



UNIVERSIDADE FEDERAL DO TOCANTINS
CAMPUS UNIVERSITÁRIO DE PALMAS
ENGENHARIA CIVIL

LEONARDO FERREIRA ALVES

EFEITO INCREMENTAL CONSTRUTIVO EM EDIFÍCIOS DE MÚLTIPLOS
PAVIMENTOS EM CONCRETO ARMADO

Palmas (TO)

2022

LEONARDO FERREIRA ALVES

**EFEITO INCREMENTAL CONSTRUTIVO EM EDIFÍCIOS DE MÚLTIPLOS
PAVIMENTOS EM CONCRETO ARMADO**

Monografia apresentada ao Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do Tocantins para a obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Roldão Pimentel de Araújo Júnior

Palmas (TO)

2022

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP)
Sistema de Bibliotecas da Universidade Federal do Tocantins

A474e Alves, Leonardo Ferreira.

Efeito incremental construtivo em edifícios de múltiplos pavimentos em concreto armado. / Leonardo Ferreira Alves. – Palmas, TO, 2022.

77 f.

Monografia Graduação - Universidade Federal do Tocantins – Câmpus Universitário de Palmas - Curso de Engenharia Civil, 2022.

Orientador: Roldão Pimentel de Araújo Júnior

1. Análise incremental. 2. Análise Computacional. 3. Edifícios de múltiplos pavimentos. 4. Etapas de construção. I. Título

CDD 624

TODOS OS DIREITOS RESERVADOS – A reprodução total ou parcial, de qualquer forma ou por qualquer meio deste documento é autorizado desde que citada a fonte. A violação dos direitos do autor (Lei nº 9.610/98) é crime estabelecido pelo artigo 184 do Código Penal.

Elaborado pelo sistema de geração automática de ficha catalográfica da UFT com os dados fornecidos pelo(a) autor(a).

FOLHA DE APROVAÇÃO

LEONARDO FERREIRA ALVES

**EFEITO INCREMENTAL CONSTRUTIVO EM EDIFÍCIOS DE MÚLTIPLOS
PAVIMENTOS EM CONCRETO ARMADO**

Monografia foi avaliada e apresentada à Universidade Federal do Tocantins (UFT), Campus Universitário de Palmas, Curso de Engenharia Civil para obtenção do título de Bacharel e aprovada em sua forma final pelo Orientador e pela Banca Examinadora.

Data de aprovação: 06 / 07 / 2022

Banca Examinadora

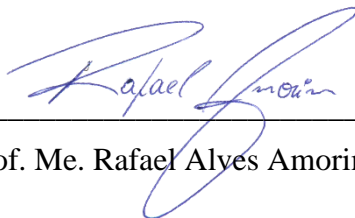


Prof. Dr. Roldão Pimentel de Araújo Júnior
Matrícula 1783498
Eng. Civil/UFT

Prof. Dr. Roldão Pimentel de Araújo Jr, UFT



Prof. Me. Dênis Cardoso Parente, UFT



Prof. Me. Rafael Alves Amorim, UFT

Ao meu Senhor e Salvador Jesus, o Cristo.

A minha amada mãe Marlene Ferreira da Silva Alves e meu falecido pai Rubens Alves da Silva, por todo o sacrifício, amor, incentivo, compreensão, carinho e suporte, sem os quais eu não teria chegado aqui. Ao meu irmão Yure Gabriel Ferreira Alves pelo companheirismo, por me alegrar e incentivar a ir mais longe.

AGRADECIMENTOS

Ao meu Senhor e Salvador Jesus, o Cristo, por ser minha fortaleza.

Ao professor Roldão Pimentel de Araújo Júnior pelos conhecimentos transmitidos, pela orientação, pelas sugestões oportunas, pela prontidão, pela atenção, pela compreensão e pela paciência.

Aos meus amados pais Rubens Alves da Silva e Marlene Ferreira da Silva Alves por todo o sacrifício para que eu pudesse me dedicar aos estudos, por todo o suporte, amor, carinho, paciência, ensinamentos e alegrias.

Ao meu querido irmão Yure Gabriel Ferreira Alves pelo companheirismo e incentivos que me impulsionaram a ir mais longe.

À minha família, sempre presente em todos os momentos de minha vida.

À equipe TQS pela disponibilização do software, sem o qual a realização deste trabalho não seria possível.

Aos professores do curso de engenharia civil da UFT pelos ensinamentos e conhecimentos transmitidos.

Aos amigos da graduação pelas alegrias, pelo suporte e pelo companheirismo.

RESUMO

ALVES, L. F. **Efeito incremental construtivo em edifícios de múltiplos pavimentos em concreto armado.** 2022. 77 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação) – Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Tocantins, Palmas, TO, 2022.

A análise estrutural de edifícios de múltiplos pavimentos necessita da utilização de modelos estruturais realistas, já que uma análise simplificada pode levar o projetista ao equívoco de utilizar um modelo estrutural inadequado. Normalmente a análise é feita utilizando um modelo da estrutura finalizada, mas o processo construtivo tradicional se dá por etapas, sendo que partes da estrutura entram em carregamento antes da estrutura estar finalizada. Neste trabalho analisa-se a estrutura de um edifício de 15 pavimentos composta por pilares, vigas e lajes através de dois modelos: o modelo convencional que considera em seu cálculo a estrutura pronta e o modelo incremental que leva em consideração as etapas de construção. Utilizou-se a análise computacional através do software TQS versão Plena V21, que possui a ferramenta “Efeito Incremental”, para se obter os resultados em ambos os modelos. Na análise incremental a estrutura foi solicitada gradativamente levando em consideração as etapas de construção e carregamentos verticais. Na análise convencional considerou-se todo o carregamento atuando simultaneamente na estrutura após o seu término. Na comparação de resultados das análises foi possível determinar discrepâncias entre os dois modelos e ficou clara a importância do modelo incremental na elaboração de projetos estruturais, a fim de garantir maior segurança nas estruturas de edifícios de múltiplos pavimentos em concreto armado.

Palavras-Chave: Análise incremental. Análise Computacional. Edifícios de múltiplos pavimentos. Etapas de construção. Modelos estruturais.

ABSTRACT

The structural analysis of multi-story buildings requires the use of realistic structural models, since a simplified analysis can lead the designer to the mistake of using an inadequate structural model. Normally, the analysis is done using a model of the finished structure, but the traditional construction process takes place in stages, with parts of the structure being loaded before the structure is finished. In this work, the structure of a 15-story building composed of pillars, beams and slabs is analyzed through two models: the conventional model that considers the finished structure in its calculation and the incremental model that takes into account the construction stages. Computational analysis was used through the TQS software *Plena V21* version, which has the "Incremental Effect" tool, to obtain the results in both models. In the incremental analysis, the structure was requested gradually taking into account the construction stages and vertical loads. In the conventional analysis, all loading was considered acting simultaneously on the structure after its completion. Comparing the results of the analysis, it was possible to determine discrepancies between the two models and it became clear the importance of the incremental model in the elaboration of structural projects, in order to guarantee greater safety in the structures of buildings with multiple floors in reinforced concrete.

Keywords: Incremental analysis. Computational Analysis. Multi-storey buildings. Construction steps. Structural models.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 – Representação da análise incremental.....	26
Figura 2 – Diferença nos recalques diferenciais em um pilar.....	27
Figura 3a – Procedimentos de análise incremental de sequência direta.....	30
Figura 3b – Procedimentos de análise incremental de sequência inversa.....	30
Figura 4a – Definição dos fatores de carga (Etapas 1, 2 e 3).....	33
Figura 4b – Definição dos fatores de carga (Etapas 3, 3.5 e 4).....	34
Figura 4c – Definição dos fatores de carga (Etapas 4, 4.5 e 5).....	34
Figura 4d – Definição dos fatores de carga (Etapas 5, 5.5 e 6).....	35
Figura 4e – Definição dos fatores de carga.....	35
Figura 5 – Evolução da resistência a compressão com o tempo.....	37
Figura 6 – Evolução do Módulo de elasticidade com o tempo.....	38
Figura 7 - Planta do pavimento tipo com pilares em vermelho.....	40
Figura 8 - Planta de fôrma do pavimento tipo.....	41
Figura 9 – Planta de lajes do pavimento tipo.....	42
Figura 10 – Corte esquemático do edifício.....	43
Figura 11 – Aba Modelo no menu do TQS.....	47
Figura 12 – Aba Análise estrutural no menu do TQS.....	48
Figura 13 – Aba de Definições de Parcelas e etapas de carga.....	48
Figura 14 – Tabela comparativa entre os modelos Elástico e Incremental.....	49
Figura 15 – Exemplo de tabela de consumo de concreto e fôrmas.....	50
Figura 16 – Vista 3D da edificação.....	51
Figura 17 – parâmetro γ_z nos sentidos 90°-270° e 180°-360°.....	52
Figura 18 – Deslocamento horizontal máximo nos sentidos 90°-270° e 180°-360°.....	53
Figura 19 – Esforço Normal Característico na Base.....	56
Figura 20 - Deslocamento vertical dos pilares.....	58
Figura 21 – Momento Fletor Máximo P1.....	60
Figura 22 – Momento Fletor Máximo P50.....	61
Figura 23 – Momento Fletor Máximo P12.....	62
Figura 24 – Momento Fletor Máximo P29.....	63
Figura 25 – Momento Fletor Máximo P25.....	64
Figura 26 – Momento Fletor Máximo P42.....	66
Figura 27 – Momento Fletor Máximo Positivo Viga 3.....	68

Figura 28 – Momento Fletor Máximo Negativo Viga 3.....	68
Figura 29– Força Cortante Máxima Viga 3.....	68
Figura 30– Momento Fletor Máximo Positivo Viga 21.....	71
Figura 31– Momento Fletor Máximo Negativo Viga 21.....	71
Figura 32 – Força Cortante Máxima Viga 21.....	71

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – fck e classe de agressividade ambiental.....	46
Tabela 2 – Cargas permanentes e variáveis.....	46
Tabela 3 – Esforços Normais na base dos pilares.....	54
Tabela 4 – Deslocamento Vertical dos Pilares.....	58
Tabela 5 – Momentos Fletores Pilar P1.....	59
Tabela 6 – Momentos Fletores Pilar P50.....	60
Tabela 7 – Momentos Fletores Pilar P12.....	62
Tabela 8 – Momentos Fletores Pilar P29.....	63
Tabela 9 – Momentos Fletores Pilar P25.....	64
Tabela 10 – Momentos Fletores Pilar P42.....	65
Tabela 11 – Momentos Fletores positivos, negativos e força cortante Viga 3.....	67
Tabela 12 – Momentos Fletores positivos, negativos e força cortante Viga 21.....	70
Tabela 13 – Consumo de formas, concreto e aço.....	72

LISTA DE SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ACI	American Concrete Institute
CDA	Com deformação axial
ELU	Estado Limite Último
EVOL	Evolutivo
FIG.	Figura
NBR	Norma Brasileira
NLF	Não Linearidade Física
SDA	Sem deformação axial
TAB.	Tabela
UFT	Universidade Federal do Tocantins

LISTA DE SÍMBOLOS

cm	Centímetro
E_c	Módulo de Elasticidade
EI	Módulo de rigidez à flexão
Eq.	Equação
f_{ck}	Resistência característica do concreto
f_{c28}	Resistência média à compressão do concreto aos 28 dias
k	Fatores de carga
Kg	Kilo
kN	Kilo Newton
kN/m	Kilo Newton por metro
kN/m ²	Kilo Newton por metro quadrado
m	Metro
M	Momento fletor
m ²	Metro quadrado
m ³	Metro cúbico
mm	Milímetros
m/s	Metro por segundo
Mpa	Mega Pascal
Md	Momento fletor de cálculo
Mk	Momento fletor característico
Mrd	Momento fletor resistente de cálculo
Mrk	Momento fletor resistente característico
M_x	Momento fletor que atua no plano XZ
M_y	Momento fletor que atua no plano YZ
Tf	Tonelada Força
$\Delta\%$	Variação percentual
γ_z	Coefficiente Gama Z

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	15
1.2 Problema	17
1.3 Objetivos	17
1.3.1 Objetivo geral	17
1.3.2 Objetivos específicos.....	17
1.4 Justificativa.....	18
2 REFERENCIAL TEÓRICO	20
2.1 Processo de construção da estrutura.....	20
2.2 Ações solicitantes em edifícios altos e ações presentes nas etapas de construção ...	20
2.3 Análise sequencial das etapas de construção.....	25
2.4 Métodos de análise incremental construtiva	29
2.5 Método simplificado de Grundy e Kabaila.....	32
2.6 Propriedades do concreto em idades iniciais.....	35
2.7 Efeito incremental.....	38
3 METODOLOGIA	40
4 RESULTADOS E DISCUSSÕES	51
4.1 Modelo e parâmetros do edifício	51
4.2 Esforços Normais na base dos pilares	54
4.3 Deslocamento vertical dos pilares	57
4.4 Momento fletor em pilares e vigas.....	59
4.5 Consumo de formas, concreto e aço	72
5 CONCLUSÕES.....	73
REFERÊNCIAS	75

1 INTRODUÇÃO

Um dos ramos da engenharia que mais oferece grandes desafios aos engenheiros é a análise estrutural. Através dela o engenheiro busca conhecer o comportamento de uma estrutura, o que possibilita dimensioná-la para resistir aos esforços solicitantes.

De acordo com Carvalho (2004), pode-se pensar a princípio, de forma errônea, que a análise estrutural é uma ciência exata. Contudo, sabe-se que isso não é verdade devido a interação de diversas variáveis que a tornam uma ciência aproximada. Dentre essas variáveis pode-se mencionar: confecção e preparo dos materiais, comportamento destes materiais, determinação dos carregamentos, técnicas de execução e simplificações na modelagem. Isto posto, cabe aos engenheiros estruturais a difícil tarefa de calcular uma estrutura de maneira segura e econômica, levando em conta todas as aproximações.

De início, o engenheiro estrutural determina o sistema estrutural a ser utilizado. Os sistemas estruturais são compostos de subsistemas estruturais verticais e horizontais. Exemplos de subsistemas estruturais verticais: pilar, parede estrutural, treliça plana e pórtico plano. Exemplos de subsistemas estruturais horizontais: viga, laje lisa, laje nervurada, laje cogumelo e grelha. Assim, podem ser feitas combinações de diferentes subsistemas estruturais verticais e horizontais, definindo assim o sistema estrutural. A escolha do sistema estrutural mais adequado para um edifício irá considerar, dentre outros fatores, a compatibilidade com o projeto arquitetônico, questões econômicas e a capacidade da estrutura em resistir aos esforços solicitantes (SMITH e COULL, 1991).

Após a definição do sistema estrutural, cabe ao engenheiro adotar um modelo estrutural capaz de representar a estrutura adequadamente, através do qual se calculam os deslocamentos e esforços solicitantes.

Segundo Vasconcellos Filho (1981) qualquer modelo estrutural que criemos é um modelo estrutural simplificado já que ele não representa de forma exata a realidade. Basta fazermos uma única hipótese que não corresponda à realidade para já termos um modelo estrutural simplificado. Portanto, 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.

“Um modelo estrutural simplificado, se usado de forma adequada, não é sinônimo de modelo estrutural ruim. Vários fatores influem na escolha de modelos estruturais mais ou menos sofisticados. Por exemplo, ao calcularmos a estrutura de uma casa tipo de um conjunto habitacional popular, o modelo estrutural “lajes, vigas e pilares” é perfeitamente adequado. Por

outro lado, seríamos até irresponsáveis se adotássemos “lajes, vigas e pilares” empilhados para analisarmos um edifício de 50 pavimentos” (VASCONCELLOS FILHO, 1981, p. 38).

Devido as suas alturas, a atuação das cargas em edifícios de múltiplos pavimentos gera uma maior preocupação. Dessa forma, engenheiros estruturais devem optar por um sistema que garanta a estabilidade da estrutura visando segurança, sem torná-la antieconômica.

Sendo assim, de acordo com Menon e Nogueira (2015) quando se trata de edifícios de múltiplos pavimentos, é necessário que seja feito um estudo mais criterioso. No decorrer das últimas décadas a utilização de microcomputadores para a análise estrutural das edificações fez com que surgissem inúmeros programas com um grau cada vez maior de sofisticação, precisão e rapidez, porém, os métodos aproximados ainda são usados em razão à sua simplicidade e por necessitarem de menos tempo em relação a análises mais complexas. Essa análise mais simplista poder levar o engenheiro projetista ao equívoco de adotar um modelo estrutural indevido, podendo até mesmo deixar de considerar todos os carregamentos existentes na estrutura.

Por isso, segundo Coelho (2003), análises que se aproximam da realidade são necessárias. Porém, normalmente os programas utilizados no dimensionamento da estrutura efetuam a análise supondo que a estrutura só é solicitada após estar totalmente construída, no entanto para uma melhor precisão no dimensionamento deve-se considerar que a estrutura não é construída e carregada de uma única vez, adotando-se então um sistema de carregamento evolutivo, pois a estrutura vai sendo solicitada à medida em que é construída.

Dessa maneira, conforme Oliveira (2020) é importante considerar os esforços atuantes na estrutura ao longo das etapas de construção e carregamento. Isso deve ser feito pois grande parte do carregamento já solicita a estrutura antes dela estar pronta, além de carregamentos provenientes de montagem como equipamentos, materiais estocados, entulhos, dentre outros, que ocorrem somente durante a construção. Além disso, em edifícios altos, o deslocamento diferencial vertical que ocorre entre pilares num mesmo andar ganha maior relevância, pois alguns elementos são dimensionados principalmente em função do carregamento lateral e não do vertical que ocorre devido a carregamentos provenientes do processo construtivo.

1.2 Problema

Normalmente os programas utilizados no dimensionamento da estrutura efetuam a análise supondo que a estrutura só é solicitada após estar totalmente construída, no entanto para uma melhor precisão no dimensionamento deve-se considerar que a estrutura não é construída e carregada de uma única vez. Dessa maneira, é importante considerar os esforços atuantes na estrutura ao longo das etapas de construção e carregamento. Sendo assim, qual o impacto da consideração do efeito incremental construtivo no dimensionamento de elementos estruturais de um edifício de múltiplos pavimentos?

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo geral

Avaliar os esforços solicitantes nos elementos estruturais considerando o efeito incremental construtivo, a fim de avaliar a necessidade de se considerar a sequência de construção e de carregamento de um edifício durante seu dimensionamento.

1.3.2 Objetivos específicos

1. Avaliar os valores de gama z e os deslocamentos horizontais no topo da estrutura;
2. Comparar os esforços solicitantes nos elementos estruturais considerando o efeito incremental construtivo com o método de estrutura pronta;
3. Comparar o quantitativo de materiais como o volume de concreto, área de fôrmas, e consumo de aço nas armaduras quando o efeito incremental construtivo é considerado.

1.4 Justificativa

A pesquisa sobre o tema em questão é de extrema relevância já que, de acordo com a Folha de São Paulo (2019), nos últimos anos diversos edifícios colapsaram durante suas construções, como é o caso do edifício que era localizado na região de São Mateus, na Zona Leste da capital paulista que desabou no dia 27 de agosto em 2013 causando a morte de oito operários, ou do edifício da Vila Leonor em Guarulhos, São Paulo, que desabou no dia 2 de dezembro de 2013 onde 1 operário faleceu, ou também do desabamento de um edifício de 34 andares que deixou 3 mortos no bairro de Nazaré, em Belém no Pará, no dia 29 de janeiro de 2019, ou de muitos outros edifícios que desabaram durante suas construções no Brasil e no mundo, onde as causas de ruptura se deram por conta das escoras ou reescoras (considerando também sua retirada prematura) ou pela própria ruptura do concreto. Nesses casos as escoras ou reescoras e/ou o concreto ou não possuíam resistência suficiente ou sofreram sobrecarga durante a construção.

Vale salientar também o fato de haver uma escassez na bibliografia, principalmente brasileira, sobre a análise de estruturas de um edifício onde considera-se as etapas de construção e carregamento e também sobre as ações de construção que atuam nas estruturas de concreto armado. Além disso, muitos dos trabalhos existentes sobre o assunto se basearam em um procedimento que foi desenvolvido na década de 60, o chamado “método simplificado de Grundy e Kabaila”.

Segundo Ferreira (2017), para que seja feita uma análise estrutural é necessário a utilização de um modelo que represente a estrutura, as ações que nela atuam e o seu comportamento. Dessa forma, o avanço da tecnologia fez com que surgissem modelos mais complexos e que simulam o comportamento da edificação de uma maneira mais próxima da realidade. Porém, mesmo os modelos estruturais mais complexos ainda utilizam várias hipóteses simplificadoras. Sendo assim, usualmente a análise é feita considerando a estrutura já construída e com carregamentos sendo aplicados de forma simultânea, o que Ferreira (2017) considera uma simplificação, já que o processo de construção de um edifício é realizado em etapas, fazendo com que os carregamentos também sejam aplicados na estrutura em etapas diferentes. Além disso, nas estruturas usuais de concreto armado, o peso próprio representa uma parcela relevante do carregamento, e este carregamento é aplicado de forma gradual, o que gera diferenças consideradas significativas pelo autor, entre o modelo que considera a estrutura pronta e o modelo incremental.

Outro ponto a ser lembrado é que segundo Kripka (1990), durante a fase de construção podem ocorrer esforços que sejam maiores que os esforços finais, ou até mesmo podendo haver a inversão de sinais dos esforços atuantes. Dessa forma, segundo a NBR 6118:2014, quando a verificação feita através de um modelo que considere a obra pronta não garantir a segurança das suas fases construtivas, deve-se incluir no projeto as verificações das fases construtivas que forem mais significativas e também sua influência na fase final.

