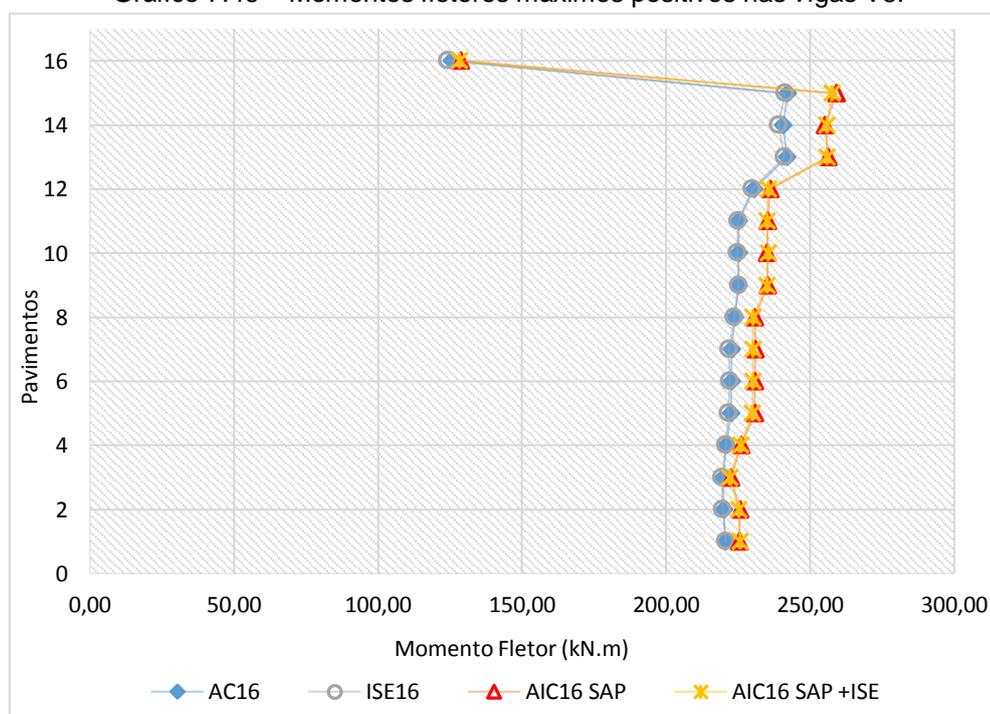
Gráfico 7.45 – Momentos fletores negativos nas vigas V7 junto ao pilar P9.



Na análise dos momentos fletores máximos positivos nas vigas V8 (Gráfico 7.46), verificou-se uma semelhança de dados entre os modelos de AC16 e o ISE16, onde a maior diferença é verificada nas análises onde considerou-se o carregamento construtivo (AIC16 SAP e AIC16 SAP + ISE), sendo a diferença percentual de até 6%.

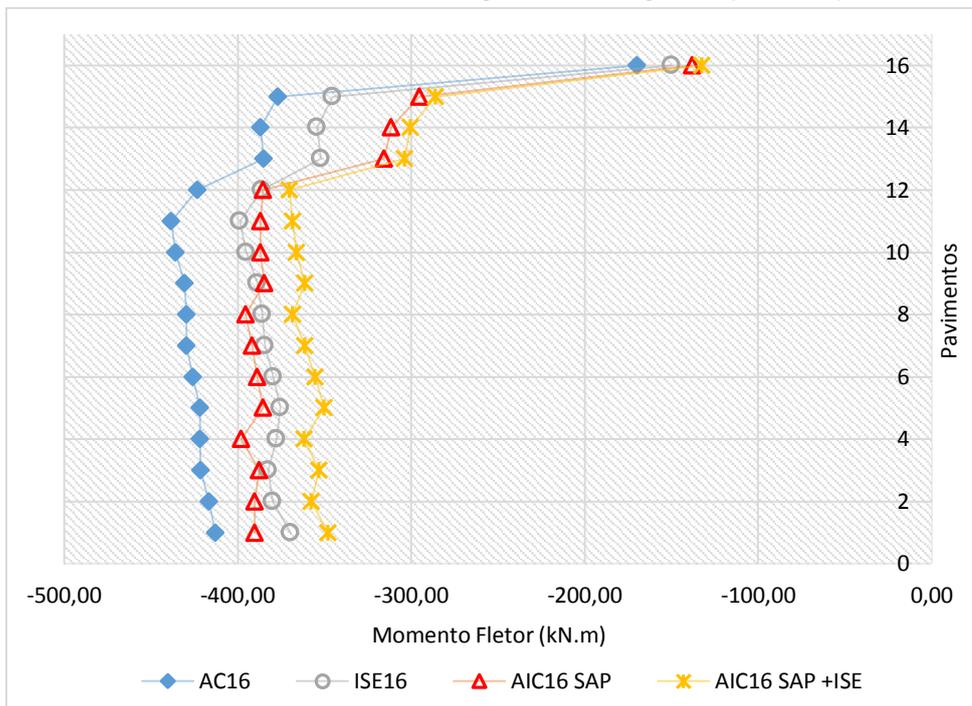
Também é possível verificar que nos últimos pavimentos a diferença de resultados entre os modelos é menor que 1% em relação a AC16, resultados semelhantes ao edifício de 8 pavimentos quando considerado somente ações verticais.

