

UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO

CENTRO DE TECNOLOGIA E GEOCIÊNCIAS

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

BACHARELADO EM ENGENHARIA CIVIL

**INFLUÊNCIA DAS ETAPAS CONSTRUTIVAS NO CÁLCULO DE
ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO**

Eros Henrique de S. Lima

Shalom Guilherme Bias Macedo

Orientador Prof. Dr. Paulo Marcelo V. Ribeiro

RECIFE

2014

EROS HENRIQUE DE SOUZA LIMA

SHALOM GUILHERME BIAS MACEDO

**ANÁLISE DOS EFEITOS CONSTRUTIVOS EM ESTRUTURAS DE
CONCRETO ARMADO**

Trabalho de conclusão de curso de graduação apresentado à Universidade Federal de Pernambuco, como requisito parcial para obtenção do grau de Bacharel em Engenharia Civil.

**Área de concentração: Engenharia Civil
e Engenharia Estrutural**

Orientador: Prof. Dr. Paulo Ribeiro

RECIFE

2014

Catálogo na fonte
Bibliotecária Margareth Malta, CRB-4 / 1198

L732i Lima, Eros Henrique de Souza.
Influência das etapas construtivas no cálculo de estruturas de concreto armado / Eros Henrique de Souza Lima e Shalom Guilherme Bias Macedo.
- Recife: O Autor, 2014.
88 folhas, il., gráfs., tabs.

Orientador: Prof. Dr. Paulo Marcelo Vieira Ribeiro.
TCC (Graduação) – Universidade Federal de Pernambuco. CTG.
Departamento de Engenharia Civil, 2014.
Inclui Referências.

1. Engenharia Civil. 2. Análise estrutural. 3. Concreto armado. 4. Efeito incremental. I. Macedo, Shalom Guilherme Bias. II. Ribeiro, Paulo Marcelo Vieira. (Orientador). II. Título.

UFPE

AGRADECIMENTOS

Agradecemos a nossa família, principalmente aos nossos pais e irmãos, que não mediram esforços para que chegássemos até esta etapa de nossas vidas.

A todos os amigos da graduação de Engenharia Civil por estarem presentes e dispostos para nos ajudar e nos motivar durante todos estes anos.

A Universidade Federal de Pernambuco (UFPE) por nos proporcionar uma formação profissional e humana.

Aos professores do curso de Engenharia Civil pelos conhecimentos transmitidos ao longo dos cinco anos de curso.

Agradecimento especial ao professor *Paulo Marcelo Ribeiro*, pela dedicação, paciência, convívio e incentivo como professor e orientador.

RESUMO

O presente trabalho visa realizar um estudo sobre a consideração das etapas construtivas na análise de esforços e deslocamentos em estruturas de concreto armado, considerando as características dos materiais e a variação de suas propriedades com o tempo. Três modelos de cálculo são estudados: um modelo clássico, onde todo carregamento atua simultaneamente após a estrutura concluída, e dois modelos de cálculo evolutivo, um mais realista do que o outro. Ambos os modelos evolutivos consideram que a estrutura é carregada gradativamente à medida que é construída, considerando as etapas de construção e carregamento, porém o modelo mais realista considera ainda a influência do escoramento e da variação das propriedades do concreto com o tempo. A modelagem computacional foi feita através do programa SAP2000, que utiliza o método dos elementos finitos em suas análises. A fim de se comparar os três modelos de estudo, foram rodados dois pórticos planos de alturas distintas. As análises da estrutura em questão evidenciam de maneira clara a possibilidade de modelos estruturais diferentes apresentarem resultados significativamente distintos. Naturalmente, quanto maior o número de informações incorporadas ao modelo que retratem a realidade, mais realista será o modelo e melhores serão os resultados obtidos. Concluiu-se então, que o modelo de cálculo evolutivo mais realista, onde se consideram as etapas de construção e carregamento, é mais adequado. Também foi feita uma análise comparativa entre a modelagem de estruturas através de modelos bidimensionais e tridimensionais, onde se chegou a conclusão que modelos 2D podem muitas vezes substituir uma modelagem mais trabalhosa em 3D, sem que haja comprometimento dos resultados.

Palavras-chave: Análise estrutural. Concreto armado. Efeito incremental.

ABSTRACT

This paper aims to conduct a study on the consideration of constructive steps in the analysis of forces and displacements in reinforced concrete structures, considering the characteristics of materials and the variation of their properties with time. Three calculation models are studied: a classic model where all load are applied simultaneously to the completed structure, and two evolutionary models. Both evolutionary models assume that the structure is loaded gradually as it is built, considering the stages of construction and loading, but the more realistic model considers the influence of shoring and the variation of concrete properties with time. Computer modeling was performed using the SAP2000 program, which uses the finite element method in their analyzes. In order to compare the three study models were run two plane frames of different heights. The analysis of the structure in question clearly show the possibility of different structural designs produce significantly different results. Naturally, the greater the amount of information incorporated into the model to portray reality, the model will be more realistic and better the results obtained. It was concluded that the model of evolutionary computation, where we consider the stages of construction and loading, is more appropriate. A comparative analysis between the modeling of structures through two-dimensional and three-dimensional models was run, where the conclusion reached was that 2D models can often replace a more cumbersome 3D modeling.

Keywords: Structural analysis. Reinforced concrete. Incremental effect.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 - Evolução dos modelos estruturais para cálculo de edifícios de concreto armado (Fonte: Manual TQS).....	18
Figura 2.2 - Etapas de carregamento no modelo clássico.....	20
Figura 2.3 - Etapas de carregamento incremental.....	21
Figura 2.4 - Viga submetida a um deslocamento diferencial.....	22
Figura 2.5- Efeitos de recalque diferencial em uma estrutura.....	23
Figura 2.6 - Diferentes etapas da construção do Burj Khalifa.....	27
Figura 2.7 - Mudança na posição dos apoios em diferentes etapas construtivas.....	28
Figura 2.8 - Balanço sucessivo moldado no local.....	29
Figura 2.9 - Diagrama de momentos no tabuleiro durante o lançamento.....	30
Figura 2.10 - Resistência à compressão x tempo.....	31
Figura 2.11 - Módulo de elasticidade x tempo (concreto).....	31
Figura 2.12 - Exemplo de edificação escorada.....	32
Figura 2.13 - Sequência de escoramento e reescoramento.....	33
Figura 2.14 - Estrutura toda escorada.....	33
Figura 3.1 - “templates” disponíveis no SAP2000.....	36
Figura 3.2 - Definição dos eixos locais para um elemento de área.....	37
Figura 3.3 - Refinamento de uma malha em elementos finitos.....	37
Figura 3.4 - 6 graus de liberdade dos nós.....	38
Figura 3.5 - Criação dos grupos no SAP2000.....	39
Figura 3.6 - Atribuição de grupos no SAP2000.....	40
Figura 3.7 - Definição de Load Cases no SAP2000.....	40
Figura 3.8 - Definição do caso de carga.....	40
Figura 3.9 - Definição dos parâmetros da análise não linear no SAP2000.....	41
Figura 3.10 - Na etapa 1 (Esquerda) remove-se o escoramento do andar “i” e o reescoramento do “i-1”; Na etapa 2 (Direita) adiciona-se o escoramento do andar “i+2” e o reescoramento do “i”.....	43
Figura 6.11 - Esquema cronológico das etapas de escoramento.....	44
Figura 3.12 - Menu Define SAP2000.....	45
Figura 3.13 - Opções de materiais SAP2000.....	45
Figura 3.14 - Propriedade avançada dos materiais.....	46
Figura 3.15 - Propriedades dependentes do tempo (SAP2000).....	46
Figura 3.16 - Variação do Módulo de Elasticidade com o tempo.....	47
Figura 3.17 - Ativação do modelo Resistencia X Tempo, Load Cases (1).....	47
Figura 3.18 - Ativação do modelo Resistencia X Tempo, Load Cases (2).....	48

Figura 4.1 - Planta baixa da estrutura analisada	50
Figura 4.2 - Elevação da estrutura	50
Figura 4.3 - Carregamento em cada pavimento.....	51
Figura 4.4 - Etapas de carregamento do modelo Evolutivo.....	52
Figura 4.5 - Definição das propriedades geométricas das escoras (SAP2000).....	53
Figura 4.6 - Etapas construtivas levando-se em conta escoramento.....	54
Figura 4.7 - Modelo Clássico.....	55
Figura 4.8 - Modelo Evolutivo	55
Figura 4.9 - Modelo Evolutivo + R.....	55
Figura 4.10 - Momento Fletor da V5 próximo ao pilar Central	56
Figura 4.11 - Histórico dos Momentos fletores próximo ao pilar ao longo do tempo (5° pavimento).....	57
Figura 4.12 - Momento Fletor Máximo na V5	58
Figura 4.13 - Histórico do Momento fletor próximo ao pilar ao longo do tempo (5° pavimento).....	59
Figura 4.14 - Deslocamento Diferencial entre os pilares P2 e P5.....	60
Figura 4.15 - Reação Vertical nos apoios.....	62
Figura 4.16 - Modelo Clássico.....	63
Figura 4.17 - Modelo Evolutivo	63
Figura 4.18 - Modelo Evolutivo+R.	63
Figura 4.19 - Momento Fletor da V5 próximo ao pilar central	65
Figura 9.20 - Momento fletor próximo ao pilar ao longo do tempo (5° pavimento).....	65
Figura 4.21 - Momento Máximo na viga V5	68
Figura 4.22 - Momento fletor próximo ao pilar ao longo do tempo (5° pavimento).....	69
Figura 4.23 - Deslocamentos diferenciais entre os pilares P2 e P5	71
Figura 4.24 - Reação vertical nos apoios.....	72
Figura 5.10 - Planta baixa da estrutura analisada	74
Figura 5.11 - Modelagem 3D.....	74
Figura 5.3 - DMF modelo 3D	76
Figura 5.4 - DMF pórtico central, modelo Evol + R e clássico.	76
Figura 5.5 - Momento Fletor da V5 próximo ao pilar Central	77
Figura 5.6 - Momento Fletor Máximo na V5	79
Figura 5.7- Deslocamento Diferencial entre os pilares P2 e P5	80
Figura 5.8 - Reação Vertical nos apoios.....	81

LISTA DE TABELAS

TABELA 4.1 - Momento Fletor próximo ao pilar central na etapa final e o valor máximo (kNm)	56
TABELA 4.2 - Maior Momento Positivo na V2 na etapa final e o valor máximo.....	58
TABELA 4.3 - Deslocamentos diferenciais entre os pilares P2 e P5 (em mm)	60
TABELA 4.4 - Carga vertical nos apoios.....	61
TABELA 4.5 - Momento Fletor próximo ao pilar central na etapa final e o valor máximo (kNm).....	64
TABELA 4.6 - Momento Máximo Positivo na V2	64
TABELA 4.7 - Deslocamentos diferenciais entre os pilares P2 e P5 (mm)	69
TABELA 4.8 - Carga Vertical nos apoios.....	72
TABELA 4.9 – Momento próximo ao Pilar Central (diferença %).....	73
TABELA 4.10 – Maior momento positivo na viga V5 (diferença %).....	73
TABELA 4.11 – Deslocamento Diferencial (diferença %).....	74
TABELA 4.12 – Momento próximo ao Pilar Central (diferença %).....	74
TABELA 4.13 – Maior momento positivo na viga V5 (diferença %).....	74
TABELA 5.1 - Momento Fletor próximo ao pilar central na etapa final e o valor máximo (kNm)	76
TABELA 5.2 – Maior Momento Positivo na V5 na etapa final e o valor máximo	77
TABELA 5.3 – Deslocamentos diferenciais entre os pilares P2 e P5 (em mm).....	78
TABELA 5.4 – Carga vertical nos apoios (kN).....	80
TABELA 5.5- Momento fletor na viga v5 próximo ao pilar P5.....	81
TABELA 5.6- Momento fletor máximo na viga v5 (2D x 3D)	82
TABELA 5.7- Deslocamento relativo no topo dos pilares (2D x 3D).....	83
TABELA 5.8- Carga vertical aplicada nas fundações (2Dx3D).....	84

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO.....	10
1.1 Considerações Iniciais:	10
1.2 Objetivos	11
1.3 Metodologia	12
1.3.1 Procedimentos e Instrumentação.....	12
1.4 Limitações do Modelo.....	12
2. REVISÃO DA LITERATURA.....	13
2.5.1. Evolução da resistência do concreto no tempo.....	29
2.5.2. Escoramento e Reescoramento	31
3.1 SAP2000.....	34
3.2 Métodos dos Elementos Finitos	36
3.3.1 Grupos.....	37
3.3.2 Load Cases.....	39
3.3.3 Stage Definition e Data for Stage.....	40
4. MODELOS SIMPLIFICADOS (2D).....	48
4.5.1 Pórtico de 15 Pavimentos	54
4.5.1.1 Momentos Fletores da V5 junto ao pilar central.....	55
4.5.1.2 Maiores Momentos Fletores positivos na V5	57
4.5.1.3 Deslocamento diferencial entre pilares.....	59
4.5.1.4 Carga Vertical nos apoios	61
4.5.2 Pórtico de 40 Pavimentos	62
4.5.2.1 Momentos Fletores da V5 junto ao pilar central.....	63
4.5.2.2 Maiores Momentos Fletores positivos na V5	65
4.5.2.3 Deslocamentos Diferenciais entre pilares.....	68

4.5.2.4	Carga Vertical nos apoios	70
5.	MODELO REFINADO (3D)	73
5.1.	Considerações Gerais	73
5.2.1	Momentos Fletores da V5 junto ao pilar central.....	75
5.2.2	Maiores Momentos Fletores positivos na V5	76
5.2.3	Deslocamentos diferenciais	77
5.2.4	Carga Vertical nos apoios	79
5.3	Comparativo entre os resultados obtidos nos modelos 2D e 3D.....	80
5.3.1	Momento fletor na viga v5 próximo ao pilar P5 (2D x 3D)	80
5.3.2	Momento fletor máximo na viga v5 (2D x 3D)	81
5.3.3	Deslocamento relativo no topo dos pilares (2D x 3D).....	82
5.3.4	Carga vertical aplicada nas fundações (2Dx3D).....	83
6.	CONCLUSÕES.....	84
7.	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	86

1. INTRODUÇÃO

1.1 Considerações Iniciais:

“As ações presentes durante a construção de estruturas de edifícios em concreto armado são significativamente influenciadas pelo processo construtivo e podem ultrapassar a capacidade resistente definida no projeto estrutural” (PRADO, J.F.M.A., 1999). Essas ações possuem um efeito importante durante a fase de construção, pois se considerada a taxa de aplicação da carga durante o intervalo de tempo da construção, observa-se um efeito acumulativo atuante sobre as deformações, conseqüentemente sobre as tensões. Este efeito construtivo, chamado daqui para frente de efeito evolutivo, é corriqueiramente desconsiderado em análises estruturais usuais, o que é cabível levando em conta a análise de estruturas de pequeno porte. Porém em obras de elevadas alturas ou com distribuições irregulares de pilares (vigas de transição, por exemplo) este efeito pode não ser desprezível. Ademais outras hipóteses simplificadoras são tomadas para as análises estruturais rotineiras, hipóteses estas que podem “mascarar” os resultados reais pelo fato de desconsiderar o efeito evolutivo, algumas delas são: Não linearidades físicas e geométricas, fluência e retração.

As construções de edifícios de múltiplos pavimentos de concreto geralmente são realizadas utilizando um sistema de escoras e reescoras (dois andares de escora e um de reescora). Por causa da baixa resistência do concreto nos seus primeiros dias de moldagem, esse sistema se vê necessário para a transferência das cargas de pavimentos recém concretados (menos resistentes) para pavimentos previamente concretados (mais resistentes). As escoras são estruturas temporárias associadas a fôrmas, utilizadas para suportar o peso próprio da estrutura de concreto nas suas idades iniciais, onde o material não confere resistência suficiente à peça para que esta possa resistir aos esforços impostos. Já a reescora, não possui fôrmas associadas, são utilizadas quando a peça já possui uma resistência considerável, assim, para que a peça suporte uma parte dos esforços impostos sobre ela, as escoras e fôrmas são removidas e substituídas pelas reescoras, deixando a estrutura “trabalhar” durante a troca. Será considerado nesse trabalho esse sistema e seu método construtivo é resumido pelas seguintes etapas:

1. Remoção do nível mais baixo de reescoras;
2. Remoção do nível mais baixo de escoras e fôrmas;
3. Instalação do sistema da reescora do nível removido na etapa 2;

4. Instalação do próximo nível de escora e fôrmas e concretagem do pavimento.

As etapas citadas acima estão ilustradas na figura 1.1, a seguir:

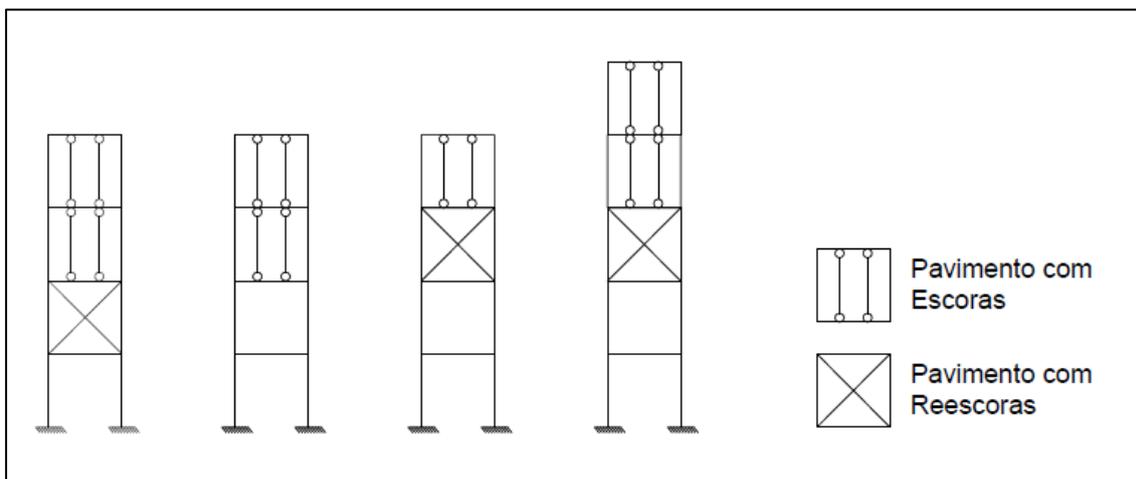


Figura 1.1 – Etapas do escoramento

No Brasil existem normas específicas para fôrmas e escoramentos. Entretanto a norma nada fala sobre as deformações inerentes à estrutura durante o seu processo de construção. O trabalho a seguir procura discorrer e analisar os resultados obtidos em situações baseadas nos problemas descritos.

1. 1.2 Objetivos

O presente trabalho tem como objetivo utilizar o cálculo evolutivo em análises de edifícios de concreto de armado, com o intuito de melhor compreender os parâmetros que direta ou indiretamente interferem nos resultados de esforços e deslocamentos das vigas e pilares da estrutura, bem como comparar o cálculo clássico com o cálculo evolutivo, a fim de se verificar a confiabilidade ou não do primeiro.

Com esse intuito, serão estabelecidas as ações atuantes desde o início da obra e será proposta uma modelagem mais próxima do comportamento real da estrutura.

Pretende-se neste trabalho:

- a) Analisar 2 pórticos planos de múltiplos pavimentos através de três modelos estruturais (Clássico, Evolutivo e EVOL+R), comparando-os e salientando as semelhanças e discrepâncias entre eles. A análise evolutiva corresponderá apenas a uma análise elástica em que os pavimentos são construídos

sequencialmente, já a EVOL+R será considerado o ganho de resistência do concreto com o tempo e o efeito do escoramento;

- b) Mostrar que o modelo estrutural onde se consideram as etapas de construção e carregamento, aqui chamado modelo de cálculo evolutivo, é o mais realista.
- c) Com a experiência e resultados obtidos pelos exemplos anteriores, analisar 1 exemplo tridimensional e comparar os resultados obtidos;
- d) Ressaltar a necessidade e a importância de se trabalhar com modelos estruturais mais realistas.

2. 1.3 Metodologia

1.3.1 Procedimentos e Instrumentação

Para a realização deste trabalho serão utilizados alguns softwares que facilitam o trabalho de cálculo de esforços e deslocamentos. O principal deles é o SAP2000, software norte-americano que permite calcular pórticos planos e tridimensionais através do método dos elementos finitos e possui, inclusive, uma função que permite a análise evolutiva de construção.

1.4 Limitações do Modelo

A leitura a seguir auxilia na utilização do programa SAP2000 para a consideração do efeito evolutivo em uma primeira análise. Deve-se salientar que as análises realizadas neste trabalho levam em conta apenas o peso próprio da estrutura e uma carga de construção estimada, não correspondendo às cargas de projeto utilizadas para o dimensionamento da estrutura final (cargas de vento, ocupação, sobrecargas permanentes, etc.). O trabalho focou-se na obtenção de esforços de vigas apenas.

2. REVISÃO DA LITERATURA

Neste Capítulo, serão mostradas as simplificações mais comuns nos modelos de cálculo estrutural e sua influência nos mesmos. O capítulo também abordará a ideia do processo incremental na análise de esforços e deslocamentos, com demonstração de exemplos práticos.

2.1 A influência do modelo de cálculo na análise estrutural

A engenharia estrutural vem passando por um grande avanço tecnológico nos últimos anos, principalmente devido a constante busca por edifícios mais altos, esbeltos e arrojados, muitas vezes com arquitetura e concepção complexas. Esses projetos instigam o engenheiro a encontrar modelos que representem, com maior precisão e sofisticação, o comportamento físico real das edificações.

Sabe-se que a análise de estruturas complexas sempre exigiu a consideração de inúmeras hipóteses simplificadoras para que se tornasse viável. Mais recentemente, com a difusão dos computadores mais modernos e seu rápido desenvolvimento, passou a ser possível uma análise mais acurada, baseada em critérios que definam de maneira ainda mais realista o comportamento estrutural.

“A rigor qualquer modelo estrutural que criemos é, em última análise, um modelo estrutural simplificado já que ele não representa exatamente a realidade. Basta fazermos uma única hipótese que não corresponda à realidade para já termos um modelo estrutural simplificado. É lógico, portanto, que o grau de simplificação de um modelo está diretamente ligado ao número de hipóteses simplificadoras, ou seja, quanto mais hipóteses fizermos que não correspondam à realidade mais simplificado será o modelo. São exemplos típicos de hipóteses simplificadoras que podem afetar em maior ou menor grau os resultados dependendo do material utilizado (aço, concreto, madeira), da forma da estrutura, dos tipos de ligações que unem as peças estruturais, das dimensões das peças estruturais, das ações que solicitam a estrutura, das etapas de construção e carregamento, do material não estrutural empregado nas paredes e divisórias, das limitações impostas aos valores das flechas e deslocamentos laterais, etc., as seguintes:

– *supormos os materiais homogêneos;*

- *supormos os materiais isotrópicos;*
- *supormos os materiais linearmente elásticos;*
- *utilizarmos a configuração inicial da estrutura como referência para fazermos os cálculos;*
- *desprezarmos a interação das forças axiais e momentos fletores;*
- *desprezarmos as deformações por cisalhamento;*
- *desprezarmos as deformações axiais;*
- *supormos as lajes de piso funcionando como diafragmas rígidos em seu plano médio;*
- *supormos a existência de ligações infinitamente rígidas ou infinitamente flexíveis, por exemplo, entre as barras de pórticos ou treliças;*
- *idealizarmos uma estrutura reticulada através de elementos unidimensionais dispostos segundo os eixos das barras;*
- *analísarmos pórticos espaciais através de pórticos planos;*
- *analísarmos pórticos planos através de vigas e pilares;*
- *analísarmos grelhas através de uma malha de vigas contínuas;*
- *supormos lajes, vigas e pilares trabalhando isoladamente;*
- *desprezarmos a contribuição das alvenarias não estruturais no enrijecimento da estrutura;*
- *supormos as cargas verticais devidas a móveis, equipamentos, arquivos, pessoas, etc., uniformemente distribuídas nos pisos;*
- *especificarmos “a priori” a posição dos pontos de inflexão, ou os valores dos esforços cortantes, ou os valores das forças axiais, nas barras de uma estrutura, através de um critério razoável, com o objetivo de analisarmos uma estrutura hiperestática como se ela fosse isostática;*
- *analísarmos estruturas de edifícios de andares múltiplos altos como se fossem “lajes, vigas e pilares” empilhados;*

– *analisarmos estruturas construídas e carregadas gradualmente como se todos os carregamentos, inclusive o peso próprio, as solicitassem somente depois delas estarem prontas; etc.*

Voltamos a repetir que modelo estrutural simplificado, se usado apropriadamente, não é sinônimo de modelo estrutural ruim” (VASCONCELLOS FILHO, 1981, p.36, 37).

A análise estrutural de edifícios altos apresenta particularidades. Além dos carregamentos verticais, deve-se considerar carregamentos horizontais devidos ao vento e sismos. Devem ser consideradas também as ações da temperatura e, no caso de estruturas de concreto armado, as ações da retração e deformação lenta do concreto. Estudos modernos mostram que análises muito simplificadas podem levar o projetista ao equívoco de utilizar um modelo estrutural inadequado podendo, inclusive, deixar de considerar todos os carregamentos existentes. Portanto, quanto mais simplificações puderem ser evitadas, melhor.

Devido à falta de recursos computacionais capazes de resolver o grande volume de equações simultâneas necessárias para analisar um pavimento como um todo, durante muito tempo o cálculo de pavimentos de edifícios foi feito de maneira simplificada e muitas vezes manual. Os cálculos eram tantos que o engenheiro de estruturas era conhecido como “Engenheiro Calculista” (LONGO, 2003). O modelo de análise consistia basicamente em subdividir a estrutura em elementos mais simples e isolados, fazendo-se uma separação virtual entre as lajes, as vigas e os pilares. Um pavimento de edifício, por exemplo, era dividido em lajes isoladas, que se apoiavam nas vigas de borda, que por sua vez descarregavam suas cargas nos pilares.

Esse modelo mais simplificado ficou conhecido como o modelo de “vigas contínuas” e considerava a viga simplesmente apoiada nos pilares, ou seja, como se não houvesse solidariedade ou transmissão de momento entre esses elementos. Os apoios das vigas contínuas são geralmente constituídos de pilares ou de outras vigas, e podem ser considerados como apoios simples, engastes, ou como apoios semirrígidos, dependendo da rigidez e da precisão que se quer implementar ao modelo. O uso desse modelo só é adequado para análise de carregamentos essencialmente verticais, tanto que a NBR ainda permite sua utilização desde que respeitadas algumas ressalvas e limitações.