Portanto, fica evidente a relevância de estudos abordando o comportamento da estrutura durante sua construção, para que aumente e se dissemine o conhecimento a respeito deste tema.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 Processo de construção da estrutura

De acordo com Prado (1999), durante a construção dos múltiplos andares de um edifício em concreto armado, os pavimentos que foram recém concretados são sustentados temporariamente pelos pavimentos inferiores por meio de um conjunto composto por fôrmas, escoras e reescoras. Esse conjunto, em associação aos pavimentos inferiores ao pavimento em questão, é chamado de sistema de suporte. As fôrmas, geralmente feitas em madeira, tem função de moldar os elementos estruturais conferindo ao edifício a forma que foi especificada em projeto. As escoras são pontaletes verticais de material constituído por madeira ou aço, que dão sustentação a um pavimento, apoiando-o no pavimento imediatamente inferior. As reescoras são similares às escoras, contudo sem fôrma associada. Através delas é possível que seja feita a remoção das fôrmas de níveis inferiores para reutilização na concretagem de níveis superiores.

Ainda segundo o autor, as ações que são introduzidas nos pavimentos durante o período de construção apresentam uma sequência repetida de operações. Sendo assim, habitualmente existem cinco operações básicas, num processo que pode ter vários níveis escorados e reescorados. Essas operações constituídas por: remoção do nível mais baixo de reescoras, remoção do nível mais baixo de escoras e fôrmas, instalação das reescoras no nível onde as escoras e fôrmas foram removidas, instalação das escoras e fôrmas para concretagem do próximo pavimento e concretagem. Nos casos em que o processo de construção não utilizar reescoras as operações de remoção e instalação de reescoras são eliminadas.

2.2 Ações solicitantes em edifícios altos e ações presentes nas etapas de construção

Kripka (1990) estudou a respeito das ações solicitantes em edifícios altos, que diferentemente de edificações de pequeno porte, deve-se considerar uma grande diversidade de ações solicitantes. A altura de uma edificação está diretamente ligada a necessidade de uma determinação mais criteriosa de todas as ações que nela atuam, pois, a estimativa da ação em um andar sendo feita de forma aproximada gera uma imprecisão que, quando considerada em vários andares, pode levar a erros muito significativos na determinação do carregamento total aplicado à estrutura. O autor ainda salienta que além de determinar os tipos de ações atuantes e suas respectivas grandezas e posições na estrutura, é importante também que se defina quando e de que forma atuam. Dessa forma, faz uma breve descrição do que considera que são as

principais ações solicitantes, partindo da consideração de que essas ações não se verificam unicamente sobre a estrutura construída em sua totalidade. Assim, as divide em cargas permanentes, acidentais, montagem, vento, temperatura, fluência e retração.

Sendo assim, conforme Liu, Chen e Bowman (1985), as permanentes são cargas devidas ao peso próprio dos elementos que atuam de forma permanente na estrutura. Podendo ser classificados como estruturais ou não estruturais que permanecem praticamente inalteradas durante toda a existência da edificação. O carregamento devido aos elementos estruturais é obtido conhecendo-se os pesos específicos dos materiais componentes (os valores são fornecidos pelas Normas Técnicas ou por ensaios em laboratório), além das dimensões dos elementos. Este tipo de carregamento passa a atuar sobre a estrutura imediatamente após sua colocação, no caso de elementos pré-moldados, ou seu lançamento, quando se trata de elementos moldados "in loco". Já os carregamentos devidos a elementos não estruturais são provenientes do peso próprio de alvenarias, divisórias fixas, revestimentos internos e externos, canalizações, etc. Também podem ter seu peso específico definido pelas Normas Técnicas ou por ensaios apropriados. Os carregamentos de peso próprio devidos a elementos não estruturais normalmente são aplicados na estrutura ainda durante a sua construção. Essas cargas correspondem pela maior parte do carregamento vertical total atuante em edificações, principalmente se tratando de estruturas de concreto armado. Segundo o autor, no caso de edifícios altos, as cargas permanentes ganham particular relevância, podendo superar 80% do carregamento vertical total.

Segundo a norma 6120, as cargas acidentais são basicamente resultantes das ações humanas e do peso de móveis e utensílios, tendo sua magnitude estabelecida de acordo com o tipo de utilização a que se destina a edificação. Apesar de seu caráter basicamente dinâmico, essas cargas são comumente analisadas como cargas estáticas. Esse tipo de carga é de difícil determinação, e portanto, são fornecidos pelas Normas Técnicas os valores estatísticos para os carregamentos mais comuns em estruturas de edifícios. Estes carregamentos são uniformemente distribuídos ou concentrados e, mesmo contendo fatores de segurança bastante elevados, representam parcela pequena do carregamento vertical total (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. CARGAS PARA O CÁLCULO DE ESTRUTURAS DE EDIFICAÇÕES. NBR 6120, 2019).

As cargas de montagem ocorrem devidas ao trânsito de operários, à estocagem de materiais de construção, às imperfeições nas peças estruturais pré-moldadas, ou à forma de construção adotada, etc. Conforme diz Kripka (1990) estas cargas devem ser sempre levadas em consideração de forma cuidadosa, pois o projetista pode estar desprezando efeitos de

significativa importância. Por essas cargas atuarem durante a construção, tornam essa estimativa bastante difícil quando efetuada a análise convencional, onde se considera que todos os carregamentos passam a atuar somente sobre a estrutura concluída. Nas edificações de concreto armado, normalmente são utilizadas escoras para que os andares recentemente concretados sejam suportados pelos andares inferiores. Durante essa fase de construção, se não for tomado um cuidado especial, as cargas a serem suportadas pelos andares que estão servindo de apoio podem superar as cargas de projeto. Sendo assim, uma análise incremental construtiva possibilita que se obtenha os esforços máximos em cada elemento da estrutura através da simulação do escoramento pela transferência do carregamento de um andar para um grupo de andares imediatamente inferiores. O tamanho deste grupo de andares irá depender da velocidade de construção, visto que, no caso de estruturas de concreto armado, os elementos recém concretados ainda não possuem a resistência para a qual foram projetados. As cargas de montagem a ser consideradas podem ser classificadas em: carga de peso próprio da laje, carga acidental de sustentação, sedo o peso de formas e escoras, e carga acidental extraordinária, que é proveniente do peso do maquinário e ação de operários. A deformação inicial em algum membro da estrutura também é considerada uma carga de montagem. Esta deformação pode acontecer, por exemplo, devido a execução ou fabricação de um elemento estrutural com comprimento maior ou menor que o comprimento projetado. Essa deformação inicial pode gerar tensões que atuarão logo após o membro que as gere for adicionado à estrutura.

Em relação a ação do vento, Kripka (1990) salienta:

A definição de edifício alto está intimamente ligada ao efeito causado pelo vento. Genericamente, designa-se por edifício alto toda edificação na qual os esforços gerados pelas cargas laterais são significativos em relação aos esforços gerados pelo carregamento vertical. A consideração dos efeitos causados pela ação do vento será então fundamental, sendo que em função destes efeitos é que se dará a escolha do sistema estrutural mais adequado (KRIPKA, 1990, p.10).

A Norma Brasileira para a determinação das forças devidas ao vento em edificações (NBR 6123) parte do conceito de velocidade característica para a determinação das forças a serem consideradas na análise. A velocidade característica do vento, V_k , para uma dada edificação, é determinada em função da velocidade básica do vento, que é proveniente apenas do local onde a estrutura será construída, e representa a máxima velocidade média medida sobre 3 segundos, e que pode ser excedida em média uma vez a cada 50, é determinada também pelas grandes variações locais na superfície do terreno, por um fator que corrige a velocidade básica do vento em função da rugosidade do terreno, das dimensões da edificação e da variação da velocidade do vento com a altura acima do nível do terreno e finalmente pelo grau de segurança requerido e a vida útil da edificação. Assim sendo, apesar do vento atuar sobre a estrutura desde

o início da construção, a probabilidade de que seu efeito seja muito significativo durante as etapas de construção é bastante reduzida.

A Norma Brasileira de Desempenho térmico para edificações (NBR 15220) descreve que a resposta de um elemento estrutural a mudanças de temperatura depende das condições de contorno deste elemento. Dessa forma, se não houver restrições à deformação, o elemento estrutural apresentará uma mudança em seu comprimento ou em sua curvatura, de forma proporcional à temperatura ou a variação de temperatura, respectivamente, além de proporcionais também ao coeficiente de condutibilidade térmica. Já no caso de a deformação do elemento for ser impedida de alguma forma, serão desenvolvidas tensões sobre o elemento em função da ação da temperatura. As variações de temperatura podem ocorrer devidas a fatores naturais ou artificiais, sendo que os naturais atuam durante toda a vida da edificação.

Gasch, Alvarado e Calderón (2012) ressaltam a importância da análise dos fenômenos da fluência e a retração, que atuam durante um longo período de tempo e podem ser responsáveis por grandes deformações na estrutura, que são, na maior parte das vezes, irreversíveis. A retração, que é característica de estruturas de concreto armado, ocorre devido à lenta evaporação da água que não foi consumida durante a reação química de endurecimento do concreto, que causa diminuição das dimensões dos elementos estruturais. Já a magnitude desta diminuição irá depender das dimensões relativas do elemento da estrutural, quanto maior o volume em relação à sua superfície, mais gradual será a retração que o elemento sofrerá, e dependerá também da taxa de armadura dos mesmos, pois a armadura tende a restringir a retração do concreto.

A fluência, diferentemente da retração, se origina devido ao carregamento. Dessa forma segundo Gasch, Alvarado e Calderón (2012), as deformações decorrentes à fluência dependem de diversos fatores, como a resistência do concreto, a idade em que é carregado, as dimensões do elemento estrutural e também sua taxa de armadura. Como as deformações provenientes da fluência no concreto variam de acordo com a idade do carregamento, segundo o autor, o cálculo correto destas deformações só será feito por meio de uma análise incremental, onde pode ser considerado o fato de algumas colunas serem plenamente carregadas somente após muitos meses da sua construção. O autor também afirma que esta consideração, associada ao fato de que as colunas inferiores de uma edificação possuem uma taxa de armadura próxima da máxima admissível, faz com que as colunas que se situam na altura média da edificação sejam as que mais sofrem deformações devido ao fenômeno da fluência.

Prado (1999) define que durante a construção de um edifício com múltiplos pavimentos estão presentes ações verticais e horizontais. Dentre as ações horizontais o autor destaca as

provenientes do vento, do movimento produzido pelo lançamento do concreto e do funcionamento dos equipamentos. A norma ACI-347 (1988) especifica que o sistema fôrma/pontaletes deve ser projetado para suportar uma ação horizontal (considerando a aplicação nas bordas do pavimento a ser concretado) de 1,5 kN/m ou 2% do total da ação vertical de peso próprio do pavimento (a que for maior). Já as ações verticais referentes ao peso próprio dos materiais e por essa razão são de fácil estimativa. Os materiais, além do concreto armado, são a madeira e o aço, utilizados em fôrmas e pontaletes.

Os estudos de Prado (1999) indicam que as ações verticais devido ao peso dos trabalhadores, equipamentos, materiais, entulhos, impacto produzido pelo lançamento do concreto, entre outros, devem ser tratadas de forma diferenciada. As normas que se referem a esse assunto indicam apenas um valor para essas ações variáveis, mas não especifica se elas atuam em todos os pavimentos, só nos que pertencem ao sistema de suporte ou apenas no pavimento que será feita a concretagem. O ACI-347 (1988) indica um valor igual a 2,4 kN/m². Existem autores que sugerem as etapas nas quais essas ações atuam. Os estudos feitos por Fattal (1983) demonstram que quando o concreto é lançado por meio de baldes, provoca uma ação no pavimento da ordem de 2,0 kN/m² a 2,5 kN/m². Já Lasisi & Ng (1979) consideram que uma ação de 2,4 kN/m², é removida após terminada a concretagem do pavimento. Mossalam & Chen (1992), entendem que essas ações atuam onde houver pontaletes e devem ser consideradas com o valor de 5% do peso próprio do pavimento.

Outro autor que estudou essas ações foi Sbarounis (1984). Ele analisou a distribuição de uma ação igual a 2,4 kN/m², aplicada no pavimento que está sendo concretado, dessa forma concluiu que, sendo desprezada a fissuração, pode-se considerar uma ação de $(2,64/N)$ kN/m² no pavimento de apoio do nível mais baixo de escoras. Sendo o valor de “N” o número de pavimentos pertencentes ao sistema de suporte. De acordo com este autor, de uma forma aproximada, essa ação pode ser somada à máxima ação de construção do pavimento. Se considerada a fissuração, Sbarounis (1984) indica uma ação de $(1,68/N)$ kN/m².

Já Freitas (2004), separa as ações em verticais, horizontais, verticais induzidas e especiais. Sendo as ações verticais compostas por ações permanentes, provenientes do peso próprio do sistema de fôrmas, escoras e ações variáveis de construção, que existem devido ao peso próprio dos operários, equipamentos, material estocado, passarelas de transporte e também pelo impacto produzido pelo lançamento do concreto e operação de equipamentos. Segundo o autor a ação permanente pode ser estimada com uma precisão razoável, porém, a ação variável irá depender do método construtivo utilizado.

No âmbito das ações horizontais, Freitas (2004) define que suas causas são provenientes do vento, também por componentes horizontais do impacto do concreto durante o lançamento e pela operação de ligar e desligar equipamentos. O autor cita que, segundo o ACI-347 “o sistema fôrma/escora deve ser projetado para suportar uma ação horizontal (aplicada nas bordas do pavimento a ser concretado) de 1,5 kN/m ou 2% do total da ação vertical de peso próprio do pavimento (a que for maior).”

Segundo Freitas (2004), as ações verticais induzidas ocorrem quando ações horizontais são resistidas por escoras inclinadas, assim são desenvolvidas forças axiais nas escoras, que por sua vez, geram ações verticais na estrutura. Dessa forma, a magnitude dessas ações geradas depende do ângulo de inclinação das escoras.

Se tratando das ações especiais, Freitas (2004) define que são produzidas através da estocagem de material e do lançamento assimétrico do concreto. Segundo ele, na maior parte dos casos, estas ações ocorrem em áreas relativamente pequenas, podendo causar fissurações que possivelmente irão fazer com que ocorra fissuração na estrutura.

2.3 Análise sequencial das etapas de construção

Prado (1999) afirma que grande parte das análises de estruturas de edifícios em concreto armado são feitas considerando-se que toda a estrutura já existe quando as ações são impostas. Dessa forma, após a obtenção dos esforços solicitantes, o dimensionamento das seções é feito com base no estado limite último, necessitando que este seja alcançado ao se majorar as ações e minorar as resistências dos materiais envolvidos. Segundo ele, esta hipótese é válida para as ações horizontais provenientes do vento e para ações verticais aplicadas à estrutura quando está totalmente concluída. Porém, para as ações que são impostas de forma gradual em vários estágios de construção, como o peso próprio, este tipo de análise não é muito precisa. De acordo com o autor, nesse caso é mais conveniente que seja considerado a sequência de construção do edifício.

Segundo Prado (1999), esse tipo de análise é mais conveniente pois nos projetos de edifícios, geralmente, as tensões nos pilares provenientes das ações verticais apresentam valores distintos, o que decorre em deformações axiais diferenciadas nesses elementos em cada pavimento. Dessa forma, um procedimento global de análise da estrutura acumula deslocamentos verticais inexistentes conforme se aumenta o número de andares. Considerando este fato, um procedimento global de análise da estrutura acumula nos andares superiores deslocamentos verticais inexistentes. Isto faz com que os deslocamentos diferenciais entre os

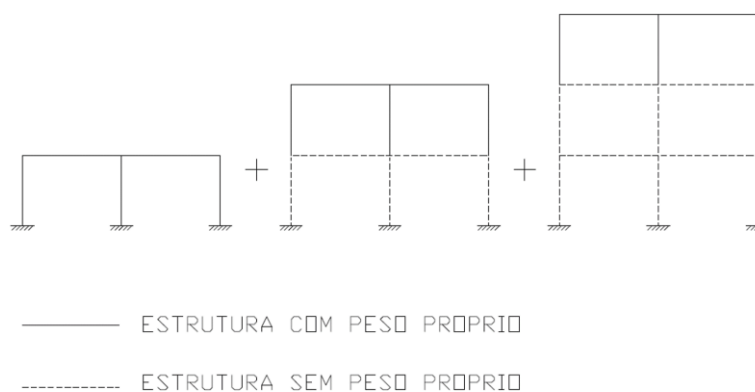
pontos de pilar nos pavimentos cresçam ao longo da altura da edificação, atingindo valores máximos no seu topo. Esse efeito leva a valores incorretos de momentos fletores em vigas e lajes ligadas aos pilares, deve-se então separar as etapas de construção e analisa-las isoladamente.

Carvalho (1997 apud CORREA & RAMALHO, 1993) também cita esse efeito de deslocamento diferencial dos nós verticais ao nível de cada andar, e ressalta o reduzido número de trabalhos que tratam desse assunto, pois, segundo ele

A correta consideração desses efeitos exige condições bastante rigorosas, tais como a adoção de modelos matemáticos muito elaborados, sobreposição de vários pavimentos com a consideração do escoramento, valores confiáveis das características de resistência e deformabilidade do concreto ao longo do tempo, conhecimento do cronograma de execução da obra, e definição dos sistemas de fôrma e escoramentos a serem utilizados na edificação (CARVALHO, 1997, p. 48-49).

Conforme Ferreira (2017), numa análise estrutural que leva em consideração o efeito incremental, e o peso próprio da estrutura, é feita a consideração de que quando um novo pavimento é construído os pavimentos inferiores já sofreram deformações devido ao seu carregamento, dessa forma, o novo pavimento é construído sem nenhuma tensão proveniente dos pavimentos inferiores. A partir dessa hipótese de superposição dos esforços é possível fazer a somatória das análises de cada pavimento, desconsiderando o peso próprio dos pavimentos inferiores em cada caso, como na figura a seguir.

Figura 1 – Representação da análise incremental

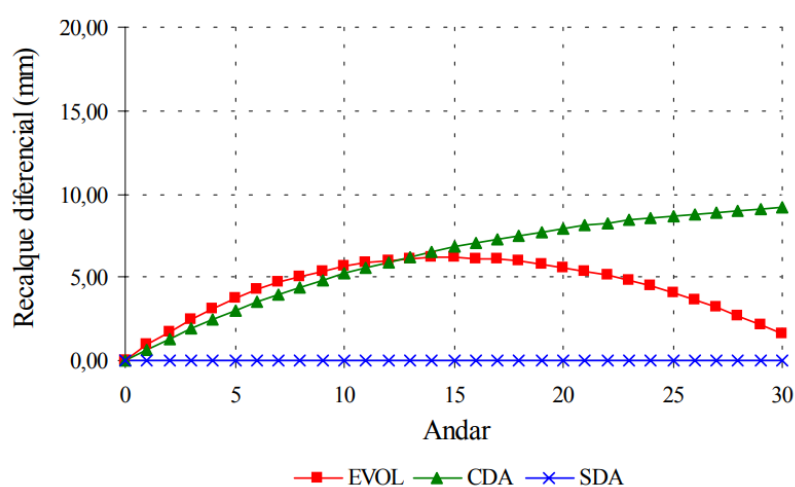


Fonte: Prado (1999)

Utilizando a estrutura de um edifício de 30 pavimentos, Carvalho (2004) comparou os valores de recalque diferenciais em um pilar através de 3 análises, uma análise evolutiva (EVOL), outra com a estrutura pronta considerando as deformações axiais dos pilares (CDA) e a última considerando a rigidez axial dos pilares infinita (SDA). A análise sem deformação

axial (SDA) possui valores nulos e constantes entre os pavimentos, considerando a deformação axial (CDA) passa a apresentar um máximo no último pavimento, enquanto na análise evolutiva (EVO) o máximo se encontra a meia altura, 15º pavimento. A diferença obtida entre esses modelos se deve a existência de deslocamento diferencial entre os pilares, sendo uma forma de se minorar as diferenças entre os modelos, uniformizar as tensões normais nos pilares e, conseqüentemente, reduzir os deslocamentos diferenciais entre os pilares. Essa comparação é mostrada no gráfico a seguir:

Figura 2 – Diferença nos recalques diferenciais em um pilar



Fonte: Carvalho (2004)

Em um de seus estudos, Kripka (1990), considerou uma estrutura de concreto armado, tomando apenas o carregamento devido ao peso próprio e que os deslocamentos devidos a este carregamento, em cada andar, ocorrerão somente no momento da retirada do escoramento (desconsiderando as solicitações devidas a fluência e variação de temperatura). Dessa forma, um determinado andar será construído sem que tenha sido submetido a qualquer tipo de tensão proveniente de deslocamentos do andar situado logo abaixo. Assim, a consideração de que os deslocamentos devidos ao peso próprio já ocorreram em um determinado andar, permite que se possa considera-lo como sem peso. Dessa maneira, percebe-se que este referido andar será influenciado apenas pelos carregamentos que aplicados após a construção da estrutura e retirada de seu escoramento. Portanto, o autor chega à conclusão de que o peso próprio de um andar em construção não pode gerar tensão em seu andar superior, porque ele ainda não existe.

Seguindo esse procedimento, os deslocamentos computados são relacionados a um referencial local variável, situado sempre de uma maneira a só considerar o deslocamento de

um andar após sua construção e carregamento. O que difere do procedimento convencional de análise que acumula os deslocamentos dos nós da estrutura em relação a um referencial global fixo, e portanto, calcula seus deslocamentos desde a posição inicialmente prevista para sua construção até a posição final, já com a estrutura totalmente construída. Desta forma, serão erroneamente computados, em alguns andares, deslocamentos que não são responsáveis por nenhuma deformação nestes andares.

Segundo Coelho (2003), quando a análise é efetuada em edificações de pequena altura, é prática comum que os elementos sejam considerados de forma isolada, desprezando-se em parte a interação entre eles. Dessa maneira, as vigas são analisadas supondo-se a indeslocabilidade de seus apoios, utilizando as reações resultantes para o cálculo dos esforços desenvolvidos nos pilares sobre os quais a viga se apoia. Neste tipo de procedimento, as deformações e deslocamento de cada um desses pilares não influenciam nem no comportamento dos pilares adjacentes, nem no comportamento das vigas que os unem. O caráter desse tipo de análise, segundo o autor, é por demais aproximativo, porém sua utilização para edificações de poucos andares é justificada pela simplificação significativa que introduz no cálculo dos esforços.

