

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA MARIA
CENTRO DE CIÊNCIAS RURAIS
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM GEOMÁTICA**

**COMPARAÇÃO DE PROCEDIMENTOS PARA A
INTEGRAÇÃO DE LEVANTAMENTOS
TOPOGRÁFICOS E LEVANTAMENTOS COM GPS**

Dissertação de Mestrado

Luis Roberto Telechea Zás

Santa Maria, RS, Brasil

2009

COMPARAÇÃO DE PROCEDIMENTOS PARA A
INTEGRAÇÃO DE LEVANTAMENTOS TOPOGRAFICOS
E LEVANTAMENTOS COM GPS

Por

Luis Roberto Telechea Zás

Dissertação apresentada ao Curso de Mestrado do Programa de
Pós-Graduação em Geomática, Área de Concentração em
Tecnologia da Geoinformação, da Universidade Federal de Santa
Maria (UFSM,RS), como requisito parcial para obtenção de grau de
Mestre em Geomática

Orientador: Prof. Adroaldo Dias Robaina

Santa Maria, RS, Brasil

2009

K23p

Zas, Luis Roberto Telechea,

Comparação de procedimentos para a integração de levantamentos topográficos e levantamentos com GPS/ por Luis Roberto Telechea Zas; orientador Adroaldo Dias Robaina. – Santa Maria, 2009.

74 f. : il.

Dissertação (mestrado) – Universidade Federal de Santa Maria, Centro de Ciências Rurais, Programa de Pós-Graduação em Geomática, RS, 2009.

1. Geomática 2.GPS 3. 4. 5. I I.Robaina, Adroaldo, orient. II. Título

CDU: 528.8:636.52/.58

Ficha catalográfica elaborada por
Luiz Marchiotti Fernandes CRB-10/1160
Biblioteca Setorial do Centro de Ciências Rurais/UFSM

© 2005

Todos os direitos autorais reservados a Erika Silva Dockhorn. A reprodução de partes ou do todo deste trabalho só poderá ser com autorização por escrito do autor.
Endereço: Rua:Silva Jardim, 623, Bairro Centro, Santa Maria, RS, 97010-491.
Fone (055)3223-2156; End. Eletrônico:erikasd @mail.ufsm.br.

**Universidade Federal de Santa Maria
Centro de Ciências Rurais
Programa de Pós-Graduação em Geomática**

A Comissão Examinadora, abaixo assinada,
aprova a Dissertação de Mestrado

**COMPARAÇÃO DE PROCEDIMENTOS PARA A INTEGRAÇÃO DE
LEVANTAMENTOS TOPOGRÁFICOS E LEVANTAMENTOS COM GPS**

elaborada por

Luis Roberto Telechea Zás

como requisito parcial para obtenção do grau de
Mestre em Geomática

COMISSÃO EXAMINADORA:

Adroaldo Dias Robaina, Dr.
(Presidente/Orientador)

Liane de Souza Weber, Dra. (UFSM)

José Américo de Mello Filho, Dr. (UFSM)

Santa Maria, 23 de janeiro de 2009.

A meus pais:

Raquel Perla Zás de Telechea e José Luis Telechea Etchevarne “in memoriam”, pelos seus exemplos de vida que orientaram meus passos.

AGRADECIMENTOS

À Universidade Federal de Santa Maria, pela oportunidade de participar do Curso de Mestrado em Geomática.

Ao Projeto GIS UFSM implantado pelo Colégio Politécnico da Universidade Federal de Santa Maria, que instalou os marcos usados no levantamento da poligonal deste trabalho.

Ao Prof. Adroaldo Dias Robaina pela oportunidade de realização deste trabalho, pela orientação e disponibilidade.

Aos professores do Programa de Pós-Graduação em Geomática, pelos conhecimentos adquiridos.

Aos membros da comissão examinadora, pela contribuição neste trabalho.

Aos colegas e amigos pela amizade e colaboração, em especial a Fátima Cibele Soares pela sua contribuição em meu trabalho.

À minha esposa Maria Cristina pelo incentivo, motivação e por compartilhar os momentos bons e difíceis durante esta etapa.

Aos meus filhos Luis Sebastián, Valentina e Eduardo Nicolas pelo carinho e incentivo.

Enfim, a todos que de uma forma ou de outra contribuíram para a realização deste trabalho.

*Caminante son tus huellas el camino y nada más.
Caminante no hay camino, se hace camino al andar.
Al andar se hace camino y al volver la vista atrás,
veras la senda que nunca se ha de volver a pisar.
Caminante no hay camino solo estelas en la mar
Antonio Machado.*

RESUMO

Dissertação de Mestrado
Programa de Pós-Graduação em Geomática
Universidade Federal de Santa Maria

COMPARAÇÃO DE PROCEDIMENTOS PARA A INTEGRAÇÃO DE LEVANTAMENTOS TOPOGRÁFICOS E LEVANTAMENTOS COM GPS

Autor: Luis Roberto Telechea Zas
Orientador: Adroaldo Dias Robaina
Santa Maria, 23 de janeiro de 2009.

O georreferenciamento consiste na descrição do imóvel rural, características e confrontações, em memorial descritivo que contenha as coordenadas dos limites, georreferenciadas ao Sistema Geodésico Brasileiro atendendo à precisão posicional fixada pelo INCRA. O levantamento do perímetro de uma propriedade rural pode ser feito usando-se somente receptores GPS, ou somente técnicas topográficas convencionais, dentre as quais se destaca a utilização de Estações totais e pode, também ser feito através de técnicas mistas (GPS e técnicas convencionais). A utilização de técnicas mistas é utilizada em situações em que ocorrem obstruções em parte do perímetro e que limitam o uso de receptores GPS, como vegetação densa e de grande porte ou mesmo protegidas pela legislação florestal. O procedimento mais utilizado, em levantamentos mistos, é a realização do transporte de coordenadas de uma base de partida (inicial) da qual se conhecem as suas coordenadas, a distância que as separa e a direção e o sentido entre elas (azimute) até uma base de chegada (final) em que se conhecem os mesmos elementos da base inicial. Para o desenvolvimento deste trabalho diferentes métodos foram aplicados para a transformação das coordenadas topográficas locais dos vértices de uma poligonal para a obtenção das coordenadas dos mesmos vértices no plano cartográfico, conforme preconiza a lei 10267/01. Este trabalho teve por objetivo fazer uma comparação entre diferentes procedimentos, desde os mais tradicionais para transporte de coordenadas (Puissant, Bowring, da corda, Gauss), bem como o método da matriz de rotação (RAPP, 1989b) e um método denominado de transformação bidimensional descrito em WOLF & GHILANI (1997) e URIBE (2003). Os resultados encontrados mostraram que todos os métodos apresentam a classe de desempenho ótima quando foi feita a comparação entre os valores das coordenadas dos vértices de uma poligonal obtidas pelos diferentes procedimentos de cálculo com os valores das coordenadas dos mesmos vértices da poligonal obtidas com o uso de receptor GPS. Mas, quando analisados em conjunto com acurácia (ou exatidão) o método que apresentou menor erro médio e menor desvio padrão foi o de Bowring, seguido do Puissant, do das matrizes de rotação ortogonais, do da corda, do da matriz bidimensional e por último, o de Gauss.

Palavras-chave: Geomática; levantamentos mistos; integração ET/GPS

ABSTRACT

Master's Dissertation
Programa de Pós-Graduação em Geomática
Universidade Federal de Santa Maria

COMPARISON OF PROCEDURES FOR THE INTEGRATION OF TOPOGRAPHICAL SURVEYS AND GPS SURVEYS

Author: Luis Roberto Telechea Zas
Advisor: Prof. Dr. Adroaldo Dias Robaina
Santa Maria, January, 23, 2009.

The georeferencing consists of the description of the rural property, characteristics and confrontations, of descriptive memorial containing the border coordinates, georeferenced to the Brazilian Geodetic System following the positioning precision defined by INCRA. The perimeter survey of a rural property can be done only using GPS receivers, or only with topographical conventional techniques, among which the use of total Stations or even with mixed techniques (GPS and conventional techniques). The usage of mixed techniques is done in situations where there are obstructions in part of the perimeter and it limits the use of GPS receivers, like big and dense vegetation or protected by law forest. The most used procedure for mixed surveys, is the coordinates transportation from a start base (initial) in which its coordinates are known to a final base (end) in which are known the same elements of the start base, and the distance, heading and direction between them (azimuth). For the development of this work, different methods were applied for the transformation of the local topographical coordinates of the vertex of the polygon to get the coordinates of the same vertex in the map plan, according to 10267/01 law. This work had as a target the result comparison between different procedures, from the most traditional for coordinates transportation (Puissant, Bowring, of the rope, Gauss), as well as the method of the rotation matrix (RAPP, 1989b) and an alternative method called two-dimensional transformation matrix, described in WOLF and GHILANI (1997) and URIBE (2003). The found results showed that all methods present the best class of performance when the comparison was done between the values of the vertex coordinates of the polygons obtained by the different calculation procedures with the values of the coordinates of the same vertexes of the polygon obtained with the use of GPS receiver. But when analyzed with accuracy, the method which presented less average error and less standard deviation was the Bowring, and then the Puissant, and then the rotation matrix method, and then the rope method, and then the two-dimensional matrix and the last was Gauss method.

keywords: Geomatics; mixed surveys; integration ET/GPS

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 01 – Elementos geométricos das reduções	26
FIGURA 02 – Ábaco utilizado para a obtenção da correção ambiental.....	28
FIGURA 03 – Sistema de coordenadas.....	39
FIGURA 04 – Relações entre os dois sistemas de coordenadas.....	40
FIGURA 05 – Detalhes construtivos e identificação dos marcos da rede GIS UFSM.....	43
FIGURA 06 – Vértices da poligonal selecionada no campus da UFSM	45
FIGURA 07 – Estação total e prisma refletor	46
FIGURA 08 – Receptor GPS e acessórios na coleta de dados.....	47
FIGURA 09 – Croqui da poligonal selecionada.....	48
FIGURA 10 – Programa para transporte de coordenadas	50
FIGURA 11–Formato do arquivo de entrada de dados para os métodos M1, M2, M3, M4 e M 5	51
FIGURA 12 – Formato do arquivo de entrada de dados para o método M 6.....	52

FIGURA 13 – Formato do arquivo de saída de dados para os métodos M1, M2, M3, M4 e M5.....	53
FIGURA 14 – Formato do arquivo de saída de dados para os diferentes métodos (UTM).....	55
FIGURA 15 – Comparação dos valores da coordenada E em relação a M0 x M1	62
FIGURA 16 – Comparação dos valores da coordenada N em relação M0 x M1.....	62
FIGURA 17 – Comparação dos valores da coordenada E em relação M0 x M2.....	64
FIGURA 18 – Comparação dos valores da coordenada N em relação M0 x M2.....	64
FIGURA 19 – Comparação dos valores da coordenada E em relação M0 x M3.....	66
.	
FIGURA 20 – Comparação dos valores da coordenada N em relação M0 x M3.....	66
FIGURA 21 – Comparação dos valores da coordenada E em relação M0 x M4.....	68
FIGURA 22 – Comparação dos valores da coordenada N em relação M0 x M4.....	68
FIGURA 23 – Comparação dos valores da coordenada E em relação M0 x M5.....	70
FIGURA 24 – Comparação dos valores da coordenada N em relação M0 x M5.....	70

FIGURA 25 – Comparação dos valores da coordenada E em relação M0 x M6..... 72

FIGURA 26 – Comparação dos valores da coordenada N em relação M0 x M6..... 72

LISTA DE TABELAS

TABELA 01 - Marcos da rede GIS UFSM selecionados e localização.....	44
TABELA 02- Classificação para o índice de desempenho do método proposto.....	57
TABELA 03 - Valores das projeções de cada linha base formada entre cada vértice da poligonal e a estação base SMAR e suas respectivas coordenadas cartesianas geodésicas.....	57
TABELA 04 - Valores das coordenadas geodésicas geográficas e coordenadas planas cartográficas (sistema de projeções UTM) dos vértices da poligonal.....	58
TABELA 05 - Ângulos horizontais ($^{\circ}$), ângulos horizontais compensados ($^{\circ}$), azimutes ($^{\circ}$), distâncias médias (m), Projeções não compensadas e projeções compensadas e as respectivas coordenadas locais, para os diferentes vértices.....	50
TABELA 06 - Comparação entre os métodos, de transporte de coordenadas M0 (método de referência) e M1 (método de Puissant), nos diferentes vértices e suas respectivas diferenças, em coordenadas UTM.....	61

TABELA 07 - Comparação entre os métodos de transporte de coordenadas M0 (método de referência) e M2 (método de Bowring), nos 63 diferentes vértices e suas respectivas diferenças, em coordenadas UTM.....

TABELA 08 - Comparação entre os métodos de transporte de coordenadas M0 (método de referência) e M3 (método da Corda), nos 65 diferentes vértices e suas respectivas diferenças, em coordenadas UTM.....

TABELA 09 - Comparação entre os métodos de transporte de coordenadas M0 (método de referência) e M4 (método de Gauss), nos 67 diferentes vértices e suas respectivas diferenças, em coordenadas UTM.....

TABELA 10 - Comparação entre os métodos de transporte de coordenadas M0 (método de referência) e M5 (método Ortogonal), nos diferentes vértices e suas respectivas diferenças, em coordenadas 69 UTM.....

TABELA 11 - Comparação entre os métodos de transporte de coordenadas M0 (método de referência) e M6 (método da 71 transformação bidimensional), nos diferentes vértices e suas respectivas diferenças, em coordenadas UTM.....

TABELA 12 - Valores do coeficiente linear a, do coeficiente angular b, do coeficiente de determinação r^2 , do t relativo a coeficiente a, do t relativo a coeficiente b e a significância do teste de comparação, ao 74 nível de 95% de probabilidade.

TABELA 13 - Valores do erro de posicionamento (exatidão ou acurácia) dos vértices da poligonal na aplicação dos diferentes métodos de 75 interação topografia/GPS.....

TABELA 14 - Valores do coeficiente de correlação, do índice de concordância, do coeficiente de desempenho e da classificação do 76 desempenho ou qualidade dos diferentes métodos em relação ao padrão (GPS).....

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	15
2. REVISÃO DE LITERATURA	17
2.1 Georreferenciamento de imóveis rurais.....	17
2.1.1 Origem do georreferenciamento de imóveis rurais.	17
2.1.2 Evolução do Sistema Cartográfico Brasileiro	18
2.1.3 A lei 10.267/01	19
2.2 Fases do georreferenciamento de imóveis rurais	20
2.3 Levantamentos de campo.....	20
2.3.1 Implantação do marco de precisão.....	21
2.3.2 Levantamento dos vértices do perímetro da propriedade	21
2.3.2.1 Levantamento do perímetro com GPS	21
2.3.2.2 Levantamento do perímetro com topografia convencional.....	22
2.3.2.3 Levantamento do perímetro com técnica mista ou híbrida.....	23
2.4 Trabalho de escritório.....	23
2.4.1 Levantamento do perímetro com GPS.....	23
2.4.2 Levantamento do perímetro com topografia convencional	24
2.5 Reduções dos valores observados.....	24
2.5.1 Reduções dos valores angulares observados.....	25
2.5.2 Modelo das reduções das distâncias observadas.....	25
2.5.3 Correções meteorológicas.....	26
2.5.4 Reduções geométricas.....	29
2.5.4.1 Redução ao horizonte	29
2.5.4.2 Redução ao elipsóide.....	29
2.5.4.3 Redução a distâncias planas cartográficas	30
2.6 Modelos de transformação de coordenadas topográficas em geodésicas.....	31
2.6.1 Método de Puissant.....	31
2.6.2 Método de Bowring.....	33
2.6.3 Método da Corda.....	34

2.6.4 Método de Gauss.....	35
2.6.5 Método da matriz de rotação.....	37
2.6.6 Método de transformação bidimensional.....	38
3 Materiais e métodos.....	43
3.1 Rede de marcos do Projeto GIS UFSM.....	43
3.2 Poligonal selecionada.....	44
3.3 Levantamento topográfico da poligonal.....	46
3.4 Levantamento geodésico da poligonal.....	47
3.5 Poligonal utilizada para a realização do experimento.....	48
3.6 Cálculo de transporte de coordenadas.....	49
3.6.1 Arquivo de entrada de dados.....	50
3.6.2 Arquivo de saída das rotinas de transporte de coordenadas.....	53
3.7 Análise dos resultados.....	55
4. Resultados e discussão.....	57
4.1 Processamento do levantamento da poligonal com GPS.....	57
4.2 Processamento dos dados do levantamento topográfico.....	59
4.3 Comparações entre os diferentes métodos.....	61
4.3.1 Comparação do método de Puissant (M1) x GPS(M0).....	61
4.3.2 Comparação do método de Bowring (M2) x GPS(M0).....	63
4.3.3 Comparação do método da Corda (M3) x GPS (M0).....	65
4.3.4 Comparação de método de Gauss (M4) x GPS (M0).....	67
4.3.5 Comparação do método da matriz de rotação (M5) x GPS (M0).....	69
4.3.6 Comparação do método de transformação bidimensional (M6) x GPS (M0).....	71
4.3.7 Avaliação estatística da regressão linear entre os valores obtidos pelo GPS e os métodos M1, M2, M3, M4, M5, M6.....	73
5. CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	77
6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	78

1 INTRODUÇÃO

A lei 10267/01, de 28 de agosto de 2001, diz que nos casos de desmembramento, parcelamento ou remembramento de imóveis rurais deve ser feita a identificação do imóvel rural, com a indicação do código do imóvel, da denominação e de suas características e confrontações, localização e área (CARNEIRO, 2003).

O georreferenciamento consiste na obrigatoriedade da descrição do imóvel rural, em seus limites, características e confrontações, através de memorial descritivo firmado por profissional habilitado, com a devida Anotação de Responsabilidade Técnica (ART), que deve conter as coordenadas dos limites dos imóveis rurais, georreferenciadas ao Sistema Geodésico Brasileiro e com precisão posicional fixada pelo Instituto de Colonização e Reforma Agrária (INCRA), conforme explicado em TEIXEIRA (2006).

Dentre as etapas de um processo de georreferenciamento de um imóvel rural pode-se destacar: a primeira etapa, ocorre com o profissional habilitado e credenciado para a execução dos serviços de campo e de preparação do material para envio ao INCRA; a segunda etapa, ocorre junto a Comissão de certificação de Imóveis Rurais após a aprovação do processo (peças técnicas) enviado para análise e; a terceira etapa, se dá junto ao Cartório de Registro de Imóveis.

Na primeira etapa temos o reconhecimento dos limites da propriedade, o transporte de coordenadas para a propriedade a partir de um marco de referência do Sistema Geodésico Brasileiro (SGB) (estações ativas ou estações não ativas) e o levantamento dos vértices do perímetro da propriedade rural.

O levantamento do perímetro, objeto deste estudo, pode ser feito somente com receptores GPS; somente com técnicas topográficas convencionais, dentre as quais se destaca a utilização de Estações totais; e pode ser feito através de técnicas mistas (GPS e técnicas convencionais).

Qualquer método de levantamento adotado, seja ele convencional, por GPS ou misto, deve prever a propagação de erros desde o ponto de referência do SGB, a fim de se obter o valor da precisão das coordenadas dos vértices determinados.

A utilização de técnicas mista ocorre em situações em que obstruções que ocorrem em parte do perímetro limitam o uso de receptores GPS, como vegetação densa e de grande porte ou mesmo protegidas pela legislação florestal.

