

UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO
CENTRO DE TECNOLOGIA E GEOCIÊNCIAS
ESCOLA DE ENGENHARIA DE PERNAMBUCO
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CARTOGRÁFICA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM CIÊNCIAS GEODÉSICAS E
TECNOLOGIAS DA GEOINFORMAÇÃO

GLAUBER CARVALHO COSTA



**ANÁLISE DOS PRODUTOS OBTIDOS COM
AEROLEVANTAMENTOS UTILIZANDO CÂMARAS DIGITAIS
NÃO-MÉTRICAS PARA ELABORAÇÃO DE
ANTEPROJETOS RODOVIÁRIOS**

Recife, 2008

UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO
CENTRO DE TECNOLOGIA E GEOCIÊNCIAS
ESCOLA DE ENGENHARIA DE PERNAMBUCO
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CARTOGRÁFICA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM CIÊNCIAS GEODÉSICAS E
TECNOLOGIAS DA GEOINFORMAÇÃO

Glauber Carvalho Costa

**ANÁLISE DOS PRODUTOS OBTIDOS COM
AEROLEVANTAMENTOS UTILIZANDO CÂMARAS DIGITAIS
NÃO-MÉTRICAS PARA ELABORAÇÃO DE
ANTEPROJETOS RODOVIÁRIOS**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Ciências Geodésicas e Tecnologias da Geoinformação, do Centro de Tecnologia e Geociências da Universidade Federal de Pernambuco, como parte dos requisitos para obtenção do grau de Mestre em Ciências Geodésicas e Tecnologias da Geoinformação, área de Concentração Cartografia e Sistemas de Geoinformação.

Orientador: Profº. Dr. Daniel Carneiro da Silva

Recife, 2008

C837a

Costa, Glauber Carvalho.

Análise dos produtos obtidos com aerolevantamentos utilizando câmaras digitais não-métricas para elaboração de anteprojetos rodoviários / Glauber Carvalho Costa. - Recife: O Autor, 2008.
132 folhas, il : figs., tabs. mapas

Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Pernambuco. CTG. Programa de Pós-Graduação em Ciências Geodésicas, 2008.

Inclui Bibliografia e Anexos.

1. Engenharia Cartográfica. 2. Aerofotograma. 3. Estradas.
4. Câmaras digitais não-métricas. I. Título.

UFPE

526

CDD (22. ed.)

BCTG/2008-185

ANÁLISE DOS PRODUTOS OBTIDOS COM AEROLEVANTAMENTOS UTILIZANDO CÂMARAS DIGITAIS NÃO-MÉTRICAS PARA ELABORAÇÃO DE ANTEPROJETOS RODOVIÁRIOS

POR

GLAUBER CARVALHO COSTA

Dissertação defendida e aprovada em 20.06.08.

Banca Examinadora:



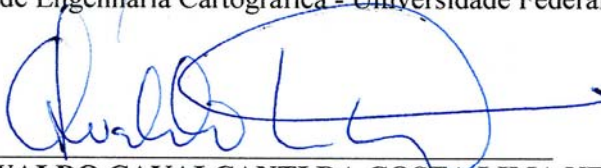
Prof. Dr. DANIEL CARNEIRO DA SILVA (Orientador)

Departamento de Engenharia Cartográfica - Universidade Federal de Pernambuco



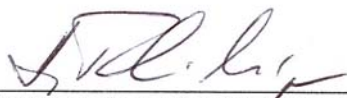
Prof. Dr. ANA LÚCIA BEZERRA CANDEIAS

Departamento de Engenharia Cartográfica - Universidade Federal de Pernambuco



Prof. Dr. OSWALDO CAVALCANTI DA COSTA LIMA NETO

Departamento de Engenharia Civil - Universidade Federal de Pernambuco



Prof. Dr. JÜRGEN WILHELM PHILIPS

Departamento de Engenharia Civil - Universidade Federal de Santa Catarina

Este trabalho DEDICO,

À minha família, que sempre me apoiou e acreditou na realização dos meus objetivos, à minha noiva Layza Verbena e sua família, que compartilharam comigo todos os momentos de alegria e dificuldades na elaboração desse trabalho.

AGRADECIMENTOS

Em Primeiro lugar devo agradecer a Deus, pelas oportunidades que me foram oferecidas durante a vida, pelo bom senso de percebê-las e pela capacidade de poder aproveitá-las.

Agradeço também aos meus Pais, Roberto Schumann e Geralda Sônia, sei que sempre em seus pensamentos estive presente, esta vitória devo também a vocês, que me incentivaram, desde pequeno, a me dedicar aos estudos, minha eterna gratidão.

Às Minhas Irmãs Queridas, Cinthya e Roberta e meus sobrinhos, João Fábio, Marcelinha e Maria Júlia e meu cunhado Júlio César, pelo apoio e incentivo.

Ao professor Daniel Carneiro, meu orientador, pela cordialidade e paciência que me dispensou em todas as vezes que se fizeram as suas atenções para comigo, devo-lhe esse apoio de orientação e estímulo, o meu sincero obrigado.

Aos Professores Admilson Pacheco, Andréa de Seixas, Ana Lúcia Bezerra Candeias, Andrea Flávia Tenório Carneiro, Francisco Jaime Bezerra de Mendonça e Lucilene Antunes Correia pelas sugestões e pelo apoio incondicional ao desenvolvimento deste trabalho. Sem esquecer os amigos do mestrado Maurício Silva, Luciene, Ângela e Karol, que caminharam comigo nesta jornada.

A todos os companheiros dessa grande empresa, a Maia Melo Engenharia Ltda., que faz parte da minha vida profissional, ao Diretor presidente Rogério Giglio, e todos que direta ou indiretamente me ajudaram nesse trabalho, como o Igor Carvalho, Jorge Lacerda, Joaquim Neto, Sérgio Pedroza e Eduardo Pereira, meus sinceros agradecimentos.

Meu agradecimento todo especial, a minha noiva Layza Verbena, incentivadora dos meus projetos de vida, agradeço-te pelo apoio, incentivo e encorajamento que me deu para conclusão desse estudo, pois com palavras seria impossível dizer-lhe o quanto te sou grato.

Ao amigo Sérgio Machado, pela assessoria técnica e pelas palavras de apoio e estímulo nos momentos mais difíceis, minha sincera gratidão.

Vocês foram e serão sempre importantes para mim.

SUMÁRIO

RESUMO E PALAVRAS-CHAVE	v
ABSTRACT AND KEYWORDS	vi
LISTA DE FIGURAS	vii
LISTA DE TABELAS	x
LISTA DE SIGLAS E ABREVIATURAS	xi
1. INTRODUÇÃO	01
2. FASES PARA ELABORAÇÃO DO PROJETO VIÁRIO	04
2.1 - Estudos de Viabilidade Técnico-Econômica e Ambiental de Rodovias	05
2.2 - Projetos Básicos de Engenharia para Construção de Rodovias Rurais	06
2.3 - Projeto Executivo de Engenharia para Construção de Rodovias Rurais	07
3. ESCALAS ADEQUADAS ÀS FASES DE PROJETOS	08
3.1 - Padrão de Exatidão Cartográfico	08
3.2 - Dados Topográficos nos Estudos de Viabilidade Técnico-Econômica	12
3.3 - Dados Topográficos na Fase Preliminar.....	12
3.3.1 - Levantamento Topográfico Convencional - Projeto Preliminar	12
3.3.2 - Levantamentos Aerofotogramétricos - Projeto Preliminar	16
3.4 - Dados Topográficos na Fase de Projeto Básico	17
3.4.1 - Levantamento Topográfico Convencional - Projeto Básico	17
3.4.2 - Levantamentos Aerofotogramétricos - Projeto Básico	18
3.5 - Dados Topográficos na Fase de Projeto Executivo	19
4. AEROFOTOGRAMETRIA	20
4.1 - Câmeras Digitais	22
4.1.1 - Calibração de Câmeras	23
4.1.2 - Sistemas Referenciais do Espaço-Imagem	26
4.1.3 - Equações de Colinearidade	27
4.1.4 - Distorções das Lentes	28
4.1.4.1 – Distorção Radial Simétrica	29
4.1.4.2 – Distorção Descentrada	30
4.2 - Utilização das Câmeras de Pequeno Formato Digitais em Aerolevantamentos..	30

4.3 -	Avaliação de Resolução de Câmeras	32
4.3.1 -	Avaliação de Tamanho do Pixel do Terreno para CPF	32
4.3.2 -	Comparação de Resolução de CPF de Câmera Fotogramétrica Análogica	34
5.	ETAPAS BÁSICAS DA FOTOGRAMETRIA	37
5.1 -	Orientação Interior	37
5.2 -	Orientação Exterior	37
5.3 -	Aerotriangulação	39
5.3.1 -	Uso de GPS na Fototriangulação	41
5.3.2 -	Pré-Sinalização dos Marcos	42
5.4 -	Restituição	47
5.5 -	Ortorretificação de Imagens	47
5.6 -	Mosaico	49
6.	MODELAGEM NUMÉRICA DE TERRENO	50
6.1 -	Aquisição dos Dados de Elevação	50
6.2 -	Modelagem dos Dados	52
6.2.1 -	Representações	52
6.2.1.1 -	Rede Triangular Irregular (RTI).....	52
6.2.1.2 -	Grade Regular Retangular.....	53
6.2.1.3 -	Curva de Nível.....	54
6.3 -	Aplicações do MDT na Engenharia Rodoviária	55
7.	PROJETO DE TERRAPLENO E CÁLCULO DE VOLUMES	57
7.1 -	Projeto de Terraplenagem	57
7.2 -	Cálculo de Volumes	58
8.	PROJETO GEOMÉTRICO DE ESTRADAS	60
8.1 -	Ambientes Computacionais	61
8.1.1 -	Software TopoGRAPH™	62
8.1.2 -	Software INRoads XM™.....	63
9.	ANÁLISE DA PRECISÃO DOS PRODUTOS CARTOGRÁFICOS	72
9.1 -	Método de Classificação do Produto Cartográfico.....	72
9.1.1 -	Avaliação da Acurácia.....	72
9.1.2 -	Avaliação da Precisão.....	73

9.2 -	Avaliação dos MDT's Gerados	75
9.2.1 -	Números de Amostras	75
10.	LEVANTAMENTOS REALIZADOS	76
10.1-	Recursos Utilizados	76
10.2-	Calibração da Câmera Digital	77
10.3-	Área Teste	83
10.4-	Execução do Aerolevanteamento	84
10.4.1-	Planejamento do Vôo	85
10.4.2-	Implantação e Pré-sinalização, Levantamento GPS e Nivelamento dos Marcos	87
10.4.3-	Vôo para Aquisição das Imagens Digitais	94
10.4.4-	Montagem do Foto-Índice e Seleção das Imagens	96
10.4.5-	Processamento da Orientação	99
10.4.6-	Aerotriangulação	99
10.4.7-	Geração e Edição do Modelo Digital do Terreno (MDT)	100
10.5-	Levantamento Topográfico	100
10.5.1-	Definição dos Equipamentos e Planejamento do Levantamento de Campo	101
10.5.2-	Execução dos Levantamentos de Campo	102
10.5.3-	Processamento dos Dados de Campo	102
11.	ANÁLISE DOS RESULTADOS	104
11.1-	Resultados da Classificação do Produto Cartográfico	104
11.2-	Análise da Acurácia	105
11.2.1-	Análise dos Dados Planimétricos Quanto a Acurácia	105
11.2.2-	Análise dos Dados Altimétricos Quanto à Acurácia	108
11.3-	Análise de Precisão	110
11.3.1-	Análise dos dados Planimétricos quanto a Precisão	110
11.3.2-	Análise dos Dados Altimétricos quanto a Precisão.....	112
11.4-	Análise dos Volumes de Terraplenagem	114
11.5-	Análise da Morfologia do Terreno	114
11.6-	Resultados da Aerotriangulação	116
11.7-	Produtos Obtidos	117
11.7.1-	Imagens Aéreas Brutas	117
11.7.2-	Ortoimagem	118
11.7.3-	Modelo Digital de Projeto (MDP)	119
11.7.4-	Projetos Geométricos	119

12. CONCLUSÕES E SUGESTÕES	121
12.1- CONCLUSÕES	121
12.2- SUGESTÕES	121
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	123
ANEXO A - PROJETO GEOMÉTRICO.....	133
ANEXO B - MODELO DIGITAL DE PROJETO.....	135
ANEXO C - MONOGRAFIA DO MARCO IMPLANTADO.....	137
ANEXO D – ORTOIMAGEM GERADA COM OS DADOS DO AEROLEVANTAMENTO.....	139
ANEXO E - RELATÓRIO DE PROCESSAMENTO DO MARCO.....	141

R E S U M O

COSTA, Glauber Carvalho. Análise dos Produtos Obtidos com Aerolevantamento Utilizando Câmaras Digitais Não-Métricas para Elaboração de Anteprojetos Rodoviários. Recife, 2008.

Dissertação (Mestrado) – Centro de Tecnologia e Geociências, Universidade Federal de Pernambuco.

A atual situação da cartografia nacional, de grande, média e pequena escala, é que quase sempre está desatualizada. Sendo assim não atende as constantes demandas do mercado, como produtos essenciais que são para planejamento, estudos de viabilidade e execução de anteprojetos ou projetos detalhados, na engenharia rodoviária e engenharias em geral. Por outro lado, o grande desenvolvimento das tecnologias de produção de mapeamento digital, tornou mais acessíveis, imagens de câmeras digitais, que podem ser utilizadas hoje em várias fases de projetos de engenharia, conforme o grau de processamento que sofreram: desde seu uso como imagem bruta na foto-interpretação, até o processamento rigoroso com métodos fotogramétricos para geração de mapas com precisões pré-especificadas. Estes sistemas de mapeamento de modo geral são de alto custo, mas é possível desenvolver sistemas mais simples, que usam câmeras digitais não-métricas que podem ser aplicadas ao estudo de projetos viários e também atender com agilidade, as demandas em situações de emergência naturais ou administrativas. O presente trabalho, trata do uso fotogramétrico de imagens obtidas com câmaras digitais não-métricas, para estudos de projetos viários. Na primeira parte, são apresentados conceitos básicos adotados na elaboração de projetos viários; uma análise das normas e especificações vigentes no país, sobre uso de levantamentos topográficos convencionais e aerolevantamentos; e resultados de execução de um projeto entre os quilômetros 19 e 21 da BR101/PE, que ilustra os conceitos tratados. Na segunda parte, é detalhada a metodologia que usa aerofotogrametria com imagens digitais não-métricas, incluindo: obtenção das imagens, aerotriangulação, geração de Modelo Digital do Terreno (MDT) e imagens ortorretificadas. Finalmente são comparados os MDT's obtidos pela topografia convencional e aerofotogrametria na área de teste; são discutidas as precisões obtidas segundo as especificações da cartografia nacional e do DNIT; a influência das diferenças no cálculo de volumes; e analisada a adequação da metodologia a estudos de viabilidade, anteprojetos de rodovias e projetos.

Palavras-chave: Não-métrica, Estradas, Aerofotogrametria.

ABSTRACT

The current situation of national cartography of large, medium and small scale is that it is almost always out-of-date. Because of this, it doesn't tend to the constant market demands, such as essential products for planning, viability studies and execution of pre-feasibility projects or detailed projects in highway engineering and general engineering. On the other hand, the large development of the production of digital mapping technologies, has made the images of digital cameras more accessible, which can be used today in various project stages of engineering, according to the degree of processing it undergoes: from its use as a rough image in photo interpretation, to the rigorous processing with photogrammetric methods to generate maps with pre-specified precision. These mapping systems in general are very costly, but it is possible to develop simpler systems, that use non-metric digital cameras which can be applied to the use of transportation projects and can also tend with agility the demands of natural or administrative emergency situations. The present work, deals with the use of photogrammetry of images obtained with non-metric digital cameras, for the studies of transportation projects. In the first part, adopted basic concepts are presented in the elaboration of transportation projects; an analyses of the norms and specifications present in the country, about the use of conventional topographical studies and aerial surveys; and results of the project execution between kilometers 10 through 21 of the BR101/PE, which illustrates the concepts being dealt with. In the second part, the methodology which uses aerophotogrammetry with non-metric digital images is detailed, including: how to obtain the images, aerotriangulation, how to generate the Digital Terrain Model (DTM) and orthorectified images. Finally, the DTMs obtained through conventional topography and aerophotogrammetry in the test area were compared; the precisions obtained following the national cartography specifications and DNIT are discussed; the influence of the differences in calculating the volumes; the adequation of the procedure to studies of viability, pre-feasibility highway projects and projects is analyzed.

Keywords: Non-metric, Roads, Aerial Photogrammetric.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 -	Câmara Aerofogramétrica Modelo ZEISS RMK TOP 15/23 Baseada em Filme como Elemento Sensor	20
Figura 2 -	Sensores Adotados nas Câmeras Digitais	23
Figura 3 -	Referencial Fotogramétrico	24
Figura 4 -	Posição da Câmara para a Tomada das Fotografias	25
Figura 5 -	Referencial Fiducial	26
Figura 6 -	Distorção Radial Simétrica	29
Figura 7 -	Representação da Orientação Interior	37
Figura 8 -	Ângulos de atitude ω , ϕ , κ	38
Figura 9 -	Distribuição Básica de Pontos para um Ajustamento Simultâneo de Aerofotos	40
Figura 10 -	Bloco de Fototriangulação	41
Figura 11 -	Desenhos Típicos da Sinalização dos Alvos	43
Figura 12 -	Referências das Dimensões da Pré-sinalização dos Alvos	44
Figura 13 -	Gráfico da Dimensão “d” em Metros em Função da Escala de Vôo	45
Figura 14 -	Dimensões da Sinalização dos Alvos	46
Figura 15 -	Demonstração dos Efeitos da Transformação de Perspectiva	48
Figura 16 -	Princípio da Ortorretificação	49
Figura 17 -	Visualização Geométrica de um RTI	52
Figura 18 -	Visualização de uma Superfície em Grade Regular	53
Figura 19 -	Representação das Isolinhas Altimétricas	54
Figura 20 -	Representação Tridimensional do MDT e do Modelo Digital do Projeto..	55
Figura 21 -	Modelo Digital do Projeto Representado em Formato Tridimensional	56
Figura 22 -	Disposição das Seções Transversais para o Cálculo do Volume de Corte e Aterro	58
Figura 23 -	Detalhe do Prismóide Destinado ao Cálculo dos Volumes entre as Superfícies de Projeto e do Terreno Natural	59
Figura 24 -	Fluxograma de Desenvolvimento do Estudo e Projetos Viários	60
Figura 25 -	Janela do Software INRoads XM TM , das Opções de Visualização do Projeto	63
Figura 26 -	Janela do Software INRoads XM TM , Mostrando o Modelo Digital do Terreno do Trecho Próximo a Rodovia BR101/PE, Correspondente a Área de Estudo do Presente Trabalho	64

Figura 27 -	Janela do Software INRoads XM™, Mostrado Projeto em Planta e Perfil Longitudinal do Terreno Natural de um Trecho Próximo a Rodovia BR101/PE, Correspondente a Área de Estudo do Presente Trabalho	65
Figura 28 -	Janela do Software INRoads XM™, Mostrando Perfil Longitudinal do Terreno com Greide Projetado do Trecho Próximo a Rodovia BR101/PE, Correspondente a Área de Estudo do Presente Trabalho	66
Figura 29 -	Janela do Software INRoads XM™, Mostrando Seções Transversais ao Longo do Alinhamento Horizontal e Vertical do Presente Trabalho	67
Figura 30 -	Visualização do Modelo de Elevação	68
Figura 31 -	Visualização das Linhas de Off-sets em Planta	69
Figura 32 -	Visualização Tridimensional do MDP	69
Figura 33 -	Exemplo de Prancha com Projeto Geométrico na Escala Gráfica de 1:2000	71
Figura 34 -	Câmera Digital Canon Powershot A640 de 10.0 Megapixeis	77
Figura 35 -	Grade de Calibração e Detalhe dos Pontos de Controle	78
Figura 36 -	Posições de Tomada das Imagens	78
Figura 37 -	Campo de Calibração de Câmaras da UFPE do CTG	81
Figura 38 -	Detalhe dos Alvos do Campo de Calibração	81
Figura 39 -	Posições da Câmera no Instante da Tomadas das Imagens	82
Figura 40 -	Identificação das Fotografias e Respectivos Alvos do Painei	82
Figura 41 -	Localização da Área Teste	84
Figura 42 -	Fluxograma do Aerolevanteamento	85
Figura 43 -	Localização das Faixas de Vôo no Programa GPS Trackmaker™	87
Figura 44 -	Planejamento das Faixas e Vôo	87
Figura 45 -	Implantação dos Marcos de Referência Plani-altimétricos	88
Figura 46 -	Plano de Localização dos Marcos de Referência	88
Figura 47 -	Rastreio GPS no Ponto Base (Foto Esquerda) e Marcos (Fotos à Direita)	89
Figura 48 -	Tela do Software EZsurvey Mostrando as Linhas de Base do Processamento dos Dados Resultante do Rastreio GPS dos Marcos (3 Dias de Levantamento)	90
Figura 49 -	Levantamento dos Marcos	91
Figura 50 -	Pré-sinalização dos Marcos	93
Figura 51 -	Visualização na Aeroimagem do Marco Pré-sinalizado	94

Figura 52 - Faixas de Vôo com a Trajetória da Aeronave e Pontos Definidores das Faixas	95
Figura 53 - Disposição dos Equipamentos Adotados no Aerolevantamento	96
Figura 54 - Exemplo da Janela de Entrada do Gera Montagem	97
Figura 55 - Foto-índices das Faixas Levantadas	98
Figura 56 - Janela de Configuração Inicial do LPS	99
Figura 57 - Óculos com Obturadores para Observação Estereoscópica em Monitores	100
Figura 58 - Levantamento Topográfico	101
Figura 59 - Janela do TopoGRAPH™ Mostrando os Pontos Levantados pela Topografia	102
Figura 60 - Tela do Inroads XM™ Mostrando Edição da Triangulação	103
Figura 61 - Localização dos Pontos de Checagem	104
Figura 62 - Intervalo de Confiança de 90% da Tabela t-student	106
Figura 63 - Região de Rejeição e Aceitação para Acurácia	107
Figura 64 - Região de Rejeição e Aceitação para Precisão	111
Figura 65 - Seções Transversais do Projeto Teste	115
Figura 66 - Perfil Longitudinal do Projeto	115
Figura 67 - Resultados de Processamento da Aerotriangulação	116
Figura 68 - Ortoimagem Gerada com os Dados do Aerolevantamento	118
Figura 69 - Modelo Digital do Projeto da Área Teste	119
Figura 70 - Prancha do Projeto Geométrico Gerado com os Dados Obtidos pelo Método Proposto de Aerolevantamento	120

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 -	Classe das Cartas - Exatidão e Critérios	09
Tabela 2 -	Correlação de Escalas e Intervalos de Curvas de Nível Recomendados para Levantamentos Aerofotogramétricos para Base de Mapeamento	11
Tabela 3 -	Padrão de Precisões para Mapeamento Fotogramétrico	11
Tabela 4 -	PEC para Classe A para Estudo de Viabilidade.....	12
Tabela 5 -	PEC para Classe A para Projeto de Básico - Fase Preliminar.....	17
Tabela 6 -	PEC para Classe A para Projeto Básico	19
Tabela 7 -	Câmeras Digitais de Pequeno e Grande Formato	33
Tabela 8 -	Comparações entre Sensor Analógico e Digital	36
Tabela 9 -	Resumo dos Dados Referente aos Parâmetros do Plano de Vôo	45
Tabela 10 -	Ambientes Computacionais para Projetos Viários	61
Tabela 11 -	Exemplo do Relatório de Curvas Horizontais	70
Tabela 12 -	Resultados da Calibração da Câmera Canon A-640 no PhotoModeler ..	80
Tabela 13 -	Resultados da Calibração da Câmera Canon A-640 no Fotter6	83
Tabela 14 -	Dados Referente ao Plano de Vôo	86
Tabela 15 -	Tabela com os Valores da Ondulação Geoidal dos Pontos	92
Tabela 16 -	Coordenadas dos Marcos Planialtimétricos	92
Tabela 17 -	Características Técnicas dos Equipamentos Topográficos	101
Tabela 18 -	Discrepâncias dos Pontos Pré-sinalizados Fotoidentificados com os Rastreados	105
Tabela 19 -	Resumo dos Valores Adotados no Cálculo da Média Populacional (μ) na Análise da Acurácia dos dados Planimétricos.....	106
Tabela 20 -	Resumo dos Valores Adotados no Cálculo da Média Populacional (μ) na Análise da Acurácia dos dados Altimétricos.....	108
Tabela 21 -	Resultados dos Testes Estatísticos Quanto à Acurácia Planimétrica e Altimétrica	110
Tabela 22 -	Resumo dos Valores Adotados no Cálculo do Desvio-padrão (σ') na Análise da Precisão	110
Tabela 23 -	Resultados dos Testes Estatísticos quanto à Precisão Planimétrica e Altimétrica	113
Tabela 24 -	Volumes de Corte e Aterro	114

LISTA DE SIGLAS E ABREVIATURAS

ABNT	- Associação Brasileira de Normas Técnicas
AC	- Ângulo Central
AWAR	- Area Weighted Average Resolution
CAPES	- Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal
CC	- Circular para Circular
CCD	- Charge Coupled Device, Dispositivo Acumulador de Carga
CMOS	- Complementary Metal-Oxide-Semiconductor, Semiconductor Metal- Óxido Complementar
CS	- Circular para Espiral
CTG	- Centro de Tecnologia e Geociências
DNIT	- Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes
DoD	- Department of Defense de EUA
EMQ	- Erro Médio Quadrático
GPS	- Global Position System
GSD	- Ground Sample Distance
IBGE	- Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
ICN	- Intervalo de Curvas de Nível
LPS	- Leica Photogrammetry Suite™
LTM	- Local Transversa de Mercator
MDP	- Modelo Digital do Projeto
MDT	- Modelo Digital do Terreno
NAVSTAR-GPS	- NAVigation System with Time And Ranging – Global Positioning System
NMAS	- National Map Accuracy Standard
PC	- Ponto de Curvatura Horizontal
PCV	- Ponto de Curvatura Vertical
PEC	- Padrão de Exatidão Cartográfico
PI	- Ponto de Inflexão
PIV	- Ponto de Inflexão Vertical
PT	- Ponto de Tangência Horizontal
PTV	- Ponto de Tangência Vertical

RES	- Resolução do Sistema
RMSE	- Root Mean Squared Error
RN	- Referência de Nível
RRN	- Rede de Referência de Nível
RTI	- Rede Triangular Irregular
SAR	- Radar de Abertura Sintética
SC	- Espiral para Circular
SIG	- Sistemas de Informações Geográficas
ST	- Espiral para Tangente
TIN	- Triangular Irregular Network
TS	- Tangente para Espiral
UFPE	- Universidade Federal de Pernambuco

1. INTRODUÇÃO

A atual estruturação do Sistema Cartográfico Nacional, não atende às demandas atuais e emergentes dos usuários, sejam eles públicos ou privados, de produtos em escala pequena, média ou grande, necessários a projetos viários. No Brasil, nos últimos 30 anos não se promoveram políticas administrativas para a conclusão do mapeamento sistemático do país, nas escalas 1:100.000, 1:50.000 e 1:25.000, o que resulta na ausência de cartografia em muitas regiões do território nacional. Mesmo quando existente, na maioria dos casos, a desatualização chega a dezenas de anos, ou as escalas disponíveis são inadequadas a vários níveis de estudos e projetos pretendidos.

A aerofotogrametria constitui-se na principal técnica para elaboração de produtos cartográficos, devido aos seus métodos serem de completo domínio pelas empresas, sobretudo, quando comparada aos produtos gerados pelo imageamento orbital, ou por outra técnica de levantamento para fins cartográficos que utilizam a imagem orbital, interferometria SAR e laser scanner. A aerofotogrametria no Brasil é considerada elemento de segurança nacional e sob tal argumento seu emprego é rigorosamente controlado, de forma que esse controle se tornou num impedimento a sua plena utilização e até a legislação vigente restringe o número de empresas no mercado.

As informações geradas pela cartografia, são fundamentais para a realização de estudos em diversificadas áreas das engenharias, sobretudo, em projetos rodoviários e ferroviários. Na fase preliminar quando são desenvolvidos os estudos de traçado, para concepção do eixo do projeto da estrada, constata-se que, quase a totalidade do território nacional apresenta desatualização acentuada ou ausência de dados cartográficos em escala conveniente para a área de abrangência do projeto.

Quando a cartografia existente está desatualizada ou inexistente são realizados os levantamentos topográficos convencionais e em alguns casos o levantamento aerofotogramétrico, para fornecer cartografia necessária a criação de um banco de dados espaciais destinado à elaboração do projeto geométrico da estrada.

O custo total para obtenção da base de dados topográficos, constitui cerca de 25% do valor do projeto de uma rodovia. Esses números são uma ordem de grandeza, com base na experiência de execução de projetos no ramo rodoviário e são valores embasados nas planilhas de insumos e preços adotadas pelo DNIT para projetos rodoviários no Brasil.

A aerofotogrametria desde algumas décadas, tem sido usada no Brasil e no exterior tanto como apoio ao estudo de traçados, como para detalhamento de projetos finais de estradas, os levantamentos aerofotogramétricos normalmente apresentam custo mais elevado de execução se comparado ao levantamento topográfico convencional, chegando ao dobro em alguns casos. Portanto, comumente se opta pela topografia para elaboração dos estudos destinados a projeto de rodovias, embora as informações fornecidas pelos levantamentos aerofotogramétricos permitam uma visualização mais abrangente e detalhada dos dados topográficos, hidrológicos e ambientais da área.

O significativo desenvolvimento que as novas tecnologias estão trazendo para a fotogrametria digital, também tem permitido o surgimento de sistemas de imageamento aéreo digital de baixo custo. A utilização de imagens aéreas obtidas com câmaras digitais não-métricas de pequeno formato, é uma alternativa tecnológica com custo viável às aplicações em aerolevantamentos para fins de projeto de rodovias que sejam urgentes, por necessidades administrativas, políticas, e que exijam grande agilidade e que ainda atinjam padrões de precisão compatíveis com essas necessidades. Mas é fundamental que as imagens tenham um processamento fotogramétrico também de baixo custo, e que atinjam a precisão e qualidade enquadrada nos padrões preconizados nas normas do DNIT - Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes, que se constitui na instituição de cunho federal responsável pela fiscalização, normalização e definição das diretrizes e prioridades dos projetos viários e ferroviários no país.

As câmeras ditas de pequeno formato, possuem a distância focal, filme ou sensor e do corpo da câmera, proporcionalmente menores em relação aos das câmeras métricas utilizadas em aerolevantamentos. O emprego das câmeras de pequeno formato analógicas em levantamentos aerofotogramétricos sempre sofreu restrições para execução de trabalhos cartográficos. Segundo LIMA e LOCH (1998), os argumentos apresentados no então cenário, embasados numa fotogrametria convencional, descrevia o emprego de câmeras de pequeno formato em aerolevantamentos e indicavam uma baixa qualidade e ineficácia dos produtos gerados, sendo as principais restrições relacionadas à baixa qualidade das lentes, gerando distorções significativas, instabilidade do sensor (filme flexível), distância focal pequena (incompatível com as escalas requeridas), imagens com pequena abrangência (pequena cobertura no terreno, exigindo um grande número de fotos).

Porém a evolução das câmeras digitais de pequeno formato, dos métodos de calibração e do processamento de imagens digitais para correção dos erros sistemáticos, permitem resultados satisfatórios e de boa qualidade geométrica. Os filmes fotográficos

foram substituídos pelo sensor semicondutor, sendo os mais utilizados o CCD (*Charge Coupled Device*) e o CMOS (*Complementary Metal-Oxide-Semiconductor*), GONÇALVES (2006). Todos registram eletronicamente a imagem e a armazenam em meio digital. Os sensores eletrônicos possuem suficiente rigidez e estabilidade dimensional para aplicações fotogramétricas. Além disso, uma vez que a imagem é diretamente gerada em ambiente eletrônico, é facilitada a aplicação de modelos para devida correção geométrica e radiométrica, aproveitando-se, assim, ao máximo a resolução espacial da mesma.

O presente trabalho avalia a viabilidade, do ponto de vista de precisão e qualidade, da utilização dos produtos resultantes dos aerolevantamentos com câmeras digitais de pequeno formato, para estudos de traçado e elaboração de anteprojeto e projetos geométricos de rodovias. Para isto foi desenvolvido um sistema simples composto de base para a câmera, câmera digital de pequeno formato, e alguns softwares auxiliares para a aquisição das imagens. Para o processamento foi utilizado um sistema fotogramétrico comercial. A avaliação dos resultados obtidos foi feita com comparações em um projeto de trecho de rodovia, executado com base em dados topográficos convencionais, de cotas, coordenadas planimétricas, volumes de terraplenagem; e também com dados de aerofotogrametria, segundo normas para os dois tipos de levantamento utilizadas do DNIT e da Cartografia Nacional.

As análises finais avaliam também, além das precisões, os problemas operacionais, as adequações dos produtos obtidos, como MDT e mosaico de imagens ortorretificadas.

2. FASES PARA ELABORAÇÃO DO PROJETO VIÁRIO

O projeto de estradas de rodagem é uma das atividades mais bem consolidadas dentre os projetos de engenharia civil. Com o surgimento de novos sistemas de sensoriamento remoto como os sensores a bordo de satélites, assim como o perfilamento a laser utilizado na obtenção de dados altimétricos, destinado a modelagem digital do terreno, vem sendo agregadas às ferramentas indispensáveis para estudos de projeto.

No Brasil são seguidas normalmente as instruções para elaboração e apresentação de projetos viários que obedecem aos padrões definidos por entidades oficiais, como os Departamentos de Estradas de Rodagem dos Estados e o DNIT para âmbito federal, as quais serão usadas como fonte principal para o presente trabalho.

As estradas de rodagem são construídas para ligar regiões e cidades, diminuindo o tempo necessário para os deslocamentos de umas às outras, em condições mais cômodas e seguras (ABRAM, 2000). Elas podem ser urbanas ou rurais, e a complexidade e os recursos financeiros necessários para sua implantação vão variar em função da sua Classe e extensão (DNIT, 2006).

Os projetos viários podem ser para primeira abertura, para melhoramentos e recuperação (DNIT, 2006). Em qualquer caso são necessários todos os dados cartográficos disponíveis como fotografias aéreas, ortofotocartas, imagens de satélites, restituições aerofotogramétricas, estudos geológicos e geotécnicos e levantamentos complementares topográficos. Esses dados correlacionam às condições topográficas, hidrográficas e ambientais para a definição da alternativa mais viável tecnicamente para o projeto a ser concebido.

Quando se trata de primeira abertura os estudos são realizados em várias etapas até que se consiga o melhor resultado considerando os fatores técnicos e econômicos (classe da estrada em função do nível de serviço esperado e/ou desejado) e até políticos (como na definição de pontos de passagem) e prioridades administrativas. Para cada uma dessas fases o grau de necessidade de precisão para as fontes de dados topográficos e cartográficos variam, de menor, para o estudo de variantes e anteprojeto, para o maior, no projeto executivo.

Neste contexto a fotogrametria tem sido usada já há várias décadas para o desenvolvimento de uma variedade de projetos de engenharia. (SCHÄFER, 2004; TOSTES, 2001; SCHÄFER e LOCH, 2005), mas o seu alto custo, necessidade de grande escala e

mais apoio de campo rigoroso para obtenção de maior precisão nas cotas, impediu que fosse usada mais intensamente (GONÇALVES, 2004). Em 2006 o DNIT editou novas instruções de serviços para projetos (DNIT, 2006), sendo revisada as instruções de serviço e especificações para projetos rodoviários, onde detalha o emprego do levantamento aerofotogramétrico (IS-226 e IS-227), acrescentando mais informações e detalhamento das etapas quanto aos parâmetros e precisões planialtimétricas requeridas para cada fase do projeto, definido as escalas cartográficas exigidas, como o intervalo das curvas de nível, a mesma também aceita os critérios e parâmetros de classificação preconizados nas Normas Técnicas da Cartografia Nacional.

Com isso o DNIT tem contratado serviços de projetos se utilizando da aerofotogrametria Digital, principalmente nos casos em que deseja maior rapidez na conclusão dos projetos. Nos próximas seções, serão discutido o emprego da cartografia, aerofotogrametria e topografia mais adequada para cada fase dos estudos de um projeto viário.

A adoção da aerofotogrametria em projetos viários também é especificada pelo Departamento de Auto-estradas dos Estados Unidos (PDDM, 2008) e nos manuais do Corpo de Engenharia do Exército Norte Americano (US ARMY, 2002).

2.1 - Estudos de Viabilidade Técnico-Econômica e Ambiental de Rodovias

Conforme estabelece o DNIT (2006), o estudo de viabilidade Técnico-Econômico de um projeto viário corresponde a um conjunto de estudos desenvolvidos para avaliação dos benefícios sociais e econômicos decorrentes dos investimentos em implantação de novas rodovias ou melhoramentos de rodovias já existentes. A avaliação apura se os benefícios estimados superam os custos com os projetos e execução das obras previstas.

Esse estudo é dividido em uma face preliminar e outra definitiva. A fase preliminar deve contemplar os estudos ambientais, tráfego, sócio-econômico e traçado, sendo necessário para cada um desses estudos, conhecer características específicas e informações para embasados nos mesmo elaborar tais estudos. Já na fase definitiva é desenvolvido o cálculo dos custos e benefícios e a comparação entre eles.

Os Estudos Ambientais devem caracterizar a situação ambiental da área de influência do empreendimento nos aspectos físicos, bióticos, antrópicos e os Estudos de Tráfego devem ser realizados com o objetivo de servir de insumos para as análises da Viabilidade Técnico-Econômica do Empreendimento.

Nestes estudos deverão ser identificadas as possíveis alternativas de traçados. Para tanto, poderão ser utilizados levantamentos, informações e outros dados disponíveis a respeito da região considerada, tais como: mapas, cartas geográficas, imagens áreas ou de satélites, restituições aerofotogramétricas, estudos geológicos e geotécnicos, dados das contagens volumétricas, obtidas nos estudos de tráfego já realizados na área de interesse dos estudos de viabilidade, e os custos estimados de construção e manutenção.

Para os estudos das diretrizes é fundamental levantar dados relativos à área em estudo, entre os quais todos os elementos topográficos preexistentes, tais como:

- ◆ Plantas de levantamentos topográficos generalizados ou específicos;
- ◆ Fotografias aéreas e fotomosaicos;
- ◆ Restituições aerofotogramétricas;
- ◆ Mapas cadastrais, cartas geográficas.

2.2 - Projetos Básicos de Engenharia para Construção de Rodovias Rurais

Conforme estabelece o DNIT (2006) o Projeto Básico de Engenharia para Construção de Rodovias Rurais, corresponde a um conjunto de elementos necessários e suficientes com nível de precisão adequado, para caracterizar a obra, ou serviços, de implantação e/ou pavimentação de segmentos rodoviários, elaborado com base nas indicações de estudos técnicos preliminares.

Como ocorre no estudo de viabilidade, essa etapa do projeto também é dividida em duas fases, sendo uma preliminar e outra denominada de Projeto Básico, e é com vistas a atender o exposto anteriormente que o mesmo deve conter os seguintes elementos.

Tanto na fase preliminar como na Fase de Projeto Básico, com a aprovação das conclusões e recomendações da Fase Preliminar, serão desenvolvidas várias atividades e estudos, para as quais as informações topográficas são elementos fundamentais para todas elas:

- ◆ Coleta e Análise dos Dados Existentes;
- ◆ Estudos de Tráfego;
- ◆ Estudos Geológicos;
- ◆ Estudos Hidrológicos;
- ◆ Estudos Topográficos (Modelo Topográfico Digital do Terreno), podendo este ser obtido por processos topográficos convencionais ou aerofotogramétricos;

- ◆ Estudos de Traçado;
- ◆ Componente Ambiental do Projeto.

2.3 - Projeto Executivo de Engenharia para Construção de Rodovias Rurais

As normas do DNIT (2006) definem que o Projeto Executivo de Engenharia para Construção de Rodovias Rurais corresponde a um conjunto de elementos necessários e suficientes para execução completa da obra, objetivando detalhar as soluções selecionadas na fase do Anteprojeto ou Projeto Básico. Essa etapa do projeto é dividida em três fases, sendo uma Preliminar, Projeto Básico e Projeto Executivo e visa consolidar em um projeto final, todas as outras etapas anteriormente mostradas.

Para esta fase do projeto as escalas admissíveis são 1/2000, 1/1000 e 1/500, contudo segundo TOSTES (2001); GONÇALVES (2006) a escala recomendado é a de 1/1000, baseando-se em experiências práticas, e devido à exatidão geométrica e melhor detalhamento dos elementos representados em relação ao da escala 1/2000.

Quando há necessidade de um maior grau de exatidão dos dados, como por exemplo, a passagem de um bueiro sob uma estrada em que a vazão é um fator importante (maior precisão altimétrica), ou numa interseção rodoviária com muitas interferências, faz-se necessário à representação na escala cartográfica de 1:500, e portanto o processo topográfico convencional é o mais indicado para o levantamento, em função da área ser pequena e da maior precisão desse tipo de levantamento (centímetro e até milímetro em altimetria) (TOSTES, 2001).

A seguir estão relacionadas as principais especificações técnicas brasileiras para fins de elaboração de projetos viários (DNIT, 2006).

- ◆ Estudos Preliminares de Engenharia para Rodovias (estudos de traçado) (IS-207);
- ◆ Estudos Topográficos para Projetos Básicos de Engenharia para Construção de Rodovias Rurais (IS-204);
- ◆ Estudos Topográficos para Projetos Executivos de Engenharia (IS-205);
- ◆ Levantamento Aerofotogramétrico para Projetos Básicos de Rodovias (IS-226);
- ◆ Levantamento Aerofotogramétrico para Projeto Executivo de Rodovias (IS-227);
- ◆ Projeto Geométrico (IS-208);
- ◆ Projeto de Terraplenagem (IS-209).

3. ESCALAS ADEQUADAS ÀS FASES DE PROJETOS

Como visto no Capítulo 2 um projeto de estradas é dividido em três etapas básicas, sendo composta dos Estudos de Viabilidade Técnico-Econômica, Projeto Básico e Projeto Executivo. Tanto o Estudo de Viabilidade Técnico-Econômica e o Projeto Básico são divididos ainda em duas fases, sendo uma preliminar e outra definitiva. Para cada uma dessas fases é mais adequada uma determinada escala cartográfica que está diretamente relacionada com o nível de precisão e exatidão necessárias para a melhor identificação de detalhes de cada um dos estudos e projetos que compõe o todo.

3.1 – Padrão de Exatidão Cartográfico

O texto do decreto é confuso e incompleto quanto a definição e forma de verificação, do tamanho da amostra aos próprios cálculos estatísticos.

O parágrafo quarto da norma considera que erro-padrão, desvio padrão e erro-médio-quadrático são equivalentes o que pode levar a interpretação equivocadas quando são feitas referências as normas internacionais. Para evitar isso neste trabalho, se considera que o desvio padrão está apresentado pela fórmula 1:

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum xi - \bar{x}}{h}} \quad (1)$$

O desvio padrão deve ser usado para estatística de medições no mesmo ponto. Enquanto o erro-médio-quadrático é o mais apropriado para análises e comparações entre dois conjuntos de medições, como é o caso nos testes que envolvem mapas topográficos, sendo dado pela fórmula 4.

O EMQ deve ser usado para estatística de medições de “n” pontos diferentes, ou seja é adequado para avaliar as discrepâncias entre dois conjuntos de medições, com processos ou em épocas diferentes.

No Brasil a exatidão dos documentos cartográficos utiliza o Padrão de Exatidão Cartográfico (PEC), regulamentado pelo decreto Nº. 89.817 – DOU, 1984. O decreto estabelece para a classificação dos produtos cartográficos elaborados no Brasil e adotados como referência pelo DNIT, para definir a qualidade posicional segundo a escala cartográfica requerida nos levantamentos aerofotogramétricos nas diversas fases do projeto.

- ◆ Noventa por cento dos pontos bem definidos numa carta, quando testados no terreno, não deverão apresentar erro superior ao Padrão de Exatidão Cartográfica - Planimétrico estabelecido;
- ◆ Noventa por cento dos pontos isolados de altitude, obtidos por interpolação de curvas de nível, quando testados no terreno, não deverão apresentar erro superior ao Padrão de Exatidão Cartográfica - Altimétrico - estabelecido.

§ 1º - Padrão de Exatidão Cartográfica é um indicador estatístico de dispersão, relativo a 90% de probabilidade, que define a exatidão de trabalhos cartográficos.

§ 2º - A probabilidade de 90% corresponde a 1,6449 vezes o Erro-Padrão, ou seja, $PEC = 1,6449 EP$.

§ 3º - O Erro-Padrão isolado num trabalho cartográfico não deverá ultrapassar 60,8% do Padrão de Exatidão Cartográfica.

§ 4º - Para efeito das presentes instruções consideram-se equivalentes as expressões Erro-Padrão, Desvio-Padrão e Erro-Médio-Quadrático.

O artigo 9º do mesmo decreto estabelece que as cartas, segundo sua exatidão ou acurácia, são classificadas nas Classes A, B e C, segundo os critérios seguintes (Tabela 1):

Tabela 1 - Classe das Cartas - Exatidão e Critérios

Fonte: Resolução nº 89.817 de 20/06/1984, (BRASIL, 2008).

Classe A	Classe B	Classe C
PEC – Planimétrico: 0,5 mm, na carta, sendo de 0,3 mm na escala da carta o Erro Padrão correspondente.	PEC – Planimétrico: 0,8 mm, na carta, sendo de 0,5 mm na escala da carta o Erro Padrão correspondente.	PEC – Planimétrico: 1,0 mm, na carta, sendo de 0,6 mm na escala da carta o Erro Padrão correspondente.
PEC – Altimétrico: metade da eqüidistância entre as curvas de nível, sendo de 1/3 dessa eqüidistância o Erro Padrão correspondente	PEC – Altimétrico: 3/5 da eqüidistância entre as curvas de nível, sendo de 2/5 dessa eqüidistância o Erro Padrão correspondente	PEC – Altimétrico: 3/4 da eqüidistância entre as curvas de nível, sendo de 1/2 dessa eqüidistância o Erro Padrão correspondente

Esses parâmetros estão embasados em normas americanas (National Map Accuracy Standard – NMAS, publicada em 1947), e adotam o erro gráfico de desenho analógico, e que hoje não são adequados para aferir os produtos cartográficos resultantes de processamento digital. Os dados planialtimétricos resultantes do processamento aerofotogramétrico, antes da evolução dos sistemas computacionais empregados hoje, eram obtidos utilizando-se de instrumentos como restituidores, estereorestituidores ou estéreoplotes analógicos, hoje totalmente em desuso.