Porém, conforme Coelho (2003), em edifícios altos, o deslocamento diferencial vertical entre pilares adjacentes ganha uma importância maior, já que alguns elementos são dimensionados principalmente em função do carregamento lateral e não do vertical, como as caixas de escadas, poços de elevadores ou pilares extremos de pórticos, já que esses exemplos têm grande influência na inércia total da estrutura em relação às ações horizontais. Assim, os elementos dimensionados predominantemente em função destas ações estão sujeitos a uma tensão normal bem inferior à dos demais, quando estão sob ação do carregamento vertical. A deformação diferencial axial entre elementos adjacentes, ao atingir valores significativos, gera uma redistribuição de esforços normais nos pilares, além de também gerarem grandes esforços cisalhantes e de flexão nas vigas que unem estes pilares.

Freitas (2004) considera que os carregamentos têm caráter construtivo, portanto, devem ser aplicados de forma gradual à estrutura (conforme o procedimento composto). Os carregamentos considerados, além do peso próprio dos elementos estruturais, são o peso de alvenarias, revestimentos, divisórias fixas e esquadrias. Estes carregamentos permanentes, exceto o de peso próprio, não ocorrem ao mesmo tempo em que ocorre a retirada do escoramento, e sim com uma defasagem de tempo. Dessa maneira, o número de estágios de carregamento na estrutura é aumentado então devido a esta diferença, porém o número de

análises a serem efetuadas pode continuar igual ao número de andares, desde que se somem as ações para cada estágio de rigidez da estrutura.

Além disso, outra consideração feita por Carvalho (2004) é a das cargas de montagem. Estas cargas podem ser devidas ao escoramento, ao trânsito de operários, à estocagem de materiais, dentre outros. Essas cargas variam em função do sistema de escoramento utilizado, bem como de acordo com o cronograma de colocação e retirada deste escoramento. Assim sendo, tendo-se conhecimento do cronograma a ser utilizado, a inclusão da consideração do escoramento na análise irá reproduzir com maior precisão a situação real de carregamento da estrutura. Com o conhecimento do sistema de escoramento que será adotado pode-se simular uma situação crítica de carregamento, como forma de prevenção para um possível descaso do construtor com relação à distribuição deste carregamento. Com base nisso uma grande possibilidade aberta pela análise construtiva é a da pesquisa dos esforços extremos. Isso porque as solicitações as quais os elementos estruturais são submetidos durante as etapas de construção podem superar as solicitações a que estes mesmos elementos estarão submetidos quando da estrutura totalmente construída e carregada. Pode-se então obter as envoltórias máxima e mínima dos esforços no conjunto dos elementos estruturais.

2.4 Métodos de análise incremental construtiva

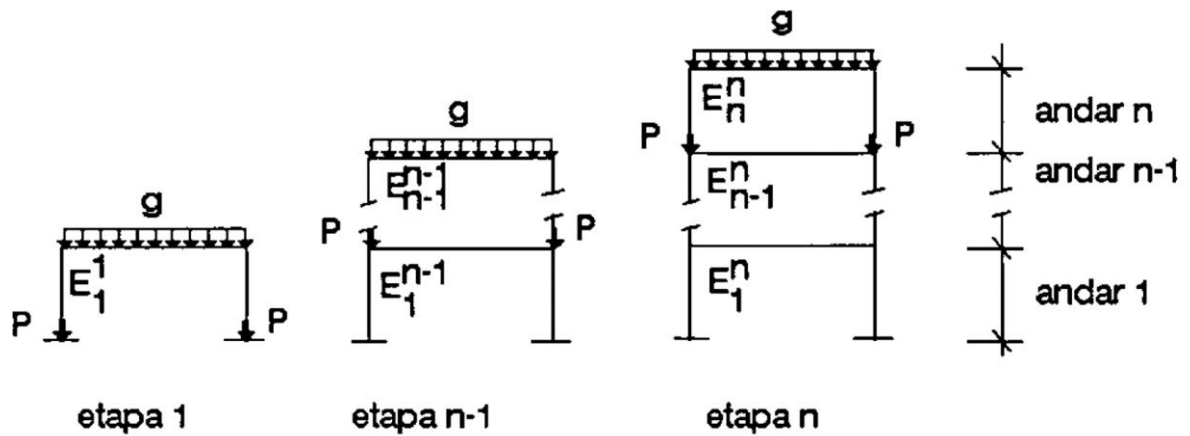
Consta na literatura dois procedimentos para a simulação do efeito construtivo em edifícios. Ambos apresentam resultados iguais, porém cada um possui certas peculiaridades que podem fazer com que um tenha vantagem, dependendo do caso, sobre o outro.

O primeiro procedimento, descrito primeiramente por Selvaraj e Sharma (1974) e também pelo brasileiro Vasconcellos Filho (1981), trata-se de um processo feito de forma sequencial e direta, onde a sequência das análises acompanha a sequência de construção e de carregamento da estrutura. Neste procedimento as N análises são feitas sempre com a estrutura construída até o I -ésimo andar, sendo que o I varia de 1 até o número total de andares, e o carregamento de peso próprio é aplicado unicamente neste andar. Os deslocamentos obtidos dessa maneira são somados aos deslocamentos das demais análises, ou seja, das análises de I a N . O procedimento para os esforços ocorre da mesma forma. O autor ressalta que este processo também poderia ter sua ordem invertida, já que nele as etapas de análise são independentes entre si.

O segundo procedimento, foi descrito por Choi e Kim (1985) e também por Saffarini (1987), que consiste num processo de sequência inversa, isto é, a sequência das análises é

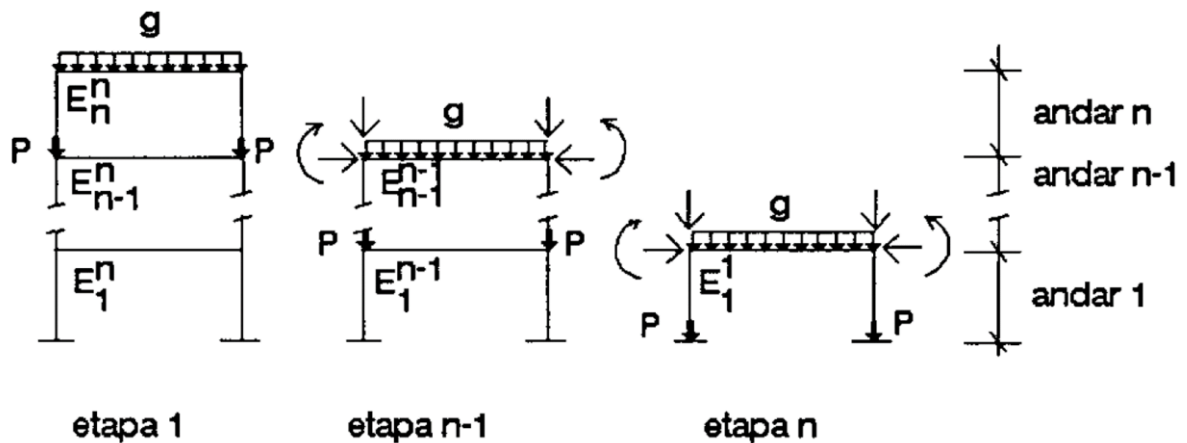
inversa à sequência de construção e carregamento da estrutura. Esse processo faz com que a influência de um carregamento de peso próprio possa ser computada por meio de suas reações no pavimento imediatamente inferior. Dessa forma, ao realizar-se a análise do andar I , deve-se aplicar não somente o seu peso próprio, como também as ações dos carregamentos de peso próprio dos andares superiores (que são os esforços de extremidade, com sinais trocados, dos elementos do andar $I+1$ na interface entre este andar e o andar I). O uso desse procedimento torna dispensável a superposição tanto dos deslocamentos como dos esforços, que são os definitivos para o andar onde está sendo feita a análise. A seguir, estão ilustrados os procedimentos descritos acima.

Figura 3a – Procedimentos de análise incremental de sequência direta



Fonte: Kripka (1990)

Figura 3b – Procedimentos de análise incremental de sequência inversa



Fonte: Kripka (1990)

Conforme Kripka (1990), no processo sequencial direto, ao se considerar na análise do *I-ésimo* andar que as cargas estão aplicadas apenas neste andar, tem-se que os esforços e deslocamentos no andar I, após a edificação atingir *m* andares, são fornecidos pelas equações:

$$e_1^m = \sum_{j=1}^m E_1^j \quad (\text{Eq. 01})$$

$$d_1^m = \sum_{j=1}^m D_1^j \quad (\text{Eq. 02})$$

Para $m \geq i$.

Nestas equações, os esforços e deslocamentos obtidos em cada etapa da análise são designados respectivamente por *E* e *D*, já os esforços e deslocamentos finais para o andar *m* são designados por letras minúsculas. Já para o processo de sequência inversa, não há necessidade de superposição dos efeitos, com isso tem-se:

$$e_i^i = E_i^i \quad (\text{Eq. 03})$$

$$d_i^i = D_i^i \quad (\text{Eq. 04})$$

Dessa forma, Kripka (1990) ressalta que o processo sequencial direto é sempre baseado num mesmo procedimento, independentemente do número de carregamentos ou da natureza dos mesmos. O atendimento às equações (01) e (02) já se mostra como condição suficiente para a utilização deste processo, além disso o número máximo de análises a efetuar será igual ao número de andares da edificação.

Por outro lado, o processo sequencial inverso, dependendo das considerações que forem feitas, necessita uma abordagem específica. O autor toma como exemplo a aplicação de outro tipo de carregamento, além do peso próprio dos elementos estruturais. O levantamento das alvenarias e o revestimento dos elementos, por exemplo, são feitos em andares que não estão mais escorados. Pode ocorrer uma situação em que mais de um tipo de carregamento estar atuando, e com diferentes andares sendo carregados simultaneamente, isso faz com que a análise pelo processo inverso não possa mais ser levada a efeito com a simples utilização das equações (03) e (04), já que nas ações aplicadas ao andar a ser analisado, relativas aos andares superiores, vão estar embutidas as ações do carregamento a ser aplicado com defasagem, e que por esse motivo ainda não deveriam atuar. Para que estas ações que são consideradas de forma indevida possam ser conhecidas e eliminadas, a análise deve ser feita separadamente para cada

carregamento que atue em defasagem. Dessa maneira, haverá um sistema de equações com a quantidade de vetores independentes iguais a de carregamentos.

2.5 Método simplificado de Grundy e Kabaila

Conforme Ferreira (2017), os estudos sobre uma forma de incorporar o processo construtivo na análise surgiram devido a necessidade de se determinar o carregamento nas lajes durante a construção para que se pudesse analisar as causas de suas deformações excessivas. Dessa forma, segundo o autor, o primeiro estudo que abordou a questão da distribuição dos esforços durante as etapas de construção foi realizado por Nielsen em 1952 (*Loads on Reinforced Concrete Floor Slabs and Their Deformation During Construction*), porém entre os trabalhos iniciais, o que mais se destaca foi o realizado por Grundy e Kabaila em 1963 (*Construction Loads on Slabs with Shored Formwork in Multistory Buildings*), que desenvolveu um método simplificado para que se pudesse considerar a distribuição de esforços no sistema de escoramento e na estrutura. Esse método foi recomendado pelo ACI-347 (2005) para se determinar a distribuição das ações durante a construção.

Ferreira (2017) descreve o método desenvolvido por Grundy e Kabaila que consiste em utilizar fatores de carga (k) que multiplicam os carregamentos que atuam na estrutura. Estes fatores foram definidos seguindo hipóteses que objetivam simular o comportamento da edificação durante sua construção. Estas hipóteses, segundo Grundy e Kabaila (1963) são:

-Pavimentos apresentam comportamento elástico: Após a remoção do carregamento os elementos voltam a sua posição original;

-Escoras possuem rigidez axial infinitamente superior à do pavimento: Desta forma as escoras não deformam axialmente, apenas distribuem o carregamento entre os pavimentos escorados;

-Fundação considerada como suporte rígido: Não há deformação das fundações;

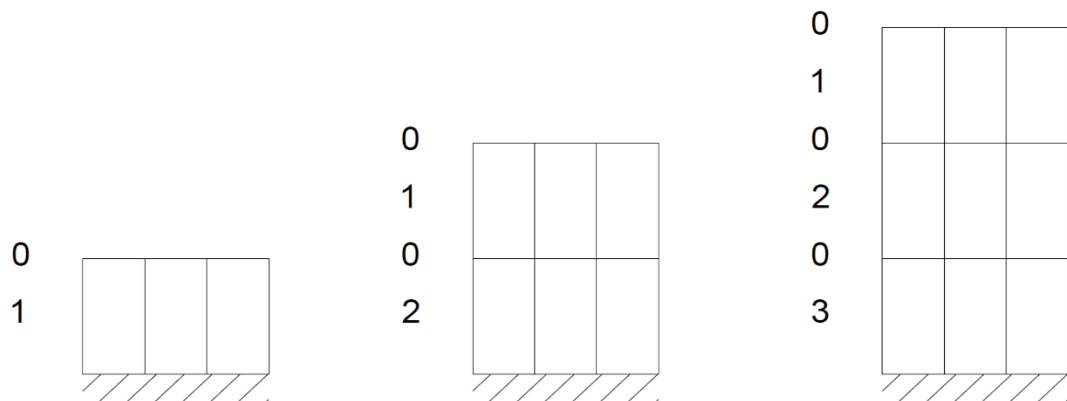
-Escoras posicionadas relativamente próximas: O espaçamento do escoramento é considerado pequeno o suficiente para que o carregamento possa ser considerado uniformemente distribuído, visto que o fator de carga é um multiplicador do peso próprio;

-Valores das ações não dependem da velocidade de construção: Não é considerada a variação das propriedades do concreto com o tempo, todos os pavimentos possuem a mesma rigidez;

-Reescoramento não instantâneo: Após a remoção das escoras e das fôrmas é permitido que a estrutura deforme antes que o reescoramento seja instalado.

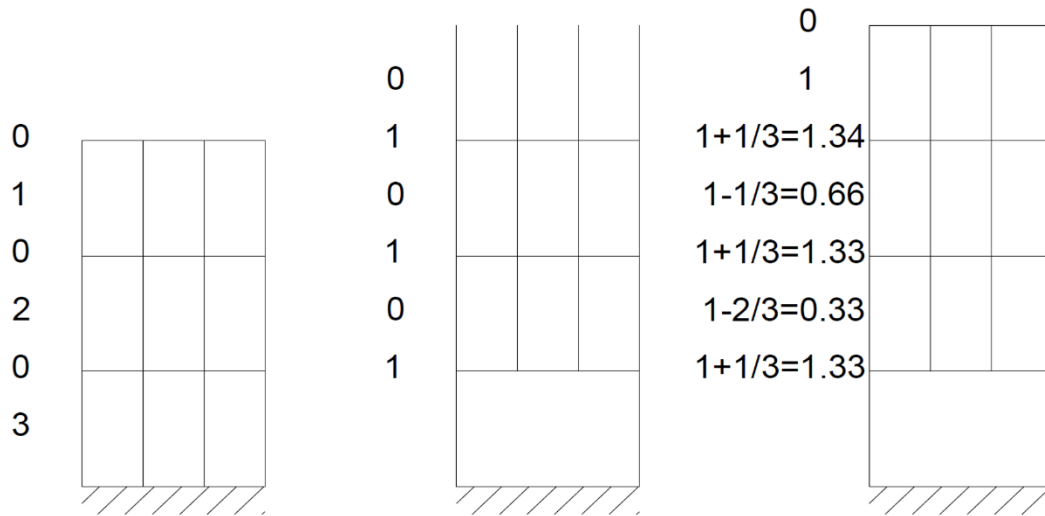
Seguindo estas hipóteses, se analisa a forma como os esforços se distribuem no sistema de escoramento e definindo assim os fatores de carga. Ferreira (2017) exemplifica este processo para uma estrutura com 3 níveis de escoramento sem reescoramento, nas 3 primeiras etapas, como todos os pavimentos encontram-se escorados, os esforços são transmitidos diretamente para a fundação, na figura a seguir os fatores de carga encontram-se a esquerda dos pavimentos e E7, E14 e E21 representam o módulo de elasticidade com 7, 14 e 21 dias, respectivamente.

Figura 4a – Definição dos fatores de carga (Etapas 1, 2 e 3)



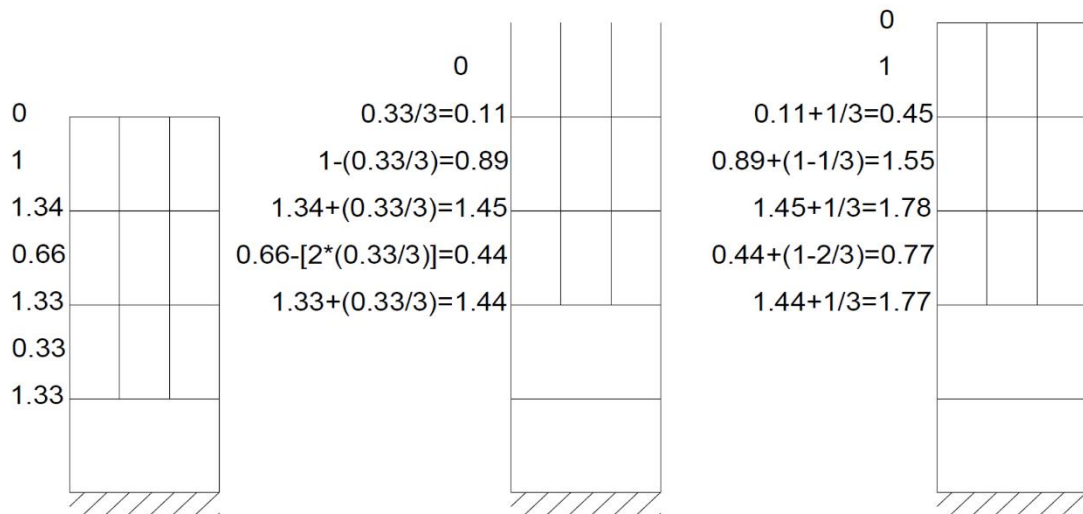
Fonte: Ferreira (2017)

Figura 4b – Definição dos fatores de carga (Etapas 3, 3.5 e 4)



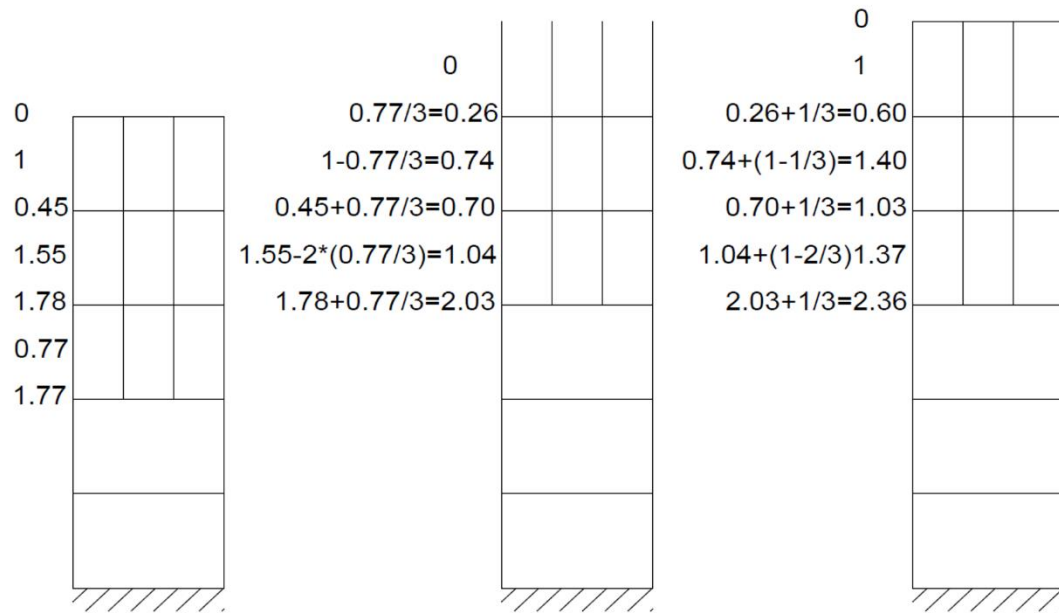
Fonte: Ferreira (2017)

Figura 4c – Definição dos fatores de carga (Etapas 4, 4.5 e 5)



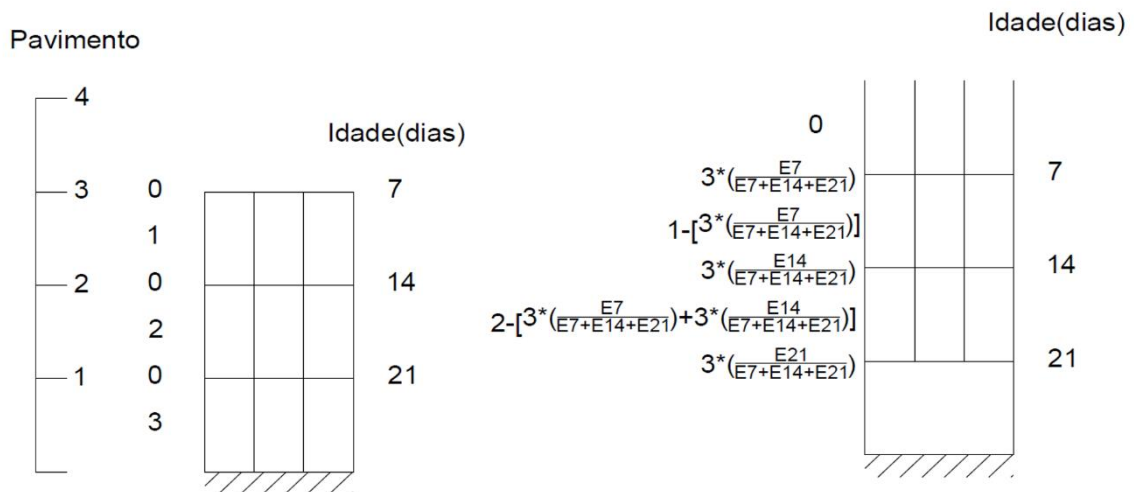
Fonte: Ferreira (2017)

Figura 4d – Definição dos fatores de carga (Etapas 5, 5.5 e 6)



Fonte: Ferreira (2017)

Figura 4e – Definição dos fatores de carga



Fonte: Ferreira (2017)

2.6 Propriedades do concreto em idades iniciais

Segundo Ferreira (2017), na forma tradicional de análise da estrutura utiliza-se a resistência característica do concreto definida aos 28 dias, assim como as demais propriedades do concreto, como o módulo de elasticidade por exemplo, também utilizam essa resistência característica como referência. Devido a construção da edificação ser feita em etapas e os

pavimentos mais novos se apoiarem sobre os mais antigos, é comum que estrutura seja submetida a carregamentos em uma idade inferior a 28 dias, outra consequência disso é que partes da estrutura irão possuir resistências diferentes, já que possuem idades diferentes, e também rigidezes diferentes. Sendo assim, é de grande importância a consideração do concreto nas idades iniciais e sua variação com o tempo quando se analisa as etapas construtivas de uma estrutura.