O procedimento mais utilizado, em levantamentos mistos, é a realização do transporte de coordenadas de uma base de partida (inicial) dos quais se conhecem as suas coordenadas, a distância que as separa e a direção e o sentido entre elas (azimute) até uma base de chegada (final) em que se conhecem os mesmos elementos da base inicial.

Para a realização deste procedimento os cálculos devem ser realizados sobre o elipsóide, o que significa que os elementos medidos no campo (topográficos) devem ser reduzidos ao elipsóide e para isso necessita-se do fator de elevação e do fator de escala, que são funções dos elementos a determinar (incógnitas) exigindo um processo de cálculo iterativo (URIBE 2003).

Para o desenvolvimento deste trabalho diferentes métodos foram aplicados para a transformação das coordenadas topográficas locais dos vértices de uma poligonal (objeto de georreferenciamento), para a obtenção das coordenadas dos mesmos vértices no plano cartográfico, conforme preconiza a lei 10267/01.

Este trabalho tem por objetivo fazer uma comparação entre diferentes procedimentos, desde os mais tradicionais para transporte de coordenadas (Puissant, Bowring, Da Corda, Gauss), bem como o método da matriz de rotação (RAPP, 1989b) e um método denominado de transformação bidimensional descrito em Wolf e Ghilani (1997) e Uribe (2003).

2 REVISÃO DE LITERATURA

2.1 Georreferenciamento de imóveis rurais

2.1.1 Origem do georreferenciamento de imóveis rurais

Segundo Pereira e Augusto (2004), a discussão atual sobre a questão fundiária no Brasil, incluindo-se aí a questão da reforma agrária desenvolvida pelo Ministério do Desenvolvimento Agrário – MDA retorna um dos mais antigos temas de debate da história brasileira: a posse da terra. A dimensão real das propriedades rurais e os meios existentes à disposição dos poderes públicos para defini-los tem merecido atenção especial da legislação.

Desde 1846 – data do primeiro registro hipotecário no Brasil, a especificação técnica que definia a propriedade imobiliária no país consistia num sistema meramente descritivo e sem maior rigor técnico. Em 2001, com a aprovação da lei 10267, a especificação técnica deixa de ser meramente descritiva, passando a exigir também, a precisão posicional. Este fato reveste-se de especial importância, pois nem o governo federal, nem os órgãos estaduais de terras possuem um diagnóstico confiável das terras públicas e privadas do país. Cabe destacar que somente a partir do cruzamento de mapas e informações sobre as propriedades públicas e privadas será possível determinar, identificar e quantificar quais são as terras públicas, permitindo assim que se inicie um planejamento consistente da questão fundiária no país. Neste sentido a lei 10267/01, que criou o Sistema Público de Registro de Terras, pretende coibir a apropriação irregular e a transferência fraudulenta de terras, exigindo que no registro de todos os imóveis rurais, constem seus limites definidos através de coordenadas precisas e referenciadas ao Sistema Geodésico Brasileiro – SGB, (Pereira & Augusto 2004).

2.1.2 Evolução do Sistema Cartográfico brasileiro

De acordo com Pereira e Augusto (2004) o SGB começou a ser implantado pelo Instituto Brasileiro de geografia e Estatística – IBGE em 17 de maio de 1944, e tem sido utilizado ao longo dos anos por usuários necessitados de informações posicionais para diversos fins, tais como: apoio ao mapeamento, demarcação de unidades político-administrativas, obras de engenharia, regulamentação fundiária, posicionamento de plataformas de prospecções de petróleo, delimitação de regiões de pesquisas geofísicas, etc.

Ao longo de seus mais de 40 anos, a componente planimétrica do SGB utilizou diferentes métodos de posicionamento, Inicialmente foram empregados os denominados métodos clássicos (triangulação, métodos astronômicos e poligonização geodésica), que foram responsáveis pela determinação de coordenadas em um conjunto de vértices, cuja ocupação era imprescindível na materialização do Sistema Geodésico de Referência. Em 1978, a Geodésia a Satélite, passou a ser utilizada através do emprego do sistema TRANSIT, o que possibilitou que a região Amazônica, inacessível até então, fosse integrada ao SGB. Em 1991, o IBGE passou a empregar exclusivamente o NAVSTAR/GPS (Navigation Satellite With time and Rancing / Global Positioning System), para a densificação da componente planimétrica do SGB, gerando a Rede Nacional GPS. A operacionalização da Rede Brasileira de Monitoramento Contínuo – RBMC, iniciada em 1966, implantou o conceito de rede ativa, através do monitoramento contínuo de satélites do GPS.

Paralelamente as diferentes metodologias empregadas, também foram utilizados diferentes sistemas de referência. Atualmente, o sistema de referência adotado é o SAD 69 (South American Datum 1969), definido pela Resolução IBGE – PR nº 22, de 21/07/1983, subitem 2.1. Este sistema de referência, entretanto, não é compatível com as modernas técnicas de posicionamento, como por exemplo, o GPS. Este fato fez com que o IBGE, em 2000, durante o I Seminário sobre Referencial Geocêntrico no Brasil, apresentasse proposta de atualização do sistema de referência nacional, através da criação do projeto Mudança do Referencial Geodésico – PMRG. Este projeto tem como

objetivo promover a substituição do sistema de referencia atual, o SAD 69, para um novo sistema, compatível com as novas tecnologias de posicionamento e representação, no caso o SIRGAS 2000 (Pereira & Augusto 2004).

2.1.3 A lei 10.267/01

Segundo Pereira e Augusto (2004) a lei 10267 originou-se na junção de dois fatos políticos importantes: o primeiro foi a pressão da comunidade internacional para que o país organizasse sua vertente rural, de forma a continuar a receber verbas internacionais; o segundo fato foi o trabalho desenvolvido pela Comissão Parlamentar de Inquérito de Câmara dos Deputados (CPI da Grilagem) que levantou o verdadeiro caos em que se encontra o sistema registral brasileiro. Por esta lei, a responsabilidade civil e criminal das informações é compartilhada entre o registro de imóveis (cartório), o proprietário que identifica os limites de sua propriedade e o profissional que assina a planta e o memorial descritivo.

Com o novo Sistema Público de Registro de Terras surgiu o Cadastro Nacional de Imóveis Rurais (CNIR), que terá uma base comum de informações gerenciada pelo INCRA e pela Receita federal sendo produzido e compartilhado por diversas instituições públicas federais e estaduais, produtoras e usuárias de informações sobre o meio rural brasileiro; pois as informações são de interesse de todos os segmentos da sociedade, ou seja, será um cadastro único de imóveis rurais. Esse cadastro tem por objetivo fornecer um controle da legitimidade dos títulos das propriedades privadas e terras publicas, pois doe 850 milhões de hectares que compõem o território brasileiro, não há informações sobre cerca de 200 milhões no sistema nacional de Cadastro dos Imóveis Rurais (PEREIRA ; AUGUSTO 2004).

Segundo Teixeira (2005), o georreferenciamento consiste na obrigatoriedade da descrição do imóvel rural, em seus limites, características e confrontações, através de memorial descritivo, firmado por profissional habilitado, contendo as coordenadas dos vértices definidores dos limites do imóvel rural, georreferenciados ao Sistema Geodésico Brasileiro.

Atualmente, o Sistema Geodésico Brasileiro oficial é o Sistema de Referência Geocêntrica para a América do Sul (SIRGAS 2000), que permite o emprego direto das coordenadas obtidas com GPS, o georreferenciamento em SIRGAS 2000 e novos mapeamentos referidos ao SIRGAS 2000 (IBGE, 2007).

No entanto, segundo Teixeira (2006), para os trabalhos de certificação deve ser usado o South American Datum (SAD 69), que era o Sistema Geodésico Brasileiro oficial, um sistema topocêntrico e que não permite o emprego direto das coordenadas obtidas com GPS, ou seja, as coordenadas obtidas com GPS deverão ser convertidas para o sistema oficial.

2.2 Fases do georreferenciamento de imóveis rurais

Os procedimentos para o georreferenciamento ocorrem em diversas etapas das quais pode-se destacar: a primeira fase ocorre com o profissional credenciado para a execução dos serviços de campo e para a elaboração dos trabalhos de escritório para a preparação do material necessário a fim de atender à Norma Técnica para o Georreferenciamento de Imóveis Rurais do Instituto Nacional de Colonização e Reforma Agrária (INCRA, 2003); a segunda ocorre junto ao INCRA com a apresentação das peças técnicas necessárias para a obtenção da certificação do imóvel rural e a terceira, junto ao Cartório de Registro de Imóveis. (TEIXEIRA, 2006).

Neste trabalho, vamos nos referir apenas aos trabalhos desenvolvidos no campo, a tecnologia de levantamento empregada e a descrição de suas formas de condução.

2.3 Levantamentos de campo

Os levantamentos a serem efetuados no campo se referem à implantação do marco de precisão e o levantamento dos vértices definidores dos limites do imóvel rural amarrados ao marco de precisão.

2.3.1 Implantação do marco de precisão

Os trabalhos de georreferenciamento, em sua maioria, necessitam da implantação de um marco de precisão classe P2 (precisão melhor que 20 cm), no interior da propriedade rural a ser georreferenciada.

Segundo a Norma Técnica de Georreferenciamento de Imóveis Rurais (INCRA, 2003), as coordenadas do marco de precisão serão determinadas, a partir de dois marcos oficiais da Rede Geodésica Brasileira, constituída de estações não ativas (marcos geodésicos) e estações ativas, como as da Rede Brasileira de Monitoramento Contínuo (RBMC).

A referida norma destaca que o trabalho de transporte de coordenadas das estações da rede oficial pode ser feito com receptores GPS de frequência simples ou receptores GPS de frequência dupla, sendo que no primeiro caso as distâncias entre os lances deverão ser menores que 20 km.

2.3.2 Levantamento dos vértices do perímetro da propriedade

Os vértices definidores dos limites ou do perímetro da propriedade rural podem ser levantados com técnicas que utilizam integralmente a tecnologia GPS, integralmente a topografia convencional, ou técnicas mistas ou híbridas (utilizam técnicas com o uso da tecnologia GPS e técnicas que utilizam a topografia convencional), o que pode ser encontrado no Curso de Georreferenciamento de Imóveis Rurais (2006).

2.3.2.1 Levantamento do perímetro com GPS

Segundo o Curso de Georreferenciamento de Imóveis Rurais (2006), quando o imóvel permitir o levantamento integral dos vértices do perímetro com o uso da tecnologia GPS, basta apenas a implantação de um marco de precisão georreferenciado na propriedade rural. O levantamento deve ser feito no modo diferencial com o uso de dois ou mais receptores, um dos quais ocupará o marco de precisão transportado a partir da Rede Geodésica Brasileira. O INCRA não aceita levantamentos com GPS que utilizem correções diferenciais da sua própria rede (Rede INCRA de Bases Comunitárias do GPS – RIBAC) ou de empresas privadas que disponibilizam correções diferenciais.

O método empregado para o levantamento dos vértices com receptores GPS pode ser o estático e suas variações e o “Stop and GO”, sendo o método cinemático reservado para o levantamento de detalhes da propriedade, como por exemplo, estradas, rios e contornos de matos.

A configuração dos receptores como a taxa de gravação, máscara de elevação, DOP, número mínimo de satélites e tempo de rastreamento deve seguir as normas do INCRA para o assunto, que apresenta como aceitáveis os levantamentos com GPS classificados como levantamentos com GPS3 e levantamentos com GPS4.

Segundo o Curso de Georreferenciamento de Imóveis Rurais (2006), os fatores que influenciam na precisão desse tipo de levantamento são a proximidades da estação de referência, as condições atmosféricas nas proximidades das estações de referência e da móvel, horário do rastreamento, geometria da distribuição dos satélites, magnitude do multicaminhamento na estação móvel, qualidade dos receptores, mas principalmente, o tempo de rastreamento no vértice.

2.3.2.2 Levantamento do perímetro com topografia convencional

Os vértices definidores dos limites ou do perímetro da propriedade rural podem ser levantados com técnicas que utilizam a topografia convencional, das quais podem ser citadas: o levantamento por processos taqueométricos e levantamentos eletrônicos.

Apesar de serem aceitos pela norma de georreferenciamento, os levantamentos taqueométricos são preteridos, na sua imensa maioria, pelos levantamentos eletrônicos com o uso de Estação Total.

De uma forma ou outra, as poligonais deverão partir e chegar em pontos distintos com precisão definida na classe de precisão P2 (melhor que 20 cm) e deverão obedecer às especificações para o levantamento de poligonais para fins topográficos, que podem ser encontradas na norma do INCRA.

A precisão desejada para esse tipo de levantamento da poligonal deve ser melhor que 1:2000 no levantamento perimétrico com estação total de qualquer classe (alta, média e baixa precisão).

2.3.2.3 Levantamento do perímetro com técnica mista ou híbrida

A utilização da técnica de levantamento mista pode ser utilizada em áreas com construções elevadas, mata densa ou margens de rios que impossibilitam o uso da tecnologia GPS. Nessas situações podem-se mesclar os tipos de levantamentos, sendo que para cada poligonal topográfica é necessária a implantação de dois pares de vértices geodésicos em comum para a verificação do fechamento da poligonal, que nesse caso se denomina de poligonal fechada em pontos distintos ou poligonal enquadrada, sendo a precisão desejada para esse tipo de levantamento igual a do caso anterior.

2.4 Trabalho de escritório

2.4.1 Levantamento do perímetro com GPS

Após o processamento dos dados fornecidos pelo receptor base e os fornecidos pelo receptor móvel, os mesmos devem passar por um processo de

ajustamento e posteriormente as coordenadas dos vértices do perímetro obtidas no sistema de referência do GPS (World Geodesic Datum – WGS 84) deverão ser convertidas para o sistema de referência oficial (SIRGAS 2000).

2.4.2 Levantamento do perímetro com topografia convencional

O processamento dos dados nesse tipo de levantamento se refere à obtenção das coordenadas dos vértices do perímetro no plano topográfico, a compensação dos erros de fechamento angular e linear ou, de preferência, o ajustamento pela técnica dos mínimos quadrados (INCRA, 2003).

As coordenadas dos vértices deverão ser apresentadas para fins de certificação do georreferenciamento pelo INCRA em coordenadas no plano cartográfico, o que exige a transformação das coordenadas dos vértices obtidas topograficamente.

O procedimento para a realização da transformação de coordenadas pode ser feito pelo transporte de coordenadas geográficas ou pelo transporte de coordenadas planas cartográficas segundo o sistema de projeção UTM (Universo Transverso de Mercator).

Para a aplicação de qualquer um dos processos as medidas (ângulos e distâncias) obtidas no plano topográfico deverão ser reduzidas (transformadas) em medidas elipsoidais ou medidas planas cartográficas.

2.5 Reduções dos valores observados

Segundo Silva e Gripp Junior (1996), antes do início do cálculo de uma poligonal devem-se reduzir os valores observados (ângulos e distâncias), uma vez que são medidas referidas a referências distintas.

2.5.1 Reduções dos valores angulares observados

As reduções a serem feitas aos ângulos medidos se referem à correção azimutal, devido à altitude geodésica do ponto observado, e à correção que tem a finalidade de transformar o ângulo observado na secção normal num ângulo observado na linha geodésica.

Devido ao seu pequeno valor essas correções não são utilizadas frequentemente, devido aos pequenos valores nas altitudes brasileiras e as distâncias usadas nos trabalhos de engenharia, sendo que os ângulos observados na superfície topográfica podem ser considerados ângulos elipsóidicos (SILVA e GRIPP JUNIOR, 1996).

Ainda de acordo com Silva e Gripp Junior (1996), ao se projetarem ângulos elipsóidicos para o plano de projeção UTM existe outra correção a fazer, correção esta conhecida como redução angular e que, ao contrário das anteriores, não poderá ser desprezada e pode ser calculada pela expressão:

$$\psi_{12} = 6,8755 \cdot 10^{-8} \cdot \Delta N_{21} \cdot (2E'_1 + E'_2) \cdot XVIII, \quad (1)$$

na qual ψ é redução angular (s), ΔN é a diferença entre as coordenadas Norte, E' é a coordenada Leste subtraída de 500000m e XVIII é um valor determinado em função da latitude, que pode ser encontrado em Ramos (1999).

Para o transporte de coordenadas sobre o elipsóide os azimutes utilizados são os azimutes elipsóidicos e para o transporte de coordenadas planas sobre o plano cartográfico os azimutes utilizados são azimutes planos, que são convertidos pela convergência meridiana, de acordo com Ramos (1999).

O cálculo da convergência meridiana pode ser feito através de uma expressão que pode ser encontrada em várias fontes disponíveis, como por exemplo, em Schofield (2001).

2.5.2 Modelo de reduções das distâncias observadas

As reduções a serem efetuadas nas distâncias medidas são devidas às condições ambientais (refração atmosférica) e reduções geométricas (redução ao horizonte, redução ao geóide, redução ao elipsóide e redução ao plano cartográfico).

Os diversos elementos geométricos envolvidos na redução das distâncias medidas no campo estão representados na Figura 01.

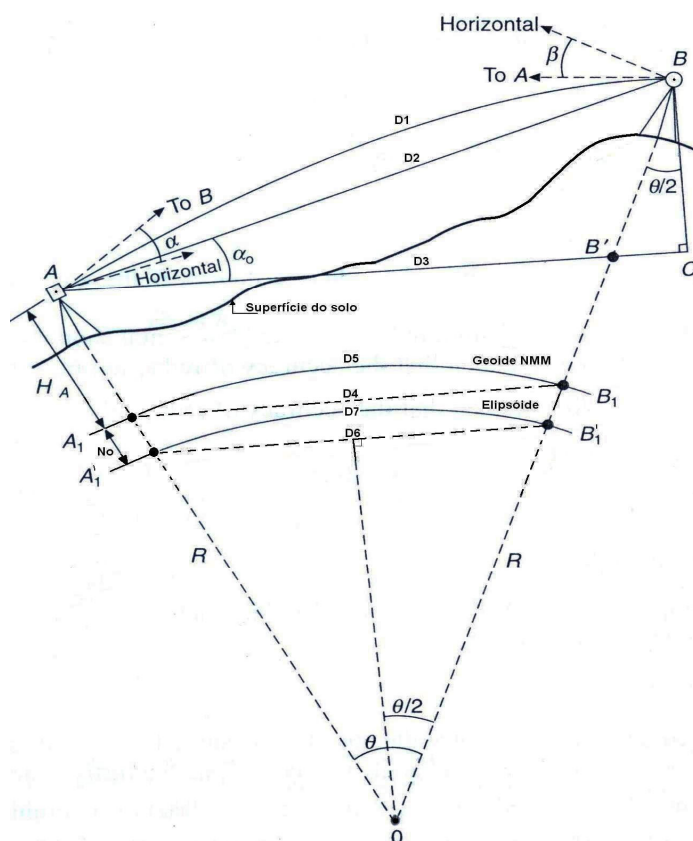


Figura 01 - Elementos geométricos das reduções

2.5.3 Correções meteorológicas

As distâncias medidas com estações totais ou distanciômetros eletrônicos funcionam por meio da emissão de raios eletromagnéticos, e a velocidade com que se propagam na atmosfera é função das condições ambientais.