O modelo sucessor ao das vigas contínuas foi o do Pórtico Plano, onde as vigas são consideradas ligadas elasticamente aos pilares. Os nós dos apoios das vigas possuem suas rotações compatibilizadas com as rotações dos nós dos pilares, o que já é uma aproximação melhor para a correta determinação dos esforços nas vigas e pilares. A imprecisão desse modelo continua no fato de não se considerar a laje em sua modelação.

O aparecimento dos microcomputadores tornou viável a aplicação de procedimentos mais sofisticados, que consideram a interação entre os vários elementos estruturais. Dessa forma, pouco a pouco os modelos de análise estrutural foram se tornando mais realistas. As vigas passaram a ser consideradas em conjunto, formando uma grelha. Em seguida, as lajes passaram a ser analisadas em conjunto com as vigas numa mesma grelha representativa de todo o pavimento.

O processo de Analogia de Grelha substitui o pavimento por uma grelha equivalente, onde os elementos da mesma passam a representar os elementos estruturais do pavimento (lajes e vigas), este processo permite reproduzir o comportamento estrutural de pavimentos com praticamente qualquer geometria, seja ele composto de lajes de concreto armado maciças, com ou sem vigas, ou então de lajes nervuradas. Cada nó da grelha possui 3 graus de liberdade (1 translação e 2 rotações), possibilitando a obtenção dos deslocamentos e esforços (força cortante, momento fletor e torsor) em cada extremidade de um elemento.

Nos modelos de grelha não é possível considerar as ações horizontais (vento, empuxo, etc.), o que restringe o uso dos modelos de grelha a análise de pavimentos. Para a análise dos edifícios é comum aplicar os modelos de grelhas ao pavimento sujeito às ações verticais e, a partir de seus resultados, aplicar modelos de pórticos espaciais que consideram as ações horizontais e verticais, analisando-se assim globalmente a estrutura.

Outra melhoria significativa na análise dos pavimentos foi a possibilidade de aplicação do Método dos Elementos Finitos, ainda mais preciso que o modelo de grelha. O modelo de elementos finitos é composto por elementos conectados entre si por nós, formando a malha de elementos finitos, onde as lajes são discretizadas com uma malha de placas e as vigas como barras.

Ao contrário dos modelos anteriores, em que o edifício era modelado por um conjunto de pórticos espaciais e grelhas, nesse novo modelo toda a estrutura é analisada por um único pórtico espacial. Dessa forma, uma vez aplicadas as ações no pórtico, todo o conjunto formado pelas vigas, pilares e lajes se deforma de maneira compatível, distribuindo as solicitações entre os elementos de acordo com o equilíbrio espacial de toda a estrutura. Todo o modelo possui 6 graus de liberdade por nó, de tal forma que são obtidas as translações, as rotações, e os respectivos esforços solicitantes nas vigas, pilares e lajes. A figura 2.1 abaixo mostra um quadro-resumo da evolução dos modelos estruturais.

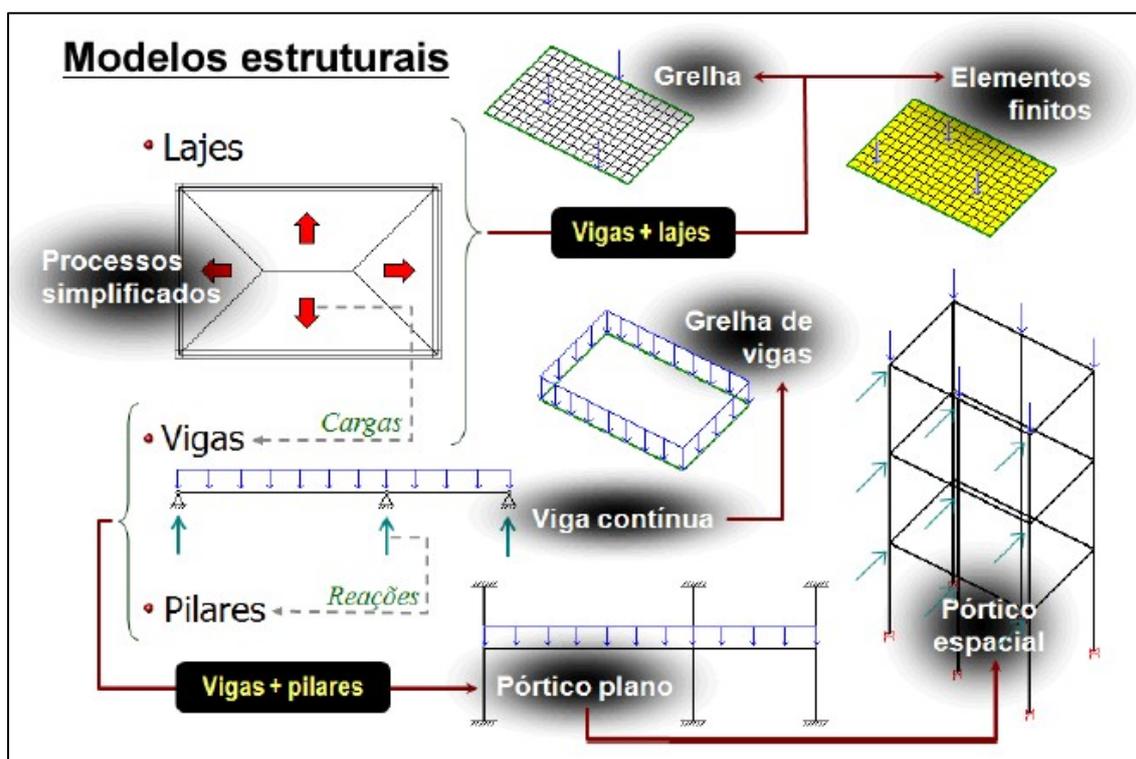


Figura 2.1 – Evolução dos modelos estruturais para cálculo de edifícios de concreto armado (Fonte: Manual TQS)

O modelo da Analogia de Grelha e do Método dos Elementos Finitos (MEF) são os principais processos de cálculo utilizados atualmente em programas computacionais de análise de estruturas de concreto armado. São exemplos de softwares que utilizam esses processos: TQS, CYPECAD, SAP 2000, EBERICK etc.

Entretanto, a maioria destes programas vem sendo utilizados considerando a estrutura totalmente construída e com todo o carregamento atuando simultaneamente. A

princípio esta hipótese é válida para ações horizontais e para ações verticais aplicadas à estrutura já concluída. Porém, para ações tais como peso próprio da estrutura, da alvenaria, pisos e revestimentos, que são impostas gradualmente e que dependem de um cronograma da obra, é conveniente que se considere a sequência construtiva da edificação.

Essa consideração leva a uma melhor precisão dos resultados, uma vez que se leva em conta que a estrutura não é construída e carregada de uma só vez. É fundamental acompanhar os esforços desenvolvidos na estrutura ao longo das etapas de construção e carregamento. Nota-se que grande parte do carregamento já a solicita antes dela estar pronta além de carregamentos de montagem tais como materiais estocados, entulhos, equipamentos, que ocorrem apenas durante a construção.

2.2 A ideia do processo incremental de análise de esforços e deslocamentos

Os programas atuais supõem que a estrutura é solicitada apenas quando totalmente construída, desconsiderando que os carregamentos vão sendo introduzidos simultaneamente com a execução da estrutura. Já o modelo de cálculo incremental faz uma simulação aproximada daquilo que realmente ocorre com uma estrutura durante seu processo de execução e carregamento.

É importante que a análise construtiva seja realizada de posse do projeto e do cronograma de construção da estrutura, pois, de acordo com cada etapa a ser construída é que será realizada a análise. Dessa forma, podem-se conhecer as ações a serem consideradas em cada etapa, passo a passo.

As cargas acidentais de ocupação atuam somente na estrutura pronta, sendo que este carregamento não é o preponderante em edifícios. As demais ações (peso próprio, revestimento, alvenarias, montagem, armazenamento de materiais etc.), por serem relevantes em relação ao carregamento global, serão então responsáveis por grandes distorções nos esforços desenvolvidos na estrutura, caso seu modo de atuação não seja corretamente considerado.

Portanto, numa determinada etapa, muitas destas ações, principalmente o peso próprio dos elementos, são significativas e solicitam a estrutura promovendo

deslocamentos nos seus nós. Quando a próxima etapa ou andar for construída sobre a já existente, os deslocamentos já terão ocorrido demonstrando nitidamente a diferença entre o procedimento convencional, que adota os deslocamentos ocorrendo todos de uma só vez na ocupação do edifício e o procedimento incremental, que considera os deslocamentos ocorrendo a cada etapa construtiva (PRADO et al, 1998).

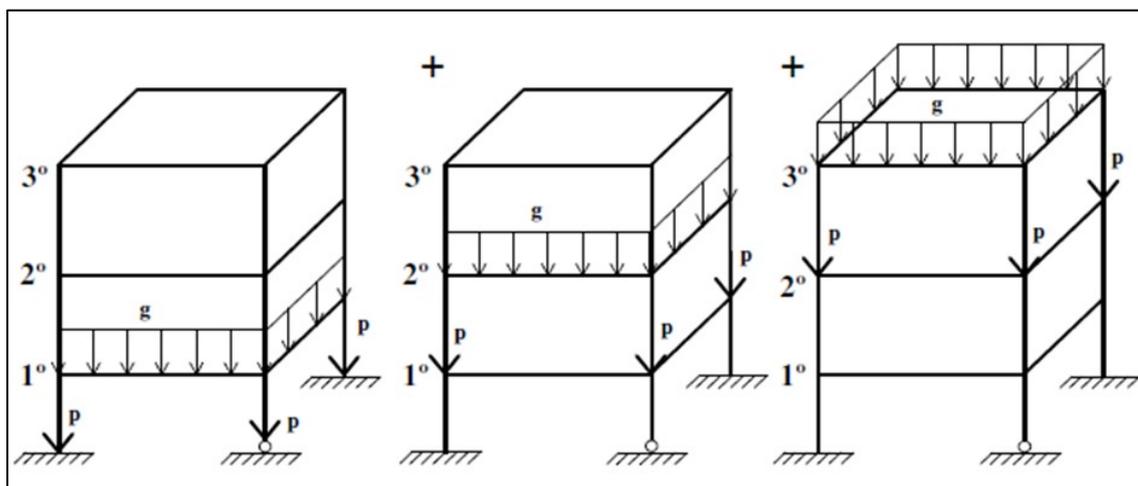


Figura 2.2- Etapas de carregamento no modelo clássico (FONTE: GORZA, 2000)

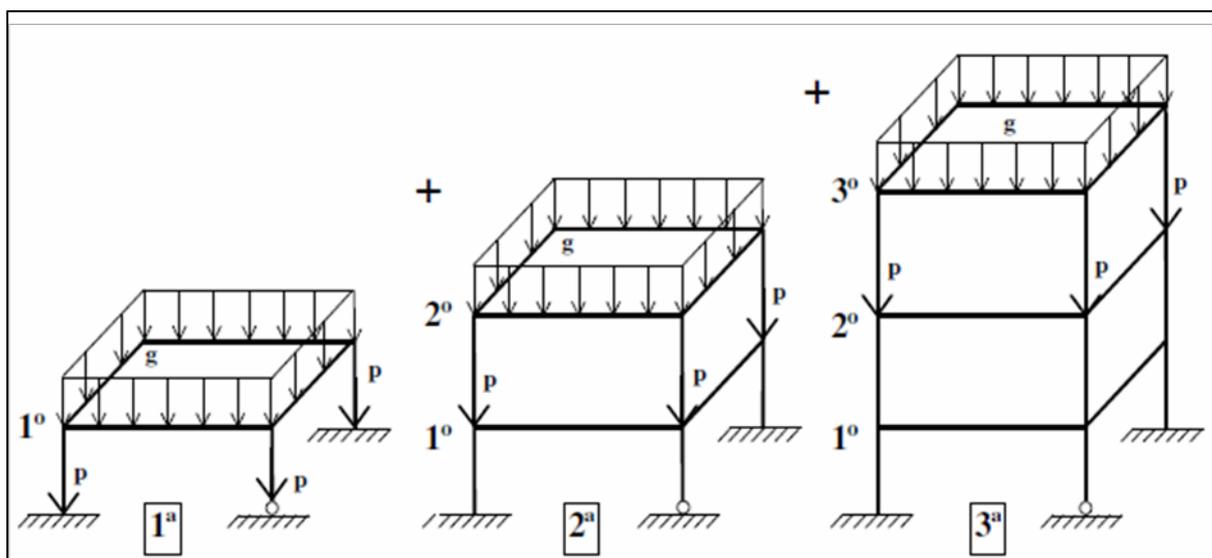


Figura 2.3 – Etapas de carregamento evolutivo (FONTE: GORZA, 2000)

Quando se analisa as etapas da construção incremental, deve-se ter em mente que as cargas atuantes em um referido andar não podem gerar tensões e deslocamentos em um andar superior e que ainda não foi construído. Então, 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 do inferior e utilizar o “Princípio da Superposição dos Efeitos”, válido ao se admitir

linearidade física e geométrica. As figuras 2.2 e 2.3 mostram bem a diferença entre o modelo clássico e o incremental. No primeiro os carregamentos vão sendo considerados como se a estrutura já estivesse pronta, já no modelo incremental os carregamentos vão sendo aplicados à medida que a estrutura vai sendo executada.

Para entender bem o problema é preciso perceber que, seja qual for o modelo utilizado para analisar a estrutura de um edifício de andares múltiplos, não é coerente admitir esforços em um elemento que ainda não exista. Por exemplo, não seria possível a ação de peso próprio do 1º pavimento afetar os esforços solicitantes no 2º pavimento, que ainda não foi construído. Isso só é aceitável para os esforços provocados pela parcela de deformação lenta dessa ação. Fica claro, que qualquer elemento só pode ser solicitado por carregamentos impostos à estrutura após a construção dele próprio.

A principal diferença entre os processos incremental e convencional está na forma de se obter os deslocamentos, pois, na análise incremental o sistema de referência é variável, só havendo deslocamento de uma andar após o mesmo ter sido construído, enquanto que, a análise convencional (clássico) acumula os deslocamentos dos nós da estrutura em relação a um referencial global fixo, e, portanto calcula os deslocamentos desde a posição inicialmente prevista para a sua construção até a posição final, já com a estrutura totalmente construída. Desta forma, estão sendo erroneamente computados em alguns andares deslocamentos que não são responsáveis por quaisquer deformações nestes andares.

Apesar da maioria dos programas de cálculo atuais não considerarem diretamente o uso do processo incremental, muitos deles utilizam artifícios numéricos para corrigir os diagramas de esforços internos de forma que estes se tornem mais compatíveis com a realidade. O TQS, por exemplo, utiliza um fator chamado MULAXI, que é um fator de multiplicação da área dos pilares. Esse fator é utilizado apenas para as ações devido às cargas verticais.

Atualmente, o modelo de Cálculo Evolutivo vem sendo altamente difundido, pois ele é o que melhor descreve o comportamento de uma estrutura. A análise teórica da estrutura no modelo evolutivo é feita simulando a maneira como ela realmente será construída. No caso de edifícios de andares múltiplos, as diversas lajes são calculadas piso a piso, com os carregamentos sendo aplicados na medida em que realmente ocorrem.

Em edifícios altos, o deslocamento diferencial vertical entre os pilares adjacentes ganha maior importância. A deformação relativa axial entre elementos vizinhos, ao atingir valores significativos, gera uma redistribuição de esforços normais nos pilares, além de grandes esforços cisalhantes e flexionantes nas vigas que unem estes pilares. Na figura 2.4, mostra-se uma viga carregada com uma carga distribuída e sujeita a um deslocamento vertical em uma de suas extremidades. Pode-se ver que este deslocamento diferencial será responsável pelo aparecimento de esforços de adicionais.

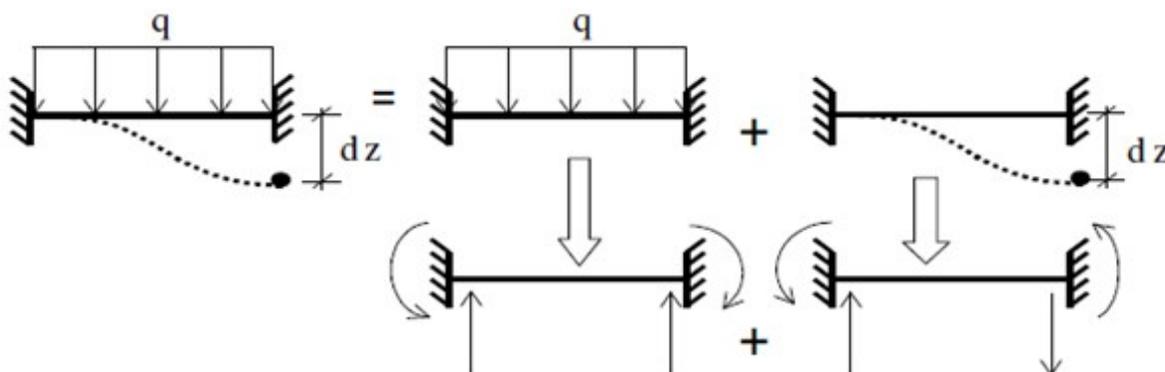


Figura 2.4 – Viga submetida a um deslocamento diferencial (FONTE: GORZA, 2000)

Uma incorreta previsão dos deslocamentos diferenciais entre pilares pode comprometer bastante a estrutura, principalmente quando se observa da ótica de estado limite de serviço. Ocorrência de fissuração, grande deflexão das lajes, vigas e elementos estruturais secundários, danos às fachadas, revestimentos, acabamentos, instalações mecânicas e hidráulicas e outras paredes não estruturais podem ocorrer como resultado de recalques diferenciais elevados (Figura 2.5). Além da ocorrência de momentos fletores e esforços cortantes adicionais, não antes previstos no dimensionamento da estrutura.



Figura 2.5 - Efeitos de recalque diferencial em uma estrutura.

Verificada a importância da consideração dos deslocamentos diferenciais no cálculo dos esforços finais desenvolvidos em estruturas de edifícios, fica evidente a necessidade da correta determinação destes deslocamentos.

2.3 Sínteses das principais contribuições sobre efeitos construtivos

Muitos estudos têm sido publicados ressaltando a necessidade e a importância de se trabalhar com modelos estruturais mais realistas que levem em consideração o efeito evolutivo construtivo. A seguir apresentam-se alguns destes trabalhos:

Grundy e Kabaila(1963) foram os precursores no estudo sobre os efeitos da consideração das etapas construtivas e escoramento no cálculo de estruturas. Eles avaliaram a evolução das ações nas lajes dos pavimentos e no escoramento dessas, levando em conta a sobreposição gradual de pavimentos, de acordo com a sequência natural de construção. No estudo, é discutido o efeito de se escorar números diferentes de pavimentos e também é apresentado um método simplificado para determinar as cargas oriundas do escoramento na estrutura. Concluíram que os carregamentos de

construção podem superar os carregamentos usuais de serviço por uma margem considerável, não podendo então ser desprezados.

Choi e Kim (1985) realizaram um estudo sobre o encurtamento diferencial entre os pilares internos e externos de um edifício de 57 pavimentos (Republic Bank Center). Este estudo levou em conta a natureza sequencial dos carregamentos e analisou os momentos fletores e forças axiais que são produzidas nas barras dos pórticos devido ao encurtamento diferencial das colunas. Os resultados pelo método proposto foram então comparados com uma análise convencional através de uma série de gráficos e tabelas, e chegou-se à conclusão que os resultados obtidos na análise convencional e sequencial apresentam diferenças significativas que não deveriam ser negligenciadas.

Kripka (1990) analisou a importância da consideração da sequência do carregamento e construção e formas de simular essa sequência em edifícios. Ele também desenvolveu um programa de computador, baseado no método dos deslocamentos, que considera essa sequência construtiva para a realização da análise estrutural. Sendo um dos primeiros autores brasileiros a comentar sobre o tema.

Prado (1999) também concluiu que as ações presentes durante a construção de estruturas de edifícios em concreto armado são significativamente influenciadas pelo processo construtivo e podem ultrapassar a capacidade resistente definida no projeto estrutural. Em suas análises, considerou modelos tridimensionais (utilizando o método dos elementos finitos) e levou em conta que o tempo altera as propriedades de resistência e deformabilidade do concreto antes dos 28 dias. Ao fim, definiu um novo método para a determinação da distribuição das ações de construção entre o sistema de escoramento e os pavimentos interligados (Método Aproximado) e propôs uma nova metodologia para verificação dos estados limites considerando a existência das etapas de construção.

Gorza (2000) analisou a importância da consideração da rigidez transversal na flexão das lajes e da sequência de construção e carregamento no cálculo de esforços e deslocamentos das estruturas de edifícios metálicos de andares múltiplos. Foi elaborado um programa computacional que efetua a análise elástica linear tanto pelo procedimento convencional como pelo procedimento incremental construtivo, obtendo-se os esforços e deslocamentos referentes a cada etapa construtiva. Concluiu-se nesse estudo que a pesquisa dos esforços intermediários de construção deve ser sempre efetuada, pois foi

visto que durante etapas intermediárias, os esforços desenvolvidos nos elementos podiam trocar de sinal em relação aos esforços finais, o que viria a acarretar possíveis danos estruturais.

Coelho (2003) mostrou a inadequação de utilizar modelos clássicos em cálculos de prédio altos, mostrando a necessidade de uma análise que levasse em conta as etapas de construção. Ela fez estudos comparativos em três pórticos planos variando parâmetros que direta e indiretamente interferem nos resultados de deslocamento e esforços, tais como: a rigidez a flexão das vigas, rigidez axial dos pilares e altura do pórtico. Chegou à conclusão que o caminho mais viável para se obter convergência nos modelos utilizados é uniformizar as tensões normais médias nos pilares de cada andar.

Bruno Alves (2004) realizou um estudo comparativo de uma estrutura de 30 andares composta por lajes, vigas e pilares, levando em conta dois modelos clássicos (com e sem deformação axial) onde todo o carregamento atua simultaneamente sobre a estrutura e outros dois considerando um carregamento evolutivo com e sem deformação axial. Assim como Kripka, observou uma divergência significativa nos resultados obtidos após a análise e salientou a necessidade de softwares que tornassem viável tal análise.

Flávio Mateus (2003) realizou estudo semelhante ao de Bruno Alves com o objetivo de mostrar a necessidade de levar em conta a deformação axial dos pilares e a consideração das etapas de construção. Seu estudo de caso consistiu em uma análise tridimensional de quatro modelos estruturais de um edifício de 40 pavimentos. Obteve como resultado, além do previsto, variações de tensões nas lajes de cada pavimento. O que sugere não ser adequado o emprego de uma armação de laje padrão para toda a estrutura e sim considerar a variação ocasionada pelo efeito evolutivo também para as lajes.

Silva (2007) analisou uma estrutura de 30 andares com sistema tubular aporticado e núcleo central através de quatro modelos estruturais tridimensionais distintos. Nos dois primeiros modelos considera-se todo o carregamento atuando simultaneamente após a estrutura concluída e nos dois últimos a estrutura é carregada gradativamente à medida que é construída, considerando as etapas de construção e carregamento. Assim como no presente trabalho, ela também utilizou o software

SAP2000 como ferramenta de cálculo pelo método dos elementos finitos a fim de se viabilizar o cálculo sequencial.

Jaysinghe e Jayasena(2004) estudaram as deformações axiais em pilares devido a fluência e retração em estruturas de grandes alturas. Eles atentaram para a dificuldade de encontrar valores exatos de fluência e retração, visto que estes dependem de diversos parâmetros tais como o tipo de concreto, quantidade de aço, e velocidade e sequência de construção. Eles mostraram como essas deformações axiais podem afetar as vigas e lajes, e conseqüentemente o acabamento final do edifício.

	Modelo 2D/3D	N.L. Física	N.L. Geométrica	Escoramento	Fluência e/ou Retração	Modulo de Elasticidade Variante
Grundy e Kabaila(1963)	2D			x		x
Choi e Kim (1985)	2D					
Kripka (1990)	2D					
Prado (1999)	3D	x	x	x	x	x
Gorza (2000)	3D					
Coelho (2003)	2D					
Bruno Alves (2004)	3D			x		
Flávio Mateus (2003)	3D					
Silva (2007)	3D			x		
Jaysinghe e Jayasena(2004)	2D				x	

2.4.Exemplos práticos da análise de efeitos incrementais

À semelhança das estruturas em geral, o dimensionamento estrutural dos edifícios altos passa pela verificação regulamentar da segurança através dos estados limite último e de serviço. No entanto, a sua especificidade obriga que certos aspectos e sensibilidades estruturais sejam relevantes e mesmo determinantes para as verificações de dimensionamento. Quanto mais alta a estrutura, maior é a necessidade de se ter um controle geométrico durante a construção e maior a importância de se considerar a

influência das deformações axiais dos pilares ao longo dos pavimentos. A análise tradicional de cálculo acaba por superestimar os deslocamentos verticais ao longo da altura, e por consequência fazendo com que os esforços internos (força normal, cortante e momentos fletores) divirjam ainda mais do comportamento real da estrutura. Nesse caso, o procedimento incremental representa com maior precisão os deslocamentos reais.

Um bom exemplo de um edifício alto projetado levando-se em conta todas as etapas construtivas é o prédio mais alto do mundo, o Burj Khalifa (Figura 2.6), em Dubai. Durante o desenvolvimento do projeto foi feita uma simulação incremental de forma a se avaliar a cinemática e geometria final bem como as redistribuições reais de esforços e tensões que aconteceriam ao longo da construção. Toda essa simulação passa pelo calendário do planejamento da construção e da história de carga da estrutura, durante montagem e vida útil, até o horizonte temporal de projeto.

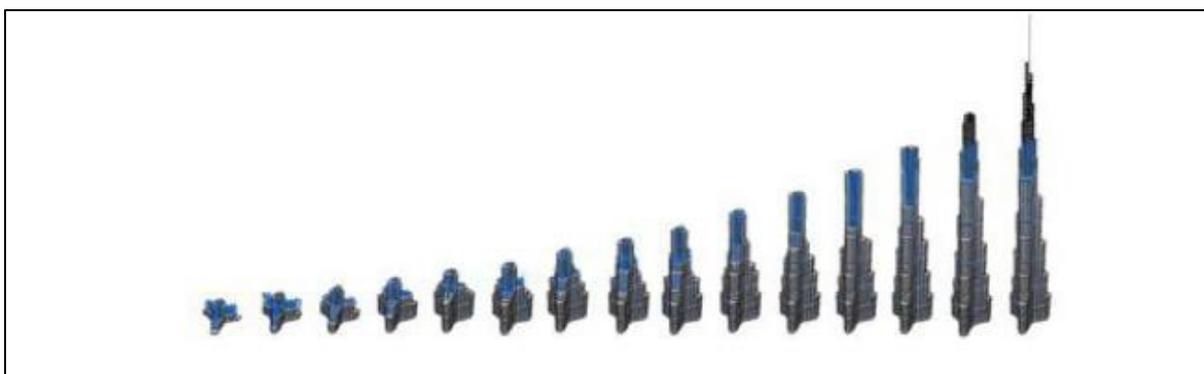


Figura 2.6 - Diferentes etapas da construção do Burj Khalifa

A aplicação de uma análise incremental construtiva, onde cada etapa da construção é levada em consideração, é fundamental não apenas em grandes estruturas de concreto armado, mas também em uma série de outros tipos de construções onde o tempo e as etapas construtivas são fatores-chave para uma boa elaboração do projeto. De maneira geral pode-se dizer que a análise incremental deve ser feita em todas as estruturas onde há mudanças de suporte/apoio, mudanças de carregamento ou variação de propriedades dos materiais com o tempo.

