

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
ESCOLA DE ENGENHARIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**

Fabiano Daniel Guzon

**DETERMINAÇÃO DOS ESFORÇOS E ARMADURAS DE
UMA ESTRUTURA EM CONCRETO ARMADO:
COMPARAÇÃO COM RESULTADOS OBTIDOS
COM A APLICAÇÃO DE MÉTODO SIMPLIFICADO**

Porto Alegre
dezembro de 2009

FABIANO DANIEL GUZON

**DETERMINAÇÃO DOS ESFORÇOS E ARMADURAS DE
UMA ESTRUTURA EM CONCRETO ARMADO:
COMPARAÇÃO COM RESULTADOS OBTIDOS
COM A APLICAÇÃO DE MÉTODO SIMPLIFICADO**

Trabalho de Diplomação apresentado ao Departamento de
Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal
do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para obtenção do
título de Engenheiro Civil

Orientador: Roberto Domingo Rios

Porto Alegre
dezembro de 2009

FABIANO DANIEL GUZON

**DETERMINAÇÃO DOS ESFORÇOS E ARMADURAS DE
UMA ESTRUTURA EM CONCRETO ARMADO:
COMPARAÇÃO COM RESULTADOS OBTIDOS
COM A APLICAÇÃO DE MÉTODO SIMPLIFICADO**

Este Trabalho de Diplomação foi julgado adequado como pré-requisito para a obtenção do título de ENGENHEIRO CIVIL e aprovado em sua forma final pelo Professor Orientador e pela Coordenadora da disciplina Trabalho de Diplomação Engenharia Civil II (ENG01040) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, dezembro de 2009

Prof. Roberto Domingo Rios
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Orientador

Profa. Carin Maria Schmitt
Coordenadora

BANCA EXAMINADORA

Prof. Rubem Clécio Schwingel (UFRGS)
Mestre pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Profa. Virgínia Maria Rosito d'Avila (UFRGS)
Dra. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Prof. Roberto Domingo Rios (UFRGS)
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Dedico este trabalho aos meus pais, Sérgio e Inês, à minha
vó Olinda e à minha irmã Katiani que me apoiaram antes e
durante o meu Curso de Graduação.

AGRADECIMENTOS

Agradeço ao Professor Roberto Domingo Rios, orientador deste trabalho, pela disponibilidade, pelo incentivo, pela experiência transmitida e pela contribuição fundamental para que este trabalho fosse realizado.

Agradeço à Professora Carin Maria Schmitt pela paciência e pelas aulas teóricas de orientação durante todo o período de realização deste trabalho.

Agradeço a todos os professores do Centro de Mecânica Aplicada e Computacional da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (CEMACOM/UFRGS) pelas experiências e ensinamentos transmitidos, em especial, ao Professor Inácio Benvegno Morsch que foi um companheiro, um referencial enquanto estive trabalhando como monitor da disciplina Mecânica Vetorial (ENG01035) e, depois, como bolsista de Iniciação Científica.

Agradeço ao grupo *CTE Ingénieurs Conseils – Cabinet Technique de l'Est* pelos ensinamentos da prática profissional e pela estrutura disponível, a qual foi muito importante à realização deste trabalho.

Agradeço à minha querida irmã Katiani, que me apoiou do início ao fim do período do Curso de Graduação.

Há muitas maneiras de avançar, mas só uma maneira de
ficar parado.

Franklin D. Roosevelt

RESUMO

GUZON, F. D. **Determinação dos Esforços e Armaduras de uma Estrutura em Concreto Armado:** comparação com resultados obtidos com a aplicação de método simplificado. 2009. 85 f. Trabalho de Diplomação (Graduação em Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

Este trabalho versa sobre a determinação das armaduras de uma estrutura em concreto armado submetida a ações externas tais como peso próprio, telhado e laje. Tal estrutura, um oitão, tem como função fazer o fechamento de uma cobertura e suportar parte do telhado de um prédio residencial, composto por cinco pavimentos, localizado na divisa da França com a Suíça. Consequentemente, o projeto original, composto de dois prédios, é francês e segue as especificações daquele país. Originalmente, as armaduras da estrutura em questão foram determinadas baseando-se em cálculos simplificados e na experiência dos projetistas. Dentro de uma escala arbitrária de classificação, este projeto foi considerado de pequeno porte e, em nenhum momento durante as fases de pré-dimensionamento e execução, foi, como em geral para esse tipo de projeto, lançado mão de métodos de cálculo numéricos que requerem o auxílio de um programa computacional como, por exemplo, o Método dos Elementos Finitos. Isto pode ser considerado coerente e sensato frente à magnitude e ao baixo nível de complexidade que projetos desse gênero têm apresentado. Para este trabalho, para fins de comparação, a determinação dos esforços internos foi realizada computacionalmente aplicando-se o Método dos Elementos Finitos e o *software* empregado foi o SAP 2000. Uma vez determinado o campo das solicitações internas do oitão seguiu-se, de acordo com as prescrições feitas pelo BAEL 91, a norma de concreto armado francesa, com o estabelecimento das armaduras necessárias em função da distribuição de esforços obtida para a estrutura. Determinadas e implantadas as armaduras, procedeu-se comparando os resultados com o previsto no projeto estrutural original. Além das armaduras previstas pelo BAEL 91, foram levadas em consideração as armaduras mínimas previstas pela norma sísmica francesa, a NF P 06-013.

Palavras-chave: concreto armado; armaduras; Método dos Elementos Finitos.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: delineamento do trabalho	19
Figura 2: soluções de sistemas Contínuos e Discretos	22
Figura 3: malha de elementos finitos	23
Figura 4: montagem dos elementos finitos em modelo discretizado	25
Figura 5: malha com graduação	26
Figura 6: idealização feita para estruturas de superfície	27
Figura 7: solicitações generalizadas de membrana e flexão	29
Figura 8: elementos finitos de casca disponíveis pelo SAP 2000	32
Figura 9: elementos representando as solicitações de membrana e flexão	34
Figura 10: disposição dos prédios	38
Figura 11: fachada arquitetônica do prédio	40
Figura 12: prédio e segundo andar mais andar da cobertura sem a laje baixa	41
Figura 13: vista do prédio semi-acabado	42
Figura 14: fachada com vista parcial do oitão	42
Figura 15: oitão em concreto armado	43
Figura 16: vinculação do oitão	44
Figura 17: projeção do oitão sobre a laje	45
Figura 18: vista frontal do oitão em concreto armado	46
Figura 19: consideração da interação existente entre a laje e o oitão	48
Figura 20: material, geometria e condições de contorno do modelo estrutural	50
Figura 21: ilustração do modelo computacional do oitão	52
Figura 22: modelo computacional do oitão em 3D	53
Figura 23: distribuição das forças F11	55
Figura 24: distribuição das forças F22	56
Figura 25: estrutura deformada	57
Figura 26: armaduras do banzo inferior do oitão	62
Figura 27: esperas para tirantes sísmicos	65
Figura 28: armaduras dos tirantes sísmicos	67
Figura 29: esperas start	69
Figura 30: armaduras para sismo	70
Figura 31: armaduras no formato de telas soldadas do tipo ST 25 C	72
Figura 32: lista de telas soldadas do tipo ST 25 C	73
Figura 33: idealização da estrutura segundo modelo simplificado	75

Figura 34: armaduras do banzo inferior do oitão segundo o projeto estrutural original ..	76
Figura 35: armaduras de pórtico	78

LISTA DE QUADROS

Quadro 1: deslocamentos dos nós selecionados	58
Quadro 2: lista de barras referente às armaduras do banzo inferior do oitão	63
Quadro 3: lista de barras referente às esperas para tirantes sísmicos	66
Quadro 4: lista de barras referente às armaduras dos tirantes sísmicos	68
Quadro 5: lista de barras referente às armaduras para sismo	71
Quadro 6: lista de barras referente às armaduras do banzo inferior do oitão segundo o projeto estrutural original	77
Quadro 7: lista de barras referente às armaduras de pórtico	79

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	12
1.1 ENGENHARIA E CONTROLE	12
1.2 MOTIVAÇÃO À ESCOLHA DO TEMA	14
2 MÉTODO DE PESQUISA	16
2.1 QUESTÃO DE PESQUISA	16
2.2 OBJETIVOS DO TRABALHO	16
2.2.1 Objetivo Principal	16
2.2.2 Objetivos Secundários	16
2.3 PRESSUPOSTO	17
2.4 DELIMITAÇÃO DO TRABALHO	17
2.5 LIMITAÇÕES DO TRABALHO	17
2.6 DELINEAMENTO DO TRABALHO	17
3 DISCRETIZAÇÃO DOS SISTEMAS E O MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS	20
3.1 CONSIDERANDO A ESTRUTURA COMO SENDO COMPOSTA DE FINITAS PARTES	20
3.2 PRINCÍPIOS DO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS: MÉTODO DOS DESLOCAMENTOS	22
4 CONCEITO DE ESTRUTURA DE SUPERFÍCIE E OS ELEMENTOS FINITOS DE CASCA	27
4.1 CONCEITO DE ESTRUTURA DE SUPERFÍCIE	27
4.2 ELEMENTOS FINITOS DE CASCA	28
4.2.1 Elementos Finitos de Casca segundo a Teoria Clássica	29
4.2.2 Elementos Finitos de Casca segundo o SAP 2000	30
5 CARGAS ATUANTES NAS ESTRUTURAS	35
5.1 CARGAS DEVIDO AO PESO PRÓPRIO DO OITÃO E DEVIDO À LAJE	35
5.2 CARGAS DEVIDO AO TELHADO	36
6 CONTEXTUALIZAÇÃO DO OITÃO E ELEMENTOS DO PROJETO ESTRUTURAL ORIGINAL	38
6.1 VISÃO GERAL DO PRÉDIO E DA ESTRUTURA EM QUESTÃO	38
6.2 ELEMENTOS DO PROJETO ESTRUTURAL ORIGINAL	43
7 MODELO COMPUTACIONAL	47
7.1 CONDIÇÕES DE CONTORNO E GEOMETRIA DO MODELO	47
7.2 CRIAÇÃO DO MODELO	51

7.3 ANÁLISE DOS RESULTADOS	53
7.3.1 Forças F11	54
7.3.2 Forças F22	54
7.3.3 Deslocamentos dos Nós	58
8 ARMADURAS DO OITÃO	59
8.1 ARMADURAS OBTIDAS EM FUNÇÃO DAS SOLICITAÇÕES ESTIMADAS A PARTIR DO MEF	59
8.2 ARMADURAS SEGUNDO PROJETO ESTRUTURAL ORIGINAL	73
8.2.1 Considerações Feitas à Estimativa das Armaduras	74
8.2.2 Armaduras Estimadas	74
8.3 ANÁLISE E COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS	80
9 CONCLUSÕES	82
REFERÊNCIAS	83
ANEXO A	84
ANEXO B	85

1 INTRODUÇÃO

1.1 ENGENHARIA E CONTROLE

A Engenharia fundamentada nas Ciências Exatas, dentre elas, destacando-se a Física e a Matemática, desenvolveu, com o passar do tempo, uma série de ferramentas e métodos objetivando oferecer aos engenheiros, técnicos e cientistas recursos que pudessem auxiliá-los na resolução dos diferentes problemas por eles defrontados no dia-a-dia. À medida que a ciência avança procurou-se sempre, na medida do possível, justificar racionalmente as etapas a serem cumpridas durante a resolução de um determinado problema. Isto porque se tem a necessidade de minimizar os graus de incerteza objetivando-se ter um maior domínio sobre aquilo que se está projetando. Pode-se dizer que os termos **engenharia** e **controle** estão fortemente relacionados: a Engenharia pleiteia o controle total sobre aquilo que está em questão. Controle do grau de segurança, do custo, do grau de desempenho frente a inúmeras situações, etc.

Cada povo, em cada época, desenvolveu ou teve à sua disposição ferramentas e métodos que permitiram resolver os seus problemas de Engenharia. Apesar das bases racionais terem sido desenvolvidas com maior ênfase a partir do advento do pensamento cartesiano, a humanidade nunca deixou de engendrar e aprender com os seus próprios erros caminhando em direção ao domínio total sobre diferentes variáveis.

Dentro do domínio da Engenharia Civil e da Arquitetura, as diferentes civilizações em diferentes épocas ergueram as mais variadas construções, desde as mais simples às mais complexas em diferentes aspectos (geometria, estrutura, materiais, funcionamento). E para isso tiveram que se servir dos mais variados recursos disponíveis no momento, ou desenvolver novas alternativas para suprir as suas necessidades.

Na Engenharia Civil, mais especificamente no domínio do Cálculo Estrutural, dispõe-se atualmente de sofisticados métodos de cálculo – os métodos de cálculo numéricos –. Apesar de alguns deles terem sido criados há algumas décadas, só agora, com o desenvolvimento e a

popularização dos computadores digitais eles surgiram como poderosas ferramentas de cálculo. Dentre eles pode-se citar o Método dos Elementos Finitos, o Método dos Elementos de Contorno e o Método dos Elementos Discretos. Contudo, os métodos tradicionais de cálculo não podem ser abandonados e continuam contribuindo significativamente nas etapas do cálculo de diferentes obras de Engenharia Civil sendo eles empregados isoladamente, em conjunto com outros métodos ou simplesmente com o intuito de aferir os resultados obtidos a partir dos métodos computacionais. Dependendo do contexto, a aplicação de sofisticados métodos de cálculo nem sempre é vantajosa ou possível. Então, torna-se necessário lançar mão dos consagrados métodos de cálculo tradicionais.

Na mesma proporção que os métodos avançados de cálculo podem oferecer soluções satisfatórias a problemas insolúveis quando da aplicação dos métodos tradicionais, eles podem, se inadequadamente aplicados, proporcionar resultados falsos que são verdadeiras **armadilhas** aos engenheiros, principalmente aos inexperientes. Atualmente dispõe-se de sofisticados *softwares* de análise estrutural com interfaces gráficas que permitem o usuário fornecer os dados e obter resultados facilmente. Essa facilidade faz com que se tenha a impressão de que é muito simples utilizar os programas disponíveis. Alves Filho (2000, prefácio) salienta que se deve observar que dispor de uma ferramenta com interface gráfica poderosa, sem base conceitual, pode ser o caminho mais rápido para se obter uma resposta errada. A análise crítica dos resultados e o parecer de um engenheiro mais experiente na área não podem ser dispensados, independentemente do método de cálculo empregado. A previsão cautelosa de como uma estrutura pode se comportar, ao ser submetida às condições de contorno, deve ser feita e faz parte da análise crítica dos resultados oferecidos por um método de cálculo computacional avançado.

Este trabalho consistiu basicamente na comparação entre as armaduras estimadas para uma estrutura em concreto armado a partir dos esforços internos obtidos através da sua modelagem computacional utilizando-se o Método dos Elementos Finitos (MEF) com aquelas, para a mesma estrutura, estimadas com base em cálculos simplificados e na experiência de um projetista, adquirida no dia-a-dia de projeto.

1.2 MOTIVAÇÃO À ESCOLHA DO TEMA

O tema foi escolhido pelo autor do trabalho com o intuito de aferir os resultados obtidos a partir da aplicação de um método de cálculo simplificado e da experiência acumulada de um profissional de projeto que já atua por muitos anos, tanto no projeto, quanto no pré-dimensionamento e dimensionamento de estruturas em concreto armado. A estrutura em questão faz parte de um prédio residencial de múltiplos pavimentos, o qual foi completamente dimensionado pelo autor enquanto esteve na França estagiando num escritório francês que atua no cálculo de estruturas em concreto armado.

O autor, atualmente trabalhando em projetos de obras de mesmo porte (obras que geralmente não demandam a necessidade de cálculos mais sofisticados), viu a oportunidade e foi motivado em se aprofundar nos aspectos mais práticos da aplicação do MEF com a perspectiva de, aos poucos, ir avançando no cálculo de estruturas mais complexas.

O texto do trabalho está dividido em nove capítulos. O capítulo que segue descreve o método de pesquisa no qual, entre outros elementos, encontram-se colocados a questão de pesquisa, os objetivos do trabalho e o seu delineamento.

O capítulo 3 aborda, dentro do proposto pelo trabalho, aspectos relacionados à discretização dos sistemas (sistemas discretos e sistemas contínuos) e os princípios básicos do MEF. Na sequência, o capítulo 4 apresenta, primeiramente, os conceitos de estrutura de superfície com o objetivo de ir preparando o caminho para apresentação dos elementos finitos empregados no trabalho. Neste mesmo capítulo é apresentado o elemento finito utilizado para discretizar o oitão: primeiramente como ele é abordado na teoria das estruturas e depois de acordo com a abordagem feita pelo SAP 2000. Por fim, são descritas as propriedades do material concreto armado utilizado no projeto estrutural original. O capítulo 5 apresenta a origem das cargas consideradas nas condições de contorno do modelo computacional.

O capítulo 6, por sua vez, dá uma visão geral do prédio e da estrutura em questão e apresenta, dentro do domínio do oitão, elementos do projeto estrutural original com o objetivo de mostrar a estrutura real e disponibilizar dados para a concepção do seu modelo computacional. O capítulo 7 trata sobre o modelo computacional desde as condições de contorno e considerações feitas sobre elas, a geometria considerada, as características geométricas dos elementos finitos empregados, assim como, a quantidade deles utilizada na

discretização do oitão. Ainda neste capítulo são discutidos os resultados obtidos como dados de saída do programa de análise. Essa discussão engloba a distribuição das forças, deslocamentos e deformada da estrutura. Na sequência, no capítulo 8, baseando-se nos esforços determinados pelo MEF, nas prescrições das normas de concreto armado e sísmica, francesas, são determinadas as armaduras para o oitão. Em seguida, são apresentadas as armaduras previstas no projeto estrutural original e as considerações que foram feitas para determiná-las. Ainda, neste capítulo, são analisadas e comparadas as duas soluções. Por último, no capítulo 9, são feitas as considerações finais e elaboradas as conclusões.

2 MÉTODO DE PESQUISA

2.1 QUESTÃO DE PESQUISA

A questão de pesquisa é: quais as diferenças entre os resultados na determinação das armaduras de uma estrutura em concreto armado, a partir da aplicação de um método simplificado, quando comparados com aqueles obtidos empregando-se o MEF?

2.2 OBJETIVOS DO TRABALHO

Os objetivos do trabalho estão divididos em principal e secundários.

2.2.1 Objetivo Principal

O objetivo principal do trabalho é a comparação das armaduras determinadas com base nos esforços internos da estrutura, estimados através do emprego do MEF com aquelas obtidas a partir da aplicação de um método simplificado.

2.2.2 Objetivos Secundários

Os objetivos secundários do trabalho são:

- a) a estimativa, através do MEF, dos esforços internos atuantes na estrutura, assim como as deformações, em função das cargas externas consideradas;
- b) a determinação e o posicionamento das armaduras necessárias em função dos esforços que atuam internamente na estrutura devido às cargas externas levadas em consideração.

2.3 PRESSUPOSTO

A modelagem da estrutura pelo MEF, desde que respeitadas as limitações do programa, conduz a resultados que podem auxiliar na estimativa dos esforços internos desta estrutura e, conseqüentemente, das suas armaduras.

2.4 DELIMITAÇÃO DO TRABALHO

Foi considerada somente uma obra residencial específica e típica da França (região da Alsacia), restringindo-se ao dimensionamento do oitão.

2.5 LIMITAÇÕES DO TRABALHO

As limitações do trabalho são:

- a) o oitão foi modelado isoladamente do restante do prédio;
- b) apesar do concreto armado apresentar um comportamento não-linear, modelou-se a estrutura dentro dos princípios da análise elástica linear, considerando-se o material como sendo isotrópico;
- c) para a aplicação do MEF foi utilizado somente o programa computacional SAP 2000.

2.6 DELINEAMENTO DO TRABALHO

O trabalho foi desenvolvido em sete etapas distintas que são descritas a seguir, à saber:

- a) pesquisa bibliográfica;
- b) criação/ajustes do modelo computacional;
- c) análise computacional do modelo;
- d) análise dos resultados;

- e) determinação e posicionamento/detalhamento da armadura;
- f) análise do modelo simplificado e da respectiva planta de armaduras;
- g) comparações, considerações finais e conclusões.