Como exemplo pode-se citar a avaliação do intervalo máximo entre as curvas de nível (ICN), esse parâmetro é fundamental na definição do PEC para a altimetria que no caso da classificação A, equivale a 1/2 da equidistância entre as curvas de nível. Para ser definido o ICN, é necessário conhecer o chamado Fator C que por sua vez está associado à ordem tecnológica do restituidor analógico adotado. Se ele é de primeira ordem (Fator C = 2000 a 2500), segunda ordem (Fator C = 1800) ou terceira ordem (Fator C = 800 a 1200).

Será demonstrado um exemplo de cálculo de ICN usualmente adotado para produtos cartográficos no Brasil. Para isto é necessário definir alguns parâmetros como o fator C, distância focal, escala das fotografias e do produto final. O fator C pode ser igual a 1200, que corresponde a equipamentos de 3ª ordem, mais comum antigamente nas empresas. A escala cartográfica é 1/2000, que é a adotadas em estudos de projetos básicos de rodovias no Brasil (DNIT, 2006) e neste trabalho. Para esta escala é usual ampliações das fotografias no máximo em quatro vezes e assim a escala das fotografias seria 1/8000.

Sendo a escala da foto de 1/8000 a altura do vôo (h) é de 1200m, se realizado com câmera aerofotogramétrica com distância focal (f) de 150 mm, tem-se.

$$ICN = \frac{\text{altura do vôo}}{\text{fator C}} \therefore ICN = \frac{1200}{1200} \therefore ICN = 1,00m \quad (2)$$

Logo, para trabalhos cartográficos com escala final de 1:2000, podem ser admitidas curvas de nível 1m em 1m metro, sendo esse o valor usualmente adotado em trabalhos cartográficos no Brasil e aceito pelo DNIT.

Segundo ILMB (2007) em seu manual de especificações para elaboração de base de mapeamento empregando câmeras digitais de pequeno e médio formato em aerolevantamento fotogramétricos, configura esse tipo de mapeamentos como uma prática aceita para aplicações na cartografia e fotointerpretação, contanto que esse esteja embasado em critérios que englobam desde a calibração da câmera, processamento dos dados coletados de campo até a validação dos produtos cartográficos finais. Conforme define o ILMB (2007) os dados planimétricos para a escala de 1:2500 devem ter uma acurácia, para 90% dos pontos bem testados em campo, de 2,10m e ICN de 2,0m a 4,0m. Na Tabela 2, pode-se visualizar outras escalas e acurácias recomendadas e aceitas pelo ILMB (2007) para elaboração de bases cartográficas.

Tabela 2 – Correlação de Escalas e Intervalos de Curvas de Nível Recomendados Segundo para Levantamentos Aerofotogramétricos para Base de Mapeamento

Fonte: Adaptado do ILMB (2007).

Escala Recomendada para o Mapeamento	Acurácia Horizontal (90% de intervalo de confiança)	EMQ (horizontal)	Intervalo de Curvas de Nível Recomendado
1/500	0,42m	0,28m	0,50m to 1,0m
1/1000	0,85m	0,55m	1,0m to 2,0m
1/2500	2,10m	1,40m	2,0m to 4,0m
1/5000	4,20m	2,80m	4,0m to 5,0m

O Departamento de Auto-estradas dos Estados Unidos (PDDM, 2008) recomenda escala de vôo de 1: 4800, com câmera de distância focal de 150mm. Define ainda o uso de equipamentos de restituição de segunda ordem e em tabela especifica que para escala de vôo de 1:5000 o intervalo de curva de nível é de 0,50m, o que está compatível com os valores da Tabela 3, mas é mais rigoroso que o valor especificado pelo DNIT (2006).

Tabela 3 – Padrão de Precisões para Mapeamento Fotogramétrico

Fonte: Adaptado do NJDOT (1998).

Escala/ ICN	Tolerância Planimétrica	Tolerância Altimétrica Curvas de Nível	Tolerância Altimétrica Pontos cotados
1:2000 2,0m	90% dos pontos $\leq$ 1,5m da sua posição real . 10% restante $\leq$ 3,0 m de posição real.	90% do traçado das curvas de nível $\leq$ 1,0m da sua cota real. 10% restante $\leq$ 2,0 m de sua cota real.	90% dos pontos $\leq$ 0,5m da sua cota real 10% restante $\leq$ 1,0 m de sua cota real
1:1000 1,0m	90% dos pontos $\leq$ 0,75m da sua posição real . 10% restante $\leq$ 1,5 m de posição real.	90% do traçado das curvas de nível $\leq$ 0,5m da sua cota real 10% restante $\leq$ 1,0 m de sua cota real.	90% dos pontos $\leq$ 0,25m da sua cota real 10% restante $\leq$ 0,5 m de sua cota real

Vale ressaltar que os levantamentos aerofotogramétricos no Brasil são considerados elementos de segurança nacional e controlados por normas da aeronáutica, sob tal argumento, já abolido em outros países, seu emprego é rigorosamente restrito à empresas de aerofotogrametria convencionais, e pela legislação atual não é permitido o uso de sistemas alternativos de aquisição de imagens aéreas com o emprego de câmeras não-métricas, mesmo que sejam técnica e economicamente viáveis e que atenderiam demandas específicas, inclusive em estudos de anteprojetos e mesmo projetos de estradas.

3.2 – Dados Topográficos nos Estudos de Viabilidade Técnico-Econômica

As escalas para os Estudos de Viabilidade Técnico-Econômica são as de 1/10.000, 1/25.000 e 1/50.000 (DNIT, 2006 e TOSTES, 2001) para ambas as fases. Para a Classe A o PEC para as escalas usuais em Estudo de Viabilidade são as mostradas na Tabela 4 abaixo.

Tabela 4 - PEC para Classe A para Estudo de Viabilidade.

Escala Cartográfica	PEC Planimétrico (m)	PEC Altimétrico (m) Corresponde a 1/2 do ICN
1/10.000	5,0	2,5
1/25.000	12,5	5,0
1/50.000	25,0	10,0

3.3 - Dados Topográficos na Fase Preliminar

No tocante aos estudos topográficos, para a Fase Preliminar o DNIT (2006), estabelece que os dados planialtimétricos atendam uma precisão compatível a escala cartográfica de 1:5.000, pois essa escala permite realizar um estudo mais detalhado e com maior precisão dos quantitativos de serviços e dos orçamentos necessário ao projeto básico. Os dados podem ser obtidos por processo aerofotogramétrico ou topográfico convencional, conforme estabelece a Instrução de Serviço IS-204: Estudos Topográficos para Projetos Básicos de Engenharia para Construção de Rodovias Rurais – Fase Preliminar.

3.3.1 – Levantamento Topográfico Convencional - Projeto Preliminar

Quando se opta pelo levantamento Topográfico Convencional, para aquisição de dados planialtimétricos, a IS-204 recomenda para o seu cumprimento, que seja observada as seguintes peculiaridades (DNIT, 2006).

◆ A rede de apoio básico constituir-se-á de:

- ◆ Implantação de uma poligonal planimétrica topográfica com marcos monumentados de lados aproximados de 1km ao longo da diretriz estabelecida, e amarrado a marcos da rede geodésica de 1ª ordem do IBGE;
- ◆ Implantação de uma linha de nivelamento com RRNN, localizados de km a km ao longo da diretriz estabelecida, relacionada à rede de RRNN do IBGE.

- ◆ No caso de utilização de rastreamento GPS, para a determinação de coordenadas e nivelamentos, deverá ser utilizados receptores de precisão geodésica, com tempo de rastreio de, no mínimo, 30 minutos ou “fast-static” com tempo de rastreio de, no mínimo, 10 minutos;
- ◆ As linhas de exploração serão lançadas ao longo da diretriz estabelecida amarradas à rede de apoio básica e piqueteada de 50m em 50m;
- ◆ O levantamento de seções transversais será feito nos piquetes das linhas de exploração, num comprimento conveniente para a identificação das alternativas de traçado;
- ◆ O nivelamento e contranivelamento das linhas de exploração deverá abranger todos os piquetes, e todos os pontos notáveis, especialmente de travessia de cursos d’água existentes. Devem ser utilizados níveis eletrônicos com leitura a laser, e miras com códigos de barras;
- ◆ Será feito um cadastro dos acidentes geográficos e demais pontos notáveis que por sua importância influenciarão a identificação dos traçados, tais como: rodovias existentes, linha de transmissão, redes d’água, indústrias, casas, e outros;
- ◆ Os serviços necessários a determinação do modelo topográfico digital do terreno deve consta basicamente de:
 - ◆ Implantação de uma rede de apoio básico;
 - ◆ Lançamento de linhas de exploração;
 - ◆ Nivelamento e contranivelamento das linhas de exploração;
 - ◆ Levantamento de seções transversais;
 - ◆ Levantamentos complementares.

As atividades relacionadas acima, são partes integrantes dos estudos topográficos convencionais destinados a fase Preliminar devem ser executados de acordo com a Norma ABNT-NBR 13133/94 (DNIT, 2006).

As condições de aceitação e rejeição dos serviços e produtos elaborados por levantamentos topográficos convencionais, encontra-se descrito no item 8 da Norma ABNT-NBR 13133/94. Quanto a exatidão dos levantamentos, a norma estabelece critérios de rejeição e aceitação, através da correlação entre dimensões medidas na planta e sua homólogas medidas no terreno in-loco, por equipamentos de características idênticas ou superior ao utilizado no estabelecimento no levantamento topográfico.

A norma estabelece que o erro-médio-quadrático admissível para as discrepâncias entre as posições de pontos obtidas em planta e as obtidas pelos procedimentos topográficos no terreno, deve ser:

$$m \leq \pm 0,4 \times E \times K \quad (3)$$

Sendo,

m = erro-médio-quadrático admissível em milímetro,

$$0,4 = 0,2 \times \sqrt{2} \times \sqrt{2}$$

$0,2$ = erro de graficismo adotado (mm),

E = módulo da escala da planta (denominador),

$\sqrt{2} \times \sqrt{2}$ = deve-se ao fato de que as posições dos pontos são definidas por duas coordenadas planimétricas (E , N ou X , Y) e de que estas coordenadas são distâncias medidas na planta dos pontos às interseções das perpendiculares baixadas destes pontos aos eixos do retículo gráfico (E , N ou X , Y), e

K = coeficiente relativo à classe do levantamento topográfico quanto à medição de distâncias no seu levantamento. Nos dois casos $K = 1$, pois para os levantamentos realizados no presente trabalho as medições foram realizadas com distanciômetro eletrônico.

Para o erro-médio-quadrático resultante dos erros de posição dos pontos testados, não pode ser superior ao erro médio admissível descrito anteriormente, levando-se em consideração também os erros médios admissíveis para os procedimentos topográficos de verificação de campo. O erro médio quadrático é obtido pela seguinte expressão:

$$m' = \sqrt{\frac{\sum d_i^2}{n-1}} \quad (4)$$

Sendo,

m' = erro-médio-quadrático

n = número de alinhamentos ou pontos conferidos.

d_i = é a diferença entre as leituras obtidas em planta e terreno.

O erro planimétrico de posição deve ser dado pela seguinte expressão:

$$\Delta p = \pm \sqrt{\Delta E^2 + \Delta N^2} \quad (5)$$

Sendo,

Δp = erro de posição do ponto

ΔE = discrepância encontrada na coordenada E entre planta e terreno

ΔN = discrepância encontrada na coordenada N entre planta e terreno.

Os padrões de exatidão planimétrico e altimétrico são avaliados com critérios similares ao da cartografia nacional discutido no item 3.1.

O padrão de exatidão planimétrica em posição deve ser 1,645 vezes o erro médio admissível para as discrepâncias entre as posições de pontos obtidas em planta e as obtidas pelas medições topográficas em campo. O critério de rejeição estabelece que 90% das posições testadas não podem ter discrepâncias superiores ao padrão de exatidão planimétrica em posição, sendo o erro médio das comparações obtidas, igual ou menor que o erro médio admissível para essas comparações (ABNT-NBR 13133/94).

$$PE = 1,645 \times EMA \therefore EMA = \frac{PE}{1,645} \quad (6)$$

Sendo,

PE = Padrão de exatidão

EMA = Erro Médio Admissível

Quanto à exatidão altimétrica do levantamento topográfico, o critério de rejeição deve ser estabelecido a partir de um padrão de exatidão altimétrica, com relação às discrepâncias entre as altitudes ou cotas obtidas nas plantas, de pontos perfeitamente identificáveis nestas e no terreno, obtidas por interpolação das curvas de nível, com as altitudes ou cotas desses pontos, obtidos no terreno, apoiado nas referências de nível existentes na área do levantamento (ABNT-NBR 13133/94).

O padrão de exatidão altimétrica é definido a partir do desvio-padrão admissível estabelecido para a altimetria do levantamento topográfico, ou seja, 1,645 vezes este

desvio-padrão, para 90% dos pontos testados. Devendo o desvio-padrão admissível ser 1/3 (um terço) da eqüidistância das curvas de nível (ABNT-NBR 13133/94).

O critério de rejeição estabelece que 90% das altitudes ou cotas dos pontos testados não podem ter discrepâncias superiores ao padrão de exatidão altimétrica (metade da eqüidistância das curvas de nível), sendo o desvio-padrão das comparações, igual ou menor que o desvio-padrão admissível estabelecido, ou seja, um terço do valor da eqüidistância das curvas de nível (ABNT-NBR 13133/94).

3.3.2 – Levantamentos Aerofotogramétricos - Projeto Preliminar

Quando se opta pelo levantamento aerofotogramétrico, para aquisição de dados planialtimétricos, a IS-204 recomenda aplicar as metodologias definidas na Instrução de Serviço IS-226: Levantamento aerofotogramétrico para Projeto Básico de Rodovia. A IS-204 recomenda para o seu cumprimento, que sejam observadas as seguintes peculiaridades (DNIT, 2006).

- ◆ A rede de apoio deverá estar amarrada à rede de apoio oficial do IBGE e deverá ser apresentada segundo o sistema de projeção Local Transversa de Mercator (LTM);
- ◆ Altimetricamente deverá estar referenciada à rede de RRNN oficiais do IBGE e possuir cotas verdadeiras em relação ao nível do mar;
- ◆ As coordenadas altimétricas dos pontos de apoio planialtimétricos deverão estar amarradas a referências de nível obtidas por nivelamento geométrico, através de linhas ou redes que tenham erro máximo de $12\text{mm} \sqrt{k}$ (k = extensão da rede em km) no fechamento, ou com GPS, desde que se ocupem pelo menos três referências de nível e se proceda a ajustamento que permita correções de altura do geóide; as altitudes finais não deverão apresentar erros superiores a 30 cm (trinta centímetros);
- ◆ O apoio para aerotriangulação e restituição deverá ser executado preferencialmente por rastreamento de satélites do sistema NAVSTAR GPS, pelas vantagens operacionais e econômicas deste método, admitindo-se o uso de poligonais eletrônicas:
 - No caso de poligonais por rastreamento de satélites (GPS), o método a ser adotado deverá ser o estático diferencial, com o uso de receptores geodésicos; o tempo de rastreamento não deverá ser inferior a uma hora por

estação; caso sejam utilizados receptores de duas frequências e código P, adotando-se o método estático rápido, este tempo poderá ser reduzido para 15 minutos;

- No caso de poligonais eletrônicas, deverão ser utilizados teodolitos com leitura direta de um segundo (1") e distanciômetros eletrônicos com resolução de 1,0 cm);
- As coordenadas finais não deverão apresentar erro superior a 15,0 cm por ponto; as poligonais ou figuras fechadas com GPS deverão ter precisão superior a 1:50.000.

As atividades destinadas ao levantamento aerofotogramétricos relativos a fase Preliminar do projeto básico, devem ser executados de acordo com as normas do DNIT (2006). Para avaliar a qualidade dos dados planialtimétricos gerados a partir do levantamento aerofotogramétrico, é feita uma correlação entre dimensões medidas na planta e suas homólogas medidas no terreno in-loco. Dos quais os níveis de precisão da restituição devem atender ao especificado pelo decreto lei de 1984 (BRASIL, 1984). Para a escala cartográfica de 1/5000 os padrões de exatidão altimétrica e planimétrica segue o estabelecido pelo Decreto Lei de 1984, sendo para a Classe A o PEC na escala de 1/5000 mostrado na Tabela 5 a seguir.

Tabela 5 - PEC para Classe A para Projeto de Básico - Fase Preliminar

Fonte: Resolução nº 89.817 de 20/06/1984 (BRASIL, 2008).

Escala cartográfica	PEC Planimétrico (m)	PEC Altimétrico (m) Corresponde a 1/2 do ICN
1/5.000	2,5	1,0

3.4 – Dados Topográficos na Fase de Projeto Básico

No tocante aos estudos topográficos, o DNIT (2006) estabelece que na Fase de Projeto Básico, os dados planialtimétricos atendam uma precisão compatível a escala cartográfica de 1:2.000. Podendo ser obtidos por processo aerofotogramétrico ou topográfico convencional, conforme estabelece a Instrução de Serviço IS-204.

3.4.1 – Levantamento Topográfico Convencional - Projeto Básico

O Estudo Topográfico nesta fase de Projeto Básico constará basicamente de:

- ◆ Implantação de rede de apoio básico com marcos de concreto;

- ◆ Implantação e nivelamento da rede de referência de nível (RRN);
- ◆ Levantamento planialtimétrico cadastral do terreno;
- ◆ Implantação de pontos do eixo do traçado selecionado que permita sua perfeita identificação no campo;
- ◆ Levantamento planialtimétrico cadastral dos locais de jazidas, interseções, dispositivos de drenagem, obras-de-arte especiais.

Os serviços deverão ser executados de acordo com a Norma ABNT-NBR 13133/94, obedecer às especificações para o levantamento planialtimétrico cadastral classe I PAC e a poligonal planimétrica ser do tipo III P ou superior.

- ◆ A rede de RRN a ser implantada e nivelada deverá estar referenciada à rede de RRN oficiais do IBGE. Deverão ser obedecidas as especificações da Norma ABNT-NBR 13133/94 no que se refere ao nivelamento classe IIN.

3.4.2 – Levantamentos Aerofotogramétricos - Projeto Básico

Quando se opta pelo levantamento aerofotogramétrico, para aquisição de dados planialtimétricos, a IS-204 recomenda aplicar as metodologias definidas na Instrução de Serviço IS-226: Levantamento aerofotogramétrico para Projeto Básico de Rodovia. A IS-204 recomenda que sejam observadas as seguintes peculiaridades (DNIT, 2006).

- ◆ O vôo obrigatoriamente deverá ser executado na escala 1:8.000 e a restituição na escala 1:2.000, com curvas de nível de metro em metro;
- ◆ A restituição deverá ser apresentada segundo o sistema de projeção Local Transversa de Mercator (LTM);
- ◆ Sempre que, por motivo de sombra ou vegetação existente, não for possível garantir uma precisão altimétrica de 0,5 m, a área correspondente deverá ser levantada obrigatoriamente por topografia convencional, segundo a metodologia exposta anteriormente neste item da presente Instrução de Serviço, introduzida no modelo digital do terreno, de modo a substituir a restituição aerofotogramétrica naquela área;
- ◆ As coordenadas finais não deverão apresentar erro superior a 10cm por ponto; as poligonais, ou figuras fechadas com GPS, deverão ter precisão superior a 1:100.000;

- ◆ Os níveis de precisão da restituição deverão atender aos mesmos critérios indicados anteriormente a fase Preliminar do projeto Básico.

Para a escala cartográfica de 1/2000 os padrões de exatidão altimétrica e planimétrica segue o estabelecido pelo Decreto Lei de 1984 , sendo para a Classe A o PEC na escala de 1/5000 o mostrado na Tabela 6 abaixo.

Tabela 6 - PEC para Classe A para Projeto Básico

Fonte: Resolução nº 89.817 de 20/06/1984 (BRASIL, 2008)

Escala cartográfica	PEC Planimétrico (m)	PEC Altimétrico (m) Corresponde a 1/2 do ICN
1/2.000	1,0	0,5

3.5 – Dados Topográficos na Fase de Projeto Executivo

Os Estudos Topográficos para Projeto Executivo de Engenharia para Construção de Rodovias Rurais devem ser desenvolvidos em uma única fase, a fase de Projeto Executivo, e são especificados na IS-204: Estudos Topográficos para Projetos Executivos de Engenharia.

4. AEROFOTOGRAMETRIA

A aerofotogrametria é uma técnica vastamente difundida e bastante utilizada em mapeamentos. Sua qualidade é indiscutível e a qualidade deve-se muito à alta precisão das câmeras utilizadas (Figura 1) e aos sofisticados recursos eletrônicos e computacionais. Esses equipamentos trabalham com negativos, que medem 23 cm x 23 cm, que possibilitam uma melhor relação de aproveitamento, entre a área coberta e a escala de vôo, existem também as câmeras digitais de grande formato cuja tendência atual é a execução dos levantamentos aerofotogramétrico com o emprego desse tipo de equipamento. As câmeras são instaladas em aeronaves convencionais, e a obtenção de imagens de uma área depende de uma série de fatores que devem ser considerados na etapa de planejamento, antecedente ao vôo. Todos esses procedimentos, mais as etapas posteriores ao vôo, tornam o levantamento aerofotogramétrico uma técnica de alto custo.



Figura 1 – Câmera Aerofotogramétrica Modelo ZEISS RMK TOP 15/23 Baseada em Filme como Elemento Sensor

Fonte: <http://www.esteio.com.br>, Acesso: Fevereiro de 2008

A fotogrametria digital teve o seu surgimento nos anos 80, tendo como grande inovação à utilização de imagens digitais como fonte primária de dados. A imagem digital

pode ser adquirida diretamente de uma câmera digital, ou mesmo através da digitalização matricial de uma imagem analógica. Nos anos 90, este ramo da fotogrametria realmente pôde ser usado de maneira extensiva, graças ao desenvolvimento de computadores com capacidade suficiente para o processamento interativo de imagens digitais. Os sistemas de fotogrametria digital tem como principais características (WALKER e PETRI, 1996) o seguinte:

- ◆ O sistema de fotogrametria digital combina hardware e software permitindo operações fotogramétricas em dados de imagem digitais;
- ◆ O conjunto de dados de imagens digitais consistem de uma matriz de pixels de tamanho e forma fixa, tendo cada pixel um valor de brilho associado à radiância do objeto imageado pelo sensor;
- ◆ Dados são derivados freqüentemente de uma máquina fotográfica que produz quadros de imagens em filme fotográfico; estes são convertidos para forma digital utilizando-se “scanners” de alta precisão ou as imagens são captadas diretamente no formato digital com sensores CCD;
- ◆ As operações são executadas manualmente ou de forma interativa. Por exemplo, a maioria das feições são extraídas e editadas usando-se métodos automatizados ou semi-automatizados, para a geração de Modelo Digital do Terreno e ortoimagens.

As principais etapas preliminares do processamento das imagens digitais em fotogrametria são as orientações (interna, relativa e absoluta) antes da geração de produtos na etapa de restituição. Para as orientações interna e relativa são necessários o conhecimento preciso das características geométricas da imagem, (como formato, distância focal, distorções, resolução, superposição) e para a absoluta são necessárias coordenadas de campo medidos diretamente ou obtidos por aerotriangulação (ANDRADE, 1999).

Durante a produção de documentos cartográficos as imagens ou fotografias são convertidas para uma projeção ortogonal. Devido às fotos serem obtidas numa projeção perspectiva, todos os objetos que tenham altura acima do plano de referência, sofrem o efeito conhecido como deslocamento devido ao relevo. Esse deslocamento é corrigido no processamento da restituição, em que são convertidas as feições existentes no modelo estereoscópico em pontos, linhas e áreas, num arquivo vetorial.

Todas as operações básicas e de restituição com fotogrametria digital têm um alto grau de automação, sendo que algumas mais do que outras. As orientações interna e

relativas, a obtenção de orientação e posição dos centros de exposição com apoio de GPS e sistemas inerciais, e orto-retificação têm alto grau de eficiência. A restituição automática ainda não é tão eficiente para a detecção de feições de objetos construídos pelo homem mas em compensação o uso de imagens orto-retificadas têm substituído em muitos casos as necessidades de restituição. A geração de MDT também está num nível bem avançado usando processos de correlação ou usando dados de Laser Scanner aerotransportado (SCHÄFER, 2004).

4.1 - Câmeras Digitais

As câmeras digitais são dotadas de dispositivo sensor constituído de elementos eletrônicos fotossensíveis, em substituição a película fotográfica sensível, adotadas pelas câmeras aerofotogramétricas convencionais. Para ocorrer o registro da imagem, tem-se que o feixe luminoso incide sobre um sistema de lentes, sendo desviado e focalizado sobre um sensor semicondutor de óxido metálico (MOS) ou fotodiodos, dos quais o mais utilizado é o CCD (*Charge Coupled Device*, dispositivo acumulador de carga), (Figura 2).

A intensidade da luz incidente é que define a energia luminosa que irá sensibilizar cada elemento sensor do CCD, sendo essas cargas armazenadas e posteriormente transferidas a matriz de sensores e depois há um amplificador cujo sinal de saída é uma série de voltagens onde são convertidas ao formato digital, por meio de um conversor analógico-digital (EL-HAKIM, 1986). O conversor analógico-digital transforma sinais analógicos contínuos em valores digitais, armazenando seu resultado numa memória que posteriormente podem ser observados no formato de imagem digital. Os sensores utilizados nas câmeras digitais podem apresentar um arranjo matricial ou linear (Figura 2).

A imagem digital é um arranjo bidimensional de dados, espacialmente ordenados em uma matriz, onde o primeiro elemento corresponde ao nível de cinza do primeiro sensor, sendo colocado na origem, que é o canto superior esquerdo. Os demais são colocados da esquerda para direita de forma a completar as colunas. Quando todas as colunas de uma linha são preenchidas com os valores digitais (níveis de cinza), inicia-se o preenchimento da linha seguinte, na coluna mais à esquerda. As cores são formadas pela combinação dos valores digitais referentes aos sensores das cores primárias (azul, verde e vermelho) (GONÇALVES, 2006).

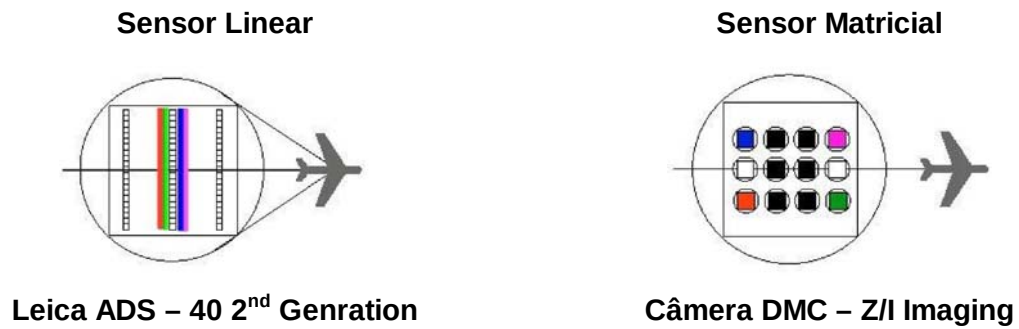


Figura 2 – Sensores Adotados nas Câmeras Digitais
(Fonte: <http://www.esteio.com.br>, Acesso: fevereiro de 2008).

4.1.1 – Calibração de Câmeras

Toda a câmera, métrica ou não, para ser usada em trabalhos fotogramétricos deve ser calibrada, objetivando determinar os parâmetros geométricos da imagem e dados necessários para as correções das aberrações inerentes aos sistemas óticos (MACHADO, 2003).

Segundo BABINSCK (2006), o processo de calibração de uma câmera consiste em processos destinados a obtenção dos seguintes parâmetros geométricos:

- ◆ Coordenadas das marcas fiduciais (X_f , Y_f);
- ◆ Coordenadas do ponto principal no sistema fiducial (X_o , Y_o);
- ◆ Distância focal (c);
- ◆ Distorção radial simétrica (K_1 , K_2 , K_3);
- ◆ Distorção descentrada (P_1 , P_2).

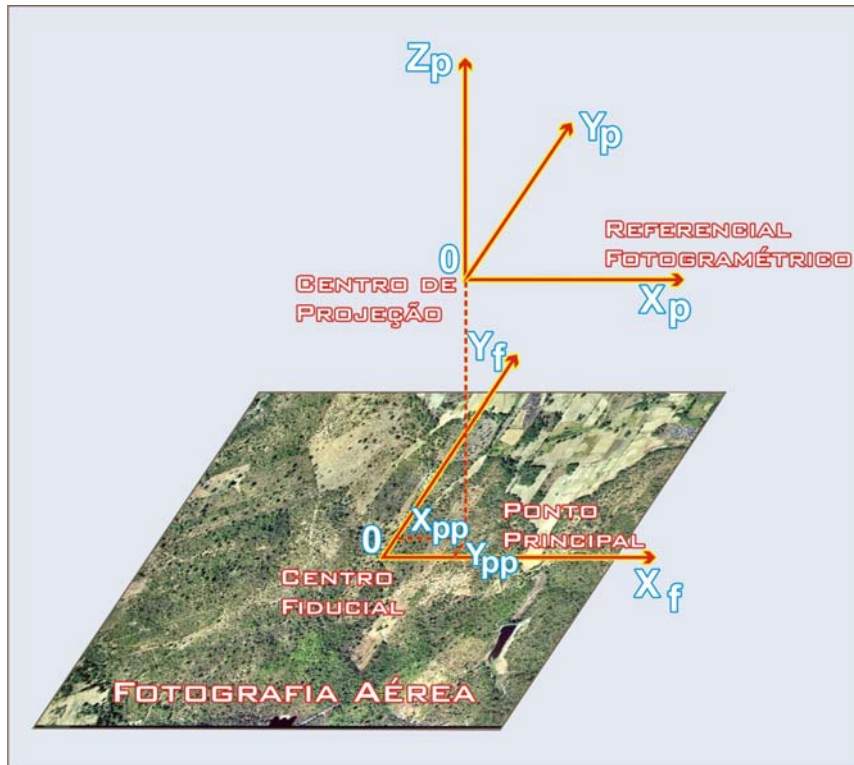


Figura 3 - Referencial Fotogramétrico

Fonte: Adaptado de BABINSCK (2006)

O ponto principal (X_o , Y_o) corresponde à interseção do eixo ótico do sistema de lentes da câmera com o plano da imagem, e pela não coincidência entre o eixo ótico da câmera e o centro fiducial da fotografia, ocasionando um deslocamento desse ponto principal. Já a distância focal (c) corresponde à distância entre o centro perspectivo e o plano focal, medida ao longo do eixo ótico.

Segundo BABINSCK (2006), a distorção radial simétrica (K_1 , K_2 , K_3) pode ser definida como sendo a parcela não desejável da refração sofrida por um raio de luz ao atravessar uma lente. A distorção descentrada origina-se da impossibilidade do fabricante em alinhar perfeitamente os eixos óticos das lentes que compõem uma objetiva, resultando assim em deslocamentos na imagem, sendo composta pelas distorções tangencial e radial assimétrica (FRANCESCHET et al, 2002).

Vários métodos de calibração têm sido desenvolvidos como forma de controle dos erros sistemáticos introduzidos pelo sistema óptico (MACHADO et al, 2003; SANTOS e LARA, 2003; TOMMASELLI e ALVES, 2001; SILVA et al, 2005; BABINSCK, 2006). A utilização do método é indiferente, pois, o que deve ser observado é a precisão da calibração que depende do conhecimento geométrico dos pontos que as lentes ou câmeras observaram (FRANCESCHET et al, 2002).

Para a calibração é necessário à disponibilidade de um campo de teste ou calibração, uso de procedimentos e programa de ajustamento adequados. Dentre os vários métodos de campo, neste trabalho foi empregado o método das câmeras convergentes.

Conforme CÔRTEZ (1998), Este método foi desenvolvido por Duane C. Brown, e consiste na tomada de fotografias com alta convergência entre si, e pelo menos uma rotação ortogonal da câmera, pois somente a convergência não é suficiente para quebrar a correlação existente entre as coordenadas da estação de exposição e os parâmetros de orientação interior da câmera. Este método tem se mostrado mais eficiente quando a convergência entre as câmeras é máxima, ou seja, os raios formam entre si um ângulo de 90° , conforme Figura 4.

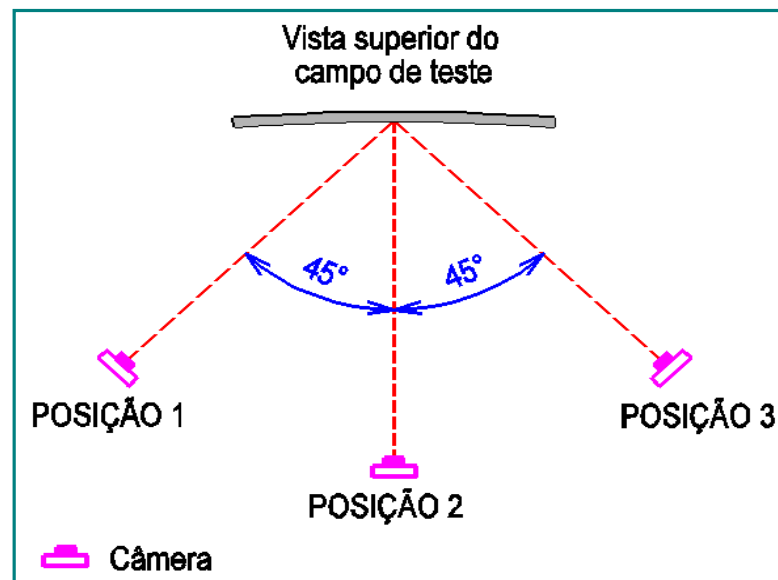


Figura 4 - Posição da Câmera para a Tomada das Fotografias

Existem duas possibilidades para executar a calibração por este método: fixa-se a posição e a atitude de uma estação de exposição deixando que os demais feixes de raios se ajustem a este feixe fixo; ou fixa-se as coordenadas dos pontos de apoios de campo, fornecendo como parâmetros, a posição aproximada e a atitude da câmara em cada

estação de exposição, determinando os parâmetros de orientação interior e exterior da câmara. Todos os processos que determinam simultaneamente os parâmetros de orientação interior e exterior são conhecidos por autocalibração.

4.1.2 - Sistemas Referenciais do Espaço-Imagem

Para o desenvolvimento dos processos fotogramétricos adotando-se imagens digitais como fonte de dados, é fundamental o emprego dos sistemas referenciais do espaço-imagem, dos quais sem eles não seria possível o restabelecimento da geometria projetiva das imagens aéreas (SANTOS 2003; BABINSCK e BERBERAN, 2006), não sendo mais importante apenas conhecer e saber utilizar os sistemas referenciais do espaço-imagem, mas sim saber transformar as coordenadas entre eles.

O referencial de imagem digital é um sistema cartesiano, plano retangular, levógiro, com origem no canto superior esquerdo da imagem, sendo x coincidente com a primeira linha, no topo, e y coincidente com a primeira coluna, à esquerda (o' , x , y). A seguir apresenta uma representação esquemática, conforme Figura 5.

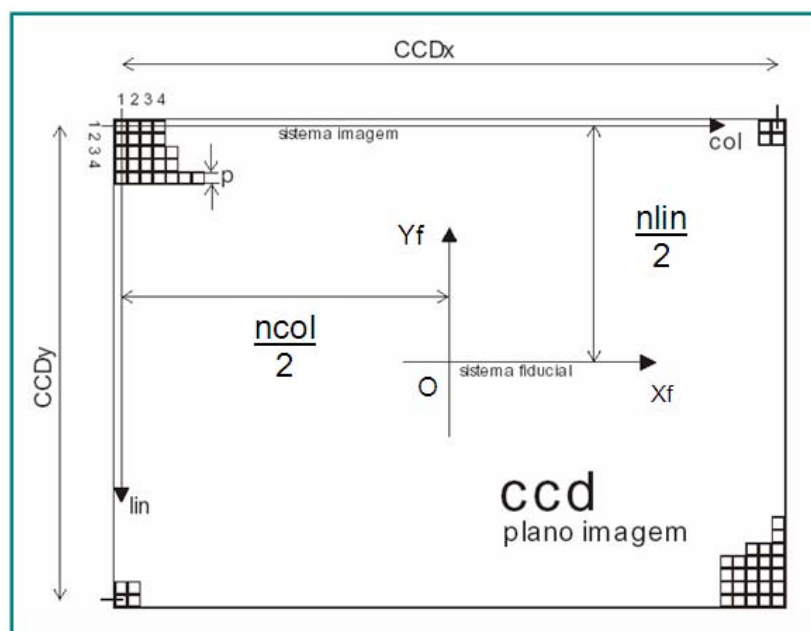


Figura 5 - Referencial Fiducial

Numa imagem resultante de um levantamento aerofotogramétrico que adota uma câmara métrica analógica, onde as marcas fiduciais estão presentes, o referencial fiducial (O, X_f, Y_f) é um sistema cartesiano bidimensional, cuja origem, segundo ANDRADE (1999), situa-se na interseção de retas passantes pelas marcas fiduciais opostas. O eixo OX_f tem

orientação positiva no sentido de vôo, enquanto o eixo OY_f é perpendicular ao primeiro, numa orientação positiva, tendo-se uma rotação anti-horária de 90° de O_x f para O_y f (sistema dextrógiro). Quando se trabalha com câmaras digitais não métricas, as imagens obtidas carecem de marcas fiduciais. Por este motivo um sistema equivalente ao fiducial é introduzido, baseando-se na geometria da imagem digital, onde o centro fiducial coincide com o centro da matriz da imagem e que os eixos fiduciais são paralelos aos eixos do referencial de imagem (Figura 5).

Quando as câmaras digitais possuem *pixels* de formato retangular, ao invés de quadrados, é necessário transformar as coordenadas do referencial de tela para o referencial fiducial, aplicando também um fator de escala como mostrada nas equações a seguir.

$$\begin{aligned} x_f &= \left(col - \frac{ncol}{2} \right) \frac{dim_h}{ncol} \\ y_f &= \left(\frac{nlin}{2} - lin \right) \frac{dim_v}{nlin} \end{aligned} \quad (7)$$

Sendo:

X_f = Coordenada “fiducial” correspondente a x_m , coordenada em colunas da matriz de sensores;

Y_f = Coordenada “fiducial” corresponde a y_m , coordenada em linhas da matriz de sensores;

$ncol$ = Número de colunas da matriz de sensores;

$nlin$ = Número de linhas da matriz de sensores;

dim_h = Dimensão horizontal (no caso: as colunas) em milímetros da matriz de sensores; e

dim_v = Dimensão vertical (no caso: as linhas) em milímetros da matriz de sensores.

4.1.3 - Equações de Colinearidade

Segundo BABINCSK (2006) as equações de colinearidade (eq 8) podem ser consideradas como sendo o modelo matemático fundamental e mais utilizado nos procedimentos fotogramétricos analíticos e digitais.

$$x = x_0 - c \frac{m_{11} \cdot (X - X_0) + m_{12} \cdot (Y - Y_0) + m_{13} \cdot (Z - Z_0)}{m_{31} \cdot (X - X_0) + m_{32} \cdot (Y - Y_0) + m_{33} \cdot (Z - Z_0)} \quad (8)$$

$$y = y_0 - c \frac{m_{21} \cdot (X - X_0) + m_{22} \cdot (Y - Y_0) + m_{23} \cdot (Z - Z_0)}{m_{31} \cdot (X - X_0) + m_{32} \cdot (Y - Y_0) + m_{33} \cdot (Z - Z_0)}$$

Sendo,

x, y = coordenadas do ponto de interesse no espaço-imagem

x_0, y_0 = coordenadas do centro de perspectiva no espaço-imagem

c = distância focal da câmera

X, Y = coordenadas do ponto de interesse no espaço-objeto

X_0, Y_0 = coordenadas do centro de perspectiva no espaço-objeto

$$M = R_Z(\kappa) \cdot R_Y(\delta) \cdot R_X(\omega) \quad (9)$$

$$R_Z(\kappa) := \begin{pmatrix} \cos(\kappa) & \sin(\kappa) & 0 \\ -\sin(\kappa) & \cos(\kappa) & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{pmatrix} \quad R_Y(\delta) := \begin{pmatrix} \cos(\delta) & 0 & -\sin(\delta) \\ 0 & 1 & 0 \\ \sin(\delta) & 0 & \cos(\delta) \end{pmatrix} \quad R_X(\omega) := \begin{pmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & \cos(\omega) & \sin(\omega) \\ 0 & -\sin(\omega) & \cos(\omega) \end{pmatrix} \quad (10)$$

$$M = \begin{pmatrix} \cos(\kappa) & \sin(\kappa) & 0 \\ -\sin(\kappa) & \cos(\kappa) & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{pmatrix} \cdot \begin{pmatrix} \cos(\delta) & 0 & -\sin(\delta) \\ 0 & 1 & 0 \\ \sin(\delta) & 0 & \cos(\delta) \end{pmatrix} \cdot \begin{pmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & \cos(\omega) & \sin(\omega) \\ 0 & -\sin(\omega) & \cos(\omega) \end{pmatrix} \quad (9 \text{ e } 10)$$

Sendo,

(ω, ϕ, κ) = Ângulos eulerianos que representam as rotações necessárias para tornar os referenciais paralelos.

M = Matriz de rotação

4.1.4 - Distorções das Lentes

São consideradas como distorções causadas pelo sistema de lentes todas as perturbações sofridas pelos raios de luz ao atravessar o sistema de lentes que compõe a objetiva, podendo prejudicar a qualidade ou provocar deslocamentos na imagem.

(CÔRTEZ, 1998; ANDRADE, 1999). As distorções das lentes são as distorções radial simétrica e a descentrada.

4.1.4.1 - Distorção Radial Simétrica

A distorção radial das lentes causa um deslocamento radial simétrico da imagem de sua posição ideal. Esta distorção esta em função da distância do centro ótico ao plano da fotografia e da distância do centro de projeção ao ponto objeto (BROWN, 1966).

CONRADY (1919) formulou o modelo matemático para descrever a distorção radial simétrica. O raio de luz antes de penetrar na câmara forma um ângulo com o eixo óptico e, ao atravessar o sistema de lentes, faz um ângulo , causando um deslocamento na posição da imagem no plano do negativo, como visto na Figura 6 abaixo.

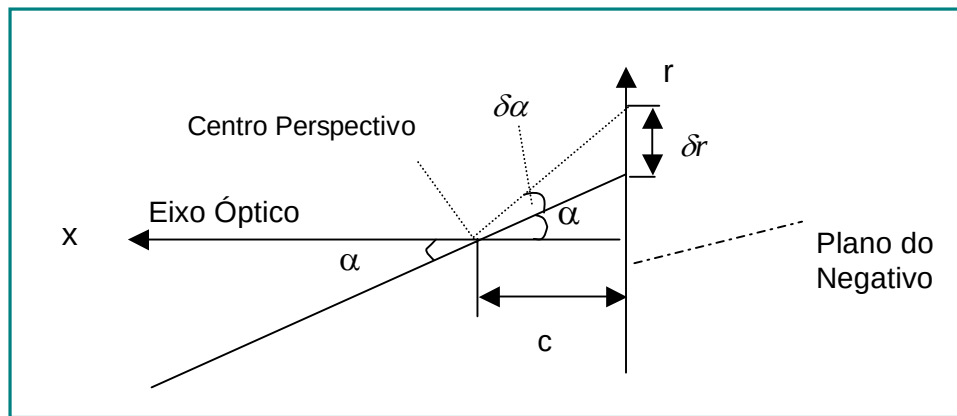


Figura 6 - Distorção Radial Simétrica

Fonte: Adaptada de ANDRADE (1998)

As equações (11) e (12) servem para corrigir a distorção radial simétrica em fotocoordenadas (ANDRADE, 1998).

$$\begin{aligned} x &= x'' - \delta r_x \\ y &= y'' - \delta r_y \end{aligned} \quad (11)$$

$$\begin{aligned} \delta r_x &= (K_1.r^2 + K_2.r^4 + K_3.r^6)(x'') \\ \delta r_y &= (K_1.r^2 + K_2.r^4 + K_3.r^6).(y'') \\ r &= \sqrt{(x'')^2 + (y'')^2} \end{aligned} \quad (12)$$

Sendo :

$(\delta r_x, \delta r_y)$ = Correções devida à distorção radial simétrica;

(K_1, K_2, K_3) = Parâmetros que descrevem a distorção radial simétrica para a distância focal calibrada, obtidos do certificado de calibração da câmara;

r = Distância do ponto considerado ao ponto principal;

(x, y) = Coordenadas do ponto no sistema fotogramétrico corrigido da distorção radial simétrica.

4.1.4.2 - Distorção Descentrada

A distorção descentrada tem sua origem na impossibilidade do fabricante em alinhar perfeitamente os eixos ópticos das lentes que compõem uma objetiva, surgindo assim deslocamentos na imagem. Ela é composta pelas distorções tangencial e radial assimétrica (BABINSCK, 2006). A distorção descentrada não era considerada nos trabalhos iniciais de Fotogrametria, devido ao fato dos equipamentos restituidores apresentarem precisão inferior aos erros desta distorção. O modelo matemático utilizado para a correção desta distorção foi desenvolvido por BROWN (1966). O desenvolvimento matemático pode ser encontrado em MERCHANT (1979) e as fórmulas finais para a correção da distorção nas observações fotogramétricas são dadas por (equações 13 e 14):

$$\begin{aligned} x'' &= x - \delta d_x \\ y'' &= y - \delta d_y \end{aligned} \quad (13)$$

$$\begin{aligned} \delta d_x &= P_1(r^2 + 2x^2) + 2P_2xy \\ \delta d_y &= 2P_1xy + P_2(r^2 + 2y^2) \end{aligned} \quad (14)$$

Sendo,

(x'', y'') = Coordenadas no sistema fotogramétrico, corrigidas da distorção descentrada;

(x, y) = Coordenadas do ponto no sistema fotogramétrico, corrigidas da distorção radial simétrica;

(P_1, P_2) = Parâmetros que descrevem a distorção descentrada, obtidos do certificado de calibração da câmera.

4.2 - Utilização das Câmeras de Pequeno Formato Digitais em Aerolevantamentos

Segundo ZEILHOFER (2001), GRAHAM e MILLS (2000) e RUY et al, 2007, o emprego dos produtos dos aerolevantamentos que usam câmeras de pequeno formato, pode atender a demanda por bancos de imagens digitais atualizados para aplicações de

monitoramento ambiental, projetos de rodovias e de linhas de transmissão, além de mapeamento topográfico, temático e cadastral, podendo vir a suprir as necessidades decorrentes da ausência ou escassez de cartografia em muitas regiões do país, por sua vez, causadas pela carência de projetos de mapeamento sistemático.