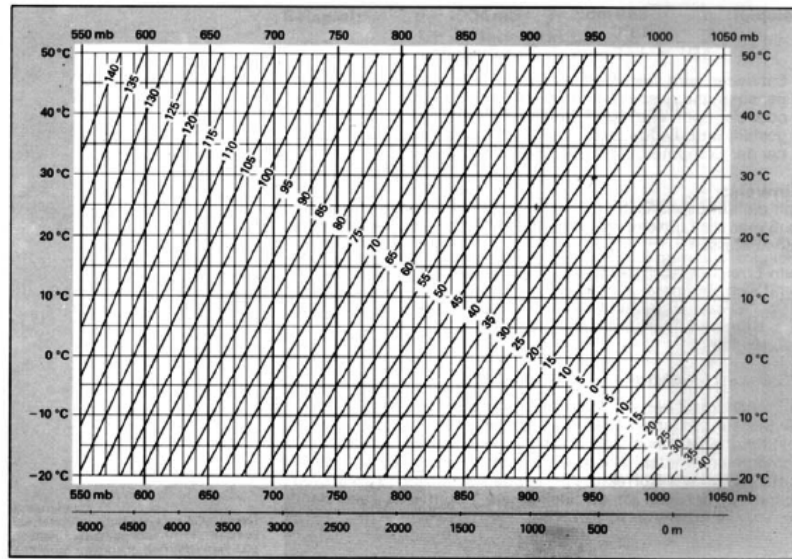
A velocidade de propagação da luz, utilizada para determinar a distância entre dois pontos, é a velocidade de propagação da luz no vácuo, tendo em vista que somente esta pode ser determinada por procedimentos físicos, mas, no entanto, o que nos interessa é a velocidade de propagação da luz onde está sendo realizada a medição (VEIGA et al, 2007). Para realizar a transformação, os fabricantes de medidores eletrônicos de distância (MED) determinam o índice de refração em laboratório. Por outro lado, continua sendo necessária a medida da temperatura, da umidade relativa do ar e da pressão atmosférica no momento das observações e, de posse desses valores, realiza-se a correção para o local e hora da operação da medição.

De acordo com Schofield (2001), a redução da distância D_0 lida pelo instrumento pode ser convertida para a distância D_1 pela expressão:

$$D_1 = D_0 \left\{ 1 + \frac{1}{10^6} \left[273.2 - \frac{79.156 P}{273.15 + t} + \frac{0.1127 U}{273.15 + t} 10^{\frac{7.5t}{t+237.3} + 0.7857} \right] \right\} \quad (2)$$

na qual P é a pressão atmosférica no local (mbar), U a umidade relativa (%) e T a temperatura ($^{\circ}\text{C}$) na hora da realização da medida. O valor 273.2 foi determinado para uma pressão de 1013.25 mbar, temperatura de 20°C e umidade relativa de 50%.

As correções a serem efetuadas dependem de cada instrumento e as formas de correção são fornecidas pelo fabricante do aparelho, conforme Silva & Gripp Junior (1996). Em alguns casos, os fabricantes fornecem ábacos que acompanham o manual do instrumento como mostra a Figura 02.



Fonte: WILD TC2002, 1994. p 113

Figura 02 – Ábaco utilizado para a obtenção da correção ambiental

De acordo com Schofield (2001), a redução da distância D_1 lida pelo instrumento pode ser convertida para a distância inclinada D_2 , devido à refração atmosférica, pela expressão:

$$D_2 = D_1 - \frac{K^2 D_1^3}{24 R^2} \quad (3)$$

na qual K é o coeficiente de refração e R o raio médio do elipsóide. Segundo o mesmo autor, o valor de K a ser adotado é 0.15, valor este considerado médio.

O raio médio de elipsóide R pode ser calculado, com suficiente exatidão, para linhas menores que 10 Km pela expressão $R = (N.M)^{1/2}$, sendo N o raio de curvatura da grande normal e M o raio de curvatura da pequena normal.

Levando em conta a consideração anterior, o valor de R pode ser determinado pela expressão:

$$R = \frac{a \sqrt{1 - e^2}}{1 - e^2 \sin^2 \varphi} , \quad (4)$$

na qual **a** é o semi-eixo maior do elipsóide, **e** a excentricidade e **φ** a latitude do ponto considerado.

2.5.4 Reduções geométricas

2.5.4.1 Redução ao horizonte

As distâncias medidas e corrigidas da refração atmosférica são reduzidas ao horizonte e, para isto, observa-se o ângulo de inclinação da luneta ou o ângulo zenital **Z**.

A redução ao horizonte é a transformação da distância inclinada em distância horizontal através da expressão:

$$D_3 = D_2 \cdot \cos Z - D_2 \sin Z \cdot \tan \frac{\theta}{2} \quad (5)$$

onde **D₃** é a distância horizontal reduzida, **Z** é o valor do ângulo zenital médio lido, ou seja $Z = (Z_A - Z_B)/2$ e o ângulo **θ**, que pode ser vista na Figura 2.1 e cujo valor pode ser calculado por $\theta / 2 = \arcsen [0.5 D_3 / (R+H_A)]$.

2.5.4.2 Redução ao elipsóide

Segundo Silva e Gripp Junior (1996), a redução ao elipsóide consta de duas etapas: redução à corda e redução ao arco.

A determinação da distância **D₆**, também conhecida como redução à corda pode ser feita por:

$$D_6 = D_3 \cdot \left[\frac{1}{1 + \frac{H_A + N_0}{R}} \right] \quad (6)$$

onde H_A é a altitude ortométrica do instrumento (altitude do ponto A mais a altura do instrumento), R o raio médio entre os pontos e N_0 a ondulação geoidal. O fator entre colchetes é conhecido como fator de elevação.

Depois de conhecida a distância reduzida à corda pode-se calcular a distância elipsoidal (redução ao arco) através de:

$$D_7 = D_6 \cdot \left[1 + \frac{D_6^2}{24 R} \right] \quad (7)$$

na qual D_7 é a distância sobre o elipsóide (distância elipsoidal).

A distância elipsoidal D_7 é a distância que será utilizada para o cálculo de transporte de coordenadas sobre o elipsóide através do uso de fórmulas, como a fórmula de Puissant, a de Bowring, o processo iterativo de Gauss, o método das matrizes de rotação e outras facilmente encontradas na literatura especializada como, por exemplo, a fórmula de Sodano (GEMAEL, 1987) e fórmula de Vincenty (VINCENY, 1975).

2.5.4.3 Redução a distâncias planas cartográficas

A redução das distancias elipsoidais é feita, segundo Silva & Gripp Junior (1996), através da expressão:

$$D_p = D_5 \cdot K \quad (8)$$

na qual D_p é a distância plana cartográfica e K é o fator de escala.

A distância plana é a distância que deve ser utilizada no cálculo de transporte de coordenadas sobre o plano cartográfico.

O fator de escala K utilizado para a transformação de distâncias elipsoidais para distâncias planas é obtido por:

$$K = K_0 (1 + XVIII \cdot q^2 + 0,00003 \cdot q^4) \quad (9)$$

na qual $K_0 = 0.9996$ e os valores de q e XVIII podem ser obtidos por fórmulas específicas (RAMOS, 1999).

2.6 Modelos de transformação de coordenadas topográficas em geodésicas

Para poder utilizar as coordenadas obtidas em levantamentos topográficos convencionais em coordenadas obtidas em levantamentos geodésicos no processo de georreferenciamento é necessário transformá-las. Existem vários métodos que permitem realizar essa transformação.

2.6.1 Método de Puissant.

É um método muito difundido no Brasil, por causa de sua divulgação e sua simplicidade. Puissant fez um desenvolvimento das series de Legendre facilitando a sua utilização para precisões de até 100 km com 0,002". É um método que permite a transformação das medidas de ângulos e distâncias, reduzidas ao elipsóide de referência escolhido, pela resolução do triângulo esférico e a posterior aproximação para o elipsóide. O transporte de latitudes pelo método de Puissant pode ser determinado pelas seguintes expressões:

$$\varphi_{i+1} = \varphi_i + \Delta\varphi \quad (10)$$

onde φ_i é a latitude conhecida, φ_{i+1} é a latitude a ser determinada e $\Delta\varphi$ a diferença de latitude entre os pontos considerados, cujo valor pode ser calculado por:

$$\Delta\varphi = \delta\varphi + D \cdot \delta\varphi^2 \quad (11)$$

na qual $\delta\varphi$ é diferença de latitudes num sistema esférico e $D = 1.5 e^2 \cos \varphi_i \operatorname{sen} \varphi_i / (1 - e^2 \operatorname{sen}^2 \varphi_i)$ calculado em função da latitude conhecida. A diferença de latitudes, referidas ao sistema de coordenadas esféricas, pode ser calculada por:

$$\delta\varphi = \frac{Se}{M_i} \cdot \cos Az - \left[\frac{\tan \varphi_i}{2N_i} \cdot \frac{Se \cdot \cos Az \cdot (1 + 3 \tan^2 \varphi_i)}{6N_i^2} \right] \cdot \frac{Se^2 \cdot \sin^2 Az}{M_i} \quad (12)$$

na qual Se é a distância elipsoidal (m), Az o azimute do alinhamento considerado (graus) e os valores de N_i e M_i obtidos em função da latitude conhecida φ_i .

O transporte de longitudes pelo método de Puissant pode ser determinado pelas expressões:

$$\lambda_{i+1} = \lambda_i + \Delta\lambda \quad (13)$$

onde λ_i é a longitude conhecida, λ_{i+1} é a longitude a ser determinada e $\Delta\lambda$ a diferença de longitude entre os pontos considerados, cujo valor pode ser calculado por:

$$\Delta\lambda = \operatorname{arcsen} \left(\frac{\operatorname{sen} \frac{Se}{N_{i+1}} \cdot \operatorname{sen} Az}{\cos \varphi_{i+1}} \right) \quad (14)$$

onde o índice $i+1$ se refere ao ponto que se quer conhecer a longitude.

2.6.2 Método de Bowring

Segundo Rapp (1989), este método desenvolvido por Bowring em 1981 permite a solução do problema direto da geodésia de acordo com resultados experimentais, para linhas de até 150 Km de comprimento. Maiores distancias aumentam a imprecisão das observações.

Meade (1981), de acordo com Rapp (1989a), discutiu a exatidão do método de Bowring quando aplicado na solução do problema direto e inverso da geodésia. Os resultados mostraram que a exatidão entre 1 e 2 mm para linhas de cerca de 120 Km tanto para o problema direto como para o inverso e entre 3 a 4 mm para linhas de 150 km quando aplicados ao problema inverso.

Bowring (1981) tem derivado equações para os problemas diretos e inversos para a linha geodésica acima de 150 km de comprimento. O cálculo é dado detalhadamente por Bowring e não serão repetidas aqui. O método usa uma projeção conforme ao elipsóide em uma esfera chamada de projeção Gaussiana da segunda espécie. Nesta projeção o fator de escala é tomado para ser um dos pontos de partida da linha. Além disso, os primeiros e segundos fatores derivados da escala com respeito à latitude são estabelecidos no zero. A geodésica do elipsóide então é projetada à linha correspondente na esfera onde a trigonometria esférica pode ser aplicada.

O transporte de longitudes pelo método de Bowring pode ser determinado pelas expressões:

$$\Delta\lambda = \lambda_{i+1} - \lambda_i \quad (15)$$

onde λ_i é a latitude conhecida, λ_{i+1} é a latitude a ser determinada e $\Delta\lambda$ a diferença de longitudes entre os pontos considerados, cujo valor pode ser calculado por:

$$\Delta\lambda = \frac{1}{A} \arctan \left(\frac{A \tan \sigma \operatorname{sen} Az}{B \cos \phi_i - \tan \sigma \operatorname{sen} \phi_i \cos Az} \right) \quad (16)$$

O transporte de latitudes pelo método de Bowring pode ser determinado pelas seguintes expressões:

$$\Delta\phi = \phi_{i+1} - \phi_i \quad (17)$$

onde ϕ_i é a latitude conhecida, ϕ_{i+1} é a latitude a ser determinada e $\Delta\phi$ a diferença de latitude entre os pontos considerados, cujo valor pode ser calculado por:

$$\Delta\phi = +2D \left[B - \frac{3}{2} e^2 D \operatorname{sen} \left(2\phi_1 + \frac{4}{3} BD \right) \right] \quad (18)$$

sendo

$$D = \frac{1}{2} \operatorname{arcsen} \left[\operatorname{sen} \sigma \left(\cos Az - \frac{1}{A} \operatorname{sen} \phi_i \cdot \operatorname{sen} Az \cdot \tan A (\lambda_{i+1} - \lambda_i) / 2 \right) \right] \quad (19)$$

onde $A = [1 + (\frac{a^2}{b^2} - 1) \cdot \cos^4 \phi_i]^{1/2}$, $B = [1 + (\frac{a^2}{b^2} - 1) \cdot \cos^2 \phi_i]^{1/2}$ e $\sigma = \frac{Se \cdot b \cdot B^2}{a^2}$, lembrando que a e b representa o semi-eixo maior e semi-eixo menor do elipsóide de referência

2.6.3 Método da Corda

Outro procedimento para resolver o problema direto da geodésia consiste em trabalhar com a corda entre os dois pontos de interesse. Esse método, como os anteriores, necessita que seja conhecida a latitude e a longitude do ponto inicial, a distância e o azimute entre o ponto inicial e o seguinte, que se deseja conhecer as coordenadas.

Segundo Rapp (1889a), para facilitar a sua aplicação a longitude inicial é feita igual a zero e então se determina a diferença de longitude em relação ao primeiro ponto. Neste caso, as coordenadas retangulares do primeiro ponto são.

$$\begin{aligned}
X_i &= N_i \cos \varphi_i \\
Y_i &= 0 \\
Z_i &= N_i (1 - e^2) \cdot \text{sen} \varphi_i
\end{aligned} \tag{20}$$

A relação entre os dois sistemas pode ser encontrada, na forma algébrica em Hofmann-Wellenhof et al (1987) e na forma matricial em Rapp (1989b), que é uma forma reduzida da equação 2.33

$$\begin{bmatrix} X_{i+1} \\ Y_{i+1} \\ Z_{i+1} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} X_i \\ Y_i \\ Z_i \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} -\sin \varphi_i & 0 & \cos \varphi_i \\ 0 & \cos \lambda_i & 0 \\ \cos \varphi_i & 0 & \sin \varphi_i \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} x_{i+1} - x_i \\ y_{i+1} - y_i \\ z_{i+1} - z_i \end{bmatrix} \tag{21}$$

na qual os valores das coordenadas no sistema local são representadas por x, y e z e os valores das coordenadas no sistema geocêntrico são representadas por X, Y e Z.

Os valores de $\Delta x = x_{i+1} - x_i$, $\Delta y = y_{i+1} - y_i$ e $\Delta z = z_{i+1} - z_i$ são determinados por

$$\begin{aligned}
\Delta x &= D_4 \cdot \cos V \cdot \text{sen} Az \\
\Delta y &= D_4 \cdot \cos V \cdot \cos Az \\
\Delta z &= D_4 \cdot \text{sen} V
\end{aligned} \tag{22}$$

se forem conhecidos a distância D_4 (corda), o azimute Az e o ângulo Zenital V .

Segundo Rapp (1989a), o cálculo das coordenadas cartesianas tridimensionais do segundo ponto pode ser feito por $X_{i+1} = X_i + \Delta X$, $Y_{i+1} = Y_i + \Delta Y$ e $Z_{i+1} = Z_i + \Delta Z$ e sendo essas coordenadas conhecidas pode-se determinar a latitude do ponto por:

$$\phi_{i+1} = \arctan \left(\frac{Z_{i+1}}{(1 - e^2) \cdot \sqrt{X_{i+1}^2 + Y_{i+1}^2}} \right) \tag{23}$$

e a longitude do ponto por:

$$\lambda_{i+1} = \arctan \left(\frac{Y_{i+1}}{X_{i+1}} \right) \quad (24)$$

2.6.4 Método de Gauss

De acordo com Rapp (1989a), a metodologia de Puissant é adequada para resolver o problema direto da geodésia e menos conveniente quando trata do problema inverso da geodésia (problema iterativo).

O método de Gauss surgiu para evitar a restrição do problema inverso da geodésia com o uso do método de Puissant e pode ser utilizado também para resolver o problema direto. Ainda segundo Rapp (1989a), a importância do método de Gauss é que não precisa de iterações para a solução do método inverso da geodésia e sua exatidão ou acurácia é de 1 ppm, aproximadamente, para linhas de 100 km de extensão.

Segundo Leick (1995), o transporte de latitude e de longitude pelo método de Gauss pode ser determinado pelas seguintes expressões:

$$\Delta\lambda = \frac{Se \cdot \text{sen } Az}{N \cos \varphi} \left[1 + \frac{(\Delta\lambda \text{ sen } \varphi)^2}{24} - \frac{1 + \eta^2 - 9\eta^2 \tan^2 \varphi}{24 (1 + \eta^2)^2} \Delta\varphi^2 \right] \quad (29)$$

na qual N é a grande normal e $\eta^2 = \frac{e^2 \cdot \cos \varphi}{1 - e^2}$, sendo e a primeira excentricidade do elipsóide de referência (SIRGAS 2000).

Ainda segundo o mesmo autor, o transporte de latitudes pelo método de Gauss pode ser determinado pelas expressões:

$$\Delta\varphi = \frac{Se \cdot \cos Az}{M \cos \frac{\Delta\lambda}{2}} \left[1 - \frac{(1 - 2\eta^2) \cdot (\Delta\lambda \cos \varphi)^2}{24} - \frac{(1 - \tan^2 \varphi) \eta^2}{8 (1 + \eta^2)^2} \Delta\varphi^2 \right] \quad (30)$$

na qual M é o raio de curvatura.

Conforme se pode perceber ao se examinar as expressões anteriores para se obter a solução, o método de Gauss requer iterações, o que dificulta o procedimento.

Considerando a posição do ponto $P_i(\varphi_i, \lambda_i)$, o azimute Az e a distância Se , pode-se obter uma primeira estimativa da posição de $P_{i+1}(\varphi_{i+1}, \lambda_{i+1})$. Uma solução inicial pode ser obtida por:

$$\lambda_{i+1} = \lambda_i + \frac{Se \cdot \sin Az}{N_i \cos \varphi_i} \quad \text{e} \quad \varphi_{i+1} = \varphi_i + \frac{Se \cdot \cos Az}{M_i} \quad (31)$$

Conhecidos esses valores calcula-se a latitude do ponto médio $\varphi = \frac{\varphi_{i+1} + \varphi_i}{2}$, a diferença em latitude $\Delta\varphi = \varphi_{i+1} - \varphi_i$ e a diferença em longitude $\Delta\lambda = \lambda_{i+1} - \lambda_i$.

Esses valores são introduzidos nas equações (29 e 30) para obter uma nova solução. O processo se repete até que não haja diferenças significativas entre os novos valores introduzidas nas equações e os novos valores calculados na nova solução.

2.6.5 Método da matriz de rotação

De acordo com Rapp (1989b), a transformação que leva o sistema topográfico local (STL) ao sistema geodésico geocêntrico pode ser feito por meio de uma translação da origem do STL ao sistema geodésico, uma rotação em torno do eixo x do STL para o eixo z coincidir com o eixo Z e uma rotação em torno do eixo z para que os eixos x e y do STL coincidam com os eixos X e Y do sistema geocêntrico.

A relação entre os dois sistemas pode ser encontrada, na forma algébrica em Hofmann-Wellenhof et al (1987) e na forma matricial em Rapp (1989b):

$$\begin{bmatrix} x_{i+1} \\ y_{i+1} \\ z_{i+1} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} x_i \\ y_i \\ z_i \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} -\sin \varphi_i \cos \varphi_i & -\sin \varphi_i \sin \lambda_i & \cos \varphi_i \\ -\sin \lambda_i & \cos \lambda_i & 0 \\ \cos \varphi_i \cos \lambda_i & \cos \varphi_i \sin \lambda_i & \sin \varphi_i \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} X_{i+1} - X_i \\ Y_{i+1} - Y_i \\ Z_{i+1} - Z_i \end{bmatrix} \quad (32)$$

na qual os valores das coordenadas no sistema local são representadas por x, y e z e os valores das coordenadas no sistema geocêntrico são representadas por X, Y e Z.

