

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

PABLO JOAQUIM CATAI CARDOSO



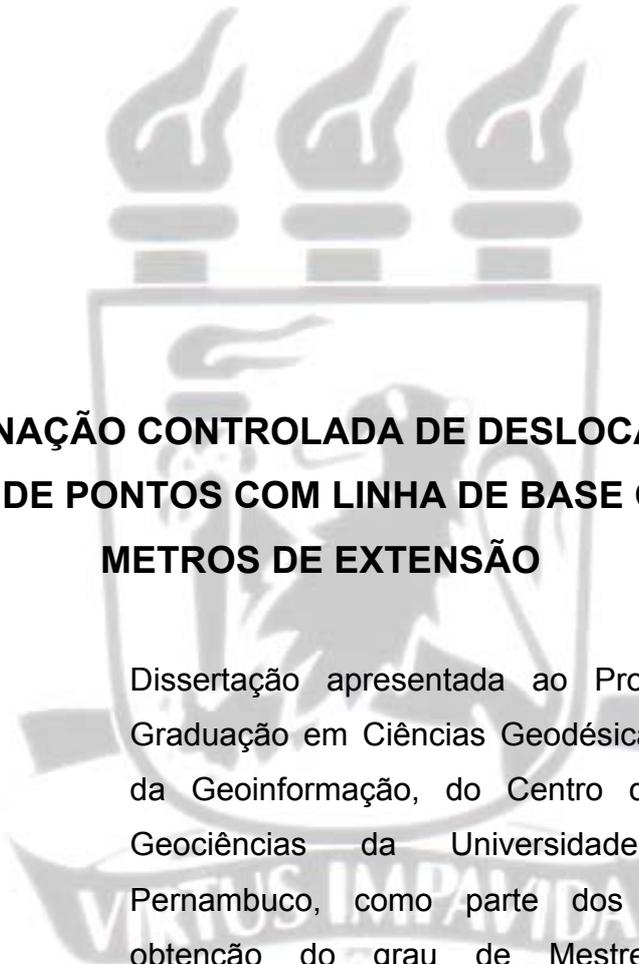
**DETERMINAÇÃO CONTROLADA DE DESLOCAMENTOS
VERTICAIS DE PONTOS COM LINHA DE BASE GPS DE 425
METROS DE EXTENSÃO**

Recife, 2005

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

PABLO JOAQUIM CATAI CARDOSO

Engenheiro Agrimensor, Universidade Federal de Viçosa, 2003



**DETERMINAÇÃO CONTROLADA DE DESLOCAMENTOS
VERTICAIS DE PONTOS COM LINHA DE BASE GPS DE 425
METROS DE EXTENSÃO**

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

Orientador: Prof. Dr. –Ing Tarcísio Ferreira Silva

Recife, 2005

C268 **Cardoso, Pablo Joaquim Catai**

Determinação controlada de deslocamentos verticais de pontos com linha de base GPS de 425 metros de extensão / Pablo Joaquim Catai Cardoso. – Recife: O Autor, 2005.
xiii, 148 f. : il., tabs.

Inclui bibliografia e anexos.

Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Pernambuco. CTG. Depto. de Engenharia Cartográfica. Programa de Pós-Graduação em Ciências Geodésicas e Tecnologias da Geoinformação, 2005.

1. Engenharia cartográfica. 2. Posicionamento GPS. 3. Metrologia altimétrica. 4. Nivelamento geométrico. I. Título.

526 CDD (22. ed.)

UFPE/BCTG/2006-07

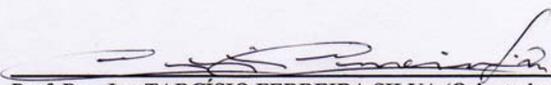
**DETERMINAÇÃO CONTROLADA DE
DESLOCAMENTOS VERTICAIS DE PONTOS COM
LINHA DE BASE GPS DE 425 METROS DE EXTENSÃO**

POR

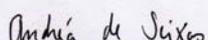
PABLO JOAQUIM CATAI CARDOSO

Dissertação defendida e aprovada em 03.11.05.

Banca Examinadora:



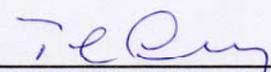
Prof. Dr. -Ing TARCÍSIO FERREIRA SILVA (Orientador)
Departamento de Engenharia Cartográfica - Universidade Federal de Pernambuco



Prof. Dr. techn. ANDRÉA DE SEIXAS
Departamento de Engenharia Cartográfica - Universidade Federal de Pernambuco



Prof. PhD. ANTÔNIO SIMÕES SILVA
Departamento de Engenharia Civil - Universidade Federal de Viçosa



Prof. D.Sc. ROBERTO QUENTAL COUTINHO
Departamento de Engenharia Civil - Universidade Federal de Pernambuco

“Tema toda a Terra ao Senhor; temam-no todos os moradores do mundo. Porque falou, e tudo se fez; mandou, e logo tudo apareceu.”

Salmos 33: 8-9

À Lícia, minha esposa, minha metade, um presente de Deus. A meus pais, Joaquim e Cecília, e a meus irmãos, Alexandre e Mitchelandgelo, uma benção em todos os momentos da minha vida.

Agradecimentos

A Deus, que possibilitou que todas as coisas se concretizassem; ao Prof. Dr. Ing Tarcísio Ferreira Silva por toda a orientação prestada neste trabalho; aos professores Dra. Andrea Flávia Tenório Carneiro, Dr. Francisco Jaime Bezerra de Mendonça, Dra. Lucilene Antunes Correia Marques de Sá, Dra. Ana Lúcia Bezerra Candeias e Dr. Admilson da Penha Pacheco por todo auxílio prestado; e aos colegas de mestrado Alberto Luis, Hélio Lopes, Abdoral Lucas, Aramis Leite, Ivan Dornelas, Aguinaldo Araújo, Marcelo Benigno e Luciana Lima.

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	1
2. SISTEMA ALTIMÉTRICO DE MEDIÇÃO	6
2.1 Tipos de altitude	6
2.1.1 Altitude ortométrica	6
2.1.2 Altura geométrica	8
2.2 Relação entre altitude ortométrica e altura elipsoidal	9
2.3 O Datum altimétrico.....	10
2.4 Ortometria no nivelamento.....	11
2.4.1 Modelo singelo do nivelamento geométrico	11
2.4.2 Correção do não-parallelismo das superfícies equipotenciais	13
2.5 A Rede Altimétrica do Sistema Geodésico Brasileiro (RA-SGB)	14
2.6 Sistema altimétrico local	17
2.7 Campo de pontos altimétrico de referência.....	18
2.7.1 Definição.....	18
2.7.2 Segurança, acessibilidade e estabilidade na monumentalização do Campo de Pontos de Referência	19
2.7.3 Formas de monumentalização dos pontos de referência	22
2.8 Campos de pontos-objeto.....	22
2.8.1 Definição.....	23
2.8.2 Monumentalização dos pontos-objeto.....	23
2.9 Cálculo de campo de pontos altimétrico local	24
2.9.1 Cálculo utilizando o método empírico ou proporcional à distância	24
2.9.2 Cálculo pelo método dos mínimos quadrados.....	25
3. DETERMINAÇÃO ALTIMÉTRICA DE PONTOS	27
3.1 Nivelamento geométrico.....	28
3.1.1 Classificação dos níveis	28
3.1.2 Instrumentos e acessórios utilizados	29
3.1.2.1 Nível automático	29
a) Nível de bolha esférico	30
b) Compensador	31
c) Placa plano-paralela	33
3.1.2.2 Miras	34
a) Tipos	34
b) Calibração	35
3.1.3 Erros na determinação de altitudes segundo Wolf	37
3.1.3.1 Erros sistemáticos	37
a) Erro de colimação	38
b) Curvatura da terra e refração.....	38
c) Correção do não-parallelismo das superfícies equipotenciais	39
3.1.3.2 Erros aleatórios no nivelamento geométrico	39
a) Erro de leitura da mira	40
b) Erro no nivelamento do instrumento.....	40

c) Erro de nivelamento da mira	40
3.1.4 Calibração do eixo de visada do nível.....	41
3.2 Posicionamento utilizando GPS	43
3.2.1 Sistema de Posicionamento Global - GPS	43
3.2.2 O sistema de referência utilizada pelo GPS - WGS 84	45
3.2.3 Observáveis GPS	46
3.2.3.1 Pseudodistância.....	46
3.2.3.2 Fase de onda portadora	47
3.2.4 Posicionamento absoluto e relativo.....	48
3.2.4.1 Método de posicionamento absoluto.....	49
3.2.4.2 Método relativo estático.....	51
3.2.5 Combinações lineares da observável fase de onda portadora.....	53
3.2.5.1 Combinações lineares de fase observadas em uma mesma estação	53
a) Wide lane	53
b) Narrow lane	53
3.2.5.2 Combinações lineares de fase observadas em diferentes estações – método relativo	54
a) Simples diferenças	54
b) Duplas diferenças.....	54
c) Triplas diferenças.....	55
3.2.6 Incertezas no posicionamento GPS.....	56
3.2.6.1 Erros sistemáticos provocados pela atmosfera.....	56
a) Refração ionosférica	56
b) Refração troposférica.....	57
3.2.6.2 Multicaminho e centro de fase da antena.....	59
3.2.6.3 Erros sistemáticos da definição geométrica da órbita dos satélites	61
3.2.6.4 Erros sistemáticos no relógio do satélite	63
3.2.6.5 Limitações da acurácia das coordenadas verticais obtidas com o GPS.....	63
3.2.6.6 Procedimento para redução das incertezas nas altitudes obtidas com GPS.....	64
3.2.7 Programas de processamento.....	65
4. EXPERIMENTOS METROLÓGICOS NA REALIZAÇÃO DO CAMPO DE PONTOS ALTIMÉTRICO DE REFERÊNCIA.....	68
4.1 Escolha e materialização dos pontos.....	69
4.2 Calibração do nível.....	71
4.3 Descrição das medições realizadas e métodos de cálculo empregados.....	72
4.3.1 Resultado das medições	76
4.3.2 Conclusões dos resultados	77
4.4 Cálculo das diferenças de nível e cotas pelo método empírico.....	78
4.5 Cálculo das diferenças de nível e cotas com uso do ajustamento pelo (MMQ) método dos parâmetros.....	79
4.5.1 Estrutura geodésica altimétrica hierárquica	79
4.5.2 Estrutura geodésica altimétrica livre de condicionamentos	81
4.6 Análise pontual de variação das cotas em cada campo de pontos.....	82
4.6.1 Variação das cotas dos pontos pertencentes ao monumento	82
4.6.2 Variação das cotas dos pontos pertencentes ao Castelo D'água	83
4.6.3 Variação das cotas dos pontos pertencentes à Biblioteca Central	84
4.7 Considerações sobre a instabilidade dos campos de pontos e um novo sistema de referência altimétrico para o experimento GPS	85
5. MEDIÇÃO DE DESLOCAMENTO VERTICAL COM LINHA DE BASE GPS DE CURTA DISTÂNCIA	87

5.1 Primeiro experimento	87
5.1.1 Pressupostos de controle metrológico	88
5.1.2 Descrição do experimento GPS	89
5.1.3 Cálculos	92
5.2 Segundo experimento	95
5.2.1 Pressupostos de controle metrológico	95
5.2.1.1 Escolha e materialização dos pontos	96
5.2.1.2 Descrição das medições realizadas e métodos de cálculo empregados	98
5.2.1.3 Medição Zero – 1º campanha de medição	100
5.2.1.4 Primeira época – 2º campanha de medição	101
5.2.1.5 Cálculo das diferenças de nível e cotas pelo método empírico	102
5.2.1.6 Cálculo das diferenças de nível e cotas com uso do ajustamento pelo (MMQ) método dos parâmetros	103
a) Estrutura geodésica altimétrica hierárquica	103
b) Estrutura geodésica altimétrica livre de condicionamentos	104
5.2.1.7 Análise pontual de variação das cotas	105
5.2.2 Descrição do experimento GPS	105
5.2.2.1 Cálculos	107
5.2.2.2 Resultados	113
a) Análise de regressão linear	113
b) Barras verticais	115
6. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES	117
6.1 Conclusões	117
6.2 Recomendações	118
7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	119
8. ANEXOS	128
ANEXO 1	
Cadernetas de campo das campanhas de nivelamento geométrico realizadas nos dias 13/06/04, 22/07/04, 19/10/04, 27/11/04 e 29/01/05, referentes às medições ligando o Monumento ao Reitor Amazonas com o Castelo D'água e a Biblioteca Central	129
ANEXO 2	
Cadernetas de campo das campanhas de nivelamento geométrico realizadas nos dias 14/04/05 e 3/05/05, referentes às medições feitas entre o prédio do CTG e a Biblioteca Central	135
ANEXO 3	
Rotina de cálculo no MATLAB 5.0 para ajustamento da rede altimétrica pelo método das redes hierárquicas e pelo método das redes livres de condicionamento	140
ANEXO 4	
Condições climáticas	142
ANEXO 5	
Relatório de Informação de Estação RBMC-Recife	144
ANEXO 6	
Resumo da análise de regressão linear	147

RESUMO

CARDOSO, Pablo Joaquim Catai. **Determinação Controlada de Deslocamentos Verticais de Pontos com Linha de Base GPS de 425 Metros de Extensão**. Recife, 2005, 167p. Dissertação (Mestrado em Ciências Geodésicas e Tecnologias da Geoinformação) – Centro de Tecnologia e Geociências, Universidade Federal de Pernambuco.

Dentre as técnicas de posicionamento altimétricos utilizados na geodésia, o nivelamento geométrico de precisão e o posicionamento GPS têm sido largamente utilizados. O posicionamento altimétrico GPS exige a aplicação de técnicas refinadas de observação e processamento dos dados, que na maioria dos casos, são pouco acessíveis à maior parte dos usuários. No presente trabalho, foram conduzidos experimentos em altimetria GPS com vistas às aplicações na área da engenharia relacionadas a movimentos em estruturas de edificações, dispostos a pequenas distância dos pontos observados, utilizando recursos acessíveis a usuários não especializados. Utilizou-se o método de posicionamento relativo estático com uma linha de base GPS curta, aproximadamente 425 m. Os resultados finais foram calculados com processamento em software comercial para diferentes períodos de observações. Para atender às premissas dos experimentos metrologógicos normalmente adotados pelo Laboratório de Metrologia e Posicionamento - LAMEP do Depto. Engenharia Cartográfica, não foi adotado o pressuposto de estabilidade das estações de observação GPS. Procurou-se então, encontrar estruturas estáveis para a realização dos experimentos. Em outras palavras, implantou-se um rigoroso controle de dois campos de pontos na busca de um sistema de referência comprovadamente estável por meio de estruturas altimétrica decorrentes do nivelamento geométrico de precisão. Resultados finais dos experimentos realizados confirmaram os indicativos de qualidade para o uso da frequência L1 com duração de sessões de observação GPS com valores superiores a seis horas como muito relevantes para se atingir aplicações no movimento vertical de pontos com precisões semi-centimétricas.

Palavras-chave: Deslocamento vertical; nivelamento geométrico; posicionamento relativo GPS, metrologia altimétrica.

ABSTRACT

CARDOSO, Pablo Joaquim Catai. **Controlled Determination of Vertical Displacements of Points with GPS Base Line of 425 Meters of Extension**. Recife, 2005, 167p. Dissertation (Master Degree in Geodetic Science and Geoinformation Technologies) – Center of Technology and Geosciences, Federal University of Pernambuco, Brazil.

Among the techniques of height positioning used in the geodesy, the precise geometric leveling and the GPS positioning are being frequently used. The GPS height positioning requires application of refined techniques of data processing and observation that, in most of the cases, are little accessible to the most of users. In this essay, experiments were driven in GPS heightening aiming the applications in the area of engineering related to the movements in constructions, located not very distant from the observed points, using resources accessible to no specialized users. The method static relative positioning was used with a short base line GPS, approximately 425 m. The final results were calculated with commercial software processing with different periods of observations. In order to accomplish the premises of the metrological experiments usually adopted by the Laboratory of Metrology and Positioning - LAMEP/DECart, the presupposition of stability of the GPS observation stations was not adopted. Thus, we looked for to find stable structures for the accomplishment of the experiments. In other words, a rigorous control of two fields of points was implanted aiming to find a secure stable reference system by precision geometric leveling. The final results from the experiments taken confirm the indication of quality for the use of the frequency L1 with sessions of GPS observation with values above six hours as very relevant to reach applications in the vertical movement of points with precision of semi-centimeter.

Key-words: Vertical Displacements, Geometric Leveling, GPS Relative Positioning, Heighting Metrology.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – O geóide e as superfícies equipotenciais.	7
Figura 2.2 – Altitude ortométrica medida ao longo do vetor gravidade na direção vertical.	7
Figura 2.3 – Relação entre geóide, elipsóide e superfície física da Terra (Modificado de KAHMEN e FAIG, 1988).	8
Figura 2.4 – Coordenadas cartesianas e geodésicas obtidas a partir do elipsóide. ...	9
Figura 2.5 – Variação da separação geoidal (ondulação geoidal).	10
Figura 2.6 – Princípio de funcionamento de uma estação maregráfica.	11
Figura 2.7 – Obtenção da diferença de nível entre dois pontos A e B.	12
Figura 2.8 – Circuito de nivelamento entre dois pontos A e B.	12
Figura 2.9 – Diferença de nível entre A e B obtidas com nivelamento não são iguais à diferença de altitude ortométrica $H_B - H_A$ devido ao não-parallelismo das superfícies equipotenciais.	13
Figura 2.10 – Correção ortométrica.	13
Figura 2.11 – Rede Altimétrica do SGB (Fonte: IBGE).	15
Figura 3.1 – Nível automático.	30
Figura 3.2 – NI 2 com micrômetro e placa plano-paralela.	30
Figura 3.3 – Nível esférico (Fonte: KAHMEN e FAIG, 1988).	31
Figura 3.4 – Seção vertical do NI 2.	32
Figura 3.5 – Quadrilátero de Zeiss.	32
Figura 3.6 – Nível com placa plano-paralela (Modificado de KAHMEN e FAIG, 1988).	33
Figura 3.7 – Miras de precisão.	34
Figura 3.8 – Comparador de mira controlado por computador (KAHMEN e FAIG, 1988).	35
Figura 3.9 – Resultado da Verificação simplificada da graduação da mira NEDO. ...	37

Figura 3.10 – Erro de colimação no nivelamento geométrico (Fonte: WOLF, 1997).	38
Figura 3.11 – Mira fora da vertical.	41
Figura 3.12 – Base <i>Kukkamäki</i> para verificação do eixo de visada do nível (Modificado de KAHMEN e FAIG, 1988).	42
Figura 3.13 – Definição do sistema de coordenadas WGS 84 (Fonte: NIMA, 2000).	45
Figura 3.14 – Princípio básico do posicionamento absoluto (Modificado de SEEBER, 1993).	49
Figura 3.15 – Geometria dos satélites e PDOP.	51
Figura 3.16 – Geometria da dupla diferença.	55
Figura 3.17 – Propagação do multicaminho.	60
Figura 4.1 – Localização do campo de pontos altimétrico.	69
Figura 4.2 – Peça utilizada na monumentalização dos pontos na Biblioteca Central.	70
Figura 4.3 – Ponto B6 monumentalizado na Biblioteca Central.	70
Figura 4.4 – RBMC - Recife instalada na parte superior do prédio da Biblioteca Central.	70
Figura 4.5 – Mira apoiada sobre pontos no Monumento aos Reitores e no Castelo D'água.	71
Figura 4.6 – Base <i>Kukkamäki</i> do LAMEP/DECART.	72
Figura 4.7 – Desenvolvimento do circuito.	73
Figura 4.8 – Configuração geométrica dos circuitos da estrutura geodésica altimétrica utilizada.	74
Figura 4.9 – Gráfico de variação das alturas em função das épocas de medição para o ponto M2 e MON.	83
Figura 4.10 – Gráfico de variação das alturas em função das épocas de medição para os pontos C1 e C2.	84

Figura 4.11 – Gráfico de variação das alturas em função das épocas de medição para o ponto C3 e C4.	84
Figura 4.12 – Gráfico de variação das alturas em função das épocas de medição para os pontos B1 e B2.	85
Figura 4.13 – Gráfico de variação das alturas em função das épocas de medição para os pontos B3 e B4.	85
Figura 4.14 – Gráfico de variação das alturas em função das épocas de medição para os pontos B5 e B6.	85
Figura 5.1 – Deslocamentos sofridos por um ponto da base de 4,5 m, decorrentes de efeitos térmicos e de ventos sobre o prédio.	88
Figura 5.2 – Geometria do 1º experimento com a antena em MOVE deslocando-se a cada 30 minutos.	89
Figura 5.3 – Dispositivo utilizado para o deslocamento da antena.	90
Figura 5.4 – Vista do 1º experimento sobre o prédio do CTG/UFPE.	90
Figura 5.5 – Gráfico do deslocamento padrão do 1º experimento descrito pela antena GPS.	91
Figura 5.6 - Fluxo das operações de cálculo com GPSurvey.	93
Figura 5.7 – Comparação entre o movimento vertical padrão e o observado na fase L1 e L2.	94
Figura 5.8 – Comparação entre o movimento vertical padrão e o observado na fase <i>wide lane</i> e <i>narrow lane</i>	94
Figura 5.9 - Pontos pertencentes ao CTG.	96
Figura 5.10 – Mira sobre ponto E4 monumentalizado no prédio no CTG.	96
Figura 5.11 – Nivelamento geométrico envolvendo a Biblioteca e o CTG.	97
Figura 5.12 – Ponto de passagem.	97
Figura 5.13 – Configuração geométrica da estrutura geodésica altimétrica utilizada.	98
Figura 5.14 – Geometria do 2º experimento com antena MOVE deslocando-se a cada 10 horas.	106

Figura 5.15 – Dispositivo utilizado na simulação.....	106
Figura 5.16 – Esquema de observação no ponto MOVE.	106
Figura 5.17 – Gráfico do deslocamento padrão do 2º experimento descrito pela antena GPS.....	107
Figura 5.18 – Desvios - padrão encontrados para as diferenças de nível RBMC-Recife/MOVE-nas diferentes durações de sessões.	108
Figura 5.19 – Movimento vertical padrão e o observado para 2 horas.....	110
Figura 5.20 – Movimento vertical padrão e o observado para 4 horas.....	110
Figura 5.21 – Movimento vertical padrão e o observado para 6 horas.....	111
Figura 5.22 – Movimento vertical padrão e o observado para 8 horas.....	111
Figura 5.23 – Movimento vertical padrão e o observado para 10 horas.....	112
Figura 5.24 – Desvio - padrão da linha de regressão linear em função da duração da sessão de observação GPS.....	113
Figura 5.25 – Coeficiente de determinação em função da duração da sessão de observação GPS.	114
Figura 5.26 – Coeficiente angular (β_1) e os seus estimadores: erro-padrão e amplitude dos intervalos de confiança.	114
Figura 5.27 – Coeficiente linear (β_0) e os seus estimadores: erro-padrão e amplitude dos intervalos de confiança.	115

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 – Verificação Simplificada da Graduação da Mira NEDO.	36
Tabela 3.2 – Atraso provocado pela troposfera na medida de distância em metros (Fonte: QIU 1993).	58
Tabela 3.3 – Características das efemérides.....	62
Tabela 4.1 – Erro de colimação, comprimento do circuito percorrido, erro de fechamento, tolerância e precisão do nivelamento.	76
Tabela 4.2 – Diferenças de nível corrigidas dos efeitos residuais do erro de colimação, refração e curvatura terrestre em milímetros.	77
Tabela 4.3 – Resultados das diferenças de nível corrigidas pelo método empírico..	78
Tabela 4.4 – Cotas em cada época de medição calculadas pelo método empírico..	79
Tabela 4.5 –Diferenças de nível ajustadas e desvio-padrão em milímetros – MMQ/método hierárquico.	80
Tabela 4.6 – Parâmetros ajustados e desvio-padrão em milímetros – MMQ/método hierárquico.....	80
Tabela 4.7 – Diferenças de nível ajustadas e desvio-padrão (mm) – MMQ/estrutura geodésica altimétrica livre de condicionamentos.	81
Tabela 4.8 – Parâmetros ajustados com desvio-padrão utilizando rede livre (mm) - MMQ/ estrutura geodésica altimétrica livre de condicionamentos.....	81
Tabela 5.1 – Diferença de nível e desvio-padrão entre o ponto UFPE e o MOVE por trecho deslocado.	93
Tabela 5.2 – Desvio-padrão obtido para cada observável.....	94
Tabela 5.3 – Erro de colimação, comprimento do circuito percorrido, erro de fechamento, tolerância e precisão do nivelamento.	100
Tabela 5.4 – Diferenças de nível calculadas (mm).	100
Tabela 5.5 – Erro de colimação, comprimento do circuito percorrido, erro de fechamento, tolerância e precisão do nivelamento.	101
Tabela 5.6 – Diferenças de nível calculadas (mm).	101

Tabela 5.7 – Diferenças de nível compensadas para as duas épocas de medição.	102
Tabela 5.8 – Cotas, em cada época de medição, calculadas pelo método empírico.	102
Tabela 5.9 – Diferenças de nível ajustadas em milímetros– MMQ/método hierárquico.....	103
Tabela 5.10 – Parâmetros (cotas) ajustados e desvio-padrão – MMQ/método hierárquico.....	104
Tabela 5.11 – Diferenças de nível ajustadas em milímetros – MMQ/estrutura geodésica altimétrica livre de condicionamentos.	104
Tabela 5.12 – Parâmetros (cotas) ajustados com desvio-padrão utilizando rede livre - MMQ/ estrutura geodésica altimétrica livre de condicionamentos.	105
Tabela 5.13 – Diferenças de nível para as antenas no segundo experimento.	108
Tabela 5.14 – Análise de regressão linear para 2 horas.....	110
Tabela 5.15 – Deslocamento máximo e mínimo em relação ao deslocamento padrão para 2 horas.	110
Tabela 5.16 – Análise de regressão linear para 4 horas.....	110
Tabela 5.17 – Deslocamento máximo e mínimo em relação ao deslocamento padrão para 4 horas.	110
Tabela 5.18 – Análise de regressão linear para 6 horas.....	111
Tabela 5.19 – Deslocamento máximo e mínimo em relação ao deslocamento padrão para 6 horas.	111
Tabela 5.20 – Análise de regressão linear para 8 horas.....	111
Tabela 5.21 – Deslocamento máximo e mínimo em relação ao deslocamento padrão para 8 horas.	111
Tabela 5.22 – Análise de regressão linear para 10 horas.....	112
Tabela 5.23 – Deslocamento máximo e mínimo em relação ao deslocamento padrão para 10 horas.	112

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

BIH – Bureau International de l'Heure

C/A – Coarse/acquisition

CODE – Center for Orbit Determination in Europe

CTG – Centro de Tecnologia

CTP – Conventional Terrestrial Pole

DECART – Departamento de Cartografia

DGPS – Differential GPS

DoD – Department of Defense

DOP – Dilution of Precision

GDS – Geodetic Survey Division

GPS – Global Position System

GRS 80 – Global Reference System 1980

IERS - International Earth Rotation Service

IGP – Órbitas IGS preditas

IGR – Órbitas IGS rápidas

IGS – International GPS Geodynamic Service (denominação anterior)

IGS – International GPS Service (denominação atual)

IRM – IERS Reference Meridian

IRP – IERS Reference Pole

JPL – Jet Propulsion Laboratory

LAMEP – Laboratório de Metrologia e Posicionamento

LAMEP – Laboratório de Metrologia e Posicionamento-

MCS – Master Control Station

MMQ – Método dos Mínimos Quadrados

NAVSTAR GPS – NAVigation Satellite with Time And Ranging Global Positioning System

NBR – Norma brasileira

NGS – National Geodetic Survey

NIMA – National Imagery and Mapping Agency

NMM – Nível médio dos mares

PRN – Pseudo-Random Noise

RA – SGB - Rede Altimétrica do Sistema Geodésico Brasileiro

RAAP – Rede Altimétrica de Alta Precisão

RINEX – Receiver Independent Exchange Format

RN – Referência de Nível

RRNN – Referências de nível

SIRGAS – Sistema de Referência Geocêntrico para as Américas

UERE – User Equivalent Range Error

UFPE – Universidade Federal de Pernambuco

WGS84 – World Geodetic System 1984

1. INTRODUÇÃO

Dentre as técnicas de posicionamento altimétricos utilizados na geodésia, o nivelamento geométrico de precisão e o posicionamento GPS (Sistema de Posicionamento Global) têm sido largamente utilizados. As suas aplicações vão desde investigação de fenômenos globais, como, por exemplo, fenômenos geodinâmicos, a investigações locais tais como, monitoramento de recalque em estruturas, subsidência de solos, entre outros. O nivelamento geométrico de precisão é, tradicionalmente, o método mais preciso e o mais empregado na determinação de movimentos verticais de campo de pontos (Capítulo 2), mesmo considerando que este seja corriqueiramente processado por diferentes métodos de cálculo os quais possam apresentar resultados distintos para os pontos estudados.

A tecnologia GPS possibilita o posicionamento geodésico tridimensional, onde podem ser obtidas coordenadas horizontais e verticais em relação a um sistema de referência global. Uma vasta quantidade de publicações (STEWART et al., 2001; CHAVES, 2001; BEHR et al., 1998; VANICEK, 1987) têm apresentado o emprego de tecnologia GPS na determinação de coordenadas horizontais entre pontos distantes entre si de dezenas a centenas de quilômetros, com precisão a nível submilimétrico necessário nas aplicações geodésicas. No entanto, medições altimétricas têm sido indicadas na literatura (SVABENSKY et al., 2004; WARNER, 2003; LUZ, 2002; BEHR, 2001) com resultados mais ruidosos em comparação com as obtidas na planimetria.

Em decorrência, o posicionamento altimétrico GPS exige a aplicação de técnicas refinadas de observação e processamento dos dados, que na maioria dos casos, são pouco acessíveis à maior parte dos usuários. Em recentes pesquisas realizadas na Universidade de Hannover, dissertada em trabalho de doutorado, investigou-se um conjunto de 18 pontos observados e calculados com arranjos metodológicos em GPS pelo posicionamento relativo fazendo-se uso das melhores técnicas de correlação e processamento, cuja realização pressupõe altos custos na realização dos experimentos, além de infra-estrutura geodésica de recursos humanos altamente especializada. O pressuposto para se obter consistência nos experimentos desenvolvidos numa área de aproximadamente 1200 Km² é que o

campo de pontos observado seja estável durante toda realização dos experimentos.

No presente trabalho, foram conduzidos experimentos em altimetria GPS com vistas a aplicações na área da engenharia relacionadas ao emprego de movimentos em estruturas de edificações que possam se associar a referências fixas como “benchmark’s” ou referências de nível (RRNN), dispostos a pequenas distância dos pontos observados, utilizando recursos mais acessíveis a usuários não especializados. Para isto, utilizou-se o método de posicionamento relativo estático com uma linha de base GPS curta, aproximadamente 425 m, formada por dois pares de pontos. Os resultados finais foram calculados com processamento em software comercial para diferentes períodos de observações (Capítulo 5).

Para atender, o melhor possível, às premissas dos experimentos metroológicos normalmente adotados pelo Laboratório de Metrologia e Posicionamento-LAMEP do Depto. Engenharia Cartográfica – CTG/UFPE, não adotou-se o pressuposto de estabilidade das estações de observação GPS, pois as mesmas poderiam estar sendo influenciadas por movimentos relativos decorrentes de recalque ou influências do solo. Por este motivo, procurou-se encontrar estruturas estáveis onde os experimentos pudessem ser realizados. Dois campos de pontos altimétrico foram implantados e sua estabilidade vertical investigada com método rigoroso de nivelamento geométrico de precisão para dar suporte aos experimentos GPS. Em outras palavras, implantou-se um rigoroso controle do campo de pontos na busca de um sistema de referência comprovadamente estável por meio de estruturas altimétricas decorrentes do nivelamento geométrico de precisão.

Em linhas gerais, este trabalho teve como objetivo principal estudar metrologicamente a sensibilidade altimétrica instrumental do método de posicionamento relativo com dois receptores GPS-L1/L2 instalados próximos um do outro fazendo-se o cálculo por meio de programa comercial.

Os objetivos secundários foram:

- O domínio dos principais conceitos envolvendo a determinação altimétrica de pontos e os instrumentos utilizados;
- A preparação de uma rotina metroológica para calibração de níveis;
- O estudo do comportamento de duas estruturas geodésicas altimétricas no Campus da UFPE com metodologias associadas ao nivelamento

geométrico de precisão de modo a se conduzir os experimentos controlados com o método de posicionamento relativo GPS;

- Verificar quais observáveis GPS, para as linhas de base utilizadas, são as mais indicadas na detecção de movimentos verticais e que duração para as sessões observadas são mais indicadas;

Metodologicamente, este trabalho se divide nas seguintes fases:

- Pesquisa bibliográfica sobre os conceitos fundamentais envolvendo sistemas altimétrico de medição e determinação altimétrica de pontos;
- Escolha de um campo de pontos localizado em estruturas presentes na região pertencente à Universidade Federal de Pernambuco para realização das experiências;
- Monumentalização adequada dos pontos nas respectivas estruturas;
- Investigação da estabilidade do campo de pontos utilizando estruturas geodésicas altimétricas decorrentes do nivelamento geométrico de precisão;
- Processamento dos dados coletados com nivelamento geométrico utilizando diferentes metodologias de cálculo;
- Realização de experimentos de medição de movimento vertical com GPS controlados metrologicamente;
- Processamento dos dados GPS com software comercial utilizando soluções apresentadas para diferentes combinações lineares da fase da portadora e diferentes períodos de tempo de observação;
- Análise e apresentação dos resultados.

O trabalho está estruturado em seis capítulos. O **Capítulo 1** apresenta uma introdução geral abordando a importância da pesquisa realizada, assim como, o objetivo principal, os objetivos específicos, a seqüência metodológica empregada e a descrição dos capítulos subsequentes.

O **Capítulo 2** aborda a importância da determinação de um sistema altimétrico de medição apresentando o conceito relativo aos tipos de altitude e a relação entre elas. A ortometria no nivelamento é abordada com enfoque no problema do não paralelismo das superfícies equipotenciais dando segmento ao conceito de sistema altimétrico local. Neste contexto, são apresentados as definições de campo

de pontos de referência, campo de pontos objeto e sua forma de monumentalização. Ao final, são apresentados os métodos para o cálculo e ajustamento das alturas de um campo de pontos altimétrico local pelos métodos empírico e mínimos quadrados.

No **Capítulo 3** descreve-se sobre os instrumentos empregados nesta pesquisa na determinação altimétrica de pontos: o nivelamento geométrico e Sistema de Posicionamento Global - GPS. Nos itens referentes ao nivelamento geométrico é apresentado o seu conceito, os instrumentos e acessórios utilizados, a influência de erros sistemáticos nas observações e a técnica de calibração do nível. Nos itens referentes ao GPS são apresentados suas características gerais e o sistema de referência utilizado. Em seguida as observáveis GPS são conceituadas e as duas técnicas de posicionamento empregadas com maior frequência são abordadas. Nos itens subseqüentes é descrito acerca das combinações lineares mais freqüentes utilizadas no processamento dos dados, as incertezas presentes no posicionamento e alguns procedimentos para reduzi-las. O capítulo é encerrado com uma abordagem sobre *softwares* comerciais e científicos atualmente disponíveis aos usuários.

Os experimentos metrológicos utilizados na realização do campo de pontos altimétrico de referência são tratados no **Capítulo 4**. Nele é descrito o primeiro campo de pontos altimétrico estudado, envolvendo três estruturas presentes na UFPE, assim como, o estudo de sua estabilidade ao longo de cinco campanhas de medição, utilizando o nivelamento geométrico de precisão, com vistas a utiliza-lo como sistema de referência nos experimentos GPS. Ao final, os resultados dos cálculos são apresentados usando o método empírico de compensação do erro de fechamento do circuito e o método de ajustamento pelos mínimos quadrados (MMQ) com redes hierárquicas e redes livres. Comentários sobre a instabilidade das estruturas geodésicas altimétricas são também apresentadas.

O **Capítulo 5** trata da medição de deslocamento vertical com GPS. Dois experimentos controlados metrologicamente foram realizados: o primeiro experimento teve como objetivo verificar quais observáveis são mais indicadas na detecção de movimentos verticais utilizando-se sessões de 30 minutos em uma linha de base de aproximadamente quatro metros e meio; o segundo experimento objetivou estudar quanto tempo de observação seria necessário para obtermos tendências satisfatórias de movimento vertical a nível semi-centimétrico utilizando

uma linha de base de aproximadamente quatrocentos e vinte e cinco metros. Neste experimento, dado a instabilidade encontrada no campo de pontos investigado no Capítulo 4, definiu-se um segundo campo de pontos, envolvendo os dois prédios onde estavam instaladas as antenas GPS, tendo sido investigada sua estabilidade com resultados satisfatórios, o que permitiu a utilização deste campo de pontos como suporte metrológico ao experimento GPS.

O **Capítulo 6** trata das conclusões acerca das experiências realizadas, assim como, as recomendações finais deste trabalho.

O **Capítulo 7** trata das referências bibliográficas utilizadas e o **Capítulo 8** contém anexos referentes a cadernetas de campo, rotinas computacionais para ajustamento pelo método dos mínimos quadrados, gráficos ilustrativos de informações climáticas correspondentes aos períodos em que foram realizadas as medições, informações sobre a RBMC-Recife e resumo sobre análise de regressão linear.

2. SISTEMA ALTIMÉTRICO DE MEDIÇÃO

Em muitas atividades da engenharia e geociências é necessário a determinação de um sistema altimétrico de medição. Estes sistemas são comumente utilizados em aplicações tais como monitoramento de movimentos verticais em estruturas, subsidência de solo, fenômenos geodinâmicos, obras de irrigação, construção de dutos para transporte de água, petróleo, esgoto, etc. Na maioria destas aplicações, a determinação das altitudes vão além do significado geométrico, exigindo um conhecimento do campo de gravidade terrestre o que agrega ao sistema altimétrico um significado físico. Neste capítulo são apresentados aspectos importantes na definição de um sistema de altitudes que vão desde a utilização do geóide como superfície de referência para obtenção de altitude até a definição do campo de pontos de referência altimétrico para aplicações no monitoramento de movimentos verticais de objetos distribuídos sobre a superfície terrestre.

2.1 Tipos de altitude

2.1.1 Altitude ortométrica

De acordo com FREITAS et al. (2001), a noção física das altitudes pode ser obtida a partir do pressuposto em que pontos com a mesma altitude física estão sobre a mesma superfície equipotencial do campo de gravidade da Terra, seja qual for a superfície equipotencial adotada como referência. Normalmente, uma aproximação do geóide é utilizada na geodésia, cartografia, oceanografia e na maioria das atividades de engenharia como a superfície de referência para determinação de altitudes. De acordo com TORGE (2001) tal superfície foi definida por C. F. Gauss como a superfície equipotencial da Terra coincidente com o nível médio dos mares (NMM) supostamente prolongada através dos continentes. Esta definição física considera as águas dos oceanos como estando livre de influências externas tais como marés, correntes, ventos, e outras variações temporais. Deve-se notar que o geóide é apenas uma dentre uma infinita quantidade de superfícies equipotenciais existentes (Figura 2.1).

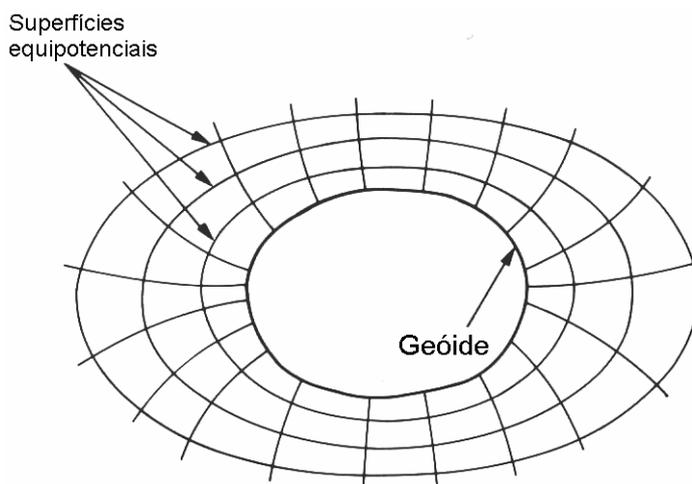


Figura 2.1 – O geóide e as superfícies equipotenciais.

Quando uma porção da superfície da Terra é levantada, todos os pontos desta superfície são considerados como sendo projetados ao longo do vetor gravidade, na direção vertical, sobre o geóide. A altitude ortométrica (H) é a distância do ponto considerado ao geóide, contada ao longo da vertical, e pode ser obtida por nivelamento geométrico associado à gravimetria. Exemplos de instrumentos geodésicos que trabalham com seu eixo principal orientado no sentido vertical são os teodolitos e os níveis (Figura 2.2).

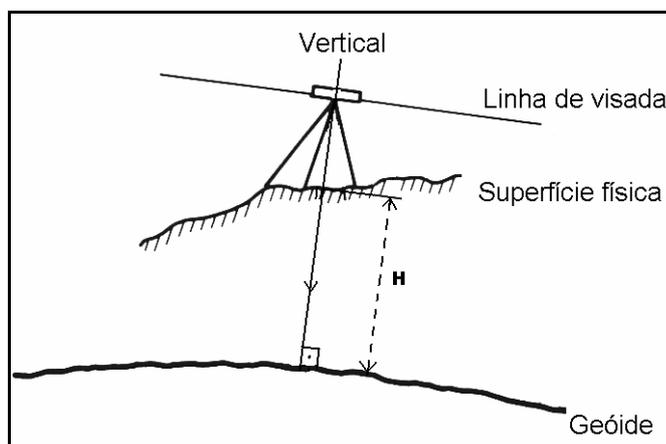


Figura 2.2 – Altitude ortométrica medida ao longo do vetor gravidade na direção vertical.

Devido às irregularidades da distribuição de massa no interior da Terra, o geóide torna-se uma superfície irregular apresentando suaves ondulações. O nivelamento geométrico não é sensível a tal variação quando conduzido sem o auxílio da gravimetria. Por esse motivo, a altitude ortométrica é uma aproximação,

também chamada de pseudoortométrica (GEMAEL, 1999). Para efeito de pequenas áreas, com geóides localizados, a instrumentação do nivelamento geométrico, ainda hoje, apresenta resultados mais plausíveis.

2.1.2 Altura geométrica

Devido às irregularidades observadas na forma do geóide, os geodestas adotam freqüentemente a figura da terra como sendo um elipsóide de revolução cujo formato mais se aproxima da dimensão e orientação do geóide. O elipsóide é considerado como a figura geométrica da Terra e também pode ser utilizado como superfície de referência para obtenção da altura de pontos situados na superfície terrestre. A altura obtida utilizando a superfície do elipsóide como referência é denominada altura geométrica (h). Essa altura corresponde a separação medida entre um ponto na superfície da Terra e sua projeção normal sobre a superfície do elipsóide (TORGE, 2001). A Figura 2.3 representa uma ilustração relacionando altura geométrica com altitude geoidal para pontos situados na superfície física da Terra.

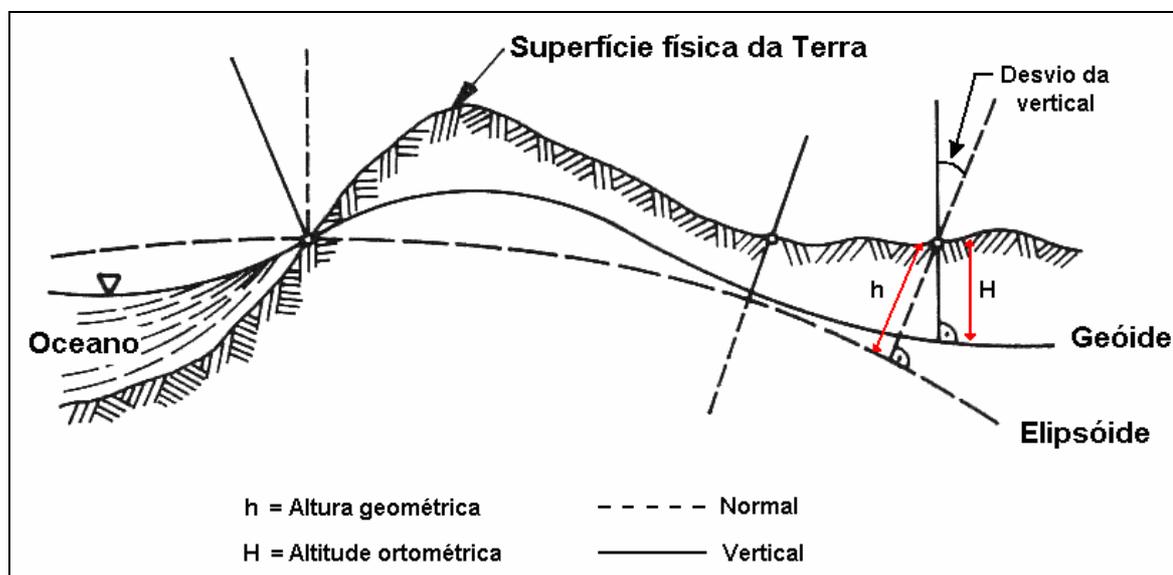


Figura 2.3 – Relação entre geóide, elipsóide e superfície física da Terra (Modificado de KAHMEN e FAIG, 1988).

Um exemplo de medição geodésica que fornece altura em relação ao elipsóide é a que faz uso do sistema GPS. A sua utilização nos levantamentos proporciona coordenadas cartesianas geocêntricas (X, Y, Z) que podem ser

transformadas em latitude (ϕ_p), longitude (λ_p) e altura geométrica (h) conforme a equação 2.1 (Figura 2.4).