A pesquisa bibliográfica é a etapa durante a qual se procurou aprofundar o conhecimento dos aspectos práticos e teóricos, relativos ao MEF e à modelagem computacional das estruturas. Na pesquisa bibliográfica visou-se também buscar conhecimentos relativos às prescrições das normas francesas no que diz respeito ao dimensionamento de estruturas em concreto armado e sujeitas a eventuais abalos sísmicos. A pesquisa bibliográfica não foi uma etapa isolada no tempo. Ela foi desenvolvida simultaneamente com as outras etapas do início ao fim do trabalho.

A criação/ajustes do modelo computacional é a etapa na qual se deu a entrada dos dados no sistema computacional SAP 2000. Dados estes relacionados à geometria da estrutura, às condições de contorno e às propriedades dos materiais. A criação do modelo foi apoiada na bibliografia e retomada sempre que julgado necessário. Esta etapa foi um processo iterativo.

A análise computacional do modelo é a etapa que compreendeu todas as análises computacionais que foram feitas em função dos ajustes realizados no modelo, visto que a estrutura, até se obter o modelo definitivo, foi remodelada várias vezes, e os resultados analisados após cada processo de cálculo. Esta etapa foi cumprida com o auxílio da bibliografia especializada.

A análise dos resultados é a etapa na qual os dados obtidos a partir da análise computacional do modelo definitivo foram analisados com o objetivo de verificar a sua consistência frente ao comportamento estimado para a estrutura, quando submetida às condições de contorno. Como salientado no parágrafo anterior, até se obter o modelo definitivo, várias análises computacionais foram realizadas e os respectivos resultados verificados. A análise de resultados foi apoiada pela bibliografia especializada.

A determinação e posicionamento/detalhamento da armadura é a etapa na qual, tendo identificado, em todos os pontos da estrutura, a natureza e as magnitudes dos esforços internos, procedeu-se à determinação e ao posicionamento da armadura necessária para absorver tais esforços respeitando-se as armaduras mínimas prescritas pelas normas do

concreto armado e sísmica. Nesta etapa, averiguou-se, também, a necessidade ou não da verificação do concreto comprimido.

A análise do modelo simplificado e da respectiva planta de armaduras é a etapa na qual se procurou entender a solução proposta no projeto estrutural original para se fazer, então, confronto entre as duas soluções.

As comparações, considerações finais e conclusões ocorreram na etapa durante a qual foram comparadas as armaduras da estrutura modelada com aquelas da estrutura executada *in loco*. Também nesta etapa discutiu-se a respeito dos esforços internos determinados pelo MEF e das armaduras necessárias para absorver estes esforços. Por fim, foram elaboradas as conclusões.

A figura 1 retrata o delineamento do trabalho.

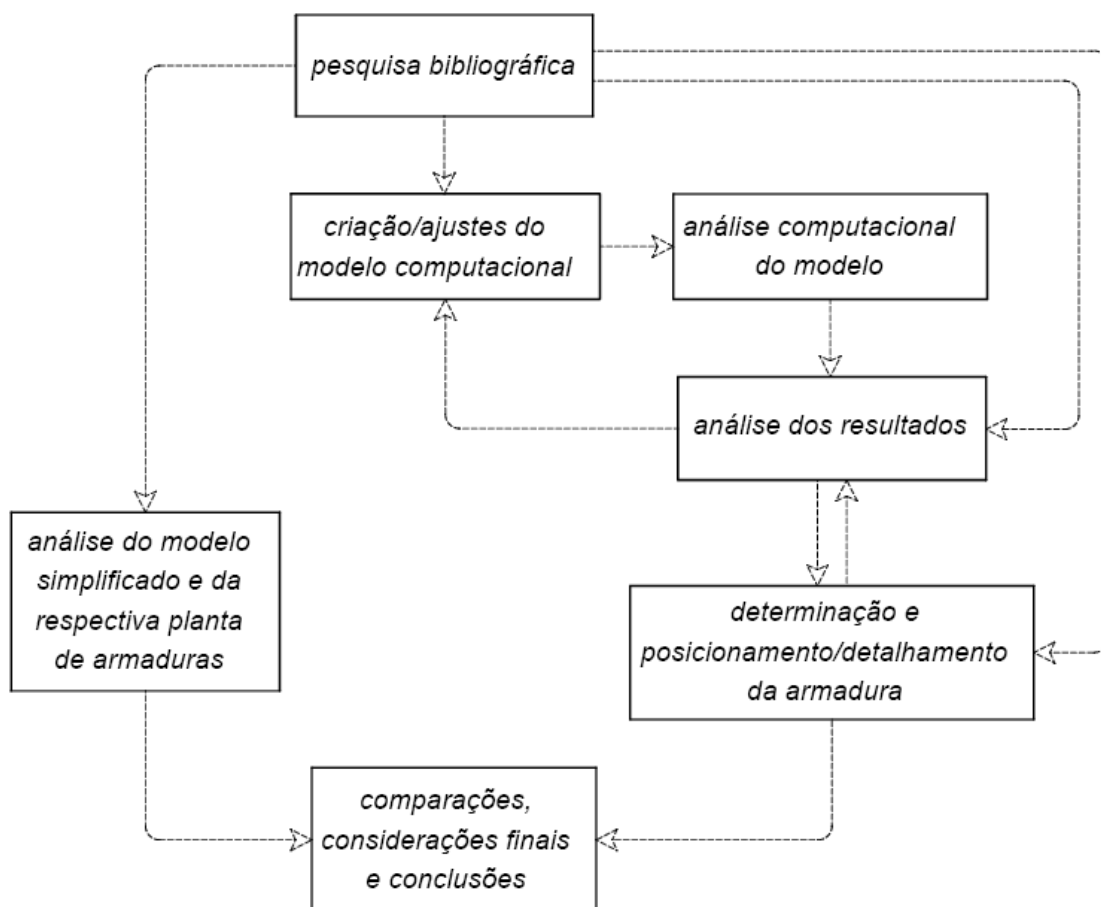


Figura 1: delineamento do trabalho

3 DISCRETIZAÇÃO DOS SISTEMAS E O MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

O presente capítulo tem por objetivo principal justificar o porquê do emprego de um método numérico na resolução da estrutura, cujos resultados obtidos foram os esforços internos (forças e tensões), o campo de deslocamentos e as reações nos vínculos externos. Na segunda parte procurou-se descrever de forma sucinta o Método dos Elementos Finitos (MEF).

3.1 CONSIDERANDO A ESTRUTURA COMO SENDO COMPOSTA DE FINITAS PARTES

A estrutura, ao ser submetida ao seu peso próprio e às condições de contorno consideradas neste trabalho, sofre deformações e é possível estimar qualitativamente o seu comportamento baseando-se nessas deformações e na distribuição de forças. Ou seja, pode-se ter uma idéia de como a estrutura vai trabalhar e em quais regiões estão distribuídas as forças de tração e compressão. No entanto, apesar dela não apresentar uma geometria relativamente complexa, uma estimativa dos esforços internos só pode ser obtida de forma quantitativa com a aplicação de um método numérico de cálculo.

Prat et al. (1995, p. 35) afirma que a resolução analítica de um problema de mecânica do meio contínuo, aplicada a Engenharia Civil, é uma tarefa raramente possível. As equações nas derivadas parciais da Resistência dos Materiais não permitem obter soluções exatas, a não ser em alguns casos particulares que, frequentemente, não possuem mais do que uma relação distante da realidade das obras de Engenharia Civil. É por isso que métodos de cálculo aproximados ou semi-empíricos foram desenvolvidos. Alves Filho (2000, p. 3) reafirma essa idéia em outras palavras dizendo que a maioria das estruturas de importância prática são muito complexas para serem analisadas pelas técnicas clássicas. Para estruturas de forma arbitrária, no que diz respeito às condições de contorno e geometria, a solução analítica frequentemente torna-se impossível e o problema requer grandes e excessivas simplificações

se pretender aplicar expressões analíticas fechadas na sua resolução, o que resulta em cálculos pouco acurados.

Acredita-se que, para a estrutura em questão, a bibliografia especializada não disponibiliza de expressões analíticas fechadas que possam ser aplicadas com o objetivo de apresentar uma solução ao problema quando o oitão for submetido às condições de contorno e ao seu peso próprio. Sabendo-se disso, foi necessário, então, prever a sua divisão em um determinado número de partes, ou seja, discretizá-la para ser possível abordar o problema não mais como se faz dentro dos limites da teoria clássica das estruturas, ou seja, como se trata ao se resolver um problema relacionado a uma viga hiperestática ou a um pórtico plano. Geralmente nesses casos se faz abordagem do problema tratando os sistemas como sendo **contínuos** e não **discretos**. No presente caso, o problema é mais complexo e foi necessário **discretizar** a estrutura, ou seja, tratar o sistema como sendo discreto (ALVES FILHO, 2000, p. 6-10).

Alves Filho (2000, p. 6) afirma que na maioria das vezes para se compreender o comportamento dos sistemas procura-se subdividi-los em seus componentes individuais, ou em seus elementos. Assim, surge a idéia que, a partir do entendimento do comportamento de cada elemento é possível entender o comportamento do conjunto, por mais complexo que possa parecer, ou seja, compreender o todo uma vez entendidas as partes. Para um engenheiro, um técnico em geral, um cientista, este é o caminho natural para a abordagem dos problemas. Esse raciocínio tem implicações também nos métodos matemáticos utilizados para a descrição do comportamento dos sistemas. A figura 2 ilustra os caminhos na solução de sistemas Contínuos e Discretos. Esse autor ilustra com um exemplo o tratamento de um sistema, primeiramente como sendo contínuo e, depois, como sendo discreto.

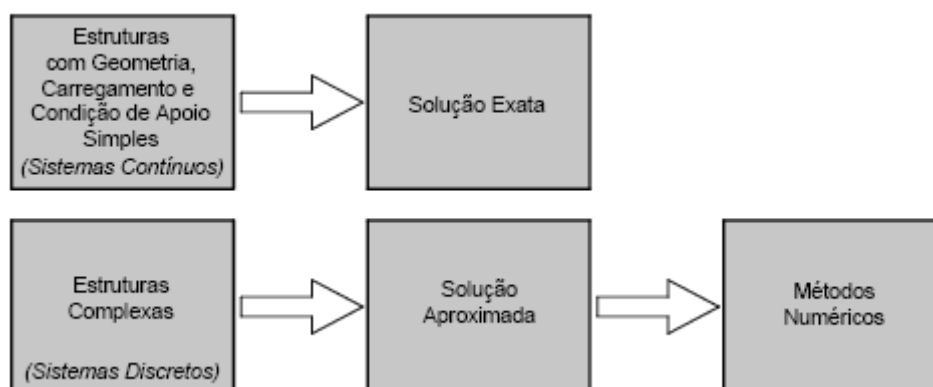


Figura 2: soluções de sistemas Contínuos e Discretos
(adaptado de ALVES FILHO, 2000, p. 3)

3.2 PRINCÍPIOS DO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS: MÉTODO DOS DESLOCAMENTOS

A escolha do MEF, para ser empregado na execução desse trabalho, se deu pelo fato do autor já possuir certa familiaridade com esse método numérico de cálculo, em função de outros trabalhos acadêmicos executados no decorrer da graduação. Outro motivo seria, talvez, por ser este, na visão do autor, um dos métodos numéricos mais utilizados no cálculo de estruturas civis.

O MEF pode ser considerado como uma extensão das técnicas de análise de estruturas reticuladas usuais, aplicadas às estruturas tridimensionais e bidimensionais tais como placas e cascas. A indústria aeronáutica foi pioneira no desenvolvimento do método, já que havia uma necessidade urgente de análises mais acuradas de estruturas complexas de aeronaves (trabalho não publicado)¹.

Segundo Assan (2003, p. 57), o MEF surgiu como uma nova possibilidade para resolver problemas da teoria da elasticidade, superando as dificuldades e problemas inerentes aos métodos de Rayleigh-Ritz, Galerkin, diferenças finitas, resíduos ponderados e outros. O método, comumente utilizado, é baseado no método de Rayleigh-Ritz e prevê a divisão do domínio de integração, contínuo, em um número finito de pequenas regiões denominadas **elementos finitos**, tornando o meio contínuo em discreto como mostra a figura 3.

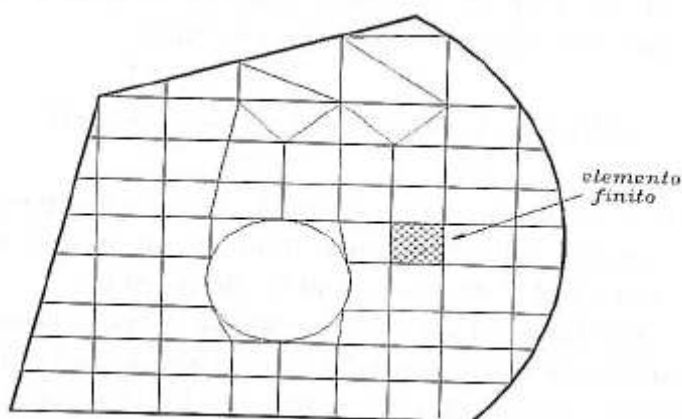


Figura 3: malha de elementos finitos (ASSAN, 2003, p. 57)

A essa divisão do domínio dá-se o nome de **malha de elementos finitos**. A malha desse reticulado pode ser aumentada ou diminuída variando o tamanho dos elementos. Os pontos de intersecção das linhas dessa rede são chamados **nós** (ASSAN, 2003, p. 57).

Assan (2003, p. 58) afirma que ao invés de se buscar uma função admissível que satisfaça as condições de contorno para todo o domínio, no MEF as funções admissíveis são definidas no domínio de cada elemento.

A discretização do meio contínuo no MEF pode ser descrita resumidamente nos seguintes tópicos (trabalho não publicado)²:

- a) o meio contínuo é dividido em um número finito de elementos;
- b) sobre o contorno destes elementos se definem pontos (os nós) para avaliar a interação de um elemento com os outros que o rodeiam e com o meio exterior;
- c) os deslocamentos destes nós são as incógnitas do problema;
- d) escolhe-se um conjunto de funções de interpolação para representar o campo de deslocamentos interno do elemento em termos dos seus valores nodais.

¹ Baseado no texto O Método dos Elementos Finitos: uma introdução básica para engenheiros. Tradução feita por Alcebiades de Vasconcellos Filho do Departamento de Engenharia de Estruturas da UFMG.

² Baseado na apostila da disciplina PEC 00096 – Placas e Cascas (setembro de 2005) ministrada pela Professora Virgínia Maria Rosito d’Avila do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil – PPGEC/UFRGS.

A figura 4, extraída de Alves Filho (2000, p. 65), procura ilustrar de forma genérica o caminho percorrido na resolução de uma estrutura através da aplicação computacional do MEF.

O grande potencial do método MEF reside no fato de que todo o procedimento pode ser programado de forma que possa ser executado computacionalmente e de caráter geral, isto é, pode ser aplicado independentemente da forma da estrutura e da condição de carregamento, dentro da precisão aceitável do problema de Engenharia. Prat et al. (1995, p. 35) explicita isto ao salientar que o método conheceu durante esses últimos decênios um importante desenvolvimento relacionado, principalmente, à evolução dos computadores. Com o progresso constante dos meios oferecidos pela informática, ele se mostrou, com o passar do tempo, mais aceitável e eficaz, pois estruturas complexas, em termos de geometria e condições de contorno, passaram a ser resolvidas em períodos de tempo relativamente curtos mesmo que para isso fosse necessário realizar milhões de operações matemáticas. Segundo o autor, o método jamais cessou de alargar seu campo de aplicação e notavelmente melhorou de maneira a poder, não somente proporcionar soluções realistas para problemas não lineares, mas ainda a concorrer nos terrenos dos métodos tradicionais de cálculo.

No que concerne à discretização da estrutura, a natureza da idealização em elementos finitos indica que, dentro de certos limites, a precisão da solução aumenta com o número de elementos considerados. Em algumas soluções, uma divisão com graduação nos elementos pode ser usada para obter um estudo mais detalhado de regiões na estrutura onde altas concentrações de tensões são esperadas, por exemplo, ao redor de aberturas e perto de cargas concentradas, como mostrado na figura 5. Tal distribuição seletiva de elementos é prescrita na bibliografia consagrada e pode levar à economia no tempo de solução sem nenhuma perda de precisão. É impossível generalizar em relação ao número de elementos requeridos para obter soluções satisfatórias uma vez que isto depende do problema particular que está sendo considerado. A escolha de uma subdivisão adequada para uma estrutura em particular deveria, se possível, basear-se em experiência prévia já relatada de soluções similares. Se isto não for possível, então é necessário obter certo número de soluções envolvendo tamanhos diferentes

de malha para testar a taxa de convergência da solução para o problema específico (trabalho não publicado)³.

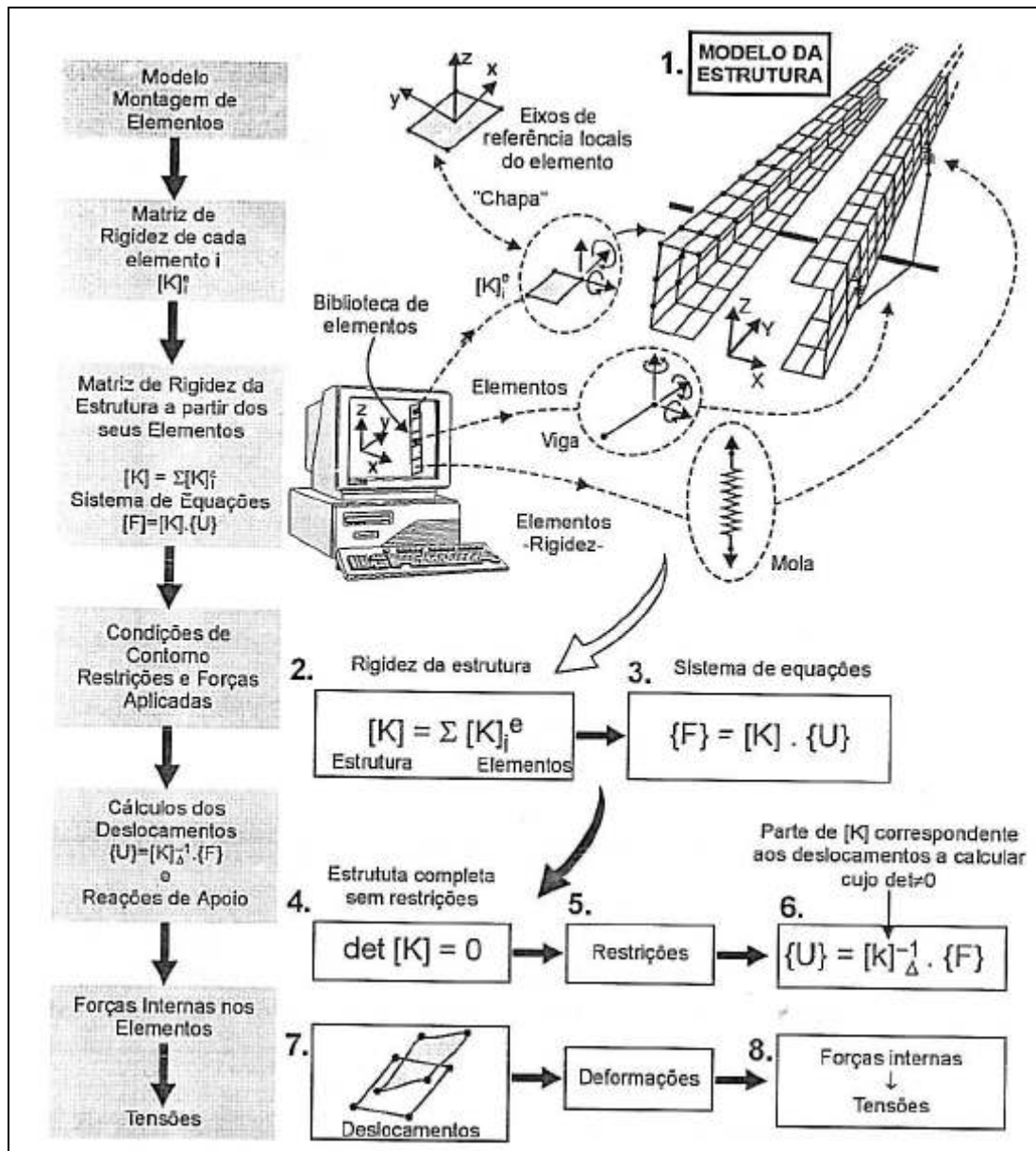


Figura 4: montagem dos elementos finitos em modelo discretizado (ALVES FILHO, 2000, p. 65)

³ Baseado no texto O Método dos Elementos Finitos: uma introdução básica para engenheiros. Tradução feita por Alcebiades de Vasconcelos Filho do Departamento de Engenharia de Estruturas da UFMG.

