

ANTONIO FERNANDO LUZ COELHO E NATÁLIA ARAÚJO DE OLIVEIRA

MODELAGEM COMPUTACIONAL DO BLOCO “E” DA UNIVERSIDADE CATÓLICA
DE BRASÍLIA: ASPECTOS NORMATIVOS DA NBR 6118 ATRAVÉS DO TEMPO

Artigo apresentado ao curso de graduação em Engenharia Civil da Universidade Católica de Brasília, como requisito parcial para a obtenção de Título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: DSc. Li Chong Lee Bacelar de Castro

Brasília
2016



Artigo de autoria de Antonio Fernando Luz Coelho e Natália Araújo de Oliveira, intitulado “Modelagem computacional do bloco “E” da Universidade Católica de Brasília: aspectos normativos da NBR 6118 através do tempo”, apresentado como requisito parcial para obtenção do grau de Bacharel em Engenharia Civil da Universidade Católica de Brasília, em 28 de Novembro de 2016, defendido e aprovado pela banca examinadora abaixo assinada:

Prof. DSc. Li Chong Lee Bacelar de Castro
Orientador
Curso de Engenharia Civil – UCB

Prof. DSc. Luis Alejandro Pérez Peña
Examinador
Curso de Engenharia Civil – UCB

DEDICATÓRIA

Dedicamos este trabalho aos nosso pais, que sempre nos apoiaram em toda a trajetória acadêmica. Dedicamos também ao nosso professor e orientador Li Chong Lee Bacelar de Castro pelo apoio e por todos os ensinamentos.

AGRADECIMENTOS

À Deus, por essa conquista.

Aos nossos pais e amigos, por todo o apoio e incentivo.

Ao orientador Li Chong Lee Bacelar de Castro, pela colaboração e generosa ajuda.

À toda direção e corpo docente do curso de Engenharia Civil, que nos proporcionaram as condições necessárias para que pudéssemos alcançar nossos objetivos.

MODELAGEM COMPUTACIONAL DO BLOCO “E” DA UNIVERSIDADE CATÓLICA DE BRASÍLIA: ASPECTOS NORMATIVOS DA NBR 6118 ATRAVÉS DO TEMPO

ANTONIO FERNANDO LUZ COELHO E NATÁLIA ARAÚJO DE OLIVEIRA

RESUMO

O presente artigo consiste na modelagem computacional do Bloco “E” da Universidade Católica de Brasília por meio do *software Eberick*, e tem como objetivo verificar as diferenças entre as versões da NBR 6118 dos anos de 1980 e de 2014, bem como realizar uma avaliação do prédio estudado. Com a configuração do programa a partir da norma de 2007, os principais resultados obtidos foram referentes à estabilidade global, aos deslocamentos e dimensionamento da estrutura, e foi possível verificar que o arranjo estrutural está de acordo tanto com a norma utilizada pelo programa quanto à norma atual. A construção não apresenta patologias significativas, porém seu lançamento estrutural poderia ser otimizado para um melhor comportamento dos elementos estruturais.

Palavras-chave: NBR 6118. Modelagem. Concreto. *Eberick*. UCB.

1. INTRODUÇÃO

Atualmente, com a evolução e o conhecimento de tecnologias inovadoras, os processos construtivos e a qualidade dos materiais utilizados estão sendo cada vez mais aperfeiçoados, visto que o setor da construção tem fomentado o perfil das novas edificações com o emprego de estruturas mais esbeltas e mais econômicas.

Isso, inevitavelmente, diante do crescimento das cidades, vem trazendo vários problemas de degradação precoce nas estruturas de concreto armado, dado o aumento considerável proveniente da poluição urbana que, por sua vez, decorre do desenvolvimento industrial.

Dessa maneira, as construções são submetidas à exposição em ambientes excessivamente desfavoráveis, apresentando degradação e problemas pertencentes à qualidade e a durabilidade, levando às manifestações patológicas.

Ao longo dos últimos anos, as normas técnicas brasileiras do campo de projetos estruturais vêm sofrendo várias alterações, sendo estas responsáveis por enormes mudanças nos arranjos estruturais, no dimensionamento e detalhamento dos edifícios de concreto armado.

Assim, tais normas necessitaram de ajustes para apresentar novos parâmetros, objetivando que as construções possam se proteger desses agentes externos causadores de patologias.

O campus I da Universidade Católica de Brasília foi inaugurado em 1985, em Taguatinga – DF, com a construção do Bloco Central (Prédio São João Batista de La Salle). Nos anos seguintes, foi necessária a ampliação do Campus I com a construção de mais prédios para suprir a necessidade de novos cursos a serem implementados na instituição. Na década de 1990 foi construído o Bloco E, que conta atualmente com as direções de alguns cursos, como matemática, física e biologia.

O bloco apresenta mais de 15 anos desde a sua construção, sendo tempo suficiente para que a norma que foi utilizada nesse período sofra alterações significativas em comparação com a norma atual, em vigor desde 2014, quando sofreu sua última atualização. A fim de comparar a norma técnica de construção civil utilizada nos anos 90 (NBR 6118:1980 - “Projeto e execução de obras de concreto armado”) com a NBR 6118:2014 “Projeto de estruturas de concreto – Procedimento”, foi escolhido esse bloco como local de estudo.

A seguir, a Figura 1 apresenta a localização do bloco na universidade.



Figura 1: Imagem do Bloco E obtida por meio do Google Earth

1.1 Objetivos

O presente trabalho visa realizar a modelagem computacional do Bloco E em um *software* de apoio – *Eberick* -, com o propósito de analisar possíveis divergências no lançamento estrutural e também no dimensionamento dos elementos.

Além disso, será realizada a comparação entre as diferentes versões da NBR 6118, afim de identificar suas diferenças significativas, e será feita uma avaliação da estrutura com base na norma atual. Tal diferença entre normas pode influenciar também no número de patologias encontradas na estrutura, como trincas e fissuras, umidade, descolamento de revestimentos, entre outras patologias decorrentes de possíveis deslocamentos.

2. MATERIAL E MÉTODOS

2.1 Metodologia

Esse projeto consiste basicamente na modelagem computacional do Bloco E da Universidade Católica de Brasília utilizando o *software Eberick*, na comparação entre as diferentes versões da NBR 6118 e na verificação de patologias encontradas. Inicialmente o projeto seria realizado com o Bloco K da universidade devido ao maior tempo de construção e devido à presença de maiores imperfeições no modelo estrutural e de mais patologias.

Entretanto, optou-se por realizar esse estudo com o Bloco E por ser um prédio da mesma universidade, possuir um aspecto construtivo semelhante ao do Bloco K e ser uma estrutura de menor porte. Assim o prédio de estudo proporcionará uma simplificação em relação à estabilidade e deslocabilidade estrutural caso comparado ao outro bloco, pois este possui apenas 1 pavimento em comparação aos 3 pavimentos da outra edificação.