Gráfico 7.46 – Momentos fletores máximos positivos nas vigas V8.



Ao comparar os momentos fletores negativos nas vigas V8 junto ao pilar P10, notou-se uma maior variação nos resultados, onde a AC16, em relação a AIC16 SAP, verificou-se uma diferença de 24%. e no modelo AIC16 SAP + ISE a diferença aumentou para 29% em relação ao modelo de AC16.

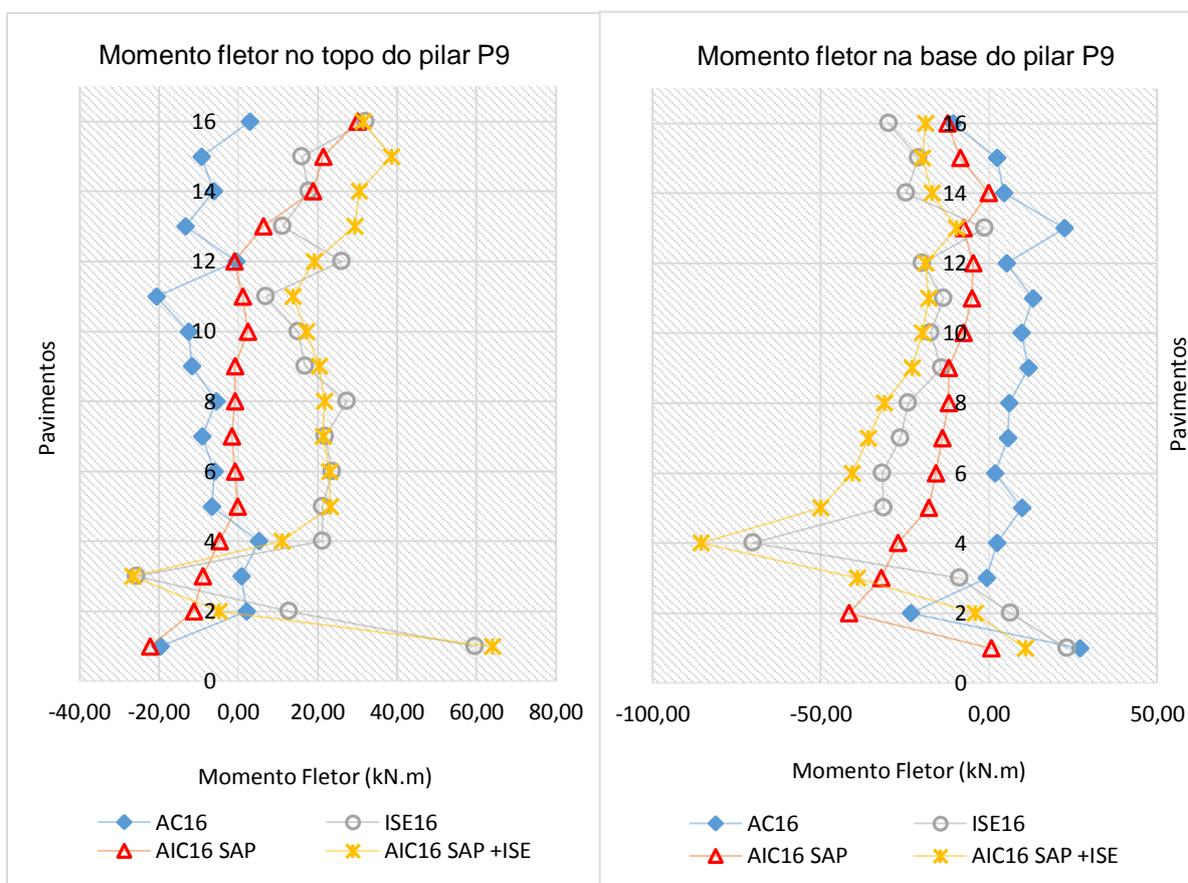
Gráfico 7.47 – Momentos fletores negativos nas vigas V8 junto ao pilar P10.



Observa-se no Gráfico 7.48 a variação em todos os modelos em relação a AC16. As diferenças dos momentos fletores no topo do pilar P9, ao analisar a AIC16 SAP, torna-se considerável principalmente nos últimos pavimentos, onde a diferença aumenta perante o modelo AC16. Os modelos que consideraram a ISE (ISE16 e AIC16 SAP + 16) resultaram em valores semelhantes e consideravelmente diferentes da AC16.

Os momentos fletores na base do pilar P9, o modelo que mais apresentou diferença foi o modelo AIC16 SAP + 16, onde no 8º pavimento a diferença chegou a 81% comparado ao modelo de AC16. Diferente dos valores de momentos fletores no topo, os momentos fletores na base do pilar P9 no último pavimento, apesar de ter redução de valores, resultou em valores próximos ao da AC16.

Gráfico 7.48 – Momentos fletores do pilar P9.