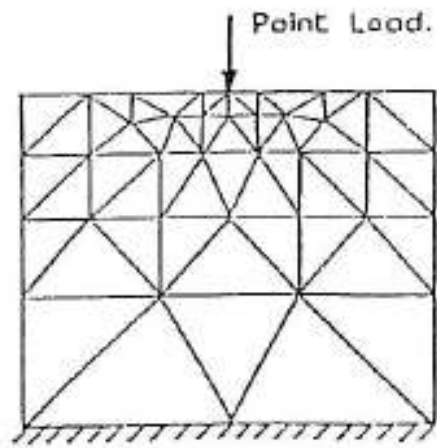


Figura 5: malha com graduação (trabalho não publicado)⁴

⁴ Extraída do texto O Método dos Elementos Finitos: uma introdução básica para engenheiros. Tradução feita por Alcebíades de Vasconcellos Filho do Departamento de Engenharia de Estruturas da UFMG.

4 CONCEITO DE ESTRUTURA DE SUPERFÍCIE E OS ELEMENTOS FINITOS DE CASCA

O objetivo principal deste capítulo é descrever os elementos finitos utilizados na discretização da estrutura em questão. No entanto, antes disso, será apresentado como as estruturas de superfície são consideradas na teoria das estruturas.

4.1 CONCEITO DE ESTRUTURA DE SUPERFÍCIE

O conceito de estrutura de superfície é uma extensão do conceito de estrutura linear ou monodimensional em que uma dimensão predomina sobre as outras. Como no caso das estruturas lineares abordadas anteriormente é possível referir, dentro da aproximação fornecida pela Resistência dos Materiais, as características geométricas, estáticas e elásticas às abscissas do eixo, nas estruturas de superfícies é possível, com critério análogo, referir as mesmas características às coordenadas da superfície média que pode ser plana ou curva (GRAVINA, 1956, p. 34). A figura 6 mostra a idealização feita para as estruturas de superfície.

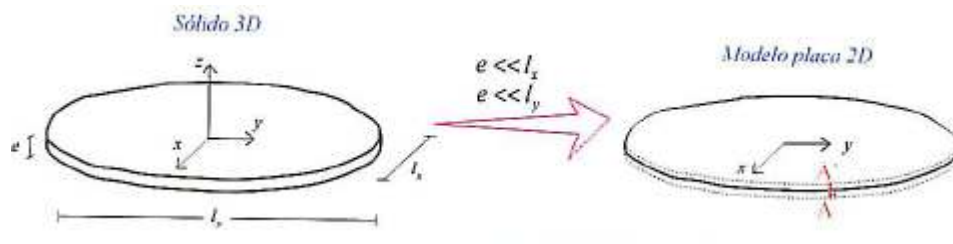


Figura 6: idealização feita para estruturas de superfície (trabalho não publicado)⁵

As estruturas com superfície média plana distinguem-se em chapas e placas. As chapas são solicitadas por forças contidas no plano da superfície média ao passo que as placas estão

⁵ Extraída das notas de aula da disciplina Introdução à Análise Limite, ministrada durante o semestre 2009/2 pelo professor Samir Maghous do Centro de Mecânica Aplicada e Computacional da UFRGS.

sujeitas a forças que atuam perpendicularmente ao referido plano. Enquanto que as estruturas com superfície média curva denominam-se cascas. Se a superfície média for constituída de elementos de superfície plana teremos as estruturas de folhas (GRAVINA, 1956, p. 34).

A teoria elastostática das estruturas de superfície admite, em geral, as seguintes hipóteses fundamentais (GRAVINA, 1956, p. 34):

- a) o material que constitui a estrutura é homogêneo, isótropo e obedece à lei de Hooke;
- b) a espessura h é pequena em relação às dimensões e aos raios de curvatura da superfície média;
- c) as tensões normais à superfície média são desprezíveis em relação às demais tensões;
- d) os pontos pertencentes antes da deformação a retas normais à superfície média, encontram-se, após a deformação, sobre retas perpendiculares à superfície média deformada;
- e) os deslocamentos são muito pequenos em relação à espessura h , sendo possível desprezar a influência dos mesmos no estudo das condições de equilíbrio do elemento de superfície.

A última hipótese esclarece que a teoria é linear, admitindo, portanto, equações fundamentais lineares pelas quais permanece válida a lei da sobreposição dos efeitos. Deve-se observar que no caso de estrutura de superfície com espessura muito pequena esta hipótese não poderá ser admitida resultando a teoria de segunda ordem (GRAVINA, 1956, p. 35).

4.2 ELEMENTOS FINITOS DE CASCA

O presente subcapítulo tem por objetivos apresentar os elementos finitos de casca empregados nesse trabalho. Primeiramente será brevemente abordada a teoria de cascas desenvolvida num momento em que ainda não se disponibilizava dos programas computacionais de análise estrutural existentes atualmente. Na segunda parte serão descritos os elementos finitos de casca conforme a abordagem feita no SAP 2000 que, na realidade, possui suas rotinas computacionais elaboradas levando basicamente em consideração a teoria das estruturas desenvolvida há décadas.

4.2.1 Elementos Finitos de Casca segundo a Teoria Clássica

As cascas são empregadas na construção civil desde a antiguidade. No Pantheon em Roma e na cúpula de Santa Sofia em Istambul, foram utilizadas como coberturas sobre grandes vãos e eram relativamente espessas. Seu emprego se dava de forma empírica (trabalho não publicado)⁶.

As primeiras teorias de cascas apareceram no século XIX. Apesar de todo embasamento teórico existente, as soluções analíticas fechadas são muito restritas em relação à carga, geometria e condições de contorno. Assim, os métodos numéricos aparecem como uma ferramenta para resolver casos mais complexos, embora não estejam livres de dificuldades (trabalho não publicado)⁷. Na figura 7, estão representadas as solicitações generalizadas em um elemento de casca:

- as solicitações de membrana (N_x , N_y e N_{xy}), que são tangentes à curvatura da superfície média;
- as solicitações de flexão (M_x , M_y , M_{xy} , Q_x e Q_y).

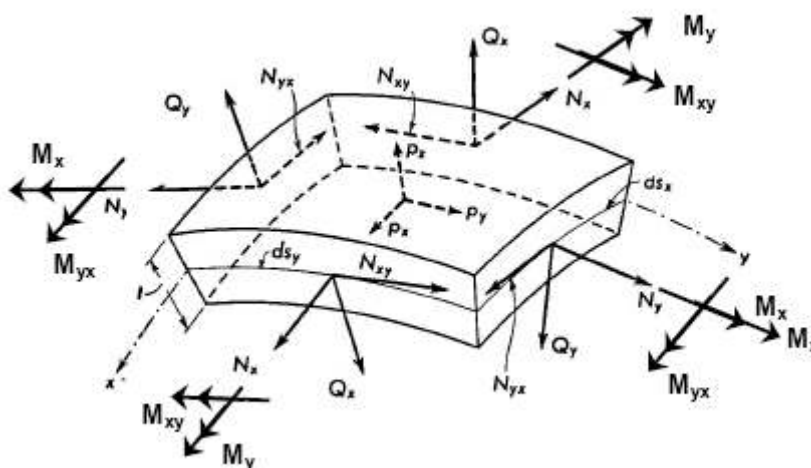


Figura 7: solicitações generalizadas de membrana e flexão (trabalho não publicado)⁸

⁶ Baseado na apostila da disciplina PEC 00096 – Placas e Cascas (setembro de 2005) ministrada pela Professora Virgínia Maria Rosito d’Avila do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil – PPGEC/UFRGS.

⁷ Idem.

⁸ Idem.

Em elementos planos, as solicitações de membrana são determinadas pela teoria da elasticidade, estado plano, e às de flexão pela teoria de placas de forma independente. As equações do estado plano e da teoria de flexão de placas são desacopladas. Já nas cascas, as solicitações de membrana e de flexão não são independentes. Devido à curvatura, elas são governadas por equações acopladas (trabalho não publicado)⁹.

4.2.2 Elementos Finitos de Casca segundo o SAP 2000

O SAP 2000, assim como uma série de programas de análise de estruturas baseados em elementos finitos, possui uma biblioteca interna de elementos disponíveis ao usuário. Cabe a este, em função do tipo de estrutura a ser modelada, definir qual ou quais tipos de elementos finitos irá empregar. A escolha do(s) elemento(s) adequado(s) requer conhecimentos prévios da estrutura a ser modelada: conhecimentos em termos da sua geometria, das cargas a serem consideradas e, em modo geral, do seu comportamento estrutural quando submetida às condições de contorno.

Os elementos finitos disponíveis nas bibliotecas dos *softwares* de análise estrutural foram projetados com o objetivo de cada um deles simular um determinado comportamento físico. Assim, surge a idéia que, **a partir do entendimento do comportamento de cada elemento, é possível entender o comportamento do conjunto**, por mais complexo que este possa parecer, ou seja, **compreender o todo uma vez entendidas as partes** (ALVES FILHO, 2000, p. 6). Então, se de um lado é necessário se conhecer a estrutura a qual se pretende modelar, por outro lado convém conhecer as propriedades e as limitações dos elementos finitos disponíveis para então adotar o(s) elemento(s) adequado(s) para a situação em questão.

O elemento de casca, um tipo de elemento bidimensional, é usado para modelar o comportamento de casca, de membrana ou de placa em estruturas planas e tridimensionais. Sua formulação, de três ou quatro nós, combina, separadamente, os comportamentos de membrana e de flexão de placa. O elemento de quatro nós não precisa ter necessariamente os nós dispostos num mesmo plano (COMPUTERS AND STRUCTURES INCORPORATION, 2005, p. 127).

⁹ Baseado na apostila da disciplina PEC 00096 – Placas e Cascas (setembro de 2005) ministrada pela Professora Virgínia Maria Rosito d'Avila do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil – PPGEC/UFRGS.

Apesar da estrutura modelada não apresentar curvatura do seu plano médio, nada impede que ela seja discretizada a partir de elementos finitos de casca, os que são empregados, principalmente, para modelar superfícies curvas. Segundo *Computers and Structures Incorporation* (2005, p. 128), para cada elemento de casca na estrutura é possível escolher modelar como membrana, placa ou comportamento de casca completo. Entretanto, é recomendado, geralmente, que se use o comportamento de casca completo, a não ser que a estrutura inteira seja planar e adequadamente restrita.

O sistema computacional SAP 2000 aplica elementos planos que descrevem o comportamento de casca para modelar estruturas de superfície que apresentam o plano médio curvo como, por exemplo, silos e reservatórios circulares. Segundo Prat et al. (2005, p. 411), uma estrutura curva pode ser discretizada por elementos de face plana (onde seus nós são coplanares) e as malhas constituídas por estes elementos, se refinadas, darão, em geral, uma boa aproximação geométrica das superfícies curvas.

Duas formulações de espessura são disponíveis e determinam se as deformações transversais cortantes estão ou não incluídas no comportamento de flexão de placa de um elemento de placa ou de casca (COMPUTERS AND STRUCTURES INCORPORATION, 2005, p. 138):

- a) a formulação de placa espessa (Mindlin/Reissner), que inclui os efeitos da deformação transversal cortante;
- b) a formulação de placa fina (Kirchhoff), que não considera a deformação transversal cortante.

A formulação de placa espessa tende a ser mais exata do que a formulação de placa fina. Porém, a exatidão daquela é mais sensível que a desta no que diz respeito às distorções da malha e quando o elemento finito possui dimensões que impliquem numa grande relação entre a dimensão do lado maior e o lado menor. Geralmente é recomendado que se use a formulação de placa espessa, a menos que se esteja usando uma malha distorcida e se saiba que as deformações cortantes serão pequenas (COMPUTERS AND STRUCTURES INCORPORATION, 2005, p. 138).

Os elementos de casca disponíveis pelo SAP 2000 podem ter qualquer um dos formatos seguintes representados pela figura 8. A formulação do elemento finito quadrilateral (elemento definido por quatro nós), em função da sua formulação, é a mais precisa entre as

duas. O elemento triangular é recomendado apenas para ser empregado em regiões de transição (COMPUTERS AND STRUCTURES INCORPORATION, 2005, p. 129).

Neste trabalho são empregados elementos finitos de casca de três e quatro nós que possuem a formulação de placa espessa e seis graus de liberdade por nó, a saber, três translações e três rotações.

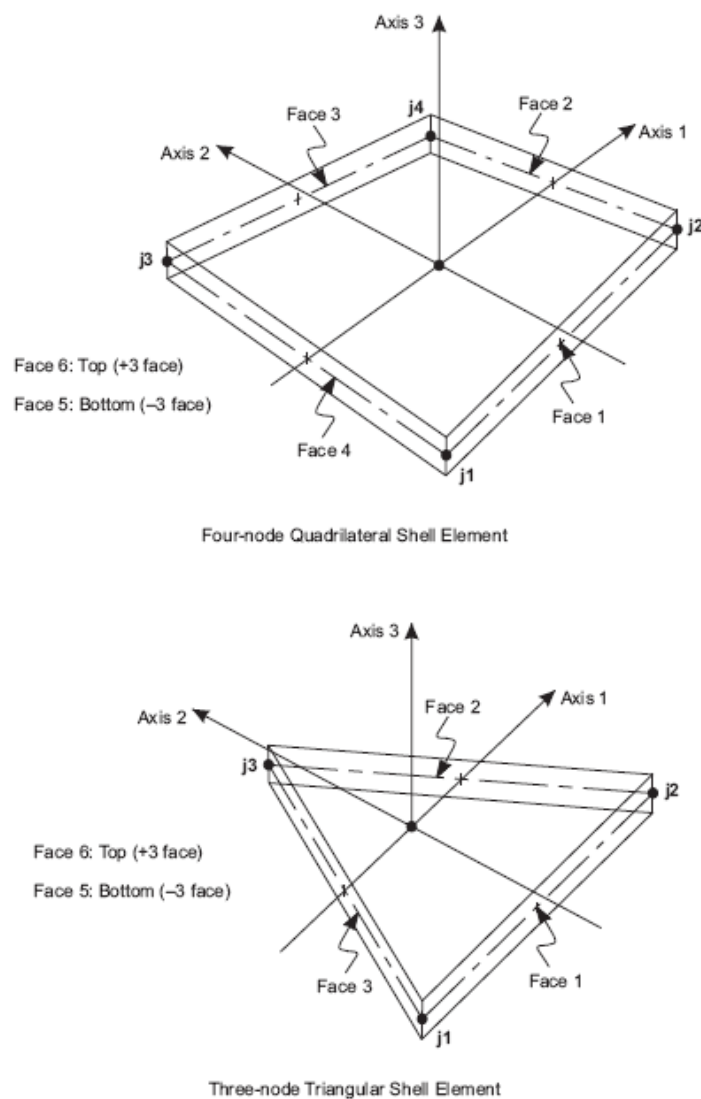


Figura 8: elementos finitos de casca de quatro e três nós, respectivamente, disponíveis pelo SAP 2000 (COMPUTERS AND STRUCTURES INCORPORATION, 2005, p. 130)

A modelagem das estruturas através de elementos finitos requer que o engenheiro leve em consideração determinados aspectos inerentes ao próprio método e à formulação do elemento empregado, ou seja, é necessário respeitar determinadas regras para que os resultados obtidos

representem o comportamento da estrutura para o problema de engenharia em questão. No que concerne ao elemento finito empregado nesse trabalho, *Computers and Structures Incorporation* (2005, p. 129) prescreve que as localizações dos nós devem ser escolhidas de forma que as seguintes condições geométricas sejam atendidas (estas condições geralmente podem ser alcançadas com um adequado refinamento de malha):

- a) o ângulo interior de cada vértice deve ser menor do que 180° . Para o elemento quadrangular, melhores resultados são obtidos quando estes ângulos estiverem próximos de 90° ou, pelo menos, entre 45° e 135° ;
- b) a razão entre o lado maior e o lado menor de cada elemento não deve ser muito grande. Melhores resultados são obtidos para razões perto da unidade ou, pelo menos, menor que quatro. A razão entre o lado maior e o lado menor não deve exceder a dez.

Analogamente às solicitações generalizadas em um elemento de casca apresentadas na figura 7, as quais contemplam os esforços de membrana e flexão de placa, a figura 9 extraída de *Computers and Structures Incorporation* (2005, p. 147) explicita esses esforços representando-os em dois elementos distintos.

Durante a etapa de criação do modelo foi necessário informar ao *software* as propriedades do material concreto armado, do qual cada elemento de casca é composto. Assim, considerou-se, conforme as especificações do projeto estrutural original, para o concreto, uma resistência característica a compressão, f_{ck} , de 25 MPa aos 28 dias. Com base neste valor Guillemont (2006, p. 39) prescreve um módulo de elasticidade secante do concreto, E_{cm} , de 31000 MPa. O projeto estrutural também prevê a utilização de um aço com limite característico de elasticidade, f_{yk} , de 500 MPa. Para finalizar, considerou-se que o concreto armado possui um peso específico aparente, γ , de 25 kN/m³ e, o concreto não fissurado, um coeficiente de Poisson, ν , de 0,2 (GUILLEMONT, 2006, p. 39). Considerou-se, ainda, na modelagem computacional, realizada dentro dos princípios da análise elástica linear, que o concreto armado é um material isotrópico.

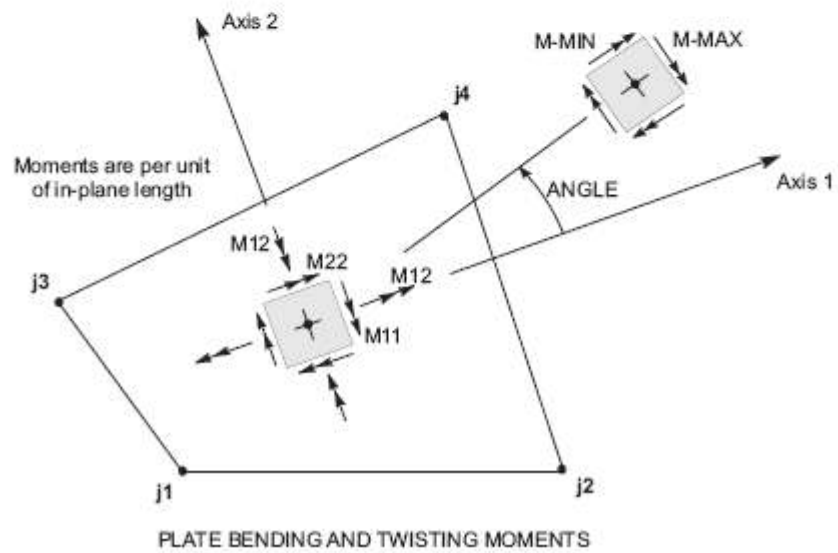
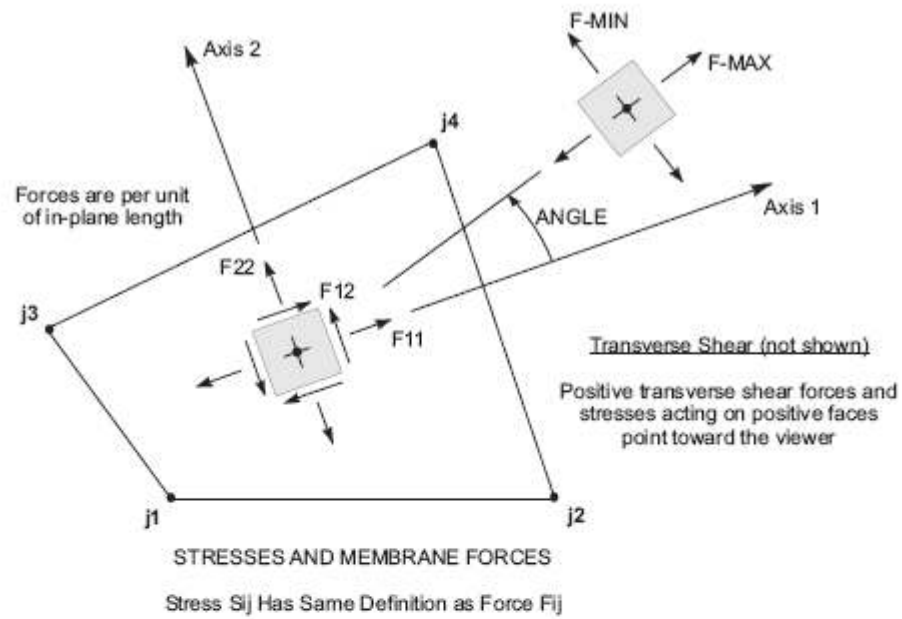


Figura 9: elementos representando, respectivamente, as solicitações de membrana e de flexão (COMPUTERS AND STRUCTURES INCORPORATION, 2005, p. 147)

5 CARGAS ATUANTES NAS ESTRUTURAS

O objetivo principal desse capítulo é apresentar a origem das cargas consideradas no projeto estrutural original, assim como no modelo computacional elaborado para este trabalho.

