

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA MARIA
CENTRO DE TECNOLOGIA
CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

Daniel Guglielmini Ebling

**ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO DE TEMPERATURA E
RETRAÇÃO EM EDIFÍCIOS DE CONCRETO ARMADO SEM JUNTAS**

Santa Maria, RS
2023

Daniel Guglielmini Ebling

**ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO DE TEMPERATURA E RETRAÇÃO
EM EDIFÍCIOS DE CONCRETO ARMADO SEM JUNTAS**

Trabalho de conclusão de curso, apresentado ao Curso de Engenharia Civil, da Universidade Federal de Santa Maria (UFSM, RS), como requisito parcial para obtenção do título de **Bacharel em Engenharia Civil**.

Orientador: Prof. Dr. Almir Barros da Silva Santos Neto

Santa Maria, RS
2023

Daniel Guglielmini Ebling

**ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO DE TEMPERATURA E RETRAÇÃO
EM EDIFÍCIOS DE CONCRETO ARMADO SEM JUNTAS**

Trabalho de conclusão de curso, apresentado ao Curso de Engenharia Civil, da Universidade Federal de Santa Maria (UFSM, RS), como requisito parcial para obtenção do título de **Bacharel em Engenharia Civil**.

Aprovado em 20 de fevereiro de 2023:

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

André Lübeck, Dr. (UFSM)

Gabriela Bruna Webber Rodrigues, Eng. (UFSM)

Santa Maria, RS
2023

AGRADECIMENTOS

Gostaria de começar meus agradecimentos com meus pais, Cibele e Marion, por terem sido (e sempre serão) durante todos esses anos, o local onde encontro todo o incentivo, suporte, educação e amor que preciso. Graças a vocês pude vivenciar todas as experiências da faculdade da forma que eu desejasse, com a certeza que teria de vocês o apoio necessário em todos esses momentos e tenho a convicção que eu só sou o que sou hoje graças a vocês.

Agradeço ao meu irmão, Leonardo, por ser minha inspiração desde sempre em todos os aspectos da minha vida, por me trazer muitas histórias, risadas, reflexões e suporte. A partir do teu exemplo, soube o resultado da dedicação, seja nos estudos, no trabalho e em tudo que faz. Por meio da tua experiência pude conhecer o movimento empresa júnior desde cedo e com ele conhecer pessoas que carrego até hoje.

À Maria, por ser a minha calma e a pessoa que mais me trouxe felicidade e amor durante esses últimos 4 anos. Estar contigo em diferentes situações me fez aprender muito mais do que eu imaginava sobre a vida e tua companhia e suporte contínuo, foram essenciais para eu poder formar o profissional e ser humano que sou hoje em dia. Obrigado por ser sempre a pessoa que eu nem sabia que poderia existir e por tudo que fez por mim.

Um agradecimento especial aos amigos que formei na infância e permanecem até hoje: Eduardo, por me demonstrar o que é o amor pela família e pelos amigos desde cedo; Leonardo, por ser quem eu precisava nos meus piores e melhores momentos da vida e Robert, pela alegria, cuidado e parceria de sempre. Estávamos juntos quando tivemos que realizar nossas primeiras decisões da vida e realizamos todas elas sempre com um suporte mútuo.

À Base Júnior e seus membros, empresa por onde eu passei a maior parte da graduação, que contribuiu para meu aprendizado técnico e pessoal. Agradeço à minha diretoria de 2019: Luciano, meu parceiro de faculdade e conversas profundas; Marcella, minha fonte de risadas inesgotáveis e Maria, por ser meu exemplo de liderança e minha melhor amiga. Especialmente o Dream Team, por toda parceria e amizade que permanece até hoje, agradeço a: Heloísa, por sempre estar presente e disposta a fazer de tudo pelos outros; João Pedro, amigo da faculdade e suporte pessoal em diversos momentos; Larissa, por sempre me fazer enxergar amplamente todas as situações e Maria Luísa, meu pupilo e inspiração na mesma área, por me fornecer ótimos momentos de risada.

Agradeço ao professor Almir, por ter aceito meu convite para ser meu orientador e por todo o suporte neste trabalho, desde a escolha do tema até a conclusão dele. Obrigado pela disposição em sanar todas as minhas dúvidas da melhor forma possível. Agradeço também ao

professor André, pelas dúvidas sanadas, e a Eng. Gabriela, por terem aceito fazer parte da minha banca.

Agradeço a todos os professores, por todo o conhecimento fornecido e a UFSM, por proporcionar 5 anos cheios de experiências e aprendizados, onde pude conhecer as pessoas que são muito especiais a mim.

Gostaria de agradecer ao Eng. Leã, por ter sido um ótimo líder e professor, no último estágio que realizei, onde pude além de sanar várias dúvidas sobre aspectos gerais de estruturas e engenharia civil, pude conhecer a construção civil de outra forma sempre com muita parceria envolvida. Por último, agradeço a empresa ALTO QI por disponibilizar uma licença do programa Eberick para que eu pudesse realizar este trabalho.

“A ignorância gera mais frequentemente confiança do que o conhecimento: são os que sabem pouco, e não aqueles que sabem muito, que afirmam de uma forma tão categórica que este ou aquele problema nunca será resolvido pela ciência.”

(Charles Darwin)

RESUMO

ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO DE TEMPERATURA E RETRAÇÃO EM EDIFÍCIOS DE CONCRETO ARMADO SEM JUNTAS.

AUTOR: Daniel Guglielmini Ebling
ORIENTADOR: Almir Barros da Silva Santos Neto

Este trabalho apresenta uma análise sobre a inclusão de efeitos da variação de temperatura e retração em edifícios de concreto armado sem juntas, avaliando a influência: nos esforços resultantes, na estabilidade e no dimensionamento da estrutura. Segundo a ABNT NBR 6118:2014 os efeitos das deformações impostas uniformes nas peças devem ser verificados, entretanto a norma não especifica critérios claros para a utilização de juntas, apenas esclarece que os efeitos das deformações impostas podem ser minimizados pela criação de juntas, logo conclui-se que a decisão e os parâmetros para realizar a escolha da adoção de juntas em seu projeto ficariam a critério do engenheiro estrutural. Neste estudo foram desenvolvidos seis edifícios em concreto armado com comprimentos de 30, 45 e 60 metros. Utilizou-se o programa para projeto de estruturas de concreto, Eberick 2022 (AltoQi, 2022), para dimensionar edifícios com a aplicação dos efeitos de variação de temperatura e retração e sem estes efeitos, os edifícios receberam o nome de edifício referência e experimental, respectivamente. Primeiramente, dimensionou-se um edifício referência para cada comprimento, logo após essa etapa, foi utilizada a mesma concepção estrutural e adicionou-se os efeitos de variação de temperatura e retração na sua estrutura, desta forma criou-se os edifícios experimentais. Foram coletados os resultados desses 6 edifícios e analisada as mudanças que foram necessárias para atingir o dimensionamento final das estruturas. A maior consequência da consideração desses efeitos está no aumento dos deslocamentos que são essenciais na verificação do ELS, nas vigas o aumento da flecha máxima foi de até 193%. Conclui-se que o comprimento da edificação, quando aplicada as deformações impostas uniformes, afeta diretamente a grandeza dos esforços axiais e, portanto, o consumo de aço na estrutura, que aumentou em até 18% no caso de maior comprimento.

Palavras-chave: Edifícios sem juntas. Retração do concreto. Variação de temperatura. Deformações impostas. Software Eberick 2022.

ABSTRACT**ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO DE TEMPERATURA E RETRAÇÃO EM EDIFÍCIOS DE CONCRETO ARMADO SEM JUNTAS.**

AUTHOR: Daniel Guglielmini Ebling
ADVISOR: Almir Barros da Silva Santos Neto

This work presents an analysis on the inclusion of the effects of temperature variation and shrinkage in reinforced concrete buildings without joints, evaluating the influence: on the resulting efforts, on the stability and on the dimensioning of the structure. According to ABNT NBR 6118:2014, the effects of uniform imposed deformations on parts must be checked, however the standard does not specify clear criteria for the use of joints, it only clarifies that the effects of imposed deformations can be minimized by creating joints, so it concludes It is understood that the decision and the parameters to carry out the choice of adopting joints in your project would be at the discretion of the structural engineer. In this study, six reinforced concrete buildings with lengths of 30, 45 and 60 meters were developed. The program for the design of concrete structures, Eberick 2022 (AltoQi, 2022), was used to dimension buildings with the application of the effects of temperature variation and shrinkage and without these effects, the buildings received the name of reference and experimental building, respectively. First, a reference building was dimensioned for each length, right after this step, the same structural design was used and the effects of temperature variation and shrinkage were added to its structure, in this way the experimental buildings were created. The results of these 6 buildings were collected and the changes that were necessary to reach the final design of the structures were analyzed. The greatest consequence of considering these effects is the increase in the displacements that are essential in the verification of the ELS, in the beams the increase in the maximum deflection was up to 193%. It is concluded that the length of the building, when uniform imposed deformations are applied, directly affects the magnitude of the axial forces and, therefore, the consumption of steel in the structure, which increased by up to 18% in the case of greater length.

Keywords: Buildings without joints. Shrinkage of concrete. Temperature variation. Imposed deformations. Software Eberick 2022.

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1 – Parcelas de variação de temperatura ao longo da seção transversal de concreto.	24
FIGURA 2 – Deformações e esforços em viga bi-apoiada a) Variação uniforme de temperatura e b) Variação linear de temperatura	24
FIGURA 3 – Exemplo de junta de concretagem.....	33
FIGURA 4 – Exemplo de faixa de concretagem.....	34
FIGURA 5 – Exemplo de junta de piso.....	35
FIGURA 6 – Exemplo de junta de recalque.....	36
FIGURA 7 – Situações propícias para utilização de junta de recalque, primeira imagem representa edifícios com alturas diferentes e a segunda estruturas com resistência de solo diferentes.....	36
FIGURA 8 – Pórtico unifilar do modelo grelha + pórtico, apresentando apenas o pórtico (à esquerda) e o integrado (à direita).....	37
FIGURA 9 – Exemplo dos três graus de liberdade, em cada nó, de uma barra do modelo de grelha.....	38
FIGURA 10 – Exemplo dos graus de liberdade em nós de uma barra do modelo de pórtico espacial.....	39
FIGURA 11 – Corte esquemático da estrutura.....	40
FIGURA 12 – Pórtico do edifício referência de 30 metros.....	51
FIGURA 13 – Pórtico do edifício referência de 45 metros.....	51
FIGURA 14 – Pórtico do edifício referência de 60 metros.....	51
FIGURA 15 – Corte esquemático da estrutura.....	52
FIGURA 16 – Estaca com coeficientes de mola aplicados no seu fuste.....	55
FIGURA 17 – Janelas de edição de pilares (à esquerda), vigas (centro) e lajes (à direita).....	61
FIGURA 18 – Deslocamentos horizontais dos edifícios, referência e experimental, com comprimento de 60 metros.....	63
FIGURA 19 – Flechas máximas das lajes dos edifícios referência e experimental.....	64
FIGURA 20 – Flechas máximas das vigas dos edifícios referência e experimental.....	65
FIGURA 21 – Identificação dos blocos.....	66
FIGURA 22 – Carga total por área (kgf/m ²).....	67

FIGURA 23 – Cargas nas fundações para o edifício experimental, com comprimento igual a 30 metros.	67
FIGURA 24 – Cargas nas fundações para o edifício experimental, com comprimento igual a 45 metros.	68
FIGURA 25 – Cargas nas fundações para o edifício experimental, com comprimento igual a 60 metros.	68
FIGURA 26 – Grelha do edifício referência com esforços axiais (1,3G1 + 1,4G2 + 1,4Q + 0,84V3 + 0,84D3), escala de 25% e 100x.	69
FIGURA 27 – Grelha do edifício experimental com variação de temperatura positiva (1,3G1 + 1,4G2 + 1,4Q + 0,72T1 + 0,84V3 + 0,84D3), escala de 25% e 100x.	70
FIGURA 28 – Grelha do edifício experimental com variação de temperatura negativa (1,3G1 + 1,4G2 + 1,4Q + 0,72T2 + 0,84V3 + 0,84D3), escala de 25% e 100x.	70
FIGURA 29 – Grelha do edifício experimental com retração e variação de temperatura negativa (1,3G1 + 1,4G2 + 1,2R + 1,4Q + 0,72T2 + 0,84V3 + 0,84D3), escala de 25% e 100x.	71
FIGURA 30 – Esforços axiais, fletores, cortantes e torsões das vigas V1, V2, V4, V5 e V10 da cobertura, com retração e temperatura negativa aplicada.	72
FIGURA 31 – Esforços axiais das vigas do edifício referência de 60 metros (1,3G1 + 1,4G2 + 1,4Q + 0,84V3 + 0,84D3), escala de 100% e 500x.	73
FIGURA 32 – Esforços axiais das vigas do edifício experimental de 60 metros (1,3G1 + 1,4G2 + 1,2R + 1,4Q + 0,72T2 + 0,84V3 + 0,84D3), escala de 100% e 500x.	73
FIGURA 33 – Esforços axiais, fletores, cortantes e torsões das vigas V1, V2, V4, V5 e V10 da cobertura, com temperatura positiva aplicada.	74
FIGURA 34 – Esforços axiais, fletores, cortantes e torsões dos pilares P1, P2, P14, P15 e P20 do térreo, com retração e temperatura negativa aplicada.	75
FIGURA 35 – Deslocamentos imediatos (ELS), na menor fachada, dos edifícios referência (à esquerda) e experimental (à direita) com comprimentos de 60 metros, com escala de 100% e 100x.	76
FIGURA 36 – Deslocamentos imediatos (ELS), na maior fachada, do edifício referência com comprimento de 60 metros, com escala de 100% e 100x.	76
FIGURA 37 – Deslocamentos imediatos (ELS), na maior fachada, do edifício experimental com comprimento de 60 metros, com escala de 100% e 100x.	77
FIGURA 38 – Consumo de aço por metro cúbico de concreto.	78

LISTA DE TABELAS

TABELA 1 – Coeficiente de proporcionalidade (m) para argilas.....	41
TABELA 2 – Coeficiente de proporcionalidade (m) para areias.	41
TABELA 3 – Classes de agressividade ambiental (CAA).....	42
TABELA 4 – Cobrimentos nominais.	42
TABELA 5 – Combinações de ações.	44
TABELA 6 – Coeficientes de ponderação utilizados.....	44
TABELA 7 – Limites para deslocamentos.....	45
TABELA 8 – Cobrimentos nominais adotados no projeto.....	53
TABELA 9 – Coeficientes de mola para estaca de diâmetro igual a 30 cm, utilizada no projeto.	54
TABELA 10 – Informações da estaca adotada no trabalho.	56
TABELA 11 – Resumo das cargas de paredes do edifício.....	56
TABELA 12 – Resumo das cargas sob as lajes da cobertura.....	57
TABELA 13 – Resumo das cargas sob as lajes do pavimento tipo.	58
TABELA 14 – Fatores utilizados para o cálculo das forças devidas ao vento.....	59
TABELA 16 – Força de vento para edifícios de 30 metros, na direção Y.....	59
TABELA 17 – Força de vento para edifícios de 45 metros, na direção X.....	59
TABELA 18 – Força de vento para edifícios de 45 metros, na direção Y.....	59
TABELA 19 – Força de vento para edifícios de 60 metros, na direção X.....	60
TABELA 20 – Força de vento para edifícios de 60 metros, na direção Y.....	60

LISTA DE QUADROS

QUADRO 1 – Combinações adotadas no dimensionamento.....	62
---	----

LISTA DE SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ACI	<i>American Concrete Institute</i>
ASTM	<i>American Society for Testing and Materials</i>
CAA	Classe de Agressividade Ambiental
EN	<i>European Norm</i>
fck	<i>Feature Compression Know</i> , resistência característica do concreto à compressão
IS	Indian Standard
NB	Norma de Procedimento
NBR	Norma Brasileira
NSPT	Índice de resistência de penetração do solo
SPT	<i>Standard Penetration Test</i>

LISTA DE SÍMBOLOS

α	Coeficiente de dilatação térmica
β_{10}	Termo de carga
$\beta_s(t)$ ou $\beta_s(t_0)$	Coeficiente relativo à retração, no instante t ou t_0
γ_{gi}	Coeficiente de ponderação para ações permanentes
γ_q	Coeficiente de ponderação para ações variáveis diretas
γ_{eg}	Coeficiente de ponderação para ações indiretas permanentes
γ_{eq}	Coeficiente de ponderação para ações indiretas variáveis
γ_z	Coeficiente gama-z
ΔT	Variação de temperatura
$\epsilon_{cs}(t, t_0)$	Deformação por retração
$\epsilon_{cs\infty}$	Valor final da retração
ϵ_{1s}	Coeficiente dependente da umidade relativa do ambiente e da consistência do concreto
ϵ_{2s}	Coeficiente dependente da espessura fictícia da peça
$\varphi(t, t_0)$	Coeficiente de fluência
ψ_{0j}	Fator de redução de combinação para ações variáveis diretas
ψ_{0e}	Fator de redução de combinação para ações variáveis indiretas
ψ_0	Fator de redução de combinação para ELU
ψ_1	Fator de redução de combinação frequente para ELS
ψ_2	Fator de redução de combinação quase permanente para ELS
∇T	Gradiente de temperatura
$^{\circ}C$	Celsius
A	Área.
A_c	Área bruta de concreto.
A_e	Área frontal efetiva
A_i	Área de influência
b	Parâmetro meteorológico usado na determinação de S_2
C_a	Coeficiente de arrasto
cm	Centímetros
c_{nom}	Cobrimento nominal
D	Ação de desaprumo
D_1	Deslocabilidade da estrutura
E_{ci}	Módulo de deformação tangente inicial do concreto
E_{cs}	Módulo de deformação secante do concreto
F_a	Força de arrasto
F_d	Valores de cálculo das ações para ELU
$F_{d,ser}$	Valores de cálculo das ações para ELS
F_{gk}	Valor característico das ações permanentes diretas
F_{ek}	Valor característico das ações indiretas permanentes como a retração F_{egk} e variáveis como a temperatura F_{eqk}
F_{qk}	Valor característico das ações variáveis diretas das quais F_{q1k} é escolhida principal
F_r	Fator de rajada
$G1$	Ações de peso próprio
$G2$	Ações adicionais permanentes
h_{fic}	Espessura fictícia

K	Coefficiente de mola dos apoios elásticos
kg	Quilograma
kgf	Quilograma-força
Kmola	Coefficiente de rigidez da mola do fuste da estaca
kN	Quilo-Newton
K_{11}	Coefficiente de rigidez
m	Metros
m	Coefficiente de proporcionalidade
m^2	Metros quadrados
m^3	Metros cúbicos
mm	Milímetros
MPa	Mega-Pascal
p	Expoente da lei potencial de variação de S_2
Q	Ação acidental direta
q	Pressão dinâmica do vento
R	Ação da retração
S_1	Fator topográfico
S_2	Fator que considera a influência da rugosidade do terreno, das dimensões da edificação ou parte da edificação em estudo, e de sua altura sobre o terreno
S_3	Fator baseado em conceitos probabilísticos
T	Ação de variação de temperatura
tf	Tonelada-força
V	Ação de vento
V_o	Velocidade básica do vento
V_k	Velocidade característica do vento

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	19
1.1	CONSIDERAÇÕES GERAIS	19
1.2	JUSTIFICATIVA	20
1.3	OBJETIVO	20
1.3.1	Objetivos Gerais.....	20
1.3.2	Objetivos Específicos	20
1.4	ESTRUTURA DO TRABALHO	21
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	22
2.1	INTRODUÇÃO	22
2.2	DEFORMAÇÕES IMPOSTAS.....	22
2.2.1	Variação de temperatura	22
2.2.1.1	Definição.....	22
2.2.1.2	Coeficiente de dilatação térmica.....	25
2.2.1.3	Cálculo dos efeitos.....	26
2.2.2	Retração.....	29
2.2.2.1	Definição.....	29
2.2.2.2	Cálculo dos efeitos.....	30
2.3	JUNTAS	31
2.3.1	Juntas Provisórias.....	33
2.3.1.1	Junta de Concretagem.....	33
2.3.1.2	Faixa de concretagem	34
2.3.2	Juntas Definitivas	34
2.3.2.1	Junta estrutural.....	35
2.3.2.2	Junta de movimentação.....	36
2.3.2.3	Juntas de controle	37
2.4	MODELOS ESTRUTURAIS.....	37
2.5	INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA.....	39
2.6	DIMENSIONAMENTO.....	41
2.6.1	Durabilidade.....	41
2.6.1.1	Classe de agressividade ambiental (CAA)	42
2.6.1.2	Qualidade do concreto	42

2.6.1.3	Cobrimentos.....	42
2.6.2	Estados limites.....	43
2.6.3	Combinações de ações	44
2.6.4	Coefficientes de ponderação.....	44
2.6.5	Deslocamentos limites.....	45
2.6.6	Nós móveis e fixos	46
2.6.6.1	Coefficiente γ_z	46
2.6.6.2	Redistribuição de momentos	46
2.6.7	Ação de vento	47
3	METODOLOGIA.....	50
3.1	PRÉ DIMENSIONAMENTO	50
3.2	MATERIAIS E DURABILIDADE.....	52
3.3	ESPECIFICAÇÕES DA EDIFICAÇÃO.....	54
3.3.1	Fundações	54
3.3.2	Cargas	56
3.3.2.1	Alvenaria e cargas de utilização.	56
3.3.2.2	Vento.....	58
3.3.2.3	Temperatura e retração	60
3.3.2.4	Combinações.....	61
3.4	DIMENSIONAMENTO.....	63
4	ANÁLISE DOS RESULTADOS	67
4.1	CARGAS	67
4.2	ESFORÇOS	69
4.2.1	Lajes.....	69
4.2.2	Vigas.....	71
4.2.3	Pilares.....	74
4.3	DESLOCAMENTOS	75
4.4	CONSUMO DE MATERIAIS	77
5	CONCLUSÃO E SUGESTÃO PARA TRABALHOS FUTUROS	79
5.1	CONCLUSÃO.....	79
5.2	SUGESTÃO PARA TRABALHOS FUTUROS	80
	REFERÊNCIAS	81

ANEXO A – PLANTA DE FORMA DO TÉRREO DO EDIFÍCIO REFERÊNCIA – 30 METROS.....	83
ANEXO B – PLANTA DE FORMA DO TIPO DO EDIFÍCIO REFERÊNCIA – 30 METROS	84
ANEXO C – PLANTA DE FORMA DA COBERTURA DO EDIFÍCIO REFERÊNCIA – 30 METROS.....	85
ANEXO D – PERFIL GEOTÉCNICO.....	86
ANEXO E – CAPACIDADE DE CARGA DA ESTACA.....	87
ANEXO F – PLANTA DE FORMA DO TÉRREO DO EDIFÍCIO EXPERIMENTAL – 45 METROS.....	88
ANEXO G – PLANTA DE FORMA DO PAVIMENTO TÉRREO.....	89

1 INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

É difícil datar o começo da história da construção civil, visto que há sinais de obras desde a pré-história, o ato de construir fez o ser humano desenvolver materiais, técnicas e tecnologias afim de satisfazer suas necessidades. No começo, analisar estruturas era basicamente construir protótipos, sem muitos indicadores de sucesso e de segurança. Com o advento da informática foi possível introduzir análises numéricas capazes de simular a realidade com grande precisão.

Dentro da modelagem estrutural, há grandes avanços que se traduzem em simplificações de cálculos que geram rapidez em processamento e mais precisão nos resultados, o que possibilita aos idealizadores do projeto novas formas de construir, sem abrir mão da segurança. Porém, à medida que a tecnologia e a teoria da construção avançam, a técnica não é aplicada na prática da engenharia civil, o que condiciona o avanço do sistema como um todo em um análises empíricas.

No que diz respeito a aplicação de juntas em estruturas de concreto armado, a NBR 6118:2014 não estabelece critérios claros para sua adoção. Os projetistas, ainda nos dias atuais, utilizam juntas através de uma análise empírica de que ao garantir que o espaçamento seja de 30 a 40 metros entre juntas, poderiam supostamente dispensar a consideração de efeitos de variação de temperatura e retração do concreto.

Esse comprimento é extraído do item 3.1.1.4 da NBR 6118:1978, onde cita que “edifícios que não tenham, em planta, dimensão não interrompida por junta de dilatação maior que 30 metros, dispensa-se o cálculo da influência da temperatura”. Ainda que esse item tenha sido removido na atualização na NBR 6118:2003, os projetistas estruturais o utilizam até hoje como uma orientação para aplicação de juntas.