Corseuill (2001) em trabalho realizado para comparar a reconstituição de poligonais topográficas a partir de dados coletados com GPS utilizou a forma algébrica da transformação do sistema cartesiano geocêntrico em sistema cartesiano local.

Para realizar o processo inverso, ou seja, para transformar coordenadas cartesianas do sistema local em coordenadas do sistema cartesiano geocêntrico basta executar a operação inversa da matriz mostrada anteriormente, como é o caso de interesse nesse trabalho.

$$\begin{bmatrix} X_{i+1} \\ Y_{i+1} \\ Z_{i+1} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} X_i \\ Y_i \\ Z_i \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} -\sin \varphi_i \cos \lambda_i & -\sin \lambda_i & \cos \varphi_i \cos \lambda_i \\ -\sin \varphi_i \sin \lambda_i & \cos \lambda_i & \cos \varphi_i \sin \lambda_i \\ \cos \varphi_i & 0 & \sin \varphi_i \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} x_{i+1} - x_i \\ y_{i+1} - y_i \\ z_{i+1} - z_i \end{bmatrix} \quad (33)$$

2.6.6 Método de transformação bidimensional

O método de transformação bidimensional é uma clássica transformação entre sistema de coordenadas planas (2D) que se baseia na solução mais provável de um sistema de equações paramétricas, que considera o fator de escala entre distâncias, a rotação entre seus eixos e a translação entre suas origens.

Segundo Uribe (2003), permite obter uma solução mais adequada para a transformação de coordenadas planas (segundo a projeção UTM) obtidas com receptores GPS e as coordenadas topográficas obtidas no plano local.

Por ser um dos métodos propostos neste trabalho, será feita uma seqüência demonstrativa do seu desenvolvimento, utilizando-se dois sistemas de coordenadas planas, identificadas na Figura 03 pelos símbolos α e β .

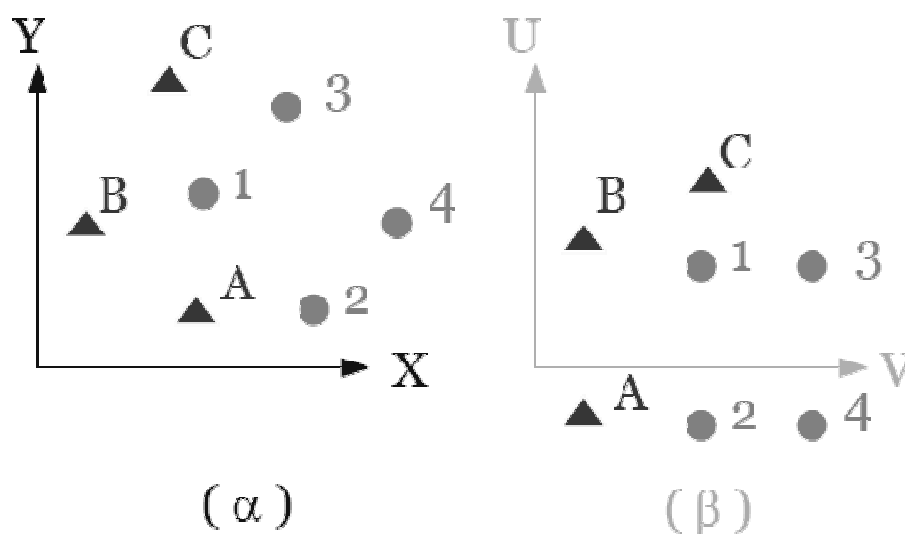


Figura 03 - Sistemas de coordenadas.

O primeiro passo para a obtenção das equações paramétricas de transformação, é o escalonamento dos eixos dos dois sistemas de coordenadas, através de um fator de escala entre eles, de modo que:

$$U' = f(U) = K \cdot U \quad (34)$$

$$V' = f(V) = K \cdot V$$

Para as equações acima, deve existir um Valor K que cumpra a relação envolvendo os dois sistemas:

$$K = \frac{\text{dis tan cia } AB(\beta)}{\text{dis tan cia } AB(\alpha)} = \frac{\text{dis tan cia } AC(\beta)}{\text{dis tan cia } AC(\alpha)} = \dots \quad (35)$$

Este passo transforma o sistema β (V, U) em um novo sistema escalado em distancia em relação ao sistema α (X,Y) que será chamado de β' (V', U'), sendo que esse novo sistema β' (V', U') se encontra rotacionado e transladado em relação ao sistema α .

O segundo passo será encontrar uma relação para a rotação entre os dois sistemas de coordenadas. Para esta etapa, será utilizado o auxílio da Figura 04, onde pode-se observar a situação geométrica do ângulo θ :

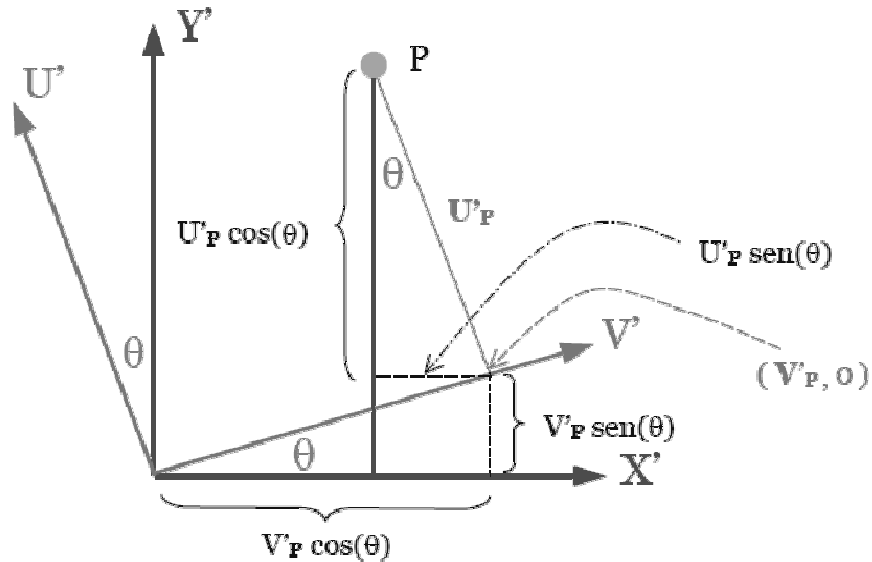


Figura 04 - Relações entre os dois sistemas de coordenadas.

Na Figura 0.7, pode-se observar a relação de rotação entre os dois sistemas de coordenadas, gerado pelo ângulo θ , dando um novo sistema α' (X' , Y'). Este novo sistema α' possui o mesmo tamanho de eixos que o sistema α e permite que se estabeleça uma relação de paralelismo refletido para o sistema de coordenadas da figura anterior.

$$\begin{aligned} X' &= f(V', U') = V' \cdot \cos \theta - U' \cdot \text{sen} \theta \\ Y' &= f(V', U') = V' \cdot \text{sen} \theta + U' \cdot \cos \theta \end{aligned} \quad (36)$$

O modelo de equações se transforma no sistema α , a partir do sistema α' , somando-se as translações a X e Y de suas origens correspondentes, ou seja:

$$\begin{aligned} Tx &= X_{origem} - V_{origem} \\ Ty &= Y_{origem} - U_{origem} \end{aligned} \quad (37)$$

Finalmente, o modelo final, que permite calcular diretamente as coordenadas do sistema α , a partir de coordenadas do sistema β .

$$\begin{aligned} X &= f(V, U) = K \cdot V' \cdot \cos \theta - K \cdot U' \cdot \text{sen} \theta + Tx \\ Y &= f(V, U) = K \cdot V' \cdot \text{sen} \theta + K \cdot U' \cdot \cos \theta + Ty \end{aligned} \quad (38)$$

O modelo representado pela equação 2.24 pode ser usado em infinitas aplicações, é conhecido na literatura como modelo de transformação de coordenadas a quatro parâmetros (K , θ , T_x e T_y).

Na prática será necessário buscar uma solução mais provável de pontos comuns entre os dois sistemas, com os quais se poderá formar um conjunto de equações de observação com os 4 parâmetros como incógnitas.

O modelo de transformação requer o conhecimento de, no mínimo, 2 pontos comuns entre os sistemas, mas para uma solução que permita a estimativa das precisões obtidas na transformação deve-se ter 3 ou mais pontos em comum, que permita a aplicação da técnica de solução de mínimos quadrados.

Para a solução do modelo de transformação representado pela equação 2.24 será feito a parametrização da equação agrupando as incógnitas:

$$\begin{aligned} a &= K \cdot \cos \theta \\ b &= K \cdot \text{sen} \theta \\ c &= Tx \\ d &= Ty \end{aligned} \quad (39)$$

Dessa maneira a equação 2.24 pode ser escrita na forma:

$$\begin{aligned} a \cdot V - b \cdot U + c &= X + vx \\ a \cdot U + b \cdot V + d &= Y + vy \end{aligned} \quad (40)$$

na qual vx e vy são os resíduos que tornam consistente o modelo de transformação.

A aplicação da equação 2.39 a um conjunto de “n” pontos comuns a dois sistemas de coordenadas permite que se forme um conjunto de “n” equações simultâneas que representadas na forma matricial:

$$\begin{bmatrix} V_1 & -U_1 & 1 & 0 \\ V_1 & U_1 & 0 & 1 \\ & & & \\ & & & \\ V_n & -U_n & 1 & 0 \\ U_n & V_n & 0 & 1 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} a \\ b \\ c \\ d \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} X_1 \\ Y_1 \\ \\ X_n \\ Y_n \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} vx_1 \\ vy_1 \\ \\ vx_n \\ vy_n \end{bmatrix} \quad (41)$$

A forma matricial (equação 2.40) pode ser representada, na forma condensada por :

$$A \cdot X = L + v \quad (42)$$

A solução do modelo de transformação na forma condensada, expresso pela equação 2.39 (ou equação 2.40), pode ser obtida por:

$$X = (A^T \cdot A)^{-1} \cdot A^T \cdot L \quad (43)$$

e os resíduos da transformação podem ser determinados por

$$v = A \cdot X - L \quad (44)$$

3 MATERIAIS E MÉTODOS

Este trabalho foi realizado no Campus da Universidade Federal de Santa Maria (UFSM) em Santa Maria RS. Tendo como coordenadas geográficas na entrada do campus , 29° 42' 39" de latitude sul e 53° 43' 00" de longitude oeste (Marco IBGE Sat 91947), altitude elipsoidal de 95.2 metros, e coordenadas geográficas frente ao tambo do Campus de 29° 43' 49.04176" de latitude sul e 53° 43' 10.22550" de longitude oeste e uma altitude elipsoidal de 118.572 m.

3.1 Rede de marcos do Projeto GIS UFSM

Segundo Sebem et al (2008), com vistas a atender a necessidade de criação de uma base cartográfica para o desenvolvimento de um Sistema de Informações Geográficas no campus da UFSM, foi implantada uma rede de marcos geodésicos. A rede pode servir de apoio as atividades de cadastro a ser desenvolvido na UFSM, como também, servir de suporte a obras de engenharia e trabalhos acadêmicos.



Figura 05 - Detalhes construtivos e identificação dos marcos da rede GIS UFSM. Fonte o autor.

A materialização dos vértices da rede GIS UFSM foi feita por meio de 36 marcos de concreto, cujas características construtivas seguiram a orientação da normativa do IBGE no tocante ao tamanho e modelo de marcos geodésicos.

A Figura 05 mostra os detalhes construtivos e a identificação dos marcos da rede geodésica feita por uma chapa de bronze e personalizada com o logotipo do Projeto SIG-UFSM e do Colégio Politécnico da UFSM.

3.2 Poligonal selecionada

Os vértices, em número de dezoito, utilizados para a realização deste trabalho, foram selecionados do projeto GIS - UFSM implantada pelo Colégio Politécnico da Universidade Federal de Santa Maria (2006).

Na Tabela 0.1 podem ser vistos a identificação dos marcos selecionados e a sua respectiva localização.

Tabela 01 – Marcos da rede GIS UFSM selecionados e localização.

Vértice	Marco	Localização
1	M 008	Frente do CEFD
2	M 00L	Próximo M 016
3	M 004	Próximo à ponte
4	M 003	Esquina B. Central
5	M 019	Esquina Fateciens
6	M 006	Esquina Prédio 44
7	M 031	Planetário
8	M 037	Próximo Planetário
9	M 029	Esquina Politécnico
10	M 027	Frente Fitotecnia
11	M 025	Frente Olericultura
12	M 024	Entrada U. Laticínios
13	M 021	Entrada Tambo
14	M 020	Esquina H. Veterinário
15	M 012	Próximo H. Veterinário
16	M 011	Próximo Pista Hípica
17	M 010	Próximo Casa Zootecnia
18	M 009	Entrada P. Exposições

O experimento foi realizado em uma poligonal fechada em anel para poder distribuir o erro angular e de distancia, constituída de dezoito vértices, com um perímetro de 5081,846m e uma superfície com uma área de 365884,4123 m² (aproximadamente 37 ha) cujo formato pode ser visto na Figura 06.



Figura 06 - Vértices da poligonal selecionada no campus da UFSM - Imagem Ikonos 2, 13:44, 15/12/2004. Departamento de Engenharia Rural.

3.3 Levantamento topográfico da poligonal

O levantamento topográfico dos 18 vértices da poligonal para a obtenção das coordenadas dos vértices foi realizado pelo método do caminhamento perimétrico com a utilização de uma estação total da marca Leica T C 407.

Na Figura 07 pode ser vista a estação total utilizada e o prisma refletor utilizado no levantamento topográfico.



Figura 07 - Estação Total e prisma refletor. Fonte o autor.

Conhecidos os valores médios das distâncias horizontais e usando os valores médios azimutais, bem como os seus respectivos desvios padrão, pode-se determinar as coordenadas dos vértices da poligonal.

O processamento dos dados coletados com estação total foi realizado com a utilização de um programa computacional desenvolvido especialmente para essa finalidade.

3.4 Levantamento geodésico da poligonal

O levantamento da poligonal foi realizado com um receptor GPS, de frequência dupla, marca Topcon, modelo Hiper.

A antena do receptor de sinais GPS para a coleta de dados oriundos dos sinais dos satélites GPS foi instalada em cada vértice da poligonal com o auxílio de um tripé e de um bastão para a fixação da antena do receptor GPS (Figura 08).



Figura 08 - Receptor GPS e acessórios na coleta de dados. Fonte o autor.

O receptor GPS foi configurado para registrar as informações em cada vértice do polígono, com uma taxa de armazenamento das observáveis a cada 15 segundos e um tempo mínimo de permanência de 15 minutos, tempo suficiente para corrigir a ambigüidade porque as características técnicas do equipamento assim o permitem.

A altura da antena, medida na extensão do bastão de fixação da antena nos dezoito vértices selecionados, foi de 1,50 m.

A estação de monitoramento contínuo existente em Santa Maria pertencente ao IBGE, que serve para a captação e armazenamento das informações de forma ininterrupta em arquivos de 24 horas com taxas de gravação de 15 segundos, com receptor de dupla frequência, forneceu os dados necessários que foram utilizados no processamento relativo do levantamento dos pontos com GPS.

O processamento dos dados coletados com receptores GPS foi realizado com a utilização do *software* comercial Topcon Tools da Trimble Navigation.

Os valores das coordenadas de pontos da poligonal obtida por esse levantamento serviu como padrão de comparação para as coordenadas obtidas a partir da aplicação dos diferentes métodos de cálculo utilizados para a integração topografia/GPS.

3.5 Poligonal utilizada para a realização do experimento

Para o desenvolvimento desse trabalho foi levantada uma poligonal fechada e enquadrada constituída de 18 (dezoito) vértices. (Figura 09).

A poligonal foi constituída de uma base de partida (dois pontos, i e $i+1$) e uma base de chegada (dois pontos, $n-1$ e n), ligados através de 16 (dezesesseis) vértices intermediários.

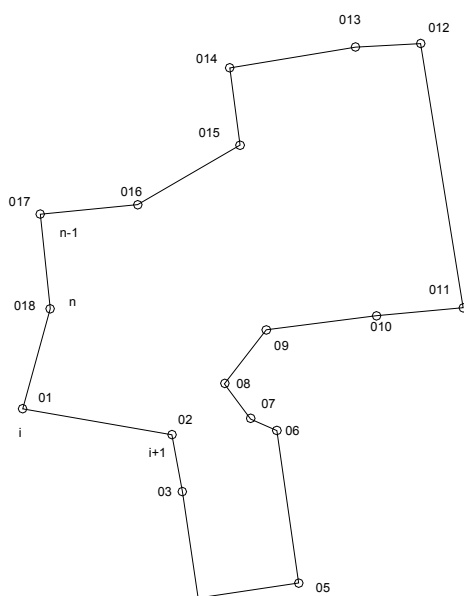


Figura 09 – Croqui da poligonal selecionada.

Os vértices i , $i+1$, $n-1$ e n terão as suas coordenadas conhecidas nos dois sistemas e os vértices de $i+2$ a $n-2$ terão as coordenadas topográficas conhecidas e as coordenadas geodésicas a serem determinadas.

Para a aplicação dos diferentes métodos de transportes de coordenadas é necessário o conhecimento do azimute inicial, isto é, do alinhamento formado entre os vértices i e $i+1$. O azimute deste alinhamento foi determinado pelo processo conhecido na literatura como “problema direto inverso”, no qual se conhecem as coordenadas dos extremos do alinhamento e se quer determinar a distância e o azimute do alinhamento entre os pontos extremos.

As coordenadas geodésicas dos pontos $i+2$ a $n-2$ obtidas a partir da integração topografia e GPS foram objetos de comparação com as coordenadas geodésicas obtidas pelo levantamento GPS (adotadas como referência para comparação).

3.6 Cálculo de transporte de coordenadas

Para a aplicação dos diferentes métodos de transportes de coordenadas foi desenvolvido um programa computacional, em linguagem Visual Basic (Versão 6), específico para este trabalho, cuja tela principal pode ser vista na Figura 10. O programa contempla rotinas de cálculos de coordenadas e transformações de coordenadas.

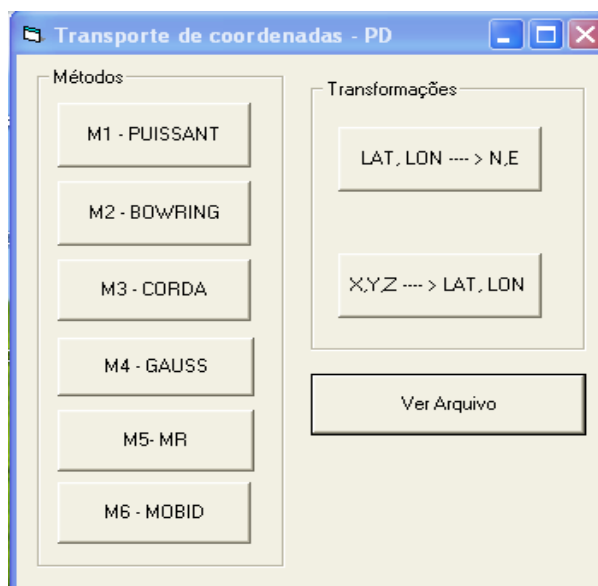


Figura 10 – Programa para transporte de coordenadas

Para a aplicação dos 6 diferentes métodos de transportes de coordenadas, as rotinas de cálculo efetuaram as correções das distâncias lidas pelo instrumento no campo para o elipsóide, segundo o esquema apresentado na Figura 01 e utilizando a formulação descrita nos itens 2.5.3 – Correções meteorológicas e 2.5.4 – Reduções geométricas.