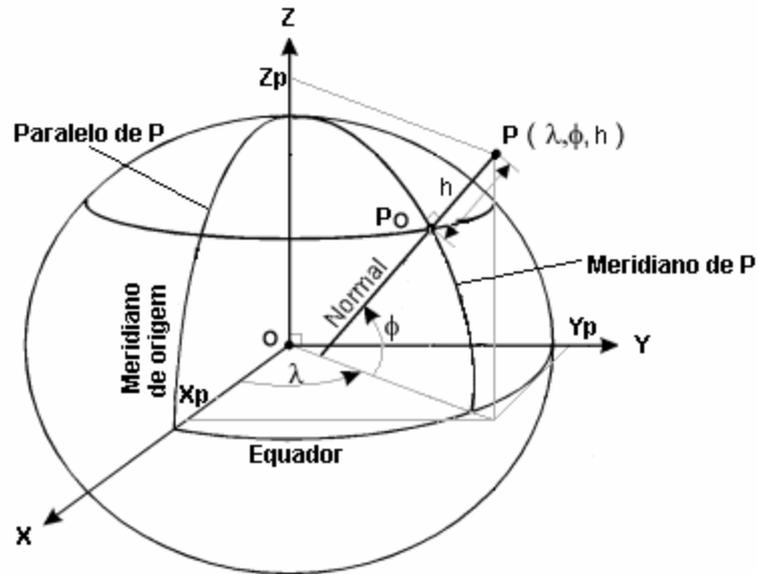


Figura 2.4 – Coordenadas cartesianas e geodésicas obtidas a partir do elipsóide.

$$\begin{bmatrix} X_p \\ Y_p \\ Z_p \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} (N_0 + h) \cos \varphi \cos \lambda \\ (N_0 + h) \cos \varphi \sin \lambda \\ [N_0(1 - e^2) + h] \sin \varphi \end{bmatrix} \quad (2.1)$$

onde N_0 é a grande normal, calculada por $N_0 = a / (1 - e^2 \sin^2 \varphi)^{1/2}$, e é a excentricidade do elipsóide de referência e a é o semi-eixo maior do elipsóide (ARANA, 2002).

2.2 Relação entre altitude ortométrica e altura elipsoidal

A aplicação do GPS para altimetria traz dificuldades, pois a altura geométrica (h) não pode ser diretamente relacionada com a altitude ortométrica (H), visto que a superfície do geóide e do elipsóide, geralmente, não são coincidentes nem paralelas. A separação entre a superfície do geóide e do elipsóide varia ao longo das duas superfícies e é denominada ondulação ou separação geoidal (N) (Figura 2.5). Há com isso, a necessidade do conhecimento de N no local onde se deseja a realização de levantamentos altimétricos (ARANA, 2002; FREITAS e BLITZKOW, 1999). Quando o interesse dá-se pela variação temporal da altitude a variável passa

a ser a diferença de altitude ou diferença de altura. Nesse caso, a altura elipsoidal pode ser de muita utilidade tanto na engenharia quanto na geodinâmica.

A transformação de altura geométrica, obtida com o GPS, em altitude ortométrica, pode ser calculada de maneira simples de acordo com a equação:

$$H \cong h - N \quad (2.2)$$

onde,

H = altitude ortométrica;

h = altura geométrica;

N = ondulação ou separação geoidal.

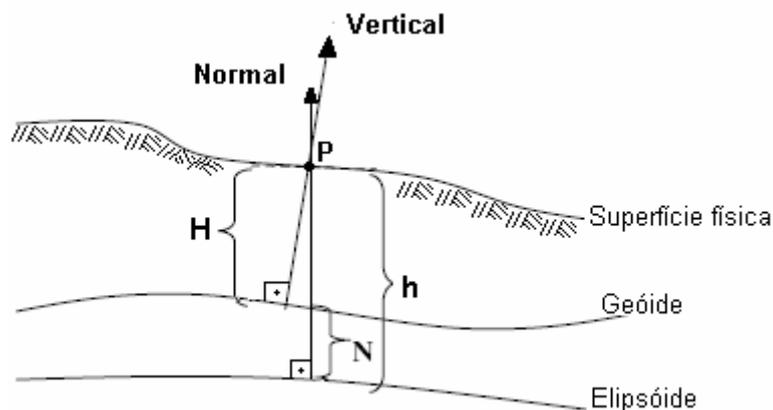


Figura 2.5 – Variação da separação geoidal (ondulação geoidal).

2.3 O Datum altimétrico

A superfície utilizada como referência no sistema de altitudes ortométricas é chamada de *datum* vertical. Este referencial altimétrico coincide com a superfície equipotencial que contém o nível médio do mar (NMM) definido após um certo número de observações maregráficas, válidas para o local onde está instalado o marégrafo e para a época da realização das observações. Por isso considera-se o NMM como uma aproximação teórica do geóide. Isto ocorre em decorrência das propriedades físicas locais e regionais e dos aspectos dinâmicos dos oceanos (ARANA, 2002; TORGE, 2001; FREIRAS et al., 2001).

Atualmente, a maioria dos países, incluindo o Brasil possuem marcos de

referência altimétrica associados a um *datum* vertical tomado a partir da posição do nível médio do mar observado localmente. A determinação do nível médio do mar local (H_{NML}) é calculada a partir de observações do nível instantâneo do mar (H_{NIM}) coletada nas estações maregráficas. A Figura 2.6 ilustra o princípio de funcionamento de uma estação maregráfica (ARANA, 2002).

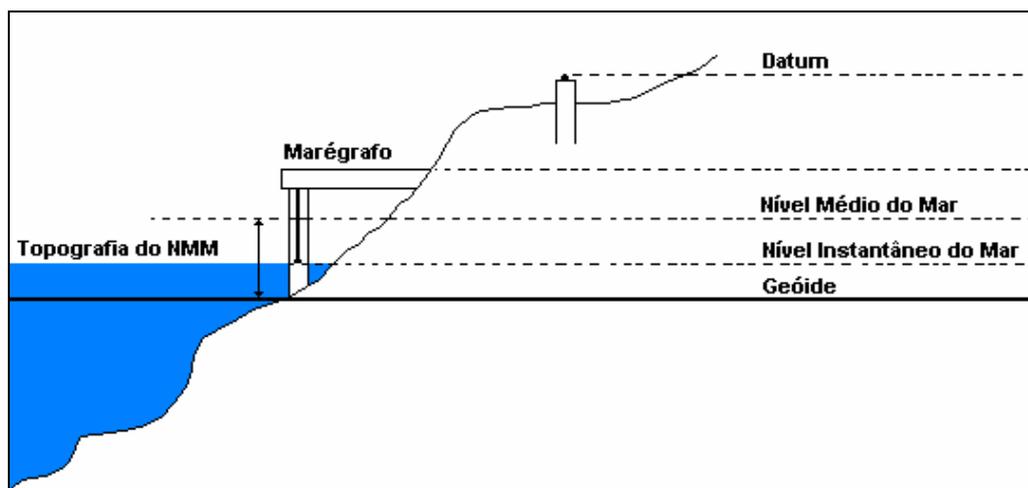


Figura 2.6 – Princípio de funcionamento de uma estação maregráfica.

Apesar da utilização corriqueira de valores oriundos de marégrafos nas regiões administrativas dos portos do Brasil, é necessário que os usuários da engenharia tomem os devidos cuidados para darem preferência ao uso do Sistema Geodésico Brasileiro de Altitude (veja item 2.5) também nessas regiões, uma vez que, os projetos de engenharia interligam estas áreas às externas de administrações portuárias e, portanto, a interconexão altimétrica deve atender ao especificado na norma técnica brasileira NBR 13133.

2.4 Ortometria no nivelamento

2.4.1 Modelo singular do nivelamento geométrico

De maneira simplificada, para medirmos a diferença de nível entre dois pontos A e B no nivelamento geométrico utilizamos um nível posicionado entre duas réguas graduadas chamadas de miras (Figura 2.7).

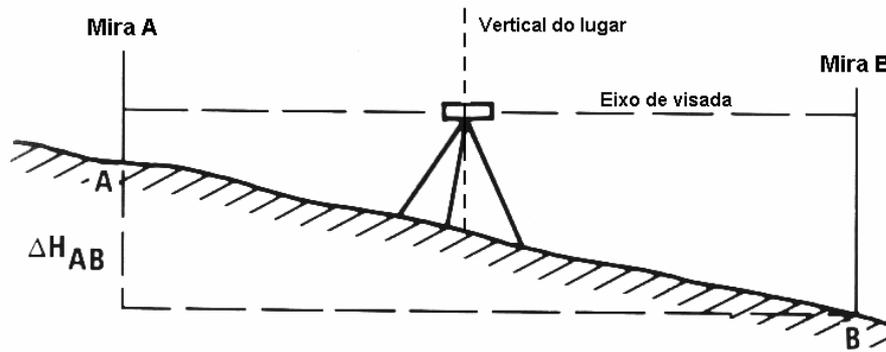


Figura 2.7 – Obtenção da diferença de nível entre dois pontos A e B.

O eixo de visada do nível deve ser horizontal e perpendicular à vertical do lugar. A diferença de nível é encontrada subtraindo as duas leituras obtidas nas miras A e B.

Este procedimento pode ser repetido, no chamado nivelamento composto, através de inúmeras sessões até formar um circuito entre os pontos A e B de acordo com a Figura 2.8 (JOÃO, 2003). Neste caso:

$$\Delta H_{AB} = \sum_{i=1}^n \Delta H_i \quad (2.3)$$

ΔH_{AB} - Diferença de nível entre os pontos A e B;

ΔH_i - Diferença de nível obtida em cada estação.

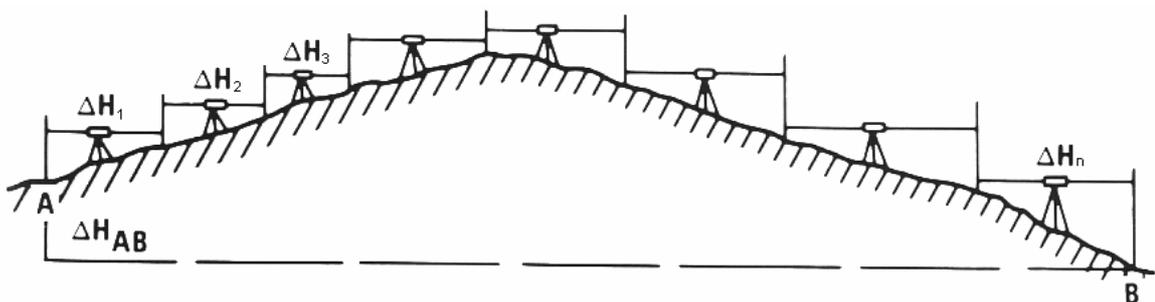


Figura 2.8 – Circuito de nivelamento entre dois pontos A e B.

Para grandes distâncias a diferença de nível passa a ser afetada pelo potencial gravitacional. O eixo de visada fornecido do nível em cada sessão é perpendicular à vertical do ponto onde o instrumento está instalado. Sendo assim,

ele é paralelo à superfície equipotencial daquele ponto. Isso gera erros na medida de diferença de nível entre dois pontos separados por uma grande distância, pois as superfícies equipotenciais não são paralelas ao geóide, como pode ser visto no próximo item (HOAR, 1982).

2.4.2 Correção do não-parallelismo das superfícies equipotenciais

Na Figura 2.9, H_A e H_B são as altitudes ortométricas dos pontos A e B. A soma das diferenças de nível, obtidas a partir de nivelamento geométrico, não será igual à diferença das altitudes ortométricas. Conseqüentemente, não há uma relação geométrica direta entre altitude obtida a partir de nivelamento com altitudes ortométricas. Com isso, uma correção do não-parallelismo ou correção ortométrica precisa ser aplicada (Figura 2.10).

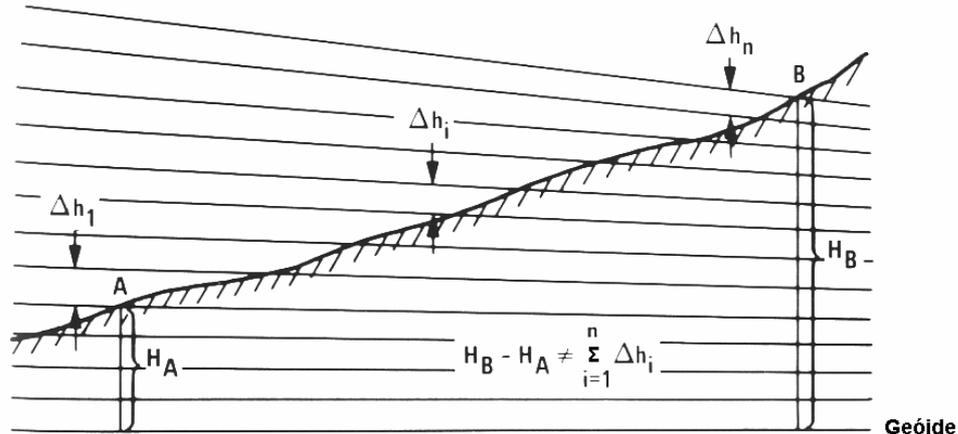


Figura 2.9 – Diferença de nível entre A e B obtidas com nivelamento não são iguais à diferença de altitude ortométrica $H_B - H_A$ devido ao não-parallelismo das superfícies equipotenciais.

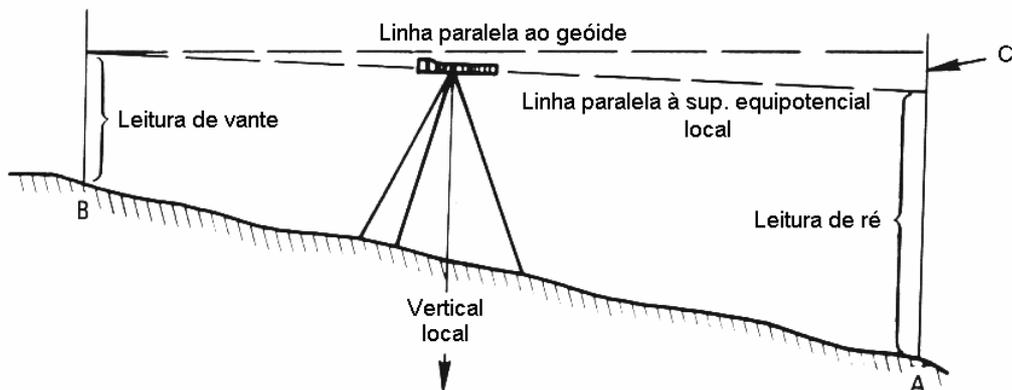


Figura 2.10 – Correção ortométrica.

GEMAEL (1999) mostra que a correção devido ao não-parallelismo das

superfícies equipotenciais pode ser dado por:

$$C = 1542 \cdot 10^{-9} h \Delta\Phi' \text{sen}(2\Phi) \quad (2.4)$$

onde,

C = correção relativa ao não-parallelismo;

$\Delta\Phi'$ = diferença de latitude entre os pontos A e B;

Φ = latitude média;

h = altitude média entre os pontos.

HOAR (1982) alerta que é recomendável usar, quando disponíveis, observações gravimétricas, pois os erros introduzidos nas observações podem ser bastante significantes. Entre outros erros sistemáticos contemplados neste trabalho, o erro do não parallelismo foi calculado a posteriori (veja item 3.1.3.1c).

2.5 A Rede Altimétrica do Sistema Geodésico Brasileiro (RA-SGB)

Para que as atividades geodésicas possam ser desenvolvidas, é necessária a existência de um sistema geodésico que sirva de referência ao posicionamento no território nacional. A materialização deste sistema de referência, através de estações geodésicas distribuídas adequadamente pelo país, constitui-se na infra-estrutura de referência a partir da qual os novos posicionamentos são efetuados (IBGE, 2005).

O IBGE - Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística é o órgão oficial brasileiro incumbido do estabelecimento e manutenção do Sistema Geodésico Brasileiro (SGB). O SGB é definido a partir de um conjunto de pontos geodésicos implantados na porção da superfície terrestre delimitada pelas fronteiras do país.

A Rede Altimétrica de Alta Precisão (RAAP) é a estrutura de referência vertical do SGB. Em todo país existem mais de 65 mil estações altimétricas denominadas RRNN (Referências de Nivelamento) implantadas (Figura 2.11). Ela foi iniciada em 1945 utilizando nivelamento geométrico de alta precisão a partir do município de Cocal, Santa Catarina. Em dezembro de 1946, foi efetuada a conexão com a Estação Maregráfica de Torres no Rio Grande do Sul, concretizando uma etapa importante do estabelecimento de uma estrutura altimétrica para apoiar o

mapeamento e dar suporte às obras de engenharia (LUZ, 2002).

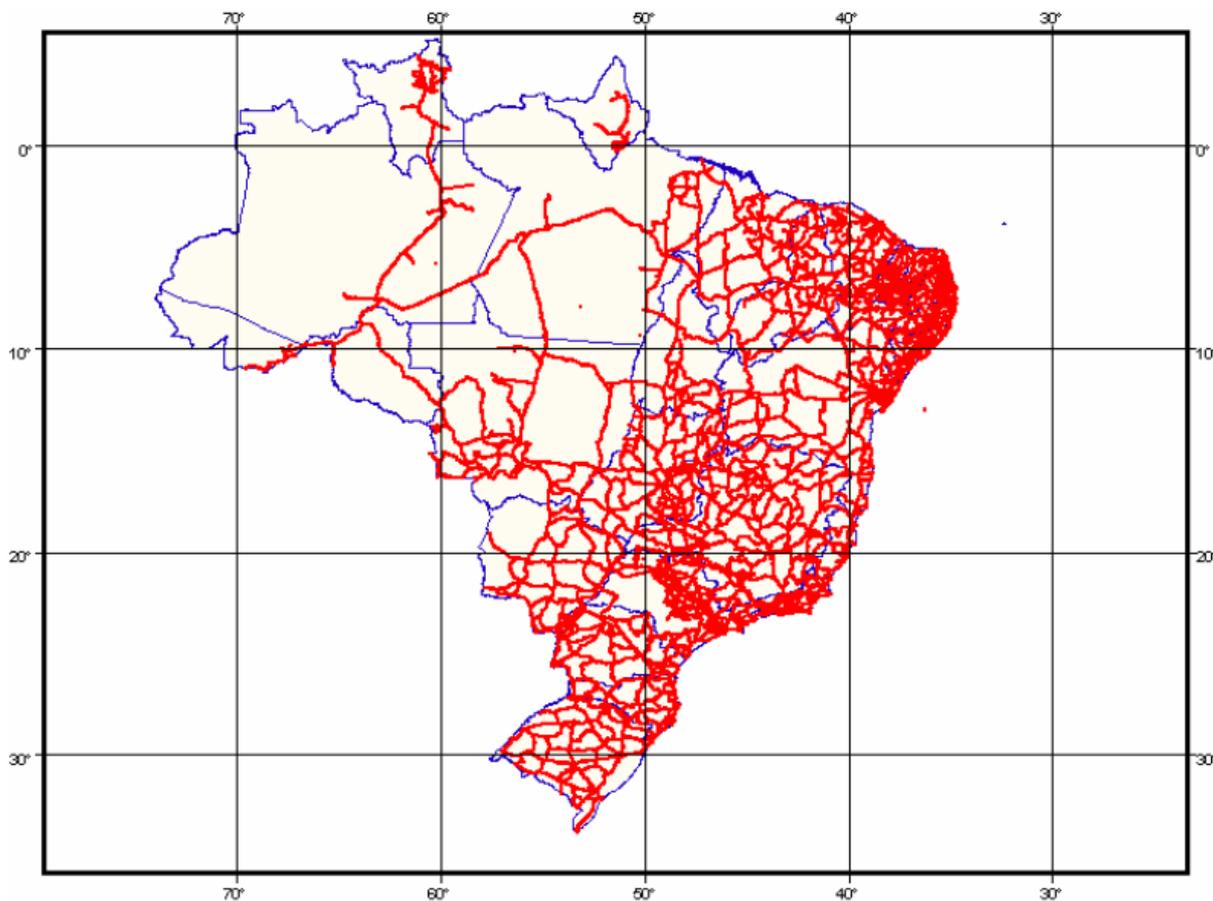


Figura 2.11 – Rede Altimétrica do SGB (Fonte: IBGE).

Em 1958, o Datum de Torres foi substituído pelo de Imbituba em Santa Catarina. A Rede Altimétrica foi concluída no final da década de 1970 quando as linhas de nivelamento geométrico chegaram a pontos distantes como pontos nos estados do Acre e Roraima (IBGE, 2005).

Para o estabelecimento das RAAP foram consideradas tolerâncias entre $3 \text{ mm}\sqrt{k}$ e $4 \text{ mm}\sqrt{k}$ para o fechamento das seções, onde k é a extensão da seção nivelada em quilômetros (LUZ, 2002; FREITAS et al., 2001).

Em 1988 deu-se início ao Projeto Ajustamento da Rede Altimétrica do SGB, como o objetivo de homogeneizar as altitudes da RAAP. Em 1993 foi concluído o Ajustamento Altimétrico Global Preliminar (AAGP), primeiro ajustamento automatizado e integral da RAAP. A rotina automatizada de ajustamento dos

desníveis não utilizou observações gravimétricas, mas apenas correções parciais do não paralelismo das superfícies equipotenciais (LUZ, 2002).

Em 1993 foi criado o projeto para o estabelecimento do **Sistema de Referência Geocêntrico para as Américas** (SIRGAS). Desde a sua criação até a sua homologação em 25/02/2005 pelo IBGE, um dos principais objetivos têm sido a definição e a materialização de um sistema de referência altimétrico de medição para as Américas com alturas físicas e geométricas consistentes e as variações de altitudes dos marcos de referência acompanhadas com relação ao tempo. De acordo com o Estatuto do Projeto SIRGAS, o Grupo de Trabalho III – Datum Vertical tem a responsabilidade de coordenar o estabelecimento e manutenção do sistema altimétrico (IBGE, 2005).

Segundo LUZ (2002), duas campanhas visando à determinação da posição geocêntrica do Datum Vertical Brasileiro em relação à rede SIRGAS foi realizada entre 1997 e 2000 pela Universidade Federal do Paraná, em cooperação com o IBGE. A primeira utilizou posicionamento tridimensional GPS, parâmetros meteorológicos, séries temporais de marés gravimétricas e oceânicas em três estações: Imbituba, Blumenau e Curitiba. A última campanha teve uma abordagem similar, porém inserida dentro do contexto da Campanha Internacional SIRGAS 2000, a qual envolveu observações GPS em pontos nas fronteiras, visando determinar discrepâncias entre redes altimétricas do continente. Alguns resultados indicaram que imperfeições dos modelos de correção dos efeitos diferenciais das marés gravimétricas, contidas nos softwares para processamento das observações GPS diferenciais sobre bases longas, impedem a determinação da posição geocêntrica e a conexão de marégrafos com curtos períodos de observação, sendo recomendados períodos de observação de cerca de 10 dias sobre bases continentais. De acordo com FREITAS et al. (2002), as posições geocêntricas dos marégrafos servem como condição inicial para relacionar o NMM local a um geóide global, além de auxiliar na diferenciação entre movimentos crustais e alterações do NMM.

Atualmente, a rede vertical brasileira continua vinculada ao Datum Imbituba. O vínculo ao SIRGAS é um processo que encontra-se em andamento e vem sendo desenvolvido pelo Grupo de Trabalho III do projeto SIRGAS. De acordo com o Prof. Dr. Silvio Freitas da Universidade Federal do Paraná o problema da rede vertical é o

da unificação das redes nacionais dos diversos países da América do Sul, pois cada um dos Data foi estabelecido com o nível médio do mar (NMM) para diferentes épocas ou, via o arbítrio, por algum critério da altitude zero em cada um dos países. Até mesmo em um país como o Brasil temos discrepâncias entre os zeros de diversos marégrafos na costa. Este problema tem de ser resolvido para integração da rede vertical ao SIRGAS.

Os RRNN da rede nacional são comumente utilizados como pontos de partida para a criação de outros sistemas altimétricos locais, mais densos, que são projetados para dar suporte às atividades de iniciativa pública ou privada de geodésia e engenharia.

2.6 Sistema altimétrico local

O sistema altimétrico local envolve normalmente uma pequena porção limitada da superfície terrestre quando comparados com as redes regionais e nacionais, e é composto por um campo de pontos distribuído localmente na região de interesse. A este campo de pontos, monumentalizadas no terreno, com seus pontos conectados entre si através de observações, dá-se o nome de estrutura geodésica (SANTOS, 1999).

As altitudes dos pontos que compõem este sistema podem estar vinculadas à Rede Altimétrica do SGB ou podem ser definidas pelos projetistas, tomando como ponto de partida materializações em benchmark's, afloramentos rochosos, pilares, calçadas, soleiras de edificações, etc. Neste último caso, o sistema local pode trazer transtornos em projetos de engenharia cuja localização se aproxime e se superponha. No entanto, na observação temporal de campo de pontos-objeto (veja item 2.8) o sistema de referência altimétrico a ser utilizado pode ter caráter local ou mesmo nacional. O mais importante é ter certeza da estabilidade do campo de pontos de referência. Neste sentido informações da área geológica e geotécnica são fundamentais para a correta localização do campo de pontos de referência.

Outra modalidade de sistema altimétrico local abrange extensões menores, que dependem do tamanho do objeto a ser investigado (ver itens 2.7 e 2.8). Em muitos casos, os seus pontos estão vinculados a referenciais arbitrários. Estes sistemas normalmente são concebidos para dar apoio às atividades de obras de

engenharia restritas a extensões de quadras, bairros, entorno de edificações tais como pontes, túneis e pequenas barragens, etc., onde as alturas demandam apenas um significado geométrico. Tal procedimento é recomendado apenas para campo de pontos cuja extensão não exceda os limites onde se pode desprezar os erros devido ao não-paralelismo das superfícies equipotenciais.

O acompanhamento da estabilidade dos pontos de referência que compõe o sistema local é um fator fundamental em aplicações que envolvem séries de observações temporais de objetos sujeitos a movimentos verticais. A estas aplicações, podemos citar investigação de recalque na construção civil, investigação de subsidência em áreas de extração de água, gás, petróleo, ou minérios, obras de drenagem, etc. Qualquer alteração na posição altimétrica de um ponto de referência irá se refletir nos pontos pertencentes ao objeto em estudo a ele referenciado, levando a conclusões errôneas sobre seu comportamento real (CHEN , 1990; SILVA et al., 2004).

Nesta pesquisa, projetou-se duas estruturas geodésicas altimétricas localizadas no Campus da UFPE com metodologias associadas ao nivelamento geométrico de precisão de modo a se conduzir os experimentos controlados com GPS (Capítulos 4 e 5).

2.7 Campo de pontos altimétrico de referência

O campo de pontos de referência é formado por um conjunto de pontos intencionalmente preparados para definirem um sistema altimétrico de medição estável. A localização destes pontos varia em função da geometria do objeto a ser monitorado e das condições que favorecem a execução das medições tais como segurança, acessibilidade, dificuldade para monumentalização, vibrações, ventos fortes, gradiente de temperatura, instabilidades geodinâmicas localizadas.

2.7.1 Definição

O Campo de Pontos Altimétrico Referência é o espaço geodésico ou cartesiano, que contempla os aspectos de medição geométrica das estruturas geodésicas envolvidas; os aspectos físicos de sua monumentalização; os aspectos estocásticos das realizações das variáveis aleatórias envolvidas no processo de

medição, além dos aspectos de estabilização dos seus pontos na definição do Sistema de Referência de Medição. Os pontos devem localizar-se em posições estrategicamente projetadas segundo uma dada configuração geométrica otimizada, de modo que atenda a melhor propagação das incertezas aceitáveis das medições/observações, forneça o melhor rendimento de observações dos pontos-objeto (item 2.8) e possibilite a estabilidade para a realização do Sistema de Referência de Medição ao longo do tempo (SILVA et al., 2004).

2.7.2 Segurança, acessibilidade e estabilidade na monumentalização do Campo de Pontos de Referência

Os pontos de referência devem ser escolhidos em locais os mais seguros e estáveis possíveis. A estabilidade e conservação destes pontos é parte integrante dos critérios de precisão exigidos nos trabalhos de geodésia. A acurácia de um levantamento está em parte relacionada com a estabilidade dos marcos de referência. Por isso, a monumentalização adequada e a conservação destes pontos são fatores de extrema importância para garantir a qualidade dos dados observados.

Para garantir a estabilidade e longevidade dos pontos monumentalizados deve-se fazer um bom julgamento do local onde ele será instalado. Muitos são os fatores que devem ser levados em conta nesta tarefa, no entanto, alguns deles devem ser observados tais como (GENNETI, 1990):

1) Segurança do ponto: este é um dos primeiros critérios que devem ser levados em consideração. Antes da instalação, é necessário prever as possíveis alterações que poderão acontecer naquele local e que influenciarão no ponto, como por exemplo, uma construção futura de um prédio, casa, sistemas de esgoto, água, estrada, etc. Além disso, o ponto deve estar afastado de locais com vibrações excessivas, fluxo intenso de veículos, regiões sujeitas a alagamentos. Todos esses fatores são importantes para evitar que futuramente os marcos sejam removidos ou ter sua configuração alterada.

2) Acessibilidade: os pontos devem estar instalados em locais fáceis de serem encontrados e ocupados pelo usuário. Croquis esquemáticos devem fornecer a sua precisa localização, referenciando-o a objetos próximos e de difícil remoção, pelo

menos durante o período para o qual o ponto for projetado para ser utilizado.

3) Estabilidade: Todos os marcos de referência estão sujeitos a fenômenos geológicos e geodinâmicos. Marcos de controle vertical são particularmente vulneráveis a esses fenômenos, pois eles produzem movimentos verticais em maior proporção do que movimentos horizontais. Por isso, alguns fatores têm que ser levados em consideração na instalação de pontos de referência envolvendo estabilidade, entre eles, podemos citar:

- **Características topográficas vantajosas:** crista de colinas são indicadas para instalar pontos de referência, pois sofrem pouca influência de escorregamentos de terra e são mais consistentes, o que os tornam mais resistentes a alterações climáticas. Aflorações do cristalino rochoso também são locais indicados devido a sua alta resistência e durabilidade, permanecendo inalterados geologicamente ao longo de muitos anos.
- **Tipo de solo:** Sempre que possível, deve-se analisar o tipo de solo sobre o qual os pontos serão monumentalizados. Deve-se evitar instalar os pontos de referência em solos com partículas muito finas, tais como as argilas, que são altamente susceptíveis a mudanças de volume e são os maiores responsáveis por movimentações que irão se refletir nos pontos monumentalizados.
- **Efeitos da vegetação:** A presença de vegetação, particularmente árvores, influencia na estabilidade das camadas superiores de terra. A ação de árvores, gramas, arbustos, etc., exercem influências que alteram o volume do solo ao seu redor devido à atividade de crescimento das raízes e absorção de água do solo.
- **Efeitos geológicos:** Nunca se devem desprezar as informações geológicas do local quando elas forem acessíveis. Dados geológicos são importantes para determinar a identificação de locais estáveis. Minas subterrâneas ou cavernas, bem como áreas sujeita a extração de água, óleo e gás, são propensas à ocorrência de subsidência. É altamente recomendado a instalação de marcos em rocha sólida livre de fissuras. Através das informações geológicas é possível analisar o estado das rochas, sua composição e o grau de intemperismo a que elas estão submetidas.

- **Estruturas feitas pelo homem:** desde que as estruturas estão sujeitas a movimentos, os pontos instalados nelas não estão com a sua estabilidade assegurada. É recomendada a instalação dos pontos nas estruturas que possuam fundações profundas, abaixo da zona de influência dos solos expansivos, e que sejam feitas de concreto, alvenaria ou aço. Além disso, o peso combinado com a área onde ela está instalada contribui para sua estabilidade, fazendo com que haja resistência à expansão do solo e protegendo-o de alterações volumétricas provocadas por diferenças térmicas e presença de umidade. Estruturas pequenas, como bueiros concretos, plataformas, muros de proteção, pontes, etc., nunca devem ser usadas para monumentalização permanente devido a sua pouca estabilidade.

Toda estrutura entra em processo de acomodação durante e depois da construção. Uma estrutura com menos de cinco anos não deve ser considerada para instalação de marcos de controle vertical a menos que sua fundação esteja em rocha sólida.

Em geral, as estruturas com maior expectativa de vida devem ter preferência. Edifícios modernos e patrimônios históricos provavelmente permanecerão por muito tempo sem perturbação. Deve-se ter o cuidado de monumentalizar os pontos em locais que são parte integrante da fundação da estrutura ou estão rigidamente fixos a ela, evitando locais que poderiam ser danificados ou cobertos durante qualquer construção adicional sobre ou próximo a ela.

- **Áreas sob influência de fluxo de água:** áreas próximas a reservatórios, rios, praias, onde o nível de água é variável, pode ter a sua posição vertical alterada devido à influência de expansão e compressão do solo em função do aumento do nível d'água. Este tipo de movimento tem influência significativa em levantamentos geodésicos de precisão.
- **Ambientes corrosivos:** o contato com sais, água, e outros reagentes químicos presentes no ambiente podem corroer os marcos, desgastando sua superfície podendo a vir inutilizá-lo. Por isso eles devem ser adequadamente protegidos contra esses reagentes e serem feitos de materiais de alta resistência à corrosão.

4) Visibilidade de satélites: quando a finalidade é a monumentalização de pontos para a realização de observações por satélite, além dos cuidados já citados, deve-se escolher locais com visibilidade de satélites acima de 15° do horizonte para evitar obstrução do sinal vindo dos satélites e a presença de multicaminho devido à existência de superfícies refletoras laterais.

2.7.3 Formas de monumentalização dos pontos de referência

Como visto no item 2.7.2, os pontos de referência devem ser escolhidos em locais os mais seguros e estáveis possíveis, longe de influências desestabilizadoras e em locais seguros. Os marcos de referência podem ser monumentalizados na forma de:

- Chapas de metal instaladas em locais seguros;
- Pilares com proteção térmica;
- Benchmark's simples, de boa qualidade geotecnológica, para referenciar réguas e miras;
- Pinos instalados em afloramentos rochosos.
- Pinos ligados simplesmente à superfície estável;
- Pinos com ranhuras e/ou furos associados a diferentes formas de alvos;

A definição de um campo de pontos de referência e sua estabilidade redundam também na definição do Campo de Pontos-objeto que compõe pontos sob investigação.

2.8 Campos de pontos-objeto

Os objetos envolvidos na investigação podem ser entendidos como superfícies e/ou estruturas que se deixam discretizar por um campo de pontos denominado Campo de Pontos-objeto. Ele tem que ser capaz de representar qualitativa e quantitativamente o objeto investigado.

2.8.1 Definição

De acordo com SILVA et al. (2004), o campo de pontos objeto pode ser definido como o espaço geodésico ou cartesiano agregado aos aspectos de otimização geométrica da superfície que representará o objeto, aos aspectos físicos de sua materialização e aos aspectos estocásticos das realizações das variáveis aleatórias envolvidas no processo de medição empregado.

A localização dos pontos-objeto deve fornecer a melhor correspondência possível com o contínuo em estudo (contínuo de fachadas, contínuo estrutural, etc.) de maneira a atender os mais variados aspectos técnicos que possam ser abordados no problema de investigação de movimentos verticais. Para isso é necessário um estudo multidisciplinar realizado através dos profissionais envolvidos com o problema. Dessa forma, a discretização do contínuo, definidor no objeto, por pontos, deve ser capaz de permitir a interpolação das deformações identificadas e quantificadas em seus pontos-objeto sem perda de informação relevante ao estudo multidisciplinar.

2.8.2 Monumentalização dos pontos-objeto

O tipo de monumentalização dos pontos-objeto será influenciado pela natureza do objeto em estudo (tipo de superfície, estrutura, camada e sua forma) associada à metodologia de instrumentação empregada. As marcas que materializam os pontos no objeto são definidas em função da instrumentação planejada para a definição do campo de pontos objeto. Estas podem ser (SILVA et al., 2004):

- Chapas de metal;
- Pilares;
- Pinos ligados simplesmente à superfície;
- Pinos cravados a diferentes profundidades da superfície;
- Pinos com ranhuras e/ou furos associados a diferentes formas de alvos;

Neste trabalho, utilizou-se chapas de metal e pinos ligados à superfície, em dois campos de pontos projetados para receberem observações de nivelamento

geométrico descritos com maior detalhe nos Capítulos 4 e 5.

2.9 Cálculo de campo de pontos altimétrico local

O conjunto de pontos pertencentes ao sistema altimétrico local deve ter suas alturas determinadas em cada época de medição. Esta determinação tem como finalidade auxiliar na análise da estabilidade do campo de pontos, auxiliando na avaliação dos deslocamentos verticais que possam ter ocorridos entre as épocas de medição. Nos itens a seguir, é descrito três métodos utilizados nesta dissertação para cálculo das altitudes.

2.9.1 Cálculo utilizando o método empírico ou proporcional à distância

Este método se baseia no princípio de que o erro cometido na determinação de uma diferença de nível é proporcional às distâncias de visada entre ré e vante efetuadas em um lance de nivelamento. Para a correção do erro de fechamento de um circuito de nivelamento, o erro deve ser distribuído nas observações de diferença de nível proporcionalmente ao comprimento de cada lance. Para a compensação do erro de fechamento é utilizada a seguinte expressão (ALGARVE, 2004):

$$C_i = \frac{Ef}{\sum_{i=1}^n d_i} d_i \quad (2.5)$$

Ef - Erro de fechamento;

d_i - Comprimento do lance;

n - Número de lances.

O erro de fechamento para um circuito fechado é calculado com a seguinte expressão:

$$Ef = \sum_{i=1}^n Dn_i \quad (2.6)$$

Dn - Diferença de nível.

A tolerância para o erro de fechamento cometido em milímetros é dada pela equação:

$$\sigma_{TOL} = \pm 2mm / km \sqrt{R} \quad (2.7)$$

R – Comprimento do circuito em km.

A classificação da precisão do levantamento em milímetros por quilômetros é dada por:

$$\sigma_{Niv / Km} = \pm Ef / \sqrt{R} \quad (2.8)$$

A diferença de nível compensada será obtida através da equação:

$$Dn_{COMPE} = Dn_i - C_i \quad (2.9)$$

De posse das diferenças de nível compensadas, transporta-se as alturas do ponto de partida para os demais pontos pertencentes ao campo de pontos altimétrico. Ao final, a altitude do ponto de partida deve ser igual à altitude do ponto de chegada. Trata-se por tanto, de uma compensação de uma estrutura geodésica hierárquica, sem utilizar o método dos mínimos quadrados.

2.9.2 Cálculo pelo método dos mínimos quadrados

O segundo método é baseado no princípio dos mínimos quadrados. As altitudes dos pontos pertencentes à rede vertical (estrutura geodésica) do campo de pontos em estudo, assim como uma estimativa da precisão em cada época de medição, são calculados individualmente pelo método paramétrico de ajustamento, podendo esta rede conter ou não uma referência fixa.

Quando fixamos uma referência, dizemos que a estrutura geodésica é hierárquica (NIEMEIER, 2002; SILVA et al., 2004). Todas as alturas da rede neste modelo são incorporadas como parâmetros no modelo de Gauss-Markov (ROMÃO et al., 2003; HEKIMOGLU et al., 2002; CHEN, 1990; NIEMEIER, 1985):

$$l_k + v_k = A_k x_k, \quad (2.8)$$

$$P_k = \sigma_0^2 Q_{l_k}^{-1} \quad (2.9)$$

onde k se refere à época de medição, v_k são o $n \times 1$ vetores dos resíduos, A_k é a $n \times u$ matriz dos coeficientes, x_k é o $u \times 1$ vetor das correções, l_k é o $n \times 1$ vetor das observações, P_k é a $n \times n$ matriz dos pesos das observações, e Q_{l_k} é a $n \times n$ matriz

dos cofatores, u é o número de parâmetros (é igual ao número de pontos na rede vertical), n é o número de observações e σ_0^2 é a variância da unidade de peso

Quando a condição $v_k^T P_k v_k = \min$ é satisfeita, o vetor dos parâmetros estimados pode ser calculado com a expressão:

$$\hat{x}_k = -Q_{\hat{x}_k \hat{x}_k} A_k^T P_k l_k \quad (2.10)$$

$$Q_{\hat{x}_k \hat{x}_k} = (A_k^T P_k A_k)^{-1} \quad (2.11)$$

onde $Q_{\hat{x}_k \hat{x}_k}$ é a matriz das equações normais.

Quando nenhuma referência é fixada, ou seja, quando a estrutura geodésica em estudo é livre de condicionamentos, o ajustamento é chamado de ajustamento livre e $Q_{\hat{x}_k \hat{x}_k}$ passa a sofrer uma deficiência de característica ou singularidade. A matriz das equações normais será escrita com a seguinte notação:

$$Q_{\hat{x}_k \hat{x}_k} = \sigma_0^2 (A_k^T P_k A_k)^+ \quad (2.12)$$

Onde o sinal (+) indica uma pseudo-inversa das equações normais. A pseudo-inversa é um caso especial das inversas generalizadas, mais detalhes podem ser encontrados em GEMAEL (1994). No presente trabalho, o assunto do ajustamento livre não foi investigado com profundidade. Utilizamos apenas rotinas de inversão utilizando o método Hermitiano, a disposição no programa MATLAB, para o cálculo do campo de pontos usado no Capítulo 4.

3. DETERMINAÇÃO ALTIMÉTRICA DE PONTOS

Os profissionais da engenharia, quando solicitados, têm a responsabilidade de apresentar soluções aos problemas com resultados consistentes e confiáveis, devendo ter em mente não somente o cumprir com as obrigações de sua profissão, mas também servir adequadamente a sociedade e aos profissionais que dependem rotineiramente dessas informações. Isso requer um sólido conhecimento dos instrumentos, dos procedimentos para levantamento dos dados, dos métodos de processamento e dos parâmetros para avaliação da acurácia dos resultados. Segundo KAHMEN e FAIG (1998), o engenheiro não está encarregado somente de fornecer resultados derivados de suas medidas, mas também de apresentar indicadores de qualidade e confiabilidade dos mesmos. Isso exige um claro entendimento dos relacionamentos funcionais e estocásticos entre as quantidades medidas e os resultados encontrados, bem como um sólido entendimento dos fatores externos que influenciam as medidas. Estes podem ser globais (curvatura da superfície terrestre, aceleração da gravidade, variações do magnetismo terrestre, refração atmosférica), regionais (superfícies de referência) e locais (influências do clima, índices de refração, erros instrumentais e de operação do instrumento, etc.). O profissional tem que ser capaz de selecionar equipamentos e procedimentos conhecendo seus padrões e especificações, e ser flexível o bastante para ser criativo quando circunstâncias adversas o requerem.

Durante séculos o nivelamento geométrico de precisão tem sido o método mais preciso e acessível à grande maioria dos usuários que o empregam nas tarefas de construir, assim como de monitorar movimento vertical de objetos na superfície terrestre. O GPS tem se afirmado como uma tecnologia complementar para utilização em trabalhos de altimetria.

Com a técnica de nivelamento geométrico, precisões melhores que 1 mm podem ser alcançadas para diferenças de nível por quilômetros nivelado. Para que isso seja possível, faz-se necessário a escolha adequada dos instrumentos de medição, que são constituídos basicamente de nível e mira, e da metodologia empregada nas medições. Nos tópicos a seguir, a definição e as características principais do nivelamento geométrico e do GPS pelo método de posicionamento relativo são descritas.

3.1 Nivelamento geométrico

De acordo com a NBR 13133 e como visto no item 2.4, o nivelamento geométrico é o nivelamento que realiza a medida da diferença de nível entre pontos do terreno por intermédio de leituras correspondentes a visadas horizontais, obtidas com um nível, em miras colocadas verticalmente nos pontos de interesse. Através deste princípio as leituras podem ser transportadas sucessivamente de um ponto para outro, ou seja, parte-se de um ponto de altitude conhecida e determina-se o desnível até o próximo ponto, obtendo assim a altitude deste (JORDAN, 1944).

3.1.1 Classificação dos níveis

A literatura sobre nivelamento apresenta as mais variadas formas de classificar os níveis, no entanto, são apresentadas aqui duas classificações importantes. KAHMEN e FAIG (1988) dividem os níveis em três classes de acordo com a sua finalidade: níveis de construção, níveis de engenharia e níveis de precisão. DEUMLICH (1982) propõe uma classificação baseada no desvio-padrão encontrado em 1 km de extensão duplamente nivelado:

1. Níveis de precisão baixa > 10 mm/km;
2. Níveis de precisão média ≤ 10 mm/km;
3. Níveis de precisão alta ≤ 3 mm/km;
4. Níveis de precisão muito alta ≤ 1 mm/km; e
5. Níveis de altíssima precisão $\leq 0,5$ mm/km.

Os instrumentos do tipo 1 e 2 estão dentro da classe dos níveis de construção, projetados para medir simples elevações em canteiros de obras e em pequenas áreas. O tipo 3 são níveis de engenharia, projetados para auxiliar na construção de pontes e túneis, assim como em tarefas que exigem precisão na ordem de 2 a 3 mm/km. Os tipos 4 e 5 são níveis de precisão muito elevada, variando entre 0,3 e 1 mm/km, eles são bastantes semelhantes aos níveis de engenharia, no entanto, possuem componentes mais precisos.

3.1.2 Instrumentos e acessórios utilizados

Há vários modelos de níveis e miras disponíveis atualmente, cada um preenchendo requisitos de precisão para cada tipo de aplicação.

3.1.2.1 Nível automático

Os níveis equipados com níveis de bolha são afetados significativamente pelo aquecimento solar lateral, por vibrações provocadas por veículos trafegando ou o próprio observador caminhando próximo ao instrumento. Isso pode trazer problemas no nivelamento de precisão, visto que o eixo de visada está constantemente se deslocando devido a esses fatores, além de consumir muito tempo no nivelamento do aparelho.

No sentido de contornar esse problema, os fabricantes desenvolveram instrumentos onde os efeitos dos distúrbios provocados pela inclinação do eixo de visada fossem corrigidos automaticamente, mesmo que o aparelho estivesse grosseiramente nivelado com o nível de bolha.

Neste aparelho, utiliza-se o nível de bolha esférico para nivelá-lo grosseiramente com a ajuda dos parafusos calantes. O eixo de colimação é colocado na horizontal por um dispositivo localizado dentro do telescópio que compensa automaticamente a inclinação residual. O compensador constitui-se basicamente de um sistema de prismas que refrata e reflete o raio de luz incidente no telescópio horizontalmente através do centro óptico da objetiva até o centro de interseção dos fios do retículo. A Figura 3.1 estiliza um hipotético nível automático.

Sendo assim, não há a necessidade de uso dos níveis tubulares para nivelar o instrumento, fazendo-se uso apenas de um nível esférico, como descrito em seguida. A compensação é efetiva para todos os pontos do telescópio, fornecendo a horizontalidade do eixo de colimação desde que não exceda a amplitude de oscilação do compensador (COOPER, 1982).