Uma aplicação mais óbvia da análise evolutiva seria em peças onde os suportes ou apoios mudem de acordo com a etapa construtiva, seria o exemplo de peças que necessitam ser içadas ou cujo transporte e/ou movimentação durante a construção imponham condições de apoio diferentes daquelas planejadas para sua etapa final. A figura 2.7 mostra o exemplo do içamento de uma treliça metálica, onde é possível ver a treliça em duas etapas diferentes de construção e de como varia a posição dos apoios.

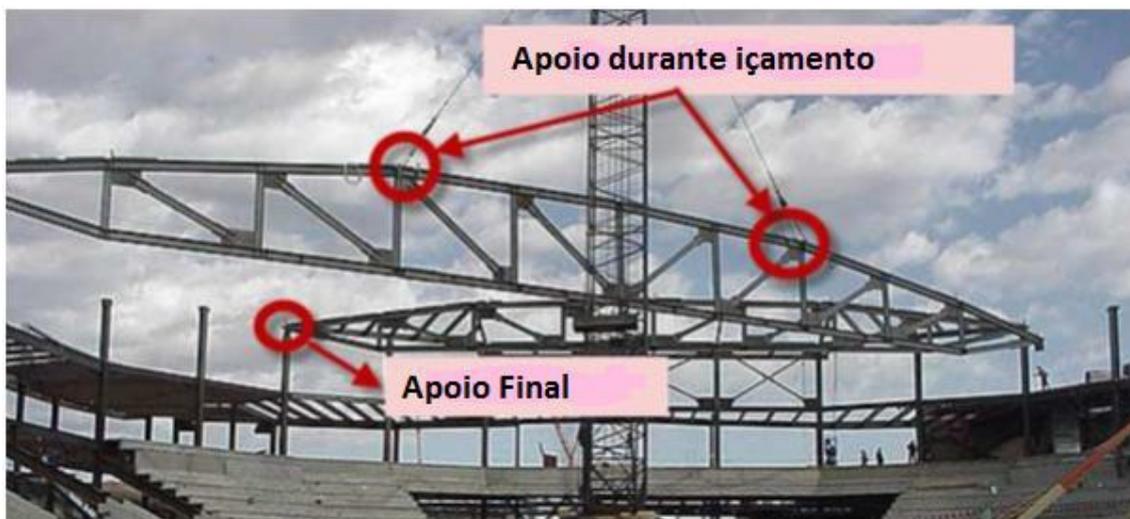


Figura 2.7 - Mudança na posição dos apoios em diferentes etapas construtivas (Fonte: Manual MIDAS)

A análise incremental também se mostra necessária em estruturas de concreto protendido, onde as diferentes etapas construtivas induzem diferentes esforços, principalmente naquelas peças que são pós-tracionadas, onde não só se deve levar em consideração os diferentes carregamentos antes e depois da protensão, mas também considerar as perdas de protensão com o tempo. No caso do concreto protendido essas perdas são divididas em perdas imediatas e diferidas, sendo que a primeira ocorre no instante imediatamente após a protensão e é devida à ancoragem, atrito e encurtamento elástico do concreto, e a segunda são as perdas que ocorrem em um tempo infinito e são devidas a relaxação do aço, fluência e retração do concreto. A NBR 6118:2004 fornece aproximações e métodos numéricos para que seja possível uma boa modelagem de todas essas propriedades reológicas tanto do aço quanto do concreto.

No cálculo de pontes de concreto armado e protendido executadas pelos métodos de deslocamentos progressivos e balanços sucessivos, a análise incremental também possui grande importância. As pontes construídas por estes métodos têm o seu modelo

estrutural fortemente condicionado pelo processo construtivo. O processo de balanços sucessivos (Figura 2.8) consiste na construção da obra em segmentos, denominadas aduelas, que podem ser pré-moldadas ou moldadas no local, constituindo balanços que avançam sobre o obstáculo a ser vencido. O vão é construído em balanços sucessivos, partindo de cada apoio do vão até a metade do vão, onde é feito o fechamento. A execução deve ser muito bem controlada, principalmente com relação às deformações, para que os trechos cheguem ao centro do vão simultaneamente e coincidentemente. Sempre que possível, projeta-se a obra para que os balanços sejam feitos simetricamente em relação ao apoio, evitando grandes desequilíbrios entre as cargas. Já no método dos deslocamentos sucessivos, a superestrutura é fabricada nas margens e empurrada para sua posição ao longo dos vãos, funcionando em balanço à medida que vai avançando, até encontrar o próximo apoio.



Figura 2.8- Balanço sucessivo moldado no local (Fonte: Manual MIDAS)

Os esforços gerados na fase construtiva não são fáceis de calcular, resultam da combinação de todas as posições que os segmentos ocupam até chegarem a sua posição definitiva. O diagrama de momentos fletores indicado na figura 2.9 mostra as duas posições cruciais durante o lançamento: os instantes anterior e posterior à chegada do tabuleiro a um dos pilares.

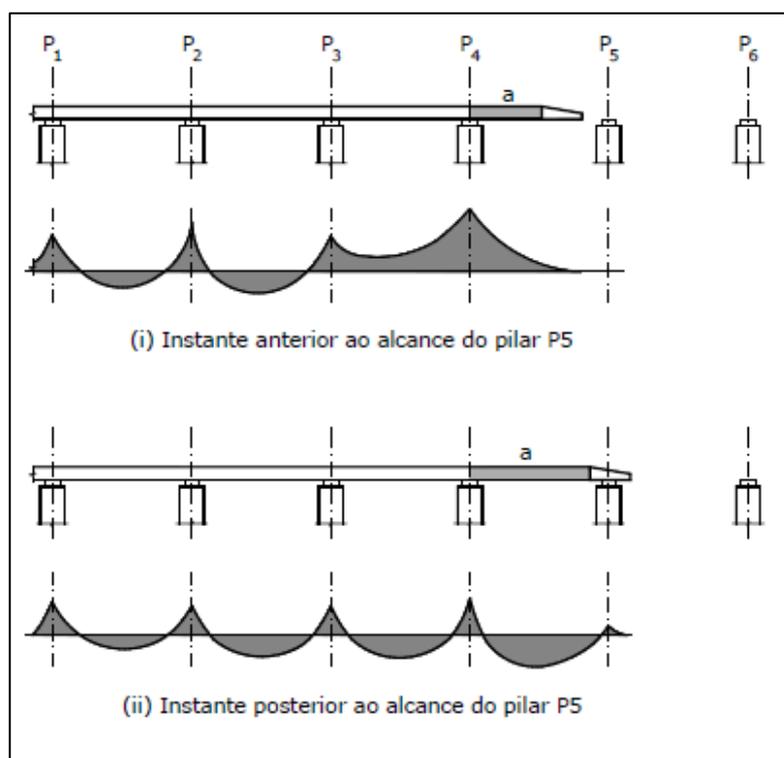


Figura 2.9- Diagrama de momentos no tabuleiro durante o lançamento

2.5. Estágios/Etapas de carregamento usuais em edificações

2.5.1. Evolução da resistência do concreto no tempo

A resistência à compressão do concreto e o seu módulo de elasticidade em uma idade t dependem do tipo de cimento utilizado, da temperatura e das condições de cura. Para uma temperatura média de 25° graus e uma cura do tipo úmida, a formulação utilizada pela CEB-FIB (Euro-International Committee for Concrete – International Federation for Prestressing) é a mesma da NBR6118, como mostrado abaixo e ilustrado pelas figuras 2.10 e 2.11:

$$f_{cd} = \frac{f_{ckj}}{\gamma_c}, \text{ onde: } \left[\begin{array}{l} \gamma_c = \text{coeficiente de segurança} \\ f_{ckj} = \text{resistência característica do concreto no tempo } j \end{array} \right]$$

f_{cd} = resistência a compressão de projeto.

f_{ckj} = resistência a compressão característica do concreto no tempo j .

t = idade do concreto em dias

Coeficiente s:

$s=0,38$ para concreto de cimento CPIII e IV;

$s=0,25$ para concreto de cimento CP1 e II.

$s=0,20$ para concreto de cimento CPV-ARI.

()

()

$E_{ci}(t)$ é a estimativa do módulo de elasticidade do concreto em uma idade entre 7 e 28 dias.

$f_c(t)$ é a resistência a compressão do concreto na idade em que se pretende estimar o módulo de elasticidade.

Os dois gráficos a seguir ilustram o efeito do tempo sobre a resistência à compressão do concreto e sobre seu módulo de elasticidade.



Figura 2.10 – Resistência à compressão x tempo



Figura 2.11- Módulo de elasticidade x tempo (concreto)

2.5.2. Escoramento e Reescoramento

Em edifícios de múltiplos andares de concreto armado a carga de cada pavimento a ser construído é suportada pelo pavimento imediatamente inferior do momento de sua construção até o momento em que o concreto tenha uma resistência adequada. Essa transmissão de cargas é feita utilizando um sistema de escoras que consiste em uma malha de pontaletes de aço ou de madeira associadas a fôrmas (escoramento) ou não (reescoramento).



Figura 2.12- Exemplo de edificação escorada.

Quando em uma etapa construtiva inicial, o concreto fresco necessita de fôrmas para dar molde à estrutura e escoramentos que o mantenham estável. Já em etapas em que o concreto atinge certa maturidade, o escoramento deve ser removido para que a estrutura “trabalhe” e suporte seu peso próprio e alivie a carga que está sendo aplicada no pavimento inferior, logo em seguida deve ser aplicado o reescoramento. Essas duas etapas, escoramento e reescoramento, são comumente aplicadas em dois pavimentos de escora e um de reescora (2+R), o processo consiste na sequência a seguir e será ilustrado na figura 12, como descrito em Prado et al, 1998.

1. Remoção do nível mais baixo de reescoras;
2. Remoção do nível mais baixo de escoras e fôrmas;
3. Instalação das reescoras no nível onde as escoras e fôrmas foram removidas;

4. Instalação das escoras e fôrmas para concretagem do próximo pavimento e concretagem.

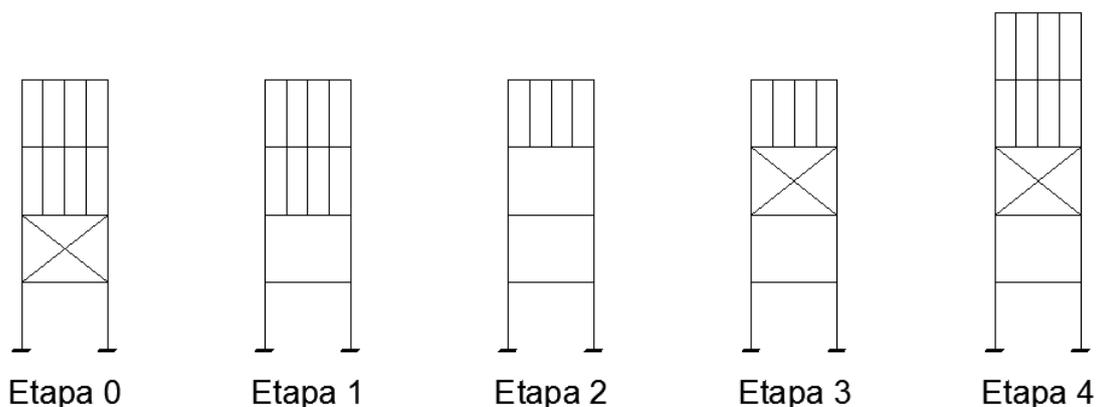


Figura 2.13- Sequência de escoramento e reescoramento.

Não é viável ao construir um edifício utilizar em todos os pavimentos o sistema de escoramento sem removê-los gradualmente à medida que cada pavimento novo é iniciado. Além das implicações econômicas, a remoção gradual pode impedir a ruína da estrutura, considere, por exemplo, que o primeiro pavimento (conectado à fundação) receba uma sobrecarga muito grande, caso seu escoramento seja removido e haja vários pavimentos se apoiando nele, a estrutura do primeiro pavimento provavelmente não aguentaria toda a carga recebida. A figura 2.14 esboça este caso.

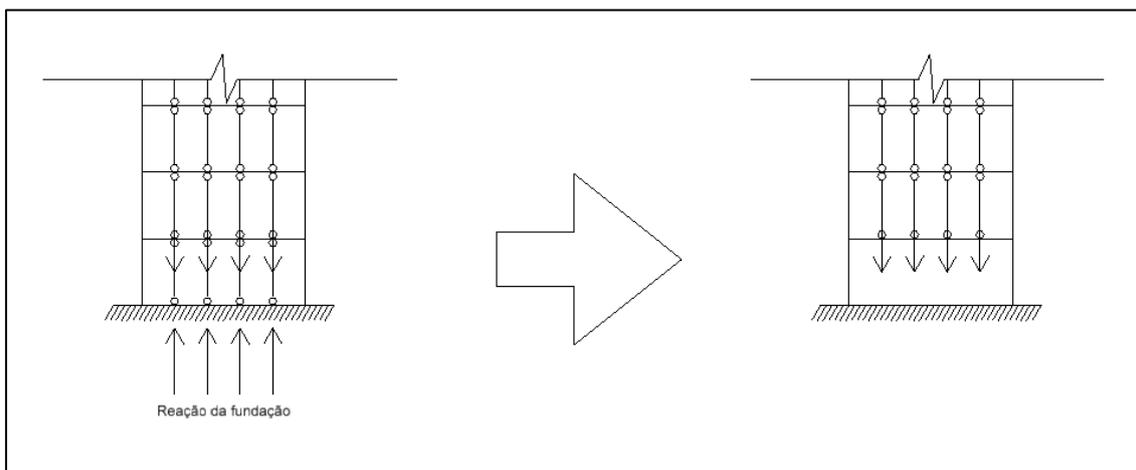


Figura 2.14- Estrutura toda escorada

A NBR 14931:2004, Execução de estruturas de Concreto Armado não estipula um tempo mínimo para a retirada dos escoramentos e aplicação do reescoramento. É sugerido apenas que o processo de retirada de formas e de escoramento seja realizado apenas quando o concreto possua resistência suficiente para: Evitar deformações

excessivas, suportar a carga de em que será solicitada quando a sua remoção e resistir danos para a superfície durante a remoção:

“A retirada das fôrmas e do escoramento só pode ser feita quando o concreto estiver suficientemente endurecido para resistir às ações que sobre ele atuarem e não conduzir a deformações inaceitáveis, tendo em vista o baixo valor do módulo de elasticidade do concreto (E_{ci}) e a maior probabilidade de grande deformação diferida no tempo quando o concreto é solicitado com pouca idade.” (NBR 6118)

3. ESTRATÉGIAS PARA ANÁLISE INCREMENTAL NO PROGRAMA SAP2000

Neste Capítulo será mostrado como é feita a análise dos efeitos incrementais no programa SAP2000. Também será mostrado como levar em consideração a variação das propriedades dos materiais ao longo do tempo.

3. 3.1 SAP2000

O SAP2000 é um programa desenvolvido na Universidade da Califórnia, em Berkeley, que realiza análise estrutural com interface tridimensional. Utiliza o método dos elementos finitos permitindo efetuar análises lineares e não lineares estáticas e dinâmicas. Possibilita ainda a realização de verificações regulamentares com base nos principais códigos e normas europeias, norte-americanas e asiáticas que dispõe em sua base de dados.

A interface intuitiva permite a criação de modelos estruturais rapidamente. O vasto leque de aplicabilidades do SAP2000 permite a sua utilização no dimensionamento de pontes, edifícios, estádios, barragens, estruturas industriais, estruturas marítimas e qualquer outro tipo de infraestrutura que necessite ser analisada e dimensionada.

O software vem pré-definido com “templates” para vários tipos de elementos estruturais, bi ou tridimensionais. O nº de graus de liberdade, destes “templates”, varia em função do tipo de elemento a analisar (Figura 3.1).

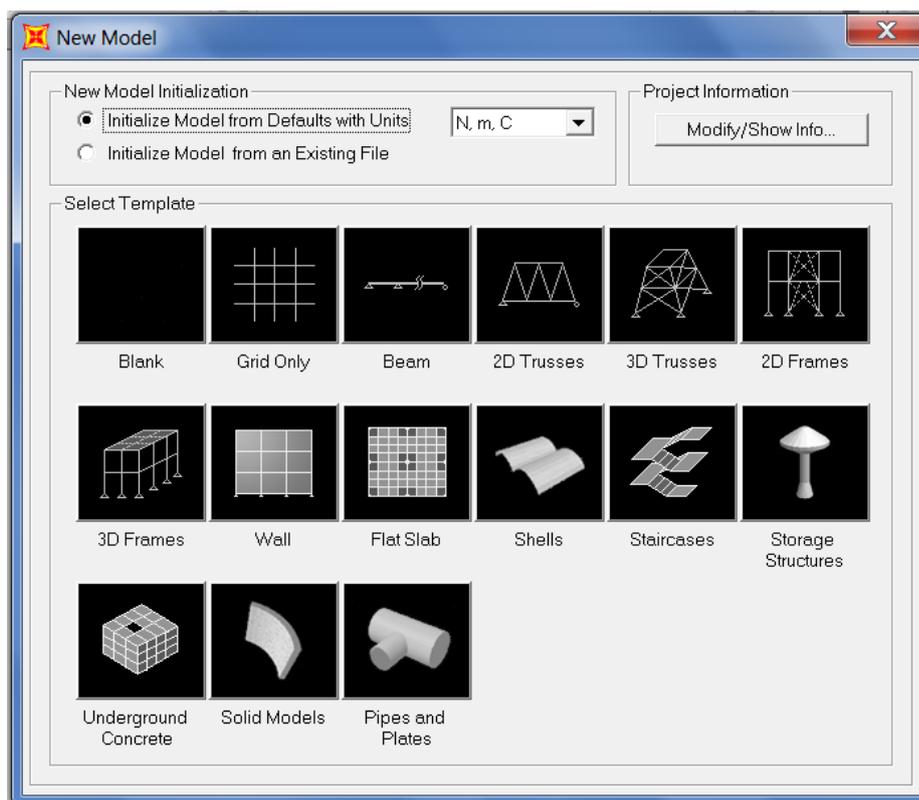


Figura 3.1 – “templates” disponíveis no SAP2000

A modelação estrutural pode ser efetuada no próprio programa ou através da importação arquivos “dxf” provenientes programas de desenho como, por exemplo, o AUTOCAD. Esta modelação é caracterizada principalmente por três tipos de objetos: “Frame” (barras), “Area” (áreas) e “Joint” (nós). Os elementos frames são mais comumente utilizados para modelar vigas e pilares, já o elemento de área pode representar lajes, paredes, muros, sapatas etc. Os elementos de área podem ainda ser divididos em três tipos, em função do tipo de comportamento:

- “Shell”, comportamento de casca, permite rotações e deslocamentos em torno de todos os eixos locais do elemento;
- “Plate”, comportamento de placa puro, permite deformações segundo o eixo 3, e rotações em torno dos eixos locais 1 e 2;
- “Membrane”, comportamento de membrana puro, permite deformações axiais e rotações em torno dos eixos locais 1 e 2.

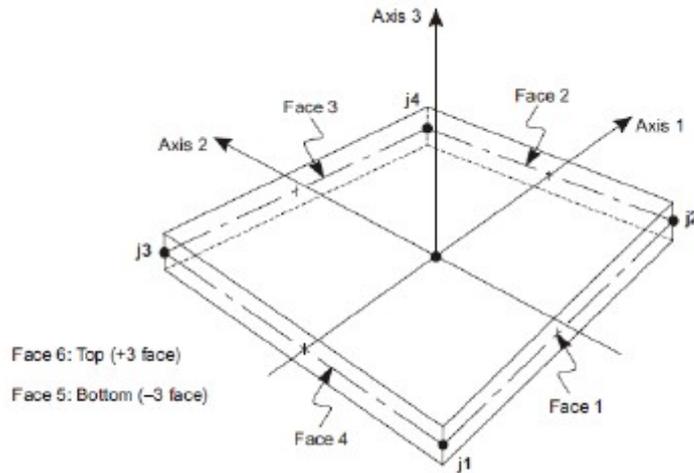


Figura 3.2- Definição dos eixos locais para um elemento de área

4. 3.2 Métodos dos Elementos Finitos

O Método dos Elementos Finitos (MEF) é um método numérico aproximado muito utilizado para resolver problemas de engenharia, principalmente aqueles onde não é possível obter soluções satisfatórias por métodos analíticos. O MEF consiste em dividir o domínio de integração do problema em um número discreto de regiões pequenas de dimensões finitas, denominados elementos finitos. A este conjunto de regiões dá-se o nome de malha de elementos finitos (Figura 3.3). Ou seja, o elemento estrutural é dividido em diversos elementos de dimensões inferiores. Cada elemento finito mantém as propriedades do elemento original e encontra-se ligado aos elementos adjacentes através dos nós.

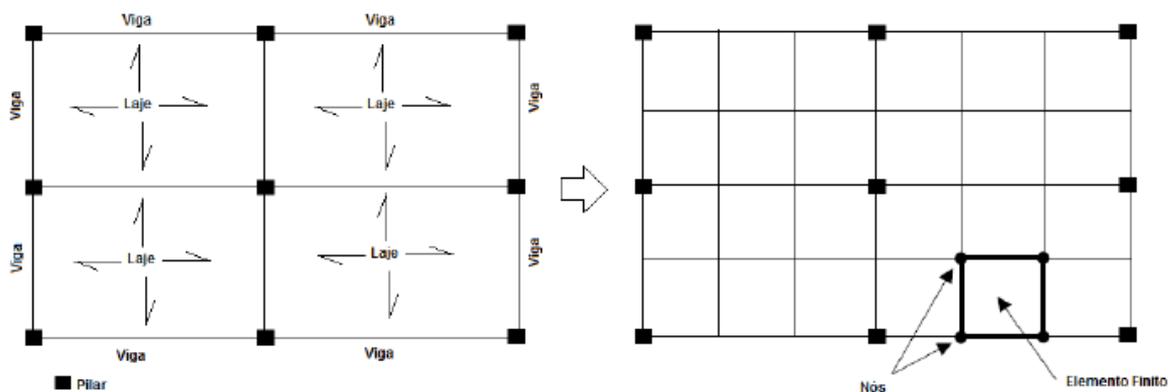


Figura 3.3 – Refinamento de uma malha em elementos finitos

Os elementos finitos podem ter formas geométricas diversas, de maneira a permitir uma melhor aproximação do problema. Têm-se elementos unidimensionais como as barras (ou frame) de eixo reto ou curvo; elementos bidimensionais planos (triangulares, retangulares, quadriláteros); elementos tridimensionais sólidos, elementos laminares de placa e casca.

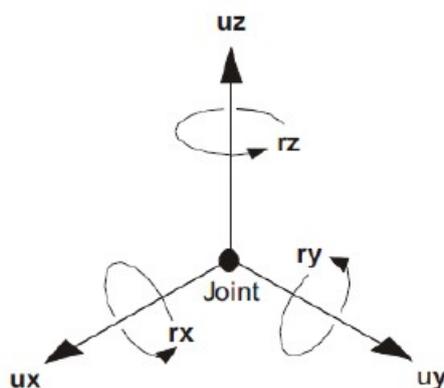


Figura 3.4 - 6 graus de liberdade dos nós

Através da solução de equações de equilíbrio estabelecidas nos nós (Figura 3.4), é feita uma compatibilização de deslocamentos nodais entre os nós de elementos vizinhos. A partir destes e recorrendo-se a funções interpoladoras é possível conhecer em qualquer ponto o campo de tensões e de deformações. As condições de convergência do método dependem da formulação dos elementos como também da escolha da malha e do tipo de elemento utilizado na discretização. De maneira geral, quanto mais refinada a malha, mais preciso são os resultados obtidos; pode-se dizer que uma malha bem refinada é aquela que apesar de se poder sempre aumentar o número de elementos finitos não traz grandes alterações aos resultados.

3.3 Ativação do modelo Evolutivo no SAP2000

3.3.1 Grupos

O software SAP2000 leva em consideração as etapas de construção da estrutura e carregamento através do “Nonlinear Staged Analysis”. Após desenhar a estrutura, definir materiais, seções e o carregamento, o primeiro passo para ativar o comando é atribuir os grupos aos elementos da estrutura. Com isso, cada grupo poderá ser integrado à estrutura seguindo a ordem cronológica da construção. A classificação por

grupos permite o usuário concatenar os possíveis elementos da estrutura (frame, joint, area). Ou seja, os pilares, as vigas e as lajes de cada pavimento farão parte de um único grupo, sendo este grupo o representante do respectivo andar. Esta classificação facilita o momento de transcrever para o programa o cronograma da construção, pois cada pavimento será inserido em função dos grupos. Para criar os grupos vai-se em *Define* → *Groups* como mostrado na figura 3.5.

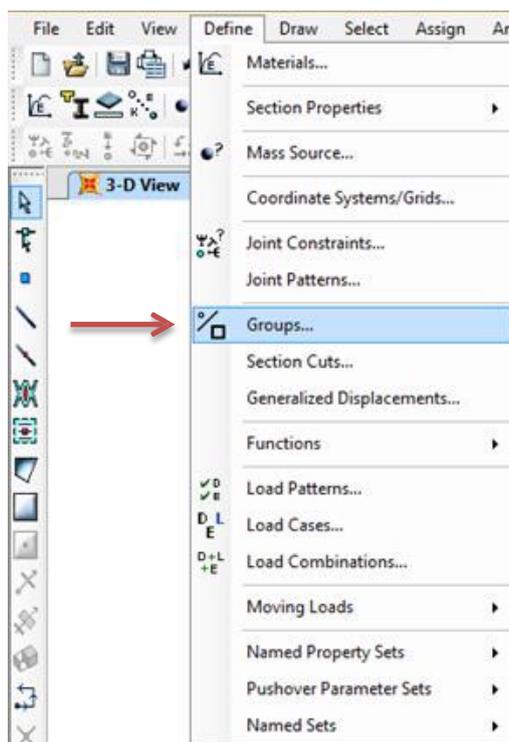


Figura 3.5- Criação dos grupos no SAP2000

Após sua criação, os grupos devem ser atribuídos aos elementos do desenho pelo comando *Assign* → *Assign to group* como mostrado na figura 3.6. Para uma estrutura de 15 pavimentos, por exemplo, deve-se haver 15 grupos representando a execução de cada um dos pavimentos.