As câmeras de pequeno formato analógicas fotogramétricas já foram testadas para a produção de mapas topográficos de grande e média escala, dentro de padrões de precisão exigidos pelas normas cartográficas (MITISHITA et al, 2004; GONÇALVES, 2004 e DANI et al, 2005) e em várias outras aplicações (HEIPKE e JACOBSEN, 2006) e provaram que podem ser usadas para mapeamento de pequenas áreas, com mesma qualidade ou similar ao uso de aerofotogrametria convencional, sobretudo em aplicações de monitorização de recursos naturais e em estudos nas áreas da engenharia, devido à viabilidade de seu custo de execução, quando comparado à aerofotogrametria convencional (WARNER, 1997; HEIPKE e JACOBSEN, 2006).

Da mesma forma as novas tecnologias em equipamentos digitais e programas para processamento na fotogrametria digital convencional podem perfeitamente ser adaptados ao uso de câmeras de pequeno formato digitais e fornecerem produtos que podem e devem atender às necessidades de precisão, parcial ou totalmente, para projetos rodoviários da fase preliminar ao projeto executivo.

O uso de câmeras de pequeno formato apresenta desvantagens quando são comparadas com o aerolevanteamento fotogramétrico convencional (SILVA et al, 2005; SILVA, 2006):

- ◆ Necessidade de maior quantidade de imagens para cobrir a mesma área;
- ◆ Distorções geométricas significativas;
- ◆ Dificuldade de conseguir a superposição pré-calculada corretamente;
- ◆ Dificuldade de manutenção de rota e estabilidade durante o vôo devido a maiores turbulências em vôos a baixa altitude;
- ◆ Necessidade de adaptações para o suporte da câmera e fixação à aeronave.

As imagens obtidas com câmeras digitais não métricas têm a área de cobertura bastante reduzido em relação às fotografias aéreas convencionais, necessitando-se assim de muitas imagens a mais para recobrir uma mesma área. Por isso, faz-se necessário a junção de várias delas para compor a mesma área de uma fotografia métrica analógica.

A confecção de cartas restituídas com fotogrametria só é possível, a princípio, com imagens obtidas com câmeras métricas. No entanto, é possível utilizar outras câmeras não métricas e de pequeno formato, desde que seus parâmetros geométricos e distorção sejam determinados através de um processo de calibração.

Entretanto vale salientar o avanço dos sistemas computacionais aerofotogramétricos hoje disponíveis, com ferramentas de alta produtividade para seleção de pontos fotogramétricos, destinados à amarração entre as imagens de uma mesma linha e entre linhas de voo, valendo-se da condição de correlação espacial para determinação de pontos homólogos, ferramentas de detecção de erros grosseiros, interfaces inteligentes e ergonômicas que agilizam o processamento.

Somando a isso o aperfeiçoamento dos equipamentos e técnicas de posicionamento por satélite em especial o sistema GPS, que permite a coleta de pontos de controle para orientação exterior e faz com que também essa condição de maior número de pontos de controle não passe a ser uma restrição na formação de grandes blocos de imagens, quando do emprego de câmeras de pequeno formato para a aquisição das imagens.

4.3 - Avaliação de Resolução de câmeras

A qualidade da imagem digital para fins fotogramétricos e cartográficos tem uma relação direta com o tamanho dos detalhes que podem ser identificados. Esse tamanho depende das dimensões físicas de cada elemento do sensor, de fatores radiométricos do objeto e do entorno e da função de espalhamento do sistema de imageamento.

4.3.1 Avaliação de Tamanho do Pixel no Terreno para CPF

Na definição mais usual, o termo resolução espacial é tomado diretamente como o tamanho do pixel no terreno (GSD - *ground sample distance*). Segundo GONÇALVES (2006) esse parâmetro está para a fotogrametria digital como a escala da foto, (calculada como a razão entre a distância focal e a altura de voo) está, para a fotogrametria convencional. Podendo-se calcular a GSD como:

$$GSD = \left(\frac{h}{f} \right) . d \quad (15)$$

Sendo,

h = Altura de Vôo,

f = Distância Focal da Câmera,

d = Dimensões Físicas do Pixel no Sensor CCD.

Usando a equação 15 e com dados de distância focal e tamanho dos elementos sensores de câmeras de pequeno formato e câmeras digitais fotogramétricas foi montada a Tabela 7, com finalidade de comparar a área coberta no terreno, para GSD=20 cm.

Na Tabela 7 ainda podem ser observados pontos importantes:

- Os formatos das imagens é retangular e seguem na maioria a proporção 4x3. Por ocasião do planejamento do vôo, é necessário decidir sobre o uso de dimensão maior ou menor na direção do vôo e calcular as superposições. Em termos de formação do modelo estereoscópico. O melhor é usar a maior dimensão na direção paralela ao vôo.
- As alturas de vôo até 750m, como a adotada no presente trabalho, são suficientes para vôo abaixo das nuvens tipo cúmulos, típica de bom tempo e muito freqüentes nas regiões tropicais.

Tabela 7 – Câmeras Digitais de Pequeno e Grande Formato

Câmeras Digitais (Sensores com Arranjo Matricial)					
Modelo da Câmera	Dimensão de 1 Pixel na imagem (μm)	Distância Focal (mm)	Altura de Vôo para GSD equivalente a 20 cm (m)	Tamanho das Imagens (pixels)	Extensão no Terreno para GSD equivalente a 20 cm (m)
Câmeras Digitais de Pequeno Formato					
Sony DCS-P50	3,30	6,50	390	1600 x 1200	238 x 317
Canon A-300	3,66	6,80	370	2048 x 1536	305 x 407
Sony F-828	2,70	10,0	740	3264 x 2448	489 x 652
Canon A-640	1,95	7,35	750	3648 x 2736	544 x 726
Câmeras Digitais de Grande Formato					
UltraCam X	7,20	33,0	910	4992 x 3328	661 x 991
Z/I Imaging DMC	12,0	120	2000	13826 x 7680	1536 x 2765

- Câmeras digitais de pequeno formato como a Canon A-640 com 10 Mpixel, de baixo custo, usada neste projeto, já têm quase o mesmo formato que a câmera aerofotogramétrica UltraCam X de custo altíssimo. A área coberta no terreno obtida pela câmera Canon A-640 é de 544 x 726m, com 60% de superposição segundo a maior dimensão, enquanto a UltraCam X é de 661 x 991m.

Já existem no mercado câmeras comuns de pequeno formato de 22Mpixel com tamanho das imagens 5440 x 4080 pixels (RUY et al, 2007) e de 50Mpixel (H3DII-50, 2008), que podem ser testadas em aerolevantamentos fotogramétricos, podendo alcançar resultados ainda melhores quanto à abrangência de área de cobertura, redução do número de imagens para cobrir uma determinada área.

A câmera ADS-40 possui sensores CCD (*Charged Coupled Device*) lineares e imageia em formato de varredura e não em quadros, possuindo tamanho de pixel na imagem de 6,5 μm e uma lente telecêntrica de distância focal igual a 62,77 mm. A faixa imageada pela ADS-40 com GSD de 0,20m é de 2400m de largura (ESTEIO, 2008; SILVA e GALLO, 2006).

4.3.2 - Comparação de Resolução de Câmera de pequeno Formato e Câmera Fotogramétrica Analógica

A avaliação de resolução de câmeras analógicas é resultado do conjunto formado pela câmera e o filme fotográfico, conhecido como AWAR (*Area Weighted Average Resolution*), que é a resolução da média ponderada de área, sendo seu valor dado em pares de linhas por milímetro (lp/mm).

As câmeras convencionais analógicas podem usar filmes que atingem 90 lp/mm ou mais, para o conjunto filme/câmera. Mas considerando um conjunto câmera aérea/filmes com uma resolução de 44 lp/mm, que é o mais usual, a resolução da imagem no filme chamada de resolução do sistema (RES) será dada por.

$$RES = \left(\frac{1\text{mm}}{44\text{lp}} \right) \times \left(\frac{1000\mu\text{m}}{\text{mm}} \right) = 22,73\mu\text{m} / \text{lp} \quad (16)$$

Admitindo uma fotografia na escala de vôo de 1:8000, correspondente a uma estaca cartográfica de 1:2000, a resolução de 22,3 μm /lp obtida acima, será no terreno de 0,18m, conforme demonstrado a seguir:

$$RES_{\text{terreno}} = \left(\frac{22,73 \mu m}{lp} \right) \times 8000 \text{ (escala do vôo)} = 180.000 \mu m = 0,18m \quad (17)$$

Um aspecto fundamental é a determinação do tamanho do pixel para a digitalização do filme fotográfico, de modo que não sejam perdidos detalhes e se possa obter a acurácia esperada para o produto fotogramétrico.

Segundo PREOSCK (2006), uma forma adequada de determinar a dimensão do pixel é através da resolução do sistema de lentes dado em pares de linhas por milímetros (lp/mm), sendo a dimensão do pixel dada através da expressão abaixo:

$$\frac{RES}{2\sqrt{2}} \leq Pixel \leq \frac{RES}{2} \quad (18)$$

$$8,04 \mu m \leq Pixel \leq 11,36 \mu m$$

Sendo,

RES = Resolução do sistema de lentes em micrômetros determinado a partir do parâmetro AWAR.

Tomando como exemplo o RES de 22,73 $\mu m/lp$ e aplicando a expressão anterior, o valor mínimo para o pixel será de 8,04 μm e máximo de 11,36 μm . Adotando como valor a média aritmética aproximadamente 10 μm , tem-se a garantia que todos os elementos contidos na imagem do filme fotográfico serão capturados no processo de digitalização. Os arquivos de imagens digitalizadas com essas dimensões ficam muito grandes e na prática as empresas estão adotando na maioria dos casos 21,0 μm e eventualmente 16,0 μm . Porém já se comprovou que na digitalização quanto menor o pixel mais precisão garante ao produto final (PREOSCK, 2006; PREOSCK e MITISHITA, 2008).

Tomando como referência um filme com poder resolutivo de 44lp/mm e uma câmera analógica com distância focal de 153mm, que é a mais comumente usada no mercado, uma escala cartográfica de 1/2000, escala do vôo de 1/8000, resolução do sistema (RES) de 22,73 $\mu m/lp$ e resolução do sistema no terreno (RES_{terreno}) de aproximadamente 0,20m, tem-se uma altura de vôo correspondente a 1224m, conforme demonstrado a seguir.

$$\text{Altura do Vôo} = \frac{\text{Escala da foto} \times \text{Distância Focal}}{1000} = \frac{8000 \times 153\text{mm}}{1000} = 1224\text{m} \quad (19)$$

Com as considerações anteriormente demonstradas, foi gerada a tabela a seguir, em que são comparadas as extensões de cobertura aérea no terreno para a escala cartográfica de 1:2000 (GSD=20cm), de câmeras digitais de grande e pequeno formatos e as analógicas comumente adotada pelas empresas de aerofotogrametria em seus levantamentos.

Tabela 8 – Comparações entre Sensor Analógico e Digital

Modelo da Câmera	Dimensão de 1 Pixel na imagem (μm)	Distância Focal (mm)	Altura de Vôo para escala cartográfica de 1/2000 (m)	Extensão no Terreno para escala cartográfica de 1/2000 (m)
Câmeras Digitais de Pequeno Formato				
Sony F-828	2,70	10,0	740	489 x 652
Canon A-640	1,95	7,35	750	544 x 726
Câmeras Digitais de Grande Formato				
UltraCam X	7,20	33,0	910	661 x 991
Z/I Imaging DMC	12,0	120,0	2000	1536 x 2765
Câmera Analógica (sendo seu sensor o filme flexível)				
Câmera Analógica	1,80	153,0	1224	1840 x 1840

Comparando os valores mostrados na Tabela 8, das alturas de vôo de aerolevantamentos que utilizam como elemento sensor o conjunto câmera analógica filme e as câmeras digitais de grande e pequeno formato para a mesma escala cartográfica, observa-se que essas alturas são compatíveis e possíveis de serem praticadas por aeronaves, sobretudo para as câmeras digitais de pequeno formato.

Já quanto à abrangência das fotos, pode-se constatar conforme mostrado nos exemplos das Tabelas 7 e 8 que a área de cobertura do terreno para uma escala cartográfica de 1/2000, indica que o número de imagens isoladas obtidas num levantamento realizado com câmeras de pequeno formato, é bem maior que aquele resultante de um levantamento com câmeras digitais de grande formato e analógicas métricas, indicando a necessidade do aumento do número de pontos de apoio de campo para formar os modelos e realizar os ajustamentos. O sensor matricial da Canon A-640 possui cerca de 10 Mpíxeis, distribuídos em 2736 linhas de 3248 células cada. Tendo em conta o parâmetro GSD = 20 cm, cada cena abrange, sobre o terreno, uma área de 544 x 726m, enquanto o CCD da Z/I Imaging DMC abrange uma área de 1536 x 2765m e a câmera analógica abrange uma área de 1840 x 1840m no terreno.

5. ETAPAS BÁSICAS DA FOTOGRAMETRIA

5.1 – Orientação Interior

A orientação interior é uma operação de reconstrução da posição dos feixes perspectivos em relação à câmara. Para materializar este efeito, são aplicados modelos matemáticos para calcular os parâmetros que relacionam o sistema de coordenadas de imagem digital (pixels) ao sistema fotogramétrico citado em 4.1.1 (Sistema Referência Espaço Imagem), dado pelos parâmetros do certificado de calibração de câmara fotogramétrica. Portanto para uma imagem que não estava referenciada a qualquer sistema, ou seja livre no espaço, a ela é associada à posição que exercia dentro da câmara quando foi obtida (Figura 7).

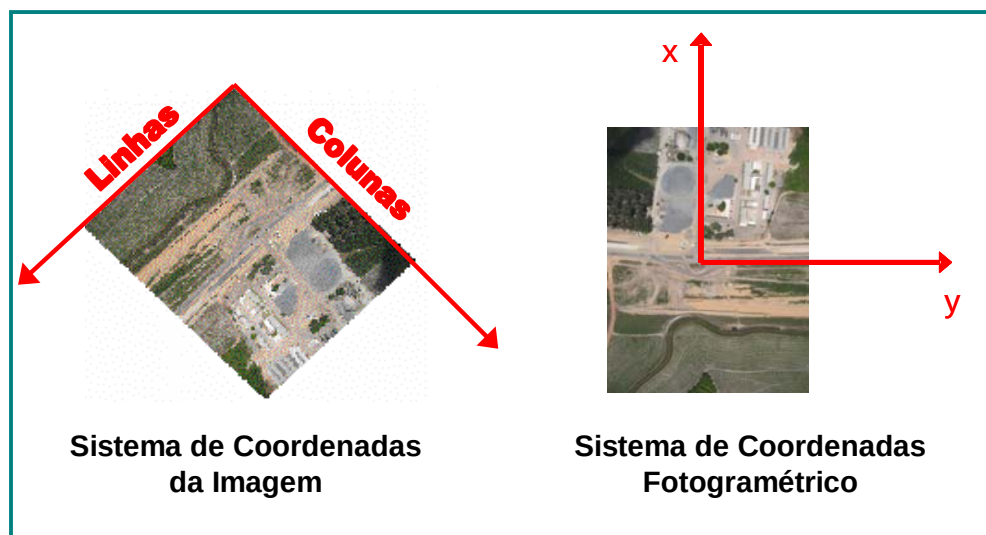


Figura 7 – Representação da Orientação Interior

Conforme ANDRADE (1999) o modelo matemático mais comumente utilizado a transformação afim. Esse método corrige problemas de não-ortogonalidade dos eixos, rotação, posicionamento (translação em x e y) e diferenças de escala em x e y.

5.2 – Orientação Exterior

A orientação exterior corresponde ao processo de relacionar o centro de exposição da câmara em relação ao sistemas de coordenadas do terreno, através da determinação dos seis parâmetros que regem a posição do centro de perspectiva na tomada da foto: a posição tridimensional (X_0 , Y_0 , Z_0) e as rotações nos três eixos (ω , ϕ , κ), representados na Figura 8.



Figura 8: Ângulos de atitude ω , ϕ , κ

A orientação absoluta referencia o par de feixes em relação ao terreno, colocando o modelo estereoscópico em escala e em nível. As duas etapas juntas (orientação relativa e absoluta) são conhecidas como orientação exterior. Os parâmetros da orientação exterior de cada uma das fotografias são as coordenadas do centro de perspectiva da fotografia no espaço objeto e os ângulos de rotação, também chamados de atitude do sensor.

Os parâmetros da orientação exterior podem ser obtidos das seguintes formas:

- Pelo processo de orientação absoluta com pontos medidos diretamente em campo;
- Usando o processo de orientação absoluta com pontos obtidos da fototriangulação;
- Com o método da recessão espacial para uma fotografia;
- Com georeferenciamento direto.

Os parâmetros de orientação exterior para o par estereoscópico podem ser obtidos usando no mínimo 3 pontos com coordenadas conhecidas no campo. Esses pontos podem ser obtidos a partir das medições diretas no campo ou virem de um processo de triangulação.

Com o método de fototriangulação de ajustamento simultâneo de feixe de raios também são obtidos os parâmetros de posição e atitude de todas as fotografias.

Também é possível se obter a posição e a atitude de uma fotografia isolada por meio da resseção espacial, para a qual se necessita de 3 pontos conhecidos no terreno e não colineares.

O método de obter o valor destes parâmetros de maneira independente do processo fotogramétrico, ou seja, usando os sensores inerciais e GPS que fornecem os ângulos e posições diretamente para cada fotografia, pode reduzir e até eliminar o uso de pontos de apoio necessários aos demais processos, tornando-o assim mais barato e mais rápido, haja vista que a medição de pontos no campo é um processo caro e demorado.

5.3 – Aerotriangulação

A técnica fotogramétrica para densificação de pontos de controle utilizados na correlação entre as imagens aéreas e o sistema de coordenadas do mapeamento, partindo de poucos pontos de coordenadas conhecidas nos dois sistemas (imagem e terreno) dar-se o nome de aerotriangulação (ANDRADE, 1999). Quando se trata de fotos ou imagens aéreas a mesma também é conhecida como Aerotriangulação, Triangulação Aérea ou Triangulação Espacial. A aerotriangulação tem como principal objetivo a obtenção de coordenadas precisas, planas e altimétricas de pontos no terreno, a partir de um reduzido número de pontos de apoio, cujas coordenadas no terreno são conhecidas e fotoidentificáveis ou pré-sinalizadas.

A precisão dos pontos gerados pela aerotriangulação corresponde à precisão necessária para a escala de classificação da planta, ou seja, a precisão da aerotriangulação está diretamente relacionada à precisão do produto final, como também a elas são acrescidos os erros de operação da restituição. A determinação precisa das coordenadas de pontos são necessárias para a orientação absoluta de modelos fotogramétricos e restituição, como também para a confecção das ortofotos (BABINSK, 2006).

A aerotriangulação por feixes de raios convergentes (*bundle method*) considera uma imagem como um feixe de retas, onde cada reta fica definida pela condição de colinearidade de três pontos (os pontos no espaço-imagem, objeto e o centro perspectivo); esta técnica utiliza as observações no espaço-imagem como dados básicos do problema (LUGNANI, 1987). O modelo matemático do feixe de raios é a equação de colinearidade, e o método de ajustamento é o Paramétrico com injunções por Mínimos Quadrados, contando com a superabundância de observações.

Para haver um bom desempenho dos processamentos na aerotriangulação é necessário que as imagens consecutivas e resultantes do imageamento tenham um recobrimento maior ou igual a 60%, pois isso garantirá que a terceira imagem subsequente duas (terceira imagem), também cubra parcialmente o par original em 20%, como observado na Figura 9, na região dos pontos 2, 5 e 8.

Os pontos fotogramétricos indicados na Figura 9, são exemplos dos pontos com coordenadas determinadas pela fototriangulação. A vantagem do método é que os pontos de apoio medidos em campo podem ser espaçados de 3 a 4 modelos, ao longo da faixa e nas bordas externas do bloco. Pontos de apoio altimétricos são colocados no interior do bloco. Um exemplo dessa distribuição é mostrado na Figura 10.

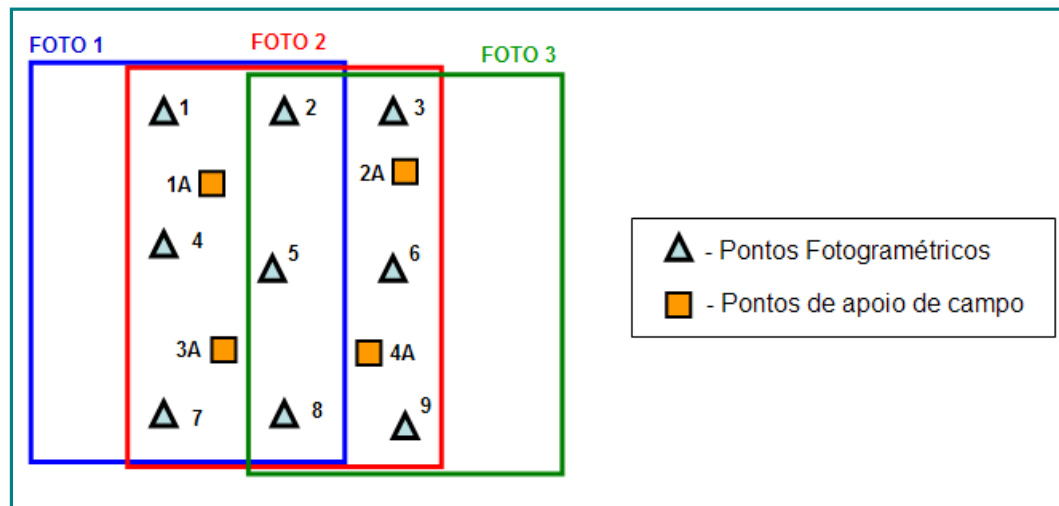


Figura 9 – Distribuição Básica de Pontos para um Ajustamento Simultâneo de Aerofotos

Fonte: Adaptado de BABINSCK, 2006

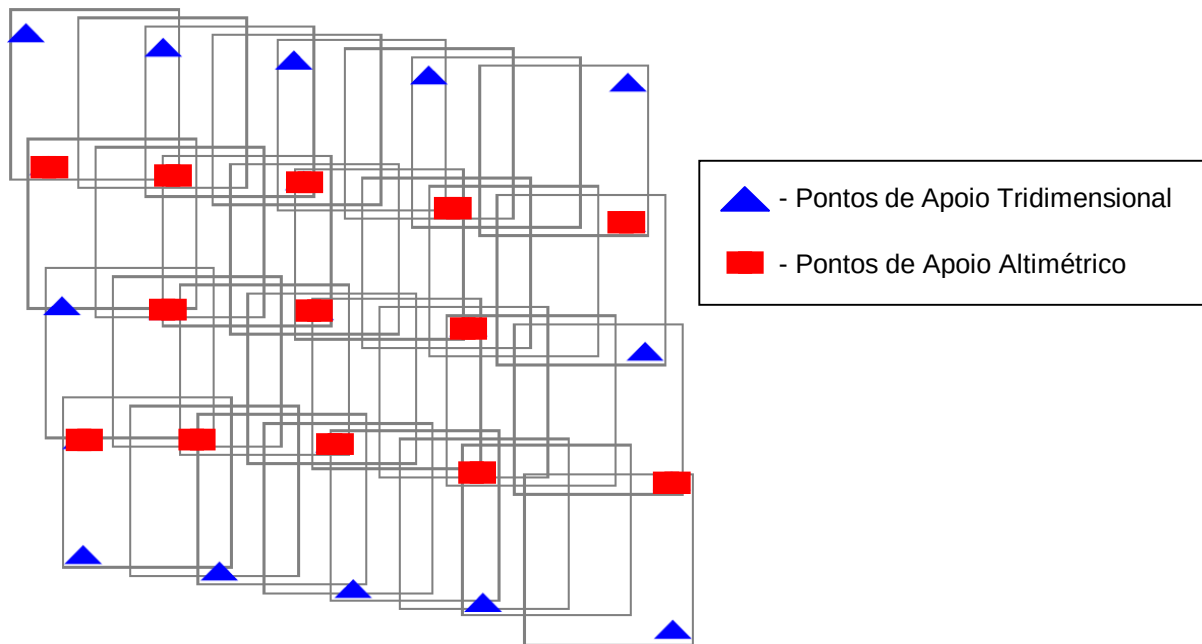


Figura 10 – Bloco de Fototriangulação

5.3.1 - Uso de GPS na Fototriangulação

O NAVSTAR-GPS (*NAVigation System with Time And Ranging – Global Positioning System*) é um sistema de navegação através de sinais de rádio, possibilitando o cálculo do posicionamento tridimensional de um ponto. É baseado numa constelação básica de satélites artificiais, desenvolvido e mantido pelo Departamento de Defesa dos Estados Unidos (DoD).

O usuário GPS pode empregar diferentes métodos de posicionamento: absoluto, relativo e o diferencial GPS. Os métodos relativos usam um equipamento fixo e outro que se desloca para os pontos a serem medidos, o móvel pode ficar estabelecido num ponto por um período pré-determinado (método estático) ou se deslocar continuamente de posição (método cinemático). No presente trabalho utilizou-se o método de posicionamento Relativo Estático pós-processado com ocupação de uma base e outro receptor móvel realizando as medições nos marcos. Para maiores detalhes sobre as técnicas posicionamento com GPS, consultar: MONICO (2000) e SEEGER (2003).

O GPS é aplicado em aerolevantamentos no suporte às etapas de aerotriangulação, seja através da determinação das coordenadas dos pontos de controle em campo, como também na determinação das coordenadas do centro perspectivo da câmera no instante da

tomada da foto no vôo apoiado com GPS, sendo nesse último caso, o método empregado é o cinemático.

Pela alta precisão oferecida pelo GPS no método diferencial, o uso das coordenadas do centro perspectivo, obtidos pelo GPS, podem ser empregados no ajustamento do bloco. Para isto devem ser conhecidos com precisão os afastamentos em X, Y e Z entre o centro de exposição e o centro da antena do GPS. Também neste caso é necessário a interpolação entre duas posições discretas e consecutivas, determinadas pelo GPS cinemático, para calcular o momento exato da exposição da câmera.

Outra utilização do sistema GPS é como auxílio à navegação aérea e manutenção da rota programada. O receptor GPS pode ser acoplado a um computador portátil, onde se pode projetar um mapa eletrônico digital com coordenadas das linhas de vôo programadas. Com esse recurso a posição em vôo da aeronave sobre a linha projetada pode ser visualizada pelo piloto, orientando o navegador a respeito da direção da faixa voada. Ainda, pode-se representar rastro da aeronave, que revela algum desvio da linha percorrida em relação ao eixo da faixa projetada.

5.3.2 - Pré-Sinalização dos Marcos

Os pontos do terreno a serem medidos para a aerotriangulação normalmente são pontos bem identificáveis na fotografia, mas em certos casos quando são exigidas maior precisão como em cadastro de imóveis ou como nesse projeto, em que os pontos fotoidentificáveis são escassos, opta-se pela pré-sinalização. Constitui-se de uma marcação no terreno possível de ser identificada na imagem ou fotografia aérea. O objetivo dos pontos fotoidentificáveis pré-sinalizados é a de proporcionar medições mais precisas das coordenadas de pontos de amarração, sendo esses essenciais para as operações de orientação externa da foto ou absoluta do modelo estereoscópico.

O emprego de alvos pré-sinalizados apresenta resultados mais satisfatórios, quanto à precisão dos produtos cartográficos resultantes, devido a um maior controle posicional dos marcos de apoio nas fotografias, gerando maior qualidade na identificação e determinação das coordenadas dos marcos de apoio à aerotriangulação. É indicado quando a área a ser levantada não apresenta alvos fotoidentificáveis (U.S ARMY, 2002).

Outra característica da região levantada que justifica a utilização da pré-sinalização de alvos, é de ser uma área coberta com plantio de monocultura promovendo pouco

contraste para a fotoidentificação dos pontos de controle. Em casos especiais pode-se adotar a pré-sinalização, neste estudo foi utilizado pelo fato de proporcionar condições controladas dos dados a serem obtidos e maior qualidade nos resultados no processamento fotogramétrico, possibilitando-se avaliar a precisão dos produtos gerados pelo processamento que adotam imagem aéreas obtidas com câmeras não-métricas.

Conforme descreve REDWEIK (2007), uma adequada pré-sinalização deve considerar os seguintes aspectos:

◆ **Localização** - A localização das marcas é planejada em função do mapa de vôo da área a ser levantada, devendo a mesma está em concordância com os requisitos de distribuição geral e localização estratégica dos pontos de controle e amarração no bloco, que por sua vez é depende dos objetivos a que o bloco se destina (tipo de aerotriangulação a utilizar, orientação par a par, orientação individual, etc.). Cada marca deverá localizar-se em terreno plano, com boa visibilidade para cima e longe de objetos altos (edifícios, árvores, aterros) de modo a garantir a sua identificação em várias fotografias (quanto maior o número de fotos onde um mesmo ponto é medido mais confiável serão os valores finais das coordenadas do terreno calculados).

◆ **Forma** – Os desenhos sugeridos por U.S ARMY (2002), para sinalização dos alvos são as formas em Cruz (a), T (b) e Y (c) (Figura 11). É importante que o centro de cruzamento da sinalização seja coincidente com o marco implantado em campo, pois os mesmos terão suas coordenadas tridimensionais determinadas posteriormente, para então serem utilizadas como pontos de controle.

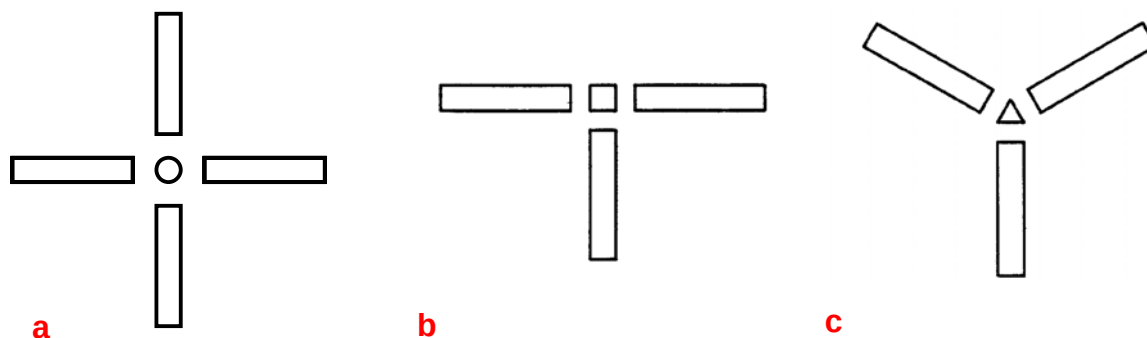


Figura 11 - Desenhos Típicos da Sinalização dos Alvos

Fonte: Adaptado de U.S. ARMY, 2002

◆ **Dimensões** - As dimensões das marcas dependem da escala da cobertura fotográfica que será realizada. A resolução da imagem sobre a qual serão medidas as coordenadas da foto é um critério de partida para determinar a dimensão do alvo pré-sinalizado. Considera-se “**d**” igual ao diâmetro do círculo central e com tamanho igual a um múltiplo ímpar da dimensão do pixel no terreno (normalmente de 3 a 5 vezes), são definidos os espaçamentos e comprimentos das faixas como indicado na (Figura 12).

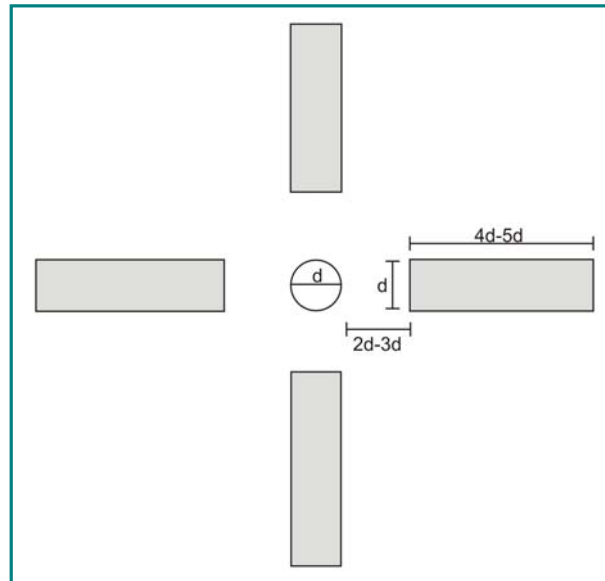


Figura 12 – Referências das Dimensões da Pré-sinalização dos Alvos

Fonte: adaptado de REDWEIK (2007)

Não só a resolução da imagem, como também o contraste local, a luminosidade e as próprias condições atmosféricas durante o voo são fatores determinantes para a boa visualização dos alvos pré-sinalizados na fotografia aérea e conseqüentemente para a precisão da sua medição.

Para esse trabalho o planejamento da pré-sinalização previu um tamanho para o pixel no terreno correspondente a 0,19 m, que equivale a uma escala cartográfica para o produto final de 1/2000. Essas informações serviram de parâmetros iniciais para a elaboração do plano de voo (Tabela 9), como também para o dimensionamento das figuras da pré-sinalização.

Tabela 9 – Resumo dos Dados Referente aos Parâmetros do Plano de Vôo

Dados da Câmera A-640		
Tamanho do sensor		7,126 mm
Tamanho do Elemento Sensor		0,00195 mm
Distância focal		7,349 mm
Formato da imagem	Maior dimensão	7,126 mm
	Menor dimensão	5,344 mm
Dados Operacionais para o Vôo		
Velocidade de Cruzeiro		150 km/h
Altura de Vôo		700 m
Dados Calculados		
Recobrimento Longitudinal		65%
Recobrimento Transversal		20%
Extensão no terreno	Longitudinal	510 m
	Transversal	680 m
Dados Calculados		
Resolução (GSD)		0,19 m
Escala cartográfica		1/2000
Escala de vôo equivalente		1/8000

Tomando como referência a escala de vôo da Tabela 9 e entrando com esse valor no gráfico na Figura 13, tem-se 0,30m como valor recomendado para a dimensão “d”, que permite uma perfeita identificação do marco na fotografia.

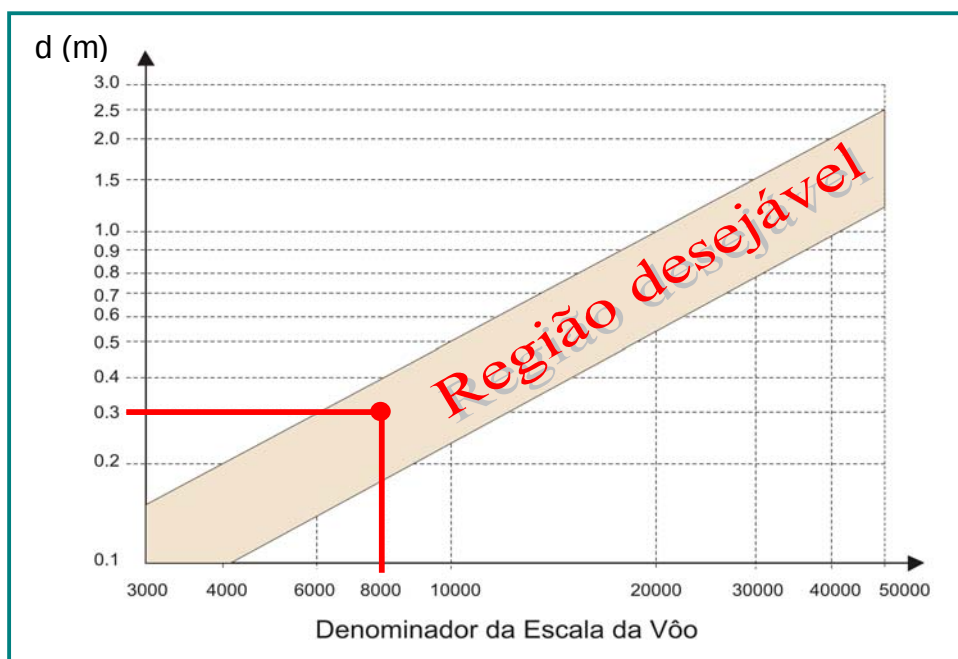


Figura 13 – Gráfico da Dimensão “d” em Metros em Função da Escala de Vôo

Fonte: adaptado de REDWEIK (2007)

Conforme os parâmetros expostos acima foram calculadas as dimensões da pré-sinalização, obtendo-se como resultado para a sinalização dos marcos utilizados no projeto o apresentado a seguir:

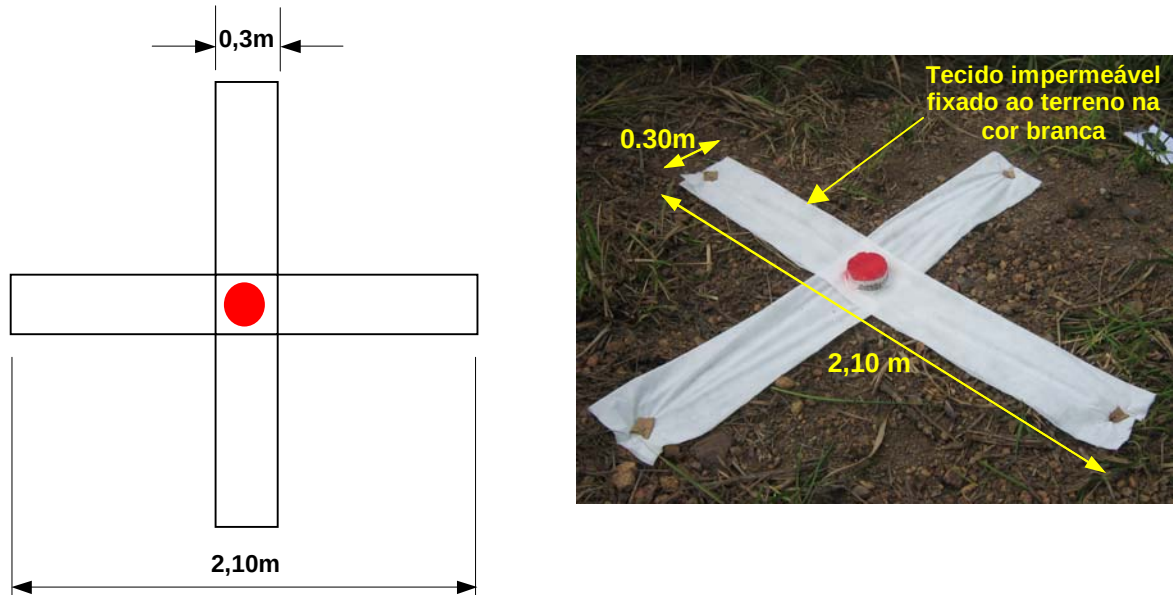


Figura 14 – Dimensões da Sinalização dos Alvos

◆ **Material** - As marcas são geralmente materializadas com tinta, telas plásticas ou tecidos resistentes fixados ao terreno. Na escolha da tinta a ser empregada é preciso considerar o grau de permanência pretendido para a marca. Do ponto de vista fotogramétrico, será desejável que as marcas sejam o mais permanentes possível, pois não é aconselhável uma pintura que se deteriore pela ação das intempéries. É fundamental que os alvos sejam pré-sinalizados com cores que permitam um contraste satisfatório em relação à coloração predominante na imagem. Para imagens pancromáticas, cores claras como o branco e o amarelo são muito utilizadas, apesar do branco provocar por vezes uma reflexão da luz solar muito forte redundando em distorções geométricas do sinal. Para imagens RGB e Infravermelho usa-se freqüentemente a cor vermelha que é bem captada pelos sensores.

A adoção de alvos pré-sinalizados propicia acréscimo aos custos do levantamento, resultante dos materiais utilizados e serviços de implantação da sinalização dos pontos, e até manutenção para ser garantida a integridade dos mesmos, ou seja, não se deteriorem ou se danifiquem até a conclusão dos trabalhos de cobertura aérea.

5.4 – Restituição

Restituição, na sua origem, significa “reconstrução” do terreno fotografado, a partir de suas imagens aéreas. Dispondo de equipamento adequado, estereorestituidor analógico ou analítico, ou estação de trabalho da fotogrametria digital, pode-se executar medições no modelo estereoscópico como se fosse no próprio terreno. É nesta fase que se extraem as feições de interesse, em planimetria e altimetria, que contemplaram as bases cartográficas vetoriais obtidas por fotogrametria.

A restituição da planimetria engloba as feições planimétricas topográficas naturais e as artificiais, como margem de rios e lagoas, cercas de propriedades, instalações industriais, estradas, casas, prédios etc. A restituição da altimetria envolve o traçado direto de uma curva de nível sobre o modelo estereoscópico, que é a operação mais difícil em fotogrametria e que exige muito treinamento por parte do operador, como também na medição de pontos isolados chamados de pontos cotados. Neste sistema, o operador “molda” o terreno por meio de linhas planialtimétricas traçadas, inicialmente, nas feições definidoras da morfologia do terreno, tais como, talwegues, divisores de água, espigões, ravinas, lagos, erosões, topos de morros. Em seguida, são acrescentadas as linhas de quebra (*breaklines*) em regiões de topografia mais suaves e onduladas onde não teve nenhuma *breakline* traçada anteriormente, por fim são acrescentados pontos cotados nas regiões de singularidade do terreno para completar o modelamento.

A partir daí as curvas de nível são interpoladas com a equidistância vertical planejada e traçadas de forma contínua, sem interrupção para inserção de cota ou superposição com outros elementos cartográficos da base. Posteriormente é feito um processo de refinamento da altimetria acrescentando ou corrigindo linhas de quebras nas regiões onde as curvas de nível não representaram com perfeição o terreno. Esse processo tem uma produtividade e precisão melhor que o traçado direto e garante segurança ao operador uma vez que, com a Estação Digital é possível visualizar na tela do monitor em estereoscopia, a superfície do terreno e todas as linhas tridimensionais e curvas de nível traçadas sobre o terreno.

5.5 – Ortorretificação de Imagens

A correção dos erros do deslocamento devido ao relevo presentes em uma fotografia aérea, é conhecida como uma operação de ortorretificação ou retificação diferencial, que por sua vez, gera as ortofotos digitais. O processo de ortorretificação reprojeta a cena de uma

fotografia (projeção cônica), em uma nova cena, agora em projeção ortogonal e conseqüentemente, corrige os efeitos de distorções perspectivas da imagem (Figura 15).

Na ortorretificação digital é fundamental ter disponível um modelo digital do terreno (MDT). O princípio mais utilizado para a construção das ortofotos digitais baseia-se no seguinte: dada a posição de um pixel no plano cartográfico em questão, ou seja, as coordenadas do centro do quadrado que ele represente (X, Y), determina-se a altitude deste ponto (Z), com auxílio do MDT. Com as três coordenadas (X, Y, Z) do ponto e conhecido os parâmetros de posição e orientação da fotografia, e com auxílio das equações da colinearidade, encontra-se a posição correspondente desse ponto na imagem. A cor, desse ponto na imagem é que será transferido para a imagem no plano cartográfico.

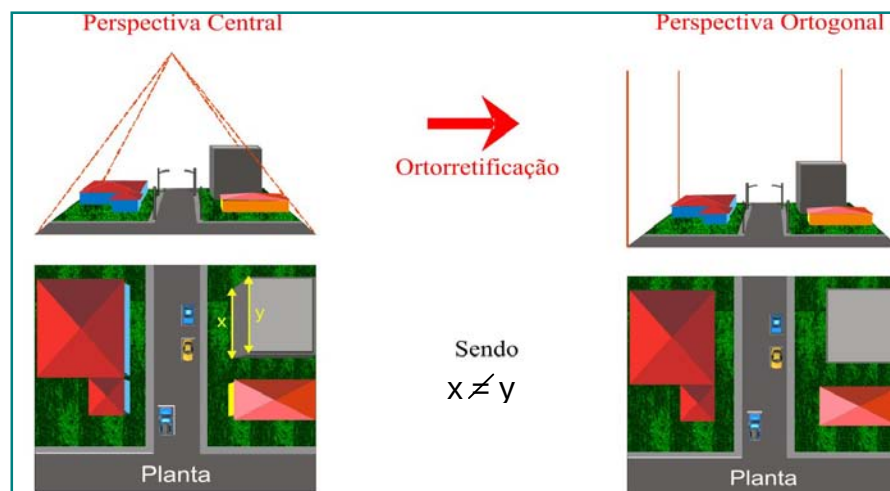


Figura 15 – Demonstração dos Efeitos da Transformação de Perspectiva

Fonte: Adaptado de BRITO (2002)

Como a posição calculada provavelmente não coincide com a posição exata de um pixel na imagem digital, é necessário adotar um método de interpolação para obter a cor, como o vizinho mais próximo, interpolação bi-linear ou bicúbica.

Na Figura 16, o ponto P tem coordenadas X_p e Y_p no sistema de coordenadas da ortofoto final, e cota Z_p obtida do MDT. Em seguida através da equação de colinearidade é determinada sua posição correspondente a x_p e y_p na imagem ou fotografia de onde obtêm a cor que será transferida para a ortofoto.

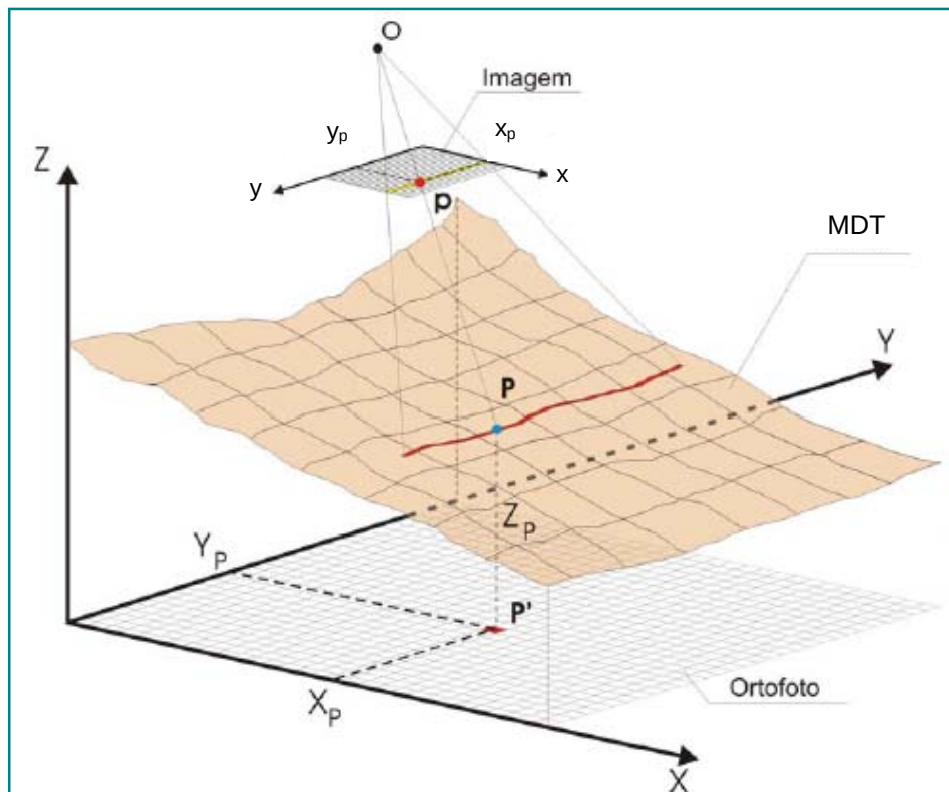


Figura 16 – Princípio da Ortorretificação

Fonte: Adaptado de ANDRADE (1998)

5.6 – Mosaico

O mosaico é resultante da união de duas ou mais ortoimagens com superposição para criar uma representação contínua de toda a área coberta formando uma ortofotocarta ou ortofotoimagem (ARRUDA, 2002).

