

FERNANDO CESAR DIAS RIBEIRO

**PROPOSTA DE METODOLOGIA PARA VERIFICAÇÃO DA
ESTABILIDADE DOS PILARES DE REDES PARA MONITORAMENTO
GEODÉSICO DE BARRAGENS – ESTUDO DE CASO**

São Paulo

2008

FERNANDO CESAR DIAS RIBEIRO

**PROPOSTA DE METODOLOGIA PARA VERIFICAÇÃO DA
ESTABILIDADE DOS PILARES DE REDES PARA MONITORAMENTO
GEODÉSICO DE BARRAGENS – ESTUDO DE CASO**

Dissertação apresentada à Escola
Politécnica da Universidade de São
Paulo para obtenção do título de
Mestre em Engenharia

São Paulo

2008

FERNANDO CESAR DIAS RIBEIRO

**PROPOSTA DE METODOLOGIA PARA VERIFICAÇÃO DA
ESTABILIDADE DOS PILARES DE REDES PARA MONITORAMENTO
GEODÉSICO DE BARRAGENS – ESTUDO DE CASO**

Dissertação apresentada à Escola
Politécnica da Universidade de São
Paulo para obtenção do título de
Mestre em Engenharia

Área de concentração:
Engenharia de Transportes

Orientador: Prof. Livre Docente
Nicola Paciléo Netto

São Paulo

2008

Este exemplar foi revisado e alterado em relação à versão original, sob responsabilidade única do autor e com a anuência de seu orientador.

São Paulo, de abril de 2008.

Assinatura do autor _____

Assinatura do orientador _____

FICHA CATALOGRÁFICA

Ribeiro, Fernando Cesar Dias

Proposta de metodologia para verificação da estabilidade dos pilares de redes para monitoramento geodésico de barragens : estudo de caso / F.C.D. Ribeiro. -- ed.rev. -- São Paulo, 2008.

185 p.

Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Transportes.

1.Sistema de posicionamento global 2.Barragens (Segurança; Monitoramento) 3.Geodésia (Instrumentos) I.Universidade de São Paulo. Escola Politécnica. Departamento de Engenharia de Transportes II.t.

Ao amor único, carinho e compreensão da minha esposa Paula.

À dedicação dos meus pais Adilson e Norma, e da minha sogra Mery.

Ao futuro dos meus sobrinhos Thiago, Lucas e Rafaela.

À memória do meu querido sogro Berje.

AGRADECIMENTOS

- Ao meu orientador, amigo e mestre de todas as horas, Prof. Dr. Nicola Paciléo Netto, por toda a ajuda, consideração e confiança.
- Ao Prof. Dr. Edvaldo Simões da Fonseca Junior pela amizade, paciência, por todas as oportunidades, e principalmente pela referência que se tornou.
- Ao Prof. Dr. Denizar Blitzkow pelos ensinamentos e sugestões apresentadas ao longo do Projeto ITAIPU.
- Ao Prof. Jorge Pimentel Cintra pelos ensinamentos e pelas constantes palavras de incentivo.
- Ao Prof. Dr. Luis Augusto Koenig Veiga pela amizade de longa data, e pelas sugestões e incentivo no exame de qualificação.
- Aos amigos do LTG, Dra. Ana Cristina Oliveira Cancoro de Matos, Eng. Claudomiro Santos e Flávio Vaz de Almeida, pelas constantes palavras de apoio.
- Ao amigo Eng. Jardel Aparecido Fazan, companheiro de campanhas em ITAIPU, pela inestimável ajuda no desenvolvimento de programas.
- À Bibliotecária Sarah Ferreira pela revisão das Referências.
- Ao querido amigo José Gonçalves (Canário), pelo incentivo inicial deste trabalho, e por toda a consideração profissional ao longo dos anos de relacionamento em ITAIPU.
- Aos meus chefes e amigos Regina Peixoto e Marco Antônio Carvalho da Comercial e Importadora WILD, pelo empréstimo dos receptores Leica Geosystems em todas as campanhas, e pela compreensão e ajuda nos últimos três anos.

- Aos amigos Patrick Pires e Eng. Gustavo Silveira, por todo incentivo e ajuda nos meus momentos de ausência na Comercial e Importadora WILD.

- Ao Prof. Dr. Irineu da Silva, por todos os anos de aprendizado, e pelo empréstimo do MOVE3.

- Ao amigo distante Eng. Carlos Alexandre Garcia, pela ajuda e incentivo mesmo do Canadá, e por ceder gentilmente as rotinas em Matlab.

- Aos amigos de ITAIPU, os engenheiros Ademar Sérgio Fiorini, Alexandre Donida Osório, Cláudio Porchetto Neves, Sílvia Frazão Matos, e os técnicos Agnaldo Fernandes de Souza, Anderson Andrade de Moura e Sérgio Dias Alicino, pela amizade e por todo auxílio durante as campanhas.

RESUMO

Um dos principais problemas no monitoramento das estruturas de uma barragem por meio de instrumentação geodésica se refere à confirmação da estabilidade dos pontos da rede geodésica de referência. Os eventuais deslocamentos detectados nas estruturas podem ser resultados de análises e interpretações equivocadas, já que os pontos de referência podem ser considerados estáveis sem indicação dessa condição. Considerando o objetivo deste trabalho, de verificar a estabilidade dos pilares da rede geodésica da Usina Hidrelétrica de ITAIPU por meio da tecnologia GPS, foi proposta uma metodologia que compreendesse o planejamento e a coleta dos dados, realizada em quatro épocas (campanhas) distintas, seguidos do seu processamento e ajustamento. No processamento dos dados verificou-se a melhor estratégia usando a fase da portadora L1, devido às linhas de base curtas (até 5km). Já no ajustamento, constatou-se a importância da detecção de erros grosseiros nas observações das linhas de base e também do controle de qualidade. Os resultados da aplicação desta metodologia foram as coordenadas ajustadas dos pilares da rede com as suas respectivas precisões para cada época. Estas coordenadas e suas matrizes variância-covariância foram então comparadas entre combinação de campanhas com a aplicação do teste de congruência global, para a verificação final da significância estatística das diferenças encontradas. Os resultados demonstraram que as investigações da estabilidade dos pilares da rede geodésica em estudo, dependem diretamente da qualidade das observações e do ajustamento, bem como da configuração da rede geodésica.

Palavras-chave: Monitoramento de barragens. GPS. Redes geodésicas de Monitoramento. Instrumentação geodésica. Teste de congruência global.

ABSTRACT

One of the main problems in dam's structures monitoring by geodetic instruments is the confirmation of the stability of reference points in geodetic networks. The detection of displacements on the structures can bring results of wrong analysis just because the reference points assumed as stable points may be not. Considering the objective of this work which is to verify the stability of the pillars in ITAIPU Power Plant geodetic network by GPS, a methodology was proposed including the planning and field surveys of four campaigns in different epochs, followed by data processing and baseline adjustment. According to the results of data processing it was verified that the better strategy is process the carrier phase L1 because the baselines are short (up to 5km). Regarding the adjustment, it was confirmed the significance of observations blunders detection and quality control. The results of methodology application were the adjusted coordinates of each geodetic network pillar and the respective accuracy for each campaign. Those coordinates with its variance-covariance matrices were compared between the campaigns by means of global congruency test verifying if statistically significant differences would be found. The results demonstrated that the pillars stability of studied geodetic network is directly dependent of the observations and adjustment quality, and also of the geodetic network layout.

Keywords: Monitoring of dams. GPS. Geodetic networks for monitoring. Geodetic instruments. Global congruency test.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 2.1 - Ação das forças em barragens do tipo gravidade.....	9
Figura 2.2 - Ação das forças em barragens em arco.....	9
Figura 2.3 - Extensômetro múltiplo com 4 hastes – Barragem ITAIPU.....	12
Figura 2.4 - Esquema de instalação de um pêndulo direto em barragem de concreto.....	13
Figura 2.5 - Leitura do pêndulo direto na barragem de ITAIPU com coordenômetro ótico.....	14
Figura 2.6 - Prumo ótico instalado na barragem da Funil (em arco).....	15
Figura 2.7 - Esquema de instalação de um pêndulo invertido na fundação de uma barragem tipo gravidade.....	16
Figura 3.1 - Gráfico da evolução das distâncias medidas entre P3 – F19/20.....	22
Figura 3.2 - Malha MEF – Elevação (m) x Deslocamento (mm) x 1000.....	24
Figura 3.3 - Decomposição dos deslocamentos horizontais de uma barragem.....	25
Figura 4.1 - Deslocamentos Relativos e Absolutos.....	32
Figura 4.2 - Coordenadas Geodésicas.....	34
Figura 4.3 - Rede de Triangulação e Trilateração.....	38
Figura 4.4 - Teodolito DKM3 e Mecômetro ME3000.....	38
Figura 4.5 - Leituras das miras – nivelamento geométrico.....	39
Figura 4.6 - Nível eqüidistante entre os marcos.....	40
Figura 4.7 - Suporte de instalação da mira no marco.....	40
Figura 5.1 - Rede Geodésica Absoluta.....	51
Figura 5.2 - Rede Geodésica Relativa.....	51
Figura 5.3 - Rede Geodésica de Referência de uma barragem de concreto.....	52
Figura 5.4 - Diagrama de visibilidade para definição do local dos pontos da rede de referência. Áreas em azul permitem intervisibilidade. Áreas em vermelho apresentam obstruções.....	53
Figura 5.5 - Pilar-Tipo de concreto armado padrão EPUSP.....	56
Figura 5.6 - Projeto de pilar para a rede de monitoramento da barragem de ITAIPU - 1ª alternativa.....	57

Figura 5.7 - Projeto de pilar para a rede de monitoramento da barragem de ITAIPU - 2ª e 3ª alternativas.....	57
Figura 5.8 - Influência de um ponto da rede de referência que não seja estável...	58
Figura 5.9 - Exemplo de linhas de base para o ajustamento.....	61
Figura 6.1 - Localização do Projeto ITAIPU Binacional.....	77
Figura 6.2 - Configuração Geral da CHI.....	78
Figura 6.3 - Instrumentação típica de bloco-chave.....	80
Figura 6.4 - Visadas para trilateração entre pilares e pontos-objeto.....	82
Figura 6.5 - Detalhe do adaptador no dispositivo de centragem forçada dos pilares.....	87
Figura 6.6 - Pilar da estação de monitoramento contínuo ITAI.....	90
Figura 6.7 - Concretagem da base do pilar da estação de monitoramento contínuo ITAI.....	91
Figura 6.8 - Colocação da armadura e fôrma no pilar, e verificação do prumo.....	91
Figura 6.9 - Pilares rastreados na primeira campanha GPS.....	93
Figura 6.10 – Pilares rastreados na segunda campanha GPS.....	94
Figura 6.11 – Pilares rastreados na terceira e quarta campanhas GPS.....	97
Figura 6.12 – Arquivo de Resultados do programa COMPAR.....	102
Figura 6.13 – Linhas de base formadas a partir do pilar de referência ITAI.....	111
Figura 6.14 – Linhas de base formadas a partir do pilar das referências ITAI, EBPI e EBPY para os pilares P1 a P7 na terceira e quarta campanhas.....	112

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 6.1 - Comparação entre deslocamentos.....	83
Gráfico 6.2 - Obstruções da barragem no pilar P4. Orientação 0.0dec.-Norte. Continuidade da linha verde sem pontos marcados, representa ângulo de corte 10°	86
Gráfico 6.3 - Obstruções da barragem no pilar P6. Orientação 0.0dec.-Norte. Continuidade da linha verde sem pontos marcados, representa ângulo de corte 10°	86
Gráfico 6.4 - Número de ambigüidades e ambigüidades resolvidas nas duas Partes do processamento – Sessões da Primeira Campanha.....	104
Gráfico 6.5 - Desvio-padrão (sigma) “a posteriori” - Sessões da Primeira Campanha.....	104
Gráfico 6.6 - Número de graus de liberdade do ajustamento para L1 e L2, e somente L1 – Sessões da Primeira Campanha.....	104
Gráfico 6.7 - Teste Qui-Quadrado da qualidade do ajustamento das observações usando L1 e L2, e somente L1 – Sessões da Primeira Campanha	105
Gráfico 6.8 - Número de ambigüidades e ambigüidades resolvidas nas duas Partes do processamento – Sessões da Segunda Campanha.....	105
Gráfico 6.9 - Desvio-padrão (sigma) “a posteriori” - Sessões da Segunda Campanha.....	105
Gráfico 6.10 - Número de graus de liberdade do ajustamento para L1 e L2, e somente L1 – Sessões da Segunda Campanha.....	106
Gráfico 6.11 - Teste Qui-Quadrado da qualidade do ajustamento das observações usando L1 e L2, e somente L1 – Sessões da Segunda Campanha.....	106
Gráfico 6.12 - Número de ambigüidades e ambigüidades resolvidas nas duas partes do processamento– Sessões da Terceira Campanha	106
Gráfico 6.13 - Desvio-padrão (sigma) “a posteriori” - Sessões da Terceira Campanha.....	107

Gráfico 6.14 - Número de graus de liberdade do ajustamento para L1 e L2, e somente L1 – Sessões da Terceira Campanha.....	107
Gráfico 6.15 - Teste Qui-Quadrado da qualidade do ajustamento das observações usando L1 e L2, e somente L1 – Sessões da Terceira Campanha.....	107
Gráfico 6.16 - Número de ambigüidades e ambigüidades resolvidas nas duas Partes do processamento – Sessões da Quarta Campanha	108
Gráfico 6.17 - Desvio-padrão (sigma) “a posteriori” - Sessões da Quarta Campanha	108
Gráfico 6.18 - Número de graus de liberdade do ajustamento para L1 e L2, e somente L1 – Sessões da Quarta Campanha.....	108
Gráfico 6.19 - Teste Qui-Quadrado da qualidade do ajustamento das observações usando L1 e L2, e somente L1 – Sessões da Quarta Campanha.....	109
Gráfico 7.1 - Resultados do Teste W – Primeira Campanha.....	134
Gráfico 7.2 - Resultados do Teste W – Segunda Campanha.....	134
Gráfico 7.3 - Resultados do Teste W – Terceira Campanha.....	134
Gráfico 7.4 - Resultados do Teste W – Quarta Campanha.....	135
Gráfico 7.5 - Resultados do Teste W – Terceira Campanha.....	141
Gráfico 7.6 - Resultados do Teste W – Quarta Campanha.....	142
Gráfico 7.7 - Diferenças das coordenadas WGS-84 UTM entre campanhas – pilar P3.....	149
Gráfico 7.8 - Diferenças das coordenadas WGS-84 UTM entre campanhas – pilar P4.....	149
Gráfico 7.9 - Diferenças das coordenadas WGS-84 UTM entre a terceira e quarta campanhas – pilares P1 a P7.....	152

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 - Freqüências mínimas recomendadas para instrumentação de barragens e estruturas de concreto.....	18
Tabela 4.1 - Resumo do ICRS e ITRS.....	35
Tabela 5.1 - Decisões e Probabilidades.....	69
Tabela 6.1 - Ocupações dos pilares na primeira campanha GPS.....	92
Tabela 6.2 - Ocupações dos pilares na segunda campanha GPS.....	94
Tabela 6.3 - Ocupações dos pilares e demais pontos na terceira campanha GPS.....	96
Tabela 6.4 - Ocupações dos pilares e demais pontos na quarta campanha GPS.....	99
Tabela 6.5 - Coordenadas das Estações ITAI (fixa - IBGE) e ajustadas EBBM, EBPI e EBPY em WGS-84.....	111
Tabela 6.6 - Combinação de campanhas para aplicação do teste de congruência Global.....	116
Tabela 7.1 - Resultados finais dos parâmetros de verificação: Ambigüidades, desvio-padrão (sigma), graus de liberdade (DOF) e Qui-Quadrado (CHI**2/DOF) – Primeira Campanha.....	117
Tabela 7.2 - Resultados finais dos parâmetros de verificação: Ambigüidades, desvio-padrão (sigma), graus de liberdade (DOF) e Qui-Quadrado (CHI**2/DOF) – Segunda Campanha.....	118
Tabela 7.3 - Resultados finais dos parâmetros de verificação: Ambigüidades, desvio-padrão (sigma), graus de liberdade (DOF) e Qui-Quadrado (CHI**2/DOF) – Terceira Campanha.....	118
Tabela 7.4 - Resultados finais dos parâmetros de verificação: Ambigüidades, desvio-padrão (sigma), graus de liberdade (DOF) e Qui-Quadrado (CHI**2/DOF) – Quarta Campanha.....	118
Tabela 7.5 - Coordenadas cartesianas finais em WGS-84 do processamento da sessão 1722 da terceira campanha.....	119

Tabela 7.6 - Coordenadas cartesianas finais em WGS-84 do processamento da sessão 1723 da terceira campanha.....	119
Tabela 7.7 - Resultados COMPAR para as 3 sessões da primeira campanha....	120
Tabela 7.8 - Resultados COMPAR para as 6 sessões da segunda campanha....	121
Tabela 7.9 - Resultados COMPAR para as 13 sessões da terceira campanha...	121
Tabela 7.10 - Resultados COMPAR para as 13 sessões da quarta campanha.....	122
Tabela 7.11 - Matrizes de variância-covariância da sessão 1732 processada na terceira campanha.....	123
Tabela 7.12 - Parte do arquivo com as linhas de base resultantes, formadas na terceira campanha.....	124
Tabela 7.13 - Resultados finais dos parâmetros de verificação: Ambigüidades, desvio-padrão (sigma), graus de liberdade (DOF) e Qui-Quadrado (CHI**2/DOF) – Terceira Campanha – Referência EBPY.....	125
Tabela 7.14 - Resultados finais dos parâmetros de verificação: Ambigüidades, desvio-padrão (sigma), graus de liberdade (DOF) e Qui-Quadrado (CHI**2/DOF) – Terceira Campanha – Referência EBPI.....	125
Tabela 7.15 - Resultados finais dos parâmetros de verificação: Ambigüidades, desvio-padrão (sigma), graus de liberdade (DOF) e Qui-Quadrado (CHI**2/DOF) – Terceira Campanha – Referência EBBM.....	126
Tabela 7.16 - Resultados finais dos parâmetros de verificação: Ambigüidades, desvio-padrão (sigma), graus de liberdade (DOF) e Qui-Quadrado (CHI**2/DOF) – Quarta Campanha – Referência EBPY.....	126
Tabela 7.17 - Resultados finais dos parâmetros de verificação: Ambigüidades, desvio-padrão (sigma), graus de liberdade (DOF) e Qui-Quadrado (CHI**2/DOF) – Quarta Campanha – Referência EBPI.....	126
Tabela 7.18 - Resultados finais dos parâmetros de verificação: Ambigüidades, desvio-padrão (sigma), graus de liberdade (DOF) e Qui-Quadrado (CHI**2/DOF) – Quarta Campanha – Referência EBBM.....	127
Tabela 7.19 - Resultados COMPAR para 11 sessões da terceira campanha – Ref. EBPY.....	128
Tabela 7.20 - Resultados COMPAR para 10 sessões da terceira campanha – Ref. EBPI.....	128
Tabela 7.21 - Resultados COMPAR para as 13 sessões da terceira campanha – Ref. EBBM.....	129

Tabela 7.22 - Resultados COMPAR para 11 sessões da quarta campanha – Ref. EBPY.....	129
Tabela 7.23 - Resultados COMPAR para 8 sessões da quarta campanha – Ref. EBPI.....	130
Tabela 7.24 - Resultados COMPAR para as 13 sessões da terceira campanha – Ref. EBBM.....	130
Tabela 7.25 - Parâmetros do ajustamento vetorial e Teste F – Primeira Campanha.....	131
Tabela 7.26 - Parâmetros do ajustamento vetorial e Teste F - Segunda Campanha.....	132
Tabela 7.27 - Parâmetros do ajustamento vetorial e Teste F – Terceira Campanha.....	132
Tabela 7.28 - Parâmetros do ajustamento vetorial e Teste F – Quarta Campanha.....	133
Tabela 7.29 - Resultado do ajustamento vetorial – Coordenadas cartesianas em WGS-84 -Primeira Campanha.....	136
Tabela 7.30 - Resultado do ajustamento vetorial – Coordenadas cartesianas em WGS-84 – Segunda Campanha.....	137
Tabela 7.31 - Resultado do ajustamento vetorial – Coordenadas cartesianas em WGS-84 – Terceira Campanha.....	138
Tabela 7.32 - Resultado do ajustamento vetorial – Coordenadas cartesianas em WGS-84 – Quarta Campanha.....	139
Tabela 7.33 - Parâmetros do ajustamento vetorial e Teste F - Terceira Campanha.....	140
Tabela 7.34 - Parâmetros do ajustamento vetorial e Teste F - Quarta Campanha.....	141
Tabela 7.35 - Resultado do ajustamento vetorial – Coordenadas cartesianas em WGS-84 – Terceira Campanha.....	143
Tabela 7.36 - Resultado do ajustamento vetorial – Coordenadas cartesianas em WGS-84 – Quarta Campanha.....	144
Tabela 7.37 - Resultado do TCG entre a primeira e segunda campanhas – F tabelado = 1.733.....	145

Tabela 7.38 - Resultado do TCG entre a primeira e terceira campanhas – F tabelado = 1.598.....	145
Tabela 7.39 - Resultado do TCG entre a segunda e terceira campanhas – F tabelado = 1.566.....	146
Tabela 7.40 - Resultado do TCG entre a primeira e quarta campanhas – F tabelado = 1.580.....	146
Tabela 7.41 - Resultado do TCG entre a segunda e quarta campanhas – F tabelado = 1.548.....	146
Tabela 7.42 - Resultado do TCG entre a terceira e quarta campanhas – F tabelado = 1.457.....	146
Tabela 7.43 - Resultado do TCG entre a terceira e quarta campanhas – F tabelado = 1.259.....	147
Tabela 7.44 - Coordenadas cartesianas em WGS-84 de P3 e P4, das quatro campanhas.....	147
Tabela 7.45 - Coordenadas geodésicas em WGS-84 de P3 e P4, das quatro campanhas.....	148
Tabela 7.46 - Coordenadas UTM (MC 57° W) WGS-84 de P3 e P4 das quatro campanhas.....	148
Tabela 7.47 - Coordenadas cartesianas em WGS-84 dos pilares P1 a P7, da terceira e quarta campanhas.....	150
Tabela 7.48 - Coordenadas geodésicas em WGS-84 dos pilares P1 a P7, da terceira e quarta campanhas.....	151
Tabela 7.49 - Coordenadas UTM (MC 57° W) WGS-84 dos pilares P1 a P7, da terceira e quarta campanhas.....	151

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ADAS	Automatic Data Aquisition System (Sistema de Aquisição Automatizada de Dados)
ASCE	American Society of Civil Engineering
CBGB	Comitê Brasileiro de Grandes Barragens
CCR	Concreto Compactado a Rolo
CIGB	Comissão Internacional de Grandes Barragens
CHI	Central Hidrelétrica de ITAIPU
CORS	Continuously Operating Reference Stations
DoD	Departamento de Defesa dos Estados Unidos
EPUSP	Escola Politécnica da Universidade de São Paulo
GPS	Global Positioning System (Sistema de Posicionamento Global)
IBGE	Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
ICOLD	International Commission on Large Dams
ICRS	International Celestial Reference System (Sistema de Referência Celeste)
IGS	International GNSS Service
IRM	International Reference Meridian
IRP	International Reference Pole
ITRF	International Terrestrial Reference Frame
ITRS	International Terrestrial Reference System (Sistema de Referência Terrestre)
LTG	Laboratório de Topografia e Geodésia
MED	Medidor Eletrônico de Distâncias
MEF	Método dos Elementos Finitos
MMQ	Método dos Mínimos Quadrados
RBMC	Rede Brasileira de Monitoramento Contínuo
RMS	Erro Médio Quadrático
SAGB	Sistema de Auscultação Geodésica da Barragem
TCG	Teste de Congruência Global

UTM	Universal Transversa de Mercator
VLBI	Very Long Baseline Interferometry
WGS	World Geodetic System

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	1
1.1	OBJETIVO.....	1
1.2	JUSTIFICATIVA.....	2
1.3	ESTRUTURA DO TRABALHO.....	3
2	SEGURANÇA DE BARRAGENS.....	4
2.1	HISTÓRICO.....	4
2.2	SEGURANÇA E INSTRUMENTAÇÃO.....	6
2.3	SISTEMAS DE INSTRUMENTAÇÃO.....	8
2.3.1	Grandezas Envolvidas e Instrumentação.....	10
2.3.1.1	Deslocamento e Deformação.....	10
2.3.1.2	Deslocamentos Verticais – Recalques.....	11
2.3.1.3	Deslocamentos Horizontais da Crista.....	12
2.3.1.4	Deslocamentos Cisalhantes da Fundação.....	15
3	MONITORAMENTO DE BARRAGENS.....	17
3.1	INTRODUÇÃO.....	17
3.2	AQUISIÇÃO DE DADOS.....	18
3.2.1	Frequência de leitura dos instrumentos.....	18
3.2.2	Armazenamento dos Dados.....	19
3.2.3	Processamento e Apresentação dos Dados.....	21
3.3	ANÁLISE DA INSTRUMENTAÇÃO.....	23
3.3.1	Análise de deslocamentos.....	24
3.4	ESTADO-DA-ARTE NO MONITORAMENTO DE BARRAGENS.....	26
3.4.1	GPS e o monitoramento estrutural de barragens.....	26

4	APLICAÇÃO DA GEODÉSIA NO MONITORAMENTO DE BARRAGENS.....	30
4.1	INTRODUÇÃO.....	30
4.1.1	Diferenciais das medições geodésicas.....	31
4.2	REFERENCIAIS GEODÉSICOS E O MONITORAMENTO.....	33
4.2.1	Coordenadas geodésicas e cartesianas.....	33
4.2.2	Referenciais celeste e terrestre.....	35
4.2.3	“ World Geodetic System” (WGS 84).....	36
4.3	MÉTODOS GEODÉSICOS DE MONITORAMENTO.....	37
4.3.1	Triangulação e Trilateração.....	37
4.3.2	Nivelamento Geométrico	39
4.4	INSTRUMENTAÇÃO GEODÉSICA.....	41
4.4.1	Níveis Óticos e Digitais.....	41
4.4.2	Estações Totais.....	41
4.4.3	GPS.....	42
4.4.3.1	Generalidades.....	42
4.4.3.2	Observações GPS.....	43
4.4.3.3	Erro do GPS e necessidade do ajustamento.....	47
4.4.3.4	CORS (<i>Continuously Operating Reference Stations</i>).....	48
5	REDES GEODÉSICAS PARA MONITORAMENTO.....	50
5.1	INTRODUÇÃO.....	50
5.2	TIPOS DE REDE PARA MONITORAMENTO.....	50
5.3	PROJETO DE REDES PARA MONITORAMENTO.....	52
5.3.1	Materialização da Rede.....	54
5.3.2	Monumentação da Rede.....	54
5.3.2.1	Tipos de Monumentos.....	55
5.4	ESTABILIDADE DOS PONTOS DA REDE DE REFERÊNCIA.....	58
5.4.1	Observações geodésicas na rede de referência.....	59
5.4.2	Processamento dos dados GPS.....	59
5.4.3	Ajustamento das linhas de base – Redes GPS.....	60
5.4.3.1	Pré-ajustamento da rede.....	60
5.4.3.2	Método Paramétrico.....	61

5.4.3.3	Equações Normais.....	65
5.5	TESTE DE HIPÓTESE.....	67
5.6	TESTES PARA CONTROLE DE QUALIDADE DO AJUSTAMENTO DE REDES GPS.....	69
5.6.1	Teste Global na variância <i>a posteriori</i>	70
5.6.2	Teste dos Resíduos Padronizados - “<i>Data Snooping</i>”	72
5.7	TESTE DE CONGRUÊNCIA GLOBAL.....	75
6	ESTUDO DE CASO – VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE DOS PILARES DA REDE DE REFERÊNCIA DA BARRAGEM DE ITAIPU	77
6.1	INTRODUÇÃO.....	77
6.2	CAMPANHAS PARA MEDIÇÕES GEODÉSICAS EM ITAIPU.....	81
6.2.1	Avaliação da Rede de Referência	84
6.3	PROPOSTA DE METODOLOGIA.....	84
6.3.1	Planejamento das campanhas de observações GPS	85
6.3.1.1	Sistema de fixação das antenas nos pilares.....	87
6.3.1.2	Método de posicionamento.....	88
6.3.1.3	Tipo de receptor a ser utilizado.....	88
6.3.1.4	Tipo de antena.....	88
6.3.1.5	Taxa de armazenamento dos dados.....	89
6.3.1.6	Número de sessões e tempo de rastreamento.....	89
6.3.2	Realização das Campanhas GPS	90
6.3.2.1	Primeira campanha GPS.....	92
6.3.2.2	Segunda campanha GPS.....	93
6.3.2.3	Terceira campanha GPS.....	95
6.3.2.4	Quarta campanha GPS.....	98
6.3.3	Processamento dos dados das campanhas GPS	100
6.3.3.1	Programas utilizados no Bernese	100
6.3.3.2	Verificação da melhor estratégia de processamento.....	103
6.3.3.3	Processamento das campanhas – Referência ITAI.....	110
6.3.3.4	Processamento da terceira e quarta campanhas – Referências EBPY, EBPI e EBBM.....	111

6.3.4	Ajustamento vetorial das campanhas.....	113
6.3.4.1	Ajustamento das linhas de base definidas nas quatro campanhas com a Referência ITAI.....	115
6.3.4.2	Ajustamento das linhas de base definidas na terceira e quarta campanhas com as Referências EBPY, EBPI e EBBM...	115
6.3.5	Aplicação do Teste de Congruência Global.....	116
7	RESULTADOS E ANÁLISES.....	117
7.1	INTRODUÇÃO.....	117
7.2	RESULTADOS DO PROCESSAMENTO DAS CAMPANHAS.....	117
7.2.1	Resultado do processamento das quatro campanhas – Referência ITAI.....	117
7.2.2	Resultados do processamento da terceira e quarta campanhas – Referências EBPY, EBPI e EBBM.....	125
7.3	RESULTADOS DO AJUSTAMENTO DAS CAMPANHAS.....	131
7.3.1	Resultado do ajustamento das linhas de base definidas nas quatro campanhas – Referência ITAI.....	131
7.3.2	Resultados do ajustamento das linhas de base definidas na terceira e quarta campanhas – Referências EBPY, EBPI e EBBM.....	140
7.3.3	Resultado da aplicação do Teste de Congruência Global.....	145
8	CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES.....	153
8.1	CONSIDERAÇÕES GERAIS.....	153
8.2	CONCLUSÕES.....	154
8.3	RECOMENDAÇÕES.....	155
	REFERÊNCIAS.....	157
	ANEXO A.....	161
	ANEXO B.....	162

1 INTRODUÇÃO

Atualmente a segurança de barragens é um dos aspectos fundamentais durante toda a vida útil das estruturas projetadas para essa finalidade, pois nelas está associado um potencial elevado de risco de acidentes de proporções significativas não só para as próprias estruturas como para a população de uma determinada região. Muitos acidentes foram noticiados em todo o mundo, e desta forma ações preventivas são tomadas diretamente por meio da instalação de instrumentos que possam monitorar o comportamento das estruturas da barragem durante o período de construção, e ao longo de todo tempo de operação. Esses instrumentos devem ser capazes de medir as grandezas envolvidas com as precisões adequadas para posterior análise comparativa com os modelos matemáticos previstos no projeto, sendo sua aplicação diretamente dependente do tipo de estrutura a ser monitorada.

Os tipos de instrumentação para monitoramento usados em barragens são: a instrumentação da área civil (extensômetros, pêndulos entre outros) e a instrumentação geodésica (GPS, Estações Totais e níveis). Os dois tipos de instrumentação são aplicados como metodologia para a comparação das medições entre vários períodos de observação, determinando as diferenças entre os mesmos, isto é, determinando eventuais deslocamentos.

A instrumentação geodésica possui características complementares às observações realizadas com instrumentos da área civil, pois a referência para as medições é absoluta (estável) e não relativa à última medição. Assim, os deslocamentos determinados em função das medições realizadas por um instrumento geodésico, possuem sempre um mesmo referencial absoluto, enquanto que na instrumentação civil um pêndulo direto, por exemplo, armazena medidas de deslocamentos relativos à sua instalação, que ao longo do tempo passa a ser o referencial para as medições posteriores.

Nos projetos de instrumentação geodésica de barragens visando o monitoramento das estruturas, é prevista a construção de pilares de observação que servirão como referencial absoluto para as medições, e devem atender às condições básicas para que possam ser considerados estáveis: a estrutura da monumentação

e o local onde será implantada (não sujeito as deformações, preferivelmente rocha sã). A partir destes pilares são realizadas as medições até os alvos, conhecidos como pontos-objeto, que são posicionados na estrutura a ser monitorada de acordo com os critérios definidos pelos engenheiros projetistas. Por meio das distâncias e ângulos medidos entre os vários pilares e pontos-objeto, é possível determinar as coordenadas dos alvos em várias campanhas e conseqüentemente determinar os deslocamentos absolutos na estrutura de interesse. Os pilares de observação são geralmente posicionados e monumentados à jusante da barragem e formam uma rede geodésica com coordenadas ajustadas pelo processo dos mínimos quadrados. Para alcançar a confiabilidade nas medições das distâncias até os alvos, é condição básica que os pilares da rede de observação sejam considerados estáveis.

1.1 OBJETIVO

O objetivo deste trabalho é apresentar uma metodologia básica para a verificação da estabilidade dos pilares de observação de uma rede geodésica de monitoramento, e sua aplicação na rede básica da Usina Hidrelétrica de ITAIPU. Para isto, será utilizada a tecnologia GPS para realização de observações, seguida do processamento e ajustamento de dados, e ainda posterior análise estatística, que podem assegurar a continuidade e confiabilidade das campanhas de monitoramento realizadas com a Estação Total.