Devido à ausência do projeto estrutural, foram tomados como base a planta arquitetônica e os dados obtidos em campo para definir a localização e dimensão dos elementos estruturais. Tais elementos foram lançados no *software* para a obtenção da modelagem e a formação do pórtico 3D da estrutura. Após essa etapa, o programa foi executado e foram obtidos dados relativos à estabilidade global da estrutura para a posterior verificação da deslocabilidade.

Além dos dados referentes à estabilidade, o programa obteve também dados importantes referentes aos cortes e flechas (deformações) em vigas e lajes, que são indicadores quantitativos relativos às cargas localizadas na estrutura.

Assim, caso a estrutura apresente algum parâmetro em não conformidade com os valores de norma, deverá ser feita uma alteração no sistema estrutural, afim de que não haja deslocamentos ou deformações excessivas de forma que o bloco esteja modelado corretamente.

Com o propósito de analisar as alterações realizadas no bloco E com o passar do tempo, será feita uma comparação entre a norma atual, a NBR 6118:2014, e a NBR 6118:1980 para identificar as mudanças significativas nos parâmetros de construção que podem afetar o lançamento estrutural e o dimensionamento dos elementos estruturais.

2.2 Análise das diferentes versões da NBR 6118

Em projetos de estruturas de concreto armado são utilizadas normas técnicas para auxiliar no desenvolvimento de suas construções. Uma das principais normas usadas é a NBR 6118:2014 – Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento, que estabelece os requisitos básicos exigíveis para o projeto de estruturas de concreto simples, armado e protendido, não podendo ser utilizada nos casos em que seja empregado concreto leve, pesado ou outros especiais.

Para a construção do bloco E do Campus I da Universidade Católica de Brasília foi utilizada a NBR 6118:1980 como base para o projeto estrutural. Em relação à norma atual, a NBR 6118:2014, houveram algumas mudanças significativas em relação aos parâmetros principais de cálculo do concreto armado.

Neste contexto, serão apresentadas algumas mudanças da NRB 6118 no decorrer deste trabalho, bem como serão apresentadas uma breve explicação sobre elas.

2.2.1 Classes de concreto

Em 1980 os concretos não eram classificados em classes de acordo com sua resistência característica à compressão (f_{ck}). Tal classificação surgiu na NBR 6118 apenas em 2003 com uma nova atualização.

Enquanto a norma de 2003 se referia apenas a concretos de classe C10 à C50 (classes de resistência do grupo I), a norma de 2014 teve a inclusão de classes C55 a C90 (classes de

resistência do grupo II) e a classificação mínima passou a ser C20, pois concretos de classe C10 já não eram mais considerados estruturais.

Dentro da norma atual, a classe C20, ou superior, aplica-se aos concretos com armadura passiva e a classe C25, ou superior, aos concretos com armadura ativa. Para concretos sem fins estruturais ou em obras provisórias, fica estabelecido o uso de concretos de classe C15.

2.2.1.1 Classes de agressividade

O meio ambiente está sujeito a várias ações físicas e químicas que agem sobre as estruturas de concreto. A NBR 6118:2014, no item 6.4 – Agressividade do ambiente –, informa que as estruturas devem ser classificadas de acordo com as condições as quais são expostas.

Tais classes podem ser apresentadas pela Tabela 1, a seguir.

Tabela 1: Classes de agressividade ambiental

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Frac	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana ^{a,b}	Pequeno
III	Forte	Marinha ^a	Grande
		Industrial ^{a,b}	
IV	Muito forte	Industrial ^{a,c}	Elevado
		Respingos de maré	

^a Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (um nível acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura). ^b Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (um nível acima) em obras em regiões de clima seco, com umidade média relativa do ar menor ou igual a 65 %, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos ou regiões onde raramente chove.

^c Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

Visando garantir a durabilidade da estrutura com adequada segurança, estabilidade e aptidão em serviço durante o período correspondente a vida útil da estrutura, foram adotados critérios em relação à classe de agressividade ambiental e às classes de concreto, conforme apresentado na Tabela 2.

Tabela 2: Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto

Concreto ^a	Tipo ^{b,c}	Classe de agressividade			
		I	II	III	IV
Relação água/cimento em massa	CA	$\leq 0,65$	$\leq 0,60$	$\leq 0,55$	$\leq 0,45$
	CP	$\leq 0,60$	$\leq 0,55$	$\leq 0,50$	$\leq 0,45$
Classe de concreto (ABNT NBR 8953)	CA	$\geq C20$	$\geq C25$	$\geq C30$	$\geq C40$
	CP	$\geq C25$	$\geq C30$	$\geq C35$	$\geq C40$
^a O concreto empregado na execução das estruturas deve cumprir com os requisitos estabelecidos na ABNT NBR 12655. ^b CA corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto armado. ^c CP corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto protendido.					

De modo a atender às exigências estabelecidas pela norma no item 7.4 – Qualidade do concreto de cobrimento –, o cobrimento mínimo da armadura deverá ser o menor valor, o qual deve ser respeitado ao longo do elemento considerado. O projeto e a execução de uma estrutura devem garantir esse parâmetro por meio do cobrimento nominal, que é o acréscimo do mínimo com uma tolerância de execução de, no mínimo, 10 mm.

Cada elemento estrutural, seja feito de concreto armado ou protendido, possui um valor de cobrimento nominal de acordo com a classe de agressividade ambiental na qual a estrutura se encontra. Tal correspondência se encontra na Tabela 3.

Tabela 3: Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal para $\Delta_c = 10$ mm.

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental (Tabela 6.1)			
		I	II	III	IV ^c
		Cobrimento nominal (mm)			
Concreto armado	Laje ^b	20	25	35	45
	Viga/pilar	25	30	40	50
	Elementos estruturais em contato com o solo ^d	30		40	50
Concreto protendido ^a	Laje	25	30	40	50
	Viga/pilar	30	35	45	55
<p>^a Cobrimento nominal da bainha ou dos fios, cabos e cordoalhas. O cobrimento da armadura passiva deve respeitar os cobrimentos para concreto armado.</p> <p>^b Para a face superior de lajes e vigas que serão revestidas com argamassa de contrapiso, com revestimentos finais secos tipo carpete e madeira, com argamassa de revestimento e acabamento como pisos de elevado desempenho, pisos cerâmicos, pisos asfálticos e outros, as exigências desta Tabela podem ser substituídas pelas de 7.4.7.5, respeitado um cobrimento nominal ³ 15 mm.</p> <p>^c Nas faces inferiores de lajes e vigas de reservatórios, estações de tratamento de água e esgoto, condutos de esgoto, canaletas de efluentes e outras obras em ambientes química e intensamente agressivos, a armadura deve ter cobrimento nominal ³ 45 mm.</p> <p>^d No trecho dos pilares em contato com o solo junto aos elementos de fundação, a armadura deve ter cobrimento nominal ≥ 45 mm.</p>					

2.2.2 Resistência do concreto à tração (f_{ct})

As resistências do concreto à tração indireta ($f_{ct,sp}$) e na flexão ($f_{ct,f}$) são determinadas por meio de ensaios realizados segundo as NBR 7222 e NBR 12142, respectivamente. Para o cálculo da resistência à tração direta (f_{ct}), houve uma atualização das equações com o passar dos anos a fim de obter resultados mais precisos.