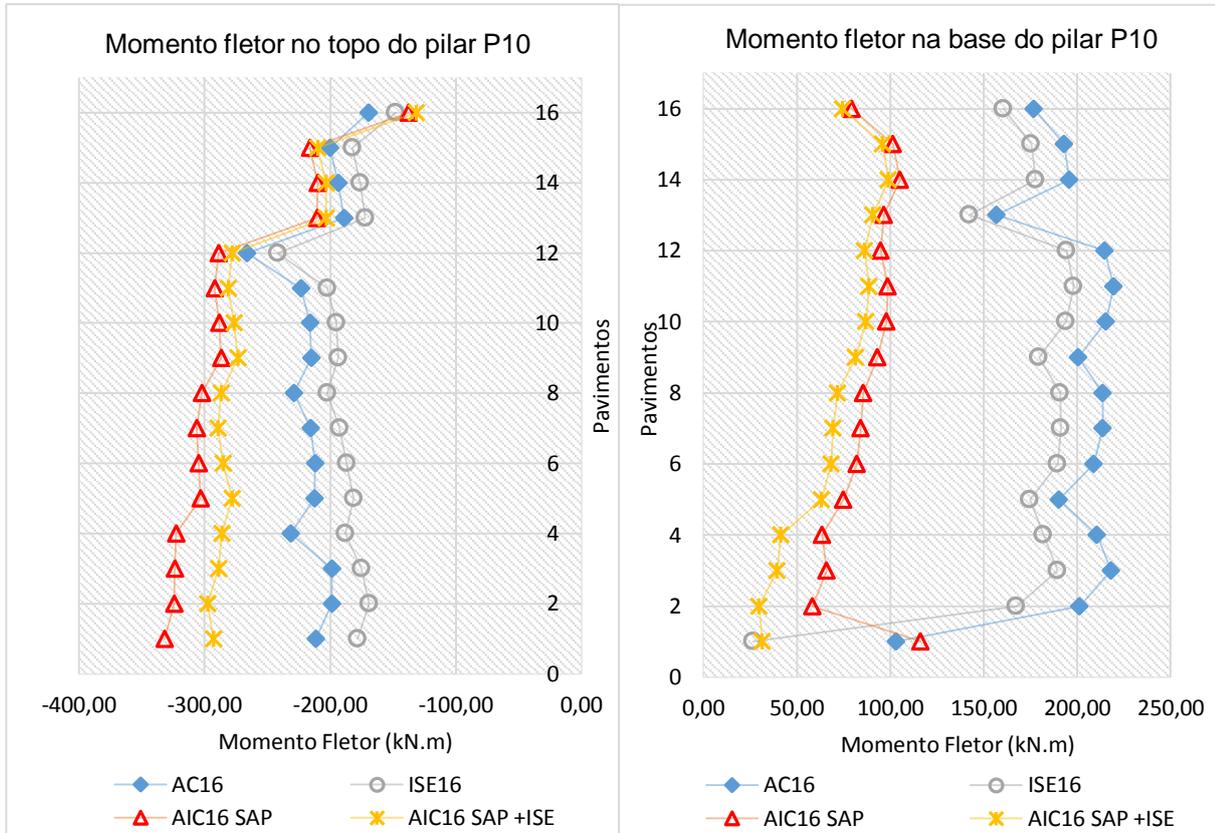


Nota-se no Gráfico 7.49, quando analisado os momentos fletores no topo do pilar P10, uma diferença significativa nos primeiros pavimentos quando considerada a AIC. A menor diferença é do modelo ISE16, que chegou a 19% em relação a AC16. A análise incremental construtiva foi a que resultou em maior diferença, chegando a 36% quando comparada a AC16. O modelo que considerou AIC16 SAP + ISE obteve uma diferença de 28%.

Ao comparar os resultados obtivos no momento fletor na base do pilar P10 é possível notar que a diferenças em todos os modelos são significativas quando considerada a AIC. Nos últimos pavimentos a diferença do modelo AIC16 SAP + ISE resultou em 137% em relação ao modelo de AC16.

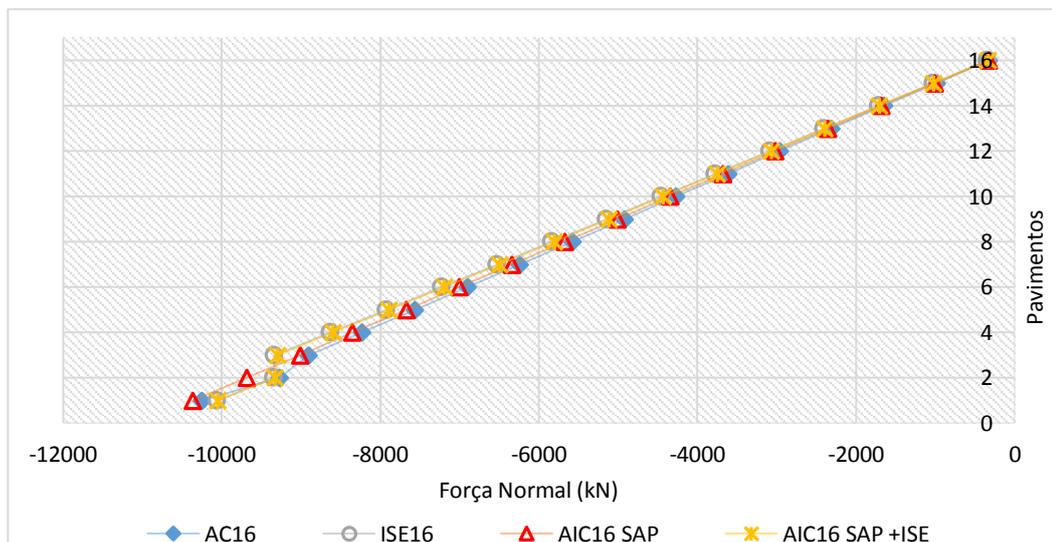
Confirmando estudos de Silva e Vasconcellos Filhos (2008), o Gráfico 7.49 mostra que ao considerar a AIC os momentos fletores no topo de um pilar de extremidade, aumentam em relação a uma análise convencional e os valores dos momentos fletores na base diminuem.