Para a obtenção de mosaicos de boa qualidade deve-se realizar uma padronização radiométrica entre as várias ortofotos que compõe o mosaico e com isso eliminar as diferenças radiométricas ao longo da linha de ligação entre as ortofotos ou ortoimagens. Finalmente o mosaico é submetido a técnicas de realce, e balanceamento de cores (CUNHA et al, 2006).

6. MODELAGEM NUMÉRICA DE TERRENO

A modelagem digital de superfícies visa representar numa linguagem matemática computacional a distribuição de um fenômeno espacial numa determinada região. Dados de relevo, informações geológicas, levantamentos de profundidades do mar ou de um rio, informação meteorológicas, dados geofísicos, geoquímicos, morfológicos e hidrológicos são exemplos de fenômenos que podem ser representados (NAMIKAWA et al, 2003).

A representação do relevo corresponde a uma componente primordial no processo cartográfico que, em formato digital, recebe o nome de Modelo Digital do Terreno (MDT), sendo utilizado para a geração de ortofotos, mapas topográficos e curvas de nível. O MDT tem aplicações em outras áreas, como por exemplo, na engenharia civil, no mapeamento batimétrico, mapeamento geológico e geofísico, simulação e visualização do terreno, engenharia militar entre outras.

6.1 – Aquisição dos Dados de Elevação

O cuidado na escolha dos pontos, quantidade de dados amostrados e métodos de aquisição para geração do MDT, são fatores que influem diretamente na qualidade dos produtos finais de suas aplicações.

A aquisição das coordenadas dos pontos (x,y,z), pode ser através de métodos distintos de levantamentos, sendo os mais utilizados em projetos de engenharia, as seguintes:

- ◆ **Por digitalização de curvas de nível mapas pré-existentes:** a digitalização pode ser semi-automática, automática ou manual, posteriormente as curvas de nível podem ser processadas e transformadas em outros tipos de MDT's, sendo a precisão do MDT função da escala do documento cartográfico utilizado; aplica-se a grandes extensões superficiais, cartograficamente representadas em escalas pequenas. As principais aplicações são destinadas à simulações de vôos, representação do relevo para fins militares e estudos de traçado para rodovias;
- ◆ **Por levantamento topográfico:** são utilizados equipamentos topográficos (teodolito, estações total e níveis) para a aquisição de dados; a aquisição de cotas por nivelamento geométrico é compatível a projeto executivos de rodovias, com a

aquisição por taqueometria ou nivelamento trigonométrico a precisão é mais adequada para projetos preliminares e eventualmente para projetos executivos;

◆ **Por sistema de Perfilamento a Laser:** os dados são resultantes de um sistema aerotransportado, que utiliza uma técnica de varredura ótico-mecânico com pulsos laser para a coleta de informações tridimensionais de pontos na superfície. O sistema de medição considera o intervalo de tempo entre a emissão e recepção do pulso laser para determinar a distância entre o sensor e o objeto. Aplica-se a projetos de grandes dimensões territoriais especialmente em terrenos de difícil acesso e regiões inóspitas. Suas principais aplicações estão vinculadas a projetos de linhas de transmissão, rodovias, projetos de urbanização, canais de drenagem, sistema de abastecimento d'água e sistemas de redes sanitárias de esgoto (MACHADO, 2006);

◆ **Por restituição fotogramétrica:** Conforme discutido no item 5.4 são utilizados os estereocompiladores para a aquisição de dados e softwares fotogramétricos que adotam os mesmos princípios, num ambiente digital e utilizando uma plataforma computacional; podem ser obtidos a partir de curvas de nível ou pontos cotados. Aplica-se a projetos de grandes dimensões territoriais especialmente em terrenos de difícil acesso. Suas principais aplicações estão vinculadas a projetos de represas, diques, reservatórios, rodovias e exploração de minas;

◆ **Por geração automática:** São empregados sistemas computacionais de extração automática de MDT a partir de imagens estereoscópicas de satélites e aerofotogramétricas, o método se baseia na identificação da posição de um pixel em uma das imagens e do pixel equivalente na outra imagem. Usando técnicas de correlação a medida da paralaxe entre os dois pixels determina a elevação naquela posição. Para a extração automática do MDT um dos procedimentos mais comum é a normalização do par estereoscópico. Esta operação otimiza o algoritmo de localização automática de pontos homólogos dos sistemas computacionais que devem situar-se sobre uma mesma linha epipolar (BRITO, 2002), e facilitam a determinação de forma automática os pontos tridimensionais.

É importante ressaltar que os pontos levantados em campo destinados a representação da elevação da superfície, não devem ser escolhidos aleatoriamente, devendo-se obter uma amostragem representativa da área em estudo, através de pontos notáveis que descrevam a superfície topográfica, sendo fundamental para a modelagem a caracterização das mudanças da morfologia do terreno (OLIVEIRA, 2002).

6.2 – Modelagem dos dados

As definições do tipo de representação e do processo de interpolação que serão utilizados na geração do MDT correspondem a etapa de modelagem dos dados. A escolha depende da sua aplicação e devem ser aqueles que melhor represente o terreno de acordo com o objetivo do trabalho a ser realizado.

6.2.1 – Representações

Existem diferentes estruturas para representar as elevações das superfícies, sendo as mais usais (MATOS, 2005):

- Rede Triangular Irregular (RTI), tendo sua sigla em inglês mais difundida pelos autores como sendo o Triangular Irregular Network (TIN)
- Malha quadrada ou retangular.
- Curvas de nível com ou sem pontos cotados.

6.2.1.1 - Rede Triangular Irregular (RTI)

Ligando-se pontos originais três a três e formando triângulos irregulares, correspondentes a um conjunto de superfícies de faces triangulares planas, define-se o RTI (Figura 17), nesse tipo de representação mantêm-se os valores plani-altimétricos observados sem haver qualquer transformação para uma estrutura intermediária de dados. Segundo MATOS (2005) quando o terreno apresenta áreas de complexidade mais intensa, mais pontos devem ser incluídos para melhorar a resolução e permitir uma melhor representação dos fenômenos.

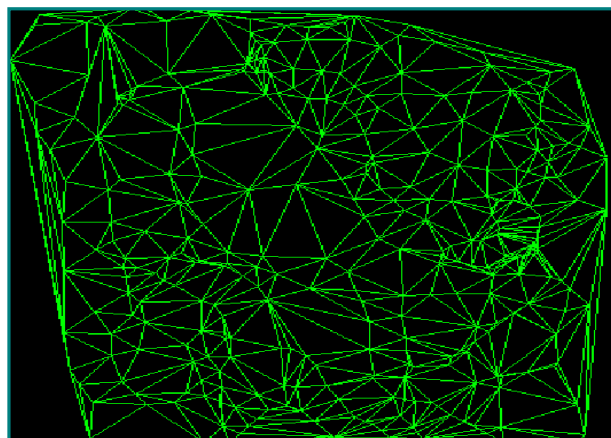


Figura 17 – Visualização Geométrica de um RTI

Fonte: SILVA et al (2005)

Segundo MATOS (2005) ao se incorporar linhas de descontinuidade de acidentes geográficos (breaklines) é possível melhorar significativamente os dados de um MDT, sendo possível introduzir essas informações quando se faz uso da rede triangular irregular. Estas linhas representam descontinuidades naturais ou artificiais fundamentais a diversos estudos de engenharia, sobretudo a projetos rodoviários. Tendo como exemplo de descontinuidades artificiais as edificações, taludes de rodovias e aterros, reservatório, e de descontinuidades naturais os divisores de águas, canais, falhas geológicas e lagos.

Modelos embasados em RTI adaptam-se mais naturalmente, à variação da complexidade do terreno em comparação a outras representações, e foi por este fato que este tipo de representação foi adotado nas aplicações da presente pesquisa.

6.2.1.2 – Grade Regular Retangular

Uma grade regular retangular é um poliedro de faces retangulares (Figura 18). O processo de geração de uma grade regular consiste em estimar os valores de cota de cada ponto da grade a partir do conjunto de amostras de entrada que podem ser obtidas tanto por aquisição regular quanto por interpolação. Sua principal vantagem é o fato de dado seu arranjo regular, poder ser armazenada e representada sem maior esforço computacional. Entretanto, como em geral é advinda de interpolação, perde-se a precisão dos pontos originais. A grade regular também não permite a inserção de linhas de quebra (breaklines), o que impede que certas feições descontínuas sejam representadas fielmente.

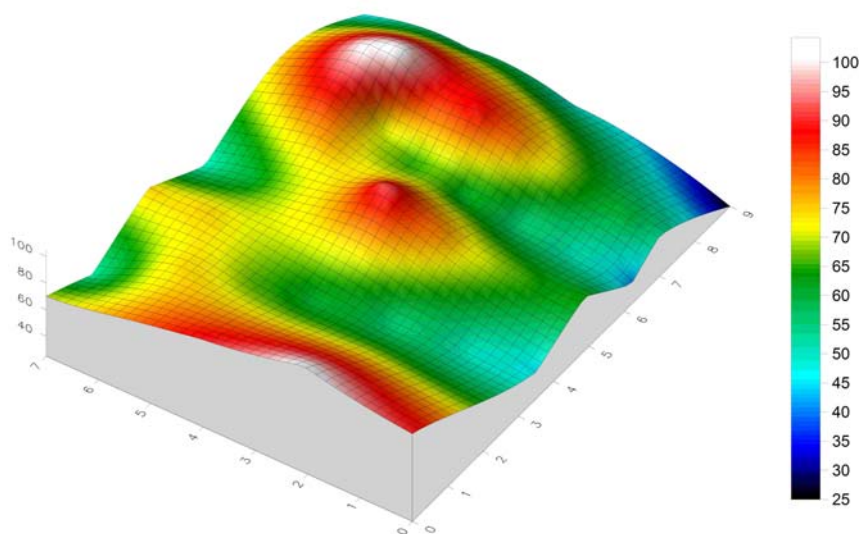


Figura 18 – Visualização de uma Superfície em Grade Regular

A grade regular é apropriada para aplicações em cartografia em escalas pequenas onde a precisão posicional absoluta não precisa ser de extrema qualidade e as características da superfície não necessitam ser exatamente determinadas (MAUNE et al, 2001; OLIVEIRA, 2002). Já as desvantagens dessa representação é a possível perda de informação em regiões de descontinuidades, pois as altitudes podem sofrer degradação no momento da amostragem, sendo este tipo de malha não adequada para representar objetos artificiais como estradas, edifícios, sendo indicado a representações da superfície da terra desnuda, em que não existam descontinuidades naturais, como também a dificuldade de alterações locais, o que equivale a dizer que toda vez que um ponto for inserido ou retirado do conjunto de amostras a grade deve ser refeita na sua totalidade.

6.2.1.3 - Curvas de Nível

As isolinhas altimétricas ou curvas de nível são o método mais comum de representação do relevo na cartografia, e são linhas de iguais valores de cota de uma superfície. Esta alternativa de representação se mostra eficaz para o reconhecimento dos cumes, vales, picos e outras características que não podem ser facilmente interpretadas por uma malha triangular ou retangular.

As isolinhas podem ser:

- Obtidas diretamente da restituição altimétrica fotogramétrica e formarem mapas de altimetria ou serem superpostos no mapa planimétrico.
- Podem ser obtidas de pontos amostrados irregularmente obtidos por trabalhos de campo com topografia.
- Podem ser obtidos por meio de digitalização manual com uso de uma mesa digitalizadora, ou através de um processo automático de vetorização de mapas em formato *raster*.

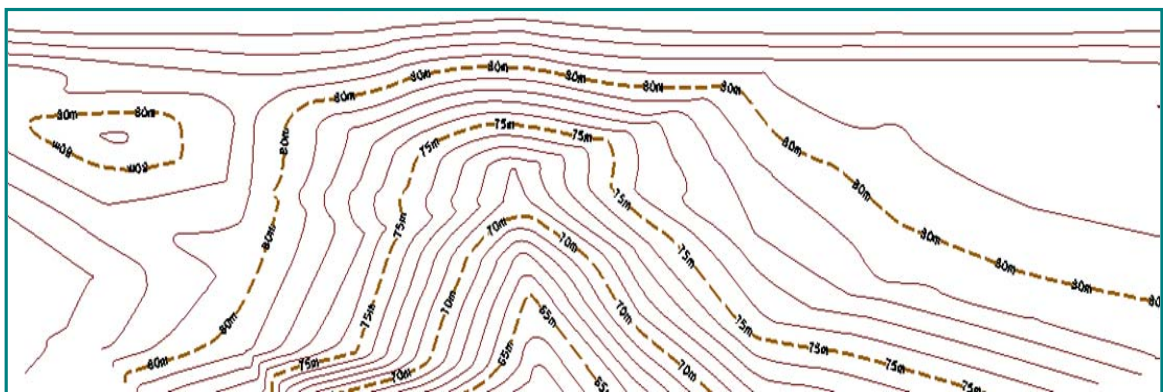


Figura 19 – Representação das Isolinhas Altimétricas

6.3 – Aplicações do MDT na Engenharia Rodoviária

A criação de um MDT corresponde ao ponto inicial para elaboração e implantação de projetos viários. A partir dos MDT pode-se calcular volumes de terraplenagem, áreas, desenhar perfis e secções transversais, gerar imagens sombreadas ou em níveis de cinza, gerar mapas de declividade e aspecto, gerar fatiamentos nos intervalos desejados e perspectivas tridimensionais (Figura 20).

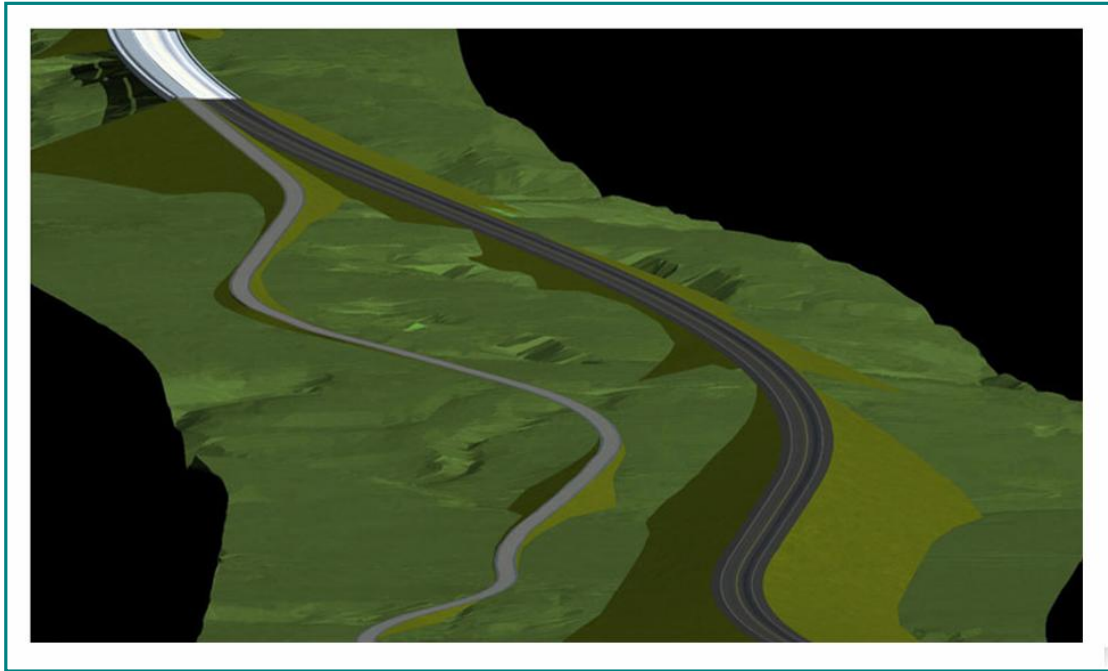


Figura 20 – Representação Tridimensional do MDT e do Modelo Digital do Projeto
(Fonte: <http://www.bentley.com>: acesso, janeiro/2008).

As aplicações de modelos digitais de terreno mais utilizadas são:

- Visualização de modelos em projeção plana;
- Geração de imagens de níveis de cinza, sombreadas e temáticas;
- Geração de mapas de curvas de nível, de declividade e de drenagem;
- Análises de perfis sobre trajetórias pré-determinadas;
- Cálculo de volumes de aterro e corte.

Tendo como base o MDT, os projetos de implantação de rodovias podem ser modelados e testados em um ambiente virtual antes da construção usando o modelo digital do projeto (MDP) (Figura 21), que corresponde a representação de uma superfície associada aos dados da geometria do projeto compatibilizada com o MDT. O estudo do projeto em três dimensões pode ser usado por projetistas e construtores para melhorar o

planejamento de construção de rodovias e pontes, e a programação de operações de manutenção e administração.

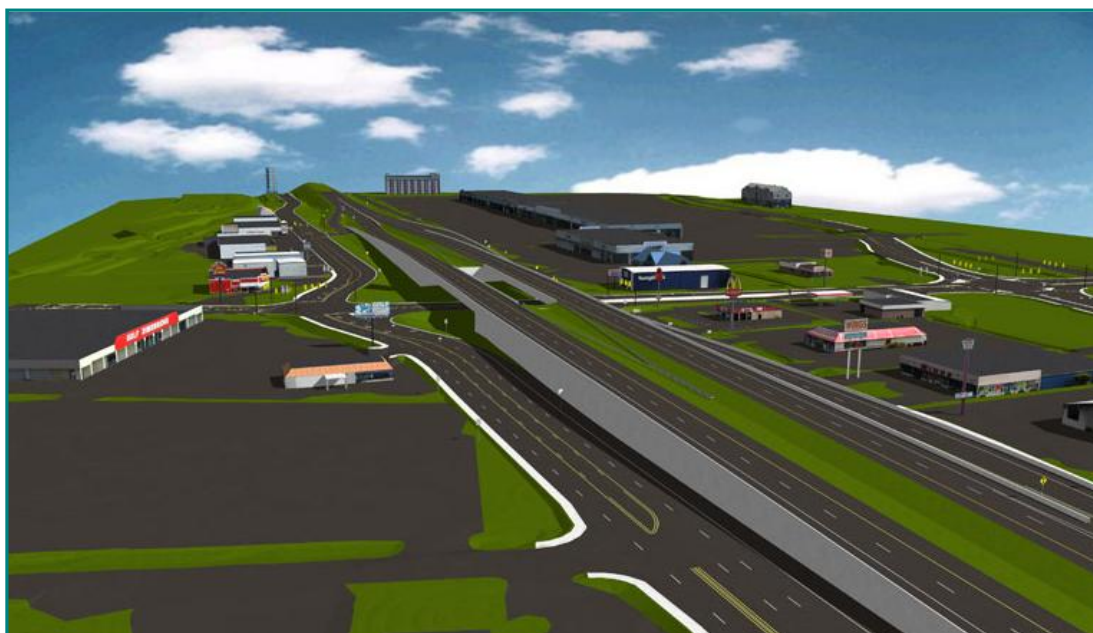


Figura 21 – Modelo Digital do Projeto Representado em Formato Tridimensional

Fonte: <http://www.bentley.com>: acesso, janeiro/2008

A Figura 21 mostra um exemplo do MDP, gerado com os dados da geometria do projeto e do MDT com o programa Microstation XMTM. O MDP incorpora em seu conceito a capacidade de intercomunicação dos sistemas computacionais para projeto (importação e exportação da geometria dos seus alinhamentos), a possibilidade da criação de modelos de seção transversal tipo de projeto. O mesmo também proporciona o suporte documental (arquivo digital) de todo projeto, que serve de referência para as medições dos serviços, durante a execução da obra, e de memória técnica após o término das atividades construtivas, como também possibilita a visualização tridimensional do empreendimento ampliando as percepções dos efeitos do projeto sobre o meio ambiente e as outras estruturas construtivas.

7. PROJETO DE TERRAPLENO E CÁLCULO DE VOLUMES

7.1 - Projeto de Terraplenagem

Em um projeto de estradas, a terraplenagem destina-se a modificação da morfologia do relevo de uma área para adequá-la aos condicionantes geométricos do projeto. O custo do movimento de terra, tem valor significativo no custo total da estrada, chegando em média a 30% do preço total da obra.

Os estudos referentes aos movimentos de terra além dos condicionantes do projeto geométrico e dos dados geotécnicos devem levar também em consideração alguns outros fatores, entre eles; as necessidades e disponibilidade de áreas para empréstimos e bota-foras, planos de urbanização e paisagismo existentes ou planejados; proteção ao meio ambiente (DNIT, 2006 e ABRAM, 2000).

Entretanto no presente trabalho, é dada ênfase apenas aos procedimentos destinados ao cálculo dos volumes de corte e aterro (cubação), dada à importância ao movimento de terra em relação ao custo da construção da rodovia, Porém a cubação de um determinado traçado é muito importante nas fases preliminares do projeto, em especial nos estudos de viabilidade e de anteprojeto, para avaliação das alternativas de traçado mais viáveis técnica-economicamente, com isto favorece os estudos de projeto e dá ao projetista a capacidade de avaliar com maior precisão os custos envolvidos na construção da rodovia.

Os elementos constituintes de um projeto de terraplenagem constituem-se basicamente dos indicados a seguir:

- ◆ Cálculo de cubação do movimento de terra;
- ◆ Cálculo das distâncias de transporte;
- ◆ Detalhes das seções transversais-tipo e soluções particulares de inclinação de taludes, alargamento de cortes, esplanadas, fundações de aterro;
- ◆ Emissão das notas de serviço de terraplenagem. As notas de serviços de terraplenagem e as planilhas do cálculo dos volumes devem ser apresentadas conforme estimativa de volumes quantificados;
- ◆ Constituição dos aterros, indicando a origem dos materiais a serem empregados nas diversas camadas e grau da compactação a ser observado.

Os procedimentos metodológicos para a realização das atividades supracitadas estão expostos no Manual de Implantação Básica do DNER (1996).

7.2 - Cálculo de Volumes

Para o cálculo dos volumes de terra a mover num projeto de estrada, é adotado comumente o método de média das áreas. Esse método de cálculo é aceito pelo DNIT (2006) no cálculo da cubação do projeto.

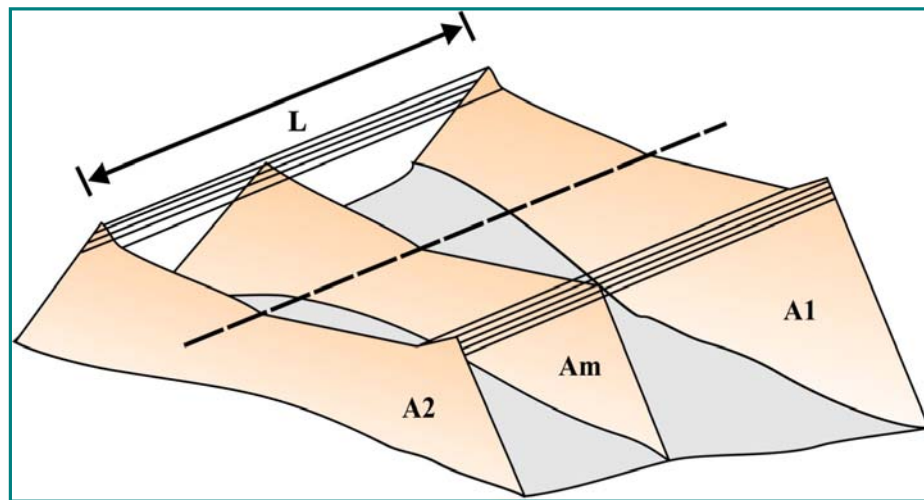


Figura 22 – Disposição das Seções Transversais para o Cálculo do Volume de Corte e Aterro

Fonte: Adaptado de PONTES FILHO (1998)

A equação 20 calcula a área média das seções transversais numa estaca (A1) e na outra subsequente (A2) multiplicando pela distância (L) (Figura 22) para a determinação do volume.

$$V = \frac{L}{2} \times (A_1 + A_2) \quad (20)$$

Esse método de cálculo, incorpora aproximações e erros nos cálculos de volumes e gera com isso resultados imprecisos, sendo sugerido neste estudo um cálculo comparativo entre o método supracitado e o proposto, adotado pelo software InroadsXM™, considerado mais preciso (BENTLEY, 2008).

Segundo o Guia de Referencia do InroadsXM™ (BENTLEY, 2008) os volumes calculados apresentam precisão superior ao método da média das áreas., mas tem desempenho limitado à precisão dos MDT's utilizados nos cálculos, que podem assim interferir na comparação e análise dos resultados.

O software InroadsXM™, apresenta um recurso para o cálculo de volumes de corte e aterro, que são calculados pelo somatório dos prismóides formados pela projeção dos triângulos da superfície de projeto na superfície do terreno natural (equação 21). Os volumes em que a superfície de projeto está abaixo da superfície do terreno natural são volumes de corte e os acima do terreno natural são os volumes de aterro (Figura 23).

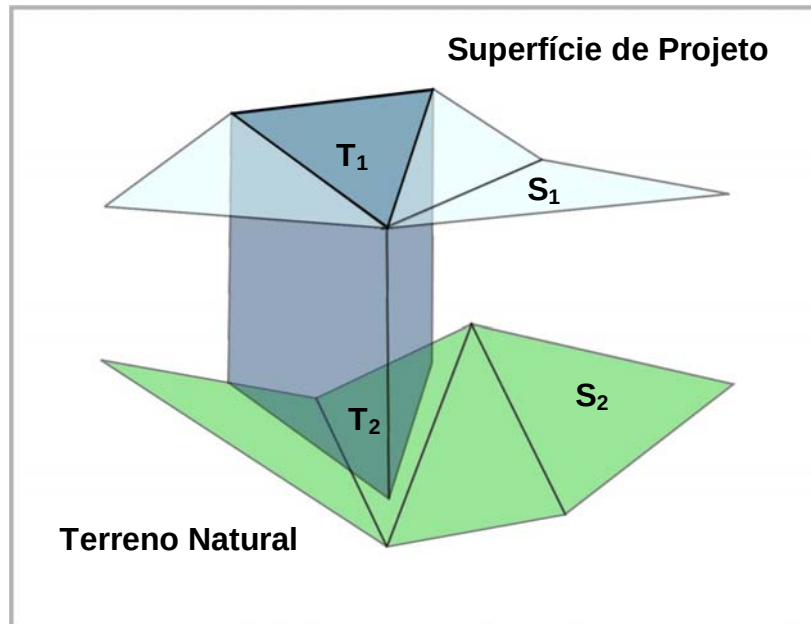


Figura 23 – Detalhe do Prismóide Destinado ao Cálculo dos Volumes entre as Superfícies de Projeto e do Terreno Natural

Na Figura 23 a superfície 1 (S_1) corresponde ao projeto e a superfície 2 (S_2) ao terreno natural, os triângulos são:

S_1 = Superfície formada pelo Modelo Digital do Projeto (MDP) da rodovia

S_2 = Superfície formada pelo Modelo Digital do Terreno natural

T_1 = Superfície de um Triângulo de S_1

T_2 = Superfície formada pela projeção do Triângulo T_1 sobre S_2

O cálculo do volume total (V_T) é o somatório dos prismóides dado por:

$$V_T = \sum_{i=1}^n V_i \quad (21)$$

Em que:

V_i = Volume do prismóide formado pela projeção de T_1 sobre a superfície do terreno natural.

n = Número de primóides.

8. PROJETO GEOMÉTRICO DE ESTRADAS

Para a elaboração de um projeto de estradas as atividades são divididas em fases, envolvendo equipes multidisciplinares na área da engenharia, que devem executar ações coordenadas com o propósito de atingir-se o objetivo a que se propõe. O projeto de uma estrada inicia com a escolha de um traçado de uma diretriz principal, e a partir do qual são desenvolvidos os estudos.

O traçado final é contemplado no projeto geométrico da rodovia, e é a partir dos dados resultantes desse projeto que se segue o estudo do movimento de terra, que em seu conjunto denomina-se projeto de terraplenagem. O projeto geométrico também alimenta o banco de dados para elaboração do estudo hidrológico e drenagem, composto pelos dispositivos de drenagem (obras de artes correntes, complementares e especiais) da via, que visa o restabelecimento dos movimentos d'água afetados pela terraplenagem; os projetos de pavimentação, interseções, acessos, desapropriação, sinalização e terraplenagem são os outros projetos que se seguem.

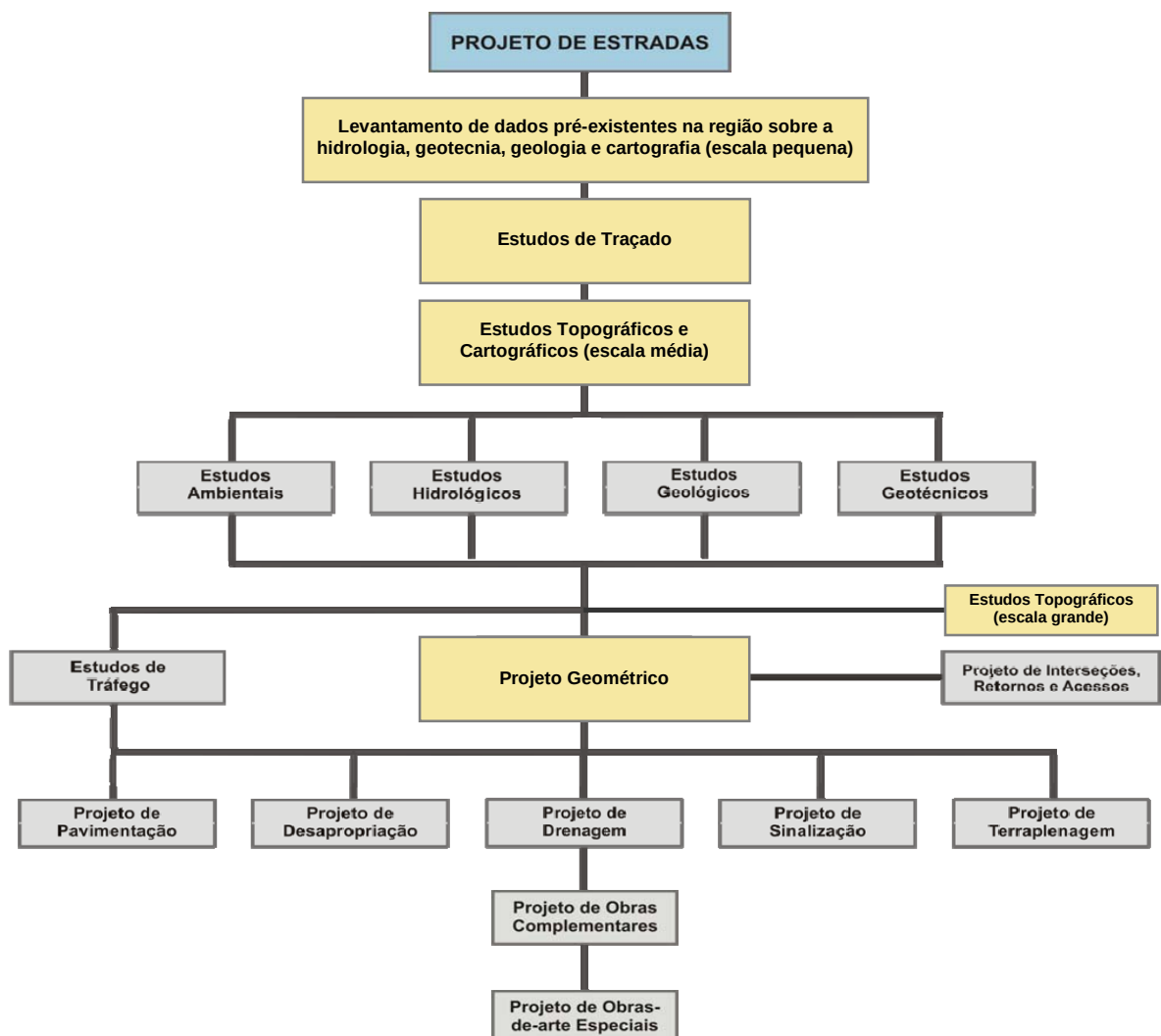


Figura 24 – Fluxograma de Desenvolvimento do Estudo e Projetos Viários

A evidente importância dos dados resultantes dos estudos topográficos e cartográficos para a elaboração dos demais estudos e projetos que compõem o projeto de uma rodovia, são mostrados no fluxograma da Figura 24.

8.1 - Ambientes Computacionais

Os sistemas computacionais desenvolvidos para auxiliar a elaboração de projetos viários, propiciaram uma redução no tempo de execução de estudos de alternativas para projetos geométricos, e permitem a análise comparativa de diversas soluções para um mesmo problema com menor custo, maior qualidade e confiabilidade nas informações (SENÇO, 2008; SILVA, 2003).

No mercado existem sistemas computacionais voltados à elaboração de projetos viários que utilizam ambientes gráficos para desenvolver projetos de geometria e terraplenagem, sendo o INRoads XMTM, Civil 3DTM e TopoGRAPHTM os aplicativos mais utilizados no ramo da engenharia rodoviária. A opção por um deles depende de uma série de fatores específicos para cada situação, que não são objeto do presente trabalho.

A Tabela 10 abaixo sintetiza os sistemas computacionais que oferecem ferramentas específicas para projetos de geometria e terraplenagem projetos de infra-estrutura de transportes (rodovias, ferrovias e aeroportos) e suas principais características.

Tabela 10 – Ambientes Computacionais para Projetos Viários

Fonte: www.bentley.com, Acesso: junho/2008

Aplicativo	Ambiente gráfico	Relatórios
INRoads XM	Microstation / AutoCAD	Inglês padrão Americano
Autodesk Civil 3D	AutoCAD	Inglês padrão Americano
TopoGRAPH	TopoGRAPH	Português padrão DNIT

Para todos esses aplicativos a entrada de informações se faz a partir de um banco de dados resultante do levantamento da topografia do terreno, obtidos por uma das seguintes formas.

- ◆ Digitalização de cartas topográficas resultante de processos aerofotogramétricos ou topografia convencional da área do projeto.
- ◆ Utilização de desenhos em formato digital gerados pela restituição planialtimétrica fotogramétrica.

- ◆ Levantamentos topográficos que geram coordenadas XYZ de pontos no terreno, obtidos com estação total, nível eletrônico.

Neste trabalho foi utilizado o aplicativo INRoads XMTM no ambiente gráfico Microstation, para a elaboração dos Modelos Digitais do Terreno (MDT), oriundos do levantamento topográfico convencional (coordenadas X,Y,Z) e da restituição altimétrica dos modelos aerofotogramétricos, como também para o desenvolvimento do projeto do alinhamento horizontal e vertical, geração das seções transversais e cálculos analíticos dos volumes para projeto de terraplenagem.

Os dados do levantamentos topográfico convencional obtido com estação total e nível eletrônico referentes ao nivelamento do eixo e seções transversais, foram importados e processados com o aplicativo TopoGRAPHTM.

8.1.1 – Software TopoGRAPHTM

Foi utilizado o aplicativo TopoGRAPHTM para a importação e ajustamento dos dados obtidos com estação total (nivelamento e seções transversais), em levantamento topográfico convencional.

O topoGRAPHTM é um sistema nacional desenvolvido pela CharPointerTM que ao contrário do INRoads ele não necessita de um sistema gráfico como suporte, pois apresenta um módulo gráfico independente.

Possui um módulo voltado para a resolução de cálculos geométricos envolvidos nos traçados horizontais e verticais de projetos de vias, como ajustamento de poligonais com a determinação de erros de fechamento. Apresenta também um módulo de digitação e importação de dados oriundos de equipamentos eletrônicos e analógicos de medição (Teodolito analógico e digital, estação total, níveis digitais e analógicos).

O sistema se propõe a atender as áreas de geração de MDT, geração de perfis, auxílio ao projeto vertical, geração de seções transversais, cálculo de volumes e auxílio ao projeto de terraplenagem.

Cabe ressaltar que o software Topograph está mais adequado às condições e normas brasileiras de projeto do que softwares internacionais, mas mesmo assim possui algumas limitações como o fato de não permitir igualdades de estacas. Outra vantagem em

relação aos demais softwares existentes no mercado, é que apresenta funções de fácil aprendizagem em língua portuguesa, e padronização dos relatórios compatíveis aos estabelecidos pelo DNIT.

8.1.2 – Software INRoads XM™

É um software que utiliza o ambiente gráfico para a elaboração do projeto. Sua interface gráfica permite que o usuário amplie sua interação com o projeto, graças às respostas visuais sobre as alterações efetuadas.

A visualização do perfil do terreno após alterações no alinhamento horizontal pode ser feito de forma interativa, através de uma única janela (Figura 25) que contempla as vistas em planta, perfil e as seções transversais do projeto, e que qualquer alteração feita num desses elementos pode ser observado nessa janela.

O software oferece recursos para todas as áreas do projeto geométrico entre elas a criação do MDT para geração de perfis e seções, o lançamento do alinhamento horizontal incluindo curvas espirais, o greide vertical e o cálculo de volumes, bem como desenho de seções. Entretanto apresenta a limitação de apresentar seus relatórios dos dados do projeto apenas no padrão americano.

O INRoadsXM™ foi escrito sobre o ambiente MicrostationXM™ em MDL (*Microstation Development Language*) e é disponibilizado em plataforma Windows™.

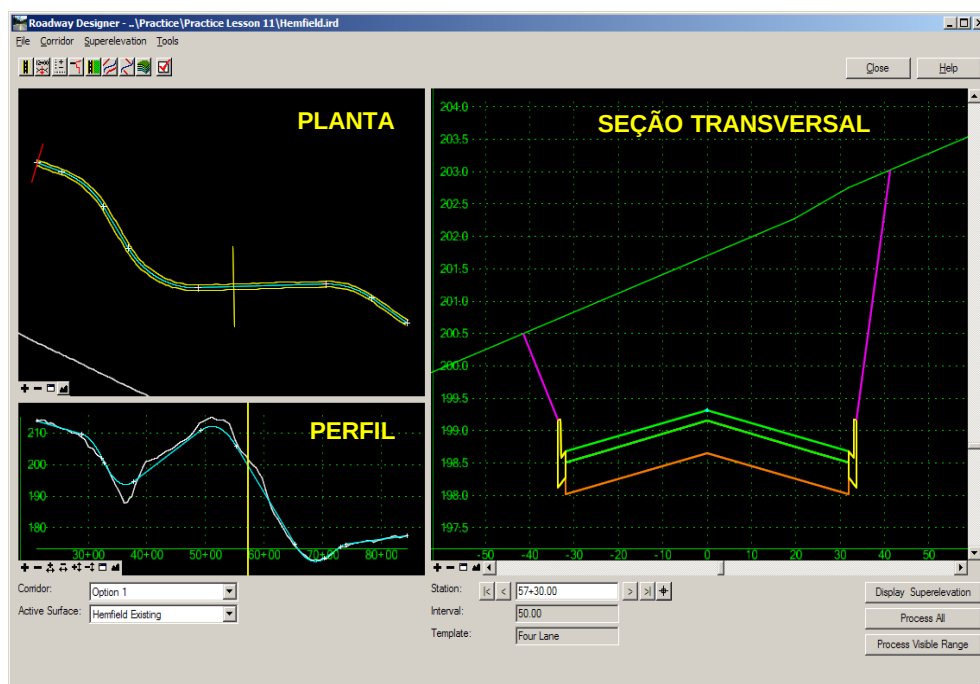


Figura 25 – Janela do Software INRoads XM™, das Opções de Visualização do Projeto

Com os dados resultantes do processamento topográfico, as informações tridimensionais são importantes e processadas por métodos de interpolação e triangulação para gerar o MDT ou DTM da área de estudo. Com o MDT o projetista inicia a elaboração do projeto geométrico, sendo um processo interativo onde o projetista insere os parâmetros do projeto e o programa calcula de forma instantânea todas as implicações desses parâmetros.

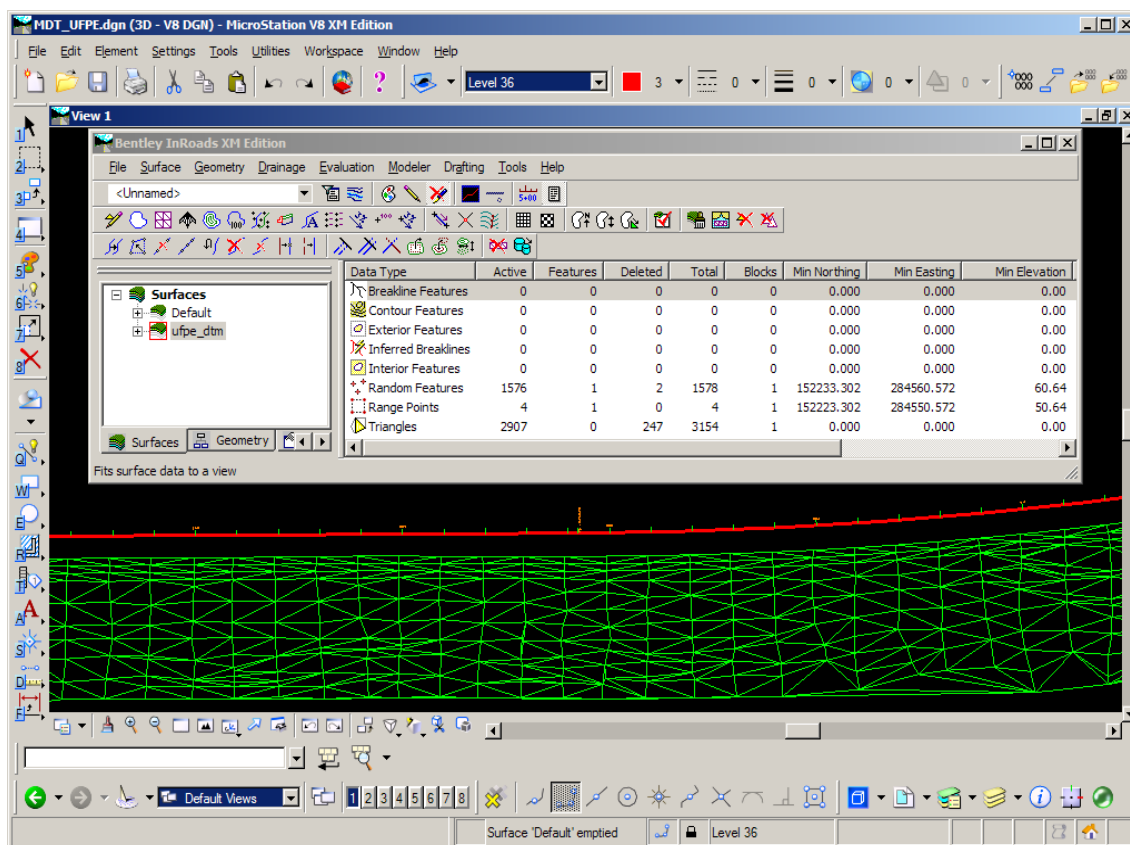


Figura 26 – Janela do Software INRoads XMTM, Mostrando o Modelo Digital do Terreno do Trecho Próximo a Rodovia BR101/PE, Correspondente a Área de Estudo do Presente Trabalho

Para a definição da geometria da via existe uma série de padrões de projeto e especificações de parâmetros que variam em função da Classe da rodovia, dado ao volume de tráfego estimado, velocidade diretriz e topografia da região (plana, ondulada ou montanhosa) (DNER, 1999; AASHTO, 1994). No INRoads XMTM existe a possibilidade de alterar os parâmetros de projeto, adequando-os aos padrões.

A etapa inicial do projeto da geometria da via está na definição dos pontos de início e término do traçado horizontal e dos pontos de passagem obrigatórias ao longo do traçado. Em seguida, é feito o lançamento das tangentes associados aos ponto de inflexão, também

denominado de PI's, os parâmetros que norteiam essa etapa estão intimamente associados às condições hidrológicas e topográficas da região do projeto.

O software INRoads XM™ apresenta uma interação com o usuário capaz de fazê-lo observar quais são os caminhos mais favoráveis quanto às condições hidrológicas e topográficas para a passagem do traçado, devido à possibilidade de visualização imediata do perfil longitudinal correspondente ao alinhamento horizontal traçado, como a de visualizar imagens de cartas ou dados hidrológicos na janela do software.

Por métodos gráficos e iterativos os PI's podem ser inseridos, movidos ou suprimidos, conforme se julgar necessário. Após a definição da posição dos PI's, se dá a inserção das curvas circulares, podendo essas serem simples ou de transição em espiral. Após inserção das curvas, o software calcula o estaqueamento, deflexões das curvas e tabelas de locação para serem utilizadas pela equipe topográfica de campo para os trabalhos de materialização do eixo em campo.