A NBR 6120 classifica as cargas em **carga permanente (g)** e **carga acidental (q)**. A carga permanente é constituída pelo peso próprio da estrutura e pelo peso de todos os elementos construtivos fixos e instalações permanentes. A carga acidental, por sua vez, é toda aquela que pode atuar sobre a estrutura de edificações em função do seu uso (pessoas, móveis, materiais diversos, veículos, etc.) (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1980, p. 1).

No presente trabalho foram consideradas como atuantes no oitão, além do seu peso próprio, as cargas devido à laje em concreto armado e aquelas devido a uma zona de influência do telhado. Assim, como que para o projeto estrutural original, a determinação dessas cargas foi feita de acordo com o prescrito pela bibliografia francesa.

5.1 CARGAS DEVIDO AO PESO PRÓPRIO DO OITÃO E DEVIDO À LAJE

Neste trabalho o peso próprio do oitão foi computado pelo programa de análise estrutural levando-se em consideração que o concreto armado possui um peso específico aparente, γ , de 25 kN/m³. As cargas superficiais devido à laje compreendem a carga permanente e acidental. Como carga permanente foi considerado o seu peso próprio, revestimentos e pisos, uma parcela de 2,3 kN/m² no interior do prédio e outra de 1,5 kN/m² no terraço acessível (DIDIER et al., 2005, p. 26-27). Como carga acidental, por sua vez, considerou-se, tanto para o interior do prédio como para o terraço acessível, uma parcela de 1,5 kN/m² (DIDIER et al., 2005, p. 22).

A combinação das cargas para os Estados Limites Últimos (ELU) devido a laje foi feita levando-se em consideração a fórmula 1 obtendo-se, então, a carga de projeto (DIDIER et al., 2005, p. 104).

$$1,35 g + 1,5 q \quad (\text{fórmula 1})$$

Onde:

1,35 e 1,5 são os coeficientes de ponderação;

g = parcela de carga permanente;

q = parcela de carga acidental.

5.2 CARGAS DEVIDO AO TELHADO

Na época, durante a fase do projeto estrutural original, durante a qual o oitão foi calculado levando-se em consideração o seu peso próprio e as cargas da cobertura, adotou-se que o conjunto das cargas atuantes devido ao telhado era de 2,5 kN/m² sobre a projeção horizontal. Então, com base neste valor, estimaram-se as cargas pontuais provenientes das vigas de madeira que se apoiam sobre o oitão, pois, apesar de se possuir as plantas da estrutura do telhado, aquelas não fornecem os valores dessas cargas. Para este trabalho, sabendo-se que o prédio, ao qual o oitão faz parte, está localizado entre 254 m e 347 m de altitude, verificou-se a partir de Didier et al. (2005) que o valor adotado é razoável. Ele compreende o peso próprio da estrutura do telhado (1 kN/m²), o peso próprio da cobertura (0,5 kN/m²), o peso devido ao acúmulo de neve (0,5 kN/m²) e o peso devido ao acesso de pessoas sobre o telhado (0,5 kN/m²). O Instituto de Pesquisas Tecnológicas (1988) fornece valores, exceto para neve, que se aproximam dos mencionados.

Apesar de que, sobre a planta de fôrma do projeto estrutural original, estar explicitado a norma que aborda sobre o vento na França e a zona de vento na qual está localizada a obra, em nenhum momento das fases do projeto, dentro do domínio do projeto estrutural de concreto armado, considerou-se as forças devido ao vento. Como o objetivo principal desse trabalho é comparar as armaduras estimadas durante o projeto estrutural original com aquelas obtidas a partir dos esforços obtidos pelo MEF, aqui, também, o vento não foi levado em consideração na computação das cargas atuantes no oitão. Entretanto, frisa-se que não considerar o vento é incorreto. O vento deve ser levado em conta durante as fases do projeto estrutural das obras civis de engenharia.

No que diz respeito à combinação das ações devido ao telhado, a carga de neve, para o presente caso, não foi levada em consideração conforme o prescrito em Didier et al. (2005, p. 104). Assim, a combinação das cargas para os Estados Limites Últimos em função da cobertura foi realizada também empregando-se a fórmula 1 e obtendo-se, então, a carga de projeto (DIDIER et al., 2005, p. 104).

As cargas pontuais devido às vigas que se apoiam sobre o oitão foram estimadas considerando-se que uma zona do telhado exerce influência sobre o oitão, ou seja, o oitão suporta as cargas provenientes de uma determinada região do telhado. A delimitação desta região, hachurada em vermelho, pode ser visualizada no fragmento de planta baixa da estrutura do telhado, extraído e adaptado das plantas do projeto estrutural original e disponível no anexo A.

6 CONTEXTUALIZAÇÃO DO OITÃO E ELEMENTOS DO PROJETO ESTRUTURAL ORIGINAL

O objetivo principal desse capítulo se limita, no que diz respeito à estrutura estudada, em apresentar a fôrma do projeto estrutural original de forma que alguns elementos sejam mostrados, preparando-se, assim, o caminho para a concepção do modelo computacional. Antes, porém, no subcapítulo que segue, procurou-se contextualizar a estrutura.

6.1 VISÃO GERAL DO PRÉDIO E DA ESTRUTURA EM QUESTÃO

O prédio faz parte de um projeto composto de dois prédios residenciais, com garagens internas e externas, localizados na região da Alsacia, numa cidade chamada Hegenheim na divisa da França com a Suíça. Prédios com essas configurações geométricas, e número de pavimentos, são muito comuns na região e são construídos com frequência. A figura 10 mostra a disposição dos dois prédios.



Figura 10: disposição dos prédios (PROMOTION TROIS FRONTIERES, 2009)

O prédio, do qual faz parte a estrutura estudada, possui uma das extremidades fechada em concreto armado e a outra em alvenaria; as laterais também são fechadas com elementos em alvenaria. A figura 11, extraída das plantas arquitetônicas, mostra a fachada do prédio que oferece uma vista do oitão e dos elementos em madeira que se apóiam sobre ele. Na figura 12 podem ser vistas duas perspectivas que representam, respectivamente, todo o prédio e o segundo andar mais o andar da cobertura sem a laje baixa. Em destaque aparece o componente alvo de estudo para este trabalho: o oitão em concreto armado. As figuras 13, 14 e 15 representam, respectivamente, o prédio semi-acabado, a fachada com uma vista parcial do oitão e o próprio oitão. O elemento em madeira, em forma de treliça, visualizado na figura 15, serve apenas de ornamentação. O oitão em concreto armado está no fundo. Sobre o qual estão apoiadas as vigas em madeira que compõem a estrutura do telhado.

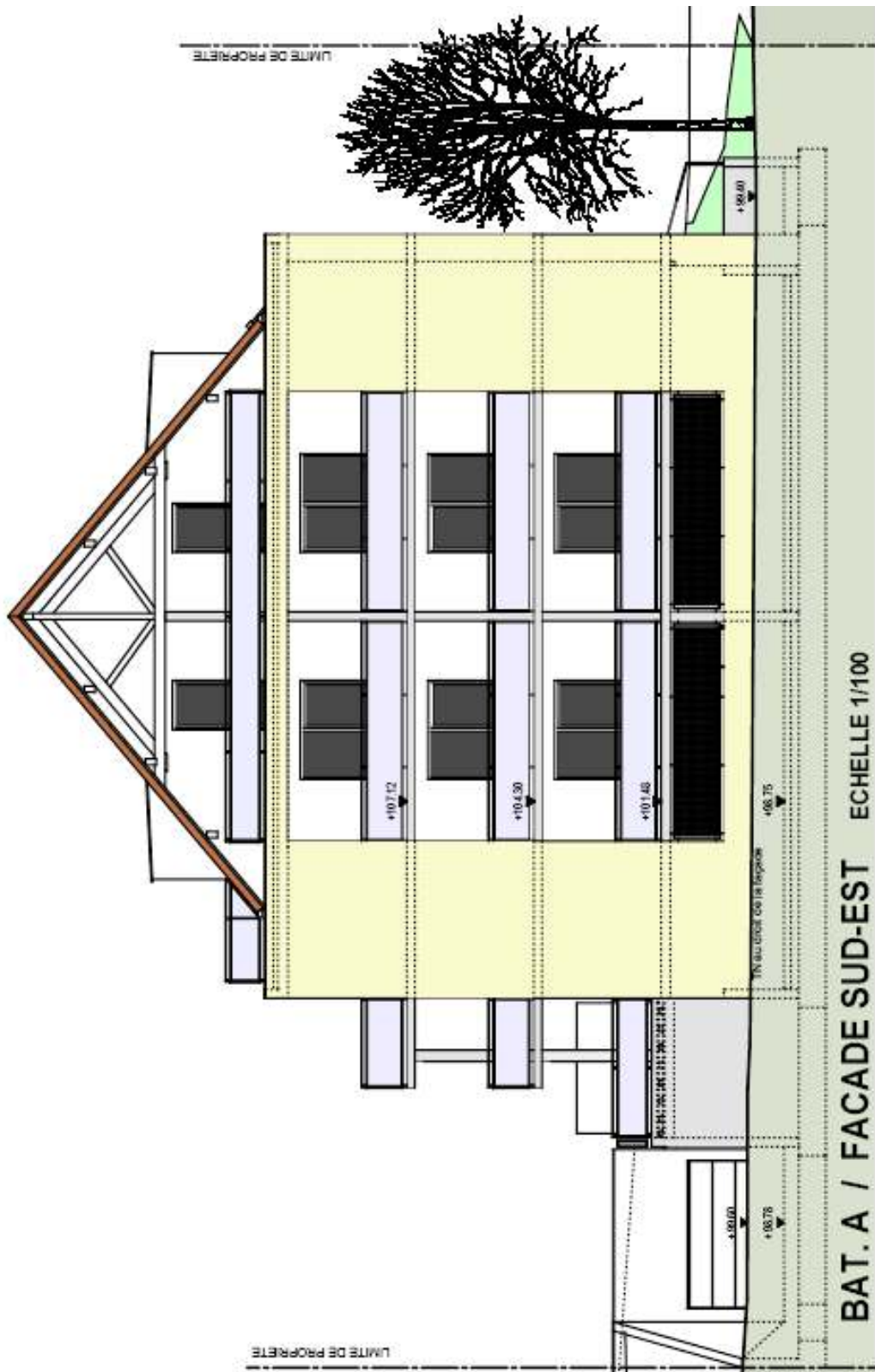


Figura 11: fachada arquitetônica do prédio
(extraído das plantas do projeto arquitetônico)

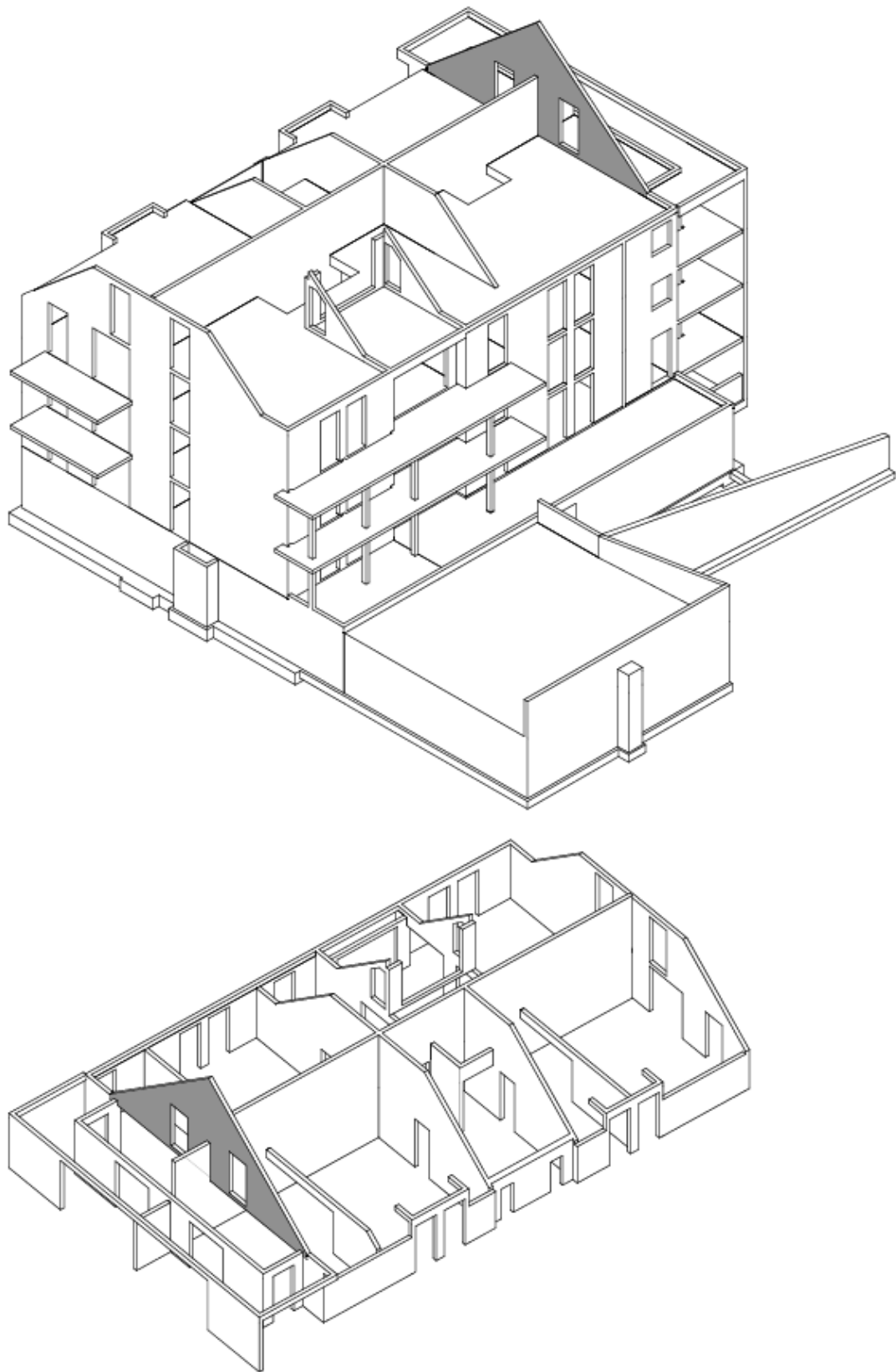


Figura 12: prédio e segundo andar mais andar da cobertura sem a laje baixa. Em destaque está o oitão em concreto armado (adaptado das plantas de fôrma do projeto estrutural)



Figura 13: vista do prédio semi-acabado



Figura 14: fachada com uma vista parcial do oitão



Figura 15: oitão em concreto armado

6.2 ELEMENTOS DO PROJETO ESTRUTURAL ORIGINAL

As figuras 17 e 18, extraídas das plantas de fôrma do projeto estrutural, representam, respectivamente, a vista em planta a região na qual se pode observar a projeção do oitão sobre a laje (observar a área delimitada pela elipse em linha tracejada) e uma vista frontal do oitão em concreto armado com 20 cm de espessura constante. O termo **laje** aqui designa as duas lajes sobre as quais o oitão está em contato e que são delimitadas ao centro por uma parede em concreto armado, como pode ser visto na figura 17. O projeto estrutural original, entre as suas simplificações, prevê que o oitão e a laje trabalham de forma independente. No entanto, existe uma interação entre os dois elementos, pois ambos estão solidários entre si como poderá ser visto mais adiante quando, então, serão apresentadas as armaduras do projeto estrutural original. O projeto original ainda prevê que o oitão está apoiado nas extremidades sobre paredes de alvenaria e, ao centro, ele está vinculado na sua extensão vertical, até a cota

superior das aberturas, em paredes de concreto armado. A figura 16 a seguir ilustra as regiões onde o oitão está vinculado.

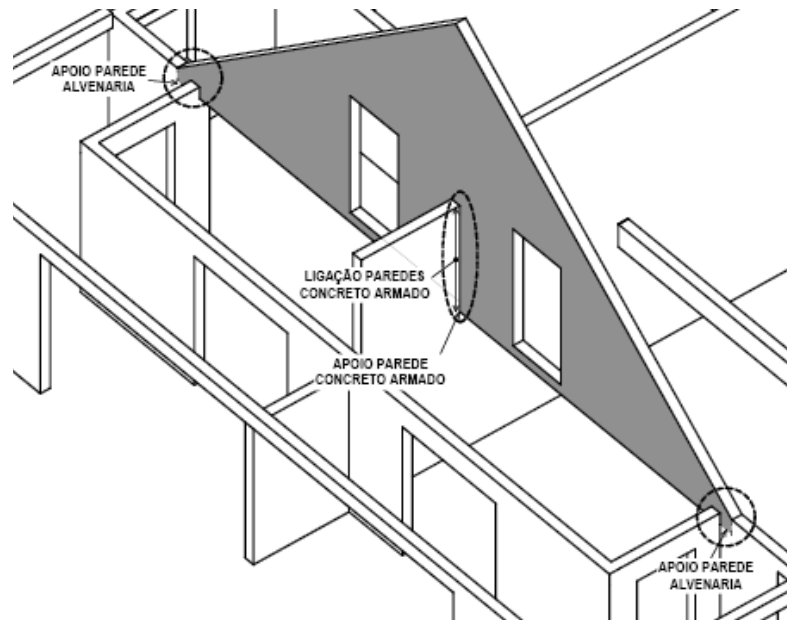


Figura 16: vinculação do oitão
(adaptado das plantas de fôrma do projeto estrutural original)

7 MODELO COMPUTACIONAL

O *software* de análise estrutural SAP 2000 (*Structural Analysis Program*) versão 10.0.1 foi escolhido devido ao mesmo ser adequado para a modelagem de estruturas situadas dentro do domínio da Engenharia Civil e de ser fácil de aprender, o que pode facilitar na realização de trabalhos voltados para fins acadêmicos. No entanto, este programa não permite ao usuário ter muita liberdade na escolha dos diferentes tipos de elementos como, por exemplo, no ANSYS (ANSYS INCORPORATION, 2007).

7.1 CONDIÇÕES DE CONTORNO E GEOMETRIA DO MODELO

A interação existente entre o oitão e a laje foi levada em conta no modelo computacional dividindo-se a laje em duas outras lajes e considerando-se que elas se apóiam na base do oitão. A figura 19 mostra esta consideração. Ao comparar-se essa figura com a 17 (página 45) observa-se que nela existem mais dois símbolos indicativos de direção de apoio de lajes e uma área delimitada por linhas vermelhas em torno da projeção do oitão sobre a laje. As cargas (permanentes e acidentais) devido às lajes, correspondentes a essa área delimitada, foram levadas em conta considerando-se que elas atuam na base do oitão, o que certamente levará à necessidade de armadura de suspensão.

- d) cargas pontuais $P1_d$, $P2_d$, $P3_d$ e $P4_d$ que são, respectivamente, 21 kN, 19 kN, 14 kN e 10 kN. São estas as cargas de projeto devido às vigas de madeira pertencentes ao restante da estrutura do telhado. Em outras palavras, estas cargas são provenientes de uma zona do telhado e são descarregadas na estrutura por estas vigas. Sua estimativa foi feita com base no capítulo 5, página 36;
- e) carga distribuída D_d de 32,4 kN/m. É a carga de projeto levada em conta em toda a extensão da base do oitão em função da consideração feita de que existe uma interação entre este e a laje. Sua estimativa foi feita com base no capítulo 5, página 35.