Dentro desse assunto, Ferreira (2017) também discorre também sobre o ganho de resistência à compressão do concreto com a idade, ganho este que está relacionado com o grau de hidratação dos compostos do cimento. Para isso, o autor faz uso da expressão da resistência de cálculo do concreto presente na CEB model code 1990 (Comitê Euro-Internacional de Concreto) e na NBR 6118:2014, quando a verificação se faz em uma idade t inferior a 28 dias:

$$f_{ckj} = f_{ck} \cdot e^{s \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{28}{t}}\right)}$$

Onde:

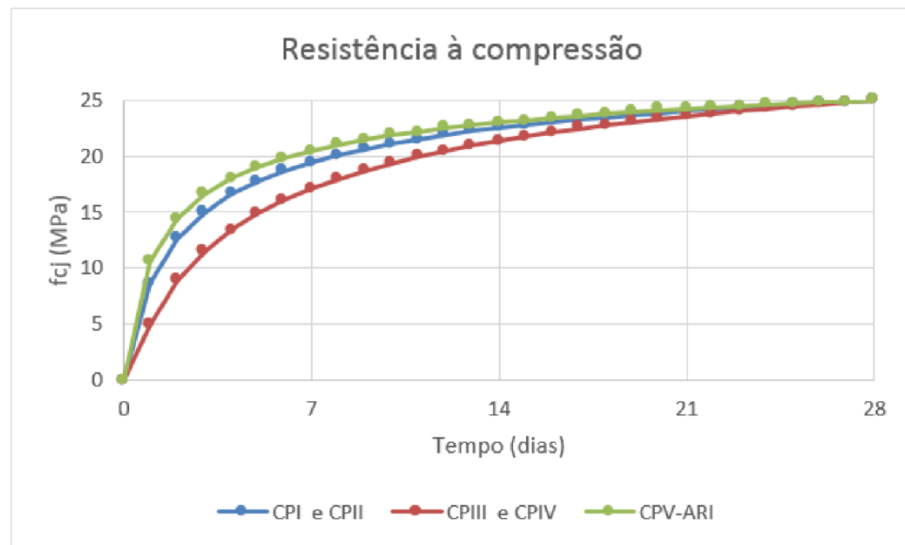
t é a idade efetiva do concreto, em dias;

s é um coeficiente definido em função do tipo de cimento utilizado, como descrito a seguir:

Tipo de cimento	s
CP I e II	0,25
CP III e IV	0,38
CP V ARI	0,20

O autor demonstra a evolução da resistência a compressão do concreto com f_{ck} de 25 MPa, utilizando a formulação da NBR 6118:2014.

Figura 5 – Evolução da resistência a compressão com o tempo



Ferreira (2017) ressalta também que a NBR 6118:2014 possibilita a obtenção do módulo de elasticidade do concreto de forma aproximada a partir de sua resistência aos 28 dias, quando não se têm os valores experimentais para esse módulo, através das seguintes expressões:

$$E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \sqrt{f_{ck}} \text{ para } 20 \leq f_{ck} \leq 50 \text{ Mpa}$$

$$E_{ci} = 21,5 \cdot 10^3 \cdot \alpha_E \cdot \left(\frac{f_{ck}}{10} + 1,25 \right)^{1/3} \text{ para } 55 \leq f_{ck} \leq 90 \text{ Mpa}$$

$$0,7 \leq \alpha_E \leq 1,2 \text{ depende do agregado}$$

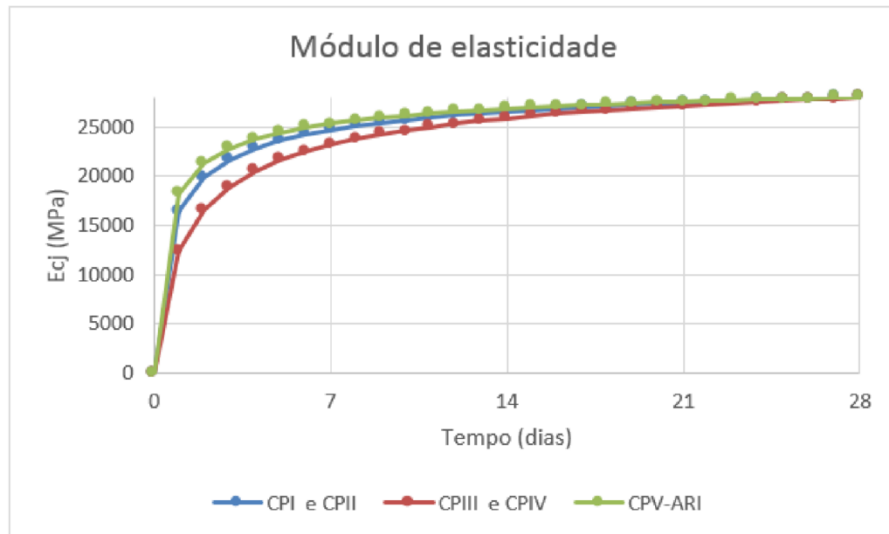
Para valores característicos de concretos com idade inferior a 28 dias, a NBR 6118:2014 apresenta as seguintes expressões:

$$E_{cij} = \left[\frac{f_{ckj}}{f_{ck}} \right]^{0,5} \cdot E_{ci} \text{ , para concretos com fck de 20 a 45 MPa;}$$

$$E_{cij} = \left[\frac{f_{ckj}}{f_{ck}} \right]^{0,3} \cdot E_{ci} \text{ , para concretos com fck de 50 a 90 Mpa.}$$

O gráfico a seguir, feito pelo autor, mostra a evolução do Módulo de elasticidade do concreto com fck de 25 MPa e com agregados de granito ou gnaiss.

Figura 6 – Evolução do Módulo de elasticidade com o tempo



Fonte: Ferreira (2017)

2.7 Efeito incremental

Essa função está disponível no software TQS em sua versão *Plena V21* e foi criada para simular de forma mais realista o modo como as estruturas sofrem solicitações desde o início da sua montagem, onde considera a sequência dos carregamentos na medida que a obra progride. Como a ação do peso próprio de um andar se dá imediatamente após sua montagem, o mesmo não pode ser responsável pela deformação nos andares superiores que ainda não existem.

Gorza (2000) ressalta que não considerar que a estrutura de um edifício é construída gradativamente em etapas constitui-se em uma não aproximação da realidade, e a realidade deveria ser obrigatoriamente conhecida, entendida e explicitada. Em seu trabalho, o autor mostrou resultados claros que, ao levar em conta as ações de forma incremental sobre as estruturas, chegavam a valores de esforços solicitantes e deslocamentos diferentes daqueles obtidos convencionalmente, apresentando deformações maiores.

A análise sequencial construtiva deve ser efetuada de modo gradual, adicionando cada andar à estrutura e computando a influência das ações de caráter construtivo neste andar e nos inferiores. Deve-se então repetir o procedimento para cada andar da edificação para que se obtenha, pela superposição dos efeitos, os esforços e deslocamentos finais significativamente distintos daqueles fornecidos pela análise convencional. Dessa maneira, ficam claras as alterações que a consideração das sequências de construção e de carregamento acarretam na análise de edificações (GORZA, 2000).

Segundo Marques (2018), o histórico de carregamento de um pavimento é composto por uma sequência de introduções e retiradas de ações definidas em etapas independentes entre si. Ao final das concretagens, a estrutura está submetida exclusivamente à ação permanente de peso próprio do concreto armado. A análise incremental é a consideração da influência das etapas de construção em uma edificação. Em um edifício já construído, sua estrutura é elaborada levando-se em conta o desempenho durante a vida em serviço. Dessa forma, no processo construtivo a estrutura é diferente da estrutura completa, com menor rigidez, resistência e durabilidade.

De acordo com Carvalho (1997), esse fenômeno sucede em decorrência dos problemas que se verificam na estrutura em sua idade precoce, pois diversos fatores, como cargas, geometria e propriedade dos materiais, influenciam de forma direta. Ao se analisar um determinado andar, e os deslocamentos do andar inferior já tiverem ocorrido, deve-se então utilizar o princípio da superposição. Nesse procedimento, o cálculo leva em consideração todo o cronograma construtivo, com a sobreposição gradual de pavimentos. Assim, são consideradas todas as etapas de construção, as características de resistência e deformabilidade de lajes, vigas e pilares, em função do tempo de cura do concreto.

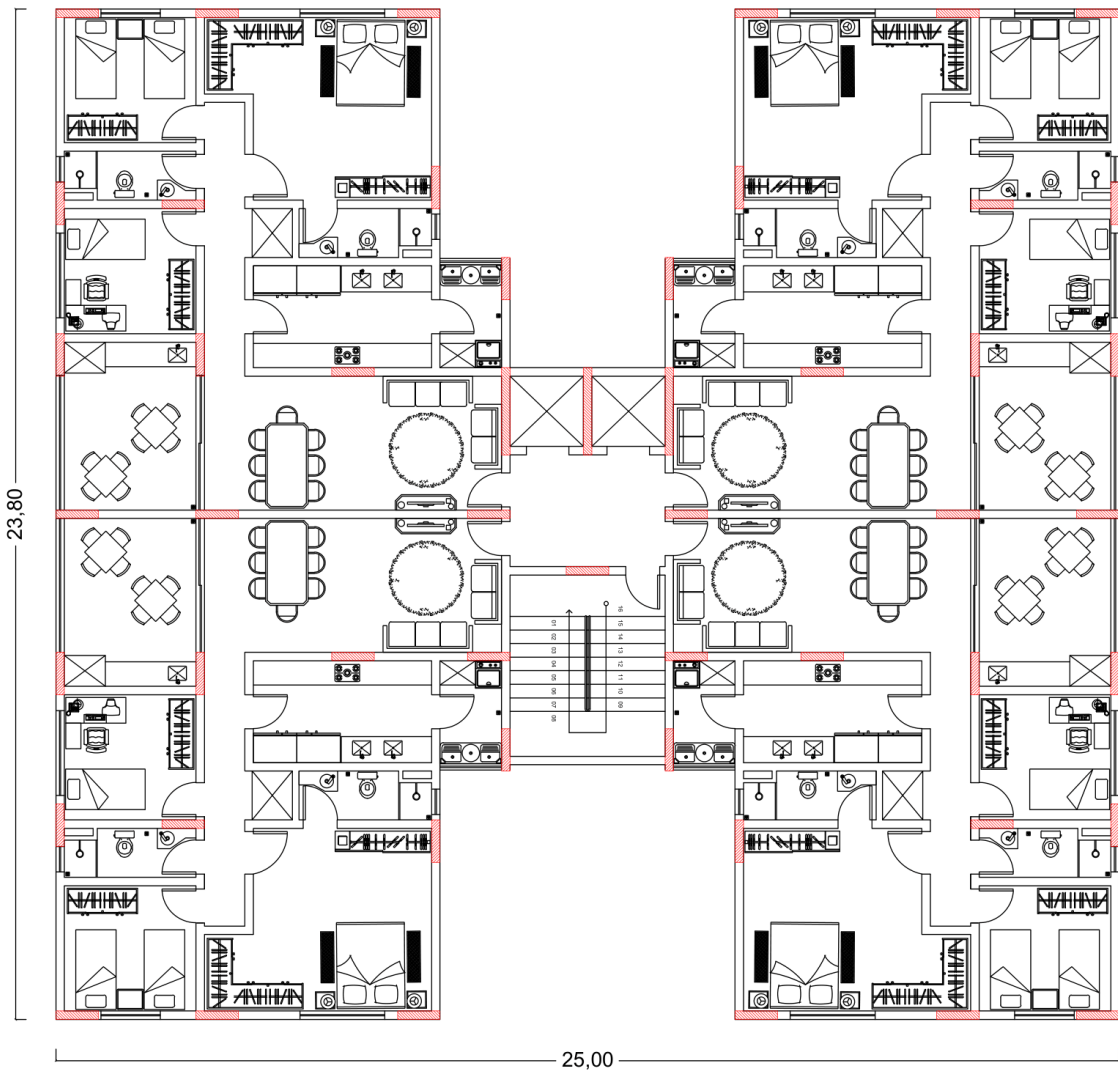
Em sua pesquisa, Gorza (2000) demonstrou que os esforços que ocorrem durante a fase de construção podem superar os esforços finais. Ademais, esses esforços intermediários podem também apresentar mudança de sinal em relação aos esforços finais. Assim, essa verificação deve ser efetuada sempre que possível, independentemente do número de pavimentos da edificação.

3 METODOLOGIA

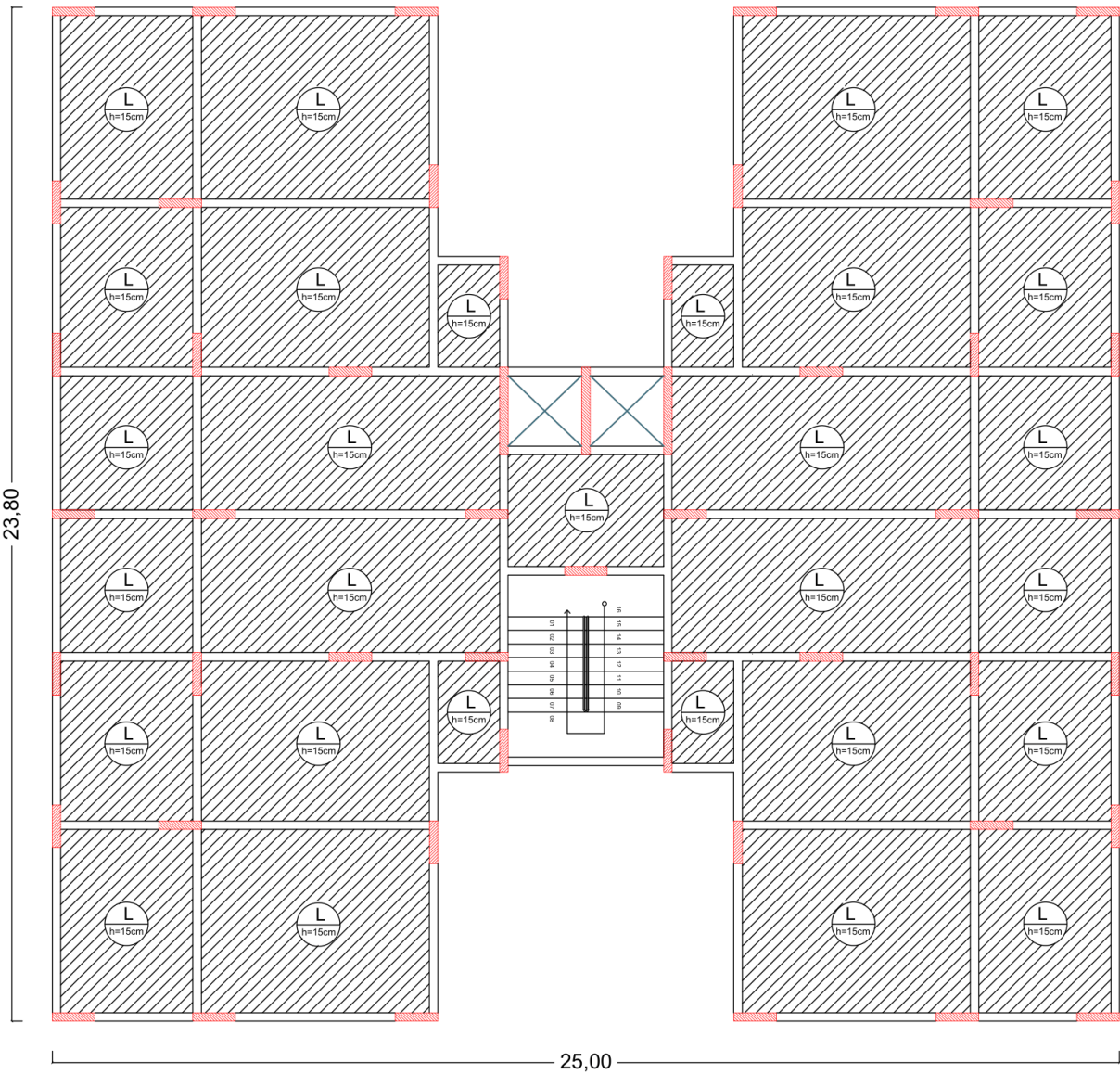
Neste trabalho serão feitas análises nos esforços dos elementos estruturais do edifício, através da comparação entre resultados obtidos após o processamento global da estrutura utilizando a ferramenta de efeito incremental e sem a utilização do efeito incremental (modelo elástico), afim de avaliar a necessidade/influência de seu uso.

Para o desenvolvimento da pesquisa será utilizado um projeto arquitetônico de um edifício residencial de 15 pavimentos desenvolvido pelo autor, com a planta arquitetônica, plantas de fôrma e corte esquemático descritos nas imagens a seguir:

Figura 7 - Planta do pavimento tipo com pilares em vermelho

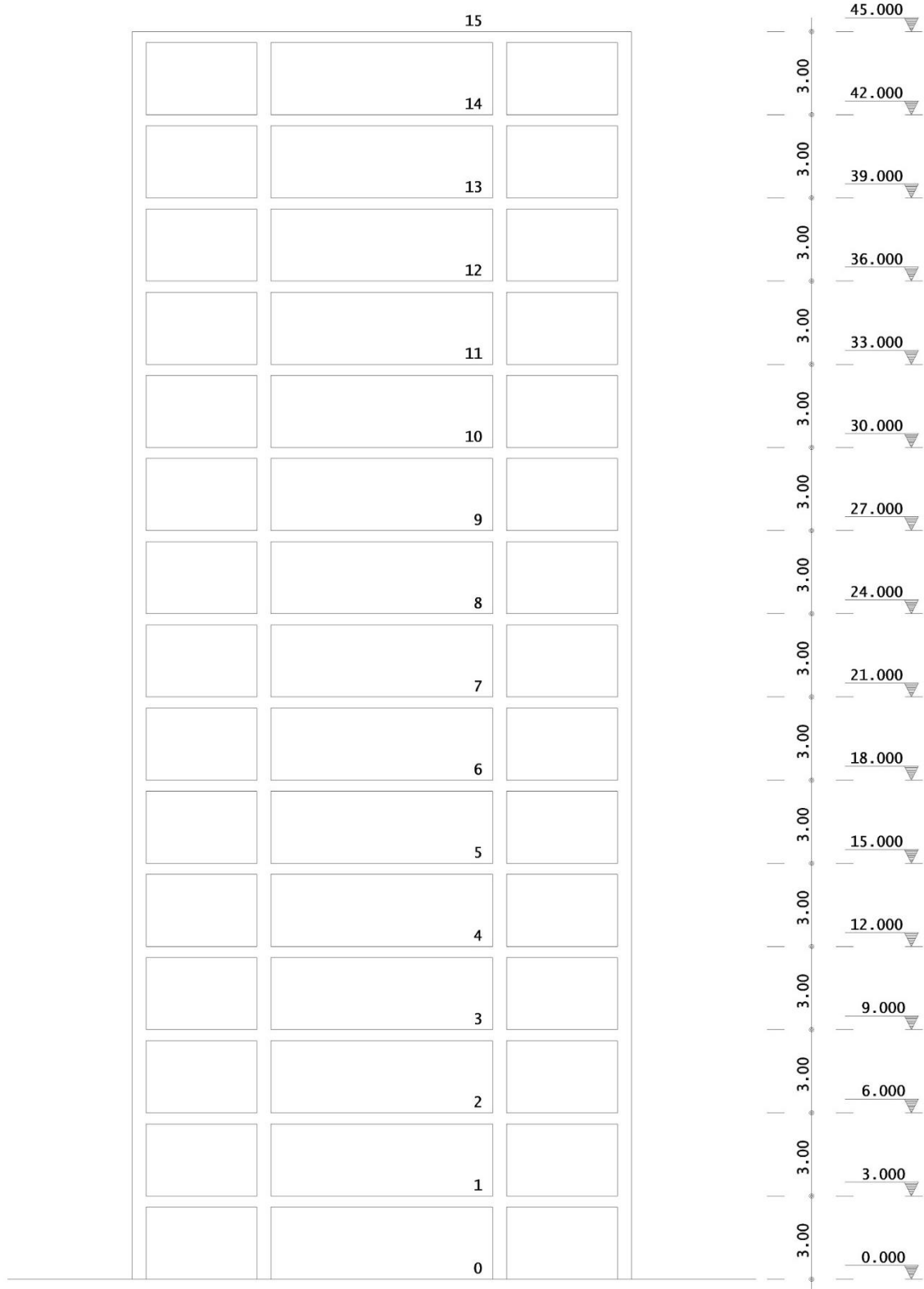


Fonte: Autor

Figura 9 – Planta de lajes do pavimento tipo

Fonte: Autor

Figura 10 – Corte esquemático do edifício



Fonte: Autor

Como ferramenta de análise, será utilizado o software TQS versão *Plena V21*, avaliando os elementos P1, P50, P12, P29, P25, P42, V3 e V21. Esses elementos foram escolhidos de forma de se obter resultados abrangendo os 3 tipos de pilares, pilares de canto (P1 e P50), pilares de extremidade (P12 e P29) e pilares internos (P25 e P42). A viga V3 foi escolhida por ser interna e a viga V21 por ser externa. A escolha isolada de cada pilar e viga foi aleatória.