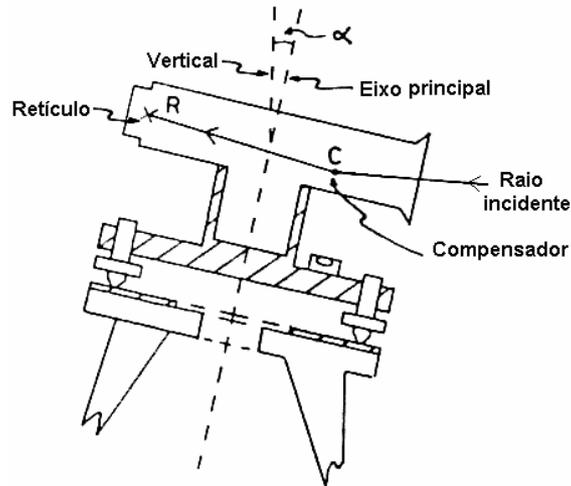


Figura 3.1 – Nível automático.

Um exemplo de nível automático é o NI 2, utilizado nesta pesquisa (Figura 3.2). Este nível é versátil e capaz de realizar qualquer tipo de levantamento altimétrico de precisão, em virtude de servir de base para adaptação de vários acessórios. Com um micrômetro com placa plano-paralela (descrita no tópico c deste item), o NI 2 tem sua precisão nominal em torno de $\pm 0,3mm\sqrt{k}$, em que k é extensão total em quilômetros da poligonal nivelada. Existem micrômetros com placa plano-paralela para uso em miras divididas em 10 mm, 5 mm e 1 mm (PINTO, 1992).

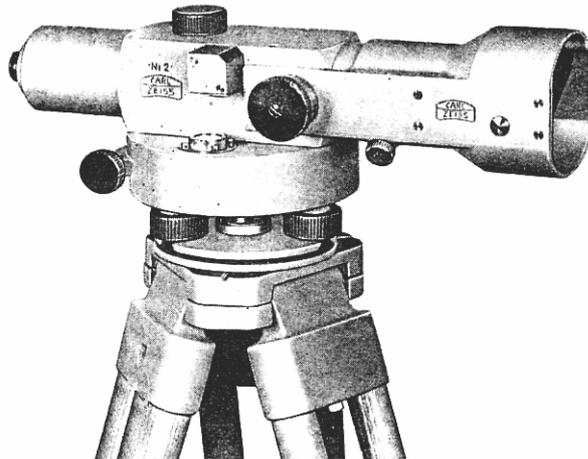


Figura 3.2 – NI 2 com micrômetro e placa plano-paralela.

a) Nível de bolha esférico

Os níveis esféricos são utilizados nos níveis automáticos para nivelá-lo grosseiramente, eles são formados por uma pequena cápsula de vidro no formato cilíndrico encaixada em um envoltório de metal. São preenchidos com álcool ou éter

e uma bolha de ar com 2 a 6 mm de diâmetro (Figura 3.3). A lâmina superior tem formato esférico na face interna, e a face externa é plana marcada com um ou mais círculos concêntricos.

De acordo com ESPARTEL (1987), a sensibilidade do nível é a medida da facilidade com que a bolha se desloca para uma pequena inclinação. Ela é proporcional ao raio de curvatura da face esférica, que nos aparelhos precisos, é de 20 a 30 m, produzindo um deslocamento unitário de 5" a 6" de inclinação.

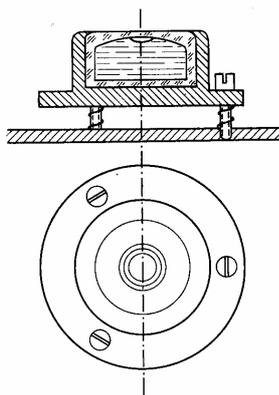


Figura 3.3 – Nível esférico (Fonte: KAHMEN e FAIG, 1988).

A base é fixada ao nível com a ajuda de três parafusos de ajuste, que também são utilizados para retificá-lo. O nível esférico estará retificado quando o plano tangente que passa pelo centro da superfície esférica estiver normal ao seu eixo vertical em qualquer direção. Para fazer esta verificação, o nível esférico deve ser cuidadosamente centralizado com a ajuda dos parafusos calantes. Em seguida, gira-se cuidadosamente o nível num ângulo de 180°. Se a bolha se mover, o nível esférico precisa ser retificado. Para o ajuste, metade da distância deslocada deve ser retirada com a ajuda dos parafusos de ajuste e metade com os parafusos calantes (KAHMEN e FAIG, 1988).

b) Compensador

Utilizando um componente óptico-mecânico chamado de *compensador*, a inclinação do eixo de visada é corrigida automaticamente, mesmo que o aparelho esteja grosseiramente nivelado com o nível de bolha esférica. O compensador está sujeito à força da gravidade e a idéia do seu funcionamento está baseada no princípio dos pêndulos (KAHMEN e FAIG, 1988).

Um instrumento clássico que o utiliza é o NI 2 da Zeiss, utilizado nesta pesquisa, cuja acurácia do compensador, chamado quadrilátero de Zeiss, está em torno de 0,2" a 0,3" de arco. Ele combina ampliações ópticas e mecânicas. A Figura 3.4 mostra sua armação suspensa ABCD. A base AB está rigidamente conectada com o telescópio e o prisma de reflexão está encaixado na seção CD. A conexão de C a A e D a B é feita por fios evitando a existência de contato ou fricções (COOPER, 1982).

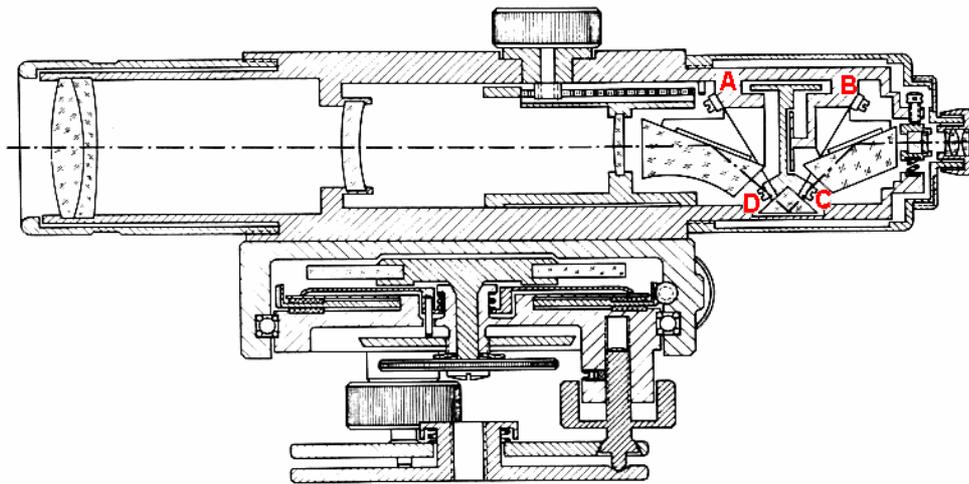


Figura 3.4 – Seção vertical do NI 2.

Se uma inclinação α estiver presente (Figura 3.5), então a seção inferior se ajusta com uma inclinação de $3,7\alpha$. O elemento óptico do compensador é um prisma de reflexão de 90° , ele dobra o ângulo de inclinação conduzindo a uma magnificação total de $n=7,4$. Depois de passar através das lentes objetiva e focalização, o raio de visão principal é defletido em 45° no prisma de reflexão conectado ao telescópio. Em seguida é refletido 90° pelo prisma compensador e defletido em direção aos fios do retículo e à ocular através de um segundo prisma de reflexão conectado ao telescópio, gerando uma imagem na vertical.

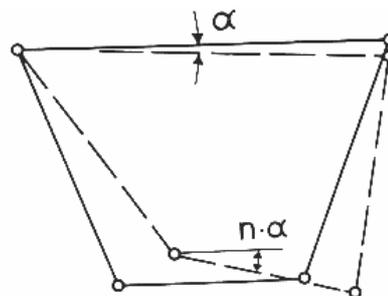


Figura 3.5 – Quadrilátero de Zeiss.

c) Placa plano-paralela

Os níveis do tipo 3, 4 e 5 apresentados no item 3.1.1, possuem um acessório que garante uma maior precisão na leitura da mira, ele consiste de um micrômetro com placa plano-paralela que se encaixa na luneta do nível em frente à lente objetiva (Figura 3.6).

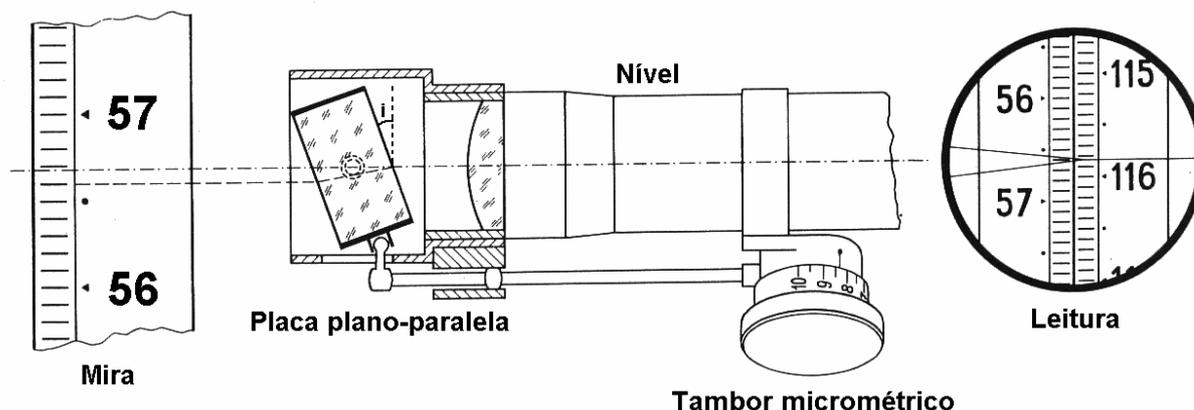


Figura 3.6 – Nível com placa plano-paralela (Modificado de KAHMEN e FAIG, 1988).

Com este acessório, o eixo de visada é deslocado paralelamente de um valor Δ com o auxílio do tambor micrométrico, até uma marca graduada na mira, geralmente um número inteiro graduado na casa dos centímetros. A equação que relaciona o valor do deslocamento Δ com o ângulo de inclinação da placa i é dado pela seguinte expressão (COOPER, 1982):

$$\Delta = t \sin i \left[1 - (1 - \sin^2 i)^{\frac{1}{2}} (\mu^2 - \sin^2 i)^{\frac{-1}{2}} \right] \quad (3.1)$$

onde μ é o índice de refração e t é a espessura da placa.

A relação entre escala do tambor micrométrico e a inclinação da placa leva em consideração a variação de Δ com i . A leitura final corresponde ao valor do número inteiro lido mais a leitura feita com o micrômetro (JORDAN, 1944).

A precisão da leitura no micrômetro pode variar de acordo com o modelo. Nesta pesquisa utilizamos o modelo *Zeiss* de graduação com amplitude de 10 mm, permitindo a estimação da leitura na casa de um décimo de milímetro.

3.1.2.2 Miras

a) Tipos

As miras podem variar entre 2 a 3 m de altura e 6 a 8 cm de largura. Atualmente, existem diversos modelos de miras de precisão disponíveis no mercado, cujos modelos variam dependendo do fabricante e do país de origem. Aqui foram utilizados dois modelos, representados nas Figuras 3.7a e 3.7b.

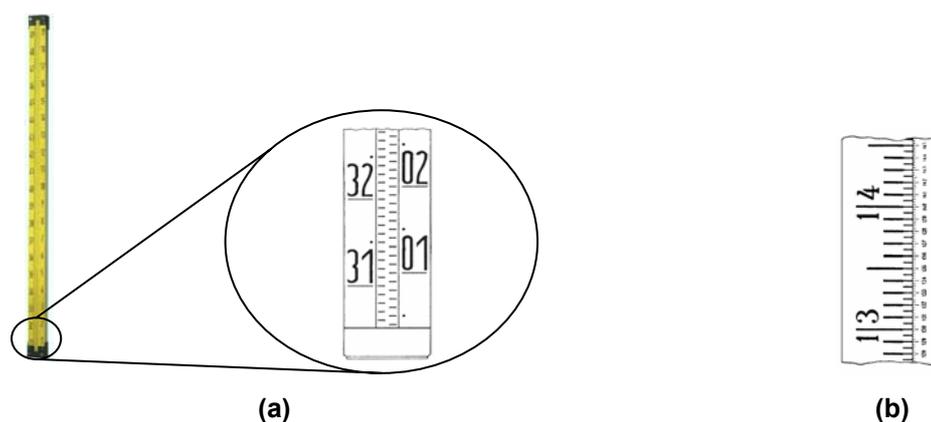


Figura 3.7 – Miras de precisão.

A Figura 3.7a mostra uma mira de precisão com graduação de 1 cm. Ela é especialmente projetada para levantamentos de precisão utilizando micrômetro e placa plano-paralela. Como precaução contra efeitos de dilatação, a graduação é gravada em uma fita de invar precisamente encaixada no centro da mira e presa na extremidade superior por uma mola que a isola da régua evitando influências devido às variações de temperatura e umidade. Ela possui dupla graduação, uma à direita e outra à esquerda, deslocadas de tal maneira que a diferença entre ambas dá a constante da mira. Esta constante é muito importante para evitar que se cometam erros grosseiros de leitura no campo. Ao realizar-se uma visada, as duas leituras devem ser tomadas: direita e esquerda. Caso haja discordância entre o valor encontrado com o valor da constante da mira, nova leitura deverá ser feita. De acordo com KAHMEN e FAIG (1988), é tolerável uma variação em torno de 0,3 a 0,4 milímetros entre a constante obtida através das leituras na mira e o valor real da constante. Outra vantagem deste tipo de mira é que, para cada par de pontos nivelados têm-se duas diferenças de nível, uma obtida com a leitura da direita e outra da esquerda.

A Figura 3.7b mostra uma mira do tipo francesa. Ela possui graduação de 2 e 5 mm em uma fita de invar, permitindo visadas de 35 e 85 m de distância respectivamente, e centimétrica permitindo visadas de 170 m. A numeração horizontal serve para evitar erros de leitura (JORDAN, 1944).

b) Calibração

No nivelamento de alta precisão, é empregada a técnica de interferometria a laser, onde a calibração da graduação das miras é determinada individualmente por meio de um comparador. Nos comparadores modernos, controlados por computador, o computador monitora a seqüência de medição e também registra e processa os dados coletados.

A Figura 3.8 ilustra o princípio de funcionamento de um comparador controlado por computador. Um motor conduz a mira passando por um microscópio medidor. O microscópio medidor digitaliza cada linha da graduação e determina o seu centro, gerando um impulso que causa o registro da posição no momento em que é determinado pelo interferômetro. O microscópio medidor em outros tipos de comparador converte a região entre a parte clara e a parte escura da mira (*light-dark field*) em um sinal elétrico. Os perfis com intensidades análogas são digitalizados até que a posição da linha de graduação possa ser matematicamente determinada no computador. Há ainda comparadores que requerem um posicionamento grosseiro sobre a linha de graduação seguida por um ajuste visual fino.

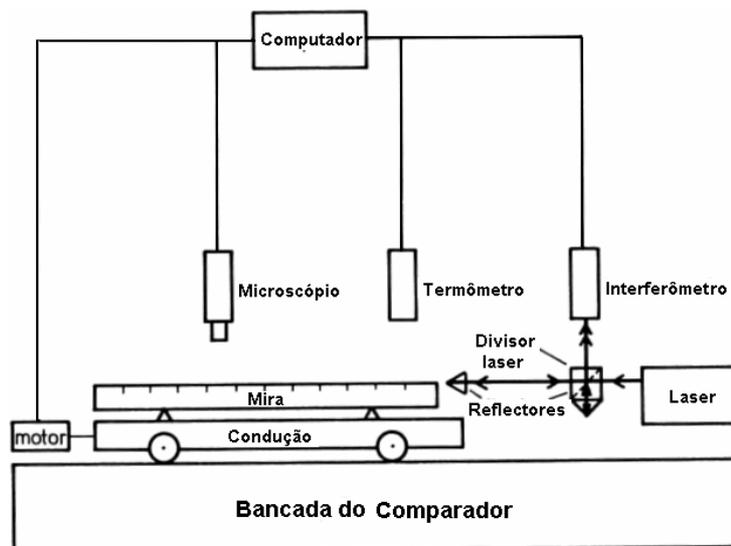


Figura 3.8 – Comparador de mira controlado por computador (KAHMEN e FAIG, 1988).

O Laboratório de Topografia do Departamento de Engenharia Cartográfica da UFPE dispõe de um comparador de mira com medição interferométrica por deslocamento manual do dispositivo de leitura. Na época das medições do presente trabalho o interferômetro, no entanto, apresentou defeito tendo sido necessário, apesar das miras semi-novas, um procedimento de verificação simplificada da graduação da mira em medição de campo como descrito a seguir.

Na primeira parte do procedimento de Kukkamäki (estação I da Figura 3.12), posicionou-se verticalmente as miras de invar da marca *NEDO*, utilizadas nas medições de campo, sobre os pontos A e B; fez-se deslocar a estação I do nível equipado com placa plano-paralela da marca *Zeiss* modelo NI2, alterando a altura do tripé de aproximadamente 10 em 10 cm com resultados apresentados na Tabela 3.1. A diferença de nível entre os pontos A e B sendo constante exigirá que os resultados das leituras satisfaçam essa condição. Pequenas variações dessa constante traduzirão variações na graduação das duas miras. Neste caso, uma mira estaria defeituosa com relação à outra, lembrando que não está em teste o erro de índice da mira (erro zero). O gráfico da Figura 3.9 indica variação máxima do par de miras testado de cinco centésimos de milímetro, condição que atende ao uso pretendido.

Tabela 3.1 – Verificação Simplificada da Graduação da Mira NEDO.

Constante da mira (mm)	Mira A [mm]		Mira B [mm]		Diferença de nível [mm]		
	Direita	Esquerda	Direita	Esquerda	Direita	Esquerda	Média
		1707,3	4722,4	1744,9	4760	-37,6	-37,6
K	-3015,1		-3015,1				
	1603,4	4618,55	1641	4656,1	-37,6	-37,6	-37,6
K	-3015,15		-3015,1				
	1501,9	4517	1539,5	4554,5	-37,6	-37,5	-37,6
K	-3015,1		-3015				
	1408	4423,1	1445,6	4460,6	-37,6	-37,5	-37,6
K	-3015,1		-3015				
	1306,5	4321,5	1344	4359,1	-37,5	-37,6	-37,6
K	-3015		-3015,1				

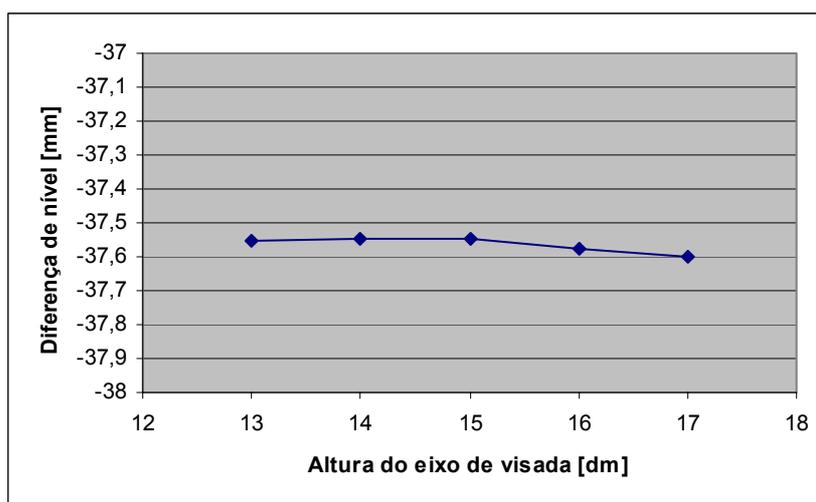


Figura 3.9 – Resultado da Verificação simplificada da graduação da mira NEDO.

3.1.3 Erros na determinação de altitudes segundo Wolf

Os valores obtidos no nivelamento geométrico estão sujeitos a erros sistemáticos e aleatórios. Os sistemáticos primários consistem de erros provocados pela curvatura da Terra, refração atmosférica e descalibração do instrumento. Os efeitos destes erros sistemáticos podem ser minimizados seguindo alguns procedimentos de campo. Eles também podem ser modelados e corrigidos computacionalmente. Os erros aleatórios ocorrem no nivelamento do nível, nivelamento da mira, leitura da graduação da mira, acuidade visual do operador (WOLF, 1997).

3.1.3.1 Erros sistemáticos

No nivelamento geométrico de precisão o comprimento das visadas e a equidistância entre as miras são fatores importantes para minimizar os efeitos dos erros sistemáticos. Deve-se sempre assumir que esses tipos de erros estão presentes no nivelamento e que procedimentos de correção das medições devem ser seguidos para minimizar os seus efeitos. A seguir são descritos alguns procedimentos para equacionar os principais erros sistemáticos presentes no nivelamento (WOLF, 1997). Os resultados dos modelos apresentados no tópico “b” a seguir ainda não foram comprovados na região nordeste do Brasil.

a) Erro de colimação

O erro de colimação ocorre quando a linha de visão do instrumento não está na horizontal. Este erro pode ser minimizado através de visadas eqüidistantes entre dois pontos dos quais deseja-se determinar a diferença de nível. A Figura 3.10 mostra os efeitos do erro de colimação.

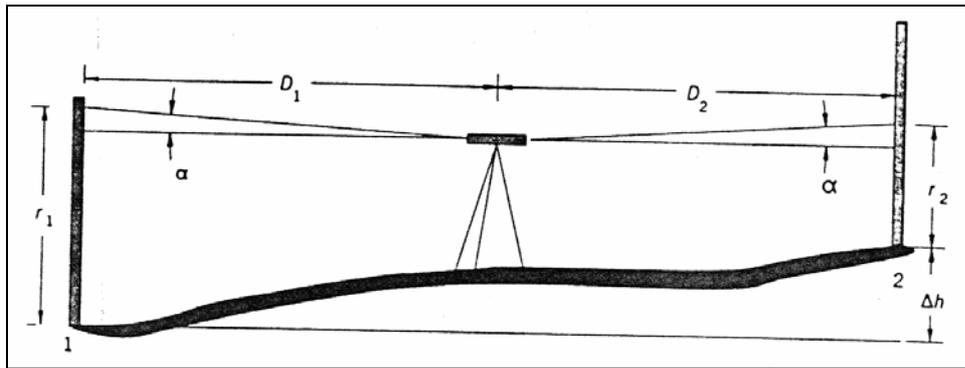


Figura 3.10 – Erro de colimação no nivelamento geométrico (Fonte: WOLF, 1997).

Para esta configuração, o erro resultante na diferença de elevação devido ao erro de colimação quando o instrumento não está eqüidistante às miras é:

$$e_c = D_1\alpha - D_2\alpha \quad (3.2)$$

onde e_c é o erro na diferença de nível devido à presença do erro de colimação, D_1 e D_2 são as distâncias de ré e vante, respectivamente, e α é erro de colimação, expresso em radianos. Assim, para corrigir a diferença de nível deste tipo de erro basta subtraí-la de e_c .

b) Curvatura da terra e refração

O efeito combinado da curvatura da Terra e da refração atmosférica em visadas unilaterais, fará com que a leitura na mira esteja acima do valor real na quantidade expressa pela equação abaixo:

$$h_{CR} = CR \left(\frac{D}{1000} \right)^2 \quad (3.3)$$

onde h_{CR} é o erro na leitura da mira, CR é uma constante igual 0,0675 e D é a distância da visada unilateral (WOLF, 1997).

O efeito desse erro, na determinação da diferença de nível, é reduzido através da realização de visadas a curtas distâncias ou mantendo-se a equidistância entre as visadas de ré e vante. Para diferenças de nível obtidas a distâncias diferentes de ré e vante, o erro resultante é expresso, segundo WOLF (1997), pela equação:

$$e_{CR} = \frac{CR}{1000^2} (D_1^2 - D_2^2) \quad (3.4)$$

onde e_{CR} é o erro devido à curvatura e refração na diferença de elevação entre dois pontos. Assim, para corrigir a diferença de nível deste tipo de erro basta subtraí-la de e_{CR} . Recomenda-se sempre fazer as medições a uma distância de 50 cm acima do solo para evitar os erros provocados pelo gradiente vertical da temperatura.

c) Correção do não-parallelismo das superfícies equipotenciais

Esta correção afeta a diferença de nível entre dois pontos e é provocada pelo não paralelismo das superfícies equipotenciais que passa pelos pontos. A explicação deste fenômeno, assim como, seu modelo matemático simplificado já foram descritos previamente no item 2.4.2.

Considerando a área de estudo utilizada neste trabalho, localizada no Campus da UFPE, os cálculos dessas correções foram feitos para os pontos mais distantes envolvidos nas observações de nivelamento geométrico, separados de aproximadamente 500 m, com o objetivo de verificar sua influência nas observações. Os resultados apresentaram valores da ordem de $3 \cdot 10^{-5} mm$, considerado, portanto, desprezíveis para o caso em estudo.

3.1.3.2 Erros aleatórios no nivelamento geométrico

O nivelamento geométrico está sujeito a várias fontes de erros aleatórios que são provocados por falhas no nivelamento do instrumento e na leitura da mira. A magnitude desses erros é afetada pelas condições atmosféricas, qualidade da óptica dos instrumentos, da sensibilidade do nível de bolha ou do compensador, e da graduação da escala da mira (WOLF, 1007).

a) Erro de leitura da mira

A habilidade do observador de ler um valor na mira dá informações importantes na estimação do erro de leitura σ_r . O erro estimado de leitura da mira por unidade de comprimento da linha de visada $\sigma_{r/D}$, pode ser expresso como função do desvio-padrão da leitura na mira por unidade de comprimento da distância visada. Como exemplo, suponhamos que a habilidade de um observador de ler na mira esteja dentro de ± 1 mm por 100 m, então o erro estimado de leitura da mira por unidade de comprimento da linha de visada é:

$$\sigma_{r/D} = \frac{1 \text{ mm}}{100 \text{ m}} = 0,01 \text{ mm/m}$$

Sendo assim, o erro de leitura da mira é:

$$\sigma_r = D\sigma_{r/D} \quad (3.5)$$

onde D é o comprimento da linha de visada.

b) Erro no nivelamento do instrumento

O erro estimado no compensador ou nível de bolha são fornecidos no manual de instruções do instrumento. Para níveis precisos, este valor é dado em arco de segundos ou em amplitude de altura relativa a uma determinada distância. Os níveis de precisão possuem acurácia em torno de $\pm 0,1''$, $\pm 0,2''$ e $\pm 0,3''$, enquanto nos níveis de menor precisão, sua acurácia está acima de $\pm 10''$. O nível modelo NI2 da Zeiss tem um compensador com precisão variando de $\pm 0,2''$ a $\pm 0,3''$ (MOHAVE, 2004).

c) Erro de nivelamento da mira

O erro de nivelamento da mira e_{LS} é causado quando a mira não está na vertical no momento em que a leitura é coletada. Conseqüentemente, o valor da leitura sempre será maior que o valor verdadeiro não importando em qual direção a mira esteja inclinada. Esse tipo de erro pode ser modelado. De acordo com a Figura 3.11, o erro de leitura na mira devido ao desnivelamento da mira é aproximadamente:

$$e_{LS} = r - r' = \frac{d^2}{2r} \quad (3.6)$$

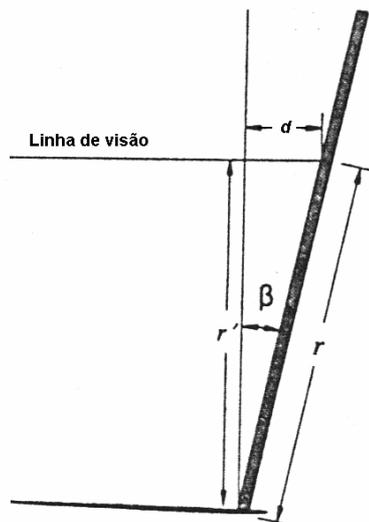


Figura 3.11 – Mira fora da vertical.

A quantidade d é a distância na qual a mira está afastada da linha de prumo, r é o valor da leitura com a mira fora da vertical e r' é o valor da leitura com a mira na vertical.

Este erro pode ser praticamente eliminado através de dois métodos: utilizando o fio vertical do retículo do nível na melhoria da componente lateral do erro de verticalidade, onde o operador orienta o balizeiro em que posição a mira deve ficar (essa técnica é chamada de *Waving the Rod*); ou através da correta centralização da bolha do nível da mira. Para o sucesso desta operação ambos os aparelhos devem estar retificados.

3.1.4 Calibração do eixo de visada do nível

Para realizar a verificação do eixo de visada de um nível, Kukkamäki desenvolveu um método para determinar o erro provocado pelo desvio do eixo de colimação. Esse método é baseado na determinação da constante c que representa o valor da correção que deve ser feita no nível para retificá-lo (KAHMEN e FAIG, 1988).

1º) Determina-se um alinhamento contendo quatro pontos A, B, I e II , separados

das seguintes distâncias: $\overline{IA} = s$, $\overline{IB} = s$, $\overline{IIA} = 4s$ e $\overline{IIB} = 2s$, com $s=10$ m (Figura 3.12).

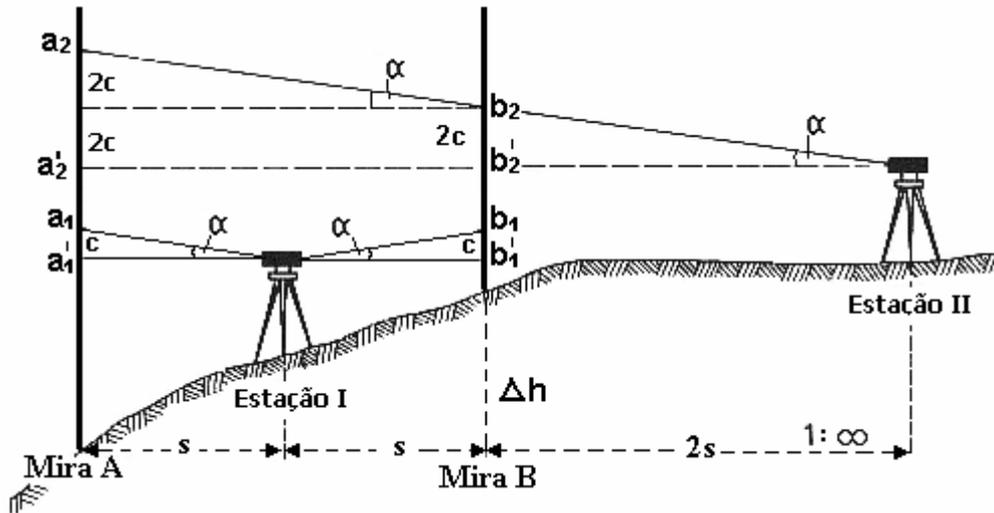


Figura 3.12 – Base *Kukkamäki* para verificação do eixo de visada do nível (Modificado de KAHMEN e FAIG, 1988).

2º) O nível é centralizado na estação *I* situado entre duas miras devidamente niveladas sobre os pontos A e B. Com o instrumento nivelado, obtêm-se as leituras a_1 e b_1 . Se o instrumento estiver inclinado de um ângulo α em relação à horizontal, ambas as leituras estarão erradas na mesma proporção com valor igual a: $c = s * \frac{\alpha}{\zeta}$.

O erro c é corrigido quando subtraímos os valores das leituras a_1 e b_1 , para encontrar a diferença de nível $\Delta h_{A,B}$. Assim, se a'_1 e b'_1 representarem as leituras corretas, temos:

$$\Delta h_{A,B} = a'_1 - b'_1 = a_1 - b_1 \quad (3.7)$$

Isso mostra que a correta diferença de nível será obtida quando nivelamos o instrumento exatamente no centro, mesmo que utilizemos um instrumento desajustado.

3º) O mesmo instrumento é colocado na estação *II*, a uma distância de $2s$ do ponto B, e as leituras a_2 e b_2 são obtidas respectivamente na mira em A e B. As leituras obtidas conterão erros proporcionais à distância da mira. A leitura a_2 estará errada

de um valor equivalente a $4c$ e a leitura b_2 de um valor equivalente a $2c$. Com isso podemos determinar o valor do erro c :

$$a_2 = \Delta h_{A,B} + b_2 + 2c = a_1 - b_1 + b_2 + 2c \quad (3.8)$$

ou

$$2c = (a_2 - b_2) - (a_1 - b_1) \quad (3.9)$$

Conseqüentemente, deve-se atuar na posição da cruz filar do aparelho, alterando a sua posição de tal maneira que as seguintes leituras sejam obtidas:

$$a'_2 = a_2 - 4c \quad (3.10)$$

ou

$$b'_2 = b_2 - 2c \quad (3.11)$$

Uma checagem final deve ser feita com a cruz filar na nova posição e os seguintes valores devem ser obtidos:

$$a'_2 - b'_2 = a_1 - b_1 = \Delta h_{A,B} \quad (3.12)$$

3.2 Posicionamento utilizando GPS

3.2.1 Sistema de Posicionamento Global - GPS

GPS é a abreviatura de NAVSTAR GPS (**NAV**igation **Sat**ellite with **T**ime **A**nd **R**anging **G**lobal **P**ositioning **S**ystem). É um sistema de radio navegação desenvolvido pelo Departamento de Defesa do Estados Unidos da América - DoD (*Department of Defense*). Ele surgiu no início dos anos 70 para satisfazer os requerimentos das forças militares dos Estados Unidos de criar um sistema que fosse capaz de determinar, a qualquer momento e sob quaisquer condições atmosféricas, a posição com uma incerteza aceitável para fins bélicos, velocidade e tempo em um sistema de referência comum em qualquer ponto da superfície terrestre. Devido a alta acurácia encontrada neste sistema em experiências para longas distâncias aplicadas a redes geodésicas, a tecnologia GPS foi estendida a comunidade civil na área da geodésia e posteriormente tem encontrado emprego na área de engenharia.

Com a difusão da tecnologia ao passar dos anos, redução dos custos dos equipamentos e maior cobertura de satélites em torno do globo, mais aplicações

foram surgindo nas áreas de levantamento terrestre, navegações marítimas, aviação, e pouco tempo depois no monitoramento de deformações de barragens, pontes, aterros, deslocamento de encostas, subsidência de solo, recalques e uma diversidade de aplicações. (HOFMANN-WELLENHOF, 1997).

O GPS engloba três segmentos:

- a) Segmento Espacial;
- b) Segmento de Controle;
- c) Segmento de Usuário.

a) O Segmento Espacial é composto por 24 satélites. Eles estão distribuídos em suas órbitas de tal maneira, que pelo menos quatro satélites sejam visíveis aos usuários a qualquer hora e em qualquer lugar da Terra. Cada satélite transmite sinais em duas radio frequências contendo dados de navegação e do sistema tais como: efemérides preditas do satélite, dados de correção da propagação atmosférica, informações sobre erros do relógio dos satélites e dados sobre a saúde dos satélites. Este segmento consiste de 21 satélites operacionais e três satélites ativos como reserva. Os satélites estão em órbitas a uma altitude de 20200 km em seis planos orbitais separados, cada um inclinado de 55° em relação ao plano do equador. Os satélites completam um período orbital a cada 12 horas aproximadamente.

b) O Segmento de Controle consiste de uma estação de controle central MCS – *Master Control Station*, cinco estações monitoras e quatro antenas terrestres distribuídas ao longo do equador. Sua função é rastrear os satélites GPS, atualizar sua posição orbital, calibrar e sincronizar seus relógios. Outra função importante consiste em determinar a órbita de cada satélite e prever sua trajetória.

c) O Segmento de usuário consiste dos equipamentos projetados para receber e processar os sinais de quatro ou mais satélites simultaneamente ou consecutivamente. Os sinais são processados pelo receptor e convertidos em informações de navegação. Existe uma grande quantidade de modelos e fabricantes de equipamentos GPS, uma descrição detalhada pode ser encontrada em HOFMANN-WELLENHOF (1997).

3.2.2 O sistema de referência utilizada pelo GPS - WGS 84

O Sistema de Coordenada WGS 84 (*World Geodetic System 1984*) é um Sistema de Referência Terrestre Convencional - CTRS que é representado por um elipsóide com sua posição, orientação e dimensão ajustados à superfície equipotencial da Terra que coincide com o geóide. Ele foi desenvolvido a partir de uma rede com mais de 1500 estações que geram observações gravimétricas, terrestres e de satélites, entre elas estão cinco estações monitoras internacionais. O GPS utiliza este sistema como referência para a obtenção de suas coordenadas (COSTA, 1999; RODRIGUES, 2002; PEREIRA, 2003).

Segundo o NIMA - *National Imagery and Mapping Agency*, a definição deste sistema de coordenada segue os critérios esboçados pelo IERS - *International Earth Rotation Service* onde sua origem está localizada no centro de massa da Terra para a época 1984, formando um sistema geocêntrico com coordenadas cartesianas X, Y e Z. O eixo Z aponta na direção do IRP (*IERS Reference Pole*) que corresponde à direção do CTP (*Conventional Terrestrial Pole*) para a época de 1984. O eixo X é a interseção do IRM (*IERS Reference Meridian*) com o plano que passa pela origem e é normal ao eixo Z, o IRM coincide com o Meridiano Zero do BIH (*Bureau International de l'Heure* – organismo criado em 1913 para centralizar o registro de todos os sinais horários emitidos pelas estações ao redor do mundo, e definir o tempo universal) com uma incerteza de 0.005". O eixo Y está direcionado de modo a formar um sistema dextrógiro de acordo com a Figura 3.13.

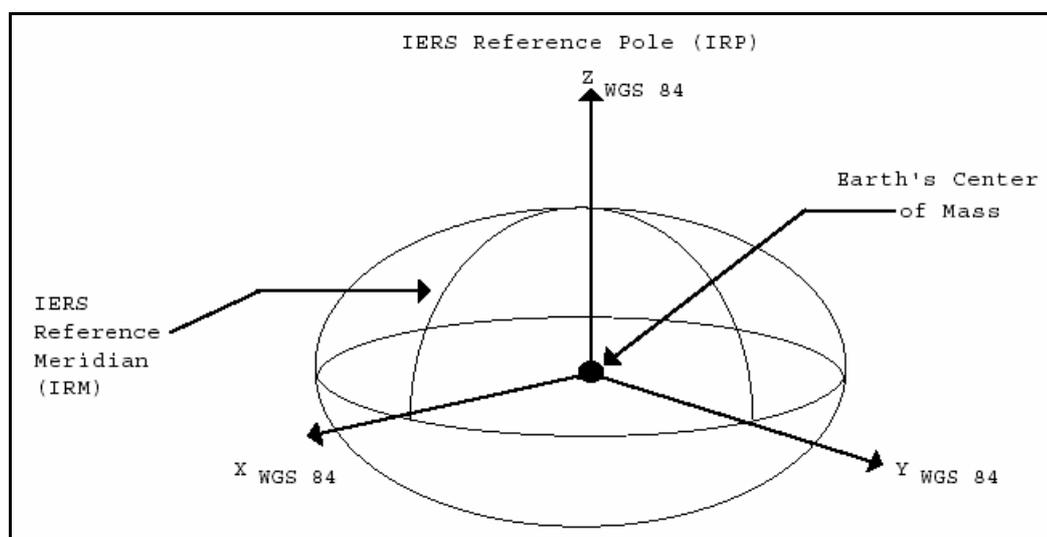


Figura 3.13 – Definição do sistema de coordenadas WGS 84 (Fonte: NIMA, 2000).

Os parâmetros geométricos do WGS 84 são idênticos aos do GRS 80 (*Global Reference System 1980*), um elipsóide de revolução geocêntrico, com uma ligeira diferença no achatamento, considerada desprezível do ponto de vista prático. Desta maneira o WGS 84 tem sua posição, orientação e dimensões representadas por um elipsóide que melhor se ajusta ao geóide de uma forma global (HOFMANN-WELLENHOF, 1997; MONICO, 2000).

Para atender a novas exigências de precisão e acurácia foram feitos aprimoramentos no WGS 84, gerando o WGS 84 (G730), WGS 84 (G873), e mais recentemente o WGS 84 (G1150). Mais detalhes podem ser encontrados em COSTA (1999), PEREIRA (2003) e SEEBER (2003).

Segundo NIMA (2000) o WGS 84 representa o melhor sistema de referência geodésico global disponível atualmente para aplicações práticas de mapeamento, representação, posicionamento e navegação.

3.2.3 Observáveis GPS

Com a utilização das observáveis GPS pode-se determinar posição, velocidade e tempo localizados na superfície terrestre. As observáveis GPS são de dois tipos: pseudodistâncias e fase de onda portadora.

3.2.3.1 Pseudodistância

Segundo WELLS (1986) a pseudodistância é a diferença entre o tempo de recepção do sinal (na escala de tempo do receptor) e o tempo de transmissão (na escala de tempo do satélite) multiplicado pela velocidade da luz. Para cada satélite é atribuído um código chamado PRN - *Pseudo-Random Noise*, modulados em fase sobre as duas portadoras. A pseudodistância é obtida a partir da medida do tempo necessário para sincronizar uma réplica do código PRN transmitido pelos satélites do GPS gerada dentro do receptor. Se o relógio do receptor estivesse completamente sincronizado com o relógio do GPS, a variação do tempo entre a transmissão e a recepção seria exatamente o tempo de viagem do sinal. Com isso, a distância entre o satélite e a antena de receptor seria facilmente encontrada. Porém, os relógios do satélite e do receptor não estão sincronizados, a distância determinada neste procedimento contém erro de sincronismo do relógio. Devido a

isso, essa distância é chamada “Pseudodistância” (TORGE, 2001; MONICO, 2000; CHEN, 1994).

A equação da pseudodistância entre um satélite s e o receptor r numa época t pode ser escrita como:

$$PD_r^s = \rho_r^s + c(dt_r - dt^s) + I_r^s + T_r^s + dm_{PD_r^s} + \varepsilon_{PD_r^s} \quad (3.13)$$

onde:

ρ_r^s - é a distância geométrica entre o satélite s , no instante da transmissão do sinal, e o receptor r no instante da recepção;

c - velocidade da luz;

dt_r - erro do relógio do receptor em relação ao tempo GPS no instante da recepção;

dt^s - erro do relógio do satélite em relação ao tempo GPS no instante da transmissão;

I_r^s e T_r^s - são os atrasos devido a propagação da ionosfera e troposfera;

$dm_{PD_r^s}$ - erro de multicaminho; e

$\varepsilon_{PD_r^s}$ - erro na pseudodistância devido a efeitos não modelados e aleatórios;

3.2.3.2 Fase de onda portadora

Uma observável utilizada em grande parte das atividades geodésicas é a fase de onda portadora, pois ela permite realizar observações com alta precisão ao nível milimétrico. Na realidade a fase de onda portadora é a fase de batimento gerada no processo de correlação do sinal que chega ao receptor com a frequência de referência gerada no receptor (LEICK, 1995).

A fase da onda portadora $\Phi_r^s(t)$ é igual à diferença entre a fase do sinal do satélite, recebido no receptor Φ^s , e a fase do sinal gerado no receptor Φ_r , ambas no instante de recepção t . A fase observada Φ_r^s , em ciclos, é dada por (MONICO, 2000):

$$\Phi_r^s(t) = f \left(\frac{\rho_r^s - I_r^s + T_r^s + dm_{\Phi_r^s}}{c} \right) + f(dt_r - dt^s) + [\Phi^s(t_0) - \Phi_r(t_0)] + N_r^s + \varepsilon_{\Phi_r^s} \quad (3.14)$$

onde:

ρ_r^s - é a distância geométrica entre o satélite s , no instante da transmissão do sinal, e o receptor r no instante da recepção;

I_r^s e T_r^s - são os atrasos devido à propagação da ionosfera e troposfera;

f - é a frequência nominal da fase;

c - velocidade da luz;

dt^s - erro do relógio do satélite em relação ao tempo GPS no instante da transmissão;

dt_r - erro do relógio do receptor em relação ao tempo GPS no instante da recepção;

$\Phi^s(t_0)$ - é fase inicial do satélite, correspondente à época de referencia t_0 ;

$\Phi_r(t_0)$ - é a fase recebida no receptor, correspondente à época de referencia t_0 ;

N_r^s - é a ambigüidade da fase;

$dm_{\Phi_r^s}$ - é o erro de multicaminho da fase; e

$\varepsilon_{\Phi_r^s}$ - é o erro da fase da portadora.

Os satélites do GPS transmitem duas ondas portadoras: L1 e L2. Elas são geradas a partir de uma frequência fundamental de 10,23 MHz. Assim as frequências e os comprimentos de onda de L1 e L2 são:

$$1575,42 \text{ MHz e } \lambda = 19 \text{ cm}$$

$$1227,60 \text{ MHz e } \lambda = 24 \text{ cm}$$

Essas duas frequências são geradas simultaneamente, permitindo ao usuário, corrigir grande parte dos efeitos provocados pela refração ionosférica.

3.2.4 Posicionamento absoluto e relativo

O posicionamento com GPS significa a determinação da posição de objetos com relação a um referencial. Dependendo da finalidade do projeto e da acurácia

pretendida no levantamento com o GPS é necessária a escolha do método de posicionamento. De acordo com MONICO (2000) as técnicas de posicionamento podem ser divididas em absoluto (*point positioning*), DGPS (*Differential GPS*) e relativo. Estes por sua vez, podem ser subdivididos em estático e cinemático. Neste trabalho iremos nos restringir ao posicionamento absoluto e relativo estático.

3.2.4.1 Método de posicionamento absoluto

Os satélites transmitem dois códigos: C/A (*Coarse Acquisition Code*) e P (*Precise Code*). Ambos são modulados sobre a portadora L1 e somente o código P é modulado sobre a portadora L2. Isso permite a realização de mediadas de pseudodistâncias a partir da medida de propagação do sinal (MONICO, 2000). Os dados de navegação (efemérides transmitidas) são modulados em ambas as portadoras.

O método de posicionamento absoluto, também chamado de posicionamento por ponto, é caracterizado pelo uso de um receptor isolado que utiliza a pseudodistância derivada do código C/A presente na portadora L1, assim como as coordenadas de no mínimo quatro satélites disponíveis nas efemérides transmitidas, para calcular as coordenadas do ponto (Figura 3.14). Esta técnica é bastante utilizada em navegação e levantamentos expeditos de baixa precisão. Suas coordenadas são determinadas instantaneamente no sistema WGS84, ou no sistema de coordenadas disponíveis nas configurações do receptor.