1.2 JUSTIFICATIVA

Todos os trabalhos de monitoramento de uma estrutura a serem realizados por meio da instrumentação geodésica, com a finalidade de conhecer o seu comportamento e conseqüentemente determinar as condições de segurança estrutural, necessitam de uma rede geodésica básica. Não importa se as estruturas são de viadutos, pontes, barragens ou outra qualquer; uma rede estável de pilares

(tipo mais comum de monumentação) é sempre importante para o estudo dos deslocamentos ao longo do tempo. Desta forma, no processo da identificação dos deslocamentos nas estruturas, os pontos da rede geodésica muitas vezes são assumidos como estáveis, sem conhecimento prévio desta condição, o que pode causar equívocos nas interpretações e análises dos resultados. Portanto, na tentativa de conhecer melhor a significância dos eventuais deslocamentos dos pilares de uma rede geodésica para monitoramento de estruturas, justifica-se a necessidade de explorar a aplicação do GPS na determinação de coordenadas em diferentes épocas, inferindo-as estatisticamente.

1.3 ESTRUTURA DO TRABALHO

Este trabalho está dividido em oito capítulos: Introdução, Segurança de Barragens, Monitoramento de Barragens, Aplicação da Geodésia no monitoramento de Barragens, Redes Geodésicas para Monitoramento, Estudo de Caso, Resultados e Análises, e Conclusões e Recomendações.

A introdução apresenta a relevância da pesquisa, o objetivo, a justificativa e a organização do trabalho. No segundo capítulo são descritas as condições básicas da segurança de barragens. O terceiro capítulo versa sobre o monitoramento e a instrumentação de barragens, com uma breve descrição do estado-da-arte. O capítulo seguinte apresenta a aplicação da geodésia no monitoramento de barragens, descrevendo os referenciais, os métodos de monitoramento, e os instrumentos geodésicos. O quinto capítulo é dedicado às redes geodésicas para monitoramento, onde são abordados os tipos, o projeto e análise da estabilidade das mesmas. No sexto capítulo são descritas detalhadamente todas as etapas da metodologia proposta aplicada ao estudo de caso dos pilares da rede de ITAIPU. O sétimo capítulo reserva-se à apresentação dos resultados e análises das etapas finais da metodologia. O último capítulo apresenta as conclusões deste trabalho e as recomendações para os futuros.

2 SEGURANÇA DE BARRAGENS

2.1 HISTÓRICO

Fundada em 1928, a Comissão Internacional de Grandes Barragens (CIGB) tem exercido intensa atividade na área de segurança de barragens, formando diversos comitês de trabalho e principalmente editando recomendações e procedimentos.

A partir da década de 50, depois de uma série de rupturas com proporções catastróficas, diversos países adotaram medidas específicas para garantir a segurança de suas barragens.

Durante o Congresso Internacional de Grandes Barragens, do ICOLD (*International Commission on Large Dams*) em 1979 em Nova Delhi na Índia, esforços foram dedicados na área de segurança, pois se notava na época alguns fatos relevantes como: a ocorrência de diversos incidentes com graves consequências, o aumento nas dimensões das novas barragens bem como o envelhecimento de outras, e o aumento do número de barragens sendo construídas em países com pouca ou nenhuma experiência em engenharia de barragens.

Houve então uma série de publicações relacionadas à segurança de barragens contendo recomendações emitidas pelo ICOLD, destacando diversos aspectos como a automação nas observações para o controle de segurança, a deterioração das estruturas, os critérios de inspeção e as análises estatísticas para o estudo de falhas estruturais.

Nos Estados Unidos da América, infelizes experiências de algumas rupturas envolvendo mortes e prejuízos incalculáveis, contribuíram decisivamente para uma revisão geral da legislação para segurança e inspeção de barragens no país.

Outros países como Portugal, Canadá, Suécia, Noruega, Inglaterra, Itália, França, Suíça, tomaram medidas severas para regulamentação de critérios de segurança, promovendo mudanças nas suas legislações e acompanhamento efetivo

de todas as fases de projeto e construção, operação e manutenção de um empreendimento.

No Brasil, o CBGB – Comitê Brasileiro de Grandes Barragens, seguindo a tendência mundial da década de 70, editou em 1979 e 1983 as “Diretrizes para Inspeção e Avaliação da Segurança de Barragens em Operação”. Logo após, em 1986, editou as “Recomendações para Formulação e Verificação de Critérios e Procedimentos de Segurança de Barragens” que foram desenvolvidas com o objetivo de reunir um grande número de aspectos metodológicos para formulação de critérios que visam prever e garantir procedimentos seguros no projeto, na construção, na operação e na manutenção de barragens e suas estruturas.

O Ministério das Minas e Energia por meio da Portaria No. 739 de 1988 criou um grupo de trabalho com o objetivo de normalizar procedimentos preventivos e de manutenção voltados à segurança das diversas barragens existentes. O grupo concluiu em 1989 um relatório que abordou, entre outros aspectos, o estabelecimento de mecanismos de monitoração e da instrumentação. Em 1996, a publicação “Auscultação e Instrumentação de Barragens no Brasil” apresentou as diretrizes que nortearam a instrumentação de algumas barragens típicas no Brasil e ainda analisou a inter-relação entre a instrumentação e a segurança de barragens.

Em 1996 e 1997 o CBGB, por meio da Comissão de Deterioração e Reabilitação de Barragens, elaborou minuta de Portaria do Ministério de Minas e Energia para criação do Conselho Nacional de Segurança de Barragens.

Em 1998, o Núcleo Regional de São Paulo do CBGB, apresentou o “Guia Básico de Segurança de Barragens” que definiu requisitos e recomendações mínimas a serem seguidos em estudos relativos à segurança de barragens.

Em 2002 o Ministério da Integração Nacional editou o “Manual de Segurança e Inspeção de Barragens”, com o objetivo principal de estabelecer parâmetros e um roteiro básico para orientar os procedimentos de segurança a serem adotados em novas barragens, quaisquer que sejam seus proprietários, e manter as já construídas em um estado de segurança compatível com seu interesse social e de desenvolvimento. O manual também estabelece que toda barragem deva ser instrumentada de acordo com o seu porte e riscos associados, e que os dados das leituras sejam analisados periodicamente.

Atualmente ainda não há nenhuma legislação específica sobre a segurança de barragens, porém espaços para discussão nos últimos simpósios do CBGB devem

contribuir nos novos rumos de uma legislação adequada, que deve observar também as questões ambientais.

2.2 SEGURANÇA E INSTRUMENTAÇÃO

Há algumas décadas, os sistemas de observação e inspeção de obras de Engenharia Civil têm conquistado projeção e valorização nas comunidades técnicas nacionais e internacionais. Especialmente nas barragens, esses chamados sistemas de instrumentação, se destacam devido aos custos e riscos associados e à alteração dos fatores ambientais e de degradação dos materiais, que podem agravar as condições de segurança do empreendimento ao longo do tempo.

“Uma barragem segura é aquela cujo desempenho garanta um nível aceitável de proteção contra ruptura, ou galgamento sem ruptura, conforme os critérios de segurança utilizados pelo meio técnico.” (COMISSÃO REGIONAL DE SEGURANÇA DE BARRAGENS, 1999). Esses critérios devem estabelecer a relação direta entre a segurança de uma barragem e os aspectos de instrumentação nas fases de projeto, construção, e operação/manutenção.

A fase de concepção e desenvolvimento do projeto das estruturas de uma barragem, independente do seu tipo, é uma das mais importantes para garantir a sua segurança. O projeto de instrumentação é normalmente concebido na fase do projeto básico, onde são definidos os blocos das estruturas ou maciços a serem observados, e os tipos de instrumentos a serem utilizados. Em seguida, já durante a fase do projeto executivo, existe a adaptação e complementação do projeto de instrumentação em virtude de informações mais detalhadas resultantes das inspeções e mapeamento de campo. Seu sucesso depende ainda da continuidade ao longo dos períodos construtivos, de enchimento do reservatório e início de operação.

Durante a fase de construção de uma barragem, é imprescindível assegurar a sua execução esteja de acordo com desenhos e especificações do projeto e também observar alguns itens que contribuam diretamente para a sua segurança. A instrumentação nessa fase fornece informações importantes sobre os materiais e

métodos construtivos, tornando possível a verificação do projeto em andamento. Nas barragens de concreto, por exemplo, fatores como a cura e a segregação do concreto são importantes para melhora da resistência nas juntas de concretagem, e merecem especial atenção em termos de segurança.

O enchimento do reservatório, que ocorre entre as fases de construção e operação/manutenção, é o período de relevância e atenção, durante o qual a instrumentação exerce um papel de verificação de possíveis anomalias que possam colocar em risco a segurança das estruturas da barragem. Possibilita ainda a avaliação do desempenho estrutural, geotécnico e hidráulico por meio de comparações entre as grandezas medidas “in situ” e aquelas fornecidas por modelos matemáticos de análise.

A fase de operação e manutenção de uma barragem tem igual importância das fases anteriores, pois mesmo com um bom projeto, e por mais elaborada que seja a construção, só existe a real possibilidade de controlar a segurança mediante as freqüentes inspeções e o constante monitoramento por meio dos instrumentos de auscultação adequados. Durante a vida útil de uma barragem, que geralmente é calculada para mais de 100 anos, as obras de manutenção devem ser periódicas sempre com a finalidade de conservar o bom estado das várias estruturas. Em barragens de concreto, o tratamento de infiltrações através de fissuras ou juntas de concretagem e o eventual tratamento de fissuras no concreto são exemplos de obras de manutenção durante o período de operação.

A instrumentação então está presente em todas as fases do empreendimento, e para permitir o controle eficiente das condições de segurança das estruturas da barragem, os seguintes itens devem ser satisfeitos (II SIMPÓSIO SOBRE INSTRUMENTAÇÃO DE BARRAGENS, 1996):

- O plano de instrumentação foi elaborado por um projetista da estrutura, familiarizado com o projeto e com seus problemas mais críticos.
- Os instrumentos foram selecionados por um especialista na área de instrumentação, familiarizado com os vários tipos existentes, suas vantagens e limitações.
- A confecção e a calibração dos instrumentos foram bem supervisionadas.
- A instalação e manutenção dos instrumentos, de seus cabos, cabines de leitura, dispositivos de proteção, etc., foram executados por equipe experiente.
- A manutenção dos instrumentos vem sendo regularmente executada.
- A aquisição, processamento e a apresentação dos dados, vêm sendo realizados por uma equipe eficiente e treinada para tal.
- A análise dos dados e sua comparação com valores de projeto vêm sendo feitas “pari passu” com a execução das leituras.

- A equipe de campo, responsável pelas leituras, dispõe de valores limites para as leituras dos instrumentos, de modo a permitir a pronta detecção de qualquer eventual anomalia.

Desta forma, com o total preenchimento de todos os requisitos, uma barragem pode ser considerada bem instrumentada, mas cabe ressaltar, que a instrumentação é baseada em métodos de observação importantes, mas por si só não aumentam a segurança da obra.

É possível também destacar outras finalidades para a instrumentação de barragens, que de acordo com Cruz (1996), as três principais são:

- Verificar as hipóteses, os critérios e os parâmetros adotados em projeto, de modo a permitir o aprimoramento do projeto da própria obra em estudo, ou de futuras barragens, visando as condições econômicas e/ou mais seguras.
- Verificar a adequação de métodos construtivos.
- Verificar as condições de segurança das obras de modo a serem adotadas medidas corretivas em tempo hábil, se necessárias.

2.3 SISTEMAS DE INSTRUMENTAÇÃO

Cada tipo de barragem, principalmente definido em função do método construtivo (terra, enrocamento ou concreto), possui determinadas grandezas particulares que depois de medidas por meio de instrumentação adequada, podem fornecer informações sobre o comportamento das estruturas e/ou de suas fundações, o que conseqüentemente reflete as condições de segurança. Nesse trabalho serão analisados as grandezas envolvidas e os tipos de instrumentos mais usados em barragens de concreto.

Existe uma variedade de tamanhos e formas para barragens de concreto, mas invariavelmente são do tipo gravidade ou em arco. As barragens do tipo gravidade dependem do peso próprio e da largura da base para adquirir estabilidade enquanto que as barragens em arco transferem cargas para as ombreiras com a finalidade de reduzir o volume de concreto necessário para estabilidade. As Figuras 2.1 e 2.2 mostram respectivamente a ação das forças nas barragens do tipo gravidade e em arco.

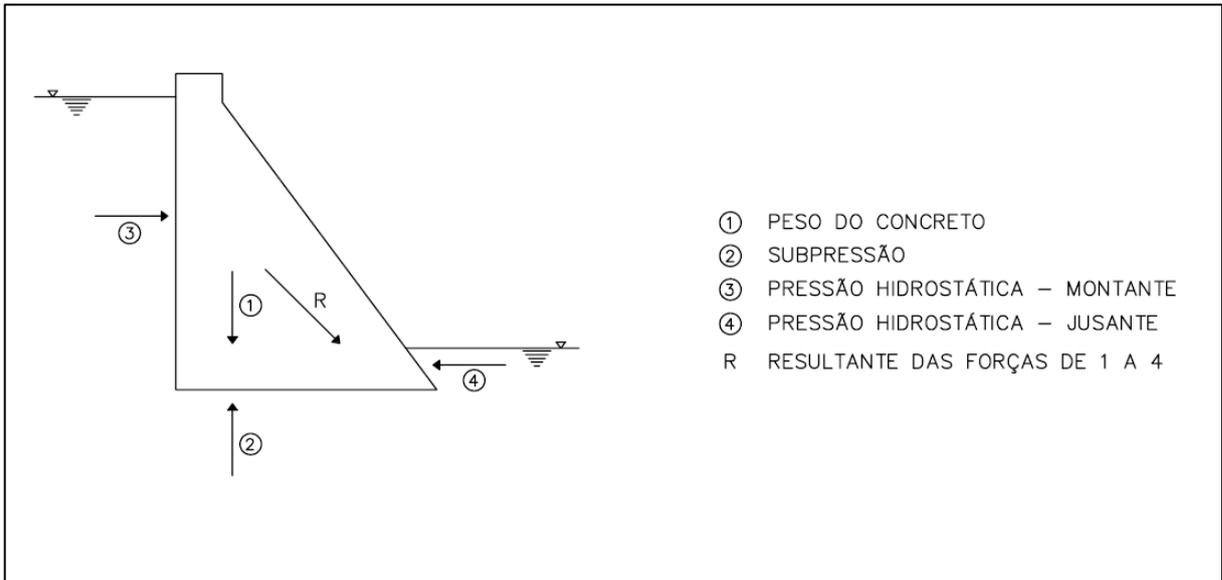


Figura 2.1 - Ação das forças em barragens do tipo gravidade.
 Fonte: Adaptado de ASCE (2000)

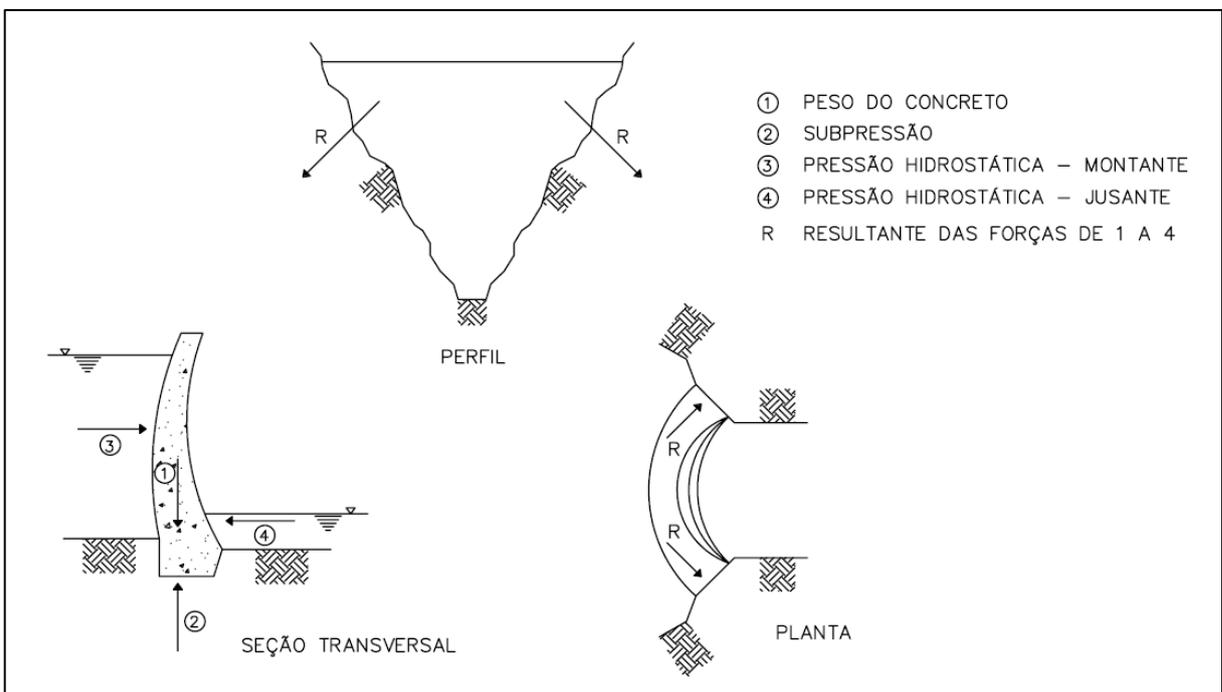


Figura 2.2 - Ação das forças em barragens em arco.
 Fonte: Adaptado de ASCE (2000)

Por muito tempo todas as barragens de concreto eram construídas somente com concreto convencional. Com o advento do concreto compactado a rolo (CCR), a nova técnica foi rapidamente incorporada aos projetos e construções de barragens tipo gravidade (ASCE, 2000).

2.3.1 Grandezas Envolvidas e Instrumentação

Em função das limitações dos sentidos humanos e do acesso restrito às áreas dos maciços de fundação e das estruturas, muitos tipos de instrumentos de auscultação vêm sendo desenvolvidos para medir a totalidade das grandezas físicas de interesse.

O plano de instrumentação de barragens de concreto se inicia pela definição de blocos considerados “chaves”, pois receberão instrumentação mais completa tanto na fundação quanto na estrutura. Depois, para definição dos instrumentos, deve ser adotado um critério baseado nas medições/observações das principais grandezas.

No caso específico desta pesquisa, a principal grandeza abordada é o deslocamento, pois é a única que demanda integração de metodologias de medição que usam instrumentação civil da área civil e geodésica.

2.3.1.1 Deslocamento e Deformação

O deslocamento se refere à translação ou rotação de um ponto ou corpo rígido, relativos a um referencial fixo, que geralmente ocorre na crista de uma barragem de concreto com o resultado das mudanças de carga, como a variação do nível de água do reservatório, e das variações de temperatura.

A deformação, frequentemente usada como sinônimo de deslocamento, deve ser usada como termo mais exato para definir a mudança na forma de um corpo sólido relativo à sua forma sem carga, ou relativo à sua forma submetida à tensão ou carga particular. O enchimento do reservatório de uma barragem de concreto pode

causar deformações, bem como a expansão e contração do concreto devido às mudanças de temperatura.

2.3.1.2 Deslocamentos Verticais - Recalques

A medição dos recalques de uma barragem de concreto é considerada uma das mais importantes na supervisão de segurança e do comportamento das estruturas durante os períodos de construção, enchimento do reservatório e operação. Durante o período construtivo, é possível realizar a primeira avaliação dos módulos de deformabilidade do maciço rochoso de fundação, e a previsão dos recalques e outros deslocamentos da barragem na fase de enchimento do reservatório. Logo, a instrumentação para monitoramento de recalques deve ser instalada já durante a construção da barragem.

Os recalques dos blocos “chaves” são normalmente medidos por meio de extensômetros múltiplos de hastes, instalados com 3 a 4 hastes por furo de sondagem que permitem medir separadamente os deslocamentos e as deformações de diferentes camadas de fundação. Com relação à profundidade, os extensômetros são instalados em furos na razão de 1/2 a 1/3 da altura da barragem, levando-se em consideração as características geológicas da fundação, para observação de camadas de maior deformabilidade da fundação.

As leituras de deslocamento das hastes dos extensômetros são realizadas por meio de relógios comparadores com precisão de $\pm 0.001\text{mm}$. A Figura 2.3 mostra extensômetro múltiplo com 4 hastes instalado na barragem de ITAIPU, e em uma das hastes esta o relógio comparador.

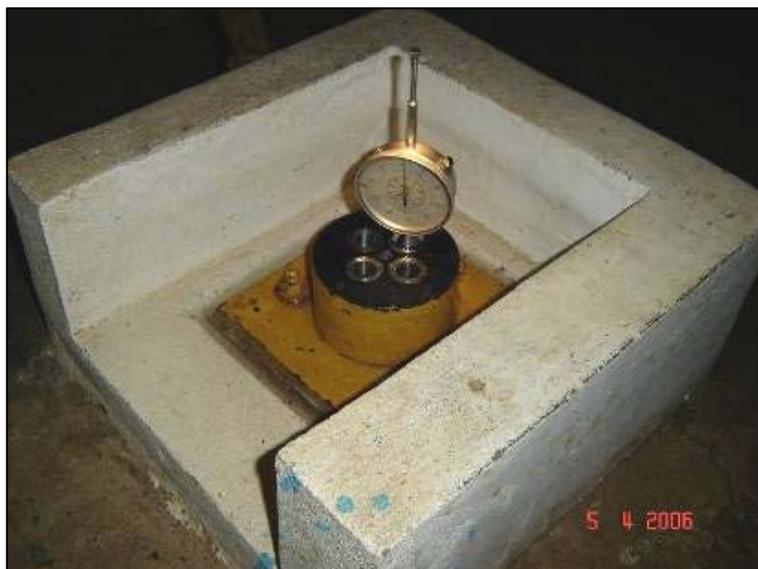


Figura 2.3 - Extensômetro múltiplo com 4 hastes - Barragem de ITAIPU.
Fonte: Autor (2006)

Os recalques podem também ser medidos por meio de marcos de nivelamento topográfico, materializados superficialmente ao longo da crista da barragem. Essa metodologia de medição será detalhada no Capítulo 4, dedicado à instrumentação geodésica.

2.3.1.3 Deslocamentos Horizontais da Crista

Segundo Silveira (2003), os deslocamentos horizontais da crista das barragens de concreto são influenciados pelas seguintes grandezas físicas:

- deflexão da estrutura de concreto;
- rotação da base da estrutura, devido à deformabilidade da fundação;
- variação da temperatura ambiente.

Portanto, os deslocamentos horizontais da crista são influenciados tanto pelas características do concreto em si, quanto pelas propriedades do maciço rochoso de fundação. Normalmente, esses deslocamentos são medidos por meio de pêndulos diretos e invertidos instalados verticalmente entre a crista da barragem e a fundação. Esse tipo de instrumento é constituído por um fio de prumo de aço inoxidável com diâmetro de 1 mm, fixado na crista na barragem e mantido tensionado por um peso

de 30 a 40 kg que é mantido imerso em um reservatório com óleo para manter a estabilidade do fio. A Figura 2.4 mostra o esquema de instalação de um pêndulo direto em uma barragem de concreto.

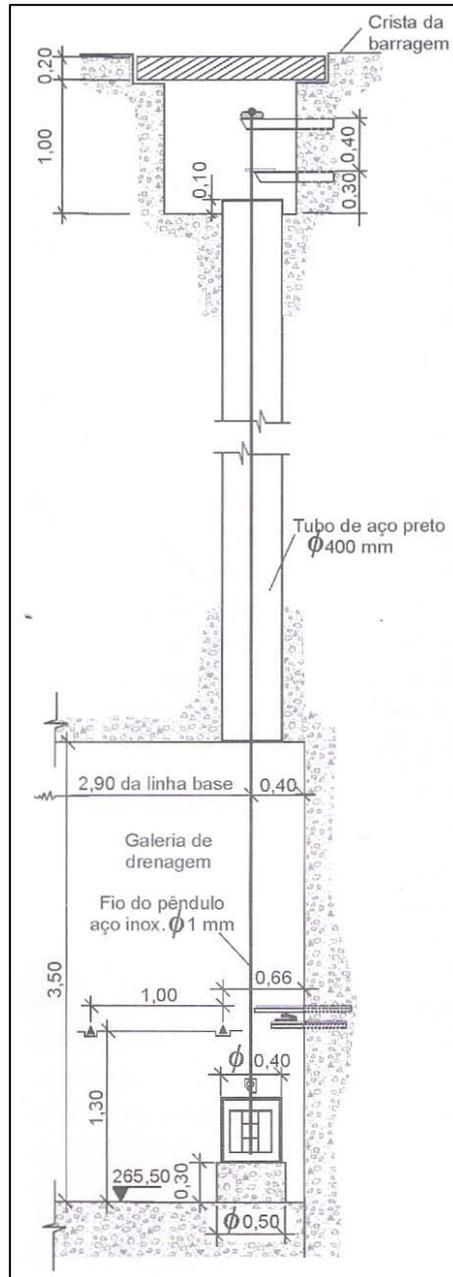


Figura 2.4 - Esquema de instalação de um pêndulo direto em barragem de concreto.
Fonte: Silveira (2003)

As leituras dos deslocamentos horizontais nos pêndulos são realizadas com o auxílio de coordenômetros óticos (Figura 2.5) ou eletrônicos, de acordo com as direções montante - jusante e margem direita – esquerda. No sistema ótico a leitura dos deslocamentos é realizada por uma luneta fixada a um micrômetro que desliza ao longo de uma base horizontal, até a determinação da posição do fio. Apesar de possuir nônios com precisão de $\pm 0.01\text{mm}$, permitem leituras com precisão de 0.5mm , função da dificuldade de visualização precisa do fio. Mais recentemente os coordenômetros eletrônicos passaram a ser utilizados, pois possibilitam leituras com precisão da ordem de 0.05mm , ou seja, 10 vezes maior que a do coordenômetro ótico (Silveira, 2003).



Figura 2.5 - Leitura do pêndulo direto na barragem de ITAIPU com coordenômetro ótico
Fonte: Autor (2006)

Os deslocamentos horizontais da crista das barragens de concreto também podem ser determinados por meio da medição de distâncias entre pilares de observação, materializados a jusante e nas ombreiras da barragem, e os refletores instalados no paramento de jusante. Esta metodologia de medição será abordada em 4.3.1.

Outro instrumento útil para medir os deslocamentos horizontais é o prumo ótico (Figura 2.6). É principalmente usado em barragens de concreto em arco, onde

a sua própria configuração propicia a visualização com precisão de um ponto de referência no pé da barragem. As leituras são óticas, realizadas por meio de escala internas no instrumento, de acordo com as direções radial e tangencial. A única barragem no Brasil que usa esse sistema de medição é a barragem de Funil.



Figura 2.6 - Prumo ótico instalado na barragem de Funil (em arco).
Fonte: Autor (2006)

2.3.1.4 Deslocamentos Cisalhantes da Fundação

Enquanto que os recalques da fundação têm maior intensidade durante a fase de construção da barragem, os deslocamentos cisalhantes, ou seja, os deslocamentos horizontais na base da barragem são mais intensos essencialmente no período de enchimento do reservatório, quando começam a atuar o empuxo hidrostático e as subpressões da fundação. A medição desses deslocamentos reflete as condições de estabilidade relacionada ao escorregamento, e geralmente é verificada por meio de pêndulos invertidos ou por extensômetros múltiplos.

Os pêndulos invertidos são empregados quando existem sondagens de grande diâmetro ou poços de prospecção. A instalação é feita fixando-se o fio de aço inoxidável na parte mais profunda da sondagem ou poço, mantendo-o tensionado por meio de um flutuador imerso em um tanque de óleo como mostra a

Figura 2.7. As leituras dos deslocamentos são realizadas pelos mesmos coordenômetros dos pêndulos diretos.

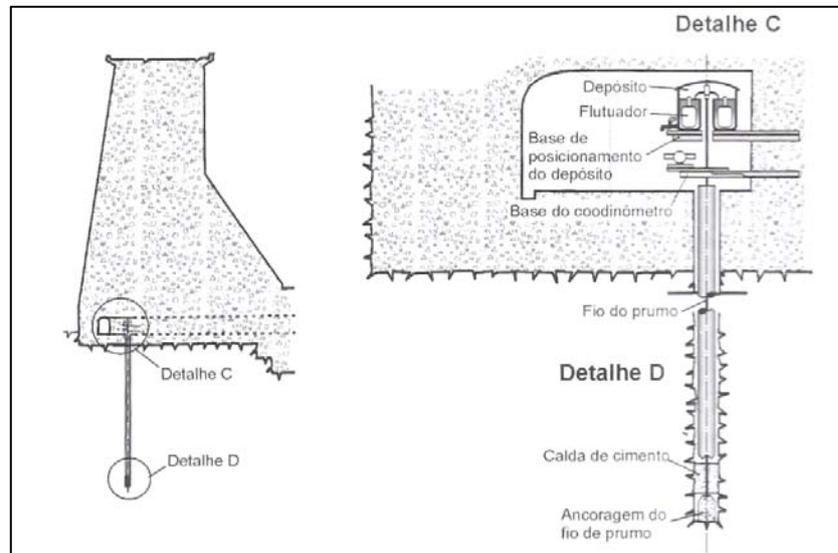


Figura 2.7 - Esquema de instalação de um pêndulo invertido na fundação de uma barragem tipo gravidade.

Fonte: Silveira (2003)

3 MONITORAMENTO DE BARRAGENS

3.1 INTRODUÇÃO

O dicionário Aurélio define monitorar como “acompanhar e avaliar dados fornecidos por aparelhagem técnica, durante um determinado período de tempo, para uma devida finalidade”. No meio técnico relativo às barragens, o termo auscultação é também usado como sinônimo de monitoramento, talvez pela própria tradução da palavra de língua inglesa “monitoring”, feita pelo CBGB em <http://www.cbdb.org.br/site/listadicionario.asp> (21/06/2007). Entretanto o termo mais apropriado seria o monitoramento de barragens por meio da auscultação da instrumentação ou simplesmente monitoramento de barragens, pois já estabelece uma ligação direta com a instrumentação.

Monitorar uma barragem é analisar e avaliar os dados das medições das grandezas de interesse fornecidas pela instrumentação ao longo do tempo. Essa análise vai refletir o comportamento das estruturas da barragem e de suas fundações a médio e longo prazo.

A avaliação do comportamento da barragem é principalmente feita pela interpretação e análise dos dados obtidos no monitoramento. Enquanto que a leitura e armazenamento dos dados são atribuições do operador de cada instrumento, cabendo aos engenheiros especialistas em monitoramento analisarem a coleta desses dados e confirmarem se os resultados obtidos são consistentes e adequados para traduzir o comportamento da barragem. É necessário também que a interpretação seja feita logo depois do armazenamento das leituras, possibilitando detectar rapidamente qualquer comportamento anormal.

3.2 AQUISIÇÃO DE DADOS

A seguir serão fornecidas especificações básicas relativas à aquisição de dados coletados pelos instrumentos instalados nas barragens.

3.2.1 Frequência de leitura dos instrumentos

De acordo com II SIMPÓSIO SOBRE INSTRUMENTAÇÃO DE BARRAGENS (1996), as frequências de leitura da instrumentação devem ser adequadas aos desempenhos previstos no projeto para as fases de construção da barragem, enchimento do reservatório e operação. Essa adequação possibilita o acompanhamento das velocidades de variação das grandezas medidas, levando-se em consideração a precisão dos instrumentos e a importância dessas grandezas na avaliação do desempenho real das estruturas.

Existem frequências mínimas de leituras recomendadas para cada tipo de observação nas diferentes fases de construção de uma barragem de concreto, como mostra o exemplo da Tabela 3.1:

Tabela 3.1 - Frequências mínimas recomendadas para instrumentação de barragens e estruturas de concreto.

Tipo de Observação	Período Construtivo	Enchimento do reservatório	Período inicial de operação	Período de Operação
Deslocamentos absolutos	Ao final da construção	Mensal	Trimestral	Semestral
Deslocamentos relativos	2 semanais	3 semanais	Semanal	Quinzenal

Fonte: Adaptado de SIMPÓSIO SOBRE INSTRUMENTAÇÃO DE BARRAGENS, 1996.

Durante o período de instalação dos instrumentos são recomendadas leituras para acompanhar o desempenho dos mesmos e detectar eventuais problemas.

As frequências durante o período inicial de operação poderão ser estendidas de 1 a 5 anos, dependendo do comportamento e aparente estabilização das leituras.

Mesmo com as frequências recomendadas, é importante ressaltar que qualquer sistema de monitoramento demanda uma avaliação criteriosa na definição das frequências de leitura. Na maioria das vezes será função do tipo de dados a serem coletados e da previsão de mudança dos mesmos.

Outro aspecto importante é reavaliar a frequência das leituras ao longo do período de operação da barragem. O programa inicial de monitoramento pode indicar leituras mais freqüentes para iniciar a base de dados, mas se a análise dos dados apresentar resultados não esperados, a frequência de leitura deve aumentar permitindo aos engenheiros de projeto avaliarem melhor as condições da estrutura.

3.2.2 Armazenamento dos Dados

O conjunto de toda e qualquer observação ou medição realizada pela instrumentação da barragem é chamada de “dados”.

A coleta e o armazenamento dos dados da instrumentação podem ser feitos manualmente ou por meio de sistemas automatizados de aquisição.

No processo manual, as leituras feitas em cada instrumento são anotadas pelo técnico responsável em formulários específicos, que são armazenados para análise posterior e geração de históricos.

Os avanços tecnológicos da eletrônica e computação vêm sendo cada vez mais incorporados na instrumentação das barragens. Desta forma os sistemas automatizados são desenvolvidos para permitir uma interface direta com o usuário, o que caracteriza o monitoramento contínuo das mais variadas medições. Estes sistemas consistem basicamente em dispositivos automatizados que são capazes de coletar, transmitir, armazenar, processar e apresentar os dados da instrumentação.

Segundo ASCE (2000) o chamado Sistema de Aquisição Automatizada de Dados (ADAS) é definido como qualquer sistema para monitoramento da barragem que inclui componentes para coleta de dados, e que são instalados e programados para operar sem intervenção humana.

Desde 1980 os sistemas ADAS vêm sendo usados no monitoramento de barragens. Em princípio com muitas limitações principalmente nas redes de comunicação e transmissão dos dados, que rapidamente foram sendo resolvidos com os avanços das redes de computadores. Outros problemas foram encontrados na confiança nas leituras dos dados e também no alto custo de instalação, que também foram vencidos com os avanços tecnológicos.