Por muito tempo, a solução para estruturas longas de concreto, frente a complexidade da avaliação de esforços advindos de variações de comprimento que são ocasionadas por efeitos de temperatura e retração do concreto, é a utilização de juntas, sem ao menos executar avaliações sobre vantagens e desvantagens desta prática (LARANJEIRAS, 2017).

Hoje em dia, por meio de programas de cálculo estrutural como, por exemplo: TQS, Eberick, SAP 2000, Robot Structural Analysys Professional, Cypecad, entre outros. Com o uso destes programas essas situações podem ser simuladas, o que torna imprescindível a aplicação de todos os efeitos na estrutura, garantindo o desempenho dos materiais empregados e do

edifício entregue, de um planejamento de obra que explora as melhores opções e fornecendo auxílio em decisões que afetam o orçamento do empreendimento.

1.2 JUSTIFICATIVA

O avanço do conhecimento sobre os materiais utilizados na construção civil, levou os projetistas explorarem o máximo potencial do concreto e do aço, formando elementos e edifícios cada vez mais esbeltos, ao passo que o conceito de desempenho nas estruturas foi evoluindo, principalmente depois da criação da norma de desempenho em 2013 que foi atualizada em 2021, a ABNT NBR 15575:2021. Sendo assim, aumentou-se o nível de desempenho exigido com menor consumo de materiais, o que, de forma geral, ocasiona estruturas mais deformáveis.

Nas estruturas dos dias atuais, as patologias são comuns a partir de várias causas, porém com bastante frequência estão relacionados a deformações excessivas dos elementos, essas patologias causam grandes custos de manutenção ao usuário e muitas vezes a construtora. Por conta deste motivo, é importante avaliar a estrutura de uma maneira ampla, equalizando as melhores opções a curto, médio e longo prazo.

Os efeitos da variação de temperatura e retração tem como resultado deformações nos elementos, para garantir o adequado desempenho da estrutura é necessário analisar as causas e as consequências dessas ações. Obter uma conclusão sob o impacto desses efeitos na estrutura é essencial quando o objetivo do projetista é garantir a durabilidade e o menor investimento em manutenção durante a vida útil da estrutura.

1.3 OBJETIVO

1.3.1 Objetivos Gerais

Analisar a influência dos efeitos de variação de temperatura e retração em estruturas de concreto armado, variando-se o comprimento da edificação, sem o emprego de juntas de dessolidarização no dimensionamento estrutural, utilizando o programa de cálculo estrutural Eberick 2022 (AltoQi, 2022).

1.3.2 Objetivos Específicos

- a. Analisar a influência das ações de variação de temperatura e retração do concreto nos esforços de uma edificação de 30, 45 e 60 metros de comprimento;

- b. Avaliar os quantitativos de materiais de construção nas edificações, para os três diferentes comprimentos;
- c. Mensurar o impacto nos deslocamentos da estrutura com a aplicação das deformações impostas.

1.4 ESTRUTURA DO TRABALHO

Este trabalho foi desenvolvido em cinco capítulos.

O capítulo introdutório consiste em uma breve apresentação dos objetivos e da justificativa da realização do trabalho com o tema escolhido;

O capítulo 2 recebe o nome de revisão bibliográfica e tem o objetivo de apresentar a teoria do trabalho, para servir como material de apoio para implementação do estudo e sua análise, explicando conceitos, causas e valores de: variação de temperatura, retração, juntas, modelos estruturais, interação solo-estrutura e parâmetros utilizados em dimensionamentos estruturais;

O capítulo 3 é composto da metodologia que tem a função de apresentar a parcela prática do trabalho, onde é extraída os resultados. Apresentando a concepção estrutural que teve finalidade teórica, visto que não apresentam elementos que se fariam presentes na realidade, como escadas, sacadas, elevadores, caixas d'água e aberturas. Apresenta também os materiais utilizados, características da edificação e do local e o dimensionamento estrutural. Mostrando, por fim, como será retirado os resultados.

No capítulo 4 são realizadas análises dos resultados colhidos no capítulo anterior, avaliando os fatores que afetam a viabilidade do edifício de forma técnica e financeira, com base nos resultados das cargas envolvidas, esforços gerados, deslocamentos e o consumo dos materiais. Neste capítulo, por meio dos resultados extraídos é possível analisar ordens de grandeza, causas e características.

Por fim, no capítulo 5, com posse dos resultados do estudo e da análise realizada, é feito uma conclusão sobre a influência dos efeitos de variação de temperatura e retração em edifícios sem juntas.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 INTRODUÇÃO

Apresenta-se neste capítulo a revisão de alguns termos que serão importantes para a realização deste trabalho, com intuito de, ao final deste capítulo, ter o conhecimento necessário para conseguir implementar tais efeitos na estrutura e obter a máxima aplicabilidade para que se possa avaliar os resultados obtidos pelo programa.

2.2 DEFORMAÇÕES IMPOSTAS

Ao avaliar estruturalmente um edifício ou uma peça estrutural isolada é intrínseco mensurar sua deformação, utilizando diversos estados limites para, então, conseguir determinar se a estrutura projetada está disposta de uma maneira que garanta segurança ao usuário.

MONTEIRO (2008, p. 25) ressalta que as deformações no concreto podem surgir de diferentes formas. Porém, é possível agrupá-las em dois grupos: deformações mecânicas e não mecânicas.

Deformações mecânicas dependem do estado de tensão do elemento, por exemplo deformações relacionadas a cargas aplicadas e a própria fluência, que tem origem interna e não é uma carga, porém depende do estado de tensão. Já as deformações não mecânicas ou deformações impostas independem da tensão exercida no elemento, pode-se citar deformações advindas de efeitos da retração e variações de temperatura.

2.2.1 Variação de temperatura

2.2.1.1 Definição

Um dos fatores em que é necessário analisar mais profundamente o tamanho de seus efeitos, quando é desejado eliminar ou reduzir as juntas de dilatação, em seu projeto estrutural, são as deformações causadas pela variação de temperatura nos elementos estruturais.

Qualquer material exposto à atmosfera está sujeito a constantes trocas de calor entre o meio ambiente e sua superfície. Isso significa dizer que a estrutura estará ganhando e perdendo energia térmica durante as variações térmicas do ano. Essas trocas de energia térmica podem ser realizadas de três diferentes formas principais: radiação solar, convecção e condução.

A radiação solar seria a transferência de calor à distância, de forma a equilibrar o corpo mais quente, o sol, com o mais frio, o edifício. Esta transferência de calor pode ser observada, com maior facilidade, em tabuleiros de pontes ou lajes de cobertura.

A convecção é a transferência de calor entre fluidos por sua movimentação interna, por exemplo acontece entre massas de ar quente e frias e dentro dos cômodos do edifício com trocas com o ambiente e/ou refrigeração.

Por outro lado, a condução trata-se da troca de calor de um sólido para um fluido em movimento, por exemplo a transferência de calor de um edifício com o ar, influenciada pela temperatura ambiente e direcionada pelo vento e pelas massas de ar.

A norma de projeto de estruturas de concreto, NBR 6118:2014, define as variações uniformes de temperatura, como “[...] causada globalmente pela variação da temperatura da atmosfera e pela insolação direta [...]”.

Sobre o efeito da variação de temperatura na análise estrutural, Martha (2010, p. 105) afirma que:

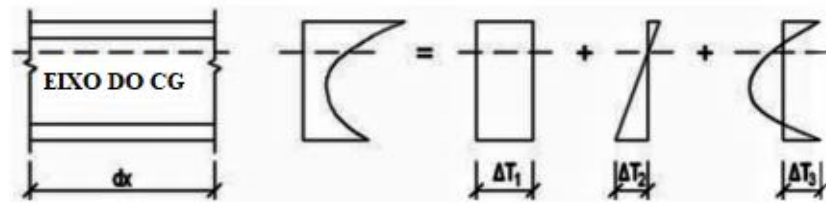
Deformações provenientes de variações de temperatura provocam deslocamentos sem que apareçam esforços internos em estruturas isostáticas. Intuitivamente, isso pode ser entendido se for observado que a estrutura isostática tem o número restrito de vínculos para impedir seus movimentos, não impedindo, por exemplo, uma pequena variação de comprimento de uma barra associada a um aquecimento. Assim como os recalques de apoio, as variações de temperatura em membros de uma estrutura hiperestática podem induzir esforços que devem ser considerados.

Como na realidade, principalmente quando se trata de edifícios residenciais, a maioria das estruturas são hiperestáticas, devemos avaliar esses esforços gerados.

É possível observar, após estudar as formas de transferência de calor, que a estrutura distribui a temperatura que recebe de uma maneira particular. Taferner et al. (2009, p.241-242) distribui a mudança de temperatura ao longo de uma seção transversal em três parcelas, como podem ser vistas na Figura 1:

- Variação uniforme de temperatura (ΔT_1): Valor representativo da variação de temperatura local com período de tempo anual.
- Variação linear de temperatura (ΔT_2): Refere-se a uma mudança de temperatura de curto prazo unilateral, ou seja, um aquecimento ou resfriamento da superfície da estrutura, causando um máximo positivo (face superior mais quente) ou máximo negativo (face inferior mais quente).
- Variação não-linear de temperatura (ΔT_3): Corresponde à temperatura igual nas faces opostas, variando no interior da seção.

Figura 1 – Parcelas de variação de temperatura ao longo da seção transversal de concreto.



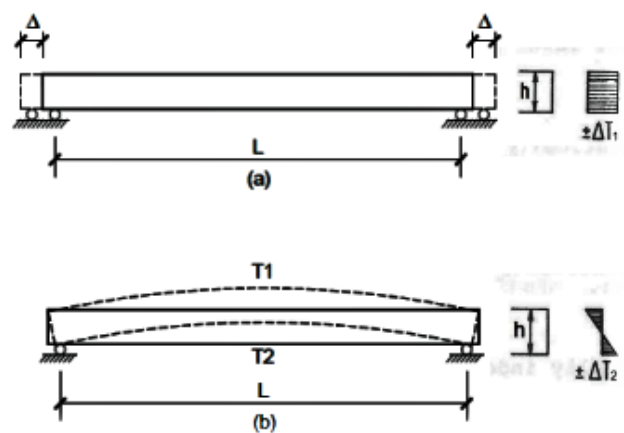
Fonte: Adaptado de Taferner et al. (2009).

Como citado anteriormente, por serem estruturas hiperestáticas, ou seja, estruturas restringidas, as parcelas geram diferentes esforços. Laranjeiras (2017, p. 28) destaca que a variação uniforme de temperatura (ΔT_1) causa variações de comprimento nas peças, se estas peças tiverem restrição a deformações, ao elevar a temperatura será gerado forças axiais de compressão e de tração, ao diminuir a temperatura. Além disso, a variação linear de temperatura (ΔT_2) apresenta deformações na forma de rotação, provocando encurvamentos nas peças e ao serem restringidos, geram momentos fletores.

Por último, a variação não linear de temperatura (ΔT_3), existe para que a estrutura continue com uma deformação plana, respeitando a hipótese de *Navier-Bernoulli*, sendo assim é responsável por gerar um estado de tensões auto equilibrantes. Partindo da hipótese de analisar ΔT_1 e ΔT_2 separadamente, pode-se eliminar a avaliação de ΔT_3 , pois ao analisar isoladamente as reações não há possibilidade de as seções não se manterem planas.

A Figura 2 exemplifica as deformações na estrutura, caso fossem isostáticas e os esforços gerados por cada parcela de variação de temperatura, no caso hiperestático.

Figura 2 – Deformações e esforços em viga bi-apoiada a) Variação uniforme de temperatura e b) Variação linear de temperatura



Fonte: Adaptado de Pinho (2011).

Para que seja possível compreender a magnitude da deformação, ocasionada no concreto pela variação de temperatura, é necessário conhecer melhor o coeficiente de dilatação térmica.

2.2.1.2 Coeficiente de dilatação térmica

O coeficiente de dilatação térmica, da maneira em que é calculada os efeitos da variação de temperatura na estrutura, é um dos parâmetros mais importantes na determinação dos deslocamentos e posteriores tensões, no caso de restrição destes deslocamentos.

Segundo Neville (2016), o valor desse coeficiente do concreto depende da composição da mistura e de seu estado higroscópico no momento da variação de temperatura. A composição, depende dos coeficientes de dilatação térmica da pasta de cimento (valores entre 11×10^{-6} e $20 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$) e dos agregados, que são bem diferentes, a combinação deles resulta no coeficiente do concreto.

A umidade, por sua vez, é um fator que se aplica a pasta e não abrange a movimentação de água livre para fora ou para o interior do concreto, que resulta em retração e expansão, respectivamente, do concreto. Essa análise deve ser ampla para que o coeficiente de dilatação não tenha muitas variações e por isso, ele é determinado quando o sistema se encontra em equilíbrio.

A temperatura atua nas tensões capilares, ocasionada pela troca de umidade entre poros capilares e poros de gel, causando diversas reações que dependem do estado de saturação em que a pasta se encontra.

A composição química e a finura do cimento afetam a dilatação térmica por causa das alterações nas propriedades do gel nas primeiras idades, por exemplo influenciam o calor de hidratação do concreto que, por sua vez, causa uma diferença grande entre a temperatura da superfície e do interior do material nas primeiras idades, se não for controlado. A presença de vazios, por outro lado, não é um fator importante para essa análise.

O coeficiente de dilatação térmico não pode ser considerado um índice de durabilidade do concreto, porém Aguiar (2006, p. 28) relatou que: “Variações bruscas de temperatura provocam danos sobre as estruturas, uma vez que a temperatura da superfície se ajusta rapidamente, enquanto a do interior se ajusta lentamente.”

Tratando de valores, a NBR 6118:2014 define o valor do coeficiente de dilatação térmica do concreto no item 8.2.3 como $10^{-5}/^{\circ}\text{C}$, já o do aço é definido no item 8.3.4 para armadura passiva e no item 8.4.3 para armadura ativa, para intervalos fixos de temperatura descritos na norma, o coeficiente de dilatação desses tipos de armaduras tem o mesmo valor do concreto. Isso, inclusive, é um dos fatores que permite a combinação de concreto com o aço, pois como tem o mesmo valor, geralmente as variações de temperatura não causam tensões internas nestes materiais.

Comparando com outras normas:

- *Eurocode 2*, norma europeia, EN 1992-1-1:2004 no item 3.1.3(5) define o coeficiente de dilatação térmica, com o mesmo valor da NBR 6118:2014, de $10.10^{-6}/^{\circ}\text{C}$, quando não se há maiores informações sobre o tipo de agregado. Essa norma ainda especifica um intervalo de coeficiente de dilatação térmica para concretos com agregados leves;
- *Indian Standard* – IS 3414:1968 define o coeficiente de dilatação térmica entre $10.10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ e $14.10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ – para temperaturas entre 1°C e 100°C ;
- *American Concrete Institute – ACI Committee 209R-92* (2008) - define o coeficiente de dilatação térmica entre $8,5.10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ e $11,7.10^{-6}/^{\circ}\text{C}$, dependendo da expansão térmica do agregado, com variações de temperatura entre 0°C e 60°C .

Importante salientar que todas as normas citadas anteriormente estabelecem valores diferentes a serem utilizados, para o coeficiente de dilatação térmica, dependendo do tipo de agregado que foi utilizado para a produção do concreto, fato que não é observado no caso do Brasil. A NBR 6118:2014 estabelece um valor único médio.

2.2.1.3 Cálculo dos efeitos

Após ser especificado quais as influências da variação da temperatura no concreto, finalmente pode-se quantificar esse efeito, calculando suas ações. A NBR 6118:2014, define a variação de temperatura como uma ação variável indireta, ou seja, uma ação que está presente em alguns períodos de tempo na estrutura (variável) e que é aplicado deformações impostas (indireta), onde só gera esforços em estruturas hiperestáticas. A norma divide em variações uniformes e não uniformes de temperatura.

No item 11.4.2.1 da NBR 6118:2014 é sugerido valores de variação de temperatura, dependendo da sua dimensão. Quando a menor dimensão do elemento estrutural é:

- Menor que 50 cm: A variação de temperatura fica em torno de 10°C a 15°C ;
- Maiores que 70 cm: A variação de temperatura fica entre 5°C e 10°C ;
- Entre 50 e 70 cm: Admite-se que seja feita uma interpolação linear entre os valores citados acima.

Ainda, pode ser considerado como valor 50% da diferença entre temperaturas médias de verão e inverno, no local da obra. O item 11.4.2.2 trata das variações não uniformes e é bastante conciso, apenas salientando que pode ser adotado uma variação linear entre os valores de temperatura adotados, desde que a variação da temperatura não seja inferior a 5°C .

Segundo Laranjeiras (2017) para que seja prezado pela segurança e pela simplicidade em análise de fatores muito imprevisíveis, é recomendado utilizar uma variação de temperatura de $\pm 15^{\circ}\text{C}$ para toda estrutura, independente da dimensão das peças.

É importante salientar a evolução da consideração das cargas de temperatura, segundo as normas de concreto armado brasileiras:

- NB-1:1940 – O artigo número 6, do capítulo II, cita que “peças permanentemente envolvidas de terra ou água e em edifícios que não tenham, em planta, dimensão não interrompida por junta de dilatação maior que 50 metros, dispensa-se o cálculo da influência da temperatura”.
- NB-1:1960 – No item 5 do capítulo II, mantêm as condições, porém diminui a dimensão máxima, não interrompida por junta de dilatação, para a não consideração dos efeitos para 30 metros.
- NBR 6118:1978 – No item 3.1.1.4, mantêm as mesmas condições e dimensões da norma anterior;
- NBR 6118:2003 – Exclui a dispensa do cálculo da influência da variação de temperatura, devendo assim calcular para todas as dimensões de edifícios em planta.
- NBR 6118:2014 – Não há nova atualização sobre este assunto.

Outras normas mantêm uma dimensão máxima para desconsideração de efeitos térmicos na estrutura, por exemplo a *Eurocode 2-1-1:2004* indica, no item 2.3.3, que efeitos de temperatura e retração podem ser omitidos na análise global da estrutura desde que haja juntas para acomodar as deformações, o valor de espaçamento entre juntas, recomendado pela *National Annex*, é de 30 metros.

A norma indiana de concreto IS 456:2021, determina, no item 19.5.1, que em prédios e pequenas habitações que não excedam 45 metros de dimensão lateral, pode-se ignorar efeitos de variação de temperatura, retração e fluência.

Como visto anteriormente, ação da variação de temperatura é indireta, ou seja, aplica-se deformações impostas. Martha (2010) discute em seu livro sobre a análise estrutural com um foco em estruturas hiperestáticas, para isso o autor utiliza dois métodos clássicos de análise estruturas hiperestáticas: o método das forças e o método dos deslocamentos. O método utilizado pelo Eberick é o método dos deslocamentos (ALTO QI, 2022), por isso ele será mais abordado neste item.

No método dos deslocamentos, as incógnitas são as deslocabilidades, que são componentes de deslocamentos e rotações nodais que definem a configuração deformada na

estrutura. Esse método consiste em adicionar vínculos necessários para impedir essas deslocabilidades, surgindo o sistema hipergeométrico, SH.

A deslocabilidade D_1 deve assumir para recompor o equilíbrio da estrutura original sem o apoio fictício (os vínculos citados anteriormente) do SH. Essa condição é expressa por uma equação de equilíbrio para cada caso básico:

$$\beta_{10} + K_{11} \cdot D_1 \quad (1)$$

Onde:

β_{10} = Termo de carga: Força (reação) no apoio fictício do caso que considera a sollicitação externa;

K_{11} = Coeficiente de rigidez: Força no apoio fictício do SH necessária para impor uma configuração deformada tal que a deslocabilidade D_1 assuma um valor unitário;

D_1 = Deslocabilidade de uma estrutura: Componente de deslocamento ou rotação livre (não restrita por apoio) em um nó da estrutura, na direção de um dos eixos globais.

No caso da variação de temperatura, o deslocamento pode ser em uma estrutura isostática, não gerando esforços e podendo ser calculada da seguinte forma para variação uniforme e não uniforme, respectivamente:

$$du^T = \alpha \cdot \Delta T_{CG} \cdot dx \quad (2)$$

$$d\theta^T = \frac{\alpha \cdot (\Delta T_i - \Delta T_s)}{h} \cdot dx \quad (3)$$

Onde:

α = Coeficiente de dilatação térmica do concreto;

ΔT_{CG} = Variação de temperatura na fibra de centro de gravidade da seção transversal da barra;

ΔT_i = Variação de temperatura na fibra inferior da barra;

ΔT_s = Variação de temperatura na fibra superior da barra;

h = Altura da seção transversal de concreto;

$d\theta^T$ = Rotação relativa interna por flexão devida à variação de temperatura não uniforme ou variação linear de temperatura (ΔT_2);

du^T = Deslocamento axial relativo interno devido à variação uniforme de temperatura (ΔT_1);

dx = Comprimento original de um elemento infinitesimal de barra.

Havendo a restrição de deslocamento, resultará em esforços internos normais e de momento fletor:

$$N = du^T \cdot EA \quad (4)$$

$$M = d\theta^T \cdot EI \quad (5)$$

Onde:

EA = Parâmetro de rigidez axial de barra;

EI = Parâmetro de rigidez por flexão de barra.

Abaixo é mostrado uma equação de momentos finais genérica de exemplo, para mostrar a influência de cada ação para o valor de momentos finais e como a deslocabilidade contribui para esse esforço:

$$M = M_0 + M_1 \cdot D_1 = (M_0^P + M_0^T) + M_1 \cdot D_1 \quad (6)$$

Onde:

M = Momento total do ponto em análise;

M₀ = Momento do caso que considera apenas as solicitações externas;

M₁ = Momento do caso que considera o deslocamento virtual;

M₀^P = Momento do caso que considera apenas as cargas aplicadas;

M₀^T = Momento do caso que considera apenas a variação de temperatura.

2.2.2 Retração

2.2.2.1 Definição

A retração é um processo que pode acontecer em qualquer material com aglomerantes minerais em sua composição, no caso do concreto este material é o cimento Portland. A retração define-se como a movimentação de água no interior do material e do interior dele para o exterior, em processos de exsudação, evaporação e de ambas as formas, atuando conjuntamente (RECENA, 2014).

Essa movimentação de água causa diminuição no volume de concreto, como foi citado anteriormente, à medida que a estrutura restringe essa deformação surgem tensões, para este caso, de tração na superfície e de compressão no interior do elemento, causando até mesmo fissuras. O concreto por ser um material exposto ao ambiente sempre estará realizando trocas de umidade, fazendo com que o efeito da retração tenha aplicabilidade inclusive em idades mais avançadas do concreto, mesmo que esses valores diminuam com o decorrer do tempo.

A respeito da fissuração do concreto ocasionada pela retração, Recena (2014, p. 63) afirma que:

A fissura, como consequência do processo de retração, nada mais é do que uma fratura, uma ruptura pela incapacidade do concreto em equilibrar as forças de tração ou de dissipá-las, por deformação. Toda vez que o concreto apresentar uma resistência à tração superior às forças de retração, o sistema, embora tensionado internamente, estará em equilíbrio.

A movimentação da água pode ser realizada de diferentes formas e em diferentes estágios do concreto, desta forma pode-se tipificar processos de retração distintos. As retrações são distinguidas, primeiramente, entre a que acontece no concreto em seu estado fresco, denominada de retração plástica e as que se manifestam no estado endurecido do concreto, que seriam a retração autógena, por secagem e por carbonatação.

O cálculo de como é considerado o efeito da retração no Eberick será descrito a seguir.

2.2.2.2 Cálculo dos efeitos

A NBR 6118:2014, no item 11.3.3.1, define ação da retração do concreto, diferentemente da variação de temperatura, como uma ação permanente indireta, ou seja, uma ação que está presente em todo período de tempo na estrutura aplicada de maneira indireta.

A norma brasileira propõe uma equação no anexo A para calcular a deformação específica do concreto, porém salienta que de maneira geral pode-se utilizar valores tabelados para o cálculo dessas deformações. O programa Eberick utiliza o item A.2.3 da NBR 6118:2014 para realizar o cálculo.

A equação do coeficiente de deformação por retração pode ser escrita como:

$$\varepsilon_{cs}(t_{\infty}, t_0) = \varepsilon_{cs\infty} [\beta_s(t) - \beta_s(t_0)] \quad (7)$$

O valor final da retração, $\varepsilon_{cs\infty}$, é dado pela equação:

$$\varepsilon_{cs\infty} = \varepsilon_{1s} \varepsilon_{2s} \quad (8)$$

Sendo:

$$\varepsilon_{2s} = \frac{33 + 2h_{fic}}{20,8 + 3h_{fic}} \quad (9)$$

A tabela A.1 do anexo A da NBR 6118:2014, fornece o valor do coeficiente de fluência, $\varphi(t_{\infty}, t_0)$, e do coeficiente dependente da umidade relativa do ambiente e da consistência do concreto, ε_{1s} . A tabela apresenta fórmulas para esses dois coeficientes, onde U seria a umidade relativa do ambiente, a fórmula para ε_{1s} , para abatimentos de 5 cm a 9 cm e $U \geq 90\%$, seria:

$$10^4 \varepsilon_{1s} = -8,09 + (U/15) - (U^2/2284) + (U^3/133765) - (U^4/7608150) \quad (10)$$

O valor para $U < 90\%$ e abatimento entre 0 cm e 4 cm é 25% menor e para abatimentos entre 10 cm e 15 cm é 25% maior.