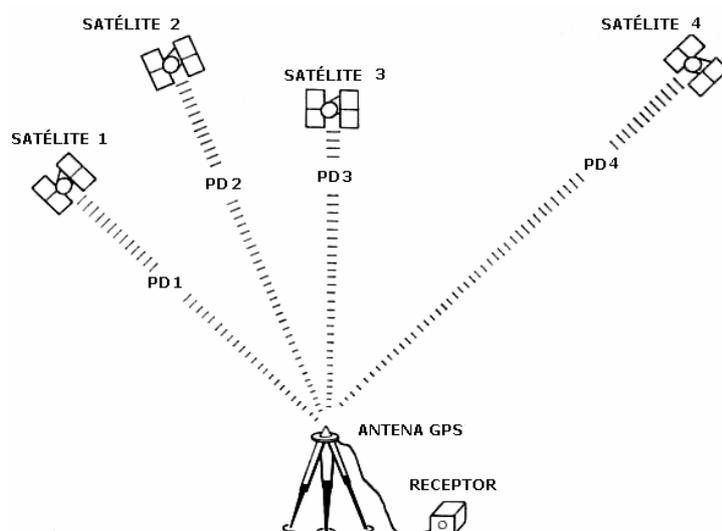


Figura 3.14 – Princípio básico do posicionamento absoluto (Modificado de SEEBER, 1993).

Algumas das principais fontes de erro que afetam o posicionamento absoluto são os erros dos relógios dos satélites e dos receptores, erro das coordenadas dos satélites (efemérides transmitidas), refração atmosférica, multicaminho, erros intencionais introduzidos nos sinais (PEREIRA, 2003).

O posicionamento absoluto utilizando a pseudodistância apresentava até o dia 1º de maio de 2000, posição planimétrica em torno de 100m, 95% do tempo. A partir do dia 2 de maio de 2000, a qualidade melhorou em torno de 10 vezes com a eliminação de erros intencionais introduzidos nas mensagens transmitidas pelo satélite. A altura determinada por este método pode apresentar uma incerteza de até duas vezes a variação horizontal (MONICO, 2000; PEREIRA, 2003).

De acordo com MONICO (2000), um aprimoramento da técnica de posicionamento absoluto com precisão melhor do que 1m tem sido bastante utilizada. Nesta técnica, também chamada de posicionamento por ponto preciso, utiliza-se correções dos relógios dos satélites disponibilizadas pelo GDS (*Geodetic Survey Division*) e pelo JPL (Jet Propulsion Laboratory) e efemérides precisas disponibilizadas pelo IGS (*International GPS Geodynamic Service*) para realizar interpolação das órbitas dos satélites.

O DOP (*Dilution of Precision*) é obtido a partir do conceito de posicionamento por ponto apresentado anteriormente e auxilia na indicação da precisão dos resultados que serão obtidos (MONICO, 2000).

De acordo com SEEBER (1993), o DOP depende de dois fatores:

- da precisão da medição de uma simples pseudodistância, expressa pelo UERE – *User Equivalent Range Error* (erro equivalente do usuário), associado ao desvio-padrão (σ_r), e;
- da configuração geométrica dos satélites observados.

A relação entre σ_r e o desvio-padrão associado ao posicionamento σ_p é descrita pela seguinte expressão:

$$\sigma_p = DOP \sigma_r \quad (3.15)$$

Diferentes designações para o DOP são utilizadas:

- $\sigma_H = HDOP \sigma_r$, para posicionamento horizontal;

- $\sigma_v = VDOP\sigma_r$ para posicionamento vertical;
- $\sigma_p = PDOP\sigma_r$ para posicionamento tridimensional; e
- $\sigma_T = TDOP\sigma_r$ para determinação de tempo.

O PDOP, de acordo com SEEBER (1993), pode ser interpretado como o inverso do volume V do tetraedro (equação 3.16) formado pela posição de quatro satélites e o usuário como ilustra a Figura 3.15.

$$PDOP = \frac{1}{V} \quad (3.16)$$

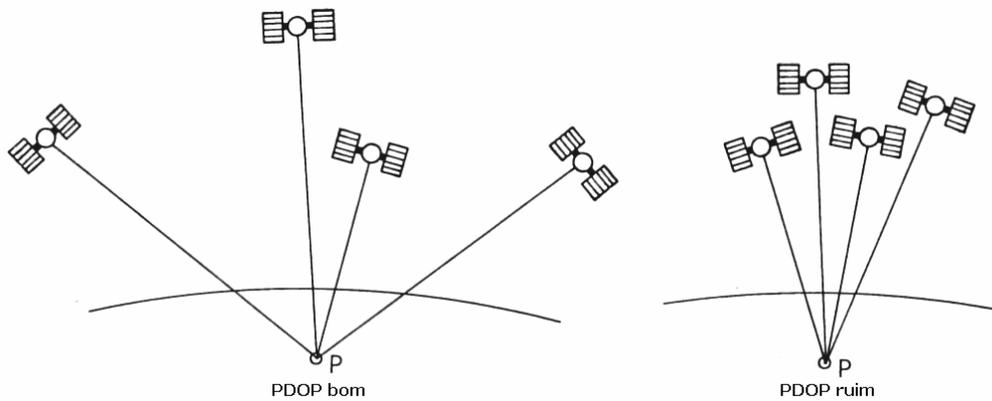


Figura 3.15 – Geometria dos satélites e PDOP.

A melhor geometria ocorre quando o volume é maximizado, o que implica num PDOP mínimo. Em resumo, quanto menor o valor dos diferentes DOP's, melhor a configuração dos satélites para realizar o posicionamento absoluto.

De acordo com MONICO (2000), para aplicações geodésicas, faz-se, em geral, uso do posicionamento relativo (item a seguir), sendo, neste caso, mais importante a análise do RDOP (*Relative DOP*). No entanto, o cálculo desta grandeza, não tem sido fornecida nos softwares pelos fabricantes.

3.2.4.2 Método relativo estático

Segundo MONICO (2000), no posicionamento relativo estático, a posição de um ponto é determinada com relação a de outro(s), cujas coordenadas são conhecidas. Neste caso, as componentes da linha de base ($\Delta X, \Delta Y, \Delta Z$) são

estimados proporcionando as coordenadas da estação desejada quando acrescidas às coordenadas da estação base ou de referência.

Levantamentos estáticos requerem períodos de observação que dependem do comprimento da linha de base, do número de satélites visíveis, da configuração geométrica e do método utilizado. A acurácia está correlacionada com o comprimento da linha de base com um valor cerca de 1 a 0,1 ppm. HOFMANN-WELLENHOF (1997) propõe um tempo de observação padrão para se conseguir a resolução das ambigüidades e atingir alta acurácia no posicionamento relativo estático em linhas de base medindo até 20 km. Estes intervalos são de 30 minutos mais 3 minutos/km, para receptores de uma frequência (L1), e 20 minutos mais 2 minutos/km par receptores de duas frequências (L1 e L2). Estes valores consideram a visibilidade de quatro satélites, boa geometria e condições normais da atmosfera. Satélites adicionais podem reduzir o tempo de observação em cerca de 20%. SEEBR (1993) alerta que para linhas de base longas e sob condições ambientais adversas (distúrbios troposféricos, multicaminho, etc.) várias horas de observação são necessárias para obter uma precisa solução da ambigüidade. No caso especial das aplicações em monitoramento de deformações, o tempo de observação deve variar de no mínimo 24 horas a vários dias para sobrepor problemas orbitais, meteorológicos, multicaminho, e outros efeitos variáveis com o tempo.

Aplicações práticas do uso do levantamento estático são: pontos de controle nacionais, estaduais e locais, pontos de apoio em fotogrametria e monitoramento de deformações.

Para comprimentos de linha de base até 20 km, receptores de simples frequências fornecem resultados equivalentes aos de duas frequências porque os efeitos da refração ionosférica são cancelados pela diferença de fase das ondas portadoras medida entre as estações observadoras (HOFMANN-WELLENHOF, 1997).

De acordo com MONICO (2000), uma vantagem do posicionamento relativo estático é que erros presentes nas observações originais são reduzidos quando se formam as diferenças entre as observações das estações, normalmente chamadas de simples, duplas e triplas diferenças, dando origem a observáveis secundárias (itens 3.2.4.2 e 3.2.5.2).

3.2.5 Combinações lineares da observável fase de onda portadora

Devido ao fato de haver, em determinadas situações, correlação entre as diferentes fontes de erro, estes podem ser corrigidos, parametrizados e reduzidos ou eliminados por técnicas adequadas de observação. Estas técnicas consistem basicamente, em combinar as fases das portadoras L1 e L2, observadas em uma mesma estação e combinar observações, de uma mesma portadora, emitida por diferentes satélites, feita simultaneamente em diferentes estações.

3.2.5.1 Combinações lineares de fase observadas em uma mesma estação

Através da combinação das portadoras L1 e L2, é possível reduzir ou eliminar os efeitos da refração ionosférica nas fases observadas visto que este erro é função da frequência do sinal (RODRIGUES, 2002). A combinação das fases das portadoras tem a seguinte forma,

$$\Phi_C = m_1 \Phi_{L1} + m_2 \Phi_{L2} \quad (3.17)$$

onde m_1 e m_2 são números arbitrados de acordo com a fonte de erro que se deseja reduzir ou eliminar. Duas combinações lineares bastante conhecidas são (SEEBER, 1993):

a) Wide lane

$$\phi_C = \phi_{L1} - \phi_{L2} \quad (3.18)$$

Quando não há forte atividade ionosférica, esta observável torna mais fácil a resolução da ambigüidade devido ao seu comprimento de onda de 86,2 cm, que é aproximadamente quatro vezes maior que o das observáveis originais, no entanto, o ruído associado a ela torna-se seis vezes maior.

b) Narrow lane

$$\phi_C = \phi_{L1} + \phi_{L2} \quad (3.19)$$

Esta observável tem o menor nível de ruído de todas as combinações lineares e por isso fornece os melhores resultados. Sua ambigüidade, no entanto, é difícil de resolver e é principalmente usada em linhas de base curtas.

A magnitude do efeito da ionosfera na *wide lane* e *narrow lane* são iguais,

porém tem sinais opostos. Assim, a média entre *narrow* e *wide lane* gera a portadora *ionospheric free signal* ou portadora L3.

3.2.5.2 Combinações lineares de fase observadas em diferentes estações – método relativo

As observáveis podem ser combinadas entre diferentes estações, satélites e épocas. Essas observáveis são comumente denominadas de simples, duplas e triplas diferenças (MONICO, 2000).

a) Simples diferenças

As simples diferenças podem ser formadas entre dois receptores, dois satélites ou duas épocas. Supondo a existência de dois receptores r_1 e r_2 , rastreando simultaneamente o mesmo satélite s^1 a simples diferença de fase entre os dois receptores e o satélite utilizando a pseudodistância pode ser expressa como:

$$\Delta PD_{1,2}^1 + v_{PR_{SD}} = \Delta \rho_{1,2}^1 + c(\delta\tau_1 - \delta\tau_2) \quad (3.20)$$

onde:

$$\Delta \rho_{1,2}^1 = \rho_1^1 - \rho_2^1 \quad (3.21)$$

A simples diferença utilizando a fase de onda portadora pode ser escrita como:

$$\Delta \Phi_{1,2}^1 + v_{SD_\phi} = \frac{f}{c} \Delta \rho_{1,2}^1 + f[\delta\tau_1 - \delta\tau_2] + N_{1,2}^1 \quad (3.22)$$

onde f é freqüência da observável em consideração.

$v_{PR_{SD}}$ e v_{SD_ϕ} são os resíduos das observação.

Nota-se que o erro do relógio do satélite dt^s é eliminado e os erros devido à posição do satélite e à refração atmosférica são reduzidos, principalmente em linhas de base curtas, onde os efeitos atmosféricos são praticamente iguais.

b) Duplas diferenças

A dupla diferença é a observação derivada de duas simples diferenças envolvendo dois receptores e dois satélites (Figura 3.16).

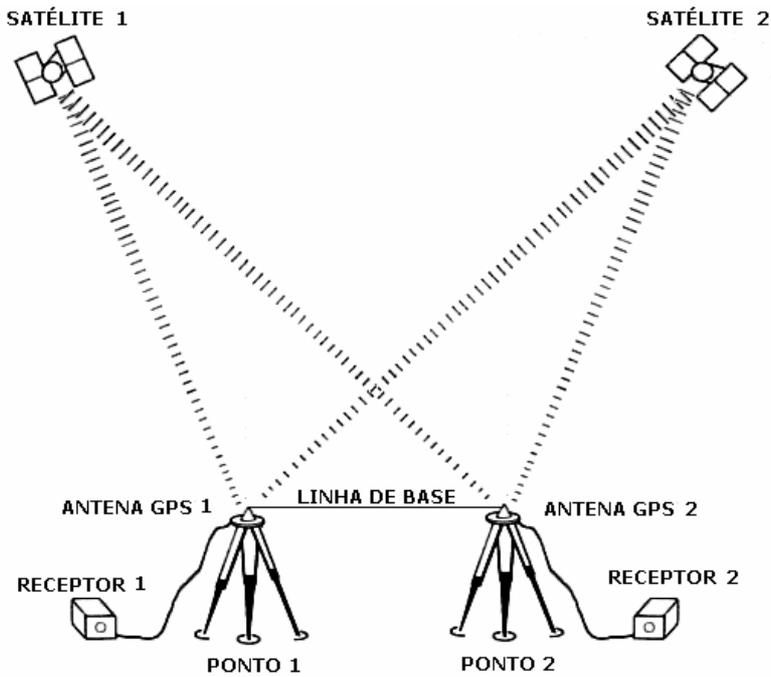


Figura 3.16 – Geometria da dupla diferença.

A equação de dupla diferença utilizando a fase de onda portadora pode ser escrita como:

$$\Delta\Phi_{1,2}^{1,2} = \frac{f}{c}(\Delta\rho_{1,2}^{1,2}) + N_{1,2}^{1,2} + v_{\Phi_{DD}} \quad (3.23)$$

com

$$N_{1,2}^{1,2} = N_1^1 - N_2^1 - N_1^2 + N_2^2 \quad (3.24)$$

$N_{1,2}^{1,2}$ é chamado ambigüidade da dupla diferença. Nesta equação os termos que representam os erros dos relógios dos satélites e dos receptores desaparecem.

As duplas diferenças são utilizadas freqüentemente nos processamentos de dados GPS pois apresentam melhor rigidez geométrica para a solução.

c) Triplas diferenças

A tripla diferença de fase é uma observação derivada de duas duplas diferenças obtidas em épocas diferentes (t_1 e t_2). A equação utilizando a fase de onda portadora é dada por:

$$\Delta\Phi_{1,2}^{1,2}(t_1) - \Delta\Phi_{1,2}^{1,2}(t_2) + v_{\Phi_{TD}} = \frac{f}{c}[\Delta\rho_{1,2}^{1,2}(t_1) - \Delta\rho_{1,2}^{1,2}(t_2)] \quad (3.25)$$

Nesta combinação, os termos relacionados com as ambigüidades são eliminados e as influências das incertezas nas órbitas e os erro provocados pela refração atmosférica são reduzidos. Por isso são muito empregadas na determinação de coordenadas em linhas de base longas, com resultados menos precisos que os obtidos nas duplas diferenças (RODRIGUES, 2002).

3.2.6 Incertezas no posicionamento GPS

Para se determinar e avaliar os resultados obtidos para as incógnitas de interesse no GPS, deve-se conhecer as fontes de erro presentes no processo de observação e determinação das variáveis envolvidas nas equações de observação (RODRIGUES, 2002).

Historicamente, as fontes de erro principais que estão progressivamente sendo reduzidas são a: refração ionosférica e troposférica, precisão da órbita, centro de fase da antena e multicaminho. Dentre as diversas fontes de erros presentes no sistema GPS descreve-se a seguir as principais.

3.2.6.1 Erros sistemáticos provocados pela atmosfera

O sinal transmitido pelos satélites do GPS, ao atravessarem a atmosfera, sofrem um atraso na propagação provocado por efeitos ionosféricos e troposféricos.

a) Refração ionosférica

A ionosfera é a região da atmosfera terrestre situada cerca de 50 km a 1000 km acima da superfície da Terra. Nesta região, a radiação ionizante afeta a propagação das ondas de rádio e é provocada por emissões intensas dos raios solares na forma de raios-X e ultravioleta que entram em contato com os átomos e moléculas presentes nesta camada ocasionando os seus rompimentos. Como resultado, é formado um gás ionizado chamado de plasma contendo elétrons carregados negativamente, e átomos e moléculas carregas positivamente. Tal efeito é atenuado pelas atividades solares que abrangem uma faixa larga do espectro eletromagnético, bem como partículas radioativas na forma de elétrons e prótons, conhecido como vento solar (LANGLEY, 2000). A propagação do sinal eletromagnético através desta camada é função do total de elétrons livres ao longo

do caminho percorrido pelo sinal e pela frequência do sinal. As zonas equatoriais, compreendidas entre -20° e 20° , e as zonas polares são mais críticas, pois são influenciadas fortemente pelas atividades solares e campo magnético da terra (SEEBER, 2003; WILLGALIS et al., 2001).

Com isso, tanto a pseudodistância como a fase de onda portadora são afetadas pela ionosfera, fazendo com que a distância medida varie de mais de 150 m por volta de meio-dia, durante o período de máxima atividade de manchas solares e com o satélite perto do horizonte do observador, e menos de 5 m durante o período noturno, onde as atividades de manchas solares são mínimas, com o satélite no zênite (CHEN, 1994).

Flutuações ionosféricas de curta duração, geralmente menores que 15 segundos, chamadas de cintilação, podem causar variações na amplitude e na fase do sinal. Cintilações equatoriais provocam um grande número de perdas de ciclo e têm efeito máximo tipicamente uma hora depois do pôr-do-sol até aproximadamente meia noite. Estes horários devem ser evitados em levantamentos de precisão. Os efeitos da cintilação são menos significantes de abril a agosto no continente Americano, revertendo a situação entre março e setembro (SEEBER, 1993).

Em receptores que trabalham com apenas uma frequência, a correção dos efeitos ionosféricos é feita utilizando modelos matemáticos. Em levantamentos de precisão, receptores de duplas frequências são empregados, onde as portadoras são utilizadas para formar combinações lineares que eliminam grande parte dos efeitos ionosféricos. Em linhas de base curtas, abaixo de 10 km, o efeito da ionosfera tende a ser cancelado entre dois receptores. Em linhas de base longas, o efeito ionosférico cresce à medida que o comprimento de linha de base cresce. Conseqüentemente, os efeitos da ionosfera limitam o comprimento da linha de base na qual as ambigüidades podem ser resolvidas facilmente (CHEN, 1994).

Sendo assim, os efeitos da refração ionosférica dependem da frequência do sinal, da localização geográfica, do horário local, da estação do ano e dos ciclos solares.

b) Refração troposférica

O atraso provocado pela troposfera é causado pela refração do sinal do GPS na camada mais baixa da atmosfera que se estende por aproximadamente 50 km

acima da superfície da Terra. A magnitude do atraso troposférico é afetada por vários parâmetros, tais como, temperatura, umidade, pressão, altitude e relevo (LIU, 1993). Esses efeitos dependem de dois componentes presentes na troposfera:

- Uma composta de gases sem umidade, também chamada de componente seca (*dry component*), com a presença de grande quantidade de oxigênio e nitrogênio;
- Outra composta de vapor de água, chamada de componente úmida (*wet component*).

A componente seca é responsável por 80% a 90% do atraso total, pode ser modelada com uma precisão de 1% a 2% ao zênite e é mais fácil de determinar que a componente úmida. A componente úmida depende da distribuição de vapor de água na atmosfera, é mais difícil de modelar contribuindo cerca de 10% a 20% da refração total e não pode ser calculada com precisão devido à variabilidade de vapor de água (MONICO, 2000; QIU, 1993; SEEBER, 1993).

Quando o ângulo de elevação do satélite diminui abaixo de 10°, os efeitos da refração são estimados com muito menos precisão, o que resultará em uma menor precisão posicional. Esta é a razão principal porque satélites com ângulo de elevação maior que 10° são usados no posicionamento estático e cinemático (LIU, 1993). A Tabela 3.2 informa alguns valores numéricos aproximados do efeito da refração troposférica em função do ângulo de elevação.

Tabela 3.2 – Atraso provocado pela troposfera na medida de distância em metros (Fonte: QIU 1993).

Elevação	90°	20°	15°	10°	5°
Componente seca	2,3	6,7	8,8	12,9	23,6
Componente úmida	0,2	0,6	0,8	1,1	2,2
Atraso total	2,5	7,3	9,6	14,0	25,8

A refração troposférica é crítica para posicionamento preciso nas aplicações onde se deseja determinar linhas de base com distâncias longas (> 50 km), e em particular nas aplicações que envolvem a componente altura. Isso é devido ao fato de que os parâmetros troposféricos possuem pouquíssima correlação em longas distâncias havendo a necessidade de um modelo atmosférico da superfície local através de parametrização ou através de medições de dados de temperatura,

pressão atmosférica, densidade de vapor de água ao longo do caminho percorrido pelo sinal. A refração troposférica independe estatisticamente da frequência do sinal (SEEBER, 1993). A magnitude do atraso provocado pela troposfera é o mesmo para observações feitas com L1 e L2, assim, este efeito não pode ser eliminado por combinações lineares usando estas portadoras, como no caso da refração ionosférica (RIZOS, 1999).

Para levantamentos com menos de 10 km de extensão, o atraso troposférico tenderá a ser o mesmo em cada extremidade da linha de base, sendo recomendado evitar grandes variações de altitudes entre as estações de observação. A partir disso, pode-se aplicar o mesmo modelo uniformemente em todos os pontos no processamento, ou escolher não aplicar nenhum modelo, pois os efeitos serão cancelados em grande parte no posicionamento relativo utilizando simples diferenças. RIZOS (1999) alerta que, em linhas de base curta (até 10 km), utilizar observações meteorológicas feitas no local podem introduzir erros sistemáticos devido a problemas de calibração e medição, sendo recomendado à utilização de parâmetros atmosféricos padrão que normalmente, introduzem um menor ruído nos resultados por serem mais confiáveis. Os efeitos da refração troposférica são significativamente menores em regiões situadas em grandes altitudes do que ao nível do mar.

Deve-se sempre estar atento às condições meteorológicas discrepantes em cada estação de observação que podem conduzir a diferenças significantes nos resíduos. Qualquer incerteza no modelo diferencial de refração troposférica causa principalmente uma degradação na solução da componente de altura. BEUTLER et al. (1989) sugere que 1 mm de influência no modelo causa um erro de altura de cerca de 3 mm.

3.2.6.2 Multicaminho e centro de fase da antena

O ambiente ao redor do local onde a antena do GPS está instalada contém obstáculos tais como edificações, veículos, árvores, montanhas, etc., que podem afetar o sinal do satélite que chega ao receptor, alterando com isso as medidas de pseudodistância e fase de onda portadora comprometendo a fixação das ambigüidades e gerando soluções incorretas das mesmas, impedindo que alta

acurácia seja alcançada. Esses efeitos são causados pelo multicaminho.

Multicaminho é o fenômeno por meio do qual o sinal chega à antena do receptor através de dois ou mais diferentes caminhos (Figura 3.17). A diferença no comprimento dos caminhos causa interferência no sinal que chega a antena do receptor. Além de afetar as medidas de código e a fase da portadora, o multicaminho também pode ser causado por reflexões advindas do próprio satélite durante a propagação do sinal (LANGLEY, 1998; HOFMANN-WELLENHOF, 1997).

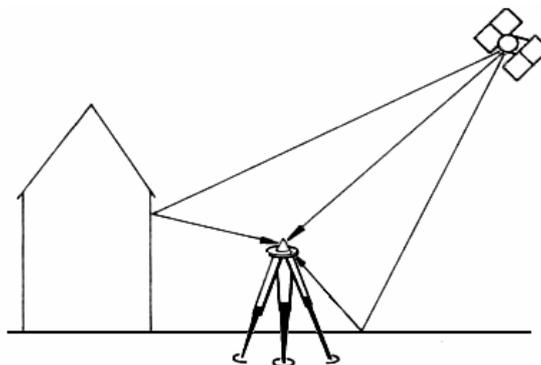


Figura 3.17 – Propagação do multicaminho.

O multicaminho experimentado por duas ou mais antenas independentes não são espacialmente correlacionados. Como consequência os efeitos provocados por ele são significantes no posicionamento relativo, até mesmo em linhas de base curtas. Segundo BOND (2004), ele não pode ser cancelados por operações de duplas diferenças de fase. No entanto, segundo SOUZA e MONICO (2003) o multicaminho no satélite geralmente pode ser cancelado com observações de simples diferenças de fase para linhas de base curtas.

Os efeitos do multicaminho são semelhantes de um dia para outro se as mesmas configurações, tanto da constelação dos satélites como da localização das antenas do receptor, são mantidas, proporcionando variações de coordenadas ao nível centimétrico e subcentimétrico requeridas em aplicações geodésicas, mesmo sob presença de multicaminho significativa (LANGLEY, 1998).

Algumas alternativas para redução dos efeitos do multicaminho são (RIZOS, 2000):

- 1 Fazer uma seleção cuidadosa do local da antena para evitar ambientes refletivos;

- 2 Usar antena de boa qualidade e resistentes ao multicaminho (*microstrip*; *choke ring*) do tipo *groundplane*;
- 3 Usar receptores capazes de reduzir internamente os efeitos do multicaminho;
- 4 Não observar satélites com baixa elevação;
- 5 No caso de observações de onda portadora, sessões de observação mais longas tenderão a diminuir o impacto do multicaminho nos resultados finais da linha de base.

Técnicas para redução do multicaminho podem ser encontradas em literaturas científicas especializadas tais como KIM e LANGLEY (2001), RAY (2000) onde realizaram pesquisas que integram modelos funcionais com procedimentos de estimação de parâmetros num sistema de múltiplas antenas e receptores. SOUZA e MONICO (2003) utilizaram uma técnica de decomposição do sinal (duplas diferenças) separando as altas frequências, onde se encontra o efeito do multicaminho, das baixas frequências (identidade do sinal) através da transformada *wavelets*. Outras técnicas são exemplificadas em WEILL (1997) e HOFMANN-WELLENHOF (1997).

O centro de fase da antena é o ponto em que o sinal medido é referenciado. Geralmente não coincide com o centro geométrico da antena e varia com a intensidade e direção do sinal incidente. Para levantamentos de precisão a posição do centro de fase de todas as antenas envolvidas no projeto tem que ser conhecidas (SEEBER, 1993). Se antenas do mesmo tipo forem usadas nas observações, as variações no centro de fase são reduzidas grandemente no processamento das diferenças, mas não resolveria o problema completamente por causa do multicaminho e seus efeitos sistemáticos nas coordenadas da linha de base. É recomendado que todas as antenas envolvidas no levantamento estejam orientadas na mesma direção e que antenas especiais projetadas especialmente para redução dos efeitos do multicaminho sejam utilizadas, ou então, corrigir estes efeitos através de programas com algoritmos especializados para esta função (UNAVACO, 1995).

3.2.6.3 Erros sistemáticos da definição geométrica da órbita dos satélites

As efemérides calculadas pelo segmento de controle GPS e transmitidas por cada satélite contêm suas informações orbitais. As efemérides podem ser

transmitidas - *Broadcast ephemeris*; outras estão disponíveis na internet horas antes do dia a que se refere a medição - efemérides preditas; e, por último, podem ser também pós-processadas - efemérides precisas.

As incertezas presentes nas efemérides transmitidas produzem erros orbitais, sua acurácia pode variar entre 0 e 26 m. Estas incertezas são devido às limitações de acurácia associadas com a natureza predita destas efemérides, haja visto que são obtidas em tempo real através do sinal transmitido pelos satélites (DONG, 2003). As efemérides preditas, denominada IGP, ficam disponíveis horas antes do dia a que se refere e apresenta precisão da ordem de 25 a 50 cm. As efemérides precisas são denominadas IGS, ficam disponíveis dentro de 13 dias aproximadamente e têm precisão da ordem de 5 cm, e as efemérides rápidas denominadas IGR, disponíveis entre 17 e 48 horas com precisão da ordem de 5 a 10 cm (MONICO, 2000; BERNARDI et al., 2002). Há três agências que fornecem efemérides pós-processadas: O CODE (*Center for Orbit Determination in Europe* - http://gibs.leipzig.ifag.de/cgi-bin/eph_cod.cgi?en), NGS (*National Geodetic Survey* - <http://www.ngs.noaa.gov/GPS/GPS.htm>) e o IGS (*International GPS Service* - http://igsceb.jpl.nasa.gov/components/prods_cb.html) (SHRESTHA, 2003).

No posicionamento relativo estático, nas linhas de base variando na casa das dezenas de quilômetros, os efeitos dos erros orbitais são praticamente removidos ou muito reduzidos, devido ao processamento das diferenças nas observações. Em linhas de base variando na casa das centenas de quilômetros os efeitos dos erros orbitais aumentam, tornando-se um obstáculo para posicionamentos de precisão com aplicações em geodésia e geodinâmica (WELLS et al., 1986).

SEEBER (2003) apresenta uma tabela contendo um resumo das principais características das efemérides disponíveis atualmente:

Tabela 3.3 – Características das efemérides.

	Acurácia	Disponibilidade	Atualização	Intervalo de amostragem
Transmitidas	~2600 cm / ~7 ns	Tempo real	-	Diariamente
Preditas (Ultra-rápida)	~25 cm / ~5 ns	Tempo real	Duas vezes/dia	15 min / 15 min
Rápidas	5 a 10 cm / 0,2 ns	17 horas	Diariamente	15 min / 5 min
Precisas	< 5 cm / 0,1 ns	~ 13 dias	Semanalmente	15 min / 5 min

3.2.6.4 Erros sistemáticos no relógio do satélite

Incertezas no relógio do satélite surgem devido à instabilidades nos osciladores dos satélites GPS e afetam as medidas de distância feita pelo usuário. O erro resultante pode ser determinado usando os coeficientes transmitidos na mensagem de navegação do satélite.

Os erros no relógio do satélite calculados usando mensagens de navegação, não são precisos porque os coeficientes são preditos no tempo. Eles serão os mesmos para todos os receptores que rastreiam o mesmo satélite ao mesmo tempo e podem ser removidos através de simples diferenças no posicionamento relativo ou estimados utilizando dados das efemérides precisas (*precise clocks*) (SHRESTHA, 2003).

3.2.6.5 Limitações da acurácia das coordenadas verticais obtidas com o GPS

A acurácia alcançada com GPS em redes geodésicas tem melhorado continuamente durante as últimas duas décadas. Atualmente a literatura tem-se indicado para o método relativo acurácia no posicionamento na ordem de 1 a 2 mm nas coordenadas horizontais e 5 a 10 mm na componente de altura através da aplicação de técnicas de estimação de parâmetros do atraso provocado pela troposfera em estações permanentes de observações (BOCK, 1998; BOCK, 2001). A acurácia vertical é indicada com menor precisão devido a dois principais motivos. O primeiro é que há um limite teórico devido à distribuição dos satélites no céu que depende de latitude do local, da máscara de elevação (ângulo mínimo, em relação ao plano horizontal, abaixo do qual os satélites devem ser desprezados, tipicamente 15°), relógios e parâmetros troposféricos quando estimados. Em segundo lugar a correção do atraso troposférico está limitada a diferentes suposições e simplificações inerentes aos modelos atuais. O efeito de um 1 mm de erro no atraso provocado pelo zênite troposférico (ZTD) pode resultar em uma influência na coordenada vertical da estação de GPS de aproximadamente 2 a 6 mm dependendo principalmente da máscara de elevação (entre 5° a 25°) mas também da latitude de local (BOCK, 2001; SANTERRE, 2004; SEEBER, 1993).

De acordo com BOCK (2001) precisões da ordem de 1 mm na coordenada vertical é suficiente para aplicação em estudo que envolvem monitoramento de

deformações tais como processos dinâmicos da crosta terrestre, vulcões, deslizamento de terra. Aplicações industriais também exigem determinações precisas de altura com o mínimo de dificuldade possível, assim como a manutenção de redes de nivelamento nacionais e controle de subsidência provocado por retirada de gás ou exploração de água. Assim, a melhor estratégia é executar observações contínuas usando estações GPS permanentes que rastreiam 24 horas diariamente, visando diminuir o impacto provocado pelo multicaminho e refração troposférica. Porém, inspeção periódica também pode ser usada para distâncias curtas (abaixo de 10 km). Alterações climáticas diárias e sazonais podem influenciar na obtenção das altitudes, visto que fenômenos de alterações na umidade do ar, temperatura e pressão são características troposféricas. Sendo assim, o horário ou o período do ano em que as observações forem realizadas influenciarão na obtenção das altitudes obtidas com GPS.

3.2.6.6 Procedimento para redução das incertezas nas altitudes obtidas com GPS

Como visto, os erros sistemáticos provocados pela atmosfera, multicaminho, centro de fase da antena, órbitas e incertezas no relógio do satélite exercem grande influência na obtenção de coordenadas no posicionamento preciso e, em especial, na obtenção de altitudes.

A influência destas variáveis pode ser significativamente reduzida através de procedimentos e cuidados no posicionamento GPS pelo método relativo estático, uma vez que a correlação das variáveis influentes sobre as duas estações é uma verdade inconteste (SILVA, 2005). Quanto maior a correlação das variáveis influentes sobre os dois pontos da linha de base, mais efetivo torna-se o método relativo estático. Com base nas descrições dos erros sistemáticos envolvidos, alguns procedimentos e aspectos relevantes para o método relativo estático são aqui apresentados: comprimento da linha de base; taxa de coleta dos dados; tempo de observação; máscara de elevação; quantidade de satélites visíveis; utilização de antenas do mesmo modelo orientadas na mesma direção; e a utilização de receptores com dupla frequência. Recomenda-se ainda que sejam utilizados para linhas de base longas técnicas de processamento que envolva modelos de correção troposférica e ionosférica; correção do centro de fase da antena; utilização de

efemérides precisas; além das combinações lineares para eliminação, obtidas com processamento rigoroso, de erros provocados pela refração atmosférica, relógio dos receptores e posição do satélite (erros orbitais). De acordo com MONICO (2000), as duplas diferenças são utilizadas freqüentemente nos processamentos de dados GPS envolvendo a fase de onda portadora por proporcionar melhor relação sinal ruído resultante no cálculo da ambigüidade e a eliminação de erros sistemáticos envolvidos nas observáveis originais.

3.2.7 Programas de processamento

SEEBER (1993) classifica os programas de processamento de observações GPS em:

- Comerciais – fornecido pelos fabricantes de receptores GPS;
- Científicos – são desenvolvidos pelos institutos de pesquisa científica.

Os programas comerciais são desenvolvidos para processar dados de um tipo específico de receptor. Versões modernas aceitam dados no formato RINEX (*Receiver Independent Exchange Format*) ou realizam conversões para o formato aceito pelo fabricante. Nestes programas os modelos matemáticos usados no processamento não estão documentados com detalhes. Eles são programas relativamente simples de operar, incluindo processamento de linhas de base com aplicações no modo estático ou cinemático, e possui programas adicionais para ajustamento de rede. Atualmente, os programas comerciais mais conhecidos são:

- SKI - WILD STATIC KINEMATIC SOFTWARE
- GPSurvey e GTOffice - Trimble
- Ashtech Solutions – Ashtech
- GrafNav – Waypoint Consulting Inc.

O programa GPSurvey foi utilizado neste trabalho para a realização do processamento da observação GPS.

Os programas científicos possuem aplicações mais abrangentes que os programas comerciais. Normalmente, eles levam vários anos para serem implementados e consistem de um conjunto de programas individuais não restritos a

um modelo específico de receptor. Suas aplicações incluem:

- Uso profissional em processamentos rápidos de pequenas redes;
- Uso profissional em levantamentos de alta precisão utilizando longas distâncias;
- Análise de dados e investigações científicas incluindo pesquisas geodinâmicas.

O processamento em programas científicos requer uma larga experiência, entendimento profundo dos sinais GPS e conhecimento do comportamento dos erros. O processamento torna-se muito complicado se os dados estiverem contaminados por distúrbios ionosféricos e se alta acurácia é desejada em linhas de base longas. Os modelos matemáticos e as fundamentações científicas estão bem documentados nos manuais dos programas.

A seguir é exibido uma lista com alguns programas comerciais utilizados atualmente de acordo com SEEBER (1993) e PEREIRA (2001).

- BERNESE – desenvolvido pela Universidade de Berne, Suíça;
- DIDOP – Universidade de New Brunswick, Canadá;
- GEONAP – Universidade de Hannover, Alemanha;
- GIPSY – Jet Propulsion Laboratory, USA;
- TOPAS – Universidade da Federal Armed Forces, Munique, Alemanha;
- GAMIT – Massachusetts Institute of Technology – MIT, Estados Unidos;
- GEODYN – NASA, USA;
- GAS – Universidade de Nottingham, UK.

Os pacotes de softwares científicos com múltiplas finalidades consistem de vários módulos que podem ser divididas em três partes:

- Pré-processamento - prepara os dados para o processamento principal;
- Processamento principal – estimação dos parâmetros desconhecidos;
- Pós-processamento – resume as informações em gráficos ou tabelas, e combinam as sessões do posicionamento relativo em rede sempre que necessário.

Chama-se de sessão de observação GPS o conjunto de todas as observações efetuadas simultaneamente em no mínimo duas estações, durante um período de tempo. Uma sessão pode durar apenas alguns minutos, ou pode durar várias horas, dependendo da precisão requerida.

4. EXPERIMENTOS METROLÓGICOS NA REALIZAÇÃO DO CAMPO DE PONTOS ALTIMÉTRICO DE REFERÊNCIA

Na busca de um sistema de referência de medição altimétrico local utilizou-se dos conceitos de campo de pontos-objeto e de referência colocados nos itens 2.7 e 2.8 do presente trabalho. A principal finalidade deste experimento foi investigar a estabilidade vertical destes pontos ao longo do tempo fazendo uso dos procedimentos de medição e controle presentes no nivelamento geométrico de precisão com o objetivo de utilizar os pontos materializados, total ou parcialmente, como sistema de referência altimétrico de medição e fazer emprego do mesmo no experimento, a saber, o de metrologia altimétrica com base em tecnologia GPS utilizando linhas de base curta, apresentado no Capítulo 5. A primeira fase dos experimentos caracterizou-se pela configuração geométrica de um campo de pontos altimétrico com pontos monumentalizados em estruturas da construção civil presentes no campus da UFPE sobre as quais estão apoiadas as estações GPS a serem medidas. Com isso, três campos de pontos foram distribuídos e adequadamente monumentalizados na área de estudo sendo sua estabilidade vertical investigada durante 5 (cinco) épocas de medição.

Estes três campos de pontos provenientes de uma mesma estrutura geodésica altimétrica, a rigor, definem três campos de pontos-objeto, que ultimaram a investigação da estabilidade vertical de toda estrutura geodésica. Se comprovada estocasticamente a estabilidade dos campos de pontos considerados ao longo de um bom período de tempo (alguns semestres), dever-se-á promovê-los, total ou parcialmente, à categoria de campo de pontos de referência, de grande utilidade à pesquisa científica e de engenharia. Este conjunto de cinco épocas de observação marca o início da investigação sobre a estabilidade de estruturas geodésicas aplicadas a engenharia e de grande interesse do Programa de Pós-graduação em Ciências Geodésicas e Tecnologias da Geoinformação e do LAMEP – Laboratório de Metrologia e Posicionamento do Depto. de Cartografia da UFPE. As etapas deste experimento estão descritas nos itens a seguir.

4.1 Escolha e materialização dos pontos

Um total de 14 (quatorze) pontos foram escolhidos, sendo 13 adequadamente monumentalizados para receberem observações de nivelamento geométrico e 1 (um) previamente monumentalizado pelo IBGE para observações GPS. Ao todo, três edificações presentes na UFPE foram utilizadas para a definição do campo de pontos (Figura 4.1). Estas estruturas são:

- O prédio da Biblioteca Central (BIB). Ao todo, 7 (sete) pontos foram monumentalizados, sendo 6 (seis) deles distribuídos nos pilares ao redor do prédio projetados para receberem observações de nivelamento geométrico, e 1 (um) pertencente à rede de monitoramento contínuo do IBGE chamado RBMC – Recife, utilizada para as observações GPS. Todos foram rigidamente fixados para evitar a introdução de erros provocados por folgas;
- O Castelo D'água, onde foram instalados 4 (quatro) pontos para nivelamento geométrico;
- Monumento ao Reitor Amazonas localizado na Avenida dos Reitores em frente ao teatro da UFPE, onde foram instalados 3 (três) pontos para nivelamento geométrico.

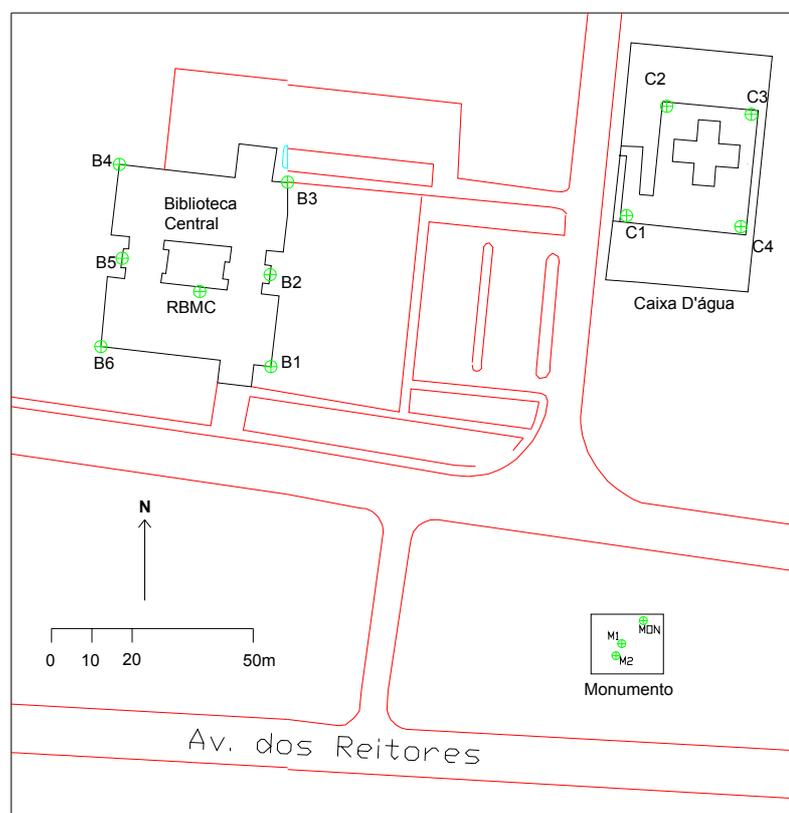


Figura 4.1 – Localização do campo de pontos altimétrico.

A Figura 4.2 mostra o esquema das peças utilizadas na estrutura da Biblioteca. Elas possuem uma base onde a mira é apoiada sobre uma pequena superfície esférica (detalhe vermelho) conectada à base de metal (detalhe cinza). Observa-se que a base plana da mira deve tangenciar a superfície esférica durante o manuseio (Figura 4.3).

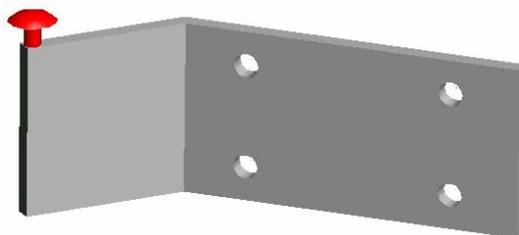


Figura 4.2 – Peça utilizada na monumentalização dos pontos na Biblioteca Central.



Figura 4.3 – Ponto B6 monumentalizado na Biblioteca Central.



Figura 4.4 – RBMC - Recife instalada na parte superior do prédio da Biblioteca Central.

Os pontos instalados no Monumento ao Reitor (Figura 4.5a) e no Castelo D'água (Figura 4.5b) consistiram de superfícies esférica cravada no piso destas estruturas para auxiliar na sustentação da mira. A localização destes pontos nas respectivas estruturas foi escolhida próxima aos pilares, buscando associar os movimentos verticais destes como representativos de toda a estrutura.



Figura 4.5 – Mira apoiada sobre pontos no Monumento aos Reitores e no Castelo D'água.

4.2 Calibração do nível

Instrumentos de precisão, por serem muitos sensíveis a choques, manuseios inadequados, alterações climáticas e ambientais, devem ser submetidos com certa frequência a procedimentos metrológicos de calibração. Em decorrência dessa necessidade, foi estabelecida uma rotina de controle metrológico dos instrumentos utilizados no nivelamento geométrico para reduzir efeitos de erros sistemáticos nas observações, gerados por desretificações do eixo de colimação (item 3.1.4). Esse procedimento adotado pelo LAMEP consistiu em uma pré-calibração do nível a ser utilizado nas medições e uma pós-calibração do mesmo nível após a realização das medições, executadas sempre a cada época de observação.

A pré-calibração deve ser realizada antes que qualquer dado da medição, propriamente dita, seja coletado. Tal procedimento evita que aumento ou diminuição na leitura das miras, devido ao deslocamentos para cima ou para baixo do eixo de colimação horizontal, sejam introduzidos nos dados coletados, ocasionando resultados sem consistência. O Método de Kukkamäki, descrito no capítulo anterior (item 3.1.4), é utilizado em cada pré e pós-calibração. O mesmo é adotado nas rotinas do LAMEP e foi também recomendado para calibração do nível.

Durante o processo de medição muitas atividades estão envolvidas no manuseio do instrumento, tais como: a retirada do instrumento do local onde ele está guardado, instalação, mudança constante de estações de observação, movimentos bruscos, fatores ambientais, insolação, umidade, vibrações, etc. Todos estes fatores podem trazer algum tipo de desretificação do eixo de visada. Em decorrência, uma

pós-calibração é necessária para verificar se o instrumento foi desretificado, fechando assim, o ciclo de controle metrológico do nível para uma época de observação. Este procedimento garante que o instrumento permaneceu calibrado durante todo o levantamento da época de medição correspondente.

A base utilizada na calibração, ilustrada na Figura 4.6, foi montada nas imediações do Laboratório de Metrologia e Posicionamento (LAMEP) do Depto. de Engenharia Cartografia.



Figura 4.6 – Base Kukkamäki do LAMEP/DECART.

4.3 Descrição das medições realizadas e métodos de cálculo empregados

Com a finalidade de confrontar o método empírico de cálculo, que é muito utilizado nos meios da engenharia, com o método dos mínimos quadrados, freqüentemente adotado no cálculo de procedimentos geodésicos, ambos descritos no item 2.9, preparou-se este capítulo 4.3.

Um total de 5 (cinco) campanhas de medição foram realizadas. A medição zero foi realizada em 13/06/04, a primeira época em 22/07/04, a segunda época em 19/10/04, a terceira época em 27/11/04 e a quarta em 29/01/05.