Algumas vantagens oferecidas pela instalação dos sistemas ADAS, são destacadas por Fiorini et al. (2006):

- Aumento da segurança estrutural da barragem, por meio da aquisição e análise dos dados em tempo real, possibilitando alarmes em tempo hábil para tomada de providências.
- Possibilidade de realização de várias leituras no mesmo dia ou, então, sob condições particulares.
- Possibilidade de monitorar de um mesmo local os instrumentos hidrometeorológicos, os equipamentos eletromecânicos e os instrumentos das obras civis.
- Possibilidade de transmissão dos dados a grandes distâncias, via “web” ou satélite.
- Menor custo operacional.

Outra vantagem que deve ser destacada com a automação do processo é a redução dos erros de leitura nos instrumentos, e dos erros de transcrição dos dados para as planilhas onde serão armazenados e/ou para os *softwares* onde serão analisados.

De acordo com US ARMY CORPS OF ENGINEERS (2002) existem algumas limitações dos sistemas automatizados:

- Substituem operadores com larga experiência nas leituras, que são feitas por hardware.
- Podem gerar um excesso de dados, levando à falha no tempo de resposta da transmissão.
- Podem aceitar “cegamente” os dados, levando às conclusões erradas.
- Podem gerar alto custo de investimento inicial e provavelmente alto custo de manutenção.
- Demandam pessoal técnico especializado para verificações regulares em campo bem como para manutenção.
- Exigem o método manual como “backup”.
- Exigem uma fonte de energia contínua e confiável.

Entre vantagens e limitações, os sistemas de aquisição automatizada somente coletam os dados de pontos instrumentados que foram projetados para tal, e por si só não refletem o comportamento estrutural da barragem. Em partes da estrutura onde não existe instrumentação ou automação da instrumentação, é sempre necessária a inspeção visual periódica ou uso da coleta e armazenamento manual como partes integrantes da implantação do sistema.

3.2.3 Processamento e Apresentação dos Dados

O processamento dos dados coletados em campo poderá ser feito manualmente ou por meio de recursos informatizados, que geralmente fornecem os gráficos e tabelas para análise do comportamento da estrutura.

O II SIMPÓSIO SOBRE INSTRUMENTAÇÃO DE BARRAGENS (1996), define a seguinte seqüência para o processamento dos dados coletados:

- Anotação em ordem cronológica das leituras do aparelho/instrumento em bancos de dados específico.
- Processamento das leituras, em função do instrumento e condições do ambiente, para obtenção das medidas ou grandezas físicas correspondentes.
- Validação da leitura, por exemplo, com técnicas determinísticas e/ou estatísticas.
- Lançamento gráfico dos resultados obtidos, para análise do comportamento da estrutura.

A quantidade de dados gerada pela instrumentação é muito grande, e todas essas informações devem chegar o mais rápido possível para os responsáveis pela análise da segurança da barragem. Por esses motivos, o processamento deve ser realizado com o auxílio de *softwares* específicos que tem as funções de gerenciar as informações no banco de dados, validar as leituras, interpretar o comportamento da barragem e finalmente, gerar tabelas, gráficos e relatórios das análises realizadas.

A apresentação dos dados da instrumentação, tratados tanto manualmente quanto pelos *softwares*, geralmente é feita por meio dos seguintes gráficos:

- Tempo x valor observado.
- Tempo x valor previsto.
- Diferença entre valor previsto e observado.
- Atemporais, que indicam o caminhamento de certas grandezas, como por exemplo, os deslocamentos medidos por pêndulos.
- Seções transversais da barragem.

Como exemplo, a Figura 3.1 apresenta a evolução das distâncias medidas entre o pilar P3 e o ponto F19/20 na barragem de Itaipu.

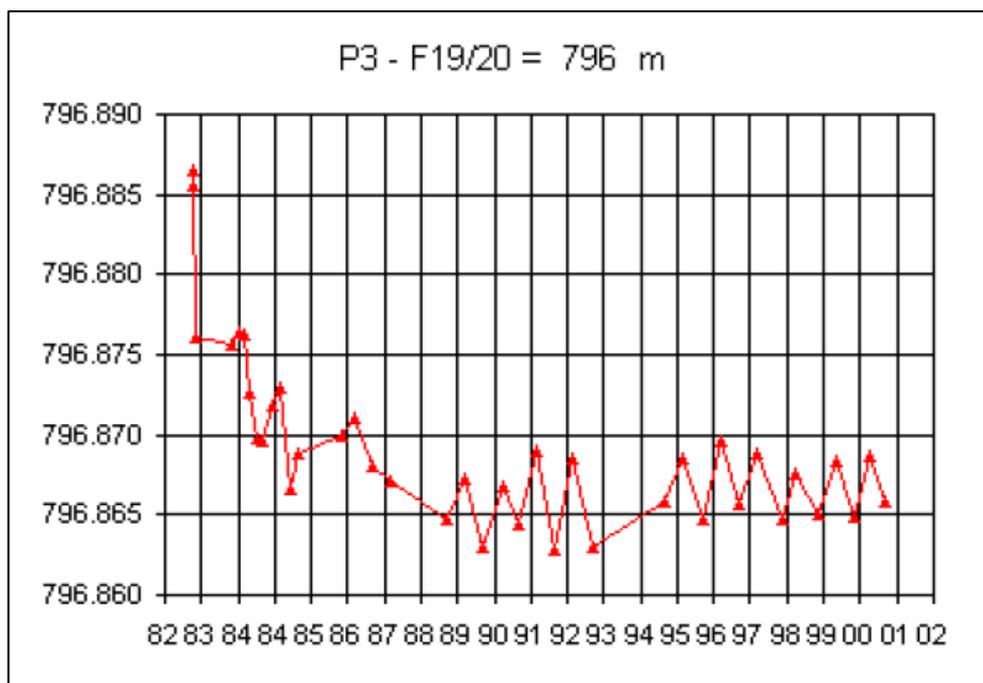


Figura 3.1 - Gráfico da evolução das distâncias medidas entre P3 – F19/20.
Fonte: Itaipu Binacional (2002)

3.3 ANÁLISE DA INSTRUMENTAÇÃO

A análise dos resultados fornecidos pela instrumentação permite verificar se o comportamento das estruturas da barragem durante os períodos construtivos, de enchimento do reservatório e de operação, está de acordo com os valores previstos. Assim, deve ser usada uma metodologia de comparação entre as grandezas medidas e os valores teóricos limites, estabelecidos geralmente por meio de modelos matemáticos estatísticos ou determinísticos.

Os modelos estatísticos estabelecem funções matemáticas para o comportamento dos valores de uma grandeza medidos pelos instrumentos (efeito) e as causas que os produziram, a partir de análises de regressão linear de séries históricas que determinam as suas correlações.

Já os modelos determinísticos estabelecem os valores teóricos limites, que vão refletir o comportamento da barragem por meio do conhecimento da geometria das estruturas, das cargas atuantes e das propriedades físicas dos materiais que constituem a barragem e as suas fundações.

Segundo US ARMY CORPS OF ENGINEERS (2002), a análise da instrumentação por métodos que usam modelos estatísticos requer grande quantidade de observações, tanto de causas quanto de efeitos, sendo mais adequados em estágios iniciais de operação da barragem, pois a quantidade disponível de dados ainda é pequena. Alguns efeitos térmicos de pressão e de cargas hidrostáticas não devem ser separados pelos modelos estatísticos se as mudanças da temperatura e do nível do reservatório são fortemente correlacionadas. Nesses aspectos os modelos determinísticos se mostram mais vantajosos.

Nos últimos anos, análises de grandezas como deslocamento e tensões em barragens têm sido feitas por meio de modelos determinísticos baseados no método dos elementos finitos (MEF), que é amplamente aplicado na engenharia estrutural e geotécnica. A idéia principal do MEF consiste na substituição de um corpo contínuo, por pequenos elementos triangulares ou quadrangulares, por exemplo, conectados entre si por pontos nodais (nós), formando uma malha. Uma estrutura complexa como uma barragem, pode ser representada por um modelo matemático composto

dos chamados elementos finitos que se comportam como as estruturas contínuas. Os deslocamentos medidos em um sistema de coordenadas locais no interior de cada elemento é assumido como uma função dos deslocamentos de N pontos nodais finitos.

A Figura 3.2 mostra a malha de elementos finitos e a previsão do deslocamento da seção de um bloco da barragem Libby nos Estados Unidos, até o reservatório alcançar o seu nível máximo.

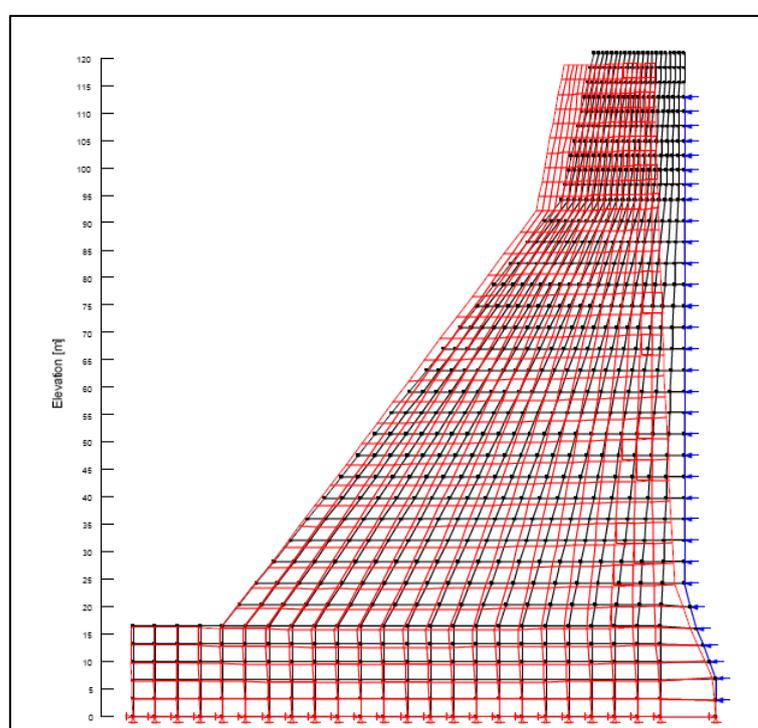


Figura 3.2 - Malha MEF – Elevação (m) X Deslocamento (mm) x 1000.
Fonte: US Army Corps of Engineers (2002)

3.3.1 Análise de deslocamentos

A análise dos deslocamentos em uma barragem de concreto é realizada por meio da comparação entre os valores previstos calculados pelos modelos matemáticos e os valores medidos pelos pêndulos diretos e invertidos, e pelos marcos superficiais e extensômetros múltiplos posicionados ao longo da estrutura.

De acordo com Silveira (2003), para analisar os deslocamentos horizontais da crista da barragem, é preciso dividi-los em três componentes como mostra a Figura 3.3:

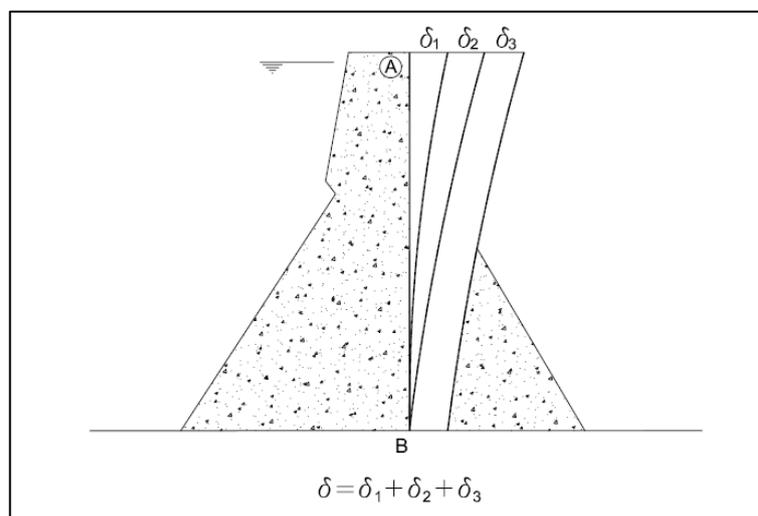


Figura 3.3 - Decomposição dos deslocamentos horizontais de uma barragem.
Fonte: Adaptado de Silveira (2003).

O componente δ_1 refere-se ao deslocamento horizontal da crista, devido à flexão da estrutura de concreto, e depende essencialmente da deformabilidade do concreto. Enquanto que o componente δ_2 corresponde ao deslocamento horizontal da crista, em função da rotação da base da barragem e é devido à deformabilidade da rocha de fundação. Já o último componente δ_3 representa a translação da barragem como corpo rígido.

Em barragens instrumentadas, o pêndulo direto instalado entre os pontos A e B medirá a soma $\delta_1 + \delta_2$. O deslocamento δ_3 só poderá ser determinado diretamente por meio de medições realizadas pela instrumentação geodésica a partir de redes de referência estabelecidas à jusante da barragem.

Com os valores teóricos dos componentes dos deslocamentos horizontais calculados a partir de modelos matemáticos, é possível realizar então a comparação com os valores obtidos pela instrumentação, permitindo afirmar se o comportamento da barragem esta de acordo com o esperado.

3.4 ESTADO-DA-ARTE NO MONITORAMENTO DE BARRAGENS

O conceito generalista de estado-da-arte como nível de desenvolvimento atingido até a atualidade de uma determinada ciência ou técnica, está intimamente ligado ao desenvolvimento tecnológico. No caso específico do monitoramento para fins de segurança, o ideal seria detectar qualquer anomalia no comportamento das estruturas e fundações de uma barragem de forma imediata e automática. Os ADAS contribuem expressivamente na parcela automática e também na parcela imediata onde ganham destaque o uso de fibras óticas e os avanços da comunicação “*wireless*” (sem fio).

Como escopo desta pesquisa, será apresentado o estado-da-arte no uso da tecnologia GPS nos últimos anos, com técnicas e aplicações diversas, que demonstram habilidade para monitorar deslocamentos absolutos de pontos na barragem, além de definir e controlar as redes de observação.

3.4.1 GPS e o monitoramento estrutural de barragens

Hudnut e Behr (1998) descrevem um estudo realizado na barragem em arco Pacoima, de 113m de altura, localizada na Califórnia, Estados Unidos. Um sistema composto de 3 receptores GPS operando continuamente foram dedicados a monitorar os deslocamentos da barragem por dois anos, praticamente em tempo real. O objetivo principal do estudo era a preocupação com a estabilidade da estrutura, especialmente com relação à resposta da barragem ao potencial risco de futuros sismos. Dois receptores foram instalados em pontos considerados notáveis: bloco próximo à ombreira esquerda e outro próximo ao centro do arco da barragem. O terceiro receptor definido como estação de referência, foi colocado em um pilar estável construído em rocha, distante de aproximadamente 2,5 km da barragem. Os dados processados de setembro de 1995 até novembro de 1997 foram analisados diariamente para serem comparados com modelos de deslocamentos da barragem gerados pelo MEF. Os resultados alcançados mostraram a possibilidade do uso do

GPS no monitoramento estrutural da barragem, além de motivar a melhoria das técnicas para obter respostas em tempo-real.

Em 1967, depois de tremor de 6.9 graus na escala Richter, a barragem de concreto Koyna (800m de comprimento e 85m de altura) na Índia despertou o interesse de geólogos, geodestas, especialistas em barragens e engenheiros. Mesmo com essa magnitude a atividade não causou nenhum dano significativo, mas causou preocupação sobre a estabilidade das estruturas da barragem. A instrumentação civil já instalada na época contribuiu para verificar o comportamento das estruturas, pois os tremores continuaram depois do primeiro evento. Em 1976 foi estabelecida uma rede geodésica que foi monitorada por alguns anos. Kulkarni et. al. (2004) publicaram o projeto de implantação da rede GPS Koyna que tinha o objetivo de estudar os distúrbios sismológicos na região e monitorar o comportamento das estruturas da barragem, usando a tecnologia GPS. A rede foi composta por 34 estações, definidas na crista da barragem e nas adjacências. Depois da análise de dois períodos de dados, de dezembro de 2002 a maio de 2003 e de dezembro de 2003 a abril de 2004, o GPS provou ser uma ferramenta bastante precisa e confiável para a compreensão dos deslocamentos da barragem que foram devidos principalmente ao nível do reservatório e não aos tremores na área.

O US ARMY CORPS OF ENGINEERS é o órgão responsável, entre outras atividades, pela pesquisa, desenvolvimento e manutenção dos recursos hídricos nos Estados Unidos. Em 2002 iniciou o sistema de monitoramento da barragem Libby, localizada no estado de Montana. Seis receptores GPS definidos como estações de monitoramento foram localizados ao longo dos 880m de crista da barragem que tem altura máxima de 120m. Duas estações de referência estão situadas em cada lado da barragem, gerando informações de correções diferenciais. Um software de pós-processamento coleta os dados brutos das oito estações GPS, e calcula as posições em tempo real. Quatro receptores foram instalados em blocos coincidentes com a instalação dos pêndulos diretos, para que depois sejam comparadas as leituras horizontais dos dois sistemas. O sistema foi instalado permanentemente no inverno 2001/2002, e depois da análise dos dados até o início de 2005, os resultados demonstraram um alto nível de concordância entre o GPS e os pêndulos. Isso

qualificou a tecnologia GPS como adequada para o monitoramento do comportamento da barragem e suas implicações de segurança.

A construção da barragem Xiaowan, na China, iniciada em janeiro de 2002 e com previsão de conclusão no final de 2010. Trata-se de uma barragem em arco de dupla curvatura de 292 m de altura. As condições de construção da barragem são complicadas tanto do ponto de vista sísmico quanto do geológico. Visando a segurança da obra, He et al. (2005) desenvolveram um sistema de monitoramento remoto das encostas que permite usar um dispositivo de comutação eletrônica de várias antenas com um único receptor GPS. A rede é formada por 16 estações de monitoramento distribuídas por toda a encosta e duas estações de referência localizadas à mesma distância da zona de monitoramento. Os dados brutos são enviados para um centro de controle onde são processados. Depois de mais de um ano de uso, os resultados mostraram que o sistema se apresenta estável e proporciona posicionamento preciso.

A barragem de concreto e terra de Três Irmãos, pertencente à Companhia Energética de São Paulo, tem comprimento total de 3.640m. Chaves et al. (2005) analisaram o seu comportamento por meio da determinação dos deslocamentos horizontais usando a tecnologia GPS. Duas campanhas de observações GPS foram realizadas: em setembro de 2003 e maio de 2005. O objetivo principal era um ponto objeto na tomada d'água, bloco instrumentado com pêndulo direto, cujas leituras serviram para posterior comparação dos deslocamentos. Além do ponto de interesse, receptores foram instalados em mais outros dois pontos no corpo da obra e em um terceiro fora do corpo da barragem. As coordenadas dos pontos obtidas por GPS foram transformadas para o sistema local. Depois o Teste de Congruência Global foi aplicado para verificar a estabilidade dos pontos que forma a linha base de interesse. Os resultados apresentados atestam que a tecnologia GPS mostra-se relevante, pois a sua performance foi semelhante ao do pêndulo direto.

Teixeira e Ferreira (2006) analisaram o desempenho do GPS na detecção de deslocamento vertical da crosta na região de grandes barragens. A região escolhida foi a da usina hidrelétrica de Salto Caxias, localizada no estado do Paraná, que possui a maior barragem de concreto compactado a rolo (CCR) da América do Sul,

com 67m de altura e 1083m de comprimento. Foram realizadas duas campanhas GPS, a primeira em 1998 antes do enchimento, e a segunda em 2002, nas quais 35 pontos em torno da região foram monitorados. A conclusão final foi de que a técnica de posicionamento GPS utilizada constitui uma valiosa e promissora ferramenta no monitoramento de movimentos da crosta.

Nesta mesma barragem, Faggion et al. (2006) aplicaram técnicas geodésicas para o monitoramento externo das estruturas, e Veiga et al. (2006) apresentaram metodologia para detectar deslocamentos horizontais de pontos localizados dentro de galerias usando técnicas de poligonação de precisão.

A barragem principal de Funil localizada em Itatiaia no estado do Rio de Janeiro é de concreto em arco de dupla curvatura com 85m de altura e 360m de comprimento no coroamento. Guedes et al. (2006) verificaram a confiabilidade do GPS no monitoramento do deslocamento horizontal de um ponto objeto localizado na crista da barragem próximo ao centro do arco. No mesmo prumo do ponto escolhido está instalado o instrumento prumo ótico, e no mesmo bloco está instalado um alvo para trilateração. As três metodologias de instrumentação foram comparadas. As campanhas de observações foram realizadas em novembro de 2005 e abril de 2006. Os resultados do estudo demonstraram diferenças não significativas entre os três métodos, o que comprovou a viabilidade do uso da tecnologia GPS no monitoramento em barragens desse tipo.

4 APLICAÇÃO DA GEODÉSIA NO MONITORAMENTO DE BARRAGENS

4.1 INTRODUÇÃO

A Geodésia sempre esteve intimamente ligada ao monitoramento de barragens, principalmente no que diz respeito à análise de deslocamentos e deformações. As primeiras aplicações são da década de 20 do século passado, realizadas na Suíça. Em 1959 já se descrevia os procedimentos para observação dos deslocamentos de pontos, usando métodos geodésicos na barragem Olef na Alemanha (LÖSCHNER; HILGER; BRETTSCHEIDER, 1967).

Segundo ASCE (2000), a Geodésia é o ramo da matemática aplicada que determina por meio de observações e medições, o tamanho e a forma da Terra, as coordenadas dos pontos e os comprimentos e direções de linhas em sua superfície, e as variações do seu campo de gravidade.

No monitoramento de barragens, as medições geodésicas foram inicialmente usadas como metodologia para determinação periódica das coordenadas dos pontos localizados na superfície das estruturas, e conseqüentemente para determinar os seus deslocamentos. As observações desses pontos, na época somente de ângulos horizontais e verticais, eram realizadas a partir de uma rede de pilares supostamente estáveis localizados fora do corpo da barragem. A rede era definida de maneira a atender os pré-requisitos das tradicionais triangulações geodésicas e das condições geológicas para sua construção.

Mais tarde, com a introdução dos distanciômetros eletrônicos, as distâncias também passaram a ser observadas. A metodologia da trilateração geodésica, então, foi incorporada rapidamente no monitoramento de barragens que já contava com a rede de pilares de observação.

Para determinação dos deslocamentos verticais, também têm sido utilizadas técnicas geodésicas de nivelamento geométrico de precisão, tanto na crista das barragens, quanto nas galerias de inspeção que contenham pontos de interesse para tal verificação.

De acordo com Seeber (2003) o desenvolvimento da geodésia espacial trouxe por meio da tecnologia GPS, novas perspectivas para os levantamentos de precisão. Dentre várias aplicações, está a instalação de redes de referência especiais para obras de engenharia e o monitoramento de deslocamentos de estruturas por meio de medições repetidas ou contínuas.

A grande vantagem do GPS é estabelecer a conexão dos pontos instalados na estrutura da barragem e nas suas fundações com os pontos de referência, sem a necessidade de visibilidade mútua nem de pontos intermediários. Outro importante aspecto é que o GPS pode ser usado em combinação com outros métodos de medição geodésica como a triangulação, a trilateração e a poligonação (CASACA; HENRIQUES, 2002).

Seja então na determinação dos deslocamentos de pontos na estrutura, ou na definição e controle de redes geodésicas de referência, o GPS atualmente exerce papel importante no monitoramento de barragens. É possível destacá-lo também como parte da integração de todos os instrumentos geodésicos com a instrumentação civil, que se completam na análise da instrumentação, e proporcionam uma interpretação mais eficiente dos dados e conseqüentemente do comportamento das barragens.

4.1.1 Diferenciais das medições geodésicas

Para realizar integração das medições feitas pela instrumentação da área civil e instrumentação geodésica, é preciso traçar algumas diferenças entre as suas características.

Os levantamentos geodésicos, realizados por meio de ângulos e distâncias a partir da rede de pontos para determinação de suas coordenadas ou diretamente pela determinação das coordenadas (GPS), geralmente oferecem redundância suficiente de observações para avaliação estatística da qualidade e para detecção de erros. Por outro lado a instrumentação da área civil fornece informações sem um referencial inicial, a menos que sejam comparadas com outras medições independentes.

Tradicionalmente, os levantamentos geodésicos têm sido utilizados principalmente para determinação dos deslocamentos absolutos de pontos selecionados na superfície da estrutura a ser monitorada, com relação a alguns pontos de referência considerados estáveis. Enquanto que as medições realizadas pela instrumentação civil são principalmente usadas para determinação de deslocamentos relativos (CHRZANOWSKI, 1992).

De acordo com Veiga et al. (2006), se for instalado um extensômetro na junção de dois blocos, é possível determinar se houve algum deslocamento relativo entre eles, porém não é possível determinar individualmente qual deles se deslocou. Agora se por meio das medições geodésicas, os pontos localizados em cada um dos blocos tiverem as suas coordenadas determinadas em relação a um referencial fixo e estável, é possível analisar qual dos dois blocos se deslocou, ou até mesmo se os dois se deslocaram. Esses eventuais deslocamentos detectados são chamados de deslocamentos absolutos, como mostra a Figura 4.1:

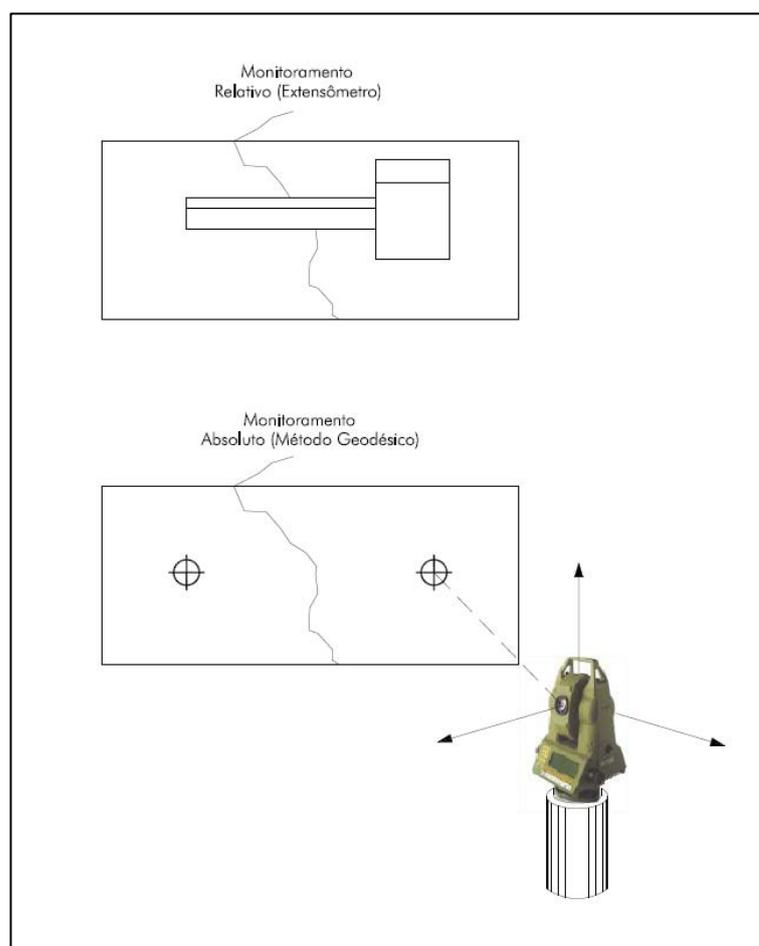


Figura 4.1 – Deslocamentos Relativos e Absolutos.
Fonte: Adaptado de Veiga et al. (2006)

Outro aspecto importante está relacionado aos padrões de precisão das medições geodésicas. O principal critério para a escolha da técnica e de um instrumento geodésico para monitoramento está relacionado diretamente à sua precisão. Necessariamente, os valores previstos das grandezas a serem monitoradas têm que ser detectados pelos instrumentos, isto é, não somente a precisão dos instrumentos geodésicos, mas a precisão dos resultados obtidos pela instrumentação geodésica deverá estar adequada aos deslocamentos mínimos previstos para a estrutura em questão.

4.2 REFERENCIAIS GEODÉSICOS E O MONITORAMENTO

Como citado anteriormente, o objetivo final das medições geodésicas no monitoramento, é determinar as coordenadas dos pontos na superfície da estrutura de interesse e/ou dos pontos da rede de referência, em relação a um referencial fixo e estável. Assim é possível depois de medições periódicas, determinar as diferenças de coordenadas entre épocas diferentes, e conseqüentemente, os deslocamentos absolutos dos pontos. Como também é escopo desta pesquisa determinar as coordenadas dos pontos por meio da tecnologia GPS, apresenta-se a seguir uma breve descrição dos sistemas de coordenadas e referenciais geodésicos.

4.2.1 Coordenadas geodésicas e cartesianas

As coordenadas obtidas por meio de técnicas geodésicas como a triangulação, a trilateração, a poligonação e até mesmo o posicionamento por satélites (GPS), são denominadas coordenadas geodésicas, que são referenciadas à superfície do modelo geométrico de referência sobre a qual são efetuados os cálculos geodésicos, chamado de elipsóide de revolução. A latitude geodésica (ϕ_G) é definida como o ângulo que a normal forma com a sua projeção sobre o plano do

Equador. Já a longitude geodésica (λ_G) é o ângulo diedro formado pelo meridiano de referência (IRM) e o meridiano local, como mostra a Figura 4.2.

Segundo Blitzkow e Matos (2002), a altitude ortométrica (H) relaciona o ponto P com o geóide, que é uma superfície equipotencial do campo de gravidade, e que mais se aproxima do nível médio não perturbado dos mares. Essa altitude é de natureza física e não geométrica como a latitude e longitude, por isso ainda não constituem um conjunto capaz de definir a posição de um ponto. Dessa forma, e com o desenvolvimento da geodésia celeste (tridimensional), foi possível por meio do posicionamento por satélite, obter as coordenadas cartesianas do centro elétrico da antena de uma estação de rastreamento referidas a um referencial geocêntrico (com origem no centro de massa da Terra). Tais coordenadas podem ser transformadas para um terno cartesiano com origem no centro do elipsóide, e convertidas em curvilíneas (ϕ_G, λ_G, h). A altitude geodésica h, é a separação entre a superfície física (SF) e a elipsoidal medida ao longo da normal.

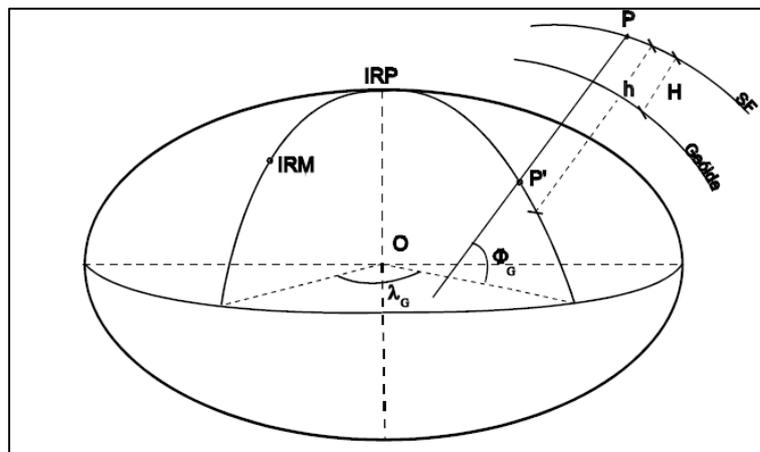


Figura 4.2 - Coordenadas Geodésicas.
Fonte: Blitzkow e Matos (2002)

4.2.2 Referenciais celeste e terrestre

Desde o início da Era Espacial, que trouxe inúmeras contribuições para a geodésia, houve o interesse por vários problemas envolvendo a dimensão e os movimentos da Terra. Concluiu-se então que seria necessário estudar, qualificar e quantificar:

- O nível médio do mar;
- O movimento de rotação;
- As marés terrestres e oceânicas;
- Os deslocamentos em grandes estruturas;
- As variações no eixo de rotação da Terra (precessão, nutação, movimento do pólo).

Os estudos modernos permitiram concluir que dois referenciais ou sistemas de referência seriam suficientes para o posicionamento e para realizar as referidas tarefas: o Sistema de Referência Celeste (ICRS) e o Sistema de Referência Terrestre (ITRS).

A definição de um sistema cartesiano tridimensional requer uma convenção para a orientação dos eixos e para a posição da origem. O ICRS é inercial, ou fixo no espaço e a origem esta no baricentro do sistema solar. O ITRS é um sistema terrestre, ou fixo na Terra e a origem esta no seu centro de massa incluindo os oceanos e a atmosfera (MATOS, 2005). A Tabela 4.1 apresenta um resumo com a definição do ICRS e ITRS.

Tabela 4.1 - Resumo do ICRS e ITRS.

ICRS	ITRS
Origem no Baricentro do Sistema Solar Plano primário próximo ao Equador médio em J2000	Origem no centro de massa da Terra
As direções dos eixos são fixas em relação a um conjunto de objetos fiduciais (quasares) e que são observados por meio do VLBI	Fixo à Terra. Rotaciona, translada e sofre mudanças de origem e orientação com relação ao Sistema Celeste
X_C - Direção do equinócio do Equador médio J2000	X_T - Direção do IRM
Y_C - dextrógiro	Y_T - dextrógiro
Z_C - Pólo celeste das efemérides	Z_T - Direção do IRP

Fonte: Adaptado de MATOS (2005).

Além da definição do sistema de referência, com as observações de pontos devidamente materializados na superfície da Terra, é estabelecido um conjunto de coordenadas que materializa o sistema de referência. O ITRS é materializado pelo ITRF, que é um catálogo de coordenadas cartesianas geocêntricas e velocidades de estações espalhadas pelo mundo, para uma determinada época.