Gráfico 7.49 – Momentos fletores no pilar P10.



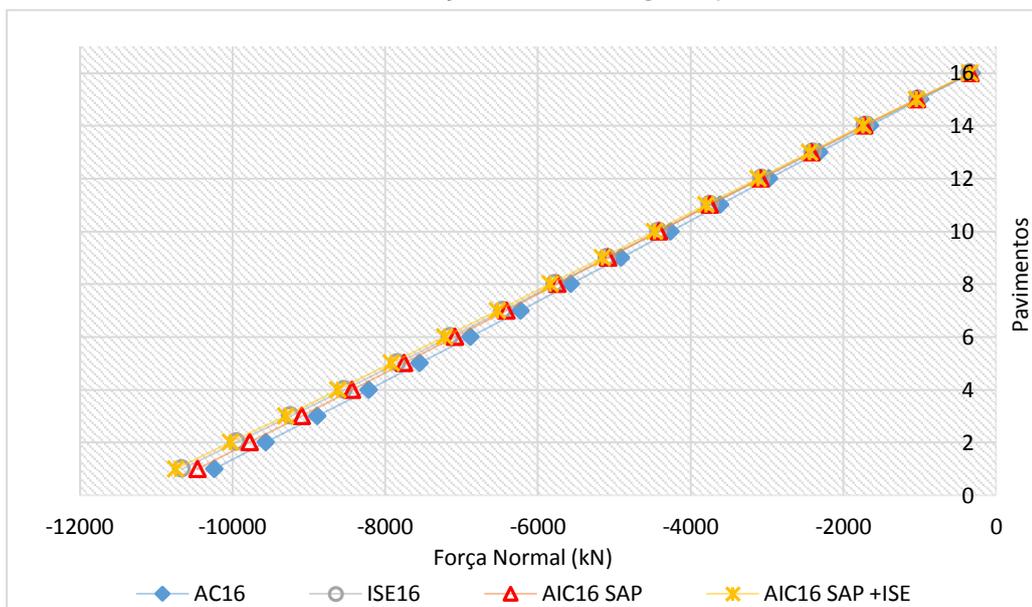
No pilar P8 a força normal ao longo do pilar verifica-se uma variação se valores nos primeiros pavimentos através do Gráfico 7.50. Logo, constata-se uma diferença de 5 % entre os modelos AC16 e ISE e entre AC16 e AIC16 SAP + ISE uma diferença de 4%.

Gráfico 7.50 – Força normal ao longo do pilar P8.



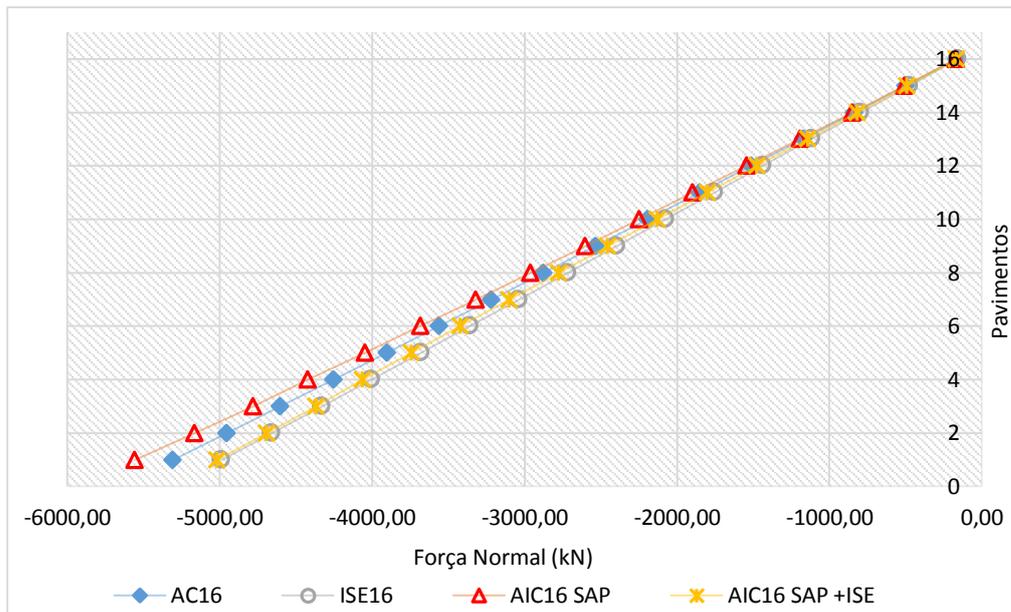
O modelo que considera a AC16 apresentou valores menores que os outros modelos quando comparada a força normal ao longo do pilar P9 (Gráfico 7.51). A consideração da ISE resultou em modelos com valores maiores, com diferenças de até 5% no modelo AC16 em relação a AIC16 SAP + ISE.