Onde:

ε_{1s} - Coeficiente dependente da umidade relativa do ambiente e da consistência do concreto;

ε_{2s} - Coeficiente dependente da espessura fictícia da peça;

h_{fic} – Espessura fictícia em centímetros (cm), definida no item A.2.4 da NBR 6118:2014.

$\beta_s(t)$ ou $\beta_s(t_0)$ – Coeficiente relativo à retração;

Sendo assim, conclui-se que o valor da retração depende da umidade relativa do ar, das dimensões do elemento e da consistência do concreto utilizado.

2.3 JUNTAS

As juntas na construção civil são utilizadas na intenção de mitigar efeitos decorrentes de variações volumétricas no concreto, por fenômenos explicados nos itens anteriores deste trabalho e pela associação com materiais de diferentes propriedades na estrutura. Outro tipo de junta utilizada nas construções seria quando em um elemento de concreto há dois processos de concretagens em períodos diferentes, neste caso há necessidade de *juntas de concretagem*.

Por fim, há juntas que são utilizadas para direcionar fissuras, como em pavimentos de concreto em que não é possível eliminar completamente esses tipos de patologias no concreto. Então, como solução algumas regiões recebem redução da rigidez, geralmente, por meio de cortes no elemento, afim de prever, nesta região mais frágil, um reforço em aço localizado na peça de concreto, essas são denominadas *juntas de controle*.

As juntas não tem a função de impedir os fenômenos, apenas possibilitam que a estrutura não sofra as consequências dessas deformações impostas, ou seja, diminuem a restrição da estrutura em troca de menos esforços. Por isso, o dimensionamento dessas juntas é feito com grande folga, pela dificuldade em prever a magnitude dessas deformações e por conta de a estrutura não estar preparada para receber esses esforços, em caso de falha dessa solução.

Laranjeiras (2017) listou vantagens e desvantagens da não utilização de juntas em estruturas, as vantagens da dispensa de juntas na estrutura seriam:

- Diminuição do custo da construção;
- A vida útil das juntas, mesmo quando bem executadas, são bem menores que a estrutura, como cita o item 6.2.2 da NBR 6118:2014, causando aumento em custos de manutenção, reparo e substituições;
- Juntas são lugares propícios para proliferação de patologias, pelo alto grau de exposição, como por exemplo a concentração de umidade, fazendo com que a

utilização de materiais impróprios, como detergentes de limpeza, acarretam em carbonatações do concreto e corrosão de armaduras;

- Juntas mal dimensionadas e/ou executadas impedem os deslocamentos e geram esforços solicitantes imprevistos na estrutura;
- Estruturas de edifícios sem juntas resistem melhor as ações de forças horizontais.

Já as desvantagens em não utilizar as juntas nas estruturas seriam:

- Aumento dos esforços solicitantes na estrutura que acarreta no aumento de consumo de aço e concreto;
- Os esforços de tração, causados pelas deformações impostas, podem ter grandes magnitudes a ponto de ser necessária a análise da não linearidade física, por conta da fissuração das peças;
- Na análise não linear, a superposição de esforços da análise linear não é válida, o que deixa a análise da estrutura mais complexa;

Sem a tecnologia que existe hoje, as estruturas eram idealizadas de forma que formasse sistemas menos complexos e calculáveis com os recursos da época. Hoje em dia, os programas de cálculo estrutural possibilitam o cálculo de estruturas mais complexas, diminuindo a relevância desta última desvantagem.

A NBR 6118:2014 introduz as juntas de concretagem ou de dilatação, como uma forma de minimizar efeitos da variação de temperatura, retração e fluência do concreto, no item 11.3.3.1, porém não há nenhum tipo de orientação para a utilização destas, exceto quando se trata de concretos simples, ou seja, sem armaduras, em que a norma estabelece um comprimento máximo de 15 metros, para que seja possível a dispensa da consideração dos efeitos de retração térmica, hidráulica e da variação de temperatura para elementos de concreto simples sem juntas.

Por conta das normas mais antigas, citadas no item 2.2.1.5 deste trabalho, por muito tempo houve uma dimensão padrão para adoção de juntas nas estruturas, que perpetuou entre os calculistas até mesmo depois das novas atualizações da norma que não dispensavam mais a consideração dos efeitos de variação de temperatura. Porém, a análise, hoje em dia, deve ser feita com base na magnitude dos efeitos provocados na estrutura, ocasionados pelas deformações impostas, através de resultados fornecidos pelos programas de cálculo estrutural, para que se possa entregar a melhor concepção estrutural aos clientes.

Há tipos diferentes de juntas para diversas funções e elas serão divididas em *juntas provisórias* e *juntas definitivas*.

2.3.1 Juntas Provisórias

As juntas provisórias são locais em que a produção da concretagem é interrompida, porém fazem parte de uma mesma estrutura monolítica, a estrutura que recebeu primeiro a concretagem posteriormente é integrada a uma concretagem nova.

Neste caso, as juntas provisórias são separadas em dois tipos diferentes correspondentes a suas funções: junta de concretagem e faixa de concretagem.

2.3.1.1 Junta de Concretagem

A fase de concretagem dos elementos de concreto é condicionada pela capacidade de produção de material e de mão de obra. Sendo assim, a junta de concretagem visa parcelar este trabalho em diferentes dias para atender os recursos disponíveis na obra.

Segundo a NBR 6118:2014, no item 21.6, trata especialmente sobre junta de concretagem e ressalta a importância de antever a utilização destas e indicar “de forma precisa o local e a configuração de sua superfície”. O principal problema deste tipo de junta está em assegurar a aderência e rugosidade entre os dois concretos, o novo e o existente, quando esta condição não é garantida, a norma NBR 6118:2014 cita que são necessárias armaduras de costura, ancoradas em regiões capazes de resistir a esforços de tração.

Na Figura 3, há um exemplo de junta de concretagem por conta de planejamento de etapas construtivas, produção de material e jornada de trabalho da mão de obra.

Figura 3 – Exemplo de junta de concretagem.



Fonte: Autor (2022).

2.3.1.2 Faixa de concretagem

A faixa de concretagem pode até ser considerada uma junta de concretagem por seus principais problemas e como é executada em si, porém elas se diferenciam quanto a função. Enquanto a junta de concretagem é apenas uma alternativa ao planejamento frente a impossibilidades de produção e que o período entre as duas concretagens diferentes, geralmente, é pequeno, a faixa de concretagem serve para acomodar deformações, principalmente, por retração e por isso tem períodos entre concretagens maiores.

A faixa de concretagem, consiste concretar dois lados de uma laje e deixar literalmente um vão neste edifício, um exemplo de faixa de concretagem é mostrado na Figura 4.

Figura 4 – Exemplo de faixa de concretagem.



Fonte: Taferner (2009).

Este vão é fechado depois de os concretos existentes atingirem entre 2 e 3 meses de idade, neste hiato a retração hidráulica já pode ter atingido cerca de 50% do seu valor final diminuindo posteriores tensões que teriam devido a não utilizar essa técnica. Por outro lado, essa técnica deixa a programação de tarefas mais complexa e reduz a rigidez da estrutura à ação de forças horizontais, necessitando em alguns casos de subestruturas de contraventamento (LARANJEIRAS, 2017).

2.3.2 Juntas Definitivas

As juntas definitivas são dispositivos que visam acomodar as deformações impostas no concreto de forma definitiva, afim de separar as peças ou diminuir seu comprimento efetivo para que pequenas movimentações e variações volumétricas, do concreto e de revestimentos, não resultem em tensões em grandes períodos de tempo, respeitando a vida útil desses dispositivos.

Elas diferem-se entre si por fatores como instalação, materiais de fechamento e amplitude de movimento que compreende de 2 cm a 3 cm, mas pode atingir espaçamentos maiores (FERREIRA, 2013). Nesta classificação se enquadram três tipos de juntas: junta estrutural, juntas de movimentação e juntas de controle.

2.3.2.1 Junta estrutural

A junta estrutural, segundo a NBR 13755:2017 é definida como “junta que separa a estrutura em partes independentes”. E seria este tipo de junta que está, principalmente, sendo estudada neste trabalho com objetivo final de eliminá-las ou reduzi-las, dentro dessa classificação há duas funções diferentes a junta de piso e a junta de recalque.

A junta de piso, mostrada na Figura 5, é um tipo de junta estrutural e é definida como uma “junta de dilatação horizontal”, ela é responsável pela movimentação horizontal em elementos estruturais, geralmente em lajes (FERREIRA, 2013).

Figura 5 – Exemplo de junta de piso.



Fonte: Ferreira (2013).

Por essas juntas estarem presentes nas lajes, elas são facilmente visíveis pelos usuários o que compromete arquitetonicamente o ambiente. Outro fator associado ao fácil contato com o usuário é a preservação desses dispositivos, pois eles requerem um maior cuidado do espaço, principalmente em questão dos materiais utilizados para limpeza e como ela é feita, como foi citado nas vantagens de um edifício sem juntas no item 2.3 deste trabalho.

Já a junta de recalque é definida como uma “junta de dilatação vertical” (FERREIRA, 2013). Essas juntas que podem ser visualizadas na Figura 6, distinguem-se da junta de piso visto que dividem a estrutura em duas, desde a fundação e não restringem deslocamentos diferentes na vertical como os recalques diferenciais (LARANJEIRAS, 2017).

Figura 6 – Exemplo de junta de recalque.



Fonte: Ferreira (2013).

Geralmente, elas são colocadas em edifícios que têm grandes diferenças de alturas ao longo de seu comprimento ou quando a estrutura de suporte, o solo, de uma parte da estrutura apresenta propriedades muito diferentes ou baixa resistência, como ilustrado na Figura 7 (LARANJEIRAS, 2017).

Todas essas situações resultariam em recalques diferenciais nessas regiões, resultando em tensões na estrutura e possíveis fissuras, a junta tem o papel de manter a estrutura atuando de forma mais homogênea com sua fundação e vice-versa.

Figura 7 – Situações propícias para utilização de junta de recalque, primeira imagem representa edifícios com alturas diferentes e a segunda estruturas com resistências de solo diferentes.



Fonte: Adaptado de Taferner (2009).

2.3.2.2 Junta de movimentação

A NBR 13755:2017, conceitua a junta de movimentação como:

espaço regular [...] cuja função é subdividir o revestimento externo para aliviar tensões provocadas pela movimentação da base ou do próprio revestimento, podendo ou não ser preenchido por selantes ou outro material com propriedades específicas.

Sendo assim, a junta de movimentação que recebe nomes como “junta de fachada” e “junta de revestimento”, atua para impedir concentrações de tensões nos acabamentos da

fachada. Essas movimentações não geram esforços na estrutura, porém o revestimento em si está diretamente ligado a proteção da superfície da estrutura, eventuais fissuras no revestimento induzem vulnerabilidade para proliferação de patologias na estrutura.

Como este trabalho tem foco na reação na estrutura, não será conceituado cada tipo de junta de movimentação, porém a influência do material da fachada é grande em questões como isolamento térmico, ventilação e proteção do elemento de concreto. Por isso, para propiciar menos manutenções e maior vida útil da estrutura é recomendado uma análise minuciosa sobre os materiais que podem ser utilizados e suas consequências.

2.3.2.3 Juntas de controle

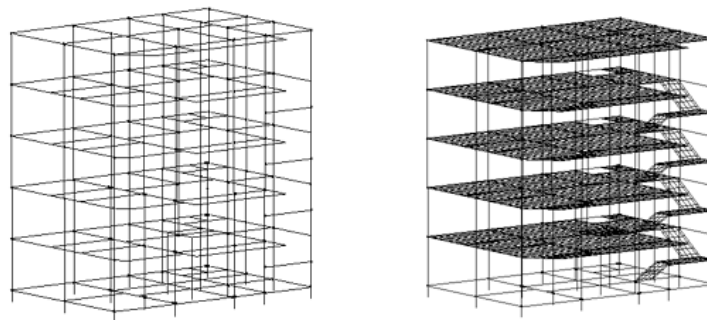
A junta de controle também conhecida como “junta serrada” é mais utilizada para a pavimentação, em projetos de alvenaria estrutural e em revestimentos, onde a intenção não é prevenir que a peça fissure, mas que ela fissure no local indicado.

À medida que as dimensões da peça vão aumentando seus esforços tendem a aumentar, que promove a fissuração. Para o projetista conseguir tratar de forma mais adequada as fissuras e de certa forma fazer com que elas não prejudiquem a utilização da estrutura em si, pode ser utilizada as juntas de controle.

2.4 MODELOS ESTRUTURAIIS.

Todo programa estrutural consiste de modelos estruturais, que seriam as formas que o programa utilizará para analisar a estrutura em questão, eles desenham a estrutura para que seja realizada simulações afins de dimensioná-las. O Eberick disponibiliza dois modelos estruturais: o integrado e o de “grelha + pórtico estrutural”, seus pórticos unifilares podem ser visualizados na Figura 8.

Figura 8 – Pórtico unifilar do modelo grelha + pórtico, apresentando apenas o pórtico (à esquerda) e o integrado (à direita).

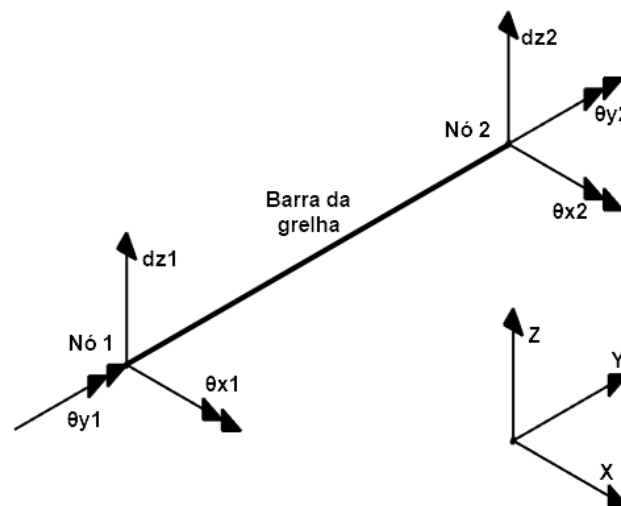


Fonte: ALTO QI (2022).

O processo do modelo de grelha + pórtico estrutural consiste em realizar, primeiramente a análise dos painéis de laje com o modelo bidimensional de grelha e adicionar suas reações em outro modelo, de pórtico, representado apenas por pilares e vigas.

O modelo de grelha calcula os deslocamentos dos nós transversais ao plano e considera três graus de liberdade, por nó, neste modelo, sendo eles: Deslocamento no eixo Z, e rotação em torno do eixo X e Y, eles podem ser visualizados na Figura 9. Por essa característica, as rigidezes consideradas são a rigidez a flexão, à torção e ao deslocamento transversal, logo isso implica dizer que o modelo de grelha não considera os esforços axiais nas barras das grelhas (ALTO QI, 2022).

Figura 9 – Exemplo dos três graus de liberdade, em cada nó, de uma barra do modelo de grelha.

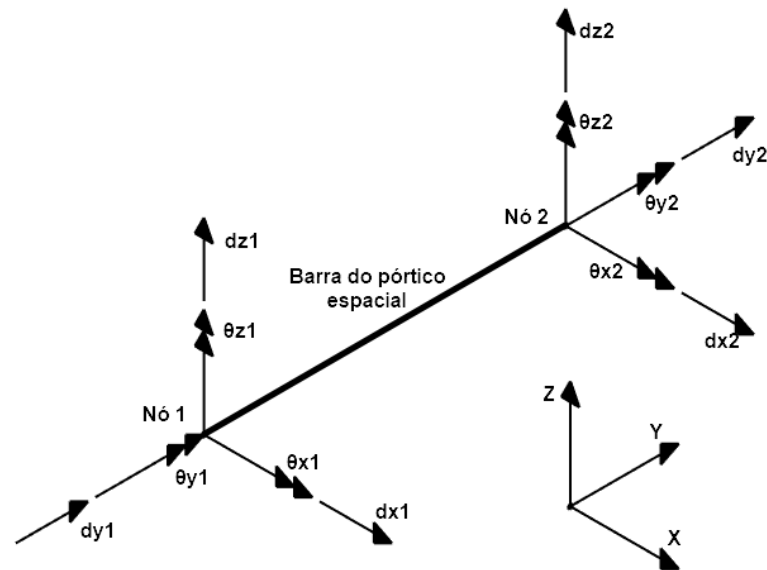


Fonte: ALTO QI (2022).

Já o modelo integrado, analisa as lajes, pilares e vigas em um modelo espacial único de maneira completa. Este modelo considera a presença das lajes na análise da estabilidade global da estrutura e possibilita calcular esforços de temperatura e de retração nos elementos estruturais.

De maneira diferente ao modelo grelha + pórtico, o modelo integrado considera todos os graus de liberdade, são eles: Deslocamentos no eixo X, Y e Z e rotação em torno do eixo X, Y e Z. As rigidezes consideradas são: rigidezes à flexão em torno do eixo X e Z, a rigidez à torção em torno do eixo Y, as rigidezes ao deslocamento transversal em X e Z e a rigidez axial em Y (ALTO QI, 2022). A Figura 10 apresenta os graus de liberdade do modelo integrado.

Figura 10 – Exemplo dos graus de liberdade em nós de uma barra do modelo de pórtico espacial.



Fonte: ALTO QI (2022).

Este modelo estrutural possibilita a ocorrência de tração na grelha das lajes, isso resulta na necessidade de uma armação maior nos apoios e em regiões de armaduras com comprimentos diferentes de ancoragem diferentes (ALTO QI, 2022).

É importante salientar que este modelo torna a estrutura mais rígida, pois as lajes são incluídas no cálculo da estabilidade global e ele é mais custoso computacionalmente, o que torna o tempo de processamento da estrutura mais demorado para ser analisado.

2.5 INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA.

Dimensionar estruturas significa trabalhar com muitas variáveis e neste processo existem considerações que devem ser feitas para determinar como a estrutura será analisada. O solo atua no suporte da estrutura e é caracterizado como um meio heterogêneo. Logo, a sua consideração, geralmente é realizada de forma simplificada, atuando apenas no valor da capacidade de carga da fundação, por exemplo.

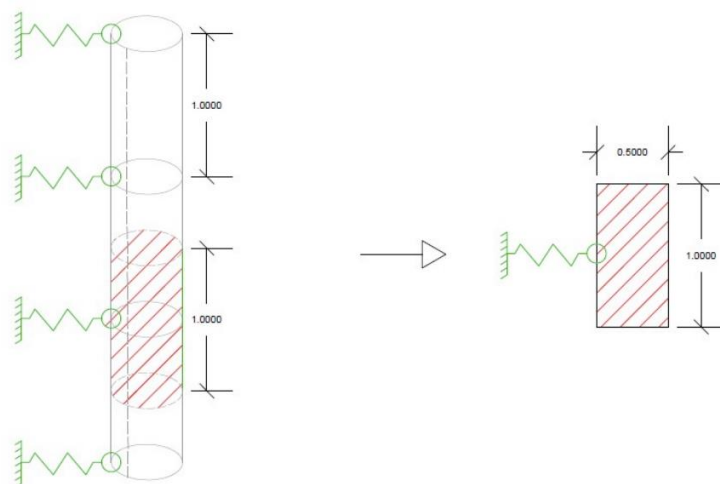
O estudo da interação solo-estrutura, permite a análise conjunta da superestrutura, infraestrutura e do solo, proporcionando redistribuição de esforços e alteração dos deslocamentos (NBR 6122:2019). A consideração da interação solo-estrutura é especialmente importante em edifícios sem juntas, visto que os deslocamentos gerados por efeitos de temperatura e retração sofrem restrições pelo solo de fundação, o que produz esforços (LARANJEIRAS, 2017).

No dimensionamento da estrutura essa interação implica em considerar as fundações deslocáveis, dependendo da deformabilidade/rigidez do solo e do tipo de fundação. O modelo de Winkler (1867) propõe uma simplificação onde o solo é representado por apoios elásticos distribuídos a cada metro do fuste da estaca, o que determina o coeficiente elástico dos apoios é o tipo de solo que envolve a estaca.

No Brasil um dos ensaios mais utilizados para a avaliação dos solos é o *Standard Penetration Test* (SPT), onde é possível identificar diferentes tipos de solos, nível de lençol freático e a capacidade de carga do solo em diferentes profundidades através de correlações. Tietz (1976) propôs um método de extrair o valor do coeficiente elástico da mola por meio de relatórios de sondagem SPT.

O coeficiente de mola (K_{mola}) depende do coeficiente de proporcionalidade (m) que caracteriza a variação do coeficiente horizontal em relação ao tipo de solo e da área de influência (A_i) que equivale à metade da distância entre os apoios multiplicada pelo diâmetro da estaca, conforme apresenta a Figura 11.

Figura 11 – Corte esquemático da estrutura.



Fonte: Almeida (2017).

O coeficiente, para cada metro do fuste da estaca, é obtido por meio da equação proposta por Tietz:

$$K_{mola} = m * A_i \quad (11)$$

O coeficiente de proporcionalidade (m) tem valores tabelados diferentes para argilas e areias e são dependentes do índice de resistência de penetração do solo (NSPT), estes valores são apresentados na Tabela 1 e Tabela 2.

Tabela 1 – Coeficiente de proporcionalidade (m) para argilas.

TIPO DE SOLO	CONSISTÊNCIA	NSPT	m (tf/m ⁴)
Turfa	Meio líquido	0	0 – 50
Argila	Muito mole	< 2	50 – 100
Argila	Mole	2 – 4	100 – 200
Argila	Média	4 – 8	200 – 400
Argila	Rija	8 – 15	400 – 600
Argila	Muito rija	15 – 30	600 – 800
Argila	Dura	> 30	800 – 1000

Fonte: Terzaghi e Peck apud Tietz (1976).

Tabela 2 – Coeficiente de proporcionalidade (m) para areias.

TIPO DE SOLO	COMPACIDADE	NSPT	m (tf/m ⁴)
Areia	Fofa	0 – 4	100 – 200
Silte	Pouco Compacta	5 – 10	200 – 400
Silte	Medianamente Comp.	10 – 30	400 – 600
Areia	Compacta	30 – 50	600 – 1000
Argila	Muito Compacta	> 50	1000 – 2000

Fonte: Terzaghi e Peck apud Tietz (1976).

Com a obtenção dos valores dos coeficientes de mola dos apoios, é necessário simular o comportamento de uma estaca, quando aplicada uma força horizontal, com o objetivo de extrair o deslocamento horizontal no topo da estaca. Com estes resultados basta dividir o valor da carga horizontal aplicada por o deslocamento horizontal para obter o coeficiente de deslocamento horizontal (K) da estaca.

Para aplicar esses coeficientes no projeto, o projetista deve configurar o deslocamento na fundação, como se houvesse uma estaca por bloco. Em seguida é necessário calcular a quantidade de estacas por bloco e multiplicar o coeficiente de deslocamento horizontal (K) pelo o número de estacas de cada bloco.

Então, é aplicado um processo iterativo que recalcula a estrutura até que atinja um dimensionamento final da quantidade de estacas por bloco com coeficientes de deslocamento horizontal corretos para, no fim, obter uma estrutura com apoios deslocáveis.

2.6 DIMENSIONAMENTO

2.6.1 Durabilidade

As estruturas de concreto armado, após passar por processos de análise e dimensionamento, garantem a segurança plena do usuário, mantendo as suas características durante sua vida útil de projeto. Porém os componentes estruturais se encontram expostos ao ambiente, sendo alvos de mecanismos de envelhecimento e deterioração dos materiais. Para garantir a permanência das características especificadas é adotado algumas medidas no projeto.

2.6.1.1 Classe de agressividade ambiental (CAA)

A ABNT NBR 6118:2014 para classificar o nível de exposição do material e poder propor especificações padrões para estruturas que se encontram em ambientes semelhantes, estabelece o conceito de classe de agressividade ambiental. As classes com seus níveis de agressividade, classificações dos ambientes e riscos de deterioração são apresentadas na Tabela 3.

Tabela 3 – Classes de agressividade ambiental (CAA).

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural ou submersa	Insignificante
II	Moderada	Urbana	Pequeno
III	Forte	Marinha ou industrial	Grande
IV	Muito forte	Industrial ou respingos de maré	Elevado

Fonte: Adaptado da Tabela 6.1 da NBR 6118 (2014).

