

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS
ESCOLA DE ENGENHARIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE ESTRUTURAS
CURSO DE ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

LUIS FILIPE RIBEIRO PEREIRA

**ANÁLISE E VERIFICAÇÃO DA ESTRUTURA ALTAR
MONUMENTO**

Belo Horizonte

2025

Luis Filipe Ribeiro Pereira

"ANÁLISE E VERIFICAÇÃO DA ESTRUTURA ALTAR MONUMENTO"

Trabalho de Conclusão apresentado ao Departamento de Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de "Especialista em Estruturas".

Orientador: Ney Amorim Silva

Belo Horizonte

2025



UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS
CURSO DE ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

ATA DE DEFESA DE MONOGRAFIA / TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO (TCC)

No **primeiro dia** do mês de **julho de 2025**, às 18h, o estudante **Luis Filipe Ribeiro Pereira**, matrícula 2023674284, defendeu o Trabalho intitulado “**Análise e Verificação da Estrutura Altar Monumento**”.

Participaram da banca examinadora os abaixo indicados, que, por nada mais terem a declarar; assinam eletronicamente a presente ata.

Nota: (100) pontos

Orientador(a): Prof. Ney Amorim Silva

Nota: (100) pontos

Examinador(a): Prof. Pedro Vianna Pessoa de Mendonça



Documento assinado eletronicamente por **Ney Amorim Silva, Membro de comissão**, em 23/07/2025, às 15:45, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 5º do [Decreto nº 10.543, de 13 de novembro de 2020](#).



Documento assinado eletronicamente por **Pedro Vianna Pessoa de Mendonca, Professor do Magistério Superior**, em 11/08/2025, às 17:05, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 5º do [Decreto nº 10.543, de 13 de novembro de 2020](#).



A autenticidade deste documento pode ser conferida no site https://sei.ufmg.br/sei/controlador_externo.php?acao=documento_conferir&id_orgao_acesso_externo=0, informando o código verificador **4316933** e o código CRC **6EA956E7**.

INSTRUÇÕES

Este documento deve ser editado apenas pelo Orientador e deve ser assinado eletronicamente por todos os membros da banca.

AGRADECIMENTOS

A Deus e ao Senhor Bom Jesus do Matozinhos por iluminar e guiar meus passos.

À minha família por ser minha base, em especial meus pais Maria Elizabete e Junior Ribeiro, por terem me dado a oportunidade e constante estímulo para se buscar escolaridade e profissionalização.

Agraço e dedico esse trabalho aos meus avós Maria Júlia e Adão Ambrósio, além dos meus irmãos Davi e Ytallo que são minhas fontes inesgotáveis de amor e carinho.

A todos os professores que passaram pela minha jornada durante essa especialização, em especial aos professores Ney Amorim, Roque Pitangueira e Élvio Piancastelli.

Aos meus colegas de trabalho, Márcio Tepedino que é uma das minhas maiores referências técnicas e o Rafael Martins, ambos, amigos que me acompanham na busca incansável por projetar estruturas cada vez melhores, seguras e econômicas, buscando sempre o aprimoramento técnico e científico.

“Pensar o passado
para compreender o presente
e idealizar o futuro.” (Heródoto)

Resumo

Este trabalho apresenta um estudo de caso sobre a estrutura do Altar Monumento, localizado no Santuário do Senhor do Bom Jesus do Matozinhos, na cidade de Conceição do Mato Dentro, Minas Gerais. O objetivo foi verificar o dimensionamento da estrutura com base nas prescrições das normas técnicas brasileiras vigentes, por meio de um modelo analítico tridimensional desenvolvido com o método dos elementos finitos, utilizando ferramenta computacional de análise estrutural. Foram realizadas análises nos estados limites último e de serviço, incluindo verificações à flexão, ao esforço cortante, aos deslocamentos verticais e às tensões admissíveis, conforme os critérios normativos atuais. Embora a estrutura tenha sido projetada em 1986, com base nas normas e métodos manuais da época, os resultados demonstraram conformidade com os requisitos técnicos vigentes, validando seu desempenho estrutural após 39 anos. A estrutura apresentou armaduras compatíveis com os esforços atuantes, deslocamentos dentro dos limites admissíveis e resistência satisfatória nas fundações. A análise também evidenciou a evolução das normas ao longo das décadas, especialmente em relação à durabilidade, à segurança em serviço e ao uso de materiais de maior desempenho. Destaca-se, ainda, a importância da manutenção e do monitoramento de estruturas antigas para garantir sua integridade e prolongar sua vida útil. O estudo reforça a necessidade de aliar os recursos tecnológicos atuais à sólida base técnica do engenheiro estrutural, evitando a aceitação acrítica dos resultados computacionais e valorizando o conhecimento acumulado nas práticas de projeto.

Palavras-chave: Concreto Armado; Monumento Histórico; Modelos Estruturais; Análise Estrutural; Método dos Elementos Finitos.

Abstract

This work presents a case study of the Altar Monument structure, located at the Sanctuary of Senhor do Bom Jesus do Matozinhos in Conceição do Mato Dentro, Minas Gerais, Brazil. The objective was to verify the structural design based on current Brazilian technical standards through a three-dimensional analytical model developed using the finite element method and structural analysis software. Analyses were performed for the ultimate and serviceability limit states, including checks for bending, shear forces, vertical displacements, and allowable stresses according to current normative criteria. Although the structure was designed in 1986 following the standards and manual calculation methods of that period, the results demonstrated compliance with current technical requirements, validating its structural performance after 39 years. The structure showed reinforcement consistent with applied loads, displacements within allowable limits, and satisfactory foundation strength. The analysis also highlighted the evolution of standards over the decades, particularly regarding durability, service safety, and the use of higher-performance materials. The study further emphasizes the importance of maintenance and monitoring of aging structures to ensure their integrity and extend their service life. It reinforces the need to combine modern technological tools with the structural engineer's solid technical knowledge, avoiding uncritical acceptance of computational outputs and valuing accumulated design experience.

Keywords: Reinforced Concrete; Historical Monument; Structural Modeling; Structural Analysis; Finite Element Method.

Figura 1 – Santuário do Senhor Bom Jesus do Matosinhos. Data: 1986.	12
Figura 2 – Modelos Aproximados + Vigas Contínuas	16
Figura 3 – Viga + Pilares (Pórtico H).....	17
Figura 4 – Grelha somente de vigas	18
Figura 5 – Grelha de vigas e lajes (Analogia de Grelhas).....	19
Figura 6 – Pórtico plano	20
Figura 7 – Pórtico espacial	21
Figura 8 – Elementos Finitos.....	22
Figura 9 – Elemento Shell	23
Figura 10 – Elemento Mola.....	24
Figura 11 – Apoio Elástico para os graus de liberdade no espaço 3D	24
Figura 12 – Coeficientes de reação – Interação Solo-Estrutura	25
Figura 13 – Correlação Empírica – Tensão Admissível x K_v	26
Figura 14 – Natureza do solo – Coeficiente de Poisson.....	27
Figura 15 – Altar Monumento – Vista Frontal e Fundo.....	28
Figura 16 – Corte – Altar Monumento	29
Figura 17 – Definição das espessuras médias da Estrutura.....	30
Figura 18 – Estrutura 3D em Elementos Finitos de Shell	32
Figura 19 – Sobrecarga accidental – Eixo Z local da shell (kN/m^2)	33
Figura 20 – Gráfico de Isopletas da velocidade básica do Brasil (m/s)	34
Figura 21 – Fator S_2	35
Figura 22 – Coeficientes de força C_f para muros	36
Figura 23 – Pressão do vento na direção X+ esquerda para direita (kN/m^2).....	37
Figura 24 – Pressão do vento na direção X- direita para esquerda (kN/m^2).....	38
Figura 25 - Inclinações da cobertura do monumento	39
Figura 26 – Coeficientes de pressão em coberturas isoladas a uma água plana.....	40
Figura 27 – Coeficientes de pressão no vento na direção X+ (esquerda para direita)	41
Figura 28 – Coeficientes de pressão no vento na direção X- (direita para esquerda)	42
Figura 29 – Combinação coeficientes de pressão do vento na direção X+	42
Figura 30 – Combinação coeficientes de pressão do vento na direção X-.....	43
Figura 31 – Pressão do vento na cobertura na direção X+ esquerda para direita (kN/m^2).....	44

Figura 32 – Pressão do vento na cobertura na direção X- direita para esquerda (kN/m ²).....	45
Figura 33 – Variação da altura da sapata e de camada de solo sobre o elemento (cm).....	46
Tabela 34 – Altura e peso da camada de solo sobre a fundação	47
Figura 35 – Peso do solo sobre a fundação (kN/m ²)	47
Figura 36 – Aplicação dos coeficientes de reação do solo nos elementos shell da sapata.....	48
Figura 37 – Coeficientes de ponderação de ações diretas agrupadas	50
Figura 38 – Coeficientes de ponderação de ações variáveis consideradas conjuntamente	50
Figura 39 – Valores dos fatores de combinação Ψ_0 e de redução Ψ_1 e Ψ_2 para as ações variáveis.....	51
Figura 40 – Esforço Axial F11 – Envoltória máxima (kN/m).....	53
Figura 41 – Esforço Axial F11 – Envoltória mínima (kN/m)	53
Figura 42 – Esforço Axial F22 – Envoltória máxima (kN/m).....	54
Figura 43 – Esforço Axial F22 – Envoltória mínima (kN/m)	54
Figura 44 – Esforço Cortante V13 – Envoltória máxima (kN/m)	55
Figura 45 – Esforço Cortante V13 – Envoltória mínima (kN/m).....	55
Figura 46 – Esforço Cortante V23 – Envoltória máxima (kN/m)	56
Figura 47 – Esforço Cortante V23 – Envoltória mínima (kN/m).....	56
Figura 48 – Momento fletor M11 – Envoltória máxima (kN*m).....	57
Figura 49 – Momento fletor M11 – Envoltória mínima (kN*m)	57
Figura 50 – Momento fletor M22 – Envoltória máxima (kN*m).....	58
Figura 51 – Momento fletor M22 – Envoltória mínima (kN*m)	58
Figura 52 – Deslocamentos Uz – COMB7-FQ3 (cm).....	61
Figura 53 – Tensão Solicitante do Solo – COMB1 (kgf/cm ²).....	64
Figura 54 – Flexão Normal Simples – Região com maior solicitação	65
Figura 55 – Detalhamento – Armadura negativa.....	66
Figura 56 – Projetos Originais – Fôrma e Armadura (Projectum Engenharia Ltda.).....	72

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	11
2	OBJETIVO	11
3	REVISÃO DA LITERATURA	12
3.1	Monumento.....	12
3.2	Modelos Estruturais (Numéricos).....	14
3.2.1	Modelos Aproximados + Vigas Contínuas.....	15
3.2.2	Viga + Pilares (Pórtico H).....	17
3.2.3	Grelha somente de vigas.....	17
3.2.4	Grelha de vigas e lajes (Analogia de grelhas).....	18
3.2.5	Pórtico plano.....	19
3.2.6	Pórtico espacial.....	20
3.2.7	Elementos finitos.....	21
3.2.8	Elemento shell.....	23
3.2.9	Elemento mola.....	24
3.2.10	Interação Solo-Estrutura.....	25
4	DESENVOLVIMENTO DO TRABALHO	27
4.1	Metodologia.....	27
4.2	Materiais e Métodos.....	28
4.2.1	Estrutura do Altar Monumento.....	28
4.2.2	Espessuras médias da estrutura.....	29
4.2.3	Premissas e materiais.....	32

4.3	Modelagem Numérica	32
4.3.1	Ações	33
4.3.2	Condições de Contorno – Apoio Elástico (Interação Solo-Estrutura).....	48
4.3.3	Combinações	49
4.4	Esforços solicitantes	52
4.5	Verificação do dimensionamento à flexão normal simples da laje de cobertura ...	59
4.6	Verificação da necessidade de armadura de cisalhamento na laje de cobertura.....	60
4.7	Deslocamentos – Estado Limite de Serviço	60
4.8	Verificação do dimensionamento à flexão da sapata.....	63
4.9	Tensão Admissível – Solo	64
4.10	Resultados e Discussões	65
5	CONCLUSÃO	68
6	REFERÊNCIAS	69
7	ANEXO A – PROJETOS ORIGINAIS	72

1 INTRODUÇÃO

No Brasil, há diversos monumentos espalhados pelo país. Muitos desses monumentos são estruturas que marcam épocas, têm alguma representação histórica, religiosa, artística e/ou cultural.

Dentre essas estruturas, diversas delas são em concreto armado, pois se trata do sistema construtivo mais difundido no Brasil. Com todo avanço em tecnologias dos materiais, desempenho das estruturas, metodologias e novos sistemas construtivos, temos atualmente opções paralelas ao concreto armado, mas não podemos nos esquecer da força desse sistema construtivo, de fácil execução, da sua viabilidade financeira e sustentabilidade.

O presente estudo de caso, traz um desses monumentos citados acima, trata-se do Altar Monumento, localizado no Santuário do Senhor do Bom Jesus do Matozinhos, situado na cidade de Conceição do Mato Dentro, interior do estado de Minas Gerais, onde acontece anualmente a festividade religiosa do Jubileu do Senhor Bom Jesus, entre os dias 13 e 24 de junho, onde se reúnem milhares de fiéis e devotos do Bom Jesus, desde 1937.

Dentre as grandes obras realizadas pelo arquiteto brasileiro Oscar Niemeyer, como a Igreja da Pampulha, Cidade Administrativa, Palácio do Planalto, e diversas outras, essa é mais uma de suas joias escondidas que estão espalhadas pelo nosso país. O monumento é tombado pela prefeitura local e faz parte do Patrimônio Cultural Brasileiro (IEPHA, MINAS GERAIS 2023). Será realizado um estudo de caso da estrutura Altar Monumento, com um modelo estrutural em pórtico espacial, baseado no Método dos Elementos Finitos (MEF), considerando as prescrições normativas atuais, a fim de verificar o dimensionamento estrutural.

2 OBJETIVO

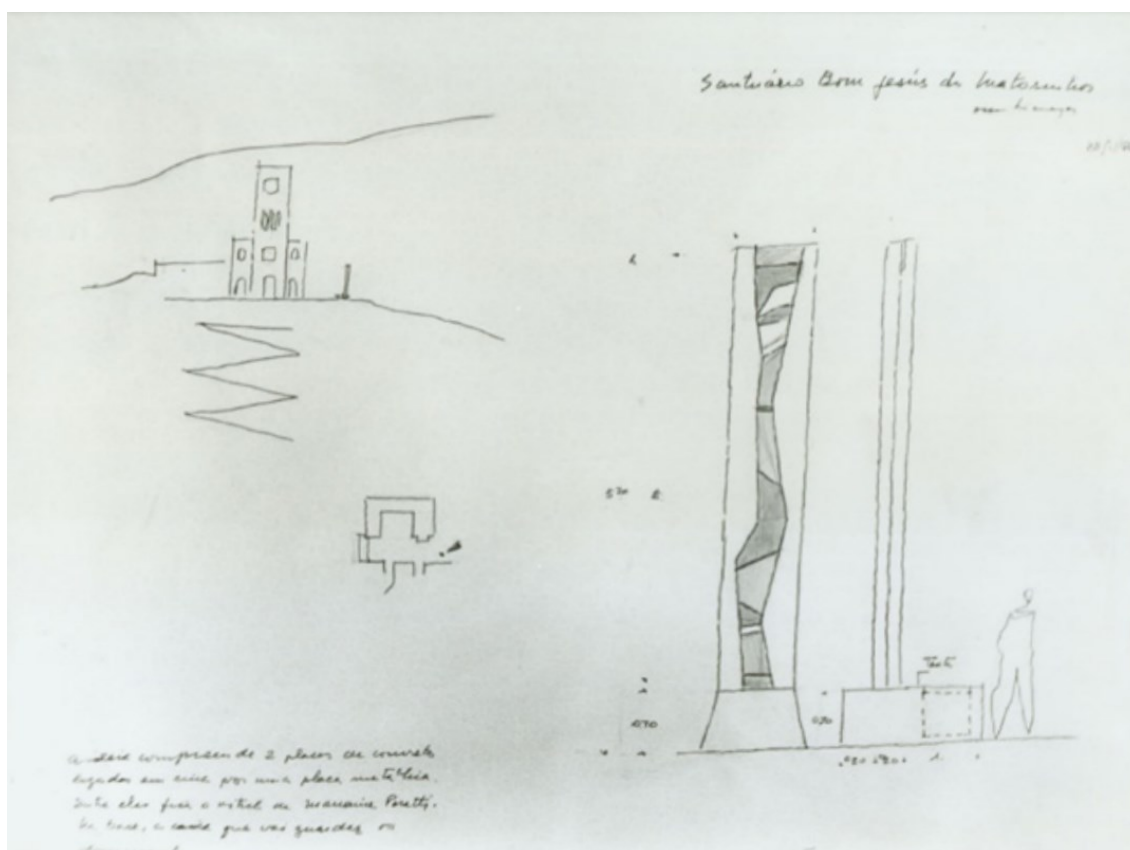
Analisar e verificar o dimensionamento da estrutura do Altar Monumento, com as prescrições normativas atuais ABNT NBR 6118, 6120, 6122 e 6123, utilizando um modelo analítico baseado no Método dos Elementos Finitos (MEF), com o auxílio do software de análise e dimensionamento SAP2000.

3 REVISÃO DA LITERATURA

3.1 Monumento

O Altar Monumento do Senhor Bom Jesus é uma das obras de modernismo de Oscar Niemeyer. Este foi um projeto doado por Niemeyer para o então jornalista e político José Aparecido de Oliveira, concepcionense, que era amigo do arquiteto. A boa relação entre os dois resultou em diversos projetos para Minas Gerais. A figura abaixo apresenta o croqui do projeto idealizado para o Santuário do Senhor Bom Jesus do Matosinhos, onde nota-se que a ideia inicial acabou não sendo executada (IEPHA, MINAS GERAIS 2023).

Figura 1 – Santuário do Senhor Bom Jesus do Matosinhos. Data: 1986.



Fonte: Acervo APM/MG JAO-0418(074)

O Altar Monumento foi executado e tem um simbolismo para todos os fiéis, turistas e moradores que visitam o Santuário do Senhor Bom Jesus do Matozinhos. Os monumentos em geral são marcantes e remetem a estruturas com um significado histórico, que se tornam atemporais. Se voltarmos no tempo, pode ser observado a origem dessas estruturas e sua importância e representação para a sociedade.

A palavra monumento é um substantivo que vem do verbo latino *monere* que significa fazer lembrar; indo mais a fundo na origem do seu significado, o sentido etimológico do termo remete ainda a mausoléu, uma das analogias possíveis a museu (FREIRE, CRISTINA 1997).

A etimologia do termo *mausoléu* = mausolu = sepulcro suntuoso (séc.XVI). Do latim *mausoleum*, derivado do grego - Mausolos, que foi rei de Cária, cuja viúva, Artemísia, mandou construir um túmulo em Halicarnasso, em 353 a.C., o qual, mais tarde, foi considerado uma das sete maravilhas do mundo. O sentido de monumento liga-se, portanto, desde sua origem, a uma relação entre morte e maravilhamento, categorias inerentes também aos museus (FREIRE, CRISTINA 1997).

FREIRE, CRISTINA (1997) apud Le Goff (1990), diz que *monumentum* desde a antiguidade romana, tende a especializar-se em dois sentidos: "a obra comemorativa de arquitetura ou de escultura: arco do triunfo, coluna, troféu, pórtico ou o monumento funerário destinado a perpetuar a recordação de uma pessoa no domínio em que a memória é particularmente valorizada: a morte".

Seguindo esse significado originário, observa-se que os monumentos são ligados desde as origens, à Estética e à História. Para se apagar a memória era também necessário que os monumentos fossem destruídos, para se destruir qualquer vestígio ou possibilidade de rememoração. Era o *damnatio memoriae* (FREIRE, CRISTINA 1997).

O senado romano, angariado e por vezes dizimado pelos imperadores, encontrou uma arma contra a tirania imperial. É a *damnatio memoriae*, que faz desaparecer o nome do imperador defunto dos documentos de arquivos e das instituições monumentais. Ao poder pela memória responde a destruição da memória (LE GOFF, JACQUES 1990).

Os monumentos são, portanto, construções ambíguas, cujo perfil ora arquitetônico, ora escultórico, misturam cidade e museu, entrelaçam morte e maravilhamento. São construídos como meio para preservar algo, tendo, portanto, uma função comemorativa, ritualística (FREIRE, CRISTINA 1997).

Ao se pensar em monumentos, tende-se a se remeter a algo que exceda determinadas dimensões, como se bastasse ser grande (ou enorme) para ser monumental, pois trata-se de uma medida não empírica. Os monumentos ligam-se a uma rede de atributos e conteúdos simbólicos que extrapolam sua presença física (FREIRE, CRISTINA 1997).

3.2 Modelos Estruturais (Numéricos)

Nas últimas décadas tivemos avanços tecnológicos que mudaram a forma como os engenheiros de estruturas trabalham. Na prática atual de elaboração de projetos estruturais, temos programas de análise e dimensionamento de estruturas avançados, onde contamos com máquinas com grande poder de processamento e resposta, algo que se voltarmos a 30 anos atrás, diversas estruturas ainda eram analisadas e calculadas de forma manual, obviamente com modelos mais simplificados.

Com todo esse avanço tecnológico, os prazos de projeto diminuíram e com eles vieram a necessidade de os engenheiros de estruturas contarem com o auxílio dos programas de análise e dimensionamento. Entretanto, deve-se tomar bastante cautela no uso indiscriminado dos programas de cálculo. Onde o programa apenas responde às perguntas que o engenheiro faz, caso o mesmo faça a pergunta errada, o programa dará a resposta errada.

KIMURA, ALIO (2018), define o modelo estrutural como um protótipo que procura simular uma estrutura real no computador. Existem inúmeros modelos estruturais que podem ser empregados na análise de estruturas. Alguns mais simples, outros mais complexos. Alguns bastante limitados, outros mais abrangentes.

Em suas notas de aula, PITANGUEIRA, R. L. S. (2019) diz que a análise estrutural tem por objetivo determinar deslocamentos e tensões ao longo de uma estrutura em equilíbrio, submetida a ações externas.

Ao se olhar para trás, podemos observar a evolução dos modelos estruturais. Serão apresentados apenas alguns dos modelos existentes, procurando retratar de forma bastante resumida como foi a evolução dos mesmos ao longo dos últimos anos.

3.2.1 Modelos Aproximados + Vigas Contínuas

O modelo aproximado de lajes com vigas contínuas é um modelo estrutural simples, de fácil compreensão e que permite uma visualização muito clara do percurso das cargas verticais aplicadas a estrutura até as suas fundações KIMURA, ALIO (2018).

A análise estrutural baseada neste modelo é realizada da seguinte maneira:

- Os esforços e as flechas nas lajes são calculados a partir de tabelas baseadas em diversos métodos aproximados consagrados. São exemplos: Marcus, Czerny, etc.
- As cargas das lajes são transferidas para as vigas por área de influência (esquema "telhado").
- Os esforços e as flechas nas vigas são calculados por meio do modelo clássico de viga contínua com apoios simples que simulam os pilares.
- A reação vertical obtida nos apoios das vigas é transferida como carga concentrada para os pilares.

No entanto, possui certas aproximações que limitam o seu uso para o cálculo de estruturas mais complexas. São elas:

- As lajes, as vigas e os pilares são calculados de forma totalmente independente. Não é considerada a interação entre esses elementos. Vale lembrar que um edifício

de concreto armado na vida real é monolítico, e os seus elementos trabalham de forma conjunta.