Como este trabalho será focado na influência das etapas de construção na distribuição das ações verticais da estrutura, as ações horizontais serão aplicadas, mas não serão estudadas.

As características gerais adotadas foram:

- a) Pé direito térreo e tipo: 3,00m;
- b) Altura total da edificação: 45m;
- c) Modelo com lajes maciças: vigas e lajes em concreto armado de 40MPa;
- d) Resistência característica dos pilares: 40MPa;
- e) Espessura das lajes: 15cm;
- f) Dimensões das vigas: 20cm de largura x 40cm de altura;
- g) Dimensões dos pilares: 20cm de largura x 100cm de comprimento (salvo os pilares P21, P22 e P23 que possuem 20cm x 205cm);
- h) A estrutura não possui pilotis e subsolo (para simplificar a análise);
- i) Cargas lineares: Paredes internas e externas com bloco cerâmico (6 kN/m);
- j) Bloco cerâmico vazado: 19cm x 19cm x 39cm;
- k) Vento:
 - Velocidade básica: 30m/s
 - Fator do terreno: 1,00

- Categoria de rugosidade: IV (zona urbana)
- Classe da edificação: B (maior dimensão vertical ou horizontal entre 20 e 50m)
- Fator estatístico: 1,00 (Edificações em geral)

l) Modelo estrutural: VI (vigas, pilares e lajes)

m) Critérios de malha:

- Modelo de apoio: Elástico independente;
- Pé-direito para cálculo de mola: Considera os PD'S inferior e superior;
- Nós:
 - Precisão para igualar nós: 0,002m;
 - Distância mínima p/ aceitar intersecção próxima à extremidade de barra: 0,05m;
- Barras:
 - Tamanho p/ uma barra ser considerada pequena: 0,01m;
 - Comprimento máximo de barras de vigas: 1m;
 - Comprimento máximo de barras de lajes: 1m;
- Cargas:
 - Espaçamento de discretização de cargas distribuídas: 0,5m;
 - Distância máxima entre carga concentrada e barra: 1m;
 - Multiplicador de flecha elástica para simular deformação lenta: 2,4;

n) Consideração da flexibilização das ligações vigas/pilares:

- Flexibilização considerada;
- Divisor do coeficiente de mola: 4;
- Multiplicador da largura equivalente de pilar: 1,5;

o) Condições de contorno das barras dos pilares:

- Pilares genéricos com eixos principais: Calcula eixos principais;

p) Coeficientes de não linearidade física do concreto:

- Lajes = 0,3;
- Vigas = 0,4.
- Pilares = 0,8;

O tipo de ambiente considerado será Urbano, e conforme a NBR 6118:2014, a classe de agressividade ambiental adotada será a II, considerada como moderada. O carregamento que irá atuar nas lajes será determinado de acordo com as tabelas e definições da norma 6120:2019, levando em conta as ações permanentes e ações variáveis. Para que seja definido o peso próprio da estrutura de escoramento e das fôrmas será utilizada a recomendação de Prado (1999), que considera 5% do peso próprio do pavimento como carga permanente do escoramento. Já a sobrecarga de trabalho durante a construção, será considerada 2,0 kN/m² conforme a NBR 15696:2009, sendo que a carga estática total, sem levar em consideração o peso próprio das escoras e fôrmas, não deve ser inferior a 4,0 kN/m². Para o cálculo das armaduras das lajes será o utilizado o método de grelhas disponível no TQS. Os dados estão nas tabelas a seguir.

Tabela 1 – fck e classe de agressividade ambiental

fck e Classe de agressividade ambiental	
fck de pilares, vigas e lajes	40 MPa
Classe de agressividade ambiental	II (Urbano)

Fonte: NBR 6118:2014

Tabela 2 – Cargas permanentes e variáveis

CARGAS PERMANENTES	
Bloco cerâmico vazado de 20 cm	2,0 kN/m ²
Revestimento de piso	1,0 kN/m ²
Telha de fibrocimento ondulada 6 mm	0,18 kN/m ²
CARGAS VARIÁVEIS	
Dormitórios	1,5 kN/m ²
Sala, copa, cozinha	1,5 kN/m ²
Sanitários	1,5 kN/m ²
Despensa, área de serviço e lavanderia	2,0 kN/m ²
Carga do escoramento	5% do peso próprio
Sobrecarga de trabalho	2,0 kN/m ²
Carga estática total	≥ 4kN/m ²

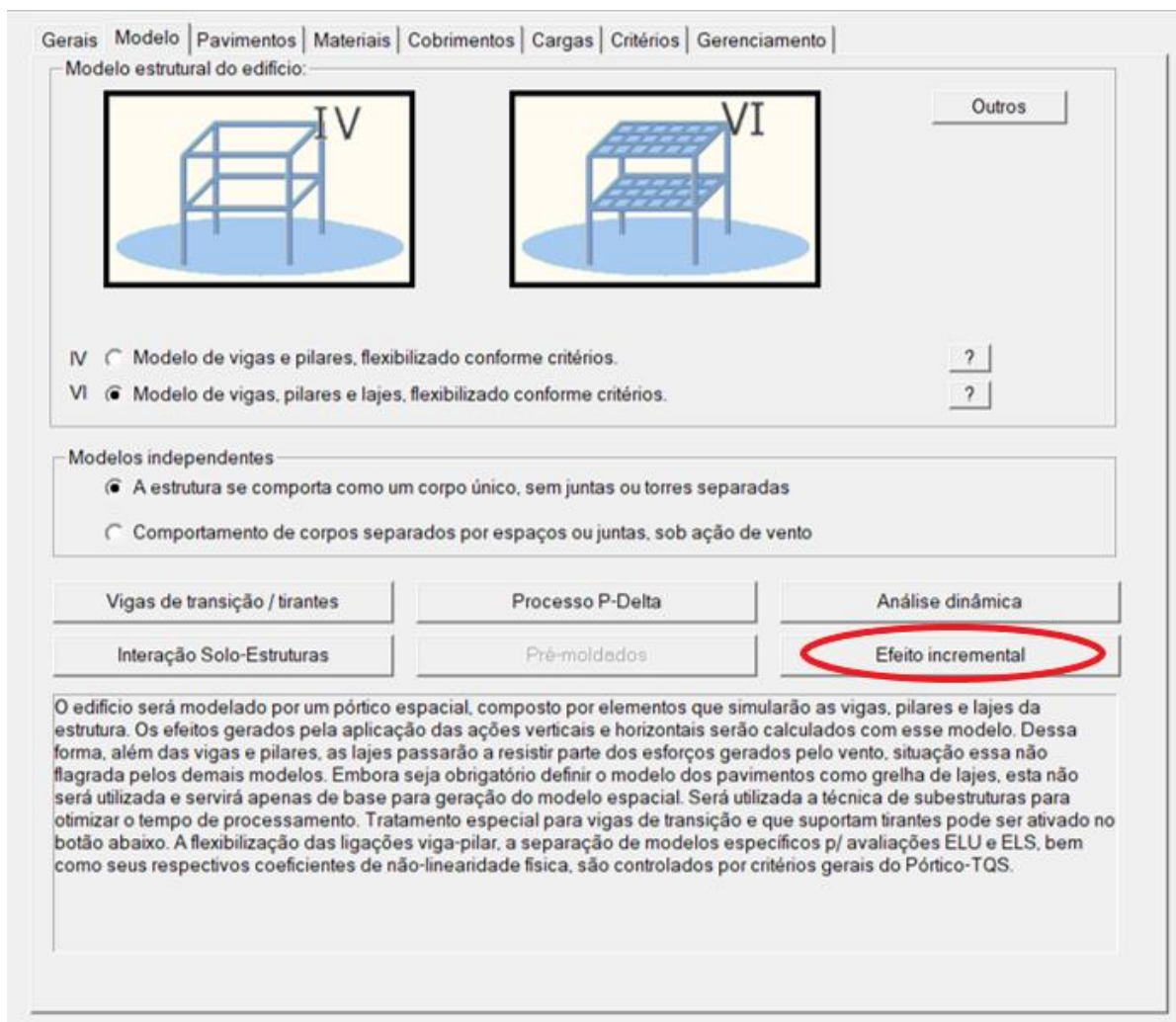
Fonte: NBR 6120: 2019

A não-linearidade física (NLF) aproximada será calculada conforme a NBR 6118:2014 onde será considerada uma redução no valor da rigidez EI dos elementos, sendo de 0,3xEI para as lajes, 0,4xEI para as vigas e 0,8xEI para os pilares.

A análise incremental será realizada através da ferramenta *Efeito Incremental* presente no TQS *Plena v21*. Essa ferramenta permite uma análise em etapas, onde é feita a aplicação progressiva dos carregamentos verticais e o nivelamento dos pisos após a aplicação dos

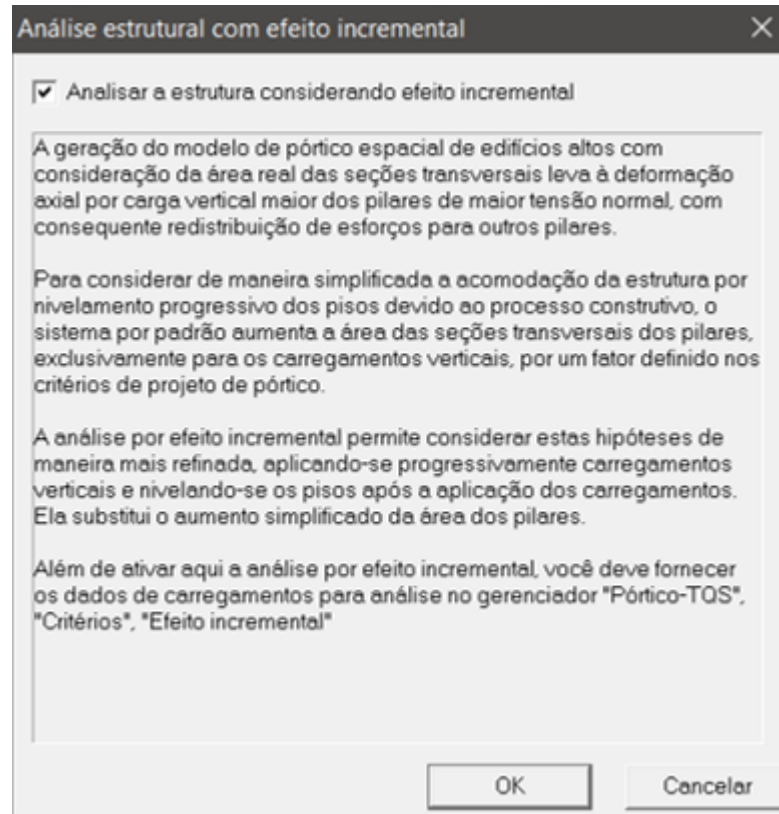
carregamentos, onde podem ser feitas comparações em relação aos esforços solicitantes nos elementos estruturais. Como exemplificado nas imagens a seguir:

Figura 11 – Aba Modelo no menu do TQS



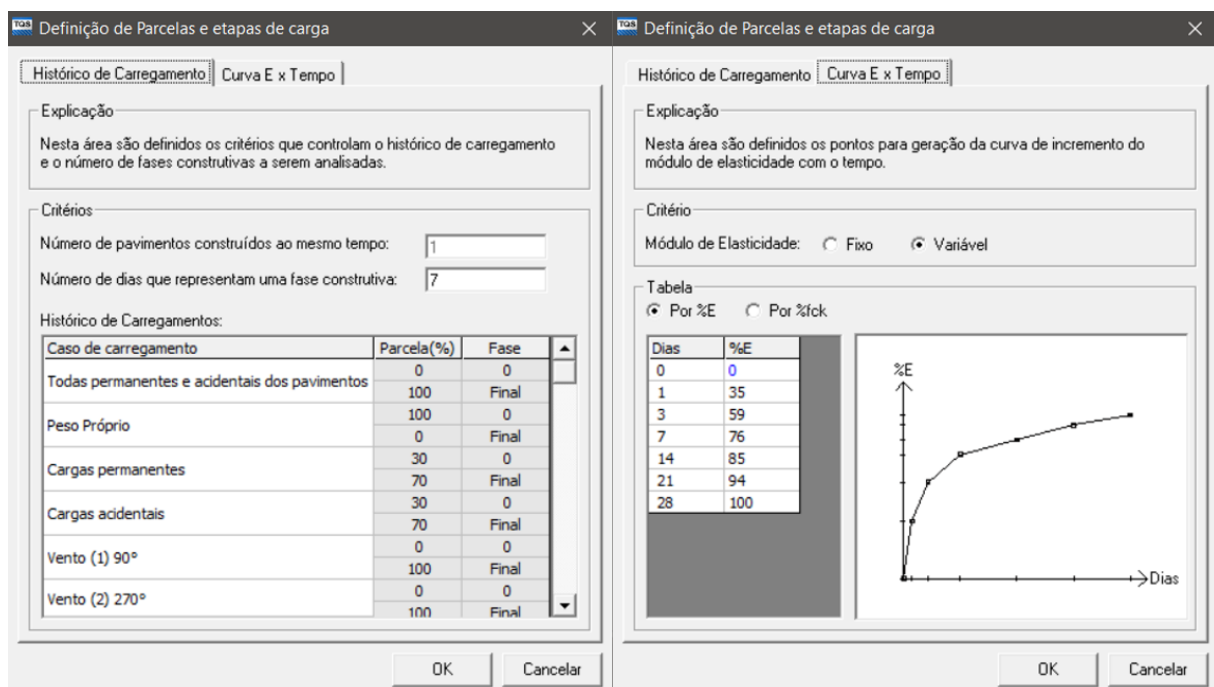
Fonte: Software TQS

Figura 12 – Aba Análise estrutural no menu do TQS



Fonte: Software TQS

Figura 13 – Aba de Definições de Parcelas e etapas de carga



Fonte: Software TQS

Figura 14 – Tabela comparativa entre os modelos Elástico e Incremental

Pilar	Esforço Normal na Base (tf)		
	Modelo Elástico	Modelo Incremental	Diferença (%)
S1	+541,73	+536,72	-0,93
S2	+787,53	+777,94	-1,2
S3	+786,67	+776,80	-1,2
S4	+542,12	+536,93	-0,97
S5	+1704,26	+1717,44	+0,77
S6	+1715,77	+1730,13	+0,83
S7	+975,67	+991,17	+1,5
S8	+976,10	+991,48	+1,5
S9	+958,68	+938,31	-2,1
S12	+957,63	+937,35	-2,1
S13	+2093,64	+2112,04	+0,87

Fonte: Software TQS

As etapas serão feitas considerando a simulação do processo de construção de um edifício de 15 pavimentos, onde cada etapa será considerada como a concretagem de um novo pavimento e a remoção do escoramento do pavimento mais inferior, sendo que após a concretagem da 15ª laje será considerado como etapa apenas a retirada da escora inferior.

A distribuição dos esforços no sistema de escoramento será feita conforme o método desenvolvido por Grundy e Kabaila (1963), em que o carregamento do pavimento será multiplicado por fatores de carga, considerando 3 níveis de escoras e um ciclo de execução de 7 dias.

Conforme Ferreira (2017), as combinações de carregamento serão utilizadas conforme a NBR 6118:2014. Como não serão considerados o efeito do vento, da temperatura e da retração, as combinações adotadas serão:

$$Fd = 1,4F_{gk} + 1,4F_{qk} \text{ (para ELU) e } Fd = 1,3F_{gk} + 1,2F_{qk} \text{ (para Construção)}$$

Onde:

F_{gk} representa as cargas permanentes;

F_{qk} representa a carga acidental.

Por fim, serão feitas comparações em relação aos quantitativos de materiais utilizando a ferramenta de consumo do software TQS, conforme a imagem na página seguinte. Essa comparação se dará entre o modelo tradicionalmente usado no dimensionamento de estruturas

que considera toda a estrutura já construída e os carregamentos atuando de forma simultânea e o modelo incremental onde a análise é realizada em etapas, onde ao início de uma nova etapa a estrutura já sofreu as deformações das etapas anteriores.

Figura 15 – Exemplo de tabela de consumo de concreto e fôrmas

Pavimento	Concreto (m3)					Fôrmas (m2)				
	Pilares	Vigas	Lajes	Fundações	Outros	Pilares	Vigas	Lajes	Fundações	Outros
TPCX	3.8	4.9	3.7	.0	.0	44.8	54.2	33.4	.0	.0
CMAQ	3.4	10.5	4.7	.0	.0	40.3	111.4	33.4	.0	.0
COBERT	16.1	11.2	56.1	.0	.0	178.7	136.3	303.1	.0	.0
4PAV	45.2	25.1	197.9	.0	.0	500.3	307.9	890.4	.0	.0
3PAV	15.9	10.9	42.1	.0	.0	167.9	130.3	170.1	.0	.0
MEZANINO	17.3	5.8	2.3	.0	.0	168.7	90.8	.0	.0	.0
TERREO	18.1	56.1	44.1	.0	.0	176.9	245.2	257.4	.0	.0
BALDRAME	5.5	14.6	.0	.0	.0	54.4	168.6	.0	.0	.0
Cortinas	.0	24.1	.0	.0	.0	.0	249.0	.0	.0	.0
Sapatas/Blocos	.0	.0	.0	120.5	.0	.0	.0	.0	55.7	.0
TOTAL	125.4	163.3	350.8	120.5	.0	1332.0	1493.6	1687.9	55.7	.0

Fonte: Software TQS

No modelo tradicional serão considerados os carregamentos devido ao peso-próprio dos elementos, das paredes e o carregamento acidental de utilização. As propriedades do concreto serão definidas a partir da resistência a compressão característica definida aos 28 dias. Já no modelo incremental será considerada a inserção de cada novo pavimento como uma etapa e a estrutura em utilização como sendo a etapa final, dessa forma serão 16 etapas, e serão considerados os mesmos carregamentos do modelo tradicional. As propriedades do concreto a serem utilizadas serão definidas a partir da expressão da resistência de cálculo do concreto para uma idade inferior a 28 dias indicada pela NBR 6118:2014:

$$f_{ckj} = f_{ck} \cdot e^{s \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{28}{t}}\right)}$$

Onde:

t é a idade efetiva do concreto, em dias;

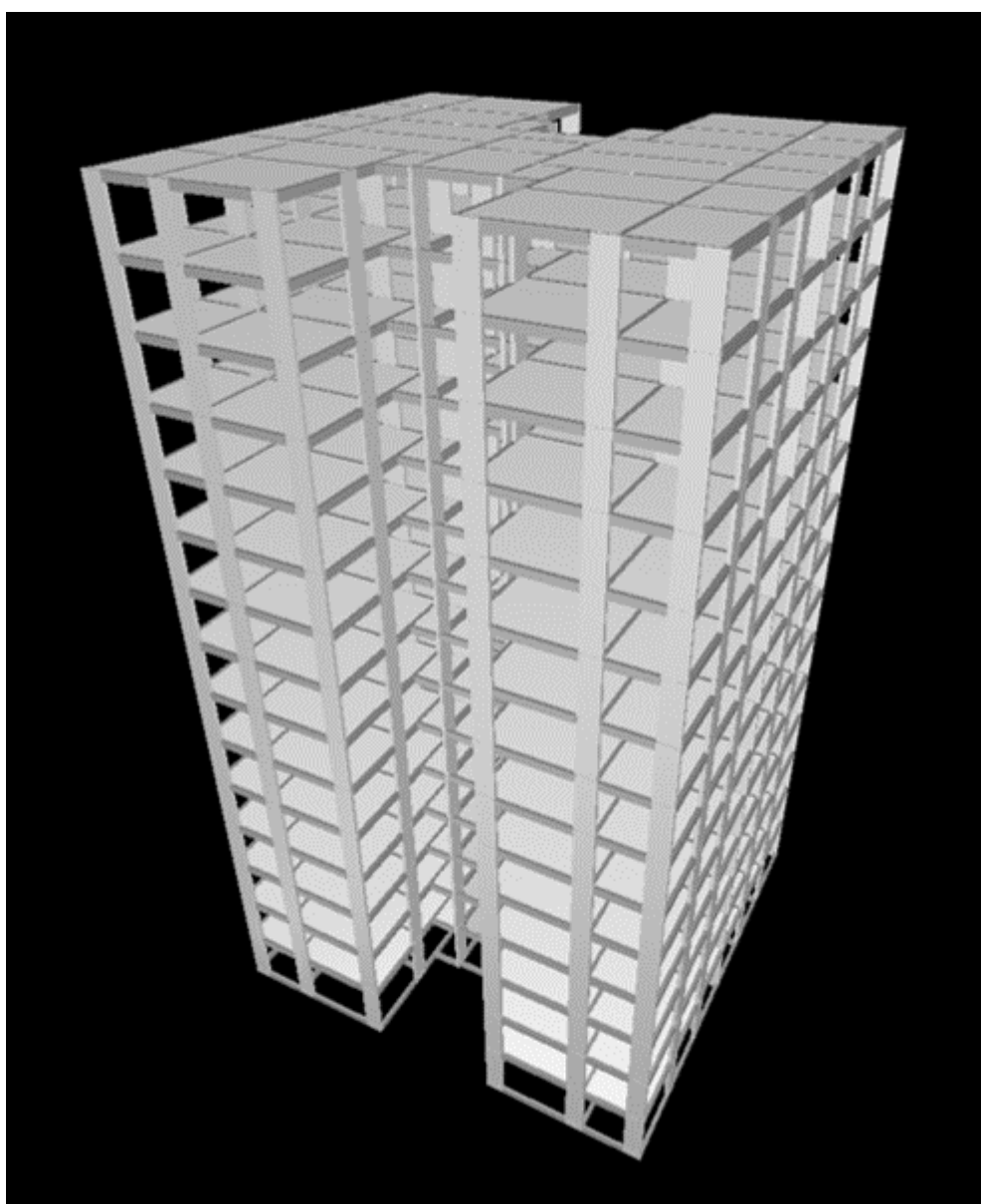
s é um coeficiente definido em função do tipo de cimento utilizado

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1 Modelo e parâmetros do edifício

Na figura a seguir está o modelo 3D do edifício em estudo. A imagem foi gerada no software TQS versão *Plena V21* de 15 pavimentos, conforme as plantas, dados e informações descritas no capítulo anterior.