2.6.1.2 Qualidade do concreto

Com as CAAs definidas é importante garantir um cobrimento das armaduras (estes valores mínimos serão apresentados no item 2.6.1.3), porém além de garanti-lo é necessário assegurar a qualidade do concreto de cobrimento. Sendo assim a NBR 6118:2014 define, no item 7.4, que as resistências mínimas do concreto armado, para as respectivas CAAs, devem ser as seguintes: I) 20 Mpa; II) 25 Mpa; III) 30 Mpa e IV) 40 Mpa.

2.6.1.3 Cobrimentos

Garantir o cobrimento das armaduras é essencial para manter a vida útil da armadura da estrutura, para protege-la contra efeitos como despassivação por carbonatação e por ação de cloretos. Os cobrimentos são determinados, para cada tipo de elemento estrutural, por meio da classe de agressividade ambiental, os cobrimentos podem ser visualizados na Tabela 4.

Tabela 4 – Cobrimentos nominais.

(continua)

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental			
		I	II	III	IV
		Cobrimento nominal Mm			

Tabela 4 – Cobrimentos nominais.

Concreto armado	(conclusão)				
	Laje	20	25	35	45
	Viga/pilar	25	30	40	50
Elementos estruturais em contato com o solo	30		40	50	

Fonte: Adaptado da Tabela 7.2 da NBR 6118 (2014).

A NBR 6118:2014 apresenta algumas situações em que se pode diminuir a tolerância de execução (Δc) que equivale 10 mm, diminuindo o valor dos cobrimentos nominais apresentados na Tabela 4.

Para a face superior de vigas e lajes que receberão revestimentos como, por exemplo, pisos cerâmicos, os cobrimentos nominais e mínimos podem seguir o maior valor dentre as seguintes equações (desde que sejam maiores ou iguais a 15 mm):

$$c_{nom} \geq \Phi_{barra} \quad (12)$$

$$c_{nom} \geq \Phi_{feixe} = \Phi_n = \Phi\sqrt{n} \quad (13)$$

$$c_{nom} \geq 0,5\Phi_{bainha} \quad (14)$$

No caso de utilizar concretos com classe de resistência superiores ao mínimo, apresentado no item 2.6.1.2 deste trabalho, os cobrimentos podem ser reduzidos em até 5 mm. Por fim, se garantir um controle adequado de qualidade e limites rígidos de tolerância da variabilidade das medidas durante a execução mais 5 mm podem ser reduzidos.

2.6.2 Estados limites

Existem dois tipos de estados limites, os estados de limites últimos (ELU) e o estados de limites de serviço (ELS), o primeiro deve ser utilizado quando é necessário analisar perda de equilíbrio (global ou parcial), esgotamento da capacidade resistentes de estrutura, colapso progressivo, deformação plástica excessiva dos materiais e instabilidades na estrutura (NBR 6118:2014, p. 50).

O ELS, é utilizado para analisar “danos ligeiros ou localizados, que comprometem o aspecto estético da construção ou a durabilidade da estrutura, deformações excessivas e vibração excessiva ou desconfortável” (NBR 8681:2003, p. 2). Este estado limite pode ter três ordens de grandeza de permanência na estrutura, como definido no item 4.1.2.2 da NBR 8681:2003:

- Combinações quase-permanentes: Atua em grande parte do período da vida da estrutura, aproximadamente metade deste período;

- Combinações frequentes: Combinações com alguma repetição durante o período da vida da estrutura, aproximadamente 10^5 vezes em 50 anos ou que tenham duração igual a uma parte não desprezível desse período, da ordem de 50%;
- Combinações raras: Combinações que duram até, no máximo, algumas horas durante o período de vida da estrutura.

2.6.3 Combinações de ações

As equações para as múltiplas combinações de ações dos estados limites citados no item 2.6.2, considerando as ações que serão utilizadas no projeto, são representadas na Tabela 5.

Tabela 5 – Combinações de ações.

Estado limite	Combinações	Cálculo das solicitações
Último	Normais	$F_d = \gamma_{gi}F_{gk} + \gamma_{\varepsilon g}F_{\varepsilon gk} + \gamma_q(F_{q1k} + \sum \psi_{0j}F_{qjk}) + \gamma_{\varepsilon q}\psi_{0\varepsilon}F_{\varepsilon qk}$
Serviço	Quase permanentes	$F_{d,ser} = \sum F_{gik} + \sum \psi_{2j}F_{qjk}$
	Frequentes	$F_{d,ser} = \sum F_{gik} + \psi_1F_{q1k} + \sum \psi_{2j}F_{qjk}$
	Raras	$F_d = \sum F_{gik} + F_{q1k} + \sum \psi_{1j}F_{qjk}$

Fonte: Tabelas 11.3 e 11.4 da NBR 6118 (2014).

2.6.4 Coeficientes de ponderação

A NBR 8681:2003 fixa os requisitos na verificação de segurança das estruturas da construção civil definindo coeficientes de ponderação para a consideração das diversas cargas que uma estrutura é submetida.

O coeficiente de ponderação, de cargas permanentes e acidentais, desfavorável ($\gamma_{f,desf}$) e favorável ($\gamma_{f,fav}$), fator de combinação (ψ_0) e os fatores de redução (ψ_1 e ψ_2) da ação acidental direta, de variação de temperatura e do vento, são apresentados na Tabela 6:

Tabela 6 – Coeficientes de ponderação utilizados.

Tipo de Carga	(continua)				
	$\gamma_{f,desf}$	$\gamma_{f,fav}$	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Peso próprio (G1)	1,3	1	-	-	-
Adicional (G2)	1,4	1	-	-	-
Acidental direta (Q)	1,4	-	0,5	0,4	0,3

Tabela 6 – Coeficientes de ponderação utilizados.

					(conclusão)
Retração (R)	1,2	0	1	1	1
Varição de temperatura (T)	1,4	-	0,6	0,5	0,3
Vento (V)	1,4	-	0,6	0,3	0
Desaprumo (D)	1,4	1	-	-	-

Fonte: Autor. Adaptado da NBR 8681 (2003).

2.6.5 Deslocamentos limites

Na verificação do estado limite de serviço de deformações excessivas é utilizado valores limites para os deslocamentos dos componentes estruturais, estabelecidos pela NBR 6118:2014. Os dois efeitos verificados geralmente são: aceitabilidade sensorial e efeitos em elementos não estruturais. A aceitabilidade sensorial é o limite para vibrações excessivas ou efeito visual desagradável e o segundo se refere a possibilidade do deslocamento ocasionar o mau funcionamento de elementos que estão ligados a estrutura. Os deslocamentos limites estão descritos 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	L/250
	Outro	Vibrações sentidas no piso	Devido a cargas acidentais	L/350
Efeitos em elementos não estruturais	Paredes	Alvenaria, caixilhos e revestimentos	Após a construção da parede	L/500 10mm $\theta = 0,0017 \text{ rad}$
		Movimento lateral de edifícios	Provocado pela ação do vento para combinação frequente ($\Psi_1 = 0,30$)	H/1700
				Hi/850 entre pavimentos

Fonte: Adaptado da Tabela 13.3 da NBR 6118 (2014).

2.6.6 Nós móveis e fixos

Segundo a NBR 6118:2014, item 15.4.2, a estrutura que sofre um deslocamento horizontal relevante, ao receber ações, ao ponto de proporcionar grandes esforços de 2ª ordem (superiores a 10% dos respectivos esforços de 1ª ordem) é considerada uma estrutura de nós móveis. Caso o deslocamento horizontal for pequeno, causando efeitos globais de 2ª ordem desprezíveis (inferiores a 10% dos respectivos esforços de 1ª ordem) a estrutura é considerada de nós fixos.

2.6.6.1 Coeficiente γ_z

Uma alternativa para avaliar a grandeza dos esforços de segunda ordem globais é por meio do coeficiente γ_z , que é válido para estruturas de no mínimo quatro andares. Seu cálculo depende dos resultados de uma análise linear de primeira ordem, onde se aplica os carregamentos em um modelo estrutural com rigidezes subestimadas.

Quando o coeficiente γ_z atinge valores superiores a 1,10, a estrutura passa de nós fixos para ser considerada uma estrutura de nós móveis, isso significa dizer que os efeitos da não linearidade física e geométrica deverá ser considerada, sendo necessário fazer a verificação dos efeitos locais e globais de segunda ordem.

Em estruturas de nós móveis, com o coeficiente γ_z de até 1,30, os efeitos de segunda ordem podem ser considerados de maneira aproximada, majorando os esforços horizontais por $0,95 \gamma_z$. Com o coeficiente γ_z maior que 1,3, a verificação dos efeitos deve ser feita por métodos mais refinados, como o P-Delta.

2.6.6.2 Redistribuição de momentos

A redistribuição de momentos acontece em ligações entre dois componentes estruturais por meio da aplicação de nós semirrígidos, que significa que a ligação entre os elementos não obedece a um engastamento perfeito, situação mais condizente com a realidade, por conta de por exemplo fissurações naquele ponto.

A NBR 6118:2014 estabelece limites para o coeficiente de redistribuição (δ) que depende da deslocabilidade da estrutura. Sendo assim para estruturas de nós fixos é possível adotar um coeficiente de redistribuição de 0,75, ou seja, causar uma redução no engaste dos nós semirrígidos de até 25%, enquanto que para nós móveis o máximo é de 10%.

A redistribuição de maneira prática significa que em uma ligação semirrígida de pilar com viga, uma parcela do momento negativo desta ligação será redistribuída para o momento

positivo da viga, o que de certa forma transfere menos momentos para os pilares (ALTO QI, 2021).

2.6.7 Ação de vento

Uma das ações a serem consideradas no dimensionamento de estruturas é a que o vento exerce, ela é considerada uma carga variável direta e tem esforços solicitantes descritos pela ABNT NBR 6123:1988.

Para calcular as forças devidas ao vento, são necessários três parâmetros: o coeficiente de arrasto (C_a); a pressão dinâmica do vento (q) e a área frontal efetiva (A_e). A equação da componente da força global na direção do vento, força de arrasto (F_a) é: $F_a = C_a \cdot q \cdot A_e$. O valor do coeficiente de arrasto (C_a) pode ser extraído fazendo uso de gráficos, para ventos de baixa e alta turbulência, que dependem da relação comprimento/largura (l_1/l_2) e da altura/comprimento (h/l_1).

A pressão dinâmica (q) depende da velocidade característica do vento (V_k) que, por sua vez, depende da velocidade básica do vento (V_0 , valor retirado de mapa de isopletras) e de três fatores: S_1 (fator topográfico); S_2 (fator de rugosidade e dimensões das edificações) e S_3 (fator estatístico).

Para definir o fator topográfico S_1 a região em que o edifício se encontra deve ser classificada entre: terreno plano ou fracamente acidentado (com valor de $S_1 = 1,0$); taludes e morros (S_1 calculado) e vales profundos ($S_1 = 0,9$). O fator S_2 depende da altura (z) e de parâmetros meteorológicos (b , Fr e p) com valores tabelados, seu valor é calculado por meio da seguinte equação: $S_2 = b Fr (z/10)^p$. Para encontrar o valor dos parâmetros meteorológicos é necessário definir a categoria e a classe do edifício, as categorias classificam a rugosidade do terreno, as cinco categorias são:

- Categoria I: Superfícies lisas de grandes dimensões, com mais de 5 km de extensão, medida na direção e sentido do vento incidente;
- Categoria II: Terrenos abertos em nível ou aproximadamente em nível, com poucos obstáculos isolados, tais como árvores e edificações baixas;
- Categoria III: Terrenos planos ou ondulados com obstáculos, tais como sebes e muros, poucos quebra-ventos de árvores, edificações baixas e esparsas;
- Categoria IV: Terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçados, em zona florestal, industrial ou urbanizada;

- Categoria V: Terrenos cobertos por obstáculos numerosos, grandes, altos e pouco espaçados.

Enquanto que as classes são definidas com base na maior dimensão horizontal ou vertical da edificação, as três classes definidas na NBR 6123:1988 são:

- Classe A: Todas as unidades de vedação, seus elementos de fixação e peças individuais de estruturas sem vedação. Toda edificação na qual a maior dimensão horizontal ou vertical não exceda 20 m;
- Classe B: Toda edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal esteja entre 20 m e 50 m.
- Classe C: Toda edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal exceda 50 m.

O fator estatístico S3 tem valores mínimos tabelados que levam em consideração o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação, os cinco grupos, apresentados na NBR 6123:1988, que indicam os valores de S3 são:

- Grupo 1: Edificações cuja ruína total ou parcial pode afetar a segurança ou possibilidade de socorro a pessoas após uma tempestade destrutiva (hospitais, quartéis de bombeiros e de forças de segurança, centrais de comunicação, etc.). Para este caso o valor mínimo equivale a 1,10;
- Grupo 2: Edificações para hotéis e residências. Edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação. O valor mínimo é de 1,00;
- Grupo 3: Edificações e instalações industriais com baixo fator de ocupação (depósitos, silos, construções rurais, etc.). Valor mínimo de 0,95;
- Grupo 4: Vedações (telhas, vidros, painéis de vedação, etc.). Valor mínimo de 0,88;
- Grupo 5: Edificações temporárias. Estruturas dos grupos 1 a 3 durante a construção. Valor mínimo de 0,83.

Já a área frontal efetiva (A_e) representa a área da projeção ortogonal da edificação sobre um plano perpendicular à direção do vento, ou seja, a área em que ação de vento incide. Com todas essas definições é possível calcular a força de arrasto.

Por fim, a consideração das ações de vento deve ser realizada segundo o que a NBR 6118:2014 descreve:

- a) Quando 30 % da ação do vento for maior que a ação do desaprumo, considera-se somente a ação do vento;

- b) Quando a ação do vento for inferior a 30 % da ação do desaprumo, considera-se somente o desaprumo respeitando a consideração de $\theta_{1\text{mín}}$, conforme definido acima;
- c) Nos demais casos, combina-se a ação do vento e desaprumo, sem necessidade da consideração do $\theta_{1\text{mín}}$. Nessa combinação, admite-se considerar ambas as ações atuando na mesma direção e sentido como equivalentes a uma ação do vento, portanto como carga variável, artificialmente amplificada para cobrir a superposição.

3 METODOLOGIA

Para este trabalho foi desenvolvido edifícios de quatro pavimentos (térreo, 2 pavimentos tipo e cobertura) que foram estudados com três dimensões horizontais diferentes (30, 45 e 60 metros), todos eles receberam cargas de peso próprio dos elementos de concreto, de revestimentos, das paredes de alvenaria sob todas as vigas, ação de vento e desaprumo em 4 direções e ações variáveis de utilização.

Para estudar a influência da aplicação de efeitos de variação de temperatura e retração em edifícios sem juntas, analisou estes três comprimentos de edifícios sem a aplicação das deformações impostas e com a inclusão delas. Sendo assim se estabeleceu a seguinte nomenclatura para os edifícios:

1. Edifício referência: Edifícios sem o acréscimo de deformações impostas (retração e variação de temperatura) – 3 edifícios;
2. Edifício experimental: Edifícios com acréscimo dos efeitos de variação de temperatura e retração – 3 edifícios.

Portanto, no total foram analisados 6 edifícios. A justificativa está em analisar as eventuais mudanças estruturais que acontecem ao ser incluído esses efeitos e qual a relevância em quantitativos de materiais de construção, como o concreto e aço, garantindo a segurança da estrutura e sua plena utilização.

Iniciou-se com o comprimento de 30 metros, por conta da determinação da norma antiga de concreto, que dispensava a consideração dos efeitos da variação de temperatura, sendo assim existe um conhecimento prévio (mesmo que essa exceção tenha sido excluída nas novas normas) que comprimentos menores têm menor relevância.

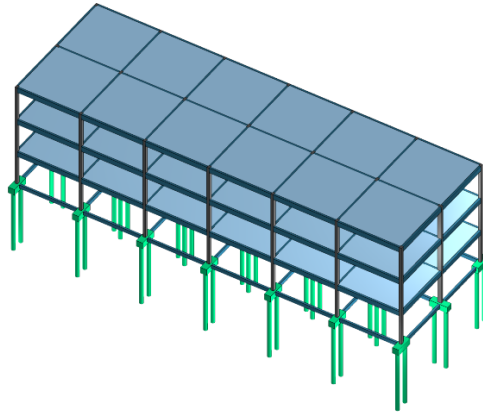
Esses edifícios foram processados e analisados pelo EBERICK 2022, em uma versão plena do programa cedida pela ALTO QI, para a realização deste trabalho.

3.1 PRÉ DIMENSIONAMENTO

A concepção do modelo foi idealizada para cumprir as questões teóricas do trabalho, baseado em repetições de módulos para desenvolver as dimensões horizontais necessárias, desta forma as dimensões dos elementos foram padronizadas e mantidas constantes.

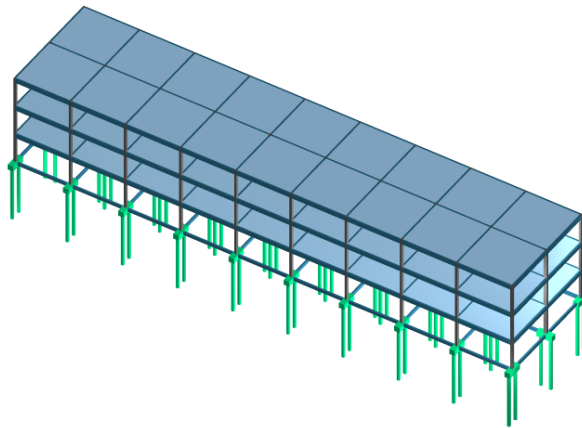
O tamanho do vão entre pilares é de, aproximadamente, 5 metros, logo as edificações têm 10 m x 30 m, 10 m x 45 m e 10 m x 60 m, sendo a maior dimensão no eixo X. Na Figura 12, Figura 13 e Figura 14 são apresentados os pórticos do edifício referência com comprimento de 30, 45 e 60 metros, respectivamente, com todos os seus elementos estruturais.

Figura 12 – Pórtico do edifício referência de 30 metros.



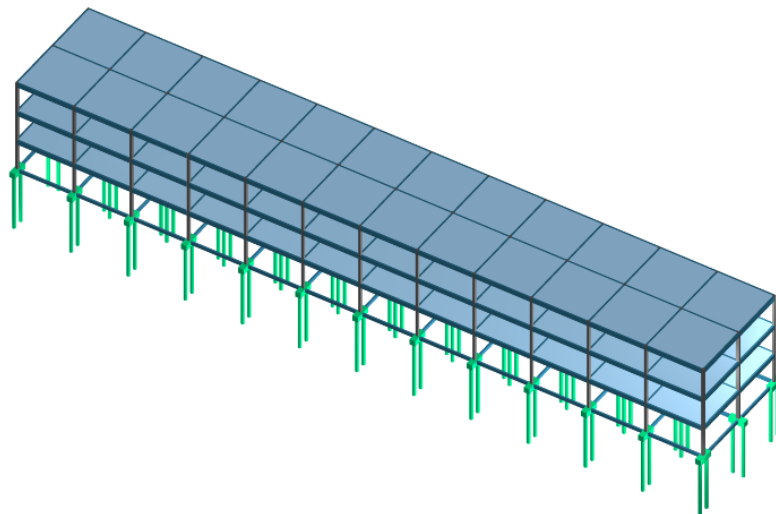
Fonte: Autor (2023).

Figura 13 – Pórtico do edifício referência de 45 metros.



Fonte: Autor (2023).

Figura 14 – Pórtico do edifício referência de 60 metros.

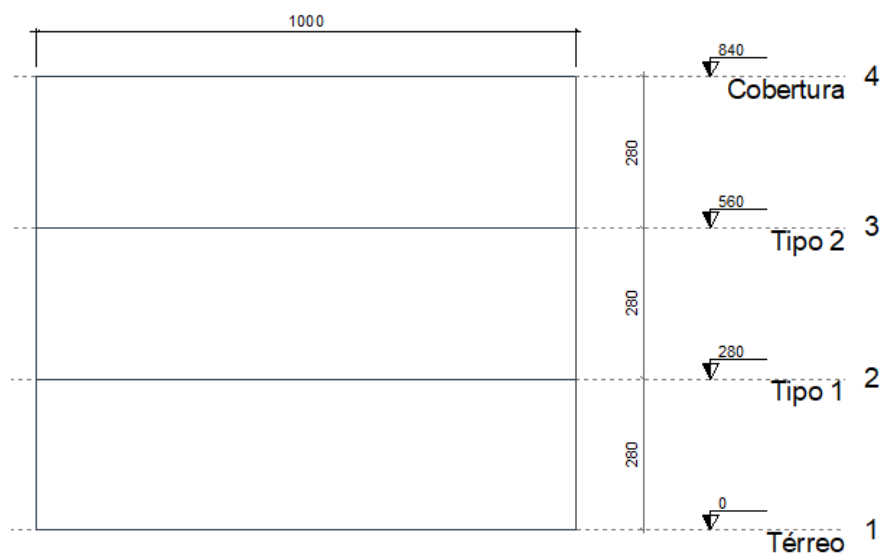


Fonte: Autor (2023).

Para o edifício referência, no pavimento térreo, não foram adotadas lajes e por isso a dimensão das vigas são menores, sendo 15 cm x 30 cm para todas elas. Todos os pilares, se tratando de dimensões, se mantêm constantes em todos os pavimentos. O tipo de fundação adotada foi a de blocos sobre estacas, o nível da face superior dos blocos coincide com a face superior das vigas do térreo, fazendo com que as vigas sirvam de travamento dos blocos. Na vinculação dos pilares com a fundação foi atribuído o uso de apoios elásticos, os coeficientes de mola foram calculados no item 3.3.1 deste trabalho.

No pavimento tipo e na cobertura, houve o acréscimo de lajes maciças no pavimento, com 9 cm de espessura. As vigas externas têm seção transversal 15 cm x 40 cm e as internas têm 15 cm x 45cm, as internas têm 5 cm a mais de altura do que as vigas externas, por receberem uma quantia maior de carga de lajes. Foi considerado uma altura entre pisos de 280 cm, o corte esquemático da estrutura é apresentado na Figura 15.

Figura 15 – Corte esquemático da estrutura.



Fonte: Autor (2023).

As lajes foram consideradas engastadas entre si para todos os pavimentos, o que reduz a tensão de tração na grelha das lajes, que é adicionada ao dimensionamento quando se opta pelo modelo integrado, conforme explicado no item 2.4 deste trabalho e diminui a quantidade de armadura nos apoios. As plantas de fôrmas dos pavimentos, do edifício referência de 30 metros, constam nos Anexos: ANEXO A, ANEXO B e ANEXO C.

3.2 MATERIAIS E DURABILIDADE

As propriedades e as características dos materiais utilizados e do meio em que o edifício está inserido, influem em como a estrutura se comporta. Dito isso para esse projeto, baseado no

que consta na NBR 6118:2014 para as estruturas de concreto, foram adotadas as seguintes propriedades e características, do material e do ambiente:

- Classe de resistência do concreto: C30 para lajes, pilares, vigas, blocos e estacas;
- Classe de agressividade do concreto (CAA): II;
- Abatimento do concreto: 12 cm;
- Dimensão máxima do agregado: 19 mm;
- Umidade relativa do ar: 75%;
- Tempo para o início de carregamento e carregamento das paredes: 28 dias;
- Tempo para o início da retração: 3 dias (configuração padrão do programa Eberick 2022, logo será desconsiderada a retração plástica em estado fresco na estrutura);
- Coeficiente de dilatação térmica $0,00001/^{\circ}\text{C}$.

Os cobrimentos mínimos adotados, para cada componente estrutural, seguem a Tabela 8.

Tabela 8 – Cobrimentos nominais adotados no projeto.

Componente estrutural	Cobrimentos nominais		
	Peças externas cm	Peças internas cm	Em contato com o solo cm
Vigas	2,5	2,0	3,0
Pilares	2,5	2,0	4,0
Lajes	2,0	2,0	2,5
Blocos	-	-	4,0

Fonte: Autor (2023).

Como a classe de resistência do concreto adotada, C30, é superior a mínima da CAA II, foi reduzido 5 mm, do cobrimento mínimo, das vigas, pilares e lajes. Para as peças internas foi reduzido 5 mm, do cobrimento mínimo, dos pilares e vigas, com a justificativa de garantir um controle rigoroso de qualidade na execução. Prezando pela segurança, nos blocos e pilares de fundação, que são elementos em contato com o solo foi adotado 4 cm.

A especificação da umidade relativa do ar e do abatimento do concreto são essenciais para o cálculo, da maneira que o Eberick realiza, do coeficiente de retração, como visto no item 2.2.2.2 deste trabalho.