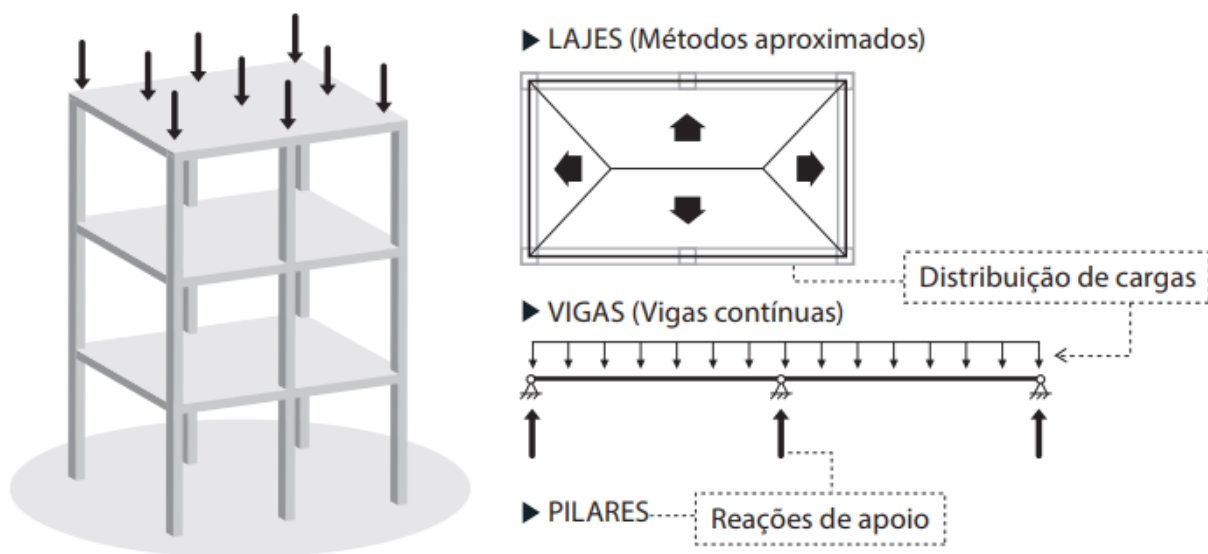
- As ligações entre as vigas e os pilares são articuladas. E por isso, não há a transferência de momentos fletores entre eles.

- Somente lajes simples com geometria regular e condições de apoio muito bem definidas podem ser calculadas pelos processos aproximados. Painéis de lajes complexos, muito comuns nos projetos atuais, não podem ser analisados por esses métodos.

- A distribuição de cargas por área de influência somente é válida para lajes com geometria regular, distribuição de carga uniforme e condições de apoio bem definidas.

- Os efeitos provocados pelas ações horizontais no edifício (ex.: vento, empuxo) não são considerados neste modelo. Somente são tratadas as cargas verticais.

Figura 2 – Modelos Aproximados + Vigas Contínuas

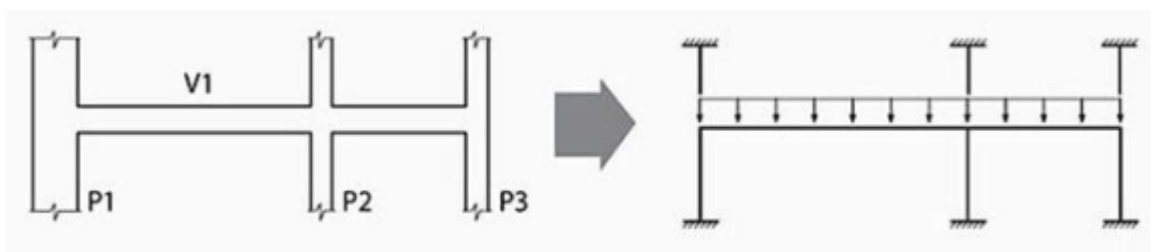


Fonte: KIMURA, ALIO (2018)

3.2.2 Viga + Pilares (Pórtico H)

Trata-se de uma evolução direta do modelo clássico de viga contínua utilizada para análise de vigas. Em vez de apoios simples, os lances inferiores e superiores dos pilares são modelados juntamente com a viga, formando um pórtico plano. Também é um modelo simples e de fácil interpretação, mas que possui basicamente as mesmas limitações do modelo aproximado + viga contínua. A única vantagem é a consideração da interação entre as vigas e os pilares KIMURA, ALIO (2018).

Figura 3 – Viga + Pilares (Pórtico H)



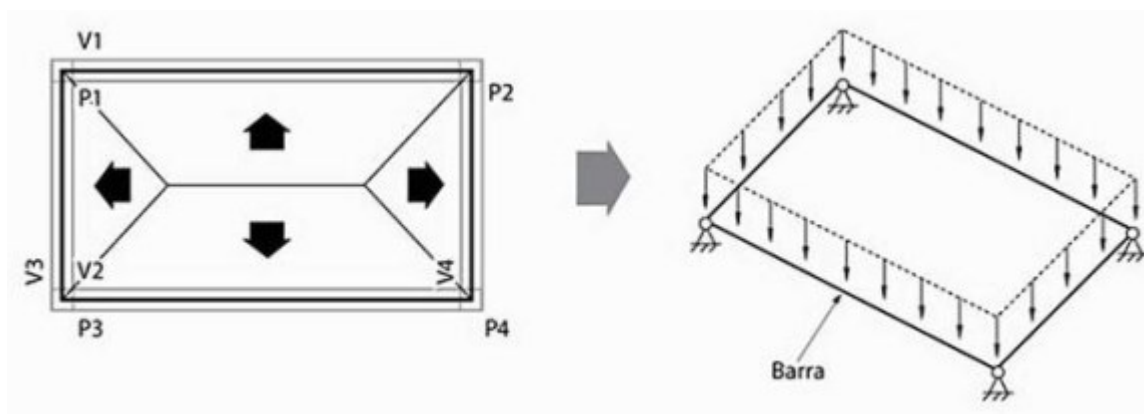
Fonte: KIMURA, ALIO (2018)

3.2.3 Grelha somente de vigas

A grelha somente de vigas é um modelo direcionado para análise estrutural de um pavimento, no qual é levada em conta a interação entre todas as vigas presentes no mesmo. É composto por elementos lineares, chamados de barras, que simulam as vigas. Essas barras são dispostas no plano horizontal da laje e estão submetidas a cargas perpendiculares ao mesmo (cargas verticais), oriundas da transferência das lajes por área de influência. Os pilares são representados por apoios simples. As lajes não são consideradas no modelo e precisam ser analisadas à parte (normalmente, por processos aproximados). Cada barra do modelo possui uma seção (área, inércias) e um material (módulos de elasticidade longitudinal e transversal), que são definidos de acordo com a geometria (seção transversal) e o material da viga, respectivamente. Em cada interseção entre as barras é definido um nó que possui três graus de liberdade (uma translação e duas rotações), possibilitando a obtenção dos deslocamentos e esforços (força cortante,

momento fletor e de torção), oriundos da aplicação de ações verticais, em todas as vigas do pavimento, bem como a carga nos pilares por meio das reações de apoio. Por meio deste modelo, também não é possível analisar os efeitos das ações horizontais no edifício (ex.: vento, empuxo) KIMURA, ALIO (2018).

Figura 4 – Grelha somente de vigas



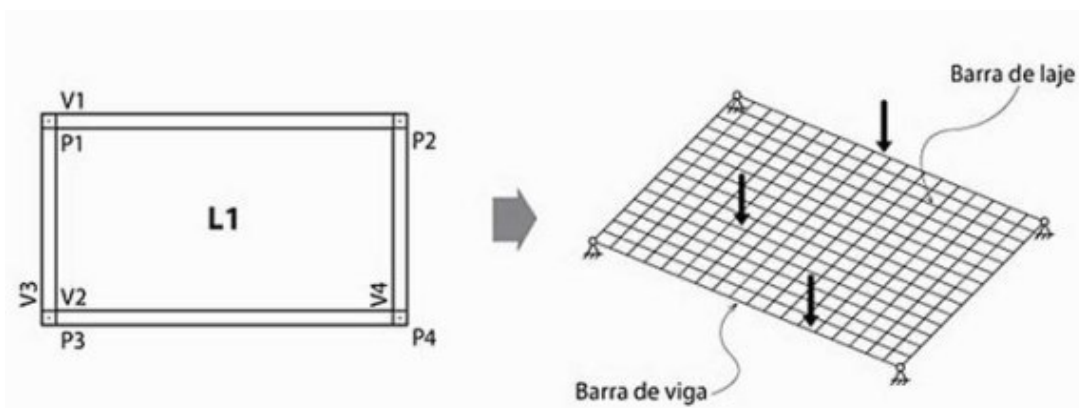
Fonte: KIMURA, ALIO (2018)

3.2.4 Grelha de vigas e lajes (Analogia de grelhas)

No modelo de grelha de vigas e lajes também é direcionado para análise estrutural de um pavimento. É denominado como análise de pavimentos por "analogia de grelha". É composto por elementos lineares dispostos no plano horizontal do piso que simulam as vigas e as lajes, formando uma malha de barras submetida a cargas verticais. Os pilares são representados por apoios simples KIMURA, ALIO (2018).

Cada painel de laje é subdividido em diversos alinhamentos de barras, usualmente posicionadas na direção principal e secundária da mesma. Essa subdivisão, também chamada de discretização, faz com que cada barra represente um trecho do pavimento. Os dados das barras que representam as vigas são definidos de acordo com as suas próprias características (seção transversal e material) como no modelo de grelha somente de vigas. Já, os dados das barras que simulam as lajes dependem também da discretização adotada KIMURA, ALIO (2018).

Figura 5 – Grelha de vigas e lajes (Analogia de Grelhas)



Fonte: KIMURA, ALIO (2018)

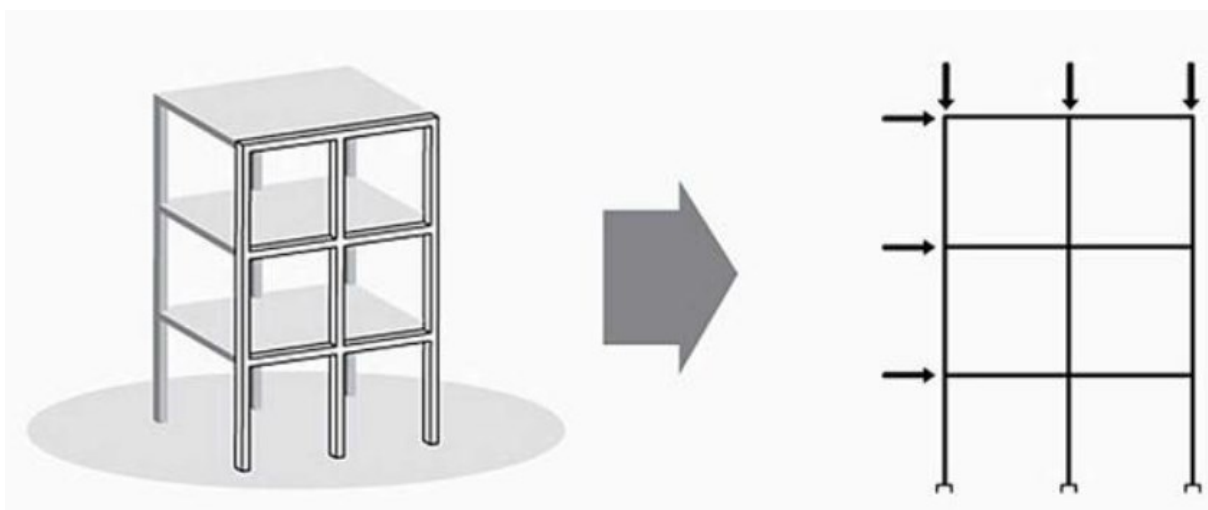
Nesse modelo, a interação entre todas as lajes e vigas do pavimento é considerada de forma bastante precisa. A transferência de cargas das lajes para as vigas não é mais feita por área de influência. Uma vez aplicada as cargas verticais nos elementos, a distribuição dos esforços nas lajes e vigas é feita automaticamente de acordo com a rigidez de cada barra. O esforço migrará automaticamente para as regiões de maior rigidez. Como no modelo de grelha somente de vigas, em cada interseção entre as barras é definido um nó que possui três graus de liberdade (uma translação e duas rotações), tornando-se possível obter os deslocamentos e os esforços (força cortante, momento fletor e de torção), oriundos da aplicação de ações verticais, em todas as vigas e lajes do pavimento, bem como a carga nos pilares por meio das reações de apoio. Por meio deste modelo, também não é possível analisar os efeitos das ações horizontais no edifício (ex.: vento, empuxo) KIMURA, ALIO (2018).

3.2.5 Pórtico plano

O pórtico plano é um modelo direcionado para análise do comportamento global de uma estrutura e não apenas de um único pavimento. Admite tanto a aplicação de ações verticais como horizontais. Nesse modelo, uma parte da estrutura é analisada por barras dispostas num mesmo plano vertical que representam um conjunto de vigas e pilares presentes em um mesmo alinhamento do edifício. A laje não faz parte do modelo. Cada nó entre os elementos lineares

possui três graus de liberdade (duas translações e uma rotação), possibilitando a obtenção dos deslocamentos e esforços (força normal, cortante e momento fletor) em todas as vigas e pilares. Há vários anos, o modelo de pórtico plano foi utilizado com muito sucesso na análise dos efeitos do vento, bem como na avaliação da estabilidade global de edifícios KIMURA, ALIO (2018).

Figura 6 – Pórtico plano



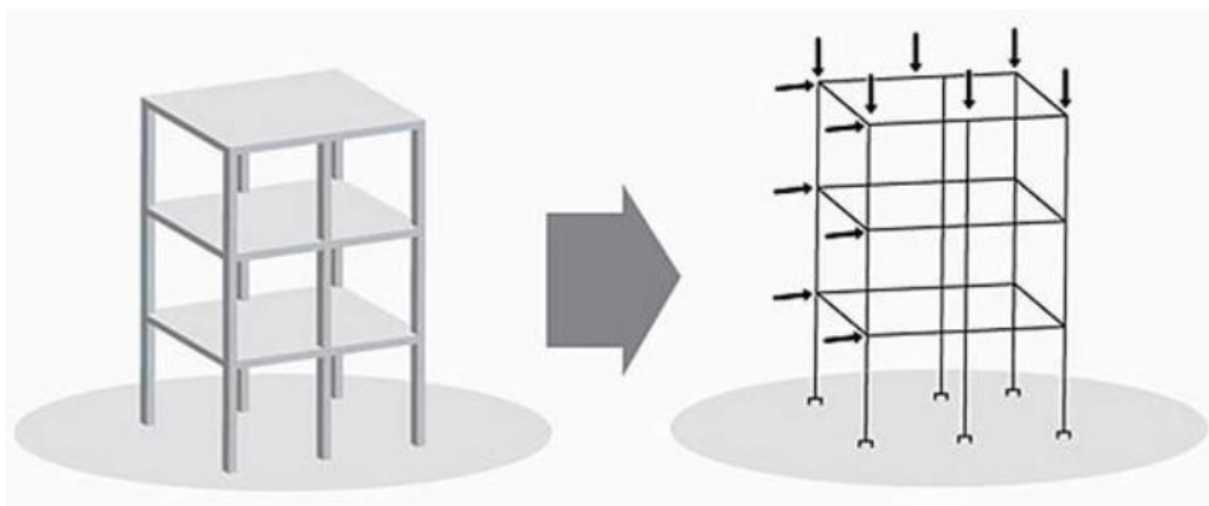
Fonte: KIMURA, ALIO (2018)

3.2.6 Pórtico espacial

Consiste num modelo tridimensional composto por barras que representam todos os pilares e vigas presentes num edifício, possibilitando uma avaliação bastante completa e eficiente do comportamento global da estrutura. As lajes usualmente não estão presentes no modelo, pois são tratadas como elementos que possuem elevada rigidez no plano horizontal, capaz de compatibilizar o comportamento em todos os pontos do mesmo pavimento de uma forma equivalente. Esse tratamento dado às lajes é designado como diafragma rígido, e pode ser simulado facilmente no modelo de diversas formas (enrijecendo lateralmente as vigas, criando elementos especiais no modelo ou por manipulação interna nos cálculos matriciais) KIMURA, ALIO (2018).

O modelo de pórtico espacial admite a aplicação simultânea de ações verticais e horizontais, podendo ser avaliado o comportamento do edifício em todas as direções e sentidos. Cada nó entre os elementos lineares possui seis graus de liberdade (três translações e três rotações), possibilitando a obtenção dos deslocamentos e esforços (força normal, forças cortantes, momentos fletores e de torção) em todas as vigas e pilares. Além da sua aplicação no estudo do comportamento global da estrutura (vigas + pilares), o modelo de pórtico espacial também vem sendo muito utilizado na análise de pavimentos de concreto armado (vigas + lajes). Isso porque, por meio dele, torna-se possível avaliar a distribuição dos esforços horizontais presentes no plano do piso oriundos de ações como a retração e protensão, que, por sua vez, não podem ser analisados no modelo de grelha (que possui apenas três graus de liberdade) KIMURA, ALIO (2018).

Figura 7 – Pórtico espacial



Fonte: KIMURA, ALIO (2018)

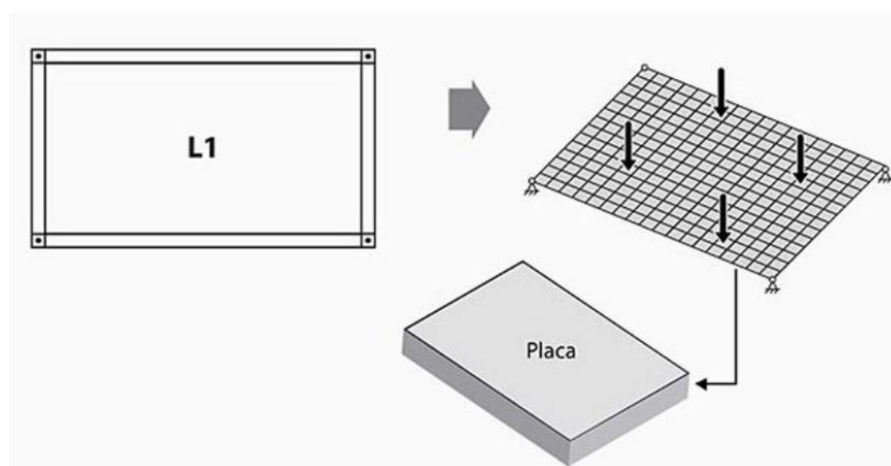
3.2.7 Elementos finitos

O Método dos Elementos Finitos (MEF) é um método numérico consagrado e eficiente que pode ser plenamente utilizado na análise de inúmeros tipos de estruturas. Com ele, uma estrutura ou parte dela é representada por um conjunto de elementos ou malha. Cada elemento finito possui

um comportamento particular pré-definido que, uma vez superposto aos demais elementos da malha, simulam a estrutura analisada. Existem inúmeros tipos de elementos finitos já desenvolvidos e testados, cada qual com a sua formulação particular. Na realidade, pode-se dizer que as barras utilizadas nos modelos de grelha e pórtico espacial são elementos finitos lineares (elementos de barra). Existem também elementos finitos bidimensionais (placa, chapa, casca, membrana), bem como elementos finitos tridimensionais (sólidos) KIMURA, ALIO (2018).

Assim como a grelha de vigas e lajes, um modelo composto por elementos finitos de placa pode ser utilizado na análise de pavimentos. As vigas são representadas por barras como na grelha. Porém, as lajes não são mais simuladas por elementos lineares, mas sim elementos bidirecionais chamados de placas. Cada laje é subdividida ou discretizada em diversas placas. Cada placa pode ter um formato qualquer (usualmente, é triangular ou quadrangular), bem como um número de nós variável. Na prática atual, o modelo com placas é utilizado na análise de pavimentos de concreto armado. Assim como os elementos finitos de placa, certas partes de um edifício podem ser analisadas por meio de modelos discretizados com cascas. São passíveis de serem modeladas com esses elementos estruturas planas submetidas à flexão composta. O modelo com cascas pode ser utilizado na análise estrutural de pilares-parede presentes num edifício KIMURA, ALIO (2018).

Figura 8 – Elementos Finitos



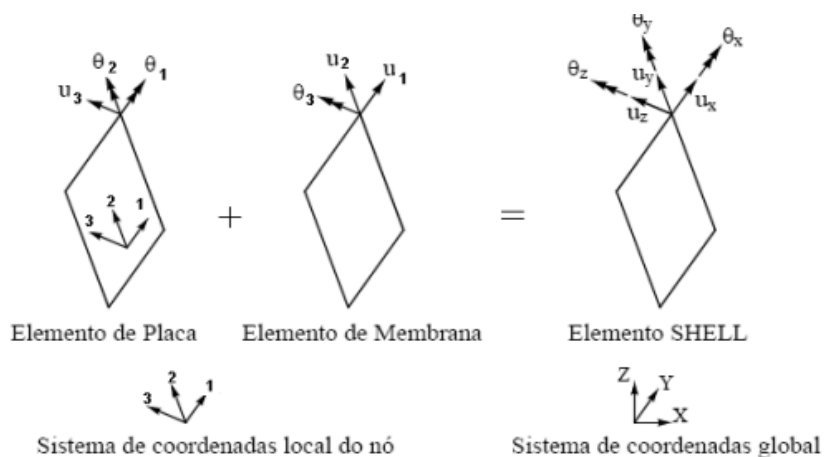
Fonte: KIMURA, ALIO (2018)

3.2.8 Elemento shell

O elemento SHELL é utilizado para modelar cascas, membranas ou placas em estruturas planas ou espaciais. A soma do elemento de membrana e do elemento de placa resulta no elemento SHELL (FIG. 9). O elemento de membrana possui em cada nó três graus de liberdade: duas translações no plano do elemento e uma rotação em torno do eixo normal ao plano do elemento. O elemento de placa possui uma rotação em torno de cada eixo do plano do elemento e uma translação no eixo normal ao plano do elemento ALMEIDA, DANIEL G. C. (2008).

Para o elemento de placa é usada a formulação de placas finas de Kirchhoff, a qual despreza as deformações transversais de cisalhamento. Opcionalmente, pode-se usar a teoria de placas grossas de Mindlin/Reissner, a qual inclui os efeitos das deformações transversais de cisalhamento. O elemento SHELL, portanto, possui seis graus de liberdade em cada nó: três translações e três rotações (FIG.9) ALMEIDA, DANIEL G. C. (2008).

Figura 9 – Elemento Shell



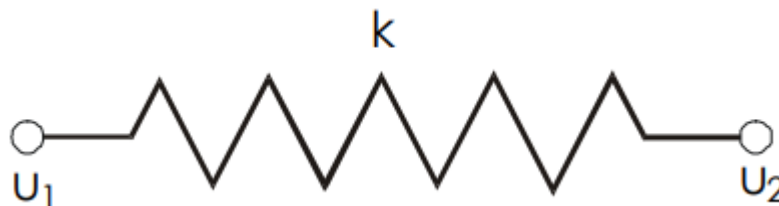
Fonte: ALMEIDA, DANIEL G. C. (2008).

O elemento SHELL pode ter a forma quadrilateral ou triangular, com 4 nós ou 3 nós, respectivamente, sendo o elemento quadrilateral o mais preciso. Os quatro vértices do elemento não precisam necessariamente ser coplanares (mesmo plano). ALMEIDA, DANIEL G. C. (2008).