Na norma de 1980, na falta de determinação experimental, ela foi definida como 10% da resistência característica à compressão para concretos com f_{ck} até 18 MPa e 6% do f_{ck} com o acréscimo de 7 MPa para concretos acima de 18 MPa.

Segundo a NBR 6118:2014, a resistência à tração direta pode ser considerada equivalente a $0,9 f_{ct,sp}$ ou $0,7 f_{ct,f}$. Na falta de ensaios para obtenção desses parâmetros, é utilizado seu valor médio ou característico por meio de algumas equações.

- $f_{ct,m} = 0,3 f_{ck}^{2/3}$ para concretos de classes até C50;
- $f_{ct,m} = 2,12 \ln(1 + 0,11 f_{ck})$ para concretos de classes C55 a C90.

Onde:

$f_{ct,m}$ e f_{ck} são dados em megapascal (MPa)

2.2.3 Módulo de Elasticidade (E)

A norma de 1980 não aborda o módulo de elasticidade como uma das características do concreto a serem consideradas nos cálculos estruturais. Tal abordagem na NBR 6118 se deu apenas em 2003 e seu valor era obtido por meio de ensaios descritos na NBR 8522. Na falta desses ensaios, seu resultado era estimado por meio da Equação (1).

$$E_{ci} = 5600 f_{ck}^{1/2} \quad (1)$$

Para o cálculo de esforços solicitantes e verificações de Estados Limites de Serviço deve ser utilizado o módulo de elasticidade secante, que é obtido por meio da Equação (2).

$$E_{cs} = 0,85 E_{ci} \quad (2)$$

Em ambos os cálculos, a norma não levava em consideração a natureza do agregado na influência do módulo de elasticidade, o que foi levado em conta somente em 2014 com a nova atualização. Esse fator é representado nos cálculos por meio do coeficiente α_E , que indica o tipo de agregado utilizado no concreto.

- $E_{ci} = \alpha_E * 5600 * f_{ck}^{1/2}$ para f_{ck} de 20 a 50 MPa;
- $E_{ci} = 21,5 * 10^3 * \alpha_E * \left(\frac{f_{ck}}{10} + 1,25\right)^{1/3}$ para f_{ck} de 55 a 90 MPa.

Sendo:

$\alpha_E = 1,2$ para basalto e diabásio;

$\alpha_E = 1,0$ para granito e gnaisse;

$\alpha_E = 0,9$ para calcário;

$\alpha_E = 0,7$ para arenito.

Onde:

E_{ci} e f_{ck} são dados em megapascal (MPa)

O módulo de elasticidade secante pode ser determinado por meio de ensaio estabelecido na NBR 8522, ou calculado pela Equação (3):

$$E_{cs} = \alpha_i * E_{ci} \quad (3)$$

Sendo:

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 * \frac{f_{ck}}{80} \leq 1,0$$

Assumindo o uso de granito como agregado graúdo, pode-se estimar os valores de módulo de elasticidade em função da característica à compressão do concreto e os valores obtidos podem ser utilizados no projeto estrutural, o que pode ser visualizado na Tabela 4.

Tabela 4: Valores estimados de módulo de elasticidade em função do f_{ck} do concreto

Classe de resistência	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C60	C70	C80	C90
E_{ci} (GPa)	25	28	31	33	35	38	40	42	43	45	47
E_{cs} (GPa)	21	24	27	29	32	34	37	40	42	45	47
α_i	0,85	0,86	0,88	0,89	0,90	0,91	0,93	0,95	0,98	1,00	1,00

2.2.4 Lajes

As placas, que além de receberem as cargas permanentes e acidentais, recebem também as ações de uso e ocupação (ou ações variáveis) atuantes na construção, são denominadas de lajes, podendo ser elas do tipo maciça, nervurada, pré-moldada, entre outros modelos. Elas são fundamentais para o travamento do conjunto estrutural e pela distribuição das ações horizontais para os elementos de contraventamento.

Por ser um elemento mais robusto do sistema estrutural, devido ao volume que representa no conjunto da obra, as lajes maciças sofrem várias alterações no que diz respeito aos limites mínimos de espessuras, haja vista que seus vãos são limitados pelas deformações.

Com a evolução das técnicas construtivas e das análises mais refinadas dos cálculos estruturais, as espessuras mínimas das lajes foram significativamente aumentadas em relação às espessuras dos anos 80.

A Tabela 5 apresenta as espessuras das lajes no decorrer dos anos.

Tabela 5: Espessuras de lajes de acordo com seu tipo e o ano em que foram estabelecidas

Tipo de Laje/Ano	1980	2003	2014
Lajes de cobertura sem balanço	5 cm	5 cm	7 cm
Lajes de piso e lajes em balanço	7 cm	-	-
Lajes destinadas à passagem de veículos	12 cm	-	-
Lajes de piso ou de cobertura em balanço	-	10 cm	-
Lajes de piso não em balanço	-	-	8 cm
Lajes em balanço	-	-	10 cm
Lajes que suportam veículos de peso total menos que 30 kN	-	10 cm	10 cm
Lajes que suportam veículos de peso total maior que 30 kN	-	12 cm	12 cm
Lajes com protensão apoiadas em vigas	-	15 cm	15 cm
Lajes lisas	-	16 cm	16 cm
Lajes-cogumelo	-	14 cm	14 cm

Para diminuir o erro e aumentar a segurança nas lajes em balanço, a partir da vigência da NBR 6118:2014, se torna obrigatória a multiplicação dos esforços solicitantes de cálculo pelo coeficiente adicional γ_n , sendo ele um coeficiente que visa majorar os esforços solicitantes

finais no dimensionamento das lajes em balanço. Este coeficiente varia conforme a espessura de cada laje a ser calculada, como pode ser demonstrado na Tabela 6.

Tabela 6: Valores do coeficiente adicional γ_n para lajes em balanço

h (cm)	≥ 19	18	17	16	15	14	13	12	11	10
γ_n	1,00	1,05	1,10	1,15	1,20	1,25	1,30	1,35	1,4	1,45

O coeficiente também pode ser encontrado por meio da Equação (4).

$$\gamma_n = 1,95 - 0,05 h \quad (4)$$

Onde:

γ_n = coeficiente adicional.

h = altura da laje, expressa em centímetros (cm).