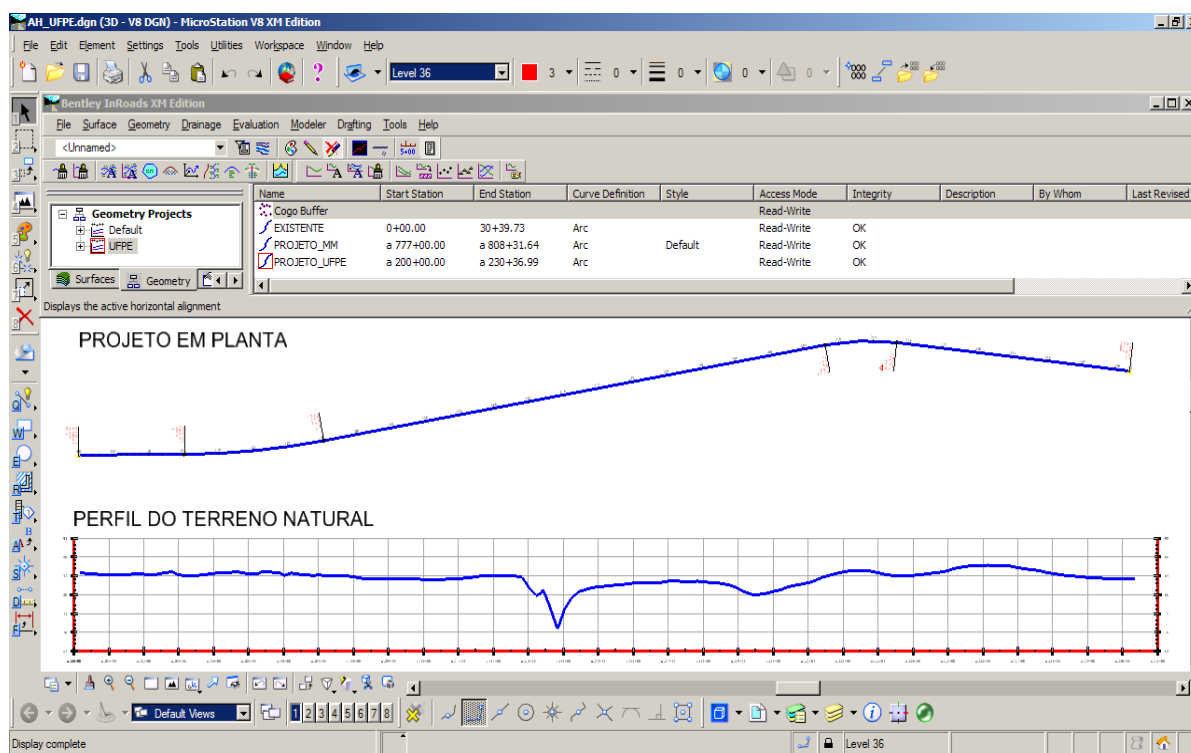


Figura 27 – Janela do Software INRoads XM™, Mostrado Projeto em Planta e Perfil Longitudinal do Terreno Natural de um Trecho Próximo a Rodovia BR101/PE, Correspondente a Área de Estudo do Presente Trabalho

Uma vez definido o traçado horizontal em concordância com os dados topográficos, hidrológicos e ambientais, o software gera o perfil longitudinal do terreno natural (Ver Figura 27), e é embasado nesse perfil que as tangentes verticais e curvas darão origem ao greide do projeto. Lançam-se os pontos de inflexão vertical (PIV's) e posteriormente as curvas verticais de concordância, após inserção dos parâmetros das curvas o software calcula os elementos das curvas e insere o greide definido pelo projetista (Figura 28).

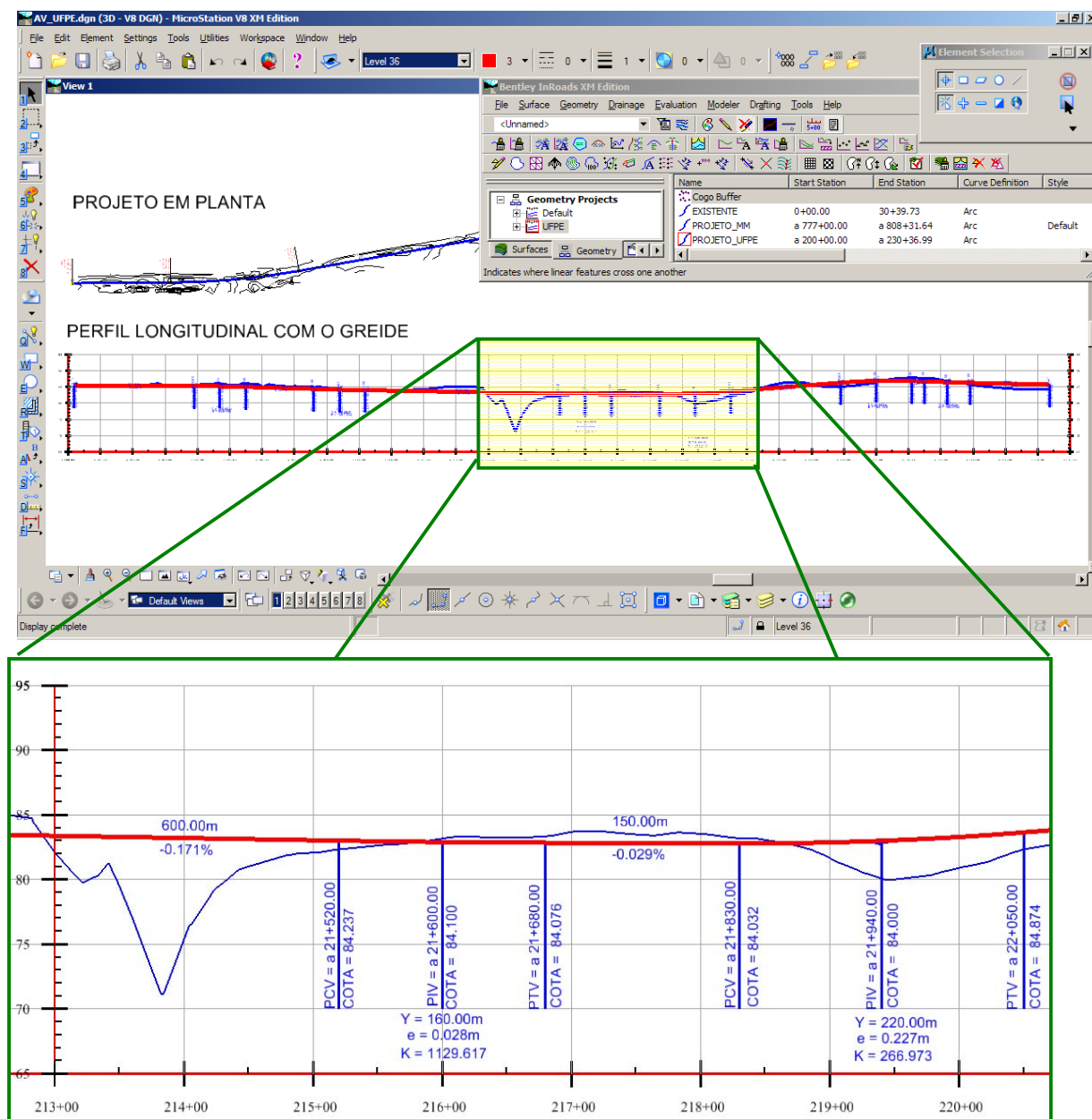


Figura 28 – Janela do Software INRoads XMTM, Mostrando Perfil Longitudinal do Terreno com Greide Projetado do Trecho Próximo a Rodovia BR101/PE, Correspondente a Área de Estudo do Presente Trabalho

É fundamental que sejam estudadas diferentes alternativas de alinhamento vertical para um mesmo trecho horizontal, objetivando avaliar a solução mais viável técnica e

economicamente para um determinado trecho em estudo. E uma das formas de se avaliar isso, é através da análise dos volumes de corte e aterro para fins de terraplenagem.

Para o cálculo dos volumes de corte e aterro deve-se definir as seções típicas, também denominadas de *templates*, que serão definidas sua posição ao longo do alinhamento horizontal, sendo calculados os taludes de corte e aterro, eventuais dispositivos de drenagem, posições das obras de arte especiais, variação da inclinação transversal da pista (superelevação) e variação da largura dos bordos da pista devido a ocorrência de paradas de ônibus, terceira faixa e a necessidade da superlargura nos trechos de curvas horizontal.

O último passo para geração do Modelo Digital do Projeto (MDP) é a definição dos intervalos de estacas para a aplicação das diversas seções típicas ao longo do desenvolvimento do alinhamento horizontal. Sendo definido os intervalos, é possível calcular o MDP e com isso obter-se as seções em cada estaca (Figura 29) e calcular os volumes de corte e aterro.

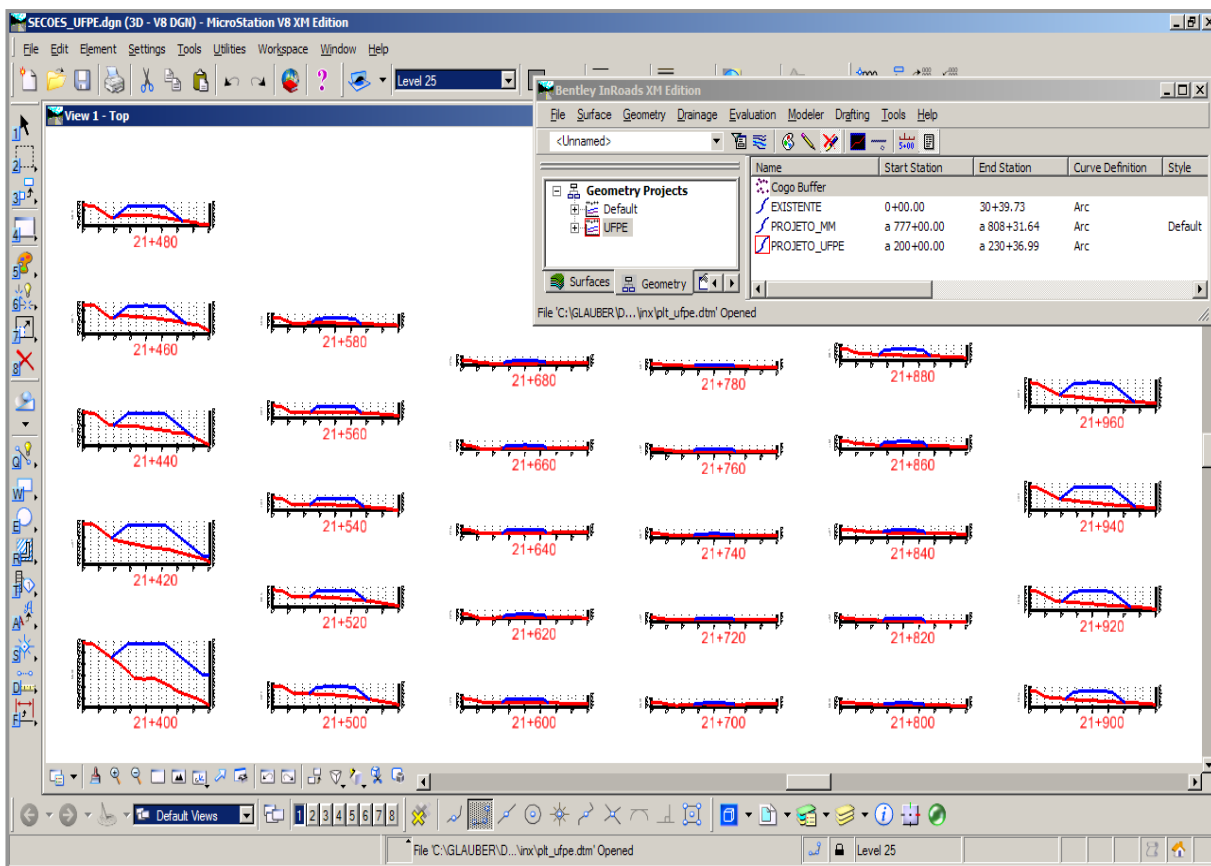


Figura 29 – Janela do Software INRoads XMTM, Mostrando Seções Transversais ao Longo do Alinhamento Horizontal e Vertical do Presente Trabalho

Os produtos finais resultantes da elaboração de projetos viários em sistemas computacionais, são basicamente de dois tipos, o gráfico através de desenhos e escritos por meio de relatórios ou memórias de cálculo, podendo os mesmos ser adequados às necessidades dos contratantes, sendo os principais produtos resultantes (SENÇO, 2008):

Os principais elementos gráficos resultantes são:

- ◆ Eixos horizontais com aplicação do estaqueamento e parâmetros das curvas;
- ◆ Perfis longitudinais do terreno natural em conjunto com o greide, com indicação dos pontos notáveis, comprimento de curvas verticais, inclinação das rampas, valor do parâmetro;
- ◆ Desenvolvimento da geometria horizontal em planta;
- ◆ Modelo tridimensional de elevação.

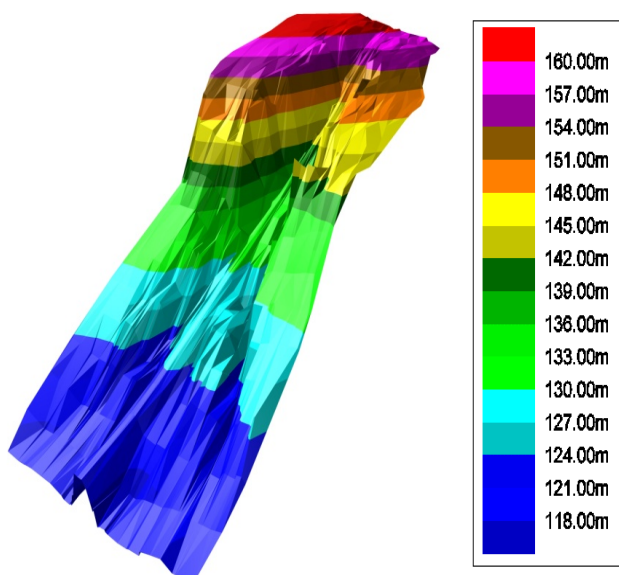


Figura 30 – Visualização do Modelo de Elevação

- ◆ Seções transversais com as áreas de corte e aterro e os volumes acumulados;
- ◆ Linhas de off-sets resultantes do processamento da via (Figura 31).

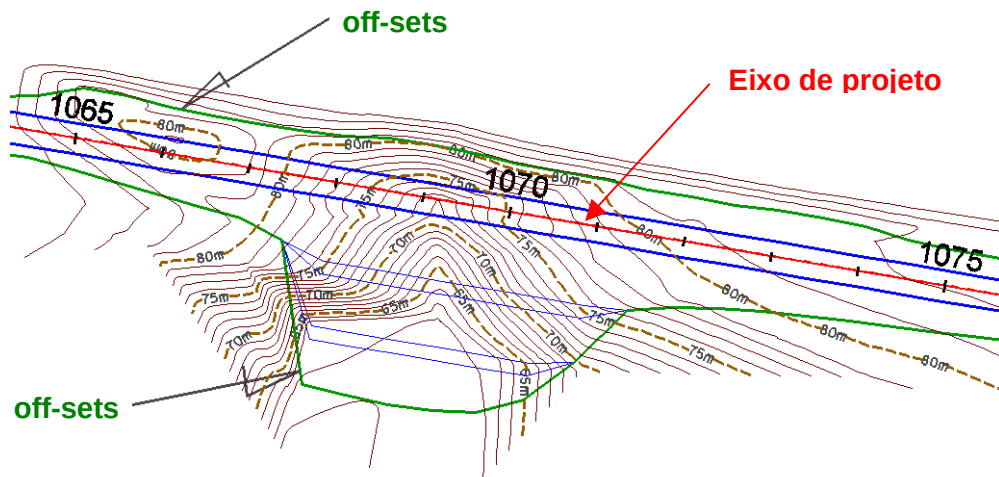


Figura 31 – Visualização das Linhas de Off-sets em Planta

- Diagrama de massas com os volumes acumulados;
- Curvas de nível, modelo digital do terreno (MDT) e modelo digital do projeto (MDP), conforme mostrado na (Figura 32).

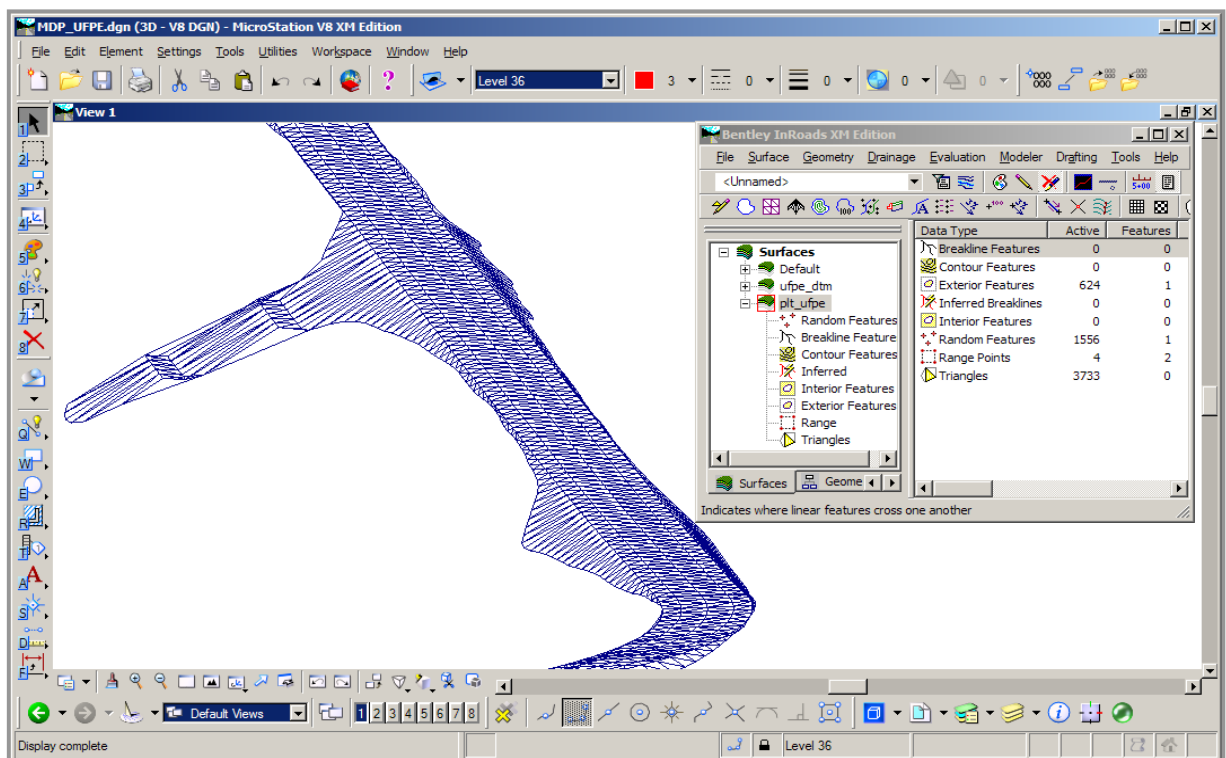


Figura 32 – Visualização Tridimensional do MDP

Os principais relatórios resultantes são:

- ◆ Planilhas com as coordenadas X,Y dos pontos notáveis como início e término da rodovia, PI's, PC's , PT's , TS's , SC's , CS's , ST's e CC's , entre outros, como também os elementos de curva, tangentes (T), desenvolvimento (D), ângulo central (AC) e deflexões (I), comprimento da espiral (Lc).

Tabela 11 – Exemplo do Relatório de Curvas Horizontais

N	RAIO	AC	LADO	LC	TANG (m)	DESEN. (m)	PC	COORDENADAS (m)		PT	COORDENADAS (m)	
								X	Y		X	Y
1	2311,6	9° 43' 24"	E	-	196,62	329,29	3904 + 4,78	284.801,11	9.154.292,98	3923 + 17,07	285.064,85	9.154.003,22
2	750,0	28° 13' 26"	D	-	188,55	369,45	4004 + 9,96	286.247,70	9.152.906,74	4022 + 19,41	286.447,21	9.152.600,22
3	717,1	11° 47' 13"	E	-	74,03	147,53	4026 + 9,31	286.469,90	9.152.534,11	4033 + 16,84	286.531,77	9.152.400,46

- ◆ Planilhas com os dados do alinhamento vertical, como as estacas e cotas dos pontos notáveis correspondentes ao ponto inicial e final trecho e dos PIV's, PCV's, PIV's, PTV's, bem como o comprimento das curvas, rampas longitudinais (i%), flexa (e) e parâmetro (k);
- ◆ Relatórios de notas de serviço de execução do terrapleno, constando o afastamento e cotas para conformidade da plataforma do projeto em cada estaca, tomadas em relação a um determinado eixo de referência e cota;
- ◆ Relatórios com as áreas de corte e aterro para cada estaca e os volumes acumulados, destinadas à elaboração do projeto de terraplenagem.

Outro produto muito interessante do projeto auxiliado por computador é a possibilidade de percorrer a via em visão tridimensional, podendo-se ter uma excelente visualização dos off-sets, da aderência do traçado ao terreno e das condições gerais de conforto e segurança dos futuros usuários da via.

Por fim, tem-se o projeto geométrico acabado apresentado no relatório de projeto no formato de prancha A3 (conforme padrão ABNT Brasil), com seu alinhamento fragmentado em seguimentos, apresentado nas escalas gráficas de 1:5000 para projeto de estudo de viabilidade e de 1:2000 para projetos básico e executivo (DNIT, 2006), conforme exemplo mostrado na Figura 33 a seguir.

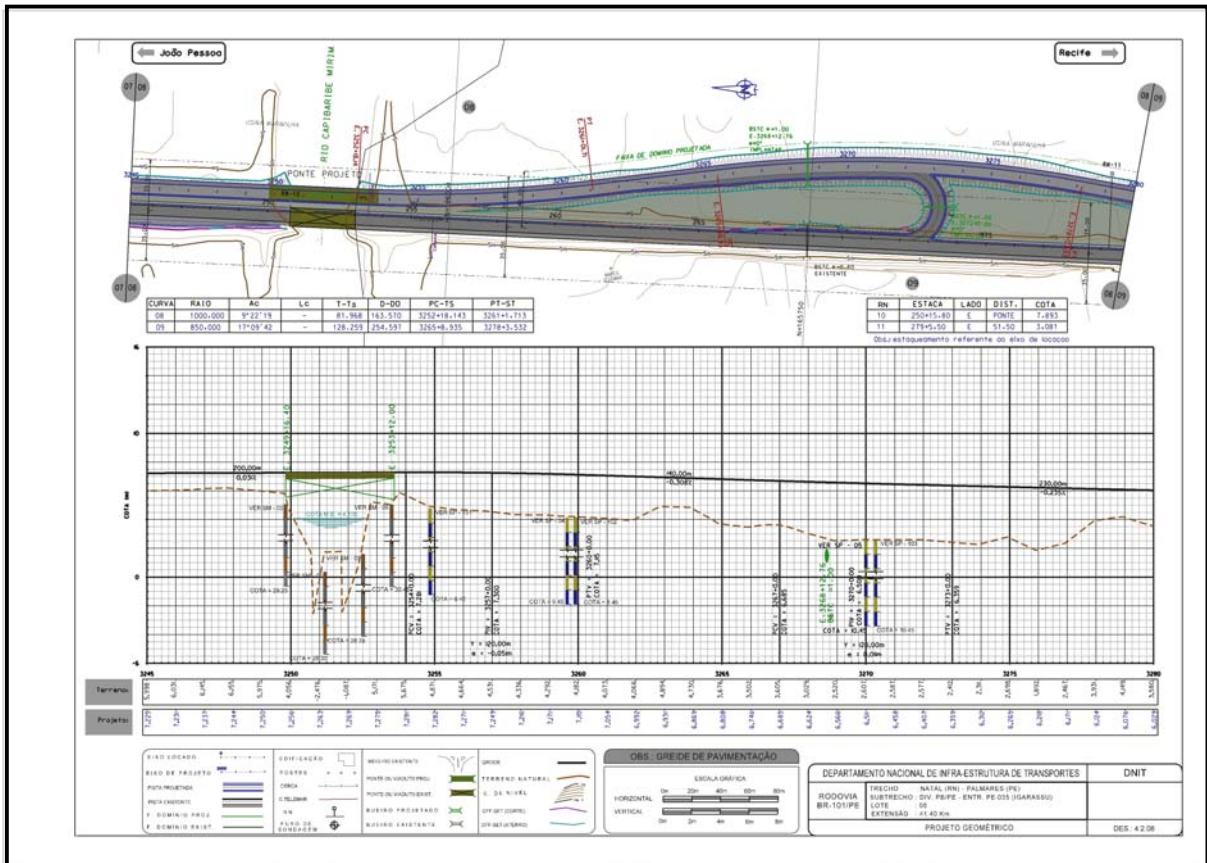


Figura 33 – Exemplo de Prancha com Projeto Geométrico na Escala Gráfica de 1:2000.

9. ANÁLISE DA PRECISÃO DOS PRODUTOS CARTOGRÁFICOS

Para a adequada utilização dos produtos cartográficos no suporte às atividades relacionadas ao projeto e execução de obras de engenharia, em especial a engenharia rodoviária, é imprescindível que se conheça a qualidade das informações ali disponíveis e as limitações de utilização de cada tipo de documento.

Seguindo o preconizado pelo Decreto Lei 89.817 de 20 de junho de 1984, e o estabelecido pelo DNIT com relação às escalas cartográficas dos dados topográficos exigidas para cada fase do projeto discutidos no capítulo 3, devem ser adotados critérios estatísticos para as verificações e precisão dos produtos cartográficos.

9.1 - Método de Classificação do Produto Cartográfico

Para o presente trabalho não foi adotada a proporção amostral simples como critério de avaliação devido a sua rigidez, conforme preconizado pelas Normas Técnicas da Cartografia Nacional Decreto Lei Nº 89.817/84, e igualmente aceita pelas Normas do DNIT, para avaliar o PEC e definir os critérios de rejeição ou aceitação de produtos topográficos ou aerofotogramétricos.

Os métodos estatísticos que serão utilizados para a análise de qualidade são baseados, principalmente, na metodologia proposta por ZANARDI (2006); ZANARDI (2007); ITAME (2001); LEAL e DALMOLIN (1999) e LEAL (1998).

9.1.1 – Avaliação da Acurácia

Para a análise da acurácia, utilizou-se a estimativa intervalar dada pela distribuição t de Student, pois esta é particularmente válida para amostras menores que 30, consideradas pequenas. Este método consiste na construção de um intervalo de confiança de 90% para a média μ a partir da média amostral e do desvio padrão amostral S, dado por ZANARDI (2006); ZANARDI (2007); ITAME (2001); LEAL e DALMOLIN (1999) e LEAL (1998).

$$\mu \leq X + (t_{\alpha}) \times \left[\frac{\sigma}{\sqrt{n}} \right] \quad (22)$$

Em que,

μ = Média populacional estimada

X = Média amostral

σ = Desvio padrão amostral

t_{α} = Obtido da tabela estatística t-student.

n = Tamanho da amostra

Posteriormente aplica-se um teste de hipótese com nível de significância de 10%, para validação da acurácia, o calculo da estatística é dado por.

$$t = \frac{(X - \mu_0)}{\frac{S}{\sqrt{n}}} \quad (23)$$

Sendo,

μ_0 = Média populacional esperada estabelecida, que é o erro padrão estabelecido pelo Padrão de Exatidão Cartográfico – PEC

X = Média amostral

S = Desvio padrão amostral

n = Tamanho da amostra

Sendo formulada a seguinte hipótese, será obtido o valor de t .

μ = Média populacional estimada

$H_0: \mu < \mu_0$ hipótese de aceitação

$H_1: \mu > \mu_0$ hipótese de rejeição

Se $t < t_{\alpha}$ aceita-se a hipótese H_0 a um nível de significância de 10% podendo verificado se atendeu a Classe A, B ou C do PEC.

9.1.2 – Avaliação da Precisão

Para avaliar a precisão se utilizará um desenvolvimento semelhante ao adotado na determinação da exatidão diferenciando-se no tipo de teste a ser aplicado, utilizando-se neste caso o desvio padrão, que será calculado através da equação a seguir (ZANARDI, 2006; ZANARDI (2007); ITAME, 2001)

$$\sigma = \sqrt{\frac{(n-1) \times S^2}{\chi^2_{1-\alpha}}} \quad (24)$$

Sendo,

X = Média amostral

n = tamanho da amostra

S = Desvio padrão amostral

σ = Desvio-padrão da amostra

Após o cálculo do Desvio padrão da população, se aplica o teste de hipótese através da distribuição Qui-quadrado, com a equação 25, onde σ_0^2 é a variância populacional esperada que é o erro padrão estabelecido pelo Padrão de Exatidão Cartográfico – PEC e o argumento é o grau de liberdade associado à probabilidade de 90% para a validação da precisão.

$$\chi^2 = \frac{(n-1) \times S^2}{\sigma_0^2} \quad (25)$$

Sendo,

X = Média amostral

n = tamanho da amostra

S = Desvio padrão amostral

σ_0^2 = Variância populacional esperada

Formula-se o teste:

$H_0: \sigma < \sigma_0$ hipótese de aceitação

$H_1: \sigma > \sigma_0$ hipótese de rejeição

Se $\chi^2_{1-\alpha} < \chi^2_{\alpha}$ aceita-se a hipótese H_0 ao nível de significância de 10%, caso contrário a hipótese é rejeitada (H_1).

Com os testes supracitados será possível avaliar a qualidade das informações coletadas em campo, com relação à acurácia e precisão dos dados plani-altimétricos, podendo-se classificar segundo os critérios estabelecidos pelo DNIT (2006) e BRASIL (1984), o produto cartográfico resultante do aerolevanteamento realizado com imagens obtidas de câmeras de pequeno formato.

9.2 – Avaliação dos MDT's Gerados

A avaliação é feita pela comparação direta entre os valores das cotas dos MDT's resultantes da restituição altimétrica do aerolevantamento e o da Topografia convencional. O método considera pontos de mesma posição planimétrica, criando-se rede de pontos, onde, para cada posição plana, existem duas posições altimétricas correspondentes. A diferença desses valores altimétricos darão origem ao vetor das discrepâncias (resíduos). De posse desses resíduos o procedimento de análise extrai os principais parâmetros estatísticos das diferenças entre as duas superfícies (LUDWIG e SCHNEIDER, 2006; MELLO, 2001).

9.2.1 – Número de Amostras

Segundo ITAME (2001), o tamanho mínimo da amostra necessária para um dado grau de acurácia requerido para o modelo a ser analisado, pode ser determinado partindo-se de uma amostra inicial de tamanho qualquer, adotando o que se segue.

Através dos parâmetros estatísticos da media e do desvio padrão, extrai através da equação abaixo, o tamanho mínimo da amostra.

$$N_{\min} = \frac{Z_r^2 \times Sd^2}{S^2} \quad (26)$$

Sendo,

Sd = Desvio padrão da amostra inicial

S = Grau de acurácia para a média estimada

Z_r = Obtido da tabela estatística da distribuição normal para uma dada probabilidade $r=0,975$, ou seja, igual a 1.96.

$N_{\min}$ = Tamanho mínimo da amostra.

10. LEVANTAMENTOS REALIZADOS

10.1 – Recursos Utilizados

Os dados utilizados para a elaboração dessa pesquisa foram:

- ◆ Imagens tomadas por uma câmara digital Canon Powershot A640 de 10.0 Megapixeis, de pequeno formato, numa região próxima à divisa dos estados de Pernambuco e Paraíba no trecho da BR-101/NORTE entre os km 19 a 21, datadas de 23/02/2008;
- ◆ Dados provenientes de levantamento topográfico convencional, como nivelamento de eixo, pontos de apoio a aerotriangulação e pontos de controle, seções transversais da margem direita da rodovia a partir do bordo da rodovia BR101/Norte km 19 a 21 numa largura de faixa de 80m com data de novembro de 2007;
- ◆ Dados planimétricos (Este, Norte, Cotas) provenientes de levantamento GPS, Estação Total e nível eletrônico, dos marcos de apoio a aerotriangulação e pontos de controle com data de março de 2008.

Os Programas computacionais utilizados foram:

- ◆ Programa Leica Photogrammetry Suite™ – Para o processamento dos dados do levantamento aéreo. Este software é utilizado para orientações fotogramétricas de imagens aéreas ou terrestre. É uma coleção de ferramentas computacionais que permitem transformar imagens brutas em camadas de dados exigidos em mapeamentos digitais, análises em sistemas de informações geográficas (SIG) e visualização 3D. Os dados de campo gerados são, o mosaico das imagens, modelo digital do terreno (MDT's) e orto-retificação das imagens coletadas;
- ◆ Programa MicroStation Inroads™ – Para a elaboração do projeto geométrico teste e cálculo dos volumes de corte e aterro do movimento de terra para a modelagem do projeto da estrada;
- ◆ Programa TopoGRAPH™ – Para o processamento e ajustamento dos dados planimétricos oriundo do levantamento topográfico convencional;
- ◆ Programa PhotoModeler Pro™ - Para a obtenção dos parâmetros de calibração da câmera digital não-métrica;

- ◆ Suíte de escritório – Para a manipulação e processamento dos dados através do emprego de planilhas eletrônicas e elaboração dos textos descritos do projeto;
- ◆ Soluções computacionais desenvolvidas – Disparo Remoto, Quadrático e Mosaico;
- ◆ Programa Surfer 7.0 – Processamento e manipulação das coordenadas tridimensionais para o DTM's gerados;
- ◆ Programa EZsurvey – Processamento dos dados de campo do GPS geodésico;
- ◆ Material bibliográfico disponível na Biblioteca do Setor de Tecnologia da Universidade Federal do Pernambuco, incluindo Portal da CAPES.

10.2 – Calibração da Câmera Digital

A câmara utilizada para adquirir as aerofotos digitais foi uma Canon Powershot A640 de 10.0 Megapixeis. Esta câmara trabalha com uma matriz 1 CCD (*Charge Coupled Device*) com comprimento (L) de 7,1136 mm e altura (V) de 5,3352 mm, com número efetivo aproximado de 10.4 Megapixeis. O *pixel* é quadrado com dimensão de 1,95 micrômetros. A máxima resolução existente na câmara é de 3648 (L) x 2736 (V). As imagens são gravadas em cartão de memória de 2 Gygabytes, no formato JPEG, com tempo mínimo de gravação de 3 segundos utilizando-se o programa de Disparo Remoto desenvolvido para este trabalho.

O sistema de lentes tem zoom óptico de 4 vezes e distância focal de 7,9 mm a 29,2 mm. A focalização da imagem pode ser automática ou manual. As imagens são transferidas para o micro computador através da porta de comunicação USB (*Universal Serial Bus*). A Figura 34 mostra a câmara Canon Powershot A640. Neste trabalho todas as imagens foram sempre tomadas com a focalização manual, distância focal fixada para o infinito.



Figura 34 – Câmera Digital Canon Powershot A640 de 10.0 Megapixeis

Para a determinação do tamanho do Pixel da câmera Canon A-640, foi utilizado o software PhotoModeler Pro, que é um sistema fotogramétrico analítico digital para curta distância, também pode ser empregado na determinação dos dados de calibração de câmeras digitais. É usado um campo de pontos no processo de calibração formado por um padrão (Figura 35), reconhecidos automaticamente pelo programa, cujas posições são medidas em várias imagens adequadamente obtidas e que entram como dados nos modelos matemáticos do PhotoModeler Pro, que são os discutidos no item 4.1.1.

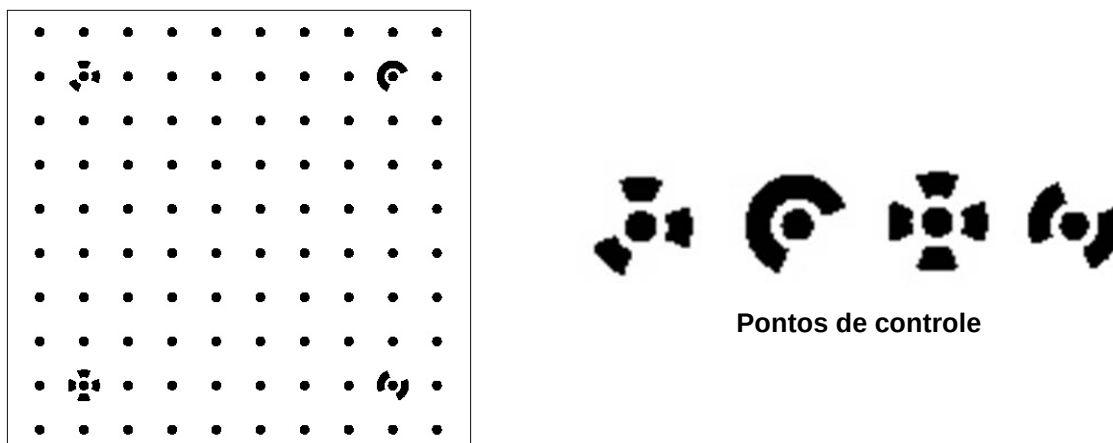
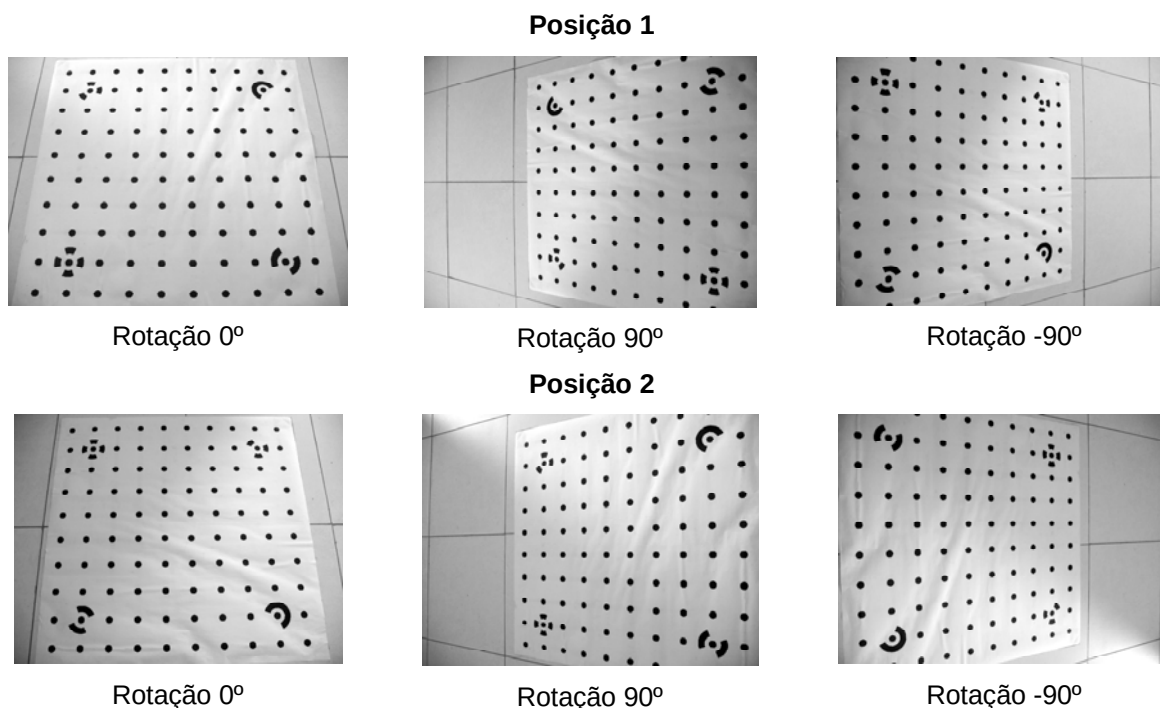


Figura 35 - Grade de Calibração e Detalhe dos Pontos de Controle

Para o processo de calibração foram tomadas imagens da grade de calibração, em quatro posições em volta da mesma. Foram tiradas 3 imagens em cada uma das posições, perfazendo assim um total de 12 imagens (Figura 36).



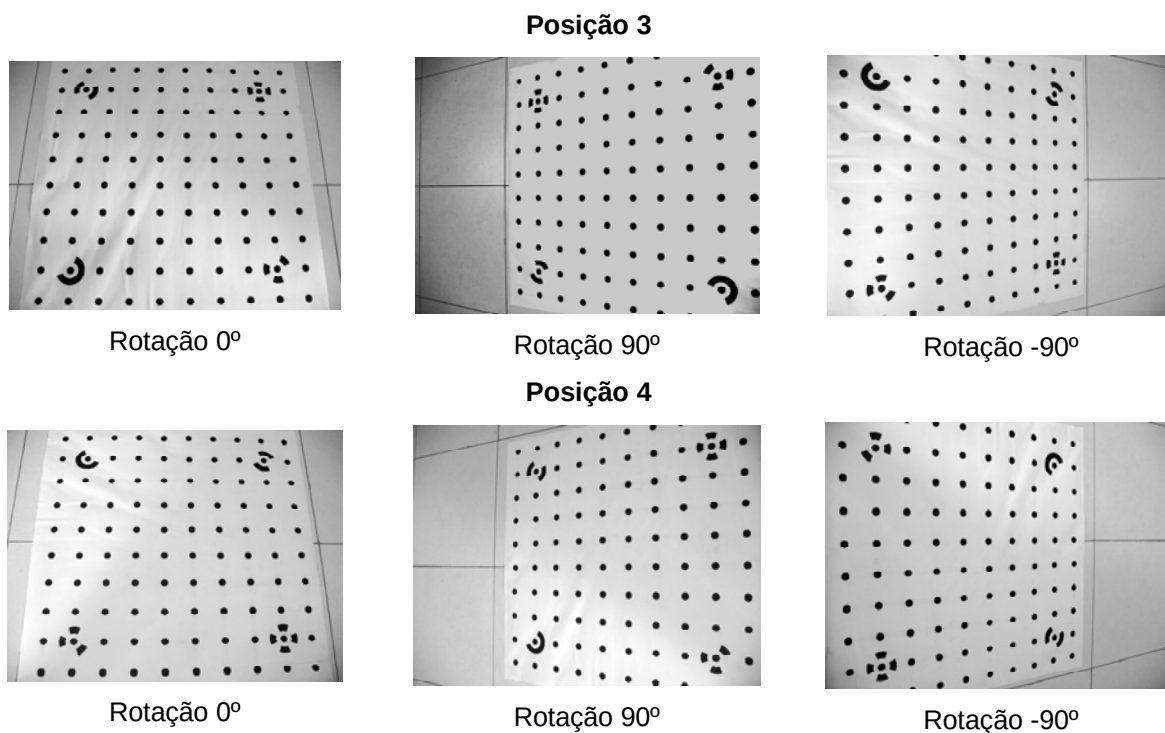


Figura 36 – Posições de Tomada das Imagens

A tomada das imagens deve ser executada seguindo as instruções do manual do software, que são as seguintes:

- ◆ É fundamental que a grade de calibração não seja deslocada de sua posição durante a tomada das imagens, devendo a mesma ser fixada numa superfície rígida e estar numa posição estática ao longo de todo o processo de aquisição das imagens, sendo apenas necessário o deslocamento da câmera ao longo das 4 posições de tomada;
- ◆ Segundo o manual do software, a distância ideal para a aquisição das imagens a grade de calibração deve ser proporcional a que será empregada na tomada das imagens do objeto de trabalho, entretanto segundo o próprio desenvolvedor do software é impraticável, no caso de objetos com grandes dimensões;
- ◆ Tendo em vista que as imagens são retangulares é necessária uma completa cobertura de pontos em todos os locais da imagem, isso é garantido deslocando-se adequadamente a focalização do centro do campo de pontos de calibração, ora para um lado ora para o outro (Figura 36);
- ◆ Quando a câmera apresenta recursos de tomada de imagem no modo preto e branco, ele deve ser empregado, para minimizar os ruídos introduzidos pelos algoritmos de conversão de cor da câmera;

- ◆ É imprescindível que todos os quatro pontos de controle (Figura 35.b), devam aparecer em todas as imagens de calibração;
- ◆ O eixo da câmera deve estar próximo de 45 graus em relação ao plano;
- ◆ Todas as fotografias devem ser tomadas com a mesma posição de foco.

Após processamento das imagens no PhotoModeler Pro, foi gerado um relatório que fornece os parâmetros de calibração, cujos resultados mais importantes estão na Tabela 12.

Tabela 12 – Resultados da Calibração da Câmera Canon A-640 no PhotoModeler Pro

Parâmetros	Valor em (mm)
f	7,3498
Xo	0,019
Yo	0,034
K1	$- 3,859 \times 10^{-3}$
K2	$7,970 \times 10^{-5}$
Formato	3648 x 2736 pixels

Esses dados de calibração são apropriados para usar com o próprio Photomodeler, mas devem ter as seguintes alterações para ser usado em outros programas:

- Os sinais dos parâmetros K1 e K2 devem ser trocados, pois a curva é invertida nos outros programas;
- Os parâmetros de posição do PP (Ponto Principal) são dados em relação ao canto superior esquerdo e devem ser transladados para próximo do centro da imagem como nos outros programas.

Essas observações são decorrentes da comparação com os dados da outra calibração efetuada com o campo de pontos da UFPE e que será detalhada a seguir.

O campo de calibração existente na parede externa do bloco do Centro de Tecnologia e Geociências – CTG da UFPE (Figura 37), é um conjunto de alvos materializados na parede com coordenadas tridimensionais precisamente conhecidas.



Figura 37 – Campo de Calibração de Câmaras da UFPE do CTG

As dimensões do campo permitem obter imagens satisfatórias usando câmeras de 2 a 10 Mpíxeis com foco no infinito, garantido a projeção de alvos em toda a área do CCD. O tamanho dos alvos também está compatível com a resolução média das câmeras digitais, sendo possível visualizar os centróides registrados dos alvos num número pequeno de píxeis (Figura 38).



Figura 38 – Detalhe dos Alvos do Campo de Calibração.

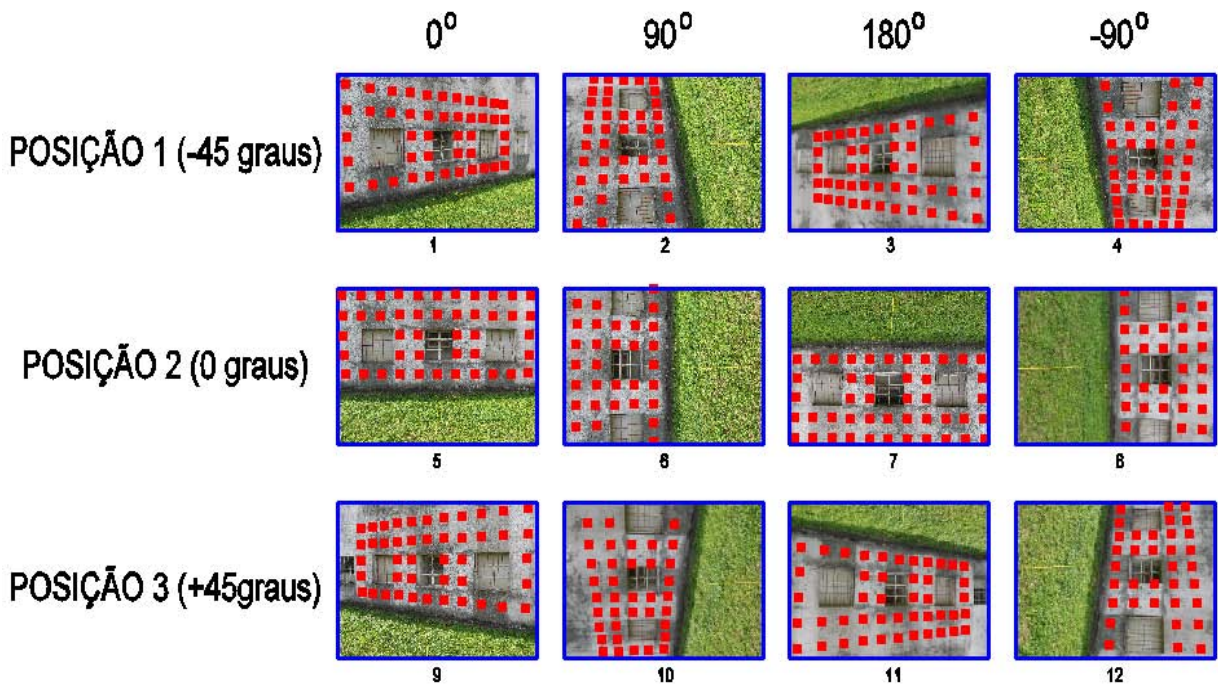
Uma vez adquirido o conjunto de imagens, efetua-se a leitura das coordenadas de cada alvo nas mesmas, sendo assim conhecidas as coordenadas dos alvos no espaço objeto e no espaço imagem, para cada fotografia.