Um modelo de cálculo não é mais que uma idealização da realidade e os parâmetros determinantes dependem ao mesmo tempo do tipo de aproximação escolhida e de como ela é colocada em prática (PRAT et al., 1995, p. 37). Dependendo do problema de Engenharia que está sendo abordado e se há a necessidade, procura-se através do modelo representar da maneira mais fiel possível a geometria, as condições de contorno e, na sequência, o comportamento da estrutura em questão. No entanto, essa transição, das condições reais para o modelo, na maioria das vezes não é fácil. Esse processo leva a refletir se existe mesmo, para o problema em questão, a necessidade de representar fielmente o comportamento da estrutura e, caso positivo, como fazê-lo. Voltando-se à estrutura do oitão, os apoios fixos A1, A2 e A3 assim como a ligação L, foram considerados no *software* de análise estrutural restringindo-se nessas regiões todos os graus de liberdades correspondentes as translações, ou seja, todas as translações foram restringidas e todos os movimentos de rotação permaneceram livres. No que diz respeito às cargas pontuais $P1_d$, $P2_d$, $P3_d$ e $P4_d$, no modelo computacional procurou-se dividi-las, pois se sabe que na realidade as vigas de madeira não se apóiam pontualmente sobre o oitão. Segundo Rocha (1950, p. 8):

Teoricamente a carga concentrada pode ser considerada como aplicada em um ponto ou ao longo de uma linha, embora não possa existir na prática uma carga deste tipo, devendo-se sempre ter em vista que em torno do ponto de aplicação de uma carga concentrada há sempre uma pequena área em que se distribui a força em questão.

7.2 CRIAÇÃO DO MODELO

O modelo computacional foi criado levando-se em consideração a geometria e as condições de contorno, apresentados na figura 20. Julgou-se adequado para este trabalho discretizar a estrutura a partir de elementos quadrados que medissem 10 cm de lado de forma que a razão entre os lados permanecesse dentro da unidade e que os seus ângulos internos fossem retos (COMPUTERS AND STRUCTURES INCORPORATION, 2005, p. 129). No entanto, não foi possível discretizar todas as regiões com elementos que apresentassem essa característica geométrica em função da própria geometria da estrutura. Assim, outros elementos quadrangulares, e também triangulares, foram empregados para que fosse possível aproximar-se das configurações geométricas apresentadas na figura 20. Foi empregado um total de 3765 elementos de casca, entre elementos quadrangulares e triangulares. As figuras 21 e 22, geradas pelo *software*, ilustram o modelo computacional da estrutura do oitão.

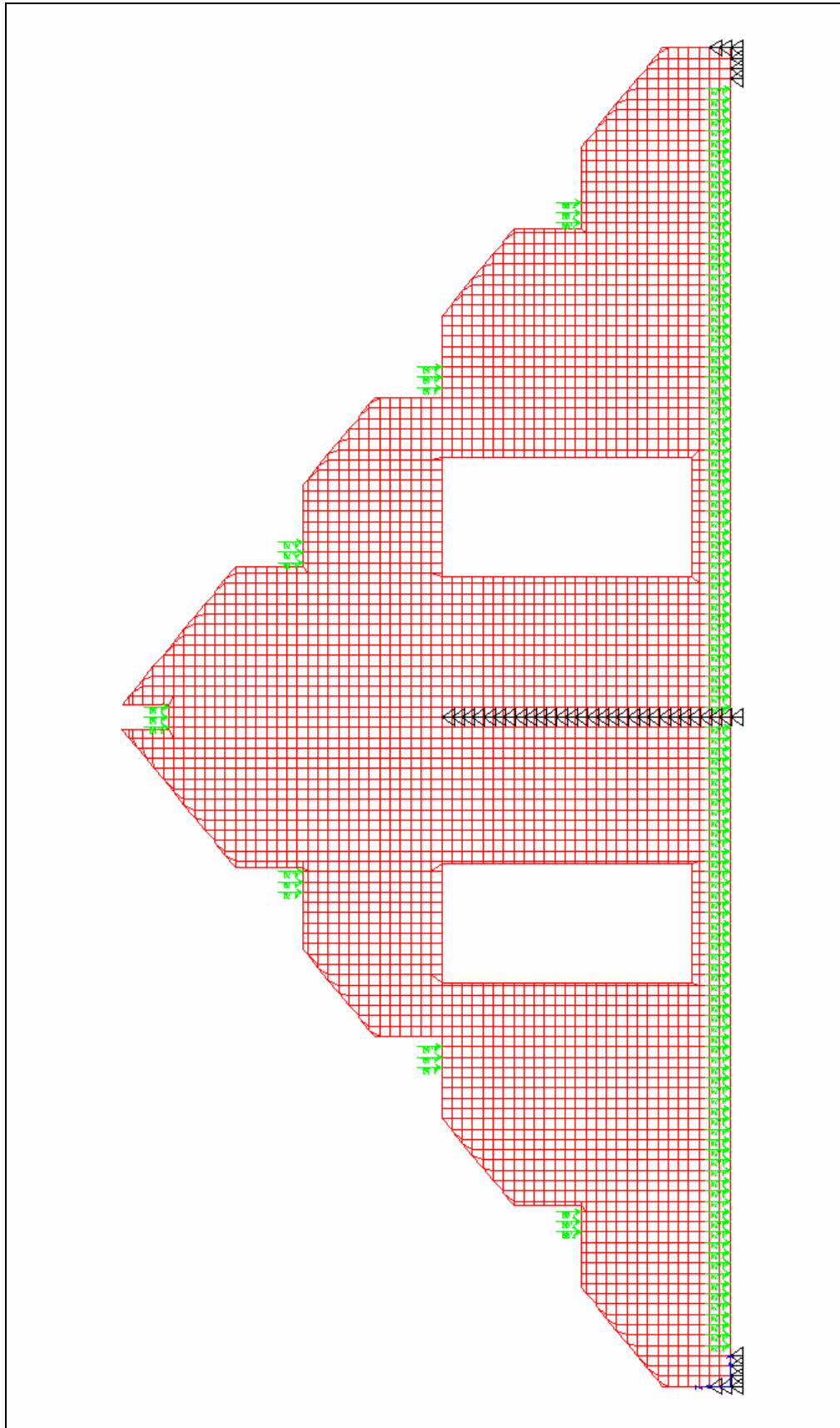


Figura 21: ilustração do modelo computacional do oitão

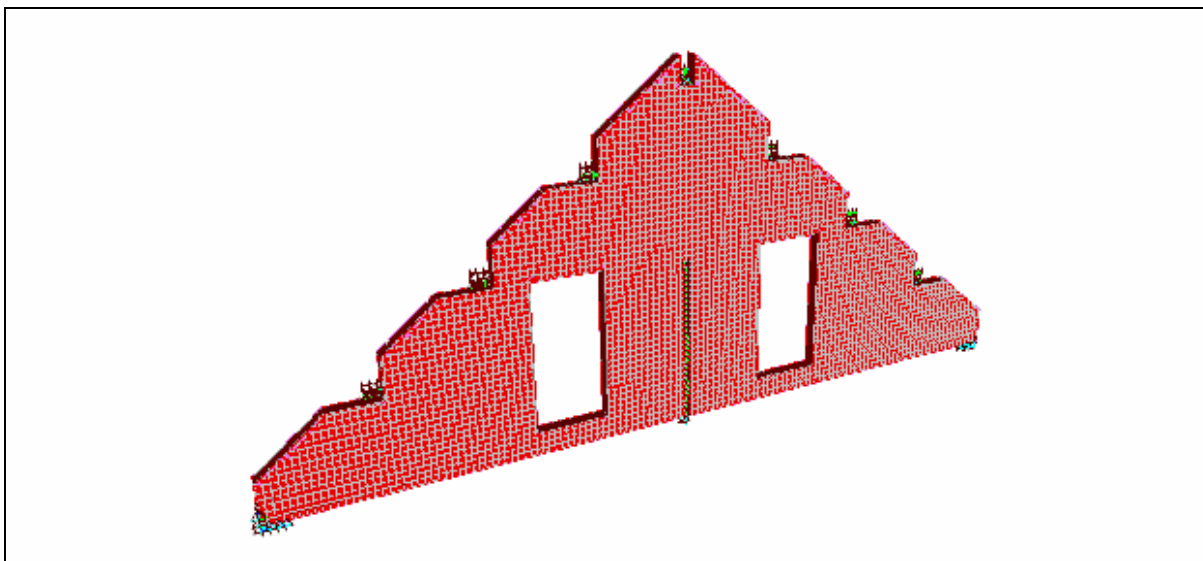


Figura 22: modelo computacional do oitão ilustrado em 3D

7.3 ANÁLISE DOS RESULTADOS

O presente subcapítulo descreve o parecer sobre os resultados obtidos a partir da análise computacional do modelo. Primeiramente serão feitas algumas considerações sobre as distribuições das forças F11 e F22 e depois sobre os deslocamentos. A nível de cada elemento finito as forças F11 e F22 podem ser visualizadas observando-se a figura 9, página 34. Baseando-se nas distribuições e magnitudes das forças F11 e F22, as armaduras foram determinadas e posicionadas na estrutura do oitão. Uma análise das distribuições dos outros componentes de solicitação apresentadas na figura 9 revelou que somente F11 e F22 são suficientes para se determinar as armaduras. Isso pode levantar o questionamento sobre o tipo de elemento finito empregado. Acredita-se que um tipo de elemento finito mais simples, ou menos completo (com menos graus de liberdade por nó e componentes de solicitação) poderia ter sido empregado para discretizar a estrutura, por exemplo, o elemento finito de estado plano de tensões retangular linear, prescrito por Alves Filho (2000, p. 182).

7.3.1 Forças F11

A distribuição das forças F11 e suas magnitudes podem ser visualizadas na figura 23. Observa-se que, na base do oitão, existem regiões tracionadas, próximas aos apoios de extremidade, e uma região comprimida, em torno do apoio central. A figura 25, a qual representa a estrutura deformada, auxilia no entendimento de como o oitão trabalha ao ser submetido às condições de contorno. Na parte superior do oitão, logo acima das aberturas e do apoio central, existe uma região comprimida cujas forças de compressão se estendem até os apoios de extremidade, de forma a acompanharem a inclinação do oitão. Acima da zona comprimida, localizada sobre as aberturas e o apoio central, pode ser visualizada outra região tracionada que, por sua vez, abrange uma área relativamente grande do topo da estrutura. Observa-se que, nas proximidades de condições de contorno como vínculos e cargas concentradas e, em torno dos ângulos retos das aberturas e dos locais onde foram apoiadas as vigas de madeira, existem concentrações de forças as quais podem não ser representativas da real distribuição de forças nessas regiões. Prat et al. (1995, p. 225-235), prescreve o refinamento da malha de elementos finitos ao redor de aberturas, perto de cargas concentradas e apoios, com o objetivo de fazer um estudo mais detalhado dessas regiões. No entanto, para este trabalho, tal estudo foi julgado irrelevante à determinação das armaduras e, conseqüentemente, não foi realizado.

7.3.2 Forças F22

A distribuição das forças F22 e suas magnitudes podem ser visualizadas na figura 24. Nota-se que a distribuição das magnitudes dessas forças de tração e compressão é mais homogênea se comparada com aquela das forças F11, ou seja, não existem grandes variações ao longo da estrutura, salvo nas proximidades das condições de contorno, dos ângulos retos das aberturas e dos locais nos quais foram apoiadas as vigas de madeira.

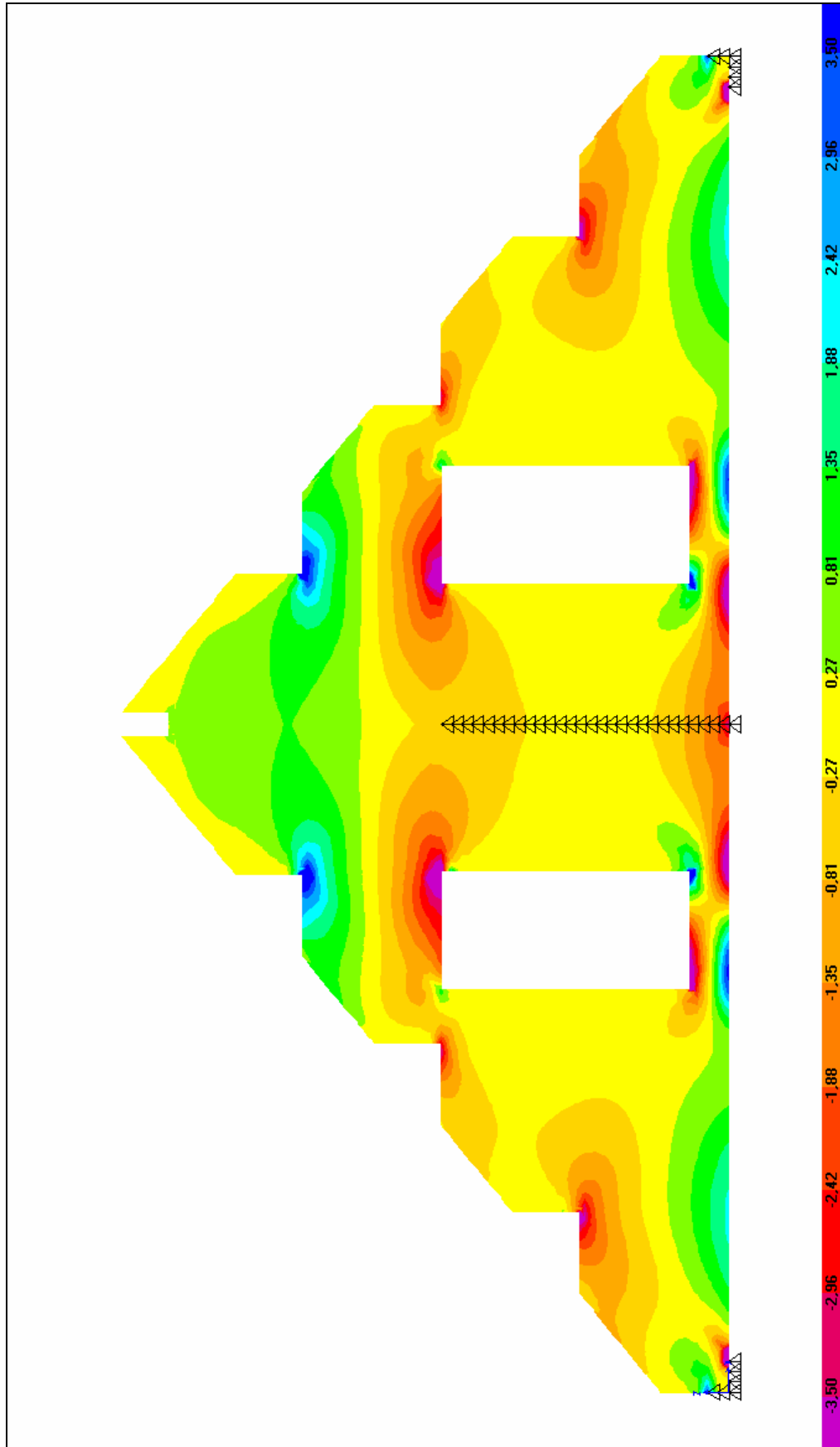


Figura 23: distribuição das forças F_{11} (kN)

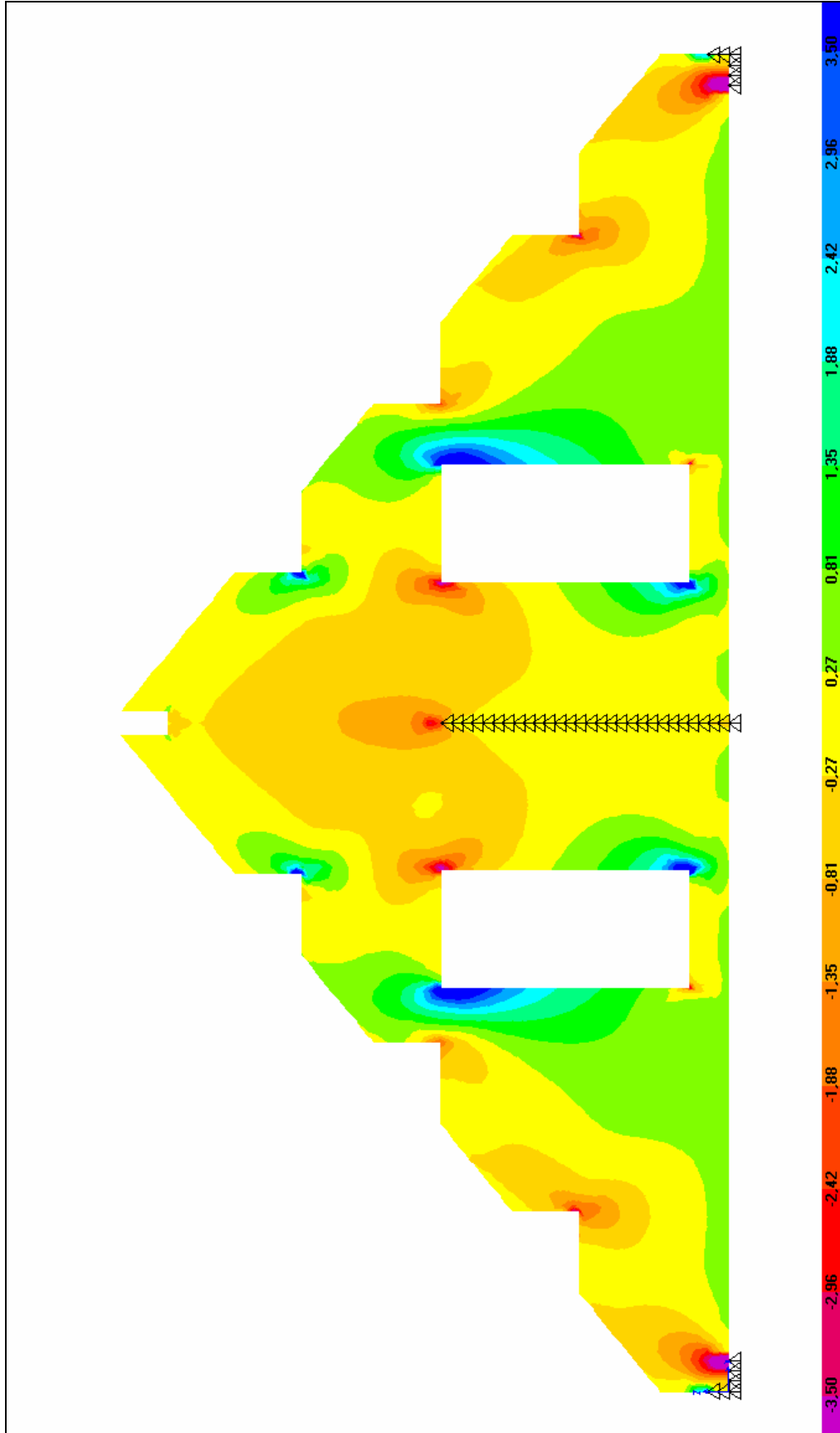


Figura 24: distribuição das forças F_{22} (kN)