3.6.1 Arquivo de entrada de dados

O arquivo de entrada de dados de campo, a ser fornecido para a realização do transporte de coordenadas, pode ser visto na Figura 11.

Na primeira linha, foram inseridas a latitude, a longitude e altura elipsoidal do ponto inicial, que no caso desse trabalho é $i+1 =$ ponto 2.

Na segunda linha, aparece o azimute geográfico (ou verdadeiro) do alinhamento inicial, que nesse trabalho é representado pelo alinhamento $i =$ ponto 1 e $i+1 =$ ponto 2 e também aparecem nessa mesma linha as coordenadas planas (E,N) do ponto de chegada, que neste trabalho é $n-1 =$ ponto 17.

Na terceira linha do arquivo de entrada de dados pode ser visto o número de vértices que terão suas coordenadas determinadas a partir do ponto inicial (ponto 2).

A partir da quarta linha foram inseridos os dados obtidos no trabalho de levantamento topográfico de campo: na primeira coluna, é inserida a identificação do vértice; na segunda coluna, a altura do instrumento; na terceira, a altura do prisma; na quarta, o ângulo zenital; na quinta, o ângulo horizontal e na sexta e última coluna, a distância bruta lida no campo (obtida pelo distanciômetro do equipamento).

Esse formato de arquivo foi utilizado para a aplicação dos métodos de transporte de coordenadas segundo os métodos M1, M2, M3, M4 e M5.

No caso do método de transporte M6, o formato do arquivo de entrada de dados, que é diferente, pode ser visto na Figura 12.

Arquivo	Editar	Formatar	Exibir	Ajuda
-29.71931846	-53.71493180	98.7777		
279.0000	237748.237		6708640.067	
16				
2	1.226	1.600	90.90968612	249.80091049 158.635
3	1.179	1.600	89.64359829	181.77924383 294.424
4	1.165	1.600	89.77797643	89.82924383 275.262
5	1.170	1.600	89.55024154	90.51563272 422.191
6	1.175	1.600	89.15764258	122.03368827 77.516
7	1.328	1.600	90.14857752	209.41229938 119.599
8	1.247	1.600	89.05271172	254.14118827 186.575
9	1.495	1.600	89.42480757	225.07535494 300.947
10	1.142	1.600	90.20653706	182.17813272 235.866
11	1.244	1.600	89.20122221	86.17674383 733.249
12	1.250	1.600	89.71758358	95.87952160 176.503
13	1.222	1.600	90.66400287	173.67618827 345.537
14	1.193	1.600	90.61301954	91.91174383 213.361
15	1.280	1.600	90.28410856	247.06257716 321.719
16	1.285	1.600	90.94056028	204.98813272 265.109
17	1.187	1.600	89.86743448	89.61118827 260.786

Figura 11 – Formato do arquivo de entrada de dados para os métodos M1, M2, M3, M4 e M5

Identificação do vértice	Altura do instrumento	Altura do prisma	Ângulo zenital	Ângulo horizontal	Distância bruta lida no campo
1	1.290	1.600	89.69303900	84.73563272	410.570
2	1.226	1.600	90.90968612	249.80091049	158.635
3	1.179	1.600	89.64359829	181.77924383	294.424
4	1.165	1.600	89.77797643	89.82924383	275.262
5	1.170	1.600	89.55024154	90.51563272	422.191
6	1.175	1.600	89.15764258	122.03368827	77.516
7	1.328	1.600	90.14857752	209.41229938	119.599
8	1.247	1.600	89.05271172	254.14118827	186.575
9	1.495	1.600	89.42480757	225.07535494	300.947
10	1.142	1.600	90.20653706	182.17813272	235.866
11	1.244	1.600	89.20122221	86.17674383	733.249
12	1.250	1.600	89.71758358	95.87952160	176.503
13	1.222	1.600	90.66400287	173.67618827	345.537
14	1.193	1.600	90.61301954	91.91174383	213.361
15	1.280	1.600	90.28410856	247.06257716	321.719
16	1.285	1.600	90.94056028	204.98813272	265.109
17	1.187	1.600	89.86743448	89.61118827	260.786
18	1.184	1.600	90.98997792	201.19257716	283.686

Figura 12 – Formato do arquivo de entrada de dados para o método M6.

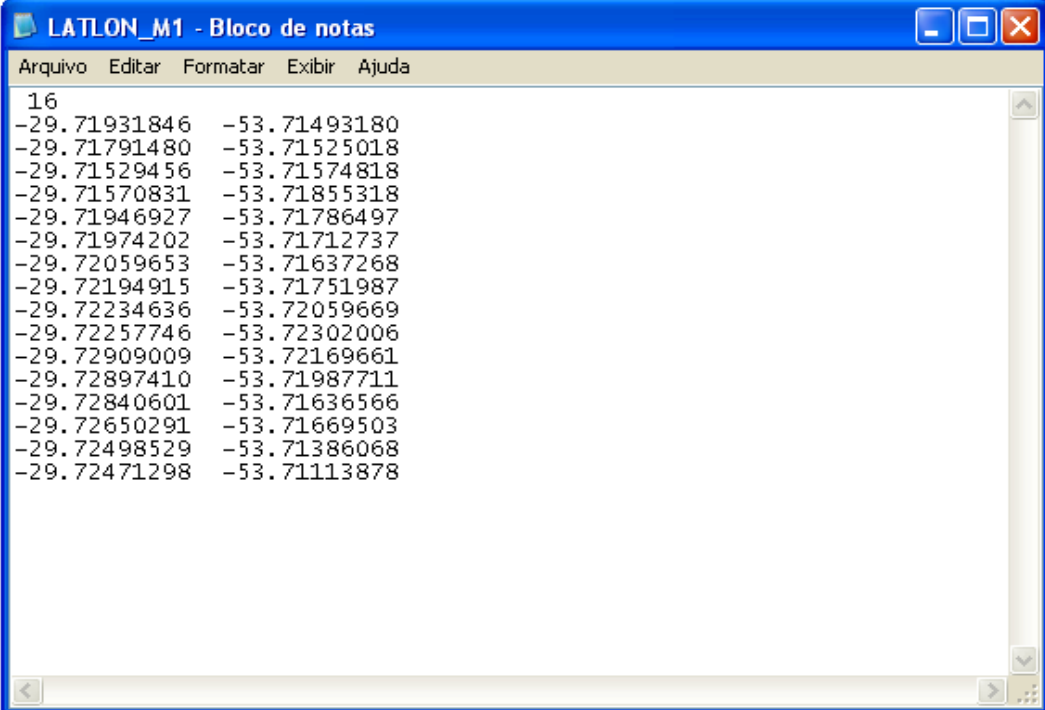
No caso da Figura 12, na primeira linha do arquivo de entrada de dados pode ser visto o número de vértices da poligonal fechada e enquadrada.

Da segunda até a quinta linha do arquivo de entrada de dados foram inseridas as coordenadas planas (E, N) dos pontos 1, 2, 17 e 18, que são pontos que terão coordenadas topográfica e coordenadas cartográficas conhecidas, a priori.

A partir da quarta linha foram inseridos os dados obtidos no trabalho de levantamento topográfico de campo: na primeira coluna, é inserida a identificação do vértice; na segunda coluna, a altura do instrumento; na terceira, a altura do prisma; na quarta, o ângulo zenital; na quinta, o ângulo horizontal; e na sexta e última coluna, a distância bruta lida no campo.

3.6.2 Arquivo de saída das rotinas de transporte de coordenadas

O arquivo de saída dos resultados obtidos pelas diferentes rotinas de transportes de coordenadas (métodos M1 a M5) pode ser visto na Figura 13.



```

LATLON_M1 - Bloco de notas
Arquivo  Editar  Formatar  Exibir  Ajuda
16
-29.71931846  -53.71493180
-29.71791480  -53.71525018
-29.71529456  -53.71574818
-29.71570831  -53.71855318
-29.71946927  -53.71786497
-29.71974202  -53.71712737
-29.72059653  -53.71637268
-29.72194915  -53.71751987
-29.72234636  -53.72059669
-29.72257746  -53.72302006
-29.72909009  -53.72169661
-29.72897410  -53.71987711
-29.72840601  -53.71636566
-29.72650291  -53.71669503
-29.72498529  -53.71386068
-29.72471298  -53.71113878

```

Figura 13 – Formato do arquivo de saída de dados para os métodos M1, M2, M3, M4 e M5.

Nesse arquivo, na primeira linha aparece o número de vértices em que se deseja conhecer as coordenadas geográficas. Na segunda linha, aparecem os valores das coordenadas transportadas a partir do vértice inicial.

Para o caso em que se deseja conhecer as coordenadas cartográficas (E, N) e forem utilizados os métodos M1 a M5, este arquivo é utilizado como arquivo de entrada da rotina de transformação, que pode ser vista na tela principal do programa de transporte de coordenadas (objeto situado no canto superior direito da Figura 10, simbolizada por LAT, LON ---> N, E).

O arquivo para o método M6 entra com os dados em UTM e o resultado é em UTM.

As coordenadas UTM obtidas desta transformação foram consideradas coordenadas cartográficas planas provisórias.

Na mesma rotina, além da transformação de coordenadas, foi feita a determinação do erro de fechamento da poligonal através da expressão:

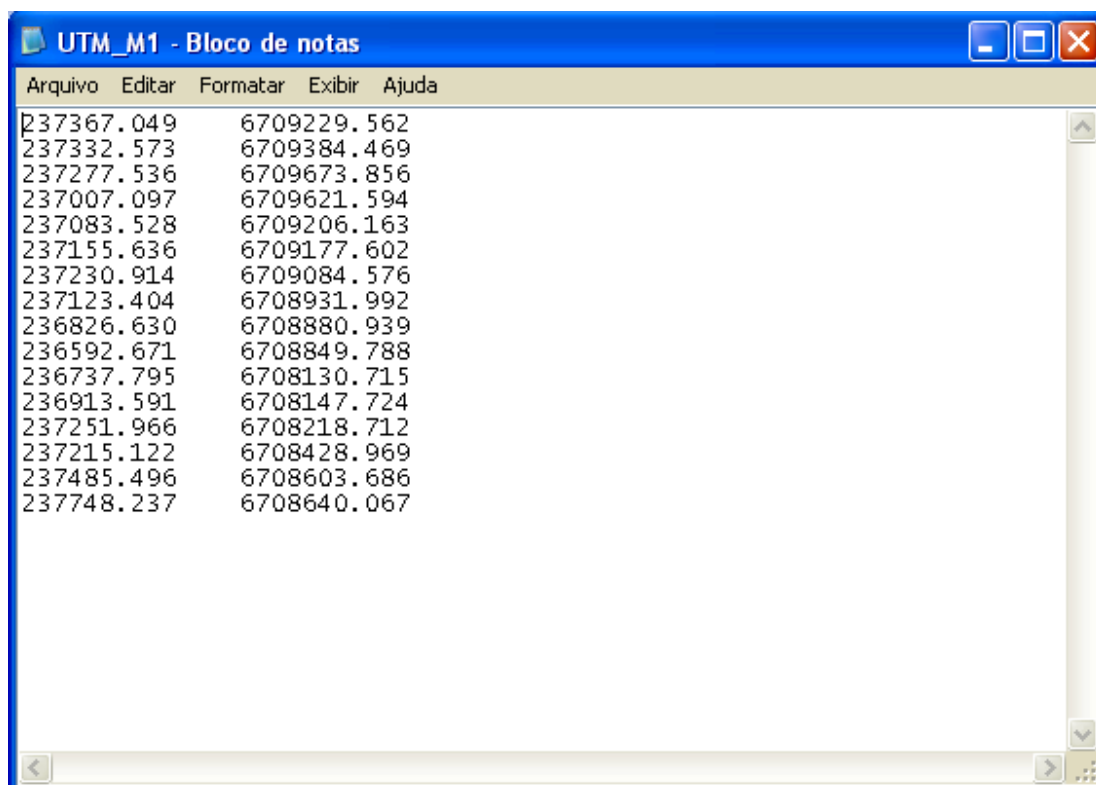
$$ErroTotal = \sqrt{\Delta E + \Delta N} \quad (45)$$

na qual o erro total de fechamento em metros é calculado em função da diferença entre a coordenada E do ponto n-2 (ponto 16) obtida a partir do levantamento topográfico e a coordenada E do mesmo ponto obtida pelo levantamento com o GPS e em função da diferença entre a coordenada N do ponto n-2 (ponto 16) obtida a partir do levantamento topográfico e a coordenada N do mesmo ponto obtida pelo levantamento com o GPS.

As coordenadas cartográficas planas definitivas foram obtidas pela compensação do erro total de fechamento utilizando-se o procedimento de Bowditch, que realiza a compensação do erro linear distribuindo-o proporcionalmente ao comprimento dos lados da poligonal (COOPER, 1987).

Essa forma de compensação foi realizada em todos os procedimentos de obtenção das coordenadas cartográficas empregados neste trabalho (métodos M1, M2, M3, M4, M5 e M6)

O formato do arquivo de saída da rotina de transformação de coordenadas geográficas em planas cartográficas pode ser visto na Figura 14.



Arquivo	Editar	Formatar	Exibir	Ajuda
237367.049		6709229.562		
237332.573		6709384.469		
237277.536		6709673.856		
237007.097		6709621.594		
237083.528		6709206.163		
237155.636		6709177.602		
237230.914		6709084.576		
237123.404		6708931.992		
236826.630		6708880.939		
236592.671		6708849.788		
236737.795		6708130.715		
236913.591		6708147.724		
237251.966		6708218.712		
237215.122		6708428.969		
237485.496		6708603.686		
237748.237		6708640.067		

Figura 14 – Formato do arquivo de saída de dados em UTM para os diferentes métodos.

Esse foi o formato utilizado para a saída dos resultados da aplicação de todos os métodos estudados neste trabalho.

As coordenadas cartográficas planas dos pontos $i+2$ a $n-2$ obtidas a partir da integração topografia GPS foram objetos de comparação com as coordenadas cartográficas planas obtidas a partir do levantamento feito com receptor GPS (adotadas como referência).

3.7 – Análise dos resultados

A análise dos dados será feita através da regressão linear ($Y = a + b \cdot X$), onde x representam os valores das coordenadas dos vértices da poligonal obtidas com estação

total e Y representam os valores das coordenadas dos vértices obtidos com GPS através do método relativo.

Para realizar a comparação foi feita análise de regressão entre os valores das coordenadas cartográficas planas pelos diferentes procedimentos com o objetivo de se obter o coeficiente de correlação (r) e o índice de concordância de Wilmont (c).

O coeficiente de correlação (r) permite quantificar o grau de associação entre as duas variáveis envolvidas na análise (SCHNEIDER, 1998), sendo seu campo de variação entre -1 e 1 e quanto maior o seu valor absoluto maior o grau de associação entre os valores observados e os valores estimados.

O coeficiente de correlação (r) pode ser estimado por:

$$r = \frac{\sum_{i=1}^n (E_i - E)(O_i - O)}{\sqrt{[\sum_{i=1}^n (E_i - E)] [\sum_{i=1}^n (O_i - O)]}} \quad (46)$$

Onde E_i são os valores estimados, O_i os valores observados, E a média dos valores estimados e O a média dos valores observados.

O índice de concordância (c) fornece o grau de exatidão entre as variáveis envolvidas, uma vez que está relacionada a diferença entre os valores estimados em relação aos valores observados, sendo seu campo de variação de 0 (nenhuma concordância) a 1 concordância perfeita (WILLMONT, 1981).

O índice de concordância pode ser calculado pela expressão:

$$c = 1 - \frac{\sum_{i=1}^n (E_i - O_i)^2}{\sum_{i=1}^n (|E_i - O| + |O_i - O|)^2} \quad (47)$$

Onde E_i são os valores estimados, O_i os valores observados e O a média dos valores observados.

Os valores estimados, no caso deste trabalho, são os valores das coordenadas determinadas pelos diferentes métodos (M1, M2, M3, M4, M5 e M6) e os valores observados são as coordenadas obtidas com a utilização do GPS (M0),

Conhecendo-se esses indicadores foi determinado o índice de desempenho Id, segundo Camargo e Sentelhas (1997), pode ser calculado por:

$$Id = r c \quad (48)$$

O índice Id tem a finalidade de avaliar o desempenho do método proposto, considerando as seguintes classes de interpretação (Tabela 3.7), de acordo com Costa (2004).

Tabela 02 - Classificação para o índice de desempenho do método proposto. Costa (2004)

Classes	Valores de Id	Desempenho
1	> 0.85	Ótimo
2	0.76 a 0.85	Muito Bom
3	0.66 a 0.75	Bom
4	0.61 a 0.65	Regular
5	0.51 a 0.60	Fraco
6	0.41 a 0.50	Muito Fraco
7	< 0.41	Péssimo

4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Os resultados foram agrupados em tabelas comparativas, permitindo assim realizar avaliações da aplicação dos diferentes métodos de obtenção das coordenadas geográficas e cartográficas, a partir do levantamento topográfico.

4.1 – Processamento do levantamento da poligonal com GPS

A Tabela 03 mostra os resultados obtidos pelo processamento dos dados de campo obtidos com o receptor GPS de dupla frequência colocado em cada vértice da poligonal selecionada.

Tabela 03 - Valores das projeções de cada linha base formada entre cada vértice da poligonal e a estação base SMAR e suas respectivas coordenadas cartesianas geodésicas.

Vértice	ΔX (m)	ΔY (m)	ΔZ (m)	X (m)	Y (m)	Z (m)
01	416.388	389.648	-85.685	3281164.798	-4468520.093	-3143494.370
02	109.380	122.641	-30.880	3280857.790	-4468787.100	-3143439.565
03	128.685	44.283	105.700	3280877.095	-4468865.458	-3143302.985
04	175.782	-101.301	357.241	3280924.192	-4469011.042	-3143051.444
05	-56.158	-243.968	317.094	3280692.252	-4469153.709	-3143091.591
06	-123.223	-39.979	-46.392	3280625.187	-4468949.720	-3143455.077
07	-74.200	13.868	-72.979	3280674.210	-4468895.873	-3143481.664
08	-43.441	95.368	-154.915	3280704.969	-4468814.373	-3143563.600
09	-175.507	87.680	-286.478	3280572.903	-4468822.061	-3143695.163
10	-426.891	-72.912	-326.197	3280321.519	-4468982.653	-3143734.882
11	-624.086	-200.480	-347.782	3280124.324	-4469110.221	-3143756.467
12	-727.587	156.867	-979.714	3280020.823	-4468752.874	-3144388.399
13	-581.661	255.548	-968.755	3280166.749	-4468654.193	-3144377.440
14	-291.575	434.490	-911.904	3280456.835	-4468475.251	-3144320.589
15	-256.755	333.203	-727.368	3280491.655	-4468576.538	-3144136.053
16	12.666	429.568	-580.340	3280761.076	-4468480.173	-3143989.025
17	231.406	576.685	-551.787	3280979.816	-4468333.056	-3143960.472
18	282.132	454.422	-327.086	3281030.542	-4468455.319	-3143735.771

Observando a Tabela 03, pode-se ver na primeira, coluna a identificação do vértice; na segunda, terceira e na quarta colunas podem ser vistas as diferenças de cada um dos componentes da linha base formada entre cada vértice e a estação SMAR do IBGE, instalada na parte sudeste do prédio 42 do Campus da UFSM. Ainda na Tabela 03, podem-se observar as coordenadas cartesianas geocêntricas dos vértices da poligonal (colunas 5, 6 e 7).