Figura 16 – Vista 3D da edificação

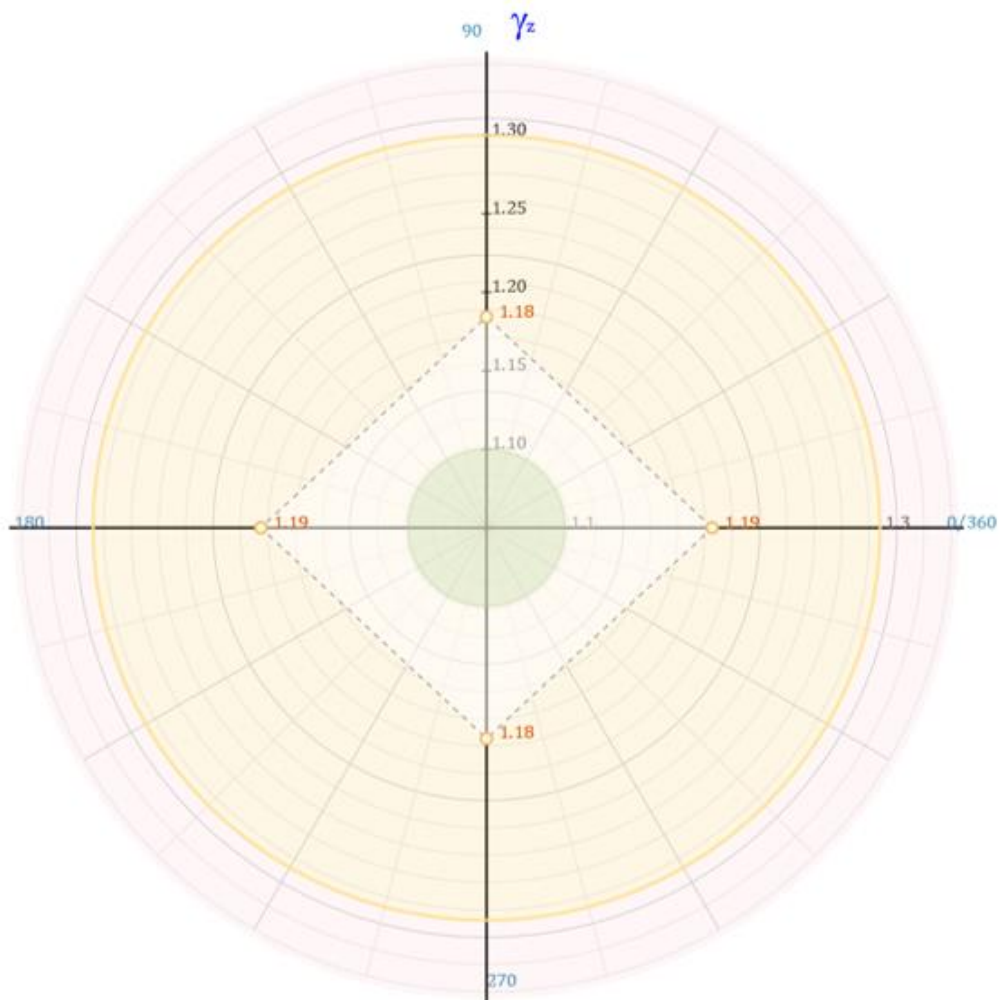


Fonte: Autor

A distribuição dos pilares foi feita de modo a reduzir o máximo possível o parâmetro da estabilidade global do edifício, calculado através do γ_z (gama z), sem que fosse necessária uma quantidade maior de pilares. Isso ocorreu por uma questão de segurança, adequação ao projeto arquitetônico e por economia financeira, o que faz com que o modelo do edifício seja mais próximo de uma situação real, além do que, uma quantidade menor de pilares favorece o estudo em questão, já que a diminuição de pilares aumenta a carga recebida e as ações atuantes em cada um, favorecendo a análise dos dados.

Os valores de γ_z obtidos estão na figura 17 que foi retirada do software TQS.

Figura 17 – parâmetro γ_z nos sentidos 90°-270° e 180°-360°

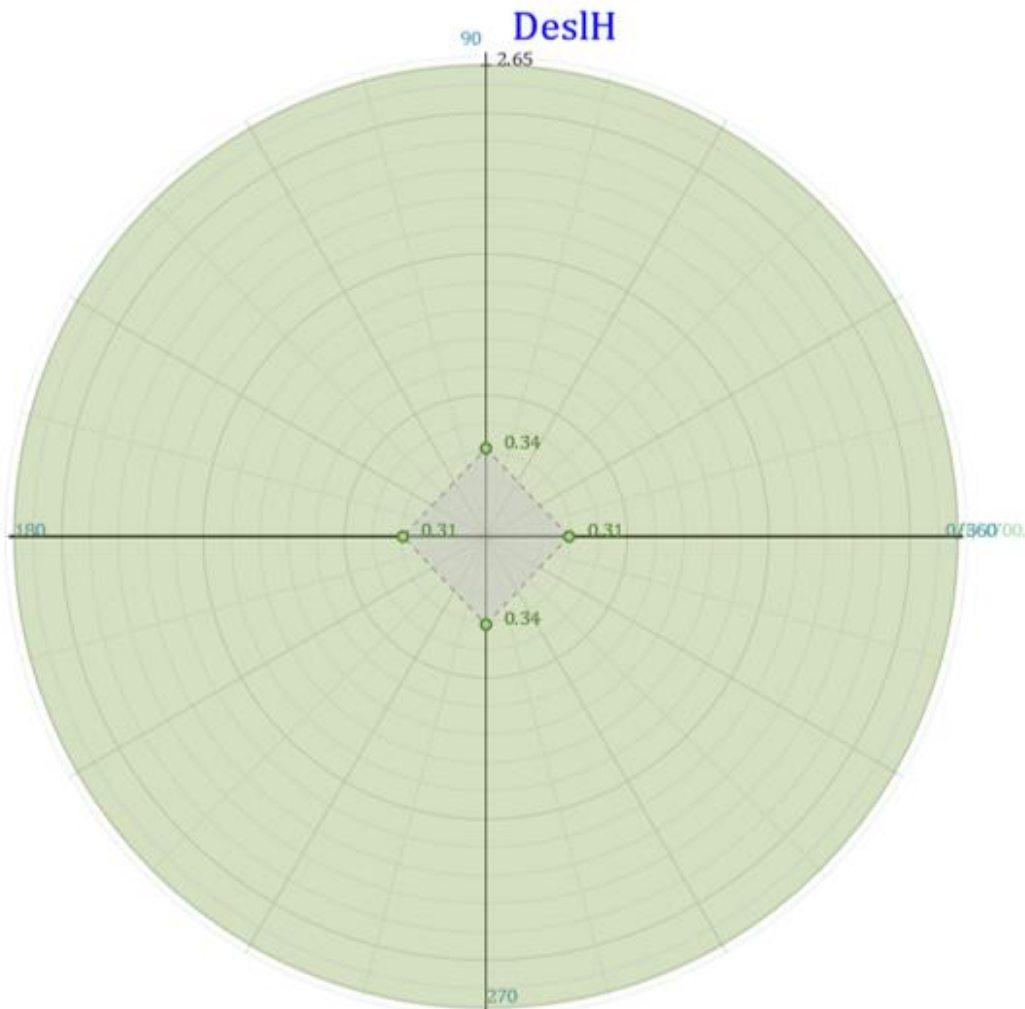


Fonte: Autor

Os valores de γz resultantes foram 1,18 no sentido $90^\circ - 270^\circ$, e 1,19 no sentido $180^\circ - 360^\circ$. Por isso pode-se dizer que de acordo com a NBR 6118:2014, a estrutura é considerada de nós móveis, e, portanto, deve-se considerar tanto os esforços de 2ª ordem globais como os locais durante o processo de cálculo.

Na figura abaixo está o gráfico de deslocamento horizontal máximo. Conforme a tabela 13.3 da NBR 6118:2014, o deslocamento lateral máximo para edifícios é dado pela fórmula $H/1700$. Para o edifício deste estudo o valor máximo aceitável seria 2,65 cm. O resultado mostrado pelo software TQS foi de 0,34 cm, o que denota que o deslocamento horizontal do edifício está dentro do limite aceitável.

Figura 18 – Deslocamento horizontal máximo nos sentidos 90° - 270° e 180° - 360°



Fonte: Autor

Em ambos os casos não houve mudança, pois a ação do vento influencia a estrutura de acordo com as dimensões da fachada, que não foram alteradas, e a rigidez global é a mesma em ambos os modelos. As cargas são as mesmas, apenas se redistribuem, pois o carregamento vertical é o mesmo, assim o impacto é muito pequeno para alterar a 2ª casa decimal. Dessa forma fica ratificado que o uso do modelo incremental não causa mudanças significativas nos valores de gama z e deslocamento horizontal no topo da estrutura.

4.2 Esforços Normais na base dos pilares

Para o cálculo dos esforços normais na base dos pilares, assim como nos demais resultados que serão analisados à frente, a estrutura foi processada dentro do software TQS de duas maneiras: sendo a primeira o modelo elástico (convencional) e segunda o modelo que considera as etapas de construção, o modelo incremental.

Logo abaixo está a tabela com os valores após os dois processos de cálculo, assim como a diferença percentual entre eles, tendo como base o Modelo Elástico. Na página posterior está o gráfico construído utilizando os dados obtidos nesta tabela.

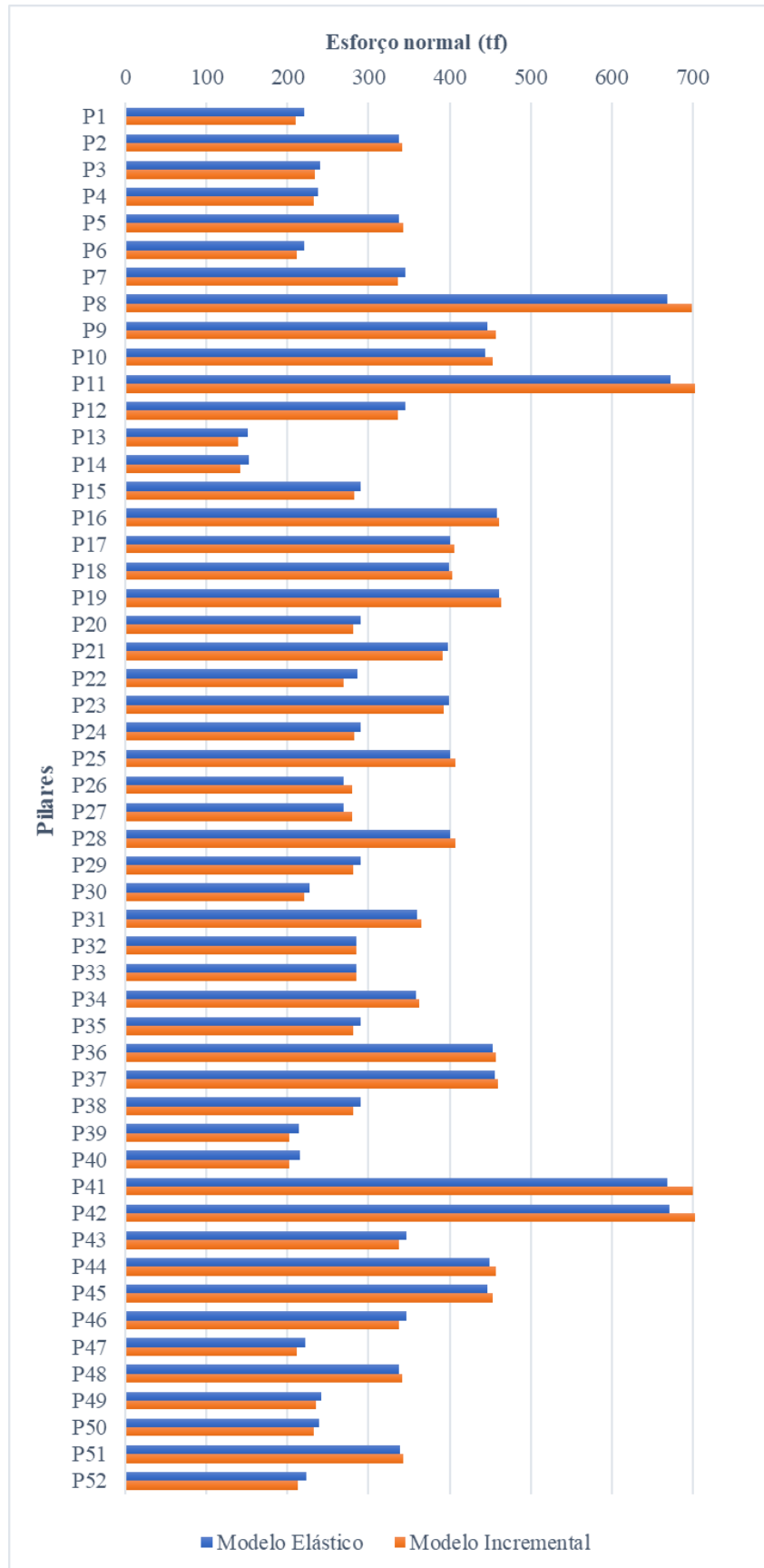
Tabela 3 – Esforços Normais na base dos pilares

Esforço Normal Característicos na Base (tf)			
Pilar	Modelo Elástico	Modelo Incremental	Diferença (%)
P1	220,60	210,46	-4,6
P2	336,95	341,54	1,4
P3	240,05	234,12	-2,5
P4	237,54	231,78	-2,4
P5	337,68	342,67	1,5
P6	221,10	211,16	-4,5
P7	345,86	336,27	-2,8
P8	669,18	699,46	4,5
P9	447,17	456,55	2,1
P10	444,06	452,97	2,0
P11	671,92	702,85	4,6
P12	345,93	336,35	-2,8
P13	151,10	139,63	-7,6
P14	152,81	141,51	-7,4
P15	290,41	281,98	-2,9
P16	458,48	460,81	0,5
P17	400,90	406,14	1,3
P18	399,33	403,64	1,1
P19	461,36	463,60	0,5

P20	289,92	281,22	-3,0
P21	397,74	390,99	-1,7
P22	285,76	269,51	-5,7
P23	399,29	392,41	-1,7
P24	290,23	281,76	-2,9
P25	400,31	407,40	1,8
P26	269,27	279,90	3,9
P27	269,16	279,31	3,8
P28	400,80	407,07	1,6
P29	290,41	281,48	-3,1
P30	226,84	220,25	-2,9
P31	360,06	364,55	1,2
P32	284,52	284,54	0,0
P33	285,18	285,39	0,1
P34	358,22	362,29	1,1
P35	289,78	281,51	-2,9
P36	453,32	456,95	0,8
P37	455,89	459,67	0,8
P38	289,60	281,05	-3,0
P39	214,27	201,55	-5,9
P40	215,28	202,71	-5,8
P41	669,21	699,52	4,5
P42	671,74	702,71	4,6
P43	347,25	337,43	-2,8
P44	449,28	456,79	1,7
P45	446,22	453,23	1,6
P46	347,35	337,55	-2,8
P47	221,96	211,66	-4,6
P48	337,48	341,70	1,3
P49	241,99	235,58	-2,6
P50	239,20	232,97	-2,6
P51	338,72	343,34	1,4
P52	222,55	212,40	-4,6

Fonte: Autor

Figura 19 – Esforço Normal Característico na Base



Fonte: Autor

A alteração das cargas na base dos pilares é uma das principais diferenças encontradas na comparação de resultados utilizando modelos sem e com a consideração das etapas de construção. Isso acontece pois segundo Ferreira (2017), o modelo convencional considera a estrutura pronta, portanto faz um acúmulo de deslocamentos do primeiro ao último andar, o que gera deslocamentos diferenciais nos pilares, e por consequência, uma redistribuição dos esforços. Entretanto, o processo construtivo tende a reduzir estes deslocamentos diferenciais nos pilares, culminando em valores que divergem do modelo convencional.

De acordo com os resultados apresentados as maiores diferenças percentuais positivas (onde houve um aumento na carga em relação ao modelo convencional) ocorreram nos pilares P11 (4,6%), P42 (4,6%), P8 (4,5%) e P41 (4,5%). Sendo que esses pilares são o “mesmo” pilar em cada apartamento, só que espelhados, e todos são pilares do tipo interno dentro da disposição da estrutura. Outro fato apontado pelos resultados é que esses pilares onde houve o maior aumento percentual de carga, são os mesmos pilares que recebem as maiores cargas.

Os pilares com maiores diferenças negativas, onde houve diminuição da carga em comparação com o modelo convencional, foram o P13 (-7,6%), P14 (-7,4%), P39 (-5,9%) P40 (-5,8%), P22 (-5,7). Os pilares P13, P14, P39 e P40 são pilares de canto localizados próximos a escada e elevadores (próximos ao centro da planta do pavimento), onde estão as maiores diferenças percentuais do estudo, e ao mesmo tempo são os pilares que recebem as menores cargas. O pilar P22 está localizado entre os dois elevadores, bem na região de simetria da estrutura.

Alguns pilares tiveram pouca ou quase nenhuma variação na comparação entre os modelos. Os pilares P32 e P33, que são pilares de extremidade tiveram variação percentual próxima de zero.

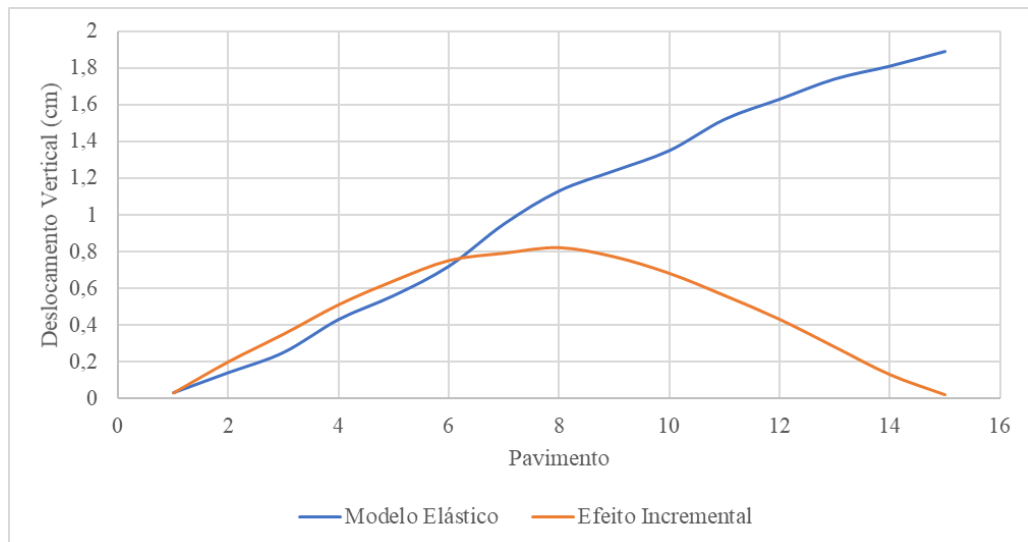
4.3 Deslocamento vertical dos pilares

Conforme o esperado, com base nos estudos de Prado (1999), Carvalho (1997), Ferreira (2017), entre outros, o gráfico de deslocamento vertical dos pilares no modelo elástico mostrou grande diferença de resultados quando comparado ao modelo incremental. O modelo elástico, tido como convencional, mostrou uma linha crescente nos deslocamentos, pois este modelo considera em seu cálculo a estrutura pronta onde os deslocamentos axiais nos pilares de cada andar são acumulados nos andares superiores, atingindo seu máximo no topo, como mostrado na tabela 4 e figura 20.

Tabela 4 – Deslocamento Vertical dos Pilares

Pavimento	Deslocamento Modelo Elástico (cm)	Deslocamento Modelo Incremental (cm)
1	0,03	0,03
2	0,14	0,20
3	0,25	0,35
4	0,43	0,51
5	0,56	0,64
6	0,72	0,75
7	0,95	0,79
8	1,13	0,82
9	1,24	0,77
10	1,35	0,68
11	1,52	0,56
12	1,63	0,43
13	1,74	0,28
14	1,81	0,13
15	1,89	0,02

Fonte: Autor

Figura 20 - Deslocamento vertical dos pilares

Fonte: Autor

Já os valores de deslocamento vertical obtidos no modelo incremental (onde as etapas de construção são consideradas e um novo pavimento só é construído quando os pavimentos inferiores já sofreram deformações devido ao seu carregamento) divergem do modelo convencional, pois o novo pavimento é construído sem tensões provenientes dos pavimentos inferiores, apenas as tensões devido ao peso dos pavimentos superiores conforme são

construídos. Dessa forma os valores no gráfico atingem um valor máximo próximo ao meio da edificação e logo após diminuem até estarem próximos ao valor de início, já que nesses andares existem menos pavimentos acima, e, portanto, menos carga proveniente deles. O que explica um menor deslocamento no 15º pavimento, pois não há nenhum pavimento acima dele.