O módulo de elasticidade do concreto foi calculado a partir do f_{ck} , sendo assim para o módulo secante (E_{cs}) encontrou-se o valor de 322061 kgf/cm^2 e para o módulo inicial (E_{ci}) obteve o valor de 368070 kgf/cm^2 .

3.3 ESPECIFICAÇÕES DA EDIFICAÇÃO

3.3.1 Fundações

Para o cálculo das fundações, utilizou-se de um relatório de sondagem SPT, que consta no Anexo ANEXO D, com informações geológico e geotécnicas. Esta sondagem foi realizada em Porto Alegre – RS e o relatório foi fornecido durante a disciplina de Fundações “A” do curso de engenharia civil da Universidade Federal de Santa Maria, pelo professor Dr. Magnos Baroni.

O cálculo da capacidade de carga das estacas foi realizado pelo método de Aoki e Velloso (1975), a planilha com os resultados de capacidade de carga vertical é apresentada no ANEXO E. O tipo de fundação adotada para este trabalho foi a profunda e, mais especificamente, a estaca hélice contínua, com diâmetro de 30 cm e 9 metros de comprimento. A carga vertical máxima adotada foi de 28,456 tf, a horizontal foi de 3,059 tf e o momento máximo foi de 2,804 tf.m.

Os blocos estão diretamente conectados as vigas baldrame do térreo, o espaçamento entre estacas de um bloco foi configurado em três vezes o diâmetro de estaca, as dimensões totais dos blocos de coroamento são dependentes da quantidade de estacas utilizadas em cada pilar e variam conforme cada edifício deste trabalho.

A vinculação do pilar com a fundação foi considerada como apoio elástico, sendo assim se permitiu um certo deslocamento horizontal, considerados nos blocos sob estacas, apenas nas direções X e Y, a magnitude desses deslocamentos dependem dos coeficientes de mola do solo que, por sua vez, dependem: do diâmetro das estacas, do SPT e do solo em cada camada.

Por meio do processo descrito no item 2.5 deste trabalho foi possível obter o coeficiente de molas dos apoios elásticos aplicado no fuste das estacas, os valores de todos os coeficientes são apresentados na Tabela 9, para obter o valor do coeficiente de proporcionalidade (m) se fez uso de interpolação linear entre os valores fornecidos na Tabela 1 e Tabela 2.

Tabela 9 – Coeficientes de mola para estaca de diâmetro igual a 30 cm, utilizada no projeto.

(continua)

z (m)	Área de influência (m²)	NSPT	Tipo de solo	m (kgf/m⁴)	m (kN/m⁴)	Kmola (kN/m)
1	0,3	9	Argila	428571	4286	1286
2	0,3	8	Argila	400000	4000	1200
3	0,3	14	Argila	571429	5714	1714

Tabela 9 – Coeficientes de mola para estaca de diâmetro igual a 30 cm, utilizada no projeto.

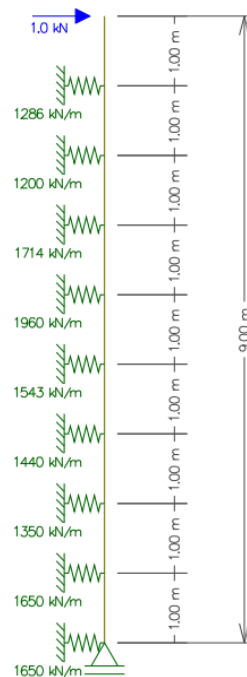
4	0,3	19	Argila	653333	6533	1960 (conclusão)
5	0,3	12	Argila	514286	5143	1543
6	0,3	18	Silte arenoso	480000	4800	1440
7	0,3	15	Silte arenoso	450000	4500	1350
8	0,3	25	Silte arenoso	550000	5500	1650
9	0,3	25	Silte arenoso	550000	5500	1650

Fonte: Autor (2023).

Para o cálculo do deslocamento horizontal foi utilizado o programa estrutural FTOOL, idealizado pelo Prof. Luiz Fernando Martha da PUC-Rio. Para simular a estaca modelou-se uma barra de 9 metros, adotou as propriedades do material descrita no item 3.2 deste trabalho e se aplicou os apoios elásticos com os coeficientes apresentados na Tabela 9.

No último nó da barra, o que seria a ponta da estaca, além de aplicar o coeficiente de mola foi aplicado um apoio simples, que restringiu o recalque vertical da estaca e, por fim, no topo da estaca foi aplicado uma carga concentrada horizontal de 1 kN, a Figura 16 ilustra o modelo.

Figura 16 – Estaca com coeficientes de mola aplicados no seu fuste.



Fonte: Autor (2023).

O deslocamento horizontal calculado, no topo da estaca, foi de aproximadamente 0,948 mm, ao dividir a carga aplicada (1 kN) pelo o deslocamento encontrado encontra-se um

coeficiente de deslocamento de 1054 kN/m que equivale a, aproximadamente, 105485 kgf/m, para cada estaca. Todas informações resumidas são apresentadas na Tabela 10.

Tabela 10 – Informações da estaca adotada no trabalho.

Diâmetro	30 cm
Carga vertical máxima	28456 kgf
Carga vertical máxima	3059,15 kgf
Momento máximo	2804,22 kgf.m
Deslocamento horizontal	0,948 mm
K - Bloco de 1 estaca	1054,85 kN/m
K - Bloco de 1 estaca	105485 kgf/m
K - Bloco de 2 estacas	210970 kgf/m
K - Bloco de 3 estacas	316455 kgf/m
K - Bloco de 4 estacas	421940 kgf/m

Fonte: Autor (2023).

O cálculo dos coeficientes de mola resulta em coeficientes de deslocamentos horizontais que deve ser multiplicado pela quantidade de estacas no bloco, para então poder ser inserido, no Eberick, em cada fundação.

3.3.2 Cargas

3.3.2.1 Alvenaria e cargas de utilização.

Todas as vigas receberam cargas de paredes, exceto as vigas internas da cobertura e não foi considerado cargas de paredes diretamente sob lajes.

Os valores de pesos e cargas foram retirados da ABNT NBR 6120:2019, a parede é formada por “Blocos de vedação cerâmico vazado” de 14 cm de largura revestidos com 2 cm de reboco em cada face, totalizando 18 cm de espessura do bloco + revestimento.

Para o cálculo de peso linear das paredes, era necessário preencher o tamanho da altura da parede, para isso foi utilizado a altura entre pisos (2,8 metros) menos a altura da viga do pavimento superior, como pode ser evidenciado na Tabela 11, importante salientar que o programa realiza o cálculo do peso próprio de todos os elementos, sendo necessário apenas preencher os materiais que compõe e suas características.

Tabela 11 – Resumo das cargas de paredes do edifício.

(continua)		
Bloco	e	0,14 m
	γ	800 kgf/m ³
Revestimento	e	0,02 m
	γ	1.900 kgf/m ³

Tabela 11 – Resumo das cargas de paredes do edifício

(conclusão)		
Vigas Internas - Tipo	Altura	2,40 m
	Carga	451 kgf/m
Vigas Externas - Tipo	Altura	2,35 m
	Carga	442 kgf/m
Vigas Platibanda - Cobertura	Altura	0,80 m
	Carga	150 kgf/m

Fonte: Autor (2023).

Para as lajes foi adotado 9 cm de espessura para todos os pavimentos, com configurações de revestimentos diferentes entre lajes do pavimento tipo e cobertura. Para a carga de utilização adotou-se uma carga padrão para o pavimento tipo, visto que não há distinção de cômodos no projeto, sendo assim a categoria de utilização foi “sala, copa e cozinha”, que consta na tabela 10 da ABNT NBR 6120:2019, que vale 150 kgf/m².

Para o pavimento da cobertura, a categoria de utilização adotada foi “Com acesso apenas para manutenção ou inspeção”, que consta na tabela 10 da ABNT NBR 6120:2019, com uma sobrecarga de 100 kgf/m², todas essas cargas seguem a NBR 6120:2019 e o valor dos pesos sob as lajes de cobertura e dos pavimentos tipo pode ser conferido na Tabela 12 e Tabela 13, respectivamente.

Tabela 12 – Resumo das cargas sob as lajes da cobertura.

Porcelanato	e	0,01	m
	γ	1.800	kgf/m ³
Contrapiso	e	0,03	m
	γ	2.100	kgf/m ³
Impermeabilização	e	0,005	m
	γ	1.200	kgf/m ³
Regularização	e	0,030	m
	γ	2.100	kgf/m ³
Reboco	e	0,015	m
	γ	2.100	kgf/m ³
Forro	e	0,00	m
	γ	1.250	kgf/m ³
Lajes	e	0,09	m
	γ	2.500	kgf/m ³
Carga Cobertura - Permanente		406,5	kgf/m²
Carga Acidental		100,0	kgf/m²

Fonte: Autor (2023).

Tabela 13 – Resumo das cargas sob as lajes do pavimento tipo.

Porcelanato	e	0,01 m
	γ	1.800 kgf/m ³
Contrapiso	e	0,05 m
	γ	2.100 kgf/m ³
Impermeabilização	e	0,00 m
	γ	1.200 kgf/m ³
Regularização	e	0,00 m
	γ	2.100 kgf/m ³
Reboco	e	0,015 m
	γ	2.100 kgf/m ³
Forro	e	0,00 m
	γ	1.250 kgf/m ³
Lajes	e	0,09 m
	γ	2.500 kgf/m ³
Carga Cobertura - Permanente		379,5 kgf/m²
Carga Acidental		150,0 kgf/m²

Fonte: Autor (2023).

Na cobertura, há mudança no tipo de revestimento empregado nas lajes e no valor da carga de alvenaria, pois foi alterado a altura das paredes para 80 cm nas vigas externas, representando a platibanda e as vigas internas não receberam carga de alvenaria.

3.3.2.2 Vento

Considerou-se que a edificação analisada se localiza no município de Porto Alegre-RS. Esta localização foi utilizada para determinar a velocidade básica do vento (V_0) de 44 m/s, conforme o mapa de isopleias da ABNT NBR 6123:1988.

Para consideração da ação do vento sobre a estrutura, se classificou os edifícios, conforme descrito no item 2.6.7 deste trabalho, da seguinte maneira:

- As edificações se encontram em um “terreno plano ou fracamente acidentado”;
- Categoria II;
- Classe B para as edificações com 30 e 45 metros de dimensão horizontal;
- Classe C para as edificações com 60 metros de dimensão horizontal;
- Grupo 2;
- Baixa turbulência;

O fator S_2 , é alterado no comprimento de 60 metros, pois essa dimensão horizontal do edifício supera os 50 metros máximos permitidos para a Classe B. Como estão com a mesma localização e utilização do edifício os fatores S_1 e S_3 são iguais, os valores de S_2 variam com a altura e os parâmetros utilizados são referentes a classificação descrita na Tabela 14

Tabela 14 – Fatores utilizados para o cálculo das forças devidas ao vento.

Comprimento	S1	S2	S3
30 m	1,0	II-B	1,0
45 m	1,0	II-B	1,0
60 m	1,0	II-C	1,0

Fonte: Autor (2023).

A força de arrasto (F_a) foi calculada pelo programa Eberick e se mantém para o edifício referência e experimental, sendo alterada apenas pela dimensão horizontal, a Tabela 15 e Tabela 16 apresentam as ações de vento, nas direções X e Y, para o comprimento de 30 metros.

Tabela 15 – Força de vento para edifícios de 30 metros, na direção X.

Pavimento	Fachada cm	Fachada transversal cm	Altura cm	S₂	C_a	Força kgf
Cobertura	1000	3000	840	0,96	0,72	1120,87
Tipo 2	1000	3000	560	0,93	0,72	2107,14
Tipo 1	1000	3000	280	0,86	0,72	1826,49

Fonte: Autor (2023).

Tabela 16 – Força de vento para edifícios de 30 metros, na direção Y.

Pavimento	Fachada cm	Fachada transversal cm	Altura cm	S₂	C_a	Força kgf
Cobertura	3000	1000	840	0,96	1,20	5598,22
Tipo 2	3000	1000	560	0,93	1,20	10524,17
Tipo 1	3000	1000	280	0,86	1,20	9122,46

Fonte: Autor (2023).

A Tabela 17 e Tabela 18 apresentam as ações de vento, nas direções X e Y, para edifícios com comprimento de 45 metros.

Tabela 17 – Força de vento para edifícios de 45 metros, na direção X.

Pavimento	Fachada cm	Fachada transversal cm	Altura cm	S₂	C_a	Força kgf
Cobertura	1000	4500	840	0,96	0,70	1085,77
Tipo 2	1000	4500	560	0,93	0,70	2041,15
Tipo 1	1000	4500	280	0,86	0,70	1769,29

Fonte: Autor (2023).

Tabela 18 – Força de vento para edifícios de 45 metros, na direção Y.

Pavimento	Fachada cm	Fachada transversal cm	Altura cm	S₂	C_a	Força kgf
Cobertura	4500	1000	840	0,96	1,24	8628,23
Tipo 2	4500	1000	560	0,93	1,24	16220,31
Tipo 1	4500	1000	280	0,86	1,24	14059,94

Fonte: Autor (2023).

A Tabela 19 e Tabela 20 apresentam as ações de vento, nas direções X e Y, para edifícios com comprimento de 60 metros.

Tabela 19 – Força de vento para edifícios de 60 metros, na direção X.

Pavimento	Fachada cm	Fachada transversal cm	Altura cm	S₂	C_a	Força kgf
Cobertura	1000	6000	840	0,93	0,70	1014,92
Tipo 2	1000	6000	560	0,89	0,70	1894,99
Tipo 1	1000	6000	280	0,83	0,70	1617,10

Fonte: Autor (2023).

Tabela 20 – Força de vento para edifícios de 60 metros, na direção Y.

Pavimento	Fachada cm	Fachada transversal cm	Altura cm	S₂	C_a	Força kgf
Cobertura	6000	1000	840	0,96	1,24	10753,65
Tipo 2	6000	1000	560	0,93	1,24	20078,45
Tipo 1	6000	1000	280	0,86	1,24	17162,60

Fonte: Autor (2023).

Como era esperado, as maiores forças estão na direção Y, por conta do C_a e da área efetiva serem maiores.

3.3.2.3 Temperatura e retração

Para considerar estes carregamentos no programa Eberick, deve-se atribuí-los a cada elemento, selecionando a opção “Temperatura e retração” no caso de vigas e lajes ou selecionar “Cargas” para pilares. Para todos os elementos, o programa possibilita configurar duas situações de variação de temperatura diferentes, elas recebem a nomenclatura de “T1” e “T2”. Nos pilares é possível aplicar apenas a variação de temperatura uniforme, enquanto que lajes e vigas há a opção de não uniforme.

Para este trabalho foi adotado uma carga uniforme e definiu-se: T1 = 15°C e T2 = -15°C, para todos os elementos de concreto simbolizando, respectivamente, situações de aquecimento e esfriamento da estrutura, esse preenchimento pode ser visualizado na Figura 17.

A retração se encontra na mesma janela do programa e tem a opção de ter uma reação uniforme e não uniforme para vigas e lajes, conforme apresenta a Figura 17. Para as lajes é possível adotar 4 valores diferentes: o lado inferior e superior em cada direção X e Y. Os pilares continuam apenas com reação uniforme, conforme visto na Figura 17.

Figura 17 – Janelas de edição de pilares (à esquerda), vigas (centro) e lajes (à direita).

The figure shows three software dialog boxes for editing structural elements:

- Carga concentrada:** A dialog box for defining concentrated loads. It includes a dropdown for 'Ação' (set to 'Adicional'), input fields for forces (Fx, Fy, Fz) and moments (Mx, My, Mz) in kgf and kgf.m, and options for wind loads and uniform temperature variation for two cases (T1: 15 °C, T2: -15 °C). A 'Retração' section has a checked box for automatic calculation and a uniform shrinkage coefficient of -0.49 ‰.
- Variação de temperatura e retração (Pilares):** A dialog box for temperature and shrinkage variation for columns. It shows two cases (T1 and T2) with a 'Tipo' of 'Uniforme'. For T1, both top and bottom faces are set to 15 °C. For T2, both are set to -15 °C. The 'Retração' section has a checked box for automatic calculation and shrinkage coefficients of -0.49 ‰ for both top and bottom faces.
- Variação de temperatura e retração (Vigas e Lajes):** A dialog box for temperature and shrinkage variation for beams and slabs. It shows two cases (T1 and T2) with a 'Tipo' of 'Uniforme'. For T1, top and bottom faces are 15 °C. For T2, top and bottom faces are -15 °C. The 'Retração' section has a checked box for automatic calculation and shrinkage coefficients of -0.51 ‰ for top and bottom faces in both X and Y directions.

Fonte: Autor (2023).

Estes coeficientes de retração podem ser atribuídos manualmente ou calculados automaticamente pelo programa que utiliza o item A.2.3 do anexo A da NBR 6118:2014, que seria a maneira mais precisa de se obter o coeficiente da retração e com a utilização do programa pode ser feita de maneira mais rápida e prática, para isso o Eberick usa as informações definidas no item 3.2 deste trabalho sobre as propriedades dos materiais empregados e as dimensões dos componentes estruturais.

Portanto, foi estabelecido que o programa calcularia automaticamente os coeficientes de retração para cada elemento, o que resultou em:

- 0,48‰ para as vigas internas dos pavimentos tipo e cobertura;
- 0,49‰ para os pilares e vigas externas dos pavimentos tipo e cobertura;
- 0,50‰ para as vigas do térreo;
- 0,51‰ para as lajes.

A mudança dos valores dos coeficientes entre uma peça e outra, seria a alteração da espessura fictícia por conta da diferença de dimensões das peças, visto que a umidade relativa do ar e consistência do concreto, que são fatores que alteram o coeficiente de retração, não se alteraram entre os elementos. Por fim aplicou-se de forma uniforme os efeitos da retração em todos os elementos estruturais.

3.3.2.4 Combinações

As combinações adotadas no projeto são descritas no Quadro 1.

Quadro 1 – Combinações adotadas no dimensionamento.

Estado Limite	Combinações
ELU	$1,3G1+1,4G2+0,72T+1,4D$ $1,3G1+1,4G2+0,7Q+0,72T+0,84V+1,4D$ $1,3G1+1,4G2+0,7Q+0,72T+1,4V+0,84D$ $1,3G1+1,4G2+1,2R+0,72T+1,4D$ $1,3G1+1,4G2+1,2R+0,72T+D$ $1,3G1+1,4G2+1,2R+0,7Q+0,72T+0,84V+1,4D$ $1,3G1+1,4G2+1,2R+0,7Q+0,72T+1,4V+0,84D$ $1,3G1+1,4G2+1,2R+1,4D$ $1,3G1+1,4G2+1,2R+D$ $1,3G1+1,4G2+1,2R+1,4Q+0,72T+0,84V+0,84D$ $1,3G1+1,4G2+1,2R+1,4Q+1,4D$ $1,3G1+1,4G2+1,2R+1,4Q+D$ $1,3G1+1,4G2+1,4D$ $1,3G1+1,4G2+1,4Q+0,72T+0,84V+0,84D$ $1,3G1+1,4G2+1,4Q+1,4D$ $G1+G2+1,2R+0,72T+1,4D$ $G1+G2+1,2R+0,7Q+0,72T+0,84V+1,4D$ $G1+G2+1,2R+0,7Q+0,72T+1,4V+0,84D$ $G1+G2+1,2R+1,4D$ $G1+G2+1,2R+1,4Q+0,72T+0,84V+0,84D$ $G1+G2+1,2R+1,4Q+1,4D$
ELS – Frequentes	$G1+G2+R+0,3Q+0,3T+0,3V$ $G1+G2+R+0,3Q+0,5T+D$ $G1+G2+R+0,4Q+0,3T+D$ $G1+G2+R+0,4Q+0,3D$ $G1+G2+R+0,5T+0,3D$ $G1+G2+R+D$
ELS – Quase-Permanente	$G1+G2+R+0,3Q+0,3T+D$ $G1+G2+R+0,3Q+D$ $G1+G2+R+0,3T+D$ $G1+G2+R+D$
ELS – Raras	$G1+G2+R+0,4Q+0,5T+0,3V+D$ $G1+G2+R+0,4Q+0,5T+V+0,3D$ $G1+G2+R+0,4Q+T+0,3V+0,3D$ $G1+G2+R+D$ $G1+G2+R+Q+0,5T+0,3V+0,3D$ $G1+G2+R+Q+D$ $G1+G2+R+T+D$

Fonte: Autor (2023).

Sendo que para a variação de temperatura (T), são analisadas as combinações para a situação de T1 e de T2. As ações de vento (V) e desaprumo (D) foram consideradas nas 4 direções, obtendo uma combinação para cada direção. Sendo assim, a combinação que causou os maiores coeficientes γ_z foi: $1,3G1 + 1,4G2 + 1,2R + 1,4Q + 0,72T2 + 0,84V2 + 0,84D2$, ou seja, combinando a retração com a variação de temperatura negativa, seus valores serão descritos no próximo item.

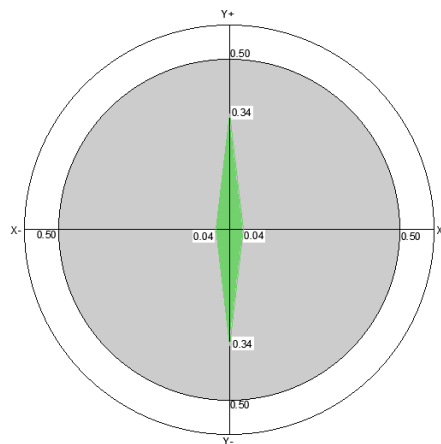
3.4 DIMENSIONAMENTO

Após estabelecer todas essas informações foi possível processar as estruturas afim de atender os dois estados limites descritos na ABNT NBR 6118:2014: ELU (Estado Limite Último) e, posteriormente, o ELS (Estado Limite de Serviço).

Para poder considerar corretamente o coeficiente K dos apoios elásticos da fundação, foram lançados, primeiramente, os pilares do térreo como “pilar de fundação” no Eberick, com o coeficiente K para o bloco de 1 estaca (105458 kgf/m, como visto na Tabela 10), para todos os pilares, após estabelecer esses valores era processada a estrutura.

Após essa primeira etapa das fundações foi analisado a estabilidade global da estrutura através do coeficiente γ_z , deslocamento horizontal e análise de 2ª ordem via P- Δ , por meio do relatório “resultados da análise” fornecido pelo programa, a Figura 18 apresenta os deslocamentos horizontais que foram iguais para os edifícios referência e experimental, o maior deslocamento está no eixo Y (0,34 cm), visto que tem a maior área de influência para ação do vento e que não atinge o limite de 0,50 (H/1700).

Figura 18 – Deslocamentos horizontais dos edifícios, referência e experimental, com comprimento de 60 metros.



Fonte: Autor (2023).

Verificou-se que o valor do coeficiente γ_z dos 6 edifícios analisados foram acima de 1,10, sendo assim as estruturas são consideradas de nós móveis. Com isso, foi possível adotar

uma redução do engastamento para nós semirrígidos máxima de 10% em todos encontros de vigas com pilares, conforme visto no item 2.6.6.2 deste trabalho, sendo assim diminuindo o momento negativo e, conseqüentemente a carga que seria transferida para os pilares.

Na aba de dimensionamento do Eberick, seguiu-se a seguinte seqüência de conferência: lajes, depois as vigas de cada pavimento e após isso era verificado a “janela de dimensionamento de pilares em prumada”, as flechas de lajes e vigas foram cheçadas e não atingiram o deslocamento-limite, as flechas máximas de cada pavimento podem ser conferidas na Figura 19 e Figura 20, importante salientar que os elementos que obtiveram as flechas máximas no edifício referência e experimental foram os mesmos. Ao reparar algum elemento com erro de dimensionamento era analisado por meio dos resultados e visualizado os pórticos unifilares para entender melhor o comportamento da estrutura, para então resolvê-los e obter o dimensionamento final da estrutura.

Figura 19 – Flechas máximas das lajes dos edifícios referência e experimental.

DEFORMAÇÕES - LAJE					
30 METROS					
Tipo	2º Pavimento	3º Pavimento	4º Pavimento	Limite	Conferência
Referência	1,13 cm	1,17 cm	1,21 cm	2,00 cm	OK
Experimental	1,30 cm	1,46 cm	1,66 cm	2,00 cm	OK
Acréscimo	15,04%	24,79%	37,19%		
45 METROS					
Tipo	2º Pavimento	3º Pavimento	4º Pavimento	Limite	Conferência
Referência	1,13 cm	1,17 cm	1,21 cm	2,00 cm	OK
Experimental	1,29 cm	1,46 cm	1,66 cm	2,00 cm	OK
Acréscimo	14,16%	24,79%	37,19%		
60 METROS					
Tipo	2º Pavimento	3º Pavimento	4º Pavimento	Limite	Conferência
Referência	1,15 cm	1,17 cm	1,21 cm	2,00 cm	OK
Experimental	1,29 cm	1,46 cm	1,65 cm	2,00 cm	OK
Acréscimo	12,17%	24,79%	36,36%		

Fonte: Autor (2023).