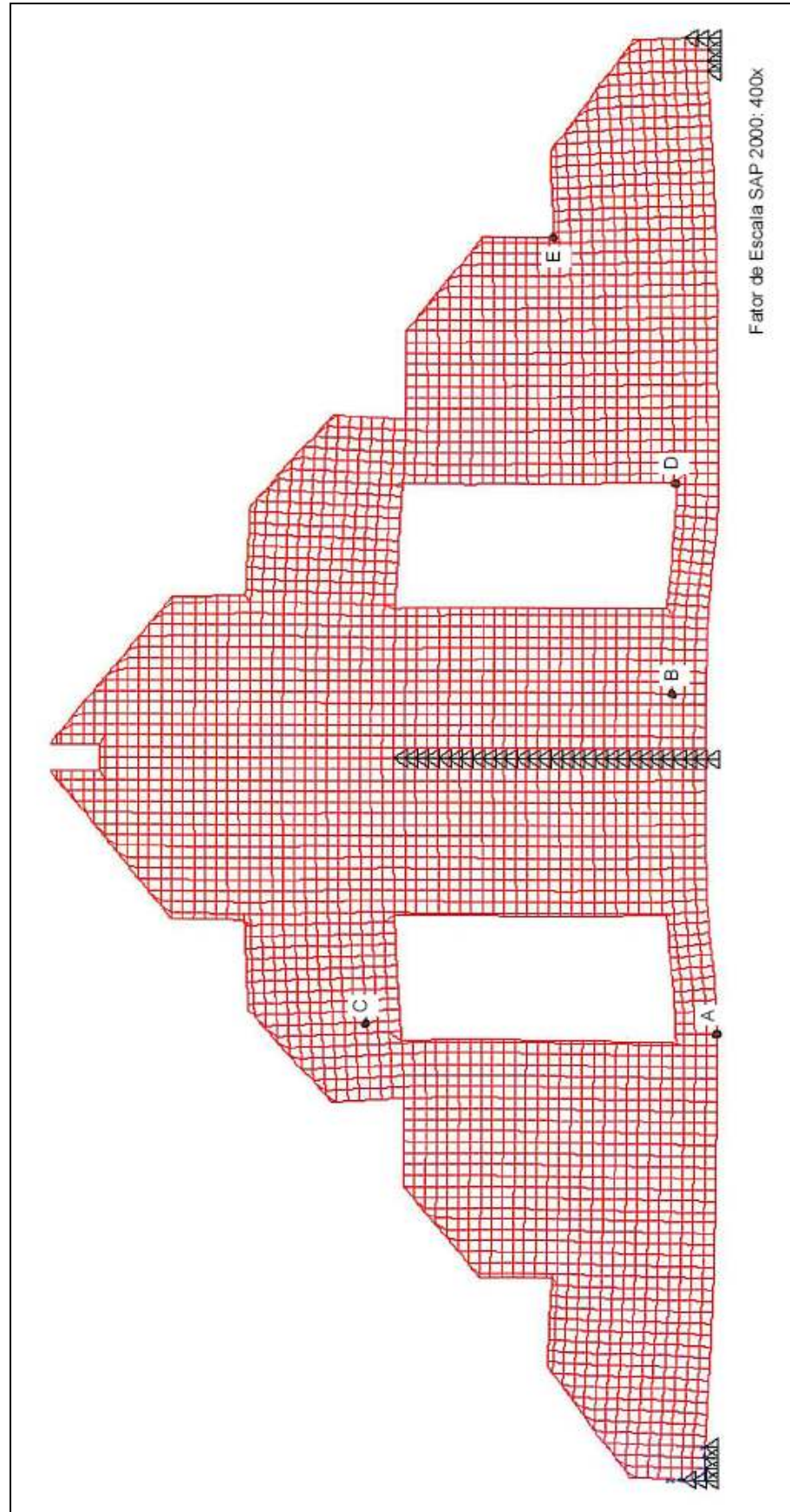


Figura 25: estrutura deformada

7.3.3 Deslocamentos dos Nós

Verificou-se, para todos os nós da estrutura, que os deslocamentos são relativamente pequenos. Isto se deve ao fato das cargas atuantes serem de baixa magnitude e o oitão apresentar, devido a sua altura, uma rigidez considerável. Selecionaram-se alguns nós, apresentados na figura 25, para os quais, no quadro 1, são apresentados os deslocamentos.

Nó	Deslocamentos (mm)	
	ΔX	ΔZ
A	0,052	-0,287
B	-0,011	-0,015
C	0,040	-0,167
D	-0,037	-0,288
E	-0,108	-0,216

Quadro 1: deslocamentos dos nós selecionados

8 ARMADURAS DO OITÃO

Neste capítulo são apresentadas as armaduras estimadas após a análise dos resultados do modelo computacional, assim como aquelas estabelecidas para o projeto estrutural original. No final, são feitas as considerações sobre as duas soluções.

8.1 ARMADURAS OBTIDAS EM FUNÇÃO DAS SOLICITAÇÕES ESTIMADAS A PARTIR DO MEF

As considerações feitas para determinar as armaduras são baseadas no que prescrevem as normas francesas, o BAEL 91 (2000) e a NF P 06-013 (ASSOCIATION FRANÇAISE DE NORMALISATION, 1995) e, no prescrito por Guillemont (2006). Considerações também foram feitas baseadas na prática consagrada de projetos estruturais dessas proporções, visando-se, assim, simplificações no que dizem respeito ao detalhamento da armadura e execução no canteiro de obra.

Analisando-se as magnitudes dos esforços de tração e compressão referentes às forças F11 e F22 percebe-se que elas são relativamente baixas em todas as regiões da estrutura. A partir disso concluiu-se que as quantidades mínimas de armaduras, prescritas pela bibliografia, são suficientes e que não haveria necessidade de verificar as regiões comprimidas do concreto armado. Com o objetivo de deixar clara a apresentação dessas armaduras, optou-se por mostrar o detalhamento em etapas, começando, então, pelas armaduras da base do oitão apresentadas na figura 26. Como a estrutura é simétrica, decidiu-se, por motivos de apresentação, mostrar somente as armaduras de uma metade do oitão. Para cada etapa do detalhamento é apresentada a correspondente lista de barras para toda estrutura. Assim, o quadro 2 apresenta a lista de barras relativas ao detalhamento apresentado na figura 26 e, também, da outra metade do oitão. Esse detalhamento, assim como para o projeto estrutural original, foi realizado através do *software* Allplan, versão 2006. Este programa é um sistema de CAD da Nemetschek que disponibiliza um menu de armaduras relativamente sofisticado.

As armaduras, que compõem o tirante inferior, são responsáveis por absorver as forças de tração desenvolvidas no banzo inferior do oitão. Nos apoios de extremidade a ancoragem do tirante foi realizada conforme é feito para vigas-parede, ou seja, com barras dobradas no formato de U e dispostas no plano horizontal (BAEL 91, 2000, p. 118). No apoio central as barras foram unidas por barras de mesmo diâmetro. Guillemont (2006, p. 112-114) prescreve as armaduras mínimas necessárias para paredes em concreto armado que desempenham função estrutural. É recomendado que a seção das armaduras verticais seja compreendida entre $A_{s,vmin}$, a área de armadura vertical mínima, e $A_{s,vmax}$, a área de armadura vertical máxima. Estes valores limites são dados pelas fórmulas 2 e 3 a seguir.

$$A_{s,vmin} = 0,002A_c \quad (\text{fórmula 2})$$

$$A_{s,vmax} = 0,04A_c \quad (\text{fórmula 3})$$

Onde:

A_c = área da seção do concreto. Para o cálculo de $A_{s,vmax}$, não são computadas as zonas de recobrimento da armadura pelo concreto.

Quando o cálculo conduz à área mínima de aço, é recomendado que ela seja repartida pela metade e colocada em cada face da parede. Quanto à distância entre barras, recomenda-se que a distância entre duas barras verticais adjacentes seja limitada a três vezes a espessura da parede e 40 cm. Para as armaduras horizontais, é prescrita a área da seção de aço mínima, $A_{s,hmin}$, dada pela fórmula 4 a seguir. É recomendado que o espaçamento entre duas barras horizontais adjacentes seja limitado em 40 cm.

$$A_{s,hmin} = 25\% \text{ das armaduras verticais, com um mínimo de } 0,001A_c \quad (\text{fórmula 4})$$

Baseando-se nessas prescrições e na prática corrente de projeto, para o tirante inferior, foram colocadas três camadas de barras de diâmetro 10 mm (duas barras por camada). Estas barras são agrupadas por armaduras que, além de desempenharem um papel construtivo, servem de

esperas às telas soldadas, as quais são posicionadas imediatamente acima para, dentre outras funções desempenhadas, suspenderem as cargas existentes da interação do oitão com a laje. O emprego de telas, formadas por fios de aço com limite característico de elasticidade, f_{yk} , de 500 MPa, é um aliado dos projetistas e dos executores, no que diz respeito, respectivamente, a rapidez e a facilidade do detalhamento das armaduras do projeto estrutural e a execução da estrutura *in loco*. Voltando-se às armaduras da base do oitão, barras retas foram posicionadas transversalmente em toda extensão do tirante do banzo inferior, próximas ao nível superior da laje, servindo de esperas às armaduras negativas (telas soldadas). Tirantes foram ancorados dentro da laje, nas regiões dos apoios de extremidade. Nestes tirantes, através de ganchos (ou U) dispostos no plano horizontal, foi ancorado o tirante do banzo inferior. Neste trabalho foram adotadas sistematicamente as disposições construtivas, como cobrimentos e ancoragens de armaduras, conforme as prescritas pelo BAEL 91 (2000) e por Guillemont (2006). Assim, considerou-se cobrimentos de 3 cm para a armadura e transpasses entre barras de cinquenta vezes o diâmetro da barra.

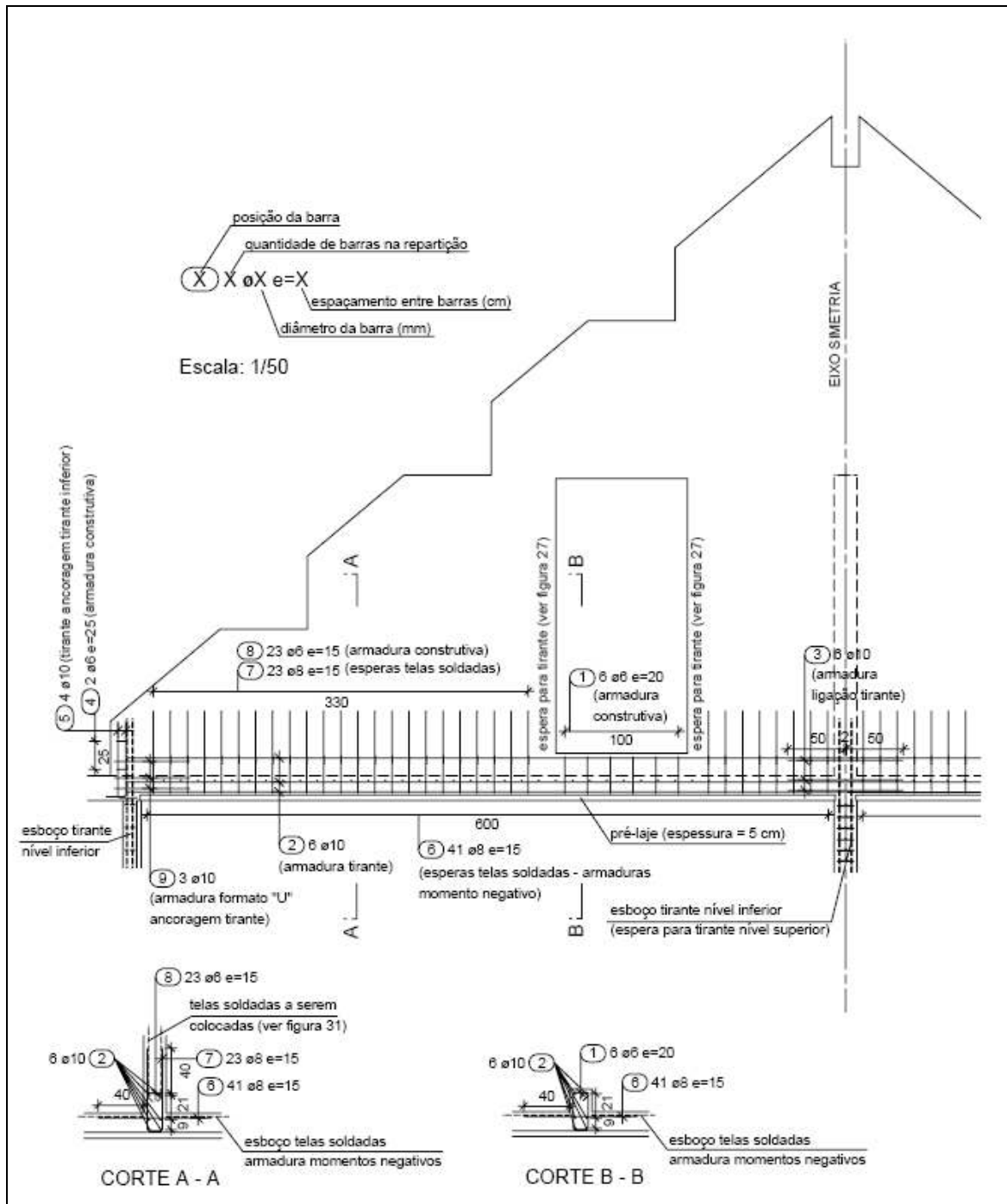
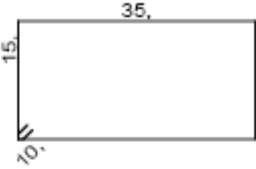
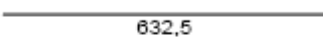
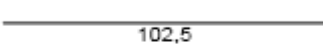
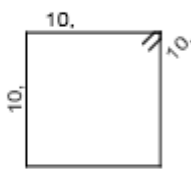
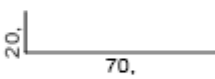
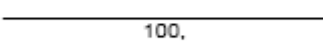
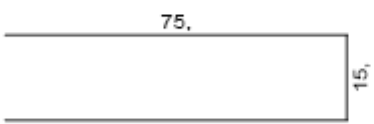
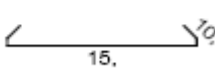
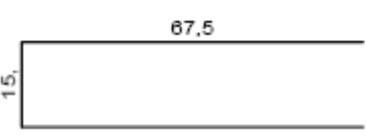


Figura 26: armaduras do banzo inferior do oitão

Pos.	Quant.	ø (mm)	Comp. barra (m)	Formato+cotação (sem escala)	Comp. total (m)	Massa (kg)
1	12	6	1,13		13,50	3,00
2	12	10	6,33		75,90	46,83
3	6	10	1,02		6,15	3,79
4	4	6	0,58		2,30	0,51
5	8	10	0,88		7,00	4,32
6	82	8	1,00		82,00	32,39
7	62	8	1,63		100,75	39,80
8	62	6	0,33		20,15	4,47
9	6	10	1,48		8,85	5,46
Massa total (kg) :						140,57

Quadro 2: lista de barras referente às armaduras do banzo inferior do oitão

O método construtivo estabelece que, *in loco*, a concretagem dos elementos situados dentro da laje, seja interrompida no nível superior da mesma. Isto significa que todas as esperas, necessárias para os elementos do andar superior, sejam previstas e implantadas antes da laje ser concretada. Com base nesta consideração a figura 27 apresenta as armaduras as quais, junto com aquelas apresentadas na figura 26, formam o conjunto de armaduras que devem ser posicionadas na fôrma antes da laje ser concretada. Sistemáticamente, em cada figura, são

apresentadas as armaduras que estão sendo discutidas no momento e o esboço daquelas apresentadas nas figuras anteriores.

As armaduras observadas na figura 27 servem de esperas para tirantes que devem ser previstos nas laterais das aberturas. Estes tirantes são compostos por armaduras mínimas previstas em função do projeto estar situado numa zona sísmica. Para projetos desse tipo não é exigido, devido à geometria e a outros fatores, um estudo sísmico detalhado. No entanto, em razão da zona sísmica onde a obra está localizada, são necessárias que sejam cumpridas as prescrições mínimas previstas na norma sísmica. A obra em questão está localizada na Zona Sísmica 2 – Classe B (ASSOCIATION FRANÇAISE DE NORMALISATION, 1995). Estas esperas, assim como os tirantes das extremidades do oitão nos quais é ancorado o tirante do banzo inferior, todos são compostos por quatro barras de diâmetro 10 mm, unidas por estribos, os quais desempenham o papel de armaduras construtivas.

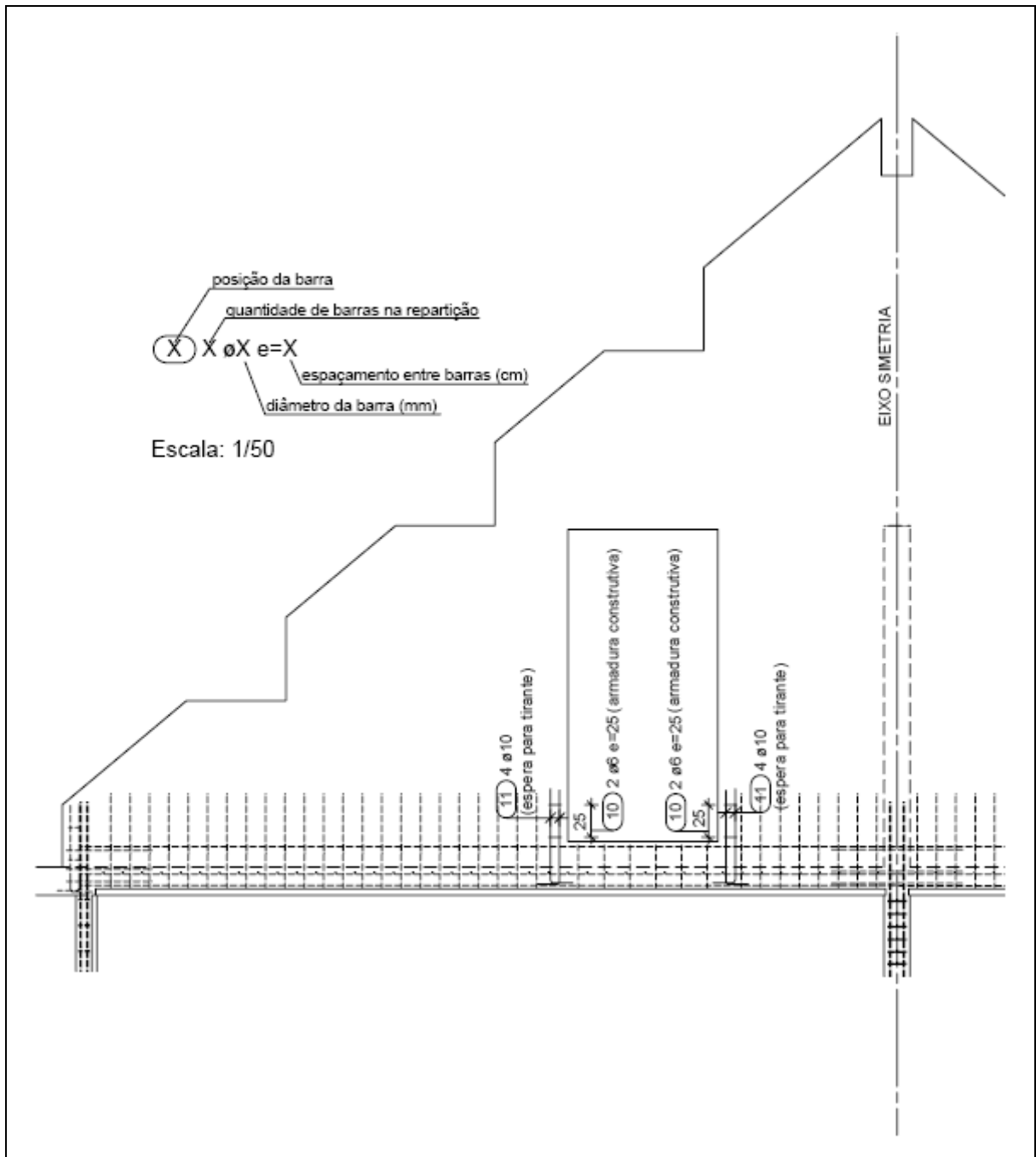
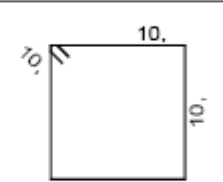
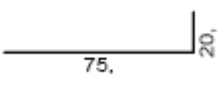


Figura 27: esperas para tirantes sísmicos

Pos.	Quant.	Ø (mm)	Comp. barra (m)	Formato+cotação (sem escala)	Comp. total (m)	Massa (kg)
10	8	6	0,58		4,60	1,02
11	16	10	0,93		14,80	9,13
Massa total (kg) :						10,15

Quadro 3: lista de barras referente às esperas para tirantes sísmicos

As armaduras mínimas necessárias, prescritas pela norma sísmica, podem ser visualizadas nas figuras 28 e 30. Tanto as barras retas dos tirantes das laterais das aberturas, quanto àquelas que contornam superiormente a geometria do oitão, são agrupadas por barras dobradas em formato de U, sendo estas direcionadas para o interior do oitão, servindo, então, de esperas às telas soldadas. No tirante, situado no cruzamento das paredes com o oitão, foram colocadas esperas denominadas start¹⁰. Estas esperas são empregadas devido à praticidade na sua utilização quando se tem necessidade de colocar as fôrmas para concretar um elemento de uma só vez, sendo que nele é necessário deixar esperas para outros elementos, os quais serão moldados posteriormente. Com base nisto, se pode concluir que o oitão será moldado antes que as paredes, as quais chegam perpendicularmente a ele. Apesar de que, neste trabalho, não se tem por objetivo apresentar métodos construtivos, a título de ilustração, a figura 29 apresenta as esperas start antes e depois de serem empregadas. Observa-se no elemento, desprovido de fôrma, que basta desdobrar as esperas para, então, moldar outro elemento vizinho.