Gráfico 7.51 – Força normal ao longo do pilar P9.



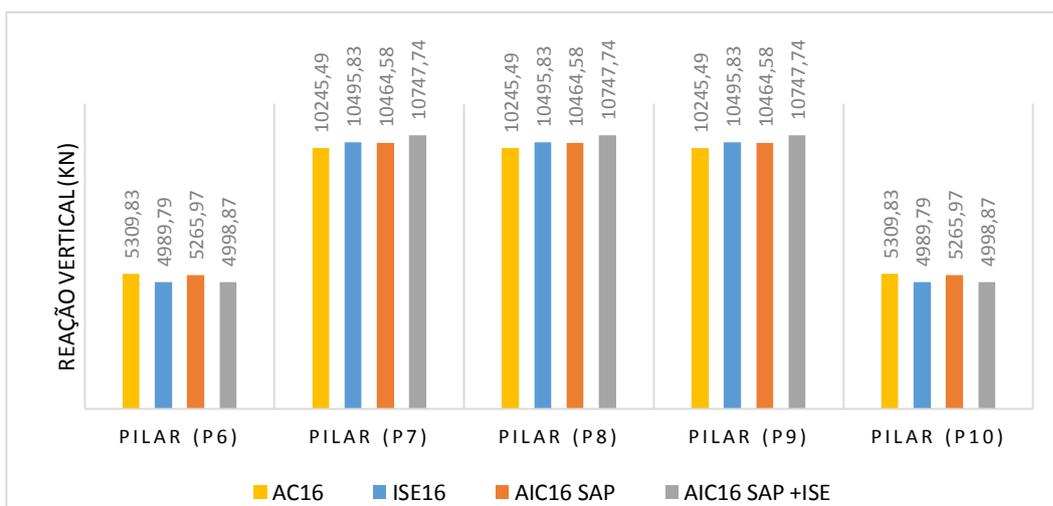
Ao analisar o Gráfico 7.52 percebe-se que os valores dos esforços normais do pilar P10 nos primeiros pavimentos tem uma diferença entre os modelos. Essa diferença entre os modelos diminui conforme a altura da edificação. O modelo AIC16 SAP nos primeiros pavimentos apresentou uma diferença de 4% em relação ao modelo AC16. Nos modelos ISE16 e AIC16 SAP + ISE verificou-se uma diferença de 6% comparado ao modelo AC16.

Gráfico 7.52 – Força normal ao longo do pilar P10.



As reações verticais nos apoios (Gráfico 7.53), diferente dos modelos anteriores, destaca-se uma maior diferença. Na AC16 os pilares de extremo atingiram uma redução de 6% e os pilares centrais um acréscimo de até 5% em relação ao modelo AIC16 SAP + ISE. Percebe-se a influência do número de pavimentos quando considerado a AIC somada a ISE que, ao comparar os modelos anteriores de edifícios com menos pavimentos, obteve-se um considerável diferença.

Gráfico 7.53 – Reações verticais nos apoios.



8 CONCLUSÕES

Através da revisão bibliográfica e dos exemplos numéricos, o trabalho realizado buscou fornecer contribuições ao estudo de estruturas metálicas quando considerada a AIC e ISE. Sendo esse tema, quanto a estrutura metálicas, ainda inexistente nos livros didáticos e com poucas publicações acadêmicas.

Procurou-se mostrar através dos exemplos numéricos a importância da consideração da AIC juntamente com a ISE. Os resultados obtidos nas modelagens corroboraram trabalhos citados na revisão bibliográfica, comprovando a importância da ISE na consideração de um modelo, e da AIC.

Verificou-se a importância do desenvolvimento de ferramentas que auxiliem a modelagem numérica. Isso se deve ao fato de que na análise de edifícios de múltiplos andares de aço, torna-se longo e difícil o acompanhamento da análise estrutural no caso de ensaios experimentais. Como exemplo o recurso do programa SAP2000® na consideração da AIC, que auxiliou o desenvolvimento desta pesquisa, onde a relação do tempo da modelagem manual da AIC em relação a AIC SAP é menor.

Pode-se concluir que na consideração da sobrecarga de montagem (50% e 15% da sobrecarga de utilização) do edifício de 8 pavimentos, com um planta baixa simétrica, as diferenças não foram significativas como para um edifício de concreto armado, onde as ações de sobrecarga de montagem são consideravelmente maiores.

Nos modelos onde considerou-se as deformações (CD), verificou-se que nas duas edificações analisadas e todas as modelagens consideradas resultaram em esforços, momentos e deslocamentos iguais. Destaque-se o elevado tempo de processamento das análises ao considerar a deformação a cada etapa da AIC.