3.2.9 Elemento mola

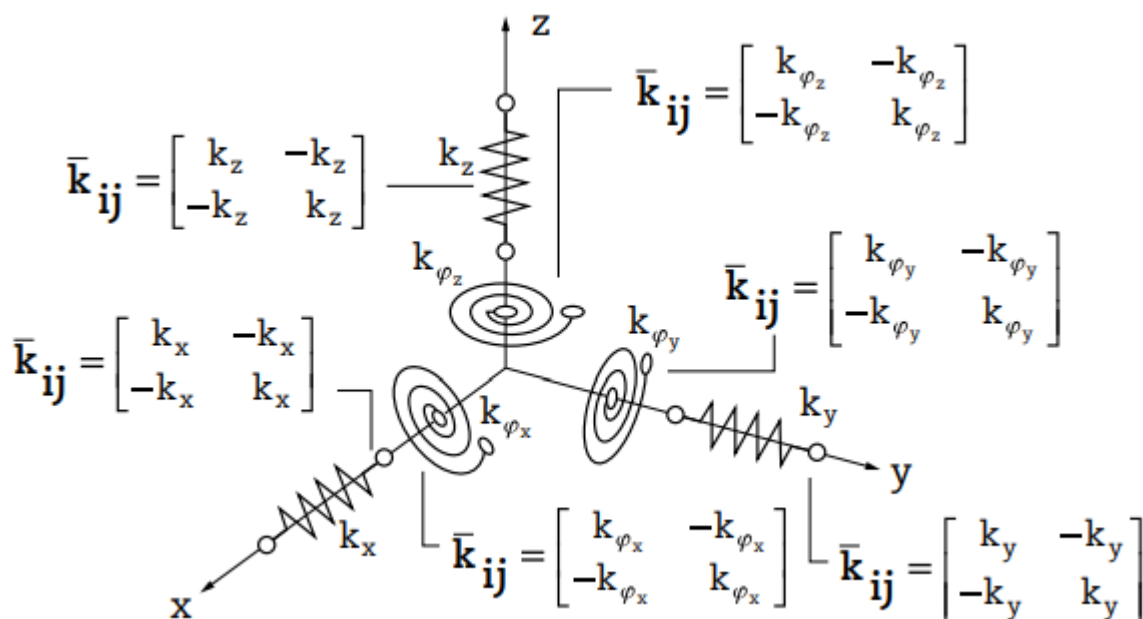
O elemento finito mola 2D apresenta um grau de liberdade por nó, definido pelo deslocamento axial, no sistema local de coordenadas (FIG. 10).

Figura 10 – Elemento Mola



Pelo fato de atuar individualmente em um único grau de liberdade, o elemento mola pode ser facilmente estendido para os graus de liberdade do espaço tridimensional PAPPALARDO JR., ALFONSO (2023).

Figura 11 – Apoio Elástico para os graus de liberdade no espaço 3D



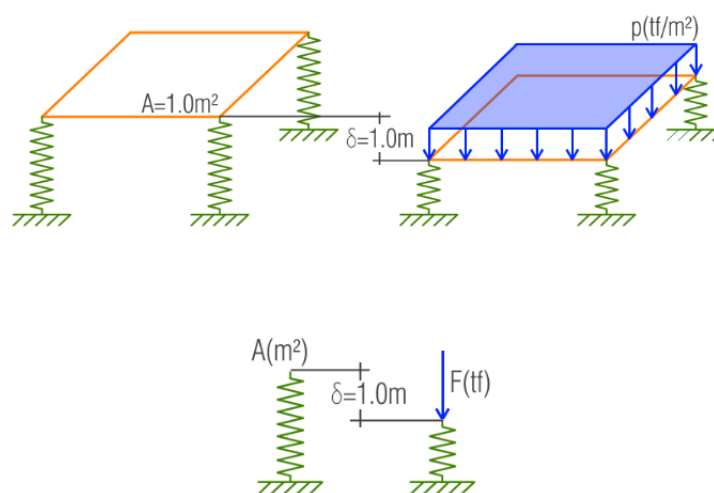
Fonte: PAPPALARDO JR., ALFONSO (2023)

3.2.10 Interação Solo-Estrutura

De acordo com CAMPOS, JOÃO CARLOS DE (2015), os elementos estruturais que interagem com o solo, transferindo-lhe as cargas das superestruturas, geralmente estão submetidas a cargas e tensões altas, enquanto o solo, por sua vez, possui baixa capacidade resistente. Por muito tempo, consideram-se os elementos de fundações indeslocáveis, sendo as superestruturas rotuladas ou engastadas nesses elementos. SOUZA E REIS apud CAMPOS, JOÃO CARLOS DE (2008), retrata que com a popularização do computador fez com que os métodos numéricos passassem a fazer parte dos cálculos estruturais. Assim, os processos simplistas de considerar o solo como elemento rígido (indeslocável) deram lugar a processos mais sofisticados por meio de cálculos por diferenças finitas, elementos finitos, entre outros.

WINKLER (1867 apud CAMPOS, JOÃO CARLOS DE 2015), propôs que a interação solo-estrutura (fundação) fosse constituída por uma série de molas independentes com comportamento elástico e linear, na qual a rigidez dessas molas caracterizaria uma constante de proporcionalidade entre a pressão calculada (p) e o deslocamento do solo (δ_s), designada por coeficiente de reação, coeficiente elástico, entre outros.

Figura 12 – Coeficientes de reação – Interação Solo-Estrutura



Fonte: AltoQi (2025)

O método mais indicado para a obtenção dos coeficientes de recalque vertical e horizontal do solo é através de ensaios efetuados com o solo disponível, como por exemplo o ensaio de placa. Através desse ensaio obtêm-se valores que poderão ser utilizados para simular, com maior confiabilidade, o comportamento da estrutura. Na falta desse ensaio, ou mesmo para a confirmação da ordem de grandeza esperada para a resistência dos solos, podem ser utilizadas tabelas de valores típicos ou correlações empíricas. Uma possibilidade de obtenção do coeficiente de reação vertical é a correlação empírica com a tensão admissível. Uma vez que esta pode ser obtida por meio do ensaio de SPT, normalmente se encontra disponível como dado do solo. A partir dos valores de tensão média admissível é possível obter o valor de Kv por correlação, através da tabela abaixo (FIG. 13) MORRISON (1993 apud ALTO QI 2025).

Figura 13 – Correlação Empírica – Tensão Admissível x Kv

Tensão admissível (kgf/cm ²)	Kv (kgf/cm ²)	Tensão admissível (kgf/cm ²)	Kv (kgf/cm ²)
0,25	0,65	2,15	4,30
0,30	0,78	2,20	4,40
0,35	0,91	2,25	4,50
0,40	1,04	2,30	4,60
0,45	1,17	2,35	4,70
0,50	1,30	2,40	4,80
0,55	1,39	2,45	4,90
0,60	1,48	2,50	5,00
0,65	1,57	2,55	5,10
0,70	1,66	2,60	5,20
0,75	1,75	2,65	5,30
0,80	1,84	2,70	5,40
0,85	1,93	2,75	5,50
0,90	2,02	2,80	5,60
0,95	2,11	2,85	5,70
1,00	2,20	2,90	5,80
1,05	2,29	2,95	5,90
1,10	2,38	3,00	6,00
1,15	2,47	3,05	6,10
1,20	2,56	3,10	6,20
1,25	2,65	3,15	6,30
1,30	2,74	3,20	6,40
1,35	2,83	3,25	6,50
1,40	2,92	3,30	6,60
1,45	3,01	3,35	6,70
1,50	3,10	3,40	6,80
1,55	3,19	3,45	6,90
1,60	3,28	3,50	7,00
1,65	3,37	3,55	7,10
1,70	3,46	3,60	7,20
1,75	3,55	3,65	7,30
1,80	3,64	3,70	7,40
1,85	3,73	3,75	7,50
1,90	3,82	3,80	7,60
1,95	3,91	3,85	7,70
2,00	4,00	3,90	7,80
2,05	4,10	3,95	7,90
2,10	4,20	4,00	8,00

Fonte: MORRISON (1993 apud ALTO QI 2025).

Assim como para o coeficiente de recalque vertical, o coeficiente de recalque horizontal pode ser obtido por meio de tabelas que correlacionam o tipo de solo com seu valor. Estas correlações são diferentes para solos arenosos e argilosos. Outra forma é com a utilização do coeficiente de Poisson ν do solo para correlacionar os coeficientes verticais e horizontais do solo, através da equação abaixo ALTO QI (2025).

$$K_h = \nu K_v$$

K_h coeficiente de reação horizontal

ν coeficiente de Poisson

K_v coeficiente de reação vertical

A figura 14 traz as correlações da natureza do solo e seus respectivos coeficientes de Poisson.

Figura 14 – Natureza do solo – Coeficiente de Poisson

Natureza do solo	Coeficiente de Poisson (ν)
Arenoso	0.29
Argiloso	0.40

Fonte: AltoQi (2025)

4 DESENVOLVIMENTO DO TRABALHO

4.1 Metodologia

O desenvolvimento do trabalho buscou o levantamento das informações da estrutura do Altar Monumento. Os projetos arquitetônicos e estruturais foram encontrados e disponibilizados pela Secretária Municipal da Cultura de Conceição do Mato Dentro – MG, por meio da Paróquia Bom Jesus do Matozinhos, da arquidiocese de Guanhães – MG. Após o levantamento do projeto estrutural (ANEXO A) de autoria da empresa Projectum Engenharia Ltda., foram realizados

estudos do modelo de análise. Foi desenvolvido um modelo em elementos finitos que representasse a estrutura por elementos de shell e apoios elásticos (molas). O modelo foi desenvolvido no programa de análise e dimensionamento SAP 2000.

4.2 Materiais e Métodos

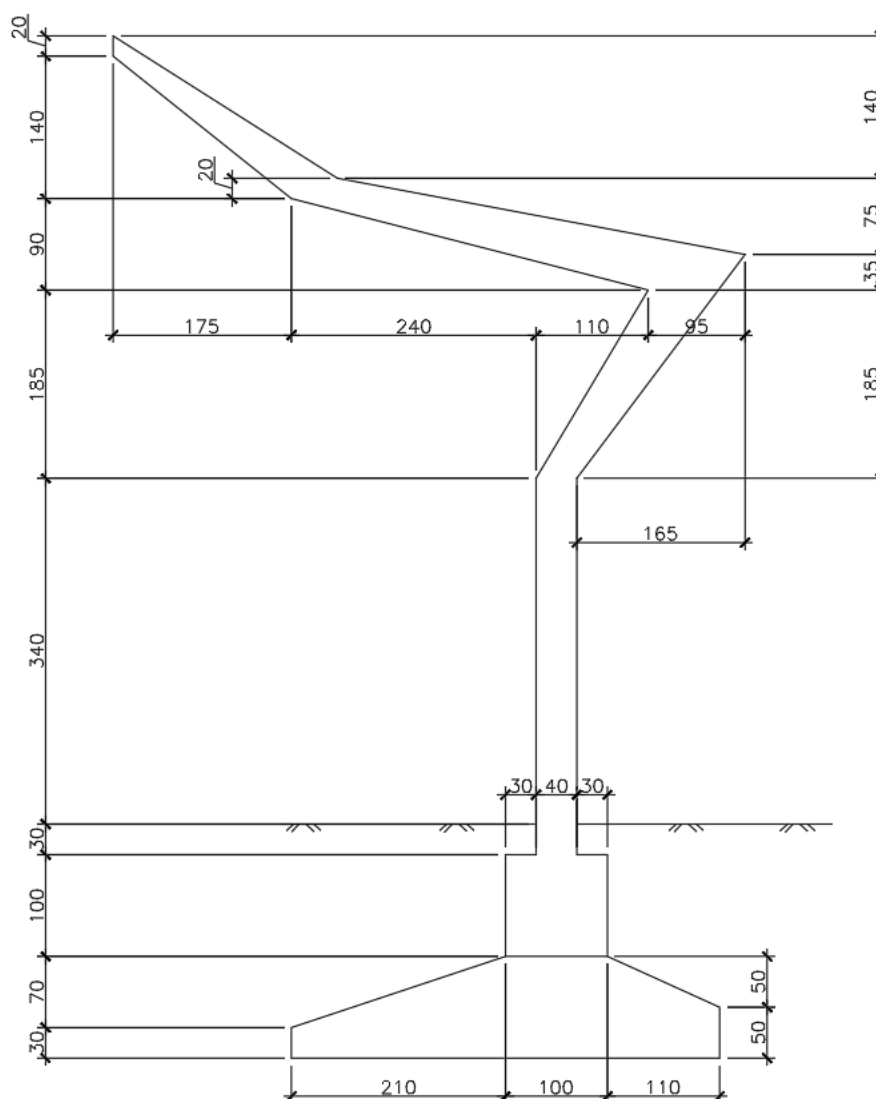
4.2.1 Estrutura do Altar Monumento

A estrutura do Altar Monumento é composta por paredes e lajes em concreto armado (FIG. 15). A estrutura se assemelha a estruturas típicas de coberturas isoladas de arquibancadas e a marquises. O tipo de fundação é direita/superficial, por meio de uma sapata isolada. A espessura da seção da parede vertical é de 40 cm e engrossamento na base de 100 cm, já as paredes inclinadas e lajes da cobertura contém espessuras variáveis. O mesmo acontece com a fundação, onde a seção varia no sentido de ter melhor aproveitamento na verificação e segurança contra ao tombamento. A largura da estrutura é de 300 cm.

Figura 15 – Altar Monumento – Vista Frontal e Fundo



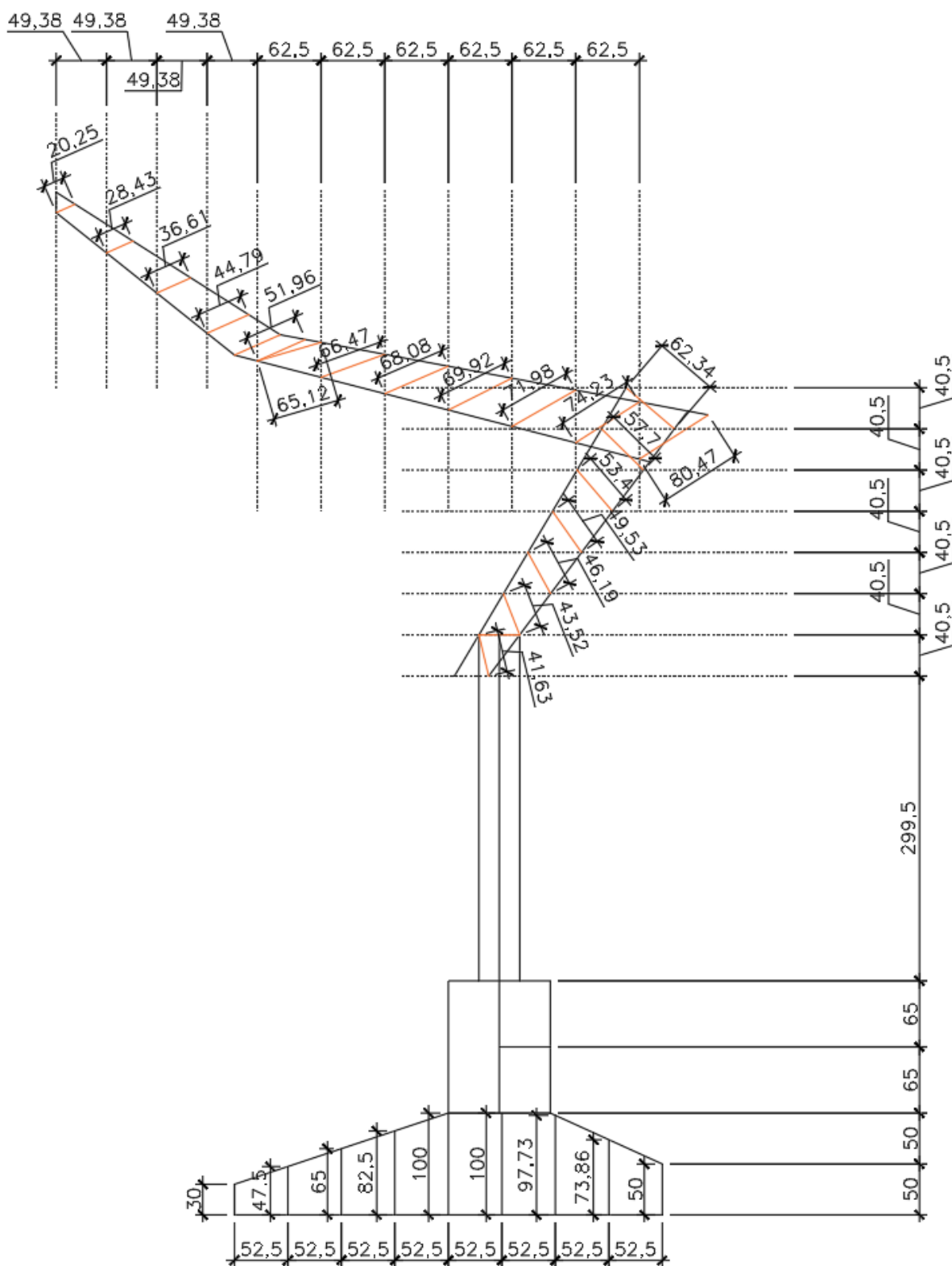
Figura 16 – Corte – Altar Monumento



4.2.2 Espessuras médias da estrutura

Foi realizado uma discretização das seções variáveis buscando representar melhor o modelo numérico além de ter melhor controle das seções na etapa de verificação do dimensionamento. Foram determinadas espessuras médias perpendiculares a seção, em divisões similares para cada trecho. Para a fundação a discretização também foi realizada, buscando representar a variação na espessura do elemento. A figura abaixo representa como foi desenvolvida essa etapa.

Figura 17 – Definição das espessuras médias da Estrutura



Conforme as dimensões encontradas acima, foram elaborados os quadros com os resumos das espessuras médias nas seções variáveis.

Seção	Laje 01		
	Espessura inicial	Espessura final	Espessura média
1	0,4619	0,4352	0,45
2	0,4953	0,4619	0,48
3	0,534	0,4953	0,51
4	0,577	0,534	0,56
5	0,6234	0,577	0,60

Seção	Laje 02		
	Espessura inicial	Espessura final	Espessura média
1	0,8047	0,7423	0,77
2	0,7423	0,7198	0,73
3	0,7198	0,6992	0,71
4	0,6992	0,6808	0,69
5	0,6808	0,6647	0,67
6	0,6647	0,6512	0,66

Seção	Laje 03		
	Espessura inicial	Espessura final	Espessura média
1	0,5196	0,4479	0,48
2	0,4479	0,3661	0,41
3	0,3661	0,2843	0,33
4	0,2843	0,2025	0,24

Seção	Fundação		
	Espessura inicial	Espessura final	Espessura média
1	0,5	0,7386	0,62
2	0,7386	0,9773	0,86
3	0,9773	1	0,99
4	1	1	1,00
5	1	0,825	0,91
6	0,825	0,65	0,74
7	0,65	0,475	0,56
8	0,475	0,3	0,39

4.2.3 Premissas e materiais

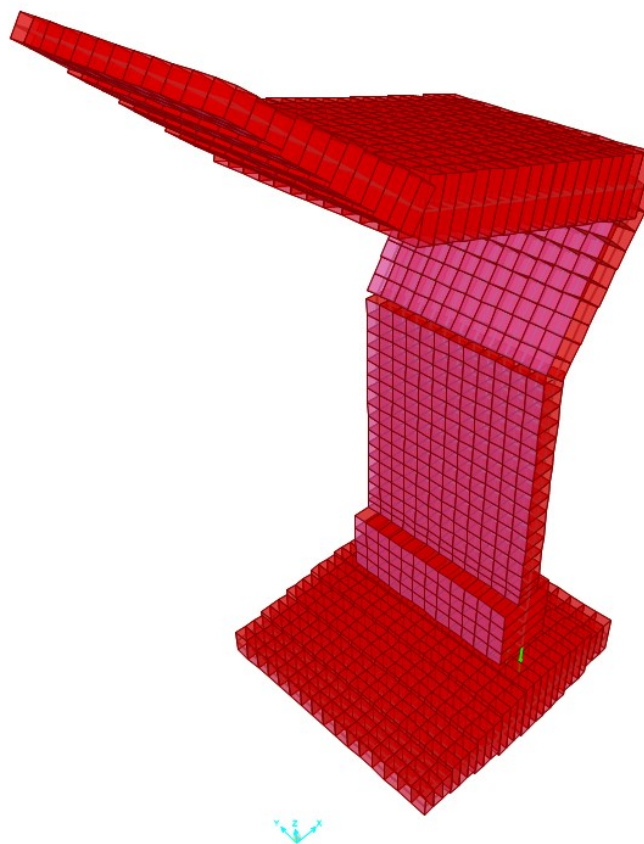
Através das notas da planta de fôrma do projeto original, foram retiradas algumas premissas que serão adotados para as verificações.

- Concreto: 20 MPa (resistência especificada de projeto)
- Aço: CA-50 (resistência especificada de projeto)
- Cobrimento: 2,5 cm
- Tensão admissível do solo: 1 kgf/cm²

4.3 Modelagem Numérica

Com auxílio do programa SAP2000, foi modelado a Estrutura do Altar Monumento com elementos de casca (shell).