4.4 Momento fletor em pilares e vigas

Como dito anteriormente, quando se utiliza um modelo que leva em conta as etapas de construção, ocorre uma redistribuição dos esforços, que por sua vez gera diferença nos resultados de momento fletor e força cortante dos elementos estruturais do edifício, como veremos a partir de agora.

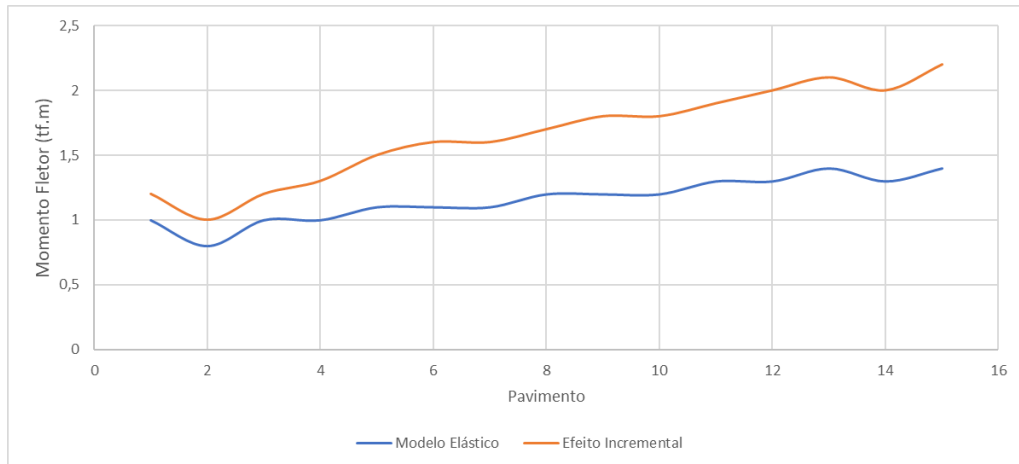
Na tabela 5 observamos a comparação entre os momentos fletores máximos do pilar P1 obtidos no software TQS, considerando o modelo convencional, que o TQS intitula de “modelo elástico”, e o modelo incremental através da diferença percentual entre eles. O aumento ou diminuição demonstrados nas tabelas foi feito em relação ao modelo elástico.

Na figura 21 está o gráfico com os momentos fletores dos dois modelos em análise.

Tabela 5 – Momentos Fletores Pilar P1

PAV	MODELO ELÁSTICO	MODELO INCREMENTAL	DIFERENÇA (%)
	MOMENTO FLETOR MÁXIMO (tf.m)	MOMENTO FLETOR MÁXIMO (tf.m)	
1	1,0	1,2	20%
2	0,8	1,0	25%
3	1,0	1,2	20%
4	1,0	1,3	30%
5	1,1	1,5	36%
6	1,1	1,6	45%
7	1,1	1,6	45%
8	1,2	1,7	42%
9	1,2	1,8	50%
10	1,2	1,8	50%
11	1,3	1,9	46%
12	1,3	2,0	54%
13	1,4	2,1	50%
14	1,3	2,0	54%
15	1,4	2,2	57%

Fonte: Autor

Figura 21 – Momento Fletor Máximo P1

Fonte: Autor

Desde o primeiro pavimento existe uma diferença crescente de percentual, que se inicia em 20% e aumenta ao longo dos pavimentos chegando a 57% de aumento no 15º pavimento do modelo incremental em relação ao modelo elástico. Esses aumentos de esforços geram um aumento de consumo de aço na peça, para que o elemento continue dentro dos limites adequados de dimensionamento.

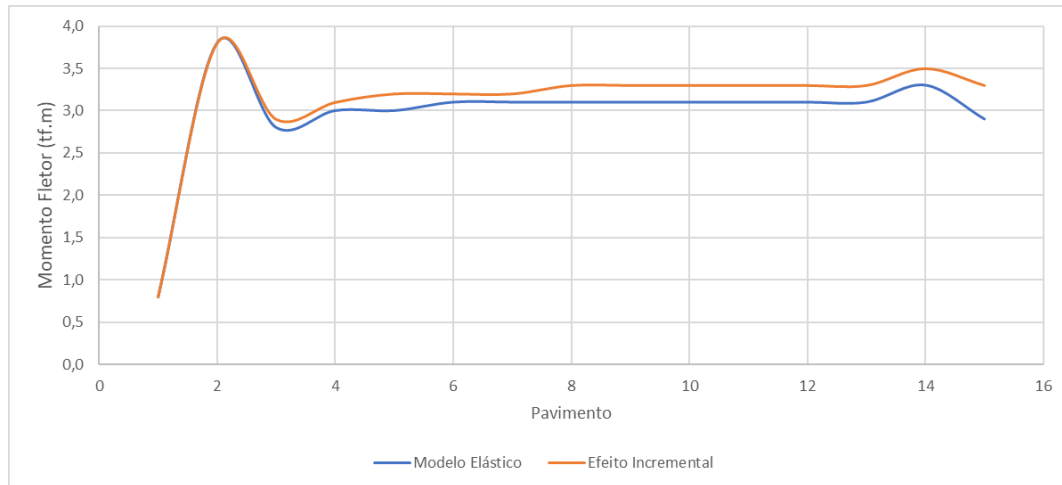
A tabela 6 e figura 22, mostram os resultados de momento fletor do pilar P50.

Tabela 6 – Momentos Fletores Pilar P50

PAV	MODELO ELÁSTICO	MODELO INCREMENTAL	DIFERENÇA (%)
	MOMENTO FLETOR MÁXIMO (tf.m)	MOMENTO FLETOR MÁXIMO (tf.m)	
1	0,8	0,8	0%
2	3,8	3,8	0%
3	2,8	2,9	4%
4	3,0	3,1	3%
5	3,0	3,2	7%
6	3,1	3,2	3%
7	3,1	3,2	3%
8	3,1	3,3	6%
9	3,1	3,3	6%
10	3,1	3,3	6%
11	3,1	3,3	6%
12	3,1	3,3	6%
13	3,1	3,3	6%
14	3,3	3,5	6%
15	2,9	3,3	14%

Fonte: Autor

Figura 22 – Momento Fletor Máximo P50



Fonte: Autor

Apesar de o pilar P50 ser um pilar de canto assim como o pilar P1, os valores de momento fletor neste caso não se comportaram de maneira parecida ao pilar P1, apesar de haver aumento significativo no modelo incremental, na análise individual de cada modelo há um crescimento dos valores nos dois primeiros pavimentos, mas a partir do 3º os valores são próximos um do outro.

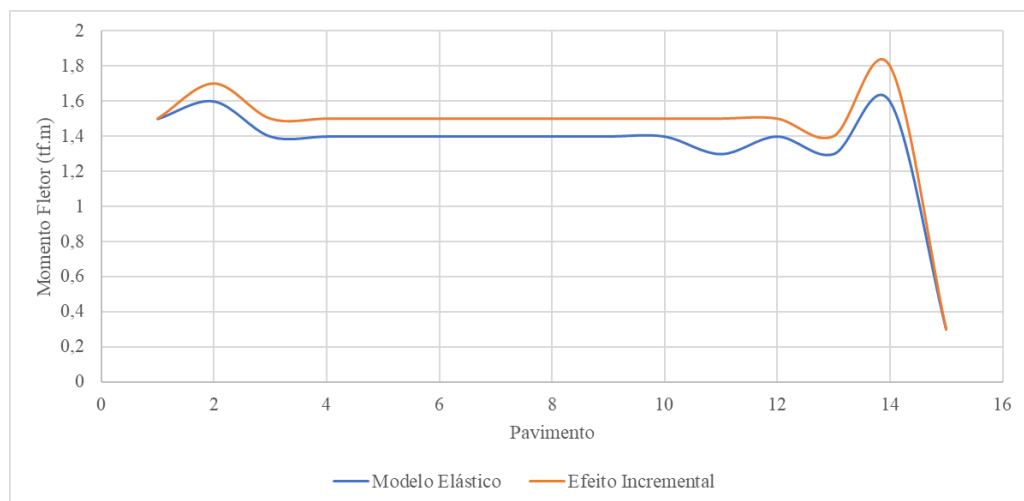
Nos dois primeiros pavimentos o aumento dos esforços no modelo incremental foi nulo, iniciando apenas a partir do 3º pavimento em 4%, teve um pico de 7% no 5º pavimento, se manteve constante do 8º ao 14º em 6%. No último pavimento mostrou-se um aumento percentual de 14% em relação ao modelo elástico.

A seguir têm-se a tabela 7 e figura 23 que mostram os resultados do pilar P12, que é um pilar de extremidade.

Tabela 7 – Momentos Fletores Pilar P12

PAV	MODELO ELÁSTICO	MODELO INCREMENTAL	DIFERENÇA (%)
	MOMENTO FLETOR MÁXIMO (tf.m)	MOMENTO FLETOR MÁXIMO (tf.m)	
1	1,5	1,5	0%
2	1,6	1,7	6%
3	1,4	1,5	7%
4	1,4	1,5	7%
5	1,4	1,5	7%
6	1,4	1,5	7%
7	1,4	1,5	7%
8	1,4	1,5	7%
9	1,4	1,5	7%
10	1,4	1,5	7%
11	1,3	1,5	15%
12	1,4	1,5	7%
13	1,3	1,4	8%
14	1,6	1,8	13%
15	0,3	0,3	0%

Fonte: Autor

Figura 23 – Momento Fletor Máximo P12

Fonte: Autor

Os resultados apresentados pelo pilar P12 apresentam um leve pico no segundo pavimento e a partir do 3º há uma estabilização nos esforços de momento fletor até o 12º pavimento, nesses pavimentos a diferença percentual foi fixa em 7%, tendo uma diminuição no 13º pavimento, no qual o valor foi de 8%. No 14º pavimento ocorreu a maior variação

percentual que foi de 13%, e no último pavimento não houve variação no momento fletor dos dois modelos.

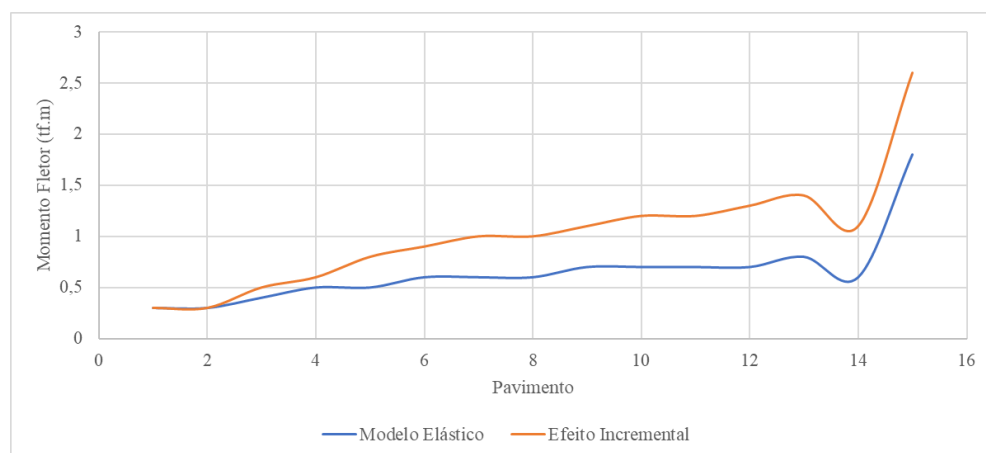
Os próximos gráfico e tabela são referentes ao pilar P29, que também é um pilar de extremidade.

Tabela 8 – Momentos Fletores Pilar P29

PAV	MODELO ELÁSTICO	MODELO INCREMENTAL	DIFERENÇA (%)
	MOMENTO FLETOR MÁXIMO (tf.m)	MOMENTO FLETOR MÁXIMO (tf.m)	
1	0,3	0,3	0%
2	0,3	0,3	0%
3	0,4	0,5	25%
4	0,5	0,6	20%
5	0,5	0,8	60%
6	0,6	0,9	50%
7	0,6	1,0	67%
8	0,6	1,0	67%
9	0,7	1,1	57%
10	0,7	1,2	71%
11	0,7	1,2	71%
12	0,7	1,3	86%
13	0,8	1,4	75%
14	0,6	1,1	83%
15	1,8	2,6	44%

Fonte: Autor

Figura 24 – Momento Fletor Máximo P29



Fonte: Autor

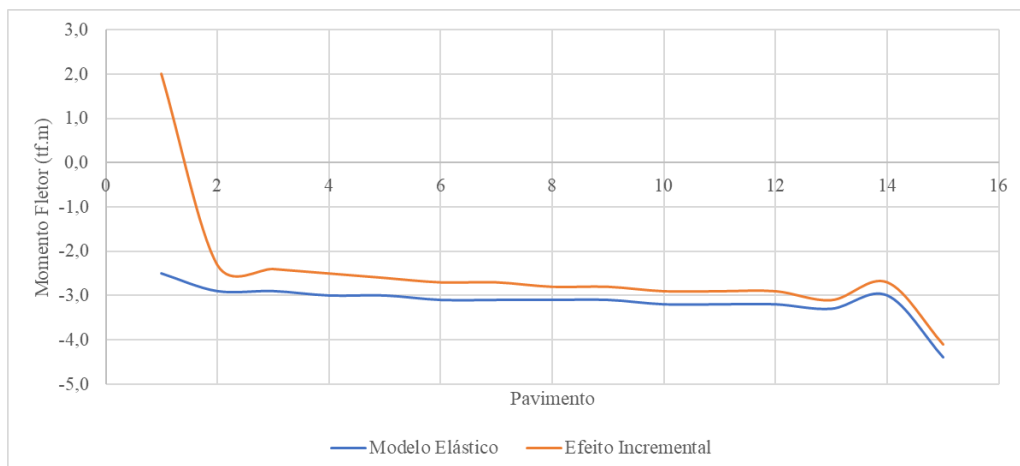
No pilar P29 a diferença percentual se iniciou no 3º pavimento com 25%, aumentou até o 12º onde teve seu pico, com o valor de 86% e depois de 83% no 14º pavimento, finalizando com 44% no 15º pavimento.

Tabela 9 – Momentos Fletores Pilar P25

PAV	MODELO ELÁSTICO	MODELO INCREMENTAL	DIFERENÇA (%)
	MOMENTO FLETOR MÁXIMO (tf.m)	MOMENTO FLETOR MÁXIMO (tf.m)	
1	-2,5	2,0	-180%
2	-2,9	-2,3	-21%
3	-2,9	-2,4	-17%
4	-3,0	-2,5	-17%
5	-3,0	-2,6	-13%
6	-3,1	-2,7	-13%
7	-3,1	-2,7	-13%
8	-3,1	-2,8	-10%
9	-3,1	-2,8	-10%
10	-3,2	-2,9	-9%
11	-3,2	-2,9	-9%
12	-3,2	-2,9	-9%
13	-3,3	-3,1	-6%
14	-3,0	-2,7	-10%
15	-4,4	-4,1	-7%

Fonte: Autor

Figura 25 – Momento Fletor Máximo P25



Fonte: Autor

A tabela 9 e figura 25 são referentes ao pilar P25, um pilar de centro. Diferente dos outros pilares os momentos fletores máximos foram negativos, exceto no primeiro pavimento no modelo incremental e também houve diminuição dos esforços em relação ao modelo elástico.

No primeiro pavimento houve uma grande diferença percentual, de -180%, que se deu pelo fato de no modelo elástico o momento fletor máximo é negativo e no modelo incremental foi positivo. No segundo pavimento a diminuição do momento fletor foi de -21%, no terceiro e quarto foram de -17% e a seguir a diferença continuou em queda até o 13º andar onde o a foi de -6%, essa diferença aumentou para -7% no 14º pavimento e terminou em -7% no 15º pavimento.

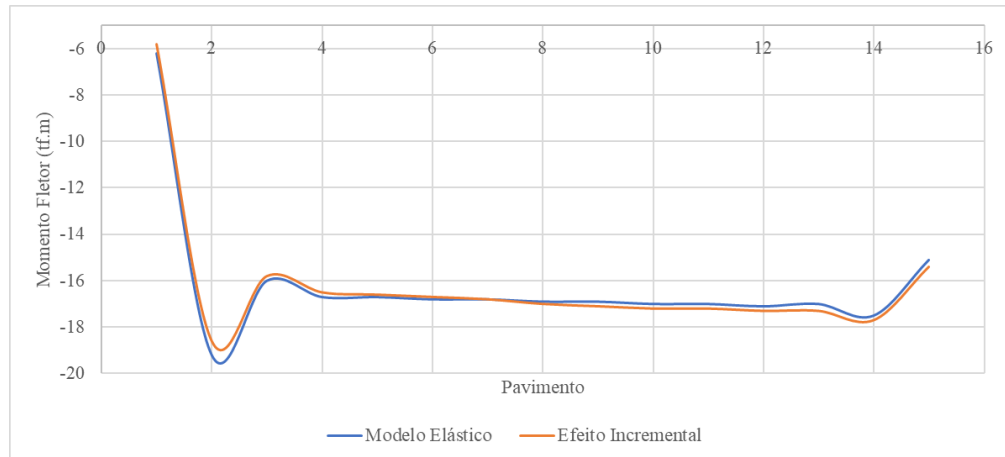
Abaixo estão a tabela 10 e posteriormente a figura 26, que mostram os resultados obtidos do pilar P42, que é um pilar de canto e o último pilar deste estudo.

Tabela 10 – Momentos Fletores Pilar P42

PAV	MODELO ELÁSTICO	MODELO INCREMENTAL	DIFERENÇA (%)
	MOMENTO FLETOR MÁXIMO (tf.m)	MOMENTO FLETOR MÁXIMO (tf.m)	
1	-6,2	-5,8	-6%
2	-19,2	-18,6	-3%
3	-16,0	-15,8	-1%
4	-16,7	-16,5	-1%
5	-16,7	-16,6	-1%
6	-16,8	-16,7	-1%
7	-16,8	-16,8	0%
8	-16,9	-17,0	1%
9	-16,9	-17,1	1%
10	-17,0	-17,2	1%
11	-17,0	-17,2	1%
12	-17,1	-17,3	1%
13	-17,0	-17,3	2%
14	-17,5	-17,7	1%
15	-15,1	-15,4	2%

Fonte: Autor

Figura 26 – Momento Fletor Máximo P42



Fonte: Autor

O pilar P42 também apresentou valores de momento fletor negativo, assim como o P25, porém não houve diminuição de esforços em todos os andares. Os valores da tabela 10 mostram que houve diminuição dos esforços do 1º pavimento até o 6º pavimento, no 7º pavimento a diferença foi nula, e a partir do 8º houve aumento nos esforços no modelo incremental em relação ao modelo elástico, atingindo 2% no 13º e 15º pavimentos.

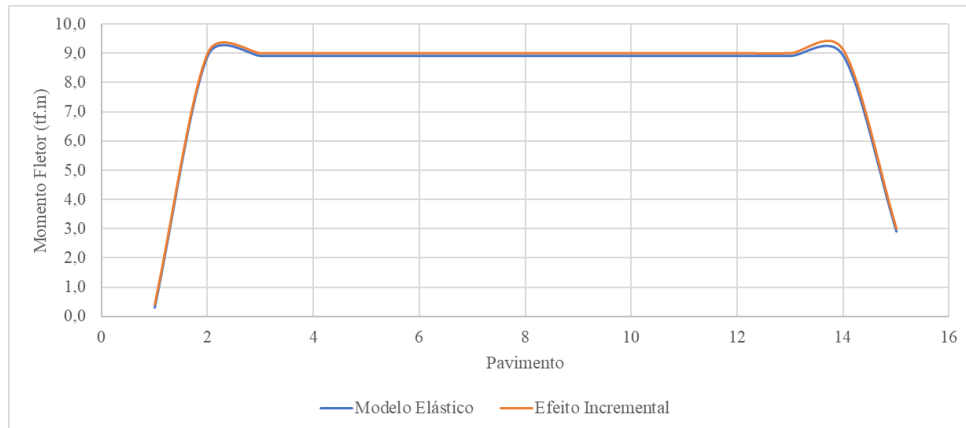
Nas páginas posteriores estão a tabela 11 e as figuras 27, 28 e 29 que mostram os momentos fletores positivos, negativos e a força cortante da viga 3, nos modelos elástico e incremental conforme os pilares anteriores, assim como a diferença percentual dos valores obtidos.