Os valores das coordenadas cartesianas dos vértices foram obtidos somando-se algebricamente as coordenadas cartesianas da estação de referência SMAR do IBGE com cada componente da linha base (ΔX , ΔY e ΔZ).

Na Tabela 04 são apresentadas nas colunas 2, 3 e 4 as coordenadas geodésicas geográficas (latitude, longitude e altura elipsoidal), nas colunas 5 e 6 são mostradas as coordenadas cartográficas planas (E, N) obtidas por transformação a partir das coordenadas cartesianas (X, Y, Z) do levantamento com GPS. (tabela 3).

Tabela 04 - Valores das coordenadas geodésicas geográficas e coordenadas planas cartográficas (Sistema de projeção UTM) dos vértices da poligonal.

Vértice	Φ (°)	Λ (°)	H (m)	E (m)	N (m)
01	-29.71989778	-53.71074103	96.831	237774.112	6709174.861
02	-29.71931846	-53.71493180	98.778	237367.049	6709229.562
03	-29.71791482	-53.71525023	95.847	237332.575	6709384.455
04	-29.71529460	-53.71574828	97.282	237277.546	6709673.818
05	-29.71570865	-53.71855305	97.858	237007.187	6709621.528
06	-29.71946934	-53.71786423	100.768	237083.661	6709206.159
07	-29.71974202	-53.71712649	101.446	237155.766	6709177.608
08	-29.72059637	-53.71637177	100.820	237231.031	6709084.607
09	-29.72194893	-53.71751907	103.557	237123.533	6708932.040
10	-29.72234641	-53.72059565	106.490	236826.847	6708880.962
11	-29.72257743	-53.72301880	105.171	236592.960	6708849.822
12	-29.72909062	-53.72169579	115.162	236738.010	6708130.740
13	-29.72897436	-53.71987636	115.629	236913.763	6708147.778
14	-29.72840637	-53.71636488	111.242	237252.067	6708218.749
15	-29.72650330	-53.71669430	108.531	237215.226	6708428.988
16	-29.72498572	-53.71386020	106.633	237485.518	6708603.687
17	-29.72471339	-53.71113794	101.918	237748.237	6708640.067
18	-29.72237793	-53.71146324	102.163	237710.678	6708898.254

Para realizar as transformações foram utilizadas duas rotinas desenvolvidas para essas finalidades, isto é, a transformação de coordenadas cartesianas em geodésicas (latitude, longitude) e depois, a, conversão de coordenadas geodésicas (latitude e longitude) em coordenadas cartográficas planas (N, E).

4.2 - Processamento dos dados do levantamento topográfico

Os dados do levantamento topográfico podem ser vistos na Tabela 05, onde para cada vértice da poligonal aparece o ângulo horizontal medido (coluna 2), o azimute inicial (coluna 4, linha 1) e as distâncias medidas (coluna 5).

O processamento dos dados de campo foram implementados num procedimento desenvolvido em planilha do EXCEL, com o objetivo de se obter as coordenadas topográficas dos vértices.

Nas colunas 8 e 9, pode-se ver as projeções parciais, não compensadas, sobre o eixo x e as projeções, não compensadas, sobre o eixo y de cada alinhamento, bem como o erro cometido na direção x (0.159 m) e na direção y (0.063 m).

Segundo Garcia e Piedade (1944), o erro angular nos fornece uma idéia da precisão com que os ângulos foram medidos no campo e em trabalhos de topografia, o erro provável pode ser determinado em função do produto da precisão do instrumento e da raiz quadrada do número de observações ($Ea = 7''\sqrt{n}$). O erro angular de fechamento foi de 5'', valor este menor que o erro provável para o caso deste levantamento que foi de 29'', aproximadamente, e estando dentro do limite de tolerância foi feita a compensação do erro angular admitindo-se que a probabilidade de erro era igual em todos os vértices onde foram feitas as medições.

Num levantamento, parte-se de um ponto inicial, percorre-se o perímetro até que se chegue novamente ao ponto inicial, significando que a soma algébrica das projeções parciais na direção X seja nula (o mesmo para a direção y), mas na prática devido aos erros acidentais que ocorrem na leitura das distâncias e dos ângulos lidos, dificilmente os erros se anulam

O erro linear de fechamento obtido em função dos erros cometidos na direção X e na direção Y foi de 0.171 m, produzindo um erro linear relativo de 0.034m/km, bem menor que o comumente adotado para levantamentos rurais (1m/km).

Tabela 05 - Ângulos horizontais (°), ângulos horizontais compensados (°), azimutes (°), distâncias (m), projeções e projeções compensadas e coordenadas locais, para os diferentes vértices.

Vértice	Ang. Horizontais (°)	Ang. Horizontais Compensados (°)	Azimute (°)	Distâncias Inclinaadas (m)	Ang. Zenitais (°)	Distâncias horizontais (m)	Projeções (m)		Proj. compensadas (m)	
							X	Y	X	Y
01	84.7355	84.7356	279.0000	410.564	89.672685	410.5639	-405.509	64.226	-405.496	64.221
02	249.8008	249.8009	348.8009	158.615	90.898889	158.6150	-30.806	155.595	-30.801	155.593
03	181.7791	181.7792	350.5801	294.419	89.635648	294.4188	-48.187	290.449	-48.178	290.445
04	89.8291	89.8292	260.4093	275.260	89.773056	275.2600	-271.413	-45.860	-271.404	-45.864
05	90.5155	90.5156	170.9250	422.178	89.545185	422.1782	66.589	-416.894	66.602	-416.899
06	122.0336	122.0336	112.9587	77.507	89.140370	77.5072	71.368	-30.233	71.370	-30.234
07	209.4122	209.4122	502.3710	119.599	90.123333	119.5989	73.021	-94.720	73.024	-94.722
08	254.1411	254.1411	576.5122	186.549	89.038611	186.5495	-110.996	-149.935	-110.990	-149.938
09	225.0752	225.0753	621.5875	300.932	89.412315	300.9318	-297.694	-44.026	-297.685	-44.029
10	182.1780	182.1781	623.7656	235.864	90.202963	235.8642	-234.469	-25.614	-234.462	-25.617
11	86.1766	86.1767	529.9424	733.178	89.185463	733.1777	128.040	-721.911	128.063	-721.920
12	95.8794	95.8795	445.8219	176.501	89.703796	176.5008	176.032	12.859	176.037	12.857
13	173.6761	173.6761	439.4981	345.514	90.652037	345.5141	339.726	62.976	339.737	62.972
14	91.9116	91.9117	351.4098	213.349	90.606019	213.3491	-31.867	210.956	-31.860	210.953
15	247.0625	247.0625	418.4724	321.715	90.268148	321.7152	274.226	168.228	274.237	168.224
16	204.9880	204.9881	443.4606	265.073	90.919444	265.0733	263.349	30.188	263.357	30.185
17	89.6111	89.6111	353.0717	260.785	89.857315	260.7850	-31.457	258.881	-31.449	258.877
18	201.1925	201.1925	374.2643	283.644	90.977130	283.6435	69.889	274.899	69.898	274.895
	2879.9986		2880.0000			5081.246	-0.159	0.063	0.000	0.000

Essa planilha de cálculo foi desenvolvida com a finalidade de evitar a presença de erros grosseiros nas observações topográficas (distâncias e azimutes) que serviram de base para o desenvolvimento do trabalho.

4.3 – Comparações entre os diferentes métodos

Para realizar a comparação foram construídas diversas tabelas que apresentam os valores das coordenadas planas cartográficas (UTM) obtidos na aplicação dos diferentes métodos aos valores de campo obtidos com uma estação total.

Estas informações apresentam-se distribuídas da seguinte forma: a primeira coluna refere-se ao vértice do polígono; a segunda, à coordenada E (obtida pelo método de referência); a terceira, à coordenada E (obtida pelo método em comparação); a quarta, expressa a diferença do valor (ΔE) em metros entre as coordenadas obtidas pelo GPS e o método em comparação. Da quinta coluna até a sétima seguem-se as informações anteriores, porém, para as coordenadas N.

4.3.1 Comparação do método de Puissant (M1) x GPS (M0)

A tabela 06 apresenta os valores das coordenadas UTM obtidos pelo levantamento com GPS (M0) e os valores das coordenadas UTM obtidos na aplicação do método de Puissant (M1) aos valores de campo com o auxílio de uma estação total.

Tabela 06 - Comparação entre os métodos de transporte de coordenadas M0 (método de referência) e M1 (método de Puissant), nos diferentes vértices e suas respectivas diferenças, em coordenadas UTM.

Vért	Coordenadas E (m)			Coordenadas N (m)		
	M0	M1	ΔE	M0	M1	ΔN
3	237332.575	237332.573	-0.002	6709384.455	6709384.469	0.014
4	237277.546	237277.536	-0.010	6709673.818	6709673.856	0.038
5	237007.187	237007.097	-0.090	6709621.528	6709621.594	0.066
6	237083.661	237083.528	-0.133	6709206.159	6709206.163	0.004
7	237155.766	237155.636	-0.130	6709177.608	6709177.602	-0.006
8	237231.031	237230.914	-0.117	6709084.607	6709084.576	-0.031
9	237123.533	237123.404	-0.129	6708932.040	6708931.992	-0.048
10	236826.847	236826.630	-0.217	6708880.962	6708880.939	-0.023
11	236592.960	236592.671	-0.289	6708849.822	6708849.788	-0.034
12	236738.010	236737.795	-0.215	6708130.740	6708130.715	-0.025
13	236913.763	236913.591	-0.172	6708147.778	6708147.724	-0.054
14	237252.067	237251.966	-0.101	6708218.749	6708218.712	-0.037
15	237215.226	237215.122	-0.104	6708428.988	6708428.969	-0.019
16	237485.518	237485.496	-0.022	6708603.687	6708603.686	-0.001

Através da Tabela 06 observa-se que houve pouca diferença entre os valores das coordenadas E ou N obtidas através da aplicação do método de Puissant e os valores das correspondentes coordenadas E ou N obtidas pelo levantamento dos vértices com o auxílio de um receptor GPS (método de referência).

As figuras 15 e 16 mostram a comparação gráfica dos valores das coordenadas dos pontos da poligonal obtidas através do auxílio do GPS (y) com o método de Puissant (x).

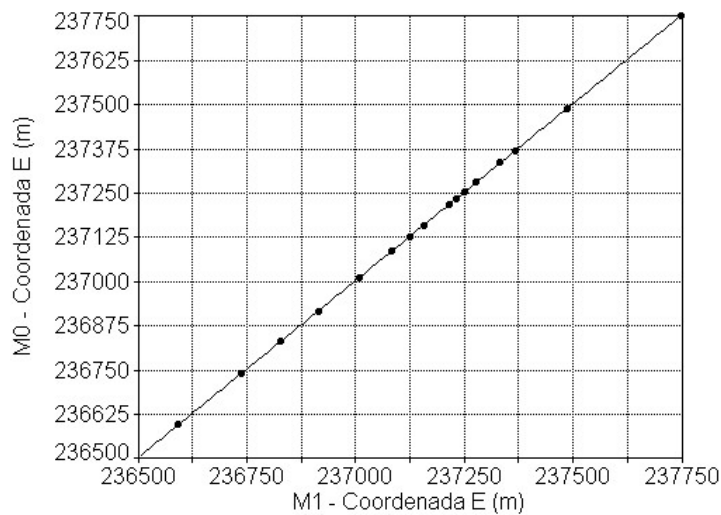


Figura 15 - Comparação dos valores da coordenada E em relação a M0 x M1.

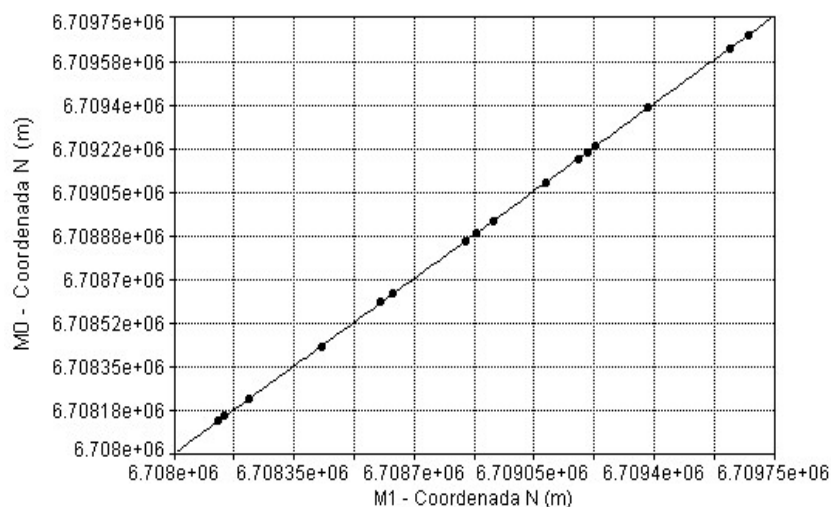


Figura 16 - Comparação dos valores da coordenada N em relação a M0 x M1.

Observa-se nessas Figuras que houve um ótimo ajustamento das coordenadas determinadas pelo método de Puissant com as coordenadas de campo obtidas com o auxílio de um receptor GPS, apresentando um coeficiente de determinação (r^2) de 0.9999, tanto para a coordenada E como para a coordenada N.

Pode-se observar ainda, que o ajustamento dos valores das coordenadas dos vértices coletados com GPS com as coordenadas dos vértices determinadas através do método de Puissant se distribuem de forma linear e forma um ângulo de 45° , sobre a reta que passa na origem dos eixos, o que corresponde o coeficiente de determinação igual a 1.

A observação da forma de distribuição dos valores oriundos do ajustamento dos dois métodos de transporte de coordenadas, nas Figuras 15 e 16, permitem deduzir que o transporte de coordenadas pelo método comparativo de Puissant não difere do método padrão, nas coordenadas dos vértices da poligonal em estudo neste trabalho.

4.3.2 Comparação do método de Bowring (M2) x GPS (M0)

A tabela 07 apresenta os valores das coordenadas UTM obtidos na aplicação do método de Bowring aos valores de campo obtidos com o auxílio de uma estação total.

Tabela 07 - Comparação entre os métodos de transporte de coordenadas M0 (método de referência) e M2 (método de Bowring), nos diferentes vértices e suas respectivas diferenças, em coordenadas UTM.

Vért	Coordenadas E (m)			Coordenadas N (m)		
	M0	M2	ΔE	M0	M2	ΔN
3	237332.575	237332.568	-0.007	6709384.455	6709384.486	0.031
4	237277.546	237277.522	-0.024	6709673.818	6709673.905	0.087
5	237007.187	237007.102	-0.085	6709621.528	6709621.660	0.132
6	237083.661	237083.547	-0.114	6709206.159	6709206.185	0.026
7	237155.766	237155.652	-0.114	6709177.608	6709177.619	0.011
8	237231.031	237230.930	-0.101	6709084.607	6709084.582	-0.025
9	237123.533	237123.433	-0.100	6708932.040	6708931.986	-0.054
10	236826.847	236826.680	-0.167	6708880.962	6708880.954	-0.008
11	236592.960	236592.739	-0.221	6708849.822	6708849.820	-0.002
12	236738.010	236737.884	-0.126	6708130.740	6708130.671	-0.069
13	236913.763	236913.669	-0.094	6708147.778	6708147.679	-0.099
14	237252.067	237252.019	-0.048	6708218.749	6708218.672	-0.077
15	237215.226	237215.167	-0.059	6708428.988	6708428.953	-0.035
16	237485.518	237485.515	-0.003	6708603.687	6708603.685	-0.002

Pode-se notar através da Tabela 07, que houve pequena diferença entre os valores das coordenadas E ou N obtidas através da aplicação do método de Bowring e os valores das correspondentes coordenadas E ou N obtidas pelo levantamento dos vértices com o auxílio de um receptor GPS (método de referência para comparação).

As Figuras 17 e 18 mostram a comparação gráfica dos valores das coordenadas dos pontos da poligonal obtidas através do auxílio do GPS (y) com o método de Bowring (x).

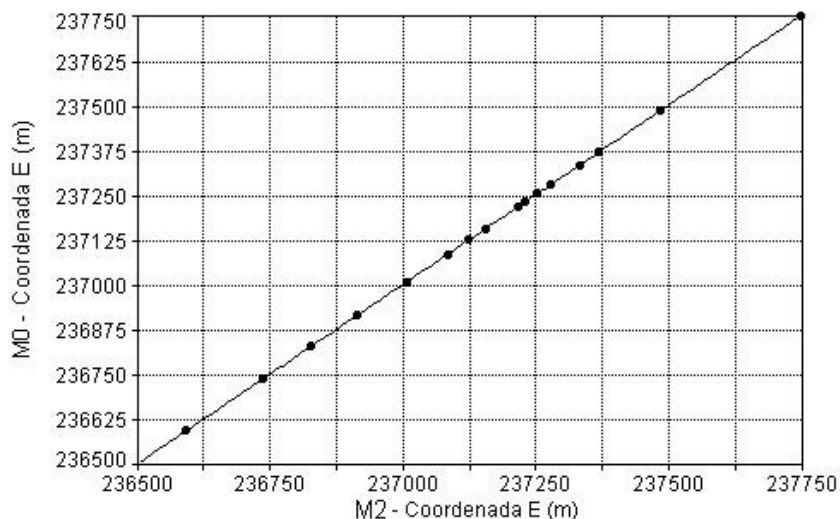


Figura 17 - Comparação dos valores da coordenada E em relação a M0 x M2.

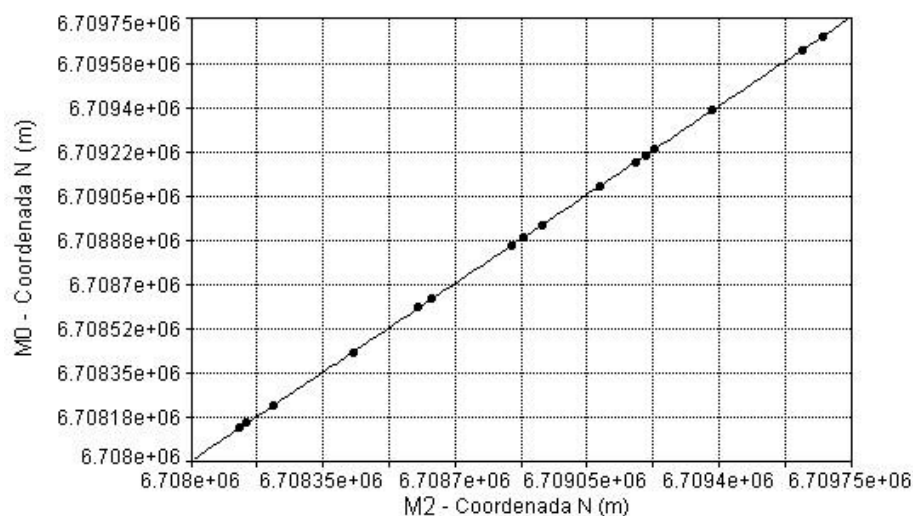


Figura 18 - Comparação dos valores da coordenada N em relação a M0 x M2.

Através das Figuras 17 e 18 observa-se que houve um ótimo ajustamento das coordenadas determinadas pelo método de Bowring com as coordenadas de campo obtidas com o auxílio de um receptor GPS, apresentando um coeficiente de determinação (r^2) maior que 0.9999.

A Figura mostra a reta ajustada, dos valores das coordenadas dos vértices coletados com GPS com as coordenadas dos vértices determinadas através do método de Bowring, que se distribuem de forma linear e forma um ângulo de 45° , que corresponde o coeficiente de determinação igual a 1, aproximadamente.