O método utilizado foi o das Câmaras Convergentes. O campo de provas é composto por 45 alvos pré-sinalizados, implantados numa parede de alvenaria com distribuição espacial regular. A Figura 40 mostra esta distribuição. As coordenadas (X,Y,Z) dos alvos foram determinadas com levantamentos topográficos distintos e ao se comparar as coordenadas dos alvos obtidas nos dois levantamentos, obteve-se o erro médio quadrático para X, Y e Z.

Um conjunto composto por 12 imagens foi obtido no dia 26/09/07 com três sub-conjuntos de imagens convergentes, sendo a -45° , 0° e $+45^\circ$ contados a partir de um eixo normal ao campo de calibração. As imagens foram obtidas com a câmera na posição normal, rotação de 90° graus, rotação de 180° graus e rotação de -90° graus como observado a seguir, para cada uma das 3 posições.



Figura 39 – Posições da Câmera no Instante da Tomadas das Imagens.



▪ ALVOS DO PAINEL DE CALIBRAÇÃO

Figura 40 – Identificação das Fotografias e Respectivos Alvos do Painel.

Utilizou-se o software Microstation InroadsXM para a realização das leituras dos alvos no sistema de coordenadas de Imagem, e um programa implementado em ambiente computacional chamado “Fotter6” para realizar os cálculos de ajustamento necessário a determinação dos parâmetros de calibração da câmara.

O programa “Fotter6” utiliza como modelo matemático as equações de colinearidade, realiza o ajustamento através do Método dos Mínimos Quadrados na forma paramétrica com injunções de posição. Além dos 3 parâmetros de orientação interna (distância focal - f e as coordenadas do ponto principal - x_0, y_0), calcula 2 ou 3 coeficientes de correção da distorção radial simétrica (K_1 , K_2 e K_3), 2 coeficientes de correção da distorção descentrada (P_1 e P_2) e 2 coeficientes de afinidade (A e B). Isso permite recuperar os parâmetros de orientação interior necessários à reconstrução matemática da geometria projetiva e parâmetros de orientação exterior das imagens utilizadas.

Após processamento das imagens no “Fotter6”, foi gerado um relatório que fornece os parâmetros de calibração, cujos resultados mais importantes estão na Tabela 13.

Os valores diferem um pouco da Tabela 12, mas isto era previsível tendo em conta as diferenças entre os campos de calibração.

Tabela 13 – Resultados da Calibração da Câmera Canon A-640 no Fotter6

Parâmetros	Valor em (mm)
f	7,33
X_0	0,0286
Y_0	0,0764
K_1	$-3,839 \times 10^{-3}$
K_2	$6,958 \times 10^{-5}$
P_1	$1,508 \times 10^{-4}$
P_2	$-1,038 \times 10^{-4}$
Formato	3648 x 2736 pixels

10.3 – Área Teste

Para viabilizar as análises das aplicações do método proposto no presente estudo, foi definida uma área teste para a elaboração do projeto geométrico viário, nesta área foi desenvolvido o aerolevanteamento e os levantamentos topográficos convencionais, para formar um banco de dados para os estudos.

A área teste fica localizada ao norte do litoral do estado de Pernambuco próximo à divisa dos estados de Pernambuco e Paraíba no trecho da BR-101/NORTE entre os km 19 e 21 (Figura 41). Este segmento da rodovia encontrava-se em obras de duplicação na época dos estudos para essa dissertação.



Figura 41 – Localização da Área Teste.

A escolha dessa área se deu devido a sua heterogeneidade topográfica, apresentando topografia ondulada e plana, propícias aos estudos pretendidos, como também disponha de apoio logístico necessário aos levantamentos, fácil acesso as áreas de estudo e Banco de dados geodésicos previamente implantados.

10.4 – Execução do Aerolevantamento

Para a realização do aerolevantamento adotou-se uma sistemática previamente definida, que permitiu a aquisição das aeroimagens necessárias. O fluxograma a seguir ilustra todo o seqüencial das etapas seguidas para a realização dos trabalhos destinados a obtenção dos bancos de dados dos aerolevantamentos na área teste (Figura 42).

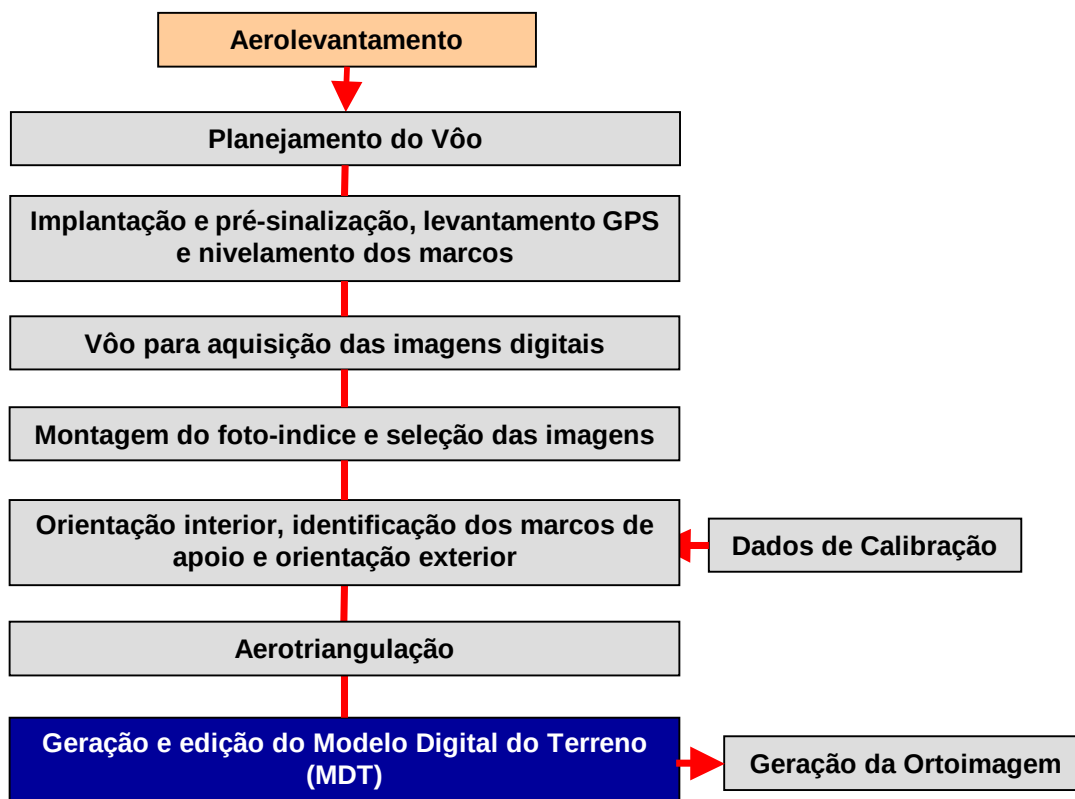


Figura 42 – Fluxograma do Aerolevanteamento

10.4.1 - Planejamento do Voo

O planejamento previu uma cobertura de uma área mais larga que o mínimo necessário para a execução de um projeto rodoviário (de 100m a 200m) com o objetivo de mostrar que o aerolevanteamento pode coletar informações sobre o relevo, hidrografia e ocupação da área, com maior amplitude de abrangência, otimizando os estudos de traçado e elaboração do projeto geométrico da estrada, quando comparado ao levantamento topográfico convencional que se restringe a uma faixa de 40m a 100m devido a restrições executivas de tempo, custo e fator técnico-operacional. Outro aspecto que influenciou a ampliação da faixa do levantamento no presente estudo, foi a de garantir a superposição das faixas levantadas e como consequência a estereoscopia.

Para o planejamento, primeiro foi necessário definir o tamanho do pixel na imagem, sendo adotado para o presente estudo o valor máximo de 0,20m no terreno, pois a escala cartográfica para os produtos gerados deverá ser de 1:2000, compatível com a adotada para estudos de ante-projetos e projetos básicos de rodovias. Depois de definida a escala do produto final esses dados e formatos de imagem, se obteve a altura de voo. Com esses

dados, mais a velocidade de cruzeiro da aeronave foram introduzidos num programa em planilha Excel e calculados os elementos que constam na Tabela 14.

O planejamento incluiu: visitas a campo para a realização do reconhecimento da área; cálculo da velocidade da aeronave durante a tomada; determinação de altura média do voo que é função da resolução do sensor digital da máquina e escala desejada para o produto final; determinação do intervalo de disparos para garantir a superposição das imagens (65% longitudinal e 30% transversal).

Com os dados de calibração da câmera, definição da escala do produto cartográfico final, chegou-se a uma altura de voo de 700m ao valor do tamanho do pixel no terreno (GSD = *Ground Sample Distance*) como sendo aproximadamente 20cm.

Como a altitude média da região é de 40m a altitude média de voo foi de 740m. Com a velocidade de cruzeiro de 150km/h se calculou o intervalo de tomada de 4 segundos. Esses resultados e os recobrimentos estão na Tabela 14.

Tabela 14 – Dados Referente ao Plano de Voo

Dados Operacionais para o Voo		
Velocidade de Cruzeiro		150 km/h
Altitude de Voo		740 m
Intervalo de Tomada das Imagens		4 segundos
Dados Calculados		
Recobrimento Longitudinal		60%
Recobrimento Transversal		20%
Extensão no terreno	Longitudinal	510 m
	Transversal	680 m
Resolução (GSD)		0,19 m
Escala cartográfica		1/2000

De posse dos parâmetros da Tabela 14, foram determinadas as coordenadas dos pontos de entrada e saída das faixas, como também as linhas de referencia, necessárias a orientação do piloto durante o sobrevoo (Figuras 43 e 44). Essas coordenadas foram introduzidas no GPS e também no programa GPS Trackmaker™ para o auxílio à navegação e planejamento do voo, sendo utilizada imagens de satélite e mapas na escala 1:10.000 cartográficos existentes da região na área teste.



Figura 43 – Localização das Faixas de Vão no Programa GPS TrackmakerTM

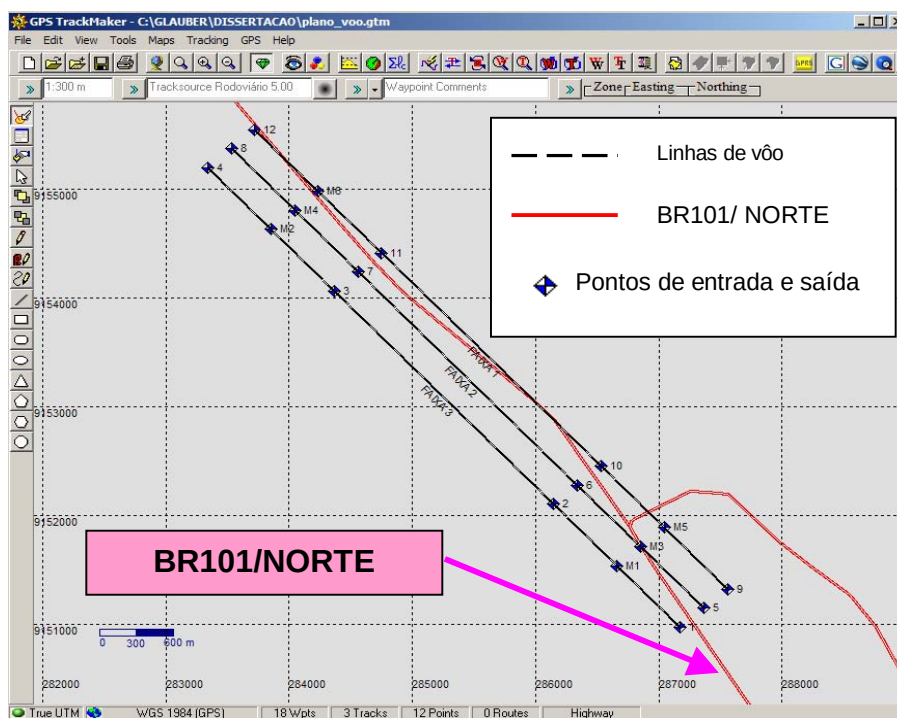


Figura 44 – Planejamento das Faixas e Vôo

10.4.2- Implantação e Pré-sinalização, Levantamento GPS e Nivelamento dos Marcos

Foram materializados 43 marcos de referência planialtimétricos (Figura 46) levantados com equipamento de posicionamento por satélite e nível eletrônico, destinados a

pré-sinalização do apoio a cobertura aérea servindo tanto como pontos de checagem como apoio a aerotriangulação.

Os marcos foram confeccionados em forma cilíndrica em concreto com dimensões padronizadas de 30cm de altura por 10cm de diâmetro. Foram implantados em campo, com equipamentos devidamente testados e com parâmetros de calibração conhecidos: como estação total, nível e receptores GPS geodésicos e de navegação. O receptor GPS de navegação foi adotado na etapa de reconhecimento, e depois serviu de orientação para locação em campo do posicionamento dos marcos, segundo as posições previstas no plano de localização (Figura 45).



Figura 45 – Implantação dos Marcos de Referência Plani-altimétricos

Para o levantamento proposto foi definido um plano de distribuição dos marcos pré-sinalizados, destinados a viabilizar fototriangulação do projeto, como também os testes de precisão desejados. Para distribuição dos marcos foi prevista a localização de seis marcos pré-sinalizados para cada aeroimagem, esse critério preveu garantir no mínimo a fotoidentificação de três marcos para cada aeroimagem.

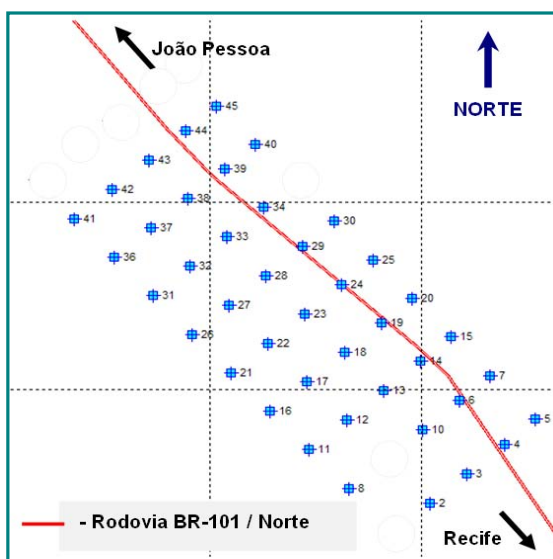


Figura 46 – Plano de Localização dos Marcos de Referência.

Após implantação dos marcos, foram iniciados os trabalhos de rastreo GPS dos mesmos, com dois receptores GPS de uma frequência (L1), um estacionado em um ponto base e o outro móvel se deslocando para cada um dos 43 marcos (Figura 47). Para o deslocamento entre os marcos foi empregado um quadriciclo em que acoplada a antena do GPS, possibilitando assim um deslocamento mais ágil, e de rastreo contínuo sem perda de sinal, evitando dessa forma o desperdício de tempo necessário para inicialização do sistema em cada marco.



Rastreio da Estação Base



Deslocamento e Rastreio GPS dos Marcos

Figura 47 – Rastreio GPS no Ponto Base (Foto Esquerda) e Marcos (Fotos à Direita).

Para a determinação das coordenadas planialtimétricas dos marcos, foi adotado um tempo mínimo de 10 minutos para os rastreo no módulo estático rápido. A realização dos trabalhos de campo, foram necessários três dias para a coleta de todas as coordenadas dos marcos, sendo os mesmos processados no software EZsurvey (Figura 48).

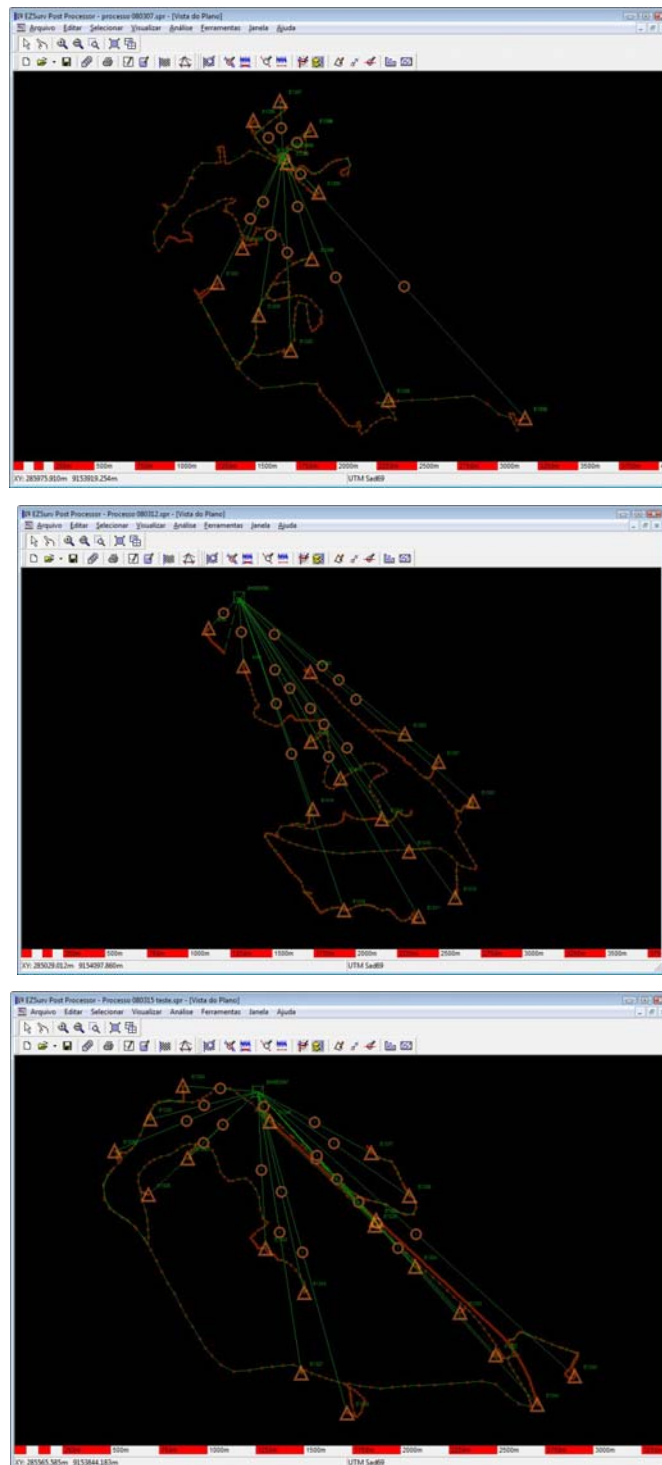


Figura 48 – Tela do Software EZsurvey Mostrando as Linhas de Base do Processamento dos Dados Resultante do Rastreo GPS dos Marcos (3 Dias de Levantamento).

As alturas ortométricas dos 43 marcos forma determinadas com a ajuda de um mapa geóidal simplificado que é o procedimento adotado pelas empresas de aerolevantamento (TOSTES, 2001). Com isso foram determinadas as alturas ortométricas de seis pontos de referência altimétricos distribuídos ao longo do trecho estudado, levantados através de

nivelamento geométrico empregado nível eletrônico, sendo três pontos correspondentes as estacas E.3925, E.3063 e E4027, e outros três marcos M4, M24 e M34 (Figura 49).

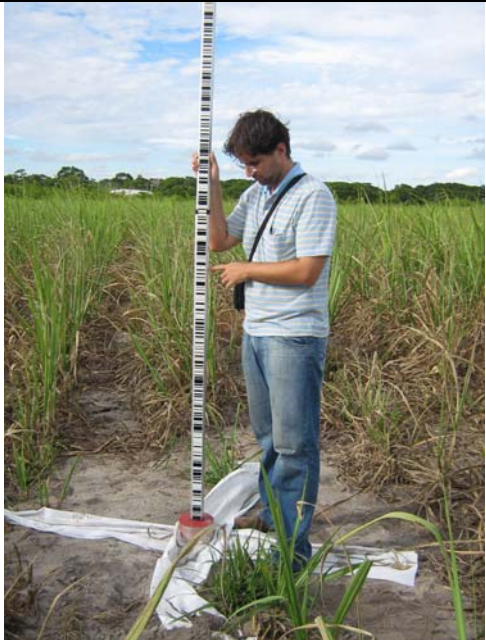
Levantamento topográfico (Nivelamento)	Rastreio GPS
Estacas E.3925, E.3063 e E4027	Estacas E.3925, E.3063 e E4027
	
Marcos M4, M24 e M34	Marcos M4, M24 e M34
	

Figura 49 – Levantamento dos Marcos.

As alturas ortométricas dos demais marcos não nivelados, foram calculadas a partir da subtração do valor médio das ondulações geoidais dos seis marcos nivelados, das alturas elipsoidais obtidas com o GPS. Foi adotado o valor constante igual a média, porém o

trecho levantado é curto (<2,5km) e as diferenças da ondulação geoidal encontradas são de alguns milímetros (Tabela 15), portanto não houve a necessidade de se usar um processo de interpolação.

Tabela 15 – Tabela com os Valores da Ondulação Geoidal dos Pontos.

Ponto GPS	Ponto	Alturas Elipsoidal (m)	Alturas Ortométricas (m)	Ondulação Geoidal (m)
1346	3925	109,800	85,924	23,88
1290	M34	107,243	83,404	23,84
1345	3963	108,221	84,402	23,82
1335	M24	106,483	82,655	23,83
1344	4027	111,292	87,425	23,87
1308	M4	109,956	86,089	23,867
			Média	23,85

Alturas ortométricas e coordenadas (Este, Norte) de todos os 43 marcos, estão relacionados na Tabela 16.

Tabela 16 – Coordenadas dos Marcos Planialtimétricos.

MARCO	PONTO GPS	ESTE (m)	NORTE (m)	ALTURA GEOMÉTRICA (m)	ALTURA ORTOMÉTRICA (m)
2	1317	286.100,480	9.152.220,038	85,734	61,864
3	1319	286.319,712	9.152.331,728	109,516	85,646
4	1308	286.524,389	9.152.498,740	109,956	86,086
5	1330	286.664,291	9.152.658,318	107,047	83,177
6	1332	286.255,676	9.152.768,403	108,857	84,987
7	1320	286.426,968	9.152.909,816	110,637	86,767
8	1316	285.652,867	9.152.259,426	68,010	44,140
10	1318	286.042,051	9.152.609,918	100,858	76,988
11	1328	285.484,265	9.152.469,223	55,730	31,860
12	1306	285.678,326	9.152.609,417	88,692	64,822
13	1314	285.879,730	9.152.803,021	89,670	65,800
14	1333	286.069,570	9.152.988,453	108,082	84,212
15	1321	286.221,478	9.153.146,454	109,950	86,080
16	1327	285.248,590	9.152.675,111	48,445	24,575
17	1315	285.466,824	9.152.862,758	53,132	29,262
18	1313	285.634,046	9.153.047,659	86,798	62,928
19	1334	285.840,315	9.153.226,330	107,375	83,505
20	1322	286.019,408	9.153.312,421	106,227	82,357
21	1302	285.073,720	9.152.918,817	44,020	20,150
22	1343	285.263,637	9.153.091,572	50,279	26,409
23	1312	285.457,363	9.153.267,777	60,959	37,089
24	1335	285.631,014	9.153.438,199	106,484	82,656

Tabela 16 – Coordenadas dos Marcos Planialtimétricos (Cont.)

MARCO	PONTO GPS	ESTE (m)	NORTE (m)	ALTURA GEOMÉTRICA (m)	ALTURA ORTOMÉTRICA (m)
25	1336	285.807,536	9.153.593,718	66,600	42,730
26	1300	284.873,130	9.153.138,093	66,219	42,349
27	1342	285.062,448	9.153.321,505	69,861	45,991
28	1298	285.204,286	9.153.487,348	104,935	81,065
29	1323	285.450,841	9.153.686,066	107,336	83,466
30	1337	285.610,528	9.153.814,484	81,030	57,160
31	1301	284.619,374	9.153.337,678	46,140	22,270
32	1297	284.772,950	9.153.552,036	50,100	26,230
33	1311	285.050,513	9.153.720,915	104,210	80,340
34	1290	285.243,856	9.153.897,724	107,243	83,404
36	1339	284.456,189	9.153.598,872	51,174	27,304
37	1340	284.659,709	9.153.786,480	58,560	34,690
38	1310	284.842,785	9.153.946,135	99,270	75,400
39	1285	285.050,295	9.154.081,634	107,673	83,803
40	1289	285.196,077	9.154.284,530	108,061	84,191
41	1326	284.280,538	9.153.823,870	85,105	61,235
42	1325	284.464,145	9.153.989,582	99,794	75,924
43	1324	284.633,157	9.154.162,364	109,850	85,980
44	1286	284.841,598	9.154.344,952	108,106	84,236
45	1287	285.004,375	9.154.466,580	107,880	84,010
3963	1345	285.635,845	9.153.467,330	108,221	84,402
4027	1344	286.472,729	9.152.512,716	111,292	87,422
3925	1346	285.085,869	9.153.977,462	109,800	85,924
BASE	BASE	285.023,377	9.154.134,765	108,061	85,924

A etapa posterior ao levantamento das coordenadas tridimensionais dos marcos, foi a materialização das figuras que constituíram os marcos pré-sinalizados, dimensionado conforme mostrado no item 5.3.2. (Figura 50).



Figura 50 – Pré-sinalização dos Marcos.

O tamanho e cor da pré-sinalização implantada foram adequadas para a fotoidentificação dos alvos, nas imagens obtidas do aerolevantamento, conforme o exemplo exposto na Figura 51.



Figura 51 – Visualização na Aeroimagem do Marco Pré-sinalizado.

10.4.3 – Vôo para Aquisição das Imagens Digitais

A cobertura aérea foi realizada em 23 de fevereiro de 2008, numa altitude média de vôo de 740 m, e velocidade média da aeronave de 150 km/h com aeronave Modelo EMB-820C, onde foi instalada a câmara digital Canon A-640 (3648 x 2736 pixels), com distância focal de 7,35 mm. Desta forma cada fotografia aérea possui resolução de tamanho do pixel no terreno ou resolução nominal de 0,19m x 0,19 m e cobre uma área média de 510m x 670 m no terreno. O plano de vôo foi previamente calculado, sendo posteriormente montada uma planilha com as coordenadas das faixas de vôo e transportada para o programa GPS Trackmaker Profissional (Figura 52), totalizando 3 (três) linhas de vôo.

A velocidade média e a altitude da aeronave durante a tomada das imagens foram monitoradas e acompanhadas através dos próprios instrumentos da aeronave e as faixas de vôo através de um GPS de navegação aérea.

Na Figura 52 é mostrada a configuração das faixas de vôo realizadas durante a missão de cobertura, utilizando o programa computacional GPS Trackmark™.

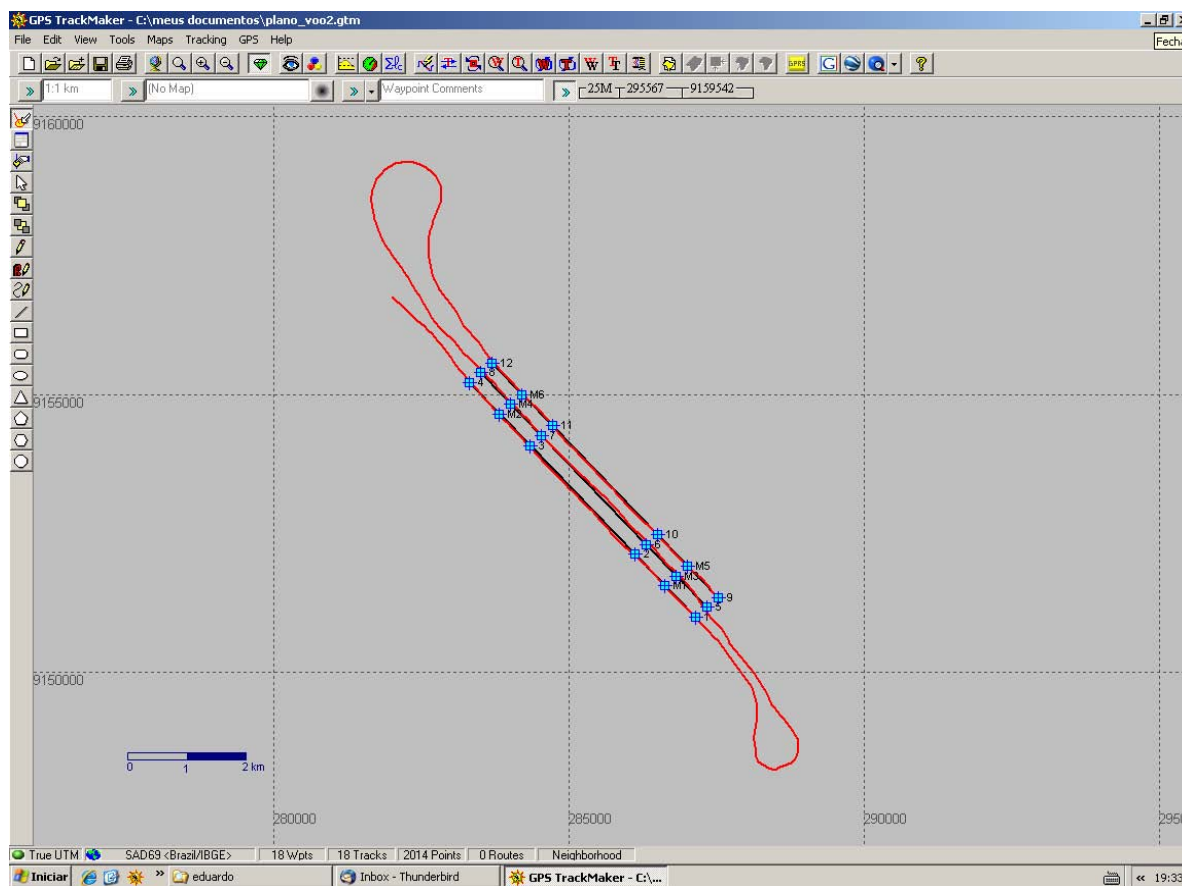


Figura 52 – Faixas de Vôo com a Trajetória da Aeronave e Pontos Definidores das Faixas.

A câmera foi montada num suporte lateral acoplado à abertura da porta esquerda da aeronave (Figura 53b e c), previamente retirada. O acionamento da câmera era realizado com de um sistema remoto através de cabo de comunicação ligado a um computador portátil e software desenvolvido especialmente para este projeto. Este software resolveu o problema de acionamento da câmera para a gravação das imagens em intervalos de tempo de 4 segundos, necessário conforme o planejamento para a superposição de 60%, menor que o tempo mínimo conseguido com o sistema original, que era de sete segundos e que conforme o planejado diminuiu para quatro segundos.

O suporte e os acessórios da antena de aquisição das fotografias aparecem na Figura 53b e 53c.

Para apoio à navegação da aeronave foi utilizado um receptor GPS Garmin modelo GPSMAP 276C, com antena conectada ao pára-brisa frontal da aeronave, que possibilitou

ao piloto visualizar as faixas de voo em execução e a ser executadas pela aeronave, e corrigir a rota da aeronave conforme as direções das linhas planejadas. As coordenadas de posicionamento absoluto durante o voo eram registradas pelo receptor GPS em intervalos de 2 segundos.

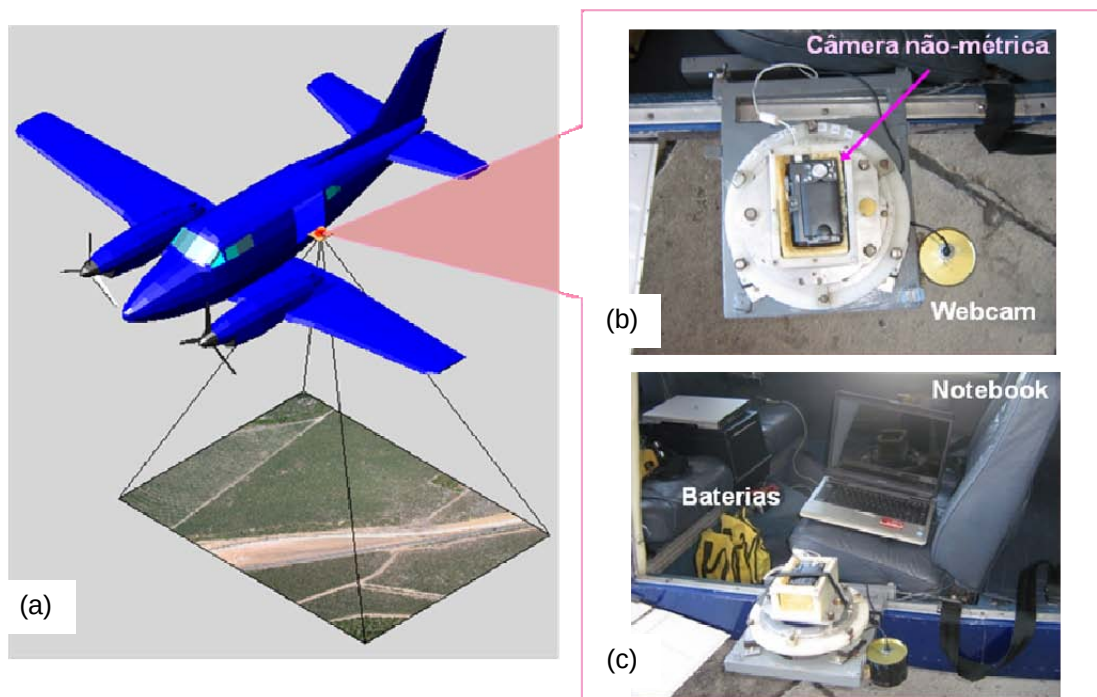


Figura 53 – Disposição dos Equipamentos Adotados no Aerolevamento.

10.4.4 – Montagem do Foto-índice e Seleção das Imagens

Após a execução do voo, foram selecionadas as fotos das três faixas de voo para a montagem dos foto-índices do levantamento realizado (Figura 55).

Para esta etapa de processamento foi empregado um programa desenvolvido para o presente projeto baseado na equação 27, destinado a interpolação dos dados do instante da tomada das imagens em hora, minutos e segundos e décimos de segundo registrados pela câmera digital, com as épocas e coordenadas coletadas pelo receptor GPS de navegação durante o voo.

$$Y = a_0 + a_1x + a_2x^2 + a_3x^3 \quad (27)$$

Em que,

Y = Valor interpolado da Coordenada

x = Valor do instante de tomada da imagem

a_0, a_1, a_2 e a_3 , parâmetros

O programa inicialmente calcula os parâmetros a_0 a a_3 , usando coordenadas anterior e posterior referentes às épocas de 2 em 2 segundos do GPS para X, Y e Z separadamente e em seguida calcula a interpolação para cada ordenada E, N e H usando o tempo registrado de cada imagem. Os dados de saída foram trabalhados para gerar um mosaico preliminar das imagens, com ajuda de um aplicativo na linguagem de programação Visual Basic for Application Excel, chamado Gera Montagem (Figura 54), que calcula as coordenadas dos centros das imagens e altura de vôo; e cria um arquivo tipo texto com rotinas tipo “script” que podem ser processadas no ambiente do programa MicroStation Inroad XMTM e monta os foto-índices (Figura 55).

Figura 54 – Exemplo da Janela de Entrada do Gera Montagem.

As informações do “script” permitem que o programa MicroStation Inroad XMTM execute comandos que alterem as dimensões das imagens proporcionalmente a altura de vôo, tamanho do elemento sensor, tamanho da imagem e distância focal da câmara (equação 28), realizando a translação das imagens para as coordenadas previamente interpoladas e posteriormente corrige as rotações.

$$E_T = \left(\frac{H}{f} \times \frac{D_L}{I_L} \right) \times I_T \quad (28)$$

Em que,

H : Altura do vôo (m);

f : Distância focal (mm);

D_L : Dimensão do elemento sensor na direção longitudinal ao vôo (mm);

I_L : Resolução da imagem na direção longitudinal (pixel);

I_T : Resolução da imagem na direção transversal (pixel);

E_T : Tamanho da imagem transversal ao vôo equivalente à extensão no terreno (m).



Faixa 1



Faixa 2



Faixa 3

Figura 55 – Foto-índices das Faixas Levantadas.

10.4.5 – Processamento da Orientação

O processamento das imagens obtidas no aerolevanteamento foi realizado no Leica Photogrammetry Suite™ (LPS), adotando para o tipo de equipamento de aquisição das imagens, a câmera digital (Figura 56). Para essa é necessário definir a dimensão física do sensor ou tamanho do pixel na imagem que conforme o processo de calibração foi de $1,95\mu\text{m}$.

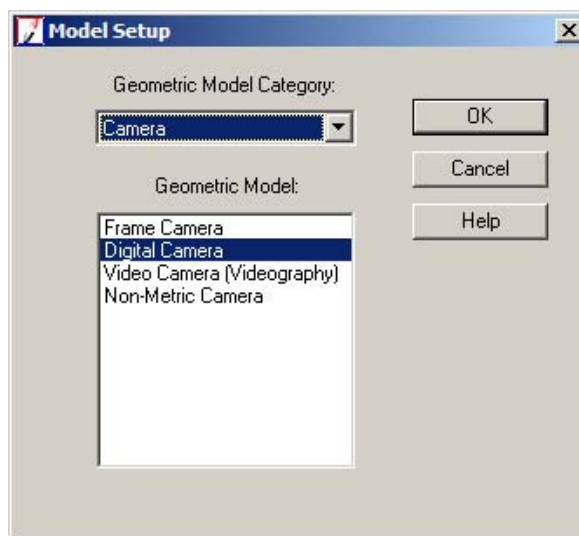


Figura 56 - Janela de Configuração Inicial do LPS.

Os demais dados de entrada para o processamento das orientações são os parâmetros de calibração, altura aproximada de vôo e coordenadas dos marcos pré-sinalizados. Na Orientação Exterior, foram utilizados os marcos dos pontos de apoio medidos por GPS identificados manualmente nas imagens e também os pontos de ligação definidos automaticamente com métodos de correlação.

10.4.6 – Aerotriangulação

Após serem concluídas as orientações interna e externa em todas as imagens e faixas, foi processada a aerotriangulação. Por este processo foram obtidas as coordenadas tridimensionais dos pontos de ligação de modelos e faixas, obtidos automaticamente nas imagens e foi gerado um relatório contendo variáveis estatísticas indicativas da qualidade e os resíduos de cada coordenada dos pontos de apoio.

Os resultados da aerotriangulação estão apresentados e discutidos no item 11.6.

10.4.7 – Geração e Edição do Modelo Digital do Terreno (MDT)

O MDT foi obtido por restituição altimétrica, com o auxílio de óculos com obturadores de cristal líquido, sincronizados a frequência da varredura vertical do monitor através de um sinal infravermelho do emissor (Figura 57), que possibilita a percepção das elevações por estereoscopia. Complementarmente foram utilizados os recursos do Leica Photogrammetry Suite™ para geração automáticas de MDT. Este processo gera muitos pontos com erros em altura que demanda muito tempo para correção, sendo preferível a restituição por pontos e linhas de quebra (*Breakline*), que posteriormente podem ser interpolados pelo programa e gerarem curvas de nível.



Figura 57 - Óculos com Obturadores para Observação Estereoscópica em Monitores.

10.5 – Levantamento Topográfico

Os levantamentos topográficos realizados na área teste obedeceram a seqüência de etapas mostrada na Figura 58, desde a definição dos equipamentos até a geração do MDT e serão detalhados a seguir.

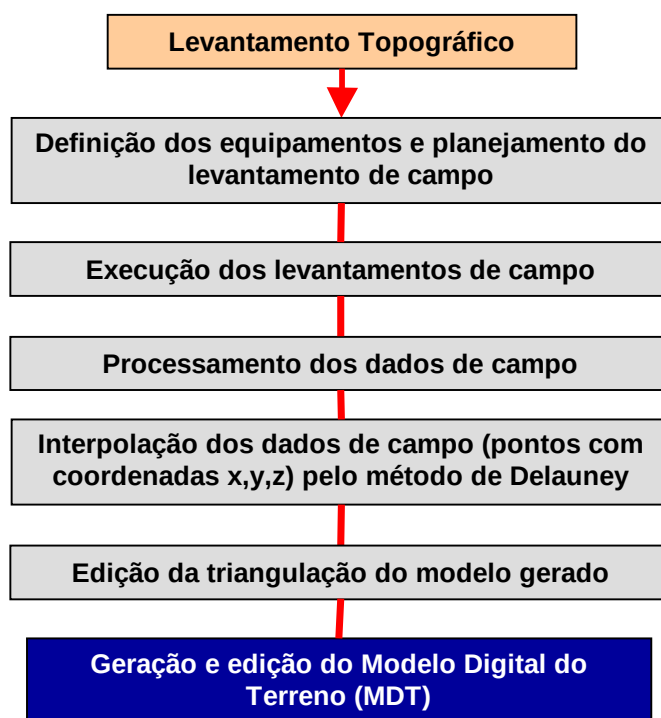


Figura 58 – Levantamento Topográfico.

10.5.1 - Definição dos Equipamentos e Planejamento do Levantamento de Campo

Os equipamentos usados nos levantamentos foram definidos com base em parâmetros estabelecidos pela NBR 13133/94, em conformidade com a classe do levantamento e seu objetivo. Os trabalhos foram realizados utilizando uma Estação Total modelo TC-307 e um nível eletrônico Leica Sprinter, cuja características técnicas são apresentadas na Tabela 17.

Tabela 17 – Características Técnicas dos Equipamentos Topográficos

Caraterísticas Técnicas	TC 307
Medição angular	
Método	Absoluto
Leitura mínima	1"(0.5mgrado)
Precisão (DIN 18723, ISO 12857)	7"(2mgrado)
Medição de distâncias Coaxial de infravermelhos	
Alcance para 1 prisma GPR1 (Leica)	3000m
Alcance para 1 prisma GMP102 (Leica)	1200m
Alcance para Retro Tape (60 × 60mm)	250m
Precisão (Rápida/Fina/Rastreamento)	2mm + 2ppm / 5mm + 2ppm / 5mm + 2ppm
Tempo de medição (Rápida/Fina/Rastreamento)	< 1 seg / < 0.5 seg / < 0.3 seg
Sistema	
Armazenamento de dados: interno	4000 registros

10.5.2 - Execução dos Levantamentos de Campo

Os levantamentos topográficos convencionais destinados ao cálculo das cotas do terreno natural incluíram os trabalhos de locação e nivelamento de seções transversais com origem no eixo projetado para este estudo de locação, materializado paralelamente ao eixo da pista existente a margem direita da BR-101/Norte sentido João Pessoa/PA – Recife/PE. O eixo de locação foi nivelado geometricamente e o nivelamento referenciado à rede RRNN (marco geodésico homologado pelo IBGE, estação 395B), as seções levantadas trigonometricamente (Figura 60), de acordo com o que preconiza a NBR 13133/94 e o DNIT (2006) para locação, nivelamento e levantamento de seções transversais classe IN.

10.5.3 - Processamento dos Dados de Campo

Para as etapas de processamento de dados foi adotado o software TopoGRAPHTM, para os cálculo de fechamento da poligonal, nivelamento e coordenadas das seções transversais do terreno natural (Figura 59).

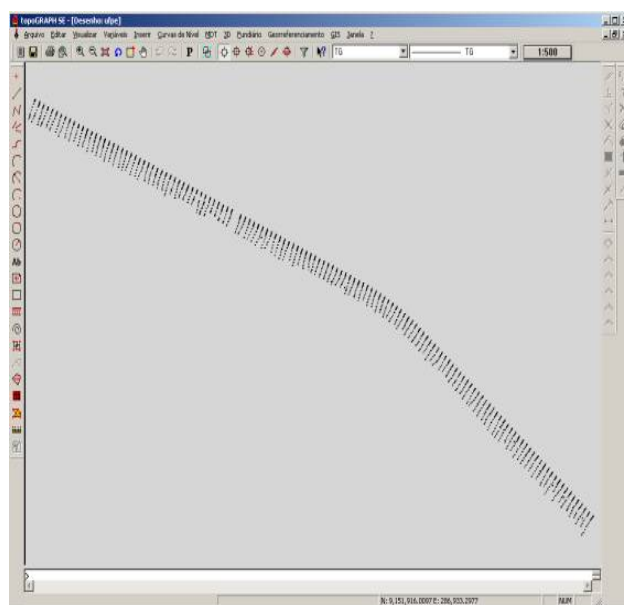


Figura 59 – Janela do TopoGRAPHTM Mostrando os Pontos Levantados pela Topografia

Para a Interpolação dos pontos cotados, para a etapa de geração do MDT, foi adotado o método de Delauney. Algumas correções foram feitas na triangulação dos dados da topografia convencional, utilizando o Inroads XMTM, sendo mostrado um exemplo na Figura 60, que destaca a triangulação bruta e editada, antes e depois respectivamente das correções.

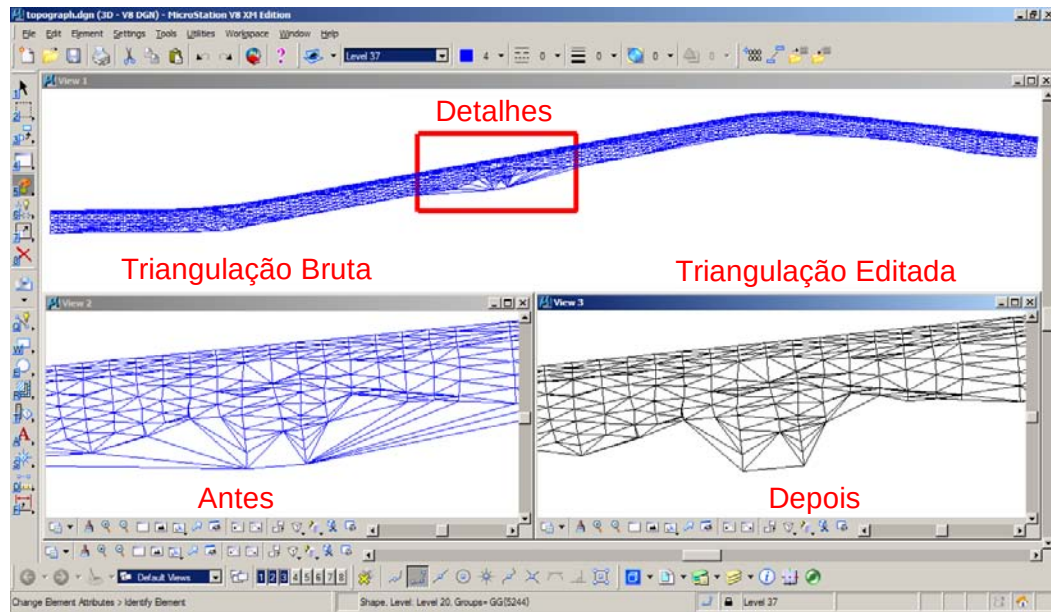


Figura 60 – Tela do Inroads XMTM Mostrando Edição da Triangulação

11. ANÁLISE DOS RESULTADOS

O roteiro para a classificação do produto cartográfico, exposto no Capítulo 9, aqui é aplicado na comparação entre os dados das coordenadas coletadas com receptores geodésicos GPS, na área teste; e valores resultantes do processamento do aerolevanteamento.