Outro ponto importante, em relação ao detalhamento de lajes, é que a norma atual ressalta a dispensabilidade de escalonamento de armadura para lajes maciças armadas em uma ou duas direções, em caso da armadura transversal ser dispensada e quando não houver avaliação dos acréscimos das armaduras. A armadura positiva, em toda sua extensão, deve ser levada aos apoios, e ainda ser prolongada no mínimo 4 cm do eixo teórico do apoio, conforme o item 20.1 da norma atual.

2.2.5 Ancoragem

A norma brasileira salienta que todas as barras precisam ser ancoradas de forma que os esforços a que elas estejam submetidas sejam completamente transmitidos para o concreto. Isso acontece basicamente pela aderência entre o concreto e a barra de aço ou mediante dispositivos mecânicos, e ainda se tem a combinação dos dois elementos.

Por um lado, na ancoragem por aderência, os esforços são ancorados na barra através de um comprimento reto ou com um grande raio de curvatura, podendo ser seguido ou não de gancho. Assim a NBR 6118:2003, bem como a NBR 6118:2014, evidenciam que as ancoragens por aderência necessitam ser envoltas por armaduras transversais ou pelo próprio concreto.

Entretanto, neste caso específico, se faz precisa a abordagem em que o cobrimento da barra e a distância entre as barras ancoradas seja maior ou igual a 3 vezes o diâmetro da bitola utilizada.

De outro lado tem-se a ancoragem realizada por meio de dispositivos mecânicos, que pode ser observada quando os esforços a ancorar são propagados ao concreto mediante os dispositivos que são vinculados na barra. Logo, a eficiência do conjunto necessita de comprovação através de ensaios.

Considerando assim, o escorregamento entre a barra e o concreto, quando agregado ao dispositivo de ancoragem, não deve ultrapassar o valor de 0,1 mm para 70% da carga limite última nem 0,5 mm para 95% dessa carga. Contudo, a resistência de cálculo da ancoragem não deve exceder 50% da força última que foi medida no ensaio, nos quais sejam desprezíveis os efeitos de fadiga e nem 70% da força última obtida em ensaio de fadiga.

A grande alteração que ocorreu na nova edição da norma brasileira, a NBR 6118:2014, foi a limitação do comprimento mínimo de ancoragem básico (ℓb), o qual depende da posição e inclinação da barra, da qualidade e da resistência do concreto, que passa a ser 25 vezes a bitola utilizada e que pode ser encontrado pela Equação (5).

$$\ell b = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}} \geq 25 \cdot \phi \quad (5)$$

Onde:

ℓb = comprimento de ancoragem;

f_{yd} = resistência ao escoamento do aço;

f_{bd} = resistência de aderência de cálculo da armadura passiva

2.2.6 Imperfeições geométricas

Qualquer edifício de concreto armado, na análise do Estado Limite Último das estruturas reticuladas, está suscetível a imperfeições geométricas na localização e no formato dos eixos dos elementos estruturais, na forma e nas proporções da seção transversal, na disposição da armadura, entre outras.

Inúmeras dessas imperfeições encontram-se cobertas pelos coeficientes de segurança, no entanto a do eixo das peças, não. Essas imperfeições têm interferência em toda a estrutura, porém nos pilares essa interferência é muito mais significativa.

As imperfeições geométricas são divididas em dois grupos: imperfeições locais, que se referem ao cálculo de um lance isolado do pilar, e imperfeições globais que consideram o edifício como um todo. Na NBR 6118:2014 tem-se que na verificação das imperfeições globais das estruturas reticuladas, sejam elas contraventadas ou não, necessita ser considerado um desaprumo dos elementos verticais com um ângulo (Θ_a) de inclinação, conforme mostra a Figura 2.

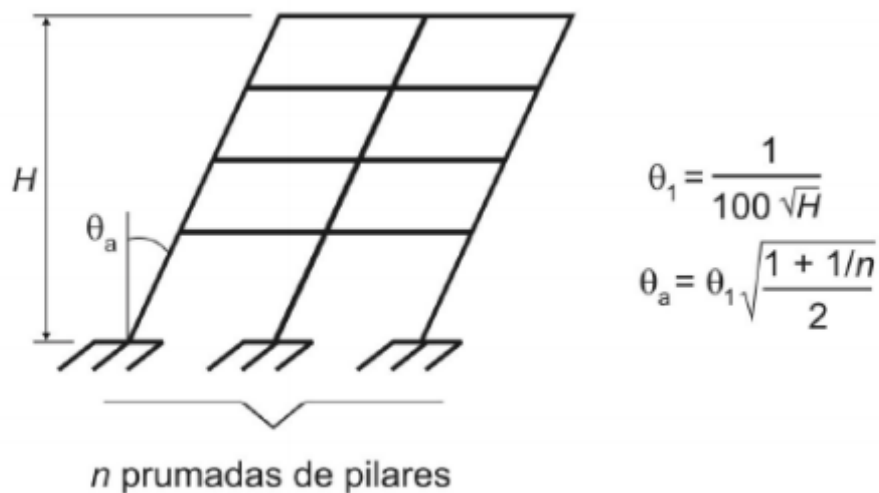


Figura 2: Imperfeições geométricas globais. Fonte: NBR 6118:2014

Onde:

H = altura total da edificação, em metros (m);

Θ_a = ângulo de inclinação, em radianos;

$\Theta_{1\min}$ = 1/300 para estruturas reticuladas e imperfeições locais;

$\Theta_{1\max}$ = 1/200;

n = número de prumadas de pilares no pórtico plano.

Segundo a NBR 6118:2003, o desaprumo não pode ser superposto ao carregamento do vento. Entre as ações propícias ao desaprumo e ao vento, precisa ser considerada

exclusivamente a mais desfavorável, podendo ser definida conforme a que acarreta o maior momento da base da construção.

Porém, a norma atual, a NBR 6118:2014, regulamenta que o desaprumo não precisa ser considerado para os Estados Limites de Serviço, bem como salienta que as ações de vento e desaprumo necessitam ser realizadas considerando as seguintes possibilidades:

- Quando a ação do vento for 30% maior que a ação do desaprumo, considerar apenas as ações do vento;
- Quando a ação do vento for 30% inferior à ação do desaprumo, considerar apenas as ações do desaprumo, respeitando a consideração definida acima do Θ_{1min} ;
- Quanto aos demais casos, tem-se a combinação da ação do vento e desaprumo, sem que haja necessidade da consideração do Θ_{1min} . Em tal combinação é admitida a consideração de ambas as ações, as quais atuando na mesma direção e sentido como equivalentes a uma ação do vento, ou seja, como uma carga variável, artificialmente amplificada para cobrir a superposição.

3. RESULTADOS E DISCUSSÃO

Estima-se que o bloco E tenha sido construído antes de 2002 por meio das imagens obtidas por satélite durante o tempo através dessa função no *software Google Earth*. O bloco refere-se a uma estrutura projetada em concreto armado. Possui apenas um pavimento e cobertura, com 3,60 m de pé-direito e uma área total construída de 1253,15 m². Apesar da norma utilizada em sua construção apresentar mais de 30 anos, não há nenhuma patologia significativa.