Figura 18 – Estrutura 3D em Elementos Finitos de Shell



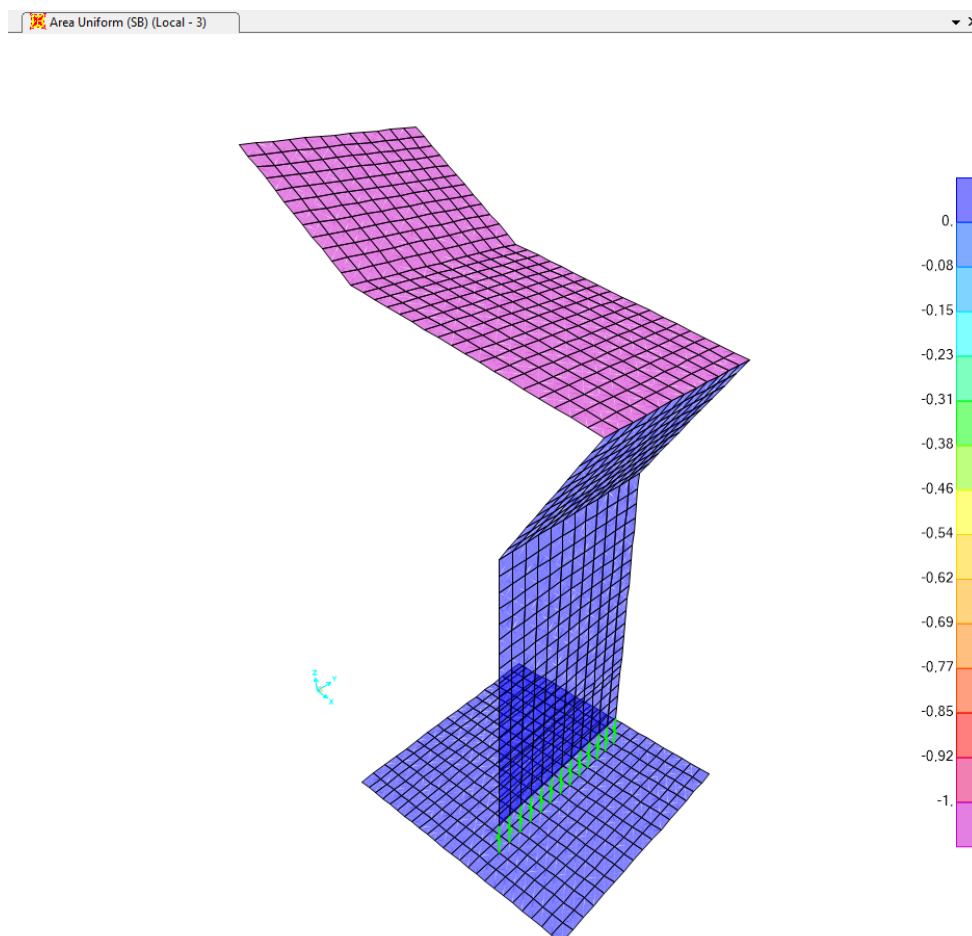
4.3.1 Ações

A estrutura altar monumento contém as seguintes ações atuantes:

- Peso próprio (Concreto Armado);
- Sobrecarga acidental;
- Vento;
- Solo; (peso do solo sobre a sapata);

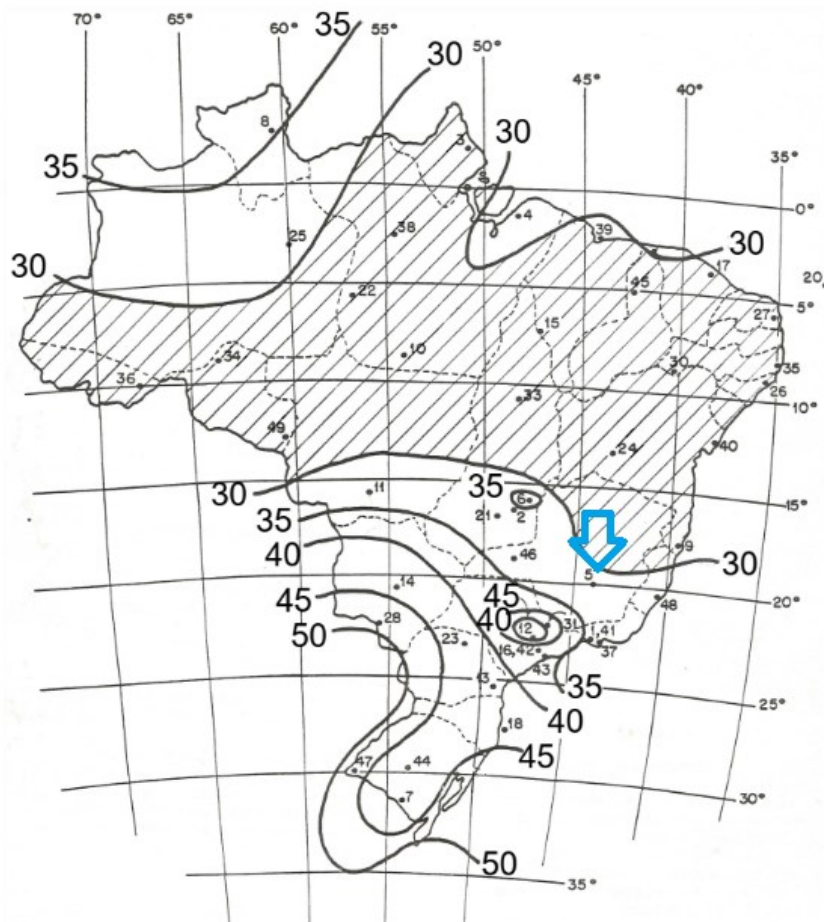
Para o peso próprio do concreto foi considerado o peso específico de 25 kN/m^3 , conforme Tabela 1, do item 5.3 da ABNT NBR 6120:2019 já considerado pelo programa SAP2000. Já para a sobrecarga acidental foi considerando uma carga variável de 1 kN/m^2 , seguindo a Tabela 10 do item 6.2 da ABNT NBR 6120:2019 sobre a marquise, sendo adotado a classe do local como uma cobertura com acesso apenas para manutenção ou inspeção.

Figura 19 – Sobrecarga acidental – Eixo Z local da shell (kN/m^2)



Para as ações do vento foram utilizadas adaptações da ABNT NBR 6123:2023.

Figura 20 – Gráfico de Isopletas da velocidade básica do Brasil (m/s)



Fonte: ABNT NBR 6123:2023

Definições:

Velocidade básica $V_0 = 32$ m/s;

Fator Topográfico $S_1 = 1$ (terreno plano ou francamente acidentado);

Fator $S_2 = 0,86$. Trata-se da Rugosidade do terreno, dimensões da estrutura e altura sobre o terreno.

Categoria IV – terrenos por obstáculos numerosos e pouco espaçados, em zona florestal, industrial ou urbanizada;

Classe A – toda edificação, estrutura, unidades e sistemas de vedação e seus elementos de fixação, cuja maior dimensão vertical ou horizontal não exceda 20 m;

Figura 21 – Fator S_2

z (m)	Categoria														
	I			II			III			IV			V		
	Classe			Classe			Classe			Classe			Classe		
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C
≤ 5	1,06	1,04	1,01	0,94	0,92	0,89	0,88	0,86	0,82	0,79	0,76	0,73	0,74	0,72	0,67
10	1,10	1,09	1,06	1,00	0,98	0,95	0,94	0,92	0,88	0,86	0,83	0,80	0,74	0,72	0,67
15	1,13	1,12	1,09	1,04	1,02	0,99	0,98	0,96	0,93	0,90	0,88	0,84	0,79	0,76	0,72
20	1,15	1,14	1,12	1,06	1,04	1,02	1,01	0,99	0,96	0,93	0,91	0,88	0,82	0,80	0,76
30	1,17	1,17	1,15	1,10	1,08	1,06	1,05	1,03	1,00	0,98	0,96	0,93	0,87	0,85	0,82

Fonte: Tabela 3 Norma ABNT NBR 6123:2023

Fator Estatístico $S_3 = 0,95$ e $T_p = 37$ (Grupo 4 – Edificações não destinadas à ocupação humana e sem circulação de pessoas no entorno);

Velocidade básico do vento V_k (m/s):

$$V_k = V_0 S_1 S_2 S_3 = 32 \times 1 \times 0,86 \times 0,95 = 26,144 \text{ m/s}$$

Pressão dinâmica $q = \frac{1}{2} \rho V_k^2$:

$$\rho = 1,226 \text{ kg/m}^3 \text{ (massa específica do ar de referência)}$$

$$q = \frac{1}{2} \rho V_k^2 = \frac{1}{2} \times 1,226 \times 26,144^2 = 419 \text{ N/m}^2 = 0,419 \text{ kN/m}^2$$

Para as estruturas suportes da cobertura do monumento para o cálculo da pressão do vento, foram adotados os coeficientes de pressão indicados para o cálculo da força de vento para muros ou placas retangulares, conforme ABNT NBR 6123:2023.

A força do vento em muro ou placa retangular é calculada por:

$$F = C_f q A C_f$$

C_f é o coeficiente de força;

q é a pressão dinâmica do vento no topo do muro ou placa;

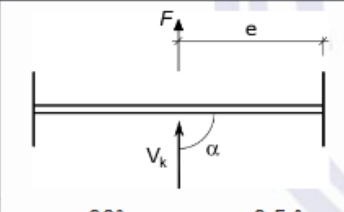
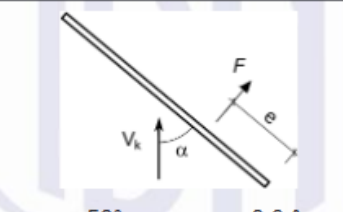
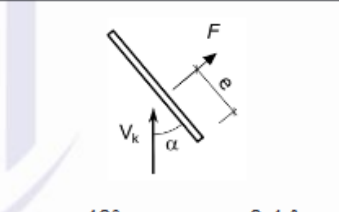
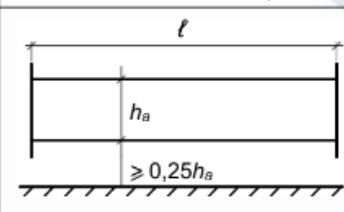
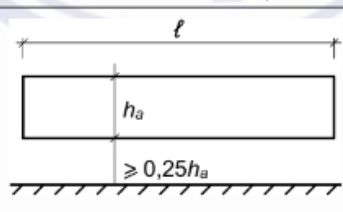
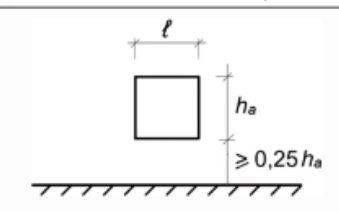


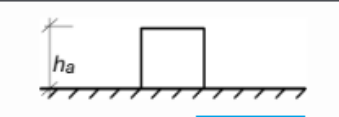
A é área da face;

l é o comprimento do muro ou da placa;

h_a é altura do muro ou placa.

$$\frac{l}{h_a} = \frac{300}{560} = 0,54 \text{ e } \frac{l}{h_a} = \frac{300}{185} = 1,62$$

Figura 22 – Coeficientes de força C_f para muros

$l/h_a \geq 60$ (sem placas de extremidade) $l/h_a \geq 10$ (com placas de extremidade)	$l/h_a = 10$	$l/h_a = 1$
 $\alpha = 90^\circ$ $e = 0,5 \ell$	 $\alpha = 50^\circ$ $e = 0,3 \ell$	 $\alpha = 40^\circ$ $e = 0,4 \ell$
 $\alpha = 90^\circ$ $C_f = 2,0$	 $\alpha = 90^\circ$ $C_f = 1,3$ $\alpha = 50^\circ$ $C_f = 1,6$	 $\alpha = 90^\circ$ $C_f = 1,15$ $\alpha = 40^\circ$ $C_f = 1,8$
 $\alpha = 90^\circ$ $C_f = 1,2$	 $\alpha = 90^\circ$ $C_f = 1,2$ $\alpha = 50^\circ$ $C_f = 1,5$	 $\alpha = 90^\circ$ $C_f = 1,1$ $\alpha = 40^\circ$ $C_f = 1,5$

Fonte: Tabela 23 Norma ABNT NBR 6123:2023

Cálculo da pressão do vento:

$$P_{vento_x} = 0,419 \text{ kN/m}^2 \times 1,20 = 0,50 \text{ kN/m}^2$$

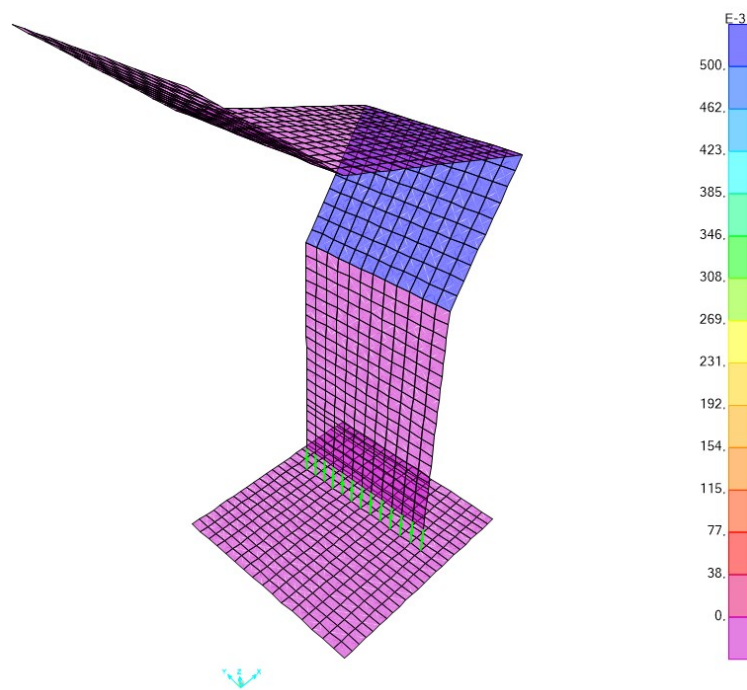
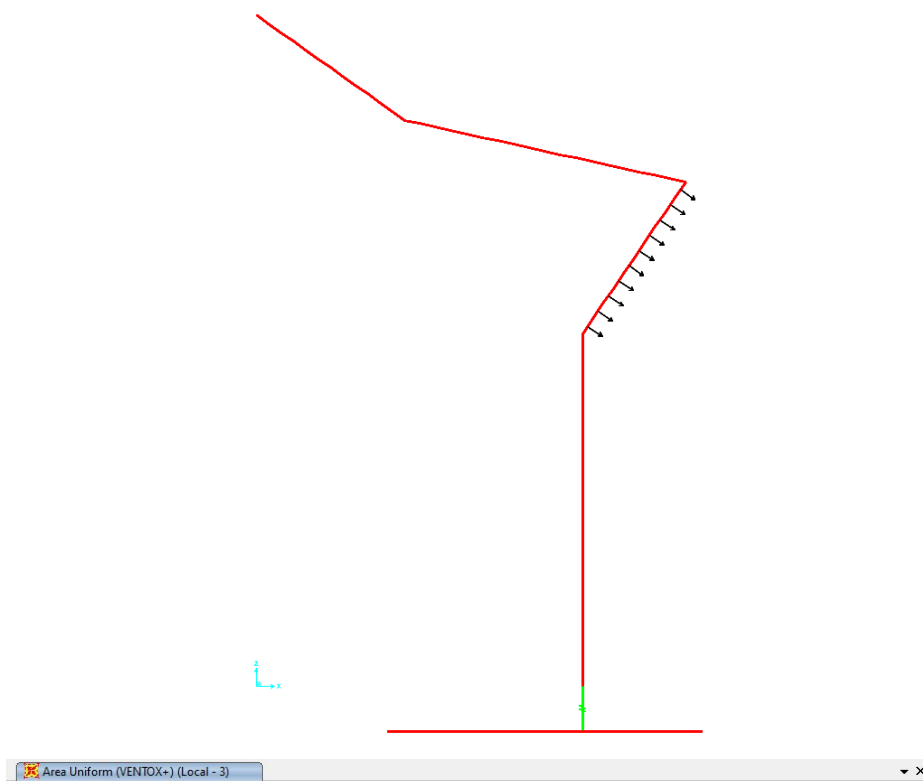
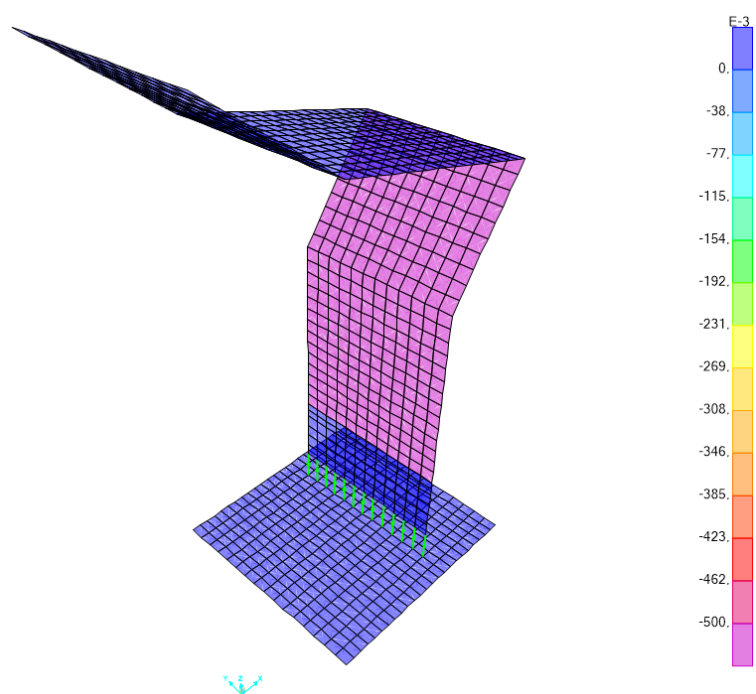
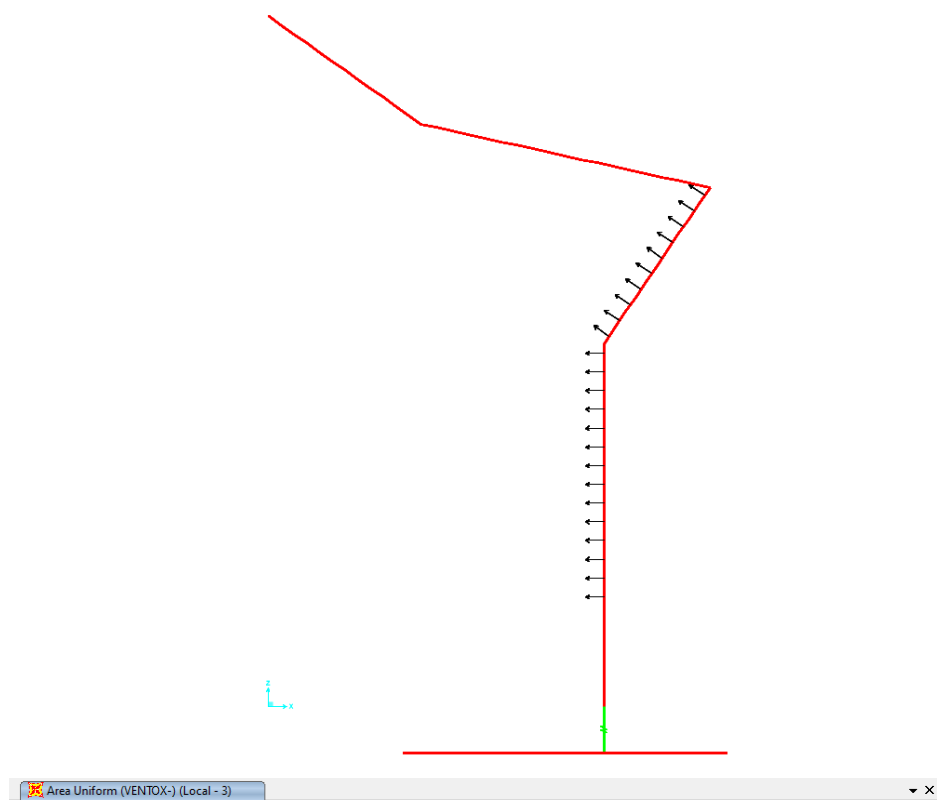
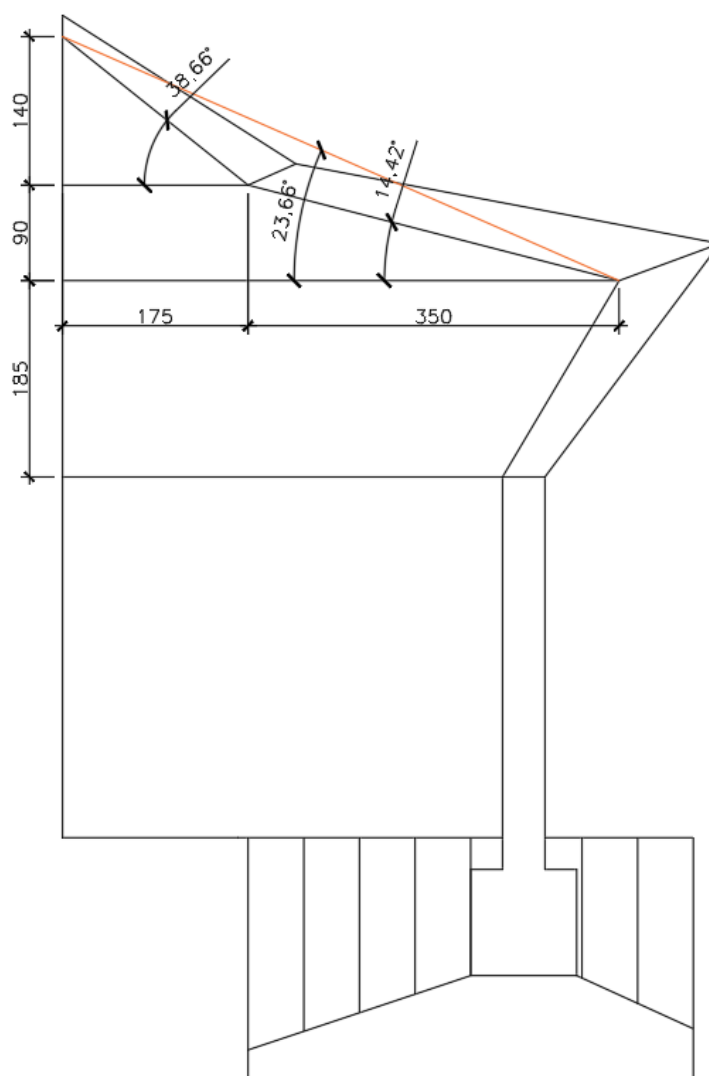
Figura 23 – Pressão do vento na direção X+ esquerda para direita (kN/m²)

Figura 24 – Pressão do vento na direção X- direita para esquerda (kN/m²)

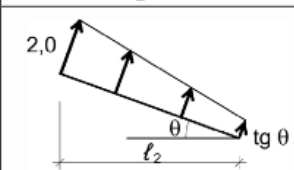
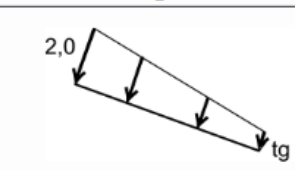
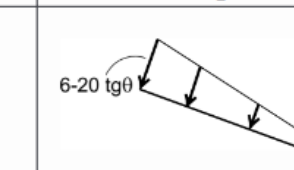
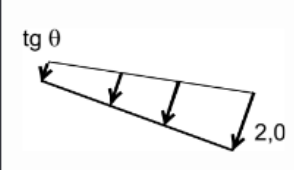
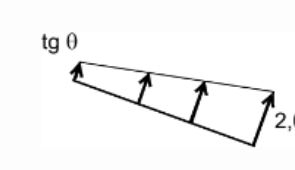
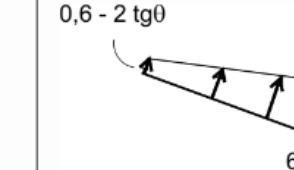
Já a cobertura do monumento, para o cálculo dos coeficientes de pressões foi considerada como cobertura isolada. Foi necessário fazer algumas adaptações da ABNT NBR 6123:2023 devido às limitações de aplicabilidade que a norma impõe. A cobertura possui dois ângulos de inclinação, dessa forma foi adotado uma simplificação, sendo admitido um ângulo intermediário para o cálculo dos coeficientes de pressões, conforme representado na imagem abaixo.

Figura 25 - Inclinações da cobertura do monumento



A norma ABNT NBR 6123:2023 no seu item 7.2.1 de coeficientes de pressão para cobertura isoladas fornece em uma tabela com os valores e os sentidos dos coeficientes de pressão, os quais englobam as ações que exercem perpendicularmente às duas faces da cobertura.

Figura 26 – Coeficientes de pressão em coberturas isoladas a uma água plana

Vento	Carregamento 1	Carregamento 2	
	$0 \leq \text{tg}\theta \leq 0,7$	$0 \leq \text{tg}\theta \leq 0,2$	$0,2 \leq \text{tg}\theta \leq 0,3$
→			
←			

Fonte: Tabela 24 ABNT NBR 6123:2023

Para utilização dos coeficientes presentes nessa tabela a norma impõe as seguintes limitações:

- Coberturas a uma água: $0 \leq \text{tg}\theta \leq 0,7$;
- $h \geq 0,5 l_2$;

A primeira limitação que a norma traz considera o ângulo de inclinação da cobertura, foi possível se enquadrar, já que a $\tan 23,66^\circ = 0,44$. Para a segunda limitação que correlaciona a altura livre entre o piso e o nível da aresta horizontal mais baixa da cobertura com a profundidade da cobertura já não foi possível o enquadramento.

$$h \geq 0,5 \times l_2$$

$$h = 185 \text{ cm} \geq 0,5 \times 525 \text{ cm} = 262,5 \text{ cm} \quad (185 \text{ cm} < 262,5 \text{ cm})$$

Para os casos em que a altura h seja inferior ao limite ou em que obstruções possam ser colocadas sob a cobertura ou junto a ela, a norma traz a seguinte recomendação:

“Esta deve resistir à ação do vento, na zona de obstrução, calculada para uma edificação fechada e de mesma cobertura, com $C_{pi} = +0,80$ para obstruções na borda de sotavento, e com $C_{pi} = -0,30$, para obstruções na borda de barlavento.”