No modelo de 8 pavimentos, pode-se verificar a real importância da correta consideração da ação do vento na estrutura. Onde os modelos que consideraram a AIC somada a ISE resultaram em uma melhor redistribuição de esforços. As referidas análises são mais próximas da realidade, pois o vento e a ação de sobrecarga de utilização foram ações consideradas na última etapa, o que realmente acontece em uma construção real. Conclui-se desta forma, que mesmo para edificações metálicas

de 8 pavimentos a AIC+ISE é de suma importância na consideração da análise estrutural.

O edifício de 8 pavimentos com viga de transição resultou em diferenças consideráveis. Destacam-se os esforços normais ao longo dos pilares analisados, que chegaram a 18% de diferença quando comparados ao modelo de AC8VT. As redistribuições de esforços que resultam na realocação dos momentos fletores nas vigas apresentaram também diferenças significativas quando considerado a AIC+ISE. Verificou-se claramente a influência da ISE perante o modelo de análise convencional. Desta forma, pode-se concluir a importância da AIC e da ISE em um edifício de oito pavimentos de estrutura metálica com viga de transição no primeiro pavimento.

O edifício de 16 pavimentos apresentou diferenças significativas principalmente quando considerado a AIC+ISE. A diferença do número de andares e a consideração do modelo somente com a consideração de cargas verticais e em 3D possibilitou verificar o aumento na diferença dos deslocamentos em relação as outras edificações com menor número de pavimentos. Notou-se uma maior influência nas reações de apoio, dados este que nas edificações com 8 pavimentos diferem consideravelmente. Portanto, confirmando pesquisas citadas na revisão de literatura, que indicavam a influência do carregamento incremental em edifícios com maior números de andares e esbeltos como o do modelo analisado.

Conclui-se com esta pesquisa a importância da consideração da AIC somada a ISE em edifícios metálicos de 8 pavimentos, 8 pavimentos com viga de transição no primeiro andar e 16 pavimentos. Todavia, a falta de pesquisas em edifícios metálicos somada aos poucos programas computacionais que tenham tais considerações estruturais simultaneamente dificulta a implantação em escritórios de cálculo de ambas considerações.

8.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

A fim de tornar as modelagens computacionais mais realistas e para dar continuidade a pesquisas sobre a consideração da AIC somada a ISE em edifícios metálicos, sugere-se:

- Avaliar a interferência da análise de 2ª ordem quando considerada a deformação na AIC e na AIC somada a ISE;
- Considerar a influência das ligações em edificações metálicas, visto que neste primeiro estudo adotou-se ligações rígidas, sugere-se a adoção de outros tipos de ligações metálicas para ver as implicações que tal consideração possa trazer ao modelo incremental;
- Verificar a influência do número de pavimentos em edifícios de múltiplos andares de aço, com projetos estruturais onde a planta baixa não tenha simetria;
- Analisar a influência da AIC+ISE na adoção de outros modelos de representação de ISE em diferentes tipos de solos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ANTONIAZZI, J. P. **Interação Solo-Estrutura de Edifícios com Fundações Superficiais**. 2011. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental, Universidade Federal de Santa Maria. Santa Maria, 2011.

ANTONIAZZI, J. P., ALVA, G. M., SOARES, J. M. Metodologia Simplificada para a Construção da Interação Solo-Estrutura em Edifícios com Fundações em Sapatas Isoladas. **Engenharia Estudo e Pesquisa**, v. 10, No. 2, p. 3-14, jul./dez., 2010.

ASSOCIAÇÃO DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120**: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 1980.

_____. **NBR 6123**: Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 1988.

_____. **NBR 6122**: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 2010.

_____. **NBR 8681**: Ação e segurança nas estruturas – Procedimento. Rio de Janeiro, 2003.

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

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

AOKI, N.; CINTRA, J.C. **Notas de aula disciplina SGS – 404 Fundações, EESC-USP** – Departamento de Geotecnia, EESC da USP, São Carlos, 2004.

ALVA, G. M. S. Estruturas de Concreto – **Projeto estrutural de sapatas**. Departamento de Estruturas e Construção Civil. Universidade Federal de Santa Maria. Santa Maria, 2007.

ASHRAF, M.A.; DINAR, Y.; RASEL, M. M.; CHOWDHURY, M.J.A. Chronological Construction Sequence Effects on Reinforced Concrete and Steel Buildings. **The international Journal of Engineering And Science (IJES)**. v. 3, p. 52-63. 2014.

BARATA, F. E. **Recalques de edifícios sobre fundações diretas em terrenos de compressibilidade rápida e com consideração da rigidez da estrutura.** Tese de concurso para professor Titular do Departamento de Construção Civil do Setor de Geomecânica da EEUFRRJ, Rio de Janeiro, 1986.

BARBOZA, N. Mr. Shan traz novidade. **Revista Técnica**. São Paulo, v. 236, p. 32-35. 2016.

BASTOS, P. S. **Notas de Aula - Sapatas de Fundação**, Universidade Estadual Paulista, UNESP- Campus de Bauru. Bauru, 2016.

BROWN, P. T.; YU, S. K. R. Load Sequence and Structure-Foundation Interaction. **Journal of Structural Engineering**. v.112. p. 481-488. 1986

CARVALHO, B. A. **Análise Comparativa pelo Método dos Elementos Finitos de Modelos Tridimensionais Clássicos e Evolutivos do Sistema Estrutural de um Edifício Alto em Concreto Armado.** Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas, Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte, 2004.