A NBR 6118 apresenta algumas falhas em relação ao dimensionamento e detalhamento de estruturas de concreto armado. Não há uma abordagem das classes de agressividade como na norma atual, podendo deixar expostos os seus elementos estruturais à corrosão e à ação de agentes externos dependendo do meio que estão localizados.

De acordo com os parâmetros utilizados pelo *software Eberick* na modelagem computacional do prédio da universidade, a classe de agressividade adotada para tal prédio foi a classe de agressividade II. Tal classe se refere a um ambiente urbano que possui um pequeno risco de deterioração da estrutura, o que é confirmado pela localização da universidade. Os cobrimentos adotados na modelagem podem ser apresentados na Tabela 7.

Tabela 7: Cobrimentos das armaduras adotados pelo *Eberick*

Elemento	Cobrimento (cm)		
	Peças externas	Peças internas	Peças em contato com o solo
Vigas	3.00	2.50	3.00
Pilares	3.00	2.50	4.50
Lajes	2.50	-	3.00

3.1 Análise dos resultados obtidos pelo *Eberick*

A partir dos dados obtidos pela planta arquitetônica do bloco estudado foi possível realizar sua modelagem no *software* por meio do lançamento estrutural dos pilares, vigas e lajes.

Ao todo a estrutura possui 99 vigas, 34 pilares e 70 lajes, sendo distribuídas da seguinte maneira:

- Vigas – 34 vigas com seção 15x60 cm, 7 vigas com seção 20x60 cm e 58 vigas com seção 10x10 cm para os apoios das lajes em balanço;
- Pilares – 34 pilares com seção 25x25 cm;
- Lajes – 70 lajes com 15 cm de espessura, sendo 39 em balanço.

Cada elemento estrutural deve ter função compatível com os esforços solicitantes e sua segurança tem que ser garantida com relação ao Estado Limite Último. O arranjo dos elementos estruturais é muito importante para a segurança da estrutura e deve ser compatível com o projeto arquitetônico, como pode ser visualizado na Figura 3.

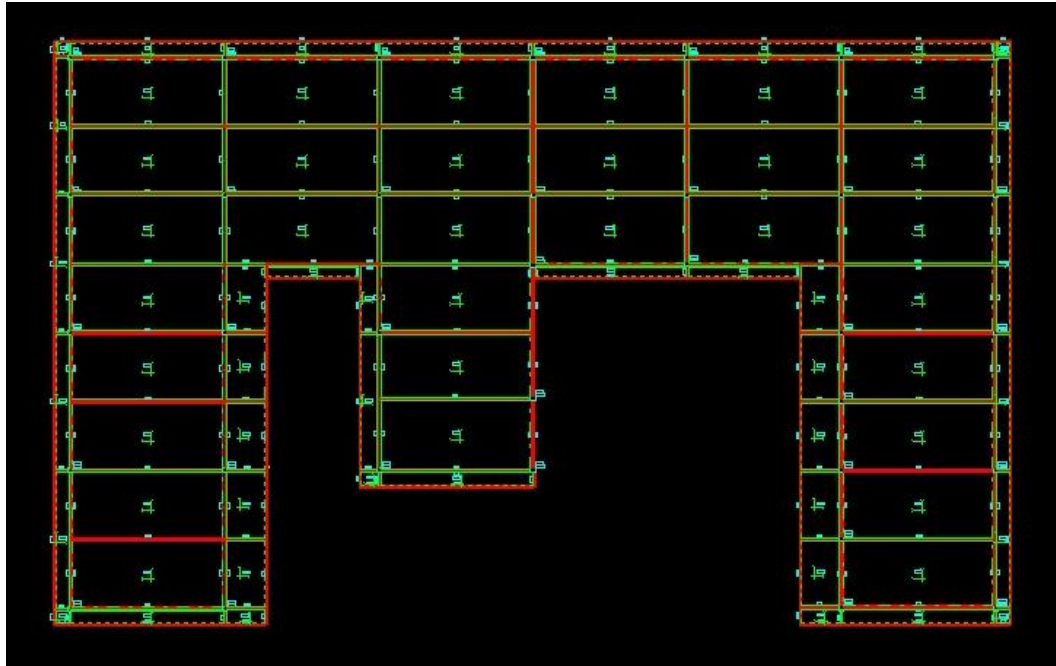


Figura 3: Lançamento estrutural em planta

O modelo estrutural pode ser melhor visualizado pelo pórtico 3D, demonstrado pelas Figuras 4 e 5.