4.2.3 “*World Geodetic System*” (WGS 84)

O Sistema Geodésico Mundial (WGS) vêm sendo desenvolvido pelo Departamento de Defesa dos Estados Unidos (DoD) desde 1960, para definir e estabelecer um sistema de referencia terrestre geocêntrico. A primeira materialização do sistema foi o WGS 60, seguido pelo WGS 66, WGS 72 e finalmente pelo WGS 84. De acordo com Seeber (2003), a cada uma destas materializações do sistema de referência, foram incorporados mais dados, e devido às técnicas computacionais mais avançadas bem como o melhor conhecimento da Terra, vem sendo possível melhorar a precisão dos modelos. Inicialmente o WGS 84 foi materializado por meio das coordenadas de estações de rastreamento espalhadas pelo mundo com precisão estimada de 1 a 2m comparando-se com a precisão de 10 a 20mm do ITRF para a mesma época (TEUNISSEN, 1998). Depois de vários refinamentos das suas materializações, o WGS 84 agora coincide com o ITRF a um nível de 1cm. Desta forma, para a maioria das aplicações práticas, o WGS 84 e o ITRF podem ser considerados similares (SEEBER, 2003).

As efemérides transmitidas pelos satélites da constelação GPS são calculadas usando o WGS 84. Assim, as coordenadas derivadas destas efemérides são consequentemente referenciadas ao WGS 84, que por este motivo, foi adotado como sistema de referência primário para o posicionamento GPS.

4.3 MÉTODOS GEODÉSICOS DE MONITORAMENTO

4.3.1 Triangulação e Trilateração

A triangulação é o tradicional método geodésico para determinação de coordenadas de pontos distribuídos em uma determinada área. Consiste fundamentalmente na medição dos ângulos internos das figuras que compõem a rede de triângulos composta pelos seus vértices.

O método geodésico da trilateração é similar à triangulação, pois também envolve a formação de figuras geométricas que se reduzem em triângulos, no entanto não são medidos os seus ângulos e sim seus lados.

No passado, somente ângulos horizontais e séries de direções eram observados em uma rede de triangulação. Mais tarde, já com os medidores eletrônicos de distância, as redes formadas somente com as observações de distâncias começaram ser usadas. A combinação dos dois métodos anteriores, conhecida como triangulateração foi, e ainda é utilizada na maioria dos casos de monitoramento, mas tornou-se realmente vantajosa com a introdução das estações totais, que permitem a medição de ângulos e distâncias com o mesmo instrumento.

A Figura 4.3 mostra a rede de triangulateração da barragem em arco de dupla curvatura Gigerwald, na Suíça. Para a medição dos ângulos foi usado um teodolito Kern DKM3, enquanto que as distâncias foram medidas por meio de um Mecômetro Kern ME 3000, como ilustra a Figura 4.4:

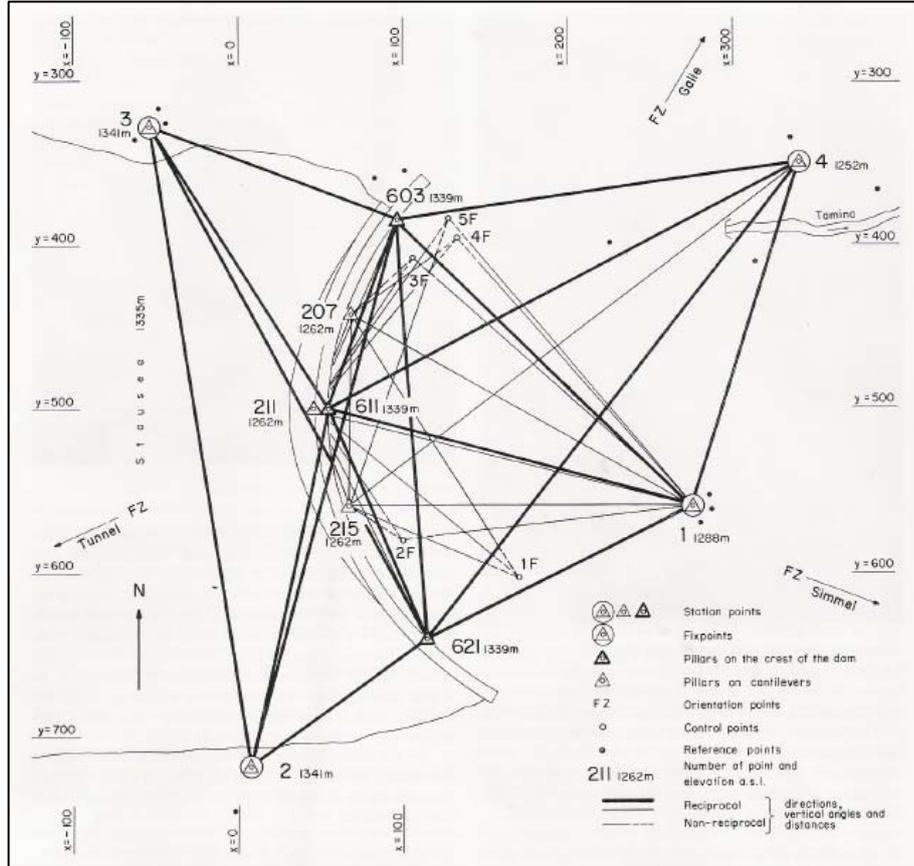


Figura 4.3 – Rede de Triangulação e Trilateração.
 Fonte: Kern (1976)

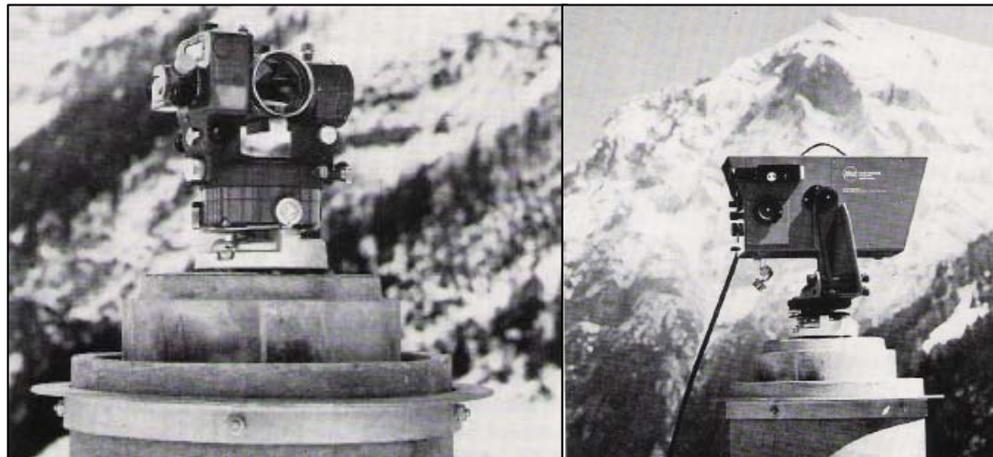


Figura 4.4 – Teodolito DKM3 e Mecômetro ME 3000.
 Fonte: Kern (1976)

4.3.2 Nivelamento Geométrico

O nivelamento geométrico é um método utilizado para a determinação de altitudes com relação ao nível médio dos mares, ou da diferença de cota entre dois pontos. Consiste basicamente no cálculo da diferença entre as leituras das miras de ré (R) e vante (V) realizadas por níveis ótico-mecânicos ou digitais, como mostra a Figura 4.5:

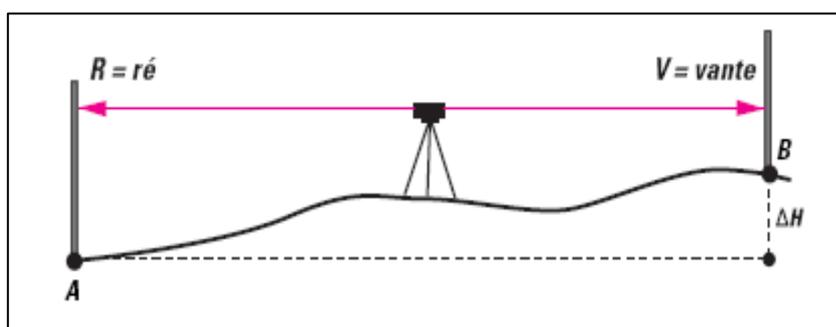


Figura 4.5 – Leituras das miras – nivelamento geométrico.
Fonte: Leica Geosystems AG (2000)

A diferença de cota ΔH entre os pontos A e B é dada por:

$$\Delta H = R - V \quad (4.1)$$

Para a eliminação de erros sistemáticos relacionados às condições atmosféricas (refração) e aos efeitos da curvatura da Terra, o instrumento deve estar equidistante de no máximo 30m dos pontos de vante e ré.

No monitoramento de barragens, o nivelamento geométrico é utilizado para determinação dos deslocamentos verticais da crista, onde são materializados os marcos de controle. A partir das referências (*benchmarks*) de partida e chegada materializadas fora do corpo da barragem, é definida a seqüência de nivelamento para instalação das miras nos marcos. Em seguida são realizadas as leituras de ré e vante (seções) desde a partida, passando pelos marcos na crista da barragem, até a chegada. Depois das leituras, são realizados os cálculos das diferenças de cotas dos marcos, e comparadas em diversas campanhas.

A instalação do nível eqüidistante entre dois marcos para a realização das leituras é mostrada na Figura 4.6, e a Figura 4.7 ilustra a instalação na mira no marco. Ambas foram tomadas na barragem de Itaipu.



Figura 4.6 – Nível eqüidistante entre os marcos.
Fonte: Autor (2007).



Figura 4.7 – Suporte de instalação da mira no marco.
Fonte: Autor (2007).

4.4 INSTRUMENTAÇÃO GEODÉSICA

4.4.1 Níveis Óticos e Digitais

O nivelamento geométrico, mesmo que ainda lento, continua sendo o mais preciso e confiável método para determinação de diferenças de nível. Por meio dos níveis ótico-mecânicos com o auxílio do micrômetro de placa plano-paralela e das miras de invar, é possível determinar as diferenças de nível com desvio-padrão de 0.1mm em seções com equidistância de 20m. No nivelamento com visadas mais longas, sem exceder os 30m, o desvio-padrão da ordem de 1mm/km pode ser alcançado em terrenos planos (CHRZANOWSKI, 1992).

Recentemente, os níveis digitais têm sido adotados para realização dos nivelamentos geométricos ao longo dos marcos da crista de barragens. Trata-se da mesma metodologia aplicada aos níveis mecânico-óticos, porém com a determinação automática das diferenças de nível e medições de distâncias por meio das miras com código de barras. O princípio de funcionamento das medições baseia-se na leitura da imagem da mira que passa através das lentes objetivas do nível, e em seguida é captada por um fotodetector onde é digitalizada. O microprocessador instalado no instrumento compara a imagem com uma cópia do código de barra e calcula a leitura que pode ser apresentada na tela, ou gravada no dispositivo de memória.

4.4.2 Estações Totais

Qualquer equipamento dotado de um teodolito eletrônico integrado com um MED, cujas medidas podem ser armazenadas por meio de um computador interno, é chamado de estação total. O equipamento permite a medição dos três parâmetros básicos para o posicionamento: os ângulos horizontais e verticais, e as distâncias. Diferentes modelos de estações totais variam de acordo com a precisão angular e

linear, com o alcance na medição de distâncias, e com a sofisticação do coletor automático de dados (US ARMY CORPS OF ENGINEERS, 2002).

Um exemplo de estação total especificamente projetada para levantamentos de alta precisão na engenharia, incluindo o monitoramento de estruturas, foi a Leica (WILD) TC2002, que combinou outros dois instrumentos de alta precisão: o teodolito T2002 (precisão de 0.5") e o distanciômetro DI2002 (precisão de 1mm+1ppm). Em virtude dos pequenos deslocamentos previstos para as estruturas, geralmente da ordem de poucos milímetros, estações totais com as precisões acima citadas ainda são as mais indicadas para monitoramento.

Com o objetivo de automatizar os processos de coleta e processamento de dados para o monitoramento geodésico dos deslocamentos de pontos nas estruturas, alguns modelos de estação total além das precisões adequadas, contam com a robotização como aliada. O equipamento pode permanecer dedicado, instalado em um ponto específico com visibilidade para todos os pontos a serem monitorados, e realizar as medições sem qualquer auxílio de um operador.

4.4.3 GPS

4.4.3.1 Generalidades

O uso da tecnologia GPS para monitoramento de estruturas, oferece algumas vantagens sobre os outros instrumentos e metodologias convencionais para a mesma finalidade. A intervisibilidade entre estações, e entre estações e pontos-objeto, não é necessária, permitindo maior flexibilidade na escolha do local para estes pontos. As observações podem ser feitas durante o dia e a noite sob quaisquer condições meteorológicas, tornando-as mais econômicas especialmente quando vários receptores são instalados na estrutura durante os levantamentos. A economia também se verifica no tempo de permanência dos receptores nos pontos, pois em função do método de posicionamento rápido-estático, poderá haver redução do tempo de observação para alguns minutos.

Outro aspecto relevante do GPS é a precisão dos resultados obtidos. Os desvios padrão das coordenadas dos pontos tendem a ser muito otimistas, ou seja, são bem menores que as diferenças entre as coordenadas obtidas em diversas sessões (SCHAAL, 1998). A precisão nominal fornecida pelo fabricante dos receptores é composta de uma parte fixa, por exemplo, de 3 a 5 mm, e de uma parte variável em função da distância entre receptores, geralmente de 1 a 2 ppm. Em curtas distâncias, a parte variável pode ser desprezada, mas a parte fixa ainda fica abaixo do esperado para o controle de deslocamentos de certos tipos de estrutura.

Com a crescente aplicação do GPS no monitoramento de estruturas, espera-se que leitores de outros setores como os da engenharia estrutural e de barragens, possam encontrar referências básicas sobre o sistema. Desta forma, os próximos itens desse capítulo serão dedicados então aos princípios básicos do sistema de posicionamento global - GPS.

4.4.3.2 Observações GPS

Fundamentalmente, o GPS opera determinando distâncias entre os receptores (antenas) localizados em terra com posições desconhecidas, e os satélites em órbita cujas posições são conhecidas. Desta forma, o conceito dos levantamentos com GPS é similar ao da resecção espacial, na qual distâncias são medidas com um distanciômetro, por exemplo, a partir de uma estação desconhecida até alguns pontos de controle.

Todos os 27 satélites da constelação GPS têm órbitas com altura de 20.200km da Terra. Cada satélite transmite continuamente sinais únicos em duas frequências portadoras denominadas L1 e L2, moduladas com códigos que consistem em únicas seqüências de valores binários (zeros e uns). Estes códigos, denominados P (preciso) e C/A ("*Clear Access*"), são sobrepostos respectivamente nas portadoras L1 e L2, e somente na portadora L1. Aparentemente são aleatórios, mas na realidade são gerados de acordo com algoritmos matemáticos. As frequências das portadoras e dos códigos são controladas precisamente com valores conhecidos (GHILANI e WOLF, 2006).

As distâncias nos levantamentos GPS são determinadas por meio das medições dos sinais transmitidos pelos satélites, e para isto são usadas as observações do código e das fases das portadoras, conhecidas como observáveis GPS. As observações do código envolvem a determinação das distâncias pela medição precisa do tempo decorrido entre a saída do sinal transmitido pelo satélite até a chegada do mesmo ao receptor. Para isto, o receptor com o relógio sincronizado com o relógio do satélite, deve gerar uma réplica do código transmitido pelo satélite. O código gerado é defasado (atrasado) no tempo e comparado com o código recebido, até a obtenção da correlação máxima entre os mesmos. O intervalo de tempo necessário para atingir a correlação, corresponde ao tempo do percurso do sinal transmitido pelo satélite até o receptor, que multiplicado pela velocidade da luz, resulta na referida distância. Entretanto existem ainda fatores que afetam esta determinação. Primeiramente não é possível obter uma perfeita sincronização entre os relógios da estação e dos satélites. Além disto, existem atrasos na propagação do sinal através da atmosfera (BLITZKOW, 2003).

Com os dados transmitidos pelos satélites se calculam as coordenadas cartesianas dos mesmos, bem como a correção do relógio. O atraso devido à atmosfera é calculado por meio de modelos. Assim, as incógnitas são as coordenadas cartesianas da estação X, Y, Z, e o erro de sincronização do relógio, determinados a partir da observação de pelo menos quatro satélites.

No procedimento para medição de distâncias usando a fase da onda portadora, as quantidades observadas são mudanças de fase que ocorrem como resultado da propagação da onda a partir dos satélites até o receptor. O princípio é similar ao método "*phase-shift*" empregado nos medidores eletrônicos de distância, porém, com as diferenças principais de que os satélites estão em movimento e de que os sinais não podem retornar ao transmissor para realizar as medições das diferenças de fase. Assim, estas diferenças devem então ser medidas entre o sinal de referência gerado pelo receptor e o sinal por este recebido. Para isto, é exigida a sincronização dos relógios dos satélites e do receptor, caracterizando um problema, já que no instante inicial das observações o número completo de ciclos da portadora não é conhecido.

Segundo Blitzkow (2003), a medida de fase Φ_j^i é realizada continuamente, e esta baseada em um alinhamento do sinal do relógio do receptor com o sinal do

satélite, mas sem o conhecimento do número inteiro de ciclos que caracterizaria a perfeita sincronização de fase, como mostra a equação 4.2:

$$\Phi_j^i = \Phi^i(T) - \Phi_j(T) - (f/c)\rho_j^i + N_j^i - (f/c)\delta A_j^i \quad (4.2)$$

onde:

Φ_j^i = fase da frequência da portadora obtida no j-ésimo receptor para o i-ésimo satélite;

T = instante em que o sinal transmitido pelo satélite chega ao receptor;

$\Phi_j(T)$ = fase do sinal gerado pelo j-ésimo receptor no instante T ;

$\Phi^i(T)$ = fase do sinal transmitido pelo i-ésimo satélite, recebido no receptor no instante T ;

f = frequência da portadora;

c = velocidade de propagação do sinal;

ρ_j^i = distância geométrica entre as antenas do i-ésimo satélite e o j-ésimo receptor no instante T ;

N_j^i = número inteiro de ciclos no instante inicial T_0 (ambiguidade);

δA_j^i =efeito conjunto das refrações na ionosfera e troposfera

A Equação 4.2 apresenta então uma dificuldade de resolução em função do número de incógnitas para cada satélite observado, o que levou ao desenvolvimento de modelos matemáticos baseados em combinações lineares de observações, onde são utilizadas técnicas de diferenças de fase.

Na simples diferença de fase, a Equação 4.3 é aplicada a dois receptores A e B sintonizados no mesmo satélite " i ", possibilitando a remoção de erros associados ao relógio dos satélites, e redução dos erros causados pelas refrações ionosférica e troposférica (BLITZKOW, 2003):

$$\Phi_{AB}^i = \Phi_B^i - \Phi_A^i = \Phi_{AB}^i(T) + (f/c)\rho_{AB}^i + N_{AB}^i + (f/c)\delta A_{AB}^i \quad (4.3)$$

onde:

$$\Phi_{AB}(T) = \Phi_A(T) - \Phi_B(T);$$

$$\rho^i_{AB}(T) = \rho^i_A - \rho^i_B;$$

$$N^i_{AB} = N^i_A - N^i_B;$$

$$\delta A^i_{AB} = \delta A^i_A - \delta A^i_B;$$

O modelo da dupla diferença de fase consiste na aplicação do modelo da simples diferença de fase para dois satélites "i" e "k", possibilitando a remoção dos erros provenientes dos relógios dos satélites e do receptor, e como no caso anterior, a redução dos erros causados pela refração e ainda pelos parâmetros orbitais. A Equação 4.4 representa a dupla diferença de fase (BLITZKOW, 2003):

$$\Phi^{ik}_{AB} = \Phi^k_{AB} - \Phi^i_{AB} = N^{ik}_{AB} + (f/c)\rho^{ik}_{AB} + \delta A^{ik}_{AB} \quad (4.4)$$

onde:

$$N^{ik}_{AB} = N^k_{AB} - N^i_{AB};$$

$$\rho^{ik}_{AB}(T) = \rho^k_A - \rho^k_B - \rho^i_A + \rho^i_B;$$

$$\delta A^{ik}_{AB} = \delta A^k_A - \delta A^k_B - \delta A^i_A - \delta A^i_B;$$

O modelo da tripla diferença de fase representa a aplicação do modelo da dupla diferença de fase em dois instantes T_1 e T_2 , que passa a ser isento de qualquer ambiguidade além da redução dos erros na atmosfera e parâmetros orbitais.

As técnicas de diferenças de fase usadas nas observações da portadora não determinam diretamente as posições dos pontos ocupados pelos receptores, e sim os vetores entre estações, conhecidos como linhas de base (*baselines*). Estas linhas de base são calculadas por meio da diferença de coordenadas, resultando em três componentes ΔX , ΔY e ΔZ .

De acordo com Ghilani e Wolf (2006), no procedimento para o levantamento GPS usando a fase da portadora, são necessários no mínimo dois receptores localizados em pontos diferentes, operando simultaneamente. Considerando então

duas estações A e B ocupadas por receptores numa sessão de observação. A estação A é o ponto de controle, ou seja, tem suas coordenadas conhecidas, e a estação B é o ponto com a posição desconhecida, cujas coordenadas deseja-se determinar. A sessão vai determinar as diferenças de coordenadas ΔX_{AB} , ΔY_{AB} , ΔZ_{AB} . As coordenadas X , Y e Z da estação B, podem ser obtidas somando os componentes da linha de base às coordenadas da estação A, como segue:

$$\begin{aligned} X_B &= X_A + \Delta X_{AB}; \\ Y_B &= Y_A + \Delta Y_{AB}; \\ Z_B &= Z_A + \Delta Z_{AB}; \end{aligned} \tag{4.5}$$

Pelo fato de serem determinadas as componentes da linha de base entre duas estações ao invés das coordenadas diretamente, esse método de posicionamento é chamado de relativo. Uma vantagem do posicionamento relativo é que os erros presentes nas observações originais são reduzidos quando se formam as diferenças entre as observáveis (MONICO, 2000). Na prática do monitoramento de estruturas, geralmente mais de dois receptores são usados simultaneamente em diferentes sessões de posicionamento relativo, o que resulta em várias linhas de base a serem determinadas durante cada sessão de observação.

4.4.3.3 Erros do GPS e necessidade do ajustamento

Como em todos os tipos de observações nos levantamentos geodésicos, as observações do GPS também contêm erros. As principais fontes de erro estão:

- nas órbitas dos satélites;
- no tempo (atraso) de transmissão dos sinais através da camada ionosférica;
- no receptor;
- na reflexão dos sinais que não chegam diretamente ao receptor, chamado de multicaminho;
- na centragem e na medição da altura da antena.

Levando em conta estes e outros erros, e para aumentar a precisão da posição, as observações GPS devem ser redundantes e cuidadosamente tomadas seguindo as especificações e critérios. O fato da presença dos erros nas observações torna necessária a análise das medições para aceitação ou rejeição. Já o fato da redundância das observações exige que seja extraído um resultado único e que possa representar as medições com a maior confiança por meio do ajustamento (GEMAEL, 1994). O método adotado pela geodésia como o critério mais adequado para o ajustamento de observações redundantes é o método dos mínimos quadrados (MMQ), que aceita como melhor estimativa de um resultado único de n medições de uma determinada grandeza, o valor que torna mínima a soma dos

quadrados dos resíduos $\left(\sum_{i=1}^n v_i^2 = \min \right)$.

No processamento de dados GPS onde as observações são da fase da portadora, existem dois estágios onde o ajustamento pelo MMQ é aplicado. Primeiro no processamento das observações para obtenção das componentes da linha de base ajustadas. O segundo estágio é o processamento das observações, ajustando as componentes de vários vetores (linhas de base) nas redes GPS. Este último estágio será detalhado no item 5.4.3 do Capítulo 5.

4.4.3.4 CORS (*Continuously Operating Reference Stations*)

As chamadas CORS, estações de referência de monitoramento contínuo, são estações com receptores GPS de alta precisão (dupla-frequência) dedicados que disponibilizam dados com as observáveis continuamente, ou seja, vinte e quatro horas por dia. Isto significa que as comunidades profissionais e científicas podem utilizar estes dados disponibilizados, como referência para realização de levantamentos relativos. A maioria destas estações é controlada por *softwares* desenvolvidos especialmente para tal, permitindo o acesso aos dados via *Internet*, o que em conjunto com o receptor e com a antena instalados em locais especiais e pontos monumentados (pilares ou estruturas similares), configuram um sistema de monitoramento contínuo. Estes sistemas são geralmente combinados de modo a

formarem redes permanentes, que podem ser locais, no caso do monitoramento de grandes estruturas, ou até mesmo nacionais como é o caso da rede brasileira de monitoramento contínuo – RBMC, que atualmente conta com 38 estações operacionais.

http://www.ibge.com.br/home/geociencias/geodesia/rbmc/rbmc_est.shtm

(22/02/2008).

No monitoramento geodésico de barragens, as CORS vêm sendo implantadas e utilizadas por terem como vantagem principal, o elevado nível de precisão da referência para detecção de deslocamentos nas estruturas (da ordem de alguns milímetros ou centímetros) ao longo de meses e até anos. Isto torna possível a verificação da estabilidade temporal da estação (ou estações) com a análise de soluções diárias se necessário. Assim, promove-se o aumento da confiabilidade das coordenadas de referência, constituindo um princípio básico para a aquisição, controle e análise automatizada dos dados para o monitoramento das estruturas.

Da mesma forma que o sistema automatizado de aquisição dos dados da barragem (ADAS) gerencia automaticamente a instrumentação civil, existem também os sistemas de aquisição automatizada dos dados da instrumentação geodésica, principalmente usando as CORS e receptores dedicados instalados no corpo da estrutura a ser monitorada. Um *software* gerencia a coleta de dados de todos os receptores (referências e instalados na estrutura), e têm a capacidade de processar automaticamente os dados, distribuindo os resultados em tempo real para análises remotas de grandezas como o deslocamento e velocidade.

5 REDES GEODÉSICAS PARA MONITORAMENTO

5.1 INTRODUÇÃO

O uso das metodologias geodésicas para o monitoramento de uma estrutura é uma decisão tomada no projeto do empreendimento. A primeira etapa da inclusão das medições geodésicas no monitoramento é o projeto da rede geodésica, que necessita contemplar alguns itens básicos, como a disposição (*layout*), a materialização e a monumentação dos pontos. Todos esses itens devem assegurar que as referências sejam fixas, ou seja, cada um dos pontos que formam a rede, em princípio, devem ser considerados estáveis. Somente assim será possível determinar os deslocamentos absolutos dos pontos definidos na estrutura.

Esse capítulo abordará os tipos de rede geodésica aplicados ao monitoramento, suas materializações e monumentações, e principalmente o estudo da estabilidade dos pontos, que consiste na verificação e análise estatística dos seus eventuais deslocamentos ao longo do tempo.

5.2 TIPOS DE REDE PARA MONITORAMENTO

Segundo Chrzanowski (1990), para realizar as medições geodésicas para monitorar tanto estruturas de engenharia como subsidências¹ no solo em áreas de mineração e movimentos tectônicos, são usados dois tipos básicos de redes geodésicas: as redes absolutas e as relativas.

As redes absolutas são aquelas onde os pontos estão localizados fora do corpo deformável da estrutura (objeto), servindo como pontos de referência para a determinação dos deslocamentos absolutos dos chamados pontos-objeto, como mostra a Figura 5.1.

¹ Deformações ou deslocamentos do solo na direção vertical.

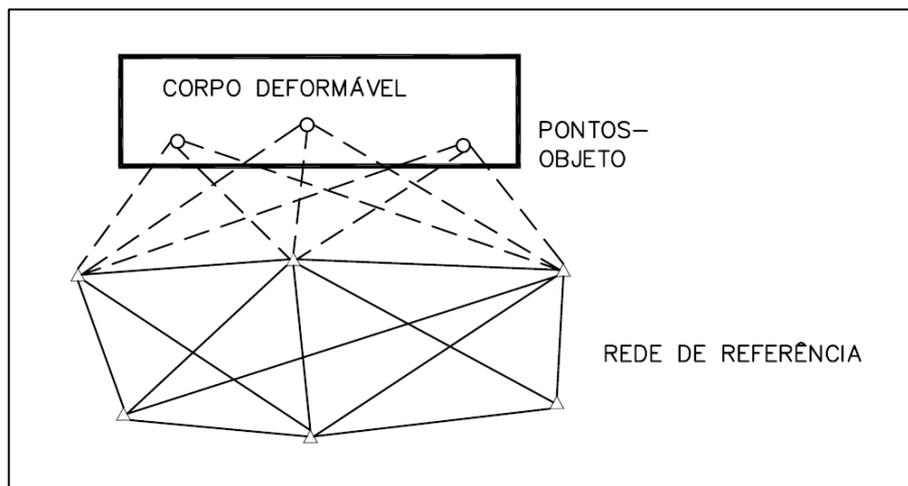


Figura 5.1 – Rede Geodésica Absoluta.
Fonte: Adaptado de Chrzanowski (1986)

As redes relativas são aquelas onde todos os pontos são localizados no corpo deformável, como mostra a Figura 5.2:

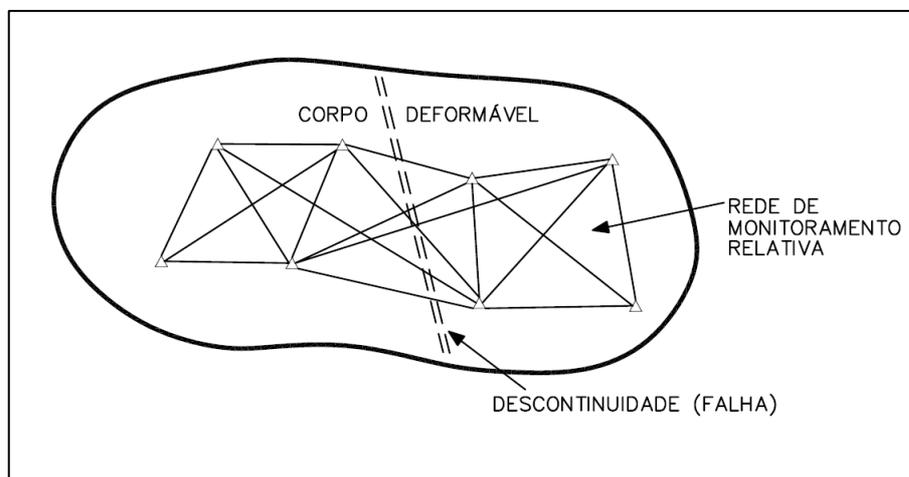


Figura 5.2 – Rede Geodésica Relativa.
Fonte: Adaptado de Chrzanowski (1986)

No monitoramento de barragens, as redes mais comumente definidas são as absolutas. O problema das redes absolutas, escopo principal desta pesquisa, é verificar e confirmar a estabilidade dos pontos de referência, e ainda identificar possíveis deslocamentos de cada ponto, que podem ser causados por algum tipo de ação geradora de um esforço no local, ou alguma falha na monumentação.

5.3 PROJETO DE REDES PARA MONITORAMENTO

Uma rede geodésica por definição, é um conjunto de pontos monumentados no terreno, com suas posições referenciadas a um sistema de coordenadas (materialização).

Segundo US Army Corps of Engineers (2002), em um projeto de rede geodésica para monitoramento são necessários, imprescindivelmente, vários pontos distribuídos para assegurar a confiabilidade das medições e garantir o vínculo entre os mesmos, e ainda para verificar a estabilidade das referências ao longo do tempo. No caso de uso de Estações Totais, cada ponto da rede deve ser intervisível com o máximo número possível de pontos-objeto da estrutura, e com pelo menos dois outros pontos da rede de referência. Para referência de posicionamento horizontal, é desejável pelo menos quatro pontos na rede, localizados em áreas suficientemente distantes para serem livres de influências induzidas por ações externas na estrutura, no caso das barragens pelo empuxo hidrostático. Essas áreas geralmente estão à jusante da barragem ou nas próprias ombreiras, porém em alguns casos, também podem estar à montante, desde que satisfeitas as condições de estabilidade. A Figura 5.3 mostra uma rede geodésica de monitoramento formada por pontos localizados à jusante, à montante e nas ombreiras.

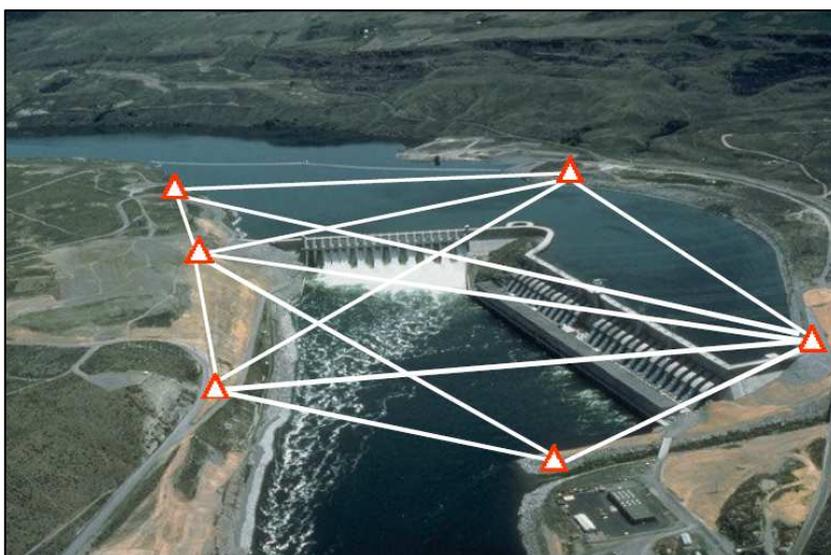


Figura 5.3 – Rede Geodésica de Referência em uma barragem de concreto.
Fonte: US Army Corps of Engineers (2002)

Especificamente para a definição do *layout* da rede geodésica, alguns pré-requisitos devem ser analisados (ASCE, 2000):

- Geometria das estruturas a serem monitoradas;
- Localização dos terrenos naturais estáveis na vizinhança;
- Métodos de levantamento geodésico e equipamentos a serem utilizados;
- Informações necessárias a serem coletadas;
- Tipos de monumentação a serem utilizadas;
- Precisão e confiabilidade;
- Duração do monitoramento;
- Frequência do monitoramento;

Cabe ressaltar que as distâncias e a visibilidade entre os pontos da rede de referência e os pontos-objeto são também pré-requisitos relevantes para os casos onde serão utilizadas as Estações Totais, pois não podem ser um fator para degradação de precisão das medições. Para isto, estudos de visibilidade são realizados nas áreas vizinhas da barragem e apresentados em forma de diagrama como mostra a Figura 5.4.