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

COVAS, N. Personalidade Entrevistada, Nelson Covas. **Revista Concreto & Construções**. IBRACON, v.84. 2016.

CHOI, C. K.; KIM, E. D. Multistory Frames Under Sequential Gravity Loads, **Journal of Structural Engineering** – ASCE, v. 111, No. 11, Nov., 1985, p. 2373 – 2384.

CHAMECKI, S. Consideração com rigidez da estrutura no cálculo dos recalques da fundação. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS, 1954, Porto Alegre. Anais... Porto Alegre, RS. v.1, 1954.

COELHO, A.O.L. **Influência das Etapas de Construção e Carregamento na Análise de Pórticos Planos em Edifícios Altos.** 2003. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas), Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas, Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte, 2003.

COELHO, L. H.; GORZA, L. S. Análise Incremental Construtiva de Edifícios Metálicos de Andares Múltiplos. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 47, 2005, Olinda. **Anais eletrônicos**... Olinda: IBRACON, 2005.

- COSTA, A.J.N. **Curso de Mecânica dos Solos e Fundações**. Editora Globo, 1956.
- CONSOLI, N. C.; MILITITSKY, J.; SCHNAID, F. **Patologia das Fundações**. São Paulo: Oficina de Textos, 2008. 207 p.
- FATTAL, S. G (1983). Evaluation of construction loads in multistory concrete building. National Institute of Standards and Technology. NBS Building Science Series, n. 146, 139 p
- FERRO, F. L. B.; SIMPLICIO, M. A. S.; ASSIS, W. S. CARVALHO, E. N. Interação solo-estrutura em galpões metálicos treliçados com cobertura em arco circular. **Ambiente Construído**, Porto Alegre, v.16, n.1, p. 203-219, jan./mar. 2016. Disponível em: <http://dx.doi.org/10.1590/s1678-86212016000100069> Acesso em: 17 out. 2016.
- FONTE, F. L. F.; FONTE, A. O. C.; PONTES, I. D. S. Análise de Interação Solo-Estrutura em Edifícios. Simpósio Brasileiro de Informática em Geotecnia, 2001.
- GORZA, L. S. **Análise Incremental Construtiva de Edifícios Metálicos de Andares Múltiplos Usando o Método dos Elementos Finitos**. 2000. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Espírito Santo. Vitória, 2000.
- GOULART, M. S. S.; OLIVEIRA, E. S. S.; SOUZA, P. V. A. Processo Incremental Construtivo: Comparação entre os Modelos Utilizados na Prática de Projeto. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 52, 2010, Fortaleza. **Anais eletrônicos**... Fortaleza: IBRACON, 2010.
- GUSMÃO, A.D. **Estudo da interação solo-estrutura e sua influência em recalques de edificações**. Dissertação de Mestrado – Universidade Federal do Rio de Janeiro – COPPE, Rio de Janeiro, 1990.
- GUSMÃO, A.D.; GUSMÃO FILHO, J. A. Avaliação da influência da interação solo-estrutura. In. X COBRAMSEF, Foz do Iguaçu, PR, ABMS, **Anais...** v.1, p.68-74, 1994.
- GRUNDY, P.; KABAILA, A. - Construction Loads on Slabs with Shored Formwork in Multistory Buildings, **Structural Journal** ACI, v. 60, No. 12, p. 1729-1738, Dec., 1963.

HOLANDA JR.,O. G. **Interação solo-estrutura para edifícios de concreto armado sobre fundações diretas**. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1998.

KAMINSKI JUNIOR, J. Anotações de Aula – Estruturas de Aço e Madeira. Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2015

KRIPKA, M. **Análise Incremental Construtiva de Edificações**. 1990. 129 p. Dissertação (Mestrado em Ciências em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1990.

KRIPKA, M.; SORIANO H. L. Sistema para análise incremental construtiva de edificações. In: CONGRESSO IBERO-LATINO-AMERICANO SOBRE MÉTODOS COMPUTACIONAS PARA ENGENHARIA, 13, 1992, Porto Alegre. **Anais...** Porto Alegre: CPGEC/UFRGS, 1992.

KWAK, H.G; KIM, J. K. Time-dependent analysis of RC frame structures considering construction sequences, **Building and Environment 41** – ELSEVIER, 2006, p.1423-1434.

SCARLAT, A.S. Effect of soil deformability on rigidity: related aspects of multistory buildings analysis. **ACI Struct. J.**, Detroit, v. 90, n. 2, p.156-162, 1993.

LIU, X.; CHEN, W.F.;BOWMAN, M. D. Construction load analysis for concrete structures. **Journal of Structural Engineering**. V. 111, p.1019-1036, 1985.

LOPES, F.R.; GUSMÃO, A.D. On the influence of soil-structure interaction in the distribution of foundation loads and settlements. In: EUROPEAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 10, Firenze, 1991. **Proceedings**. Rotterdam, A. A. Balkema, v. 2, 1991.

LOPES, F. R.; VELLOSO, D. A. **Fundações**: critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas. São Paulo: Oficina de Textos, 2010. 568 p.