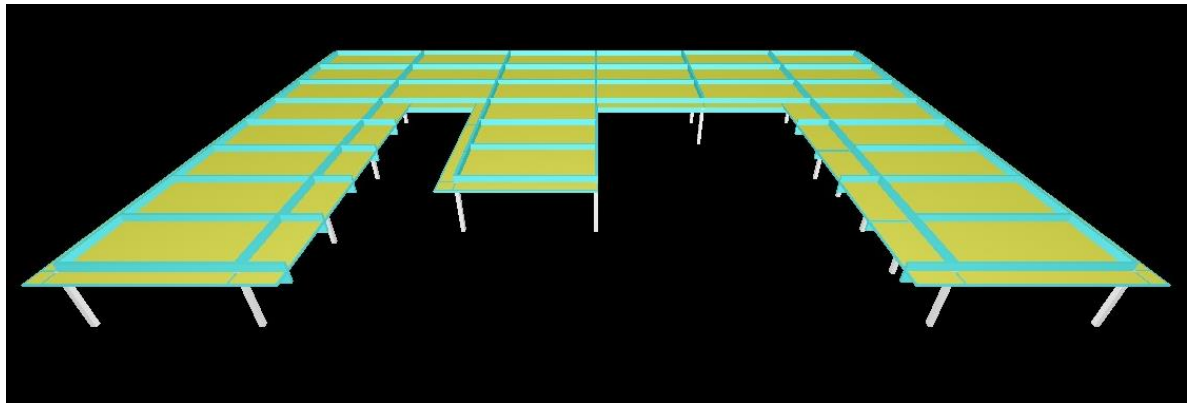


Figura 4: Vista frontal do pórtico 3D da estrutura

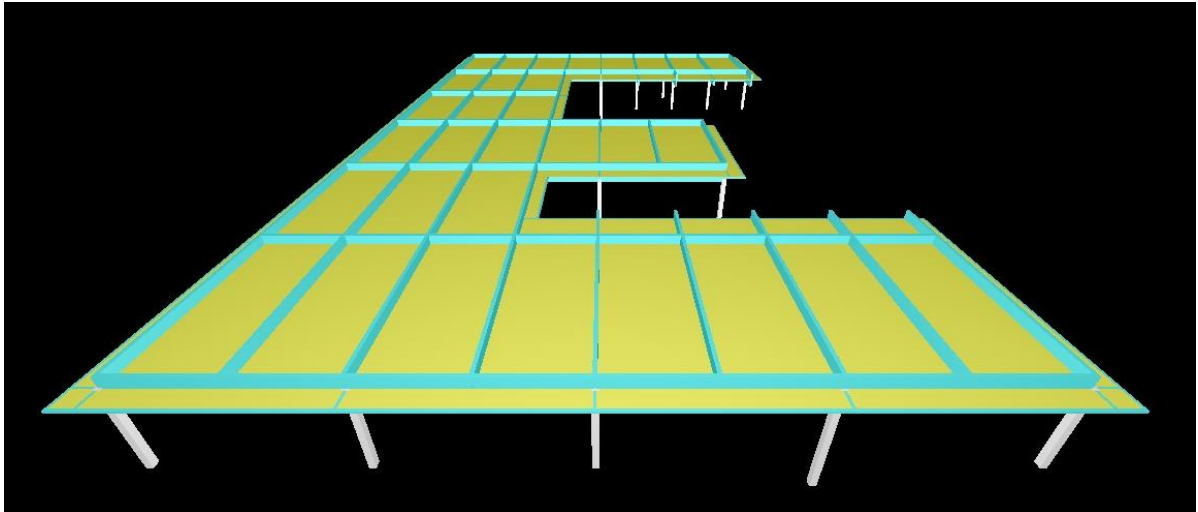


Figura 5: Vista lateral esquerda do pórtico 3D da estrutura

Analisando a imagem anterior, é possível inferir que o lançamento estrutural apresenta algumas falhas, sendo uma delas a inexistência de pilares nas junções de algumas lajes, o que não produz a formação de pórticos, aumentando, assim, as flechas nos pontos mais próximos. Além disto, certas vigas encontram-se descentralizadas com o eixo de pilares, o que leva a uma sobrecarga nelas. Tal caso pode ser visualizado na Figura 6.



Figura 6: Visualização de viga descentralizada

Após o lançamento estrutural, o *software* foi executado e obteve-se dados relativos às cargas verticais, contendo a relação de carga por área, e dados sobre estabilidade, como os deslocamentos horizontais e o valor do coeficiente γ_z nas direções X e Y, como pode ser demonstrado na Figura 7.

Análise de 1ª ordem:
Processo de pórtico espacial
Cargas verticais:
Peso próprio = 716.20 tf
Adicional = 342.55 tf
Acidental = 177.25 tf
Total = 1235.99 tf
Área aproximada = 1181.64 m²
Relação = 1046.00 kgf/m²
Deslocamento horizontal:
Direção X = 0.04 cm (limite 0.27)
Direção Y = 0.06 cm (limite 0.27)
Coeficiente Gama-Z:
Direção X = 1.19 (limite 1.10)
Direção Y = 1.16 (limite 1.10)
Análise de 2ª ordem:
Processo P-Delta
Deslocamentos no topo da edificação:
Vento X+: 0.11 » 0.12 (+15.28%)
Vento X-: 0.11 » 0.12 (+15.28%)
Vento Y+: 0.18 » 0.20 (+15.05%)
Vento Y-: 0.18 » 0.20 (+15.05%)
Desaprumo X+: 0.14 » 0.16 (+15.40%)
Desaprumo X-: 0.14 » 0.16 (+15.40%)
Desaprumo Y+: 0.14 » 0.16 (+15.12%)
Desaprumo Y-: 0.14 » 0.16 (+15.12%)

Figura 7: Relatório de análise estrutural

Conforme a NBR 6118:2014 apresenta no item 15.5.3 – Coeficiente γ_z –, o coeficiente γ_z tem como função classificar a estrutura quanto à deslocabilidade dos nós, podendo ser uma estrutura de nós fixos caso o coeficiente seja menor ou igual a 1,1 ou uma estrutura de nós móveis caso o coeficiente seja maior que 1,1. Caso a estrutura seja de nós móveis, há a necessidade de cálculos para a determinação dos chamados efeitos de segunda ordem.

Observa-se que de acordo com os valores obtidos, a estrutura classifica-se como uma estrutura de nós móveis, porém essa consideração é somente feita para construções com 4 ou mais pavimentos. Logo, pode-se desconsiderar os efeitos de segunda ordem gerados pelo *software*.

Para melhor demonstrar o posicionamento das vigas, foram feitos dois cortes na estrutura, sendo um horizontal e outro vertical, como pode ser visualizado nas Figuras 8, 9 e 10.