O método empírico foi o primeiro método a ser empregado para o cálculo das cotas finais de cada ponto. Os levantamentos compreenderam circuitos com início no ponto M1 situado no Monumento do Reitor Amazonas, passando em seguida

pelo ponto MON, chegando ao Castelo D'água nos pontos C1, C4, C3, C2, posteriormente à Biblioteca Central nos pontos B2, B3, B4, B5, B6, B1, voltando ao ponto M2 e fechando no ponto M1, veja Figura 4.7. Pequenas variações nas posições das estações dentro do circuito aconteceram de uma época para outra.

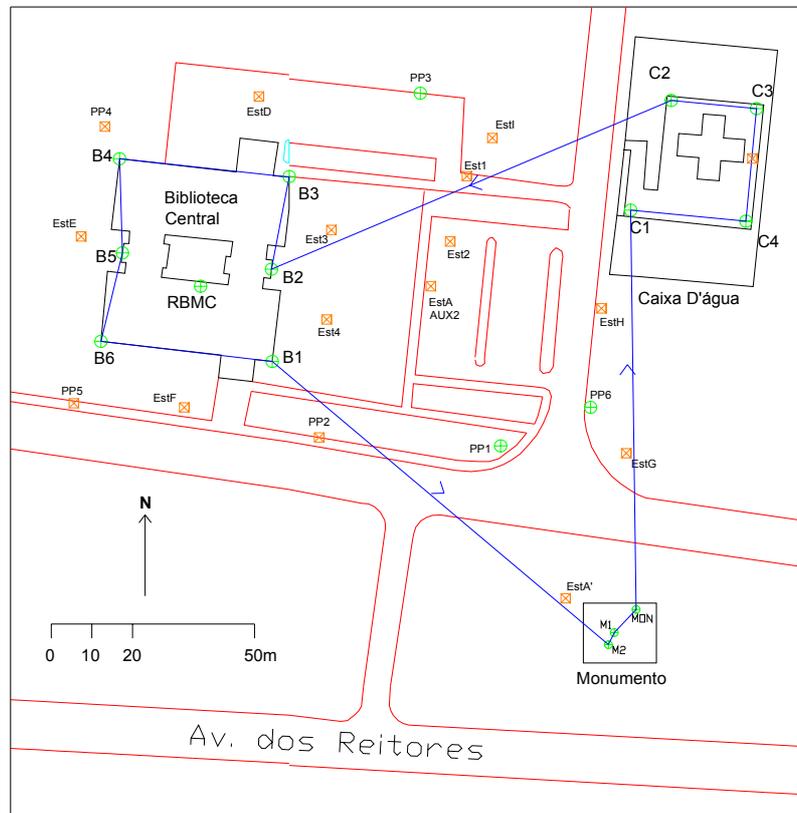


Figura 4.7 – Desenvolvimento do circuito.

O segundo método utilizado foi o ajustamento utilizando mínimos quadrados com o método paramétrico para cálculo das cotas finais ajustadas. Duas técnicas de ajustamento foram utilizadas nesta segunda opção, a primeira utilizando a estrutura geodésica no modo hierárquica com ponto fixo em M1, e a segunda utilizando estrutura geodésica livre de condicionamento, onde nenhum ponto é fixado. Esta última, tem sido largamente utilizada na Europa em problemas envolvendo análise temporal de deformações.

A Figura 4.8 ilustra a configuração da estrutura geodésica altimétrica utilizada, compreendendo três circuitos:

- Circuito 1 – M1, MON, C1, C2, B3, B2, B1, M2, fechando em M1;
- Circuito 2 – C1, C4, C3, C2, fechando em C1;

- Circuito 3 – B1, B2, B3, B4, B5, B6, fechando em B1.

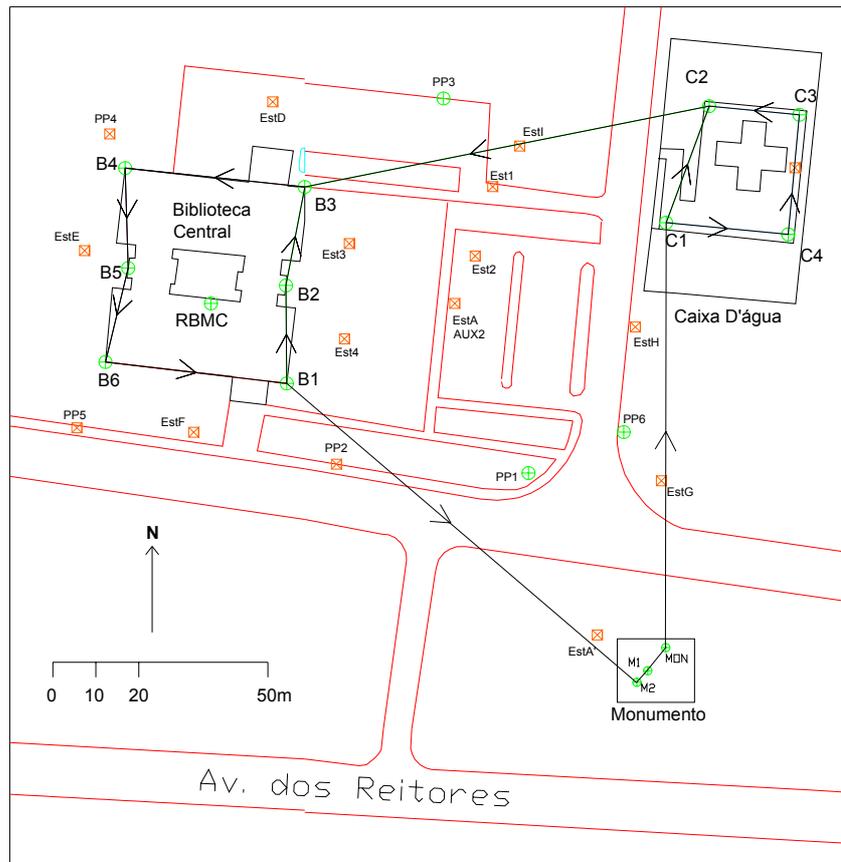


Figura 4.8 – Configuração geométrica dos circuitos da estrutura geodésica altimétrica utilizada.

As observações foram realizadas de maneira a não ultrapassar visadas com 50 m de distância mantendo uma altura mínima de 50 cm acima do solo. A existência de árvores, avenidas, desníveis e barreiras provocados por veículos se tornaram um obstáculo para a realização das observações, isto ocasionou distâncias de visadas não simétricas à estação. Graças à pré-calibração do nível pode-se corrigir as observações dos efeitos sistemáticos provocados pelo eixo de colimação, refração atmosférica e curvatura usando as equações 3.2 e 3.4 do item 3.1.3. A simetria das distâncias pode ser crítica quando os instrumentos não passam pelo processo de calibração e em conseqüência não se pode corrigir os efeitos sistemáticos via cálculo depois da medição realizada.

As miras utilizadas possuem dupla graduação em fita de invar e nível esférico, admitindo como tolerância o intervalo de 0,3 a 0,4 mm em torno do valor da constante. As observações foram realizadas aproximadamente no mesmo horário, entre 14h30min e 17h00min, e encontram-se dispostas em cadernetas de campo no

Anexo 1, juntamente com as condições climáticas típicas da região da planície do Recife na data em que foram realizadas (Anexo 4).

Os equipamentos utilizados foram:

- Nível NI 2;
- Placa plano-paralela com graduação semi-centimétrica;
- Mira de invar, escala centimétrica com dupla graduação, marca NEDO com gravação realizada por método interferométrico;
- Mira de invar, modelo francês com escala única subcentimétrica, com gravação realizada por gabarito padrão; e
- Tripé não rígido, novo e sem folgas.

A seqüência para o cálculo obedeceu as seguintes fases:

- Transferência dos dados coletados para planilha Excel;
- Correção dos erros sistemáticos do eixo de colimação, refração atmosférica e curvatura;
- Cálculo das diferenças de nível provisórias (Dn_{CALC});
- Cálculo do erro de fechamento Ef (mm):

$$Ef = \sum_{i=1}^n Dn_i$$

Dn = Diferença de nível em milímetros;

- Cálculo da tolerância para o erro de fechamento σ_{TOL} (mm), para levantamentos de precisão,

$$\sigma_{TOL} = \pm 2mm / km\sqrt{R}$$

- Cálculo da classificação da precisão do levantamento $\sigma_{Niv/Km}$ (mm/km):

$$\sigma_{Niv/Km} = \pm Ef / \sqrt{R} ;$$

R = Comprimento do circuito em Km ;

- Cálculo das diferenças de nível compensadas empiricamente Dn_{COMPE} ;
- Cálculo das cotas de cada ponto utilizando as diferenças de nível compensadas empiricamente;
- Cálculo das cotas de cada ponto pelo método dos parâmetros utilizando rede hierárquica com rotina gerada no MATLAB (Anexo 3);
- Cálculo das cotas de cada ponto pelo método dos parâmetros utilizando rede livre com rotina gerada no MATLAB (Anexo 3);

4.3.1 Resultado das medições

As observações da medição realizadas encontram-se dispostas nas cadernetas de campo (Anexo 1) e foram realizadas em condições climáticas típicas do mês de maio na região da planície do Recife (Anexo 4). O valor do erro de colimação obtido na pré-calibração do instrumento, o comprimento do circuito percorrido, o erro de fechamento do circuito utilizado para a compensação das observações pelo método empírico, a tolerância para o erro de fechamento e a precisão para o circuito são apresentados na Tabela 4.1.

Tabela 4.1 – Erro de colimação, comprimento do circuito percorrido, erro de fechamento, tolerância e precisão do nivelamento.

Levantamento	Medição Zero (13-06-04)	1º época (22-07-04)	2º época (19-10-04)	3º época (27-11-04)	4º época (29-01-05)
c (mm/m)	0,004	0,005	-0,01	0,003	0,005
Comprimento (km)	0,856	0,856	0,807	0,807	0,807
Erro de fechamento (mm)	0,57	1,67	0,76	-0,57	-0,47
Tolerância (mm)	1,85	1,85	1,80	1,80	1,80
Precisão (mm/km)	0,62	1,80	0,84	0,64	0,52

As correções nas leituras provocadas pela ação conjunta do resíduo do erro de colimação oriunda da pré-calibração, da refração atmosférica e curvatura da terra nas observações de diferença de nível em milímetros (item 3.1.3.1), são apresentadas na Tabela 4.2.

Tabela 4.2 – Diferenças de nível corrigidas dos efeitos residuais do erro de colimação, refração e curvatura terrestre em milímetros.

Sentido	Medição Zero (13-06-04)		1º época (22-07-04)		2º época (19-10-04)		3º época (27-11-04)		4º época (29-01-05)	
	Erro	Dn corrigida	Erro	Dn corrigida	Erro	Dn corrigida	Erro	Dn corrigida	Erro	Dn corrigida
M1-MON	0,0	-243,31	0,0	-243,01	0,0	-243,61	0,0	-243,98	0,0	-244,50
MON-C1	-0,2	-737,98	-0,2	-737,06	-0,2	-733,49	0,2	-732,71	0,2	-733,15
C1-C4	-0,1	-67,65	-0,1	-67,71	-0,1	-69,31	0,1	-69,81	0,2	-72,45
C1-C2	-0,3	-8,38	-0,3	-7,42	0,0	-5,56	-0,3	-5,48	-0,3	-7,66
C4-C3	0,2	-20,96	0,1	-21,26	0,0	-21,60	0,0	-21,77	0,0	-21,72
C3-C2	0,0	83,56	0,0	83,64	0,1	85,08	-0,1	85,82	-0,1	85,90
C2-B2	-0,1	-469,35	-0,1	-468,58	-0,6	-469,97	0,4	-469,52	0,5	-466,32
C2-B3	0,4	-698,40	0,4	-700,77	0,0	-702,57	0,0	-699,83	-0,1	-696,49
B2-B3	0,0	-232,39	0,0	-232,19	0,0	-230,19	0,0	-231,05	0,0	-230,66
B3-B4	0,0	-63,47	0,0	-64,17	0,1	-63,82	-0,1	-64,04	-0,2	-63,55
B4-B5	-0,2	132,71	-0,1	132,84	-0,1	132,46	0,1	131,75	0,1	131,77
B5-B6	0,1	-100,88	0,1	-102,89	0,1	-101,84	-0,1	-102,02	-0,1	-101,73
B6-B1	-0,1	75,00	-0,1	74,27	0,0	71,61	0,0	73,49	0,0	72,98
B1-B2	0,0	190,71	0,0	190,69	0,0	192,04	0,0	191,96	0,0	191,84
B1-M2	0,3	1652,64	0,2	1653,08	-0,2	1652,10	0,2	1649,92	0,3	1649,75
M2-M1	0,0	-6,25	0,0	-6,37	0,0	-6,67	0,0	-6,65	0,0	-6,81

4.3.2 Conclusões dos resultados

Observa-se, a partir dos resultados obtidos, que os erros de fechamento mantiveram-se abaixo do milímetro, com exceção da 2ª campanha, que atingiu um valor de 1,67 mm. Este valor, no entanto, não gera grandes problemas, pois, se manteve abaixo da tolerância admitida para levantamentos de alta precisão, assim como, os resultados das outras campanhas (item 3.1.1).

As precisões encontradas demonstram que os levantamentos atenderam aos requisitos de levantamento de alta precisão requerida em trabalhos de monitoramento de deslocamentos verticais em estruturas.

A correção das leituras provocadas pela ação conjunta do resíduo do erro de colimação oriunda da pré-calibração, da refração atmosférica e curvatura da terra nas observações de diferença de nível não exerceram influências significativas nos resultados, pois assumiram valores em torno de décimos de milímetros em decorrência das pequenas dimensões do circuito e das distâncias de visada entre o instrumento e a mira.

As diferenças de nível corrigidas indicam a ocorrência de movimento vertical

relativo do campo de pontos, tal evidência foi confirmada nos itens a seguir, onde as diferenças de nível são ajustadas utilizando o método empírico e o método dos mínimos quadrados, e a variação de altura das cotas é analisada em função do tempo.

4.4 Cálculo das diferenças de nível e cotas pelo método empírico

As cotas dos pontos foram determinadas para cada época de medição utilizando o método empírico (item 2.9.1). Elas foram calculadas transportando os valores das diferenças de nível compensadas, a partir do sistema de referência altimétrico local, adotado em princípio, como sendo o Monumento ao Reitor definidos pelos pontos M1, M2 e MON. Partindo-se do ponto M1 (cota 10000 mm) seguiu-se para os demais pontos até completar um circuito fechando no mesmo ponto. A Tabela 4.3 apresenta o valor das diferenças de nível em milímetros após a distribuição do erro de fechamento. A Tabela 4.4 fornece as cotas calculadas a partir das diferenças de nível compensadas.

Tabela 4.3 – Resultados das diferenças de nível corrigidas pelo método empírico.

Direção	Diferença de nível compensadas				
	Zero (13/6/2004)	1º época (22/7/2004)	2º época (19/10/2004)	3º época (27/11/2004)	4º época (29/1/2005)
M1-MON	-243,03	-243,37	-243,63	-243,96	-244,48
MON-C1	-737,16	-738,28	-733,63	-732,60	-733,06
C1-C4	-67,74	-67,74	-69,36	-69,77	-72,42
C4-C3	-21,28	-21,02	-21,63	-21,74	-21,71
C3-C2	83,61	83,49	85,04	85,85	85,93
C2-B2	-468,66	-469,57	-470,08	-469,44	-466,25
B2-B3	-232,25	-232,56	-230,23	-231,03	-230,64
B3-B4	-64,21	-63,59	-63,88	-64,00	-63,51
B4-B5	132,81	132,65	132,42	131,77	131,79
B5-B6	-102,92	-100,96	-101,88	-101,99	-101,70
B6-B1	74,24	74,90	71,56	73,53	73,01
B1-M2	1652,98	1652,34	1651,96	1650,04	1649,84
M2-M1	-6,39	-6,30	-6,69	-6,64	-6,79

Tabela 4.4 – Cotas em cada época de medição calculadas pelo método empírico.

Ponto	Cotas (mm)				
	Zero (13/6/2004)	1º época (22/7/2004)	2º época (19/10/2004)	3º época (27/11/2004)	4º época (29/1/2005)
M1	10000,00	10000,00	10000,00	10000,00	10000,00
M2	10006,39	10006,30	10006,69	10006,64	10006,79
MON	9756,97	9756,63	9756,37	9756,04	9755,52
C1	9019,81	9018,36	9022,74	9023,43	9022,46
C2	9014,39	9013,09	9016,80	9017,76	9014,25
C3	8930,78	8929,60	8931,76	8931,92	8928,33
C4	8952,07	8950,62	8953,38	8953,66	8950,03
B1	8353,41	8353,96	8354,73	8356,60	8356,95
B2	8545,74	8543,51	8546,72	8548,32	8548,00
B3	8313,49	8310,95	8316,50	8317,29	8317,37
B4	8249,28	8247,37	8252,62	8253,30	8253,86
B5	8382,09	8380,02	8385,04	8385,07	8385,65
B6	8279,18	8279,06	8283,17	8283,08	8283,94

Observa-se, a partir dos dados da Tabela 4.4, que os pontos apresentaram instabilidade ao longo do tempo. Os pontos M2 e MON foram os que apresentaram menor variação de altura. Os demais apresentaram variação a nível submilimétrico.

4.5 Cálculo das diferenças de nível e cotas com uso do ajustamento pelo (MMQ) método dos parâmetros

A análise da estabilidade dos pontos das estruturas geodésicas, utilizando a teoria das redes, não é uma tarefa trivial. Há a necessidade de testes de hipóteses estatísticas para detecção dos pontos instáveis na estrutura (KOCH, 1985; NIEMEIER, 1981; PELZER, 1974), assim como, a utilização de programas computacionais especiais para realizar o processamento e a análise das instabilidades ocorridas em cada duas épocas de medição. Uma análise mais aprofundada sobre a argumentação teórica deste método não foi possível nesta pesquisa e sugere continuidade a este segmento de pesquisa.

4.5.1 Estrutura geodésica altimétrica hierárquica

Utilizando as formulações do item 2.9.2 para estruturas hierárquicas e as observações de campo devidamente controladas por procedimentos metrológicos indicadas no item 4.3, utilizou-se algumas rotinas computacionais no programa MATLAB para o cálculo das cotas ajustadas pelo método paramétrico. Atribuiu-se

ao ponto M1, considerado como isento de incertezas na estrutura (ponto fixo) neste ajustamento, a cota 10000 mm. A Tabela 4.5 apresenta o valor das diferenças de nível ajustadas.

Tabela 4.5 –Diferenças de nível ajustadas e desvio-padrão em milímetros – MMQ/método hierárquico.

Lance	Zero (13/6/2004)		1º época (22/7/2004)		2º época (19/10/2004)		3º época (27/11/2004)		4º época (29/1/2005)	
	Dif. nível	σ	Dif. nível	σ	Dif. nível	σ	Dif. nível	σ	Dif. nível	σ
M1-MON	-243,02	0,45	-243,42	0,73	-243,54	0,19	-243,89	0,23	-244,38	0,35
MON-C1	-737,14	0,96	-738,59	1,56	-732,87	0,34	-734,39	0,43	-734,93	0,64
C1-C4	-68,15	0,56	-68,44	0,91	-69,19	0,23	-69,66	0,29	-72,20	0,44
C1-C2	-6,38	0,67	-6,91	1,08	-5,54	0,28	-5,41	0,34	-7,68	0,51
C4-C3	-21,52	0,45	-21,42	0,74	-21,53	0,19	-21,68	0,24	-21,57	0,35
C3-C2	83,29	0,51	82,95	0,83	85,18	0,21	85,93	0,27	86,09	0,40
C2-B3	-700,83	0,88	-698,88	1,43	-702,32	0,33	-699,50	0,41	-696,04	0,62
B2-B3	-231,82	0,70	-232,62	1,13	-230,29	0,20	-231,15	0,25	-230,87	0,38
B3-B4	-63,93	0,62	-63,88	1,01	-63,84	0,25	-64,00	0,32	-63,63	0,47
B4-B5	132,97	0,48	132,49	0,78	132,45	0,20	131,77	0,25	131,73	0,37
B5-B6	-102,74	0,51	-101,13	0,84	-101,85	0,21	-102,00	0,26	-101,78	0,39
B6-B1	74,47	0,58	74,66	0,95	71,60	0,24	73,52	0,30	72,92	0,44
B1-B2	191,06	0,69	190,48	1,13	191,94	0,20	191,86	0,25	191,63	0,38
B1-M2	1653,00	0,97	1652,01	1,58	1652,52	0,39	1650,46	0,49	1650,49	0,73
M2-M1	-6,38	0,43	-6,35	0,70	-6,61	0,18	-6,57	0,22	-6,70	0,33

A Tabela 4.6 fornece o valor dos parâmetros ajustados (cotas) e o desvio-padrão calculado para cada ponto em cada época de medição.

Tabela 4.6 – Parâmetros ajustados e desvio-padrão em milímetros – MMQ/método hierárquico.

Ponto	Zero (13/6/2004)		1º época (22/7/2004)		2º época (19/10/2004)		3º época (27/11/2004)		4º época (29/1/2005)	
	Cota	σ	Cota	σ	Cota	σ	Cota	σ	Cota	σ
M1	10000,00	0,00	10000,00	0,00	10000,00	0,00	10000,00	0,00	10000,00	0,00
MON	9756,98	0,45	9756,58	0,73	9756,460	0,19	9756,11	0,46	9755,62	0,35
C1	9019,84	1,01	9017,99	1,64	9023,586	0,37	9021,72	0,52	9020,69	0,69
C4	8951,69	1,10	8949,56	1,79	8954,400	0,42	8952,06	0,53	8948,49	0,78
C3	8930,16	1,11	8928,14	1,81	8932,873	0,42	8930,38	0,52	8926,92	0,79
C2	9013,46	1,09	9011,08	1,77	9018,050	0,41	9016,31	0,51	9013,01	0,77
B1	8353,39	1,01	8354,34	1,65	8354,090	0,41	8356,10	0,53	8356,21	0,76
B2	8544,44	1,14	8544,82	1,86	8546,025	0,43	8547,96	0,53	8547,84	0,80
B3	8312,63	1,11	8312,20	1,80	8315,733	0,42	8316,81	0,58	8316,97	0,79
B4	8248,69	1,16	8248,33	1,89	8251,896	0,47	8252,81	0,59	8253,34	0,87
B5	8381,66	1,16	8380,82	1,88	8384,346	0,47	8384,58	0,57	8385,07	0,88
B6	8278,92	1,12	8279,68	1,82	8282,495	0,46	8282,58	0,22	8283,29	0,85
M2	10006,38	0,43	10006,35	0,70	10006,61	0,18	10006,57	0,00	10006,70	0,33

4.5.2 Estrutura geodésica altimétrica livre de condicionamentos

Semelhantemente ao item 4.5.1, utilizamos as formulações do item 2.9.2, agora aplicado a estruturas geodésicas livres, e algumas rotinas computacionais desenvolvidas no programa MATLAB (Anexo 3) para o cálculo do ajustamento pelo método paramétrico. Neste método, não é atribuído nenhuma ponto fixo, o que torna complicada a inversão da matriz das equações normais, havendo a necessidade de utilizar inversas generalizadas para resolução do sistema de equações lineares no ajustamento. Nos algoritmos presentes no MATLAB utilizou-se a inversa pelo método Hemitiano. A Tabela 4.7 apresenta o valor das diferenças de nível ajustadas.

Tabela 4.7 – Diferenças de nível ajustadas e desvio-padrão (mm) – MMQ/estrutura geodésica altimétrica livre de condicionamentos.

Lance	Zero (13/6/2004)		1º época (22/7/2004)		2º época (19/10/2004)		3º época (27/11/2004)		4º época (29/1/2005)	
	Dif. nível	σ	Dif. nível	σ	Dif. nível	σ	Dif. nível	σ	Dif. nível	σ
M1-MON	-243,02	0,55	-243,42	0,89	-243,54	0,23	-243,89	0,29	-244,38	0,43
MON-C1	-737,14	1,17	-738,59	1,91	-732,87	0,42	-734,39	0,52	-734,93	0,78
C1-C4	-68,15	0,68	-68,44	1,11	-69,19	0,29	-69,66	0,36	-72,20	0,53
C1-C2	-6,38	0,81	-6,91	1,32	-5,54	0,34	-5,41	0,42	-7,68	0,63
C4-C3	-21,52	0,56	-21,42	0,90	-21,53	0,23	-21,68	0,29	-21,57	0,43
C3-C2	83,29	0,62	82,95	1,01	85,18	0,26	85,93	0,33	86,09	0,49
C2-B3	-700,83	1,08	-698,88	1,75	-702,32	0,41	-699,50	0,51	-696,04	0,76
B2-B3	-231,82	0,85	-232,62	1,39	-230,29	0,25	-231,15	0,31	-230,87	0,46
B3-B4	-63,93	0,76	-63,88	1,24	-63,84	0,31	-64,00	0,39	-63,63	0,58
B4-B5	132,97	0,59	132,49	0,96	132,45	0,24	131,77	0,30	131,73	0,46
B5-B6	-102,74	0,63	-101,13	1,02	-101,85	0,26	-102,00	0,32	-101,78	0,48
B6-B1	74,47	0,71	74,66	1,16	71,60	0,29	73,52	0,36	72,92	0,54
B1-B2	191,06	0,85	190,48	1,38	191,94	0,25	191,86	0,31	191,63	0,46
B1-M2	1653,00	1,19	1652,01	1,93	1652,52	0,48	1650,46	0,60	1650,49	0,90
M2-M1	-6,38	0,52	-6,35	0,85	-6,61	0,22	-6,57	0,27	-6,70	0,41

A Tabela 4.8 fornece o valor dos parâmetros ajustados e o desvio-padrão calculado para cada ponto em cada época de medição utilizando estrutura livre.

Tabela 4.8 – Parâmetros ajustados com desvio-padrão utilizando rede livre (mm) - MMQ/ estrutura geodésica altimétrica livre de condicionamentos.

Ponto	Zero (13/6/2004)		1º época (22/7/2004)		2º época (19/10/2004)		3º época (27/11/2004)		4º época (29/1/2005)	
	Cota	σ	Cota	Σ	Cota	Σ	Cota	Σ	Cota	σ
M1	10000,41	0,88	9999,97	1,43	10000,00	0,35	10000,70	0,43	10000,69	0,65
MON	9757,39	0,89	9756,55	1,45	9756,457	0,35	9756,81	0,43	9756,32	0,65
C1	9020,25	0,82	9017,96	1,34	9023,583	0,32	9022,42	0,40	9021,39	0,59
C4	8952,10	0,87	8949,53	1,41	8954,397	0,34	8952,76	0,42	8949,18	0,63
C3	8930,58	0,85	8928,10	1,38	8932,870	0,33	8931,08	0,41	8927,61	0,61

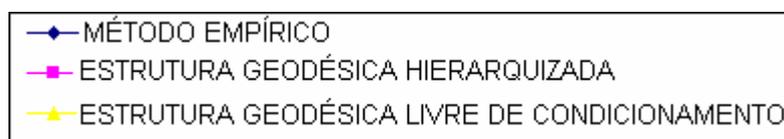
C2	9013,87	0,77	9011,05	1,26	9018,047	0,29	9017,01	0,36	9013,70	0,54
B1	8353,80	0,73	8354,31	1,19	8354,087	0,27	8356,80	0,34	8356,90	0,51
B2	8544,86	0,84	8544,79	1,37	8546,022	0,28	8548,66	0,35	8548,53	0,52
B3	8313,04	0,70	8312,17	1,14	8315,730	0,26	8317,51	0,32	8317,66	0,48
B4	8249,10	0,79	8248,29	1,29	8251,892	0,32	8253,51	0,40	8254,03	0,60
B5	8382,07	0,80	8380,78	1,31	8384,343	0,33	8385,28	0,41	8385,76	0,62
B6	8279,33	0,80	8279,65	1,30	8282,492	0,32	8283,28	0,40	8283,99	0,60
M2	10006,80	0,88	10006,31	1,43	10006,60	0,35	10007,27	0,44	10007,39	0,65

Observa-se que as diferenças de nível ajustadas pelo método paramétrico utilizando estrutura hierárquica ou livre coincidiram, havendo, no entanto, diferença no valor das cotas de cada ponto. No ajuste livre, a referência não se mantém entre duas épocas, mostrando movimentação do datum, sugerindo que a análise das instabilidades seja feita a partir de modelos de transformação de datum.

Comparando os resultados das cotas obtidas com o método hierárquico com os cálculos feitos pelo método empírico, nota-se que os valores são próximos, apresentando na maioria dos casos, a mesma tendência de movimentação vertical. Uma análise gráfica mais detalhada é feita no item a seguir.

4.6 Análise pontual de variação das cotas em cada campo de pontos

Nos itens a seguir, é ilustrado, através de gráficos, as variações pontuais das cotas sofridas pelos pontos instalados nas três estruturas da construção civil envolvidas. Esta análise é feita ponto por ponto, onde a cota de cada ponto é plotada em função da época de observação, para cada um dos três métodos de cálculo empregados, ou seja, o método empírico e dos parâmetros (MMQ) com estrutura geodésica hierarquizada e livre de condicionamento.



4.6.1 Variação das cotas dos pontos pertencentes ao monumento

Os gráficos da Figura 4.9 apresentam os resultados de pequenas variações das cotas dos pontos. Pelo método empírico as cotas dos pontos apresentaram uma variação máxima de 0,5 mm para o ponto M2 e 1,45 mm para o ponto MON,

apresentando a linha que liga as épocas (linha temporal de tendência – LTI) uma tendência ascendente para o ponto M2 e descendente para o ponto MON.

Pelo método paramétrico hierárquico o ponto que apresentou deslocamento máximo foi o MON com 1,35 mm e 0,35 mm para o ponto M2, tendo a linha temporal de tendência (LTI) apresentando uma tendência de movimentação vertical aproximadamente igual à da obtida pelo método empírico.

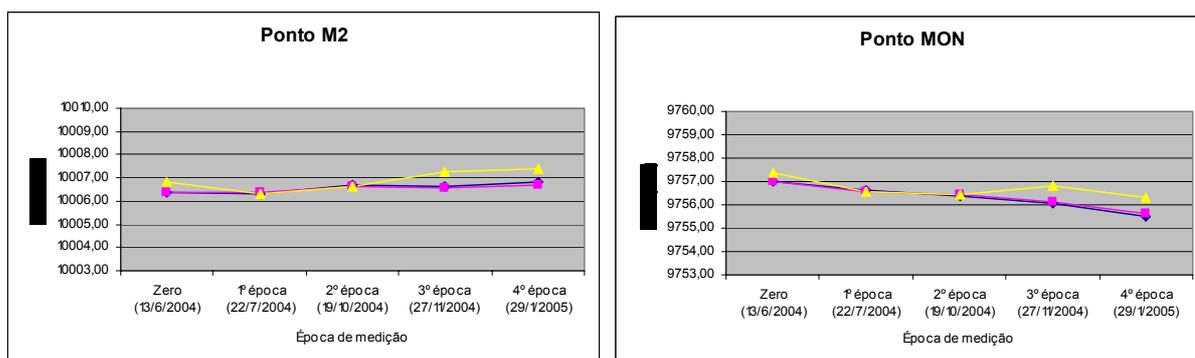


Figura 4.9 – Gráfico de variação das alturas em função das épocas de medição para o ponto M2 e MON.

Pelo exposto constata-se no período de junho de 2004 a janeiro de 2005 uma suave tendência à desestabilização do campo de pontos instalado na edificação do Monumento ao Reitor Amazonas. Ressalta-se, contudo, que o ponto M1 da referida edificação serviu de referência para todo o cálculo, e portanto qualquer movimento próprio pode refletir na estrutura geodésica altimétrica.

4.6.2 Variação das cotas dos pontos pertencentes ao Castelo D'água

Com o método empírico foram detectados deslocamentos máximas de: 5,1 mm para o ponto C1; 4,7 mm para o ponto C2; 3,6 mm para o ponto C3; e 3,6 para o ponto C4. Percebe-se nestes gráficos a LTI oscilante durante o período total de realização das observações com amplitude média total de 4,2 mm.

Percebe-se no método paramétrico hierárquico, que as variações sofridas pelas cotas tendem a acompanhar o mesmo sentido de variação no método empírico. Os deslocamentos máximos foram: 5,6 mm para o ponto C1; 7,0 mm para o ponto C2; 6,0 mm para C3; e 5,9 para C4. Em média, as amplitudes obtidas neste método foram maiores.

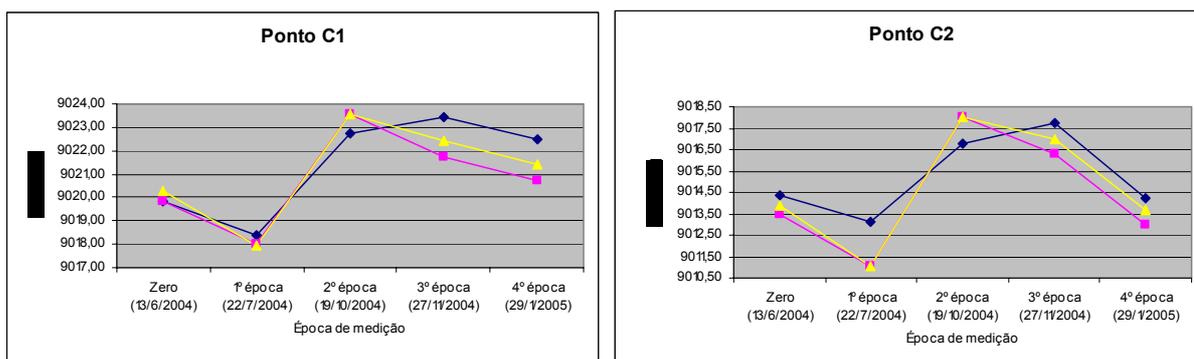


Figura 4.10 – Gráfico de variação das alturas em função das épocas de medição para os pontos C1 e C2.

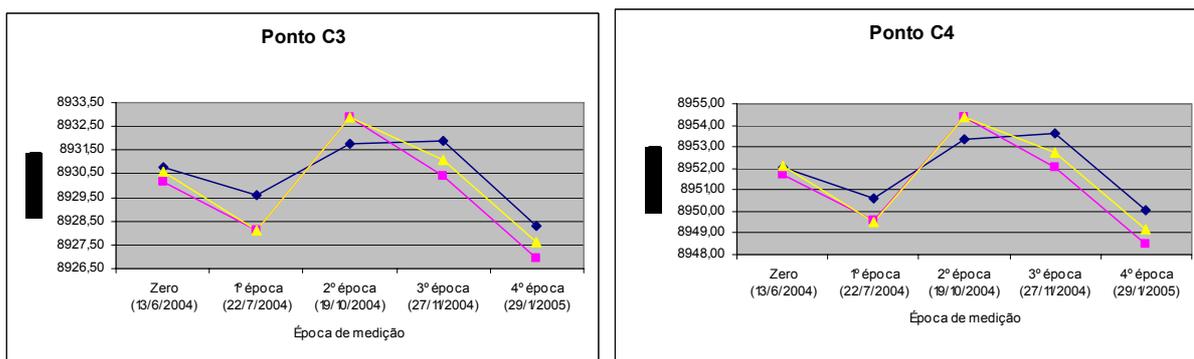


Figura 4.11 – Gráfico de variação das alturas em função das épocas de medição para o ponto C3 e C4.

Observações previstas para o experimento GPS entre a Biblioteca e o Castelo D'água, em decorrência, foram canceladas, tornando-se necessário a procura de dois campos de pontos mais estáveis, o que aconteceu com pontos das edificações da Biblioteca em ligação com CTG (Capítulo 5 item 5.2.1)

4.6.3 Variação das cotas dos pontos pertencentes à Biblioteca Central

Pelo método empírico foram detectados deslocamentos máximos de: 3,5 mm para o ponto B1; 4,8 mm para o ponto B2; 6,4 mm para o ponto B3; 6,5 mm para o ponto B4; 5,6 mm para o ponto B5; e 4,9 mm para o ponto B6. Nota-se, nestes gráficos, uma tendência crescente da época zero para a 4ª época com amplitude média total de 5,3 mm.

Pelo método MMQ paramétrico hierárquico, assim como, no livre de condicionamentos, as variações sofridas pelas cotas tendem a acompanhar o mesmo sentido de variação sofrida pelas cotas no método empírico. Neste caso, as LTI apresentam-se mais suavemente, com amplitude média menor (4,3 mm). Os deslocamentos máximos foram: 2,8 mm para o ponto B1; 3,5 mm para o ponto B2;

4,8 mm para B3; 5,0 mm para B4; 4,3 mm para B5; e 4,4 mm para o ponto B6.

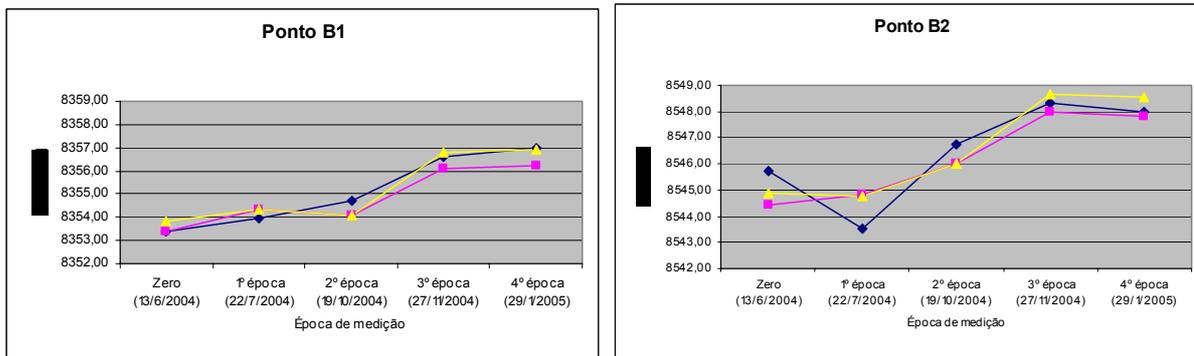


Figura 4.12 – Gráfico de variação das alturas em função das épocas de medição para os pontos B1 e B2.

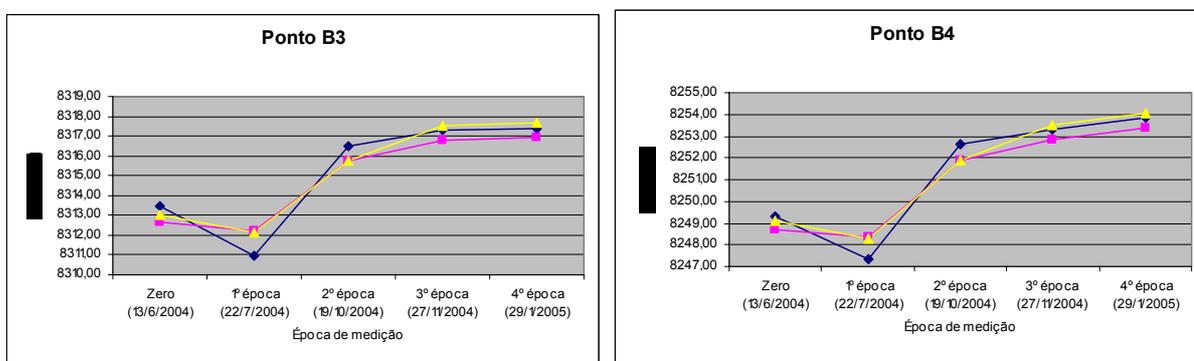


Figura 4.13 – Gráfico de variação das alturas em função das épocas de medição para os pontos B3 e B4.

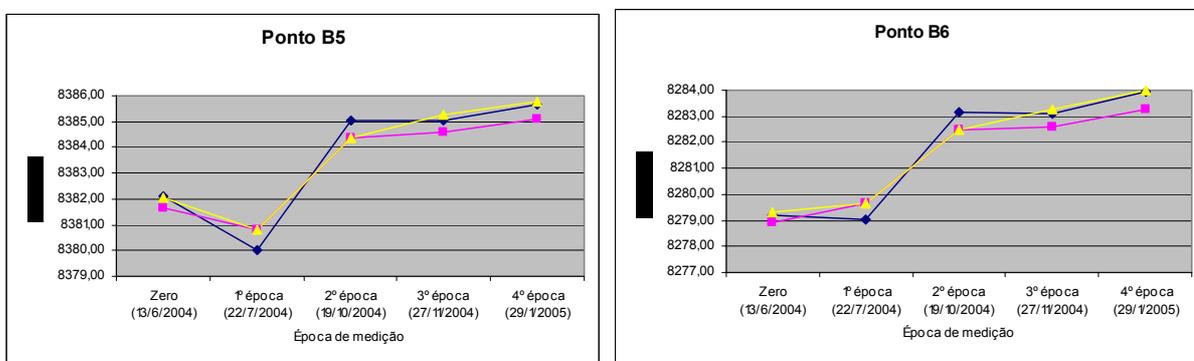


Figura 4.14 – Gráfico de variação das alturas em função das épocas de medição para os pontos B5 e B6.

4.7 Considerações sobre a instabilidade dos campos de pontos e um novo sistema de referência altimétrico para o experimento GPS

Das três edificações onde se implantou os campos de pontos, o Monumento ao Reitor Amazonas é, de longe, o mais leve podendo sua estrutura ser transladada verticalmente com pequenas variações, isto quando submetida a variações do lençol freático entre o período mais chuvoso do ano (junho/julho) e o período mais seco (janeiro/fevereiro)

O orientador do presente trabalho afirma que é normal observar movimentos verticais periódicos em sapatas de pilares e mezaninos pertencentes a prédios com fundações profundas situadas em locais de solos predominantemente colapsivos. O LAMEP/DECART/CTG por diversas vezes estudou o campo de pontos instalados em edificações com essas características situadas na planície do Recife. Os três campos de pontos aqui estudados situam-se, segundo ele, sobre solo turfoso susceptível de tal movimentação.

Com base no exposto e considerando as possíveis variações do campo de pontos do Castelo D'água, principalmente explicadas pela carga de água flutuante do reservatório e que não foi contemplada, passa-se a observar o suave decorrer da linha temporal de tendência para o campo de pontos instalados na Biblioteca (Figuras 4.12 a 4.14). O campo de pontos da Biblioteca estabiliza-se de 1,5 a 3 mm no período de outubro de 2004 a janeiro de 2005 e em torno de 1,5 mm no período de novembro de 2004 e janeiro de 2005.

Observa-se, por outro lado, a estrutura do prédio mais alto do CTG, que segundo informações de engenheiros mais antigos na UFPE, edifica-se sobre estacas profundas. Associar um possível campo de pontos instalado no CTG com o campo de pontos da Biblioteca, por meio de uma linha de nivelamento geométrico de precisão passou a ser a nova orientação para o controle metrológico do experimento GPS descrito no Capítulo 5.

5. MEDIÇÃO DE DESLOCAMENTO VERTICAL COM LINHA DE BASE GPS DE CURTA DISTÂNCIA

Foram feitos dois experimentos GPS utilizando o método relativo com duas pequenas linhas de base, uma com 4,5 m e outra com 425 m aproximadamente.

O primeiro experimento com a linha de base com 4,5 m ocorreu no mês de junho de 2004 sobre a cobertura do prédio administrativo do CTG/UFPE tendo o ponto chamado “UFPE” como fixo, e o ponto sujeito a movimento “MOVE”. O prédio, com 9 (nove) pavimentos, foi edificado segundo informação de alguns professores mais antigos da casa, sobre estacas profundas. O experimento está descrito no item 5.1.2.

O segundo experimento (item 5.2), também utilizando o método de posicionamento relativo, com 425 m de linha de base, ocorreu em abril de 2005 com um ponto fixo situado na cobertura do prédio da Biblioteca Central, sendo ele um ponto da Rede Brasileira de Monitoramento Contínuo RBMC-Recife, enquanto o ponto móvel ficou definido pelo ponto “MOVE” descrito no primeiro experimento.

Os experimentos controlados aqui descritos, funcionam sobre o pressuposto de que as antenas receptoras não devem ter qualquer movimento, exceto aqueles que façam parte do próprio experimento. Portanto, a estabilidade vertical dos pontos definidos pelas antenas instaladas, os quais constituem as duas linhas de base experimentadas, foram rigorosamente investigadas com respeito à sua estabilidade.

5.1 Primeiro experimento

O primeiro experimento GPS teve como objetivo verificar quais observáveis são mais indicadas na detecção de movimentos verticais utilizando-se sessões de 30 minutos.

Os pontos UFPE e MOVE, foram materializados em alvenaria. O ponto UFPE sobre um pilar com dispositivo de centragem fixa chumbado sobre o mesmo, e o ponto MOVE sobre uma bem edificada mureta de proteção, ambos dispostos sobre uma placa circular de concreto (teto de medição do DeCart/CTG) que se apóia sobre uma sólida parede circular de alvenaria assentada sobre a placa de cobertura do

prédio. O ponto MOVE, disposto sobre a mureta de proteção da placa circular, caracteriza-se pela presença de um parafuso de rosca universal chumbado com resina epóxi.

5.1.1 Pressupostos de controle metrológico

Como descrito, os pontos UFPE e MOVE devem ser estáveis verticalmente para que o experimento tenha consistência. Os dois pontos estão localizados sobre a cobertura de um prédio com aproximadamente 40 m de altura. Deslocamentos sofridos pela base de 4,5 m, decorrentes de efeitos térmicos e de ventos sobre o prédio, terão efeito praticamente por igual sobre os dois pontos, o que nos leva a construir a simulação descrita na Figura 5.1. Nesta considera-se o setor circular $\overline{P_e P' P_d}$ envolvendo os dois triângulos retângulos $\overline{P' P_d P'}$ e $\overline{P' P_e P'}$. Considerando-se o segmento $\overline{P'' P_e}$ ou $\overline{P'' P_d}$, com 5 cm de comprimento (o que é um valor extremamente exagerado para o caso) e $\overline{P P'} = 40\text{m}$, calcula-se o deslocamento PP'' , representativo da perda de altura do ponto P , com aproximadamente três centésimos de milímetro, o que para o caso em estudo seria totalmente irrelevante.

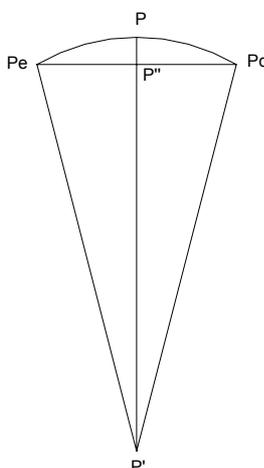


Figura 5.1 – Deslocamentos sofridos por um ponto da base de 4,5 m, decorrentes de efeitos térmicos e de ventos sobre o prédio.