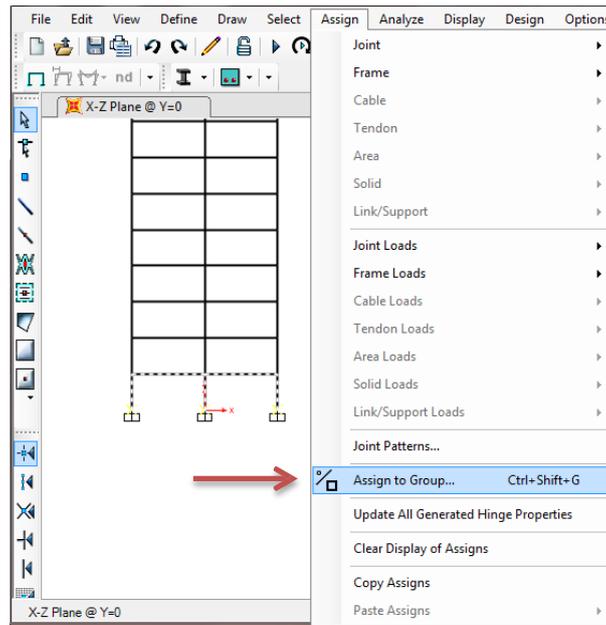


Figura 3.6- Atribuição de grupos no SAP2000

3.3.2 Load Cases

Após a criar e atribuir os grupos, é preciso definir como se dará a construção da estrutura, determinando a quantidade de etapas que existirão, a duração de cada uma e em qual etapa cada grupo e seus carregamentos serão inseridos. Para isso, cria-se um caso de carregamento (*Load Case*) que leva em conta a não linearidade construtiva em: *Define* → *Load Cases* (Figura 3.7) e então seleciona-se *Add New Load Case* como mostrada na figura 3.8.

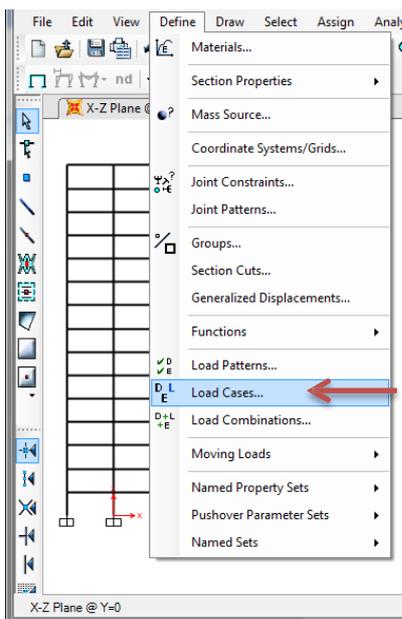


Figura 3.7- Definição de Loads Cases no SAP2000

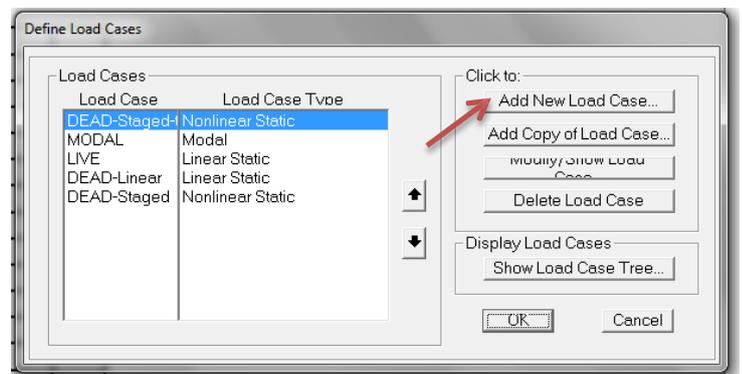


Figura 3.8- Definição do caso de carga

Na seção *Analysis Type* seleciona-se o *Nonlinear Staged Construction*, habilitando a janela que permite a adição de dados relativos à análise em questão.

3.3.3 Stage Definition e Data for Stage

Para criar cada etapa, na seção *Stage Definition*, clica-se em *Add*, tendo o cuidado de informar a duração de cada etapa. Esta duração é crucial para análises que consideram a variação de resistência do material com o tempo.

No exemplo da figura 3.9, a primeira etapa tem início no tempo 0 e sua duração é de 7 dias, sendo assim, a segunda etapa tem início no 7º dia e como sua duração é 7 dias a terceira etapa tem início no 14º dia, e assim sucessivamente. Após a criação de um estágio, na seção *Data for Stage* deve ser selecionado entre as informações listadas o que se pretende adicionar e em seguida pressionar *Add*.

The screenshot shows the 'Load Case Data - Nonlinear Static Staged Construction' dialog box. The 'Analysis Type' section is highlighted with a red box, showing 'Nonlinear Staged Construction' selected. The 'Stage Definition' table shows a table with columns for Stage No., Duration (Days), Provide Output, Output Label, and User Comments. The 'Data for Stage 1 (7. days)' table shows a table with columns for Operation, Object Type, Object Name, Age At Add, Type, Name, and Scale Factor. Red arrows point to the 'Stage Definition' and 'Data for Stage 1' sections.

Stage No.	Duration (Days)	Provide Output	Output Label	User Comments
1	7.	No		
2	7.	No		
3	0.	No		Rem. 1
4	7.	No		Add. 1 e 3
5	0.	No		Rem. 2 e 1
6	7.	No		Add. 2 e 4

Operation	Object Type	Object Name	Age At Add	Type	Name	Scale Factor
Add Structure	Group	7 DIAS	7.			
Add Structure	Group	7 DIAS	7.	Load Pattern	DEAD	1.
Load Objects	Group	7 DIAS	7.			
Add Structure	Group	REESC1	7.			

Figura 3.9- Definição dos parâmetros da análise não linear no SAP2000

As estruturas que são construídas em cada estágio devem ser adicionadas selecionando: *Add Structure* na coluna *Operation*, em seguida opta-se por *Group* na coluna *Object Type*, seleciona-se o grupo que será inserido naquela etapa e então a

idade inicial do grupo na coluna *Age At Add*. Nos exemplos deste trabalho todas as estruturas de concreto foram lançadas com 7 dias de idade inicial como simplificação, pois caso lançadas com 0 dias seria necessário a modelagem das formas.

Os carregamentos aplicados em cada pavimento devem ser adicionados clicando inicialmente na coluna *Operation* na opção *Load Objects* e então seleciona-se o grupo em que se deseja adicionar o carregamento.

3.4 Consideração do escoramento

A fim de se considerar o escoramento no SAP2000, deve-se seguir procedimento semelhante ao mostrado no tópico anterior, mas, agora, deve-se adicionar ao modelo todas as barras de escoramento (e reescoramento) que serão utilizadas no projeto.

Nos casos a seguir o material e seção dos escoramentos e reescoramentos serão idênticos (retirados de um catálogo de escoras usual do mercado), e serão associados a um grupo que corresponde aos escoramentos e reescoramentos de cada pavimento. Em seguida é necessário definir precisamente quando e por quanto tempo as escoras e reescoras irão atuar, adicionando e/ou removendo cada uma em *Data for Stage* (já mostrado na figura 3.9).

Para adicionar as escoras e as reescoras considerando um modelo “2+R”, como já descrito no capítulo 2, algumas simplificações podem ser feitas, resultando em apenas duas etapas:

- I. Remoção do nível mais baixo de escoras (i) para instalação das reescoras, e a remoção do nível mais baixo de reescoras (i-1). Esta etapa corresponde às antigas etapas 1 e 2. Para efeito de simplificação, a remoção das escoras e reescoras é feita de forma simultânea e a duração desse processo é de 0 dias.
- II. Instalação das reescoras onde escoras foram removidas anteriormente (i), e instalação das escoras e estrutura permanente do próximo nível (i+2). Esta etapa equivale às etapas 3 e 4. Esta simplificação considera que o intervalo de tempo entre o reescoramento da etapa “i” e o escoramento da etapa “i+2” é de 0 dias.

A figura a seguir ilustra essas etapas.

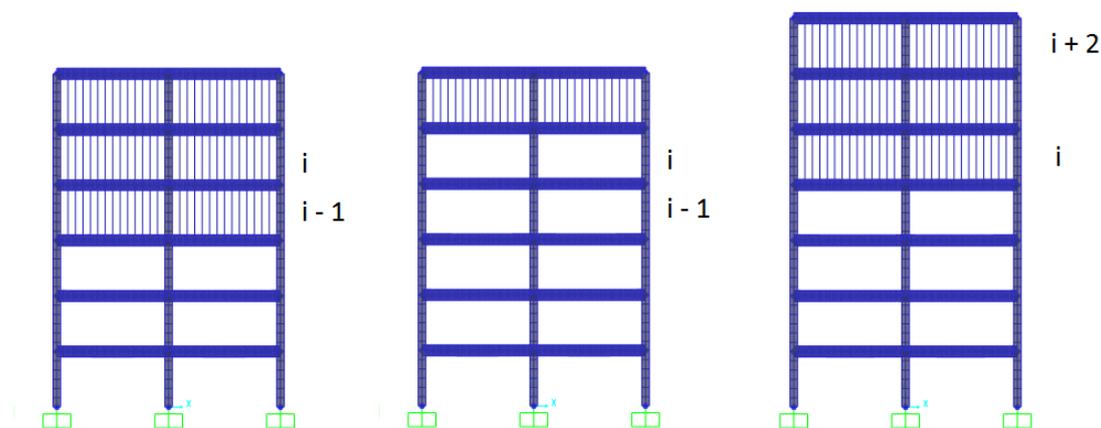


Figura 3.10- Na etapa I (Centro) remove-se o escoramento do andar “ i ” e o reescoramento do “ $i-1$ ”; Na etapa II (Direita) adiciona-se o escoramento do andar “ $i+2$ ” e o reescoramento do “ i ”.

Para adicionar a etapa 1 em *Data for Stage* deve-se selecionar na coluna *Operation* a opção *Remove Structure* e selecionar o grupo a ser removido. Já a etapa 2 é adicionada como descrito no item anterior, adicionando junto aos escoramentos, a estrutura permanente e os carregamentos. Sendo assim, ainda tomando como exemplo a figura 3.9 os estágios foram definidos da seguinte forma:

Estágio 1- Os escoramentos e a estrutura de concreto do primeiro pavimento são lançados com idade inicial 7, a duração é 7 dias. Totalizando uma idade de 14 dias no primeiro andar, no final do estágio;

Estágio 2- O escoramento e a estrutura de concreto do segundo pavimento são lançados com idade inicial 7 dias, a duração desta etapa é de 7 dias Totalizando uma idade de 14 dias no segundo andar e 21 no primeiro andar, no final do estágio;

Estágio 3- O escoramento do primeiro andar é removido. Esta etapa tem uma duração de 0 dias, porém a criação desta etapa é suficiente para permitir que o pavimento comece a trabalhar, suportando o peso próprio e parte do peso dos andares superiores;

Estágio 4 – O reescoramento do primeiro pavimento é inserido, o escoramento e a estrutura de concreto do terceiro pavimento são lançados com idade inicial 7 dias, a

duração desta etapa é de 7 dias Totalizando uma idade de 14 dias no terceiro andar, 21 dias no segundo andar e 28 no primeiro andar, no final do estágio;

Estágio 5- O reescoramento do segundo andar e o escoramento do terceiro andar são removidos;

Os estágios então se repetem até o término do edifício, a seguir é apresentado um esquema cronológico dos estágios descritos.

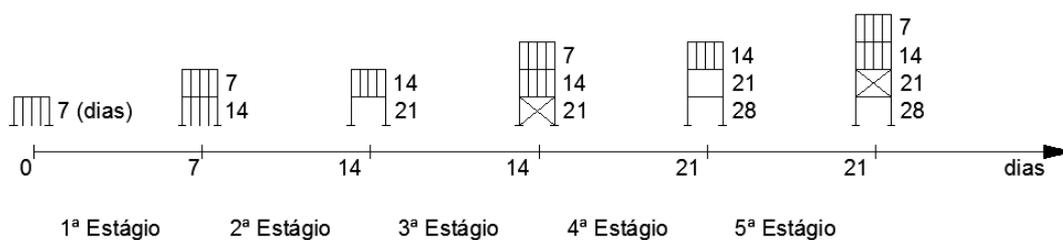


Figura 3.11- Esquema cronológico das etapas de escoramento

3.5 Variação das propriedades dos materiais ao longo do tempo

O SAP2000 também é capaz de realizar análises que levam em consideração o ganho de resistência e rigidez do concreto com o tempo. Esta análise pode ser muito útil visto que a estrutura quase sempre é carregada muito antes dos 28 dias previsto em normas. A norma utilizada pelo programa é a CEB-FIB, norma esta que serviu de base para a elaboração da NBR6118.

Para ativar a análise que leva em conta as propriedades reológicas do concreto, deve-se primeiro ir ao Menu *define* e escolher a opção *Materials* (Figura 3.12). Dentro da janela de materiais deve-se selecionar a opção *Show Advanced Properties* (Figura 3.13).

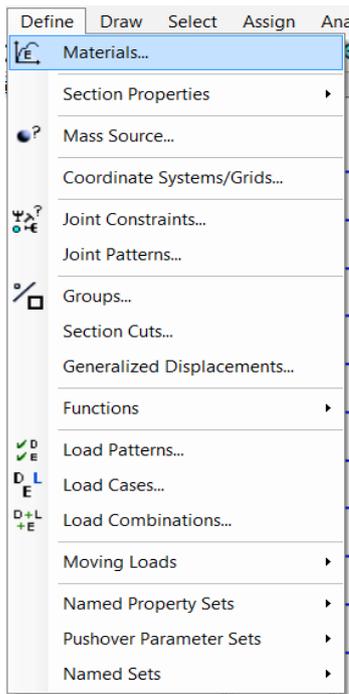


Figura 3.12 – Menu Define SAP2000

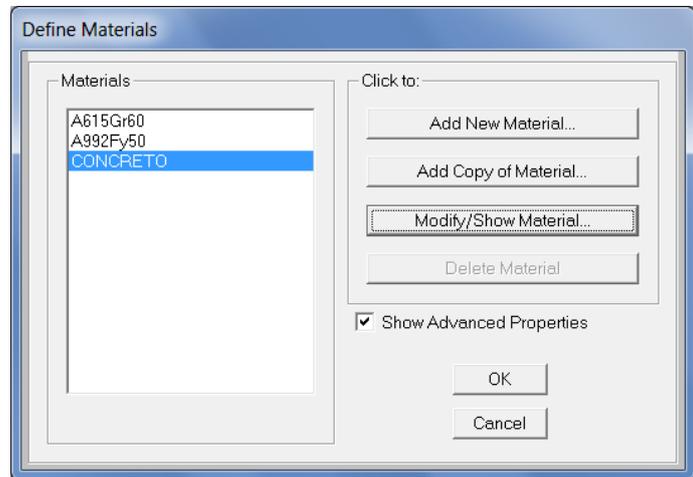


Figura 3.13 – Opções de materiais SAP2000

Uma nova janela se abrirá mostrando as propriedades do material escolhido, deve-se então clicar em *Time dependente properties* (Figura 3.12). Nessa nova janela que se abre é possível definir os parâmetros que serão utilizados na análise (Figura 3.14). Clicando-se em Show Plot, também é possível ver o gráfico que mostra a variação da resistência do concreto com o tempo (Figura 3.15).

Material Property Data

Material Name: CONCRETO

Material Type: Concrete

Symmetry Type: Isotropic

Modulus of Elasticity: E = 2.607E+10

Weight and Mass: Weight per Unit Volume = 24516.625, Mass per Unit Volume = 2500.

Units: N, m, C

Poisson's Ratio: U = 0.2

Coeff of Thermal Expansion: A = 9.900E-06

Shear Modulus: G = 1.086E+10

Other Properties for Concrete Materials: Specified Concrete Compressive Strength, f'c = 25000000

Lightweight Concrete

Shear Strength Reduction Factor: []

Advanced Material Property Data:

Figura 3.14 – Propriedade avançada dos materiais

Time Dependent Properties for Concrete

Material Name: CONCRETO

Material Type: Concrete

Symmetry Type: Isotropic

Time Dependent Type: CEB-FIP 90 ACI 209R-92

Units: N, m, C

CEB-FIP Parameters: Cement Type Coefficient = 0.38

Relative Humidity %: []

Notional Size, h: []

Shrinkage Coefficient, Bsc: []

Shrinkage Start Age (days): []

Time Dependence Considered For: Compressive Strength and Stiffness (Modulus of Elasticity)

Creep

Shrinkage

Creep Analysis Type: Full Integration Dirichlet Series With [] Terms

Figura 3.15 – Propriedades dependentes do tempo (SAP2000)

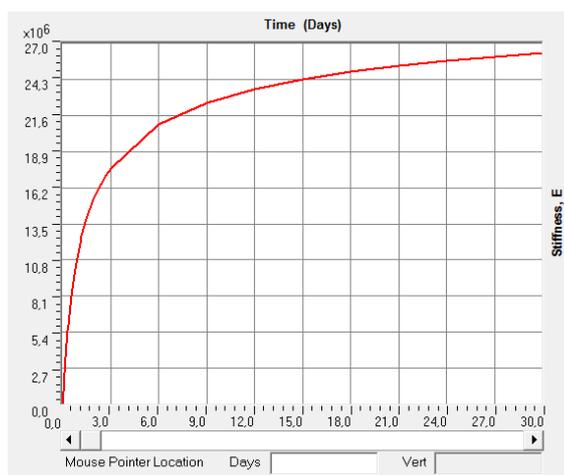


Figura 3.16- Variação do Módulo de Elasticidade com o tempo

Finalmente para considerar a variação de resistência com o tempo em *Load Cases* seleciona-se o caso criado e então deve-se clicar em *modify/show load case* e em seguida em *nonlinear parameters* clica-se em *modify/show* e marca-se a opção *Time Dependent Material Properties*, como mostrado nas figuras 3.17 e 3.18.

Load Case Data - Nonlinear Static Staged Construction

Load Case Name: DEAD-Staged [Set Def Name] Notes: [Modify/Show...]

Load Case Type: Static [Design...]

Initial Conditions:

- Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State
- Continue from State at End of Nonlinear Case []

 Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Analysis Type:

- Linear
- Nonlinear
- Nonlinear Staged Construction

Geometric Nonlinearity Parameters:

- None
- P-Delta
- P-Delta plus Large Displacements

Mass Source: [Previous]

Show Stages: [Show Stages In Tree View...]

Stage Definition:

Stage No.	Duration (Days)	Provide Output	Output Label	User Comments	
6	7	No		Add. 2 e 4	Add
1	7	No			Add Copy
2	7	No			
3	0	No		Rem. 1	Modify
4	7	No		Add. 1 e 3	
5	0	No		Rem. 2 e 1	Insert
6	7	No		Add. 2 e 4	Delete

Expand Stage Definition

Data For Stage 6 (7 days; Add. 2 e 4)

Operation	Object Type	Object Name	Age At Add	Type	Name	Scale Factor
Add Structure	Group	REESC2	7.			
Add Structure	Group	REESC4	7.			
Add Structure	Group	28 DIAS	7.			
Load Objects	Group	28 DIAS		Load Pattern	DEAD	1.

Expand Stage Data Stage: << < 6 > >> of 33 [Add] [Modify] [Delete]

Other Parameters:

- Results Saved: [End of Each Stage] [Modify/Show...]
- Nonlinear Parameters: [User Defined] [Modify/Show...]

 [OK] [Cancel]

Figura 3.17- Ativação do modelo Resistencia X Tempo, Load Cases (I).

Nonlinear Parameters

Material Nonlinearity Parameters	Solution Control
<input checked="" type="checkbox"/> Frame Element Tension/Compression Only	Maximum Total Steps per Stage: 200
<input checked="" type="checkbox"/> Frame Element Hinge	Maximum Null (Zero) Steps per Stage: 50
<input checked="" type="checkbox"/> Cable Element Tension Only	Maximum Constant-Stiff Iterations per Step: 10
<input checked="" type="checkbox"/> Link Gap/Hook/Spring Nonlinear Properties	Maximum Newton-Raphson Iter. per Step: 40
<input checked="" type="checkbox"/> Link Other Nonlinear Properties	Iteration Convergence Tolerance (Relative): 1.000E-04
<input checked="" type="checkbox"/> Time Dependent Material Properties	Use Event-to-event Stepping: Yes
	Event Lumping Tolerance (Relative): 0.01
	Max Line Searches per Iteration: 20
	Line-search Acceptance Tol. (Relative): 0.1
	Line-search Step Factor: 1.618

Hinge Unloading Method	Target Force Iteration
<input checked="" type="radio"/> Unload Entire Structure	Maximum Iterations per Stage: 10
<input type="radio"/> Apply Local Redistribution	Convergence Tolerance (Relative): 0.01
<input type="radio"/> Restart Using Secant Stiffness	Acceleration Factor: 1.
	Continue Analysis If No Convergence: No

Reset To Defaults

Figura 3.18- Ativação do modelo Resistencia X Tempo, Load Cases (2).

4. MODELOS SIMPLIFICADOS (2D)

Neste capítulo serão definidos e apresentados 2 exemplos de pórticos bidimensionais de alturas distintas que terão seus esforços obtidos através dos modelos clássico e incrementais (evolutivo). Os resultados serão apresentados e comentados no decorrer do capítulo.

4.1 Considerações Gerais

Para demonstrar a influência das etapas de construção e carregamento nos resultados, serão analisados dois pórticos planos, um de 15 e outro de 40 pavimentos. Os esforços internos e deslocamentos do pórtico serão obtidos através da análise clássica, da evolutiva simples e da evolutiva mais realista (considera escoramento e variação da resistência do concreto com o tempo) e seus resultados serão comparados. Serão rodados pórticos de alturas diferentes a fim de se analisar o efeito da altura da edificação e confirmar a hipótese de que quanto maior a altura, maior a discrepância entre os modelos clássico e evolutivo.

A figura 4.1 mostra a planta baixa de uma edificação cuja estrutura é composta por vigas, pilares e lajes maciças. O pórtico plano estudado é o formado pelos pilares P2, P5, P8 e pela viga V5, como mostrado abaixo. A figura 4.2 mostra a elevação do pórtico, que possui um pé esquerdo de 3 metros.

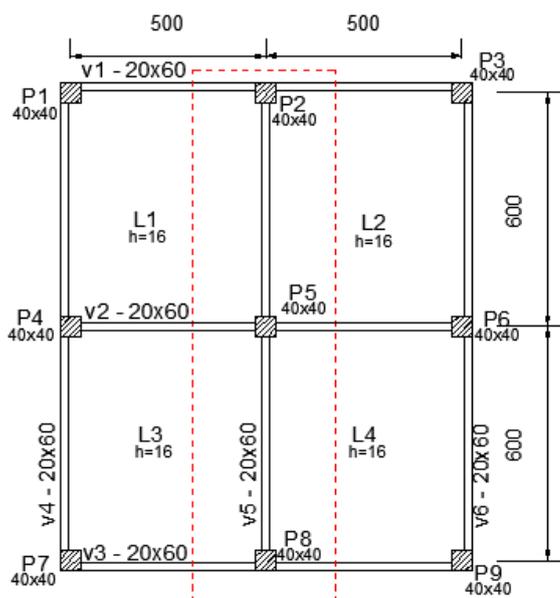


Figura 4.1 – Planta baixa da estrutura analisada

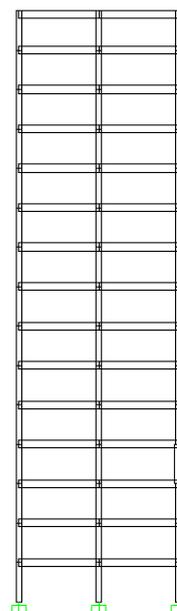


Figura 4.2 - Elevação da estrutura

De maneira a simplificar o modelo, todas as vigas possuem a mesma seção (20x60), e o mesmo vale para a seção dos pilares (40x40). Não foi considerada a presença de casa de máquinas, reservatórios, garagem nem o efeito do vento, de forma que todos os pavimentos possuíssem o mesmo carregamento. Os pilares foram considerados engastados na fundação.

A estrutura é constituída de concreto armado. Não se considera a fissuração do concreto, sendo este tratado como um material elástico e linear, com as seguintes propriedades:

- a) Modulo de elasticidade $E = 26\text{GPa}$
- b) Coeficiente de Poisson $\nu = 0,2$
- c) Peso específico do concreto $\gamma_{\text{conc}} = 25\text{kN/m}^3$

Os modelos serão analisados através do software SAP2000 versão 16, que utiliza o método dos elementos finitos para fazer as análises. Adota-se o elemento finito FRAME para as vigas e pilares.

4.2 Carregamentos

A estrutura estará submetida apenas às cargas verticais devido ao peso próprio e a uma sobrecarga de construção (operários, equipamentos, materiais estocados, entulhos etc.) como mostrado abaixo.

$$\begin{array}{r} \text{Peso próprio da laje} = 0,16 \times 25\text{kN/m}^3 = 4,0\text{kN/m}^2 \\ \text{Sobrecarga de construção} = \underline{1,5\text{kN/m}^2} \\ 5,5\text{kN/m}^2 \end{array}$$

A parcela do carregamento das lajes que descarrega nas vigas do pórtico analisado é obtida através do método das charneiras plásticas. Dessa forma, a viga V5 recebe um carregamento de 20kN/m devido aos carregamentos das lajes mais 3kN/m de peso próprio da viga ($0,2 \times 0,6 \times 25\text{kN/m}^3$), totalizando um carregamento distribuído de 23kN/m. As vigas V1, V2 e V3 descarregam nos pilares P2, P5 e P8 cargas pontuais de 40kN, 100kN e 40kN, respectivamente. A figura 4.3 abaixo mostra o carregamento descrito acima aplicado no primeiro pavimento do pórtico.