Os valores oriundos do ajustamento dos dois métodos de transporte de coordenadas, nas Figuras 17 e 18, permitem deduzir que o transporte de coordenadas pelo método comparativo de Bowring não difere do método padrão, nas coordenadas dos vértices da poligonal em estudo neste trabalho.

4.3.3 Comparação do método da Corda (M3) x GPS (M0)

A tabela 08 apresenta os valores das coordenadas UTM obtidos na aplicação do método da corda, apresentando a diferença entre os valores de cada coordenada E ou N obtidas através da aplicação do método da corda e os valores da correspondente coordenada obtidas pelo levantamento com o auxílio de um receptor GPS (método de referência).

Tabela 08 - Comparação entre os métodos de transporte de coordenadas M0 (método de referência) e M3 (método da corda), nos diferentes pontos e suas respectivas diferenças, em coordenadas UTM.

Vért	Coordenadas E (m)			Coordenadas N (m)		
	M0	M3	ΔE	M0	M3	ΔN
3	237332.575	237332.581	0.006	6709384.455	6709384.102	-0.353
4	237277.546	237277.546	0.000	6709673.818	6709673.327	-0.491
5	237007.187	237007.111	-0.076	6709621.528	6709621.093	-0.435
6	237083.661	237083.542	-0.119	6709206.159	6709205.871	-0.288
7	237155.766	237155.648	-0.118	6709177.608	6709177.320	-0.288
8	237231.031	237230.926	-0.105	6709084.607	6709084.341	-0.266
9	237123.533	237123.417	-0.116	6708932.040	6708931.825	-0.215
10	236826.847	236826.650	-0.197	6708880.962	6708880.796	-0.166
11	236592.960	236592.697	-0.263	6708849.822	6708849.665	-0.157
12	236738.010	236737.816	-0.194	6708130.740	6708130.945	0.205
13	236913.763	236913.610	-0.153	6708147.778	6708147.942	0.164
14	237252.067	237251.978	-0.089	6708218.749	6708218.910	0.161
15	237215.226	237215.135	-0.091	6708428.988	6708429.060	0.072
16	237485.518	237485.501	-0.017	6708603.687	6708603.691	0.004

As Figuras 19 e 20 mostram a comparação gráfica dos valores das coordenadas dos pontos da poligonal obtidas através do auxílio do GPS (y) com o método da corda (x).

Observa-se que o ajustamento dos valores das coordenadas dos vértices coletados com GPS com as coordenadas dos vértices determinadas através do método da Corda, se distribuiu de forma linear e forma um ângulo de 45° , sobre a reta que passa na origem dos eixos, o que corresponde o coeficiente de determinação igual a 1.

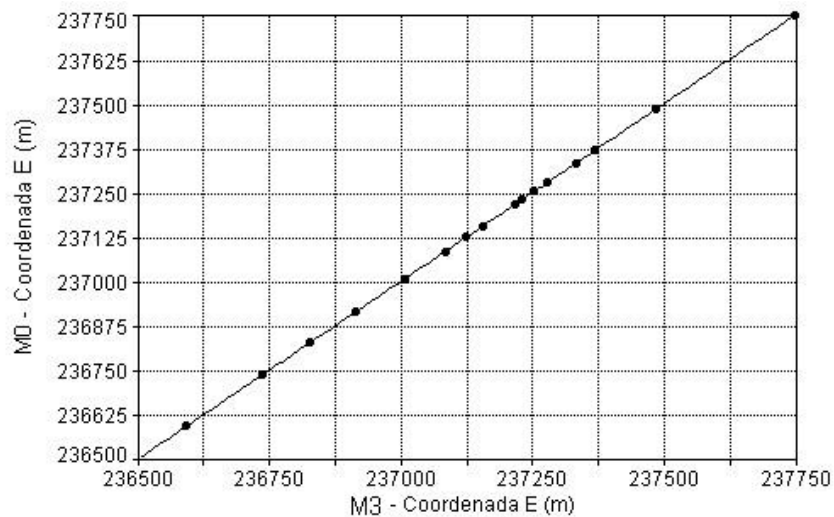


Figura 19 - Comparação dos valores da coordenada E em relação a M0 x M3.

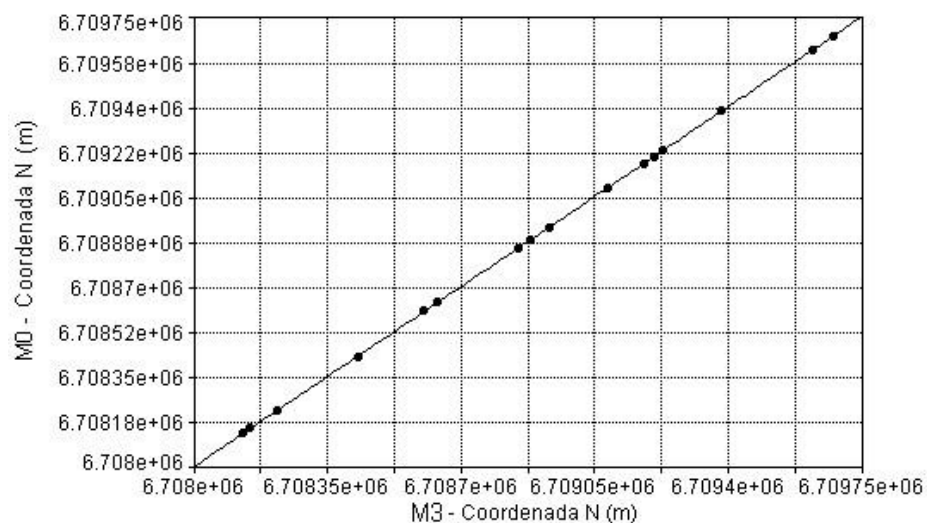


Figura 20 - Comparação dos valores da coordenada N em relação a M0 x M3.

Nestas Figuras observa-se que houve um ótimo ajustamento das coordenadas determinadas pelo método da corda com as coordenadas de campo obtidos com o auxílio de um receptor GPS, apresentando um coeficiente de determinação (r^2) de 0.9999, para as duas coordenadas E e N.

A observação da forma de distribuição dos valores oriundos do ajustamento dos dois métodos de transporte de coordenadas, nas Figuras 19 e 20, permitem deduzir que o transporte de coordenadas pelo método comparativo de Corda não difere do método padrão, nas coordenadas dos vértices da poligonal em estudo neste trabalho.

4.3.4 Comparação do método de Gauss (M4) x GPS (M0)

A tabela 09 apresenta os valores das coordenadas UTM obtidos na aplicação do método de Gauss aos valores de campo obtidos com o auxílio de uma estação total.

Na tabela 09, pode-se ver a diferença entre os valores de cada coordenada E ou N obtidas através da aplicação do método de Gauss e os valores da correspondente coordenada E ou N obtidas pelo levantamento dos vértices com o auxílio de um receptor GPS (método de referência).

Tabela 09 – Comparação entre os métodos de transporte de coordenadas M0 (método de referência) e M4 (método de Gauss), nos diferentes pontos e suas respectivas diferenças, em coordenadas UTM.

Vért	Coordenadas E (m)			Coordenadas N (m)		
	M0	M4	ΔE	M0	M4	ΔN
3	237332.575	237332.572	-0.003	6709384.455	6709384.475	0.020
4	237277.546	237277.534	-0.012	6709673.818	6709673.875	0.057
5	237007.187	237007.094	-0.093	6709621.528	6709621.615	0.087
6	237083.661	237083.525	-0.136	6709206.159	6709206.167	0.008
7	237155.766	237155.632	-0.134	6709177.608	6709177.604	-0.004
8	237231.031	237230.911	-0.120	6709084.607	6709084.575	-0.032
9	237123.533	237123.401	-0.132	6708932.040	6708931.983	-0.057
10	236826.847	236826.626	-0.221	6708880.962	6708880.933	-0.029
11	236592.960	236592.666	-0.294	6708849.822	6708849.783	-0.039
12	236738.010	236737.785	-0.225	6708130.740	6708130.680	-0.060
13	236913.763	236913.584	-0.179	6708147.778	6708147.693	-0.085
14	237252.067	237251.962	-0.105	6708218.749	6708218.687	-0.062
15	237215.226	237215.117	-0.109	6708428.988	6708428.954	-0.034
16	237485.518	237485.494	-0.024	6708603.687	6708603.681	-0.006

As Figuras 21 e 22 mostram a comparação gráfica dos valores das coordenadas dos pontos da poligonal obtidas através do auxílio do GPS (y) com o método de Gauss (x).

Pode-se observar que o ajustamento da reta, dos valores das coordenadas dos vértices coletados com GPS com as coordenadas dos vértices determinadas através do método de Gauss, se distribuiu de forma linear e forma um ângulo de 45° , sobre a reta que passa na origem dos eixos, o que corresponde o coeficiente de determinação igual a 1.

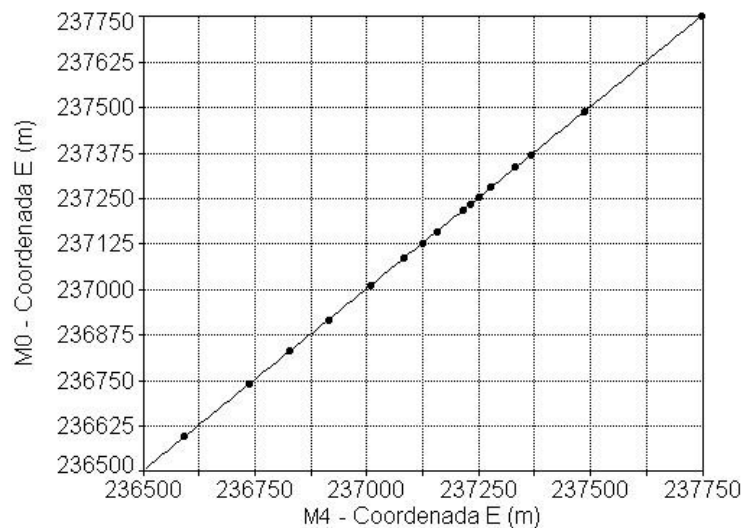


Figura 21 - Comparação dos valores da coordenada E em relação a M0 x M4.

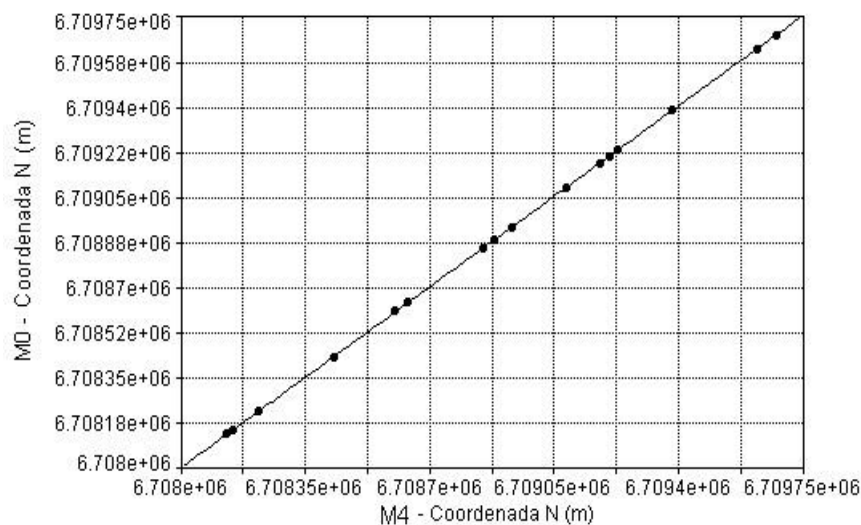


Figura 22 - Comparação dos valores da coordenada N em relação a M0 x M4.

Através das Figuras 21 e 22 observa-se que houve um ótimo ajustamento das coordenadas determinadas pelo método de Gauss com as coordenadas de campo obtidos com o auxílio de um receptor GPS, apresentando um coeficiente de determinação (r^2) maior que 0.9999 para ambas as coordenadas.

A observação da forma de distribuição dos valores oriundos do ajustamento dos dois métodos de transporte de coordenadas, nas Figuras 21 e 22 permitem deduzir que o transporte de coordenadas pelo método comparativo de Gauss não difere do método padrão, nas coordenadas dos vértices da poligonal em estudo neste trabalho.

4.3.5 Comparação do método da matriz de rotação (M5) x GPS (M0)

A tabela 10 apresenta os valores das coordenadas UTM obtidos na aplicação do método ortogonal aos valores de campo obtidos com o auxílio de uma estação total.

Nesta Tabela, pode-se ver a diferença entre os valores de cada coordenada E ou N obtidas através da aplicação do método da matriz de rotação e os valores da correspondente coordenada E ou N obtidas pelo levantamento dos vértices com o auxílio de um receptor GPS (método de referência).

Tabela 10 - Comparação ente os métodos de transporte de coordenadas M0 (método de referência) e M5 (método da matriz de rotação), nos diferentes vértices e suas respectivas diferenças. Coordenadas UTM.

Vért	Coordenadas E (m)			Coordenadas N (m)		
	M0	M5	ΔE	M0	M5	ΔN
3	237332.575	237332.573	-0.002	6709384.455	6709384.480	0.025
4	237277.546	237277.537	-0.009	6709673.818	6709673.891	0.073
5	237007.187	237007.096	-0.091	6709621.528	6709621.632	0.104
6	237083.661	237083.527	-0.134	6709206.159	6709206.167	0.008
7	237155.766	237155.636	-0.130	6709177.608	6709177.604	-0.004
8	237231.031	237230.914	-0.117	6709084.607	6709084.571	-0.036
9	237123.533	237123.403	-0.130	6708932.040	6708931.973	-0.067
10	236826.847	236826.628	-0.219	6708880.962	6708880.925	-0.037
11	236592.960	236592.670	-0.290	6708849.822	6708849.776	-0.046
12	236738.010	236737.792	-0.218	6708130.740	6708130.646	-0.094
13	236913.763	236913.590	-0.173	6708147.778	6708147.660	-0.118
14	237252.067	237251.966	-0.101	6708218.749	6708218.663	-0.086
15	237215.226	237215.122	-0.104	6708428.988	6708428.939	-0.049
16	237485.518	237485.496	-0.022	6708603.687	6708603.677	-0.010

As Figuras 23 e 24 mostram a comparação gráfica dos valores das coordenadas dos pontos da poligonal obtidas através do auxílio do GPS (y) com o método da matriz de rotação (x).

Nota-se o ajustamento dos valores das coordenadas dos vértices coletados com GPS com as coordenadas dos vértices determinadas através do método da matriz de rotação, que se distribuem de forma linear e forma um ângulo de 45°, sobre a reta que passa na origem dos eixos, o que corresponde o coeficiente de determinação igual a 1.

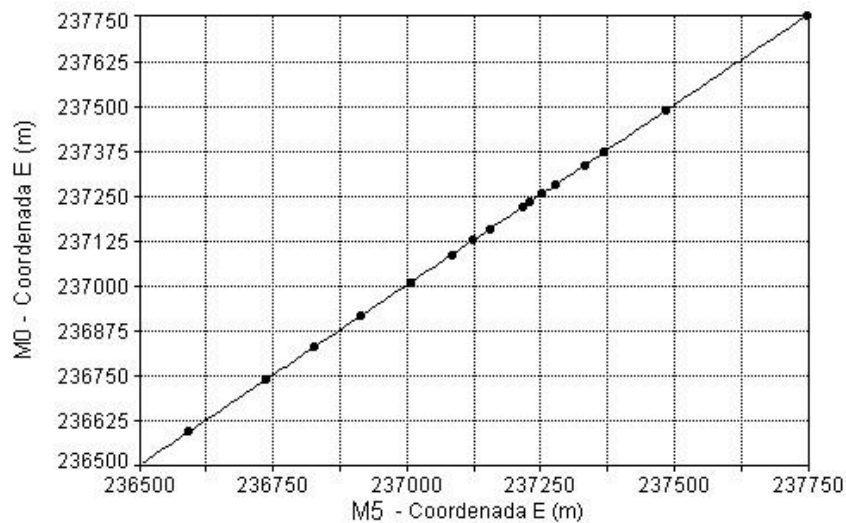


Figura 23 - Comparação dos valores da coordenada E em relação a M0 x M5.

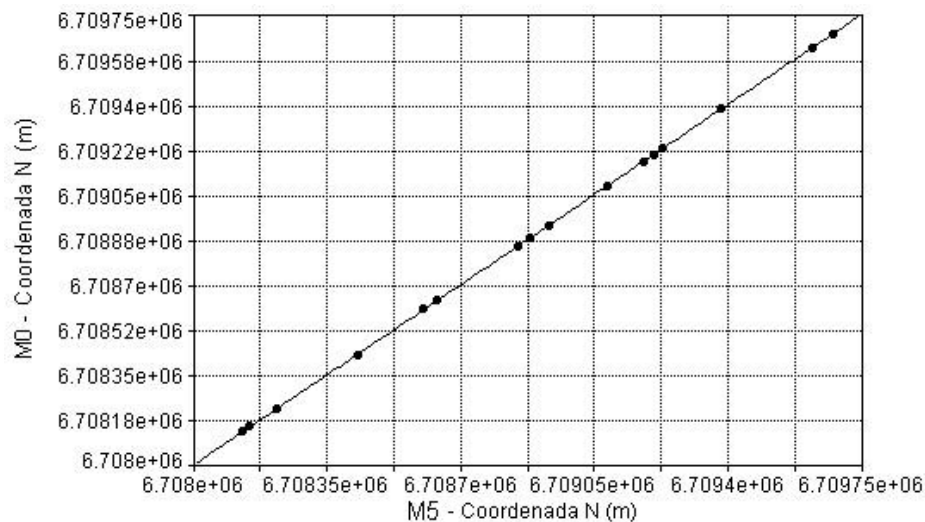


Figura 24 - Comparação dos valores da coordenada N em relação a M0 x M5.

Através das Figuras 23 e 24 observa-se que houve um ótimo ajustamento das coordenadas determinadas pelo método da matriz de rotação com as coordenadas de campo obtidas com o auxílio de um receptor GPS. apresentando um coeficiente de determinação (r^2), para a coordenada E para a coordenada N, maiores que 0.9999.

A observação da forma de distribuição dos valores oriundos do ajustamento dos dois métodos de transporte de coordenadas, nas Figuras 23 e 24, permitem deduzir que o transporte de coordenadas pelo método comparativo da matriz de rotação não difere do método padrão, nas coordenadas dos vértices da poligonal em estudo neste trabalho.

4.3.6 Comparação do método de transformação bidimensional (M6) x GPS (M0)

A tabela 11 apresenta os valores das coordenadas UTM obtidos na aplicação do método de transformação bidimensional aos valores de campo obtidos com o auxílio de uma estação total. Podendo-se visualizar a diferença entre os valores de cada coordenada E ou N obtidas através da aplicação do método de transformação bidimensional e os valores da correspondente coordenada E ou N obtidas pelo levantamento dos vértices com o auxílio de um receptor GPS (método de referência).

Tabela 11 - Comparação ente os métodos de transporte de coordenadas M0 (método de referência) e M6 (método transformação bidimensional), nos diferentes pontos e suas respectivas diferenças, em coordenadas UTM.