11.1 – Resultados da Classificação do Produto Cartográfico

Os pontos de checagem foram distribuídos conforme mostra a Figura 61, distribuídos adequadamente entre modelos.

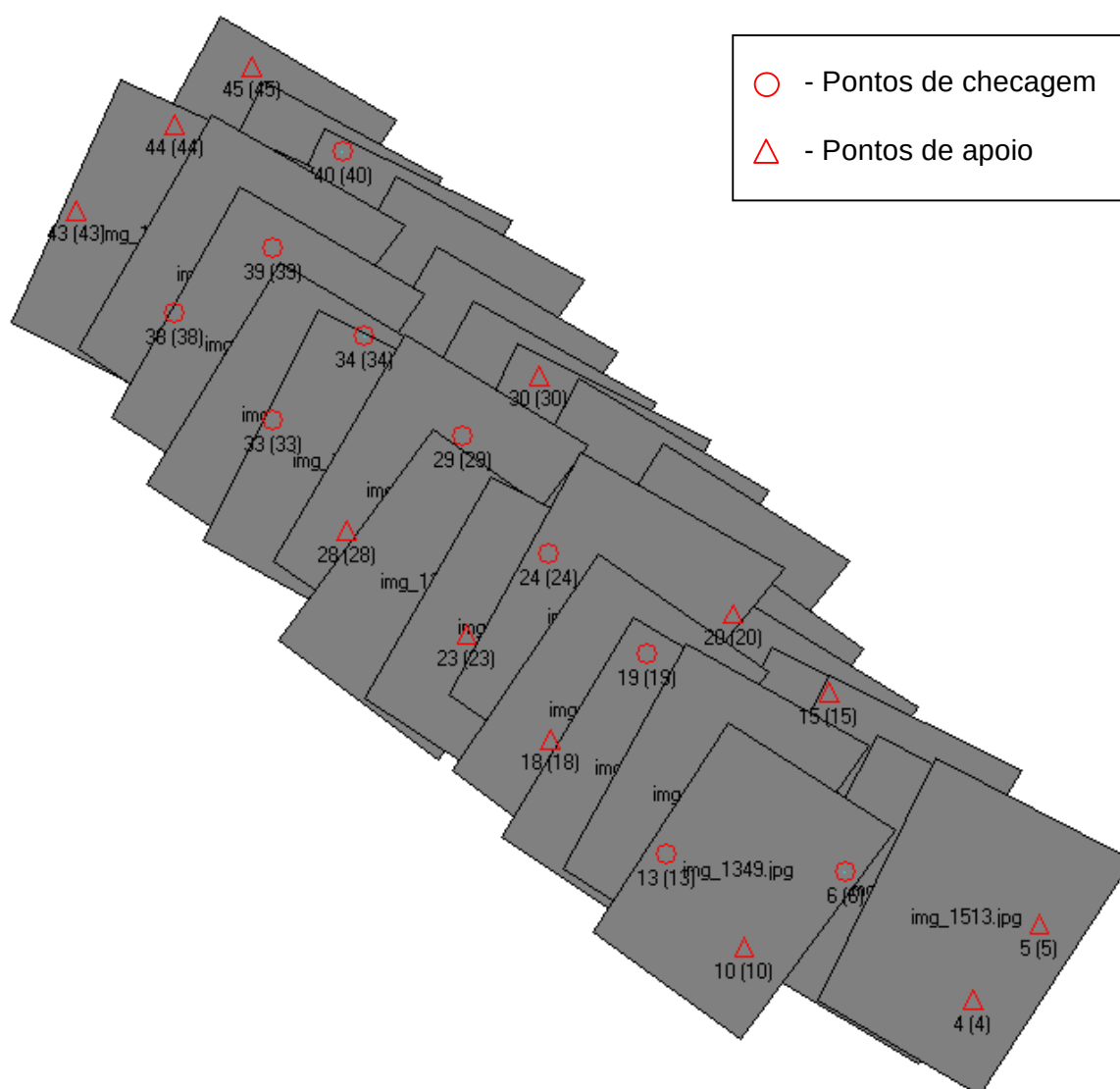


Figura 61 - Localização dos Pontos de Checagem

As discrepâncias determinadas entre as coordenadas tridimensionais obtidas a partir do processamento aerofotogramétrico nos pontos de checagem pré-sinalizados e as levantadas de campo, são as amostras utilizadas nos testes que se seguem, sendo apresentadas na Tabela 18. Nas Normas Técnicas da Cartografia Nacional Decreto Lei Nº 89.817/84, como nas especificações do DNIT, não se estabelece o número de amostras necessárias a classificação dos produtos cartográficos, nem especifica as escalas cartográficas ao qual a lei admite o emprego da metodologia de classificação que ela estabelece.

Tabela 18 – Discrepâncias dos Pontos Pré-sinalizados Fotoidentificados com os Rastreados

Pontos de Checagem				
Ponto	Este	Norte	Planimetria (absoluta)	Altura Ortométrica (absoluta)
	(m)	(m)	(m)	(m)
6	-0,251	0,198	0,320	0,080
13	-0,070	-0,167	0,181	0,334
19	0,004	0,189	0,189	0,024
24	-0,116	0,433	0,448	0,168
29	-0,108	0,280	0,300	0,159
33	0,140	0,351	0,378	0,617
34	0,125	0,138	0,186	0,209
38	0,141	-0,201	0,246	0,018
39	0,313	0,214	0,379	0,104
40	-0,178	-0,394	0,432	0,297
	Média		0,306	0,253
	Desvio Padrão das Discrepâncias		0,102	0,213

11.2 – Análise da Acurácia

11.2.1 – Análise dos Dados Planimétricos Quanto a Acurácia

O método de análise da acurácia da planimetria inicia-se construindo um intervalo de confiança de 90% de certeza para uma Média Populacional (μ) obtida através da equação 29, que nesse caso tem $v = 9$ graus de liberdade. A média populacional foi definida a partir da Média Amostral $X = 0,306\text{m}$ e do Desvio Padrão Amostral $\sigma = 0,102\text{m}$, calculados a partir dos resultantes das discrepâncias das coordenadas planimétricas nos pontos de checagem (coluna 4 da Tabela 18), o valor de t_{α} foi tirado da tabela t de Student para um intervalo de confiança de 90% dos resultados.

$$\mu \leq X + (t_{\alpha}) \times \left[\frac{\sigma}{\sqrt{n}} \right] \quad (29)$$

Tabela 19 – Resumo dos valores adotados no cálculo da Média populacional (μ) na análise da acurácia dos dados Planimétricos

Descrição	Valores adotados
Média Amostral ($\bar{X}$)	0,306 m
Desvio Padrão Amostral (σ)	0,102 m
Tamanho da Amostra (n)	10
Obtido da tabela estatística t-student (t_α)	1,383
Graus de Liberdade ($v=n-1$)	9

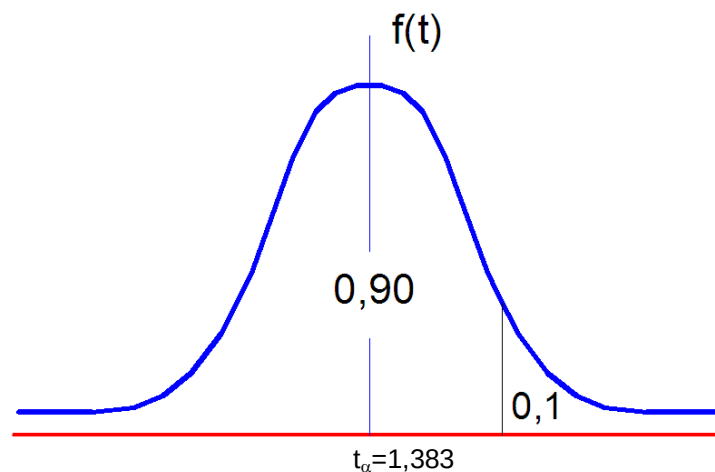


Fig. 62 – Intervalo de Confiança de 90% da Tabela t-student

Com os dados necessários ao cálculo da Média Populacional (μ), determinou-se seu valor para um intervalo de confiança de 90%, obteve-se $\mu \leq 0,351$, conforme mostrado a seguir.

$$\mu \leq 0,306 + (1,383) \times \left[\frac{0,102}{\sqrt{10}} \right] \therefore \mu \leq 0,351m \quad (30)$$

Para a classificação no padrão A, segundo as especificações estabelecidas no Decreto Lei Nº 89.817/84 e igualmente aceitas pelo DNIT, tem-se como erro planimétrico máximo permitido de 0,5 mm, na escala da carta, sendo de 1,0 m no terreno para a escala 1:2000, dos quais esse valor corresponde a maior média possível para um intervalo de confiança de 90%. Por fim, tem-se que a Média Populacional Amostral (μ) é inferior à Maior Média Possível para o intervalo determinado, ou seja, $\mu=0,351 \text{ m} \leq 1,0 \text{ m}$.

Entretanto, para o teste proposto ser conclusivo, não basta que o erro máximo permitido (Média Populacional Amostral) seja menor que a Maior Média Possível para o intervalo de confiança de 90%, se faz necessário uma verificação da probabilidade da Média Populacional Amostral (μ) ser menor ou igual a 1,0m.

Admitindo-se o teste de hipótese com nível de significância de 10%, para validação da acurácia, aplica-se a equação 31 para os testes pretendidos, e posteriormente faz-se um teste de hipótese onde se confronta a hipótese $H_0: \mu \leq 1$ m com a hipótese $H_1: \mu > 1$ m, dos quais rejeita-se a hipótese H_0 e aceita-se a hipótese H_1 .

A probabilidade da Média Populacional Amostral (t) foi calculada com base nos dados constantes na coluna 2 da Tabela 19, excetuando-se o valor da Média populacional esperada (μ_0) que corresponde a 1,0m para a escala de 1:2000, que é o erro padrão estabelecido pelo Padrão de Exatidão Cartográfico (PEC), conforme Decreto Lei Nº 89.817/84.

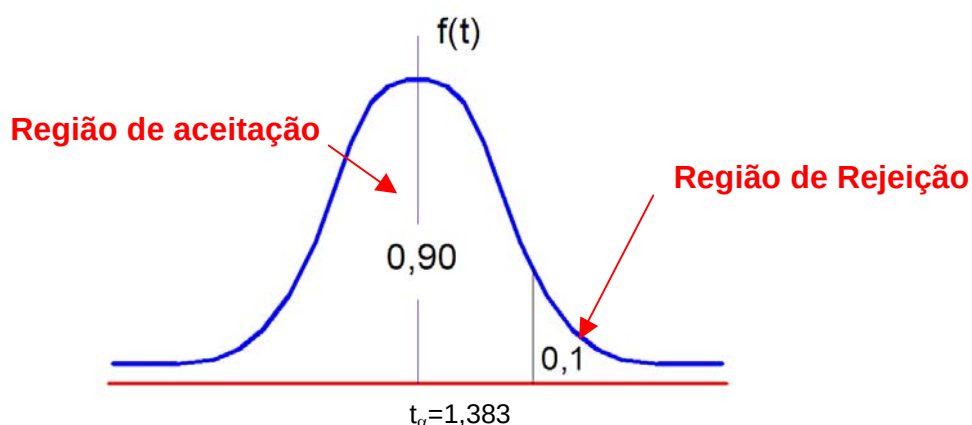


Fig. 63 – Região de Rejeição e Aceitação para Acurácia

Tem-se assim a formulação do teste para a planimetria;

$$t = \frac{(X - \mu_0)}{\frac{\sigma}{\sqrt{n}}} = \frac{(0,306 - 1)}{\frac{0,102}{\sqrt{10}}} \therefore t = -21,46 \quad (31)$$

Sendo,

$H_0: \mu \leq 1$ m - hipótese de aceitação

$H_1: \mu > 1$ m - hipótese de rejeição

Como $t = -21,46 < t_{\alpha} = 1.383$, aceita-se a hipótese H_0 ao nível de significância de 10%, ou seja, a média populacional é menor que 1 m, portanto abaixo do erro máximo permitido para a Classe A para dados planimétricos na escala cartográfica de 1/2000.

11.2.2 – Análise dos Dados Altimétricos Quanto à Acurácia

O método de análise da acurácia na altimetria, de forma semelhante a planimetria, inicia-se construindo um intervalo de confiança de 90% de certeza para uma Média Populacional (μ) obtida através da equação 32, que nesse estudo terá $v = 9$ graus de liberdade. A média populacional foi definida a partir da Média Amostral $X = 0,253\text{m}$ e do Desvio Padrão Amostral $\sigma = 0,213\text{m}$, calculados a partir dos resultantes das discrepâncias das coordenadas planimétricas nos pontos de checagem (coluna 5 da Tabela 18), o valor de t_{α} foi tirado da tabela t de Student para um intervalo de confiança de 90%.

Tabela 20 – Resumo dos Valores Adotados no Cálculo da Média Populacional (μ) na Análise da Acurácia dos dados Altimétricos.

Descrição	Valores adotados
Média Amostral (X)	0,253 m
Desvio Padrão Amostral (σ)	0,213 m
Tamanho da Amostra (n)	10
Obtido da tabela estatística t-student (t_{α})	1,383

Com os dados necessários ao cálculo da Média Populacional (μ), determinou seu valor para um intervalo de confiança de 90%, obteve-se $\mu \leq 0,346$, conforme mostrado a seguir.

$$\mu \leq X + (t_{\alpha}) \times \left[\frac{\sigma}{\sqrt{n}} \right] \therefore \mu \leq 0,306 + (1,383) \times \left[\frac{0,102}{\sqrt{10}} \right] \therefore \mu \leq 0,346\text{m} \quad (32)$$

Para a classificação no padrão A, segundo as especificações estabelecidas no Decreto Lei Nº 89.817/84 e igualmente aceitas pelo DNIT, tem-se como erro altimétrico máximo permitido correspondente a metade da equidistância entre as curvas-de-nível. Segundo especificações do DNIT constantes na instrução de Serviço IS-227: Levantamento Aerofotogramétrico para Projetos Executivos de Rodovias a representação altimétrica deve ser feita por curvas de nível, espaçadas de 1 em 1 metro para escala cartográfica de 1:2000, logo o padrão de exatidão cartográfica será de 0,50m para a escala cartográfica de 1:2000,

dos quais esse valor corresponderá a maior média possível para um intervalo de confiança de 90%. Por fim para os dados altimétrico utilizados nos testes do presente trabalho, tem-se que a Média Populacional Amostral (μ) é inferior à Maior Média Possível para o intervalo determinado, ou seja, $\mu=0,346 \text{ m} \leq 0,50 \text{ m}$.

Entretanto, da mesma forma como foi exposto nos testes realizados para os dados planimétricos, para o teste da altimetria ser conclusivo, deve-se verificar a probabilidade da Média Populacional Amostral (μ) ser menor ou igual a 0,50m, para isso admite-se o teste de hipótese com nível de significância de 10%, para validação da acurácia altimétrica, aplicou-se a equação 33 e posteriormente fez-se um teste de hipótese onde se confronta a hipótese $H_0: \mu \leq 0,5 \text{ m}$ com a hipótese $H_1: \mu > 0,5 \text{ m}$, dos quais rejeita-se a hipótese H_0 e aceita-se a hipótese H_1 .

A probabilidade da Média Populacional Amostral (t) foi calculada com base nos dados constantes na coluna 2 da Tabela 20, excetuando-se o valor da Média populacional esperada (μ_0) que corresponde a 0,50m para a escala de 1:2000, que é o erro padrão estabelecido pelo Padrão de Exatidão Cartográfico (PEC), conforme Decreto Lei Nº 89.817/84 e especificado nas normas do DNIT.

$$t = \frac{(X - \mu_0)}{\frac{\sigma}{\sqrt{n}}} \therefore t = \frac{(0,253 - 0,50)}{\frac{0,213}{\sqrt{10}}} \therefore t = -3,66 \quad (33)$$

Sendo,

$H_0: \mu \leq 0,50 \text{ m}$ - hipótese de aceitação

$H_1: \mu > 0,50 \text{ m}$ - hipótese de rejeição

Como $t = -3,66 < t_\alpha = 1.383$, aceita-se a hipótese H_0 ao nível de significância de 10%, ou seja, a média populacional é menor que 0,50 m, portanto abaixo do erro máximo permitido para a Classe A na escala cartográfica de 1/2000.

Por fim, na Tabela 21 está um resumo dos valores resultantes dos testes estatísticos quanto a acurácia da planimetria e altimetria para produto cartográfico na escala 1:2000.

Tabela 21 – Resultados dos Testes Estatísticos Quanto à Acurácia Planimétrica e Altimétrica

Valor calculado a partir dos dados amostrais	Valores admissíveis	Teste	Classificação para Escala Cartográfica de 1:2000 (A, B ou C)
Planimetria			
$\mu = 0,351 \text{ m}$	1,00 m	$0,351 < 1,00$	A
$t=-21,46$	$t_{\alpha} = 1,383$	$-21,46 < 1,383$	
Altimetria			
$\mu = 0,346 \text{ m}$	0,50 m	$0,346 < 0,50$	A
$t=-3,66$	$t_{\alpha} = 1,383$	$-3,66 < 1,383$	

11.3 – Análise de Precisão

11.3.1 – Análise dos dados Planimétricos quanto a Precisão

Para avaliar a precisão se utilizará um desenvolvimento semelhante ao adotado na determinação da acurácia diferenciando-se no tipo de teste a ser aplicado, que consiste na estimativa intervalar dada pela distribuição Qui-quadrado (χ^2) construindo-se um intervalo de confiança de 90% para a variância populacional σ^2 , obtida através da equação 34 (ZANARDI, 2006; ZANARDI (2007); ITAME, 2001). O desvio-padrão da amostra (σ') foi definido a partir do Desvio Padrão Amostral $\sigma = 0,102\text{m}$, calculados a partir dos resultantes das discrepâncias das coordenadas planimétricas nos pontos de checagem (coluna 4 da Tabela 18), o valor de $\chi^2_{1-\alpha}$ foi tirado da tabela da distribuição Qui-quadrado (χ^2) para um intervalo de confiança de 90% dos resultados, sendo $\chi^2_{1-\alpha} = 4,168$ para $v=9$ graus de liberdade e $p=0,10$.

$$\sigma' = \sqrt{\frac{(n-1) \times \sigma^2}{\chi^2_{1-\alpha}}} \quad (34)$$

Tabela 22 – Resumo dos Valores Adotados no Cálculo do Desvio-padrão (σ') na Análise da Precisão

Descrição	Valores adotados
Tamanho da Amostra (n)	10
Desvio Padrão Amostral (σ)	0,102 m
Obtido da tabela da distribuição Qui-quadrado ($\chi^2_{1-\alpha}$)	4,168
Graus de Liberdade ($v=n-1$)	9

Com os dados necessários ao cálculo do desvio-padrão da amostra (σ'), determinou-se seu valor para um intervalo de confiança de 90%, obteve-se $\sigma' \leq 0,150$, conforme mostrado a seguir.

$$\sigma' \leq \sqrt{\frac{(10-1) \times (0,102)^2}{4,168}} \therefore \sigma \leq 0,150m \quad (35)$$

Para a classificação no padrão A, segundo as especificações estabelecidas no Decreto Lei Nº 89.817/84 e igualmente aceitas pelo DNIT, tem-se como erro planimétrico máximo permitido de 0,5 mm, na escala da carta, sendo de 1,0 m no terreno para a escala 1:2000, dos quais esse valor corresponde a maior desvio possível para um intervalo de confiança de 90%. Por fim, tem-se que o desvio-padrão da amostra (σ') é inferior ao Maior Desvio Possível para o intervalo determinado, ou seja, $\sigma'=0,150 \text{ m} \leq 1,0 \text{ m}$.

Entretanto, para o teste de precisão ser conclusivo, deve-se aplicar um teste de hipótese através da distribuição Qui-quadrado, aplica-se a equação 36 para o teste pretendido, e posteriormente faz-se um teste de hipótese semelhante ao adotado na acurácia, onde se confronta a hipótese $H_0: \sigma^2 \leq 1^2 \text{ m}$ com a hipótese $H_1: \sigma^2 > 1^2$, dos quais rejeita-se a hipótese H_0 e aceita-se a hipótese H_1 . Para o teste, usa-se a equação 37 que se relaciona com a distribuição Qui-quadrado (χ^2), onde σ_0^2 é a variância populacional esperada que corresponde a 1,0m para a escala de 1:2000, que é o erro padrão estabelecido pelo Padrão de Exatidão Cartográfico (PEC), conforme Decreto Lei Nº 89.817/84 e $\chi^2_{1-\alpha} = 14,684$ tirado da tabela Qui-quadrado (χ^2) para $v=9$ graus de liberdade e $p=0,90$.

$$\chi^2 = \frac{(n-1) \times \sigma^2}{\sigma_0^2} \quad (36)$$

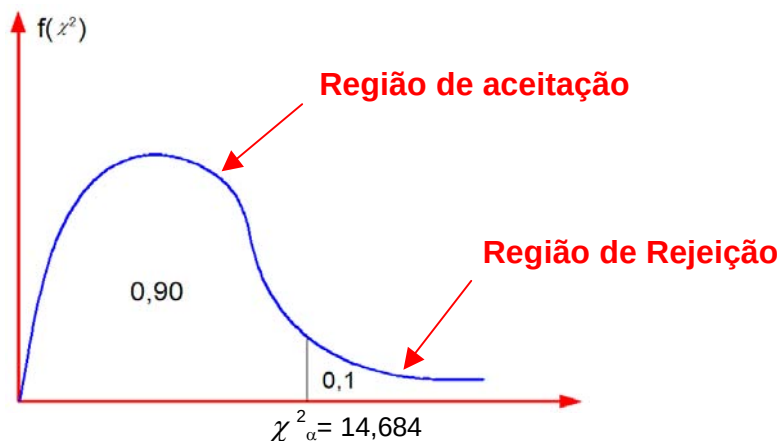


Fig. 64 – Região de Rejeição e Aceitação para Precisão

Tem-se assim a formulação do teste para a planimetria;

$$\chi^2 = \frac{(10-1) \times 0,102^2}{1^2} \therefore \chi^2 = 0,094 \quad (37)$$

Sendo,

$H_0: \sigma^2 \leq 1^2$ - hipótese de aceitação

$H_1: \sigma^2 > 1^2$ - hipótese de rejeição

Como $\chi^2 = 0,094 < \chi^2_{\alpha} = 14,684$, aceita-se a hipótese H_0 ao nível de significância de 10%, ou seja, a média populacional é menor que 1 m, portanto abaixo do erro máximo permitido para a Classe A para dados planimétricos na escala cartográfica de 1/2000.

11.3.2 – Análise dos Dados Altimétricos quanto a Precisão

O método de análise da precisão na altimetria, de forma semelhante a planimetria, se utiliza do mesmo teste estatístico, adotando também a estimativa intervalar dada pela distribuição Qui-quadrado (χ^2) construindo-se um intervalo de confiança de 90% para a variância populacional σ^2 , obtida através da equação 38.

O desvio-padrão da amostra (σ') foi definido a partir do Desvio Padrão Amostral $\sigma = 0,213\text{m}$, calculados a partir dos resultantes das discrepâncias das coordenadas planimétricas nos pontos de checagem (coluna 5 da Tabela 18), o valor de $\chi^2_{1-\alpha}$ foi tirado da tabela da distribuição Qui-quadrado (χ^2) para um intervalo de confiança de 90% dos resultados, sendo $\chi^2_{1-\alpha} = 4,168$ para $v=9$ graus de liberdade e $p=0,10$. Com os dados necessários ao cálculo do desvio-padrão da amostra (σ'), determinou-se seu valor para um intervalo de confiança de 90%, obteve-se $\sigma' \leq 0,322$, conforme mostrado a seguir.

$$\sigma' = \sqrt{\frac{(n-1) \times \sigma^2}{\chi^2_{1-\alpha}}} \therefore \sigma' \leq \sqrt{\frac{(10-1) \times (0,213)^2}{4,168}} \therefore \sigma \leq 0,322 \quad (38)$$

Para a classificação no padrão A, conforme demonstrado em item anterior o padrão de exatidão cartográfica é de 0,50m para a escala cartográfica de 1:2000, dos quais esse valor corresponderá a maior média possível para um intervalo de confiança de 90%. Logo, tem-se que o desvio-padrão da amostra (σ') é inferior ao Maior Desvio Possível para o intervalo determinado, ou seja, $\sigma' = 0,322 \text{ m} \leq 0,50 \text{ m}$.

Entretanto, da mesma forma como foi colocado anteriormente para a análise da precisão planimétrica, para o teste ser conclusivo, deve-se aplicar um teste de hipótese através da distribuição Qui-quadrado, aplica-se a equação 38 para o teste pretendido, e posteriormente faz-se um teste de hipótese semelhante ao adotado na planimetria, onde se confronta a hipótese $H_0: \sigma^2 \leq 0,5^2$ m com a hipótese $H_1: \sigma^2 > 0,5^2$, dos quais rejeita-se a hipótese H_0 e aceita-se a hipótese H_1 . Para o teste, usa-se a equação 39 que se relaciona com a distribuição Qui-quadrado (χ^2), onde σ_0^2 é a variância populacional esperada que corresponde a 0,50m para a escala de 1:2000, que é o erro padrão estabelecido pelo Padrão de Exatidão Cartográfico (PEC), conforme Decreto Lei Nº 89.817/84 e $\chi^2_{1-\alpha} = 14,684$ tirado da tabela Qui-quadrado (χ^2) para $v=9$ graus de liberdade e $p=0,90$.

$$\chi^2 = \frac{(n-1) \times \sigma^2}{\sigma_0^2} \therefore \chi^2 = \frac{(10-1) \times 0,213^2}{0,5^2} \therefore \chi^2 = 1,728 \quad (39)$$

Sendo,

$H_0: \sigma^2 \leq 0,50^2$ - hipótese de aceitação

$H_1: \sigma^2 > 0,50^2$ - hipótese de rejeição

Como $\chi^2 = 1,728 < \chi^2_{\alpha} = 14,684$, aceita-se a hipótese H_0 ao nível de significância de 10%, ou seja, a média populacional é menor que 0,50 m, portanto abaixo do erro máximo permitido para a Classe A para dados altimétricos na escala cartográfica de 1/2000.

Por fim, na Tabela 23 está um resumo dos valores resultantes dos testes estatísticos quanto a precisão da planimetria e altimetria para produto cartográfico na escala 1:2000.

Tabela 23 – Resultados dos Testes Estatísticos quanto à Precisão Planimétrica e Altimétrica

Valor calculado a partir dos dados amostrais	Valores admissíveis	Teste	Classificação para Escala Cartográfica de 1:2000 (A, B ou C)
Planimetria			
$\sigma = 0,150$ m	1,00 m	$0,150 < 1,00$	A
$\chi^2 = 0,094$	$\chi^2_{\alpha} = 14,684$	$0,094 < 14,684$	
Altimetria			
$\sigma = 0,322$ m	0,50 m	$0,322 < 0,50$	A

11.4 – Análise dos Volumes de Terraplenagem

A partir das duas superfícies obtidas com topografia e fotogrametria foram simulados dois greides numa extensão de 900m: A) o greide 1 com níveis de cotas projetados de forma que houvesse curvas verticais com cortes e aterros); B) o greide 2 com níveis mais elevados e quase reto com cota constante, de forma a existirem apenas aterros. Os cálculos para os valores de volumes de corte e aterro, obtidos segundo o somatório dos prismóides gerados pelas projeções dos triângulos da superfície de projeto sob a do terreno natural (Capítulo 7) estão na Tabela 24.

Tabela 24 – Volumes de Corte e Aterro

Levantamento	Greide 1			Greide 2
	Corte (m ³)	Aterro (m ³)	Corte+Aterro (m ³)	Aterro (m ³)
Topografia convencional	3832	30719	34551	56240
Aerofotogrametria	4653	27012	31665	62884
Discrepância (%)	21%	12%	8%	12%

Os resultados expostos na Tabela 24 mostram que as diferenças variaram entre 8 e 12% para o total de volume geométrico entre os dois métodos de levantamento. Como o trecho testado é curto e representa apenas um tipo de terreno entre as várias topografias possíveis, essas diferenças não podem ser consideradas conclusivas por esta pesquisa.

11.5 – Análise da Morfologia do Terreno

As diferenças de cota dos MDT's influíram nos volumes de cortes e aterros conforme discutido no item anterior, mas é importante também analisar o quanto diferem as formas predominantes do terreno, quando analisadas pelas seções transversais e perfis. Esse fator é fundamental, pois indicando a compatibilidade na morfologia das duas superfícies, valida o MDT gerado da aerofotogrametria para ser utilizado em estudos preliminares, de hidrologia e de drenagem de rodovias.

As Figuras 65a e 65b mostram dois exemplos com seções transversais em trecho acidentado e trecho plano respectivamente. As declividades derivadas da topografia convencional e do aerolevanteamento, são bastante semelhantes em sentido e percentuais.

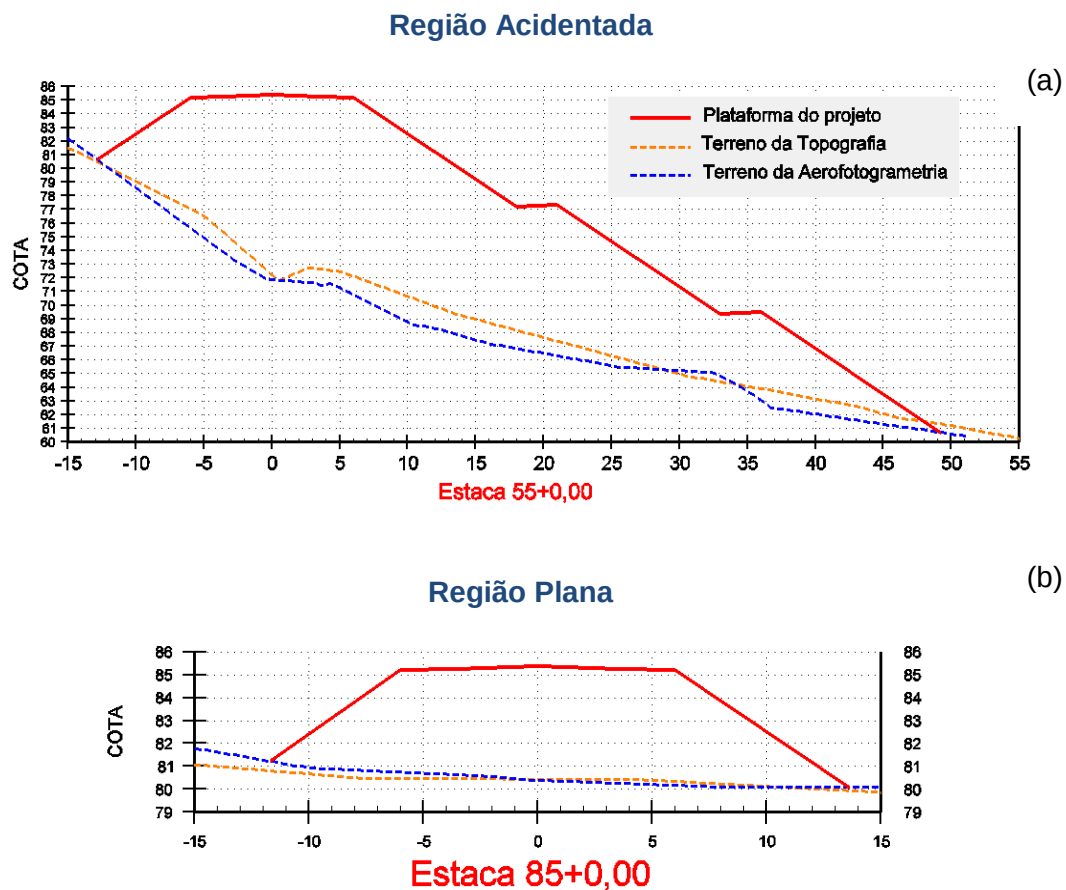


Figura 65 – Seções Transversais do Projeto Teste

A compatibilidade entre os MDT's dos dois levantamentos também pode ser comprovada através da análise dos perfis longitudinais, gerado ao longo do eixo de projeto do projeto teste, mostrada na Figura 66. Portanto o MDT gerado pela aerofotogrametria pode ser utilizado em estudos hidrológicos e projetos, pelo menos preliminares de drenagem.

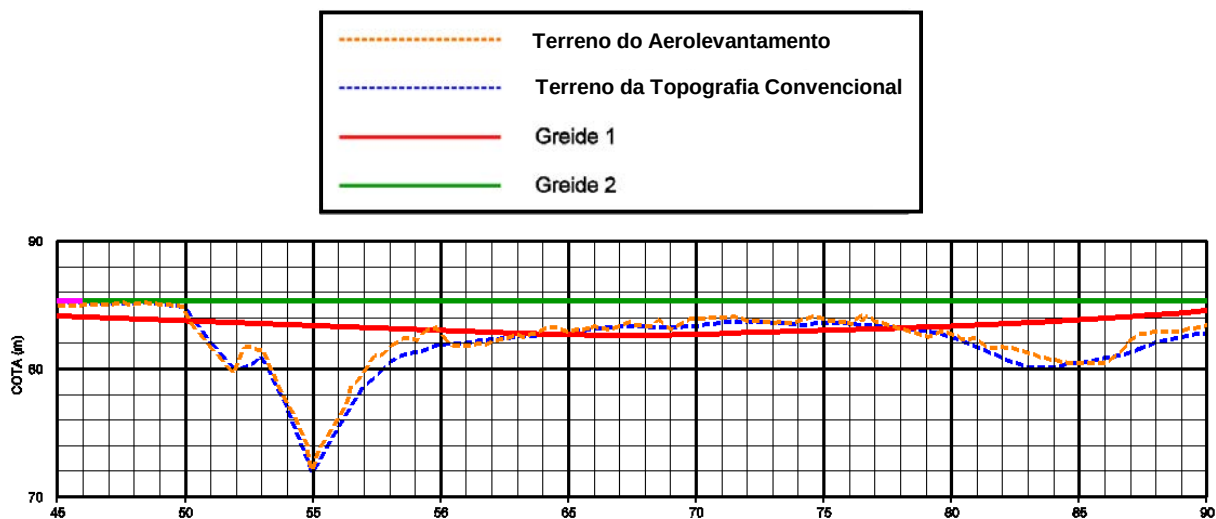


Figura 66 – Perfil Longitudinal do Projeto

11.6 – Resultados da Aerotriangulação

Inicialmente foi processada a aerotriangulação com as três faixas levantadas, mas ocorreram diversos problemas, previsíveis tendo em vista o escopo do trabalho e falta de experiência na execução e processamento de tarefas complexas da aerofotogrametria, que resultaram em superposição menor que 60% em algumas fotografias e altura de vôo inferior a programada que fizeram a faixa 3 ficar incompleta e de precisão insatisfatória. Com a eliminação da mesma, foi possível re-processar usando a quantidade mínima de pontos de apoio à aerotriangulação: com pontos nos extremos, entre as faixas e no centro, totalizando 10 pontos de controle (Figura 67c). Outra distribuição considerando 19 pontos de apoio distribuídos ao longo das 2 faixas (Figura 67a) também foi processado.

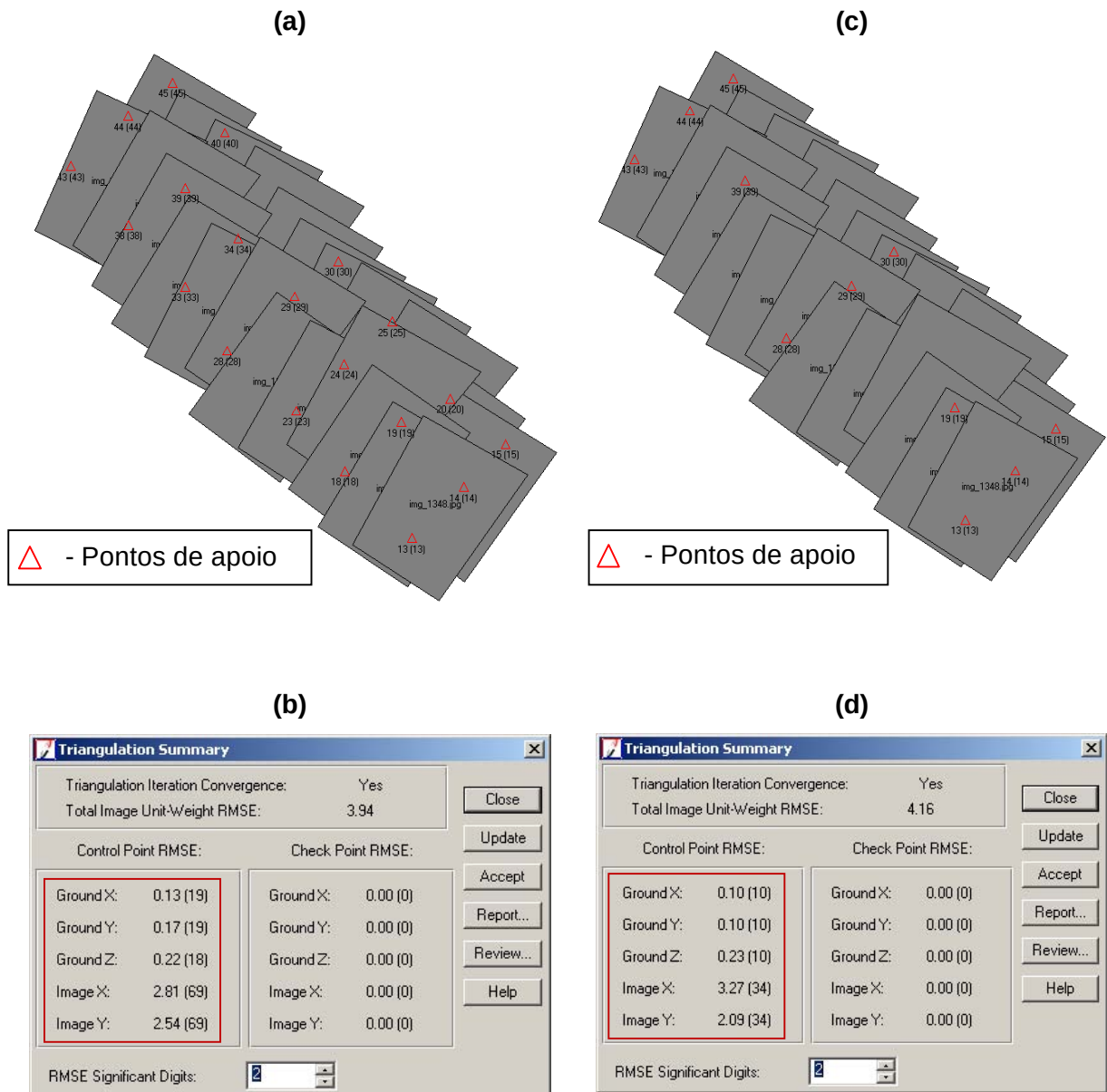


Figura 67 – Resultados de Processamento da Aerotriangulação

Conforme mostram os quadros com o resumo da aerotriangulação das Figuras 67 (b) e (d), os valores do Erro Médio Quadrático (EMQ ou RMSE na figura), dos resultados para a aerotriangulação do bloco com mais ou menos pontos de apoio, não apresentam discrepâncias significativas, embora para EMQ da imagem e o EMQ do peso unitário foi 3,94 para 19 pontos e 4,16 para 10 pontos. A diferença mais significativa aparece no EMQ dos resíduos da imagem em X (2,81 contra 3,27) e em Y (2,54 contra 2,09). Sendo assim, para esse experimento, o número de pontos de apoio maior para o cálculo da aerotriangulação confirma outros experimentos que mostram que quanto maior a quantidade de pontos de apoio, maior que o número de pontos seja o mínimo necessário, embora devam ser previstos pontos de checagem.

A relevância dessa constatação está no fato que para os levantamentos das coordenadas dos pontos de apoio, exige-se tempo e mão-de-obra para realizá-lo, portanto quanto mais pontos de apoio, maior o custo dos trabalhos de campo.

Os fatores que podem influenciar nos cálculos da aerotriangulação, estão associados a um somatório de fatores, como as inclinações da aeronave durante a tomada das imagens que prejudica a homogeneidade, superposição longitudinal e lateral e também erros grosseiros na fotoidentificação dos pontos de controle, erros na coleta das coordenadas dos pontos de controle em campo, na distribuição dos pontos de apoio nas faixas e pontos de ligação entre modelos determinados automaticamente, que produzem uma distribuição muito irregular.

11.7 – Produtos Obtidos

11.7.1 – Imagens Aéreas Brutas

As imagens aéreas mesmo brutas, são amplamente utilizadas em vários estudos rodoviários, no mínimo para fins de fotointerpretação na avaliação dos uso do solo rural e urbano, para estimativa de desapropriação. Também são usadas para cálculo aproximado de diferenças de altura, usando medidas de paralaxe e lançamento de estudo de diretrizes de estradas.

Portanto as imagens adquiridas com as câmeras de pequeno formato, podem suprir essas necessidades, com poucas desvantagem em relação as fotografias métricas convencionais.

11.7.2 – Ortoimagem

As ortoimagens, conforme discutido no item 5.5, tem vantagens em relação à imagem perspectiva bruta, pois tiveram o deslocamento do relevo corrigido e as inclinações. Assim eles têm escala uniforme e pode ser usadas com resultados mais precisos que o uso de imagem bruta, e são realmente equivalentes aos mapas planimétricos.

A partir da metodologia proposta, foi possível através dos processamentos fotogramétricos, realizar a ortorretificação e montar um mosaico de imagens do trecho mostrado na Figura 68 (e no Anexo D em escala 1:2000). Com isso fica comprovado que é viável gerar mapas de imagens ortorretificadas com o método proposto para estudos de projetos viários como, estudos de alternativas de traçado, fotoidentificação de passivos ambientais, planejamento de estudos geotécnicos e geológicos dentre outros.

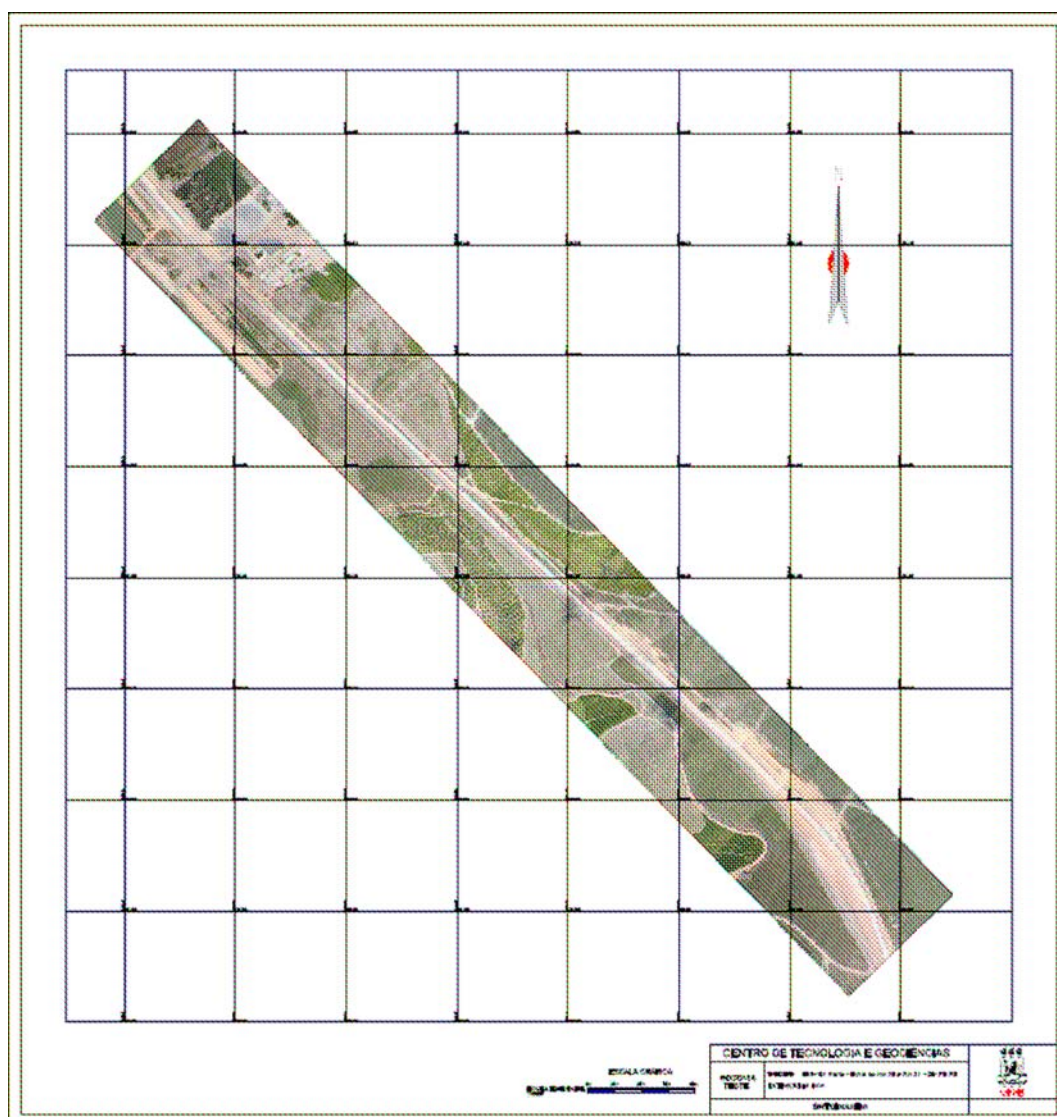


Figura 68 – Ortoimagem Gerada com os Dados do Aerolevanteamento

11.7.3 – Modelo Digital de Projeto (MDP)

Tanto para as etapas de concepção do projeto geométrico por parte do projetista, como também para sua apresentação final, o MDP permite analisar as correlações entre os aspectos técnicos, operacionais e de impactos ao meio ambiente do empreendimento. Com o emprego do método proposto de aquisição de dados aerofotogramétricos, foi levantada uma maior área de abrangência de dados planialtimétricos que o levantamento topográfico convencional, além de serem adquiridas as imagens aéreas, que possibilitam gerar modelos tridimensionais de maior amplitude, maximizando a percepção das alternativas de traçado e as relações do futuro empreendimento com o meio físico no qual estará inserido, sobretudo aos aspectos ambientais e visuais.