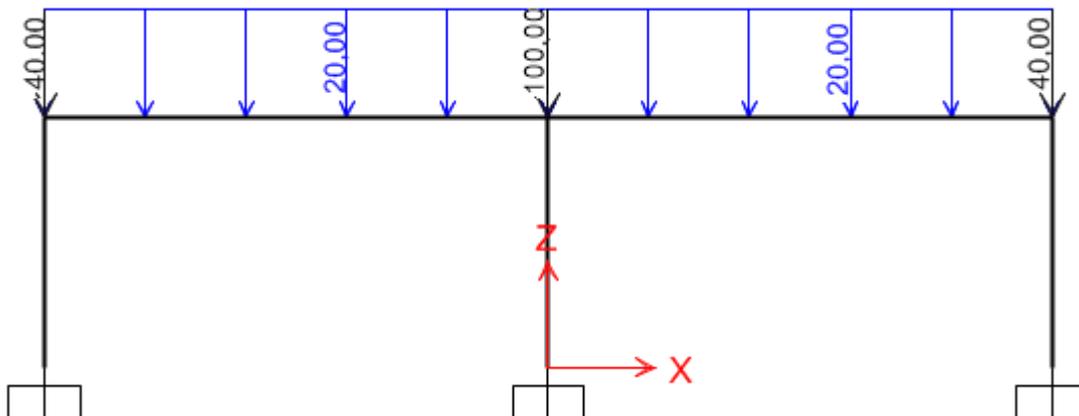


Figura 4.3- Carregamento em cada pavimento.

4.3 Modelo Evolutivo

No modelo Evolutivo a estrutura é carregada gradativamente à medida que é construída, ou seja, a sequência dos carregamentos é um dado incorporado ao modelo. A análise é realizada de baixo para cima por um processo sequencial direto e acompanha diretamente a sequência construtiva, onde os deslocamentos e os esforços assim obtidos são somados aos dos andares inferiores, que já passaram pelo processo. No processo sequencial, como se está analisando etapa por etapa de construção, os deslocamentos obtidos são referenciados a sistema variável de coordenadas locais. No cálculo clássico, o pórtico é calculado uma única vez, com o carregamento solicitante total.

Para melhor entender a sequência de análise adotada no modelo evolutivo, a figura 4.4 abaixo mostra um esquema dos pórticos calculados e dos carregamentos que os solicitam. Neste modelo não está sendo considerado o escoramento.

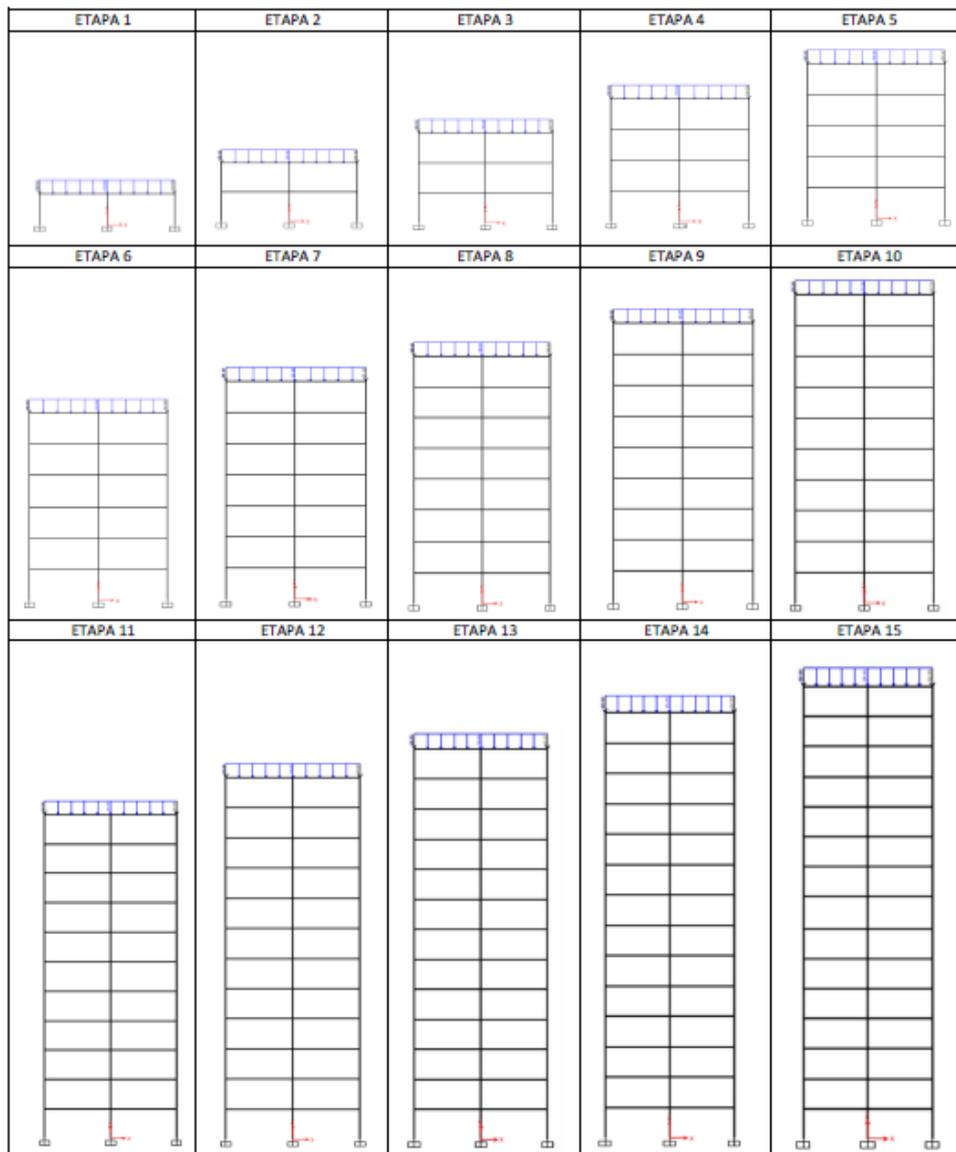


Figura 4.4- Etapas de carregamento do modelo Evolutivo

4.4 Modelo Evolutivo com Escoramento (Evol + R)

Esse modelo se assemelha bastante ao modelo Evolutivo, porém agora será levado em consideração o ganho de resistência do concreto com o tempo e as escoras e reescoras serão incorporadas ao modelo, a fim de tornar este ainda mais real. Grande parte da bibliografia pesquisada considera o escoramento através de cargas que são adicionadas e retiradas do modelo de acordo com o cronograma de execução da estrutura. Neste trabalho, diferentemente dos outros, as escoras e reescoras são modeladas como elementos da estrutura, ou seja, como elementos de barra através do

SAP2000. O tipo de escoramento utilizado foi o de barras metálicas tradicionais IT320¹, com as seguintes propriedades:

1. *Capacidade de Carga - 1.100Kg*
2. *Espessura - 1,90mm*
3. *Tubo - 48mm*
4. *Peso - 8,75Kg*

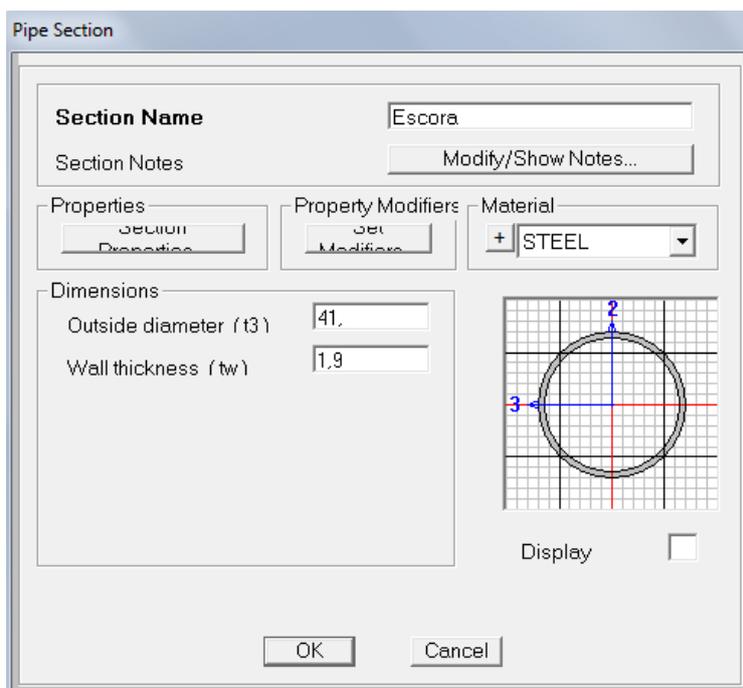


Figura 4.5- Definição das propriedades geométricas das escoras (SAP2000)

As escoras presentes no modelo distam 40 centímetros entre si, esta distância foi obtida levando-se em conta a capacidade de carga de cada barra de escora e o carregamento total de cada pavimento. A Figura 4.5 acima mostra a definição da seção FRAME da escora e suas propriedades no SAP2000. A Figura 4.6 mostra as etapas de cálculo dos esforços no pórtico baseadas no procedimento apresentado no tópico 2.5.2 do capítulo 2. A fim de facilitar a exibição dos resultados, o modelo que considera o escoramento e variação da resistência e rigidez do concreto com o tempo será chamado de “Evolutivo + R”.

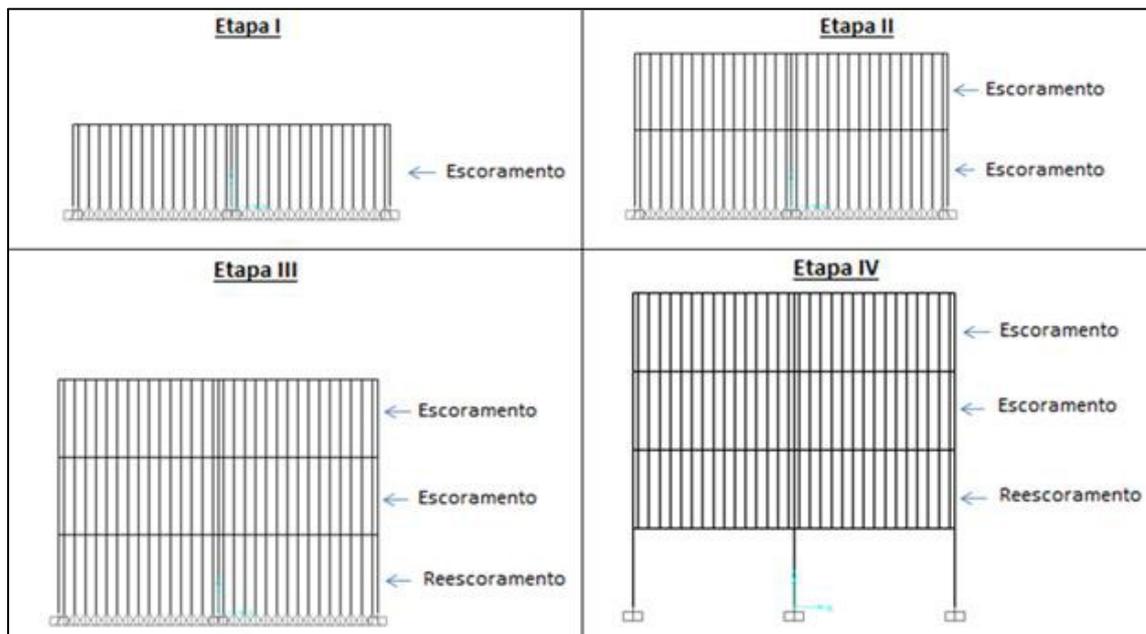


Figura 4.6 – Etapas construtivas levando-se em conta escoramento

4.5 Resultados

A fim de se comparar os três modelos analisados (clássico, evolutivo e evolutivo + R) serão analisadas as seguintes grandezas:

- Momentos fletores da viga V5 junto ao Pilar Central**
- Momentos fletores positivos máximos na viga V5**
- Deslocamentos diferenciais entre os pilares P2 e P5.**
- Reação de apoio vertical na fundação.**

Serão comparados não só os esforços na etapa final de carregamento, mas também o maior esforço atingido em cada pavimento durante a construção. Esse valor máximo é encontrado através da opção ENVELOPE do SAP2000, que apresenta os valores máximos e mínimos que cada pavimento foi submetido ao longo de todas as etapas intermediárias de cálculo.

4.5.1 Pórtico de 15 Pavimentos

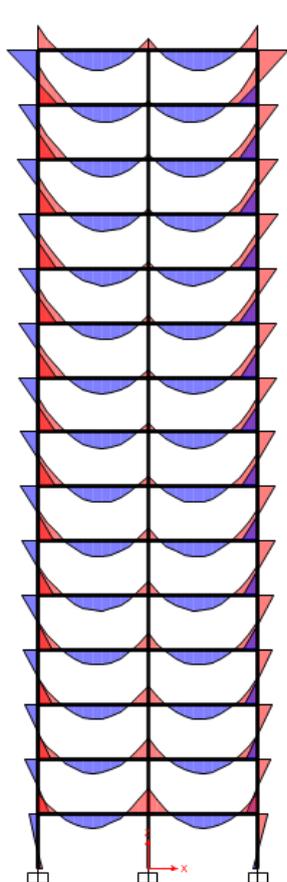


Figura 4.7 -Modelo Clássico

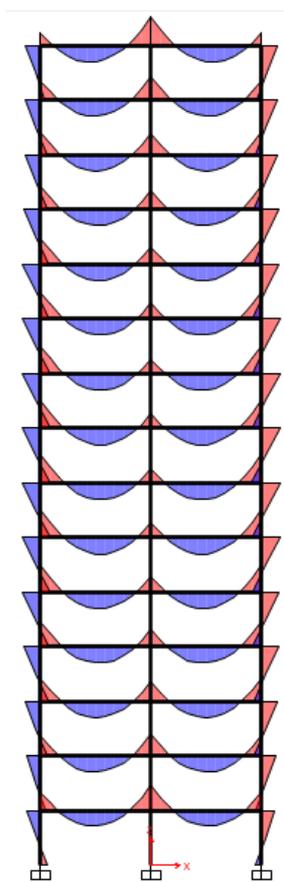


Figura 4.8- Modelo Evolutivo

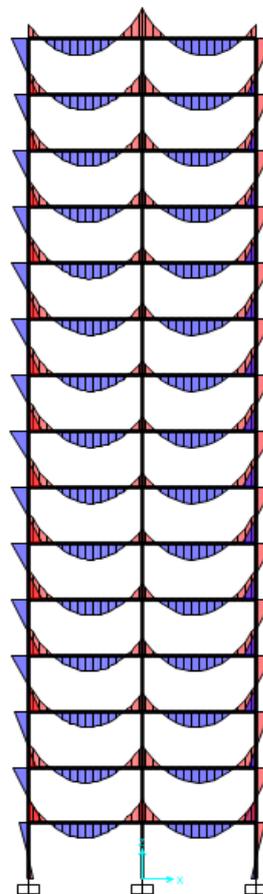


Figura 4.9- Modelo Evolutivo + R

4.5.1.1 Momentos Fletores da V5 junto ao pilar central

TABELA 4.1 - Momento Fletor próximo ao pilar central na etapa final e o valor máximo (kNm)

Pavimento	Modelo Clássico (Final)	Modelo Evolutivo (Final)	Modelo Evol + R (Final)	Valor Máximo (Etapa intermediária)
1	-65.29	-66.07	-61.71062	-103.59874
2	-52.76	-53.62	-50.6471	-134.02901
3	-42.94	-42.89	-40.61809	-119.25144
4	-34.02	-34.60	-32.7645	-121.2691
5	-26.09	-28.63	-27.28599	-116.1579
6	-19.07	-24.80	-23.83217	-114.67388
7	-12.90	-23.00	-22.33947	-111.95708
8	-7.51	-23.09	-22.64373	-110.19146
9	-2.86	-24.97	-24.65084	-108.36589
10	1.09	-28.56	-28.26075	-106.91169
11	4.38	-33.79	-33.39996	-105.60223
12	7.05	-40.62	-40.01217	-104.50825
13	9.03	-48.95	-47.99204	-103.70478
14	11.77	-59.43	-57.34096	-94.6812
15	-11.72	-76.23	-76.07936	-76.07936

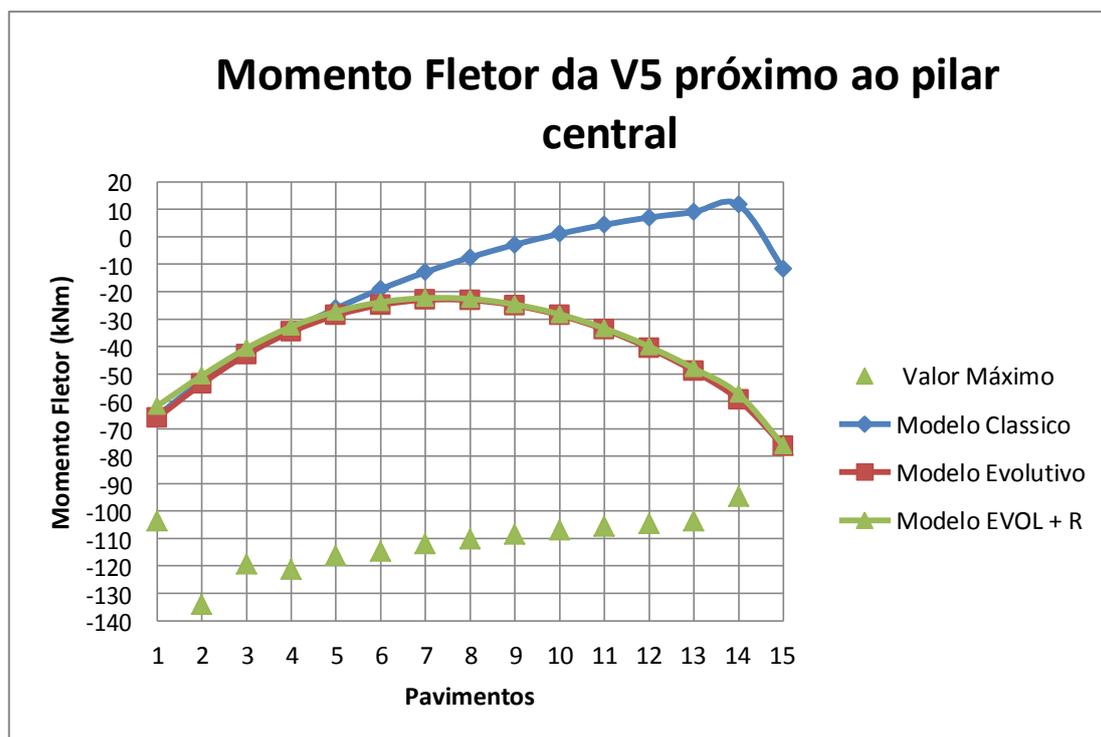


Figura 4.10 – Momento Fletor da V5 próximo ao pilar Central

O gráfico da Fig.4.10 construído com a TAB 4.10 mostra a variação dos momentos fletores da Viga V5 próximo ao pilar central. Analisando esse gráfico verifica-se:

- a) No modelo Evolutivo e Evolutivo +R, os valores absolutos dos momentos fletores negativos diminuem do 1º ao 8º andar, onde atingem um valor mínimo; a partir deste ponto os valores dos momentos passam a aumentar, aproximando-se do valor inicial.
- b) No modelo Clássico, os valores absolutos dos momentos fletores diminuem do 1º ao 15º, sendo observada uma pequena distorção no último pavimento.
- c) Observa-se que os momentos fletores calculados com o modelo clássico e os evolutivos são praticamente iguais entre si até o 6º andar; do 7º ao 15º estes momentos fletores divergem gradativamente entre si.
- d) Observa-se que os valores máximos atingidos durante as etapas intermediárias de construção atingem valores bem superiores aqueles encontrados na última etapa. A figura 4.11 abaixo confirma isso, nela é possível ver o histórico da variação do momento próximo ao pilar em função do tempo (5º pavimento), observa-se que o pico de esforços ocorre alguns dias após a execução do pavimento, sendo justamente enquanto este suporta o peso dos pavimentos superiores e seu escoramento é substituído pelo reescoramento.

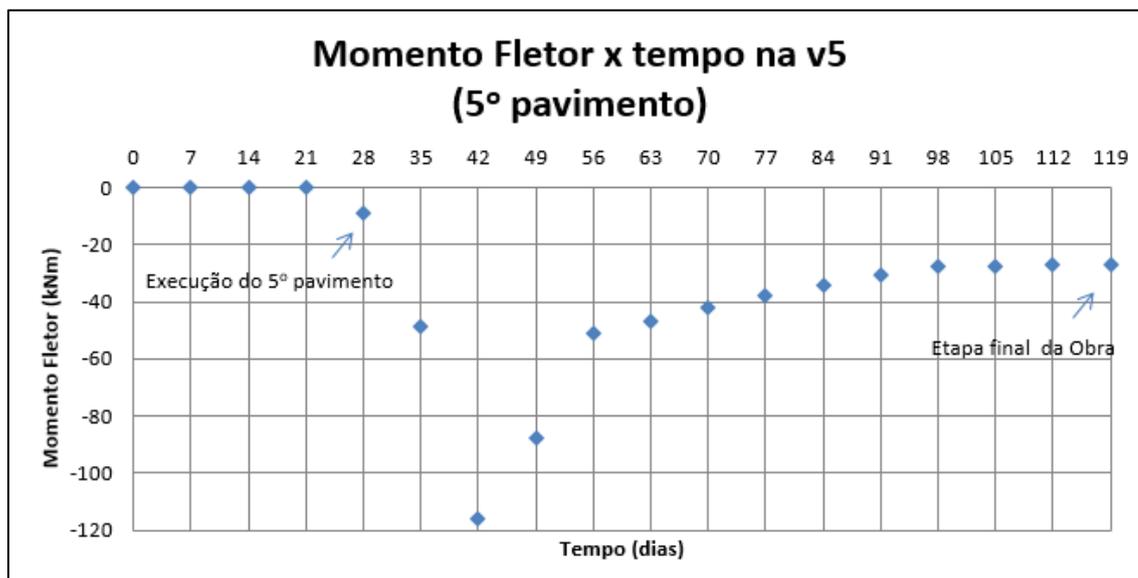


Figura 4.11- Histórico do Momento fletor próximo ao pilar ao longo do tempo (5º pavimento)

4.5.1.2 Maiores Momentos Fletores positivos na V5

TABELA 4.2 – Maior Momento Positivo na V5 na etapa final e o valor máximo

Pavimento	Modelo Clássico (Final)	Modelo Evolutivo (Final)	Modelo Evol + R (Final)	Valor Máximo (Etapa intermediária)
1	39.83	42.55	39.97	50.79
2	40.07	43.94	42.43	71.81
3	41.44	45.24	43.71	64.32
4	42.98	46.54	45.12	67.99
5	44.63	47.66	46.26	66.63
6	46.34	48.51	47.06	67.59
7	48.01	48.93	47.45	67.47
8	49.57	48.96	47.41	67.81
9	51.04	48.60	46.95	67.91
10	52.34	47.89	46.22	68.08
11	53.50	46.99	45.24	68.19
12	54.44	45.97	44.15	68.30
13	55.20	44.85	43.06	68.56
14	55.78	44.39	42.17	57.91
15	59.13	47.21	46.52	46.52

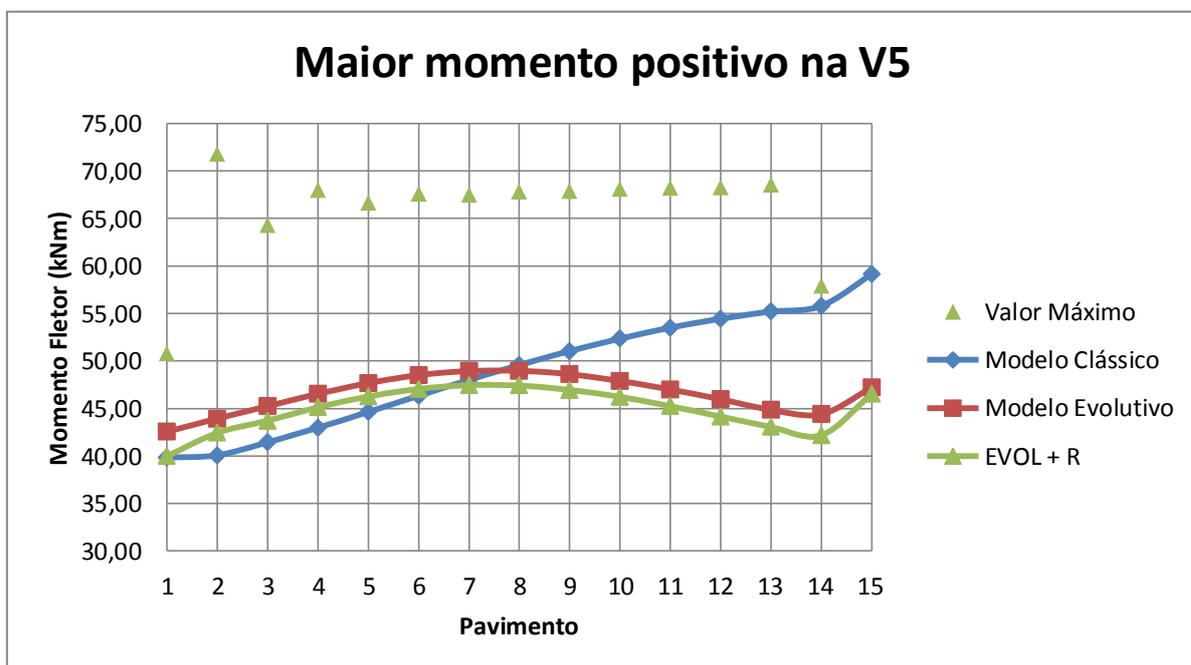


Figura 4.12 – Maior Momento Fletor positivo na V5

O gráfico da Fig.4.12 construído com a TAB 4.2 mostra a variação dos momentos fletores máximos positivos da Viga V5. Analisando esse gráfico verifica-se:

- a) Os três modelos apresentam valores bastante próximos de momento fletor positivo.
- b) No modelo Evolutivo e Evolutivo + R, os valores dos momentos fletores crescem do 1º ao 8º andar, onde atingem um valor máximo; a partir deste ponto os valores dos momentos passam a diminuir, aproximando-se do valor inicial.
- c) No modelo Clássico, os valores absolutos dos momentos fletores aumentam do 1º ao 15º, sendo observada uma pequena distorção no último pavimento.
- d) Observa-se que os valores máximos atingidos durante a construção atingem valores bem superiores aqueles encontrados na última etapa, sendo em média 50% maiores. A figura 4.13 abaixo confirma isso, nela é possível ver o histórico da variação do momento positivo na v5 em função do tempo (5º pavimento), observa-se que o pico de esforços ocorre alguns dias após a execução do pavimento, sendo justamente enquanto este suporta o peso dos pavimentos superiores e seu escoramento é substituído pelo reescoramento.