¹⁰ Existem na França as esperas da marca START. No entanto, outras esperas semelhantes, que desempenham a mesma função, também são denominadas start.

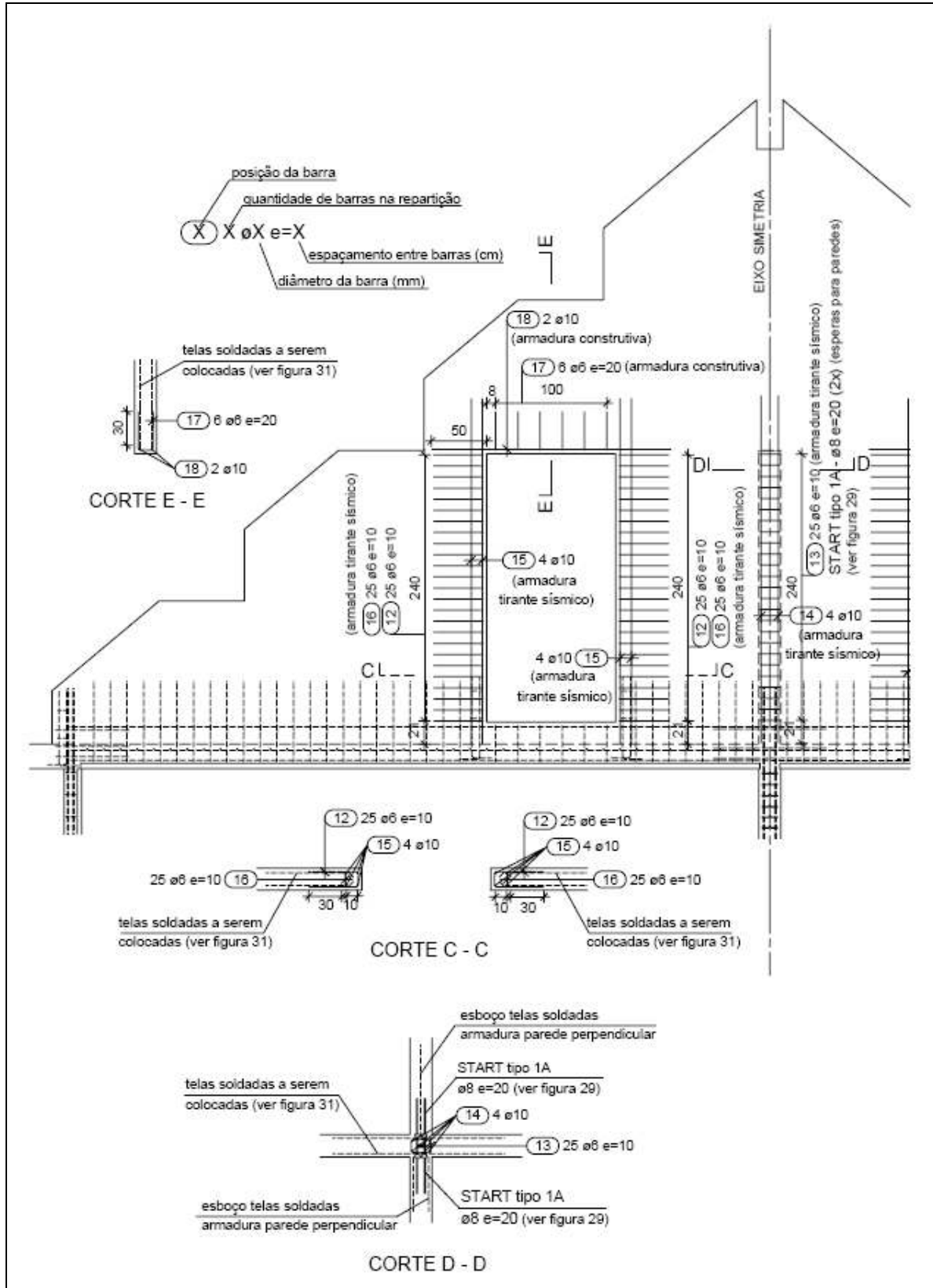
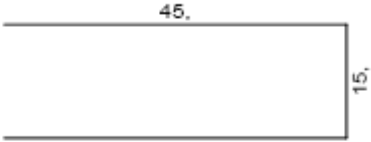
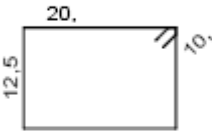
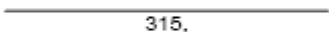
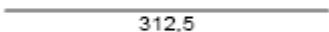
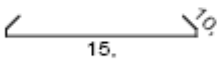
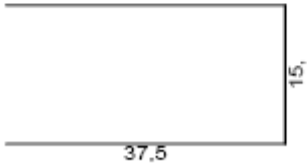
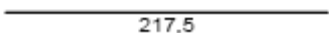


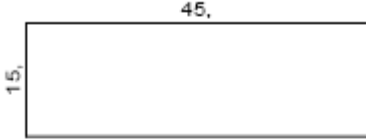
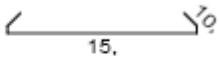

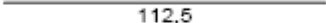
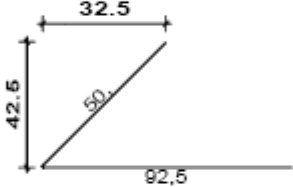
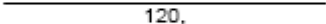



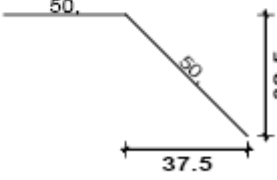
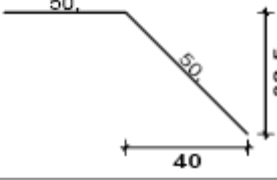
Figura 28: armaduras dos tirantes sísmicos

Pos.	Quant.	\varnothing (mm)	Comp. barra (m)	Formato+cotação (sem escala)	Comp. total (m)	Massa (kg)
12	100	6	1,05		105,00	23,31
13	25	6	0,78		19,38	4,30
14	4	10	3,15		12,60	7,77
15	16	10	3,13		50,00	30,85
16	100	6	0,33		32,50	7,22
17	12	6	0,85		10,20	2,26
18	4	10	2,18		8,70	5,37
Massa total (kg) :						81,08

Quadro 4: lista de barras referente às armaduras dos tirantes sísmicos



Figura 29: esperas start

Pos.	Quant.	Ø (mm)	Comp. barra (m)	Formato+cotação (sem escala)	Comp. total (m)	Massa (kg)
19	90	6	1,00		90,00	19,98
20	90	6	0,33		29,25	6,49
21	24	10	1,25		30,00	18,51
22	24	10	1,13		27,00	16,66
23	4	10	1,43		5,70	3,52
24	8	10	1,20		9,60	5,92
25	16	10	1,05		16,80	10,37
26	8	10	1,60		12,80	7,90
27	4	10	1,25		5,00	3,09
28	28	10	1,00		28,00	17,28
29	56	10	1,00		56,00	34,55
Massa total (kg) :						144,27

Quadro 5: lista de barras referente às armaduras para sismo

A figura 31 apresenta a armadura que faltava para completar a armadura mínima necessária prescrita pela bibliografia francesa: uma tela soldada, designada comercialmente por ST 25 C, em cada face do oitão, respeitando-se o cobrimento de 3 cm do concreto, recomendado pelo

BAEL 91 (2000, p. 47). Esta tela é formada por fios de aço com 7 mm de diâmetro, espaçados uns dos outros de 15 cm nas duas direções perpendiculares. A malha desta tela proporciona, em cada direção, uma taxa de armadura correspondente a $2,57 \text{ cm}^2/\text{m}$, fazendo com que no oitão se tenha, nas duas direções das regiões cobertas por telas, $5,14 \text{ cm}^2/\text{m}$ de aço.

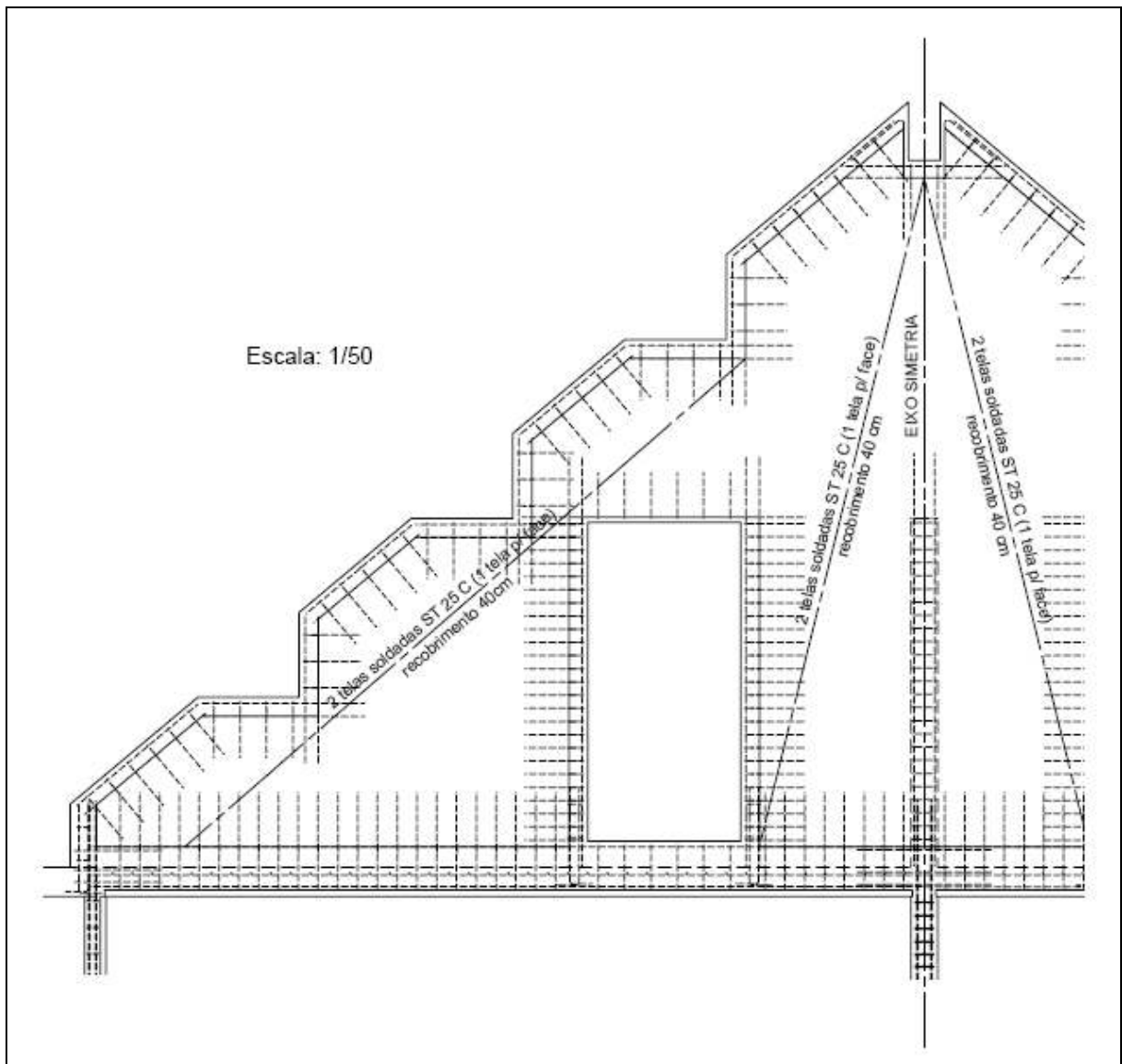


Figura 31: armaduras no formato de telas soldadas do tipo ST 25 C

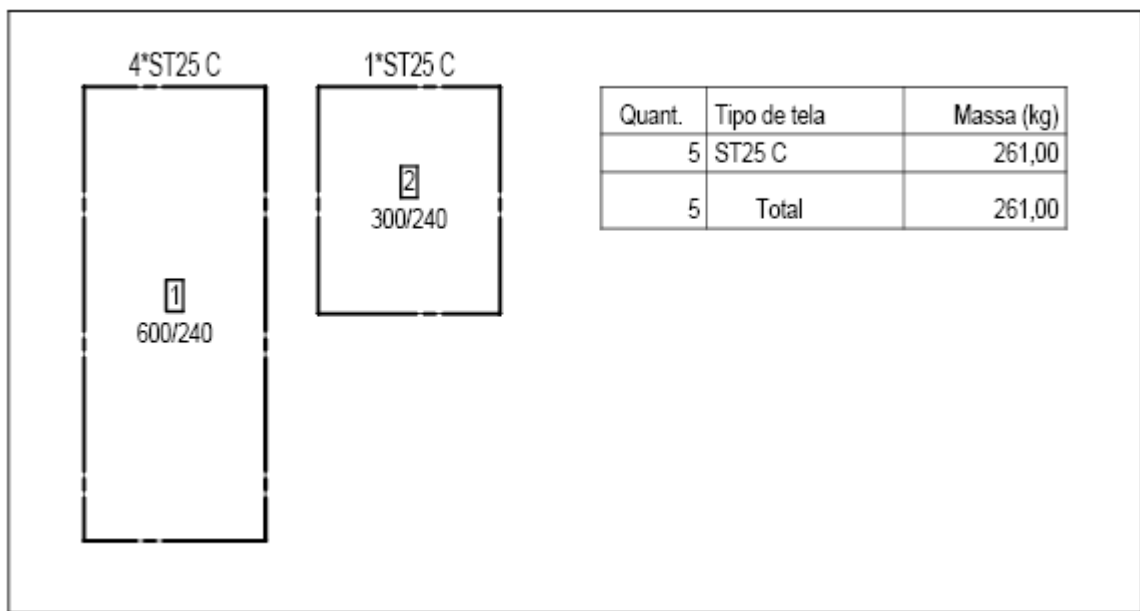


Figura 32: lista de telas soldadas do tipo ST 25 C

O conjunto das armaduras apresentadas faz com que a estrutura tenha condições de atender as prescrições mínimas frente a eventuais abalos sísmicos, a fissuração por retração do concreto, a exposição ao fogo e, finalmente, as condições de contorno levadas em consideração no modelo estrutural computacional.

8.2 ARMADURAS SEGUNDO PROJETO ESTRUTURAL ORIGINAL

As armaduras segundo o projeto estrutural original do oitão foram estimadas, principalmente, com base na experiência prática dos projetistas, respeitando-se as armaduras mínimas prescritas pela bibliografia citada. Um cálculo simplificado foi feito, mas, na época, o que prevaleceu foi o parecer do projetista mais experiente, responsável pelo projeto. O objetivo desse subcapítulo é apresentar as armaduras de acordo com o que foi originalmente previsto, assim como as considerações que foram feitas para estimá-las.

8.2.1 Considerações Feitas à Estimativa das Armaduras

Na época, cogitou-se que o banzo inferior do oitão trabalharia à tração de maneira semelhante a uma viga-parede retangular, no entanto as armaduras foram detalhadas como se estivesse armando uma viga contínua, em que uma dimensão prevalece sobre as outras. Para se estimar as armaduras desta viga idealizou-se que as cargas devido ao telhado e ao peso próprio do oitão seriam consideradas de duas maneiras diferentes: uma parte seria absorvida por uma viga contínua e a outra por um pórtico. A título de ilustração considerar-se-á que estas cargas foram divididas como sendo provenientes de duas zonas distintas: zona 1 e zona 2. A figura 33 ilustra essa divisão assim como os cortornos que delimitam os elementos estruturais de viga e de pórtico. Assim, as cargas referentes à zona 1 (cargas devido ao telhado e ao peso próprio da correspondente zona do oitão) seriam absorvidas pela viga contínua e aquelas referentes a zona 2 (cargas devido ao telhado e ao peso próprio da respectiva zona do oitão) seriam absorvidas pelo pórtico e descarregadas nos apoios (paredes de alvenaria) nas extremidades do oitão.

8.2.2 Armaduras Estimadas

A figura 34 apresenta as armaduras estimadas para a viga contínua, ou seja, para o banzo inferior do oitão. Aqui também, devido à simetria da estrutura, optou-se, por motivos de apresentação, mostrar somente as armaduras de uma metade do oitão. Igualmente ao considerado no subcapítulo 8.1, após ter-se apresentado um conjunto de armaduras, apresenta-se a correspondente lista de barras para toda estrutura. Chama-se a atenção para o apoio central onde foram colocadas duas barras de diâmetro 20 mm como sendo a armadura negativa da viga contínua.