MARGARIDO, A. F. **O uso do aço na Arquitetura**. 2ª Ed. Rio de Janeiro: IBS/CBCA, 2007.

MATEUS, F.M. **Influência das Deformações Axiais dos Pilares e das Etapas de Construção e Carregamento na Análise Estrutural de Edifícios com Lajes Lisas**. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas), Programa de Pós-

Graduação em Engenharia de Estruturas, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2003.

MENON, N. V.; NOGUEIRA, R. S. Análise Incremental em Pórticos de Edifícios Altos em Concreto Armado. **Ciência e Engenharia**, Uberlândia, v.24, n.1, p. 79-88, jan./jun. 2015. Disponível em: <<http://dx.doi.org/10.14393/19834071.2015.28949>>. Acesso em: 27 nov. 2015.

MINDLIN, R. D. Force at a point in the interior of a semi – infinite solid. **Physics**, 7, p.195-202, 1936.

MOTA, M. M. C. **Interação solo-estrutura em edifícios com fundação profunda: método numérico e resultados observados no campo**. Tese de Doutorado da EESC da USP. São Carlos, SP, 2009.

MENDONÇA, F.R.S. **Avaliação do Efeito da Interação Solo-Estrutura Sobre o Comportamento Estrutural de Edificações em Aço e Mistas (Aço-Concreto)**. Dissertação (Mestrado em Estruturas), Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2012.

MENDONÇA, F.R.S.; SILVA, J.G.S.; SIEIRA, A.C.C.F. Avaliação do Efeito da Interação Solo-Estrutura sobre a resposta estrutural em edifícios mistos (aço-concreto).In: CONGRESSO DE MÉTODOS NUMÉRICOS EM ENGENHARIA 2015, Lisboa. **Anais eletrônicos...** Lisboa: APMTAC, 2015.

MORAES, M.C. **Estruturas de Fundações**. São Paulo: MCGRAW-HILL, 1976.

MEYERHOF, G.G. **Some recent foundation research and its application to design**. STRUCTURAL ENGINEERING. Londres, 1953.

NJOMO, W.; OZAY, G. Sequential analysis coupled with optimized substructure technique modeled on 3D-frame construction process. *Engineering Structures*, Elsevier. V.80, p. 200-210. 2014

OLIVEIRA JÚNIOR, R. F. **Desempenho de um edifício de múltiplos andares com ênfase nos efeitos da interação solo-estrutura**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade de Pernambuco, Recife, 2010.

ORMONDE, P. C. **Software educacional livre para análise não linear de pórticos planos em estruturas metálicas**. Dissertação (Mestrado em Estruturas e Construção Civil) – Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2013.

PRADO, J. F. M. A. **Estruturas de edifícios em concreto armado submetidas a ações de construção**. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, São Paulo, Brasil, 1999

PFEIL, M.; PFEIL, W. **Estruturas de Aço: dimensionamento prático**. 8ªEd. Rio de Janeiro, LTC, 2012.

PORTO, T.B.; SILVA, R.M. Study of a structural masonry building with the analysis of soil – structure interaction. **Asociación Argentina de Mecánica Computacional, Mecánica Computacional**, Buenos Aires, v.29, p. 1555- 15574, 2010.

POULOS, H. G. Settlements anlysis of structural foundation systems. **Proceedings, IV South – East Asian Conference on Soil Engeneering**, Kuala Lumpur, Malásia, v. IV, pp. 52-62,1975

PERLOFF, W.H. Pressure distribution and settlement. In:WINTERKORN, H.F.; FANG, H.Y. **Foundation engineering handbook**. New York: Van Nostrand Reinhold, 1975. p. 148-196.

PERLOFF, W. H.; BARON, W. Soil mechanics: principles and applications. New York: John Wiley an Sons CO. 745P, 1976.

REIS, J.H.C.. **Interação solo-estrutura de grupo de edifícios com fundações superficiais em argila mole**. Dissertação de Mestrado – EESC da USP, São Carlos, SP, 155p., 2000.

SILVA, N. U. P. **Análise de Tensões Verticais em Edifícios de Alvenaria Estrutural Considerando a Interação Solo-Estrutura**. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2006.

SILVA, F. J. B.; VASCONCELLOS FILHO, A. Introdução à análise sequencial estrutural pelo método dos elementos finitos. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 50, 2008, Salvador. **Anais eletrônicos...** Salvador: IBRACON, 2008.

SOUZA, A. S. Clemente de. **Dimensionamento de elementos estruturais em aço segundo a NBR 8800:2008**. São Carlos: EdUFSCar, 2014.

SOARES, R. A. C. Análise sequencial construtiva de edifícios de múltiplos andares em aço. **Revista ON-LINE-IPOG:Especialize**. Goiânia. n. 10, 2015.

TERZAGHI, K. **Evaluation of coefficient of subgrade reaction**. Geotechnique, London, v. 5, n. 4, p. 297-326, 1955.

VASCONCELLOS FILHO, A. **Edifícios de Andares Múltiplos**, tese apresentada em concurso de professor titular, 1981, Edições Engenharia, Escola de Engenharia da UFMG.

WINKLER, E. E. O. **Die Lehre von der Elastizität und Festigkeit**. Domicius. Prag, 1867.