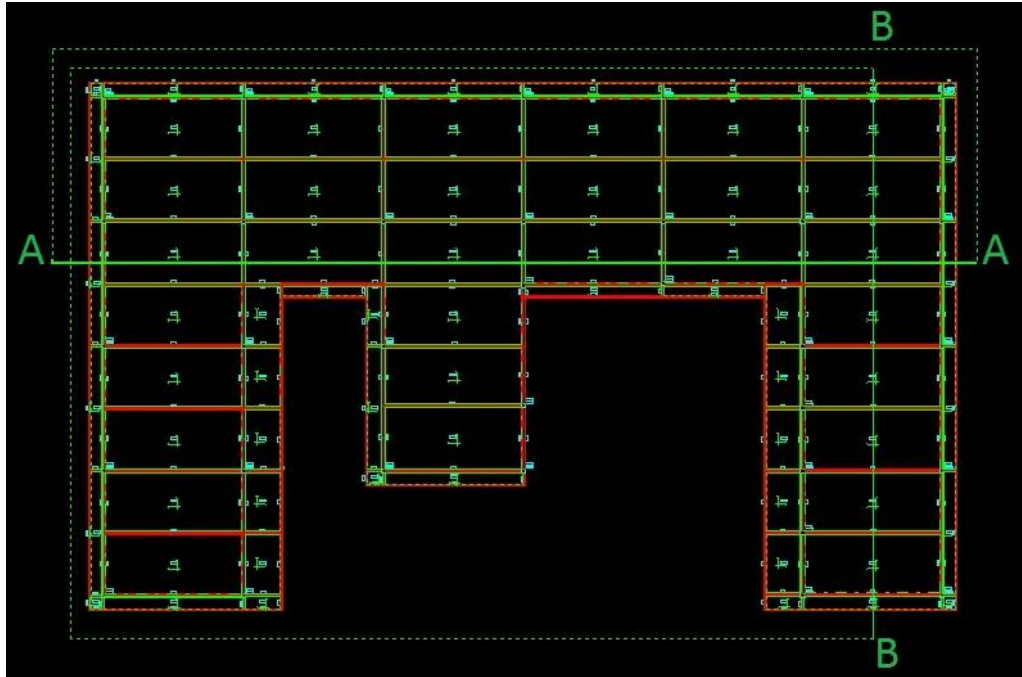


Figura 8: Posicionamento dos cortes em planta

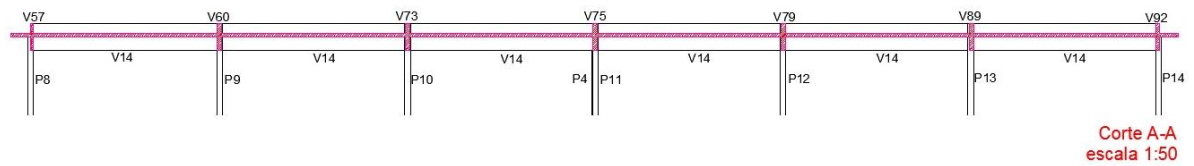


Figura 9: Corte A-A

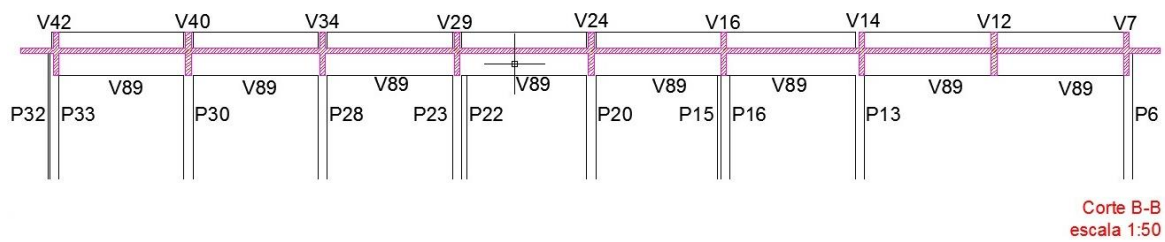


Figura 10: Corte B-B

Foi possível verificar que as flechas calculadas para as lajes e as vigas não ultrapassam os valores estipulados pela norma NBR 6118:2014 no item 13.3 – Deslocamentos-limites. Esses deslocamentos podem ser visualizados na Figura 11.

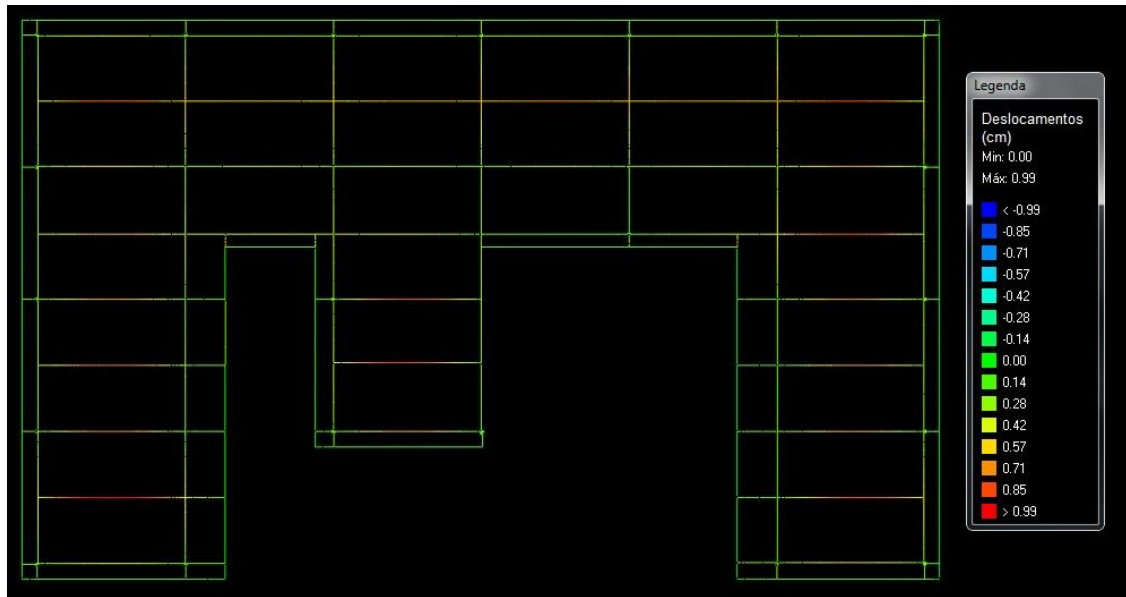


Figura 11: Deslocamentos nas vigas

A modelagem das lajes de concreto do pavimento foi realizada pelo processo da analogia de grelha, onde as lajes são discretizadas em faixas substituídas por elementos estruturais de barras, obtendo-se assim uma grelha de barras plana interconectadas. Essa analogia pode ser visualizada na Figura 12.

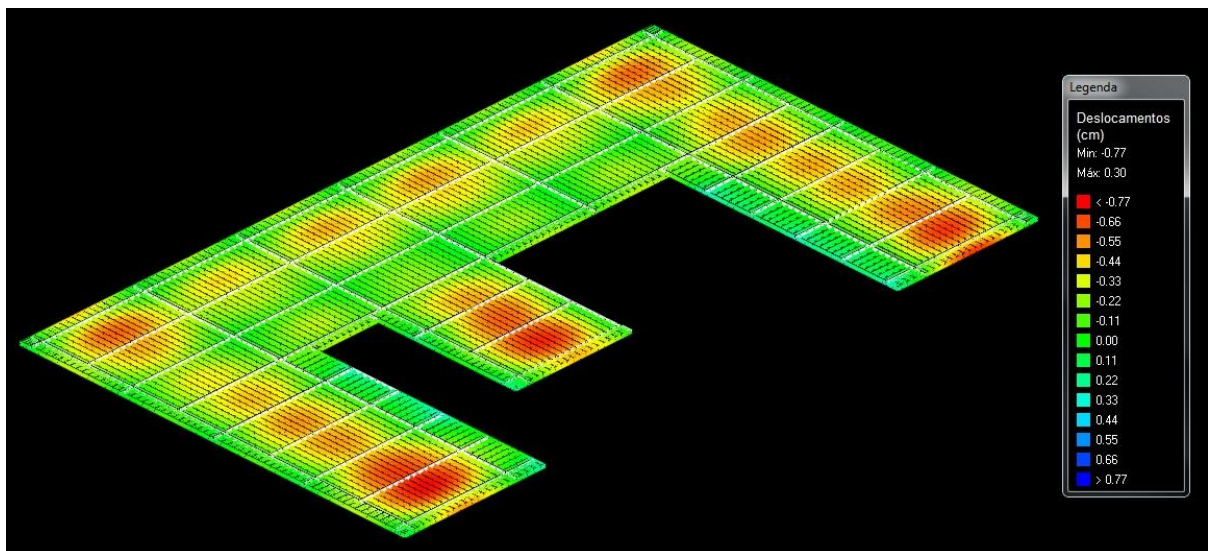


Figura 12: Grelha de deslocamento nas lajes

De acordo com a NBR 6118:2014 no item 13.3 – Deslocamentos-limites –, os deslocamentos limites para os elementos estruturais (vigas e lajes) são representados na Tabela 7.