No que se refere à estabilidade de P' , decorrente de possíveis movimentos verticais translativos (recalque não diferencial), a linha de base observada por GPS deslocar-se-ia igualmente. Dessa forma, analisando-se as diferenças de nível entre “UFPE” e “MOVE” e as suas cotas ter-se-ia eliminado a influência de possíveis movimentos verticais translativos de P' .

Com isso, o primeiro experimento com 4,5 m de linha de base sobre o prédio do CTG/UFPE pode ser considerado como controlado com respeito à estabilidade dos pontos UFPE e MOVE.

5.1.2 Descrição do experimento GPS

A pequena linha de base de 4,5 m disposta sobre o prédio do CTG/UFPE é descrita como segue.

Sobre os pontos UFPE (ponto fixo) e MOVE (ponto móvel) instalou-se antenas GPS. O movimento vertical foi realizado na antena localizada em MOVE obedecendo ao procedimento ilustrado na Figura 5.2. Nesta figura, a antena é deslocada a cada 30 minutos de valores correspondentes à escala lateral, em milímetros, no sentido indicado pela seta.

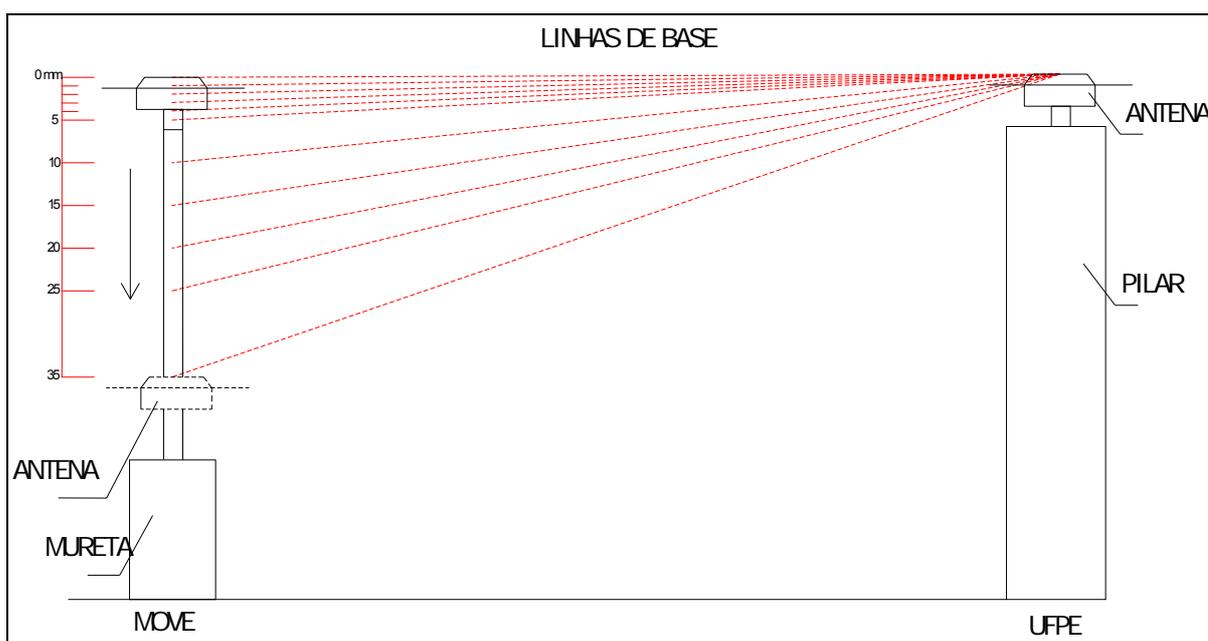


Figura 5.2 – Geometria do 1º experimento com a antena em MOVE deslocando-se a cada 30 minutos.

O dispositivo de medição de deslocamento padrão, controlado por uma escala digital da marca *Mitutoyo*, com precisão nominal de três micrometros, indicada na Figura 5.3, serviu de apoio para o deslocamento da antena do receptor.



Figura 5.3 – Dispositivo utilizado para o deslocamento da antena.

A antena é conectada na parte superior do dispositivo e sua altura é controlada pela escala digital. O deslocamento padrão deu-se a cada 30 minutos em 11 períodos consecutivos de observação, totalizando 11 sessões de observação GPS, como indica a Figura 5.2. Uma vista do local do experimento pode ser encontrada na Figura 5.4.



Figura 5.4 – Vista do 1º experimento sobre o prédio do CTG/UFPE.

O gráfico da Figura 5.5 representa o lugar geométrico dos pontos altimétricos, descritos pelo dispositivo padrão, ocupados pela antena GPS durante o experimento.

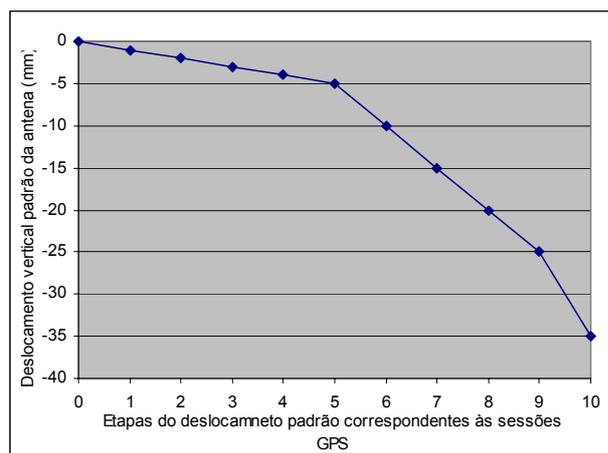


Figura 5.5 – Gráfico do deslocamento padrão do 1º experimento descrito pela antena GPS.

A técnica de observação utilizada foi o posicionamento relativo estático, com taxa de coleta de 15 segundos, máscara de elevação de 15°. Utilizou-se a técnica de posicionamento relativo estático devido à alta acurácia fornecida nesta técnica necessária em trabalho de posicionamento preciso conforme descrito no item 3.2.4.2.

A taxa de coleta de 15 segundos foi escolhida devido a dois principais fatores: a economia de memória e a correlação temporal das observações GPS, que para épocas de medição muito próximas não providenciam informações independentes conforme descrito com detalhes em RADOVANOVIC (2002).

A razão principal para escolha da máscara de elevação de 15° foi devido a duas razões principais: quando o ângulo de elevação do satélite diminui abaixo de 10°, os efeitos da refração são estimados com muito menos precisão e os efeitos do multicaminho aumentam para ângulos de elevação pequenos, o que resultará em uma menor precisão posicional (itens 3.2.6.1 e 3.2.6.2).

Ambas as antenas utilizadas nas observações são equipadas com acessórios para redução dos efeitos do multicaminho e tiveram sua orientação única para o norte.

Em resumo, a relação completa dos equipamentos utilizados nas observações foi:

- Receptor *Trimble* 4000 SSE;
- Antena 4000ST L1/L2 ground plane;

- Base niveladora;
- Dispositivo para o deslocamento da antena;
- Escala digital *Mitutoyo* com precisão nominal de três micrômetros.

5.1.3 Cálculos

Os dados de cada época de observação GPS foram processados utilizando o programa comercial *GPSurvey* de responsabilidade da *Trimble Navigation*. A utilização deste programa se deve a sua acessibilidade e utilização freqüente em publicações técnicas.

O módulo WAVE é o módulo principal de processamento do programa *GPSurvey*. As configurações principais contidas neste módulo são: seleção da observável ou o conjunto de observáveis a serem empregadas no processamento; seleção da duração da sessão de observação; seleção dos modelos de correção troposférica e ionosférica; opção para fixação das ambigüidades.

Os dados foram processados utilizando duplas diferenças com solução fixadas em cada uma das quatro observáveis *L1*, *L2*, *narrow lane (NL)* e *wide lane (WL)*.

Devido ao comprimento da linha de base curto (4,5 m) não se utilizou a opção de correção ionosférica, uma vez que o programa não permite tal opção para comprimentos menores que 1 km.

Utilizou-se as informações meteorológicas padrão do programa e efemérides transmitidas. A Figura 5.6 ilustra o fluxo das operações de cálculo com *GPSurvey*.

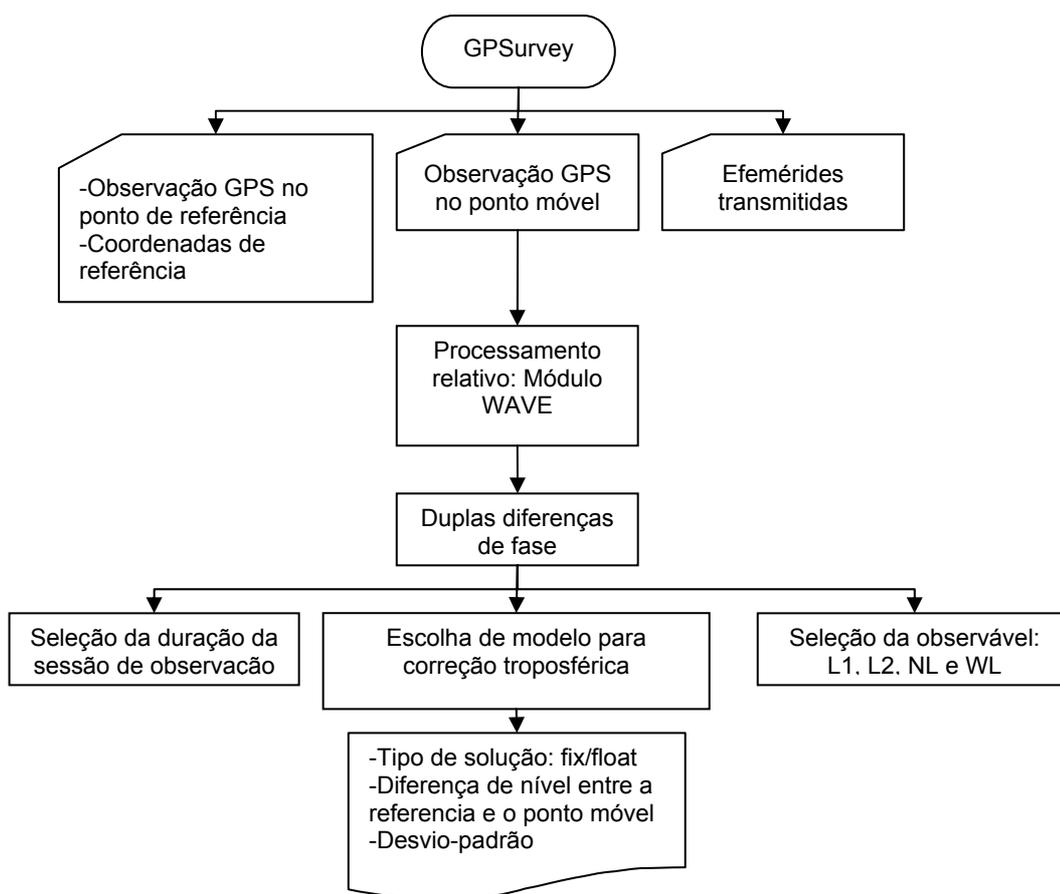


Figura 5.6 - Fluxo das operações de cálculo com GPSurvey

A Tabela 5.1 apresenta o valor da diferença de nível entre o ponto UFPE e ponto MOVE para as quatro opções de comprimento de onda.

Tabela 5.1 – Diferença de nível e desvio-padrão entre o ponto UFPE e o MOVE por trecho deslocado.

Deslocamento padrão (mm)	Diferença de nível (mm)							
	L1 (mm)		L2 (mm)		Wide lane (mm)		Narrow lane (mm)	
	Dif. nível	σ_{L1}	Dif. nível	σ_{L2}	Dif. nível	σ_{WL}	Dif. nível	σ_{NL}
0	-95	1,0	-87	5,0	-87	5,6	-94	3,0
1	-94	0,6	-97	4,4	-92	3,8	-98	3,4
2	-99	0,7	-95	4,2	-110	4,1	-96	3,1
3	-99	0,6	-96	3,9	-112	3,1	-97	2,9
4	-104	1,0	-106	5,3	-135	5,8	-99	3,1
5	-101	0,7	-100	2,9	-109	4,1	-95	1,8
10	-104	0,7	-102	3,1	-98	3,6	-102	2,1
15	-108	0,8	-102	3,5	-99	3,4	-102	2,7
20	-114	0,9	-108	3,8	-116	4,0	-107	2,8
25	-120	0,9	-122	3,2	-125	3,7	-121	2,3
35	-125	0,6	-126	4,3	-116	2,7	-130	3,5

Os gráficos mostrados nas figuras a seguir representam a tendência da variação de altitude em relação ao movimento vertical padrão.

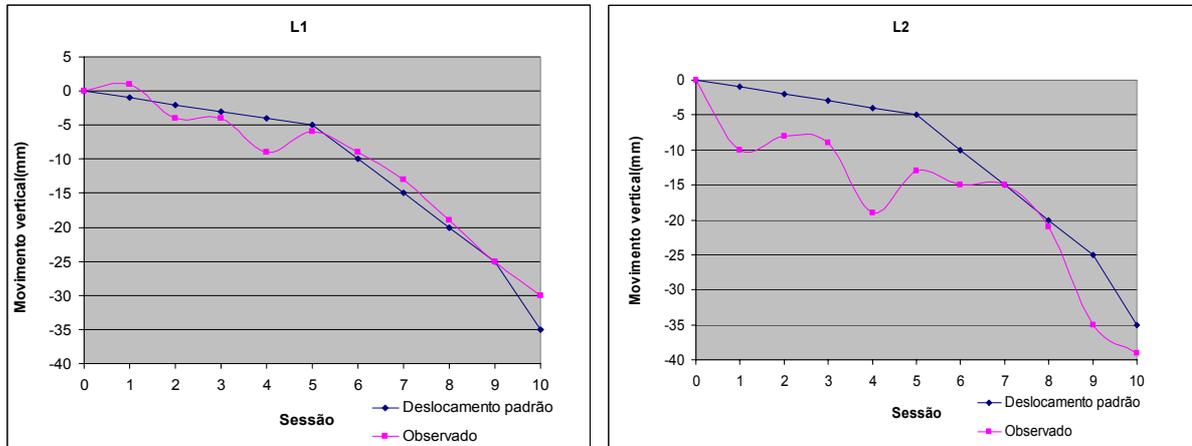


Figura 5.7 – Comparação entre o movimento vertical padrão e o observado na fase L1 e L2.

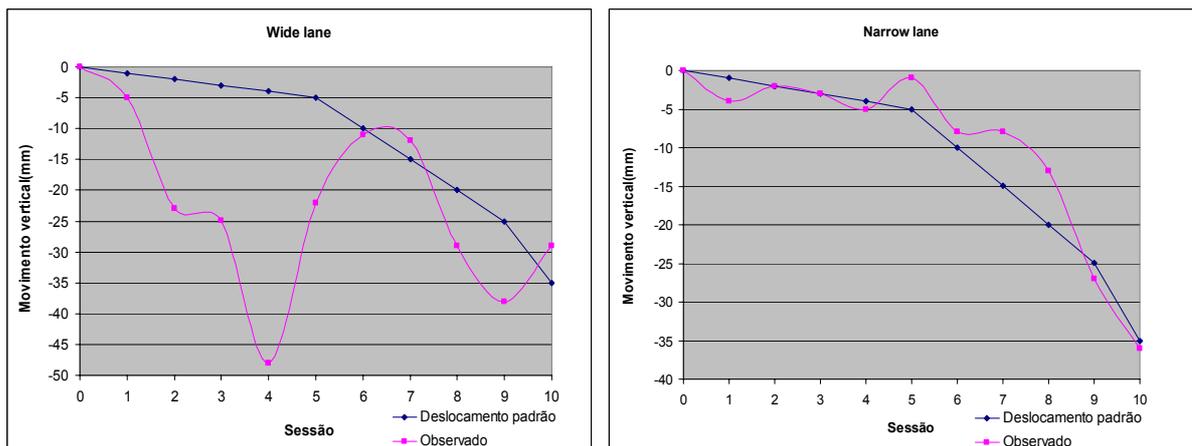


Figura 5.8 – Comparação entre o movimento vertical padrão e o observado na fase *wide lane* e *narrow lane*.

O desvio-padrão obtido para os deslocamentos de 1 mm, experimentado em cinco sessões sucessivas, e de 5 mm, experimentado em quatro sessões sucessivas, para cada uma das observáveis, é mostrado na Tabela 5.2.

Tabela 5.2 – Desvio-padrão obtido para cada observável.

Variação de altura	Desvio-padrão (mm)			
	L1	L2	Wide lane	Narrow lane
1 mm	2,1	4,2	12,4	2,0
5 mm	1,3	5,0	9,6	4,2

Os resultados indicam que, para o deslocamento de 1 mm de variação, o menor valor de desvio-padrão foi para a observável L1 e *narrow lane*, no entanto, estes desvios foram superiores ao deslocamento esperado. Na faixa de 5 mm, o menor valor de desvio-padrão permaneceu para a observável L1. Tais resultados nos levaram a realizar um segundo experimento com uma linha de base com comprimento de aproximadamente 425 m, utilizando deslocamentos verticais com taxa de 5 mm e solução final na observável L1, haja visto, que o primeiro experimento revelou uma maior adequação dos deslocamentos verticais para este intervalo e melhores resultados com a observável L1.

5.2 Segundo experimento

O segundo experimento com a linha de base 425m objetivou estudar quanto tempo de observação seria necessário para obtermos tendências satisfatórias de movimento vertical imposto à antena instalada no ponto MOVE a nível subcentimétrico.

Como visto no Capítulo 4, o prédio mais alto do CTG edifica-se sobre estacas profundas. A ele foi associado a um campo de pontos em conexão com a Biblioteca por meio de uma linha de nivelamento geométrico de precisão, passando a ser a nova orientação para o controle metrológico do experimento GPS descrito neste capítulo.

5.2.1 Pressupostos de controle metrológico

O ponto MOVE foi materializado como descrito no item 5.1.1, e o ponto da RBMC que, de acordo com o Relatório de Informação de Estação Recife fornecida pelo IBGE (Anexo 5), está materializado em um pilar de concreto dotado de dispositivo de centragem fixa, localizado na cobertura do prédio da Biblioteca Central, no Campus da Universidade Federal de Pernambuco – UFPE.

Como no primeiro experimento, os dois pontos do segundo experimento devem ser comprovadamente estáveis verticalmente. Como já abordado no item 5.1.1, deslocamentos sofridos pela linha de base, agora medindo aproximadamente 425 m, decorrentes de efeitos térmicos e de ventos sobre os prédios, terão efeito praticamente irrelevantes sobre os dois pontos, haja visto que o prédio onde está

localizada a RBMC possui apenas três pavimentos, em comparação com os nove pavimentos do prédio CTG.

No que se refere à estabilidade relativa entre ambas as estruturas, decorrentes de possíveis movimentos verticais, realizou-se um controle metrológico que exigiu a implantação de um circuito de nivelamento geométrico de precisão ligando os campos de pontos instalados no prédio da Biblioteca Central, onde jaz o ponto fixo, e o novo campo de pontos monumentalizado nos pilares do prédio do CTG/UFPE.

5.2.1.1 Escolha e materialização dos pontos

A primeira parte dos trabalhos caracterizou-se pela materialização do campo de pontos envolvendo o prédio do CTG e a Biblioteca Central. Os pontos monumentalizados na Biblioteca são os mesmos já descritos no item 4.1. Os pontos pertencentes ao CTG foram monumentalizados em quatro pilares chamados E1, E2, E3 e E4, como ilustra a Figura 5.9. A Figura 5.10 apresenta a mira sobre o pino que representa o ponto E4.

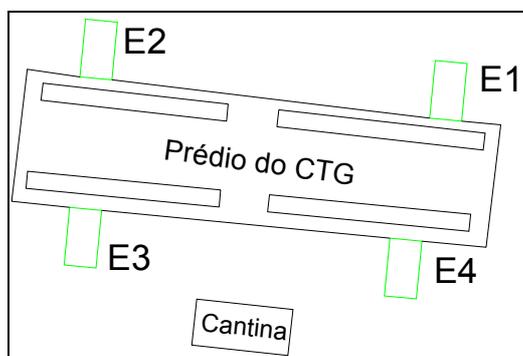


Figura 5.9 - Pontos pertencentes ao CTG.



Figura 5.10 – Mira sobre ponto E4 monumentalizado no prédio no CTG.

A Figura 5.11 ilustra a localização das duas estruturas envolvidas no experimento, a localização das estações GPS e o traçado do circuito percorrido por nivelamento geométrico de precisão.

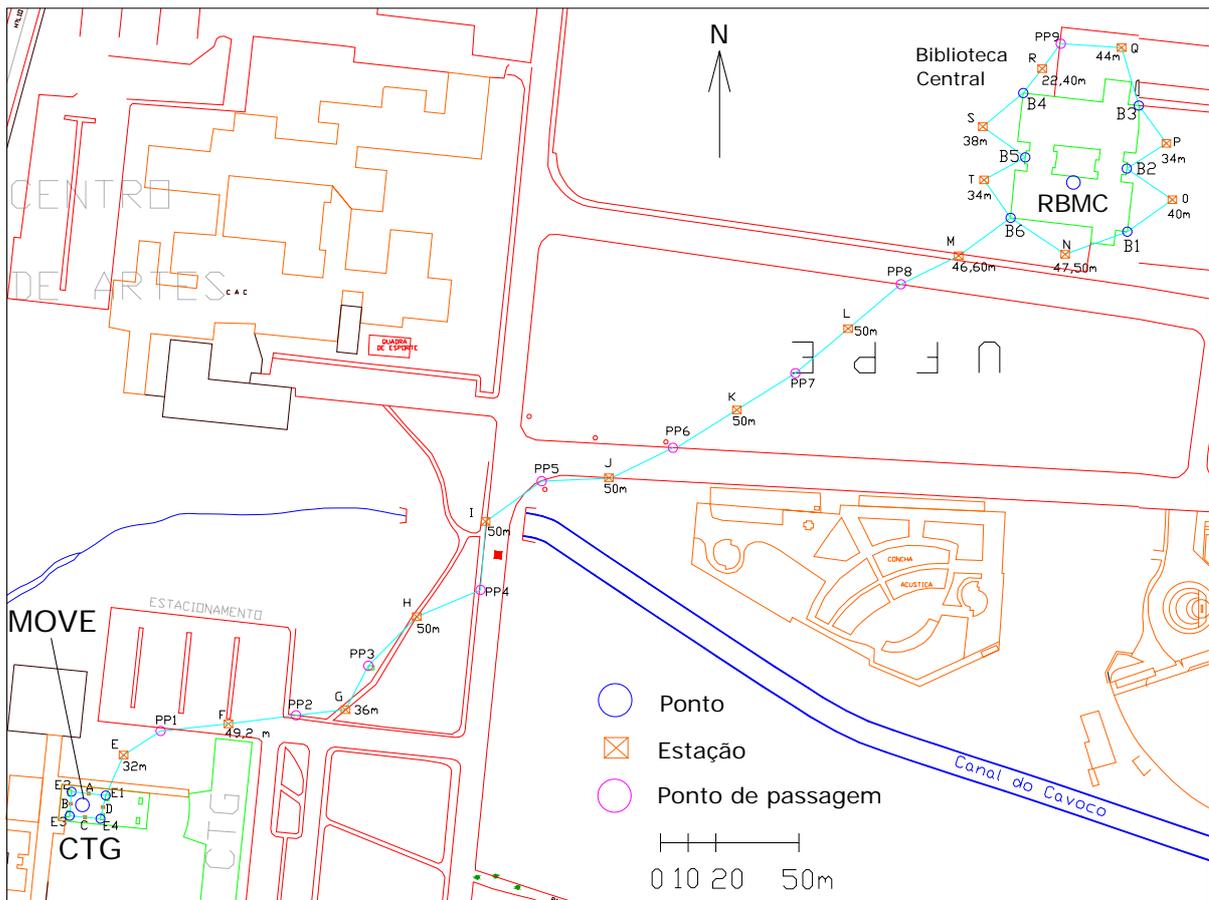


Figura 5.11 – Nivelamento geométrico envolvendo a Biblioteca e o CTG.

Com o objetivo de evitar influências de erros provocados por instabilidade da mira decorrentes de uso inadequado de sapatas, e ainda manter o mesmo trajeto de medição para agilizar o levantamento, foi preparado um novo circuito com pontos de passagem (PP) metálicos manumentalizados nas calçadas (Figura 5.12) e com a posição das estações (EST) sinalizadas com tinta para auxiliar no transporte dos pontos que ligam o CTG à Biblioteca. Esta configuração do circuito permaneceu inalterada durante as duas épocas de medição de controle



Base de apoio

Figura 5.12 – Ponto de passagem.

Assim, dois campos de pontos-objeto foram adequadamente monumentalizados na área de estudo sendo sua estabilidade vertical investigada durante duas épocas de medição (Anexo 2).

5.2.1.2 Descrição das medições realizadas e métodos de cálculo empregados

As medições foram efetuadas em dois períodos: a primeira medição realizada no dia 14/04/05 chamada de medição zero, e a segunda medição realizada no dia 3/05/05 chamada de primeira época. Três circuitos foram definidos (Figura 5.13):

- Circuito 1 – Início em E1 seguindo por E2, E3, E4 e fechando em E1;
- Circuito 2 – Nivelamento de E1 a B6 e contranivelamento de B6 a E1; e
- Circuito 3 - Início em B6 seguindo por B1, B2, B3, B4, B5 e fechando em B6.

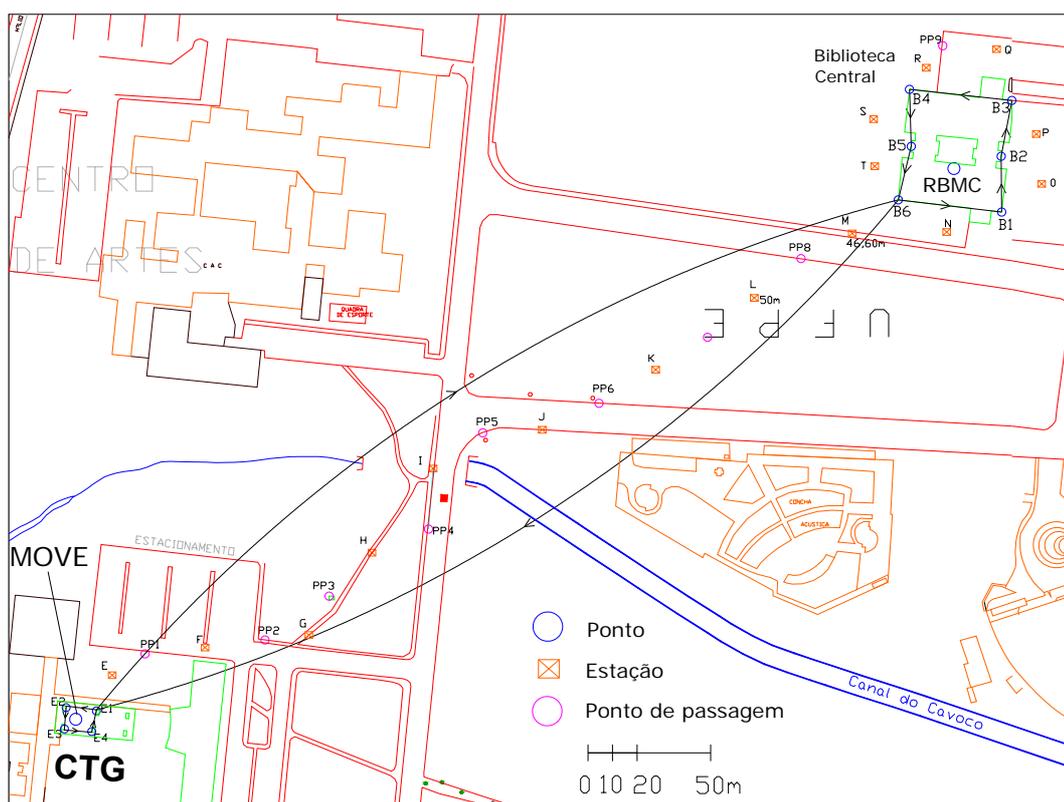


Figura 5.13 – Configuração geométrica da estrutura geodésica altimétrica utilizada.

O método empírico, descrito no item 2.9.1, foi o primeiro método a ser empregado para o cálculo das cotas finais de cada ponto. Os levantamentos compreenderam circuitos com início no ponto E1 situado no CTG, passando em seguida pelo ponto E2, E3 e E4, chegando a Biblioteca Central nos pontos B6, B1,

B2, B3, B4, B5, retornando e fechando no ponto E1. Variações nas posições das estações dentro do circuito aconteceram de uma época para outra a nível centimétrico. Os resultados dos cálculos podem ser contemplados no item 5.2.1.5.

O segundo método utilizado foi o ajustamento utilizando mínimos quadrados com o método paramétrico para cálculo das cotas finais ajustadas. Duas técnicas de ajustamento foram utilizadas nesta segunda opção, a primeira utilizando a estrutura geodésica no modo hierárquica com ponto fixo em E1, e a segunda utilizando estrutura geodésica livre de condicionamento, onde nenhum ponto é fixado. Os resultados dos cálculos podem ser contemplados no item 5.2.1.6.

Novamente emprega-se, nestas observações de nivelamento geométrico, o método empírico e o método dos mínimos quadrados. A razão principal de utilizar estes métodos de cálculo, já empregado nos levantamentos anteriores descritos no Capítulo 4, é devido à modificação do procedimento das observações de campo com o objetivo de reduzir a presença de erros sistemáticos.

O procedimento de redução dos erros sistemáticos incidentes sobre o nivelamento consistiu de:

- Medição com distâncias iguais para mira de ré e vante (verticalizadas por nível de bolha pré-calibrados), não ultrapassando distâncias maiores que 25 m, evitando com isso o efeito da curvatura da terra, refração atmosférica e inclinação do eixo de colimação horizontal do nível;
- Pré e pós-calibração do nível pelo método Kukkamäki (item 4.2);
- Utilização de pontos pré-monumentalizados evitando erros decorrentes do uso incorreto de sapatas;
- Utilização de mira de invar NEDO duplamente graduadas para checagem da constante da mira.
- Erros do não paralelismo da superfície equipotencial (item 2.4.2) foram desprezados pois suas correções ficaram abaixo do milésimo do milímetro.

Os equipamentos utilizados e a seqüência para o cálculo são os mesmos descritos no item 4.3.

5.2.1.3 Medição Zero – 1º campanha de medição

As observações da medição zero, realizadas em 14/04/05 entre os horários de 07h30min e 11h40min, encontram-se dispostas nas cadernetas de campo (Anexo 2). Elas foram realizadas em condições climáticas típicas do mês de abril na região da planície do Recife com dia ensolarado. O valor do erro de colimação obtido na pré-calibração do instrumento, o comprimento do circuito percorrido, o erro de fechamento do circuito utilizado para a compensação das observações pelo método empírico, a tolerância para o erro de fechamento e a precisão para o circuito são apresentados na Tabela 5.3.

Tabela 5.3 – Erro de colimação, comprimento do circuito percorrido, erro de fechamento, tolerância e precisão do nivelamento.

Levantamento	Medição zero (14/04/05)		
	1	2	3
Circuito	1	2	3
c (mm/m)	c = 0,002		
Comprimento (km)	0,052	0,828	0,260
Erro de fechamento (mm)	0,10	-1,20	-0,17
Tolerância (mm)	0,46	1,82	1,02
Precisão (mm/km)	0,44	-1,32	-0,34

A correção das leituras provocadas pela ação conjunta do resíduo do erro de colimação oriunda da pré-calibração, da refração atmosférica e curvatura da terra nas observações de diferença de nível não foram necessárias devido às medições terem sido realizadas com distâncias iguais para mira de ré e vante. Os valores das diferenças de nível calculadas estão na Tabela 5.4.

Tabela 5.4 – Diferenças de nível calculadas (mm).

Medição zero (14/04/05)	
Lance	Dif. Nível
E1-E2	35,15
E2-E3	-0,50
E3-E4	13,30
E4-E1	-47,85
E1-B6	-627,93
B6-B1	73,20
B1-B2	191,50
B2-B3	-230,70
B3-B4	-64,03
B4-B5	131,45
B5-B6	-101,60
B6-E1	626,73

5.2.1.4 Primeira época – 2º campanha de medição

As observações da medição zero, realizadas em 03/05/05 entre os horários de 14h00min e 17h00min, encontram-se dispostas nas cadernetas de campo (Anexo 2). Elas foram realizadas em condições climáticas típicas do mês de abril na região da planície do Recife com dia ensolarado. O valor do erro de colimação obtido na pré-calibração do instrumento, o comprimento do circuito percorrido, o erro de fechamento do circuito utilizado para a compensação das observações pelo método empírico, a tolerância para o erro de fechamento e a precisão para o circuito são apresentados na Tabela 5.5.

Tabela 5.5 – Erro de colimação, comprimento do circuito percorrido, erro de fechamento, tolerância e precisão do nivelamento.

Levantamento	Primeira época (03/05/05)		
	1	2	3
Circuito	1	2	3
c (mm/m)	$c = -0,007 \text{ mm} / \text{m}$		
Comprimento (km)	0,052	0,828	0,260
Erro de fechamento (mm)	0,10	-0,10	0,35
Tolerância (mm)	0,46	1,82	1,02
Precisão (mm/km)	0,44	0,11	0,69

A correção das leituras provocadas pela ação conjunta do resíduo do erro de colimação oriunda da pré-calibração, da refração atmosférica e curvatura da terra nas observações de diferença de nível não foram necessárias devido às medições terem sido realizadas com distâncias iguais para mira de ré e vante. O valor das diferenças de nível calculadas está na Tabela 5.6.

Tabela 5.6 – Diferenças de nível calculadas (mm).

Primeira época (03/05/05)	
Lance	Dif. Nível
E1-E2	35,30
E2-E3	-0,42
E3-E4	13,12
E4-E1	-47,90
E1-B6	-627,72
B6-B1	73,50
B1-B2	190,85
B2-B3	-230,15
B3-B4	-63,50
B4-B5	131,55
B5-B6	-101,90
B6-E1	627,63

5.2.1.5 Cálculo das diferenças de nível e cotas pelo método empírico

As cotas dos pontos foram determinadas para cada época de medição utilizando o método empírico (item 2.9.1). Elas foram calculadas transportando os valores das diferenças de nível compensadas, a partir do sistema de referência altimétrico local, adotado em princípio, como sendo a estrutura do CTG definidos pelos pontos E1, E2, E3 e E4. Partindo-se do ponto E1 (cota 10000 mm) seguiu-se para os demais pontos até completar um circuito fechando no mesmo ponto.

A Tabela 5.7 apresenta o valor das diferenças de nível em milímetros após a distribuição do erro de fechamento e a Tabela 5.8 o valor das cotas obtidas pelo método empírico.

Tabela 5.7 – Diferenças de nível compensadas para as duas épocas de medição.

Sentido	Diferenças de nível (mm)	
	Medição Zero (14-04-05)	Primeira época (03-05-05)
E1-E2	35,12	35,27
E2-E3	-0,52	-0,45
E3-E4	13,27	13,10
E4-E1	-47,87	-47,92
E1-B6	-627,33	-627,67
B6-B1	73,23	73,44
B1-B2	191,53	190,80
B2-B3	-230,68	-230,20
B3-B4	-63,98	-63,59
B4-B5	131,48	131,50
B5-B6	-101,58	-101,95

Tabela 5.8 – Cotas, em cada época de medição, calculadas pelo método empírico.

PONTO	Cotas (mm)	
	Medição Zero (14-04-05)	Primeira época (03-05-05)
E1	10000,00	10000,00
E2	10035,12	10035,27
E3	10034,60	10034,83
E4	10047,87	10047,92
B6	9372,68	9372,33
B1	9445,91	9445,76
B2	9637,43	9636,56
B3	9406,76	9406,36
B4	9342,78	9342,77
B5	9474,25	9474,27

Observa-se, a partir destes dados, que as diferenças de nível assim como as cotas, divergiram apenas na casa dos décimos de milímetro, com maior amplitude

para o ponto B2, que apresentou variação de aproximadamente 0,87 mm. Tais resultados nos levam a considerar a ausência de movimento vertical significativo para o segundo experimento entre as duas épocas de medição.

5.2.1.6 Cálculo das diferenças de nível e cotas com uso do ajustamento pelo (MMQ) método dos parâmetros

Com já dito no item 4.5, a análise da estabilidade dos pontos das estruturas geodésicas, utilizando a teoria das redes, não é uma tarefa trivial. Há a necessidade de testes de hipóteses estatísticas para detecção dos pontos instáveis na estrutura, assim como, a utilização de programas computacionais especiais para realizar o processamento e a análise das instabilidades ocorridas em cada duas épocas de medição. Uma análise mais aprofundada sobre a argumentação teórica deste método não foi possível nesta pesquisa e sugere continuidade a este segmento de pesquisa.

a) Estrutura geodésica altimétrica hierárquica

Utilizando as formulações do item 2.9 para estruturas hierárquicas e as observações de campo devidamente controladas por procedimentos metrológicos indicadas no item 5.2.1.2, utilizou-se algumas rotinas computacionais no programa MATLAB para o cálculo das cotas ajustadas pelo método paramétrico. Atribuiu-se ao ponto E1, considerado como isento de incertezas na estrutura (ponto fixo) neste ajustamento, a cota 10000 mm. A Tabela 5.9 apresenta o valor das diferenças de nível ajustadas.

Tabela 5.9 – Diferenças de nível ajustadas em milímetros– MMQ/método hierárquico.

Lance	Zero (14/04/05)		1º época (03/05/05)	
	Dif. nível	σ	Dif. nível	σ
E1-E2	35,12	0,08	35,27	0,05
E2-E3	-0,52	0,08	-0,45	0,05
E3-E4	13,27	0,08	13,10	0,05
E4-E1	-47,87	0,08	-47,92	0,05
E1-B6	-627,33	0,38	-627,68	0,22
B6-B1	73,23	0,16	73,44	0,09
B1-B2	191,53	0,15	190,80	0,09
B2-B3	-230,68	0,14	-230,20	0,08
B3-B4	-63,98	0,18	-63,59	0,11
B4-B5	131,48	0,15	131,50	0,09
B5-B6	-101,58	0,14	-101,95	0,08
B6-E1	627,33	0,38	627,68	0,22

A Tabela 5.10 fornece o valor dos parâmetros ajustados (cotas) e o desvio-padrão calculado para cada ponto em cada época de medição.

Tabela 5.10 – Parâmetros (cotas) ajustados e desvio-padrão – MMQ/método hierárquico.

Ponto	Cotas (mm)			
	Med. zero (14/04/05)		1º época (03/05/05)	
	Cota	σ	Cota	σ
E1	10000,00	0,00	10000,00	0,00
E2	10035,12	0,08	10035,27	0,05
E3	10034,60	0,09	10034,83	0,05
E4	10047,87	0,08	10047,92	0,05
B6	9372,68	0,38	9372,33	0,22
B1	9445,91	0,41	9445,76	0,24
B2	9637,43	0,43	9636,56	0,24
B3	9406,76	0,43	9406,36	0,25
B4	9342,78	0,42	9342,77	0,24
B5	9474,25	0,40	9474,27	0,23

b) Estrutura geodésica altimétrica livre de condicionamentos

Semelhantemente ao item 5.2.1.6a, utilizamos as formulações do item 2.9.2, agora aplicado a estruturas geodésicas (redes) livres, e algumas rotinas computacionais desenvolvidas no programa MATLAB (Anexo 3) para o cálculo do ajustamento pelo método paramétrico. Neste método, não é atribuído nenhuma ponto fixo, o que torna complicada a inversão da matriz cofatora, havendo a necessidade de utilizar inversas generalizadas para resolução do sistema de equações lineares no ajustamento. Nos algoritmos presentes no MATLAB utilizou-se a inversa pelo método *Hemitian*. A Tabela 5.11 apresenta o valor das diferenças de nível ajustadas.

Tabela 5.11 – Diferenças de nível ajustadas em milímetros – MMQ/estrutura geodésica altimétrica livre de condicionamentos.

Lance	Zero (14/04/05)		1º época (03/05/05)	
	Dif. nível	σ	Dif. nível	σ
E1-E2	35,12	0,10	35,27	0,06
E2-E3	-0,52	0,10	-0,45	0,06
E3-E4	13,27	0,10	13,10	0,06
E4-E1	-47,87	0,10	-47,92	0,06
E1-B6	-627,33	0,46	-627,68	0,26
B6-B1	73,23	0,20	73,44	0,11
B1-B2	191,53	0,19	190,80	0,11
B2-B3	-230,68	0,17	-230,20	0,10
B3-B4	-63,98	0,23	-63,59	0,13

B4-B5	131,48	0,18	131,50	0,10
B5-B6	-101,58	0,17	-101,95	0,10
B6-E1	627,33	0,46	627,68	0,26

A Tabela 5.12 fornece o valor dos parâmetros ajustados e o desvio-padrão calculado para cada ponto em cada época de medição utilizando estrutura livre.

Tabela 5.12 – Parâmetros (cotas) ajustados com desvio-padrão utilizando rede livre - MMQ/ estrutura geodésica altimétrica livre de condicionamentos.

Ponto	Med. zero (14/04/05)		1º época (03/05/05)	
	Cota	σ	Cota	σ
E1	10000,00	0,29	10000,00	0,17
E2	10035,12	0,30	10035,27	0,17
E3	10034,60	0,30	10034,83	0,17
E4	10047,87	0,30	10047,92	0,17
B6	9372,68	0,20	9372,33	0,12
B1	9445,91	0,24	9445,76	0,14
B2	9637,43	0,26	9636,56	0,15
B3	9406,76	0,26	9406,36	0,15
B4	9342,78	0,25	9342,77	0,15
B5	9474,25	0,23	9474,27	0,13

5.2.1.7 Análise pontual de variação das cotas

Observa-se, pelos resultados obtidos, tanto pelo método empírico como pelo método paramétrico usando rede hierárquica e livre de condicionamento, que não houve movimento vertical significativo entre as duas épocas de medição realizadas. Isso está evidenciado pelas cotas de cada ponto que variaram na casa de décimos de milímetros de uma época para outra (Tabelas 5.8, 5.10 e 5.12).

5.2.2 Descrição do experimento GPS

Neste experimento, realizado entre os dias 19/04/05 e 29/04/05, uma linha de base de 425 m aproximadamente liga dois pontos de observação GPS: o ponto MOVE já descrito no item 5.1 disposto sobre os prédios do CTG, e o ponto da RBMC disposto sobre o prédio da Biblioteca.

O movimento vertical foi realizado na antena localizada em MOVE obedecendo ao procedimento ilustrado na Figura 5.14. Nesta figura, a antena é deslocada de acordo com a escala lateral no sentido indicado pela seta.

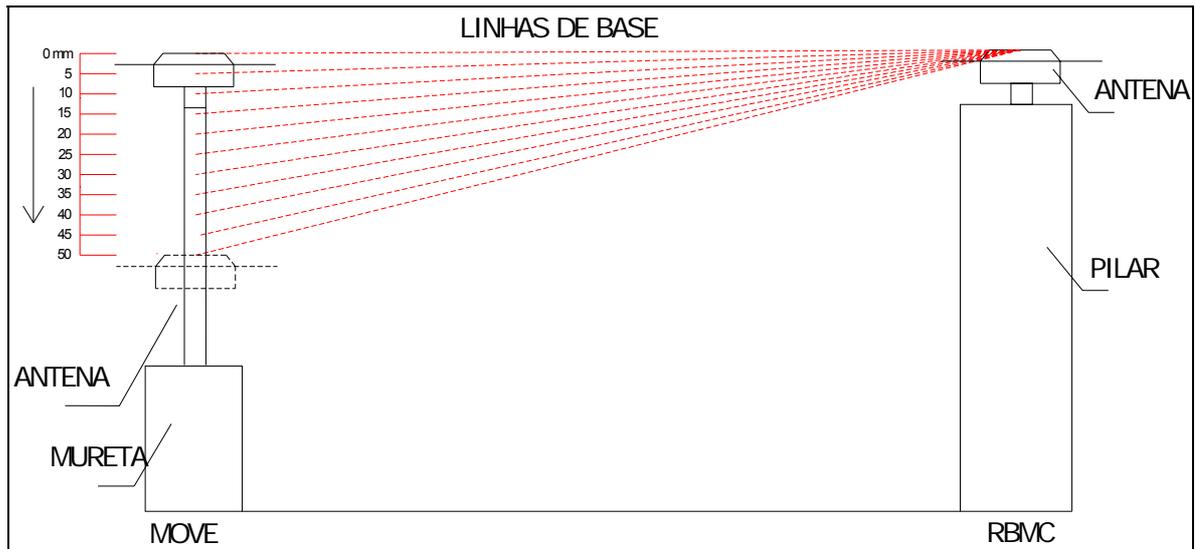


Figura 5.14 – Geometria do 2º experimento com antena MOVE deslocando-se a cada 10 horas.

O dispositivo de medição de deslocamento padrão, indicado na Figura 5.15, é diferente do utilizado no primeiro experimento, mas obedece ao mesmo princípio de funcionamento. Ele consiste de um tubo cilíndrico com uma haste coaxial graduada, ambos feitos de metal, que pode movimentar-se livremente na vertical controlada por uma trava lateral. A antena é conectada à parte superior do dispositivo e sua altura é controlada pela escala graduada em milímetros na haste coaxial. O deslocamento padrão de 5 mm deu-se a cada 10 horas em 10 épocas consecutivas. Uma vista do local do experimento pode ser encontrada na Figura 5.16.



Figura 5.15 – Dispositivo utilizado na simulação.

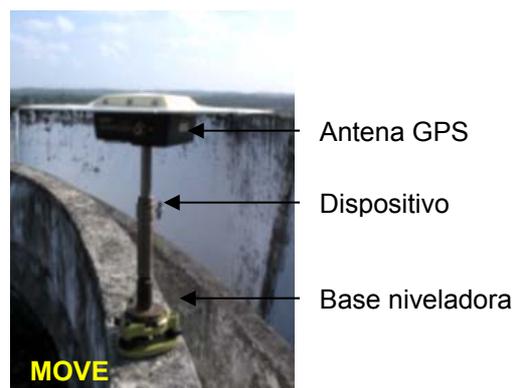


Figura 5.16 – Esquema de observação no ponto MOVE.

O gráfico da Figura 5.17 representa o lugar geométrico dos pontos altimétricos descritos pelo dispositivo padrão que serão ocupados pela antena GPS durante o experimento. Cada posição da antena associada ao ponto fixo RBMC

definirá durante 10 horas uma sessão GPS, num total de 11 sessões GPS.