Figura 20 – Flechas máximas das vigas dos edifícios referência e experimental.

DEFORMAÇÕES - VIGA						
30 METROS						
Tipo	Térreo	2º Pavimento	3º Pavimento	4º Pavimento	Limite	Conferência
Referência	0,13 cm	0,43 cm	0,58 cm	0,45 cm	2,00 cm	OK
Experimental	0,13 cm	0,79 cm	1,01 cm	1,29 cm	2,00 cm	OK
Acréscimo	0,00%	83,72%	74,14%	186,67%		
45 METROS						
Tipo	Térreo	2º Pavimento	3º Pavimento	4º Pavimento	Limite	Conferência
Referência	0,13 cm	0,42 cm	0,50 cm	0,45 cm	2,00 cm	OK
Experimental	0,13 cm	0,79 cm	1,00 cm	1,29 cm	2,00 cm	OK
Acréscimo	0,00%	88,10%	100,00%	186,67%		
60 METROS						
Tipo	Térreo	2º Pavimento	3º Pavimento	4º Pavimento	Limite	Conferência
Referência	0,13 cm	0,49 cm	0,48 cm	0,45 cm	2,00 cm	OK
Experimental	0,13 cm	0,79 cm	1,00 cm	1,32 cm	2,00 cm	OK
Acréscimo	0,00%	61,22%	108,33%	193,33%		

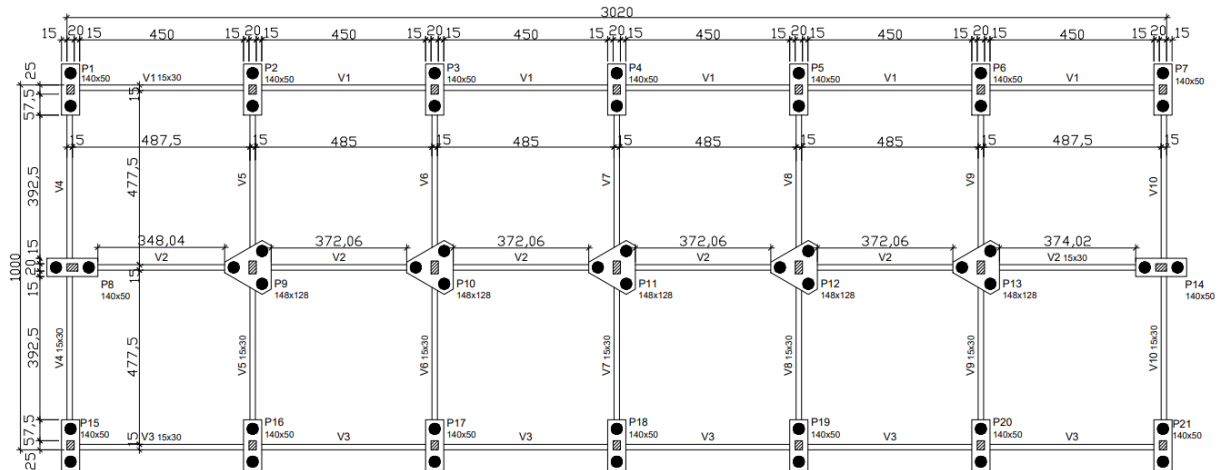
Fonte: Autor (2023).

Com a superestrutura definida voltou-se para as fundações, com lançamento de “pilares de fundação” o programa realiza automaticamente o cálculo da quantidade de estacas e altura necessária do bloco, a partir dessas informações era convertido os “pilares de fundação” em “fundações”, com a quantidade de estacas requerida e com os novos valores de coeficiente K por bloco. A estrutura era reprocessada até que os blocos mantivessem a mesma quantidade de estacas da iteração anterior e obtivessem um dimensionamento completo, ou seja, atendendo a altura necessária para ancoragem do pilar e para a tensão de biela ser menor que a admissível.

Todos os edifícios, sendo eles de referência ou experimental, mantiveram as seções dos pilares, vigas e lajes, para todos os comprimentos. As mudanças que existiram, em termos de dimensões dos elementos, ao aplicar os efeitos de variação de temperatura e retração, foram nos blocos sob estacas. Desta forma, será descrito as alterações realizadas nos blocos, para identificação dos pilares segue o padrão iniciando no canto superior esquerdo, com o P1, e numerando de forma crescente da direita pra esquerda e de cima para baixo, a visualização do edifício referência de 30 metros de comprimento pode ser realizada por meio da Figura 21.

Os blocos dos pilares de extremidade e de canto, P1 ao P8 e P14 ao P21, do edifício referência foram dimensionados com 2 estacas de 30 cm de diâmetro e a altura do bloco foi de 50 cm, enquanto que os pilares internos, P9 ao P13, receberam 3 estacas de 30 cm de diâmetro e a altura do bloco foi de 65 cm. Para os edifícios referência de 45 e 60 metros, se manteve o tamanho e as alturas dos blocos de todos os pilares.

Figura 21 – Identificação dos blocos.



Fonte: Autor.

No edifício experimental com comprimento de 30 metros, necessitou alterar a altura dos blocos dos pilares internos para 75 cm, por conta de tensão da biela junto ao pilar estar excessiva. A outra alteração foi realizada no edifício experimental de 45 metros, desta vez por existir carga vertical excessiva nos pilares internos, então o P12 e P19, que ficam mais próximos da extremidade, receberam mais uma estaca, sendo assim formou-se um bloco de quatro estacas retangular com 70 cm de altura.

Para o edifício experimental de 60 metros foi mantida a mesma alteração para os pilares da mesma região, que para este comprimento recebem a nomenclatura de P15 e P25. As plantas de fôrmas do térreo do edifício referência de 30 metros e do edifício experimental de 45 e 60 metros são apresentados nos Anexos: ANEXO A, ANEXO F e ANEXO G.

Com todas essas alterações feitas e com todas as estruturas reprocessadas, realizou a uniformização de armaduras de pilares de modo que não restasse avisos de número de bitolas incoerentes entre pavimentos, de forma que o projeto pudesse ser executado corretamente. O coeficiente γ_z final máximo, de todos os edifícios referência e experimental, foi de 1,13, na direção X+ e X-.

Após todo esse processo, houve a extração de relatórios através das planilhas de “Resumo de materiais”, “Cargas nas fundações” e “Diagnóstico da estrutura”, coleta de dados de flechas máximas de vigas e lajes através das janelas de dimensionamentos e coleta de imagens dos pórticos unifilares apresentando os deslocamentos e os diagramas de esforço normal, cortante, fletor e torsões.

4 ANÁLISE DOS RESULTADOS

Utilizando a metodologia descrita no capítulo 3 deste trabalho, foi possível extrair resultados que evidenciam as consequências de aplicar deformações impostas em edifícios sem juntas. Neste capítulo será apresentado uma análise dos resultados coletados com detalhes sobre as cargas, os esforços, os deslocamentos e o consumo de materiais.

4.1 CARGAS

Primeiramente, analisando os carregamentos, não houve aumento de carga global significativo ao aplicar as deformações impostas, o acréscimo foi inferior a 1%, como é apresentado na Figura 22.

Figura 22 – Carga total por área (kgf/m²).

Tipo	Comprimentos (m)		
	30	45	60
	Carga por área (kgf/m ²)		
Referência	917,17	907,92	903,30
Experimental	918,92	911,14	906,24

Fonte: Autor (2023).

De acordo com Martha (2017), os efeitos térmicos nas estruturas hiperestáticas provocam momentos fletores sem que existam carregamentos inclusos no sistema. Ou seja, o pequeno aumento que existiu, cerca de 3 kgf/m², pode ser atribuído a aumentos de seções que houveram nos blocos.

Os efeitos de temperatura e retração por serem considerados ações indiretas atuam na estrutura por meio de redistribuição de cargas. Essa afirmação pode ser visualizada no relatório de cargas nas fundações, por meio da linha de soma total, que é apresentado na Figura 23, Figura 24 e Figura 25.

Figura 23 – Cargas nas fundações para o edifício experimental, com comprimento igual a 30 metros.

Fundação		Carga (tf)														Carga máxima (tf)
Nome	Localização	G1	G2	R	Q	T 1	T 2	V X+	V X-	V Y+	V Y-	D X+	D X-	D Y+	D Y-	Positiva
P1, P7, P15, P21	CANTO	6,95	9,28	-0,05	1,98	0,01	-0,01	-0,21	0,21	0,95	-0,95	-0,08	0,08	0,07	-0,07	18,77
P2, P6, P16, P20	EXT.	13,15	16,13	-0,01	4,68	0,00	0,00	0,04	-0,04	1,54	-1,54	0,02	-0,02	0,11	-0,11	34,94
P3, P5, P17, P19	EXT.	12,55	15,56	-0,02	4,39	0,01	-0,01	-0,01	0,01	1,53	-1,53	0,00	0,00	0,11	-0,11	33,47
P4, P18	EXT.	12,64	15,63	-0,02	4,44	0,01	-0,01	0,00	0,00	1,53	-1,53	0,00	0,00	0,11	-0,11	33,68
P8, P14	EXT. LAT.	14,08	16,45	-0,10	5,12	0,03	-0,03	-0,35	0,35	0,00	0,00	-0,13	0,13	0,00	0,00	35,85
P9, P13	INT.	26,67	26,30	0,14	11,31	-0,04	0,04	0,11	-0,11	0,00	0,00	0,04	-0,04	0,00	0,00	64,54
P10, P12	INT.	25,72	25,59	0,08	10,79	-0,03	0,03	-0,01	0,01	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	62,21
P11	INT.	25,86	25,71	0,09	10,86	-0,03	0,03	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	62,54
TOTAL:		314,74	357,61	0,00	118,40	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	790,74

Fonte: Autor (2023).

Figura 24 – Cargas nas fundações para o edifício experimental, com comprimento igual a 45 metros.

Fundação		Carga (kgf)														Carga máxima (kgf)
Nome	Localização	G1	G2	R	Q	T 1	T 2	V X+	V X-	V Y+	V Y-	D X+	D X-	D Y+	D Y-	Positiva
P1, P10, P21, P30	CANTO	6,94	9,28	-0,08	1,98	0,02	-0,02	-0,14	0,14	0,99	-0,99	-0,08	0,08	0,06	-0,06	18,77
P2, P9, P22, P29	EXT.	13,15	16,10	-0,01	4,68	0,00	0,00	0,03	-0,03	1,63	-1,63	0,02	-0,02	0,11	-0,11	34,97
P3, P8, P23, P28	EXT.	12,56	15,56	-0,02	4,40	0,01	-0,01	0,00	0,00	1,59	-1,59	0,00	0,00	0,11	-0,11	33,51
P4, P7, P24, P27	EXT.	12,63	15,63	-0,01	4,43	0,00	0,00	0,00	0,00	1,59	-1,59	0,00	0,00	0,11	-0,11	33,70
P5, P6, P25, P26	EXT.	12,62	15,62	-0,01	4,43	0,00	0,00	0,00	0,00	1,59	-1,59	0,00	0,00	0,11	-0,11	33,67
P11, P20	EXT. LAT.	14,08	16,46	-0,19	5,12	0,06	-0,06	-0,24	0,24	0,00	0,00	-0,13	0,13	0,00	0,00	35,72
P12, P19	INT.	26,66	26,22	0,18	11,31	-0,05	0,05	0,07	-0,07	0,00	0,00	0,04	-0,04	0,00	0,00	64,47
P13, P18	INT.	25,71	25,55	0,09	10,79	-0,03	0,03	-0,01	0,01	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	62,16
P14, P17	INT.	25,85	25,70	0,09	10,85	-0,03	0,03	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	62,51
P15, P16	INT.	25,83	25,68	0,09	10,85	-0,03	0,03	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	62,47
TOTAL:		467,90	528,07	0,00	177,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1173,47

Fonte: Autor (2023).

Figura 25 – Cargas nas fundações para o edifício experimental, com comprimento igual a 60 metros.

Fundação		Carga (tf)														Carga máxima (tf)
Nome	Localização	G1	G2	R	Q	T 1	T 2	V X+	V X-	V Y+	V Y-	D X+	D X-	D Y+	D Y-	Positiva
P1, P13, P27, P39	CANTO	6,94	9,28	-0,12	1,98	0,04	-0,04	-0,10	0,10	0,93	-0,93	-0,08	0,08	0,07	-0,07	18,70
P2, P12, P28, P38	EXT.	13,15	16,10	0,01	4,68	0,00	0,00	0,02	-0,02	1,53	-1,53	0,02	-0,02	0,11	-0,11	34,92
P3, P11, P29, P37	EXT.	12,56	15,56	-0,02	4,40	0,01	-0,01	0,00	0,00	1,49	-1,49	0,00	0,00	0,11	-0,11	33,46
P4, P10, P30, P36	EXT.	12,63	15,63	-0,01	4,43	0,00	0,00	0,00	0,00	1,49	-1,49	0,00	0,00	0,11	-0,11	33,64
P5, P9, P31, P35	EXT.	12,62	15,62	-0,01	4,43	0,00	0,00	0,00	0,00	1,48	-1,48	0,00	0,00	0,11	-0,11	33,61
P6, P8, P32, P34	EXT.	12,62	15,62	-0,01	4,43	0,00	0,00	0,00	0,00	1,48	-1,48	0,00	0,00	0,11	-0,11	33,62
P7, P33	EXT.	12,62	15,62	-0,01	4,43	0,00	0,00	0,00	0,00	1,48	-1,48	0,00	0,00	0,11	-0,11	33,62
P14, P26	EXT. LAT.	14,08	16,46	-0,30	5,11	0,09	-0,09	-0,17	0,17	0,00	0,00	-0,13	0,13	0,00	0,00	35,59
P15, P25	INT.	26,66	26,22	0,22	11,31	-0,07	0,07	0,05	-0,05	0,00	0,00	0,04	-0,04	0,00	0,00	64,50
P16, P24	INT.	25,71	25,55	0,08	10,79	-0,02	0,02	-0,01	0,01	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	62,16
P17, P23	INT.	25,85	25,70	0,10	10,85	-0,03	0,03	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	62,52
P18, P22	INT.	25,83	25,68	0,10	10,85	-0,03	0,03	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	62,48
P19, P21	INT.	25,84	25,68	0,10	10,85	-0,03	0,03	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	62,48
P20	INT.	25,83	25,68	0,10	10,85	-0,03	0,03	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	62,48
TOTAL:		621,14	698,83	0,00	236,60	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1556,57

Fonte: Autor (2023).

Como mostrado na Figura 23, Figura 24 e Figura 25, os pilares que mais receberam cargas, tanto de compressão, no caso de aquecimento da estrutura (T1) ou de tração, para o resfriamento (T2) e retração (R), foram os pilares de canto (CANTO) e de extremidade laterais (EXT. LAT.). Porém, essa redistribuição de cargas, por conta das deformações impostas, teve pouca influência na carga máxima que os blocos receberam, na maioria dos casos não chegou a 1,0% da carga total.

Os pilares que estão em localização mais central (INT.) na estrutura têm o efeito oposto do descrito no parágrafo acima, porém resulta em cargas ainda menores que as dos pilares mais afastados.

4.2 ESFORÇOS

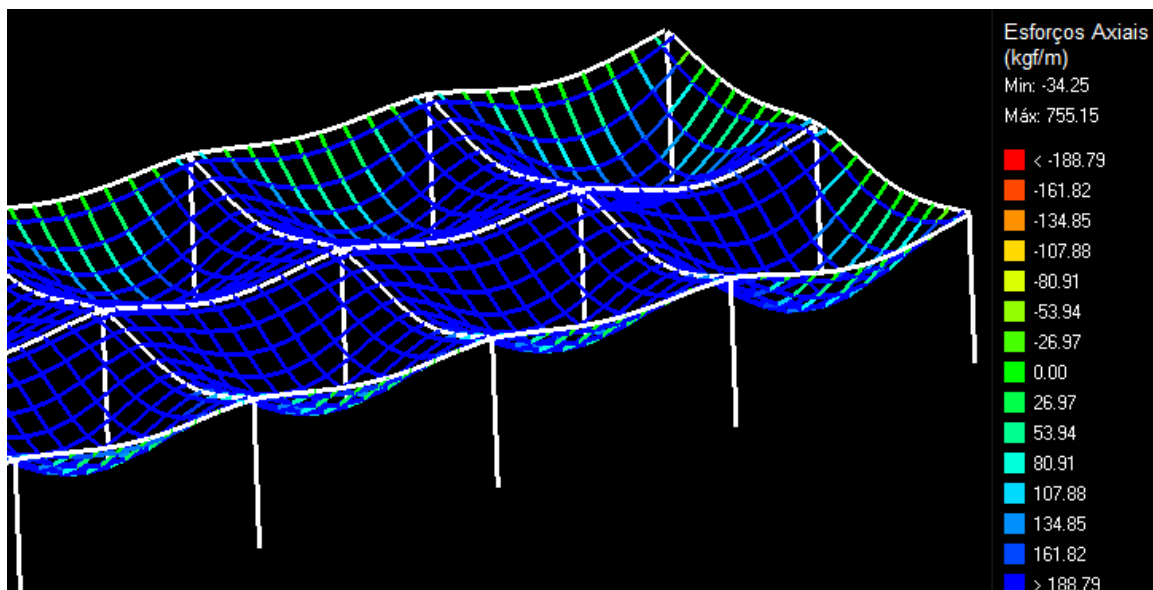
Para entender melhor a influência dos efeitos de variação de temperatura e retração na estrutura, neste item será analisado os esforços axiais, fletores, cortantes e torsões de cada elemento estrutural separadamente.

4.2.1 Lajes

Ao analisar as grelhas das lajes e comparar o edifício referência com o experimental, obtendo os resultados por meio do relatório de “Cálculos” fornecido pelo Eberick na “janela de dimensionamento de lajes”, notou-se que não há mudança significativa (inferior a 0,1%) nos esforços fletores, cortantes e torsões. Porém, quando se trata do esforço axial há mudanças importantes na aplicação dos efeitos, para apresentar esses esforços será utilizada as lajes do pavimento de cobertura (pavimento com maior acréscimo de flecha máxima comparado ao edifício referência) dos edifícios com 60 metros de comprimento.

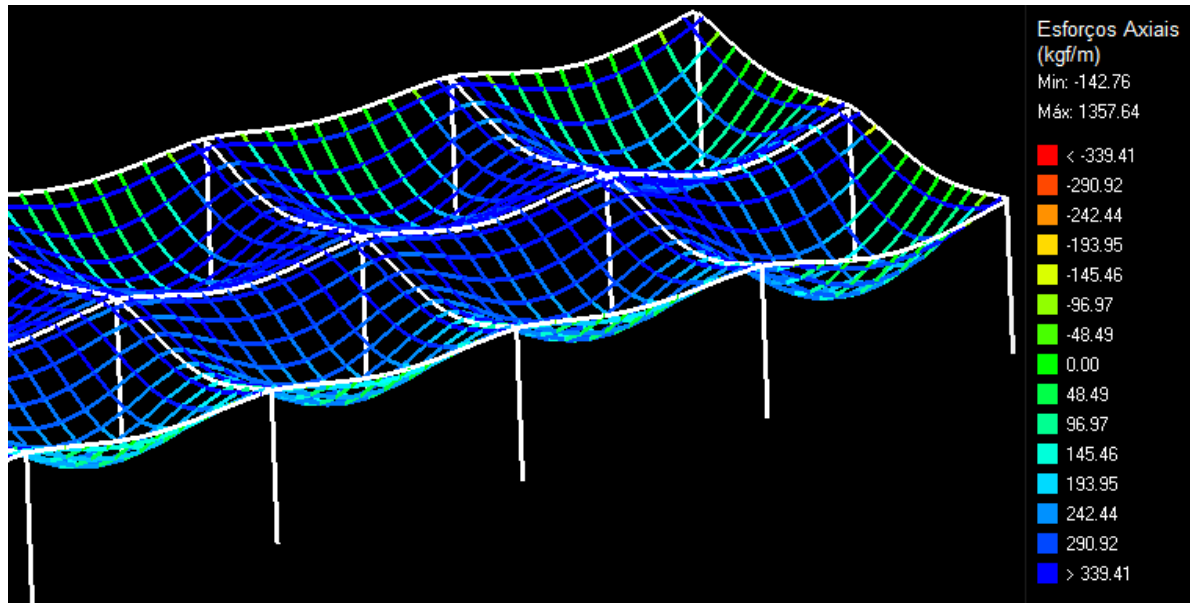
No edifício referência os esforços axiais são predominantemente de compressão, como pode ser visto na Figura 26, sendo o esforço máximo de aproximadamente 755 kgf/m. No edifício experimental, quando é aplicado a variação de temperatura positiva (T1), esses esforços de compressão aumentam, com o máximo de 1358 kgf/m conforme mostra a Figura 27, o esforço de tração máxima nas grelhas cresce, mas sem atingir grande relevância.

Figura 26 – Grelha do edifício referência com esforços axiais (1,3G1 + 1,4G2 + 1,4Q + 0,84V3 + 0,84D3), escala de 25% e 100x.



Fonte: Autor (2023).

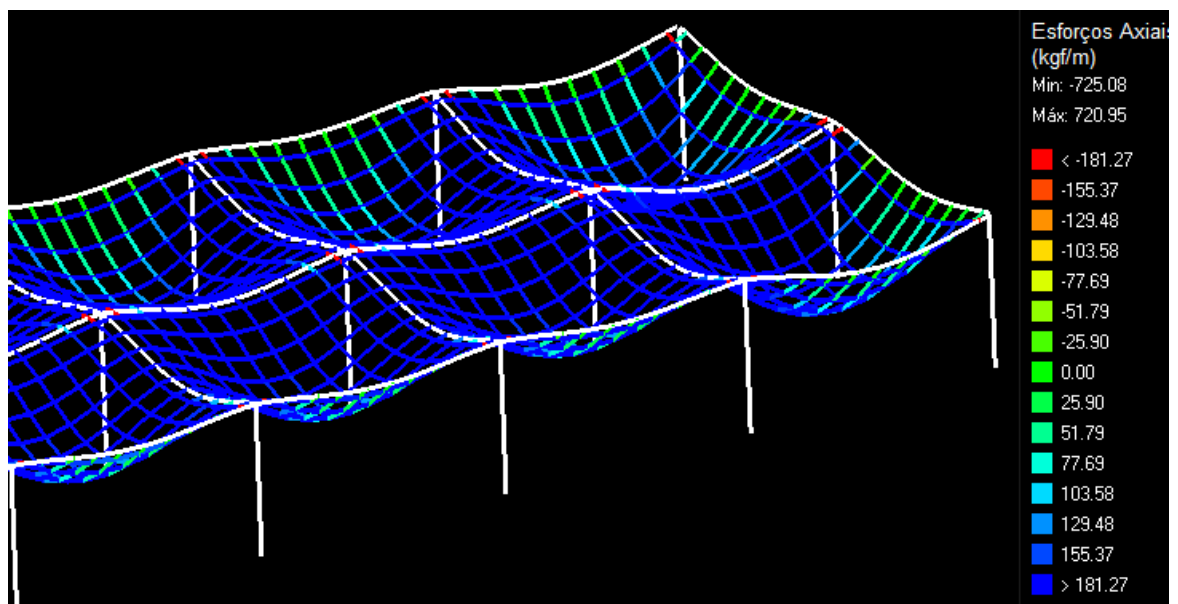
Figura 27 – Grelha do edifício experimental com variação de temperatura positiva (1,3G1 + 1,4G2 + 1,4Q + 0,72T1 + 0,84V3 + 0,84D3), escala de 25% e 100x.



Fonte: Autor (2023).