Vért	Coordenadas E (m)			Coordenadas N (m)		
	M0	M6	ΔE	M0	M6	ΔN
3	237332.575	237332.563	-0.012	6709384.455	6709384.585	0.130
4	237277.546	237277.510	-0.036	6709673.818	6709674.168	0.350
5	237007.187	237007.056	-0.131	6709621.528	6709621.890	0.362
6	237083.661	237083.501	-0.160	6709206.159	6709206.228	0.069
7	237155.766	237155.614	-0.152	6709177.608	6709177.672	0.064
8	237231.031	237230.901	-0.130	6709084.607	6709084.614	0.007
9	237123.533	237123.389	-0.144	6708932.040	6708931.953	-0.087
10	236826.847	236826.598	-0.249	6708880.962	6708880.891	-0.071
11	236592.960	236592.627	-0.333	6708849.822	6708849.748	-0.074
12	236738.010	236737.740	-0.270	6708130.740	6708130.256	-0.484
13	236913.763	236913.549	-0.214	6708147.778	6708147.297	-0.481
14	237252.067	237251.946	-0.121	6708218.749	6708218.358	-0.391
15	237215.226	237215.093	-0.133	6708428.988	6708428.764	-0.224
16	237485.518	237485.480	-0.038	6708603.687	6708603.623	-0.064

As Figuras 25 e 26 mostram a comparação gráfica dos valores das coordenadas dos pontos da poligonal obtidas através do auxílio do GPS (y) com o método da transformação bidimensional (x).

Observa-se que o ajustamento dos valores das coordenadas dos vértices coletados com GPS com as coordenadas dos vértices determinadas através do método de transformação bidimensional se distribuiu de forma linear e forma um ângulo de 45° , sobre a reta que passa na origem dos eixos, o que corresponde o coeficiente de determinação igual a 1.

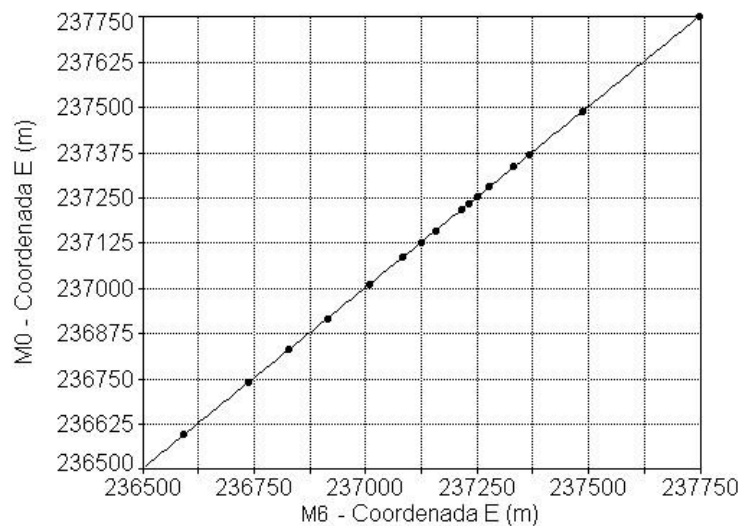


Figura 25 - Comparação dos valores da coordenada E em relação a M0 x M6.

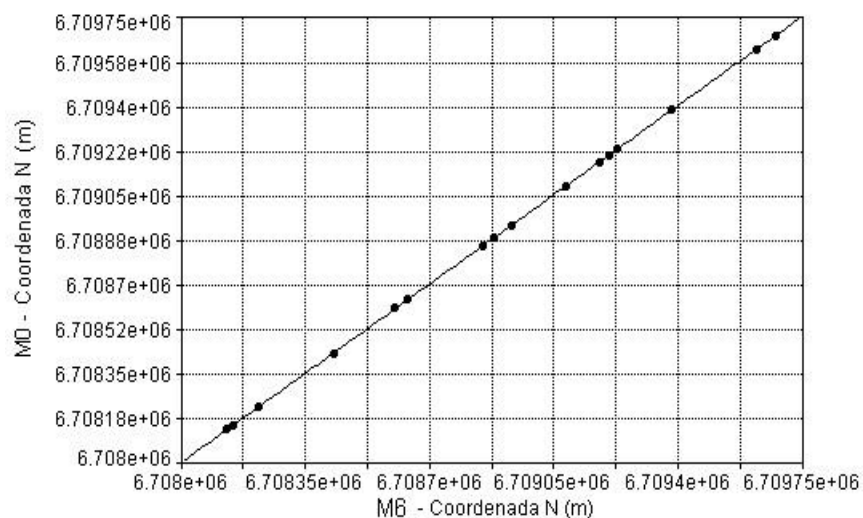


Figura 26 - Comparação dos valores da coordenada N em relação a M0 x M6.

Através das Figuras 25 e 26 observa-se que houve um ótimo ajustamento das coordenadas determinadas pelo método M6 com as coordenadas de campo obtidos com o auxílio de um receptor GPS, apresentando um coeficiente de determinação (r^2) maior que 0.9999, para as duas coordenadas, como já havia acontecido em todos os métodos anteriores.

A observação da forma de distribuição dos valores oriundos do ajustamento dos dois métodos de transporte de coordenadas, nas Figuras 25 e 26, permitem deduzir que o transporte de coordenadas pelo método comparativo de transformação bidimensional não difere do método padrão, nas coordenadas dos vértices da poligonal em estudo neste trabalho.

Através dos resultados apresentados nas Figuras 15 a 26, observa-se que todos os métodos comparativos, utilizados neste trabalho, apresentaram-se ajustáveis ao método de referência (receptor GPS), que segundo Garcia (1989) valores de coeficiente de determinação superiores a 0.70 indicam bons ajustes.

4.3.7 Avaliação estatística da regressão linear entre os valores das coordenadas obtidas com GPS e os valores das coordenadas obtidas com diferentes métodos.

A análise estatística da regressão linear entre os valores obtidos nos diferentes procedimentos foi feito através de um modelo matemático que permitiu estabelecer a relação entre as variáveis envolvidas neste estudo.

Para este estudo foi adotado o modelo de regressão linear simples e a metodologia descrita em Costa Neto (1977).

O modelo matemático utilizado foi uma função linear do tipo $Y = bx$, onde b é o coeficiente angular da regressão linear entre os valores das coordenadas dos vértices (y) da poligonal determinados com GPS e os valores das coordenadas dos vértices (x) obtidas pelos diferentes métodos com o uso da topografia convencional, mostrados na tabela 12.

Na tabela 12, apresenta-se o coeficiente de determinação (r^2), o valor do teste t do coeficiente b (t_b), o valor do teste t obtido em uma tabela (t_{tab}) e o resultado estatístico (S ou NS) de cada uma das análises realizadas.

Tabela 12 - Valores do coeficiente angular b , do desvio padrão do coeficiente σ , do coeficiente de determinação r^2 , do t relativo a coeficiente b e a significância do teste de comparação, ao nível de 95% de probabilidade.

Método	b	σ	r^2	Valores de $t_{95\%}$		Obs
				t_{calc}	t_{tab}	
M0 X M1 E	~1.0000	-----	0.9231	~ 0	2.13	NS
M0 X M1 N	~1.0000	-----	0.9231	~ 0	2.13	NS
M0 X M2 E	~1.0000	-----	0.9231	~ 0	2.13	NS
M0 X M2 N	~1.0000	-----	0.9231	~ 0	2.13	NS
M0 X M3 E	~1.0000	-----	0.9231	~ 0	2.13	NS
M0 X M3 N	~1.0000	-----	0.9231	~ 0	2.13	NS
M0 X M4 E	~1.0000	-----	0.9231	~ 0	2.13	NS
M0 X M4 N	~1.0000	-----	0.9231	~ 0	2.13	NS
M0 X M5 E	~1.0000	-----	0.9231	~ 0	2.13	NS
M0 X M5 N	~1.0000	-----	0.9231	~ 0	2.13	NS
M0 X M6 E	~1.0000	-----	0.9231	~ 0	2.13	NS
M0 X M6 N	~1.0000	-----	0.9231	~ 0	2.13	NS

A segunda coluna da Tabela 12 mostra os valores do coeficiente angular da regressão entre os valores da coordenada E (linha 1) obtidas pelo método M1 e o método padrão, esta mesma coluna mostra os valores do coeficiente angular da regressão entre os valores da coordenada N (linha 2) obtidas pelo método M1 e o método padrão. Essa interpretação pode ser feita em relação aos outros métodos (M2, M3, M4, M5 e M6).

A terceira coluna da Tabela 12 mostra os valores do desvio padrão do coeficiente angular da regressão entre os valores da coordenada E (linhas ímpares) e da coordenada N (linhas pares) obtidas pelos métodos M1, M2, M3, M4, M5 e M6 e o método padrão M0.

A quarta coluna da Tabela 12 mostra os valores do coeficiente de determinação da regressão entre os valores da coordenada E (linhas ímpares) e da coordenada N (linhas pares) obtidas pelos métodos M1, M2, M3, M4, M5 e M6 e o método padrão M0.

A quinta coluna da Tabela 12 apresenta os valores do t de Student obtidos na comparação entre os valores da coordenada E (linhas ímpares) e da coordenada N (linhas pares) obtidas pelos métodos M1, M2, M3, M4, M5 e 6 e o método padrão M0.

O valor de t_{cal} é determinado segundo Costa Neto (1977) pela expressão $t_{cal} = \frac{|b-1|}{\sqrt{\sigma}}$, na qual observa-se que t_{cal} depende do valor do coeficiente angular “b” e do valor de desvio padrão “ σ ” do mesmo coeficiente. Uma vez que “b” é ~ 1 , o valor de t_{cal} será ~ 0 “zero”, em todas as comparações entre os métodos.

Como os valores de $t_{tab} = 2.13$ são maiores do que os valores de t calculados (~ 0), não pode-se rejeitar a hipótese de nulidade ($b = 1$) e pode-se afirmar com 95% de confiança que $b = 1$ e que não existe diferença estatística (NS) entre os dois procedimentos, ou seja, pode-se afirmar com 95% de confiança que todos os métodos testados são, estatisticamente equivalentes quanto aos resultados obtidos.

A Tabela 13 apresenta o erro de posicionamento de cada vértice do polígono (exatidão ou acurácia).

Tabela 13 - Valores do erro de posicionamento (exatidão ou acurácia) dos vértices da poligonal na aplicação dos diferentes métodos de integração topografia/GPS.

Vértice	Exatidão ou acurácia (m)					
	M1	M2	M3	M4	M5	M6
3	0.014	0.032	0.353	0.341	0.025	0.131
4	0.039	0.090	0.491	0.977	0.074	0.352
5	0.112	0.157	0.442	1.059	0.138	0.385
6	0.133	0.117	0.312	0.148	0.134	0.174
7	0.130	0.115	0.311	0.095	0.130	0.165
8	0.121	0.104	0.286	0.132	0.122	0.130
9	0.138	0.114	0.244	0.447	0.146	0.168
10	0.218	0.167	0.258	0.375	0.222	0.259
11	0.291	0.221	0.306	0.380	0.294	0.341
12	0.216	0.144	0.282	1.736	0.237	0.554
13	0.180	0.137	0.224	1.658	0.209	0.526
14	0.108	0.091	0.184	1.239	0.133	0.409
15	0.106	0.069	0.116	0.779	0.115	0.261
16	0.022	0.004	0.017	0.233	0.024	0.074
Média	0.131	0.112	0.273	0.686	0.143	0.281
D.padrão	0.078	0.055	0.120	0.562	0.077	0.151

De acordo com os valores do erro de posicionamento (exatidão ou acurácia), que podem ser vistos na Tabela 13, o método de Bowring (M2) apresentou o menor erro de posicionamento (média de 11.2 cm) e melhor precisão (desvio padrão de 5.5

cm) e o método que apresentou maior erro de posicionamento (média de 68.6 cm) foi o método de Gauss (M4) e também o de pior precisão (desvio padrão de 56.2 cm).

Os valores dos coeficientes de correlação “r”, índice de concordância “c”, índice de desempenho “d” e classe de desempenho para os métodos analisados, em latitude e longitude, neste trabalho são apresentados na Tabela 14.

Tabela 14 - Valores do coeficiente de correlação, do índice de concordância, do coeficiente de desempenho e da classificação do desempenho ou qualidade dos diferentes métodos em relação ao padrão M0 (GPS).

Método	r	c	d	Desempenho
M0 X M1 LAT	0.9608	1.0	0.9608	Otimo
M0 X M1 LON	0.9608	1.0	0.9608	Otimo
M0 X M2 LAT	0.9608	1.0	0.9608	Otimo
M0 X M2 LON	0.9608	1.0	0.9608	Otimo
M0 X M3 LAT	0.9608	1.0	0.9608	Otimo
M0 X M3 LON	0.9608	1.0	0.9608	Otimo
M0 X M4 LAT	0.9608	1.0	0.9608	Otimo
M0 X M4 LON	0.9608	1.0	0.9608	Otimo
M0 X M5 LAT	0.9608	1.0	0.9608	Otimo
M0 X M5 LON	0.9608	1.0	0.9608	Otimo
M0 X M6 LAT	0.9608	1.0	0.9608	Otimo
M0 X M6 LON	0.9608	1.0	0.9608	Otimo

Os valores do índice de desempenho “d”, para todos os métodos estudados apresentaram valores iguais a 0.9608, o que os classifica quanto ao desempenho comparativo como ótimo, mas por outro lado não permite determinar qual o método que apresentou melhor desempenho.

Considerando os resultados obtidos quanto à acurácia (Tabela 13), pode-se destacar que o método que apresentou um melhor desempenho foi o método de Bowring (M2), seguido pelos métodos M1, M5, M3, M6 e M4, respectivamente.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Segundo a metodologia proposta e os resultados obtidos é possível concluir que:

Houve um ótimo ajustamento das coordenadas determinadas pelos seis métodos propostos; método de referencia (M0), método de Puissant (M1), método de Bowring (M2), método da corda (M3), método de Gauss (M4), método da matriz de rotação (M5), método da transformação bidimensional (M6), e às coordenadas de campo obtidas com o auxílio de um receptor GPS, quando submetidas a análise estatística de regressão linear através de um modelo matemático que permitiu estabelecer a relação entre as variáveis envolvidas neste estudo, apresentando um coeficiente de determinação (r^2) de próximo de 1 (tabela 12).

Dentre os métodos estudados o que apresentou menor erro médio e menor desvio padrão foi o de Bowring, seguido do Puissant, do das matrizes de rotação ortogonais, do da corda, do da matriz bidimensional e por último pelo método de Gauss (tabela 13).

Todas as comparações: M0 com M1, Mo com M2, Mo com M3, Mo com M4, Mo com M5, Mo com M6, entre os métodos apresentaram valores de coeficiente de correlação (r) e índice de desempenho (c) igual a 0.9608, que os classifica quanto ao desempenho comparativo como ótimo (tabela 14).

Considerando os resultados obtidos quanto à acurácia, pode-se destacar que o método que apresentou um melhor desempenho foi o método de Bowring (M2), seguido pelos métodos de Puissant (M1), das matrizes de rotação (M5), método da corda (M3), método da transformação bidimensional (M6) e método de Gauss (M4).

6 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

CAMARGO, A. P.; SENTELHAS, P. C. Avaliação do desempenho de diferentes métodos de estimativa da evapotranspiração potencial no estado de São Paulo, Brasil. **Revista Brasileira de Agrometeorologia**, Santa Maria, v. 5, n. 1, p. 89-97, jan./jun. 1997.

COOPER, M. A. R. **Control Surveys in Civil Engineering**, London: Collins, 1987.381 p.

CORSEUIL, C. W. **Reconstituição de uma Poligonal Topográfica pelo Sistema de Posicionamento Global**. 2001, 69 f, Dissertação (Mestrado em Engenharia Agrícola) - Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria.

COSTA, S. V. **Desenvolvimento e calibração de um mini-tanque evaporimétrico**. 2004. 80 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Agrícola) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria.

COSTA NETO, P. L. O. **Curso de Estatística**. São Paulo: E. Blucher, 1977. 264 p.

CURSO de Georreferenciamento de Imóveis Rurais. III – Atividades cartoriais/levantamento do perímetro. **Revista A Mira**, Criciúma, n. 131, p 57-63, jan./fev. 2006.

GARCIA, C. H. **Tabelas para classificação do coeficiente de variação**. Piracicaba: IPEF / ESALQ, 1989,12 p. (Circular técnica,171)

GEMAEL, C. **Introdução á geodésia geométrica**. Curitiba: UFPr, 1987. (Apostila).

HOFMANN-WELLENHOF, B.; LICHTENEGGER, H.; COLLINS, J. **Global Position System: theory and practice**. New York: Springer-Verlag Wien 1987. 389 p.

IBGE. Adoção do SIRGAS2000 com o sistema geodésico oficial do Brasil. **Revista A Mira**, Criciúma, n. 136, p. 19-23, nov./dez. 2007. (Palestra proferida na V Semana Nacional de Topografia, Foz do Iguaçu, em 13/12/2006)

INCRA. **Norma Técnica para o Georreferenciamento de Imóveis Rurais**. Brasília, 2003. 42 p.

LEICK, A. **GPS Satellite Surveying**. New York: John Wiley & Sons, c1995.

PEREIRA, K. D.; AUGUSTO, M. J. C. O sistema geodésico brasileiro e a lei de georreferenciamento de imóveis rurais. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE CADASTRO TÉCNICO MULTIFINALITÁRIO, 2004, Florianópolis **Anais...** Florianópolis: / UFSC, 2004.

RAMOS, D. O. Sistema UTM. In: _____. **Geodésia na prática**. Araraquara: MDATA Informática, 1999. cap. 5, p. 1-36.

RAPP, R. H. The treatment of the permanent tidal effects in the analysis of satellite altimeter data for SST. **Manuscripta Geodaetica**, v.14, n.6, 1989 a

RAPP, R. H. Combination of satellite, altimetric and terrestrial gravity data. In: _____. **Theory of satellite geodesy and gravity field determinations**. Berlin: Springer – Verlag, 1989b, p. 261-284. (Lecture Notes in Earth Sciences).

SEBEM, E. et al. Rede de referência cadastral como base para qualificar a geoinformação no campus da UFSM. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE CIÊNCIAS GEODÉSICAS E TECNOLOGIAS DA GEOINFORMAÇÃO, 2., 2008, Recife **Anais...** Recife, 2008. 1 CD ROM.

SILVA, A. S.; GRIPP JUNIOR, J. **Geodésia Geométrica**. Viçosa: UFV, 1996. 131 p.

SCHOFIELD, W. **Engineering Surveying**. 5th ed. Oxford: Butterworth-Heinemann, 2001. 521 p.

SCHNEIDER, P. R. **Análise de regressão aplicada a engenharia florestal**. 2. ed. Santa Maria:UFSM/CEPEF, 1998. 236 p.

TEIXEIRA, R. T. Certificação de peças técnicas de georreferenciamento de imóveis rurais junto ao INCRA. **Revista A Mira**, Criciúma, n. 125, p 76-78, jan./fev. 2005.

TEIXEIRA, R. T. Certificação de peças técnicas de georreferenciamento de imóveis rurais junto ao INCRA. **Revista A Mira**, Criciúma, n. 131, p 50-54, jan./fev. 2006.

URIBE, E. F. **Reduccion a sistemas locales para mediciones com GPS** Santiago de Chile, 2003, 30 p. (Apunte, 4).

VEIGA, L. A. K.; ZANETTI, M. A. Z.; FAGGION, P. L. **Fundamentos de Topografia**. Curitiba Ed da UFPR, 2007. Disponível em: < http://www.cartografica.ufpr.br/docs/topo1/apostila_topo.pdf > Acesso em 10 dezembro. 2008.

VICENTY T. Direct and Inverse Solutions of Geodesics on the Ellipsoid with application of nested equations, **Survey Review**, Surrey, v. 22, n. 176, p.88-93, 1975.

WILLMONT, C. J.: On the validation of models. **Physical Geography**, v. 2, n. 2, p. 184-194, 1981.