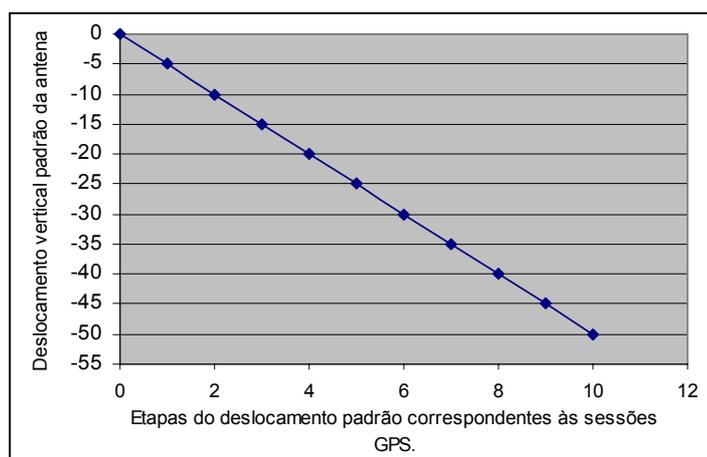


Figura 5.17 – Gráfico do deslocamento padrão do 2º experimento descrito pela antena GPS.

Como no primeiro experimento, a técnica de observação utilizada foi o posicionamento relativo estático, com taxa de coleta de 15 segundos, máscara de elevação foi de 15°. Com exceção do novo dispositivo utilizado para realização do deslocamento vertical da antena, que dispensou o uso da escala digital, a relação dos equipamentos utilizados nas observações foram os mesmos descritos no item 3.1.2 para o primeiro experimento.

5.2.2.1 Cálculos

O tempo de observação de cada sessão foi programado para 2, 4, 6, 8 e 10 horas aproximadamente e a solução processada com ambigüidade fixada na observável L1. Os dados de cada época de observação GPS foram processadas utilizando o programa comercial *GPSurvey* (item 5.1.3). As opções de processamento foram:

- processamento por duplas diferenças com solução fixadas na observável L1, uma vez que o primeiro experimento mostrou melhor qualidade para essa observável;
- Utilização de efemérides transmitidas;
- Devido ao comprimento da linha de base curto (425 m) não se utilizou a opção de correção ionosférica, uma vez que o programa não permite tal

opção para comprimentos menores que 1 km;

- Para redução de efeitos do multicaminho as mesmas configurações, tanto da constelação dos satélites como da localização das antenas do receptor foram mantidas no processamento;
- Utilização das informações meteorológicas padrão fornecidas pelo programa.

A Tabela 5.13 apresenta o valor da diferença de nível entre o ponto fixo RBMC-Recife e ponto móvel (MOVE UFPE/CTG) para a observável L1, em diferentes durações das 11 sessões, e o desvio-padrão σ .

Tabela 5.13 – Diferenças de nível para as antenas no segundo experimento.

Sessão	Deslocamento padrão (mm)	Diferenças de nível (mm)									
		2 horas		4 horas		6 horas		8 horas		10 horas	
		Dif. Nível	σ	Dif. Nível	σ	Dif. Nível	σ	Dif. Nível	DP	Dif. Nível	σ
0	0	28667	5,4	28658	4,0	28669	3,2	28671	2,9	28674	2,3
1	5	28677	6,3	28661	3,7	28666	2,6	28664	2,3	28670	1,9
2	10	28691	6,1	28673	3,8	28679	2,9	28670	2,4	28670	2,0
3	15	28680	5,1	28677	3,4	28680	2,9	28668	2,7	28666	2,3
4	20	28653	5,6	28643	3,2	28653	2,4	28654	2,0	28658	1,8
5	25	28658	2,9	28651	2,1	28656	1,6	28651	1,5	28655	1,3
6	30	28662	3,1	28644	2,0	28647	1,5	28642	1,3	28643	1,2
7	35	28651	3,4	28639	2,3	28641	1,7	28635	1,6	28634	1,4
8	40	28656	3,5	28646	2,0	28649	1,6	28646	1,5	28646	1,3
9	45	28627	3,4	28617	1,9	28626	1,6	28625	1,5	28627	1,3
10	50	28623	5,8	28611	3,8	28615	3,0	28617	2,7	28618	2,3

A linha definida pelos desvios-padrão encontrada, para cada duração de sessão GPS, decresce sucessivamente à medida que a duração da sessão aumenta (Figura 5.18).

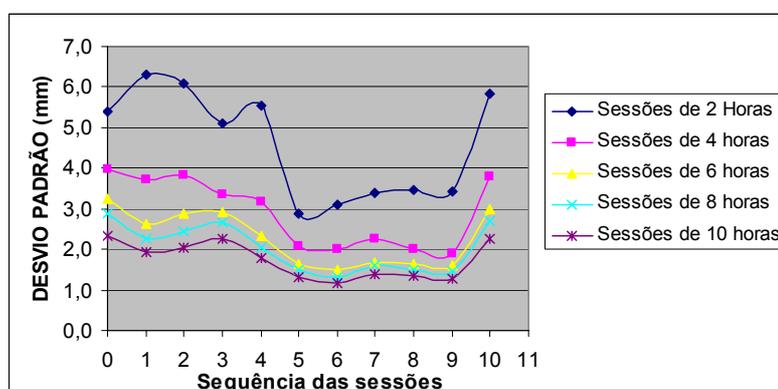


Figura 5.18 – Desvios - padrão encontrados para as diferenças de nível RBMC-Recife/MOVE-nas diferentes durações de sessões.

Os gráficos mostrados nas Figuras 5.19, 5.20, 5.21, 5.22 e 5.23 apresentam uma comparação entre as variações de altura observadas em relação aos deslocamentos padrão. Os deslocamentos padrão descrevem um segmento de reta com coeficiente linear (β_0) igual a 0,0 (zero) e coeficiente angular (β_1) igual a -5,0 (menos cinco) milímetros. Nestes gráficos, o desvio-padrão de cada altura observada está representado através de barras verticais.

Uma linha de regressão linear (ver Anexo 6) foi traçada para comparar o conjunto de dados observados por GPS com os dados dos deslocamentos padrão e os resultados encontram-se resumidos nas Tabelas 5.14 a 5.23 (ver também Anexo 6).

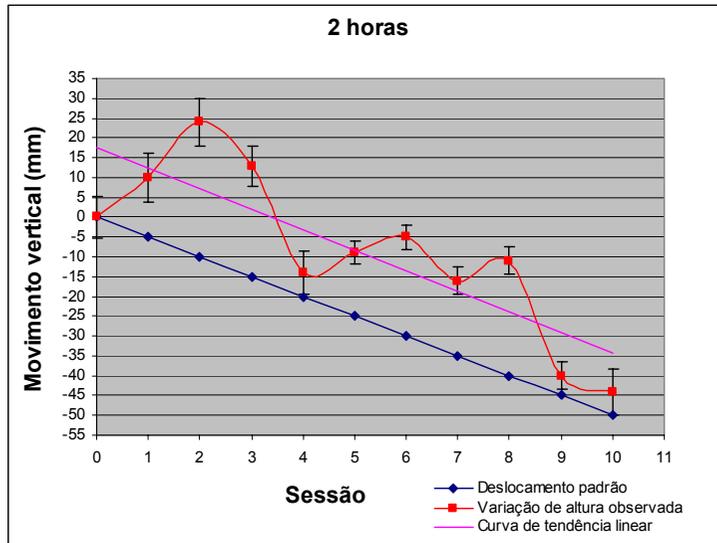


Figura 5.19 – Movimento vertical padrão e o observado para 2 horas.

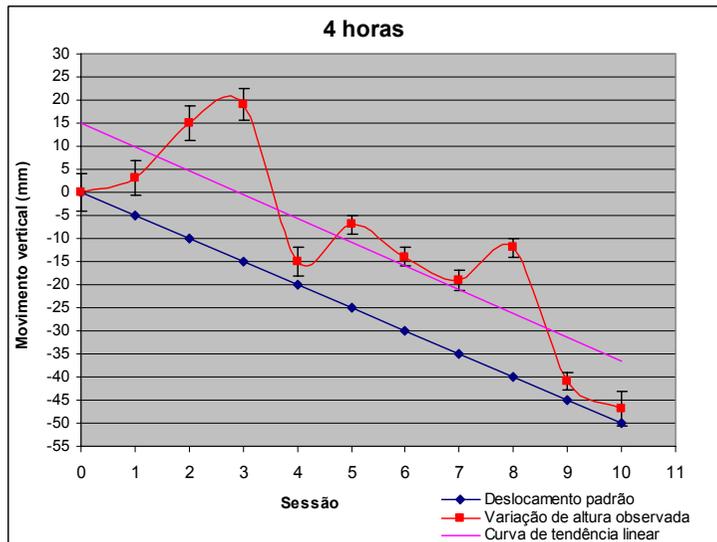


Figura 5.20 – Movimento vertical padrão e o observado para 4 horas.

Tabela 5.14 – Análise de regressão linear para 2 horas.

Equação de regressão						
$Y = \beta_0 + \beta_1 x$						
$\sigma = 12,0$		$R^2 = 0,70$		Significância 95%		
Preditor	Coef.	Erro pad.	Stat t	Valor-P	Intervalo de confiança	
					Inf. 95,0%	Sup. 95,0%
Coef. linear (β_0)	17,73	6,77	2,61962	0,02783	2,42	33,04
Coef. angular (β_1)	-5,22	1,14	-4,56195	0,00136	-7,81	-2,63

Tabela 5.15 – Deslocamento máximo e mínimo em relação ao deslocamento padrão para 2 horas.

Deslocamento	Valor (mm)	Sessão
Máximo	34	2
Mínimo	5	9

Tabela 5.16 – Análise de regressão linear para 4 horas.

Equação de regressão						
$Y = \beta_0 + \beta_1 x$						
$\sigma = 11,9$		$R^2 = 0,70$		Significância 95%		
Preditor	Coef.	Erro pad.	Stat t	Valor-P	Intervalo de confiança	
					Inf. 95,0%	Sup. 95,0%
Coef. linear (β_0)	15,05	6,70	2,24399	0,05151	-0,12	30,21
Coef. angular (β_1)	-5,15	1,13	-4,54821	0,00139	-7,72	-2,59

Tabela 5.17 – Deslocamento máximo e mínimo em relação ao deslocamento padrão para 4 horas.

Deslocamento	Valor (mm)	Sessão
Máximo	34	3
Mínimo	3	10

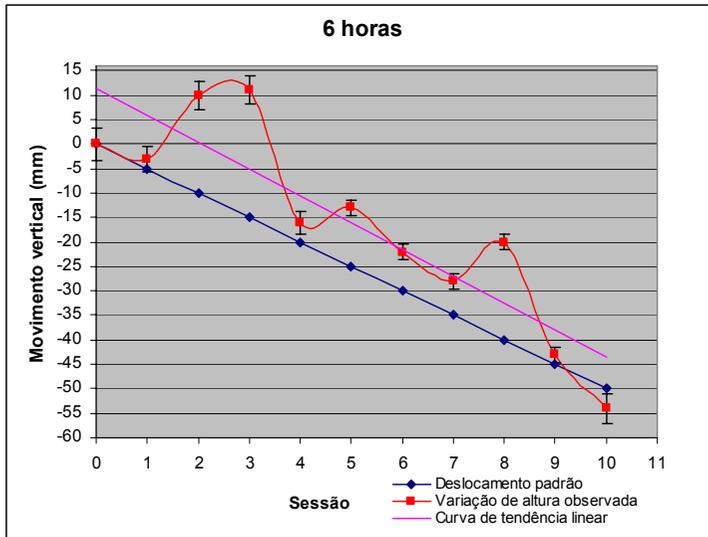


Figura 5.21 – Movimento vertical padrão e o observado para 6 horas.

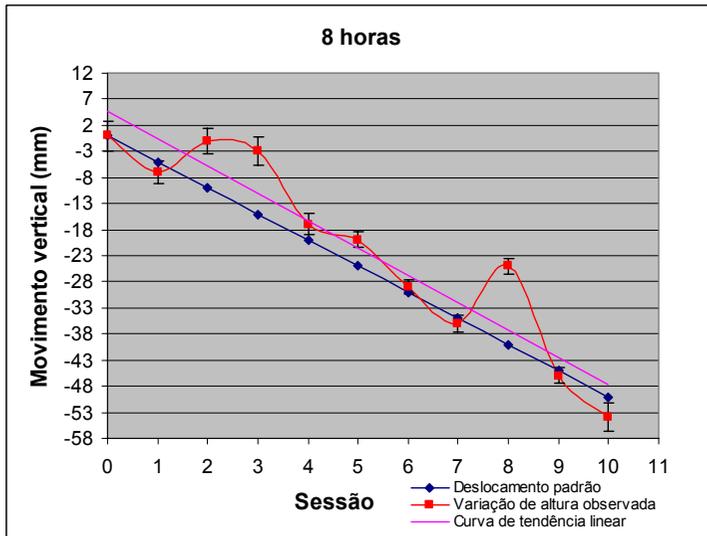


Figura 5.22 – Movimento vertical padrão e o observado para 8 horas.

Tabela 5.18 – Análise de regressão linear para 6 horas.

Equação de regressão						
$Y = \beta_0 + \beta_1 x$						
$\sigma = 9,9$		$R^2 = 0,79$		Significância 95%		
Preditor	Coef.	Erro pad.	Stat t	Valor-P	Intervalo de confiança	
					Inf. 95,0%	Sup. 95,0%
Coef. linear (β_0)	11,27	5,61	2,00837	0,07553	-1,42	23,97
Coef. angular (β_1)	-5,49	0,95	-5,78751	0,00026	-7,64	-3,34

Tabela 5.19 – Deslocamento máximo e mínimo em relação ao deslocamento padrão para 6 horas.

Deslocamento	Valor (mm)	Sessão
Máximo	26	3
Mínimo	2	9 e 1

Tabela 5.20 – Análise de regressão linear para 8 horas.

Equação de regressão						
$Y = \beta_0 + \beta_1 x$						
$\sigma = 6,5$		$R^2 = 0,89$		Significância 95%		
Preditor	Coef.	Erro pad.	Stat t	Valor-P	Intervalo de confiança	
					Inf. 95,0%	Sup. 95,0%
Coef. linear (β_0)	4,55	3,65	1,24605	0,24420	-3,71	12,80
Coef. angular (β_1)	-5,24	0,62	-8,49225	0,00001	-6,63	-3,84

Tabela 5.21 – Deslocamento máximo e mínimo em relação ao deslocamento padrão para 8 horas.

Deslocamento	Valor (mm)	Sessão
Máximo	15	8
Mínimo	1	6,7 e 9

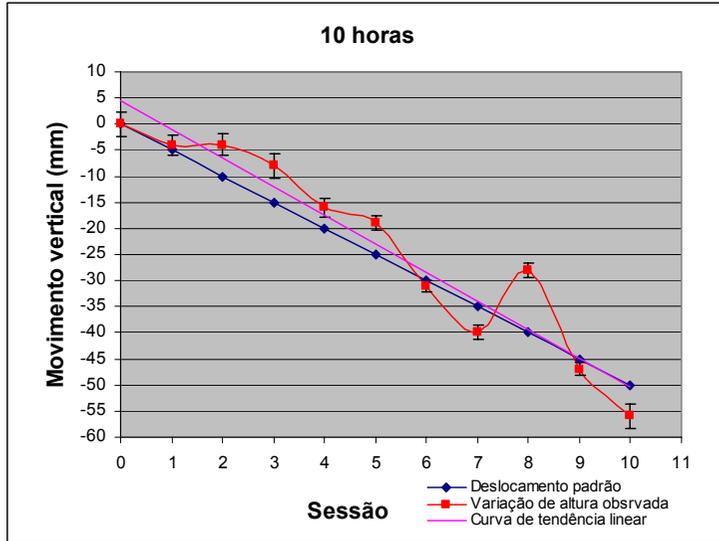


Figura 5.23 – Movimento vertical padrão e o observado para 10 horas.

Tabela 5.22 – Análise de regressão linear para 10 horas.

Equação de regressão						
$Y = \beta_0 + \beta_1 x$						
$\sigma = 5,4$		$R^2 = 0,92$		Significância 95%		
Preditor	Coef.	Erro pad.	Stat t	Valor-P	Intervalo de confiança	
					Inf. 95,0%	Sup. 95,0%
Coef. linear (β_0)	4,41	3,07	1,43437	0,18528	-2,54	11,36
Coef. angular (β_1)	-5,46	0,52	-10,51549	0,00000	-6,64	-4,29

Tabela 5.23 – Deslocamento máximo e mínimo em relação ao deslocamento padrão para 10 horas.

Deslocamento	Valor (mm)	Sessão
Máximo	12	8
Mínimo	1	1 e 6

5.2.2.2 Resultados

a) Análise de regressão linear

A análise de regressão linear, mostrada nas Tabelas 5.14, 5.16, 5.18, 5.20 e 5.22, foram resumidas em forma de gráficos e são mostradas nas Figuras 5.24, 5.25, 5.26 e 5.27.

A Figura 5.24 representa o gráfico do desvio-padrão da linha de regressão linear em função da duração da sessão de observação GPS. Os dados ilustrados mostram que, à medida que a duração da sessão de observação cresce, o desvio-padrão tende a diminuir, este estimador de precisão indica que a dispersão das observações em torno da linha de regressão diminui à medida que a duração da sessão de observação aumenta.

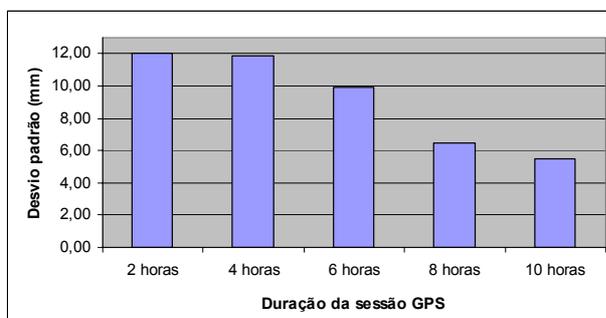


Figura 5.24 – Desvio - padrão da linha de regressão linear em função da duração da sessão de observação GPS.

A Figura 5.25 mostra o coeficiente de determinação linear (R^2) em função da duração da sessão de observação GPS (ver Anexo 6). Este valor é utilizado para medir o grau de associação linear existente entre os dados GPS observados. Neste gráfico, observa-se que à medida que a duração da sessão de observação aumenta, o coeficiente aproxima-se da unidade. Isso indica que há uma maior correlação entre os dados observados GPS com uma curva de tendência linear à medida que o tempo de observação aumenta, fazendo com que a linha de regressão linear obtida se aproxime mais da reta correspondente ao deslocamento padrão como descrito em 5.2.2.1.

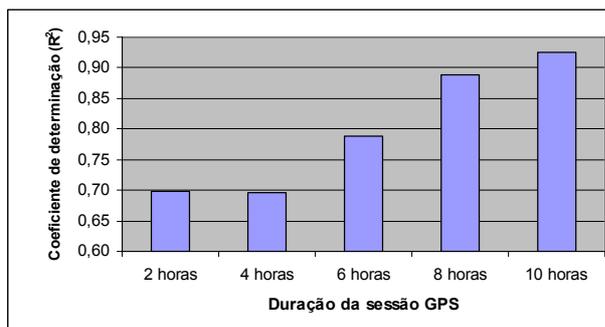


Figura 5.25 – Coeficiente de determinação em função da duração da sessão de observação GPS.

Nos gráficos das Figuras 5.26 e 5.27 os parâmetros que definem a linha de regressão, a saber, o coeficiente linear β_0 e o coeficiente angular β_1 , são comparados conjuntamente com: a) o erro-padrão e b) a amplitude dos intervalos de confiança obtidos na sua estimação. A diminuição dos erros-padrão e das amplitudes são bons indicativos da qualidade global da linha de regressão.

Pode-se notar na Figura 5.26, que à medida que a duração da sessão de observação aumenta, o coeficiente angular β_1 permanece praticamente em torno do valor padrão $\beta_1 = -5mm$. Por outro lado, a qualidade da linha de regressão melhora, o que pode ser visto pelos valores dos erros-padrão e da amplitude dos intervalos de confiança que tendem a diminuir com o aumento da duração da sessão de observação.

Na Figura 5.27, à medida que a duração da sessão de observação aumenta, a coeficiente linear β_0 diminui, mas não chega à situação ideal que seria o valor padrão $\beta_0 = 0,0mm$. Os erros-padrão obtidos e as amplitudes dos intervalos de confiança na sua estimação tendem a diminuir, confirmando uma melhora da qualidade da linha de regressão à medida que a duração da sessão de observação aumenta.

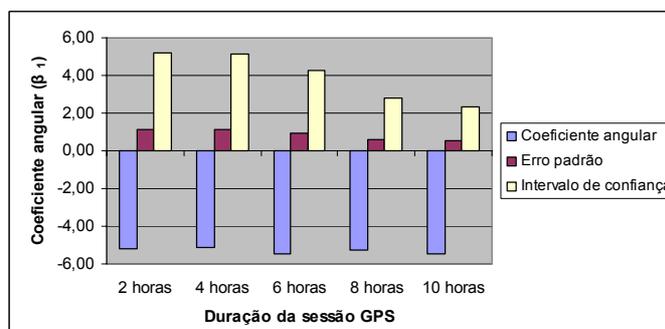


Figura 5.26 – Coeficiente angular (β_1) e os seus estimadores: erro-padrão e amplitude dos intervalos de confiança.

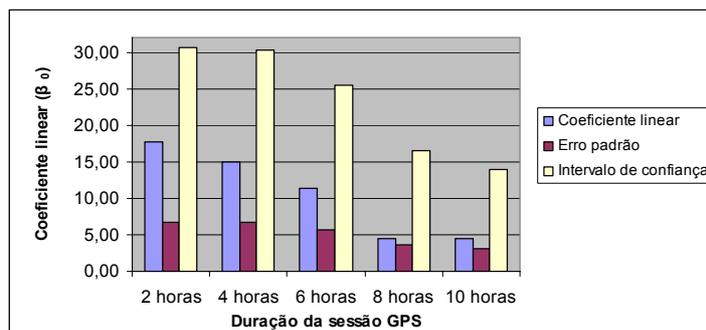


Figura 5.27 – Coeficiente linear (β_0) e os seus estimadores: erro-padrão e amplitude dos intervalos de confiança.

b) Barras verticais

Uma análise das barras verticais representativas dos desvios-padrão revela uma relação de igualdade estatística entre alguns valores de altura observadas. No gráfico de 2 horas (Figura 5.19), são estatisticamente iguais as alturas: 0-1, 0-6, 1-3, 4-5, 4-7, 4-8, 5-6, 5-8, 7-8, 9-10. Portanto, aproximadamente 90% das alturas observadas apresentaram alguma relação de igualdade entre si.

Para 4 horas de observação (Figura 5.20), são estatisticamente iguais as alturas: 0-1, 2-3, 4-6, 4-7, 4-8. Aproximadamente 72% das alturas observadas apresentaram alguma relação de igualdade entre si.

Para 6 horas de observação (Figura 5.21), são estatisticamente iguais as alturas: 0-1, 2-3, 4-5, 6-8. Aproximadamente 72% das alturas observadas apresentaram alguma relação de igualdade entre si.

Para 8 horas de observação (Figura 5.22), são estatisticamente iguais as alturas: 0-2, 0-3, 1-3, 2-3. Aproximadamente 36% das alturas observadas apresentaram alguma relação de igualdade entre si.

Para 10 horas de observação (Figura 5.23), seriam estatisticamente iguais as alturas: 1-2. Aproximadamente 18% das alturas observadas apresentaram alguma relação de igualdade entre si.

Os resultados obtidos para 2, 4 e 6 horas apresentaram uma relação de igualdade estatística elevada, o que seria prejudicial para a análise de detecção de movimento vertical. Tal resultado poderia levar a conclusões errôneas acerca da verdadeira tendência de movimento vertical, haja visto que o deslocamento padrão

apresenta valores de altura distintos no sentido decrescente para cada sessão. Resultados mais satisfatórios foram obtidos para 8 e 10 horas, indicando uma melhor aproximação com o deslocamento-padrão.

Ambas as análises confirmam uma melhor relevância dos resultados obtidos acima de seis horas para a realização das observações GPS nas condições do experimento realizado.

6. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

6.1 Conclusões

A definição de quatro campo de pontos em duas estruturas geodésicas altimétricas no Campus da UFPE, descrita no Capítulo 4 e 5, inicializou os trabalhos para a definição de um sistema de referência altimétrico local na área de estudo. Este estudo encontrou de início aplicação metrológica para os experimentos GPS apresentados no Capítulo 5, devendo se expandir para áreas mais abrangentes nos próximos semestres.

As técnicas de calibração de níveis, oriundas de metodologias utilizadas no LAMEP/DeCart, juntamente com os procedimentos de cálculo pelo método dos mínimos quadrados, apesar de já dominadas há alguns anos, praticamente impõe um padrão metodológico local da UFPE para medições e cálculos altimétricos de alta precisão.

O método relativo de posicionamento altimétrico GPS para comprimento de linha de base de 4,5 m, realizada no primeiro experimento (Capítulo 5), com máscara de elevação em cada estação de 15° e a taxa de coleta dos dados de 15 segundos aliada ao uso de antena antirreflexiva, confirmou os indicativos de qualidade para o uso da frequência L1.

O segundo experimento, com linha de base de 425 m, revelou duração de sessões GPS com valores superiores a seis horas (total de 66 horas de observação em 11 sessões) como muito relevantes para se atingir aplicações no movimento vertical de pontos com precisões semi-centimétricas. Os resultados obtidos na análise estatística da regressão linear e das barras verticais do desvio-padrão confirmaram essa característica.

O desvio-padrão da linha de regressão apresentou uma tendência decrescente chegando aos valores finais de $\pm 6,5$ mm nas sessões de 8 horas (total de 88 horas em 11 sessões) e $\pm 5,4$ mm nas sessões de 10 horas (total de 110 horas em 11 sessões) com uma incerteza de 95%.

Na comparação das diferenças de nível GPS com os deslocamentos padrão, encontrou-se linhas de regressão linear com características muito interessantes para

os coeficientes β_1 e β_0 . O coeficiente β_1 permanece praticamente com o valor padrão imposto pela metrologia (-5 mm) desde o experimento de 11 sessões com 2 horas de observação, até o experimento de 11 sessões com 10 horas de observação. Já com relação a β_0 , a situação não foi tão favorável, uma vez que a reta do deslocamento padrão condiciona o valor 0,0 (zero) milímetros para este coeficiente, que na linha de regressão variou de $17,73 \pm 6,77$ mm, para as sessões de 2 horas, até $4,41 \pm 3,07$ mm para as sessões de 10 horas.

O método GPS analisado para as condições do 2º experimento podem, portanto, ser empregado no movimento vertical de pontos com o mínimo de 22 horas de observação para a identificação da tendência do movimento, e 110 horas na determinação deste movimento, com incerteza em torno de meio centímetro.

6.2 Recomendações

Dentro das incertezas finais obtidas com o segundo experimento GPS, recomenda-se o método estudado para aplicações que admitam um controle de movimento vertical com incertezas subcentimétrico.

Estudar o método para bases quilométricas possibilitando o emprego do método para referenciais mais distantes.

Recomenda-se repetir os experimentos conduzidos, inclusive os propostos anteriormente, utilizando-se processamento de cálculos com programas científicos.

Recomenda-se intensificar os esforços no sentido de se obter um campo de pontos definidor do sistema de referência altimétrico de maior abrangência, conectando estruturas geológicas de alta estabilidade com os campos de pontos controlados periodicamente, situados em zonas de interesse de medição altimétrica de alta precisão, como medição de recalque, subsidência e deformação.

7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ARANA, J. M. **Determinação da Ondulação Geoidal com Uso do GPS/Nivelamento**. FCT/Unesp: Departamento de Cartografia, 2002. Disponível em: <<http://www2.prudente.unesp.br/dcartog/arana/>>. Acesso em 23/04/05.

ALGARVE, UNIVERSIDADE DO ALGARVE. **Nivelamento Geométrico – Cálculo**. Escola Superior de Tecnologia: Disciplina de Topografia II, 1º ano - Engenharia Topográfica, Portugal, 2004, p.1-10.

BEHR, J. A. **Global Positioning System (GPS) Applications for Deformation Monitoring**. Geotechnical Instrumentation for Field Measurement, University of Florida's Division of Continuing Education, March 12, 2001, 40p.

BEHR, J.; HUDNUT, K.; King, N. **Monitoring structural deformation at Pacoima dam, California, using continuous GPS**. Proc. of ION-GPS98, September 15-18, Nashville TN, USA, 1998, pp 59-68.

BERNARDI, J. V., LANDIM, P. M. B. **Aplicação do Sistema de Posicionamento Global (GPS) na Coleta de Dados**. Texto Didático, UNESP - Campus de Rio Claro. Departamento de Geologia Aplicada – IGCE, Laboratório de Geomatématica, Texto Didático 10. 2002. 32p.

BEUTLER, G., BAUERSIMA, I., GURTNER, W., ROTHACHER, M., SCHILDKNECHT, T. & GEIGER, A. **Atmospheric Refraction and other Important Biases in GPS Carrier Phase Observations**. In Monograph 12, "Atmospheric Effects on Geodetic Space Measurements", F.K.Brunner (ed.), School of Geomatic Engineering (formerly Surveying), The University of New South Wales, 1989.

BLITZKOW, D.; CAMPOS, I. O; FREITAS, S. R. C. **Altitude: O que interessa e como equacionar**. III Colóquio de Geociências e Tecnologias da Geoinformação: UFPE, 2004. Disponível em CD-ROM.

BOCK, O, DOERFLINGER, E. **Atmospheric Modeling in GPS Data Analysis for High Accuracy Positioning**. Phys. Chem. Earth (A), Elsevier Science Ltd. Vol. 26, Nº. 6-8, 2001, pp. 373-383.

BOCK, Y. **Medium distance GPS measurements**. GPS for Geodesy, P.J.G. Teunissen & A. Kleusberg (editors), 2nd ed., Springer-Verlag, Berlin-Heidelberg-New York, Chap. 12, 1998, pp. 483-586.

BOND, J. **An Investigation on the Use of GPS for Deformation Monitoring in Open Pit Mines**. Department of Geodesy and Geomatics Engineering University of New Brunswick. Technical Report N°. 222, 2004. 143p.

CHAVES, J. C. **Uso da Tecnologia GPS no Monitoramento de Deformação: Sistemas, Etapas e Experimentos**. Tese: USP - São Carlos, 2001. 155p.

CHEN, D. **Development of a Fast Ambiguity Search Filtering (FASF) Method for GPS Carrier Phase Ambiguity Resolution**. Department of Geomatics Engineering, UCGE, University of Calgary, Alberta, Canada, Reports Number 20071, December, 1994.

CHEN, Y. Q. **A Strategy for the Analysis of the Stability of Reference Points in Deformation Surveys**. Department of Surveying Engineering: University of New Brunswick, Fredericton, New Brunswick. CISM Journal ACSGC, Vol 44, N°2, 1990. p. 233-249.

COOPER, M. A. R. **Modern Theodolites and Levels**. Granada Publishing, London, 1982. 258p.

COSTA, S. M. A. **Evolução do Sistema Geodésico Brasileiro - Razões e Impactos com a Mudança do Referencial**. Rio de Janeiro: IBGE, 1999, p. 1-9.

DEUMLICH, M. **Surveying Instruments**. Walter de Gruyter, Berlin, New York, 1982.

ESPARTEL, L. **Curso de Topografia**. Editora Globo S. A.. Rio de Janeiro, 1987. 655p.

FREITA, S. R. C.; BLITZKOW, D. **Altitudes e Geopotencial**. IGS Bulletin N. 9, International Geóide Service, Milan, June, 1999. p. 47-62.

FREITAS, S. R.; LUZ, R. T.; BLITZKOW, D. **Estágio Atual nas Pesquisas Visando a Conexão das Redes Altimétricas da América do Sul. II Colóquio Brasileiro de Ciências Geodésicas**: Curitiba – PR, 2001. Disponível em:

<http://geodesia.ufsc.br/Geodesia-online/arquivo/GeoColoq_2001/autores.htm>.

Acesso em 20/04/2005.

FREITAS, S.R.C.; SCHWAB, S.H.S.; MARONE, E.; PIRES A.O.; DALAZOANA, R. **Local Effects in the Brazilian Vertical Datum**. IAG Symposia 125 – Vistas for Geodesy in the New Millennium. Springer: Ed. J. Adam e K.P. Schwarz, 2002. p. 102-107.

GEMAEL, C. **Introdução à Geodésia Física**. Editora UFPR. Curitiba-PR, 1999. 297p.

GEMAEL, C. **Introdução ao ajustamento de observações**. Editora UFPR. Curitiba-PR, 1994. 319p.

GENNETI, A. J. **Survey Markers and Monumentation**. Engineering and Design: DEPARTMENT OF THE ARMY, US Army Corps of Engineers. Washington DC, 1990. 54p.

HEKIMOGLU, S.; DEMIREL, H.; AYDIN, C. **Reliability of the Conventional Deformation Analysis Methods for Vertical Networks**. In: Proc. FIG XXII Int. Congress, Washington DC, 2002, p. 1-13.

HOAR, G. J. **Satellite Surveying: Theory, Geodesy and Map Projections**. Application, equipment and operations: Magnavox, Torrance, California, 1982.

HOFMANN-WELLENHOF, B.; LICHTENEGGER, H; COLINS, J. **GPS Theory and Practice**. 4 edição revisada. Ed. New York, Springer, 1997. 389p.

IBGE – Instituto Brasileiro de Geografia e estatística. Disponível em: <<http://www.ibge.gov.br/home/geociencias/geodesia>>. Acesso em 16/04/05.

JOÃO, J. C. **Topografia**. Caderno Técnico, Universidade Federal do Paraná. Setor de Ciências da Terra. Depto. de Geomática, 2003. 142p.

JORDAN, W. **Tratado Geral de Topografia**. Editorial Gustavo Gili S. A., Vol II, Barcelona, 1944. 572p.

KAHMEN, H.; FAIG, W. **Surveying**. Walter de Gruyter: Berlin- New York, 1988. 578p.

KIM ,D.; LANGLEY, R. B. **Mitigation of GPS Carrier Phase Multipath Effects in Real-Time Kinematics Applications**. ION GPS 2001, 11-14 September 2001, Salt Lake City, UT. September, 2001, p. 1-9.

KOCH, K. R. **Statistical Analysis of Geodetic Data with Applications for the deformation Analysis**. Institute for Theoretical Geodesy, University of Bonn, Germany. Lecture Notes for graduate program, Universidade Federal do Paraná, Curitiba – PR, 1985. 69p.

LANGLEY, R.B. **GPS, the Ionosphere, and the Solar Maximum**. GPS World, Vol. 11, n° 7, 2000, p. 1-6.

LANGLEY, R.B. **Propagation of the GPS Signals**. In: GPS for Geodesy, Chapter 3, Proceedings of the International School of GPS for Geodesy, Delft, the Netherlands, 1998, p. 111-149.

LEICK, A. **GPS Satellite Surveying**. New York: John Wiley & Sons, 1995.

LIU, C. **Precise GPS Positioning in the Marine Environment**. December 1993. Tese de Mestrado, Department of Geomatics Engineering. UCGE REPORTS Nº 20055, 1993. 87 p.

LUZ, R. T. **Acompanhamento do Datum Altimétrico INBITUBA através das Redes Altimétricas e Maregráfica do Sistema Geodésico Brasileiro**. VII Congresso Internacional de Ciências de la Tierra, Santiago, Chile, outubro, 2002, p. 1-10.

LUZ, R. T., FREITAS, S. R.; DALAZOANA, R. **Acompanhamento do Datum Altimétrico IMBITUBA através das Redes Altimétrica e Maregráfica do Sistema Geodésico Brasileiro**. VII Congresso Internacional de Ciencias de la Tierra: Santiago, Chile, 2002, p. 1-10.

MOHAVE INSTRUMENTS CO, 2004. **Zeiss NI2 Automatic Level**. <http://www.mohaveinstrument.com/NewFiles/ZeissNi2-4.html>. Último acesso em 3/11/2004.

MONICO, J. F. G: **Posicionamento pelo NAVSTAR-GPS: Descrição, fundamentos e aplicações**. Ed. UNESP, 2000. 287p.

MONTGOMERY, D. C. **Estatística Aplicada e Probabilidade para Engenheiros**. 2º Edição. LTC Editora. Rio de Janeiro, RJ. 2003.

NBR 13133. **Norma Técnica Brasileira - Execução de Levantamentos Topográficos**. Associação Brasileira de Normas Técnicas.—. Rio de Janeiro, 1990.

NIEMEIER, W. **Ausgleichsrechnung**. Eine Einführung für Studierende und Praktiker des Vermessungs- und Geoinformationswesens. Walter de Gruyter, Berlin, New York, 2002. 407p.

NIEMEIER, W. **Deformationsanalyse**. In: Pelzer, H. (Hrsg.): Geodätische Netze in Landes-und Ingenieurvermessung II., Wittwer, Stuttgart, 1985, p.559-623.

NIEMEIER, W. **Statistical tests for detecting movements in repeatedly measured geodetic networks**. Tectonophysics, 71, 1981, pp. 335-351.

NIMA - US National Imagery and Mapping Agency. **World Geodetic System 1984 - Its Definition and Relationships with Local Geodetic Systems**. TR 8350.2, Department of Defense Third Edition, Amendment 1. Washington, D.C., 3 January 2000. Disponível em: <<ftp://164.214.2.65/pub/gig/tr8350.2/wgs84fin.pdf>>. Acesso em: 04/054/05.

OGLIARI, P. J. **Regressão Linear Simples**. Curso de Pós-Graduação em Ciência da Computação Universidade Federal de Santa Catarina - UFSC Centro Tecnológico - CTC Departamento de Informática e Estatística – INE. 1997. Disponível em: <<http://www.inf.ufsc.br/~ogliari/>>. Acesso 28/01/05.

PELZER, H. **Neuere Ergebnisse bei der statistischen Analyse von Deformationsmessungen**. Proceedings of the FIG XIV International Congress, Washington, paper N°. 608.3, 1974.

PEREIRA, K. D. **Indicadores Técnicos para Uso da RBMC no Mapeamento.** Dissertação de mestrado, Instituto Militar de Engenharia – IME. Rio de Janeiro – RJ. Publicação: IBGE - Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística, 2003. 195p.

PINTO, L. E. K. **Curso de Topografia.** Universidade Federal da Bahia. Centro editorial e didático da UFBA, 2ª Edição, Salvador-BA, 1992. 339p.

QIU, W. **An Analysis of Some Critical Error Sources in Static GPS Surveying.** Tese de Mestrado, December 1993. Department of Geomatics Engineering. UCGE Reports N° 20054, 1993, 102p.

RADOVANOVIC, S. R. **Adjustment of Satellite-Based Raging Observations for Precise Positioning and Deformation Monitoring.** Dissertation Doctor of Philosophy– Department of Geomatics Engineering: UCGE Reports n° 20166, University of Calgary, Alberta, Canada, 2002. 195p.

RAY, J. K. **“Mitigation of GPS Code and Carrier Phase Multipath Effects Using a Multi-antenna System.”** Dissertação de Ph.D., Department of Geomatics Engineering, University of Calgary, Calgary, Alberta, Canada, March, 2000. 260p.

RIZOS, C. **Principles and Practice of GPS Surveying.** School of Geomatic Engineering. The University of New South Wales, Sydney, Australia, 1999. Disponível em: <http://www.gmat.unsw.edu.au/snap/gps/gps_survey/principles_gps.htm>. Acesso em 22/10/04.

RIZOS, C. **Principles and Practice of GPS Surveying.** School of Geomatic Engineering, The University of New South Wales, Australia, 2000. Disponível em: <http://www.gmat.unsw.edu.au/snap/gps/gps_survey/principles_gps.htm>. Acesso em 15/09/04.

RODRIGUES, D. D. **Rede Geodésica de Precisão no Estado de Minas Gerais: Avaliação de Diferentes Estratégias de Processamento e Ajustamento.** Tese de Doutorado - Escola Politécnica de São Paulo. São Paulo, 2002. 183p.

ROMÃO, V. M. C.; SANTOS, A. A.; de SEIXAS, A.; SILVA, A. S.; SILVA, T. F.; SANTOS, S. M. **Metodologia para Determinação de Subsidência de Solo na**

Região Metropolitana de Recife. Anais do III Colóquio Brasileiro de Ciências Geodésicas, Curitiba-PR, 2003, p.1-12.

SANTERRE, R., 2004. GPS Satellite Sky Distribution: **Impact on the Propagation of some Important Errors in Precise Relative Positioning.** Disponível em: <http://www.scg.ulaval.ca/gps-rs/en/Abstract/DocRS_en.htm>. Acesso em 21/09/04.

SANTOS, M. C. **Estabilidade das Estruturas Geodésicas.** Curso de Graduação em Engenharia Cartográfica: Setor de Ciências da Terra, Departamento de Geomática, Universidade Federal do Paraná, Curitiba. Ed. Imprensa Universitária, 1999. 72p.

SEEBER, G. **Satellite Geodesy: Fundamentals, Methods, and Applications.** Walter de Gruyter, Berlin, New York, 1993. 531p.

SEEBER, G. **Satellite Geodesy.** 2nd Edition, Walter de Gruyter, Berlin, New York, 2003. 589p.

SHRESTHA, S. M. **Investigations into the Estimation of Tropospheric Delay and Wet Refractivity Using GPS Measurements.** Department of Geomatics Engineering. UCGE Reports N° 20180. Calgary, Alberta, Canada, 2003. 140p.

SILVA, T. F.; De SEIXAS, A.; ROMÃO, V. M. **Conceituação de Campo de Pontos na Medição de Deformação de Objetos.** I Simpósio de Ciências Geodésicas e Tecnologias da Geoinformação: Depto. de Engenharia Cartográfica – DECart, PPGCGTG. Universidade Federal de Pernambuco – UFPE, 2004, p. 1-7.

SOUZA, E. M., MONICO, J. F. G. **Efeito do Multicaminho nas Medidas de Fase e Pseudodistância GPS: Detecção e Atenuação Utilizando WAVELETS.** Anais do III Colóquio Brasileiro de Ciências Geodésicas, Universidade Federal do Paraná, setor de ciências da terra, Curso de Pós-Graduação em Ciências Geodésicas, Departamento de geomática, 2003. Disponível em: <http://geodesia.ufsc.br/Geodesiaonline/arquivo/geocoloq_2003/artigos/t019.pdf>. Acesso em 20/10/04. Disponível em CD-ROM.

STEWART, M.; TSAKIRI, M. **Long-term Dam Surface Monitoring Using the Global Positioning System.** School of Spatial Sciences, Curtin University of

Technology, GPO Box U1987, Perth WA 6845, Austrália EJGE, Paper 18, 2001. 20p.
Disponível em: <<http://www.ejge.com/2001/Ppr0118/Ppr0118.htm>>. Acesso em 10/10/05.

SVABENSKI, O.; WEIGEL, J. **Optimized Technology for GPS Height Determination. TS7.6 Optimized Technology for GPS Height Determination.** FIG Working Weej, Athens, Greece, May 22-27, 2004. p. 1-8.

TORGE, W. **Geodesy.** Walter de Gruyter: Berlin - New York, 2001. 415p.

UNAVCO. **Receiver and Antenna Test Report.** Academic Research Infrastructure (ARI), 1995. Disponível em: <http://www.unavco.org/facility/science_tech/dev_test/publications/publications.html>. Acesso em 24/09/04.

VANICEK, P. **Four-dimensional Geodetic Positioning.** Report of the IFG SSG 4.96, Manuscripta Geodaetica, Springer-Verlag, 1987, p. 147-222.

WARNER, S. **Using GPS to Quantify Three Dimensional Storage and Aquifer Deformation in the Virgin River Valley, NV.** Thesis submitted to faculty of the Virginia Polytechnic Institute and State University in partial fulfillment of the requirements for the degree of Masters of Science, January 2003. 127p.

WELLS, D.E.; BECK, N.; DELIKARAOGLOU, D.; KLEUSBERG, A.; KRAKIWSKY, E.J.; LACHAPELLE, G.; LANGLEY, R.B.; NAKIBOGLU, M.; SCHWARZ, K.P.; TRANQUILLA, J.M.; VANICEK, P. In: **Guide to GPS Positioning.** Canadian GPS Associates, New Brunswick, Fredericton, Canada, 1986. 602p

WILLGALIS, S., SEEBER, G., MENGE, F., KRUEGER, C. P., ROMÃO, V. M. C. **Implementation of a GPS Reference Network Precise Real Time Positioning in Recife, Brazil.** ION GPS, Salt LakeCity, UT, 2001, p. 1-8.

WOLF, P. R., GHILANI, D. C. **Adjustment Computations – Statistics and Least Squares in Surveying and GIS.** John Wiley & Sons, Inc. New York, 1997. 564p.

WEILL, L.R. **Conquering Multipath: The GPS Accuracy Battle.** Innovation, GPS World, Vol. 8, Nº. 4, April 1997. pp. 59-66.

DONG, L. **IF GPS Signal Simulator Development and Verification**. Department of Geomatics Engineering. UCGE Reports N° 20184. University of Calgary, 2003.

SILVA, A. L. **Estudo da distribuição e autocorrelação das observações GPS**. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Pernambuco, Departamento de Engenharia Cartográfica, Programa de Pós-graduação em Ciências Geodésicas e Tecnologias da Geoinformação. Recife-PE, 2005. 116p.

PEREIRA, K. D. **Indicadores Técnicos para Uso da RBMC no Mapeamento**. Dissertação de mestrado, Instituto Militar de Engenharia – IME. Rio de Janeiro – RJ. Publicação: IBGE - Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística, 2003. 195p.

8. ANEXOS

ANEXO 1: Cadernetas de campo das campanhas de nivelamento geométrico realizadas nos dias 13/06/04, 22/07/04, 19/10/04, 27/11/04 e 29/01/05, referentes às medições ligando o Monumento ao Reitor Amazonas com o Castelo D'água e a Biblioteca Central.

ANEXO 2: Cadernetas de campo das campanhas de nivelamento geométrico realizadas nos dias 14/04/05 e 3/05/05, referentes às medições feitas entre o prédio do CTG e a Biblioteca Central.

ANEXO 3: Rotina de cálculo no MATLAB 5.0 para ajustamento da rede altimétrica pelo método das redes hierárquicas e pelo método das redes livres de condicionamento

ANEXO 4: Condições climáticas

ANEXO 5: Relatório de Informação de Estação RBMC-Recife

ANEXO 6: Análise de regressão

ANEXO 1

Cadernetas de campo das campanhas de nivelamento geométrico realizadas nos dias 13/06/04, 22/07/04, 19/10/04, 27/11/04 e 29/01/05, referentes às medições ligando o Monumento ao Reitor Amazonas com o Castelo D'água e a Biblioteca Central.