Tabela 11 – Momentos Fletores positivos, negativos e força cortante Viga 3

PAV	MODELO ELÁSTICO			MODELO INCREMENTAL			DIFERENÇA (%)		
	MOMENTO FLETOR POSITIVO (tf.m)	MOMENTO FLETOR NEGATIVO (tf.m)	FORÇA CORTANTE (tf)	MOMENTO FLETOR POSITIVO (tf.m)	MOMENTO FLETOR NEGATIVO (tf.m)	FORÇA CORTANTE (tf)			
1	0,3	-0,6	0,6	0,4	-0,7	0,7	33%	17%	17%
2	8,9	-21,0	22,4	9,0	-20,9	22,8	1%	0%	2%
3	8,9	-21,0	22,4	9,0	-20,8	22,8	1%	-1%	2%
4	8,9	-21,0	22,4	9,0	-20,7	22,7	1%	-1%	1%
5	8,9	-21,0	22,4	9,0	-20,7	22,6	1%	-1%	1%
6	8,9	-21,0	22,4	9,0	-20,6	22,6	1%	-2%	1%
7	8,9	-21,0	22,4	9,0	-20,5	22,5	1%	-2%	0%
8	8,9	-21,0	22,4	9,0	-20,4	22,5	1%	-3%	0%
9	8,9	-21,0	22,4	9,0	-20,4	22,5	1%	-3%	0%
10	8,9	-21,0	22,4	9,0	-20,3	22,4	1%	-3%	0%
11	8,9	-21,0	22,4	9,0	-20,3	22,4	1%	-3%	0%
12	8,9	-21,0	22,4	9,0	-20,3	22,4	1%	-3%	0%
13	8,9	-21,0	22,4	9,0	-20,2	22,4	1%	-4%	0%
14	8,9	-21,0	22,4	9,1	-20,1	22,3	2%	-4%	0%
15	2,9	-5,9	5,7	3,0	-4,8	5,1	3%	-19%	-11%

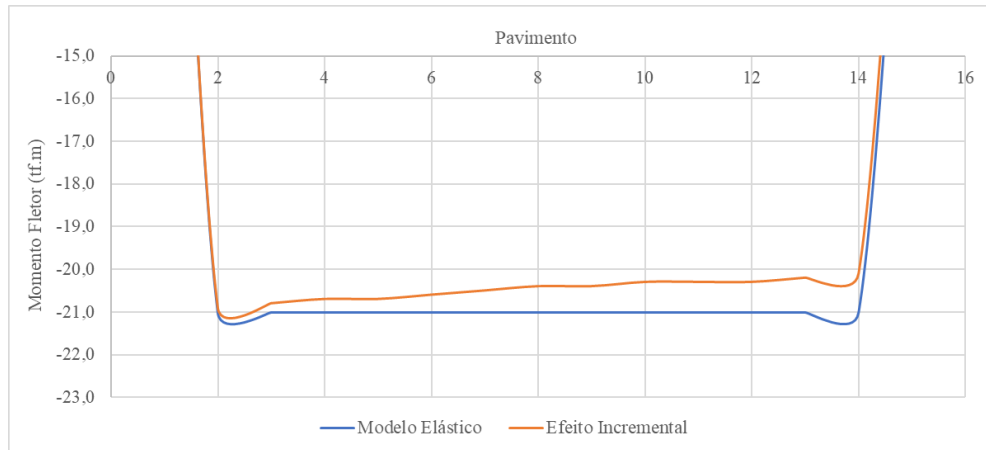
Fonte: Autor

Figura 27 – Momento Fletor Máximo Positivo Viga 3



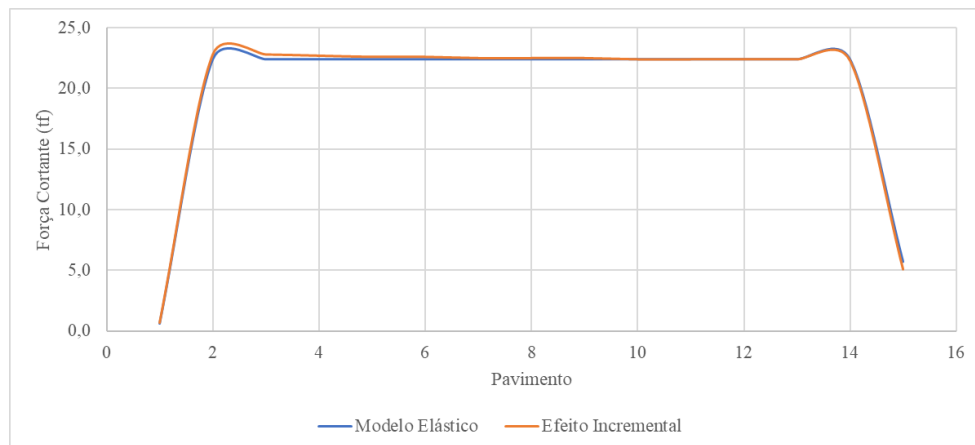
Fonte: Autor

Figura 28 – Momento Fletor Máximo Negativo Viga 3



Fonte: Autor

Figura 29 – Força Cortante Máxima Viga 3



Fonte: Autor

Em relação aos resultados de momento fletor positivo da viga 3, percebe que do 2º ao 13º pavimento a variação percentual entre os modelos é de fixa em 1%, as maiores variações estão no início e no final do edifício, apresentando 33% de aumento no primeiro pavimento, 2% no 14º pavimento e 3% no 15º pavimento.

Já os valores de momento fletor negativo apresentaram uma diminuição na maior parte dos pavimentos apesar de os valores em módulo ser maiores em comparação com os momentos fletores positivos em ambos os modelos em estudo. Assim como nos valores de momento fletor positivo, os valores de momento fletor negativo tiveram uma maior variação nos andares iniciais e finais do edifício, no primeiro pavimento a variação foi de 17%, nula no segundo e passa a haver diminuição dos esforços a partir do terceiro pavimento, iniciando com -1% e finalizando com -19%.

Os resultados expostos de força cortante da viga 3 iniciam com 17% de aumento no primeiro pavimento, 2% no segundo e terceiro, 1% entre o quarto e sexto, e nulos do sétimo ao décimo quarto pavimento, encerrando com uma diminuição de -11% no décimo quinto pavimento.

Em sequência, na tabela 12 e figuras de 30 a 32, são mostrados os resultados para a viga 21. Assim como na viga anterior, os momentos fletores negativos foram maiores que os positivos observando cada modelo isoladamente, e apesar de os valores em módulo dos momentos negativos serem menores do que na viga 3, a variação percentual foi maior.

Observando a variação dos valores de momento positivo, percebe-se que a variação foi nula no primeiro pavimento, 5% do segundo ao sétimo pavimento, de 9% do oitavo ao 14º e finalizando com um aumento de 57% no último pavimento.

Os variação dos valores de momento negativo inicia-se nula no primeiro pavimento, é de 2% no segundo pavimento e a partir daí há uma variação crescente nos pavimentos até atingir o valor de 32% no 13º e 14º pavimentos.

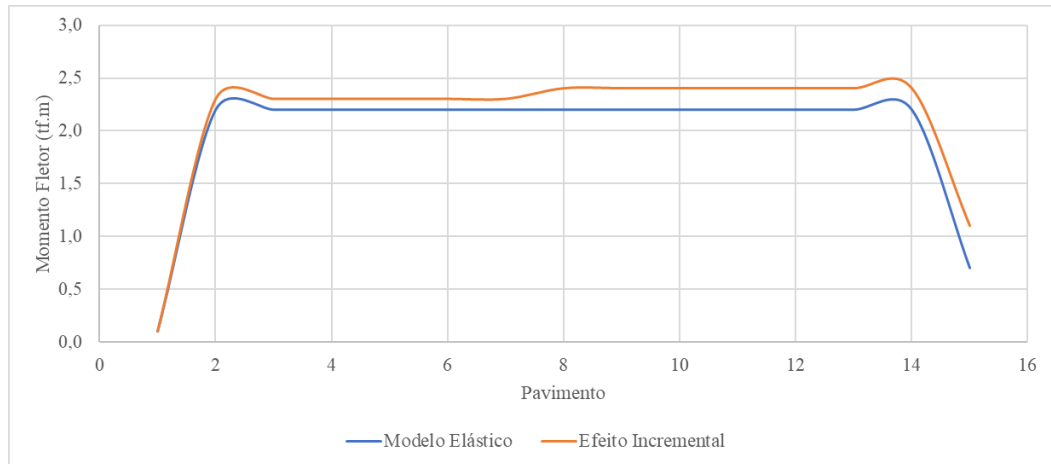
Por fim, a força cortante também apresenta variação nula no primeiro pavimento, há uma diminuição no segundo pavimento de -5%, que começa a reduzir até ser nula no quinto e sexto pavimento, após o sétimo pavimento passa a haver um aumento na força cortante, sendo de 2% no sétimo e oitavo pavimento, 3% no nono e décimo, 5% do 11º ao 14º, e finaliza com um pico de 40% no 15º pavimento.

Tabela 12 – Momentos Fletores positivos, negativos e força cortante Viga 21

PAV	MODELO ELÁSTICO			MODELO INCREMENTAL			DIFERENÇA (%)		
	MOMENTO FLETOR POSITIVO (tf.m)	MOMENTO FLETOR NEGATIVO (tf.m)	FORÇA CORTANTE (tf)	MOMENTO FLETOR POSITIVO (tf.m)	MOMENTO FLETOR NEGATIVO (tf.m)	FORÇA CORTANTE (tf)			
1	0,1	-0,3	-0,4	0,1	-0,3	-0,4	0%	0%	0%
2	2,2	-4,4	-6,4	2,3	-4,5	-6,1	5%	2%	-5%
3	2,2	-4,4	-6,4	2,3	-4,7	-6,2	5%	7%	-3%
4	2,2	-4,4	-6,4	2,3	-4,9	-6,3	5%	11%	-2%
5	2,2	-4,4	-6,4	2,3	-5,1	-6,4	5%	16%	0%
6	2,2	-4,4	-6,4	2,3	-5,2	-6,4	5%	18%	0%
7	2,2	-4,4	-6,4	2,3	-5,4	-6,5	5%	23%	2%
8	2,2	-4,4	-6,4	2,4	-5,5	-6,5	9%	25%	2%
9	2,2	-4,4	-6,4	2,4	-5,6	-6,6	9%	27%	3%
10	2,2	-4,4	-6,4	2,4	-5,6	-6,6	9%	27%	3%
11	2,2	-4,4	-6,4	2,4	-5,7	-6,7	9%	30%	5%
12	2,2	-4,4	-6,4	2,4	-5,7	-6,7	9%	30%	5%
13	2,2	-4,4	-6,4	2,4	-5,8	-6,7	9%	32%	5%
14	2,2	-4,4	-6,4	2,4	-5,8	-6,7	9%	32%	5%
15	0,7	-1,4	-2,0	1,1	-1,7	-2,8	57%	21%	40%

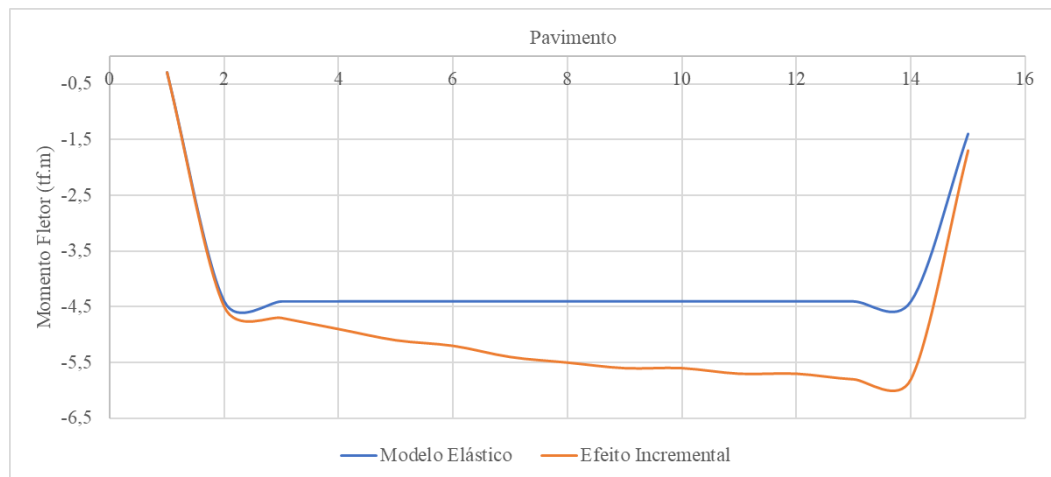
Fonte: Autor

Figura 30– Momento Fletor Máximo Positivo Viga 21



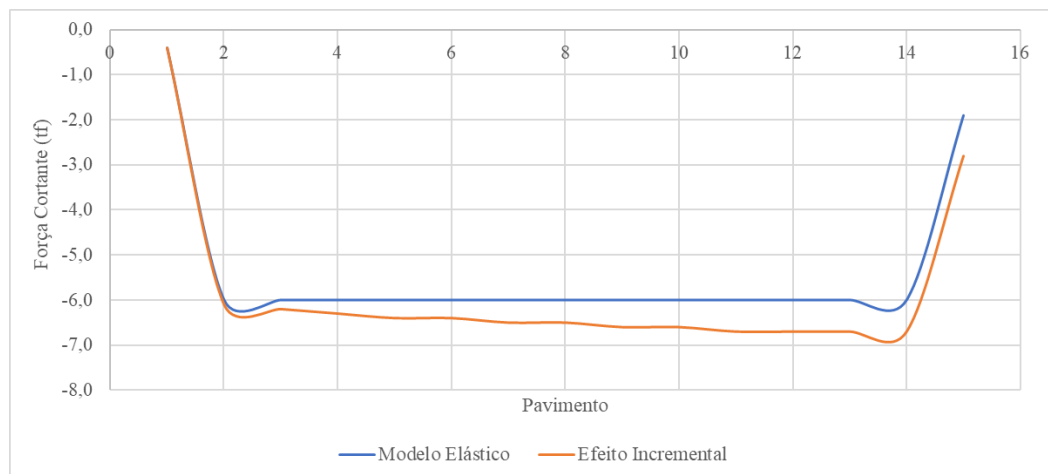
Fonte: Autor

Figura 31– Momento Fletor Máximo Negativo Viga 21



Fonte: Autor

Figura 32 – Força Cortante Máxima Viga 21



Fonte: Autor

4.5 Consumo de formas, concreto e aço

Como visto anteriormente nas comparações entre o modelo elástico e o modelo incremental, ocorrem alterações nas distribuições de carga em todo o edifício quando se utiliza um modelo de cálculo que leva em consideração as etapas de construção, em comparação com o modelo elástico. Essas alterações nas distribuições de carga afetam o dimensionamento da estrutura já que os esforços aumentam e alguns casos e diminuem em outros, como observado nas tabelas comparativas deste capítulo.

Essa alteração no dimensionamento da estrutura provocou um aumento de 9,85% no consumo de aço, porém não provocou mudanças no consumo de formas e no consumo de concreto, pois a disposição e as dimensões dos elementos permaneceram as mesmas em ambos os modelos estudados. Os dados podem ser vistos na tabela abaixo:

Tabela 13 – Consumo de formas, concreto e aço

Modelo	Consumo de formas (m ²)	Consumo de Concreto (m ³)	Consumo de aço (kg)
Elástico	15382,5	1768,6	156422,6
Incremental	15382,5	1768,6	171832,7
Δ%	0%	0%	9,85%

Fonte: Autor

5 CONCLUSÕES

Usualmente os projetos estruturais de edifícios de concreto armado, utilizam modelos que consideram a construção pronta e com seus carregamentos já definidos de acordo com sua utilização. Entretanto, tais simplificações não condizem com a maneira como ocorre no processo tradicional de construção, que é feito em etapas, bem como os carregamentos que irão atuar na estrutura, principalmente os permanentes.

Este trabalho realizou estudos a fim de comparar um modelo que leva em consideração o processo construtivo em suas análises com o modelo estrutural convencional que considera a estrutura pronta, e após a análise e comparação de resultados pode-se afirmar que é necessário a consideração do modelo evolutivo no dimensionamento das estruturas de concreto armado, pois percebeu-se a discrepância entre os dois modelos.

Isso ocorre pois o método incremental que simula o processo de construção em etapas anula os encurtamentos diferenciais entre os pilares quando um novo pavimento é inserido, processo este que é similar a realidade de uma construção. Essa metodologia faz com que o efeito de recalque dos apoios que existe na análise considerando a estrutura pronta seja reduzido, isso altera a distribuição de cargas e tende a aumentar o carregamento nos pilares com maior tensão axial e reduzir nos pilares que são menos solicitados, exatamente como ocorreu com os pilares P8, P11, P41 e P42 que recebiam as maiores cargas e foram os pilares que tiveram maior aumento percentual, e com os pilares P13, P14, P22, P39 e P40 que recebem as cargas mais baixas e foram os pilares que tiveram as maiores reduções de carga com a utilização do modelo incremental.

A análise tradicional que considera a estrutura pronta possui um comportamento acumulativo em relação aos deslocamentos verticais dos pilares, por isso apresenta diferenças para esforços e deslocamentos ao longo dos pavimentos.

Durante as análises foi perceptível que em vários casos o modelo incremental supera o modelo convencional, em relação a forças axiais, momentos fletores e forças cortantes em pilares e vigas, o que também ficou claro após o resultado de aumento no consumo do aço.

Baseado nos estudos efetuados neste trabalho pode-se concluir que a utilização do modelo que considera a estrutura pronta e seus carregamentos aplicados de maneira simultânea, desconsiderando as etapas de construção, acarreta em resultados que além de divergirem do real comportamento da estrutura, podem afetar a sua segurança, comprovando a necessidade da análise sequencial em edifícios.

Os resultados obtidos deixam claro que o fato de levar em conta as ações de peso próprio serem introduzidas de forma incremental sobre estruturas, acarreta em valores de esforços solicitantes e deslocamentos diferentes daqueles obtidos convencionalmente. Portanto, para se garantir a segurança em todas as etapas da construção em estruturas de múltiplos pavimentos em concreto armado, não é suficiente a verificação que considera o edifício pronto, é necessário a utilização de análises incrementais que simulem o processo construtivo.

REFERÊNCIAS

ACI COMMITTEE 347. **Guide to formwork for concrete**, Detroit, 1988.

ACI COMMITTEE 347. **Guide to formwork for concrete**. Detroit, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Cargas para o cálculo de estruturas de edificações**. NBR 6120. Rio de Janeiro, RJ: 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Desempenho térmico de edificações**. NBR 15220. Rio de Janeiro, RJ: 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Execução de estruturas de concreto - Procedimento**. NBR 14931. Rio de Janeiro, RJ: 2004.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Forças devidas ao vento em edificações**. NBR 6123. Rio de Janeiro, RJ: 1988, versão corrigida: 2013.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Fôrmas e escoramentos para estruturas de concreto - Projeto, dimensionamento e procedimentos executivos**. NBR 15696. Rio de Janeiro, RJ: 2009.

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

CARVALHO, F. M. **Efeito do carregamento precoce na segurança das estruturas de concreto**. Dissertação (Mestrado), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 1997.

CARVALHO, B. A. **Análise comparativa pelo método dos elementos finitos de modelos tridimensionais clássicos e evolutivos do sistema estrutural de um edifício alto em concreto armado**. Dissertação (Mestrado) em Engenharia de Estruturas, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, MG, 2004.

CHOI, C.K. e KIM, E.D. **Multistory frames under sequential gravity loads**. Journal of Structural Engineering, ASCE, novembro de 1985.

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.

CORRÊA, M.R.S.; RAMALHO, M.A. **Evolução dos esforços solicitantes na estrutura durante a construção de edifícios de concreto armado**. In: SEMINÁRIO DE DOSAGEM E

CONTROLE DOS CONCRETOS ESTRUTURAIS, Brasília, 1993. Brasília, Encol. p. 22-50, 1993.

FATTAL, S.G. **Evaluation of construction loads in multistory concrete building**. National Institute of Standards and Technology. NBS Building Science Series, No 146, Gaithersburg, MD, 139 p, 1983.

FERREIRA, W. E. R. **Influência das etapas de construção na análise de estruturas de múltiplos andares de concreto armado**. Dissertação (Mestrado), Centro Tecnológico, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, SC, 2017.

FOLHA DE SÃO PAULO. **Relembre outros desabamentos recentes de edifícios no Brasil**. Disponível em: <https://www1.folha.uol.com.br/cotidiano/2019/10/relembre-outros-desabamentos-recentes-de-edificios-no-brasil.shtml>. Acesso em: 21 out. 2019.

FREITAS, A. A. **Situações críticas no projeto de edifícios de concreto armado submetidos a ações de construção**. São Carlos, 2004. 103p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2004.

KRIPKA, M. **Análise incremental construtiva de edificações**. Dissertação (Mestrado) em Engenharia de Estruturas, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, 1990.

GASCH, I.; ALVARADO, Y. A.; CALDERÓN, P. A. **Temperature effects on loads transmission between slabs and shores**. Engineering Structures, N° 39, p. 89-102, 2012.

GORZA, L.S. **Análise incremental construtiva de edifícios metálicos de andares múltiplos usando o método dos elementos finitos**. Dissertação – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, ES, 2000.

LASISI, M.Y.; NG, S.F. **Construction loads imposed on high-rise floor slabs**. Concrete International, v.1, No 2, Feb., pp. 24-29, 1979.

LIU, X., CHEN, W. e BOWMAN, M.D. Construction load analysis for concrete structures. **Journal of Structural Engineering**, ASCE, p. 1019 e 1020, maio de 1985.

MARQUES, O. C. **Avaliação dos efeitos construtivos e interação solo-estrutura na estabilidade global de edifícios**. Dissertação apresentada ao Curso de Mestrado em Estruturas do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, ES, 2018.

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, Departamento de Engenharia de Estruturas da UFMG, Belo Horizonte, 2003.

MENON, N. V.; NOGUEIRA, R. D. S. ANÁLISE INCREMENTAL EM PÓRTICOS DE EDIFÍCIOS ALTOS EM CONCRETO ARMADO. **Ciência & Engenharia**, Departamento de Engenharia Civil da Universidade Estadual de Maringá, PR, v. 24, n. 1, p. 79-88, jun./2015.

MOSSALAM, K.; CHEN, W.F. **Construction load distributions for laterally braced framework**. ACI Structural Journal, v.89, Nº 4, July-Aug., pp.415-424, 1992.

OLIVEIRA, L. R. **Análise estrutural evolutiva de edifícios com lajes lisas Protendidas**. Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, MG, 2020.

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

SAFFARINI, H. **Multistory frames under sequential gravity loads discussion**. Journal of Structural Engineering, ASCE, julho de 1987.

SBAROUNIS, J.A. **Multistory flat plate buildings - construction loads and immediate deflections**. Concrete International, v.6, No 2, Feb, pp. 70-77, 1984.

SELVARAJ, S. e SHARMA, S.P. **Influence of construction sequence on the stresses in tall building frames**. Regional Conference on Tall Buildings, p.p. 197-211, Bangkok, janeiro de 1974.

SMITH, B.S.; COULL, A. **Tall Building Structures: Analysis and Design**. 2. ed. Nova Iorque: John Wiley and Sons, Inc., 2000.

TQS. **Efeito Incremental**. Disponível em: <http://www.tqs.com.br/v17/destaques/efeito-incremental>. Acesso em: 25 out. 2019.

VASCONCELLOS FILHO, A. **Edifícios de andares múltiplos**. Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, MG, 1981.