A cobertura do monumento além de não atender a relação $h \geq 0,5 \times l_2$, contém também a obstrução sob à cobertura. Sendo assim, seguindo as instruções para o coeficiente de pressão interno e fazendo essa extrapolação para enquadramento dos parâmetros e utilização da Tabela 24 ABNT NBR 6123:2023, foram calculados os coeficientes de pressão da seguinte forma:

Figura 27 – Coeficientes de pressão no vento na direção X+ (esquerda para direita)

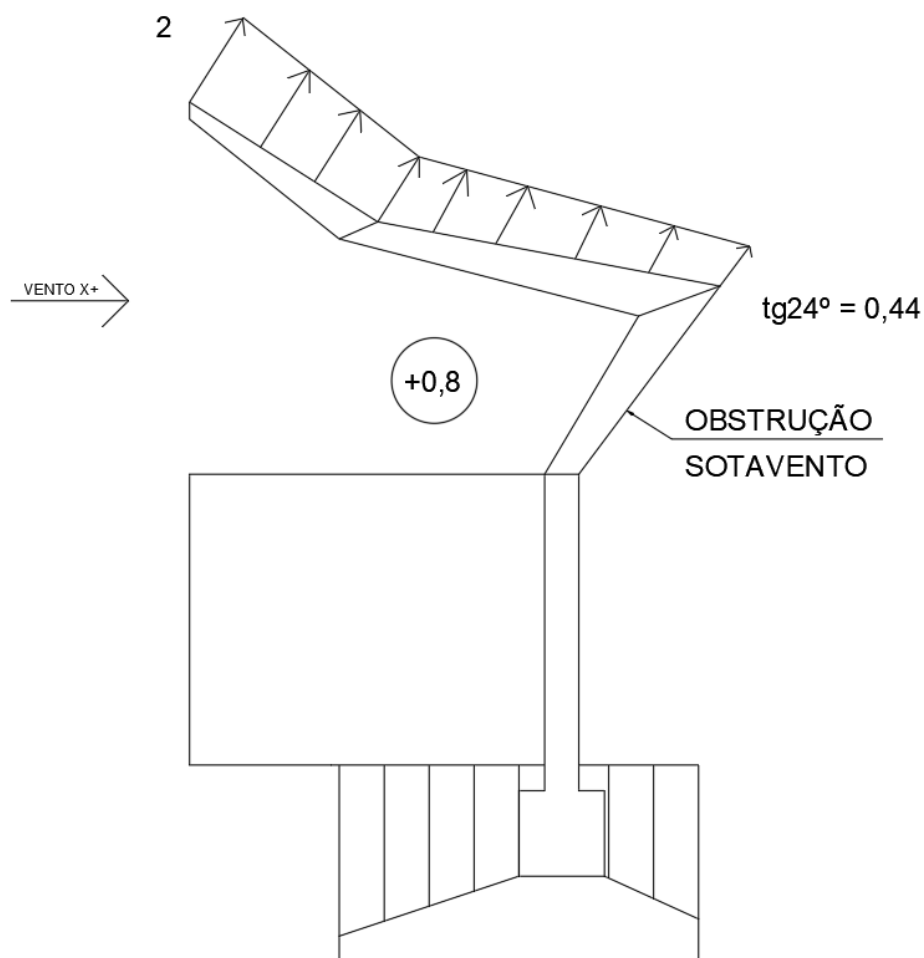


Figura 28 – Coeficientes de pressão no vento na direção X- (direita para esquerda)

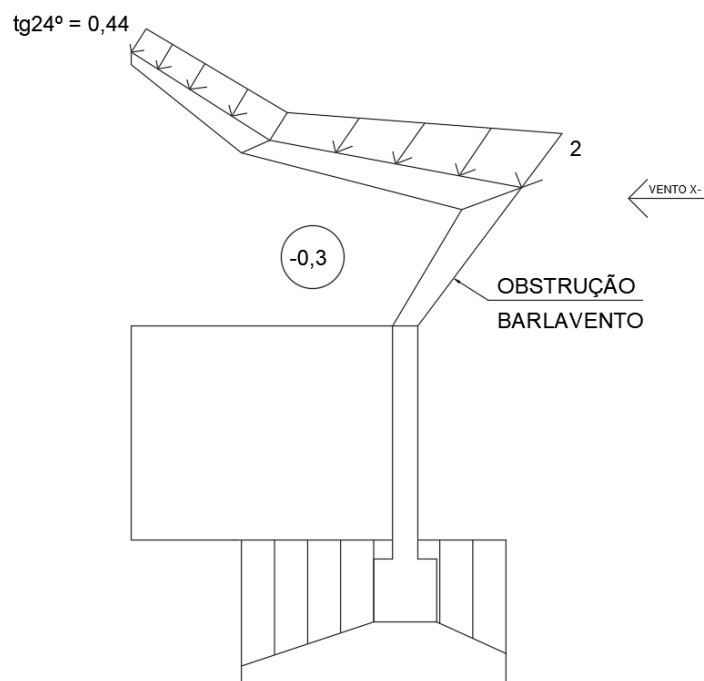


Figura 29 – Combinação coeficientes de pressão do vento na direção X+

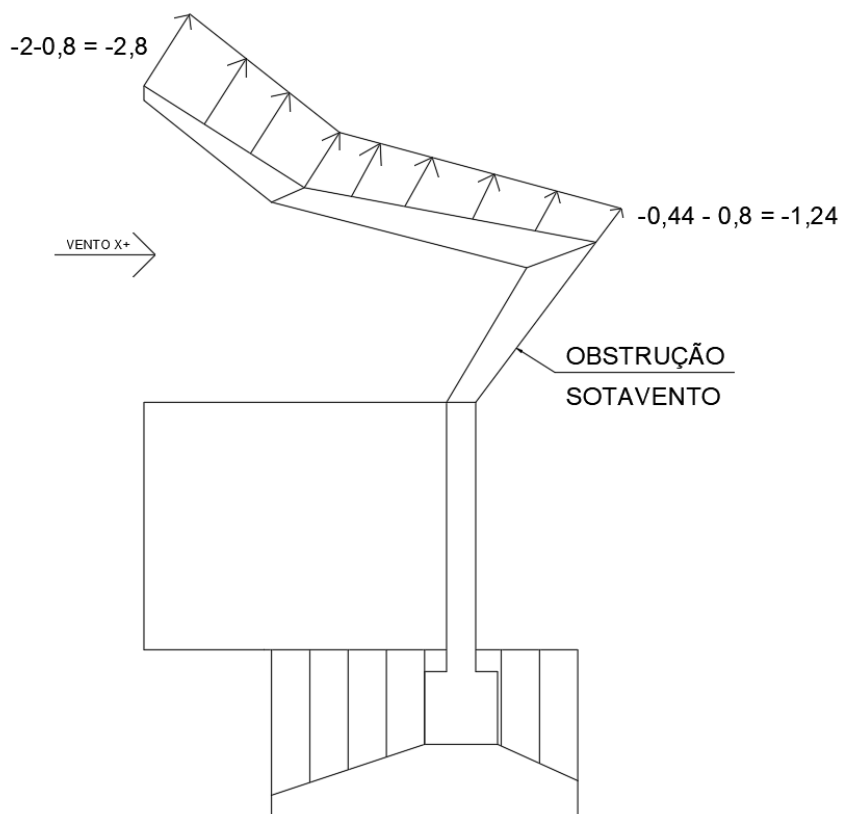
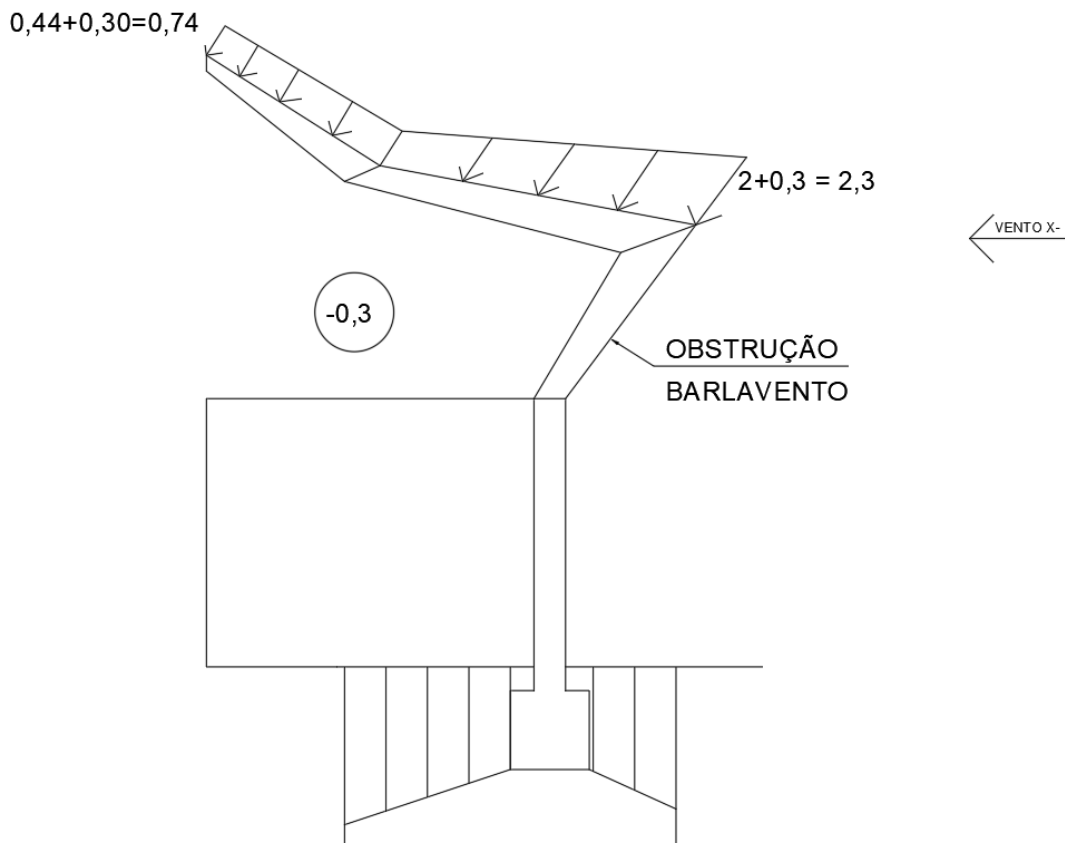


Figura 30 – Combinação coeficientes de pressão do vento na direção X-



Com os coeficientes de pressões definidos, o cálculo da pressão do vento atuante na cobertura foi realizado, conforme representado abaixo:

Pressão do vento na direção X+ (esquerda para direita):

$$P = qC_p$$

$$P_{vento_{x1}} = 0,419 \text{ kN/m}^2 \times 2,80 = 1,17 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{vento_{x2}} = 0,419 \text{ kN/m}^2 \times 1,24 = 0,52 \text{ kN/m}^2$$

Pressão do vento na direção X- (direita para esquerda):

$$P_{vento_{x3}} = 0,419 \text{ kN/m}^2 \times 0,74 = 0,31 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{vento_{x4}} = 0,419 \text{ kN/m}^2 \times 2,30 = 0,96 \text{ kN/m}^2$$

Seguindo com as entradas das ações no modelo numérico, as pressões do vento na cobertura foram incluídas no modelo, seguindo a variação calculada anteriormente e aplicadas perpendicularmente (normal) ao eixo local do elemento.

Figura 31 – Pressão do vento na cobertura na direção X+ esquerda para direita (kN/m²)

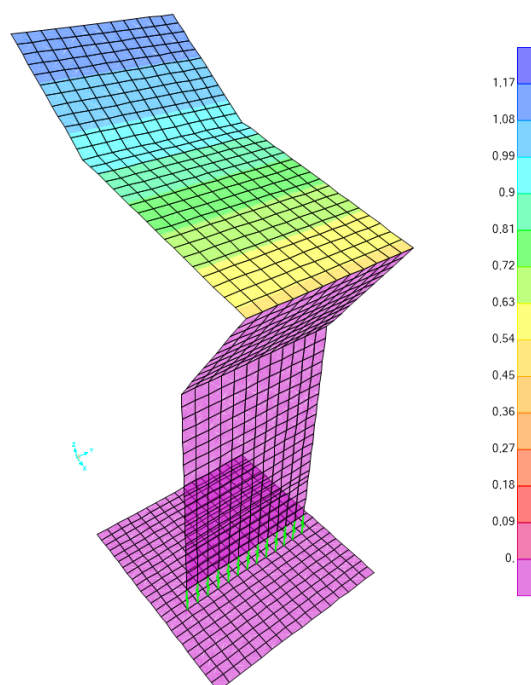
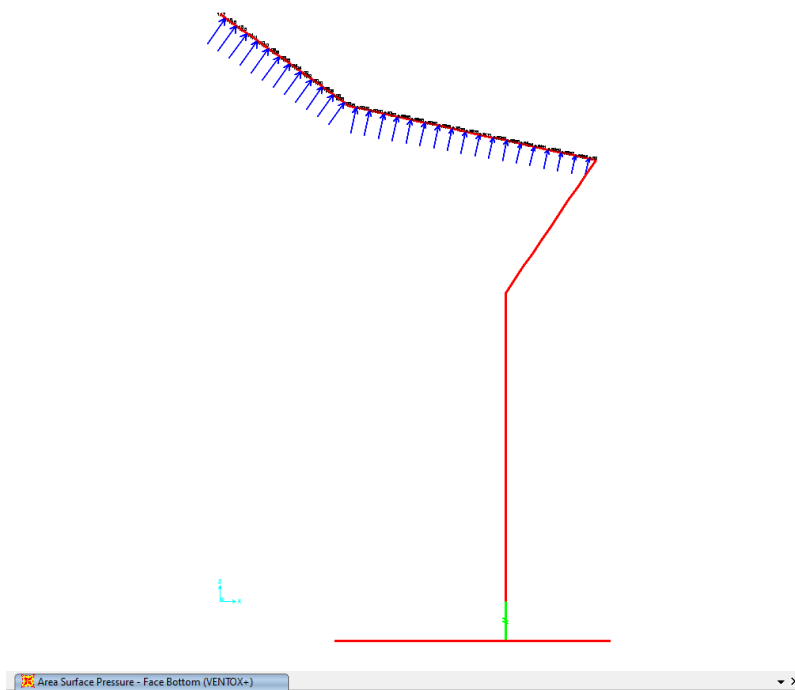
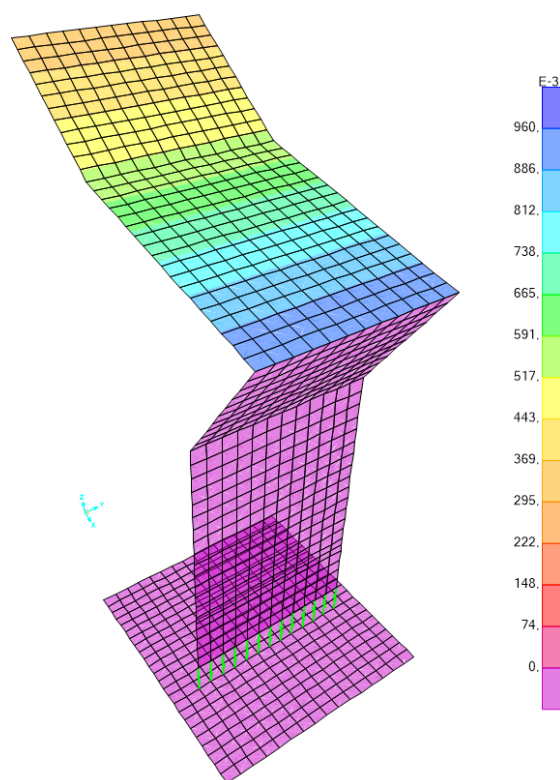
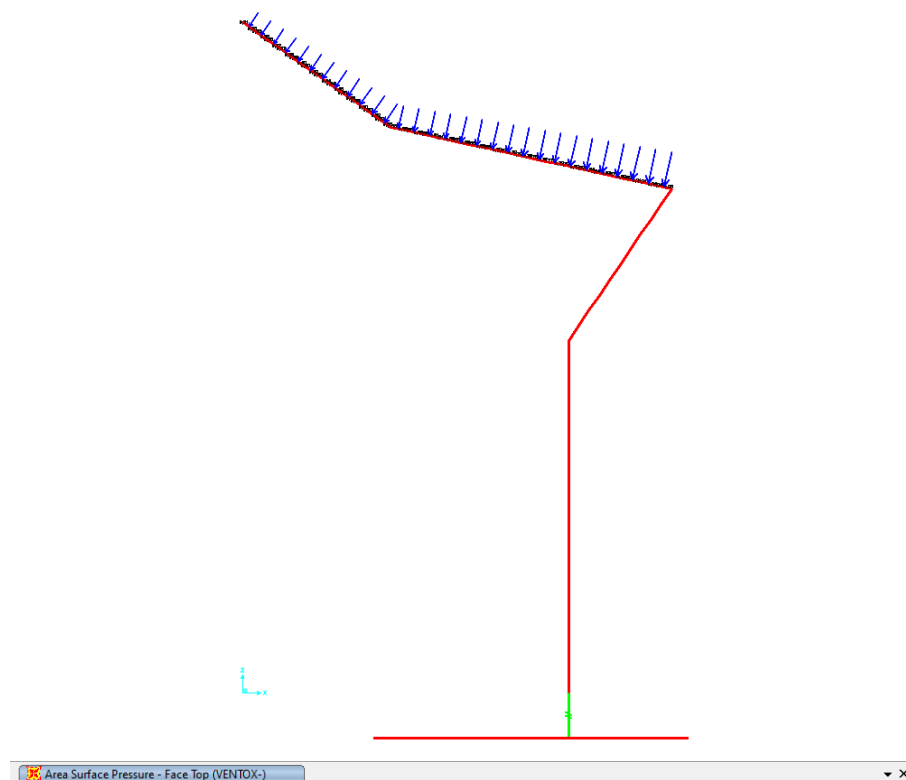
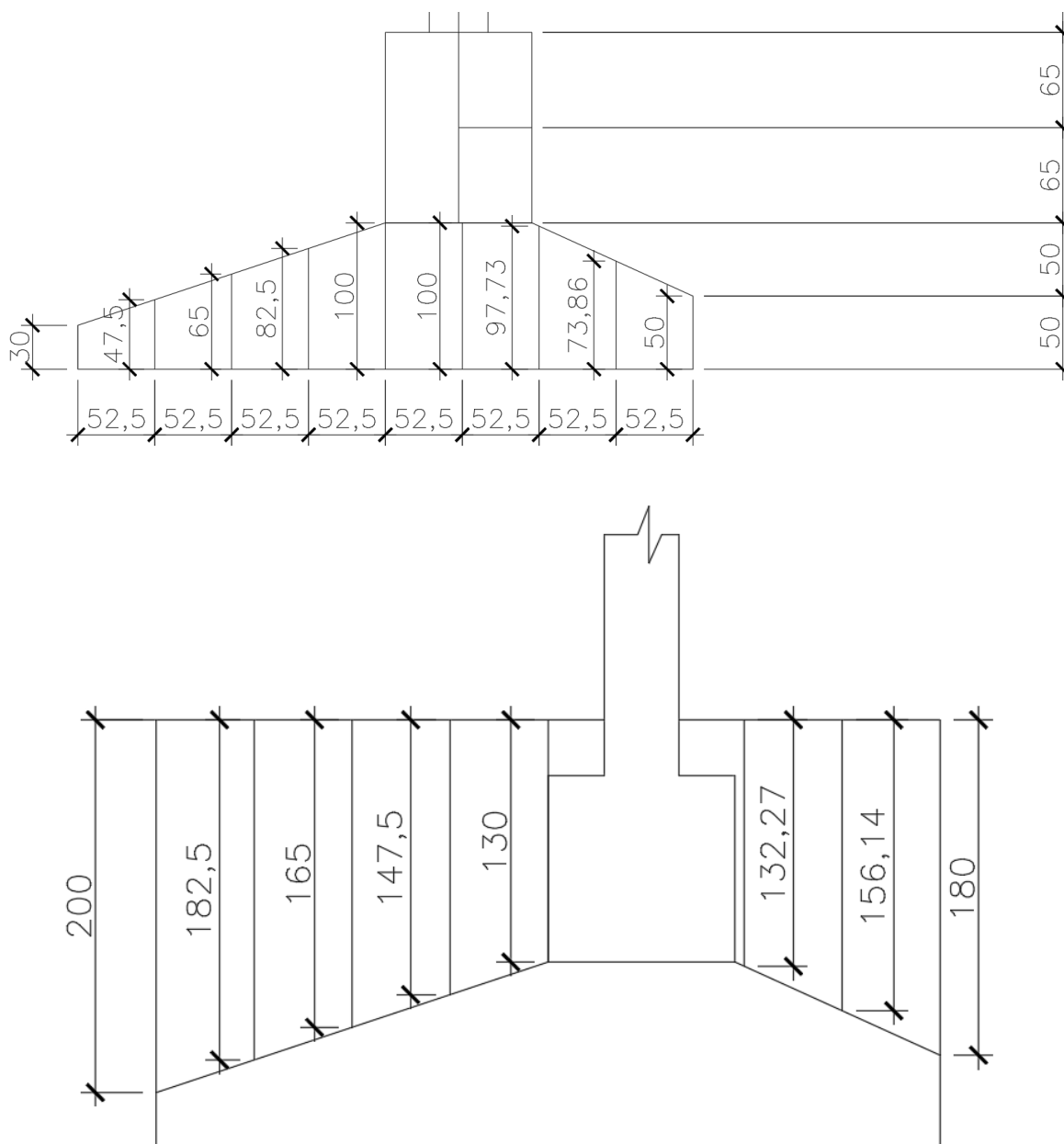


Figura 32 – Pressão do vento na cobertura na direção X- direita para esquerda (kN/m²)

Para o peso do solo na fundação foi considerado o peso específico de 18 kN/m^3 , a altura de camada de terra sobre a fundação tem valores variáveis, devido a variação da altura na geometria do elemento.

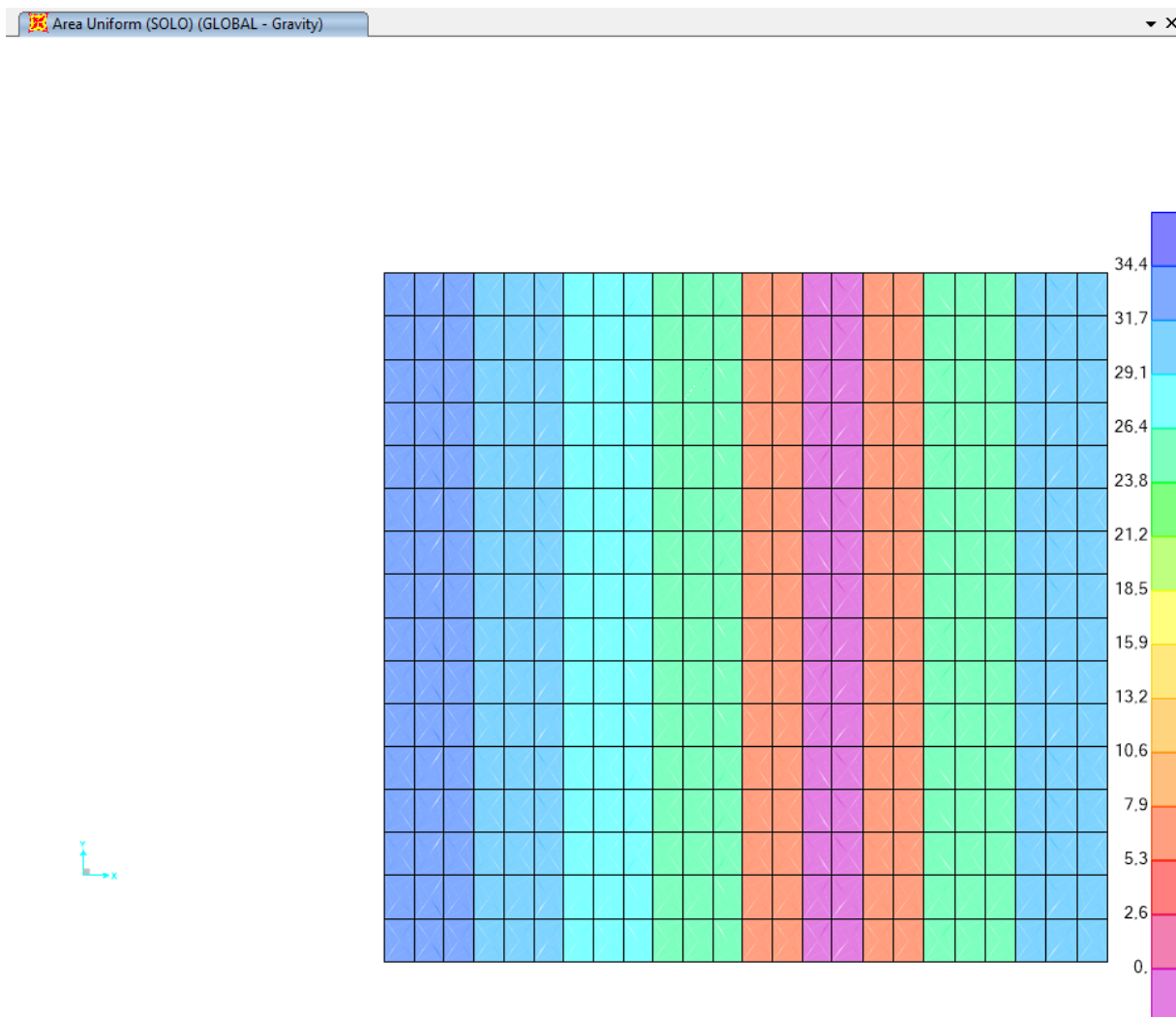
Figura 33 – Variação da altura da sapata e de camada de solo sobre o elemento (cm)



Dessa forma, foram determinadas espessuras médias para melhor representação do peso do solo sobre o elemento de fundação.