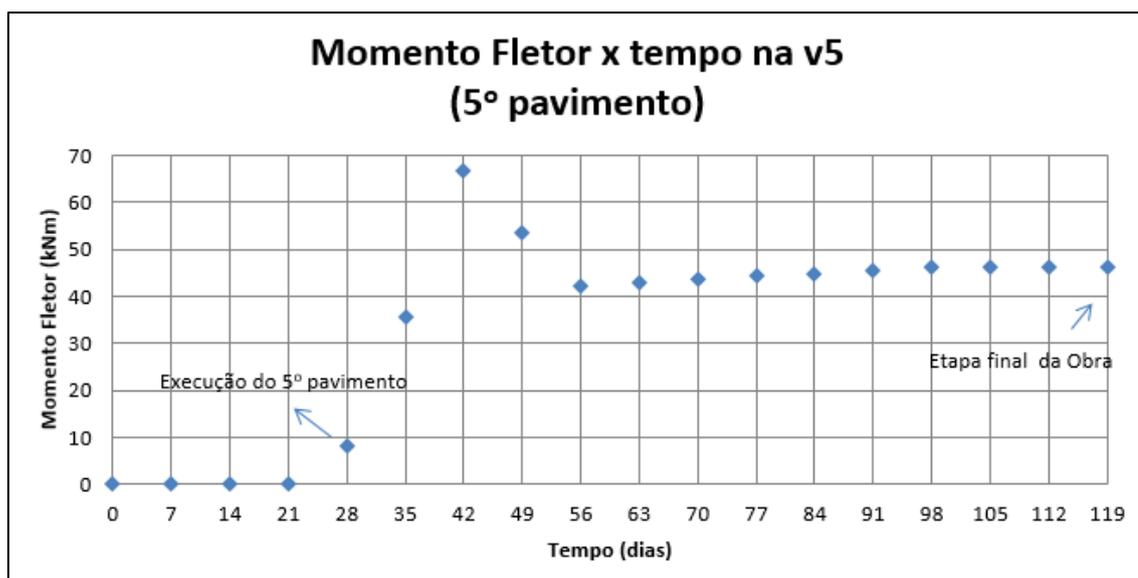


Figura 4.13- Histórico do Momento fletor positivo na viga V5 ao longo do tempo (5º pavimento)

4.5.1.3 Deslocamento diferencial entre pilares

TABELA 4.3 – Deslocamentos diferenciais entre os pilares P2 e P5 (em mm)

Pavimento	Modelo Clássico	Modelo Evolutivo	Modelo Evol+R
1	0.92	1.203	1.149
2	1.74	2.201	2.167
3	2.47	3.004	2.898
4	3.13	3.624	3.504
5	3.72	4.074	3.928
6	4.24	4.365	4.208
7	4.69	4.505	4.345
8	5.09	4.505	4.349
9	5.43	4.371	4.227
10	5.73	4.111	3.986
11	5.97	3.729	3.628
12	6.16	3.228	3.157
13	6.32	2.611	2.572
14	6.42	1.875	1.873

15	6.49	1.019	1.056
----	------	-------	-------

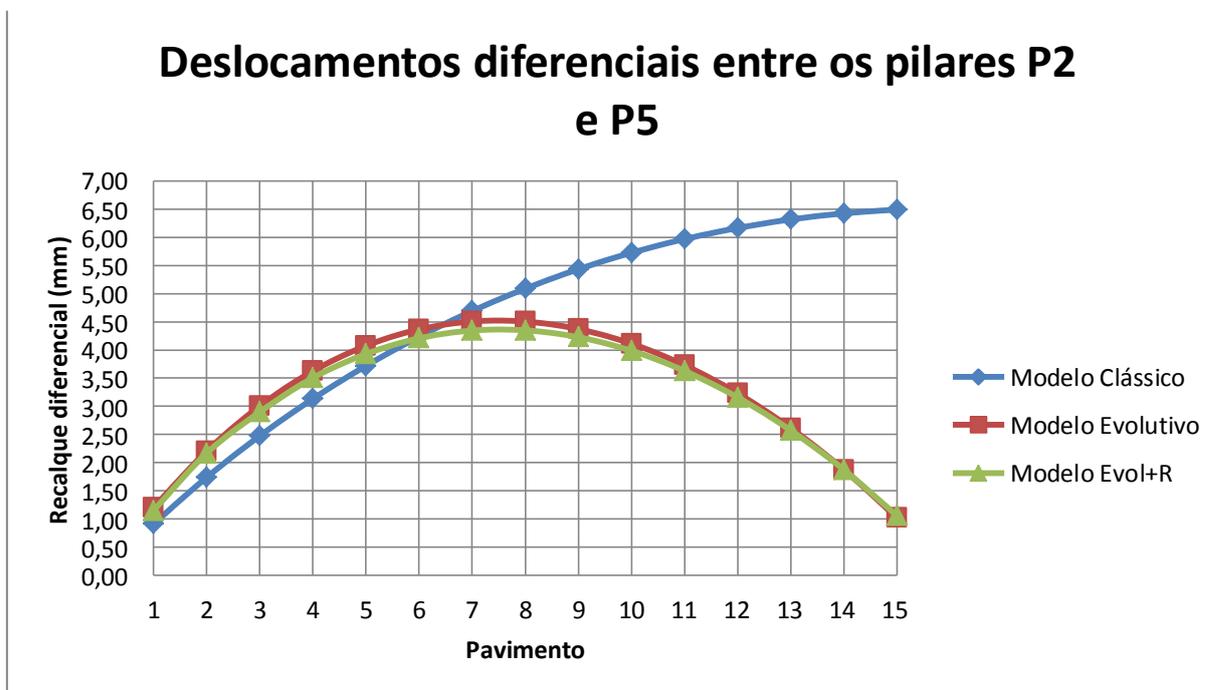


Figura 4.14- Deslocamento Diferencial entre os pilares P2 e P5

O gráfico da Fig.4.14 construído com a TAB 4.3 mostra a variação dos deslocamentos diferenciais. Analisando esse gráfico verifica-se:

- a) No modelo Evolutivo e Evolutivo +R, os deslocamentos diferenciais crescem do 1º ao 8º andar, onde atingem um valor máximo; a partir deste ponto os deslocamentos diferenciais passam a diminuir.
- b) No modelo Clássico, os deslocamentos diferenciais aumentam do 1º ao 15º, onde atingem o valor máximo.
- c) A maior diferença percentual entre os deslocamentos diferenciais calculados ocorre no último pavimento, onde o deslocamento diferencial através do modelo evolutivo + R é 83,73% inferior ao calculado no modelo clássico.

4.5.1.4 Carga Vertical nos apoios

TABELA 4.4 – Carga vertical nos apoios (kN)

	P2	P5	P8
Modelo Clássico	2028.72	3301.67	2028.72
Modelo Evolutivo	1911.57	3535.97	1911.57
Modelo EVOL+R	1895.48	3568.15	1895.48

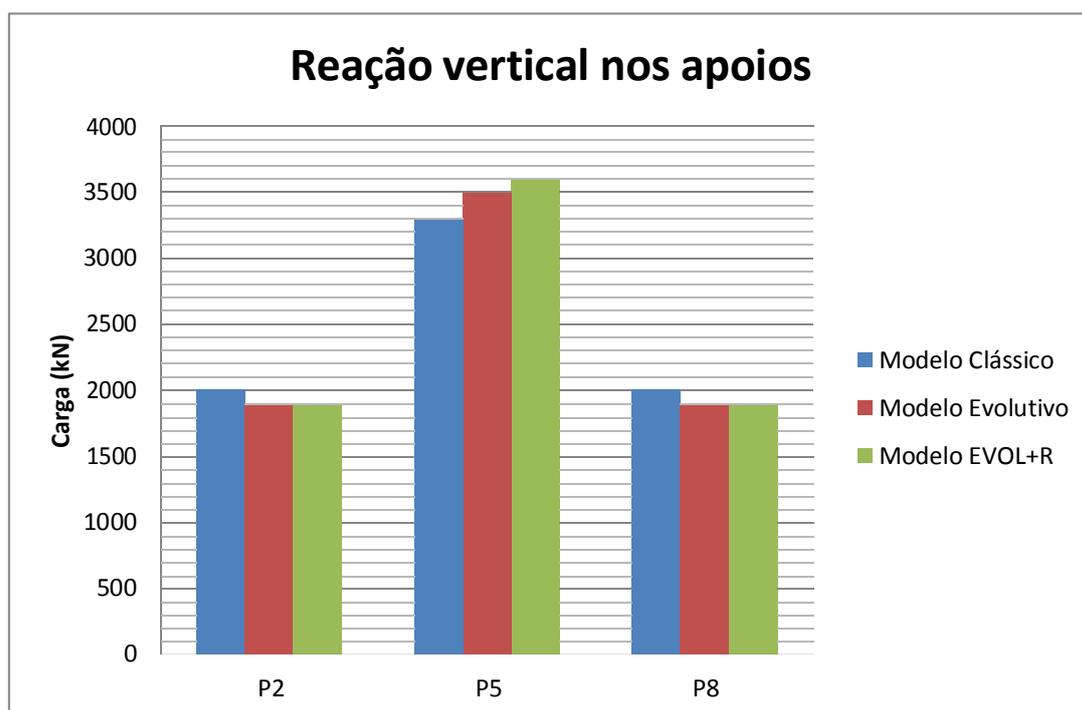


Figura 4.15 – Reação Vertical nos apoios

O gráfico da Fig.4.15 construído com a TAB 4.4 mostra a reação vertical nos apoios dos pilares P2, P5 e P8. Analisando esse gráfico verifica-se:

- Comparando-se os resultados obtidos com os três modelos, observa-se que os pilares de canto (P2 e P8) recebem mais carga no modelo clássico que no Evolutivo. Enquanto que o pilar central recebe mais carga quando calculado através dos modelos Evolutivos.
- A diferença percentual entre os valores obtidos nos três modelos não ultrapassa 10%.

4.5.2 Pórtico de 40 Pavimentos

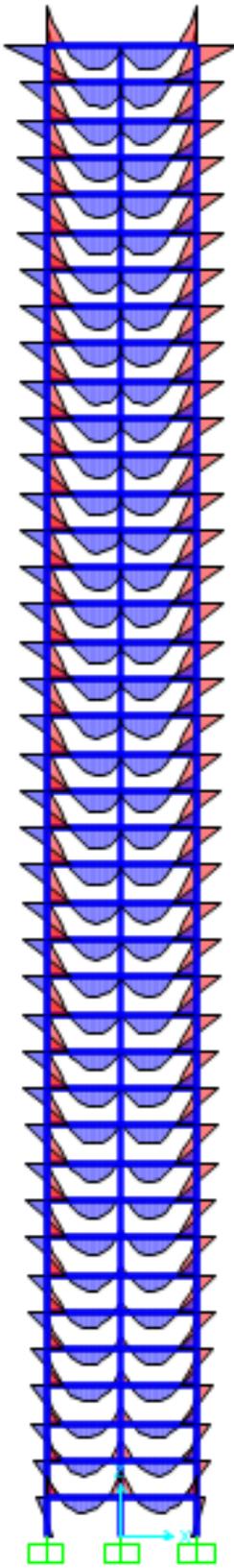


Figura 4.16- Modelo Clásico

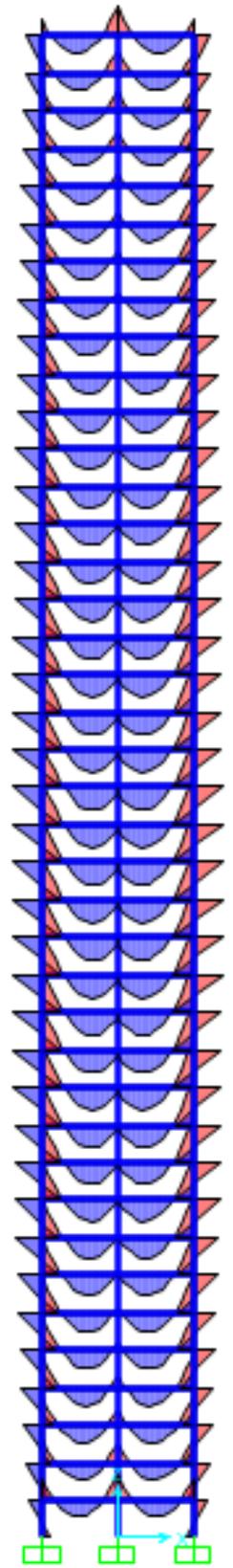


Figura 4.17-Modelo Evolutivo

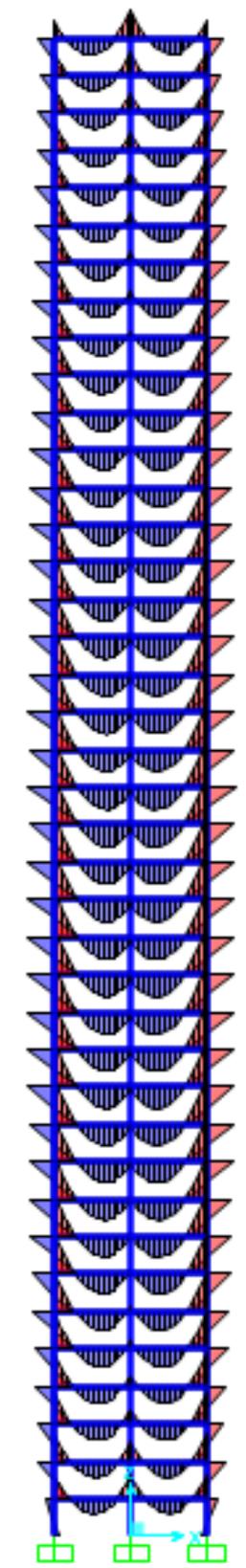


Figura 4.18-Modelo Evolutivo

4.5.2.1 Momentos Fletores da V5 junto ao pilar central

TABELA 4.5 - Momento Fletor próximo ao pilar central na etapa final e o valor máximo (kNm)

Momento Fletor próximo ao pilar central (kNm)				
Pavimento	Modelo Clássico (Final)	Modelo Evolutivo (Final)	Modelo EVOL + R (Final)	Valor Máximo (Etapa intermediária)
1	-64,19	-60,20	-55,89	-127,15
2	-50,36	-41,66	-38,80	-124,18
3	-39,21	-24,71	-22,63	-121,41
4	-28,93	-10,05	-8,48	-118,86
5	-19,60	2,53	3,50	-116,46
6	-11,12	13,24	13,71	-114,98
7	-3,41	22,27	22,29	-112,26
8	3,60	29,82	29,45	-110,49
9	9,98	36,06	35,34	-108,66
10	15,77	41,14	40,14	-107,20
11	21,03	45,22	43,97	-105,89
12	25,82	48,42	46,96	-104,80
13	30,17	50,85	49,21	-103,85
14	34,12	52,60	50,82	-103,06
15	37,72	53,75	51,84	-102,38
16	40,98	54,37	52,36	-101,82
17	43,95	54,52	52,42	-100,95
18	46,65	54,23	51,81	-100,47
19	49,11	53,54	53,08	-100,08
20	51,34	52,47	51,27	-99,76
21	53,36	51,03	48,93	-99,52
22	55,21	49,24	47,21	-99,35
23	56,88	47,09	45,03	-99,23
24	58,40	44,58	42,54	-99,15
25	59,79	41,70	39,67	-99,12
26	61,04	38,44	36,43	-99,47
27	62,19	34,76	32,79	-99,34
28	63,23	30,65	28,73	-99,30
29	64,17	26,08	24,22	-99,24
30	65,03	21,00	19,22	-99,20
31	65,81	15,37	13,70	-99,16
32	66,51	9,15	7,61	-99,14
33	67,16	2,29	0,91	-99,11
34	67,74	-5,28	-6,46	-99,09
35	68,27	-13,63	-14,54	-99,07

36	68,75	-22,83	-23,40	-99,06
37	69,22	-32,95	-33,09	-99,05
38	69,26	-44,14	-43,72	-99,04
39	73,09	-56,09	-54,44	-91,0825
40	47,46	-72,57	-72,34	-72,3378

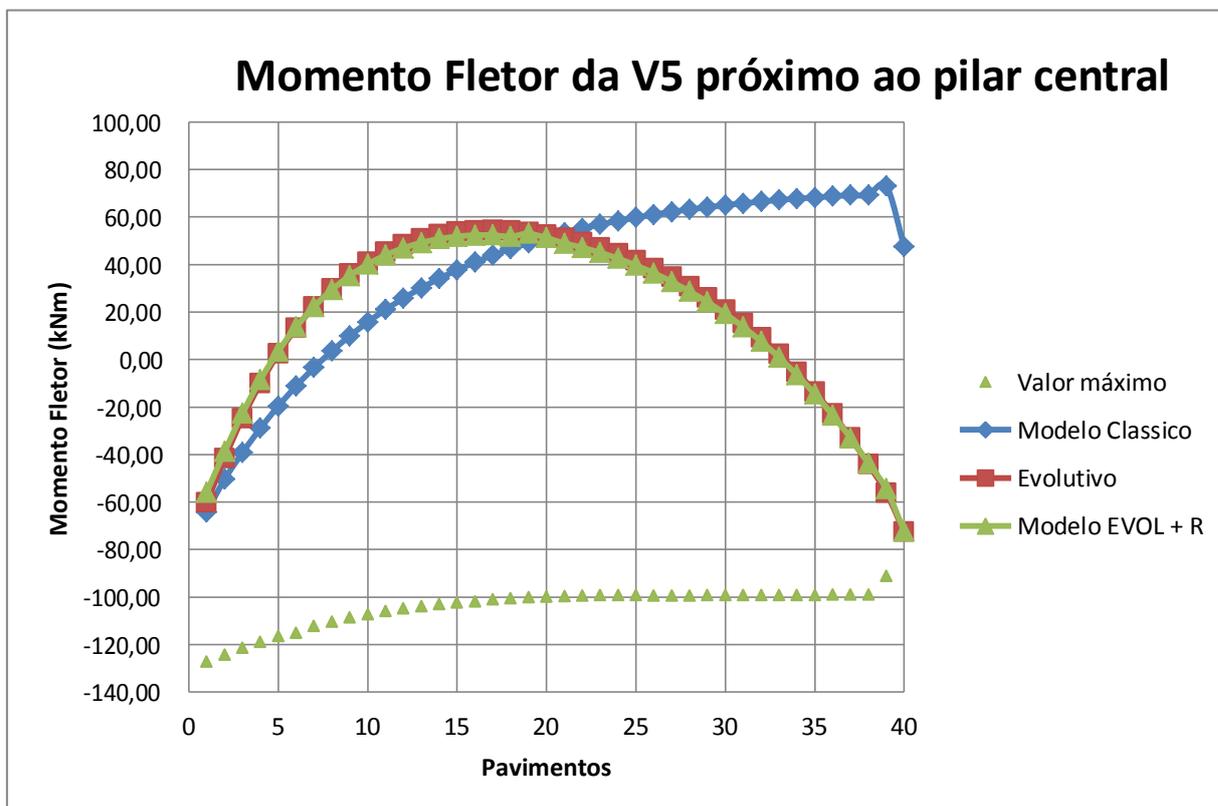


Figura 4.19- Momento Fletor da V5 próximo ao pilar central

O gráfico da Fig.4.19 construído com a TAB 4.5 mostra a variação dos momentos fletores da Viga V5 próximo ao pilar central. Analisando esse gráfico verifica-se:

- a) No modelo Evolutivo e Evol+ R, os valores absolutos dos momentos fletores negativos diminuem do 1^o ao 17^o andar, onde atingem um valor mínimo; a partir deste ponto os valores dos momentos passam a aumentar, aproximando-se do valor inicial.
- b) No modelo Clássico, os valores absolutos dos momentos fletores diminuem do 1^o ao 40^o, sendo observada uma distorção razoável no último pavimento.
- c) Observa-se que os valores máximos atingidos durante a construção atingem valores bem superiores aqueles encontrados na última etapa, havendo casos em que a viga alterne entre esforços de tração e compressão dependendo da etapa construtiva. A figura 4.20 abaixo confirma isso, nela é possível ver o histórico da variação do momento próximo ao pilar em função do tempo (5^o pavimento), observa-se que o pico de esforços ocorre alguns dias após a execução do

pavimento, sendo justamente enquanto este suporta o peso dos pavimentos superiores e seu escoramento é substituído pelo reescoramento.

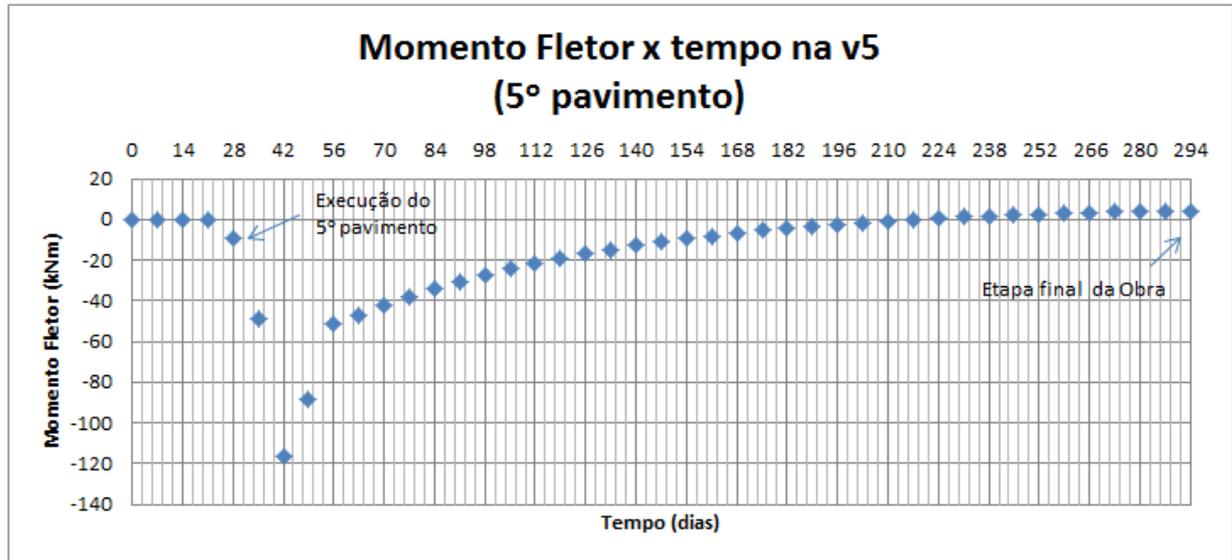


Figura 4.20- Momento fletor próximo ao pilar ao longo do tempo (5º pavimento)

4.5.2.2 Maiores Momentos Fletores positivos na V5

TABELA 4.6 - Momento Máximo Positivo na V5

Momento Máximo Positivo na V5				
Pavimento	Modelo Clássico (Final)	Modelo Evolutivo (Final)	EVOL + R (Final)	Valor Máximo (etapa intermediária)
1	39,9137	42,90	40,36	50,79
2	40,3697	45,35	44,09	67,14
3	42,1043	48,38	47,22	67,25
4	44,0653	51,99	50,96	67,36
5	46,2364	55,92	54,82	67,47
6	48,5347	59,66	58,54	67,59
7	50,8937	63,23	62,00	67,67
8	53,2546	66,45	65,06	67,81
9	55,5666	69,29	67,83	67,91
10	57,8116	71,82	70,23	70,23
11	60,0154	73,86	72,14	72,14
12	62,072	75,45	73,63	73,63
13	64,0709	76,73	74,83	74,83
14	65,9104	77,67	75,70	75,70
15	67,6911	78,32	76,29	76,29

16	69,3097	78,68	76,59	76,59
17	70,8514	78,77	76,62	76,62
18	72,2858	78,61	76,35	76,35
19	73,5896	78,22	76,53	76,53
20	74,805	77,64	76,04	76,04
21	75,955	76,88	74,71	74,71
22	77,0003	75,93	73,82	73,82
23	77,9504	74,87	72,73	72,73
24	78,8139	73,63	71,50	71,50
25	79,6273	72,20	70,08	70,08
26	80,3859	70,59	68,47	68,84
27	81,0752	68,83	66,73	68,80
28	81,7017	66,98	64,89	68,83
29	82,271	65,05	62,98	68,83
30	82,7883	62,93	60,88	68,83
31	83,2584	60,75	58,74	68,84
32	83,6854	58,50	56,52	68,84
33	84,0734	56,18	54,22	68,84
34	84,4348	53,79	51,89	68,84
35	84,774	51,51	49,60	68,84
36	85,0807	49,29	47,44	68,85
37	85,3744	47,32	45,44	68,85
38	85,4793	45,67	43,80	68,85
39	87,1428	44,30	42,08	57,41
40	79,7351	45,42	44,56	44,56

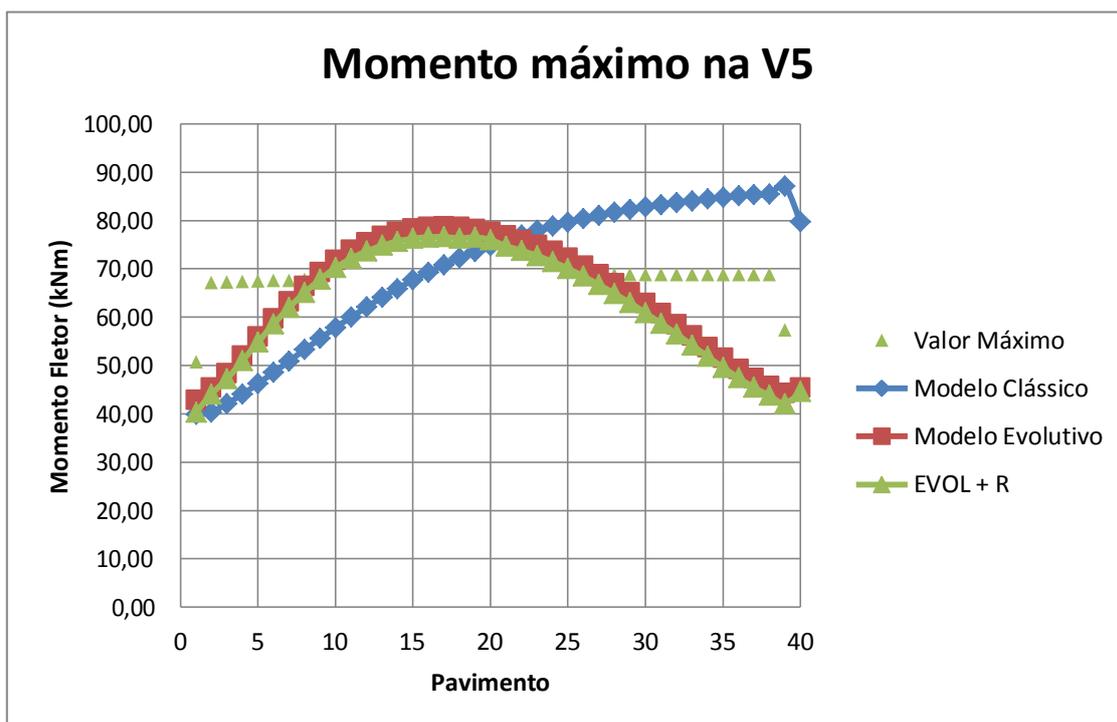


Figura 4.21 - Momento Máximo na viga V5

O gráfico da Fig.4.21 construído com a TAB 4.6 mostra a variação dos momentos fletores máximos positivos da Viga V5. Analisando esse gráfico verifica-se:

- Nos modelos Evolutivos, os valores dos momentos fletores crescem do 1º ao 17º andar, onde atingem um valor máximo; a partir deste ponto os valores dos momentos passam a diminuir, aproximando-se do valor inicial.
- No modelo Clássico, os valores absolutos dos momentos fletores aumentam do 1º ao 40º, sendo observada uma pequena distorção no último pavimento.
- Observa-se que os valores máximos atingidos durante a construção atingem valores bem superiores aqueles encontrados na última etapa, chegando a ser 50% maiores nos primeiros pavimentos. A figura 4.22 abaixo confirma isso, nela é possível ver a variação do momento próximo ao pilar em função do tempo (5º pavimento), observa-se que o pico de esforços ocorre alguns dias após a execução do pavimento, sendo justamente enquanto este suporta o peso dos pavimentos superiores e seu escoramento é substituído pelo reescoramento.