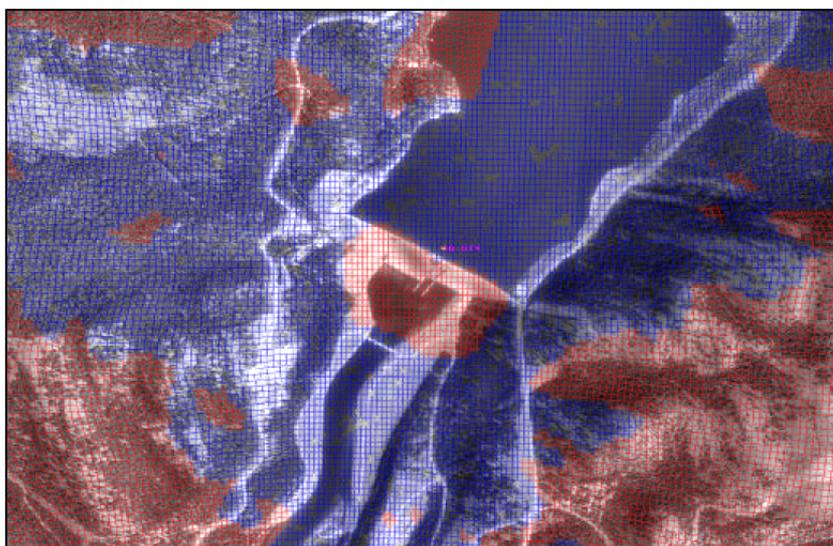


Figura 5.4 – Diagrama de visibilidade para definição do local dos pontos da rede de referência. Áreas em azul permitem intervisibilidade. Áreas em vermelho apresentam obstruções.
Fonte: US Army Corps of Engineers (2002)

Baseados neste diagrama, mapas geológicos podem ser sobrepostos para identificar as áreas mais estáveis para posicionar os pontos da rede de referência.

5.3.1 **Materialização da Rede**

A materialização da rede geodésica de referência define e estabelece as posições e coordenadas dos seus pontos em relação a um referencial geodésico, pois o posicionamento pode ser diretamente relacionado a um elipsóide de referência. As coordenadas dos pontos-objeto também são determinadas em relação a esse referencial adotado.

Nos empreendimentos de engenharia, geralmente são adotados sistemas de referência cartesianos diferentes dos geodésicos, mas que permitem a determinação de parâmetros de transformação para conversão entre os mesmos.

Como no monitoramento de estruturas serão utilizadas as medições geodésicas integrando a instrumentação, a escolha do referencial geodésico tornará compatíveis as coordenadas geodésicas determinadas diretamente pelo GPS com as coordenadas locais calculadas em função dos ângulos e distâncias medidas pela Estação Total, desde que adequadamente transformadas para um sistema local ou para o próprio sistema da estrutura.

5.3.2 **Monumentação da Rede**

Historicamente, os pontos da rede de referência são sempre monumentados preferivelmente sobre grandes massas de concreto ou rocha, próximos às estruturas a serem monitoradas.

Os principais aspectos de preocupação na monumentação dos pontos da rede são a durabilidade e a estabilidade. Qualquer falha em um dos dois fatalmente ocasionará degradação na precisão das observações e conseqüentemente na perda de confiança nos resultados.

Tanto os pontos-objeto, quanto os pontos da rede de referência devem ser identificados permanentemente desde o início das campanhas de monitoramento, e protegidos de forma a manter a integridade da estrutura monumentada e dos dispositivos de fixação dos instrumentos.

5.3.2.1 Tipos de Monumentos

O tipo de monumento a ser utilizado em um determinado local é definido a partir do tipo de solo ou rocha encontrado. Monumentos que tem a possibilidade de perder os seus suportes de fundação irão formar uma rede geodésica com características inferiores e poderiam deteriorar todo o sistema gerando dados sem muito valor (ASCE, 2000).

Os pontos da rede para monitoramento devem ser localizados e monumentados em terreno natural ou em áreas de corte. As áreas de aterro devem ser evitadas. Áreas rochosas são preferencialmente usadas como base para a monumentação, desde que livres de falhas ou qualquer outro fator que possa comprometer a integridade. Para pleno conhecimento dessas características, é sempre desejável a realização de sondagem.

Os monumentos mais utilizados, e na maioria das vezes mais indicados para redes de monitoramento são os pilares de concreto armado com dispositivo de centragem forçada, que garante a estabilidade dos instrumentos e suas instalações sempre na mesma posição.

De acordo com Paciléo Netto (1997), a EPUSP padronizou a construção de pilares para serem usados como referência estável, com as seguintes características:

- Diâmetro de 30 cm e altura aproximada de 1,10 m acima do solo.
- Os blocos dos pilares são apoiados diretamente no solo, sobre uma estaca pré-moldada ou duas brocas moldadas "in loco".

A Figura 5.5 ilustra as dimensões da estrutura de concreto e as ferragens de cada pilar. O comprimento da estaca ou das brocas depende do solo encontrado no local.

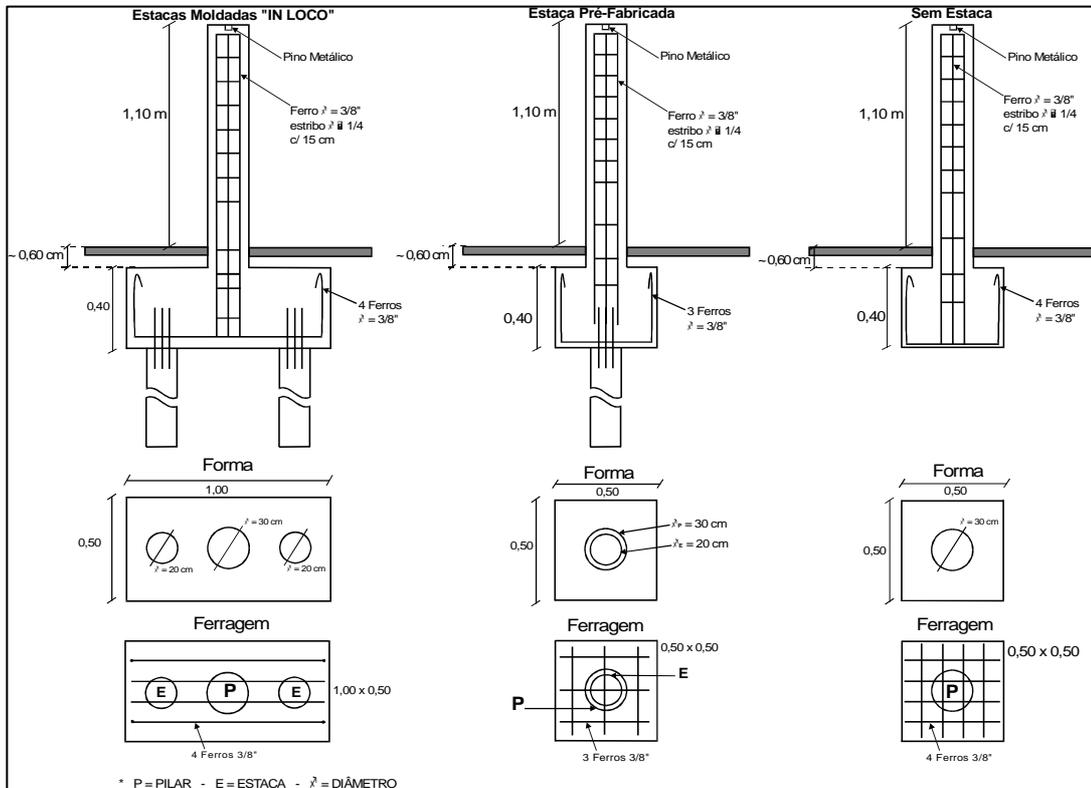


Figura 5.5 – Pilar-Tipo de Concreto Armado padrão EPUSP.
Fonte: Paciléo Netto (1997)

Projetos de monumentação da rede podem também ser feitos especialmente para determinados projetos, como no caso da barragem de ITAIPU, onde foram projetados três tipos diferentes de pilares de acordo com a profundidade da fundação em rocha, como mostram as Figuras 5.6 e 5.7.

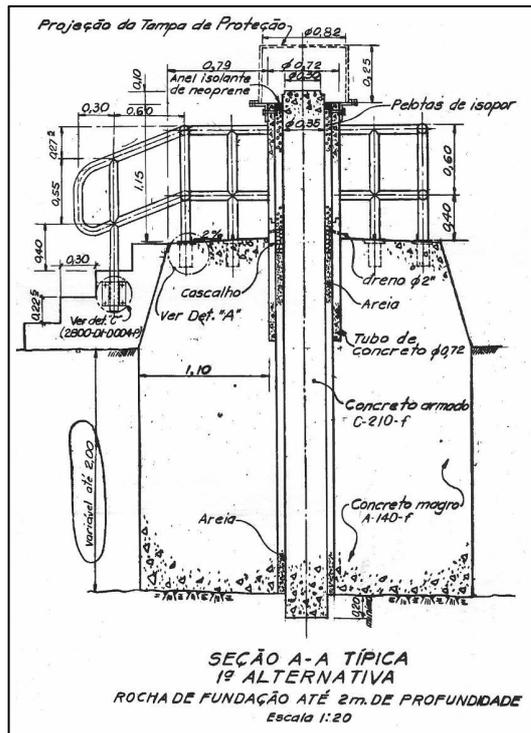


Figura 5.6 – Projeto de pilar para a rede de monitoramento da barragem de ITAIPU – 1ª Alternativa.
Fonte: ITAIPU Binacional (1981)

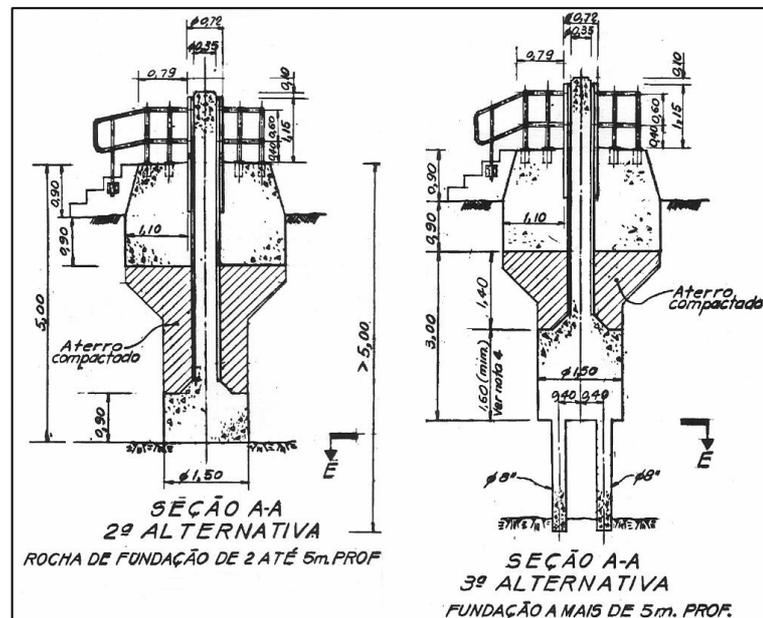


Figura 5.7 – Projeto de pilar para a rede de monitoramento da barragem de ITAIPU – 2ª e 3ª Alternativas.
Fonte: ITAIPU Binacional (1981)

5.4 ESTABILIDADE DOS PONTOS DA REDE DE REFERÊNCIA

Basicamente, a chamada *Análise de Deformações (Deformation Analysis)* é um procedimento para determinação dos deslocamentos em pontos considerados estáveis e também para determinar deslocamentos significativos nas redes geodésicas. Uma aplicação dessa análise reside no monitoramento das barragens, pois os deslocamentos absolutos dos pontos-objeto são determinados a partir da rede de referência que presume-se ser estável.

Chrzanowski (1992) considera que qualquer ponto da rede de referência que não seja estável, deve ser identificado antes do cálculo dos deslocamentos dos pontos-objeto. Caso contrário, a análise e interpretação dos deslocamentos podem ser distorcidos.

A Figura 5.8 ilustra uma situação onde os pontos A, B, C e D são da rede de referência, e os demais são pontos-objeto. Se o ponto B se deslocou para B', porém não foi detectado, e o mesmo ponto B foi usado com o ponto A como referência fixa, comum para duas campanhas de observações, então todos os pontos-objeto e os pontos da rede de referência C e D irão apresentar mudanças significativas em suas coordenadas, mesmo que na realidade elas sejam estáveis.

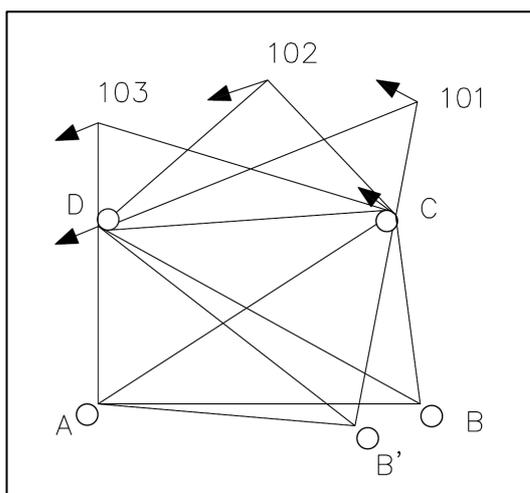


Figura 5.8 – Influência de um ponto da rede de referencia que não seja estável.
Fonte: Adaptado de Chrzanowski (1990)

Assim, a definição dos pontos da rede de referência que podem ser considerados estatisticamente estáveis, entre quaisquer duas épocas, é fundamental para a posterior avaliação e análise dos deslocamentos dos pontos-objeto.

5.4.1 Observações geodésicas na rede de referência

A premissa da verificação propriamente dita da estabilidade dos pontos de uma rede de referência, são as observações geodésicas que visam à determinação das coordenadas dos pontos vinculadas ao sistema de coordenadas adotado na materialização da rede, ou vinculadas ao referencial adotado pelo instrumento. Neste trabalho serão tratadas as observações realizadas por receptores GPS utilizando as fases das portadoras como descrito em 4.4.3.2, com coordenadas fornecidas e posteriormente processadas em WGS-84.

5.4.2 Processamento dos dados GPS

Como descrito anteriormente, as distâncias entre o receptor e os satélites são determinadas por meio do processamento das observações realizadas. Este processamento consiste em um ajustamento das observações redundantes e discrepantes dos diferentes satélites em diferentes instantes, conforme as técnicas de diferenças de fase (4.4.3.2).

O resultado do processamento das observações GPS é a obtenção das componentes das linhas de base ajustadas e conseqüentemente das coordenadas ajustadas dos pontos com suas respectivas precisões para uma determinada época (sessão de observação).

Quando as observações são realizadas em diversos pontos formando uma rede, também se aplicará o ajustamento para torná-la homogênea e consistente geometricamente.

5.4.3 Ajustamento das linhas de base - Redes GPS

No ajustamento de redes, o objetivo principal é adotar uma solução única e homogênea para as observações redundantes das linhas de base (obtidas do processamento) formadas entre pontos da rede ocupados pelos receptores GPS.

Normalmente o ajustamento das linhas de base GPS é feito pelo método paramétrico, que está fundamentado na estimativa dos parâmetros desconhecidos, tais como as coordenadas dos pontos de uma rede, para obtenção dos mesmos parâmetros ajustados. Desta forma as grandezas observadas são então expressas em função dos parâmetros desconhecidos (incógnitas).

A aplicação do método paramétrico no ajustamento de redes GPS será detalhada no subitem 5.4.3.2.

5.4.3.1 Pré-Ajustamento da rede

Segundo Ghilani e Wolf (2006), antes do ajustamento, uma série de procedimentos devem ser seguidos para analisar a consistência interna da rede, ou seja, eliminar possíveis erros grosseiros. Estes procedimentos consistem nas seguintes análises:

- das diferenças entre linhas de base fixas e observadas;
- das diferenças entre observações repetidas da mesma linha de base;
- do fechamento do circuito (polígono).

Depois das análises iniciais, pode ser realizado um ajustamento pelo MMQ com injeção mínima para isolar os erros grosseiros ainda não detectados. Neste ajustamento, às vezes chamado de ajustamento livre, qualquer estação da rede pode ser definida como fixa com coordenadas arbitrárias. Então todas as demais estações da rede ficam livres para se ajustarem de forma a “acomodar” as observações das linhas de base e a geometria da rede. Os resíduos resultantes do ajustamento são estritamente relacionados às observações das linhas de base, e depois de examinados podem detectar e eliminar erros grosseiros (GHILANI E WOLF, 2006).

5.4.3.2 Método Paramétrico

Na aplicação do método paramétrico no ajustamento de linhas de base em redes GPS, são escritas equações de observação que relacionam as coordenadas das estações com as diferenças de coordenadas observadas (ΔX , ΔY e ΔZ) e seus respectivos resíduos (v_X, v_Y, v_Z). Por exemplo, para a linha de base AC na Figura 5.9, uma equação de observação pode ser escrita para cada componente da linha de base como:

$$\begin{aligned} X_C &= X_A + \Delta X_{AC} + v_{X_{AC}} \\ Y_C &= X_A + \Delta Y_{AC} + v_{Y_{AC}} \\ Z_C &= Z_A + \Delta Z_{AC} + v_{Z_{AC}} \end{aligned} \quad (5.1)$$

De forma similar, as equações de observação para os componentes da linha de base CD são:

$$\begin{aligned} X_D &= X_C + \Delta X_{CD} + v_{X_{CD}} \\ Y_D &= X_C + \Delta Y_{CD} + v_{Y_{CD}} \\ Z_D &= Z_C + \Delta Z_{CD} + v_{Z_{CD}} \end{aligned} \quad (5.2)$$

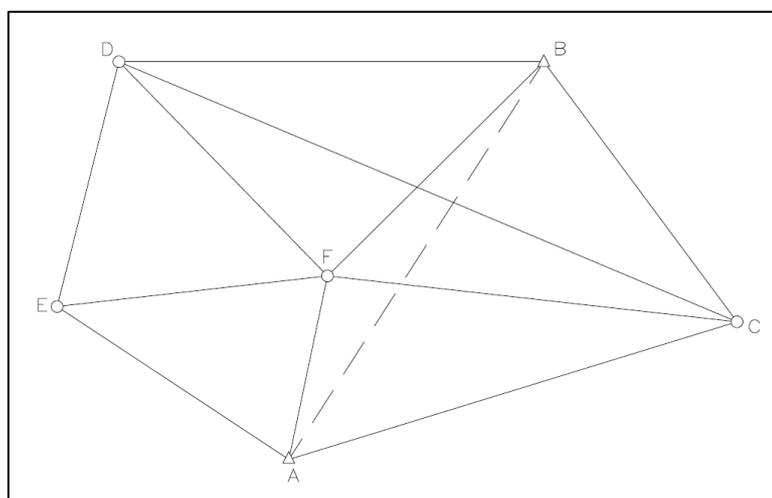


Figura 5.9 – Exemplo de linhas de base para o ajustamento.
Fonte: Adaptado de Ghilani e Wolf (2006)

As equações de observação na forma anterior poderiam ser escritas para todas as linhas de base de qualquer *layout* de rede GPS.

De acordo com Gemael (1994), o vetor dos valores observados ajustados (linhas de base ajustadas) pode ser escrito como vetor dos valores observados (linhas de base observadas sem ajustamento) e os resíduos:

$$L_a = L_b + V \quad (5.3)$$

onde:

L_b : vetor ($3n \times 1$) das componentes das linhas de base processadas a partir das observações GPS;

V : vetor ($3n \times 1$) dos resíduos, que representam a diferença entre os valores ajustados e os valores observados;

L_a : vetor ($3n \times 1$) das componentes das linhas de base ajustadas;

n : número de linhas de base (vetores).

O vetor dos parâmetros ajustados (coordenadas ajustadas procuradas) pode ser expresso como uma função do valor aproximado dos parâmetros adicionado de uma correção:

$$X_a = X_o + X \quad (5.4)$$

onde:

X_o : vetor ($3u \times 1$) do valor aproximado dos parâmetros, ou seja, as coordenadas aproximadas dos pontos;

X : vetor correção ($3u \times 1$);

X_a : vetor ($3u \times 1$) dos parâmetros ajustados, ou seja, as coordenadas ajustadas dos pontos;

u : pontos desconhecidos.

Quando os valores observados ajustados podem ser expressos como uma função dos parâmetros ajustados, isto é quando se verifica o modelo matemático:

$$L_a = F(X_a) \quad (5.5)$$

o ajustamento se processa pelo método paramétrico (GEMAEL, 1994).

Substituindo o primeiro membro pela Equação 5.5 e linearizando segundo a fórmula de Taylor:

$$L_b + V = F(X_o + X) = F(X_o) + \left. \frac{\partial F}{\partial X_a} \right|_{X_a=X_o} X \quad (5.6)$$

$$A = \left. \frac{\partial F}{\partial X_a} \right|_{X_o} \quad (5.7)$$

onde:

A : Matriz coeficiente dos parâmetros da equação das observações linearizada por meio da fórmula de Taylor.

O modelo matemático de ajustamento das observações GPS pode ser considerado linear. Desta forma, a matriz A será igual à matriz dos coeficientes das equações dos erros (AMORIM, 2004).

Definindo a função dos parâmetros aproximados por L_o :

$$L_o = F(X_o) \quad (5.8)$$

e a matriz das derivadas parciais por A , Equação 5.4 pode ser escrita como:

$$L_b + V = L_o + AX ; \quad (5.9)$$

$$V = AX + L_o - L_b . \quad (5.10)$$

fazendo então:

$$L = L_o - L_b \quad (5.11)$$

é obtido o modelo matemático linearizado das equações das observações para o método dos parâmetros no ajustamento GPS:

$${}_{3n}V_1 = {}_{3n}A_{3u \cdot 3u} X_1 - {}_{3n}L_1 \quad (5.12)$$

onde:

n : número de linhas de base (vetores);

u : número de pontos desconhecidos (incógnitas).

Na forma algébrica, as equações de erro podem ser escritas como:

$$v_{x_{12}} = -X_1 + 0Y_1 + 0Z_1 + X_2 + 0Y_2 + 0Z_2 + \dots + 0X_n + 0Y_n + 0Z_n - l_{x_{12}}$$

$$v_{y_{12}} = 0X_1 - Y_1 + 0Z_1 + 0X_2 + Y_2 + 0Z_2 + \dots + 0X_n + 0Y_n + 0Z_n - l_{y_{12}}$$

$$v_{z_{12}} = 0X_1 + 0Y_1 - Z_1 + 0X_2 + 0Y_2 + Z_2 + \dots + 0X_n + 0Y_n + 0Z_n - l_{z_{12}}$$

$$v_{x_{n1}} = X_1 + 0Y_1 + 0Z_1 + 0X_2 + 0Y_2 + 0Z_2 + \dots - X_n + 0Y_n + 0Z_n - l_{x_{n1}}$$

$$v_{y_{n1}} = 0X_1 + Y_1 + 0Z_1 + 0X_2 + 0Y_2 + 0Z_2 + \dots + 0X_n - Y_n + 0Z_n - l_{y_{n1}}$$

$$v_{z_{n1}} = 0X_1 + 0Y_1 + Z_1 + 0X_2 + 0Y_2 + 0Z_2 + \dots + 0X_n + 0Y_n - Z_n - l_{z_{n1}}$$

onde:

$v_{x_{mn}}$: resíduo na componente X do vetor do ponto M para o ponto N;

$v_{y_{mn}}$: resíduo na componente Y do vetor do ponto M para o ponto N;

$v_{z_{mn}}$: resíduo na componente Z do vetor do ponto M para o ponto N;

$l_{mn} = l_b - l_o$: diferença entre as observações bruta e aproximada.

Na forma matricial as equações de erro das observações ($V = A \cdot X - L$) podem ser escritas como:

$$\begin{aligned}
 V = \begin{pmatrix} v_{x_{12}} \\ v_{y_{12}} \\ v_{z_{12}} \\ \cdot \\ v_{x_{n1}} \\ v_{y_{n1}} \\ v_{z_{n1}} \end{pmatrix} \quad
 A = \begin{pmatrix} -1 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & \cdot & \cdot & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -1 & 0 & 0 & 1 & 0 & \cdot & \cdot & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -1 & 0 & 0 & 1 & \cdot & \cdot & 0 & 0 & 0 \\ \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot \\ v_{x_{n1}} & 1 & 0 & 0 & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & -1 & 0 & 0 \\ v_{y_{n1}} & 0 & 1 & 0 & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & -1 & 0 \\ v_{z_{n1}} & 0 & 0 & 1 & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & 0 & 0 & -1 \end{pmatrix} \quad
 X = \begin{pmatrix} x_1 \\ y_1 \\ z_1 \\ \cdot \\ x_n \\ y_n \\ z_n \end{pmatrix} \quad
 L = \begin{pmatrix} l_{x_{12}} \\ l_{y_{12}} \\ l_{z_{12}} \\ \cdot \\ l_{x_{n1}} \\ l_{y_{n1}} \\ l_{z_{n1}} \end{pmatrix}
 \end{aligned}$$

5.4.3.3 Equações Normais

De acordo com Gemael (1994), aplicando a forma quadrática fundamental do MMQ na equação matricial dos resíduos obtemos sucessivamente:

$$V^T P V = (X^T A^T - L^T) P (AX - L) = \min \quad (5.13)$$

$$V^T P V = X^T A^T P A X - X^T A^T P L - L^T P A X + L^T P L = \min \quad (5.14)$$

$$X^T A^T P L = L^T P A X \quad (5.15)$$

onde P aqui e ao longo do texto a seguir, é a matriz dos pesos atribuídos às observações.

Os dois termos da Equação 5.13 são iguais, então:

$$V^T PV = X^T A^T PAX + 2X^T A^T PL + L^T PL = \min \quad (5.16)$$

Igualando a zero a derivada primeira em relação a X :

$$\frac{\partial(V^T PV)}{\partial X} = 2A^T PAX + 2A^T PL = 0$$

$$A^T PAX + A^T PL = 0 \quad (5.17)$$

$$X = -(A^T PA)^{-1} A^T PL \quad (5.18)$$

Fazendo:

$$N = A^T PA \quad \text{e} \quad U = A^T PL \quad (5.19)$$

resulta

$$NX + U = 0, \quad (5.20)$$

equação matricial que representa um sistema de u equações normais cuja solução é dada pelo vetor:

$$X = -N^{-1}U \quad (5.21)$$

e cujas componentes convertem os parâmetros aproximados em ajustados:

$$X_a = X_o + X \quad (5.22)$$

Segundo Amorim (2004), o termo da Equação 5.21 N^{-1} (inversa da matriz dos coeficientes dos parâmetros desconhecidos da equação normal) é igual à matriz cofatora dos parâmetros (Q_{xx}) que multiplicada pela variância “a posteriori”

$\left(\hat{\sigma}_o^2 = \frac{V^T P V}{n-u}\right)$, resulta na matriz variância-covariância dos parâmetros (Σ_{xx}).

$$\Sigma_{xx} = \hat{\sigma}_o^2 \cdot Q_{xx}$$

Finalmente, após o ajustamento das observações GPS, é obtida a matriz variância-covariância dos parâmetros ajustados, cuja diagonal é formada pelas variâncias das coordenadas ajustadas. As raízes quadradas destas variâncias fornecem o erro médio quadrático ou precisão (σ_x , σ_y e σ_z) das coordenadas ajustadas.

A próxima fase é a aplicação de testes estatísticos para verificar a qualidade do ajustamento. Como são necessários alguns conceitos relacionados aos testes de hipótese, a qualidade do ajustamento será abordada no item 5.6.

5.5 TESTE DE HIPÓTESE

De acordo com Gemael (1994) um indicador da qualidade do ajustamento das observações é a comparação entre σ_o^2 (a priori) e $\hat{\sigma}_o^2$ (a posteriori) por meio de um teste de hipótese baseado na distribuição Qui-Quadrado (χ^2) para constatar se a discrepância é significativa a um certo nível de confiança. Maiores detalhes em 5.6.1.

Exemplificando mais especificamente, em uma região supostamente sujeita a movimentos verticais, a discrepância entre dois nivelamentos repetidos em épocas diferentes após os devidos ajustamentos, é testada em termos estatísticos para uma tomada de decisão: considerá-la significativa atribuindo-a a movimentos da crosta ou simplesmente creditá-la aos erros de observação.

O mesmo exemplo anterior se aplica na verificação da estabilidade dos pontos da rede de referência para monitoramento. Na análise dos ajustamentos das observações GPS (linhas de base), e conseqüentemente das coordenadas ajustadas dos pontos rastreados em diferentes épocas, as eventuais discrepâncias apresentadas serão devidas efetivamente aos deslocamentos ou simplesmente aos erros nas observações. Para a tomada de decisão entre estas alternativas, é preciso aplicar um teste estatístico baseado em suposições (hipóteses) comparar os resultados experimentais de acordo com determinado padrão.

Os testes de hipótese são caracterizados pela formulação de uma hipótese a ser testada e outra hipótese alternativa. Segundo Gemael (1994), existe a possibilidade de em vez de estimar um parâmetro de uma população, atribuir-lhe um valor hipotético, e em seguida, com base nas informações amostrais, decidir sobre a aceitação ou rejeição do mesmo. Desta forma, pode ser formulada inicialmente uma hipótese sobre a população denominada hipótese nula (*"null hypothesis"*) designada como H_0 . Qualquer outra hipótese H_1 sendo que $H_1 \neq H_0$ é dita como hipótese alternativa. Com base em uma amostra aleatória extraída da população é possível testar a hipótese nula para concluir sobre a sua aceitação ou rejeição.

A hipótese nula H_0 pode ser formulada pressupondo ser verdadeira ou visando a sua rejeição ou aceitação, sendo que a decisão do teste corresponde a quatro possibilidades erro:

- aceitação de uma hipótese realmente verdadeira;
- rejeição de uma hipótese realmente verdadeira (I);
- rejeição de uma hipótese realmente falsa;
- aceitação de uma hipótese realmente falsa (II)

O erro indicado como (I) é conhecido como erro do Tipo I ou erro alfa - α . A probabilidade máxima admitida para correr o risco de um erro do Tipo I é conhecida como *nível de significância*, ou seja, a probabilidade de se rejeitar uma hipótese nula H_0 verdadeira (GEMAEL, 1994):

$$\alpha = P(\text{rejeitar } H_0 \mid H_0 \text{ verdadeira}).$$

O nível de significância deve ser fixado *a priori*, em geral $\alpha = 0,05$ (5%) ou $\alpha = 0,1$ (10%).

O erro indicado como (II) é dito como do Tipo II ou erro beta - β . A probabilidade de cometer um erro deste tipo é dada por:

$$\beta = P(\text{aceitar } H_0 | H_0 \text{ falsa}).$$

A probabilidade de tomar a decisão correta é chamada de *poder* ou *potência do teste*, ou seja, é a capacidade de revelar a falsidade de H_0 quando a hipótese alternativa H_1 é verdadeira:

$$1 - \beta = P(\text{aceitar } H_0 | H_0 \text{ falsa})$$

As decisões e probabilidades são indicadas resumidamente da Tabela 5.1:

Tabela 5.1 – Decisões e probabilidades.

Situação	Decisão	
	Aceitar H_0	Rejeitar H_0
H_0 verdadeira	Decisão correta $P = 1 - \alpha$	Erro Tipo I $P = \alpha$
H_0 falsa (H_1 verdadeira)	Erro Tipo II $P = \beta$	Decisão correta $P = 1 - \beta$ (potência do teste)

5.6 TESTES PARA CONTROLE DE QUALIDADE DO AJUSTAMENTO DE REDES GPS

No processo de controle de qualidade do ajustamento, os testes estatísticos têm importância para detectar e eliminar possíveis erros grosseiros de pequena magnitude, já que os de grande magnitude foram detectados e eliminados no pré-ajustamento (KUANG, 1996). A propriedade de controle sobre as observações para

detectar e eliminar os erros grosseiros expressa a confiabilidade da rede (LEICK, 1994).

No ajustamento de rede pelo MMQ, o resíduo é definido como a diferença entre o valor estimado da observação e o correspondente valor medido, e teoricamente é causado por erros aleatórios nas observações. Entretanto, a existência de erros grosseiros levaria ao aumento da magnitude dos resíduos. Um *outlier* então é definido como um resíduo que de acordo com alguma regra do teste estatístico excede um valor limite que é estabelecido baseado em suposições nas propriedades estocásticas das observações (CASPARY, 2000). Na realidade, o resíduo é em geral a combinação de todos os tipos de erros (aleatórios, grosseiros e sistemáticos) que podem existir nas observações. Em um contexto geral, um *outlier* pode ser considerado como um resíduo causado pelos erros grosseiros contidos nas medições (KUANG, 1996).

5.6.1 Teste Global na variância *a posteriori*

O teste global é frequentemente usado na etapa de pós-ajustamento como indicador da qualidade do ajustamento. Proposto por Baarda (1968), o teste global é também conhecido como teste do modelo geral, pois testa o modelo como um todo, e tem a finalidade de detectar *outliers* analisando a compatibilidade da variância *a posteriori* $\hat{\sigma}_o^2$ com a variância *a priori* σ_o^2 . Obviamente, a aplicação do teste requer o conhecimento *a priori* da precisão das observações, isto é, da própria variância *a priori*.

A variância *a posteriori*, obtida a partir do ajustamento de rede pelo MMQ é dada por:

$$\hat{\sigma}_o^2 = \frac{V^T P V}{r} \quad (5.23)$$

onde:

V : Matriz dos resíduos do ajustamento;

P : Matriz peso das observações

r : grau de liberdade, calculado pela diferença entre o número de equações e o número de incógnitas a ser determinado.

Comparadas as variâncias *a posteriori* e *a priori*, e eventualmente encontrada alguma discrepância, é aplicado o teste de hipótese baseado na distribuição Qui-Quadrado (χ^2) para verificar a significância da discrepância em relação ao nível de significância pré-estabelecido. Uma discrepância significativa indica que existem problemas no ajustamento (GEMAEL, 1994).