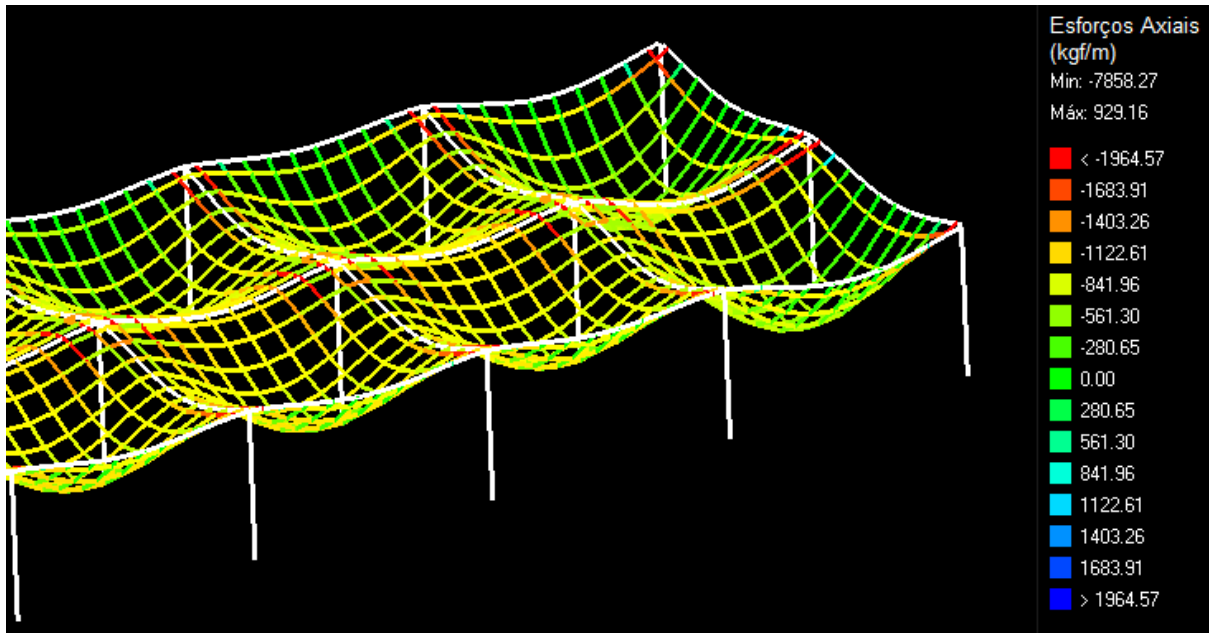
Quando é adicionado ao sistema efeitos de retração (R) e variação de temperatura negativa (T2), as lajes começam a aumentar seus esforços axiais de tração. Ao aplicar somente a T2, a grelha ainda tem predominância em esforço de compressão axial em suas barras, com alguns pontos de tração próximo aos pilares, como apresenta a Figura 28 em vermelho. Porém, na combinação dos efeitos de retração com T2, a grelha passa a estar majoritariamente em tração axial, conforme mostra a Figura 29.

Figura 28 – Grelha do edifício experimental com variação de temperatura negativa (1,3G1 + 1,4G2 + 1,4Q + 0,72T2 + 0,84V3 + 0,84D3), escala de 25% e 100x.



Fonte: Autor (2023).

Figura 29 – Grelha do edifício experimental com retração e variação de temperatura negativa (1,3G1 + 1,4G2 + 1,2R + 1,4Q + 0,72T2 + 0,84V3 + 0,84D3), escala de 25% e 100x.



Fonte: Autor (2023).

Com apenas a variação de temperatura negativa aplicada, o máximo de esforço de tração axial foi de 725 kgf/m, enquanto que combinando os dois efeitos (retração e variação de temperatura negativa) se obteve 7858 kgf/m de esforço de tração axial, mostrando a importância do efeito da retração nos cálculos.

4.2.2 Vigas

Seguindo a rotina de conferência, lajes-vigas-pilares, as vigas obtiveram mudanças nos esforços axiais, de fletores na direção Y e cortantes na direção Y. Sendo assim, não se notou alterações nos esforços torsores, fletores e cortantes na direção X. Para poder apresentar essas mudanças escolheu o pavimento da cobertura, onde encontram-se as maiores flechas e para que se possa aprofundar a análise, escolheu-se 5 vigas: V1, para representar vigas externas na direção X; V2 simbolizando a viga interna na direção X; V4 que representa as vigas externas na direção Y; V5 que representa as vigas internas na direção Y e V10 que é uma viga interna de direção Y, porém com localização mais central na estrutura.

Para colher as informações dos esforços, gerou-se um relatório dessas vigas com a combinação mais crítica analisada para as vigas (1,3G1 + 1,4G2 + 1,2R + 1,4Q + 0,72T2 + 0,84V3 + 0,84D3) e preencheu-se uma tabela com a maior reação encontrada nos trechos de cada viga, sendo assim os resultados podem ser visualizados na Figura 30.

Figura 30 – Esforços axiais, fletores, cortantes e torsões das vigas V1, V2, V4, V5 e V10 da cobertura, com retração e temperatura negativa aplicada.

Pilar	Edifício	Nd Máximo tf	Mx Máximo tf.m	My Máximo tf.m	Vx Máximo tf	Vy Máximo tf	Mtd Máximo tf/m
V1	Referência	0,93	2,28	0,00	2,33	0,05	-0,01
	Experimental	2,93	2,28	0,16	2,34	-1,18	-0,01
	Diferença	2,00	0,00	0,15	0,00	-1,23	0,00
V2	Referência	2,61	4,40	0,00	7,29	0,01	-0,02
	Experimental	8,05	4,42	0,00	7,27	0,01	-0,02
	Diferença	5,44	0,02	0,00	-0,02	0,00	0,00
V4	Referência	1,22	2,06	0,01	2,69	0,14	0,00
	Experimental	2,85	2,06	0,23	2,69	-1,59	0,00
	Diferença	1,64	0,00	0,22	0,00	-1,73	0,00
V5	Referência	1,98	4,19	0,00	6,49	-0,04	0,04
	Experimental	3,90	4,19	0,00	6,49	-0,06	0,04
	Diferença	1,93	0,00	0,00	0,00	-0,02	0,00
V10	Referência	1,91	4,03	0,00	6,24	0,00	0,00
	Experimental	3,84	4,04	0,00	6,24	0,00	0,00
	Diferença	1,94	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

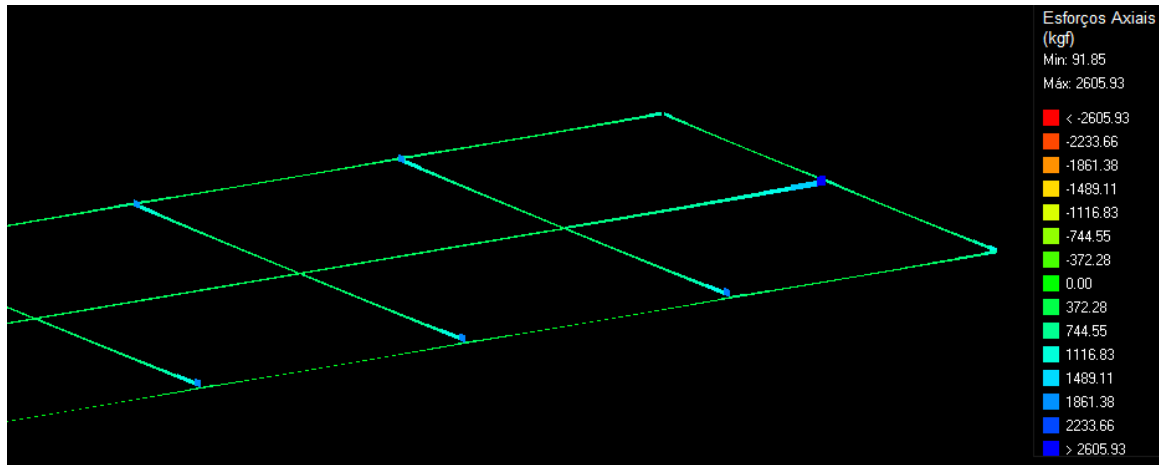
Fonte: Autor (2023).

Como pode ser visto na Figura 30, os únicos esforços que foram alterados foram axiais, fletores e cortantes. Além da diferença dos esforços fletores e cortantes com o edifício referência existir apenas na direção Y, é possível notar que ela existe apenas nas vigas externas (V1 e V4), isto pode ser atribuído a reação das lajes nas vigas que, nesta combinação, acaba atraindo a viga para o seu centro com esforços cortantes de tração, gerando momentos fletores na direção Y.

Como as vigas internas recebem os esforços de lajes dos dois lados, pois está com lajes em todas as laterais, as reações causadas pelo efeito da retração e temperatura se anulam. Já os esforços de compressão axiais que surgem quando é aplicado os efeitos de retração e temperatura negativa (T2) estão ligados diretamente com a consequência do elemento se contrair.

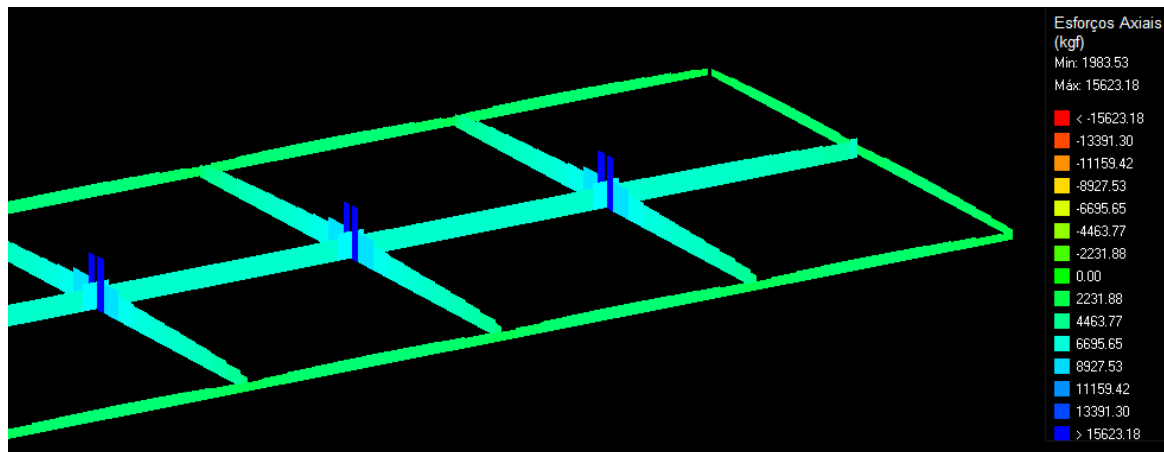
A Figura 31 apresenta os esforços axiais nas vigas da cobertura do edifício referência, onde pode ser visto que o esforço máximo de compressão axial foi de 2605,33 kgf, enquanto que para o edifício experimental, Figura 32, o esforço axial máximo foi de 15623,18 kgf. Logo, pode concluir-se, por meio dos valores dos esforços máximos apresentados, que a consideração das deformações impostas nas vigas gera grandes esforços axiais adicionais.

Figura 31 – Esforços axiais das vigas do edifício referência de 60 metros (1,3G1 + 1,4G2 + 1,4Q + 0,84V3 + 0,84D3), escala de 100% e 500x.



Fonte: Autor (2023).

Figura 32 – Esforços axiais das vigas do edifício experimental de 60 metros (1,3G1 + 1,4G2 + 1,2R + 1,4Q + 0,72T2 + 0,84V3 + 0,84D3), escala de 100% e 500x.



Fonte: Autor (2023).

Na Figura 32 pode ser visto o máximo de esforço axial de compressão, esse esforço axial pode ser calculado por meio da lei de Hooke, descrita na Equação (15).

$$\varepsilon = \frac{P}{EA} \quad (15)$$

Utilizando os dados das vigas internas (seção transversal de 15 cm x 45 cm), pode ser realizado o cálculo do esforço axial, aplicando a lei de Hooke, com a aplicação da deformação específica da variação de temperatura (ε_{ct}) e retração (ε_{cs}), sendo assim:

$$\varepsilon = \varepsilon_{ct} + \varepsilon_{cs} = \frac{P}{Eci \cdot Ac} \quad (16)$$

$$\alpha \cdot \Delta t + 0,48 \cdot 10^{-3} = \frac{P}{368070 \frac{kgf}{cm^2} \cdot 45 \text{ cm} \cdot 15 \text{ cm}} \quad (17)$$

$$\left(1 \cdot \frac{10^{-5}}{^{\circ}\text{C}} \cdot 15^{\circ}\text{C} + 0,48 \cdot 10^{-3} \right) \cdot 368070 \frac{kgf}{cm^2} \cdot 45 \text{ cm} \cdot 15 \text{ cm} = P \quad (18)$$

$$P = 156521,76 \text{ kgf} \quad (19)$$

Ao comparar os dois resultados, fornecido pelo Eberick (15623,15 kgf) e calculado (156521,76 kgf) nota-se grande diferença, uma pequena quantidade da diferença pode ser atribuída ao vínculo entre pilares e vigas serem semirrígidos, desta forma permitindo um certo deslocamento que não se transforma em esforço, neste trabalho foi adotado 10% de redução no engaste para nós semirrígidos, assim como as fundações que permitem um grau de deslocamento mitigando o esforço axial que seria gerado se fosse restringido o deslocamento.

O caso contrário onde o material se expande com temperatura positiva e sem aplicação da retração, por meio da combinação (1,3G1 + 1,4G2 + 1,4Q + 0,72T1 + 0,84V3 + 0,84D3) pode ser visto na Figura 33.

Figura 33 – Esforços axiais, fletores, cortantes e torsões das vigas V1, V2, V4, V5 e V10 da cobertura, com temperatura positiva aplicada.

Pilar	Edifício	Nd Máximo tf	Mx Máximo tf.m	My Máximo tf.m	Vx Máximo tf	Vy Máximo tf	Mtd Máximo tf/m
V1	Referência	0,93	2,28	0,00	2,33	0,05	-0,01
	Experimental	0,85	2,27	0,00	2,33	0,15	-0,01
	Diferença	-0,08	0,00	0,00	0,00	0,11	0,00
V2	Referência	2,61	4,40	0,00	7,29	0,01	-0,02
	Experimental	2,18	4,40	0,00	7,29	0,01	-0,02
	Diferença	-0,43	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
V4	Referência	1,22	2,06	0,01	2,69	0,14	0,00
	Experimental	1,08	2,06	0,03	2,69	0,28	0,00
	Diferença	-0,14	0,00	0,02	0,00	0,13	0,00
V5	Referência	1,98	4,19	0,00	6,49	-0,04	0,04
	Experimental	1,74	4,19	0,00	6,49	-0,04	0,04
	Diferença	-0,23	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
V10	Referência	1,91	4,03	0,00	6,24	0,00	0,00
	Experimental	1,67	4,03	0,00	6,24	0,00	0,00
	Diferença	-0,24	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Fonte: Autor (2023).

Nota-se que a carga de compressão nas vigas é aliviada neste caso, mesmo assim a diferença é pequena, mais uma vez evidenciando que a reação da temperatura tem menor importância comparada a retração e por isso não chegou a ser suficiente para gerar esforços fletores e cortantes na direção Y relevantes neste caso.

4.2.3 Pilares

Para poder apresentar essas mudanças nos pilares escolheu-se pilares representativos, da mesma forma adotada para as vigas, o pavimento escolhido foi o térreo, onde encontram-se os maiores carregamentos no caso dos pilares, escolheu-se 5 pilares: P1, para representar os pilares de canto; P2 os pilares de extremidade; P14 que representa os pilares de extremidade

laterais; P15 que representa os pilares internos e P20 que é um pilar interno com a posição mais central da estrutura.

No entanto, para os pilares não foi possível identificar um padrão de mudanças significativa nos esforços, um motivo para que não se tenha uma influência tão grande pode estar nas fundações não serem engastadas, sendo assim diminuindo a restrição ao deslocamento. Outra justificativa seria que os pilares são elementos de elevadas cargas verticais o que tendem a deformar menos, porém como essa estrutura tem poucos andares essa carga não chega a criar uma grande restrição as deformações impostas. Os resultados dos pilares, para a combinação mais crítica (1,3G1 + 1,4G2 + 1,2R + 1,4Q + 0,72T2 + 0,84V3 + 0,84D3) são exibidos na Figura 34.

Figura 34 – Esforços axiais, fletores, cortantes e torsores dos pilares P1, P2, P14, P15 e P20 do térreo, com retração e temperatura negativa aplicada.

Pilar	Edifício	Nd	MxBase	MyBase	VxBase	VyBase	Mtd
P1	Referência	22,20	2,06	0,51	1,41	0,55	0,00
	Experimental	22,03	1,81	0,00	1,25	0,05	0,00
	Diferença	-0,17	-0,25	-0,51	-0,16	-0,50	0,00
P2	Referência	42,51	2,34	0,19	1,79	0,11	0,00
	Experimental	42,54	2,05	0,91	1,62	0,60	0,00
	Diferença	0,03	-0,29	0,72	-0,18	0,49	0,00
P14	Referência	43,89	1,17	1,14	1,29	0,84	0,00
	Experimental	43,47	0,76	1,12	1,26	0,83	0,00
	Diferença	-0,42	-0,40	-0,02	-0,03	-0,01	0,00
P15	Referência	81,56	3,62	0,29	1,95	0,17	0,00
	Experimental	81,87	3,82	2,24	2,07	1,47	0,00
	Diferença	0,31	0,20	1,95	0,13	1,30	0,00
P20	Referência	78,86	3,58	0,00	1,93	0,00	0,00
	Experimental	79,01	3,55	0,00	1,91	0,00	0,00
	Diferença	0,14	-0,03	0,00	-0,02	0,00	0,00

Fonte: Autor (2023).

A razão da alteração da fundação, citada no item 3.4 deste trabalho, do pilar P15 está no acréscimo de momento fletor que pode ser atribuído ao deslocamento sofrido pelo pilar P14 que é de extremidade e conectado ao pilar P15 na posição de menor inércia.

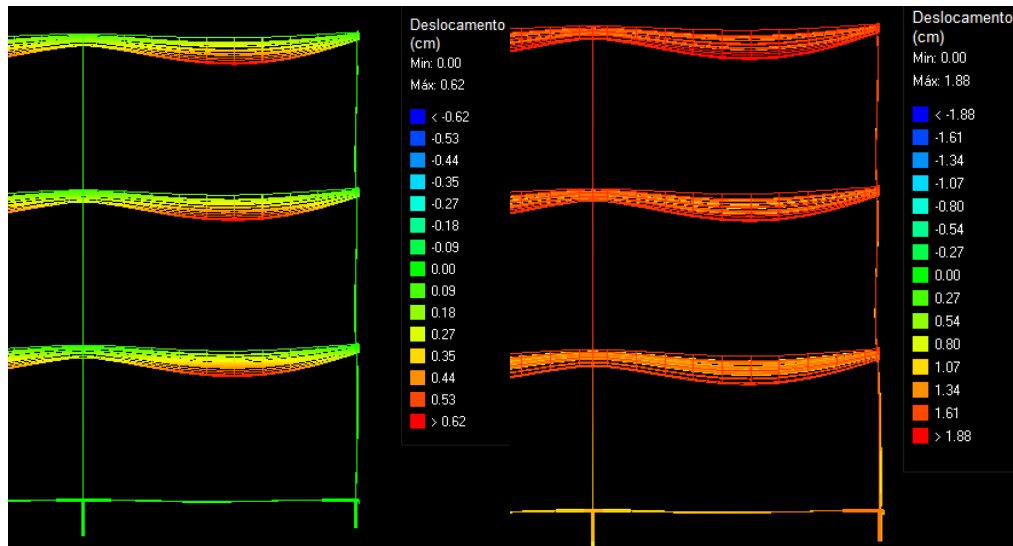
4.3 DESLOCAMENTOS

As deformações impostas tem maior importância nas verificações de ELS, pois estão diretamente ligadas a questões de deslocamentos. Na Figura 19 e Figura 20, foi conferido que por mais que tenha aumentado esses deslocamentos, as flechas dos elementos estão dentro do limite atribuído pela norma, o mesmo pode ser dito dos deslocamentos horizontais das estruturas que, é apresentado na Figura 18 e também respeitou os limites da NBR 6118:2014.

Os elementos estruturais onde foram aplicados os efeitos de variação de temperatura e retração, obtiveram um aumento nas flechas máximas das lajes do pavimento de cobertura de, aproximadamente, 37%. Para as vigas, o aumento de flechas máximas dos edifícios experimentais, com 60 metros de comprimento, no pavimento da cobertura, gerou um acréscimo de até 193%.

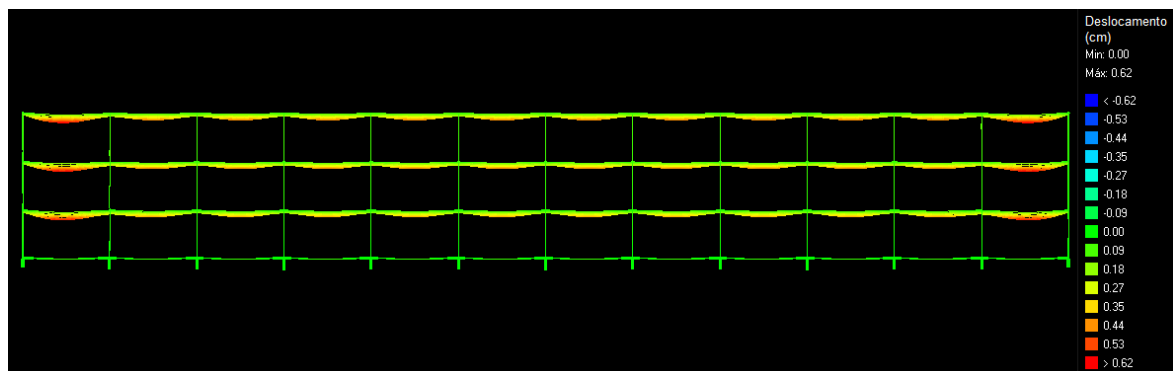
Os deslocamentos dos edifícios referência e experimental podem ser vistos na Figura 35, Figura 36 e Figura 37, com o uso do pórtico unifilar de deslocamentos imediatos para a combinação mais crítica ($G1 + G2 + R + 0,3Q + 0,3T2 + D3$).

Figura 35 – Deslocamentos imediatos (ELS), na menor fachada, dos edifícios referência (à esquerda) e experimental (à direita) com comprimentos de 60 metros, com escala de 100% e 100x.



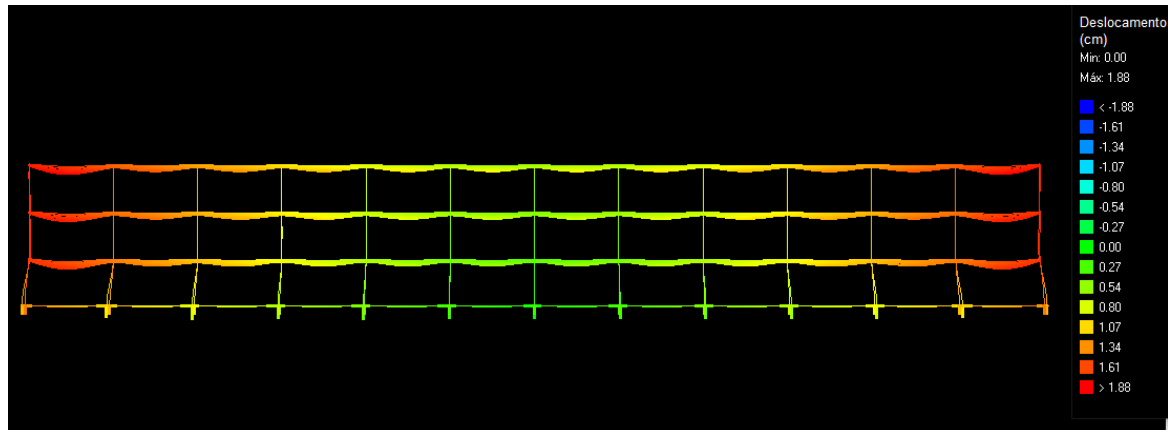
Fonte: Autor (2023).

Figura 36 – Deslocamentos imediatos (ELS), na maior fachada, do edifício referência com comprimento de 60 metros, com escala de 100% e 100x.



Fonte: Autor (2023).

Figura 37 – Deslocamentos imediatos (ELS), na maior fachada, do edifício experimental com comprimento de 60 metros, com escala de 100% e 100x.



Fonte: Autor (2023).

Como pôde ser visto na Figura 35 e Figura 37, a aplicação dos efeitos de retração e variação de temperatura negativa influem em grandes deformações nas lajes dos pavimentos, neste caso de encolhimento, resultando em deformações nos pilares mais distantes do centro. Notou-se que os pilares centrais tanto na direção X como na direção Y não sofrem deformações perceptíveis.

Por último, com o auxílio da legenda de cores do pórtico é possível visualizar o crescimento das deformações à medida que se distancia do centro, mas não só isso, a última laje, que está mais afastada, sofre um acréscimo maior, a causa pode ser atribuída também ao deslocamento do pilar mais extremo, o que ressalta a importância dos pilares nesta posição.

Importante ser esclarecido que o valor apresentado na Figura 35 e Figura 37, como valor máximo, para o edifício experimental, se trata de um deslocamento em X, ou seja, no plano das lajes, as flechas tem seus valores máximos apresentados na Figura 19 e respeita os limites estabelecidos na norma.