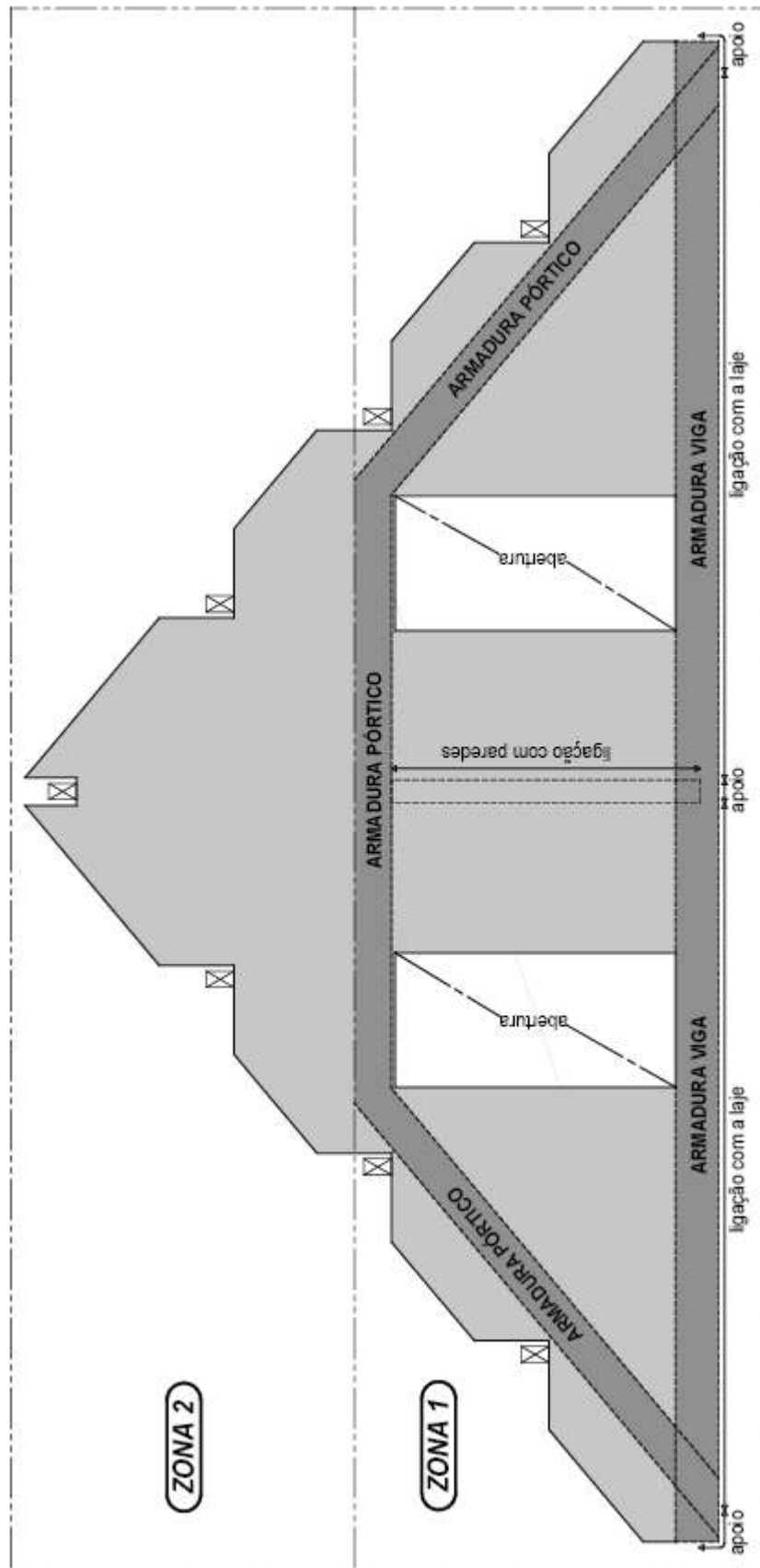


Figura 33: idealização da estrutura segundo modelo simplificado

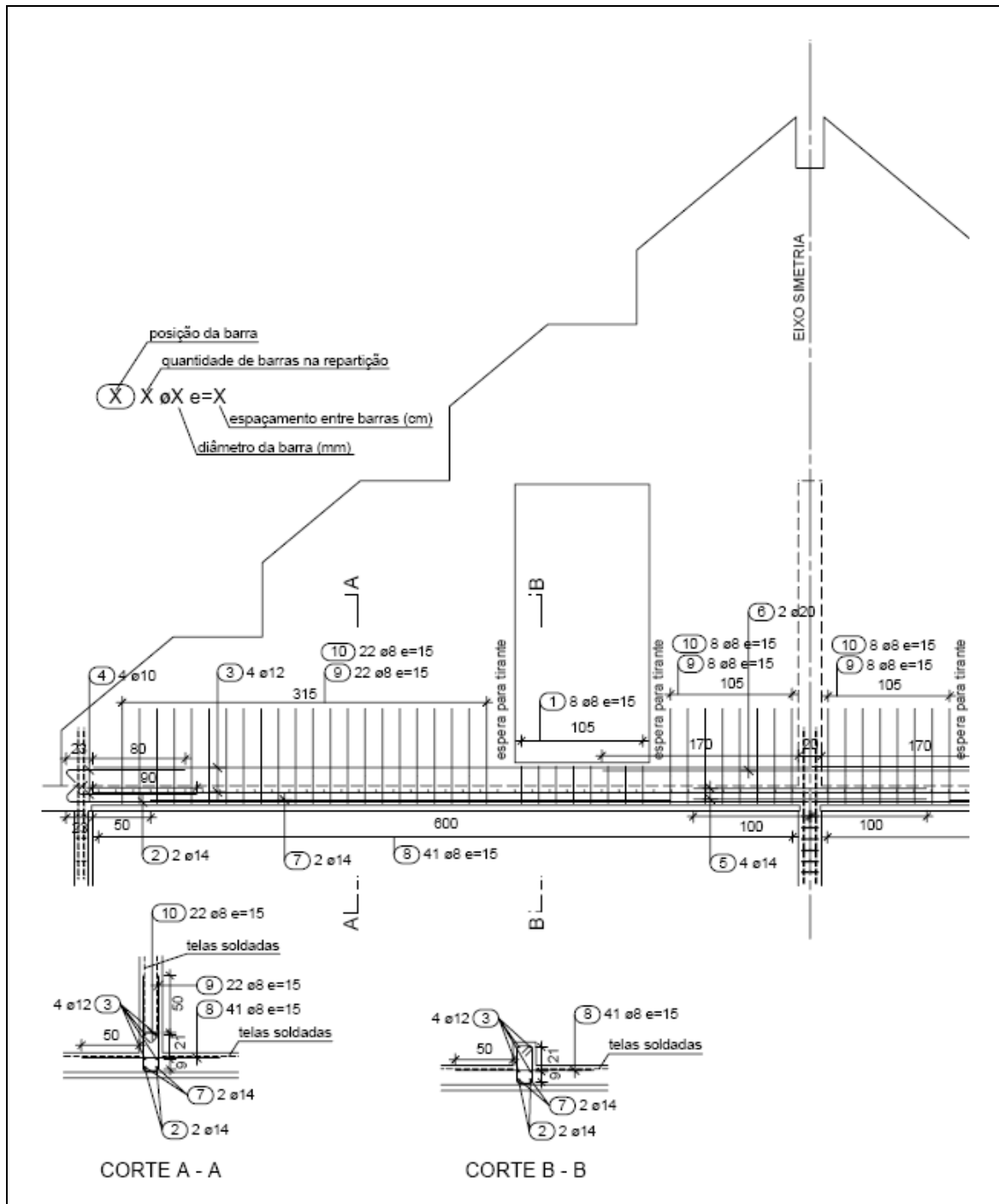
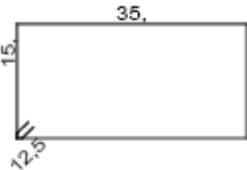
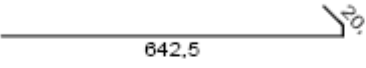
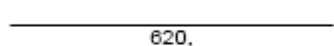
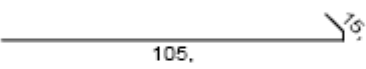
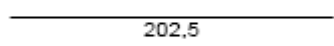
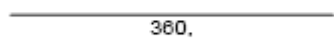
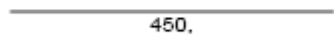
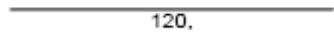
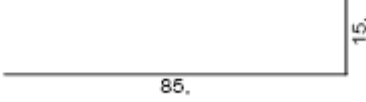
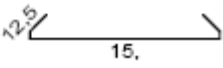


Figura 34: armaduras do banzo inferior do oitão segundo o projeto estrutural original

Pos.	Quant.	Ø (mm)	Comp. barra (m)	Formato+cotação (sem escala)	Comp. total (m)	Massa (kg)
1	16	8	1,15		18,40	7,27
2	4	14	6,61		26,45	31,99
3	8	12	6,19		49,53	43,97
4	8	10	1,16		9,30	5,73
5	4	14	2,02		8,10	9,80
6	2	20	3,60		7,20	17,78
7	4	14	4,50		18,00	21,78
8	82	8	1,20		98,40	38,87
9	60	8	1,80		108,00	42,66
10	60	8	0,35		21,00	8,30
Massa total (kg) :						228,15

Quadro 6: lista de barras referente às armaduras do banzo inferior do oitão segundo o projeto estrutural original

A figura 35 apresenta as armaduras que, da forma como foram dispostas no oitão, levam o projetista, responsável pelo projeto estrutural original, a considerar que a estrutura foi **armada em pórtico**. Na época, nenhum cálculo foi feito para se estabelecer esta armadura. Observa-se que, devido à existência dos locais reservados para se apoiar as vigas de madeira, não foi possível fazer com que as armaduras inclinadas do pórtico chegassem sobre os apoios das extremidades do oitão. Como o avanço dos trabalhos no canteiro de obra não permitia mais se fazer, em tempo hábil, mudança nos apoios designados a essas vigas, considerou-se

que barras dobradas em formato de U e tirantes, fariam a ligação entre as vigas inclinadas e os apoios das extremidades.

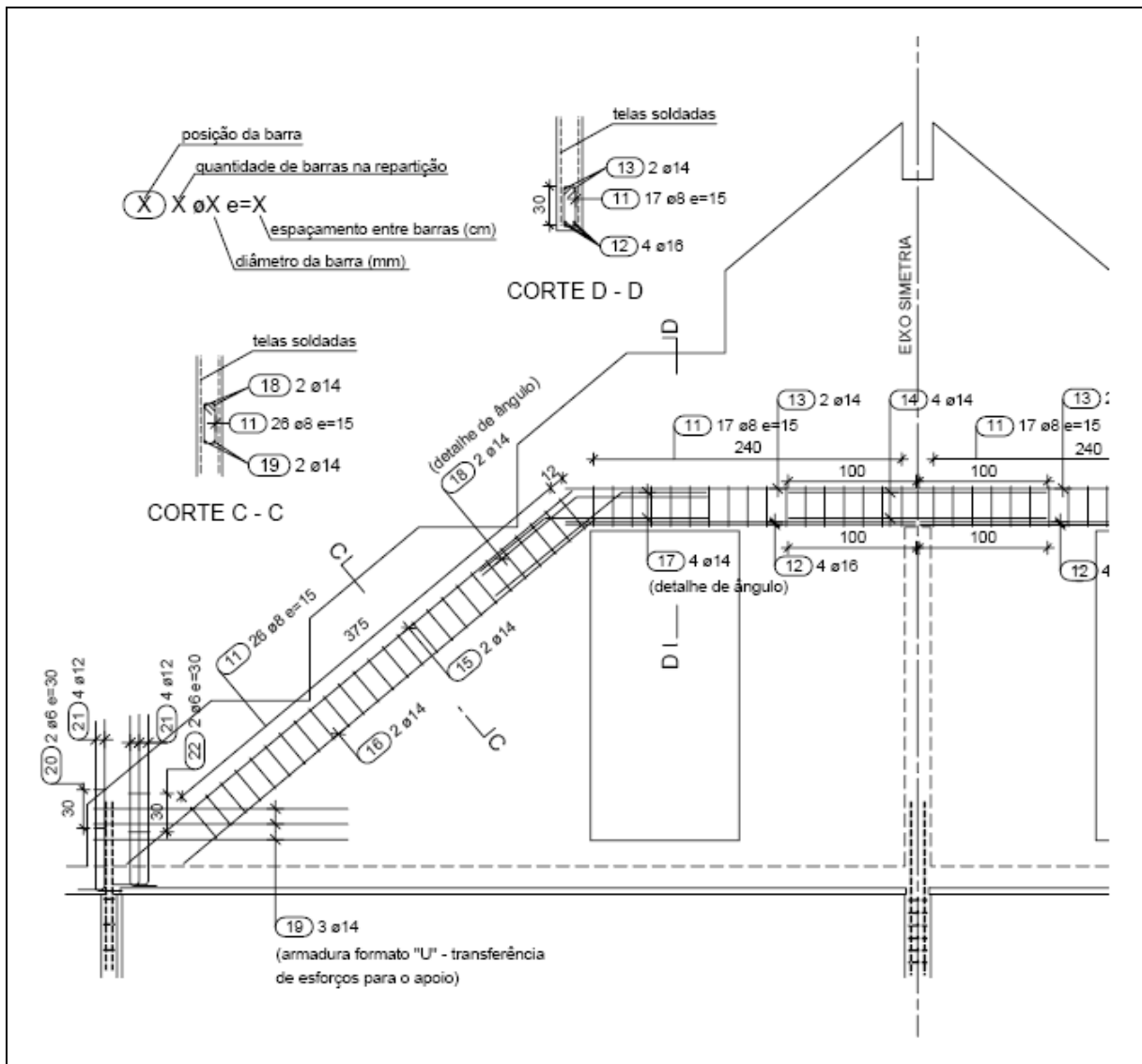






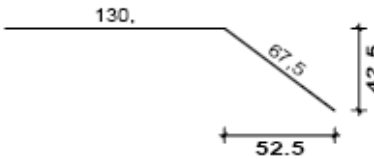
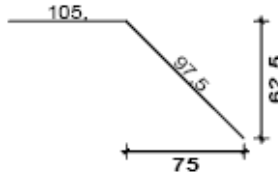
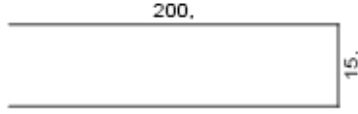
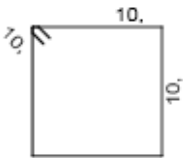
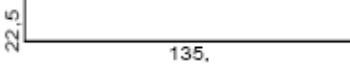
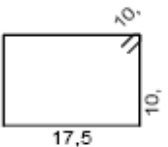


Figura 35: armaduras de pórtico

Todas as armaduras determinadas para o oitão podem ser visualizadas no anexo B, onde se apresenta um fragmento da planta original, a qual, na época, foi encaminhada ao canteiro de obras. Algumas modificações foram feitas nesse fragmento como, por exemplo, a tradução do texto em francês para o português e a inclusão das listas de barras e telas soldadas.

Pos.	Quant.	Ø (mm)	Comp. barra (m)	Formato+cotação (sem escala)	Comp. total (m)	Massa (kg)
11	86	8	1,05		90,30	35,67
12	8	16	2,74		21,93	34,63
13	4	14	2,74		10,98	13,26
14	4	14	2,02		8,10	9,80
15	4	14	4,54		18,18	21,97
16	4	14	4,20		16,80	20,33
17	8	14	1,95		15,60	18,88
18	4	14	1,99		7,98	9,63
19	6	14	4,13		24,80	29,98
20	4	6	0,56		2,25	0,50
21	20	12	1,56		31,20	27,71
22	4	6	0,70		2,80	0,62
Massa total (kg) :						222,98

Quadro 7: lista de barras referente às armaduras de pórtico

8.3 ANÁLISE E COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS

Observa-se, na figura 34, que as barras de aço longitudinais, ou as armaduras de flexão para uma viga contínua, em que uma dimensão prevalece sobre as outras, estão superestimadas em relação aquelas, do tirante na base do oitão, apresentadas na figura 26. Ao comparar o consumo de aço relativo às duas soluções, chame-se a atenção para o fato que, enquanto na solução proposta na figura 26 se consome em torno de 140 kg de aço, na solução proposta no projeto estrutural original foi consumido aproximadamente 228 kg, como mostrado no quadro 6. Os resultados obtidos a partir da aplicação do MEF indicam que, tanto para a distribuição das forças F11 quanto para das forças F22, na base do oitão, sobre o apoio central, apesar de serem de pequena magnitude, os esforços são de compressão. Isso leva a concluir que as armaduras negativas previstas, as quais compreendem duas barras de diâmetro 20 mm, não seriam necessárias.

Considerando-se os pequenos esforços de compressão das bielas comprimidas do concreto, acredita-se que não haveria necessidade de utilizar as armaduras de pórtico, inclinadas em direção aos apoios de extremidade, apresentadas na figura 34. A distribuição das forças F11, visualizada na figura 23, indica que, na zona superior do oitão, sobre o apoio central, existe uma região tracionada que não abrange aquela onde estão posicionadas as armaduras horizontais de pórtico, apresentadas sobre o apoio, na figura 34. Assim essa armadura não trabalharia à tração visto que, nessa região, os esforços são de compressão.

Observa-se, na planta apresentada no anexo B, que as armaduras para sismo, previstas no projeto estrutura original, estão um pouco majoradas em relação às armaduras mínimas apresentadas nas figuras 28 e 30. Essa majoração foi feita devido às incertezas relacionadas ao desconhecimento parcial de como a estrutura trabalharia quando submetida as condições de contorno. Assim, acreditou-se que, ao colocarem-se mais armaduras, as incertezas, relacionadas à distribuição dos esforços, seriam contempladas pelo aumento da quantidade de aço. Quanto às telas soldadas utilizadas, observa-se que, para o projeto estrutural original, abaixo das armaduras de pórtico, foram empregadas duas telas ST 25 C e, encima, duas telas denominadas comercialmente de ST 10. Empregaram-se dois diferentes tipos de telas, pois se considerou que, para a zona definida abaixo da armadura de pórtico, a estrutura trabalharia como uma viga parede; e duas telas ST 25 C é a armadura mínima considerada para vigas paredes. Para absorver os esforços e impedir a fissuração por retração do concreto, na zona

compreendida acima das armaduras de pórtico, utilizaram-se as duas telas ST 10. Esta tela é formada por fios de aço com 5,5 mm de diâmetro, espaçados uns dos outros de 20 cm nas duas direções perpendiculares. A malha desta tela proporciona, em cada direção, uma taxa de armadura correspondente a $1,19 \text{ cm}^2/\text{m}$, fazendo com que, na zona superior do oitão se tenha, nas duas direções, $2,38 \text{ cm}^2/\text{m}$ de aço. Tal armadura seria suficiente para absorver os esforços de tração apresentados na figura 23, no entanto, na figura 31, por motivos de praticidade de execução no canteiro de obras, sugere-se que a armadura mínima para vigas parede, ou seja, duas telas soldadas ST 25 C, seja colocada por toda extensão do oitão (GUILLEMONT, 2006). Enquanto que a solução proposta, segundo o projeto estrutural original, demanda 902 kg de aço, aquela apresentada neste trabalho demanda 637 kg, ou seja, 29% a menos.

9 CONCLUSÕES

A análise e a comparação dos resultados referentes às duas soluções apresentadas levam a concluir que, segundo o projeto estrutural original, a estrutura foi superdimensionada no que diz respeito ao consumo de aço. Segundo a análise das distribuições das forças F11 e F22, conclui-se que, originalmente, algumas armaduras foram implantadas da maneira não mais adequada. Citam-se, como exemplos, algumas armaduras na base do oitão e aquelas de pórtico. No entanto, sabe-se que, em função das características geométricas, tanto quanto das condições de vinculação, sem realizar uma análise numérica, seria difícil prever o comportamento da estrutura e como os esforços internos são distribuídos. Frente às cargas consideradas e a rigidez da estrutura, conclui-se que, a solução proposta originalmente é razoável, mesmo conduzindo a um maior consumo de aço. Apesar de se possuir, na época, poucos recursos humanos disponíveis e da quantidade de trabalho ser grande, independentemente do grau de importância da estrutura, uma análise numérica deveria ter sido feita para que fossem eliminadas as incertezas correspondentes ao comportamento do oitão quando submetido às condições de contorno. Isso, certamente, levaria a um racionamento no que diz respeito ao consumo de aço.

As cargas encontradas são relativamente baixas e a estrutura possui uma rigidez considerável. Acredita-se que, mesmo que essas cargas fossem ligeiramente superestimadas e que fosse considerada a influência do vento sobre a estrutura, não seriam necessárias mais que as armaduras mínimas, prescritas pela bibliografia francesa.

REFERÊNCIAS

- ALVES FILHO, A. **Elementos Finitos**: a base da tecnologia CAE. São Paulo: Érica, 2000.
- ANSYS INCORPORATION. ANSYS Multiphysics, version 11.0. Canonsburg (USA), 2007.
- ASSAN, A. E. **Método dos Elementos Finitos**: primeiros passos. 2. ed. Campinas: Editora da Unicamp, 2003.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120**: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 1980.
- ASSOCIATION FRANÇAISE DE NORMALISATION. **NF P 06-013** – Règles de construction parasismique, Paris, 1995.
- COMPUTERS AND STRUCTURES INCORPORATION. Analysis Reference Manual for SAP 2000®. Berkeley, 2005.
- DIDIER, D.; BRAZIDEC, M. Le; NATAF, P.; THIESSET, J. **Précis de Bâtiment**: conception, mise em oeuvre, normalisation. Edition mise à jour. Paris: Nathan, 2005.
- GRAVINA, P. B. J. **Sobre a Teoria das Estruturas Elásticas de Superfície e sua Aplicação ao Cálculo das Cascas de Revolução**. São Paulo: Escolas Profissionais Selesianas, 1956.
- GUILLEMONT, P. **Aide-Mémoire**: béton armé. 2. ed. Paris: Dunod, 2006.
- INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS. **Cobertura com Estrutura de Madeira e Telhados com Telhas Cerâmicas**: manual de execução. São Paulo: 1988.
- PROMOTION TROIS FRONTIÈRES. **Résidence Les Magnolias**. Disponível em: <<http://www.webagoo.net/portail/client/413183-article-100540~Projet-cours-de-r%C3%83%C2%A9alisation>>. Acesso em: 24 nov. 2009.
- PRAT, M.; BISCH, P.; MESTAT, P.; MILLARD, A.; PIJAUDIER-CABOT, G. **La Modélisation des Ouvrages**. Paris: Hermès, 1995.
- Règles BAEL 91 Révisées 99**: règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites. 2000.
- ROCHA, A. M. da. **Teoria da Elasticidade**: suas fórmulas básicas e métodos gerais. Rio de Janeiro: Companhia Brasileira de Artes Gráficas, 1950.

ANEXO A – Zona de influência das cargas consideradas sobre o oitão

ANEXO B – Planta das armaduras segundo o projeto estrutural original