Segundo Kuang (1996), o teste estatístico é:

$$y = \frac{r \cdot \hat{\sigma}_o^2}{\sigma_o^2} \quad (5.24)$$

sendo que y sob a hipótese nula H_0 , pertence à distribuição Qui-Quadrado com r graus de liberdade. Portanto:

$$\frac{r \cdot \hat{\sigma}_o^2}{\sigma_o^2} \sim \chi^2(r) \quad (5.25)$$

A esperança matemática da distribuição qui-quadrado com r graus de liberdade, somente será atendida se a relação entre as variâncias *a posteriori* e *a priori* for igual a um. Assim a formulação da hipótese nula pode ser escrita como:

$$H_0 : \frac{\hat{\sigma}_o^2}{\sigma_o^2} = 1 \quad (5.26)$$

ou como $H_0 : \hat{\sigma}_o^2 = \sigma_o^2$, igualando sob a hipótese nula H_0 , o valor esperado da variância *a posteriori* $\hat{\sigma}_o^2$ com a variância *a priori* σ_o^2 , onde qualquer valor menor ou maior que σ_o^2 significa que não são compatíveis.

De acordo com Kuang (1996), dado um nível de significância α , a hipótese nula H_0 será rejeitada se:

$$y > \chi_{1-\alpha/2}^2(r) \quad \text{ou} \quad y < \chi_{\alpha/2}^2(r) \quad (5.27)$$

e será aceita se:

$$\chi_{\alpha/2}^2(r) \leq y \leq \chi_{1-\alpha/2}^2(r) \quad (5.28)$$

Na prática, a variância *a priori* σ_o^2 (também chamada de variância da unidade de peso) é usualmente igual a um ($\sigma_o^2 = 1$), pois o valor não influencia no vetor solução (GEMAEL, 1994).

5.6.2 Teste dos resíduos padronizados - “*Data Snooping*”

Enquanto o teste global tem a finalidade de detectar *outliers*, a aplicação do teste *data snooping* é um processo combinado para a detecção de *outliers* e localização e eliminação de erros grosseiros. Desta forma, o teste pesquisa por *outliers* e em seguida investiga quais as observações contém os erros grosseiros que os causaram, e então elimina as observações com erros quando necessário (KUANG, 1996).

Depois do ajustamento da rede, os resíduos das observações são conhecidos, mas os erros grosseiros não, fato que não leva a uma conclusão sobre quais são realmente as observações que contém erro. Portanto, se existe uma razão para acreditar que a hipótese nula H_0 foi rejeitada, ou seja, uma hipótese alternativa H_{a2} que supõe a existência de erros grosseiros nas observações for verdadeira, então a tarefa crucial é eliminá-los. Entretanto, a hipótese alternativa H_{a2} ainda é muito geral e não fornece qualquer informação sobre os elementos individuais do vetor erro grosseiro (∇l), que se refere ao modelo como um todo. Assim é necessário propor uma outra hipótese alternativa H_{a2i} mais simples e mais

específica, que irá relacionar os resíduos estimados \hat{v} e os erros grosseiros ∇l . A técnica *data snooping* proposta por Baarda (1968) assume que somente uma observação por vez contém erros grosseiros. A hipótese alternativa H_{a2i} pode ser expressa por:

$$H_{a2i} : \nabla l_i = c_1 \nabla l \neq 0 \quad (i = 1, \dots, n) \quad (5.29)$$

onde:

$c_i = (00\dots010\dots0)^T$: vetor com elementos iguais a zero, exceto do valor 1 na i-ésima posição;

∇l : magnitude do erro grosseiro na i-ésima observação l_i .

A concepção da hipótese nula H_0 para análise do ajustamento pelo MMQ, supõe observações contendo somente erros aleatórios, isto é, as observações apresentam função densidade de probabilidade normal (MONICO, 1988). Desta forma, os resíduos do ajustamento também devem obedecer à distribuição normal. A divisão dos resíduos por seus respectivos desvios-padrão resulta em uma estatística conhecida como resíduo normalizado e é expressa por:

$$w_i = \frac{\hat{v}_i}{\sigma_{\hat{v}_i}} \quad (5.30)$$

Os resíduos normalizados são normalmente distribuídos com média igual a zero e variância igual a um. Assim a hipótese nula H_0 pode ser proposta como:

$$H_0 : w_i \sim n(0,1) \quad (5.31)$$

onde:

$n(0,1)$: distribuição de densidade normal reduzida

Dado um nível de significância pré-definido α_0 , a hipótese nula H_0 será rejeitada, ou seja, um *outlier* será detectado, se:

$$w_i < n_{\alpha_{0/2}}(0,1) \quad (5.32)$$

ou

$$w_i > n_{1-\alpha_{0/2}}(0,1) \quad (5.33)$$

A hipótese nula H_0 será aceita se:

$$n_{\alpha_{0/2}}(0,1) \leq w_i \leq n_{1-\alpha_{0/2}}(0,1) \quad (5.34)$$

onde:

$n_{\alpha_{0/2}}(0,1)$ e $n_{1-\alpha_{0/2}}(0,1)$ são os valores limites inferior e superior da estatística w_i calculado a partir da função densidade de probabilidade normal $n(0,1)$ sob um dado nível de significância α_0 .

De acordo com Kuang (1996), o termo “*data snooping*” refere-se ao teste unidimensional que examina somente um resíduo normalizado por vez, sendo que o procedimento é repetido sucessivamente se existir mais que um erro grosseiro. Usualmente é sugerido um nível de significância $\alpha_0 = 0,05$ o que leva ao valor limite 1.96 vezes o desvio-padrão. Portanto a hipótese nula é rejeitada, e o i -ésimo resíduo detectado para rejeição se:

$$|w_i| > 1,96 \quad (5.35)$$

ou

$$|\hat{v}_i| > 1,96 \sigma_{v_i} \quad (5.36)$$

5.7 TESTE DE CONGRUÊNCIA GLOBAL

Este teste visa determinar a estabilidade temporal de pontos de uma rede de monitoramento. É imprescindível definir quais pontos permanecem estáveis para poderem ser usados como referência na determinação dos deslocamentos dos pontos-objeto, estes sim objetos de análise. Portanto, o objetivo principal do teste de congruência é detectar se um considerado grupo de pontos de uma rede comuns às duas épocas se mantém estável.

Segundo Caspary (2000), para um subconjunto de pontos desta rede selecionados como estáveis (formulação da hipótese nula H_0), pode-se afirmar com base nos resultados dos ajustamentos nas épocas i e j , que a esperança matemática de suas coordenadas ajustadas nas duas épocas (x_i e x_j) é a mesma, ou seja:

$$E(x_i) = E(x_j) = x \quad (5.37)$$

sendo que as coordenadas e suas matrizes variância-covariância são representadas por:

$$x_i = \begin{bmatrix} X_i \\ Y_i \\ Z_i \end{bmatrix} \quad \text{e} \quad Cx_i = \begin{bmatrix} \sigma_{X_i}^2 & \sigma_{X_i Y_i} & \sigma_{X_i Z_i} \\ \sigma_{Y_i X_i} & \sigma_{Y_i}^2 & \sigma_{Y_i Z_i} \\ \sigma_{Z_i X_i} & \sigma_{Z_i Y_i} & \sigma_{Z_i}^2 \end{bmatrix}$$

$$x_j = \begin{bmatrix} X_j \\ Y_j \\ Z_j \end{bmatrix} \quad \text{e} \quad Cx_j = \begin{bmatrix} \sigma_{X_j}^2 & \sigma_{X_j Y_j} & \sigma_{X_j Z_j} \\ \sigma_{Y_j X_j} & \sigma_{Y_j}^2 & \sigma_{Y_j Z_j} \\ \sigma_{Z_j X_j} & \sigma_{Z_j Y_j} & \sigma_{Z_j}^2 \end{bmatrix}$$

Assim, um teste estatístico adequado para verificar essa hipótese, é o teste de razão de variância (por meio da estatística T) entre a forma quadrática Ω , e a soma das formas quadráticas $V^T P V$ dos dois ajustamentos com r graus de liberdade, como segue:

$$T = \left(\frac{\Omega}{h} \right) / \sigma_o^2 \quad (5.38)$$

onde:

$$\Omega = d^T C d^{-1} d ;$$

$d = x_j - x_i =$ diferença entre as coordenadas ajustadas nas duas épocas;

$Cd = Cx_j + Cx_i =$ soma das matrizes covariância nas duas épocas;

$h =$ característica da matriz covariância do vetor deslocamento (*rank*);

$\sigma_o^2 = (ri\sigma_i^2 + rj\sigma_j^2)/(ri + rj)$ com $ri, rj =$ graus de liberdade dos ajustamentos das duas épocas, e $\sigma_i^2, \sigma_j^2 =$ respectivas variâncias

O valor calculado pelo teste estatístico T é testado contra o valor tabelado $F_{\alpha, h, r}$ da distribuição de Fisher / Snedecor, a um determinado nível de significância α . Para o sucesso do teste, com a hipótese nula aceita, assume-se então que as duas épocas são congruentes, ou seja, os pontos da rede envolvidos permaneceram estáveis.

6 ESTUDO DE CASO – VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE DOS PILARES DA REDE DE REFERÊNCIA DA BARRAGEM DE ITAIPU

6.1 INTRODUÇÃO

O aproveitamento hidrelétrico do projeto de ITAIPU Binacional está situado no Rio Paraná entre as cidades de Foz do Iguaçu no Brasil e Ciudad del Este no Paraguai como mostra a Figura 6.1.

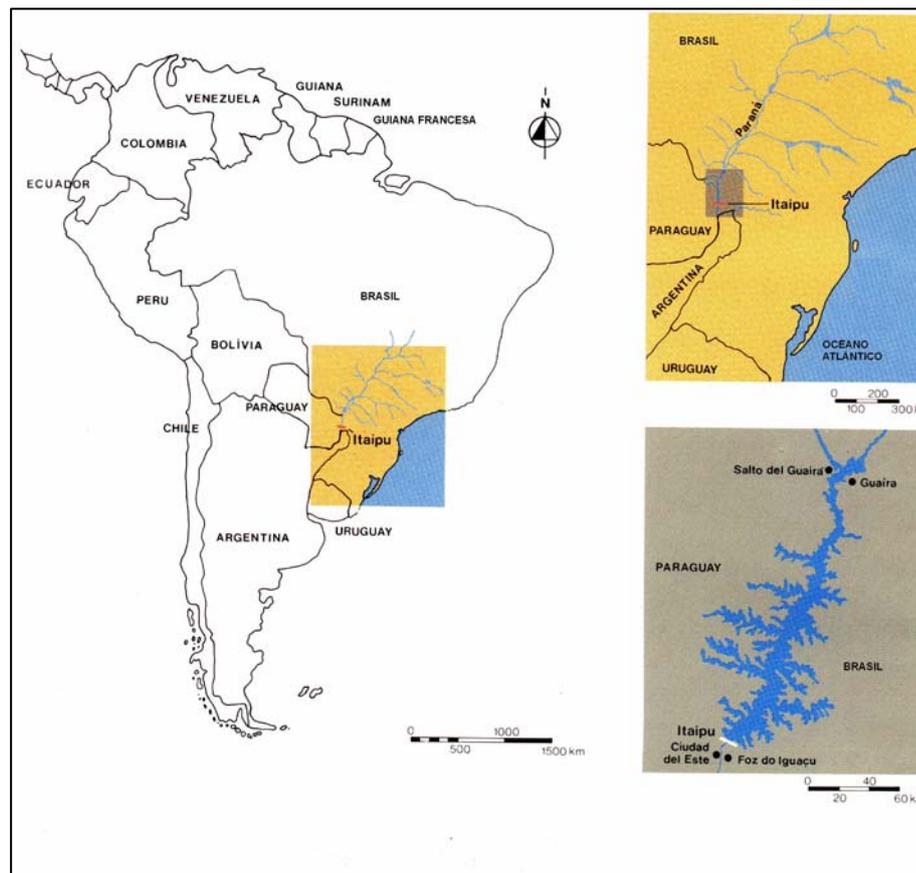


Figura 6.1 – Localização do Projeto ITAIPU Binacional.
Fonte: ITAIPU Binacional (2005)

Todo o complexo, chamado de Central Hidrelétrica de Itaipu (CHI) é formado por cinco tipos diferentes de barragens, identificados abaixo pelos números, e apresentados na Figura 6.2:

- 1 - Terra (margem direita);
- 8 - Terra (margem esquerda);
- 7 – Enrocamento;
- 9 - Concreto do tipo gravidade aliviada (principal);
- 3 - Concreto em contraforte (barragem lateral direita).

Juntas totalizam 7.700m de comprimento com altura máxima de 196m.

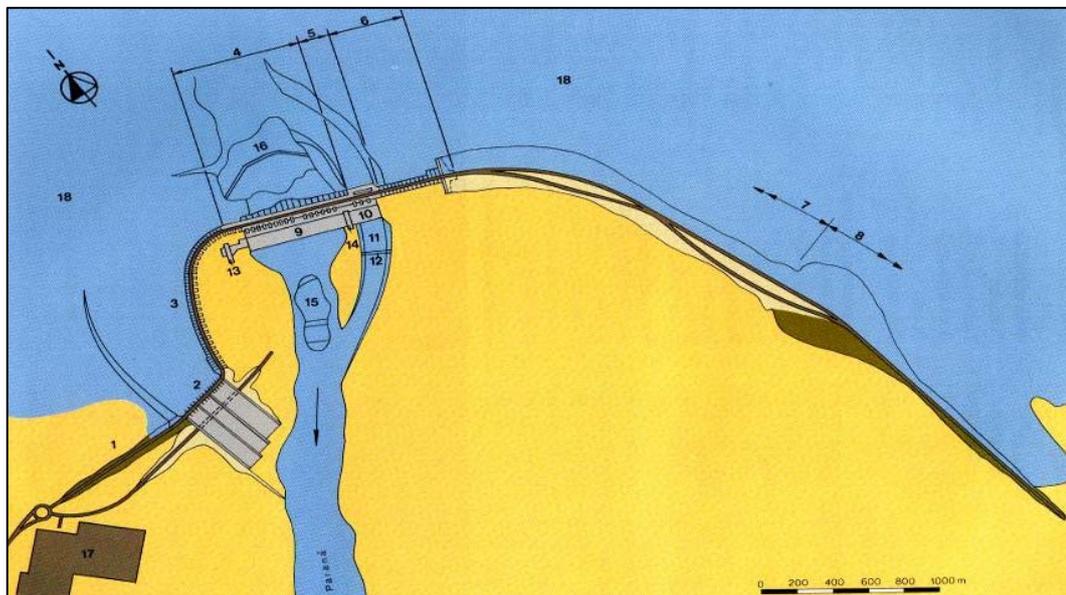


Figura 6.2 – Configuração Geral da CHI.
Fonte: ITAIPU Binacional (2005)

A casa de força possui 20 unidades geradoras com turbinas do tipo Francis, cada uma com Potência Nominal de 715 MW.

A operação da CHI teve início em 1984 com a primeira unidade geradora. Em 1991 já estavam em pleno funcionamento 18 unidades, processo que se completou em 2005 com o início de operação das unidades 9A e 18A.

As fundações têm como características geológicas, camadas de derrames de basalto denso e vesicular amigdalóide.

As estruturas e fundações da barragem contam com 2383 instrumentos, dos quais 270 possuem aquisição de dados automatizada e são monitorados “*online*” pelo sistema ADAS, que conta com 24 pêndulos destinados ao monitoramento de deslocamentos. A Figura 6.3 mostra a instrumentação típica de um bloco-chave em uma seção da barragem, casa de força e fundação. No canto superior esquerdo da mesma figura também é apresentada a configuração de todos os blocos-chave.

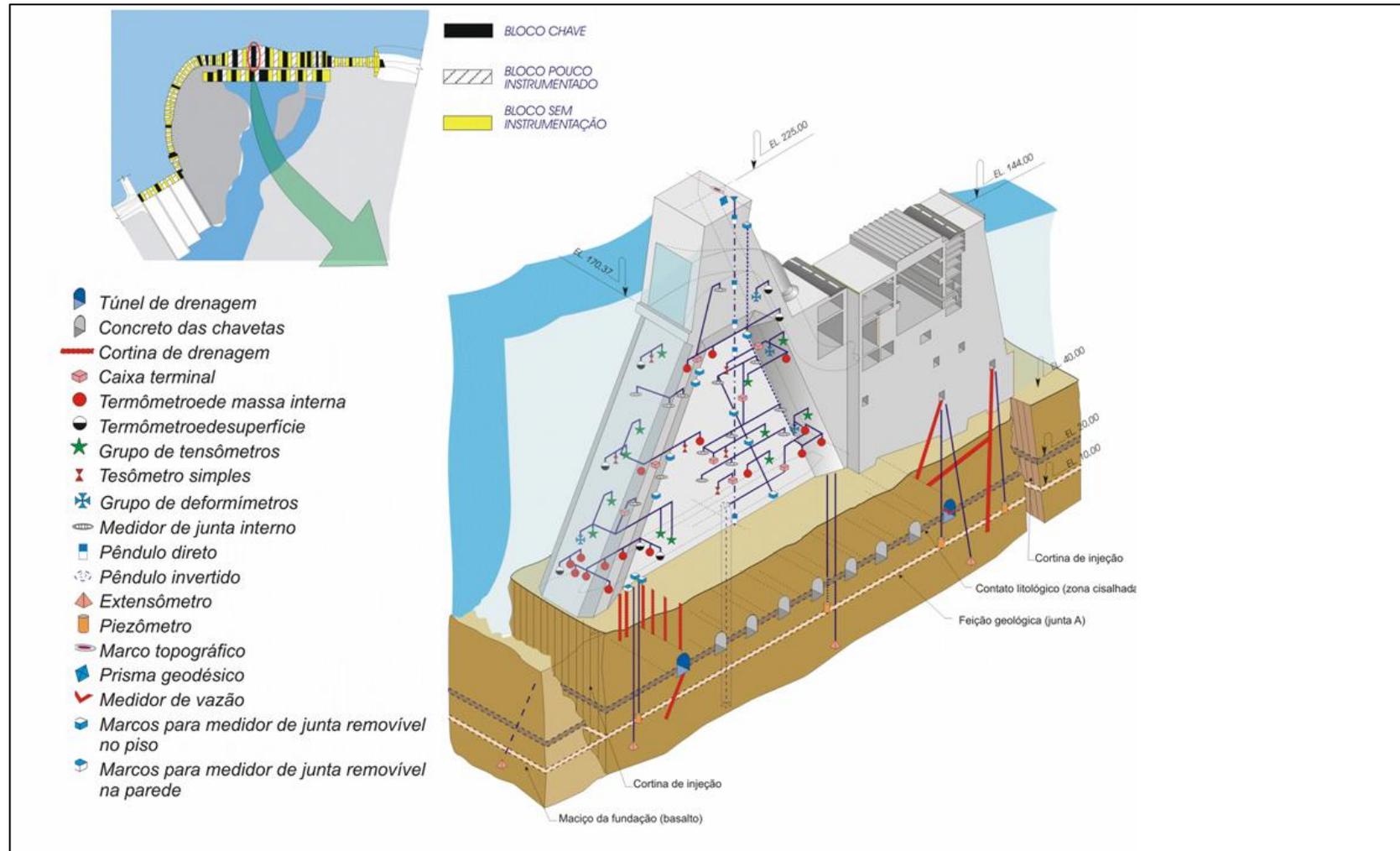


Figura 6.3 – Instrumentação típica de bloco-chave.
Fonte: ITAIPU Binacional (2005)

6.2 CAMPANHAS PARA MEDIÇÕES GEODÉSICAS EM ITAIPU

As campanhas de medições geodésicas planimétricas para o monitoramento das estruturas das barragens de ITAIPU, e conseqüente determinação dos deslocamentos absolutos, se iniciaram antes mesmo do período de operação. A Campanha Zero foi realizada previamente ao enchimento do reservatório em 5 de outubro de 1982. Depois disso foram realizadas mais sete campanhas até o final do enchimento e início da operação, de acordo com as seguintes fases:

Fase I – Início em 13/10/1982 com o fechamento das comportas das estruturas de desvio com nível d'água na elevação 110 m e término em 27/10/1982 quando o nível do reservatório atingiu a elevação 205 m. Duração de 14 dias.

Fase II – Início em 27/10/1982 e término em meados de abril de 1984. O nível do reservatório variou entre as elevações 205 e 207 m. Duração 14 meses e meio.

Fase III – Início em meados de abril de 1984, com nível d'água na elevação de 211 m, e término em 27/05/1984 quando o reservatório atingiu o nível mínimo normal de operação El. 219.40 m (duração 1 mês e meio). A partir dessa data o reservatório vem operando entre os níveis 219,40 e 220 m.

Para realização das campanhas, foram definidos por Itaipu 20 pontos-objeto para instalação dos alvos em blocos-chave do vertedouro e das barragens, com a seguinte identificação e configuração:

- Vertedouro - A7 e A15;
- Barragem Lateral - D8, D20, D38, D54 e D57;
- Barragem Principal - E6, F5/6, F13/14, F19/20, F35/36, H8, H8A, I10 e I23;
- Barragem de Enrocamento MR-K-1, MR-K-7, MR-K-12, MR-K-32.

Para referência das observações foi materializada e monumentada uma rede geodésica composta por sete pilares de concreto com dispositivos de centragem forçada padrão Kern, identificados de P1 a P7.

Com a rede de referência e os pontos-objeto estabelecidos, foram utilizados os procedimentos de trilateração geodésica. As distâncias eram medidas por meio de um MED (Mecômetro ME-3000 Kern) a partir dos pilares da rede de referência até os pontos-objeto, e também entre os pilares. Esta metodologia é utilizada até hoje, somente com a troca do instrumento em 1993, quando da quebra definitiva do Mecômetro. Em 1995 foi realizada a primeira campanha já usando uma Estação Total WILD/Leica TC 2002 (ITAIPU BINACIONAL, 2002).

A Figura 6.4 ilustra os pilares da rede de referência, os pontos objeto e os procedimentos de visada para medição de distâncias.

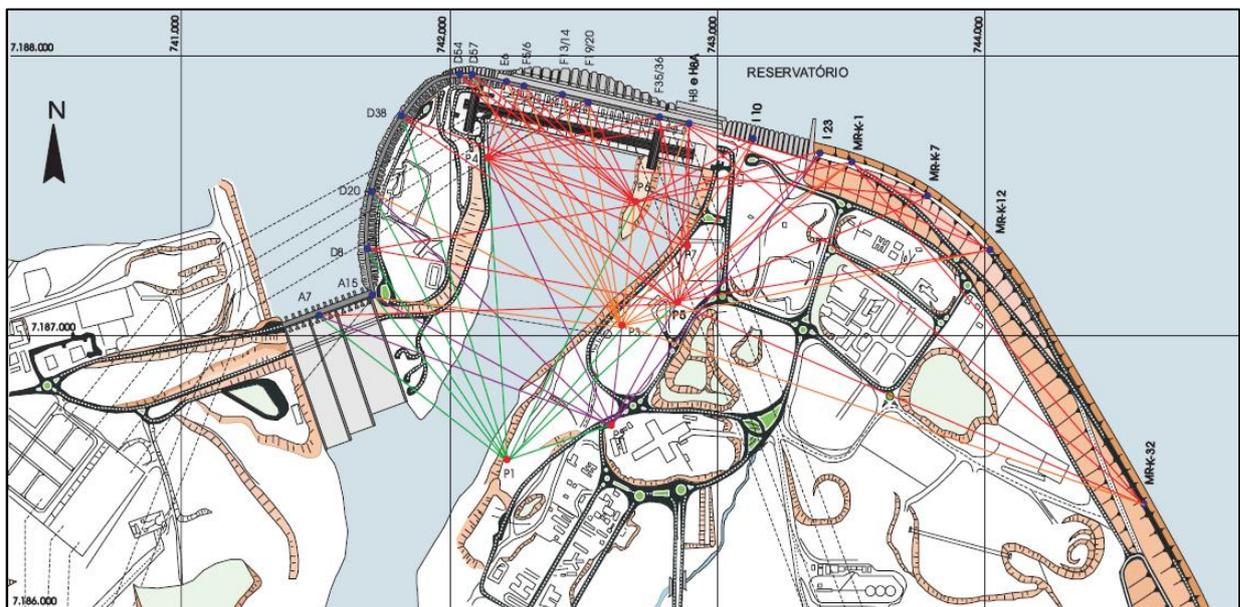


Figura 6.4 – Visadas para trilateração entre pilares e pontos-objeto.
Fonte: ITAIPU Binacional (2004)

A partir de 1995 as campanhas são realizadas com frequência semestral, geralmente nos meses de março e setembro. Desde então, os dados coletados são enviados ao “software” chamado SAGB (Sistema de Auscultação Geodésica da Barragem), desenvolvido pela própria ITAIPU Binacional, que processa as campanhas planimétricas, ajustando todas as distâncias observadas. A partir dos resultados do ajustamento, são gerados os gráficos dos deslocamentos dos pontos-objeto ao longo de todas as campanhas nas direções DF (direção do fluxo) e NF (normal à direção do fluxo), coincidentes com as direções de referência para as

leituras dos pêndulos. Outros gráficos também são gerados em função de todas as distâncias observadas e ajustadas entre pilares da rede de referência, e entre os mesmos e os pontos-objeto, ao longo de todas as campanhas.

O Gráfico 6.1 exemplifica uma comparação entre os deslocamentos NF do ponto-objeto F19 detectados pelo pêndulo e os calculados por duas versões do SAGB até 2001 e pela empresa Submetro em 1995 (SUBM 95).

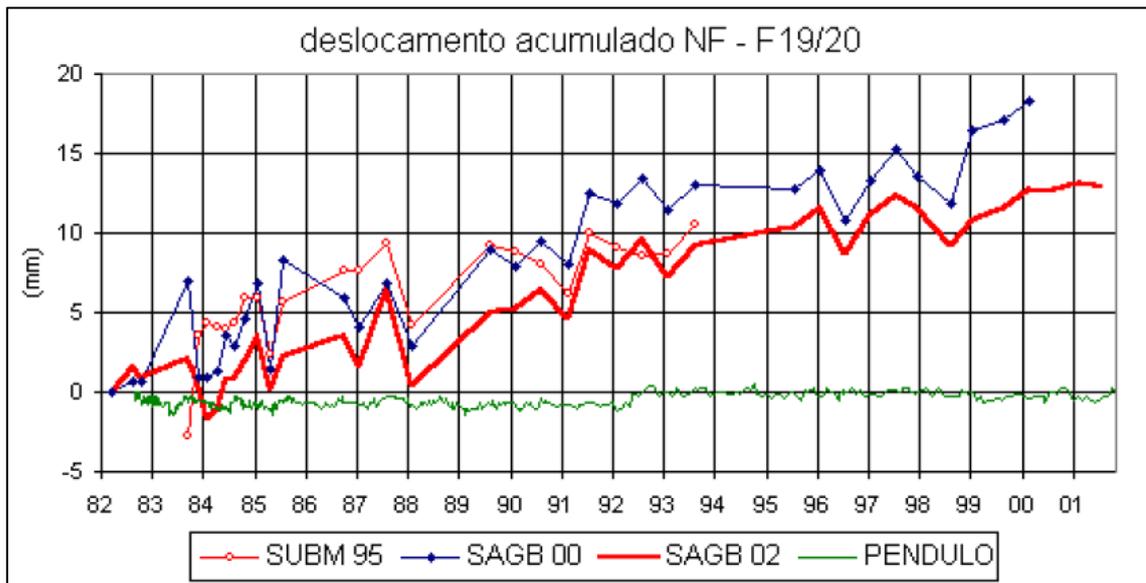


Gráfico 6.1 – Comparação entre deslocamentos.
Fonte: ITAIPU Binacional (2002)

A análise deste gráfico mostra a variação das observações com Mecômetro (1982 a 1993) e com a Estação Total TC 2002 (1995 a 2001) em comparação com as leituras do pêndulo, mostrando que estas são mais coerentes com os deslocamentos físicos esperados da barragem.

6.2.1 Avaliação da Rede de Referência

Com o objetivo de avaliar as condições de estabilidade da rede de pilares de referência, em setembro de 1994 foi aplicado o Teste de Congruência Global (TCG) para análise entre duas épocas, como descrito em 5.7. O teste foi conduzido para todas as combinações possíveis entre as campanhas planimétricas 3 e 23.

A análise dos resultados deste procedimento revelou instabilidade nos pilares P4, P5, P6 e P7, e suspeita de movimento em P2 para certo grupo de campanhas.

O teste não foi mais aplicado, porém em 2002 com a emissão do relatório “Análise dos Deslocamentos Planimétricos Geodésicos em ITAIPU”, o mesmo fez parte das recomendações no sentido de automatizar o seu procedimento para ser incorporado na análise das campanhas.

Como já se havia idealizado uma metodologia alternativa e complementar para o monitoramento da barragem com a utilização do GPS em conjunto com a Estação Total, surgiu a necessidade e a viabilidade de também usar a tecnologia GPS na verificação da estabilidade dos pilares da rede de referência.

6.3 PROPOSTA DE METODOLOGIA

Como citado anteriormente, é necessário verificar a estabilidade dos pontos da rede geodésica de referência antes de quaisquer análises dos pontos-objeto, assegurando que eventuais deslocamentos sejam observados estritamente na estrutura em estudo. Desta forma, com a finalidade de verificar se as diferenças de coordenadas de um ponto entre duas épocas diferentes são significativas, a aplicação do GPS demanda uma seqüência de procedimentos de planejamento e realização das observações, passando pelo processamento e ajustamento dos dados até a determinação final das coordenadas a serem comparadas. Portanto, esta pesquisa propõe uma metodologia para verificação da estabilidade dos pilares da rede geodésica de referência de Itaipu, dividindo-a em cinco etapas distintas:

- Planejamento das campanhas de observações GPS;
- Realização das campanhas;
- Processamento dos dados das campanhas GPS;
- Ajustamento dos vetores em rede e análise pós-ajustamento;
- Aplicação do Teste de Congruência Global.

A seguir, os tópicos relacionados às etapas serão descritos e detalhados.

6.3.1 Planejamento das campanhas de observações GPS

Para planejar as campanhas GPS, inicialmente foram definidos os pontos a serem rastreados, em princípio P1 a P7. Em seguida foram verificadas as condições de rastreamento, ou seja, se as antenas depois de fixadas nos pilares estavam livres de quaisquer obstruções considerando o ângulo de corte de 10° . Como a rede de referência é pré-existente, não foi possível considerar que os locais de monumentação dos pilares minimizariam os efeitos de multicaminhamento dos sinais.

Os gráficos 6.2 e 6.3 apresentam respectivamente as obstruções nos pilares P4 e P6. Esta análise foi feita para os dois pilares por estarem mais próximos à barragem e por apresentarem alguns pontos (em amarelo) com elevação maior que o ângulo de corte definido. Os demais pilares da rede próximos à barragem, não apresentaram obstruções relevantes (ANEXO A).

Foram planejados ainda: o sistema de fixação das antenas nos pilares, o método de posicionamento, o tipo de receptor a ser utilizado, o tipo de antena, a taxa de armazenamento das observações, e finalmente o número de sessões e tempo de rastreamento, todos descritos nos subitens a seguir.

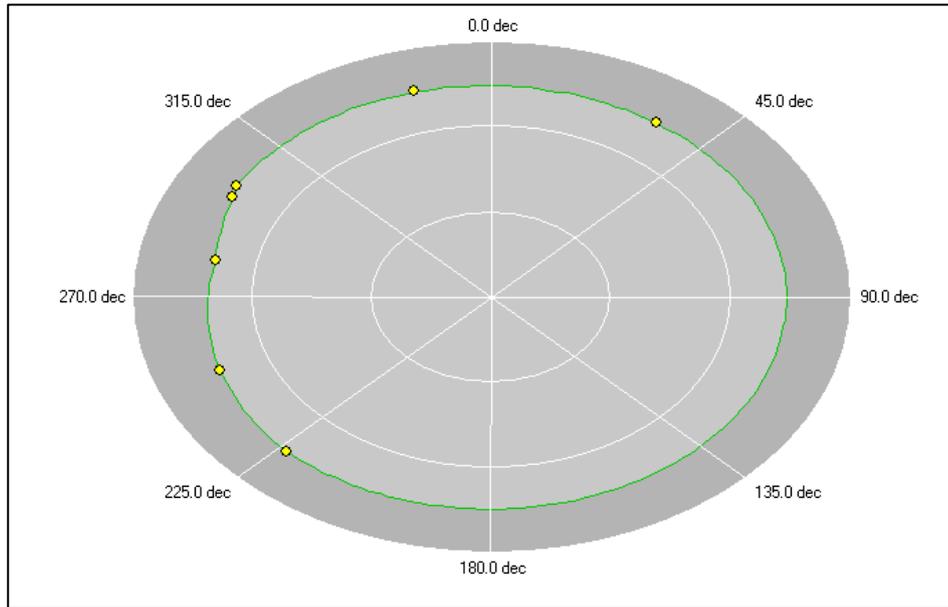


Gráfico 6.2 – Obstruções da barragem no pilar P4. Orientação 0.0dec – Norte
Continuidade da linha verde sem pontos marcados, representa ângulo de corte de 10°.

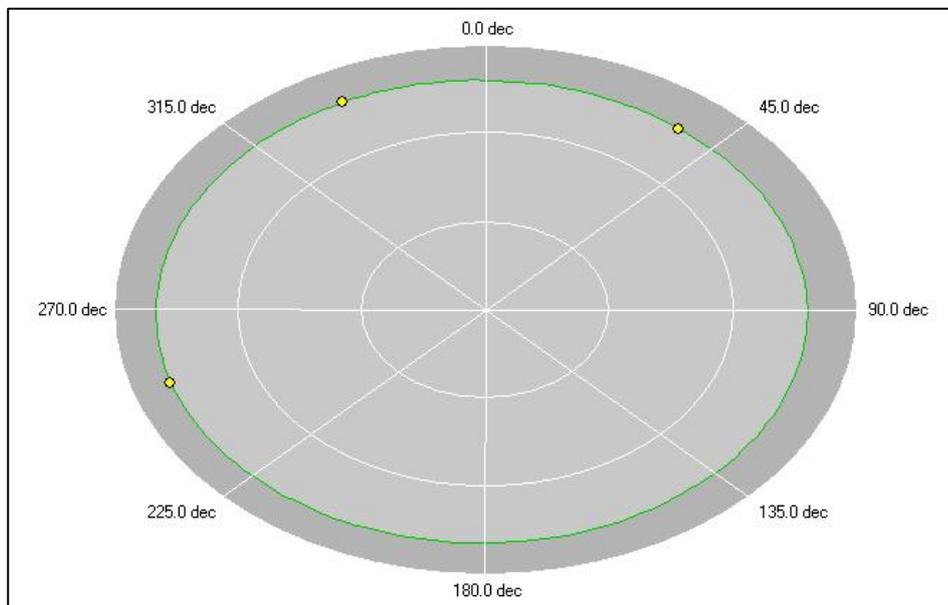


Gráfico 6.3 – Obstruções da barragem no pilar P6. Orientação 0.0dec - Norte
Continuidade da linha verde sem pontos marcados, representa ângulo de corte de 10°.