Tabela 34 – Altura e peso da camada de solo sobre a fundação

Seção	Espessura da Cadama de Solo Sobre Fundação			18 kN/m ³ x espessura média
	Espessura inicial	Espessura final	Espessura média	Peso do solo (kN/m ²)
1	1,8	1,5614	1,68	30,25
2	1,5614	1,3227	1,44	25,96
3	0,3	0,3	0,30	5,40
4	0,3	0,3	0,30	5,40
5	1,3	1,475	1,39	24,98
6	1,475	1,65	1,56	28,13
7	1,65	1,825	1,74	31,28
8	1,825	2	1,91	34,43

Figura 35 – Peso do solo sobre a fundação (kN/m²)

4.3.2 Condições de Contorno – Apoio Elástico (Interação Solo-Estrutura)

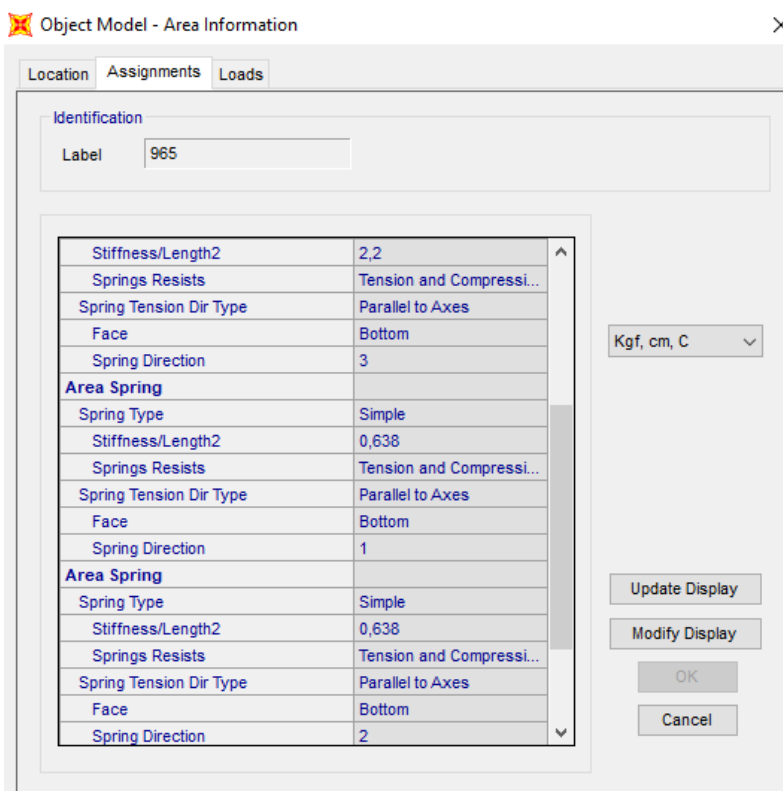
Através das correlações empíricas apresentadas na revisão bibliográfica no item 3.2.10, foram determinados os coeficientes de reação vertical e horizontal do solo, além da tensão admissível premissada retirada das notas do projeto original. Como não foi possível obter os boletins de sondagens de referência, foi considerado o coeficiente de Poisson para solo arenoso de valor 0,29. Como esse valor e com a tensão admissível do solo de 1 kgf/cm², os coeficientes foram determinados da seguinte forma:

$$K_v = 2,20 \text{ kgf/cm}^3 \text{ MORRISON (1993 apud ALTO QI 2025).}$$

$$K_h = 0,29 \times 2,20 = 0,638 \text{ kgf/cm}^3$$

Com os coeficientes de reação do solo definidos, foram aplicados no elemento shell da sapata, onde o próprio programa faz a distribuição por área de influência dos nós.

Figura 36 – Aplicação dos coeficientes de reação do solo nos elementos shell da sapata



4.3.3 Combinações

As combinações seguiram as indicações da norma ABNT NBR 8681:2003, Ações e segurança nas estruturas – Procedimento.

As combinações últimas normais são dadas pela seguinte expressão:

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} F_{Gi,k} + \gamma_q [F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{0j} F_{Qj,k}]$$

$F_{Gi,k}$ é o valor característico das ações permanentes;

$F_{Q1,k}$ é o valor característico da ação variável considerada como ação principal para a combinação;

$\psi_{0j} F_{Qj,k}$ é o valor reduzido de combinação de cada uma das demais ações variáveis.

Nas combinações quase permanentes de serviço, todas as ações variáveis são consideradas com seus valores quase permanentes $\psi_2 F_{Qk}$.

$$F_{d,QP} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \sum_{j=1}^n \psi_{2j} F_{Qj,k}$$

Nas combinações frequentes de serviço, a ação variável principal F_{Q1} é tomada como seu valor frequente $\psi_1 F_{Q1}$ e todas as demais ações variáveis são tomadas com seus valores quase permanentes $\psi_2 F_{Qk}$.

$$F_{d,FQ} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \psi_1 F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{2j} F_{Qj,k}$$

A estrutura do altar monumento foi considerada como edificação do tipo 2 da norma ABNT NBR 8681:2003, que são aquelas onde as cargas acidentais não superam 5 kN/m² e também pelas denominações de locais em que não há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas. Com essas definições, foram determinados os fatores de combinação e de redução das combinações, apresentados nas figuras abaixo.

Figura 37 – Coeficientes de ponderação de ações diretas agrupadas

Combinação	Tipo de estrutura	Efeito	
		Desfavorável	Favorável
Normal	Grandes pontes ¹⁾	1,30	1,0
	Edificações tipo 1 e pontes em geral ²⁾	1,35	1,0
	Edificação tipo 2 ³⁾	1,40	1,0
Especial ou de construção	Grandes pontes ¹⁾	1,20	1,0
	Edificações tipo 1 e pontes em geral ²⁾	1,25	1,0
	Edificação tipo 2 ³⁾	1,30	1,0
Excepcional	Grandes pontes ¹⁾	1,10	1,0
	Edificações tipo 1 e pontes em geral ²⁾	1,15	1,0
	Edificação tipo 2 ³⁾	1,20	1,0

¹⁾ Grandes pontes são aquelas em que o peso próprio da estrutura supera 75% da totalidade das ações.
²⁾ Edificações tipo 1 são aquelas onde as cargas acidentais superam 5 kN/m².
³⁾ Edificações tipo 2 são aquelas onde as cargas acidentais não superam 5 kN/m².

Fonte: Tabela 2 ABNT NBR 8681:2003

Figura 38 – Coeficientes de ponderação de ações variáveis consideradas conjuntamente

Combinação	Tipo de estrutura	Coeficiente de ponderação
Normal	Pontes e edificações tipo 1	1,5
	Edificações tipo 2	1,4
Especial ou de construção	Pontes e edificações tipo 1	1,3
	Edificações tipo 2	1,2
Excepcional	Estruturas em geral	1,0

¹⁾ Quando as ações variáveis forem consideradas conjuntamente, o coeficiente de ponderação mostrado na tabela 5 se aplica a todas as ações, devendo-se considerar também conjuntamente as ações permanentes diretas. Nesse caso permite-se considerar separadamente as ações indiretas como recalque de apoio e retração dos materiais conforme tabela 3 e o efeito de temperatura conforme tabela 4.

Fonte: Tabela 4 ABNT NBR 8681:2003

Figura 39 – Valores dos fatores de combinação Ψ_0 e de redução Ψ_1 e Ψ_2 para as ações variáveis

Ações	Ψ_0	Ψ_1	$\Psi_2^{3), 4)}$
Cargas acidentais de edifícios			
Locais em que não há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas ¹⁾	0,5	0,4	0,3
Locais em que há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevadas concentrações de pessoas ²⁾	0,7	0,6	0,4
Bibliotecas, arquivos, depósitos, oficinas e garagens	0,8	0,7	0,6
Vento			
Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0
Temperatura			
Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3
Cargas móveis e seus efeitos dinâmicos			
Passarelas de pedestres	0,6	0,4	0,3
Pontes rodoviárias	0,7	0,5	0,3
Pontes ferroviárias não especializadas	0,8	0,7	0,5
Pontes ferroviárias especializadas	1,0	1,0	0,6
Vigas de rolamentos de pontes rolantes	1,0	0,8	0,5
¹⁾ Edificações residenciais, de acesso restrito.			
²⁾ Edificações comerciais, de escritórios e de acesso público.			
³⁾ Para combinações excepcionais onde a ação principal for sismo, admite-se adotar para Ψ_2 o valor zero.			
⁴⁾ Para combinações excepcionais onde a ação principal for o fogo, o fator de redução Ψ_2 pode ser reduzido, multiplicando-o por 0,7.			

Fonte: Tabela 6 ABNT NBR 8681:2003

As combinações possíveis, foram as seguintes:

Combinação	Ação	Coefficiente
COMB1	DEAD	1
COMB1	SB	1
COMB1	SOLO	1
COMB2	DEAD	1
COMB2	SB	1
COMB2	SOLO	1
COMB2	VENTOX+	0,6
COMB3	DEAD	1
COMB3	SB	0,5
COMB3	SOLO	1

COMB3	VENTOX+	1
COMB4	DEAD	1
COMB4	SB	1
COMB4	SOLO	1
COMB4	VENTOX-	0,6
COMB5	DEAD	1
COMB5	SB	0,5
COMB5	SOLO	1
COMB5	VENTOX-	1
COMB6-QP	DEAD	1
COMB6-QP	SB	0,3
COMB6-QP	SOLO	1
COMB7-FQ1	DEAD	1
COMB7-FQ1	SB	0,4
COMB7-FQ1	SOLO	1
COMB7-FQ2	DEAD	1
COMB7-FQ2	SB	0,3
COMB7-FQ2	SOLO	1
COMB7-FQ2	VENTOX+	0,3
COMB7-FQ3	DEAD	1
COMB7-FQ3	SB	0,3
COMB7-FQ3	SOLO	1
COMB7-FQ3	VENTOX-	0,3
ENVOLTÓRIA-ELU	COMB1	1
ENVOLTÓRIA-ELU	COMB2	1
ENVOLTÓRIA-ELU	COMB3	1
ENVOLTÓRIA-ELU	COMB4	1
ENVOLTÓRIA-ELU	COMB5	1

Todos as combinações últimas serão multiplicadas por 1,4. Na tabela foram apresentados somente os valores de Ψ_0 e de redução Ψ_1 e Ψ_2 .

4.4 Esforços solicitantes

Com auxílio do programa SAP2000 foram determinados os esforços solicitantes na estrutura do Altar Monumento. Serão apresentados a seguir, os esforços solicitantes: força normal, força cortante e momento fletor.

Forças normais:

Figura 40 – Esforço Axial F11 – Envoltória máxima (kN/m)

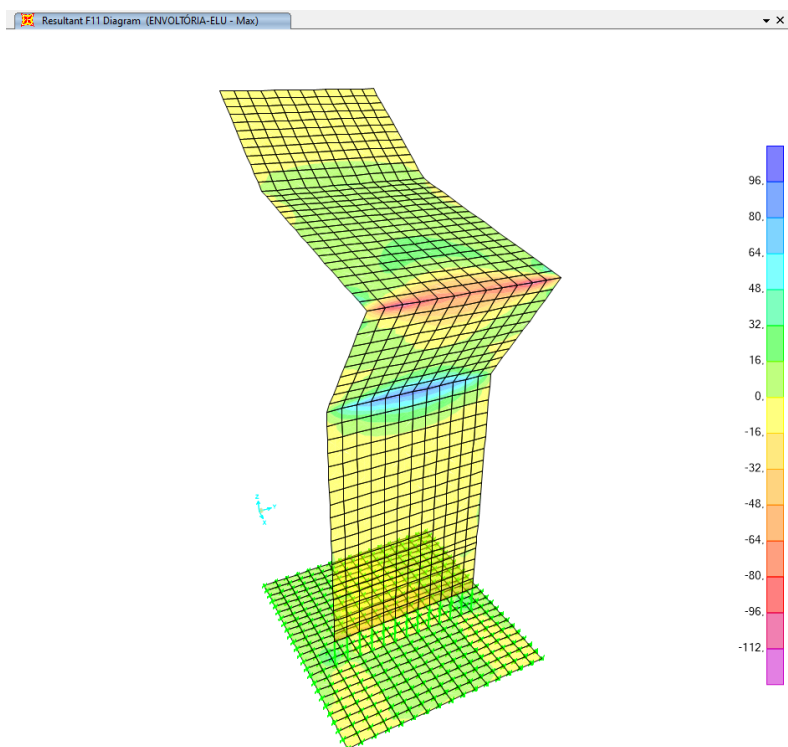


Figura 41 – Esforço Axial F11 – Envoltória mínima (kN/m)

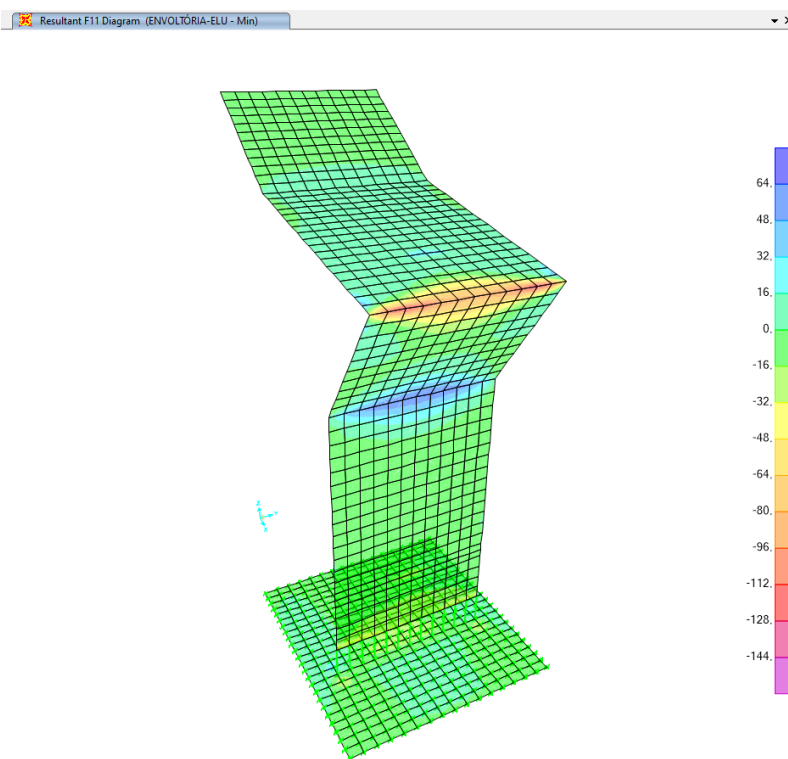


Figura 42 – Esforço Axial F22 – Envoltória máxima (kN/m)

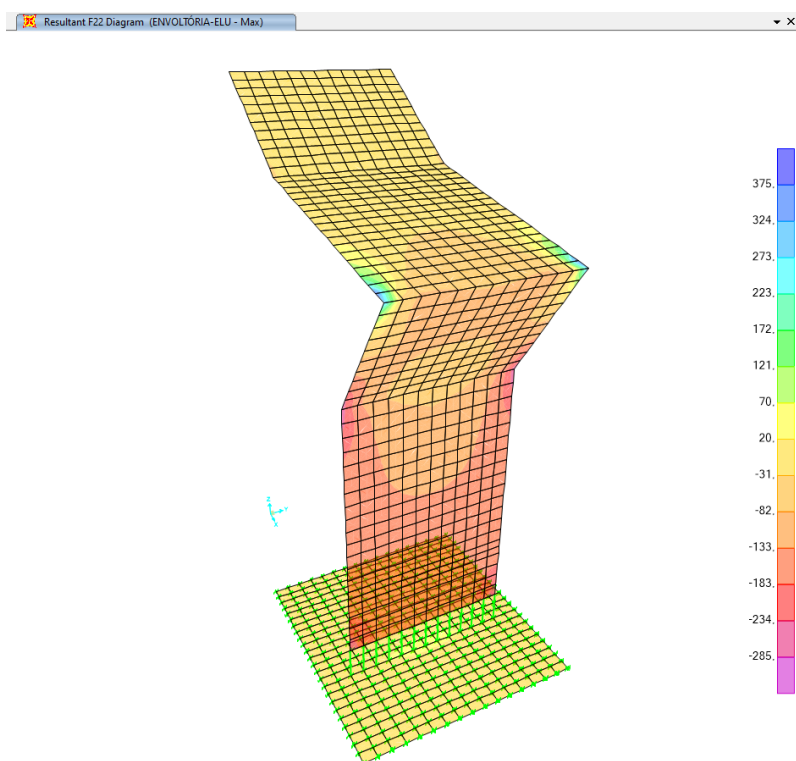
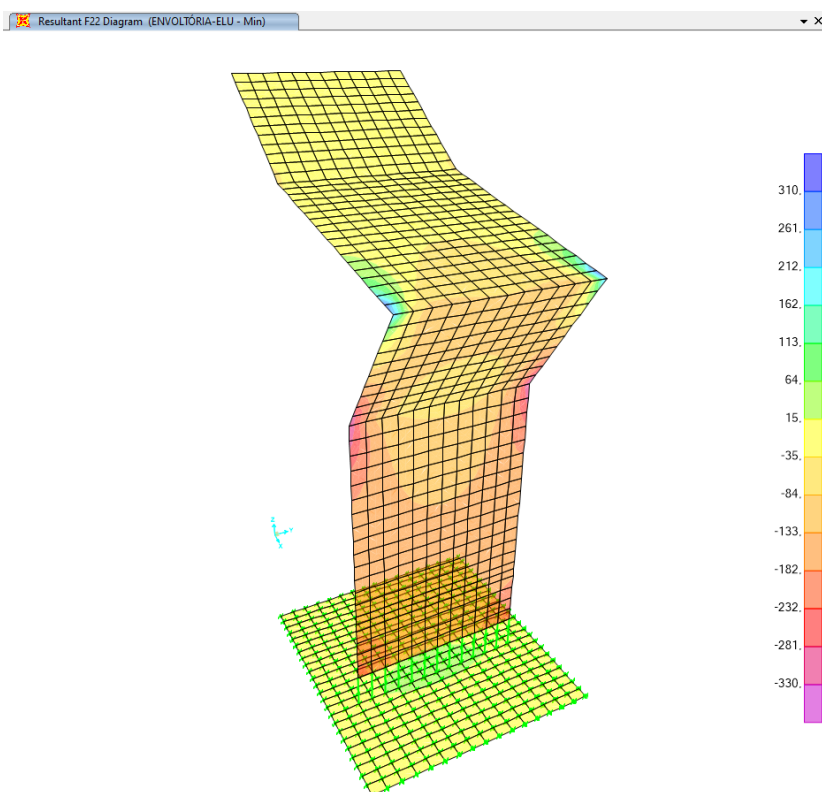


Figura 43 – Esforço Axial F22 – Envoltória mínima (kN/m)



Forças Cortantes:

Figura 44 – Esforço Cortante V13 – Envoltória máxima (kN/m)

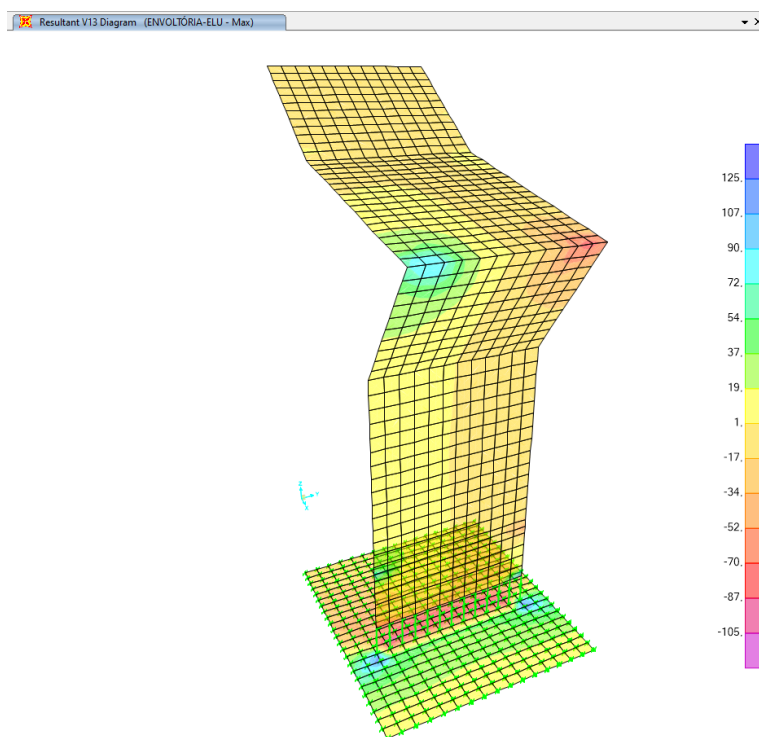


Figura 45 – Esforço Cortante V13 – Envoltória mínima (kN/m)

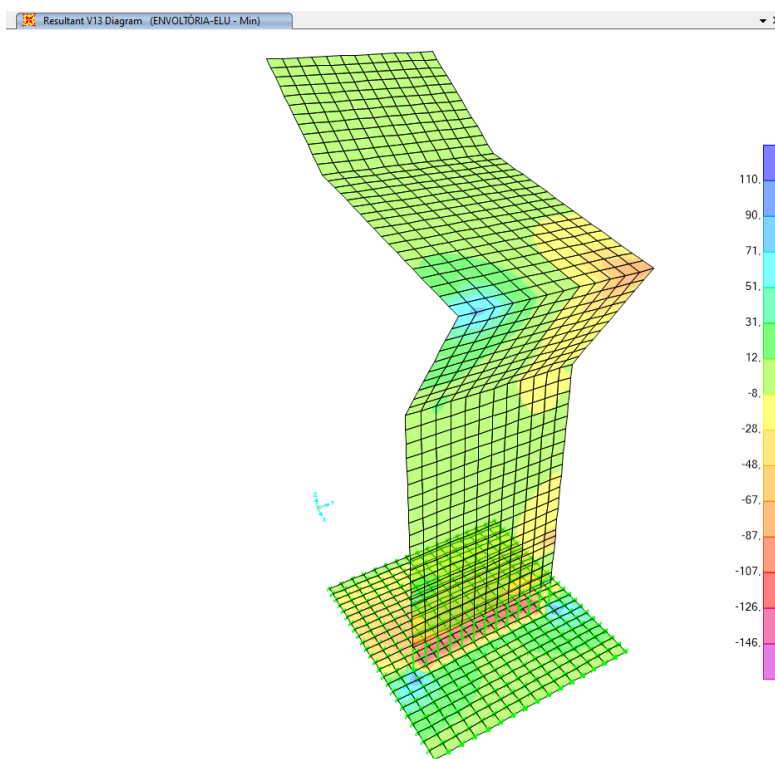


Figura 46 – Esforço Cortante V23 – Envoltória máxima (kN/m)