4.4 CONSUMO DE MATERIAIS

Para manter uma estrutura com características semelhantes em termos de segurança, quando há um aumento de esforço ou deslocamento, como foi visto anteriormente, é necessário rever a concepção do projeto, melhorar a qualidade dos materiais utilizados ou aumentar o seu consumo, fazendo com que a estrutura adquira a rigidez esperada para suportar tais esforços.

Neste trabalho não houve alteração nas propriedades dos materiais e não tem objetivo de criar novas concepções de projeto, logo para garantir o dimensionamento correto da estrutura com a aplicação dos efeitos de temperatura e retração necessitou aumentar o consumo de

materiais. Como mencionado no item 3.4 deste trabalho não existiu muitas mudanças nas seções dos elementos, sendo assim o aumento real de material pode ser atribuído ao aço.

Dito isso, foi extraído do relatório “Resumo de materiais”, fornecido pelo Eberick, as informações sobre consumo de aço por m³ de concreto nos edifícios. Esses dados são apresentados na Figura 38.

Figura 38 – Consumo de aço por metro cúbico de concreto.

30 METROS					
Tipo	Vigas	Pilares	Lajes	Fundações	TOTAL
Referência	79,30	119,10	62,00	85,40	72,72
Experimental	82,20	120,80	76,40	82,20	81,81
Acréscimo	3,66%	1,43%	23,23%	-3,75%	12,50%
45 METROS					
Tipo	Vigas	Pilares	Lajes	Fundações	TOTAL
Referência	80,70	120,20	58,60	86,90	71,06
Experimental	86,00	123,20	74,70	77,70	81,46
Acréscimo	6,57%	2,50%	27,47%	-10,59%	14,64%
60 METROS					
Tipo	Vigas	Pilares	Lajes	Fundações	TOTAL
Referência	78,50	116,40	56,40	85,40	68,69
Experimental	86,70	123,50	73,20	79,70	80,87
Acréscimo	10,45%	6,10%	29,79%	-6,67%	17,74%

Fonte: Autor (2023).

Nota-se um aumento de aço em todos os componentes estruturais, exceto para as fundações cujos único elemento que obteve alterações nas seções, ou seja, aumentando o consumo de concreto neste ponto, fazendo com que reduzisse o consumo de aço por metro cúbico ao aplicar os efeitos de variação de temperatura e retração.

Por fim, há um aumento significativo de aço no edifício experimental, superando 17% de acréscimo no consumo total de aço por metro cúbico. Com o desenvolvimento do comprimento a diferença entre o edifício referência e experimental aumenta, mesmo que os valores individuais diminuam nos dois casos.

5 CONCLUSÃO E SUGESTÃO PARA TRABALHOS FUTUROS

5.1 CONCLUSÃO

Este trabalho propôs analisar a influência do tamanho longitudinal da estrutura com aplicação de efeitos de variação de temperatura e retração, com base no que é descrito na ABNT NBR 6118:2014 sobre as ações.

Com auxílio do software de cálculo estrutural Eberick, foi possível desenvolver 6 edifícios, variando comprimentos e tipos de ações aplicadas, para então realizar a análise por meio de certos indicadores de deslocamentos e esforços e descobrir a quantidade de material necessária para garantir que a estrutura cumpra os requisitos mínimos de segurança e utilização.

Analisando os valores das cargas individualizadas que chegam na fundação e nos esforços na estrutura como um todo, notou-se que o efeito da retração é mais relevante ao dimensionamento comparado ao da variação de temperatura, pode-se concluir que a situação mais desfavorável para a estrutura, em combinação de cargas, é quando ela recebe uma variação de temperatura negativa juntamente com o efeito da retração.

Com base nos resultados apresentados dos esforços nos elementos estruturais foi possível concluir que o maior efeito incide sob as lajes, onde inclusive altera os seus esforços axiais que eram de compressão para tração em alguns casos. Isto pode ser evidenciado no consumo de aço, visto que a laje é o elemento que mais aumenta a quantidade de aço empregada nos edifícios experimentais alcançando, aproximadamente, 30% de acréscimo em consumo de kg de aço por metro cúbico de concreto, enquanto que os demais componentes chegam até no máximo 10% de acréscimo no edifício referência de 60 metros.

Os esforços causados pelas deformações impostas foram em suma esforços axiais, com uma pequena quantidade de momentos fletores oriundos, principalmente, das reações causadas pelos esforços axiais de outros componentes ligados a eles. A explicação desse comportamento está relacionada a aplicação dos efeitos de forma uniforme em todas as peças, com pequena variação de coeficiente de retração entre os elementos, o que gera apenas encurtamentos e alongamentos sem rotacionar a peça e causar momentos fletores.

De fato, a maior influência está nos deslocamentos, ao comparar o edifício referência com o experimental, o aumento do valor das flechas máximas registrado em vigas da cobertura superou 190%, enquanto que nas lajes o acréscimo foi de, aproximadamente, 37%. Estes resultados ressaltam a importância da adoção das deformações impostas para a avaliação do ELS, porém não se pode concluir que o aumento do tamanho longitudinal da estrutura seja um

fator determinante no valor dos deslocamentos, visto que os valores se mantiveram constantes ao aumentar o comprimento dos edifícios.

No comparativo entre o edifício referência e experimental houve, aproximadamente, 18% de acréscimo na relação kg de aço por metro cúbico de concreto, para o comprimento de 60 metros. Ainda, em comparação, desta vez, entre os acréscimos de consumo de aço dos edifícios de 30 metros e 60 metros de comprimento, registrou-se 30% de aumento no consumo para o maior comprimento, comprovando a influência do tamanho longitudinal da estrutura com a aplicação de deformações impostas, para os resultados de consumo de material.

Por fim, é válido ressaltar que as conclusões aqui feitas são válidas apenas para os edifícios estudados anteriormente com poucos pavimentos, geometria retangular e sem elementos verticais com elevada rigidez.

5.2 SUGESTÃO PARA TRABALHOS FUTUROS

Ao final deste trabalho, é sugerido para trabalhos futuros estudar as consequências da aplicação de efeitos de variação de temperatura e retração em estruturas sem juntas com formas diferentes, como por exemplo forma do edifício em U e L, para poder analisar como uma situação com maiores pontos de flexão composta oblíqua afeta o comprimento da estrutura.

Outra sugestão é realizar uma comparação econômica da opção de inclusão de juntas, analisando custos de planejamento, manutenção e mão de obra para aplicação de juntas, com sistemas de cura mais eficientes, maior consumo de aço e produção de concreto em grande volume para estruturas sem juntas.

Por fim, outro assunto seria sobre a influência do posicionamento e/ou inclusão de elementos verticais de elevada rigidez em estruturas sem juntas com aplicação de deformações impostas, nas edificações desenvolvidas neste trabalho.

REFERÊNCIAS

- AGUIAR, J. E. **Avaliação dos Ensaios de Durabilidade do Concreto Armado a Partir de estruturas Duráveis**. Brasil: Universidade Federal de Minas Gerais, 2006.
- ALMEIDA, Otávio H. G. de. Análise do comportamento de estacas verticais submetidas a ações horizontais. Trabalho de conclusão de curso (graduação) – Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Campo Mourão, PR, 2017.
- ALTO QI. **Como optar entre o modelo de análise integrado ou de grelha com pórtico espacial**. 2022. QiSuporte. Disponível em: <https://suporte.altoqi.com.br/hc/pt-br/articles/360001391833>. Acesso em 14 jan. 2023.
- ALTO QI. **Quando aplicar um nó semirrígido?** 2021. QiSuporte. Disponível em: <https://suporte.altoqi.com.br/hc/pt-br/articles/115001294234>. Acesso em 29 jan. 2023.
- AMERICAN CONCRETE INTERNATIONAL. **Prediction of Creep, Shrinkage, and Temperature Effects in Concrete Structures**. ACI 209 R-92, Detroit, 2008.
- AOKI, Nelson; VELLOSO, Dirceu de Alencar. **An approximated method to estimate the bearing capacity of piles**. IN: PANAMERICAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATIONS ENGINEERING, Buenos Aires. Proceedings... Buenos Aires, v.1, 1975.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NB-1: Cálculo e execução de obras de concreto armado**. Rio de Janeiro, 1960.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118: Projeto de Estrutura de concreto – Procedimento**. Rio de Janeiro, 2014.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações**. Rio de Janeiro, 2019.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122: Projeto e execução de fundações**. Rio de Janeiro, 2019.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123: Forças devidas ao vento em edificações**. Rio de Janeiro, 1988.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8681: Ações e segurança nas estruturas - Procedimento**. Rio de Janeiro, 2003.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 13755: Revestimentos cerâmicos de fachadas e paredes externas com utilização de argamassa colante - Projeto, execução, inspeção e aceitação - Procedimento**. Rio de Janeiro, 2017.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15575: Edificações habitacionais – Desempenho**. Rio de Janeiro, 2021.
- EN 1992-1-1. (2004). **Eurocode 2: Design of concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings**. British Standards Institution, London, UK

FERREIRA, Carlos Manuel Sebastião. **Tipologia, instalação, funcionamento e manutenção de diversos tipos de juntas de dilatação em Obras de Arte**. Dissertação (mestrado) – Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, Área Departamental de Engenharia Civil, Lisboa, 2013.

INDIAN STANDARD INSTITUTION. **IS 456 (2021): Plain and Reinforced Concrete – Code of Practice**. New Delhi, 2021.

INDIAN STANDARD INSTITUTION. **IS 3414 (1968): Code of practice for design and installation of joints in buildings**. New Delhi, 1968.

LARANJEIRAS, Antonio C. R. **Edifício sem juntas**. Salvador, BA, Brasil, 2017.

MARTHA, Luiz Fernando. **Análise de estruturas: conceitos e métodos básicos**. Rio de Janeiro: Elsevier, 2010.

MONTEIRO, Q. A. Brás. **Avaliação da necessidade de juntas de dilatação em estruturas de betão armado**. Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2007/2008 – Departamento de engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto-Portugal, 2008.

NEVILLE, A. M. **Propriedades do concreto**. Tradução: Ruy Alberto Cremonini. – 5. ed. – Porto Alegre: Bookman, 2016.

PINHO, M. F; ARAÚJO, E. R; REGIS, P. A. **Pontes Integrais – Aspectos de Projeto e Construção**, Tese de Pós-Graduação, UFPE, Recife, PE, Brasil, 2011.

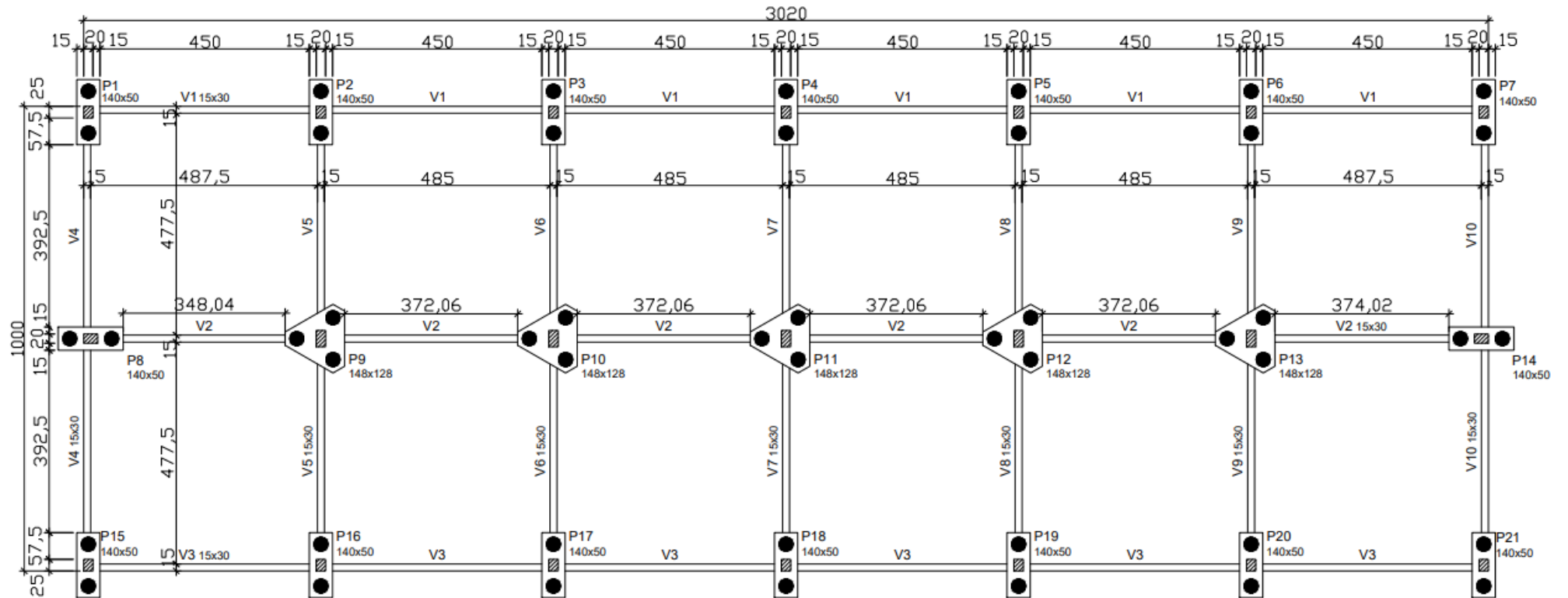
RECENA, Fernando Piazza. **Retração do concreto**. Porto Alegre: EDIPUCRS, 2014;

SILVA, Paulo Fernando A. **Durabilidade das estruturas de concreto aparente em atmosfera urbana**. 1ª edição. São Paulo: Pini, 1995. 152 p. ISBN 85-7266-043-7

TAFERNER, Josef; KEUSER, Manfred; BERGMEISTER, Konrad. Integrale Konstruktionen aus Beton. In: **Beton Kalender 2009**, Ernst & Sohn, 2009, Teil II, S. 233-370.

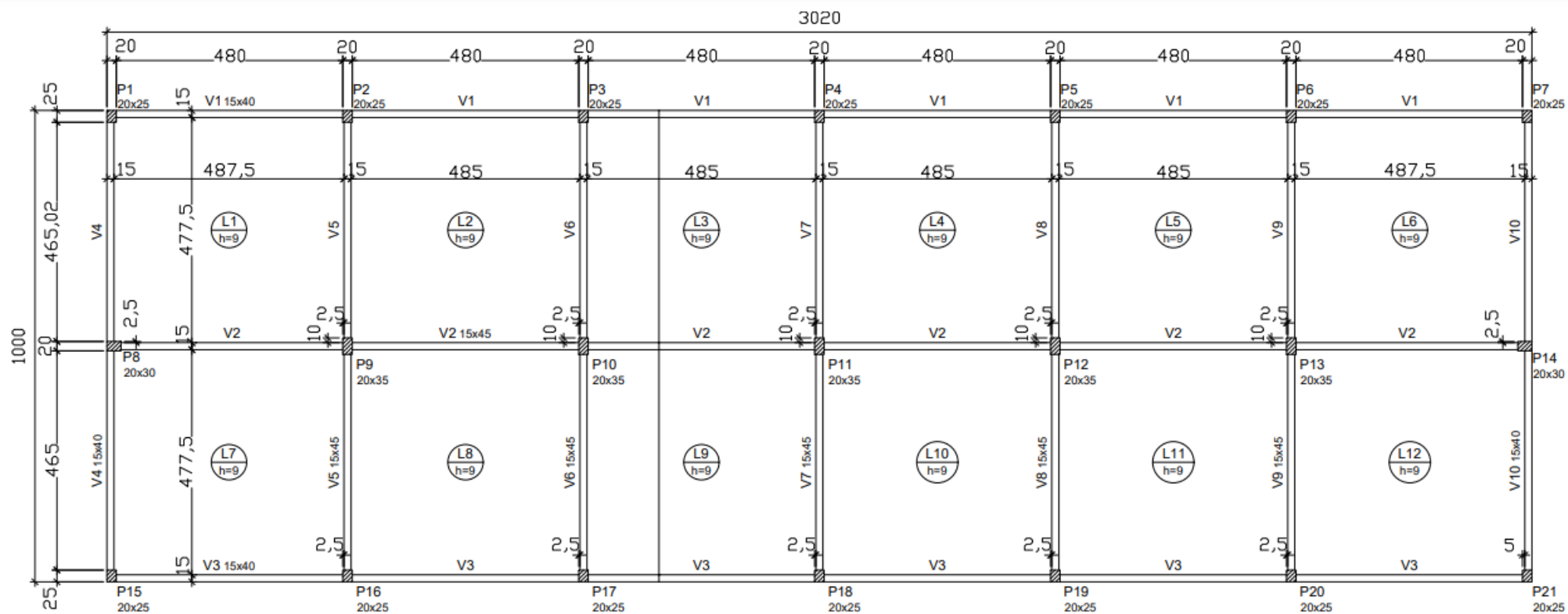
TIETZ, Waldemar. Fundações profundas sobre tubulões. **Estrutura revista técnica das construções engenharia e arquitetura**. Rio de Janeiro, n°76, p 43-81, 1976.

ANEXO A – PLANTA DE FORMA DO TÉRREO DO EDIFÍCIO REFERÊNCIA – 30 METROS

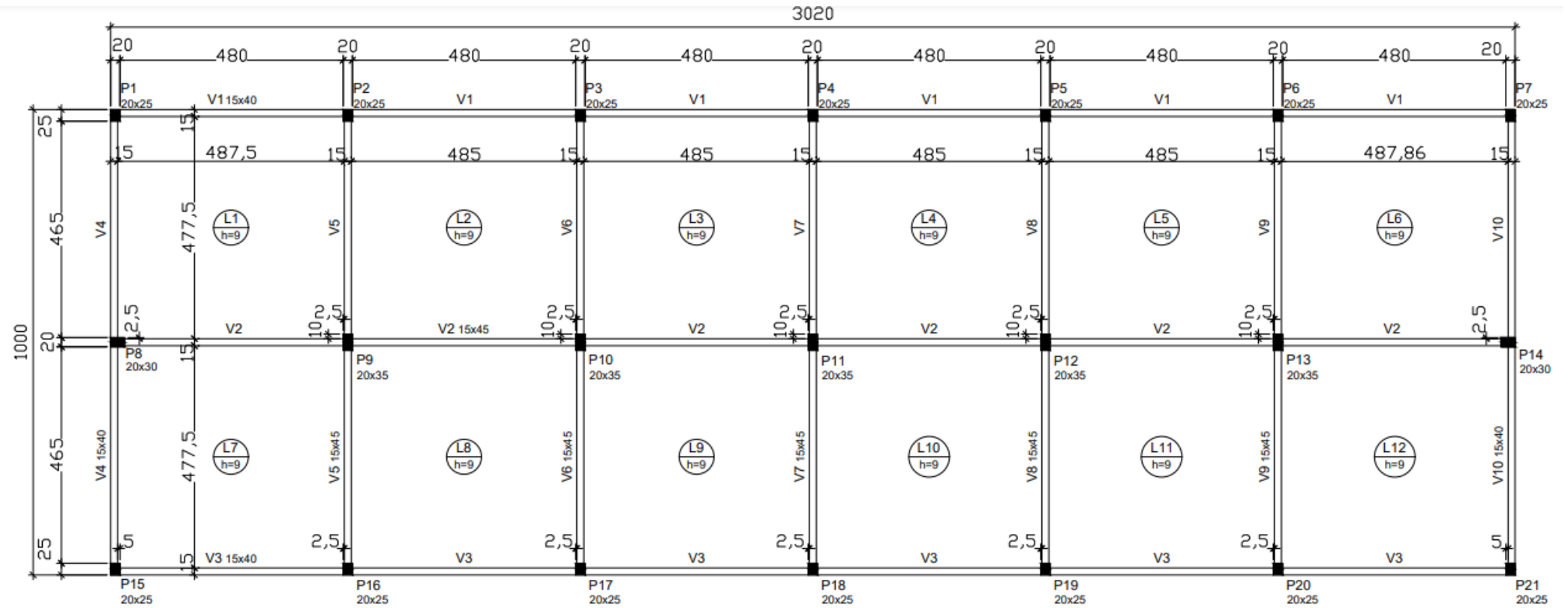


FORMA DO PAVIMENTO TÉRREO
escala 1:100

ANEXO B – PLANTA DE FORMA DO TIPO DO EDIFÍCIO REFERÊNCIA – 30 METROS

FORMA DO PAVIMENTO TIPO
escala 1:100

ANEXO C – PLANTA DE FORMA DA COBERTURA DO EDIFÍCIO REFERÊNCIA – 30 METROS



FORMA DO PAVIMENTO COBERTURA

ANEXO D – PERFIL GEOTÉCNICO

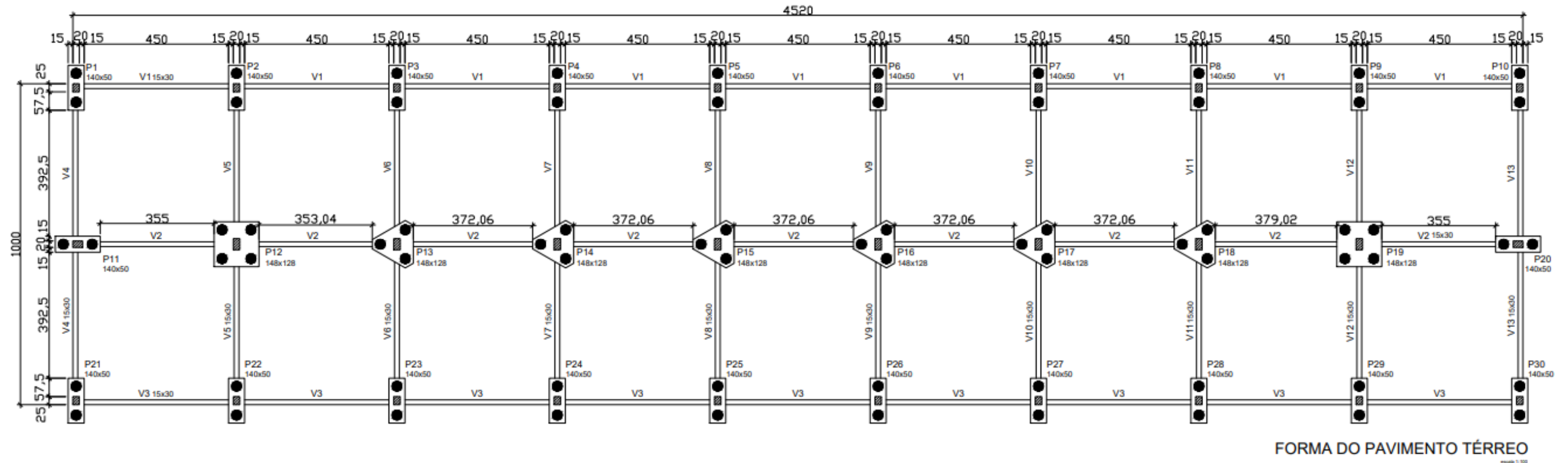


Fonte: SOLOTEC TECNOLOGIA DE SOLOS.

ANEXO E – CAPACIDADE DE CARGA DA ESTACA

Profundidade metros	Nspt	Média Nspt	PL (fuste)	PL (acumulado)	Pb (ponta)	Ptotal	Tipo de solo	Consistência	K (adotado) kpa	α (adotado)	FS Global	Qtotal (global)
			KN	KN	KN	KN					Ptotal (Global)	toneladas
1	9	8,67	18,06	18,06	74,22	92,28	Argila arenosa	Média	350	0,024	36,910	3,691
2	8	10,33	21,53	39,58	65,97	105,56	Argila arenosa	Média	350	0,024	42,223	4,222
3	14	13,67	28,47	68,06	115,45	183,51	Argila arenosa	Rija	350	0,024	73,404	7,340
4	19	15,00	31,25	99,31	156,69	255,99	Argila arenosa	Rija	350	0,024	102,398	10,240
5	12	16,33	34,03	133,34	98,96	232,30	Argila arenosa	Rija	350	0,024	92,918	9,292
6	18	15,00	45,02	178,35	233,26	411,61	Silte arenoso	Rija	550	0,022	164,646	16,465
7	15	19,33	58,02	236,37	194,39	430,76	Silte arenoso	Rija	550	0,022	172,303	17,230
8	25	21,67	65,02	301,39	323,98	625,37	Silte arenoso	Rija	550	0,022	250,15	25,015
9	25	28,67	86,03	387,42	323,98	711,40	Silte arenoso	Rija	550	0,022	284,56	28,456

ANEXO F – PLANTA DE FORMA DO TÉRREO DO EDIFÍCIO EXPERIMENTAL – 45 METROS



ANEXO G – PLANTA DE FORMA DO TÉRREO DO EDIFÍCIO EXPERIMENTAL – 60 METROS