6.3.1.1 Sistema de fixação das antenas nos pilares

Todos os pilares têm dispositivo de centragem forçada padrão Kern, para encaixe direto do antigo Mecômetro. Desta forma, foram desenvolvidos adaptadores com rosca de 5/8" para receberem as antenas em cada pilar. Os mesmos foram identificados para uso sempre nos mesmos pilares.

Cada adaptador é formado por um disco de encaixe e por um prolongador. Inicialmente, o disco com rosca de 5/8" é encaixado e travado (alavanca) diretamente sobre os pinos da base Kern, que já seria suficiente para receber a antena, porém não seria possível conectar o cabo. Assim foi desenvolvido um prolongador de secção sextavada de bronze, com altura padrão de 5 cm, que é roscado no disco para receber a antena e facilitar a conexão do cabo.

A Figura 6.5 detalha os encaixes do disco, do prolongador, da antena e do cabo.

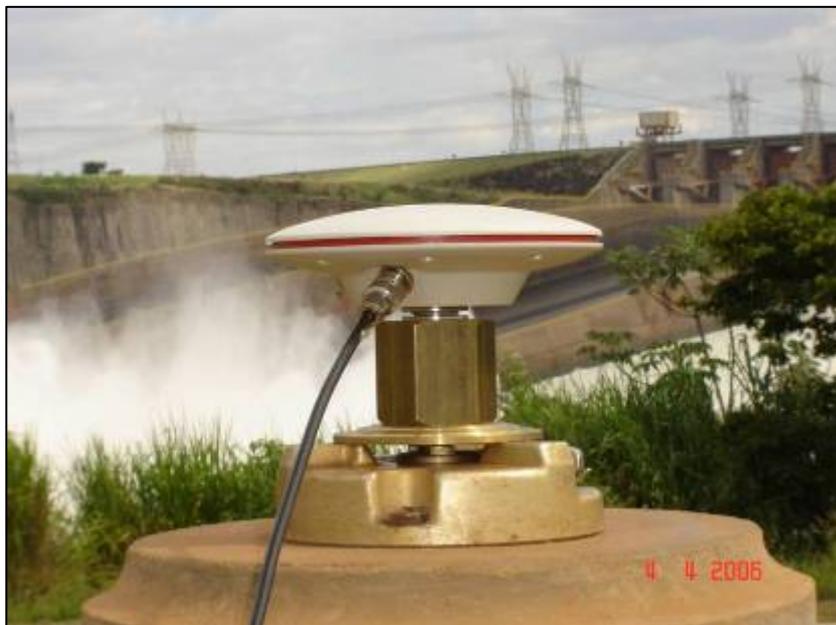


Figura 6.5 – Detalhe do adaptador no dispositivo de centragem forçada dos pilares.
Fonte: Autor (2006)

6.3.1.2 Método de posicionamento

O método de posicionamento GPS mais apropriado para determinação das coordenadas da rede de pilares de referência com alta precisão é o relativo estático. Neste método, dois ou mais receptores instalados nos pontos devem permanecer estáticos rastreando os mesmos satélites, durante um período previamente definido, sendo que pelo menos um destes pontos possua coordenadas geodésicas com precisão adequada para o processamento.

6.3.1.3 Tipo de receptor a ser utilizado

A escolha dos receptores GPS deve estar diretamente ligada às especificações do projeto e conseqüentemente às precisões nominais do equipamento (definidas pelo fabricante). É desejável a utilização de receptores de dupla-frequência para diminuir o tempo de rastreio, e particularmente nesta pesquisa, contar com mais opções de processamento dos dados utilizando uma ou as duas frequências. Os receptores escolhidos para utilização nas campanhas foram de dupla-frequência com precisões nominais de $\pm(5\text{mm} + 0,5\text{ppm})$ e $\pm(5\text{mm} + 1\text{ppm})$.

6.3.1.4 Tipo de antena

Dois aspectos têm que ser considerados para a escolha da antena GPS para aplicações geodésicas de alta precisão: a estabilidade do centro elétrico de fase e a proteção para minimizar os efeitos de multicaminhamento. As antenas mais conhecidas são as do tipo *microstrip* e *choke ring*, ambas apresentam estas características e *performance* adequadas para determinação de coordenadas de alta precisão. As antenas escolhidas para as campanhas foram do tipo *microstrip* de dupla-frequência para os pilares da rede e *choke ring* para os pilares da nova rede de controle, ambas com plano terra incorporado.

6.3.1.5 Taxa de armazenamento dos dados

A estação de referência ITAI, por ser de monitoramento contínuo, armazena dados na taxa de 1s em formato nativo do fabricante do receptor, e 15s em formato RINEX para disponibilizar ao IBGE. Para utilização de qualquer uma das duas, sem preocupação com capacidade de armazenamento dos receptores móveis, foi escolhida a taxa de armazenamento de 5s para todas as campanhas.

6.3.1.6 Número de sessões e tempo de rastreio

Quando três ou mais receptores são usados em um projeto com várias estações, o planejamento das sessões de observações deve visar a eficiência, o custo, a acurácia e a confiança nos resultados. É importante notar que a estimativa do número de vetores independentes é relevante para o processamento e ajustamento dos dados. Sendo então R o número de receptores em observação simultânea, o número de vetores independentes pode ser estimado em $(R - 1)$ e o número total de vetores em uma sessão por $R(R-1)/2$. O número total de sessões necessárias para a coleta total de dados dos pontos será:

$$s = \left(\frac{n - m}{R - m} \right) \quad (6.1)$$

onde:

n = número de estações a serem observadas

m = número de estações que conectam sessões adjacentes

R = número de receptores

s = número total de sessões

Em cada campanha encontravam-se disponíveis quantidades diferentes de receptores, porém foi definido um número suficiente de vetores independentes superabundantes para o processamento e ajustamento.

6.3.2 Realização das Campanhas GPS

Basicamente, a metodologia foi definida para contar com quatro campanhas de observações GPS em várias sessões, para determinação das coordenadas de todos os pilares da rede de referência (P1 a P7). As épocas para realização destas campanhas foram escolhidas para coincidirem com as épocas das campanhas planimétricas de monitoramento geodésico, que geralmente ocorrem nos meses de março e setembro, respeitando a frequência semestral.

A estação a ser considerada como referência para o processamento e ajustamento dos dados GPS nas quatro campanhas, foi instalada na própria área da usina pela Diretoria de Coordenação de Itaipu, para funcionar como estação de monitoramento contínuo. Ela já está homologada pelo IBGE, porém ainda está em processo de inclusão na RBMC. A Figura 6.6 mostra a monumentação do pilar identificado como ITAI.

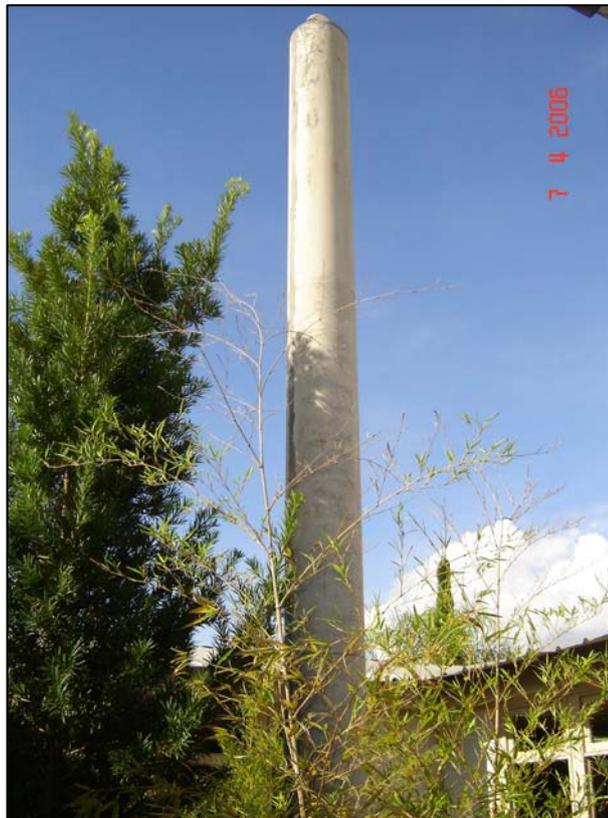


Figura 6.6 – Pilar da estação de monitoramento contínuo ITAI.
Fonte: Autor (2006)

As figuras 6.7 e 6.8 mostram a seqüência de construção do pilar ITAI:



Figura 6.7 – Concretagem da base do Pilar da estação de monitoramento contínuo ITAI.
Fonte: Itaipu (2005)



Figura 6.8 – Colocação da armadura e fôrma no pilar, e verificação do prumo.
Fonte: Itaipu (2005)

O autor desta pesquisa planejou e realizou as quatro campanhas com o auxílio de um técnico de Itaipu para transporte e logística.

Os trabalhos realizados na terceira e quarta campanhas contaram também com o auxílio do Eng. Jardel Aparecido Fazan.

Em cada uma das quatro campanhas, o número de sessões com respectivo tempo de rastreamento foi diferente em função do número de receptores disponíveis.

6.3.2.1 Primeira campanha GPS

A primeira campanha de observações GPS foi realizada entre os dias 4 e 6 de abril de 2006. Além do receptor fixo instalado no pilar ITAI, foram disponibilizados outros sete equipamentos com as seguintes especificações:

- Receptores de dupla-frequência marca Leica Geosystems, quatro do modelo GX 1220 - precisão $\pm(5\text{mm} + 0,5\text{ppm})$, um do modelo SR 520 - precisão $\pm(5\text{mm} + 1\text{ppm})$, todos com antenas AX 1202, e dois do modelo SR 530 - precisão $\pm(5\text{mm} + 1\text{ppm})$ com antenas AT 502.

Cada um deles foi devidamente instalado nos dispositivos de centragem forçada dos pilares P1, P2, P3, P4, P5, P6 e P7, respeitando um rodízio dos receptores nos três dias.

O método de posicionamento adotado foi o relativo estático, com rastreamento de uma sessão diária de pelo menos oito horas, a uma taxa de gravação de 5s.

De acordo com o número de receptores, foram gerados os vetores independentes e totais de acordo com a Tabela 6.1. A Figura 6.9 mostra a configuração dos pilares rastreados na primeira campanha.

Tabela 6.1 - Ocupações dos pilares na primeira campanha GPS.

Sessão / Estação	SIGLA	Sessão 1	Sessão 2	Sessão 3	Ocupações
P1	PRP1	1	1	1	3
P2	PRP2	1	1	1	3
P3	PRP3	1	1	1	3
P4	PRP4	1	1	1	3
P5	PRP5	1	1	1	3
P6	PRP6	1	1	1	3
P7	PRP7	1	1	1	3
ITAI	ITAI	1	1	1	3
<hr/>					
vetores independentes gerados		7	7	7	
<hr/>					
total vetores gerados		28	28	28	



Figura 6.9 – Pilares rastreados na primeira campanha GPS.
Fonte: Autor (2007)

6.3.2.2 Segunda campanha GPS

De acordo com a frequência semestral das campanhas planimétricas normalmente realizadas por Itaipu, a segunda campanha GPS foi realizada entre os dias 24 e 27 de outubro de 2006. Nesta campanha foram disponibilizados quatro equipamentos com as seguintes especificações:

- Receptores de dupla-frequência marca Leica Geosystems, dois do modelo SR 520 - precisão $\pm(5\text{mm} + 1\text{ppm})$ com antenas AX 1202, um do modelo SR 530 - precisão $\pm(5\text{mm} + 1\text{ppm})$ com antena AT 502, e um do modelo ATX 1230 GG receptor e antena integrados – precisão de $\pm(5\text{mm} + 0,5\text{ppm})$.

O método de posicionamento também foi o relativo estático, com rastreamento de sessões de pelo menos quatro horas, a uma taxa de gravação de 5s.

Com o objetivo de iniciar futuros trabalhos de monitoramento por GPS de pontos-objeto na barragem, foram definidos e rastreados, de comum acordo entre Itaipu e LTG-EPUSP, mais três pontos além dos pilares da rede: o SE01 localizado na margem direita, o A7 localizado no vertedouro e o F19 localizado na barragem

principal. Os blocos A7 e F19 da barragem são instrumentados com pêndulos diretos, e foram escolhidos para o rastreo para futuras comparações.

A Tabela 6.2 indica as ocupações dos pilares, e as sessões formadas para definição dos vetores na rede de observação. Figura 6.10 mostra a configuração de todos os pontos rastreados na segunda campanha.

Tabela 6.2 - Ocupações dos pilares na segunda campanha GPS.

Sessão / Estação	SIGLA	Sessão 1	Sessão 2	Sessão 3	Sessão 4	Sessão 5	Sessão 6	Ocupações
P1	PRP1	1	1		1		1	4
P2	PRP2		1	1		1		3
P3	PRP3	1		1	1			3
P4	PRP4		1		1	1		3
P5	PRP5	1		1	1			3
P6	PRP6		1	1			1	3
P7	PRP7	1				1	1	3
ITAI	ITAI	1	1	1	1	1	1	6
vetores independentes gerados		4	4	4	4	3	3	
total vetores gerados		10	10	10	10	6	6	



Figura 6.10 – Pilares rastreados na segunda campanha GPS.
Fonte: Autor (2007)

6.3.2.3 Terceira campanha GPS

A terceira campanha de observações GPS foi realizada entre os dias 18 e 22 de junho de 2007. Diferentemente das campanhas anteriores, além dos pilares da rede P1 a P7, também foram definidos e rastreados de comum acordo entre Itaipu e LTG-EPUSP, outros sete pontos-objeto na barragem que deverão ser observados nas campanhas futuras. **Além disto, dois outros pilares (Tati Yupi e PIR) foram construídos de forma adequada por Itaipu, para formarem juntos com o ponto SE01, uma nova rede de referência para as observações com a tecnologia GPS, portanto são considerados estáveis.** Esta rede de referência estável é básica para futuras observações para o monitoramento da barragem por GPS e também para verificar a estabilidade da rede composta pelos pilares de P1 a P7.

Nesta campanha foram disponibilizados oito equipamentos, com as seguintes especificações:

- Receptores de dupla-frequência marca Leica Geosystems, dois do modelo GX 1230 - precisão $\pm(5\text{mm} + 0,5\text{ppm})$, dois do modelo SR 520 - precisão $\pm(5\text{mm} + 1\text{ppm})$, todos com antenas AX 1202 GG, e dois do modelo SR 530 - precisão $\pm(5\text{mm} + 1\text{ppm})$ com antenas AT 502.
- Dois receptores de dupla-frequência marca Javad modelo Legacy - precisão $\pm(5\text{mm} + 1\text{ppm})$ com antenas do tipo *choke ring*.

O método de posicionamento foi o mesmo das outras campanhas, o relativo estático. O rastreamento é realizado por meio da disposição dos receptores nos respectivos pontos formando 7 figuras geométricas diferentes, visando a formação das linhas de base mais convenientes. As figuras de 1 a 6 se repetem em duas sessões de pelo menos duas horas, e a figura 7 é usada em apenas uma sessão de pelo menos duas horas, totalizando treze sessões. A taxa de gravação utilizada foi de 5s.

A Tabela 6.3 indica todas as ocupações dos pilares e demais pontos para o monitoramento, as figuras formadas, o número de vetores e de vetores independentes gerados para a rede de pilares e nova rede de referência (em cinza). A Figura 6.11 mostra a disposição de todos os pontos rastreados na terceira campanha.

Tabela 6.3 - Ocupações dos pilares e demais pontos na terceira campanha GPS.

Figura/ Estação	SIGLA	Figura 1	Figura 2	Figura 3	Figura 4	Figura 5	Figura 6	Figura 7	Ocupações
P1	PRP1	1			1			1	3
P2	PRP2	1	1	1	1				4
P3	PRP3					1	1	1	3
P4	PRP4		1	1		1			3
P5	PRP5	1	1						2
P6	PRP6			1	1				2
P7	PRP7					1	1	1	3
ITAI	ITAI	1	1	1	1	1	1	1	7
A7	B_A7	1					1		2
D38	BD38				1		1		2
F19	BF19	1	1			1			3
H8	B_H8				1		1		2
I23	BI23		1	1					2
K7	B_K7					1		1	2
K32	BK32			1				1	2
PIR	EBPI	1	1	1	1	1	1	1	7
SE01	EBBM	1	1	1	1	1	1	1	7
Tati Yupi	EBPY	1	1	1	1	1	1	1	7
vetores indep. gerados (rede)		6	6	6	6	6	5	6	
total de vetores gerados (rede)		21	21	21	21	21	15	21	



Figura 6.11 – Pilares rastreados na terceira e quarta campanhas GPS.
Fonte: Autor (2007)

6.3.2.4 Quarta campanha GPS

A quarta campanha de observações GPS foi realizada entre os dias 15 e 19 de outubro de 2007. Os trabalhos tiveram procedimento similar ao da terceira campanha, com ocupação de todos os pilares da rede P1 a P7, os pontos-objeto na barragem e também os pilares da nova rede de referência para as observações com a tecnologia GPS: Tati Yupi, PIR e SE01.

Nessa campanha foram disponibilizados oito equipamentos, com as seguintes especificações:

- Receptores de dupla-frequência marca Leica Geosystems, quatro do modelo GX 1230 - precisão $\pm(5\text{mm} + 0,5\text{ppm})$, todos com antenas AX 1202 GG, e dois do modelo SR 530 - precisão $\pm(5\text{mm} + 1\text{ppm})$ com antenas AT 502.
- Dois receptores de dupla-frequência marca Javad modelo Legacy precisão - $\pm(5\text{mm} + 1\text{ppm})$ com antenas do tipo *choke ring*.

O método de posicionamento foi novamente o relativo estático, também com rastreamento de treze sessões de pelo menos três horas, formadas pelas mesmas sete figuras da terceira campanha, a uma taxa de gravação de 5s.

A Tabela 6.4 indica todas as ocupações dos pilares e demais pontos para o monitoramento, as figuras formadas, o número de vetores e de vetores independentes gerados para a rede de pilares e nova rede de referência (em cinza). A Figura 6.11 mostra a disposição de todos os pontos rastreados.

Tabela 6.4 - Ocupações dos pilares e demais pontos na quarta campanha GPS.

Figura/ Estação	SIGLA	Figura 1	Figura 2	Figura 3	Figura 4	Figura 5	Figura 6	Figura 7	Ocupações
P1	PRP1	1			1			1	3
P2	PRP2	1	1	1	1				4
P3	PRP3					1	1	1	3
P4	PRP4		1	1		1			3
P5	PRP5	1	1						2
P6	PRP6			1	1				2
P7	PRP7					1	1	1	3
ITAI	ITAI	1	1	1	1	1	1	1	7
A7	B_A7	1					1		2
D38	BD38				1		1		2
F19	BF19	1	1			1			3
H8	B_H8				1		1		2
I23	BI23		1	1					2
K7	B_K7					1		1	2
K32	BK32			1				1	2
PIR	EBPI	1	1	1	1	1	1	1	7
SE01	EBBM	1	1	1	1	1	1	1	7
Tati Yupi	EBPY	1	1	1	1	1	1	1	7
vetores indep. rede		6	6	6	6	6	5	6	
total de vetores rede		21	21	21	21	21	15	21	

6.3.3 Processamento dos dados das campanhas GPS

Os dados das quatro campanhas GPS foram processados com o *software* científico Bernese GPS versão 5.0.

O *software* Bernese é uma ferramenta para processamento de dados GPS desenvolvida pelo Instituto Astronômico da Universidade de Berna, na Suíça. Sua característica principal é de permitir o controle detalhado de todas as opções relevantes ao processamento que geralmente não está disponível em *softwares* comerciais. Outra vantagem é a possibilidade de automatizar todo o processamento por meio do desenvolvimento de rotinas de execução de programas para cada fase, até a solução final das coordenadas.

6.3.3.1 Programas utilizados no Bernese

A primeira fase do processamento é a obtenção de todas as observações das campanhas no formato RINEX, com nome do arquivo padronizado xxxxDDDS.AAO (xxxx – nome ou número da estação com quatro dígitos; DDD – dia do ano; S – número da sessão; AA – ano da observação com dois dígitos).

Em seguida devem ser obtidos os arquivos diários de órbitas precisas (*.SP3) e os arquivos semanais dos parâmetros de orientação da Terra (*.ERP), ambos produzidos pelo IGS e disponíveis no endereço <http://igsceb.jpl.nasa.gov/>.

Para importar os arquivos de observações e gerar os arquivos de órbita, são utilizados os seguintes programas:

- RNXOBV3 – importa os arquivos no formato RINEX para o formato Bernese com as respectivas informações dos satélites, receptores e centros de fase das antenas;
- POLUPD – extrai os arquivos de pólo no formato Bernese, a partir dos arquivos de pólo no formato IGS, que possuem informações sobre os parâmetros de rotação da Terra;
- PRETAB – determina órbita tabular, a partir das órbitas precisas IGS;

- ORBGEN – determina arquivos de órbita padrão como resultado de uma integração numérica das equações de movimento.

A próxima fase é a de pré-processamento dos dados. Segundo IBGE (2007), antes de iniciar o processamento da dupla diferença de fase, é necessário executar os seguintes programas:

- CODSP – calcula as correções do relógio do receptor, sincronizando-as com o tempo GPS. O programa ainda determina as coordenadas aproximadas das estações e detecta *outliers* nas observações do código C/A;
- SNGDIF – cria as linhas de base por meio das simples diferenças de fase, usando cinco opções de estratégias. A adotada nas campanhas foi a estratégia STAR que cria as linhas de base a partir de uma estação de referência (ITAI), irradiando para as outras estações;
- MAUPRP – tem a finalidade de analisar as observações de fase para detectar eventuais perdas de ciclo, que se encontradas poderão ser corrigidas.

Depois de realizada a fase de pré-processamento, é iniciada a fase do processamento das observações GPS. Nesta fase, o programa GPSEST é responsável pelo ajustamento das observações pelo MMQ, configurando as equações de observação e resolvendo as equações normais (DACH et al., 2007). O GPSEST é o principal programa de estimativa de parâmetros do Bernese, dentre os quais estão as coordenadas das estações, as ambigüidades e as variações do centro de fase das antenas.

O programa GPSEST será utilizado em três momentos ao longo do processamento. No primeiro para determinar somente as coordenadas das estações e os arquivos de resíduos gerados pelo ajustamento. Neste momento são selecionadas as frequências, ou combinações lineares entre elas que serão usadas.

Gerado o arquivo com os resíduos do ajustamento pelo MMQ, o programa RESRMS pode ser aplicado para detecção de *outliers*, mostrando em um arquivo um resumo da qualidade das observações.

O segundo momento de aplicação do programa GPSEST tem como objetivo a resolução das ambigüidades, sem a preocupação em determinar coordenadas (IBGE, 2007). Existem cinco algoritmos para resolução das ambigüidades no

Bernese. O adotado nas campanhas foi o chamado SIGMA, recomendado para processamento de linhas de base de até 20 km com sessões de observação de algumas horas.

Finalmente no terceiro momento de utilização, o programa GPSEST tem o objetivo de gerar a solução final para as coordenadas das estações e os arquivos de variância-covariância para as linhas de base em cada uma das sessões. O arquivo de saída apresenta por meio de relatório, todas as informações dos resultados incluindo os das outras duas aplicações do GPSEST. A parte do relatório relacionada às ambigüidades é dividida em duas partes: a primeira apresenta a solução quando as ambigüidades são estimadas como valor real, enquanto que a segunda apresenta a resolução das ambigüidades em valores inteiros.

De acordo com IBGE (2007), para avaliação inicial da qualidade das coordenadas obtidas no processamento, pode ser realizada uma comparação por meio do programa COMPAR. Este programa permite o cálculo da coordenada de cada estação a partir da média aritmética dos resultados da mesma, obtidos em sessões diferentes. Em seguida calcula a diferença de cada solução individual com a solução média. O arquivo de saída do programa apresenta a repetitividade da estação em várias sessões com seu respectivo RMS e as diferenças calculadas em milímetros para as coordenadas locais N , E e U , depois de aplicada uma transformação de Helmert. A Figura 6.12 mostra um exemplo do arquivo de saída do programa COMPAR:

NUM	STATION	#FIL	C	RMS	0941	0951	0961
18	ITAI	3	N	0.0	0.0	0.0	0.0
			E	0.0	0.0	0.0	0.0
			U	0.0	0.0	0.0	0.0
19	PRP1	3	N	0.5	0.6	-0.4	-0.2
			E	2.0	-2.3	1.1	1.1
			U	3.8	-4.3	2.9	1.4
20	PRP2	3	N	0.5	0.6	-0.2	-0.4
			E	1.4	1.6	-1.1	-0.5
			U	10.0	-5.2	11.5	-6.3
21	PRP3	3	N	0.9	0.5	-1.1	0.5
			E	1.5	1.6	-0.2	-1.3
			U	27.4	19.9	-31.2	11.3
22	PRP4	3	N	0.9	-0.8	-0.1	1.0
			E	1.1	1.0	-1.1	0.2
			U	2.9	3.3	-1.9	-1.4
23	PRP5	3	N	0.7	-0.8	0.3	0.5
			E	2.5	1.6	-2.9	1.4
			U	4.1	3.5	-4.6	1.1
24	PRP6	3	N	1.0	-0.6	-0.6	1.2
			E	0.8	0.7	-0.9	0.2
			U	1.5	1.7	-0.4	-1.2
25	PRP7	3	N	1.1	-0.5	-0.8	1.3
			E	0.7	0.8	-0.6	-0.1
			U	2.1	2.3	-0.6	-1.7

Figura 6.12 – Arquivo de resultados do programa COMPAR.

6.3.3.2 Verificação da melhor estratégia de processamento

Em princípio, no planejamento das campanhas GPS, foi definida a utilização de receptores de dupla frequência (L1/L2) com processamento das fases das respectivas portadoras. Porém, em função da configuração das linhas de base curtas e com a resolução de ambigüidades usando o método SIGMA, recomendado para linhas de base de até 20 km, surgiu a necessidade de verificar se realmente o processamento das fases L1 e L2 seria a melhor estratégia. Assim, foi realizado o processamento dos dados usando L1 e L2 e somente L1 das quatro campanhas, com as sessões de rastreo irradiadas do pilar de referência ITAI, para comparação entre os resultados finais e escolha da melhor estratégia para a metodologia proposta. Os critérios de comparação adotados são partes do relatório dos resultados no arquivo de saída do programa GPSEST, que envolvem os parâmetros de resolução das ambigüidades, os desvios-padrão, os graus de liberdade do ajustamento, e finalmente o teste Qui-Quadrado. Os gráficos apresentados a seguir, foram construídos usando todas as sessões de rastreo (representadas por DDDS, D – dia do ano, e S – número da sessão) de cada uma das quatro campanhas, para cada um dos verificadores citados.

Os resultados do processamento da Primeira Campanha são apresentados nos gráficos 6.4, 6.5, 6.6 e 6.7, indicando respectivamente:

- o número de ambigüidades (em vermelho) e ambigüidades resolvidas (em verde) nas duas partes do processamento, usando L1 e L2 e somente L1;
- o desvio-padrão (sigma) “*a posteriori*” usando L1 e L2, e somente L1;
- o número de graus de liberdade (DOF) do ajustamento usando L1 e L2, e somente L1;
- teste Qui-Quadrado da qualidade do ajustamento das observações usando L1 e L2, e somente L1.

A seqüência posterior de gráficos, de 6.8 até 6.19, apresentará os resultados com os mesmos indicadores para a segunda, terceira e quarta campanhas.

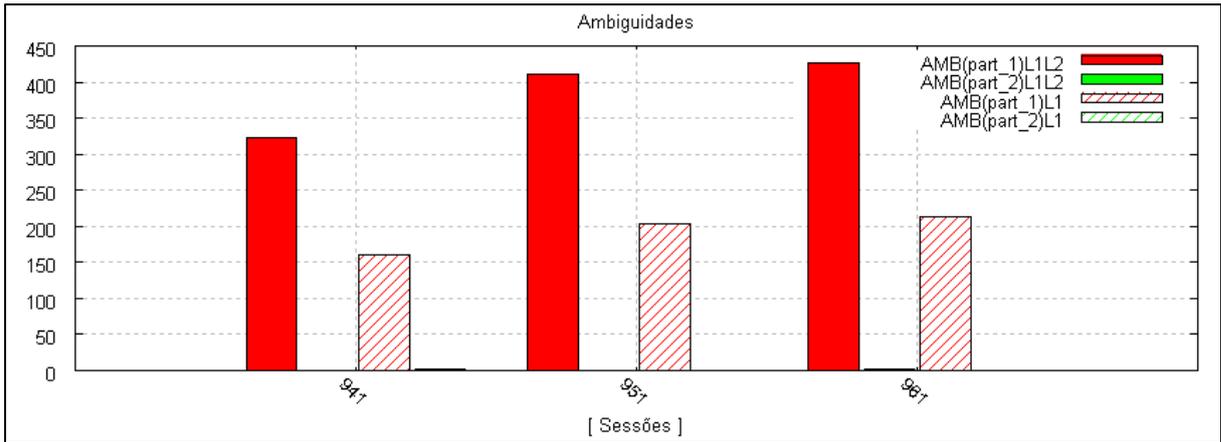


Gráfico 6.4 – Número de ambigüidades e ambigüidades resolvidas nas duas partes do processamento – Sessões da Primeira Campanha.

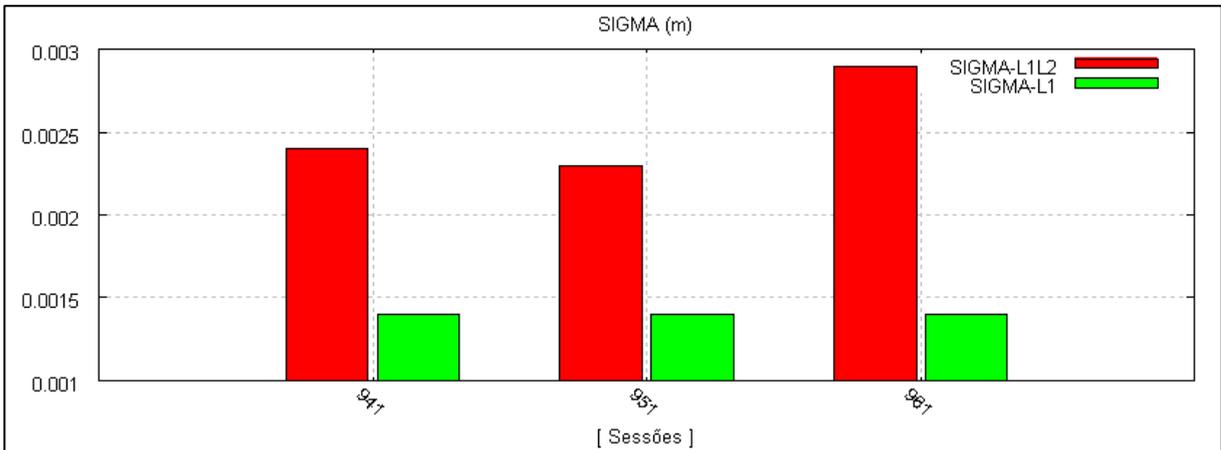


Gráfico 6.5 – Desvio-padrão (sigma) "a posteriori" - Sessões da Primeira Campanha.

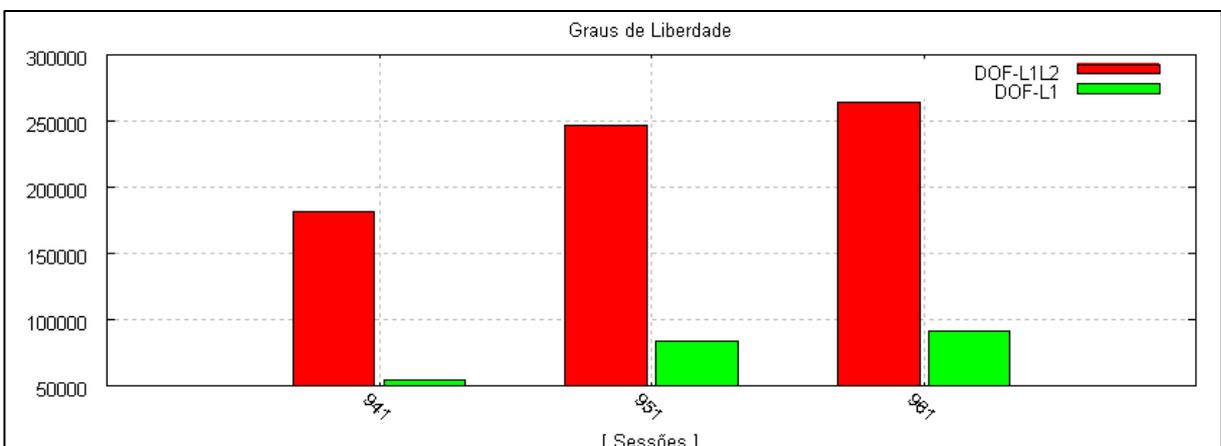


Gráfico 6.6 – Número de graus de liberdade do ajustamento para L1 e L2, e somente L1 – Sessões da Primeira Campanha.