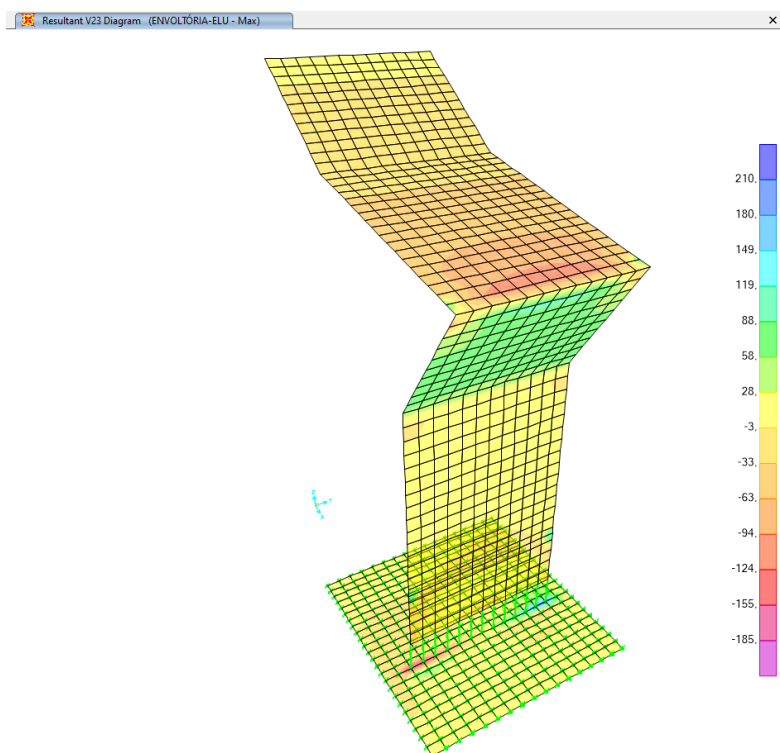
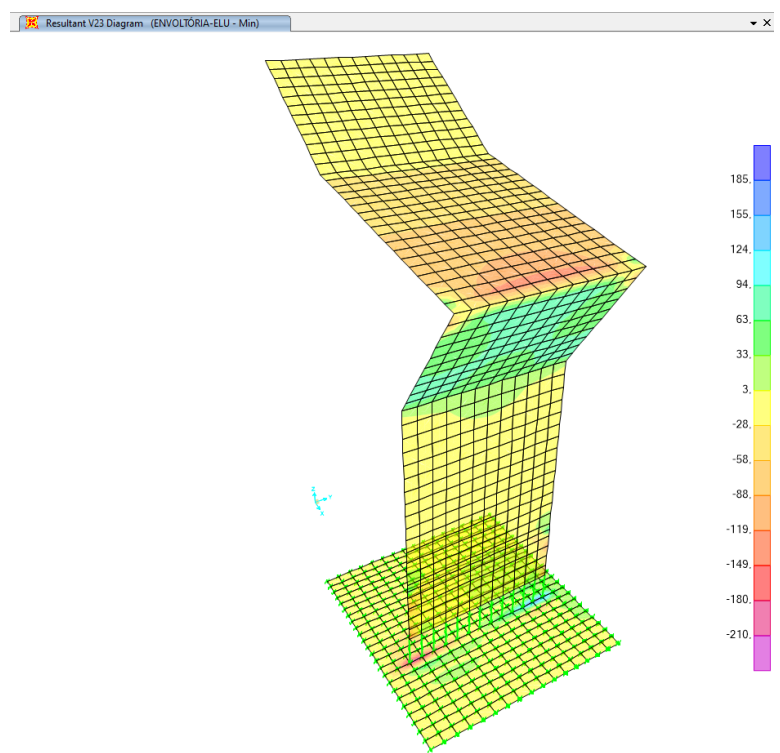


Figura 47 – Esforço Cortante V23 – Envoltória mínima (kN/m)



Momentos fletores:

Figura 48 – Momento fletor M11 – Envoltória máxima (kN*m)

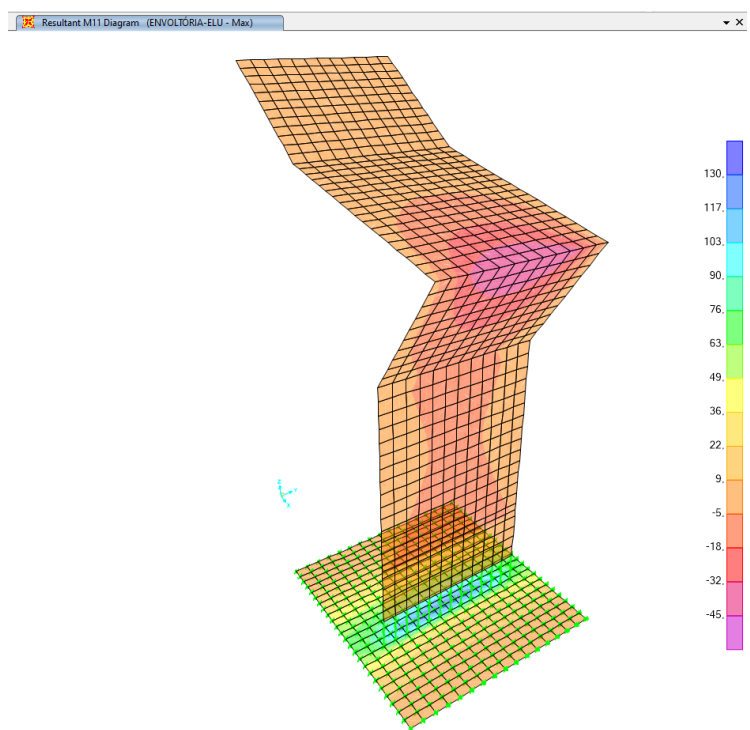


Figura 49 – Momento fletor M11 – Envoltória mínima (kN*m)

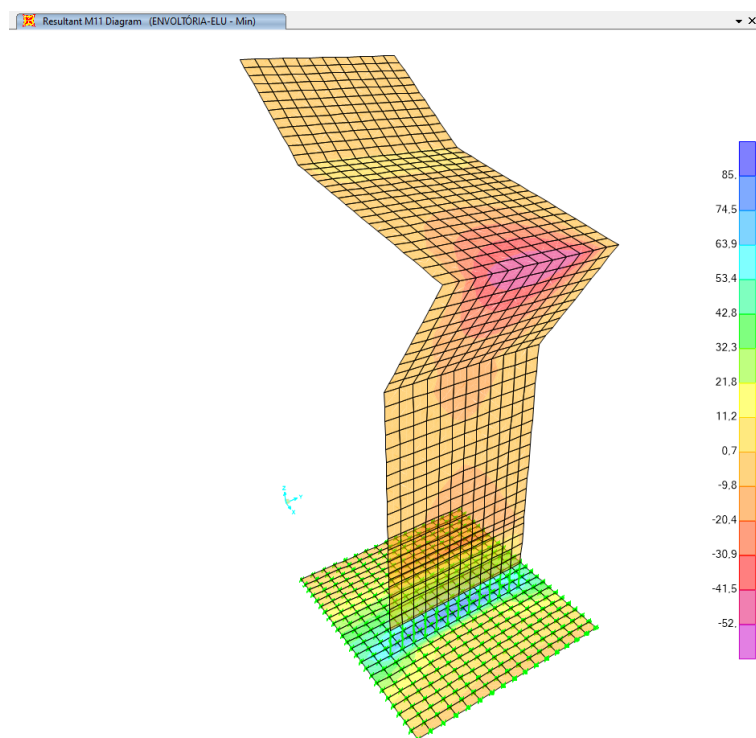


Figura 50 – Momento fletor M22 – Envoltória máxima (kN*m)

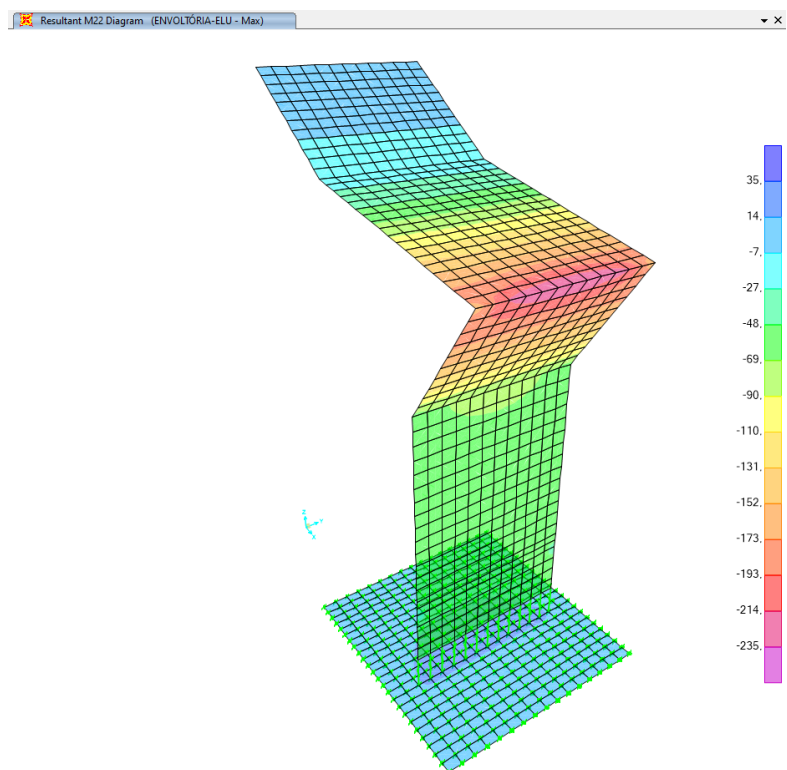
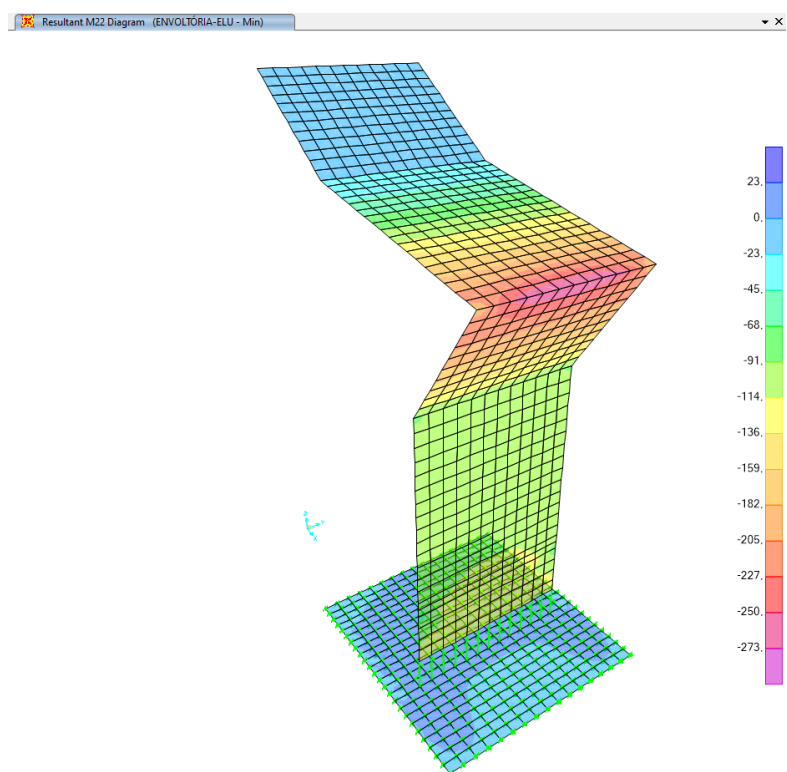


Figura 51 – Momento fletor M22 – Envoltória mínima (kN*m)



4.5 Verificação do dimensionamento à flexão normal simples da laje de cobertura

$$f_{ck} := 20 \text{ MPa} \quad f_{yk} := 500 \text{ MPa} \quad h := 60 \text{ cm} \quad b := 100 \text{ cm} \quad d := 56,875 \text{ cm} \quad d' := 3,125 \text{ cm}$$

$$M_d := 272,84 \cdot 1,4 \text{ kN m} \quad f_c := 0,85 \cdot \frac{f_{ck}}{1,4} = 1,21 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \quad f_{yd} := \frac{f_{yk}}{1,15} = 43,48 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$K := \frac{M_d}{f_c \cdot b \cdot d^2} = 0,097 \quad K_L := 0,295$$

$$K' := \text{if } K \leq K_L = 0,097 \quad \alpha := (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot K'}) = 0,102 \quad \lambda := 0,8$$

$$\quad K \quad y := \alpha \cdot d = 5,83 \text{ cm}$$

$$\quad \text{else} \quad X_{2L} := 0,259 \cdot d = 14,73 \text{ cm}$$

$$\quad K_L \quad X_{3L} := 0,628 \cdot d = 35,72 \text{ cm}$$

$$X := \frac{y}{\lambda} = 7,29 \text{ cm} \quad X_L := 0,45 \cdot d = 25,59 \text{ cm}$$

$$\text{if } (X > 0) \wedge (X \leq X_{2L}) = \text{"Domínio 2"} \quad \xi := \frac{X}{d} = 0,13 \quad \xi_L := 0,45 \quad \alpha_L := \xi_L \cdot \lambda = 0,36$$

$$\quad \text{"Domínio 2"} \quad \xi_{2L} := 0,259 \quad \text{if } (\xi > \xi_L) \wedge (\alpha > \alpha_L) = \text{"Ok!"}$$

$$\text{else} \quad \xi_{3L} := 0,628 \quad \text{"Redimensionar"}$$

$$\quad \text{if } (X > X_{2L}) \wedge (X \leq X_{3L}) \quad \text{else} \quad \text{"Ok!"}$$

$$\quad \text{"Domínio 3"} \quad \text{"Redimensionar!"}$$

$$\quad \text{else} \quad \text{"Redimensionar!"}$$

$$A_{s1} := \frac{f_c \cdot b \cdot d}{f_{yd}} \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot K'}) = 16,28 \text{ cm}^2 \quad A_{s2} := \frac{f_c \cdot b \cdot d}{f_{yd}} \cdot \left(\frac{K - K'}{1 - \left(\frac{d'}{d} \right)} \right) = 0 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,cal} := A_{s1} + A_{s2} = 16,28 \text{ cm}^2 \quad \rho_{min} := 0,15 \%$$

$$A_{s,min} := \rho_{min} \cdot b \cdot h = 9 \text{ cm}^2$$

$$A_s := \text{if } A_{s,cal} \leq A_{s,min} = 16,28 \text{ cm}^2$$

$$\quad A_{s,min}$$

$$\quad \text{else}$$

$$\quad A_{s,cal}$$

$$\phi := 12,5 \text{ mm} \quad s := \frac{100 \text{ cm}}{A_s} = 7,54 \text{ cm}$$

$$\left[\frac{\pi \cdot \phi^2}{4} \right]$$

4.6 Verificação da necessidade de armadura de cisalhamento na laje de cobertura

$$f_{ck} := 20 \text{ MPa} \quad d := 73,875 \text{ cm} \quad bw := 100 \text{ cm} \quad A_s := 16,67 \text{ cm}^2 \quad V_{sk} := 130 \text{ kN} \quad V_{sd} := V_{sk} \cdot 1,4 = 182 \text{ kN}$$

$$f_{ctd} := \frac{0,7 \cdot 0,3 \cdot f_{ck} \left(\frac{2}{3}\right)}{1,4} \cdot \frac{1}{\left(\frac{2}{3}\right)} \text{ MPa} = 1,11 \text{ MPa} \quad \tau_{Rd} := 0,25 \cdot f_{ctd} = 0,28 \text{ MPa} \quad f_{cd} := \frac{f_{ck}}{1,4} = 14,29 \text{ MPa}$$

$$k := 1,6 \text{ m} - d = 0,86 \text{ m}$$

$$\rho_1 := \frac{A_s}{bw \cdot d} = 0,0023 \quad \sigma_{cp} := 0 \text{ MPa}$$

$$V_{Rd1} := \frac{(\tau_{Rd} \cdot k \cdot (1,2 + 40 \cdot \rho_1) + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot bw \cdot d}{m} = 226,82 \text{ kN}$$

```
if Vsd ≤ VRd1                                     = "Ok - Prescinde de armadura transversal"
  "Ok - Prescinde de armadura transversal"
else
  "Armar a seção para força cortante"
```

$$\alpha_{v1} := \left(\left(0,7 - \frac{f_{ck}}{200 \text{ MPa}} \right) \text{ MPa} \right) = 0,6 \text{ MPa} \quad \text{if } \alpha_{v1} \leq 0,5$$

$$\alpha_{v1}$$

$$\text{else}$$

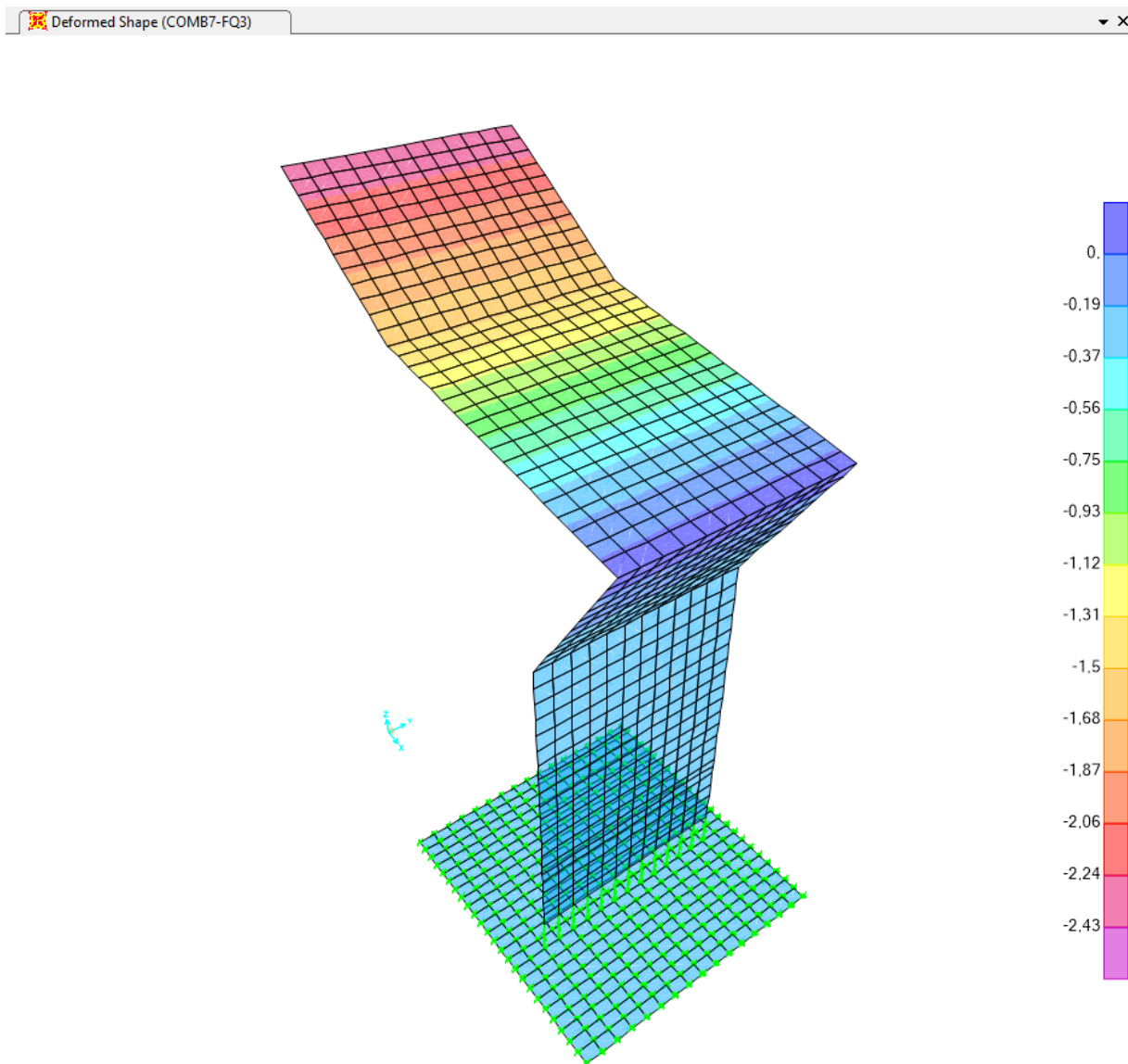
$$0,5$$

$$V_{Rd2} := 0,5 \cdot 0,5 \cdot f_{cd} \cdot bw \cdot 0,9 \cdot d = 2374,55 \text{ kN}$$

```
if Vsd ≤ VRd2                                     = "OK-(Bielas comprimidas)"
  "OK-(Bielas comprimidas)"
else
  "Armar a seção para força cortante"
```

4.7 Deslocamentos – Estado Limite de Serviço

Para análise dos deslocamentos na laje de cobertura, foram utilizadas as combinações frequentes. A combinação frequente que apresentou o maior deslocamento foi a COMB7-FQ3: PP+0,3×SB+SOLO+0,3×VENTOX-

Figura 52 – Deslocamentos U_z – COMB7-FQ3 (cm)

A norma ABNT NBR 6118:2023, no seu item 13.3, traz os deslocamentos limites, que são valores práticos utilizados para verificação em serviço do estado limite de deformações excessivas da estrutura. Para o grupo de aceitabilidade sensorial, que é o limite caracterizado por vibrações indesejáveis ou efeito visual desagradável na estrutura, o deslocamento limite a ser verificado é de:

$$\frac{l}{250}$$

l é o comprimento do vão equivalente;

Na nota 1 da Tabela 13.3 da ABNT NBR 6118:2023, a norma diz que quando se tratar de balanços, o vão equivalente a ser considerado deve ser o dobro do comprimento do balanço. Seguindo essas prescrições, a verificação de deformação excessiva foi realizada da seguinte forma:

$$l = 620 \times 2 = 1240 \text{ cm}$$

$$\frac{1240}{250} = 4,96 \text{ cm} - \text{Deslocamento limite.}$$

$$U_z = 2,43 \text{ cm} - \text{Deslocamento elástico retirado do programa SAP 2000.}$$

Para o efeito da deformação lenta do concreto, foi considerado o coeficiente de 2,46.

$$f_{total} = 2,43 \times 2,46 = 5,98 \text{ cm}$$

A flecha total (imediate + diferida) foi maior do que a admissível, sendo assim, foi considerado uma contra flecha, permitida pela norma ABNT NBR 6118:2023, com o limite máximo de $l/350$.

$$CF_{máxima} = \frac{620}{350} = 1,77 \text{ cm}$$

A contra flecha necessária para atendimento ao estado limite de deformação excessiva é de:

$$CF_{mínima} = 5,98 - 4,96 = 1,02 \text{ cm}$$

$$f_{final} = 5,98 - 1,05 = 4,93 \text{ cm} < f_{admissível} = 4,96 \text{ Ok!}$$