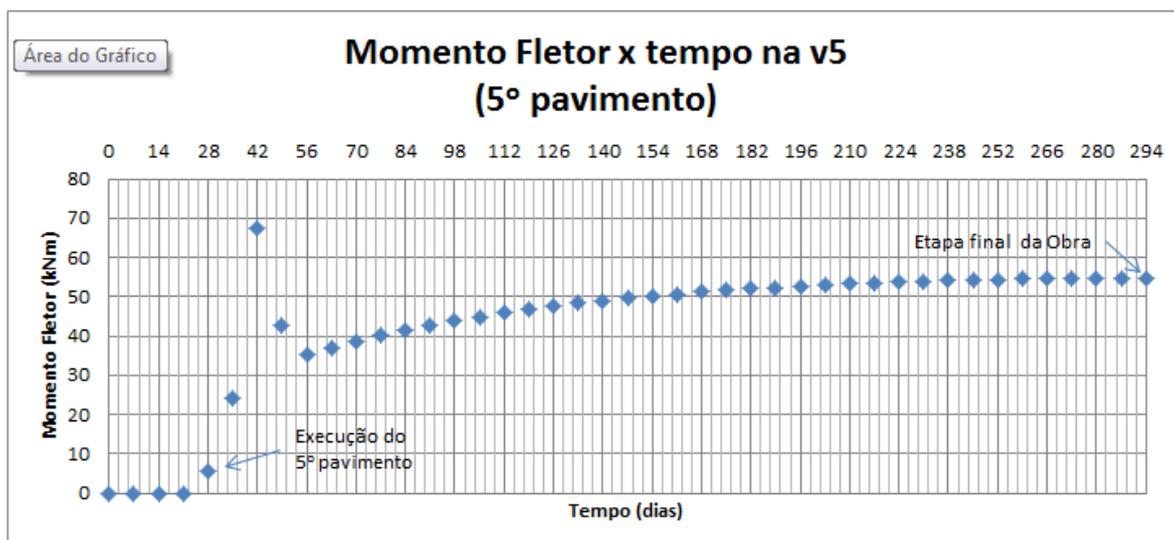


Figura 4.22- Momento fletor próximo ao pilar ao longo do tempo (5º pavimento)

4.5.2.3 Deslocamentos Diferenciais entre pilares

TABELA 4.7 – Deslocamentos diferenciais entre os pilares P2 e P5 (mm)

Pavimento	Modelo Clássico	Modelo Evolutivo	Modelo Evol+R
1	1,01	1,65	1,56
2	1,93	3,10	3,00
3	2,76	4,36	4,15
4	3,52	5,45	5,19
5	4,21	6,39	6,07
6	4,84	7,19	6,82
7	5,41	7,86	7,46
8	5,92	8,43	7,99
9	6,40	8,89	8,42
10	6,82	9,28	8,78
11	7,21	9,58	9,07
12	7,57	9,82	9,30
13	7,89	10,00	9,47
14	8,18	10,13	9,60
15	8,44	10,22	9,68
16	8,69	10,27	9,73
17	8,91	10,28	9,74
18	9,10	10,26	9,72
19	9,29	10,21	9,67
20	9,45	10,13	9,70
21	9,60	10,03	9,52
22	9,74	9,90	9,41

23	9,86	9,74	9,26
24	9,97	9,55	9,09
25	10,07	9,34	8,89
26	10,17	9,10	8,67
27	10,25	8,83	8,42
28	10,33	8,53	8,14
29	10,40	8,19	7,82
30	10,46	7,81	7,47
31	10,52	7,40	7,08
32	10,57	6,94	6,66
33	10,62	6,43	6,18
34	10,66	5,87	5,66
35	10,70	5,26	5,08
36	10,74	4,58	4,44
37	10,77	3,83	3,73
38	10,80	3,00	2,95
39	10,83	2,10	2,09
40	10,85	1,10	1,13

Deslocamentos diferenciais entre os pilares P2 e P5

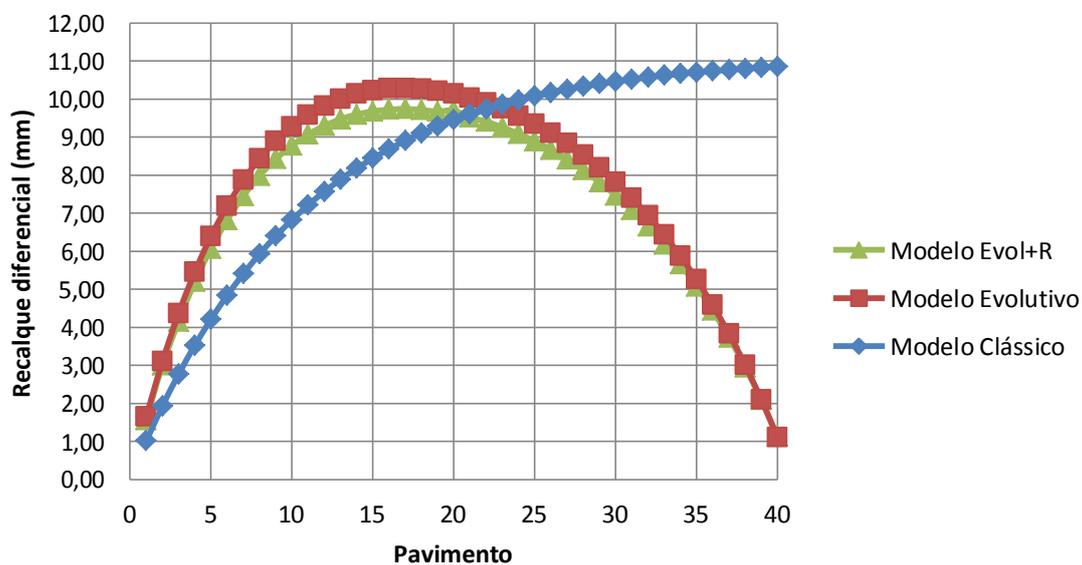


Figura 4.23- Deslocamentos diferenciais entre os pilares P2 e P5

O gráfico da Fig.4.23 construído com a TAB 4.7 mostra a variação dos deslocamentos diferenciais. Analisando esse gráfico verifica-se:

- Nos modelos Evolutivos, os deslocamentos diferenciais crescem do 1º ao 17º andar, onde atingem um valor máximo; a partir deste ponto os deslocamentos diferenciais passam a diminuir.
- De maneira geral, os deslocamentos calculados através do modelo Evolutivo +R foram menores do que aqueles calculados através do modelo Evolutivo.
- No modelo Clássico, os deslocamentos diferenciais aumentam do 1º ao 40º, onde atingem o valor máximo.
- A maior diferença percentual entre os deslocamentos diferenciais calculados ocorre no último pavimento, onde o recalque diferencial através do modelo evolutivo + R é 89,59% inferior ao calculado no modelo clássico.

4.5.2.4 Carga Vertical nos apoios

TABELA 4.8 – Carga Vertical nos apoios (kN)

	P2	P5	P8
Modelo Clássico	6091,4	7497,19	6091,4
Modelo Evolutivo	5794,97	8090,05	5794,97
Modelo EVOL+R	5812,98	8054,04	5812,98

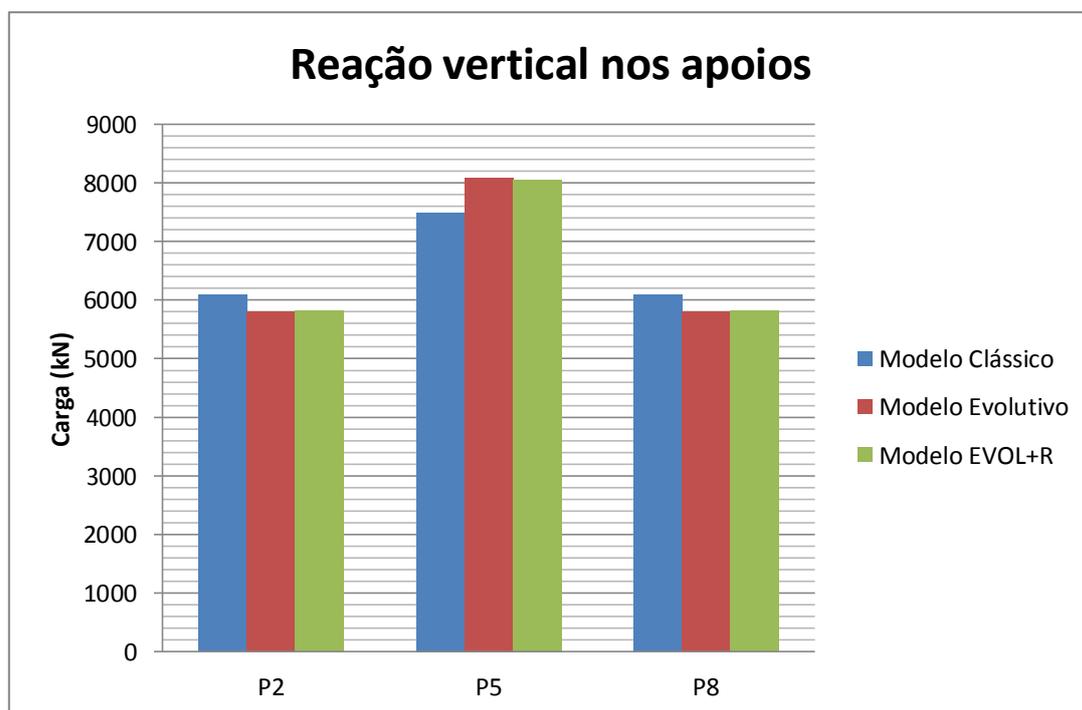


Figura 4.24- Reacao vertical nos apoios

O gráfico da Fig. 4.24 construído com a TAB 4.8, mostra a reação vertical nos apoios dos pilares P2, P5 e P8. Analisando esse gráfico verifica-se:

- a) Comparando-se os resultados obtidos com os três modelos, observa-se que os pilares de canto (P2 e P8) recebem mais carga no modelo clássico que nos Evolutivos. Enquanto que o pilar central recebe mais carga quando calculado através do modelo Evolutivo.
- b) A diferença percentual entre os valores obtidos nos três modelos não ultrapassa 10%.

4.6 Influência da Altura

Como pode ser visto nos resultados acima, os resultados obtidos através dos modelos clássicos e evolutivos foram mais discrepantes no pórtico de 40 pavimentos, corroborando a hipótese de que a diferença entre os modelos aumenta com a altura, e que quanto mais alto o edifício mais importante é a utilização de um modelo mais realista.

4.7 Influência do Modelo

Através dos resultados mostrados neste capítulo, ficou claro que modelos estruturais diferentes podem apresentar resultados significativamente distintos. O modelo clássico apresentou resultados muito diferentes daquelas encontrados com os modelos evolutivos. Já quando se compara os modelos evolutivos entre si, observa-se que ambos apresentaram resultados bastante próximos na última etapa, não tendo diferença percentual superior a 10% em nenhum dos casos estudados. As tabelas abaixo resumem a diferença percentual entre o modelo clássico e o Evol+R na etapa final no 10º, 20º, 30º e 40º pavimento.

Tabela 4.9 – Momento próximo ao Pilar Central (diferença %)

	10º	20º	30º	40º
Clássico	15,77	51,34	65,03	47,46
Evol+R	40,14	51,27	19,22	-72,34
Diferença %	154,6%	-0,1%	-70,4%	-252,4%

Tabela 4.10 – Maior momento positivo na viga V5 (diferença %)

	10°	20°	30°	40°
Clássico	57,81	74,81	82,79	79,74
Evol+R	70,23	76,04	60,88	44,56
Diferença %	21,5%	1,7%	-26,5%	-44,1%

Tabela 4.11 – Deslocamento Diferencial (diferença %)

	10°	20°	30°	40°
Clássico	6,82	9,45	10,46	10,85
Evol+R	8,78	9,70	7,47	1,13
Diferença %	28,7%	2,7%	-28,6%	-89,6%

Quando se compara os valores máximos atingidos nas etapas intermediárias essa diferença cresce mais ainda:

Tabela 4.12 – Momento próximo ao Pilar Central (diferença %)

	10	20	30	40
Clássico	15,77	51,34	65,03	47,46
Máximo	-107,20	-99,76	-99,20	-72,34
Diferença %	-779,9%	-294,3%	-252,6%	-252,4%

Tabela 4.13 – Maior momento positivo na viga V5 (diferença %)

	10	20	30	40
Clássico	57,81	74,81	82,79	79,74
Máximo	70,23	76,0411	68,83	44,56
Diferença %	21,5%	1,7%	-16,9%	-44,1%

5. MODELO REFINADO (3D)

5.1. Considerações Gerais

A fim de tornar a modelagem ainda mais próxima da realidade, também foi feita uma modelagem tridimensional no SAP2000. A estrutura utilizada é a mesma do capítulo anterior, com todas as propriedades definidas de forma idêntica. A diferença marcante deste modelo é que agora estão sendo modeladas todas as vigas, pilares e lajes de cada pavimento e o escoramento estará distribuído por todo pavimento, não só no pórtico central.

O objetivo dessa modelagem tridimensional é observar se um modelo mais elaborado (com laje, distribuição mais real do carregamento, escoras e representação de todas as vigas) traria ou não mudanças significativas ao modelo quando comparado com a modelagem em 2D. Então, através deste modelo 3D espera-se confirmar a eficácia do modelo mais simples (2D).

A figura 5.1 mostra a planta baixa da edificação modelada e a figura 5.2 mostra a estrutura já modelada em 3D.

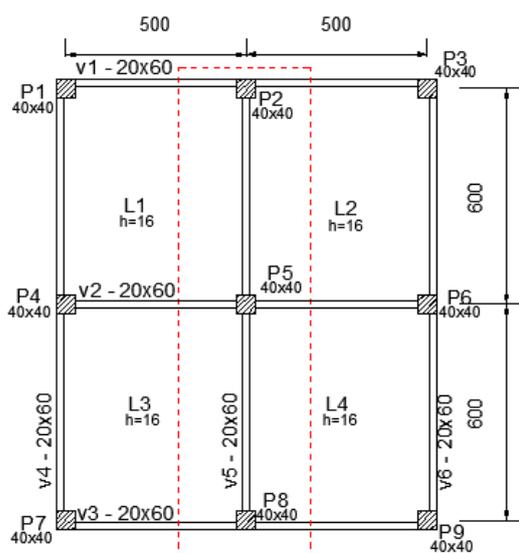


Figura 5.1 – Planta baixa da estrutura analisada

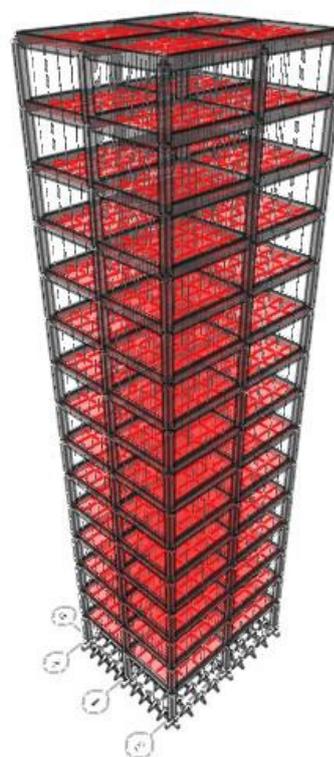


Figura 5.2 - Modelagem 3D

5.2 Resultados

A fim de compararmos os três modelos analisados (clássico, evolutivo e evolutivo + R) serão analisadas, no pórtico central, as seguintes grandezas:

- a) Momentos fletores da viga V5 junto ao Pilar Central
- b) Momentos fletores positivos máximos na viga V5
- c) Deslocamentos diferenciais entre os pilares P2 e P5.
- d) Reação de apoio vertical na fundação.

Serão comparados não só os esforços na etapa final de carregamento, mas também o maior esforço atingido em cada pavimento durante a construção no modelo EVOL + R. Esse valor máximo é encontrado através da opção ENVELOPE do SAP2000, que apresenta os valores máximos e mínimos que cada pavimento foi submetido ao longo de todas as etapas intermediárias de cálculo.

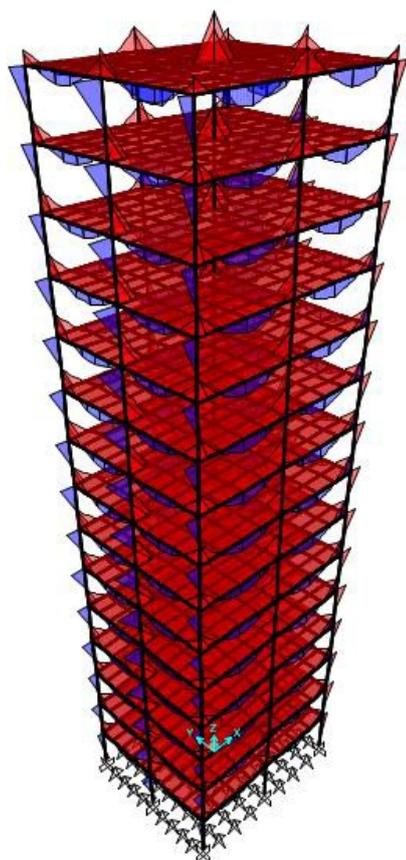


Figura 5.3 DMF modelo 3D

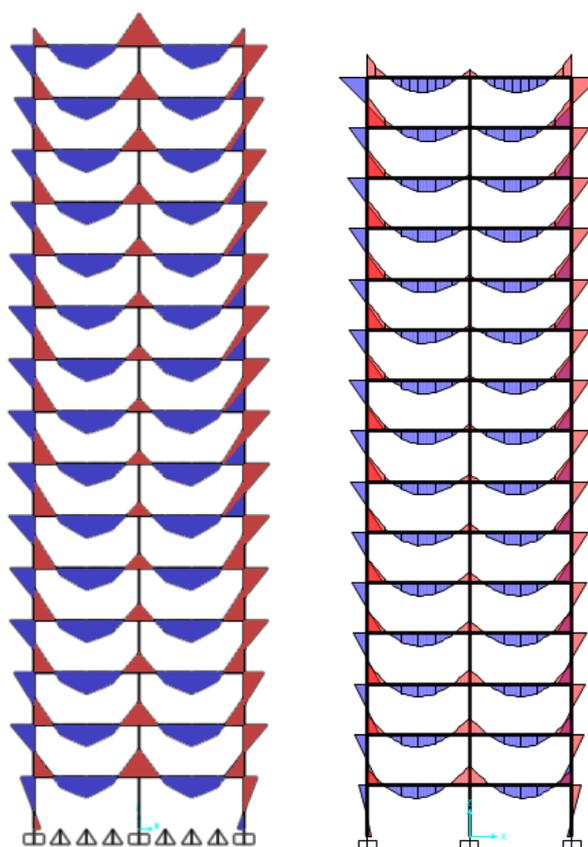


Figura 5.4 DMF pórtico central, modelo Evol + R e clássico.

5.2.1 Momentos Fletores da V5 junto ao pilar central

TABELA 5.1 - Momento Fletor próximo ao pilar central na etapa final e o valor máximo (kNm)

Pavimento	Modelo Clássico (Final)	Modelo Evolutivo (Final)	Modelo EVOL + R (Final)	Valor máximo (Etapas intermediárias)
1	-57,15	-56,93	-53,45	-81,00
2	-48,03	-47,13	-44,70	-107,72
3	-41,52	-39,21	-37,90	-95,51
4	-35,67	-33,40	-32,26	-97,18
5	-30,63	-29,44	-28,79	-93,19
6	-26,27	-27,10	-26,66	-92,30
7	-22,52	-26,20	-25,96	-90,49
8	-19,31	-26,59	-26,42	-89,49
9	-16,58	-28,16	-28,02	-88,46
10	-14,29	-30,86	-30,65	-87,72
11	-12,40	-34,65	-34,29	-87,07
12	-10,83	-39,54	-38,91	-86,56
13	-9,92	-45,62	-44,65	-86,14
14	-7,09	-52,50	-50,64	-77,46
15	-19,73	-63,63	-62,98	-62,98

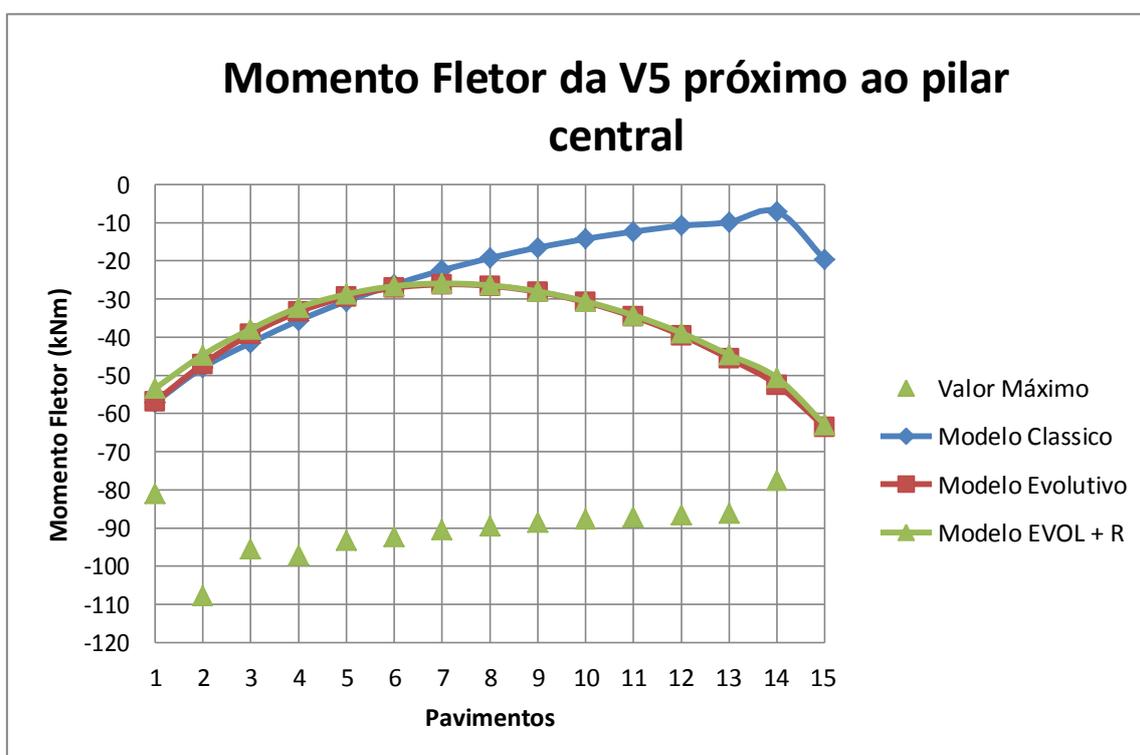


Figura 5.5 – Momento Fletor da V5 próximo ao pilar Central

O gráfico da Fig.5.5 construído com a TAB 5.1 mostra a variação dos momentos fletores da Viga V5 próximo ao pilar central. Analisando esse gráfico verifica-se:

- a) O formato e disposição das curvas manteve-se fiel aos resultados encontrados no modelo 2D (tópico 4.5.1.1, capítulo 4).
- b) De maneira geral, os valores em módulo encontrados no modelo 3D foram inferiores aos encontrados no 2D
- c) Observa-se que os valores máximos atingidos durante as etapas intermediárias de construção atingem valores bem superiores aqueles encontrados na última etapa.