A Figura 69 e o Anexo B mostram o MDP do projeto sobre o MDT obtido pela aerofotogrametria.

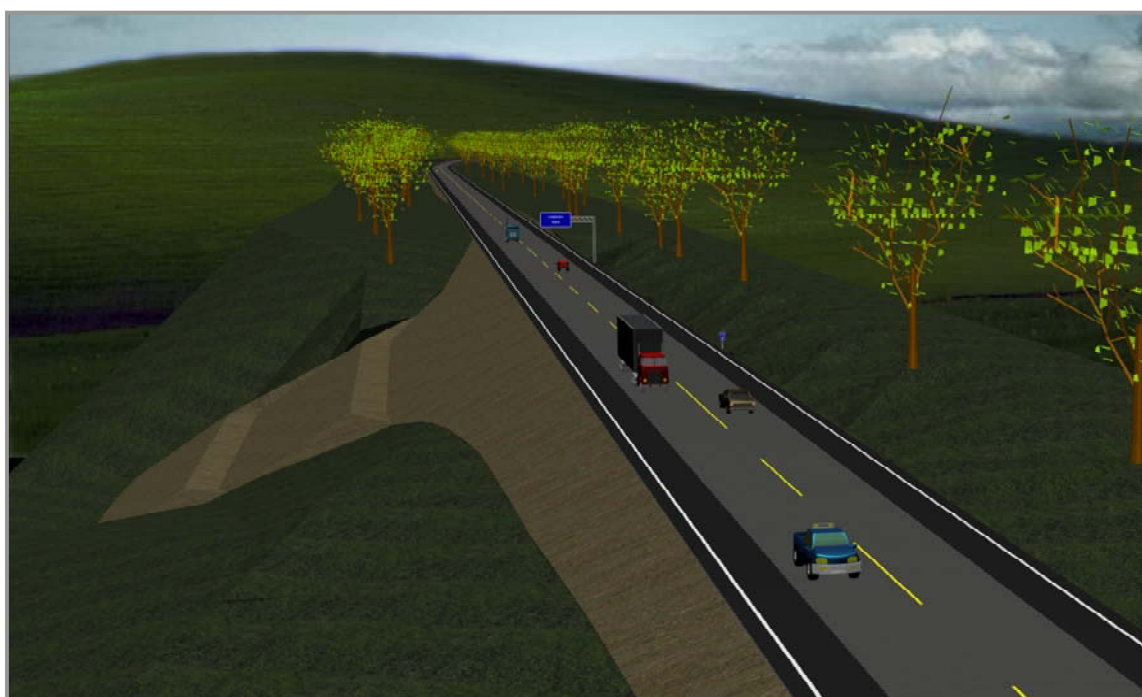


Figura 69 – Modelo Digital do Projeto da Área Teste

11.7.4 – Projetos Geométricos

O projeto geométrico lançado sobre as imagens ortorretificadas (Figura 70 e no Anexo A em escala 1:2500), se diferencia quanto a qualidade da apresentação convencional, originada da topografia, pois apresenta como “pano de fundo” da planta baixa o mosaico do trecho, gerando uma visualização mais ampla das alterações provocadas pela

implantação da estrada, como também, permite ao projetista analisar possíveis falhas na concepção e proceder alterações no projeto mais facilmente e com maior segurança nos resultados.

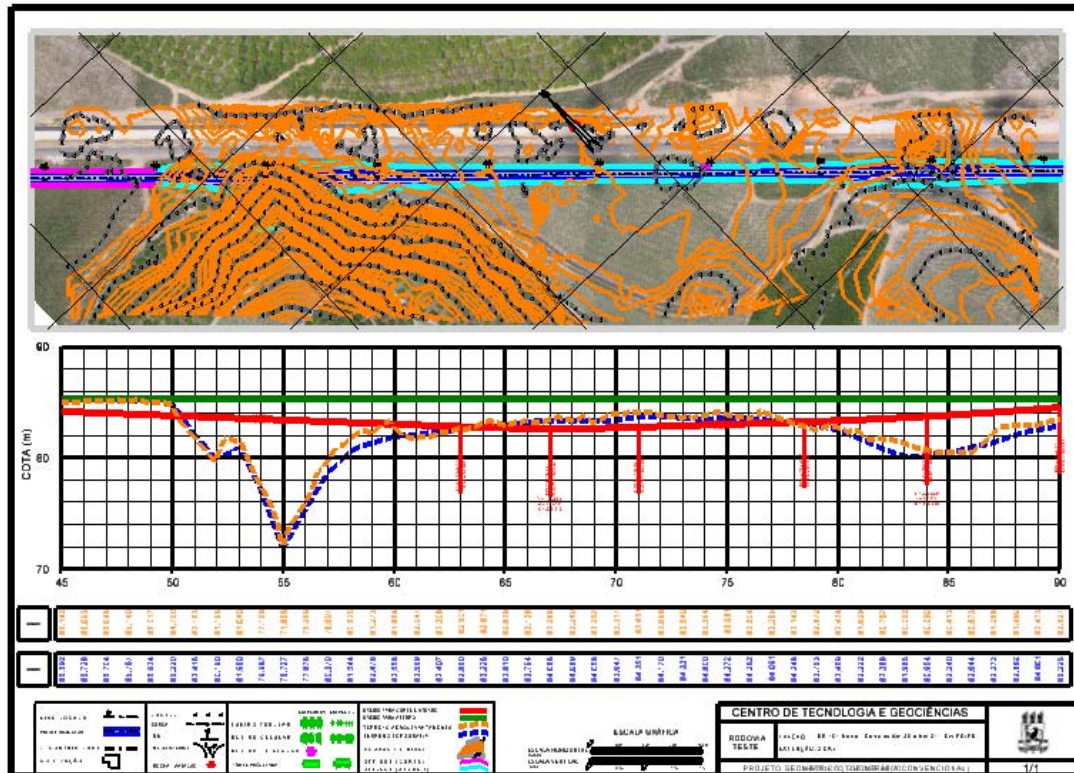


Figura 70 – Prancha do Projeto Geométrico Gerado com os Dados Obtidos pelo Método Proposto de Aerolevantamento.

12. CONCLUSÕES E SUGESTÕES

12.1 - CONCLUSÕES

Os resultados mostram a viabilidade do aerolevanteamento adotando câmeras não-métricas, seguindo o Decreto lei 89.817 e as Especificações do DNIT para uso de aerofotogrametria em projeto rodoviários quanto a exatidão e precisão planimétrica e altimétrica obtida na restituição da área teste, permitiram classificar os dados planialtimétricos como Classe A na escala cartográfica de 1/2.000.

Entretanto o Decreto lei 89.817 no qual baseia-se as especificações do DNIT, não trazem valores de referência para o intervalo das curvas de nível, que é fundamental, para toda altimetria envolvida nos projetos rodoviários. Assim os intervalos de curvas de nível adotados no Brasil, segundo recomendações adotadas por empresas produtoras de mapeamento por aerofotogrametria, que para a escala de 1:2000, prevista pelo DNIT, o intervalo é de 1,0m, e que foi utilizado no presente trabalho. Vale salientar que instruções similares americanas são mais precisas e rigorosas, tanto na forma de definição dos testes de verificação, quanto no intervalo das curvas de nível.

Quanto aos produtos gerados do aerolevanteamento como as fotos aéreas brutas empregadas em estudos de interpretação de uso e ocupação do solo e determinação de diferenças de alturas, o MDT usado em cálculos de volumes de corte e aterro em estudos de terraplanagem, estudos de drenagem e hidrologia e por fim as ortoimagens, empregadas para cálculos precisos de medidas planimétricas para cadastro de imóvel, apresentaram resultados de precisão compatíveis a escala cartográfica de 1:2000, como também esses dados constituem-se em fontes de informações essenciais para o desenvolvimento do traçado e da geometria de um estudo de anteprojeto de estradas.

12.2 - SUGESTÕES

Apesar dos resultados satisfatórios quanto a verificação da exatidão dos produtos obtidos pelo levantamento aerofotogramétrico adotando câmera não-métrica na área teste, para a escala cartográfica de 1:2000, é fundamental ressaltar a importância de estudos mais aprofundados para definir melhor métodos simples e adequados para os testes, e atualizações para tirar vantagem dos avanços tecnológicos dos últimos anos, como o uso de

estações fotogramétricas digitais e de métodos de restituição altimétrico com medições de linhas de quebra ao invés do tradicional traçado direto de curvas de nível.

O Decreto lei 89.817 não faz distinção entre testes de precisão e testes de acurácia para as cartas e apenas deixa implícito que as comparações entre coordenadas medidas em campo e nas cartas, sejam avaliadas por proporção amostral simples. Portanto é necessário que essas questões sejam definidas claramente em normas para evitar dúvidas por ocasião de trabalhos de fiscalização e acompanhamento de controles de qualidade de mapeamento simples ou voltado para projeto de estradas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABRAM, Isaac; AROLDO Vieira Rocha; **Manual Prático de Terraplenagem**. 1. ed. Salvador/BA : ANEOR 2000. 159 páginas.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas, **NBR 13133 - Execução de Levantamento Topográfico**, Rio de Janeiro, Maio. 1994, 35p.

ANDRADE, J. B. **Fotogrametria**. Curitiba: Editora SBEE, 1999. 258p.

ARRUDA JUNIOR, E. R. **Mosaicagem de Imagens**. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-graduação em Ciências Cartográficas, Universidade Estadual Paulista, Prudente-SP, 86p, 2002.

AASHTO (American Association of State Highway And Transportation Officials). **A policy on geometric design of highways and streets**. Washington, D.C. AASHTO, 1994.

BABINSCKI, A. P. **Determinação da Linha de Costa Através de Câmaras Digitais de Pequeno Formato, Monorestituição Digital e Técnicas GPS**. Dissertação de Mestrado. CPGCG, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2006.

BERBERAN, A. **Elementos de Fotogrametria Digital**. Universidade de Coimbra, 2001. Disponível em: <www.mat.uc.pt/~engeo/cadeiras/ano4/Fotogrametria>. Acesso em: 13 de jan. 2008.

BENTLEY, **Guia de Referência do Software InroadsXM**, 2008. Disponível em: <<http://www.bentley.com>>. Acesso em: 20 de jan. 2008.

BRASIL. Decreto Lei 89.817, de 20 de Junho de 1984. **Estabelece as instruções reguladoras das normas técnicas da cartografia nacional**. Brasília, 1984. Disponível em: <<http://www.presidencia.gov.br/CCIVIL/decreto/1980-1989/D89817.htm>>. Acesso em: 20 de jan. 2008.

BRITO, J. N.; COELHO, L. **Fotogrametria Digital**. Instituto Militar de Engenharia. 1a Ed. Rio de Jan., Brasil: 2002.

BROWN, D. C. **Decentering distortion of lenses**. **Photogrammetric Engineering**. v. 32, n. 3, 1966.

CONRADY, A E. **Decentered lens system**. Monthly Notices of the Royal Astronomical Society, 79:384-390, 1919.

CÔRTEZ, J. B. **Uso de Fotografias Aéreas de Pequeno Formato Digitalizadas, em Mapeamento Topográfico Planimétrico**. Dissertação de mestrado do Curso de Pós-Graduação em Ciências Geodésicas da Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 1998.

CUNHA, A. M.; LANI, J. L.; AMARAL, E. F.; REZENDE, S. B.; RIBEIRO, L. S. **Mosaico digital de aerofotos não-convencionais na avaliação de recursos naturais: Estudo de caso**. 2006. Revista Brasileira de Engenharia Agrícola e Ambiental v.10, n.1, p.182–187

DALMOLIN, Q.; LEAL, E. M. **Análise da qualidade posicional em bases Cartográficas geradas em CAD**. Universidade Federal do Paraná. Belo Horizonte – MG, 2001.

DANI, N.; SOUZA, S.; DEBIASI, P.; AHLERT, S. **Emprego da fotogrametria digital no mapeamento da área Antártica especialmente gerenciada da Baía do Almirantado**, Anais XII Simpósio Brasileiro de Sensoriamento Remoto, Goiânia, Brasil, 16-21 abril 2005, INPE, p. 1191-1198.

DNER - Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, **Manual de Implantação Básica**, Diretoria de Desenvolvimento Tecnológico, 2 ed. Rio de Janeiro, 1996. 169p.

DNER - Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, **Manual de Projeto Geométrico de Rodovias Rurais**, 1999. <http://www1.dnit.gov.br/ipr_new/download_manuais.htm>. Acesso em: 20 de jul. 2008.

DNIT - Departamento Nacional de Infra-estruturas de Transportes, **Diretrizes Básicas para Elaboração de Estudos e Projetos Rodoviários Escopos Básicos/Instruções de Serviço**, 3ª edição, 2006, Disponível em: <http://www1.dnit.gov.br/ipr_new/download_manuais.htm>. Acesso em: 20 de jul 2008.

DNIT - Departamento Nacional de Infra-estruturas de Transportes, **Diretrizes Básicas para Elaboração de Estudos e Projetos Rodoviários Escopos Básicos/Instruções de Serviço** – Anexo -B26, IS-227: Levantamento Aerofotogramétrico para Projetos Executivo de Rodovias, 3ª edição, 2006, Disponível em:

<http://www1.dnit.gov.br/ipr_new/download_manuais.htm>. Acesso em: 20 de jul. 2008.

DNIT - Departamento Nacional de Infra-estruturas de Transportes, **Diretrizes Básicas para Elaboração de Estudos e Projetos Rodoviários Escopos Básicos/Instruções de Serviço** – Anexo B26, IS-226: Levantamento Aerofotogramétrico para Projetos Básicos de Rodovias, 3ª edição, 2006, Disponível em:

<http://www1.dnit.gov.br/ipr_new/download_manuais.htm>. Acesso em: 20 de jul. 2008.

DNIT - Departamento Nacional de Infra-estruturas de Transportes, **Diretrizes Básicas para Elaboração de Estudos e Projetos Rodoviários Escopos Básicos/Instruções de Serviço** – Anexo B4, IS-204: Estudos Topográficos para Projetos Básicos de Engenharia, 3ª Edição, 2006, Disponível em: <http://www1.dnit.gov.br/ipr_new/download_manuais.htm>. Acesso em: 20 de jul. 2008.

EI-HAKIM, S. **A real-time system for object measurement with CCD cameras**. International Archives of Photogrammetry and Remote Sensing, 1986, 26 p.

ESTEIO. **Esteio Engenharia e Aerolevantamentos S. A.** Disponível em: <<http://www.esteio.com.br>>. Acesso em: 20 de jun. 2008.

FRANCESCHET M.; PORTO D.; ALTROCK V. P.; LOCH C. **Calibração da Câmara Digital Olympus C820 L**, COBRAC 2002 · Congresso Brasileiro de Cadastro Técnico Multifinalitário · UFSC, Florianópolis · 6 a 10 de Outubro 2002.

GONÇALVES, J.; PIQUEIRO, F. **Geo-referenciação de imagens aéreas de uma câmara digital não métrica**. 2004. I Conferência Internacional e Exposição sobre Informação Geográfica, Lisboa, Portugal, 8p.

GONÇALVES, G. A. **Detecção Automática de Alterações na Cartografia Cadastral com Base em Imagens de Câmaras Digitais**. Dissertação de Doutorado do Curso de Pós-Graduação em Ciências Geodésicas da Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2006.

GRAHAM, R. W.; MILLS, J. P. **Small format digital cameras for aerial survey: Where are we now?**. Photogrammetric Recorded, 16(96): 905-909, October 2000.

H3DII-50. Disponível em: <<http://www.hasselbladusa.com/products/h-system/h3dii-50.aspx>>
Acesso em: 10 de ago. de 2008.

HEIPKE. C.; JACOBSEN. K. **Theme issue: Digital aerial cameras**, ISPRS Journal of Photogrammetry & Remote Sensing 60 (2006) 361–362, 28 jun 2008.

ILMB; **Ministry of Agriculture and Lands Integrated Land Management Bureau Base Mapping and Geomatic Services Branch**, Small & Medium Format Digital Camera Specifications de março de 2008, Disponível em:
<<http://ilmbwww.gov.bc.ca/bmgs/pba/trim/specs/Dig%20Cam%20Specifications%20ver0%2011.pdf>>. Acesso em: 20 de jul. 2008.

IBGE - Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística. **Normas Cartográficas**, Disponível em:
<<http://www.concar.ibge.gov.br/cca32.htm>> Acesso em: 20 de fev. 2008.

ITAME, O. Y. **Controle de qualidade aplicado na Modelagem digital de terreno**, Dissertação de mestrado do curso de Pós-graduação em Ciências Cartográficas da Faculdade de Ciências Tecnológicas campus Presidente Prudente, São Paulo, 2001.

LEAL, E. M.; DALMOLIN, Q. **Análise da Qualidade Posicional em Bases Cartográficas Geradas em CAD. In: GIS Brasil 99; V Congresso e Feira pra usuário em Geoprocessamento da América Latina**. Salvador, BA, Mai. 1999.

LEAL, E. M. **Análise da qualidade posicional em bases cartográficas geradas em CAD**. Dissertação de Mestrado em Ciências Geodésicas - Setor de Ciências da Terra - Universidade Federal do Paraná, 1998.

LIMA, OBEDE P. DE; LOCH, CARLOS. **O Uso de Câmaras Fotográficas de Pequeno Formato nos Levantamentos Cartográficos Destinados ao Cadastro Técnico Multifinalitário**. COBRAC 98 - Congresso Brasileiro de Cadastro Técnico Multifinalitário. Florianópolis, 1998.

LUGNANI, J. B. **Introdução à fototriangulação**. Curitiba: Ed UFPR, 1987.

LUDWIG, R.; SCHNEIDER, P. **Validation of digital elevation models from SRTM X-SAR for applications in hydrologic modeling**, ISPRS Journal of Photogrammetry & Remote Sensing 60 (2006) 339.358.

MACHADO, A. M. L.; MITISHITA, E. A.; SANTOS JR, R. L.; BARBOSA, F. P. **Verificação da Estabilidade Geométrica dos parâmetros de calibração de uma câmara digital de pequeno Formato Sony DSC-F717**. In: Série em Ciências Geodésicas, v. 3. p. 292-3009. 2003.

MACHADO, A. M. L. **Extração Automática de Contornos de Edificações Utilizando Imagem Gerada por Câmara Digital de Pequeno Formato e Dados LIDAR** 2006. Dissertação de doutorado do Curso de Pós-Graduação em Ciências Geodésicas da Universidade Federal do Paraná como requisito parcial à obtenção do grau de mestre em Ciências Geodésicas, Curitiba.

MATOS, A. C. O. **Implementação de Modelos Digitais de Terreno para Aplicações na área de geodésia e geofísica na América do Sul**. 2005

MELLO, M. P.; SANTOS, C. J. B.; SILVA, J. F. C. **Avaliação da qualidade de modelos digitais do terreno construídos a partir de diferentes fontes de aquisição de dados**. . In: XX Congresso Brasileiro de Cartografia, Rio de Janeiro, Porto Alegre. Anais do XX Congresso Brasileiro de Cartografia. Rio de Janeiro : Sociedade Brasileira de Cartografia, 2001.

MERCHANT, D.C., SCHENKA A., HABIB A., YOONA T. **Usgs/osu Progress with Digital Camera in Situ Calibration Methods**. XXth ISPRS Congress, 12-23 July 2004 Istanbul, Turkey. p. 19 ff - Vol. XXXV, part B2.

MITISHITA, E. A.; HABIB, A. F.; MACHADO, Á. M. L. **Mapeamento tridimensional de Edificações utilizando Aerofotos digitais de pequeno formato e sistema 3d monoplóter**, COBRAC 2004 · Congresso Brasileiro de Cadastro Técnico Multifinalitário · UFSC Florianópolis · 10 a 14 de Outubro 2004.

MONICO, J.F.G.. **Posicionamento pelo NAVSTAR - GPS: fundamentos, definição aplicação**. São Paulo: Ed. da Unesp; 2000.

NAMIKAWA, L. M. et al. **Modelagem Numérica de Terrena e Aplicações**. INPE, São José dos Campos, 2003.

NJDOT. **Minimum Guidelines for Aerial Photogrammetric Mapping, New Jersey: Departament Of Transportation The State The New Jersey**. 1998. Disponível em: <www.state.nj.us/transportation/eng/documents/photogrammetry/Section9.htm>. Acesso em: 20 de jul. 2008.

MRWA, **Digital Photogrammetric Mapping. Main Roads Western Australia**, A Technology and Environment Directorate Road and Traffic Engineering Branch em: <www.mainroads.wa.gov.au/NR/rdonlyres/4134A1DF-F4FA-4A1E-B858066F52C1D85/0/670844.doc>. Acesso em: 20 de mar. 2008.

OLIVEIRA, F. H. **Modelagem de terreno utilizando sistemas fotogramétricos**. Florianópolis–SC, 2002. Tese (Doutoramento em engenharia de produção e sistemas) – Departamento de engenharia de produção e sistemas, Universidade Federal de Santa Catarina, 2002.

PDDM. **Project Development and Desing Manual. Washington DC. U.S: Department of Transportation, Federal Highway Adminstration**. 2008. Disponível em: <<http://www.wfl.fhwa.dot.gov/design/manual/>> acesso em 20 de mai. 2008.

PHOTOMODELER. Disponível em: <<http://www.photomodeler.com>> Acesso em: jul. 2008.

PONTES FILHO, Glauco. **Estradas de Rodagem: projeto geométrico**. São Carlos, SP, 1998. 432p.

PREOSCK, R. E. **Otimização da restituição fotogramétrica digital urbana relação escala da fotografia e a resolução geométrica da imagem**. Dissertação de Mestrado apresentada à Universidade Federal do Paraná para obtenção do título de Mestre em Ciências Geodésicas. Curitiba, 2006.

PREOSCK, R. E.; MITISHITA E. A.; ANTUNES, A. F. B. **Otimização da Restituição Fotogramétrica Digital Urbana: Relação Escala da Fotografia e a Resolução Geométrica da Imagem**, Boletim de Ciências Geodésicas, seção Artigos, Curitiba, v. 14, no 2, p.242-255, abr-jun, 2008.

REDWEIK, P. **Fotogrametria Aérea**, Departamento de Engenharia Geográfica e Energia da Faculdade de Ciências da Universidade de Lisboa, 2007. Disponível em: <<http://http://snig.igeo.pt/snig-educ/ficheiros/Paula%20Redweik/>> Acesso em: 15 de mar. de 2008.

RUY, R. S.; TOMMASELLI. A. M. G.; REIS. T. T. **Sistema aerotransportado leve de aquisição de imagens digitais – SAAPI**, Anais XIII Simpósio Brasileiro de Sensoriamento Remoto, Florianópolis, Brasil, 21-26 abril 2007, INPE, p. 1329-1335.

SANTOS JR., R. DE LARA **Calibração de Câmaras Digitais Não-Métricas e de Pequeno Formato Utilizando o Píxel como Unidade no Espaço Imagem**. Seminário de Tópicos Avançados em Fotogrametria. Curso de Pós- Graduação em Ciências Geodésicas, UFPR. Curitiba, 2003.

SCHÄFER, A. G. **Aplicação de produtos fotogramétricos e do sensor Laserscanner em projetos rodoviários. Estudo de caso: Trecho da SC-414**. Florianópolis, 2004. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Centro Tecnológico, Universidade Federal de Santa Catarina. 112 pg.

SEEBER, G. (2003). **Satellite Geodesy**. Berlin: de Gruyter.

SENÇO, Wlastemiler de. **Manual de Técnicas de Projetos Rodoviários** 1ª edição, São Paulo, Brasil: 2008.

SCHÄFER, A. G.; LOCH, R. E. N. **Aplicação dos dados do sensor Laserscanner para modelagem do terreno visando projetos rodoviários**, Anais XII Simpósio Brasileiro de Sensoriamento Remoto, Goiânia, Brasil, 16-21 abril 2005, INPE, p. 749-756.

SCHÄFER, A. G.; LOCH, R. E. N. **Aplicação do Sensoriamento Remoto em projetos rodoviários: um histórico, uma realidade e uma necessidade como disciplina em cursos de engenharia** , Anais XII Simpósio Brasileiro de Sensoriamento Remoto, Goiânia, Brasil, 16-21 abril 2005, INPE, p. 1361-1368.

SILVA, D. C.; MELO, I. D. F.; OLIVEIRA, R. N. **Alta resolução com uso de câmaras digitais de baixo custo para mapeamento**. 2005, Anais XII Simpósio Brasileiro de Sensoriamento Remoto, Goiânia, Brasil, INPE, p. 4561-4568.

SILVA, D. C. **Non-Metric Digital Camera Images Versus High Resolution Satellite Images in Regions with High Cloudiness**. In: XXIII INTERNATIONAL FIG CONGRESS, 2006, Munique: XXIII International FIG Congress Proceedings. International Federation of Surveyors, 2006.

SILVA, J. S.; LOCH, R. E. N. **Metodologia Para a Utilização de Dados Topográficos em Projetos Geométricos Automatizados de Via**. Rio de Janeiro, 2003. Dissertação de Mestrado apresentada ao Curso de Mestrado em Engenharia de Transportes do Instituto Militar de Engenharia, como requisito parcial para a obtenção do título de Mestre em Ciências em Engenharia de Transportes. Instituto Militar de Engenharia.

SILVA, I.; GALLO, G; **Qualidade das Imagens de Alta Resolução Geradas por Sensores Aéreos Digitais**, *Ambiência - Revista do Centro de Ciências Agrárias e Ambientais* V. 2 Edição Especial 1. 2006, p. 43-54. Disponível em: <<http://www.unicentro.br/editora/revistas/ambiencia/Ambiencia%20ed.%20especial/43-54.pdf>> Acesso em: 05 de ago. de 2008.

TOMMASELLI, A. M. G., ALVES, A. O. **Calibração de uma estéreocâmara baseada em vídeo: uma avaliação experimental**. In: *Séries em Ciências Geodésicas* V. 1, 2001, p. 199-213.

TOPOGRAPH, **Manual do Usuário**, Disponível em: <[http:// www.topograph.com.br/](http://www.topograph.com.br/)> Acesso em: 25 de jan. de 2008.

TOSTES, A. F. **Aerolevantamentos Aplicados à Elaboração de Bases Cartográficas para Projetos Viários**. 2001. Dissertação de mestrado da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo.

U.S ARMY. **Photogrammetric Mapping** – EM 1110-1-1000 – Engineer Manual (Series Engineering and Design). U.S. Army Corps of Engineers. Washington DC, Estados Unidos: 2002.

WALKER A. S.; PETRIE G., (1996) **Digital Photogrammetric Workstations 1992-1996; International Archives of Photogrammetry and Remote Sensing**, Vol. XXXI, Part B2, Comisión II, Viena, Austria, pp. 384-395.

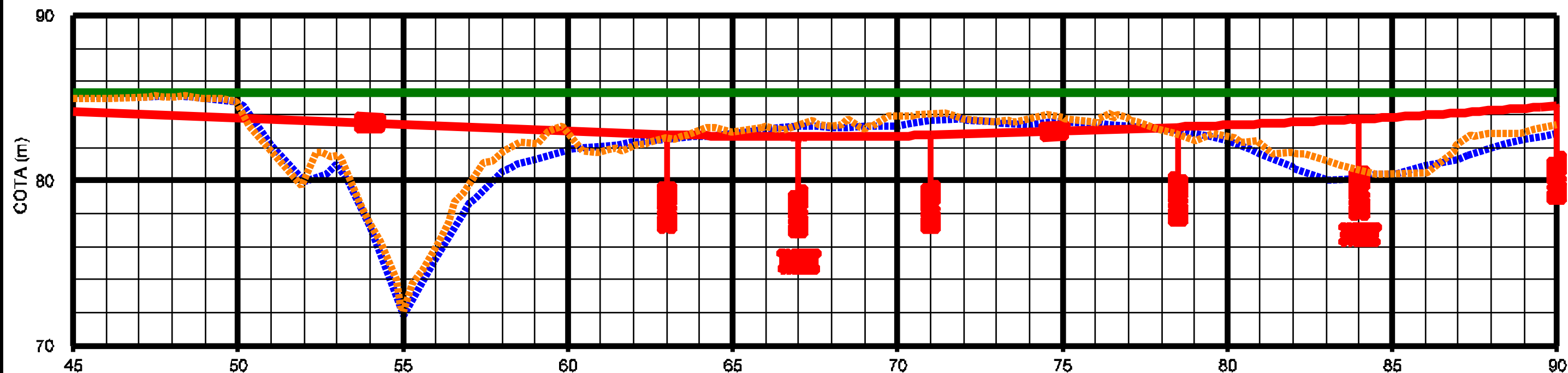
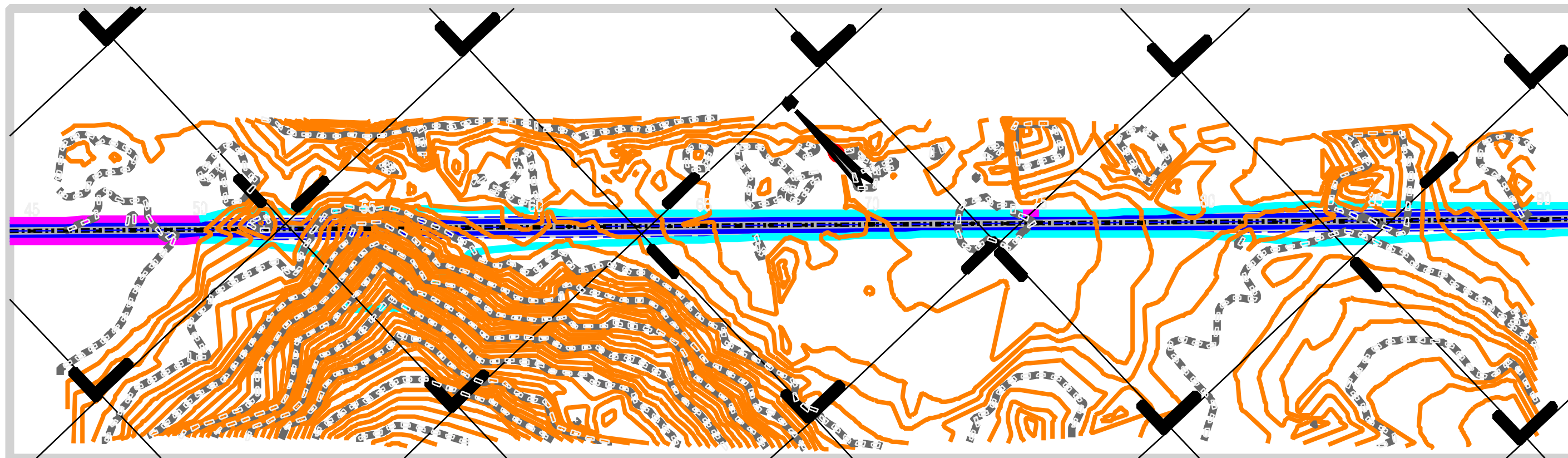
WARNER, W. S.; GRAHAM, R. W.; READ, R. E. **Small Fomat Aerial Photography**, American Society for Photogrammetry and Remoty Sensing, USA, 1997.

ZANARDI, R.P., **Geração De Modelo Digital de Terreno a Partir de Par Estereoscópico do Sensor CCD do Satélite CBERS-2 e Controle de Qualidade das Informações Altimétricas**. Dissertação de mestrado do Programa de Pós-Graduação em Sensoriamento Remoto da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2006.

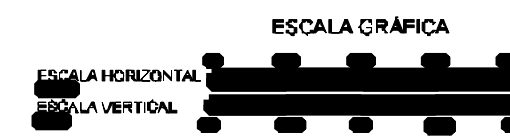
ZANARDI, R.P., **Controle de qualidade de MDT gerado a partir de par estereoscópico do satélite CBERS-2**, Anais XIII Simpósio Brasileiro de Sensoriamento Remoto, Florianópolis, Brasil, 21-26 abril 2007, INPE, p. 1211-1218.

ZEILHOFER, P. **Modelação do relevo e obtenção de parâmetros fisiográficos na Bacia do Rio Cuiabá**. Revista Brasileira de Recursos Hídricos, v. 6, n. 3, p. 95-109, 2001.

ANEXO A - PROJETO GEOMÉTRICO

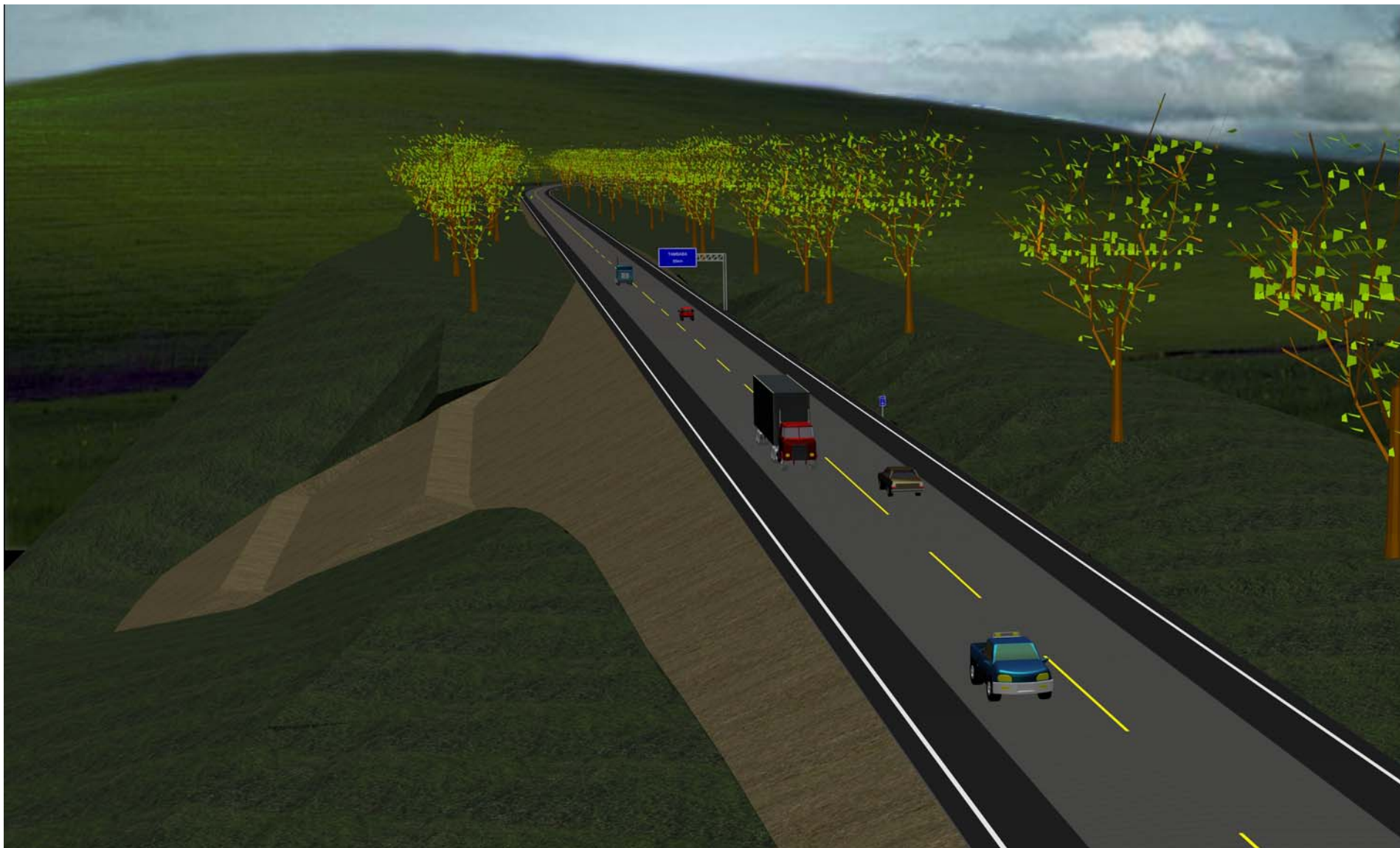


85.142	85.093	85.046	85.140	85.017	84.750	82.153	81.195	81.040	77.159	71.856	75.289	78.807	80.525	81.273	81.864	82.047	82.308	82.501	82.671	82.839	83.138	83.286	83.240	83.252	83.317	83.651	83.696	83.540	83.394	83.581	83.504	83.285	83.142	82.872	82.434	81.629	80.762	80.052	80.092	80.413	80.873	81.288	81.992	82.473	82.827
85.592	85.728	85.704	85.767	85.934	85.220	83.418	80.190	81.960	79.987	76.727	77.876	80.370	81.544	82.476	82.558	83.569	82.407	82.860	83.226	83.810	83.784	84.086	84.089	84.058	83.647	84.351	84.170	84.331	84.800	84.272	84.262	84.091	84.248	83.753	83.469	82.222	82.388	81.885	80.954	82.240	82.644	82.272	82.882	84.501	85.225



ANEXO B - MODELO DIGITAL DE PROJETO

ANEXO B – Modelo Digital de Projeto



ANEXO C - MONOGRAFIA DO MARCO IMPLANTADO

ANEXO C - MONOGRAFIA DO MARCO IMPLANTADO

Finalidade : Dissertação de mestrado

Marco : **23**

Objeto : Marcos de apoio ao aerolevanteamento

Data : Março/2008

Estado : Pernambuco

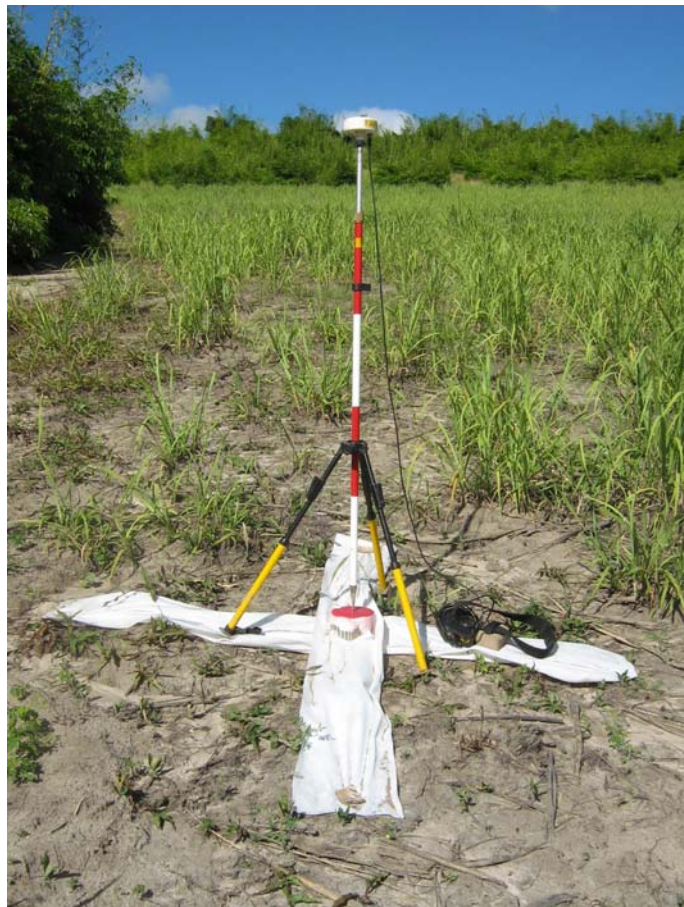
Município : Divisa Pernambuco / Paraíba

Local : Na margem direita da BR-101 sentido Recife/PE

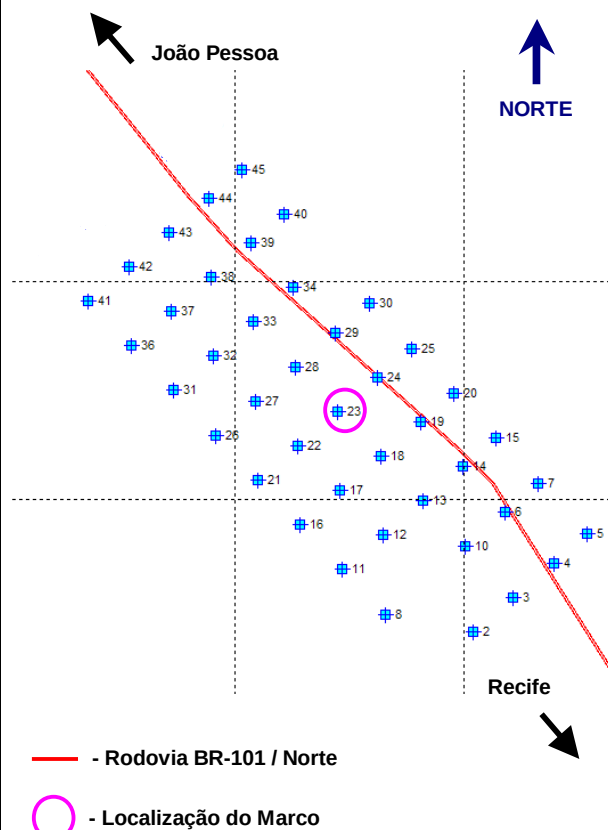
Sistema : SAD-69N

DESCRIÇÃO: Marco de concreto, de forma cilíndrica, medindo diâmetro de 0,15m, altura de 0,30m e sobressaindo 0,10m do solo, tendo em seu topo a identificação de sua numeração, Marco N° 23.

DOCUMETAÇÃO FOTOGRÁFICA



CROQUI DE LOCALIZAÇÃO



LOCALIZAÇÃO

No sentido João Pessoa/PE - Recife/PE fica localizado na margem direita da BR-101, próximo ao km 20.

COORDENADAS GEOGRÁFICAS e UTM

Latitude: 07 39' 20.80665" S

Longitude: 34 56' 41.62442" WGr

N = 9.153.267,777

E = 285.457,363

H = 60,959 m

Vértice de origem: RBMC- RECIFE.

RN de origem: 395B.

Datum Horizontal: SAD-69N

Meridiano Central: 39° WGr

Datum Vertical: Imbituba-SC

COORDENADAS UTM SAD-69N

N = 9.153.267,777

E = 285.457,363

h = 37,089 m

ANEXO D – ORTOIMAGEM GERADA COM OS DADOS DO AEROLEVANTAMENTO



LEGENDA:

EIXO DE PROJETO	
PISTA PROJETADA	

ESCALA GRÁFICA

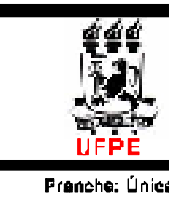
ESCALA HORIZONTAL
1:2000

CENTRO DE TECNOLOGIA E GEOCIÊNCIAS

RODOVIA
TESTE

TRECHO BR-101 Norte - Entre os Km 10 e Km 21 - Div. PE/PB
EXTENÇÃO 7,40 Km

ANEXO D - ORTOIMAGEM GERADA COM OS DADOS DO AEROLEVANTAMENTO



ANEXO E - RELATÓRIO DE PROCESSAMENTO DO MARCO

ANEXO E – Relatório de Processamento do Marco

```

Base-Marco 23.TXT
EZSurv Post Processor 2.23
RESUMO: BASE0096- Marco 23

RESUMO DA LINHA-BASE
RESUMO OCUPAÇÃO N°. 01

Projeto: D:\Dados gps\Glauber\080312\Proc.F 080312.spr [35i]
Data de processamento: 06/04/2008 21:15:10 (UTC)
Órbitas: Transmitidas
Sistema de coordenadas: UTM Sad69 [Universal Tran...] Datum: SAD-69N
Modelo de geóide: <Nenhuma>
Corte de elevação: 10

ESTAÇÃO BASE (BASE0096) [D:\Dados gps\Glauber\080312\BASE-080312.OBS]
-----
Ocupação do Marco: 01 Altura da antena: 3.057[Inclinada: 3.032]
Intervalo de gravação: 1.00 segundo Modelo da antena: TGAGE01 (metros)

WGS84 SAD-69N UTM Sad69 (metros)
Lat: S 7 38 54.00288 Lat: S 7 38 52.52616 X: 285023.377
Lon: O 34 56 56.80890 Lon: O 34 56 55.65387 Y: 9154134.765
SCF: 1.0001720 SCF: 1.0001720
CM: 0 33 CM: 0 33

Elevação (metros) Elevação (metros)
Alt: 79.221 Alt: 108.061
Ond: 0.000 Ond: 0.000
NMM: 79.221 NMM: 108.061

ESTAÇÃO REMOTA (E1312) [D:\Dados gps\Glauber\080312\MOVE1-080312-A.OBS]
-----
Ocupação do Marco: 01 Altura da antena: 1.649[Inclinada: 1.624]
Intervalo de gravação: 1.00 segundo Modelo da antena: TGAGE01 (metros)

WGS84 (metros) SAD-69N (metros)
Lat: S 7 39 22.28360 +/- 0.005 Lat: S 7 39 20.80664 +/- 0.005
Lon: O 34 56 42.77936 +/- 0.004 Lon: O 34 56 41.62443 +/- 0.004
SCF: 1.0001697
CM: 0 33

Elevação (metros) Elevação (metros)
Alt: 32.123 +/- 0.014 Alt: 60.959 +/- 0.014
Ond: 0.000 Ond: 0.000
NMM: 32.123 NMM: 60.959

UTM Sad69 (metros)
X: 285457.363 +/- 0.004
Y: 9153267.777 +/- 0.005

RESULTADOS DA LINHA-BASE
-----
Tipo de solução: L1 (fixada) Intervalo de processamento: 1.00 segundo
Intervalo de tempo: 12/03/2008 17:49:32.00 a 12/03/2008 18:00:34.00 [11.0 min.]
Observações: 5967 Observações usadas: 5967 [100.00%]
RMS (metros): 0.012 Fator de Qualidade: 3.1
RDOP: 0.06
Satélites usados: 02 04 08 09 10 15 17 26 28

Vetor ECEF (metros) SAD-69N UTM Sad69
dx: 113.215 AzPos: 153 40 06.73570 Az: 153 24 32.21808
dy: 445.462 AzAnt: 333 40 04.86763
dz: -854.798 VAPos: 92 47 10.22426
VAAnt: 87 13 21.28946

Dist3D (metros) DistGeo (metros) DistMap (metros)
970.533 970.536 969.542

MATRIZ COVARIÂNCIA INFERIOR (metros^2)
-----
1.517504e-04
-6.948980e-05 5.310371e-05
-1.690432e-05 2.207276e-05 3.188307e-05

```