13/06/05

UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO
 DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CARTOGRAFICA
 Programa de Pós-Graduação em Ciências Geodésicas e Tecnologias da Geoinformação
 Caderneta de campo - Nivelamento Geométrico

Folha Nº: 115 Data: 13.06.04 Época Nº: 1
 Local: CAMPUS UPEPE
 Operador: FABIO J.C. CARDEIRO Horário: 14:00 às 17:00
 Nivel: N.T.2 Nº 21409 Mira: MEDICINA Nº 2002
 Obs:

EST	PV	RE		VANTE	
		D	E	D	E
A ¹	M1	1160	1233170	59	
					3015,07
	M2		150	1473160	44
					3014,9
	M/N		400	1393410	70
					3015,1
	PP		2140	135250	63
					3015
ESTA AVX 2	PP	1390	114400	172	
					3015,1
	C1		0290	1193300	70
					3015,1
	C2		0290	1183310	48
					3015,2
	B1		0950	1253970	75
					3015
	B2		0760	1223180	42
					3015
	B3		0990	1144010	50
					3015
B	C1	1470	1534490	109	
					3014,9

Folha Nº: 213

EST	PV	RE		VANTE	
		D	E	D	E
	C2			1420	1274410
					3015,1
	C3			1160	1234570
					3015,2
	C4			1540	1314550
					3015,16
EST D	B3	1040	1204060	120	
					3015
	B4			1110	1234120
					3015,0
EST E	B4	1070	1204070	70	
					3015
	B5			0930	1103150
					3015
	B6			1040	1204050
					3015
BTF	B6	0930	1103940	67	
					3014,9
	B1			0250	1163870
					3015,05

UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO
 DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CARTOGRAFICA
 Programa de Pós-Graduação em Ciências Geodésicas e Tecnologias da Geoinformação
 Cadernetas de Pré e Pós - Calibração

Folha Nº: 313 Data: 13.06.04 Época Nº: 1
 Local: DEPENDENCIA DO LATEX/AMAP
 Operador: FABIO J.C. CARDEIRO Horário: 9:00 às 10:30
 Nivel: N.T.2 Nº 21409 Mira: FRANCESA Nº

Pré-Calibração

ESTAÇÃO	Mira A		Mira B		DN
	D	E	D	E	
I	1420	8,55	1440	6,82	-18,27
II	1070	6,23	1090	4,41	-18,18

Pós-Calibração

14/06/04

ESTAÇÃO	Mira A		Mira B		DN
	D	E	D	E	
II	1040	7,55	1060	5,8	-18,25

22/07/04

UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO
 DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CARTOGRAFICA
 Programa de Pós-Graduação em Ciências Geodésicas e Tecnologias da Geoinformação
 Caderneta de campo - Nivelamento Geométrico

Folha Nº: 13 Data: 22/07/04 Época Nº: 1
 Local: CAMPUS UFPE
 Operador: FABIO J. C. CARNEIRO Horário: 14:00 às 17:00
 Nivel: N12 Nº 20409 Mira: NEBO-10002 Nº 2002
 Obs:

EST	PV	RE		VANTE	
		D	E	D	E
A'	M1	050	553170	194	
			3014,9		
	M2		040	923160	85
				3015,05	
	MON		0390	823410	89
				3015,1	
	PP		2230	665250	1,5
				3014,9	
ESTA ANX2	PP	1250	1054260	66	
				3015,1	
	C1		0150	103160	64
				3015,4	
	C2		0150	973170	65
				3014,25	
	B1		0810	603830	1,2
				3015,2	
	B2		620	533630	64
				3015,1	
	B3		0850	773870	24
				3014,7	
B	C1	1430	694450	20	
				3015,1	

Folha Nº 23

EST	PV	RE		VANTE	
		D	E	D	E
	C2			1440	894450
					3015
	C3			1520	5234540
					3015,1
	C4			1500	444510
					3015,1
D	B3	1010	894020	9,1	
					3015,2
	B4			1070	704070
					3014,9
E	B4	1150	1014170	5,5	
					3015,05
	B5			1020	734090
					3014,9
	B6			1120	834150
					3014,8
F	B6	0940	493160	9,1	
					3015,2
	B1			0860	993870
					3015,1

UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO
 DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CARTOGRAFICA
 Programa de Pós-Graduação em Ciências Geodésicas e Tecnologias da Geoinformação
 Cadernetas de Pré e Pós - Calibração

Folha Nº: 313 Data: 19/07/04 Época Nº: 1
 Local: DEPENDENCIAS DO NATIP/ANX2
 Operador: FABIO J. C. CARNEIRO Horário: : às :
 Nivel: N12 Nº 20409 Mira: PERANESA Nº

Pré-Calibração

ESTAÇÃO	Mira A		Mira B		DN
	D	E	D	E	
I	1260	1,29	1270	9,2	-17,91
II	1050	8,8	1070	6,6	-17,8

Pós-Calibração

ESTAÇÃO	Mira A		Mira B		DN
	D	E	D	E	
II	1130	2,6	1150	0,7	-18,4

19/10/04

UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CARTOGRAFICA
Programa de Pós-Graduação em Ciências Geodésicas e Tecnológicas da Geoinformação
Caderneta de campo - Nivelamento Geométrico

Folha Nº: 1,5 Data: 19/10/2004 Época Nº: 2
Local: CAIAS UFPE
Operador: PAULO J.C. CARREIRO Horário: 14:30 às 16:50
Nível: N.º 2 Nº 30489 Mira: VERDE Nº 3002
Obs:

EST	PV	RE		VANTE	
		D	E	D	E
A'	M1	0120	66,340	85	
			3015,15		
M2				0110	40,3120
					3015
MON				0270	92,3380
					3015,1
PP1				2190	63,5210
					3015,2
PP2				2350	62,5340
					3015,0
ESTA MIX 2	PP2	1520	95,4540	85	
			3015,25		
PP1				1370	85,4380
					3015,25
C1				0270	62,3290
					3015,45
C2				0280	42,3170
					3015,2
PP3				1530	63,4540
					3015,1
B2				0250	42,3160
					3015,3

Folha Nº: 3,5

EST	PV	RE		VANTE	
		D	E	D	E
EST E	PP4	1370	85,4390	85	
			3015,05		
B4				1210	88,4220
					3015,05
B5				1070	46,4090
					3015
B6				1180	62,4190
					3015,15
PP5				1240	42,4260
					3015
EST F	PP5	1560	62,4580	46	
			3015		
B6				0890	46,3910
					3015
B1				0820	60,3240
					3015
PP2				4110	47,4204
					3015
PP1				1250	42,4270
					3015,1
1	C1	0130	32,3140	85	
			3014,9		
B3				0810	45,3820
					3015,1
2	B2	0140	102,3760	5,1	
			3014,85		
C1				0270	40,3280
					3015,2
3	B3	0190	55,4140	84	
			3014,9		
B2				0860	51,3820
					3015,3

Folha Nº: 2,5

EST	PV	RE		VANTE	
		D	E	D	E
B1				0140	40,3950
					3015,3
EST G	MON	0080	119,3090	171	
			3015,2		
PP6				1740	46,4800
					3015,3
EST H	PP6	0290	141,4310	82	
			3015,1		
C1				0320	46,3230
					3015,2
EST I	C2	0210	40,3320	93	
			3015,3		
PP3				1560	62,4570
					3015,3
B3				1010	62,4020
					3014,8
B	C1	1460	81,4470	85	
			3015,05		
C2				1460	96,4490
					3015
C3				1580	40,4560
					3015,3
C4				1530	85,4540
					3015,1
EST D	PP3	1570	41,4580	79	
			3014,9		
B3				1010	81,4030
					3014,75
B4				1020	1,94090
					3014,75
PP4				1240	84,4260
					3015

Folha Nº: 4,5

EST	PV	RE		VANTE	
		D	E	D	E
4	B2	0810	40,3820	40	
			3015		
B1				4010	40,4020
					3015,10

UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CARTOGRAFICA
Programa de Pós-Graduação em Ciências Geodésicas e Tecnologias da Geoinformação
Caderneta de Pré e Pós - Calibração

Folha Nº: 5,5 Data: 19/10/2004 Época Nº: 2
Local: DEPENDENCIA DO LAYOP/UNEP
Operador: PAULO J.C. CARREIRO Horário: 14:30 às 17:00
Nível: N.º 2 Nº 30409 Mira: FERRUGEM Nº

Pré-Calibração

ESTAÇÃO	Mira A		Mira B		DN
	D	E	D	E	
i	1280	4,0	1310	6,9	-17,90
II	1250	0,95	1260	8,05	-18,1

Pós-Calibração

ESTAÇÃO	Mira A		Mira B		DN
	D	E	D	E	
II	1310	4,4	1330	4,5	-18,18

27/11/04

UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CARTOGRAFICA
Programa de Pós-Graduação em Ciências Geodésicas e Tecnologias da Geoinformação
Caderneta de campo - Nivelamento Geométrico

Folha Nº: 1,5 Data: 27/11/04 Época Nº: 3
Local: Sítio PUX UPPB
Operador: PABLO L.C. CARROO Horário: 14:00 às 17:00
Nível: NT 2 Nº 20382 Mira: NEDO Nº 8008
Obs:

EST	PV	RE		VANTE	
		D	E	D	E
A)	M1	0140	21,3150	7,2	
			3015,1		
	M2			0130	55,3150
					3015
	MON			0380	62,3400
					3014,9
	PP1			2210	48,5220
					3015
	PP2			2370	44,6380
					3015
ESTA AUX 2	C1	0320	65,3340	3,6	
			3015,1		
	PP1			1420	42,4430
					3015,1
	PP2			1580	96,4590
					3015,2
	C2	0330	44,3340	4,2	
			3014,8		
	PP3			1580	77,4600
					3015,2
	B3			1030	4,15040
					3015

Folha Nº: 2,5

EST	PV	RE		VANTE	
		D	E	D	E
	C1			0280	95,3300
					3015,1
EST 3	B2	0880	69,3900	2,0	
			3015,1		
	B3			1110	80,4130
					3015
EST 4	B1	1070	43,4080	9,5	
			3015,2		
	B2			0880	25,3870
					3014,9
EST D	PP3	1570	51,4590	0,4	
			3015,3		
	B3			1020	63,4030
					3015,1
	B4			1080	55,4100
					3015
	PP4			1260	42,4260
					3015
EST E	B4	1150	13,4160	6,3	
			3015		
	PP4			1310	96,4370
					3014,9
	B5			1010	95,4030
					3015
	B6			1120	46,4130
					3015
	PP5			1290	40,4800
					3015
EST F	B6	0940	72,3960	4,0	
			3014,8		
	PP5			1610	82,4630
					3014,8

Folha Nº: 2,5

EST	PV	RE		VANTE	
		D	E	D	E
	B2			0800	35,3810
					3014,9
	B1			0990	50,4010
					3015,1
EST G	MON	0100	40,3110	4,0	
			3015		
	PP6			1810	16,4820
					3015,2
EST H	C1	0330	21,2220	1,2	
			3014,9		
	PP6			1310	39,4320
					3015,1
EST I	B3	0920	28,3130	7,8	
			3015,25		
	C2			0220	29,3230
					3014,8
	PP3			1420	17,4470
					3014,7
EST B	C2	1520	10,5450	5,5	
			3015		
	C1			1520	42,4520
					1015,2
	C3			1610	63,4630
					3014,9
	C4			1590	45,4600
					3015
EST J	C1	0170	16,3120	6,4	
			3014,8		
	B3			870	2,13870
					3014,9
EST 2	B2	0760	45,3720	8,4	
			3014,9		

Folha Nº: 4,5

EST	PV	RE		VANTE	
		D	E	D	E
	B1			0870	56,3870
					3015
	PP2			1460	96,4470
					3015,1
	PP1			1300	82,4310
					3015

UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CARTOGRAFICA
Programa de Pós-Graduação em Ciências Geodésicas e Tecnologias da Geoinformação
Cadernetas de Pré e Pós - Calibração

Folha Nº: 5,5 Data: 27/11/04 Época Nº: 3
Local: PREPARAÇÃO DO LANTARNA
Operador: PABLO L.C. CARROO Horário: 8:00 às 9:30
Nível: NT 2 Nº 20382 Mira: FANSONA Nº

Pré-Calibração

ESTAÇÃO	Mira A		Mira B		DN
	D	E	D	E	
I	1280	6,2	1300	4,54	-12,34
II	1250	8,0	1270	6,4	-18,4

Pós-Calibração

ESTAÇÃO	Mira A		Mira B		DN
	D	E	D	E	
II	1400	5,4	1420	3,6	-18,2

29/01/05

UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CARTOGRAFICA
Programa de Pós-Graduação em Ciências Geodésicas e Tecnologias da Geoinformação
Cademeta de campo - Nivelamento Geométrico

Folha Nº: 1,5 Data: 29/01/05 Época Nº: 4
Local: CAMPUS DA UPEPE
Operador: PABLO L.G. CARREIRO Horário: 14:00 às 17:00
Nível: N2 Nº 20387 Mira: 150-125AR Nº 1001
Obs:

EST	PV	RE		VANTE	
		D	E	D	E
A	M1	0170	823192	8,4	
			3015,15		
	M2		0170	823190	8,8
				3014,95	
	MON		0420	883440	8,7
				3015,1	
	PP1		2350	845270	8,6
				3015,2	
	PP2		2410	895420	8,0
				3015,1	
ESTA ANX 2	PR2	1590	606410	8,9	
				3014,9	
	PP1		1440	854450	8,5
				3014,75	
	C1		0740	843360	8,3
				3014,9	
	C2		0750	823360	8,5
				3015,3	
	PP3		1600	854620	8,4
				3014,9	
	B3		1040	885480	8,0
				3015,05	

Folha Nº: 3,5

EST	PV	RE		VANTE	
		D	E	D	E
	C1		0290	893300	8,1
				3015,2	
EST 3	B2	0150	893870	8,9	
				3015	
	B3		1080	854100	8,8
				3015	
EST 4	B1	1080	644100	8,4	
				3015	
	B2		0870	853500	8,7
				3015,15	
EST D	PP3	1580	834600	8,1	
				3014,8	
	B3		1030	894040	8,0
				3015,1	
	B4		1790	864110	8,7
				3015,1	
	PP4		1260	824280	8,7
				3015	
EST E	B4	1150	614460	8,2	
				3015,1	
	PP4		1320	814330	8,2
				3015,1	
	B5		1020	834070	8,3
				3015	
	B6		1120	814130	8,2
				3015,1	
	PP5		1790	804200	8,0
				3015	
EST F	PP5	1550	844570	8,4	
				3015	
	B6		0780	803900	8,0
				3015	

Folha Nº: 2,5

EST	PV	RE		VANTE		
		D	E	D	E	
	B2			0810	823830	8,2
					3015,0	
	B1			1010	854020	8,6
					3015,1	
EST G	PP6	1790	104810	8,0		
				3015		
	MON			0080	823100	8,0
					3014,8	
EST H	C1	1340	843360	8,4		
				3015		
	PP6			230	814340	8,1
					3015	
EST I	B3	0760	803870	8,0		
				3015		
	C2			0160	853180	8,4
					3014,9	
	PP3			1410	854430	8,4
					3014,9	
EST B	C2	1540	824650	8,4		
				3015,2		
	C1			1530	814650	8,1
					3015	
	C3			1620	814640	8,1
					3015	
	C4			1600	844620	8,4
					3015	
EST J	C1	0150	863160	8,5		
				3014,9		
	B3			0850	803870	8,0
					3015	
EST 2	B2	0760	813780	8,2		
				3015,1		

Folha Nº: 4,5

EST	PV	RE		VANTE		
		D	E	D	E	
	B1			0810	803820	8,0
					3015	
	PP2			1390	844410	8,4
					3015	
	PP1			1240	804250	8,0
					3015	

UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CARTOGRAFICA
Programa de Pós-Graduação em Ciências Geodésicas e Tecnologias da Geoinformação
Cademetas de Pré e Pós - Calibração

Folha Nº: 5,5 Data: 28/01/05 Época Nº: 4
Local: CAMPUS UPEPE
Operador: PABLO L.G. CARREIRO Horário: 16:00 às 17:30
Nível: N2 Nº 20392 Mira: FRANCO Nº

Pré-Calibração

ESTAÇÃO	Mira A		Mira B		DN
	D	E	D	E	
I	1400	6,55	1420	4,8	-18,25
II	1370	4,45	1380	9,60	-18,15

Pós-Calibração

ESTAÇÃO	Mira A		Mira B		DN
	D	E	D	E	
II	1380	8,6	1400	8,0	-18,4

ANEXO 2

Cadernetas de campo das campanhas de nivelamento geométrico realizadas nos dias 14/04/05 e 3/05/05, referentes às medições feitas entre o prédio do CTG e a Biblioteca Central.

14/04/05

Folha Nº. 2/5

UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CARTOGRÁFICA
Programa de Pós-Graduação em Ciências Geodésicas e Tecnologias da Geoinformação
Caderneta de campo - Nivelamento Geométrico

Folha Nº. 1/5 Data: 14/04/05 Época Nº. 0
Local: CAMPUS UFPE
Operador: PABLO J. C. CAROSO Horário: 7:30 às 11:45
Nível: 1/5 Nº 20287 Mira NEBO Nº 8002
Obs: Campo de pontos BIBLIOTECA CENTRAL - ESCOLA DE ENGENHARIA

EST	PV	RE		VANTE	
		D	E	D	E
A	E1	1430	120 4490 31		
			3015,1		
	E2			1390	69 4410 42
					3015
B	E2	1400	125 4490 46		
			3015,1		
	E3			1400	120 4490 31
					3015,1
C	E3	1402	123 4420 42		
			3015		
	E4			1390	120 4490 40
					3015
D	E4	1390	120 4490 40		
			3015		
	E1			1440	128 4430 38
					3015,1
E	E1	1080	111 4090 31		
			3015		
	PP1			1430	120 4490 31
					3015
F	PP1	1300	155 4320 45		
			3015		

Folha Nº. 3/5

EST	PV	RE		VANTE	
		D	E	D	E
B1				0970	53 3990 19
					3015,1
O	B1	0990	145 1000 15		
			3015		
	B2			0800	120 3810 18
					3015
P	B2	0820	125 3820 15		
			3015		
	B3			1100	122 4110 12
					3015
Q	B3	1010	123 4020 19		
			3015,1		
	PP9			1420	121 4430 12
					3015,1
R	PP9	1660	126 4680 12		
			3014,95		
	B4			1320	121 4330 12
					3015
S	B4			0730	121 3790 12
					3015
	B5	0640	149 3660 11		
			3015		
T	B5	0980	126 4000 12		
			3015,2		
	B6			1080	123 4100 12
					3015
M	B6	0800	153 3910 12		
			3014,95		
	PP8			1410	120 4430 10,5
					3015,1
L	PP8	1490	126 4500 15,6		
			3015		

Folha Nº. 4/5

EST	PV	RE		VANTE	
		D	E	D	E
PP7				1150	126 4170 16
					3015
K	PP7	1260	122 4270 13		
			3015,1		
PP6				1260	120 4280 15
					3015
J	PP6	1080	155 4100 15		
			3015		
PP5				1600	120 4010 12
					3015
I	PP5	1470	126 4490 17		
			3015,1		
PP4				1360	123 4380 12
					3015
H	PP4	1640	123 4650 14		
			3015,1		
PP3				0830	121 3790 12
					3015,2
G	PP3	1110	120 4120 11		
			3015,1		
PP2				1600	120 4620 12
					3015
F	PP2	1300	120 4310 10		
			3015		
PP1				1240	121 4250 12
					3015
E	PP1	1440	150 4460 10		
			3015		
E1				1080	123 4100 12
					3015

UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO
 DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CARTOGRAFICA
 Programa de Pós-Graduação em Ciências Geodésicas e Tecnologias da Geoinformação
 Cadernetas de Pré e Pós - Calibração

Folha Nº: 515 Data: 12.04.18 Época Nº: 0
 Local: BRASÍLIA DO LANCILANER
 Operador: PABLO C. CARVALHO Horário: 18:00 às 17:30
 Nivel: NR 2 Nº: 20387 Mira: BUN-C61A Nº

Pré-Calibração

ESTAÇÃO	Mira A		Mira B		DN
	D	E	D	E	
I	1520	0,75	1530	0,7	-13,95
II	1490	0,6	1500	0,5	-13,90

Pós-Calibração

ESTAÇÃO	Mira A			Mira B			DN
	D	E	DN	D	E	DN	
II	1320	0,6	1410	0,6			-13,8

03/05/05

Folha Nº. 2 15

UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CARTOGRAFICA
Programa de Pós-Graduação em Ciências Geodésicas e Tecnologias da Geoinformação
Caderneta de campo - Nivelamento Geométrico

Folha Nº: 15 Data: 03/05/05 Época Nº: 1
Local: CAMPUS UFPE
Operador: PABLO J. C. CARDESO Horário: 14 00 às 16 30
Nível: N3 Nº 20887 Mira: NEDO Nº 8002
Obs: compo de pontos BALISTICA CENTRAL - ESCOLA DE ENGENHARIA

EST	PV	RE		VANTE	
		D	E	D	E
A	E1	1460	861470 88		
			3015,2		
	E2			1420	894440 84
					3015
B	E2	1420	854440 85		
			3015		
	E3			1420	854440 89
					3015,5
C	E3	1430	864440 87		
			3015,1		
	E4			1420	854440 88
					3015,5
D	E4	1390	854400 75		
			3015		
	E1			1420	804450 84
					3015
E	E1	1090	804110 80		
			3015		
	PP1			1450	804460 80
					3015
F	PP1	1260	804370 80		
			3015		

Folha Nº. 3 15

EST	PV	RE		VANTE	
		D	E	D	E
B1				1090	854060 85
					3015
O	B1	0990	091400 80		
			3015,1		
	B2			0770	8013810 81
					3015
P	B2	0830	11913840 80		
			3015,1		
	B3			1060	814070 81
					3015
Q	A3	1050	8141060 84		
			3015		
	PP9			1460	854470 85
					3015
R	PP9	1680	1404680 80		
			3015		
	B4			1330	8919350 84
					3015
S	B4	0740	8137250 86		
			3015		
	B5			0610	803670 81
					3015,1
T	B5	1040	1604050 80		
			3015		
	B6			1140	8914150 89
					3015
M	B6	0780	8913790 89		
			3015		
	PP8			1390	854410 88
					3014,9
L	PP8	1490	844500 84		
			3015		

Folha Nº. 4 15

EST	PV	RE		VANTE	
		D	E	D	E
PP7				1150	8254170 89
					3014,95
K	PP7	1480	11514490 85		
			3015		
PP6				1490	8514500 85
					3015
J	PP6	1310	8184330 87		
			3014,9		
PP5				1230	894250 89
					3015
I	PP5	1500	8949500 89		
			3015		
	PP4			1390	8314410 83
					3015
H	PP4	1630	1034650 83		
			3015		
	PP3			0830	8513840 85
					3015
G	PP3	1150	1024160 81		
			3014,9		
	PP2			1640	864660 86
					3015
F	PP2	1380	8914400 89		
			3015		
	PP1			1320	864340 85
					3014,9
E	PP1	1510	804530 81		
			3015,1		
	E1			1160	804470 80
					3015

UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO
 DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CARTOGRÁFICA
 Programa de Pós-Graduação em Ciências Geodésicas e Tecnologias da Geoinformação
 Cadernetas de Pré e Pós - Calibração

Folha Nº 515 Data 02.05.105 Época Nº 1
 Local: DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CARTOGRÁFICA
 Operador: YANER L. CARVALHO Horário: 8:50 às 9:30
 Nivel: 122 Nº 20377 Mira: ALUMINIA Nº

Pré-Calibração

ESTAÇÃO	Mira A		Mira B		DN
	D	E	D	E	
I	1150	2,7	1170	7,2	-18,9
II	1150	7,6	1170	4,65	-18,45

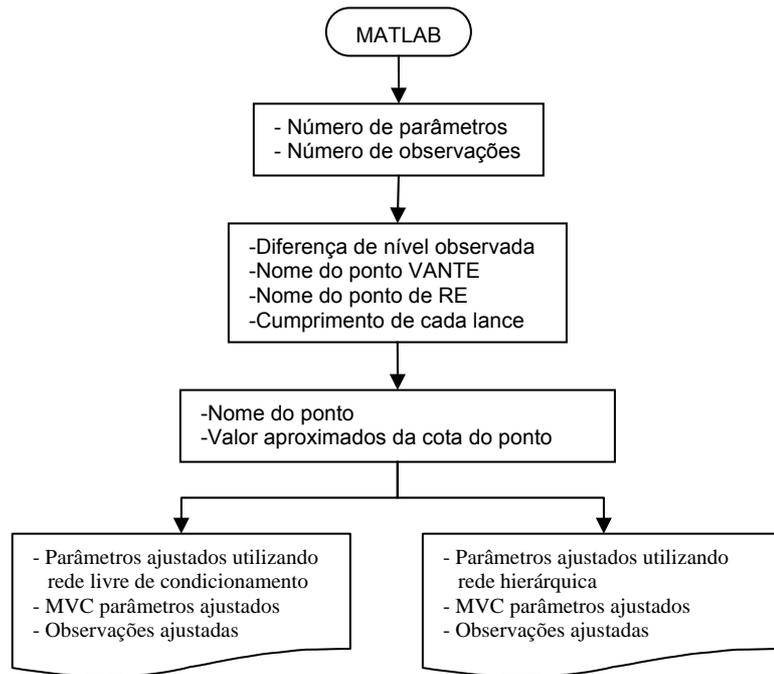
Pós-Calibração

ESTAÇÃO	Mira A		Mira B		DN
	D	E	D	E	
II	1560	4,4	1570	19,6	-18,2

ANEXO 3

Rotina de cálculo no MATLAB 5.0 para ajustamento da rede altimétrica pelo método das redes hierárquicas e pelo método das redes livres de condicionamento

Diagrama de fluxo



Rotina computacional

```
n_parametro=input('digite o numero de parâmetros==>');
n_observacao=input('digite o numero de obserfvações==>');

display('Digite o nome de cada ponto no formato numérico crescente 1 2 3...i')
for i=1:n_parametro
    %matriz dos parametros - m_parametro
    m_parametros(i,1)=input('Digite o nome do ponto:');
    m_parametros(i,2)=input('Digite o valor aproximado da cota para este ponto ==>');
end;

for i=1:n_observacao
    %matriz das observacoes - m_observacao
    m_observacao(i,1)=input('digite nome da VANTE ==>');
    m_observacao(i,2)=input('digite nome da RE ==>');
    m_observacao(i,3)=input('digite o valor da diferença de nível ==>');
    m_observacao(i,4)=input('digite o valor total da distância RE ESTAÇÃO VANTE ==>');
end;

for i=1:n_observacao
    %calcula a matriz peso sem invertê-la
    p(i,i)=m_observacao(i,4);
    %calcula a matriz A
    for j=1:n_parametro
        if m_observacao(i,1)==j
            a(i,j)=1;
        end
    end
end;
```

```

        end;
        if m_observacao(i,2)==j
            a(i,j)=-1;
        end;
        %gera uma matriz que contém as equações de condições com os parâmetro aproximados
        necessárias para o cálculo de Lo
        %equivale a lo=[N°1 N°2] ==> subtraindo N°1-N°2 equivale a Dn=CotaVANTE-CotaRE
        if m_parametros(j,1)==m_observacao(i,1)
            lo(i,1)=m_parametros(j,2);
        end;
        if m_parametros(j,1)==m_observacao(i,2)
            lo(i,2)=m_parametros(j,2);
        end;
        %matriz dos parâmetros aproximados Xo
        Xo(j,1)=m_parametros(j,2);

    end;

end;

p=inv(p);%matriz dos pesos P
%calcula Lo (matriz das observações calculadas)
for i=1:n_observacao
    Lo(i,1)=(lo(i,1)-lo(i,2));
    Lb(i,1)=m_observacao(i,3);
end;
%cálculo de L (matriz dos resíduos das observações
L=Lo-Lb;
%Calcula o residuaos dos parametros
x=(-pinv(a'*p*a))*a'*p*L;
%Parametros ajustados
Xa=Xo+x;
V=a*x+L;
sigma=V'*p*V*(1/(n_observacao-n_parametro));%calcula sigam zero a posteriori ao quadrado
MVCparametro=sigma*pinv(a'*p*a);

%calcula o resultado do ajusto fixando o primeiro ponto como referência

fixar_referencia=input('fixar_referencia? Sim(digite 1) ou Não(digite 2)');
if fixar_referencia==1
    afix=a(1:n_observacao,2:n_parametro);%elimina a coluna de derivadas correpondente à
referencia
    m_parametrosfix=m_parametros(2:n_parametro,:);%elimina a observação referente à referencia
    %Calcula o residuaos dos parametros
    xfix=(-inv(afix'*p*afix))*afix'*p*L;
    %Parametros ajustados
    for i=1:(n_parametro-1)
        Xofix(i,1)=m_parametrosfix(i,2);
    end;

    Xafix=Xofix+xfix;
    Vfix=afix*xfix+L;
    sigmafix=Vfix'*p*Vfix*(1/(n_observacao-(n_parametro-1)));%calcula sigam zero a posteriori
ao quadrado
    MVCparametrofix=sigmafix*inv(afix'*p*afix);
end;

m_parametros
m_observacao
Xa
MVCparametro
Xafix
MVCparametrofix

```

ANEXO 4

Condições climáticas

Estação 82900 climatológica/Agroclimatológica – Recife (Curado). Fonte: INMET (<http://www.inmet.gov.br/>)

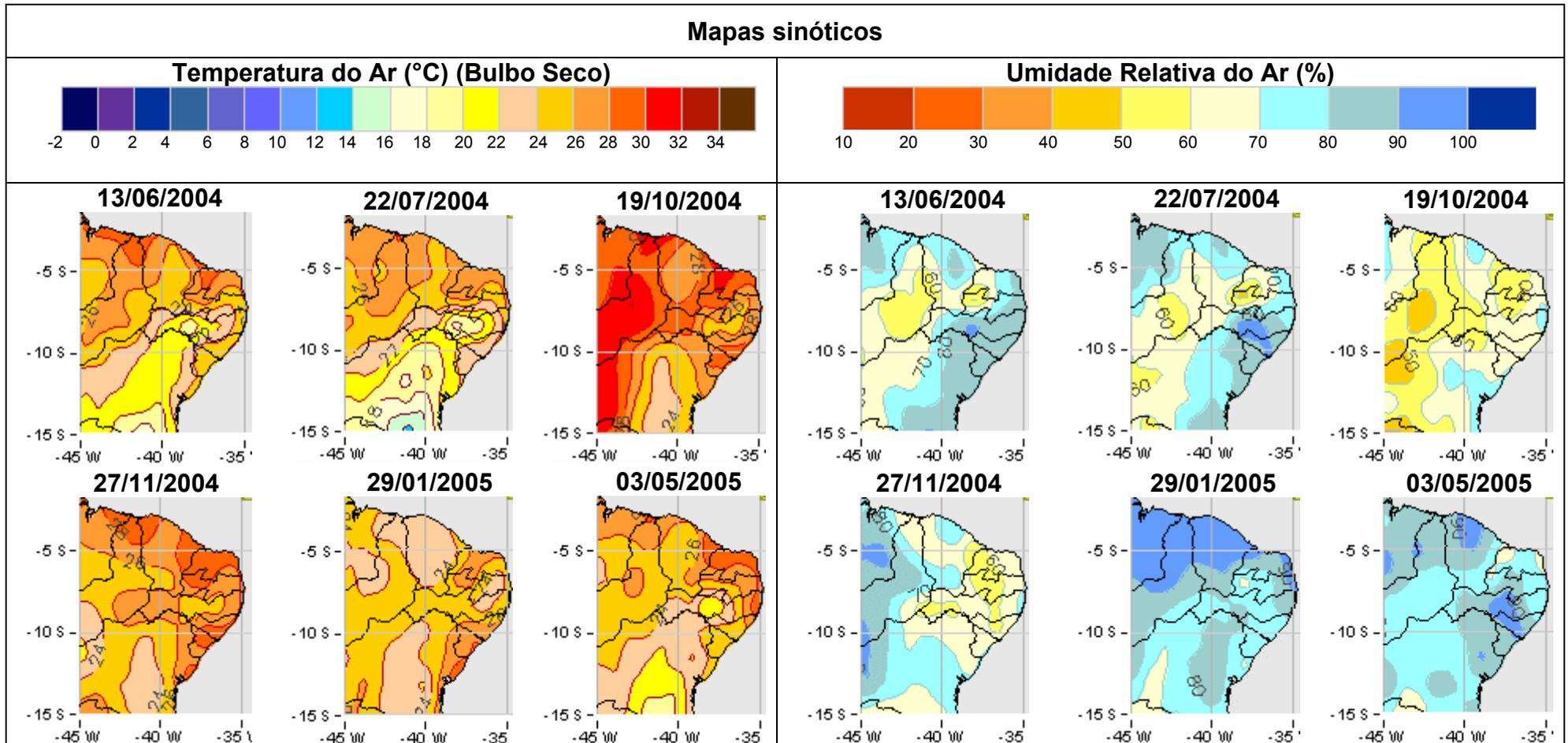
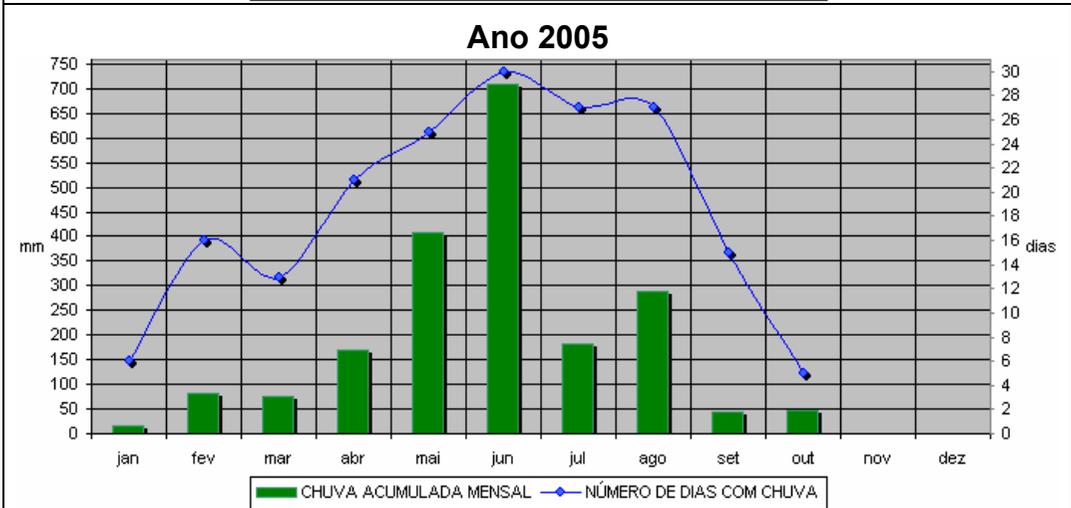


Gráfico de chuva acumulada

Chuva acumulada mensal x número de dias com chuva



ANEXO 5

Relatório de Informação da Estação RBMC-Recife



0. Formulário

Preparado por - Kátia Duarte Pereira (IBGE - Departamento de Geodésia)
Data - 2 - fevereiro - 2000
Atualização - 25 - fevereiro - 2005
Inclusão das coordenadas em SIRGAS2000

1. Identificação da estação GPS

Nome da Estação - Recife
Ident. da Estação - RECF
Inscrição no Monumento - chapa de metal cravada na face sul, inscrição SAT 93110
Código Internacional - 93110
Informações Adicionais - Esta estação pertence a Rede de Referência SIRGAS e à Rede de Densificação do IGS

2. Informação sobre a localização

Cidade - Recife
Estado - Pernambuco

Informações Adicionais - A estação consiste de um pilar de concreto dotado de dispositivo de centragem forçada, localizado no telhado do prédio da biblioteca, no Campus da Universidade Federal de Pernambuco - UFPE.

3. Coordenadas oficiais

3.1) SIRGAS2000 (Época 2000.4)

Latitude:	8° 03' 03,4697" S	Sigma:	0,001 m
Longitude:	34° 57' 05,4591" W	Sigma:	0,002 m
Alt. Elíp.:	20,18 m	Sigma:	0,002 m
Alt. Orto.:	26,07 m	Fonte:	GPS/ MAPGEO2004
UTM (N):	9.109.554.895 m		
UTM (E):	284.931.043 m		
MC:	- 33		

3.2) SAD-69

Latitude:	8° 03' 01,9813" S	Sigma:	0,026 m
Longitude:	34° 57' 04,3018" W	Sigma:	0,026 m
Alt. Elíp.:	48,74 m	Sigma:	0,028 m
Alt. Orto.:	26,12 m	Fonte:	GPS/ MAPGEO2004
UTM (N):	9.109.597.729 m		
UTM (E):	284.965.491 m		
MC:	- 33		

4. Informações do equipamento GPS

4.1 Receptor

4.1.1 Tipo do Receptor - TRIMBLE 4000SSI
Número de Série - 16740



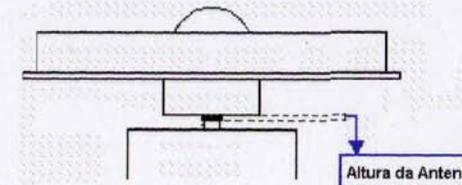
Versão do Firmware - 7.29
Data de Instalação - 06 - julho - 1999

4.2 Antena

4.2.1 Tipo de Antena: - DORNE MARGOLIN T
Número de Série: - 70175
Altura da Antena (m): - 0.070 m (distância vertical do topo do dispositivo de centragem forçada à base da antena, conforme figura abaixo)
Data de instalação - 04 - setembro - 2004
Observação: - Utiliza base nivelante adaptada a dispositivo de centragem forçada.

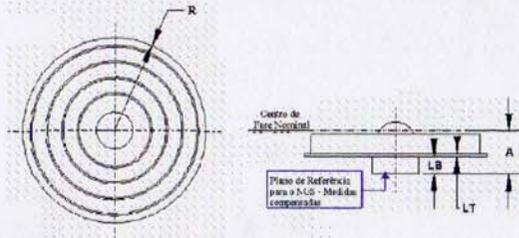
4.2.2 Tipo de Antena: - DORNE MARGOLIN T
Número de Série: - 70175
Altura da Antena (m): - 0.129 m (distância vertical do topo do dispositivo de centragem forçada à base da antena, conforme figura abaixo)
Data de instalação - 06 - julho - 1999
Data da troca - 03 - setembro - 2004
Observação: - Utiliza base nivelante adaptada a dispositivo de centragem forçada.

4.2.3 Esquema da Altura da Antena



4.2.4 Esquema da Antena

Diagrama do plano de referência da antena Dorne Margolin T
Identificação IGS: TRM 29659



Identificação	Dimensão (m)	Distância
A	0,1100	Distância da base da antena ao centro de fase nominal da frequência L1
LB	0,0350	Distância entre os anéis internos
LT	0,0031	Espessura da antena
R	0,1905	Distância do centro radial da antena a extremidade exterior do prato.

Observação:

- O centro de fase nominal é o plano de referência utilizado para corrigir a fase nas tabelas Trimble.
- O fabricante informa que valor do centro de fase nominal não está relacionado com os valores de calibração relativa da antena estimado pelo NGS.
- O NGS possui um projeto com o objetivo de fornecer um procedimento padrão e consistente na determinação dos valores do centro de fase e da variação do centro de fase (pvc).
- Calibrações de outras fontes não devem ser misturadas com os resultados do NGS.

5. Rede Local

Não estabelecida

6. Informações Complementares

6.1 - Para informações técnicas contatar:

Nome - IBGE/ DGC/ Coordenação de Geodésia
Endereço - Av. Brasil, 15671, CEP 21241-051, Rio de Janeiro, RJ
Telefone - (21) 21 42 49 29
Fax - (21) 21 42 48 59
Home Page - www.ibge.gov.br
Contato - rbmc@ibge.gov.br

6.2 - Para informações sobre comercialização e aquisição de dados contatar:

Nome - Centro de Documentação e Disseminação de Informações - CDDI/IBGE
Endereço - Rua General Canabarro, 706, CEP 20271-201, Rio de Janeiro, RJ
Telefones - 0800 21 81 81
Fax - (21) 21 42 49 33
Contatos - ibge@ibge.gov.br

6.3 - Instituições participantes

A RBMC conta com o apoio das seguintes instituições:



- CEFET/ UNEDI - Centro Federal de Educação Tecnológica/ Imperatriz
- CEMIG - Companhia Energética de Minas Gerais
- CONDER - Companhia de Desenvolvimento Urbano do Estado da Bahia
- EPUSP - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo
- Exército Brasileiro - Diretoria do Serviço Geográfico do Exército/ 4a. DL - Manaus
- FNMA - Fundo Nacional do Meio Ambiente
- IME - Instituto Militar de Engenharia
- INPE - Instituto Nacional de Pesquisas Espaciais/ Cuiabá e Euzébio
- Marinha do Brasil - Capitania dos Portos/ Bom Jesus da Lapa
- Pró Guaíba - Fundo Pró-Guaíba, Governo do estado do Rio Grande do Sul
- SIPAM - Sistema de Proteção da Amazônia
- UFPE - Universidade Federal de Pernambuco
- UFPR - Universidade Federal do Paraná
- UFRGS - Universidade Federal do Rio Grande do Sul
- UFSM - Universidade Federal de Santa Maria
- UFV - Universidade Federal de Viçosa
- UNESP - Universidade Estadual Paulista/ Campus de Presidente Prudente
- URCA - Fundação Universidade Regional do Cariri

7. Estações da RBMC

Estado	Cidade	Identificação da Estação	Código Internacional
Amazonas	Manaus	MANA	91300
Bahia	Salvador	SALV	93111
	Bom Jesus da Lapa	BOMJ	93030
Ceará	Fortaleza	FORT	92009
	Crato	CRAT	92300
Distrito Federal	Brasília	BRAZ	91200
Maranhão	Imperatriz	IMPZ	92165
Mato Grosso	Cuiabá	CUJB	92583
Minas Gerais	Viçosa	VICO	91696
	Gov. Valadares	GVAL	91932
	Montes Claros	MCLA	91929
	Varginha	VARG	91930
	Uberlândia	UBER	91909
Pará	Belém	BELE	93620
Paraná	Curitiba	PARA	91105
Pernambuco	Recife	RECF	93110
Rio de Janeiro	Rio de Janeiro	RIOJ	91720
Rio G. do Sul	Porto Alegre	POAL	91850
	Santa Maria	SMAR	92013
São Paulo	Pres. Prudente	UEPP	91559

ANEXO 6

Resumo da análise de regressão linear

Para investigarmos a relação existente entre as observações GPS e o valor do deslocamento padrão podemos utilizar uma análise de regressão linear.

A determinação dos parâmetros β_0 (coeficiente linear) e β_1 (coeficiente angular), seus erros padrão, os testes de hipótese e os intervalos de confiança são resumidos a seguir (MONTGOMERY, 2003; OGLIARI, 1997)

Análise de regressão linear						
Equação de regressão						
$Y = \beta_0 + \beta_1 x$						
σ^2		R^2		Significância 95%		
Preditor	Coeficientes	Erro padrão	Stat t	Valor-P	Intervalo de confiança	
					Inferior 95,0%	Superior 95,0%
Coeficiente linear	β_0	S_{β_0}	$H_0 : \beta_0 = 0$ $H_a : \beta_0 \neq 0$	$P(t > t^*) = \text{valor } p$	$\beta_{0_{MIN}}$	$\beta_{0_{MAX}}$
Coeficiente angular	β_1	S_{β_1}	$H_0 : \beta_1 = 0$ $H_a : \beta_1 \neq 0$	$P(t > t^*) = \text{valor } p$	$\beta_{1_{MIN}}$	$\beta_{1_{MAX}}$

- σ^2 = Variância de Y. Reflete a variabilidade de Y em torno da linha verdadeira de regressão, para um valor particular de x;
- R^2 = Coeficiente de determinação linear entre as variáveis aleatórias x e Y. Mede a associação linear entre eles. Um alto coeficiente de determinação indica normalmente que previsões úteis podem ser feitas, e também que a equação de regressão estimada está bem ajustada aos dados. R^2 próximo de zero indica normalmente que X e Y não são correlacionadas.
- β_0 : Interseção da reta com o eixo Y;
- β_1 : Inclinação da reta. Pode ser interpretada como a mudança na média de Y para uma mudança unitária em x.
- S_{β_0} : Erro-padrão estimado da interseção.

- S_{β_1} : Erro-padrão estimado da inclinação.
- Stat t: Análise estatística baseada no teste t-student. Informa se existe a adequação de um modelo de regressão linear entre x e Y. Para isso, supõe-se que os erros são normais e independentemente distribuídos com média zero e variância σ^2 ; $N(0, \sigma^2)$. A seguinte hipótese é proposta para a inclinação:

$$H_0 : \beta_1 = 0$$

$$H_a : \beta_1 \neq 0$$

Essa hipótese se relaciona à significância da regressão. Falhar em rejeitar $H_0 : \beta_1 = 0$ é equivalente a concluir que não há relação linear entre x e Y.

Para testar se a interseção pode ser considerada como zero a seguinte hipótese é proposta:

$$H_0 : \beta_0 = 0$$

$$H_a : \beta_0 \neq 0$$

Aceitar $H_0 : \beta_1 = 0$ é equivalente a dizer que a interseção pode ser considerada como zero.

O critério para a aceitação ou rejeição das hipóteses será:

$$\text{Se } |t^*| \leq t(1 - \alpha / 2; n - 2), \text{ não rejeita - se } H_0$$

$$\text{Se } |t^*| > t(1 - \alpha / 2; n - 2), \text{ rejeita - se } H_0$$

- Valor p: é o menor valor de α para o qual rejeitamos a hipótese nula. Se o pesquisador fixar $\alpha=0,05$, então, para um *valor p* $\geq 0,05$ não rejeita-se H_0 , caso contrário, rejeita-se H_0 . Formalmente fica:

$$P(|t| > t^*) = \text{valor } p$$

Valor p é também denominado de nível descritivo ou nível de significância observado.

- Intervalos de confiança para a inclinação e interseção ($\beta_{1_{MIN}} - \beta_{1_{MAX}}$ e $\beta_{0_{MIN}} - \beta_{0_{MAX}}$): são as medidas das estimativas dos intervalos de confiança dos parâmetros de inclinação e interseção. A largura desses intervalos de confiança é uma medida da qualidade global da linha de regressão.

Impresso no Brasil

UFPE/CTG/DECart
Recife-PE
Março de 2006