5.2.2 Maiores Momentos Fletores positivos na V5

TABELA 5.2 – Maior Momento Positivo na V5 na etapa final e o valor máximo

Pavimento	Modelo Clássico (Final)	Modelo Evolutivo (Final)	Modelo EVOL + R (Final)	Valor Máximo (Etapas intermediárias)
1	39,89	41,96	39,92	50,85
2	39,43	42,56	41,32	70,43
3	39,77	42,84	41,45	63,59
4	40,00	43,07	41,66	66,81
5	40,22	43,24	41,81	65,49
6	40,41	43,36	41,92	66,22
7	40,58	43,44	41,98	66,00
8	40,72	43,47	42,00	66,21
9	40,85	43,46	41,98	66,21
10	40,96	43,40	41,92	66,29
11	41,05	43,31	41,83	66,33
12	41,10	43,17	41,69	66,38
13	41,29	43,03	41,58	66,41
14	40,39	42,64	41,05	56,28
15	46,74	43,66	43,11	43,11

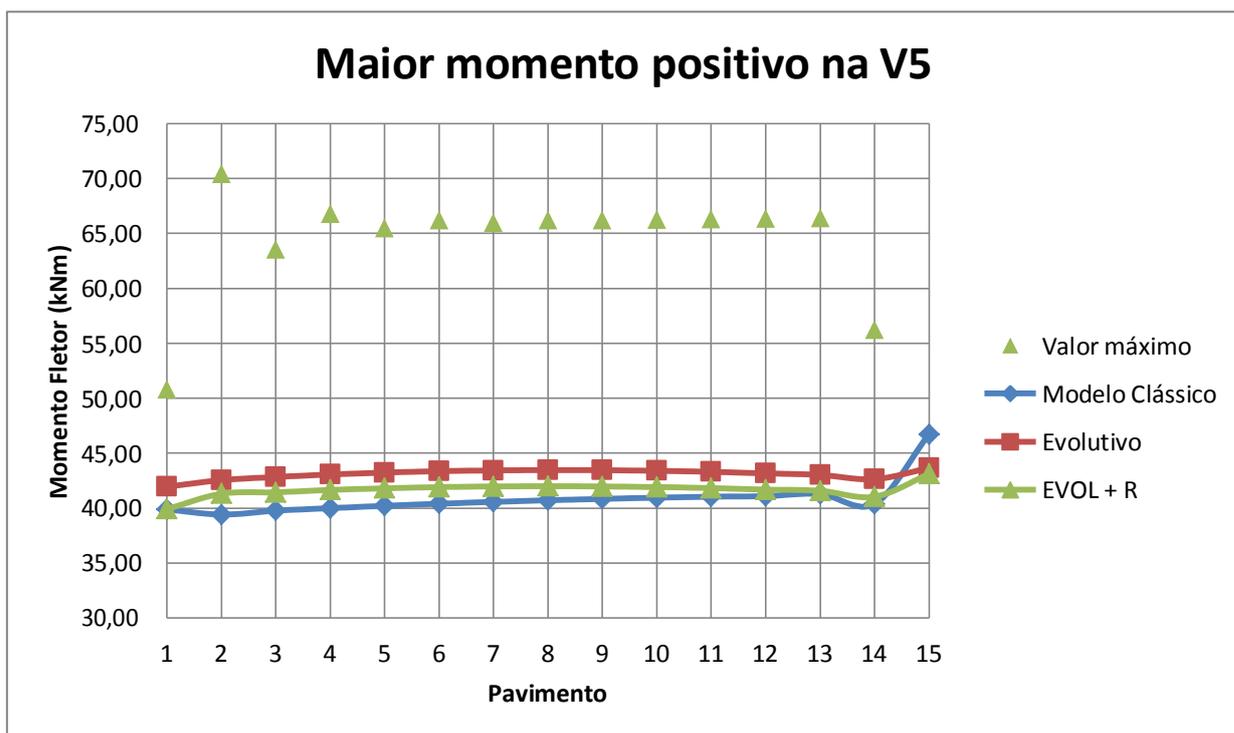


Figura 5.6 - Momento Fletor Máximo na V5

O gráfico da Fig.5.6 construído com a TAB 5.2 mostra a variação dos momentos fletores máximos positivos da Viga V5. Analisando esse gráfico verifica-se:

- O formato e disposição das curvas manteve-se fiel aos resultados encontrados no modelo 2D (tópico 4.5.1.2, capítulo 4).
- De maneira geral, os valores encontrados no modelo 3D foram bastante similares ao encontrados no 2D.
- Observa-se que os valores máximos atingidos durante as etapas intermediárias de construção atingem valores bem superiores aqueles encontrados na última etapa.

5.2.3 Deslocamentos diferenciais

TABELA 5.3 – Deslocamentos diferenciais entre os pilares P2 e P5 (em mm)

Pavimento	Modelo Evol+R	Modelo Evolutivo	Modelo Clássico
1	0,84	0,89	0,61
2	1,59	1,61	1,14
3	2,05	2,16	1,60
4	2,46	2,56	2,00
5	2,71	2,84	2,35

6	2,88	3,01	2,65
7	2,94	3,08	2,91
8	2,93	3,06	3,13
9	2,83	2,95	3,32
10	2,67	2,77	3,48
11	2,43	2,51	3,62
12	2,12	2,18	3,72
13	1,74	1,77	3,81
14	1,27	1,27	3,87
15	0,72	0,69	3,91

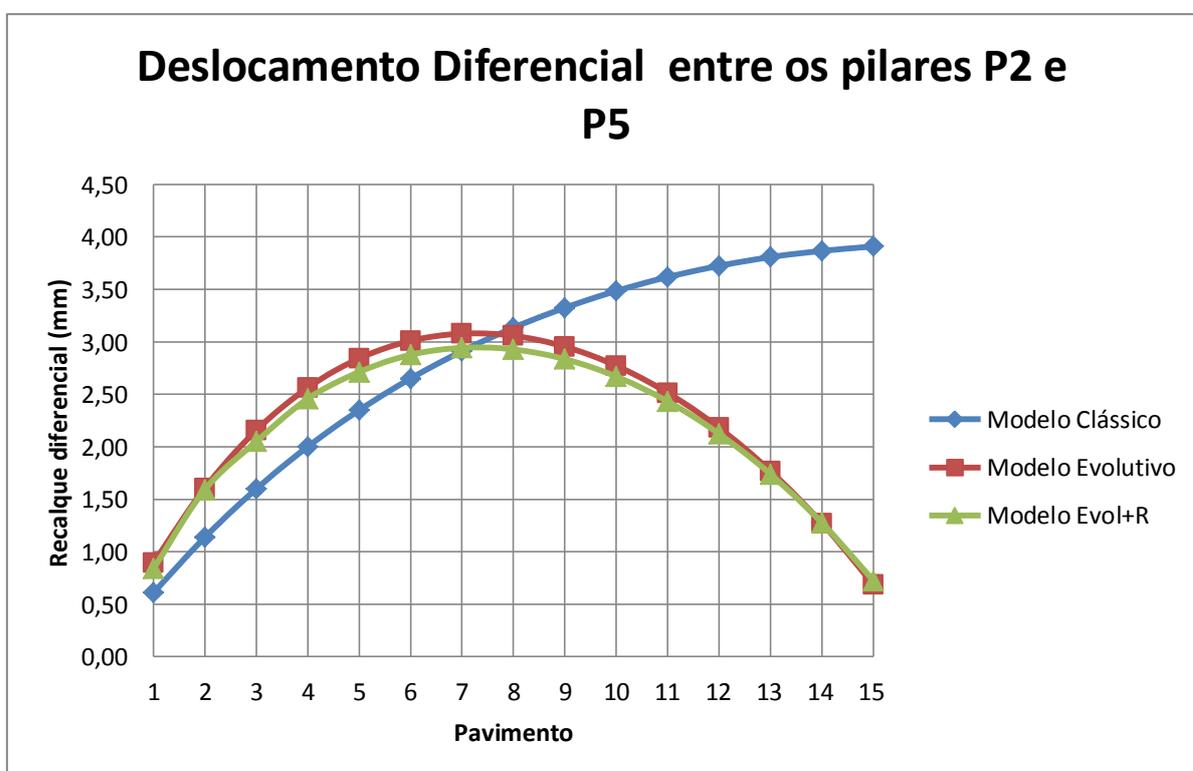


Figura 5.7- Deslocamento Diferencial entre os pilares P2 e P5

O gráfico da Fig.5.7 construído com a TAB 5.3 mostra a variação dos deslocamentos diferenciais. Analisando esse gráfico verifica-se:

- O formato e disposição das curvas manteve-se fiel aos resultados encontrados no modelo 2D (tópico 4.5.1.3, capítulo 4).
- Os deslocamentos encontrados no modelo 3D foram bastante similares aos encontrados no 2D

5.2.4 Carga Vertical nos apoios

TABELA 5.4 – Carga vertical nos apoios (kN)

	P2	P5	P8
Modelo Clássico	1655,25	2501,69	1655,25
Modelo Evolutivo	1687,48	2931,66	1687,48
Modelo EVOL+R	1689,74	2872,59	1689,74

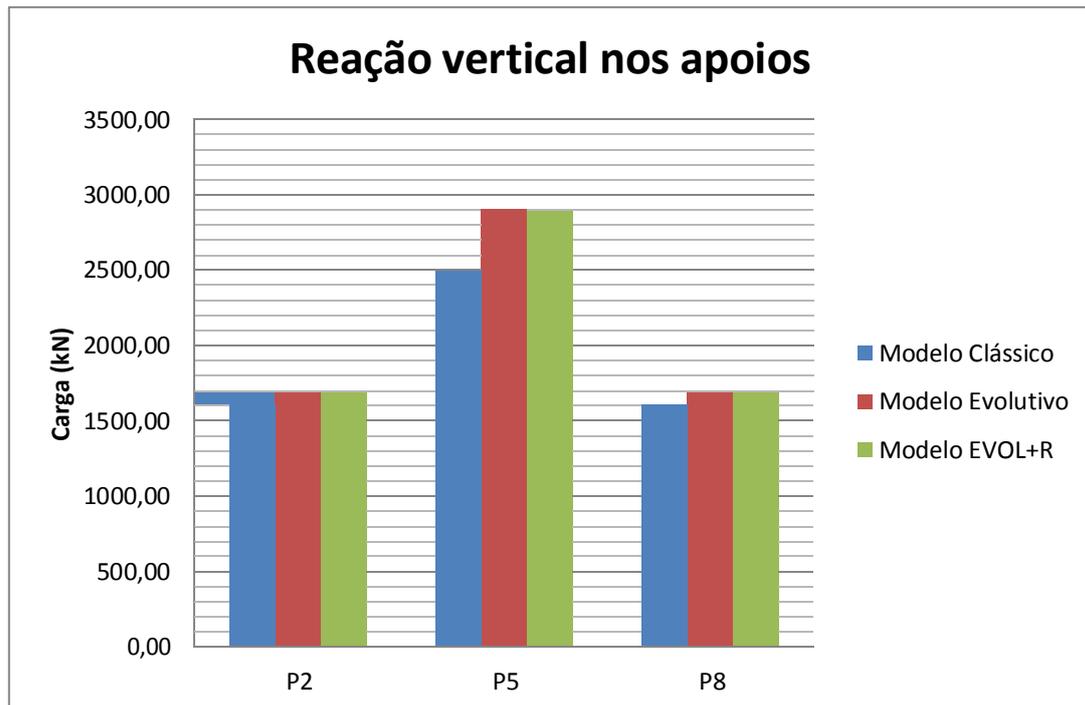


Figura 5.8 – Reação Vertical nos apoios

O gráfico da Fig.5.8 construído com a TAB 5.4, mostra reação vertical nos apoios dos pilares P2, P5 e P8. Analisando esse gráfico verifica-se:

- Assim como no modelo bidimensional, há uma maior transferência para os pilares centrais nos modelos evolutivos do que no clássico.

5.3 Comparativo entre os resultados obtidos nos modelos 2D e 3D

Os gráficos e tabelas a seguir comparam os resultados obtidos na análise do edifício de 15 pavimentos pelo pórtico tridimensional e bidimensional. A comparação só leva em conta o modelo Evol+R.

5.3.1 Momento fletor na viga v5 próximo ao pilar P5 (2D x 3D)

TABELA 5.5- Momento fletor na viga v5 próximo ao pilar P5

Pavimento	Momento (kN.m)		
	2D	3D	Diferença
1	-61.7	-53.5	15%
2	-50.6	-44.7	13%
3	-40.6	-37.9	7%
4	-32.8	-32.3	2%
5	-27.3	-28.8	5%
6	-23.8	-26.7	11%
7	-22.3	-26.0	14%
8	-22.6	-26.4	14%
9	-24.7	-28.0	12%
10	-28.3	-30.7	8%
11	-33.4	-34.3	3%
12	-40.0	-38.9	3%
13	-48.0	-44.7	7%
14	-57.3	-50.6	13%
15	-76.1	-63.0	21%

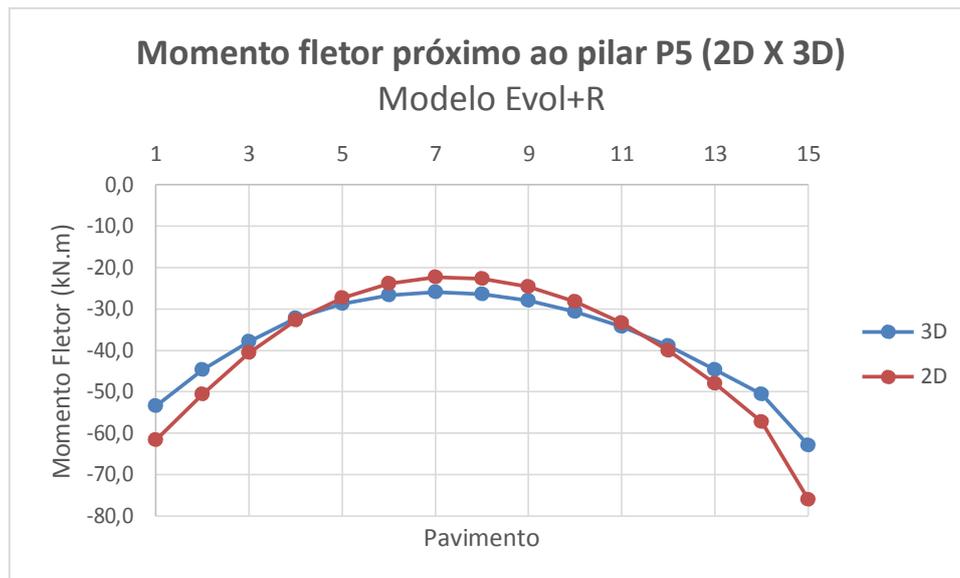


Figura 5.9- Comparação Modelos 2Dx3D

5.3.2 Momento fletor máximo na viga v5 (2D x 3D)

TABELA 5.6- Momento fletor máximo na viga v5 (2D x 3D)

Pavimento	Momento (kN.m)		
	2D	3D	Diferença
1	40.0	39.9	0%
2	42.4	41.3	3%
3	43.7	41.5	5%
4	45.1	41.7	8%
5	46.3	41.8	11%
6	47.1	41.9	12%
7	47.5	42.0	13%
8	47.4	42.0	13%
9	47.0	42.0	12%
10	46.2	41.9	10%
11	45.2	41.8	8%
12	44.2	41.7	6%
13	43.1	41.6	4%
14	42.2	41.1	3%
15	46.5	43.1	8%

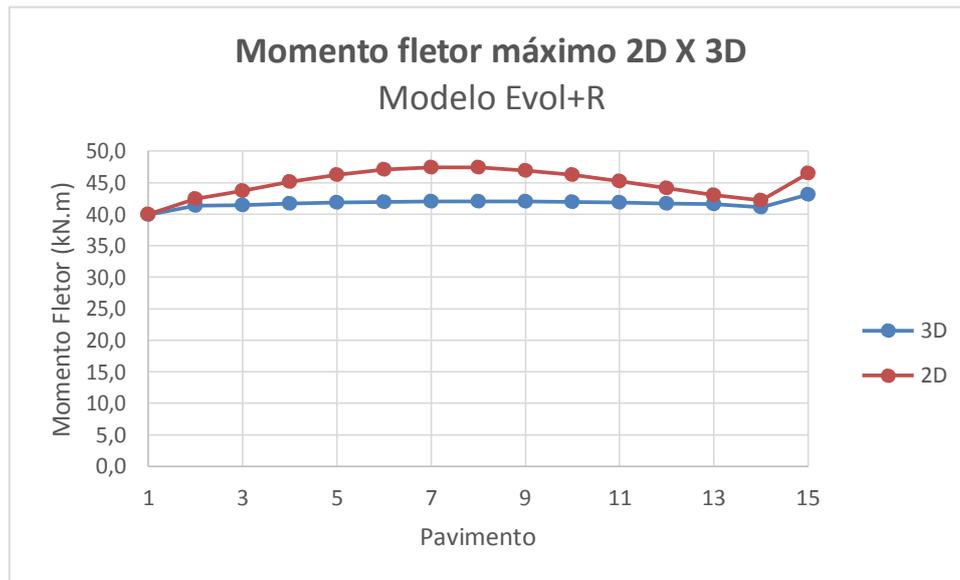


Figura 5.10 - Comparação Modelos 2Dx3D

5.3.3 Deslocamento relativo no topo dos pilares (2D x 3D)

TABELA 5.7- Deslocamento relativo no topo dos pilares (2D x 3D)

Pavimento	Deslocamento Relativo (mm)		
	2D	3D	Diferença
1	1.1	0.8	37%
2	2.2	1.6	36%
3	2.9	2.1	41%
4	3.5	2.5	42%
5	3.9	2.7	45%
6	4.2	2.9	46%
7	4.3	2.9	48%
8	4.3	2.9	48%
9	4.2	2.8	49%
10	4.0	2.7	49%
11	3.6	2.4	49%
12	3.2	2.1	49%
13	2.6	1.7	48%
14	1.9	1.3	47%
15	1.1	0.7	47%

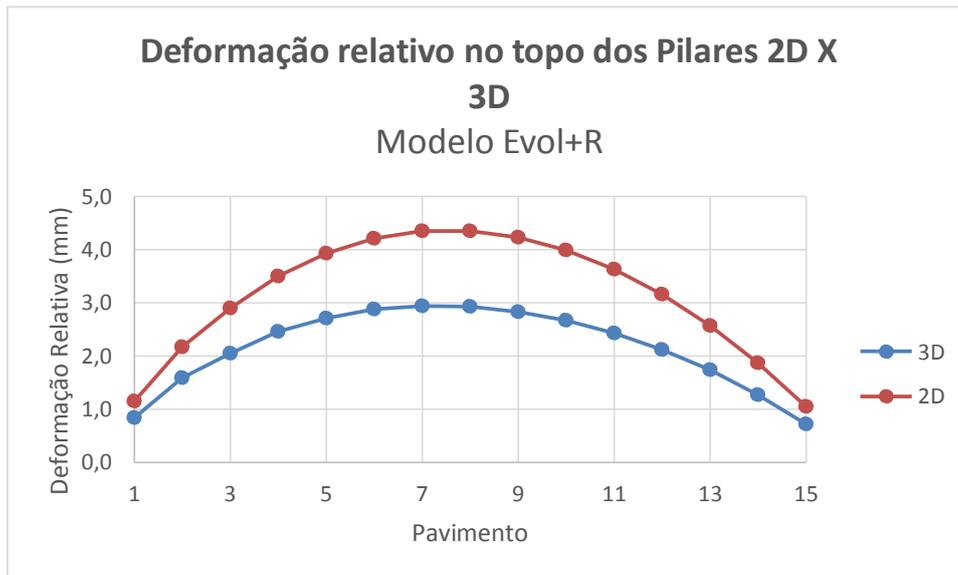


Figura 5.11- Comparação Modelos 2Dx3D

5.3.4 Carga vertical aplicada nas fundações (2Dx3D)

Tabela 5.8- Carga vertical aplicada nas fundações (2Dx3D)

Pilar	Carga Vertical (kN)		
	2D	3D	Diferença
P2	1895.5	1689.7	12%
P5	3568.2	2872.6	24%
P8	1895.5	1689.7	12%

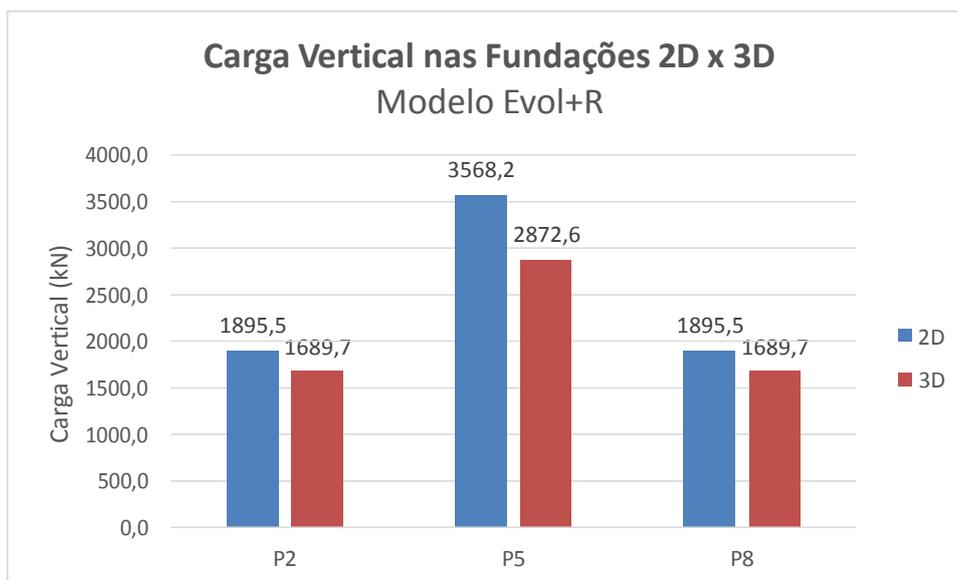


Figura 5.12 - Comparação Modelos 2Dx3D

6. CONCLUSÕES

A análise da estrutura apresentada neste trabalho através de diferentes modelos de cálculo permite que se façam algumas considerações a respeito dos resultados obtidos. As comparações entre os modelos Clássico, Evolutivo e Evol + R mostram quem:

- a) Os valores dos momentos fletores obtidos através dos modelos clássico e evolutivos são bastante discrepantes entre si.
- b) Os deslocamentos diferenciais entre os pilares P2 e P5 no modelo clássico crescem do 1º pavimento até o topo do edifício, onde atingem seus valores máximos. Isto ocorre porque, como no modelo Clássico a estrutura é carregada somente depois de concluída, recalques diferenciais ocorridos nos andares inferiores afetam os andares superiores. A realidade, porém, é outra, pois além do carregamento permanente ser introduzido gradativamente ao longo da construção, há o nivelamento das vigas e pilares em cada pavimento. Assim sendo, no modelo clássico deslocamentos diferenciais inexistentes acumulam-se ao longo dos andares, levando a valores incorretos dos esforços nos elementos estruturais.
- c) As discrepâncias entre os valores dos momentos fletores na viga V5 obtidos através dos 3 modelos na estrutura analisada são resultantes dos deslocamentos diferenciais entre os pilares. De acordo com Coelho (2003), estas diferenças podem ser minimizadas através da uniformização das tensões normais médias em todos os pilares de cada andar, fazendo com que os recalques diferenciais entre eles tendam a zero.
- d) Comparando-se o modelo Evolutivo e o EVOL+ R, conclui-se que os dois modelos apresentam comportamento semelhante em relação às grandezas analisadas. Quando se considera apenas os resultados finais obtidos através dos modelos Evolutivos e EVOL+ R, os resultados obtidos bastante próximos. Porém, o uso do EVOL +R se justifica quando se analisam os valores dos esforços que ocorrem em etapas intermediárias de construção. O modelo EVOL+R, considerando as etapas de construção e carregamento mais próximos da realidade, consegue-se detectar variações de esforço ao longo da construção que o modelo EVOLUTIVO não é capaz de captar.

- e) Para a estrutura analisada, os históricos de esforços obtidos ao longo dos carregamentos usando o modelo EVOL+ R mostram que nem sempre a situação mais desfavorável para um determinado elemento estrutural ocorre quando a estrutura está concluída com o carregamento final atuando, podendo então ser mais solicitado durante a construção.
- f) Os esforços encontrados utilizando-se o modelo 3D foram inferiores em módulo aos encontrados através da modelagem 2D. Isso se deve ao fato de no modelo 3D se considerar a rigidez das lajes; ao fato de as cargas terem sido distribuídas através do método das charneiras plásticas no modelo 2D, diferentemente do que ocorre no modelo 3D; e ao fato de as escoras estarem distribuídas em todo o pavimento.
- g) Todos os comentários, comparações e conclusões feitos para o pórtico de 15 andares aplicam-se igualmente aos pórticos de 30 andares. Constatou-se, além disso, que a discrepância entre os resultados obtidos com os modelos Clássico, Evolutivo e EVOL+R aumenta com a altura dos pórticos.
- h) Naturalmente, quanto maior o número de informações incorporadas ao modelo que retratem a realidade, mais realista será o modelo mais acurado serão os resultados obtidos. Em função disto, recomenda-se o uso do EVOL+R.

7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALVES, BRUNO. **Análise comparativa pelo método dos elementos finitos de modelos tridimensionais clássicos e evolutivos do sistema estrutural de um edifício alto em concreto armado**, dissertação de mestrado, 2004, Departamento de Engenharia de Estruturas da UFMG.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2003). **NBR 6118 - Projeto e Execução de obras de concreto armado**. Rio de Janeiro, ABNT.

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

COELHO, A.O.L. **Influência das Etapas de Construção e Carregamento na Análise de Pórticos Planos em Edifícios Altos**, dissertação de mestrado, 2003, Departamento de Engenharia de Estruturas da UFMG.

DINAR, Y., RAZEL, M., and ASHRAF, M., **Chronological Construction Sequence Effects on Reinforced Concrete and Steel Buildings**. The International Journal of Engineering and Science, Vol 3, Issue 1, 2014, pp 52-63.

FONTE, A.O.C.; SORIANO, H.L. **Influência do Efeito Construtivo Incremental em Edifícios Altos**, 1989, II Simpósio EPUSP sobre Estruturas de Concreto, Escola Politécnica da USP.

GORZA, LEONARDO SANTOS, 1972-G675a **Análise incremental construtiva de edifícios metálicos de andares múltiplos usando o método dos elementos finitos**, 2000.

GRUNDY, P.; KABAILA, A. **Construction Loads on Slabs with Shored Formwork in Multistory Buildings**, 1963, ACI Structural Journal, v. 60, nº 12, Dec., p. 1729-1738.

KRIPKA, M. **Análise Incremental Construtiva de Edificações**, dissertação de mestrado, 1990, COPPE-UFRJ.

MANUAL TQS, **Projeto Estrutural de Edifícios de Concreto Armado, Protendido, Pré-Moldados e Alvenaria Estrutural**, TQS Informática, LTDA.

MATEUS, F.M. **Influência das Deformações Axiais dos Pilares e das Etapas de Construção e Carregamento na Análise Estrutural de Edifícios Altos com Lajes Lisas**, Dissertação de mestrado, 2003, Departamento de Engenharia de Estruturas da UFMG.

MOLA, F. PELLEGRINI, L.M. **Effects of column shortening in tall buildings**, 35th Conference on OUR WORLD IN CONCRETE & STRUCTURES: 25 – 27 August 2010, Singapore.

PEREIRA, Orlando J.B.A. **Introdução ao método dos elementos finitos na análise de problemas planos de elasticidade**, 2005. Notas de aula.

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

RAMALHO, M.A. (1990). **Sistema para análises de estruturas considerando interação com o meio elástico**. São Carlos. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

RIBEIRO, Paulo Marcelo Vieira. **Projeto estrutural de edifícios utilizando software TQS**, 2013. Notas de aula.

SELVARAJ, S.; SHARMA, S.P. **Influence of Construction Sequence on the Stresses in Tall Building Frames**, 1974, Regional Conference on Tall Buildings, Bangkok, Jan., p. 197–211.

SOUZA, R.A. **Interação Solo-Estrutura em Edifícios Sobre Fundações Rasas – Um Estudo Sobre a Variação de Esforços nos Pilares de Concreto Armado**, 2006. Artigo publicado pela Universidade Estadual de Maringá.

STIVAROS, P. C.; HALVORSEN, G. T. - **Equivalent Frame Analysis of Concrete Buildings During Construction**, *Concrete International*, p. 57-62, Aug., 1991

WAI-FAH CHEN et al. (1985). **Construction load analysis for concrete structures**. *Journal of Structural Engineering - ASCE*, v.111, No 5, May. pp. 1019-1036.

XIA, XH (2007). **Research on the effects of construction progress and dynamic behavior of tall hybrid-structures**, Ph.D. thesis, Department of Civil Engineering, Hunan University.