4.8 Verificação do dimensionamento à flexão da sapata

$$f_{ck} := 20 \text{ MPa} \quad f_{yk} := 500 \text{ MPa} \quad h := 100 \text{ cm} \quad b := 100 \text{ cm} \quad d := 96,25 \text{ cm} \quad d' := 3,75 \text{ cm}$$

$$M_d := 129 \cdot 1,4 \text{ kN m} \quad f_c := 0,85 \cdot \frac{f_{ck}}{1,4} = 1,21 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \quad f_{yd} := \frac{f_{yk}}{1,15} = 43,48 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$K := \frac{M_d}{f_c \cdot b \cdot d^2} = 0,016 \quad K_L := 0,295$$

$$K' := \text{if } K \leq K_L = 0,016 \quad \alpha := (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot K'}) = 0,016 \quad \lambda := 0,8$$

$$K \quad y := \alpha \cdot d = 1,56 \text{ cm}$$

else
K_L

$$X_{2L} := 0,259 \cdot d = 24,93 \text{ cm}$$

$$X_{3L} := 0,628 \cdot d = 60,44 \text{ cm}$$

$$X := \frac{y}{\lambda} = 1,95 \text{ cm}$$

$$X_L := 0,45 \cdot d = 43,31 \text{ cm}$$

$$\text{if } (X > 0) \wedge (X \leq X_{2L}) \quad = \text{"Domínio 2"} \quad \xi := \frac{X}{d} = 0,02 \quad \xi_L := 0,45 \quad \alpha_L := \xi_L \cdot \lambda = 0,36$$

"Domínio 2"

else

$$\text{if } (X > X_{2L}) \wedge (X \leq X_{3L})$$

"Domínio 3"

else

"Redimensionar!"

$$\xi_{2L} := 0,259 \quad \text{if } (\xi > \xi_L) \wedge (\alpha > \alpha_L) = \text{"Ok!"}$$

$$\xi_{3L} := 0,628$$

"Redimensionar"

else

"Ok!"

$$A_{s1} := \frac{f_c \cdot b \cdot d}{f_{yd}} \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot K'}) = 4,35 \text{ cm}^2$$

$$A_{s2} := \frac{f_c \cdot b \cdot d}{f_{yd}} \cdot \left(\frac{K - K'}{1 - \left(\frac{d'}{d} \right)} \right) = 0 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,cal} := A_{s1} + A_{s2} = 4,35 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{min} := 0,15 \%$$

$$A_{s,min} := \rho_{min} \cdot b \cdot h = 15 \text{ cm}^2$$

$$A_s := \text{if } A_{s,cal} \leq A_{s,min} = 15 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,min}$$

else

$$A_{s,cal}$$

$$\phi := 12,5 \text{ mm}$$

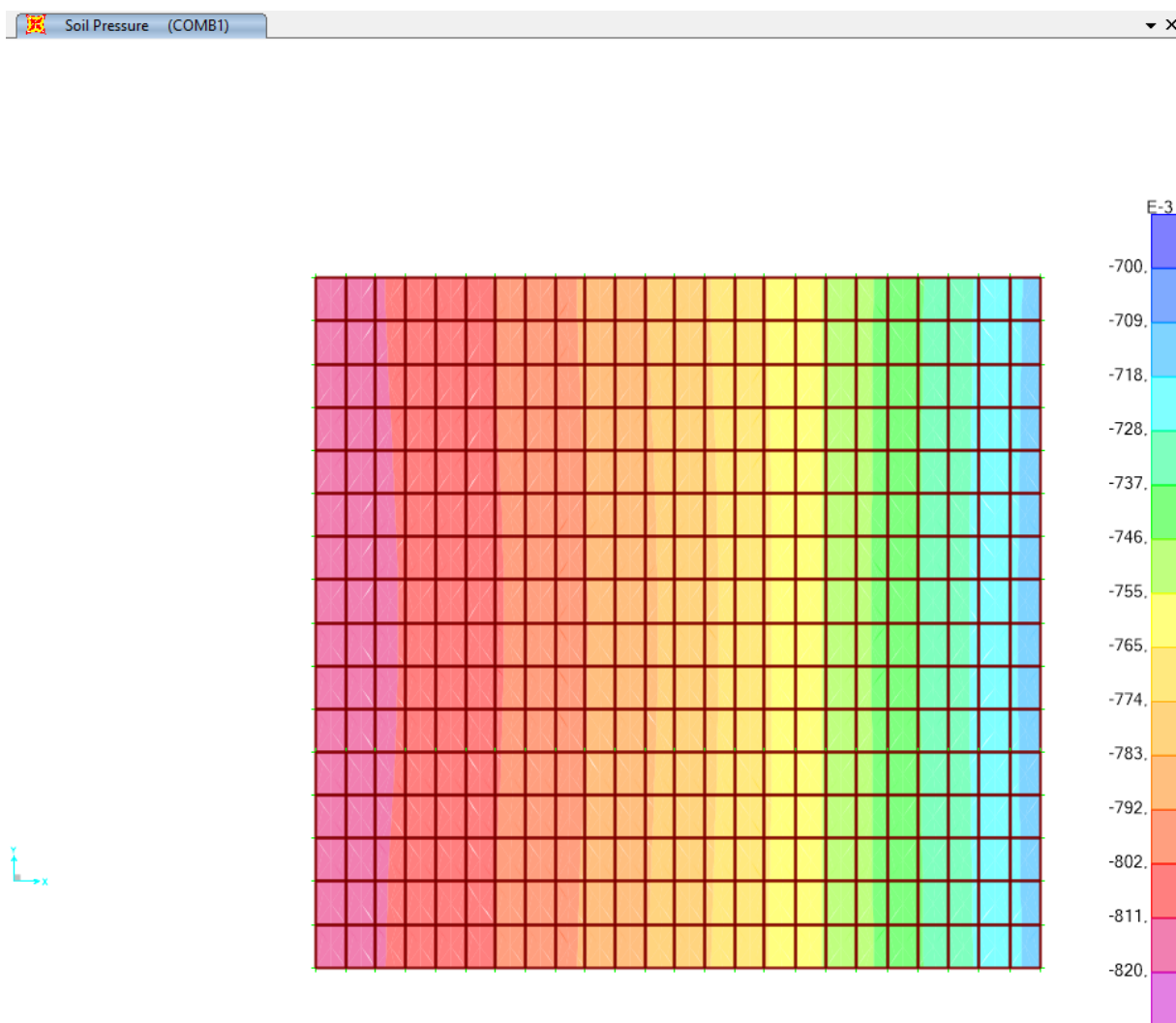
$$s := \frac{100 \text{ cm}}{A_s} = 8,18 \text{ cm}$$

$$\left[\frac{\pi \cdot \phi^2}{4} \right]$$

4.9 Tensão Admissível – Solo

A verificação de tensão do solo sobre a sapata foi realizada considerando a informação retirada das notas do projeto original, sendo a tensão admissível de 1 kgf/cm². A tensão solicitante encontrada no programa SAP2000, foi baseada na correlação empírica da tensão admissível premissada, com o coeficiente de recalque vertical e horizontal seguindo a Tabela de Morrison.

Figura 53 – Tensão Solicitante do Solo – COMB1 (kgf/cm²)



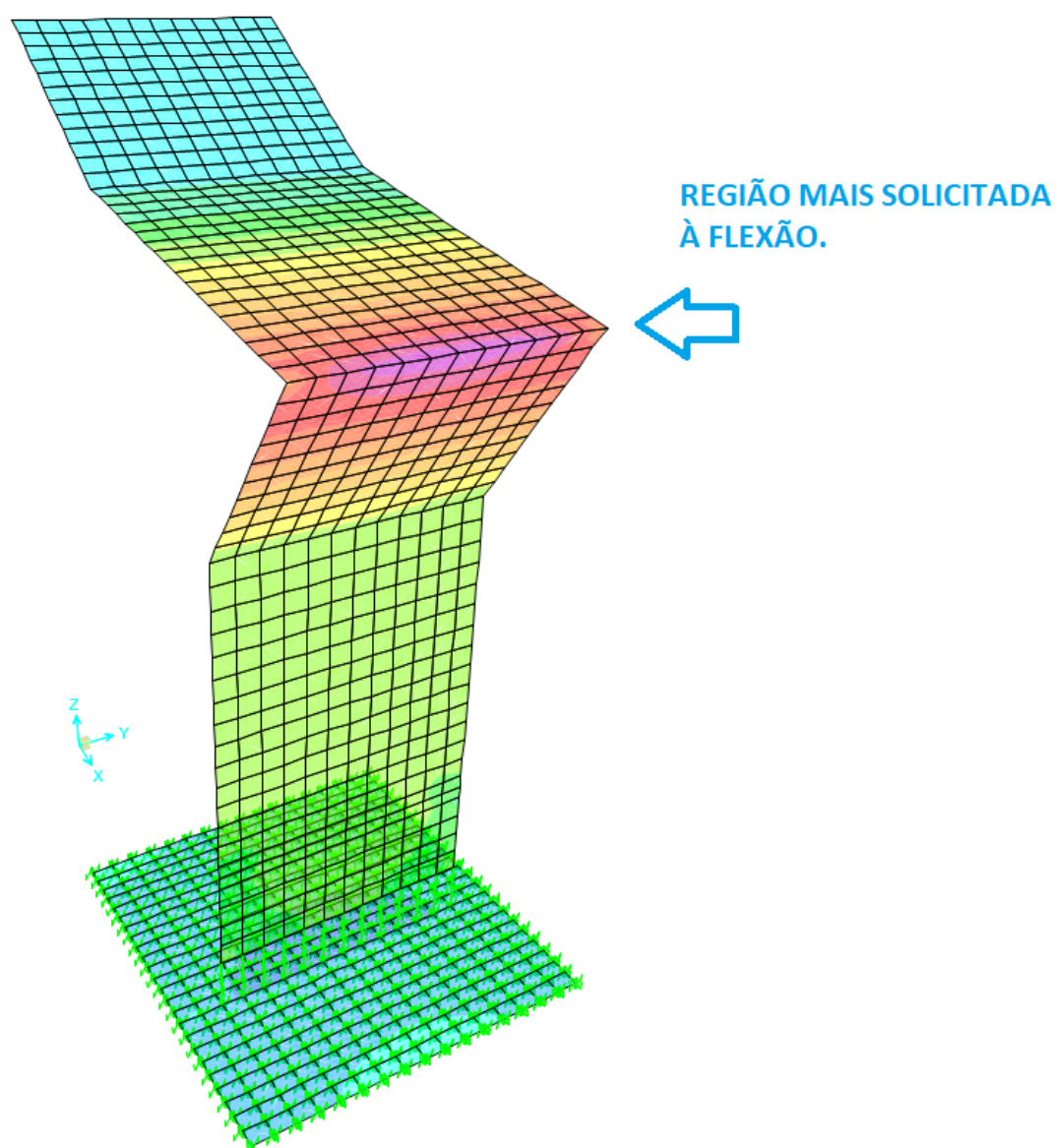
$$\sigma_{solicitante} = 0,82 \frac{kgf}{cm^2} < \sigma_{admissível} = 1,00 \frac{kgf}{cm^2} \text{ Ok!}$$

4.10 Resultados e Discussões

Dentro do objetivo de verificar o dimensionamento da Estrutura do Altar Monumento, foram realizadas as verificações no dimensionamento no Estado Limite Último e Estado Limite de Serviço.

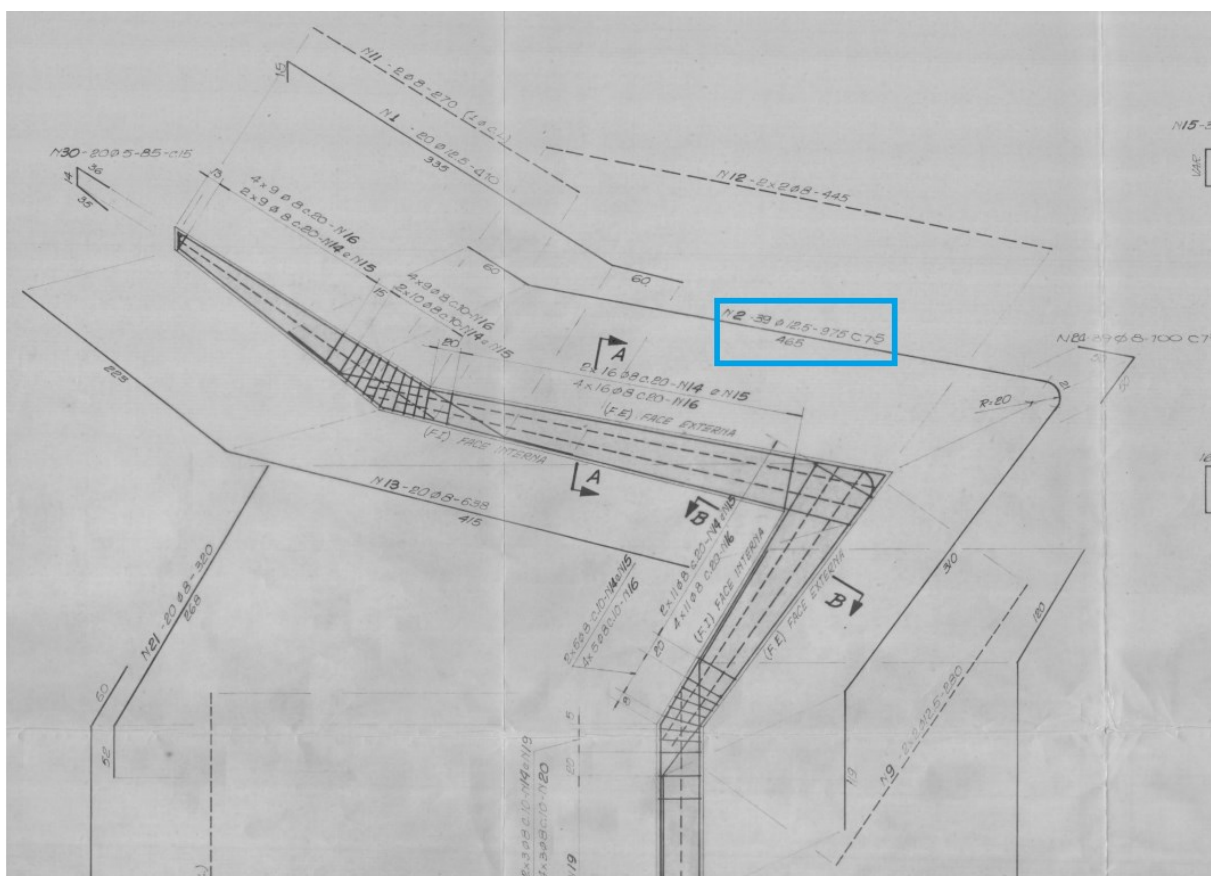
A verificação do dimensionamento da estrutura à flexão normal simples, foi realizada na região mais solicitada. Para a região com maior solicitação a seção considerada foi de 60 cm.

Figura 54 – Flexão Normal Simples – Região com maior solicitação



O esforço solicitante de cálculo para o dimensionamento da seção à flexão normal simples foi de 381,98 kN*m. Com a formulação proposta por TEPEDINO (1980), pelo método do KL, foi encontrada a área de aço (A_s) de 16,28 cm², que resulta em uma armadura de 12,5 mm à cada 7,54 cm. A armadura negativa detalhada no projeto original que é responsável por absorver esse esforço foi de 12,5 mm à cada 7,50 cm. Dessa forma, a verificação à flexão normal simples na laje de cobertura está aprovada.

Figura 55 – Detalhamento – Armadura negativa



Para a laje de cobertura também foi realizada a verificação da necessidade de armar a laje para o esforço cortante. O esforço cortante solicitante de cálculo V_{sd} considerado foi de 182 kN menor do que a força cortante resistente de cálculo, relativa a elementos sem armadura para força cortante V_{Rd1} de 222,82 kN e da força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína das diagonais comprimidas do concreto V_{Rd2} de 2374,55 kN. Ambas as forças resistentes foram calculadas conforme modelo de cálculo I, proposto pela ABNT NBR 6118:2023. Com os

seguintes resultados, foi verificado que a laje de cobertura não tem necessidade de armadura para resistir ao esforço cortante.

Embora a ABNT NBR 6118:2023 sugira que sapatas sejam dimensionadas pelo Método das Bielas, ela também possibilita o dimensionamento das armaduras de sapatas por flexão. Foi realizado assim como na laje de cobertura a verificação do dimensionamento. A região mais solicitada, foi logo abaixo do encontro com o pilar-parede, onde a seção da sapata é de 100 cm. O esforço solicitante de cálculo foi de 180,6 kN*m. A área de aço calculada ($A_{s,c}$) encontrada foi de apenas 4,35 cm², se utilizarmos como armadura mínima o mesmo proposto por lajes, a área de aço mínima encontrada foi $A_{s,min}$ de 15 cm², que resulta em uma armadura de 12,5 mm à cada 8 cm. A armadura positiva detalhada no projeto original que é responsável por absorver esse esforço foi de 12,5 mm à cada 10 cm.

No caso das sapatas foi encontrada uma diferença de 20% na área de aço da armadura detalhada para a calculada. É uma porcentagem considerável, entretanto, a área de aço encontrada foi devido a área de aço mínima dos 0,15% da área da seção, que é indicado no dimensionamento de lajes e vigas pela ABNT NBR 6118:2023. Quando a armadura é dimensionada pelo método das bielas, a norma não traz nenhuma indicação de armadura mínima, o que iria fugir da área de aço encontrada pelo dimensionamento à flexão que foi o 0,15% da área da seção.

A verificação da laje de cobertura para estado limite de serviço foi encontrado um deslocamento elástico de 2,43 cm, com a consideração aproximada da deformação lenta do concreto, esse valor foi para 5,98 cm. O valor da flecha admissível foi de 4,96, onde inicialmente a flecha não havia atendido. Dessa forma, foi considerado uma contra-flecha de 1,05 cm, dentro do limite de 1/350 permitido pela ABNT NBR 6118:2023., resultando em uma flecha total de 4,92 cm, menor do que a flecha admissível. Portanto, o deslocamento vertical atende as verificações em serviço.

Foi realizada a verificação da tensão admissível da sapata, onde foi validada também, encontrando uma tensão solicitante de 0,82 kgf/cm² menor do que a admissível de 1,00 kgf/cm², retirada das notas do projeto original.

5 CONCLUSÃO

Por se tratar de uma estrutura projetada na década de 80, em setembro de 1986, onde naquela época estruturas de concreto eram dimensionadas ainda pela NB1/1978, primeira norma técnica brasileira a ser vigente, com cálculos elaborados de forma manual, tecnologia do concreto ainda em desenvolvimento, poderia ser esperado que a estrutura apresentasse algumas invalidações ao ser verificada com as normativas atuais. Entretanto, ao contrário do que poderia ser esperado, a estrutura foi validada com os critérios normativos atuais, 39 anos depois da elaboração do seu projeto e visualmente apresenta-se estar íntegra, sem grandes manifestações patológicas.

Ao se observar as diferenças entre o período da elaboração do projeto para os dias atuais, foi possível observar a evolução na norma no que rege ao desempenho e durabilidade das estruturas. Cobrimentos maiores, maior preocupação com as verificações das estruturas em serviço, como nos efeitos de aceitabilidade sensorial, aberturas de fissuras, entre outros. Ainda nesse sentido, o avanço da tecnologia dos materiais, em especial o concreto e o aço, que na prática atual de projetos já são utilizados concreto e aço de altas resistências, com o concreto com f_{ck} de até 90 MPa e já sendo utilizados em casos específicos de blocos de coroamento de grandes volumes aço CA-70. Todos esses avanços, são resultados de trabalhos diários da comunidade da engenharia buscando sempre melhor conforto do usuário com relação a estrutura, aproveitamentos mais eficientes dos materiais, com segurança, sem exagero e desperdícios, além da expectativa de aumento da vida útil das estruturas.

Outro fator que vale ser ressaltado, é a importância dos monitoramentos e manutenções de obras com idades mais avançadas. Isso é válido não somente para os monumentos, que foi o estudo de caso do presente trabalho, mas das diversas obras com idades até bem mais avançadas do que a estrutura Altar Monumento, e que encarecem de intervenções trazendo segurança para a população.

Por fim, a importância de se buscar o passado para entender o presente. Com computadores cada vez mais poderosos e o avanço da inteligência artificial, programas de cálculo cada vez mais dinâmicos, possam levar ao errôneo pensamento que o engenheiro estrutural deve tomar como

verdade todas as saídas dos programas de análise e cálculo. Os programas dão as respostas que são perguntadas, onde cabe ao engenheiro estrutural o discernimento com uma base robusta de conhecimento teórico e técnico questionar sempre as suas saídas.

6 REFERÊNCIAS

ALMEIDA, DANIEL G. C. – Análise comparativa de deslocamentos e esforços solicitantes de um edifício alto através de modelos estruturais distintos pelo MEF. Belo Horizonte, UFMG, 2009.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118 – Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2023.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6120 – Ações para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro: ABNT, 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6122 – Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro: ABNT, 2022.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6123 – Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro: ABNT, 2023.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8681 – Ações e segurança nas estruturas – Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2003.

ALTO QI SUPORTE – Como determinar o coeficiente de recalque vertical. Disponível em <<https://suporte.altoqi.com.br/hc/pt-br/articles/115004184613>>, 12 de janeiro de 2025.

ALTO QI SUPORTE – Como determinar o coeficiente de recalque horizontal. Disponível em <<https://suporte.altoqi.com.br/hc/pt-br/articles/115004220934>>, 12 de janeiro de 2025.

ALTO QI SUPORTE – O que são os coeficientes de recalque do solo. Disponível em <<https://suporte.altoqi.com.br/hc/pt-br/articles/115004213934>>, 12 de janeiro de 2025.

CAMPOS, JOÃO CARLOS DE – Elementos de fundações em concreto / João Carlos de Campos. São Paulo: Oficina de Textos, 2015.

FREIRE, CRISTINA – Além dos mapas: os monumentos no imaginário urbano contemporâneo / Cristina Freire. São Paulo: SESC: Amablume, 1997.

IEPHA, MINAS GERAIS – O modernismo de Oscar Niemeyer em Minas Gerais: inventário dos projetos e obras do arquiteto / Instituto Estadual do Patrimônio Histórico e Artístico de Minas Gerais. – Belo Horizonte: Instituto Estadual do Patrimônio Histórico e Artístico de Minas Gerais, 2023.

KIMURA, ALIO – Informática aplicada a estruturas de concreto. São Paulo: Oficina de Textos, 2018.

LE GOFF, JACQUES – História e memória / Jacques Le Goff; tradução Bernardo Leitão ... [et al.] – Campinas, SP Editora da UNICAMP, 1990.

MORRISON, NELSON – Interacción suelo-estructuras: semiespaço de winkler. Barcelona: Universidad Politécnica de Cataluña, 1993.

PAPPALARDO JR., ALFONSO – Aplicações práticas e desafios estruturais com MEF / Alfonso Pappalardo Jr. – 1 ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2023.

PITANGUEIRA, R. L. S, Introdução ao Método dos Elementos Finitos, UFMG, 2019.

SILVA, Ney Amorim, Concreto Armado I. Belo Horizonte: UFMG, 2023.

SILVA, Ney Amorim, Concreto Armado II. Belo Horizonte: UFMG, 2023.

SOUZA, R. A.; REIS, J. H. C. – Interação solo-estrutura para edifícios sobre fundações rasas. Paraná: Departamento de Engenharia Civil do Centro de Tecnologia da Universidade Estadual de Maringá, 2008.

TEPEDINO, J. M., Flexão simples, flexão normal composta, lajes, fissuração, cisalhamento e aderência baseadas na NBR 6118:1980. Belo Horizonte: UFMG, 1980.

7 ANEXO A – PROJETOS ORIGINAIS

Figura 56 – Projetos Originais – Fôrma e Armadura (Projectum Engenharia Ltda.)