Tabela 7: Limites para deslocamentos

Tipo de efeito	Razão da limitação	Exemplo	Deslocamento a considerar	Deslocamento-limite
Aceitabilidade sensorial	Visual	Deslocamentos visíveis em elementos estruturais	Total	$\ell/250$
	Outro	Vibrações sentidas no piso	Devido a cargas acidentais	$\ell/350$
Efeitos estruturais em serviço	Superfícies que devem drenar água	Coberturas e varandas	Total	$\ell/250^a$
	Pavimentos que devem permanecer planos	Ginásios e pistas de boliche	Total	$\ell/350 + \text{contraflecha}^b$
			Ocorrido após a construção do piso	$\ell/600$
	Elementos que suportam equipamentos sensíveis	Laboratórios	Ocorrido após nivelamento do equipamento	De acordo com recomendação do fabricante do equipamento
Efeitos em elementos não estruturais	Paredes	Alvenaria, caixilhos e revestimentos	Após a construção da parede	$\ell/500^c$ e 10 mm e $\theta = 0,0017 \text{ rad}^d$
		Divisórias leves e caixilhos telescópicos	Ocorrido após a instalação da divisória	$\ell/250^c$ e 25 mm
		Movimento lateral de edifícios	Provocado pela ação do vento para combinação frequente ($\psi_1 = 0,30$)	$H/1700$ e $H_i/850^e$ entre pavimentos ^f
		Movimentos térmicos verticais	Provocado por diferença de temperatura	$\ell/400^g$ e 15 mm

Tabela 7: Limites para deslocamentos (continuação)

Tipo de efeito	Razão da limitação	Exemplo	Deslocamento a considerar	Deslocamento-limite
Efeitos em elementos não estruturais	Forros	Movimentos térmicos horizontais	Provocado por diferença de temperatura	$H_i/500$
		Revestimentos colados	Ocorrido após a construção do forro	$\ell/350$
		Revestimentos pendurados ou com juntas	Deslocamento ocorrido após a construção do forro	$\ell/175$
	Pontes rolantes	Desalinhamento de trilhos	Deslocamento provocado pelas ações decorrentes da frenagem	$H/400$
Efeitos em elementos estruturais	Afastamento em relação às hipóteses de cálculo adotadas	Se os deslocamentos forem relevantes para o elemento considerado, seus efeitos sobre as tensões ou sobre a estabilidade da estrutura devem ser considerados, incorporando-os ao modelo estrutural adotado.		

- ^a As superfícies devem ser suficientemente inclinadas ou o deslocamento previsto compensado por contraflechas, de modo a não se ter acúmulo de água.
- ^b Os deslocamentos podem ser parcialmente compensados pela especificação de contraflechas. Entretanto, a atuação isolada da contraflecha não pode ocasionar um desvio do plano maior que $\ell/350$.
- ^c O vão deve ser tomado na direção na qual a parede ou a divisória se desenvolve. ^d Rotação nos elementos que suportam paredes. ^e H é a altura total do edifício e H_i o desnível entre dois pavimentos vizinhos.
- ^f Esse limite aplica-se ao deslocamento lateral entre dois pavimentos consecutivos, devido à atuação de ações horizontais. Não podem ser incluídos os deslocamentos devidos a deformações axiais nos pilares. O limite também se aplica ao deslocamento vertical relativo das extremidades de lintéis conectados a duas paredes de contraventamento, quando H_i representa o comprimento do lintel.
- ^g O valor refere-se à distância entre o pilar externo e o primeiro pilar interno.

NOTAS

- 1 Todos os valores-limites de deslocamentos supõem elementos de vão suportados em ambas as extremidades por apoios que não se movem. Quando se tratar de balanços, o vão equivalente a ser considerado deve ser o dobro do comprimento do balanço.
- 2 Para o caso de elementos de superfície, os limites prescritos consideram que o valor é o menor vão, exceto em casos de verificação de paredes e divisórias, onde interessa a direção na qual a parede ou divisória se desenvolve, limitando-se esse valor a duas vezes o vão menor.
- 3 O deslocamento total deve ser obtido a partir da combinação das ações características ponderadas pelos coeficientes definidos na Seção 11.
- 4 Deslocamentos excessivos podem ser parcialmente compensados por contraflechas.

4. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Por meio dos resultados obtidos pelo *Eberick*, pode-se concluir que a estrutura está adequada e atendeu aos critérios da norma NBR 6118:2014. Apesar do bloco ter sido construído há alguns anos e a norma de 1980, utilizada no projeto, ter sofrido várias alterações em relação a norma de 2014, o bloco não apresentou erros consideráveis e nenhuma patologia significativa. Entretanto, não foi possível obter uma análise mais precisa do detalhamento e lançamento dos elementos estruturais devido à ausência do projeto estrutural original.

Através da elaboração do presente artigo pode-se observar que o projeto apresenta algumas falhas em seu modelo estrutural, como a ausência de pilares em alguns pontos, nos quais ocorreriam a formação de mais pórticos. Outra falha que pode ser observada é o mau posicionamento das vigas, as quais deveriam ser centralizadas nos pilares, afim de um melhor equilíbrio da estrutura.

O arranjo estrutural, apresentado pelo projeto existente, poderia ser otimizado com a inclusão de mais pilares, bem como uma melhor distribuição e posicionamento destes, resultando em uma formação mais eficiente de pórticos para, assim, proporcionar uma estrutura mais estável. No mesmo segmento, outra sugestão a ser considerada, seria o aumento da seção dos pilares, objetivando o aumento da rigidez da estrutura e ainda minimizando a ocorrência de deslocamentos horizontais, decorrentes da ação das forças externas atuantes na estrutura.

Por fim, para uma melhor análise do bloco E seria necessária a obtenção do projeto estrutural original, afim de realizar uma otimização dos estudos e uma comparação com os resultados obtidos.

Computation modeling of Building “E” of UCB: regulatory aspects of NBR 6118 through time

Abstract:

The present article consists in a computational modeling of Building “E” of the Catholic University of Brasilia by using the software Eberick, and its purpose is to verify the differences between the versions of NBR 6118 of the years 1980 and 2014, as well as to perform an evaluation of the building. As the software has the configuration of the 2007 standards, the main results obtained were relative to the global stability, displacements and design of the structure, and it was possible to verify that the structural arrangement agrees with both the standards used by the software and the current ones. The construction doesn't show significant pathologies, but its structural entry could be optimized to a better behavior of the structural elements.

Keywords: NBR 6118. Modeling. Concrete. Eberick. UCB.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto e Execução de Obras de Concreto Armado. Rio de Janeiro: ABNT, 1980.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2004.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2014.