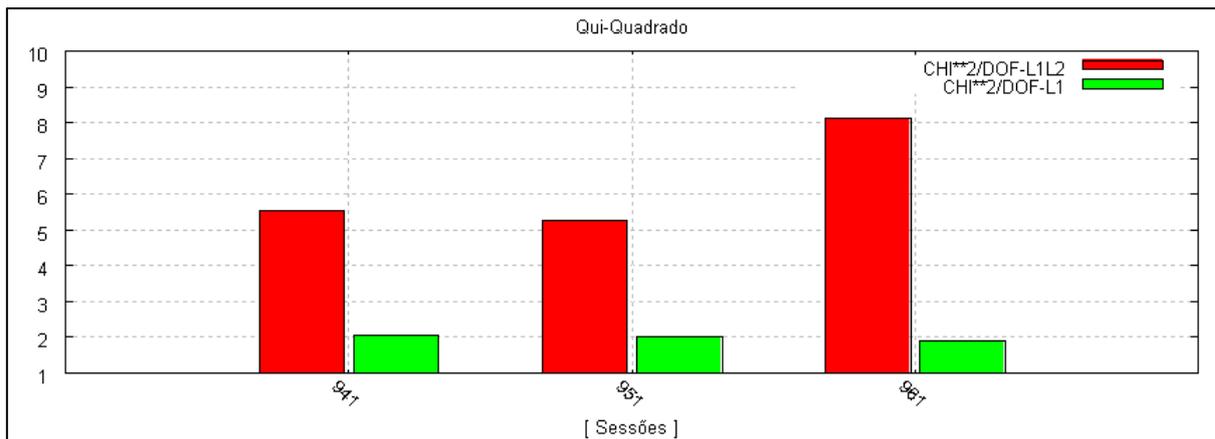


Gráfico 6.7 – Teste Qui-Quadrado da qualidade do ajustamento das observações usando L1 e L2, e somente L1 – Sessões da Primeira Campanha.

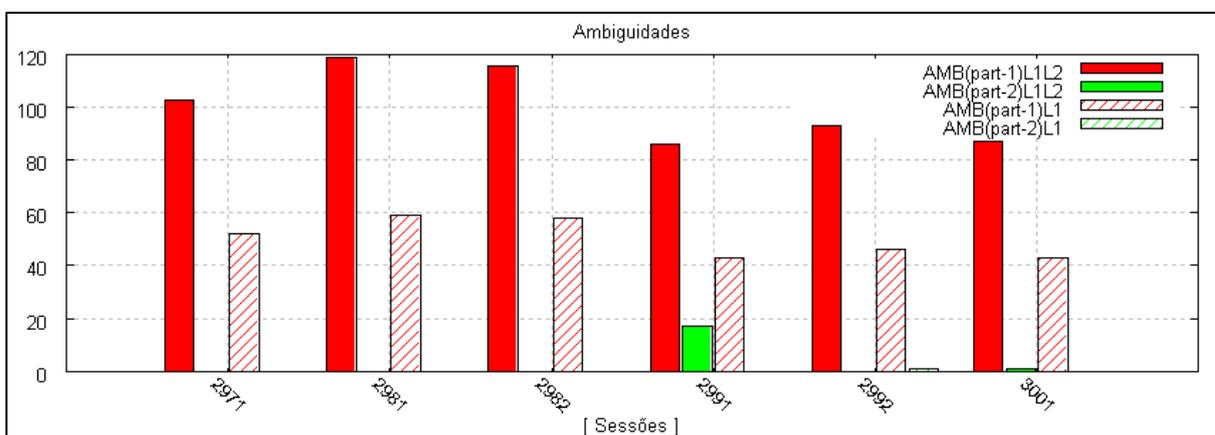


Gráfico 6.8 – Número de ambigüidades e ambigüidades resolvidas nas duas partes do processamento – Sessões da Segunda Campanha.

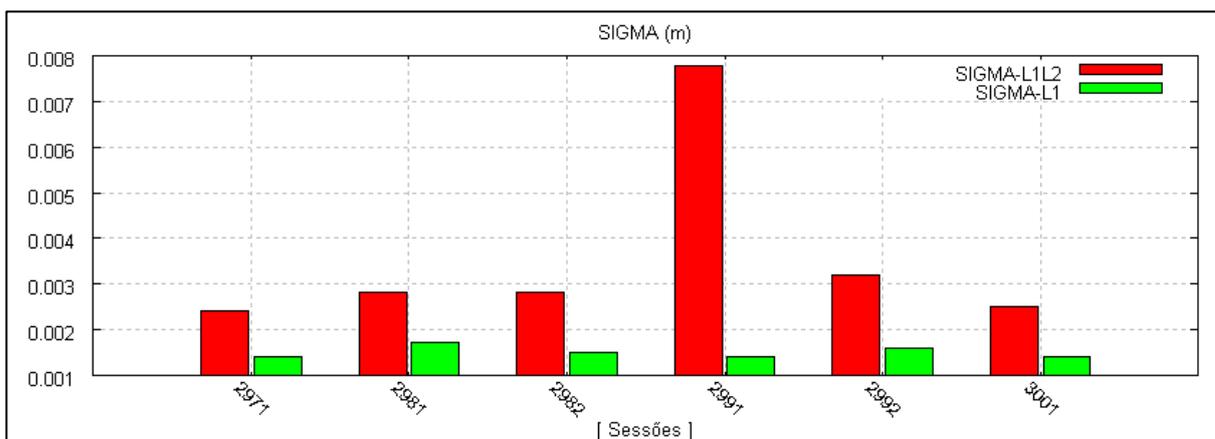


Gráfico 6.9 – Desvio-padrão (sigma) "a posteriori" - Sessões da Segunda Campanha.

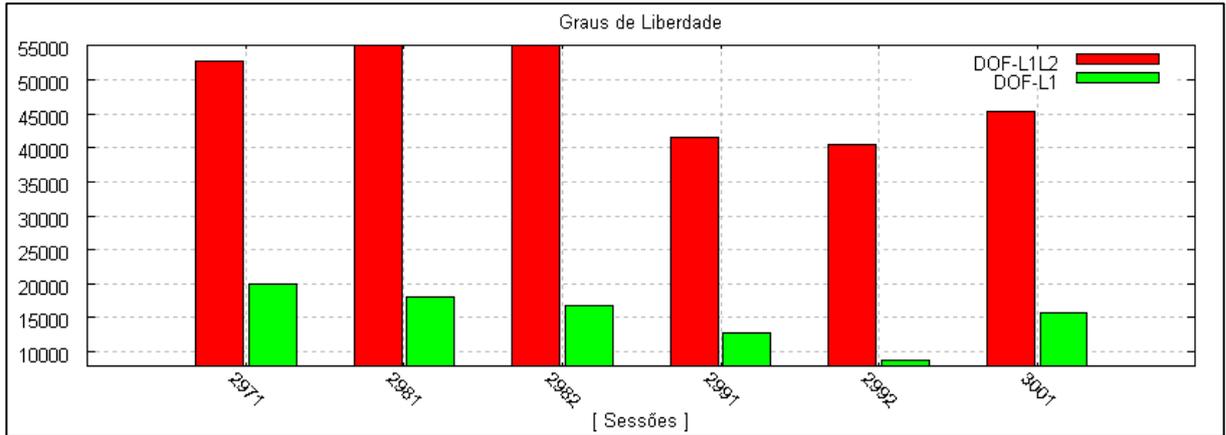


Gráfico 6.10 – Número de graus de liberdade do ajustamento para L1 e L2, e somente L1 – Sessões da Segunda Campanha.

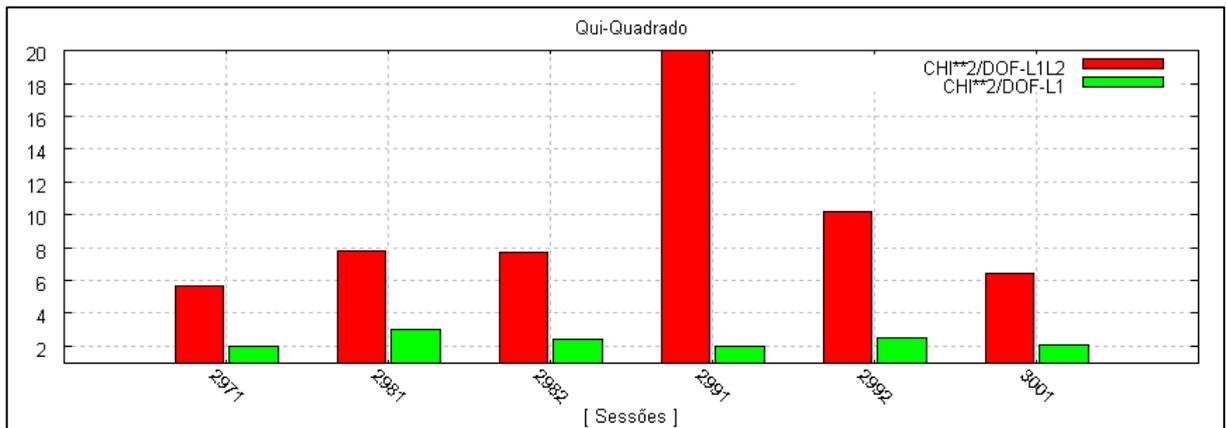


Gráfico 6.11 – Teste Qui-Quadrado da qualidade do ajustamento das observações usando L1 e L2, e somente L1 – Sessões da Segunda Campanha.

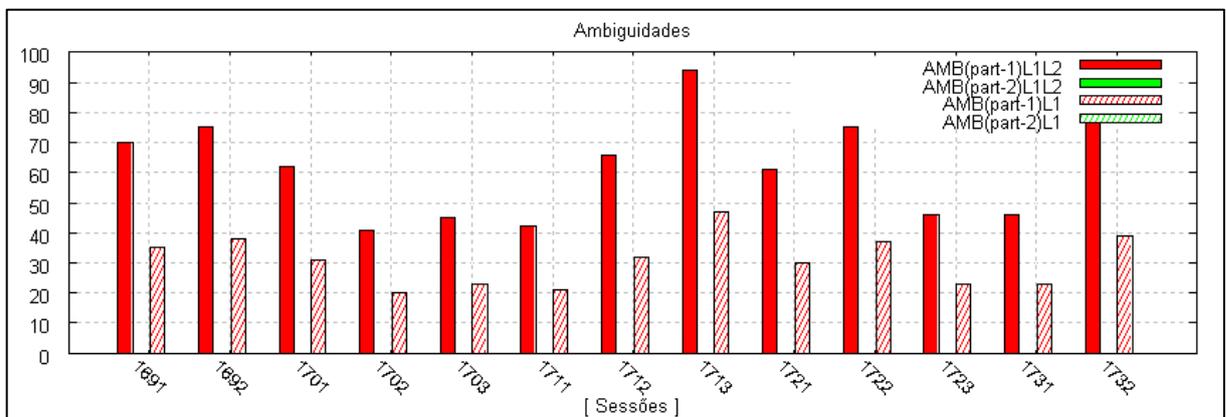


Gráfico 6.12 – Número de ambigüidades e ambigüidades resolvidas nas duas partes do processamento – Sessões da Terceira Campanha.

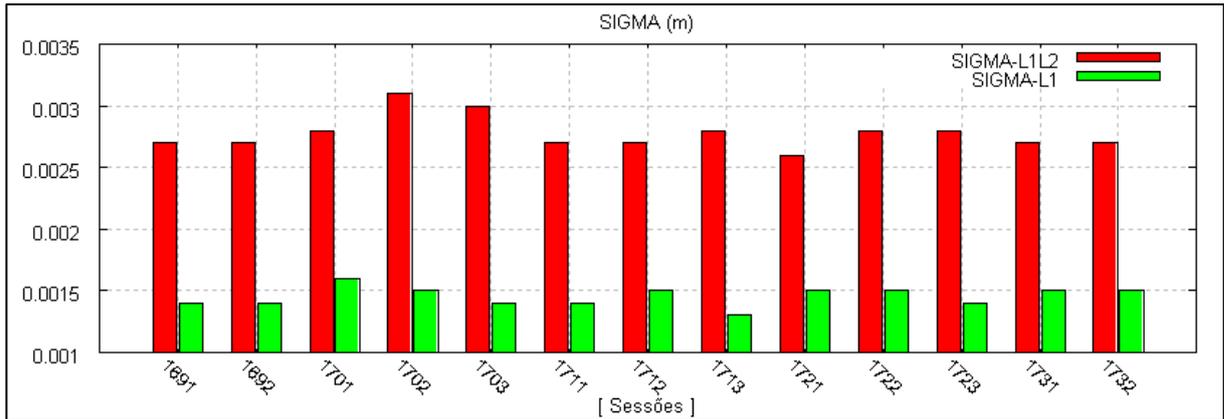


Gráfico 6.13 – Desvio-padrão (sigma) “a posteriori” - Sessões da Terceira Campanha.

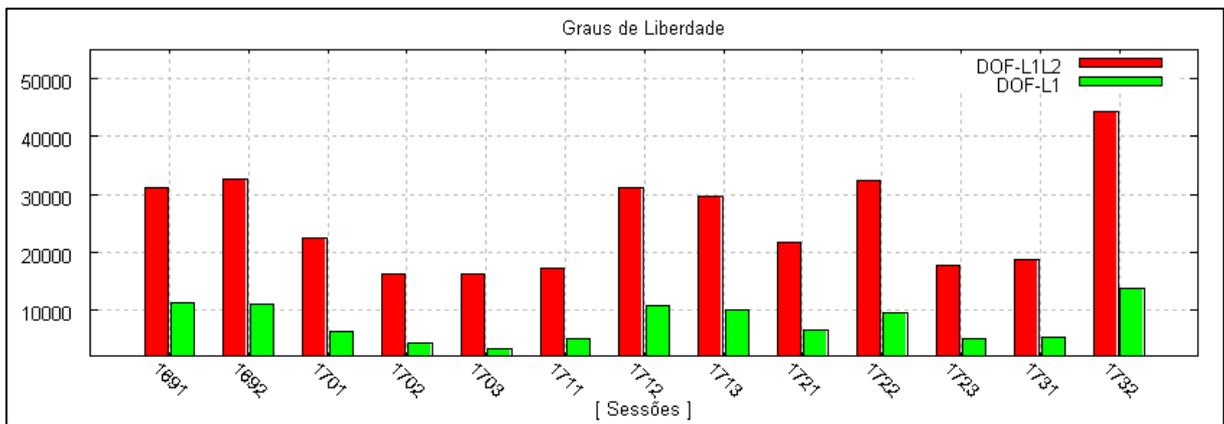


Gráfico 6.14 – Número de graus de liberdade do ajustamento para L1 e L2, e somente L1 – Sessões da Terceira Campanha.

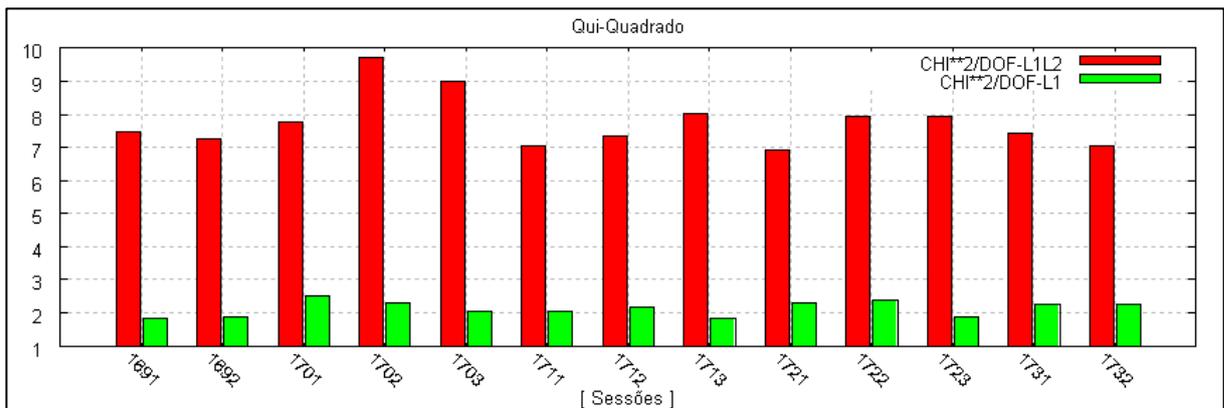


Gráfico 6.15 – Teste Qui-Quadrado da qualidade do ajustamento das observações usando L1 e L2, e somente L1 – Sessões da Terceira Campanha.

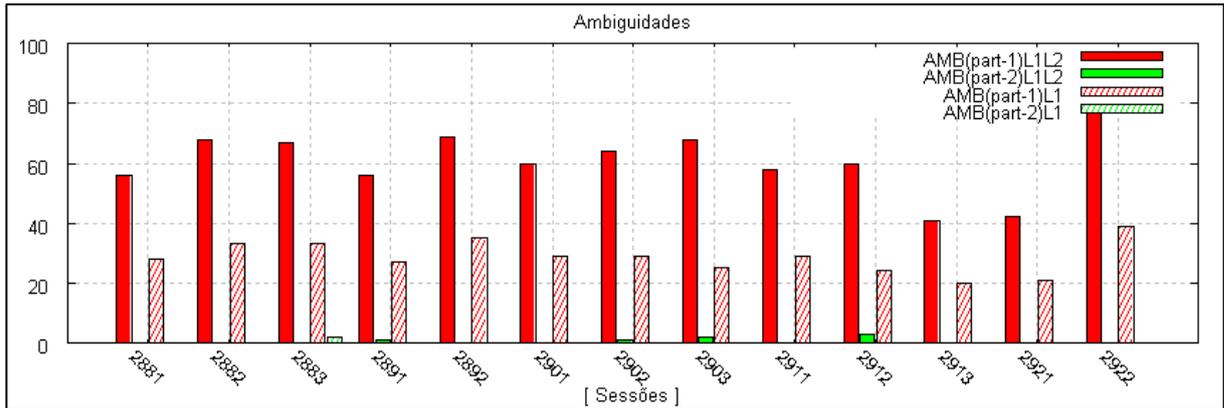


Gráfico 6.16 – Número de ambigüidades e ambigüidades resolvidas nas duas partes do processamento – Sessões da Quarta Campanha.

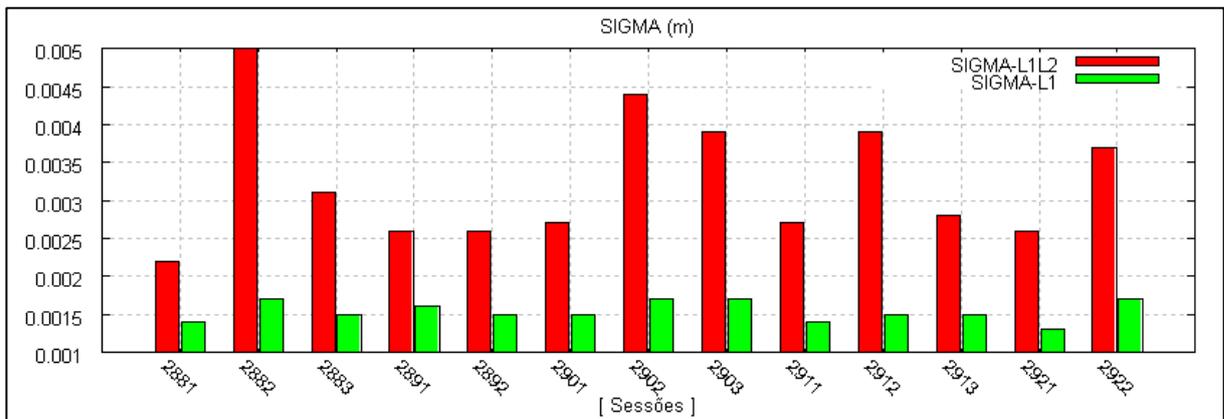


Gráfico 6.17 – Desvio-padrão (sigma) "a posteriori" - Sessões da Quarta Campanha.

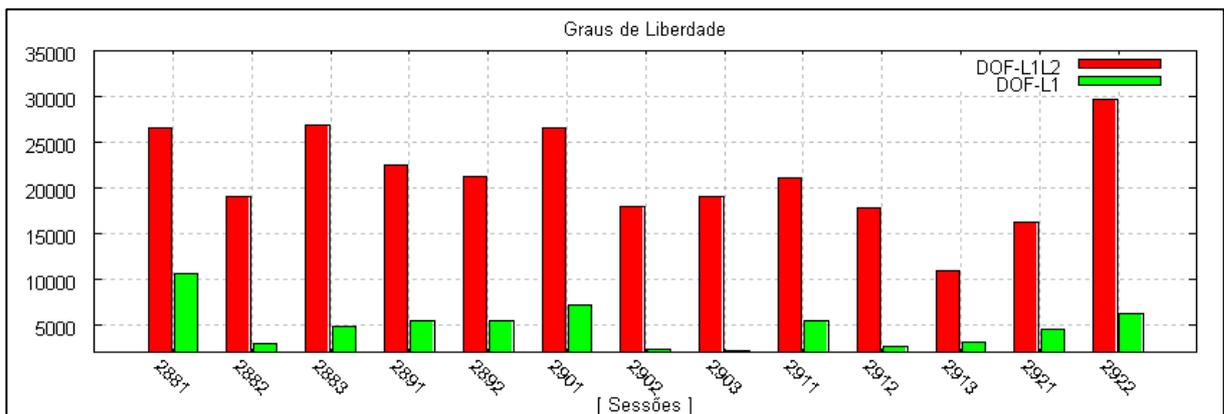


Gráfico 6.18 – Número de graus de liberdade do ajustamento para L1 e L2, e somente L1 – Sessões da Quarta Campanha.

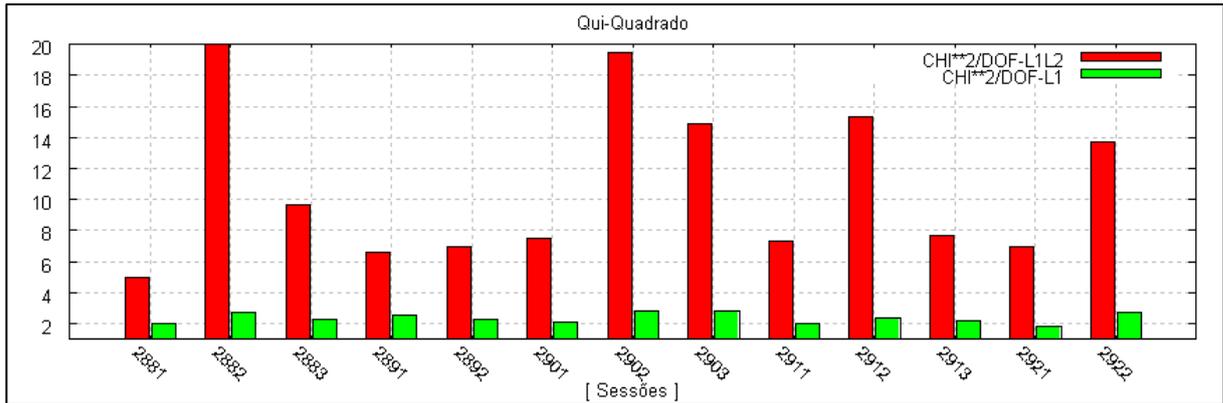


Gráfico 6.19 – Teste Qui-Quadrado da qualidade do ajustamento das observações usando L1 e L2, e somente L1 – Sessões da Quarta Campanha.

Analisando todas as séries de gráficos das comparações das quatro campanhas, é possível verificar que: as ambigüidades de praticamente todas as sessões usando os dois processamentos propostos foram resolvidas (barras com valores zero nos gráficos 6.4, 6.8, 6.12 e 6.16); os desvios-padrão de todas as sessões processadas usando somente a fase da portadora L1 alcançaram os valores esperados em torno de 1.5 mm, enquanto que as mesmas sessões processadas usando L1 e L2 ficam sempre acima de 2,5 mm; os graus de liberdade apresentam queda acentuada no processamento com L1, mesmo assim ainda são números otimistas com média de 20.000 para as quatro campanhas; o teste Qui-Quadrado (gráficos 6.7, 6.11, 6.15 e 6.19) se mantém em aproximadamente “2” para processamento com L1 em todas as campanhas, e apresenta média de 8 com muitas flutuações para o processamento usando L1 e L2, sendo que o valor desejado é o mais próximo possível de “1”.

Conclui-se então que os resultados do processamento somente usando L1, apresentam-se mais consistentes, aproximando-se sempre dos valores desejados para os parâmetros verificados, tornando esta estratégia mais adequada para a metodologia proposta.

A conclusão pode ser justificada partindo do princípio de que quando são efetuadas as diferenças (combinações) de fase entre as observações, ocorre o aumento do ruído da observável resultante. A dupla diferença de fase é normalmente a observável preferida nos processamentos de dados GPS, devido a proporcionar melhor relação entre o ruído resultante e a eliminação de erros sistemáticos envolvidos nas observáveis originais (MONICO, 2000). Desta forma,

aplicando as duplas diferenças de fase nas observações originais L1 e L2, esta última por apresentar frequência menor e comprimento de onda maior comparada a L1, está mais sujeita aos efeitos da ionosfera tornando-se “ruidosa” e degradando os resultados das observáveis. Isto pode ser verificado até mesmo em bases curtas onde os efeitos da ionosfera são praticamente eliminados (MONICO, 2000).

Portanto, as estratégias para a metodologia proposta e conseqüentemente para o processamento das quatro campanhas, são assim definidas:

- Processamento da fase da portadora L1;
- Criação das linhas de base independentes irradiadas de uma estação de referência usando a opção STAR;
- Resolução de ambigüidades pelo método SIGMA.

6.3.3.3 Processamento das campanhas – Referência ITAI

Em função da infra-estrutura de pontos geodésicos de referência disponível na primeira e segunda campanhas, permitindo o processamento com referência somente na estação ITAI, optou-se em uma primeira análise, por processar também a terceira e quarta campanhas usando a mesma referência, mesmo com outras já disponíveis. Além disto, as linhas de base são curtas (máximo 1300m), o que permite a formação de uma rede radial. Este processamento tem como objetivo definir as linhas de base que depois de ajustadas, determinarão as coordenadas dos pontos que servirão de base para analisar a estabilidade dos pilares P1 a P7, usando a mesma metodologia, estratégias e similaridade das redes em todas as campanhas. Desta forma, as linhas de base (vetores independentes) formadas em todas as sessões rastreadas nas quatro campanhas têm a mesma configuração, mostrada na Figura 6.13. **Os resultados e análises deste processamento serão apresentados no capítulo 7.**

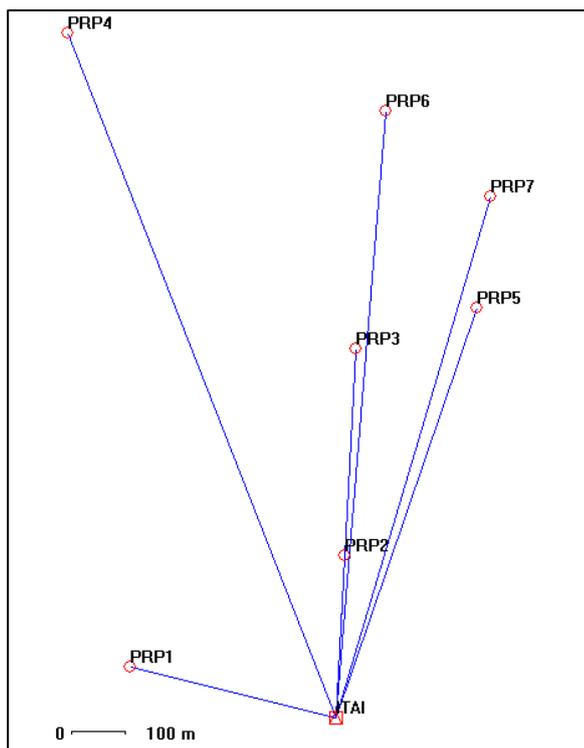


Figura 6.13 – Linhas de base formadas a partir do pilar de referência ITAI.

6.3.3.4 Processamento da terceira e quarta campanhas – Referências EBPY, EBPI e EBBM.

A partir da terceira campanha, com a construção dos dois outros pilares EBPI e EBPY, e com o uso do terceiro EBBM, foi definida a nova rede para monitoramento por meio de figuras geométricas. Estas três estações foram inicialmente processadas e ajustadas a partir do pilar de referência ITAI, usando quatro sessões das linhas de base independentes ITAI-EBBM, ITAI-EBPY, EBPY-EBPI. As coordenadas resultantes deste processamento são apresentadas na tabela 6.5.

Tabela 6.5 – Coordenadas cartesianas das estações ITAI (fixa - IBGE) e ajustadas EBBM, EBPI e EBPY em WGS-84.

Coordenadas Estação	Desvio-Padrão		Desvio-Padrão		Z (m)	Desvio-Padrão Z (m)
	X (m)	X (m)	Y (m)	Y (m)		
ITAI (fixa)	3340128.1307	0.0031	- 4697983.6868	0.0031	- 2721315.4994	0.0027
EBBM	3338475.3022	0.0039	- 4699383.7674	0.0048	- 2721043.0867	0.0035
EBPI	3342198.7526	0.0065	- 4695456.5742	0.0079	- 2723221.0048	0.0053
EBPY	3342436.8252	0.0047	- 4699544.8085	0.0052	-2715925.8020	0.0037

A partir de cada uma destas estações, foi realizado o processamento das sessões definidas na terceira e quarta campanhas, irradiando os pilares da rede de referência (P1 a P7), formando uma rede com a configuração indicada na Figura 6.14:

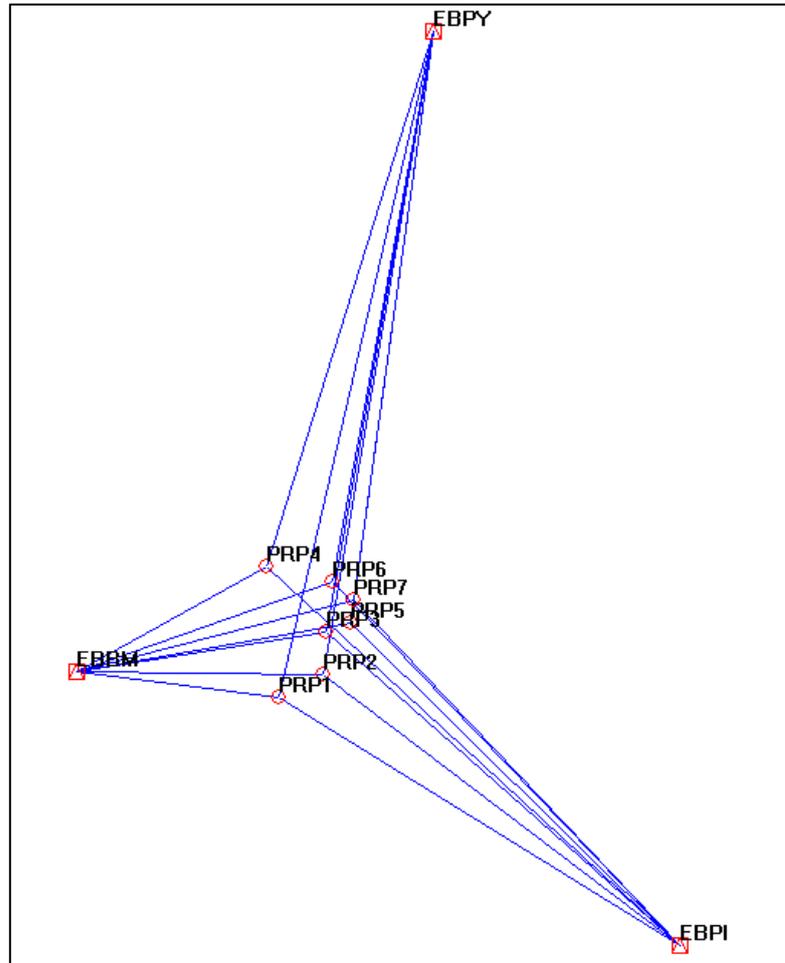


Figura 6.14 – Linhas de base formadas a partir das referências EBBM, EBPI e EBPY para os pilares P1 a P7 na terceira e quarta campanhas.

Esta estratégia de processamento também tem como objetivo fornecer as linhas de base para o ajustamento da rede, para posterior verificação da estabilidade dos pilares P1 a P7, porém contando com maior número de referências consideradas estáveis formando uma configuração mais rígida para a rede. **Os resultados e análise do processamento serão apresentados no capítulo 7.**

6.3.4 Ajustamento vetorial das campanhas

O ajustamento vetorial das quatro campanhas foi realizado separadamente, usando as linhas de base formadas no processamento das várias sessões de rastreio a partir da referência ITAI, para os pilares de P1 a P7. Foi realizado também o ajustamento da terceira e quarta campanhas com as linhas de base formadas a partir das referências EBBM, EPPY e EBBI, para os pilares P1 a P7. Como foram definidas linhas de base redundantes para cada um dos pilares nas duas situações, o ajustamento por definição, adotará uma solução única, que resultará nas coordenadas ajustadas dos pilares e suas precisões.

De acordo com o processamento das observações, somente serão ajustados os vetores independentes irradiados das estações de referência conforme indicado nas Figuras 6.10 e 6.11. O *software* adotado para este ajustamento foi o MOVE3, desenvolvido pela empresa holandesa Grontmij, de acordo com as especificações da teoria desenvolvida em Delft na Holanda, para projetos e ajustamento de redes usando o MMQ.

Como o processamento e ajustamento são realizados em *softwares* diferentes, foi necessário o desenvolvimento de um aplicativo para extrair as linhas de base com as respectivas matrizes variância-covariância dos arquivos de resultados do Bernese, e criá-las em um dos formatos de importação do MOVE3 como segue:

- @+ Ponto de Referência das linhas de base e suas coordenadas;
- @- Componentes das linhas de base ΔX , ΔY e ΔZ ;
- @= Informações da matriz variância-covariância.

Os arquivos das linhas de base formados com as sessões de cada campanha são então importados para o MOVE3 para início do ajustamento.

Inicialmente, antes do ajustamento propriamente dito, o MOVE3 realiza um ajustamento livre para eventual detecção de *outliers* e de erros grosseiros, usando os parâmetros como nível de significância, a potência do teste, e o Sigma “*a priori*”, que é utilizado como fator de compensação para o otimismo da precisão do processamento GPS. É aplicado então o teste global (teste F) que avalia a rede como um todo, como descrito em 5.6.1, e posteriormente o teste “*data snooping*”

(teste W) descrito em 5.6.2. Havendo rejeição no teste F, provavelmente a matriz variância-covariância obtida no processamento das linhas de base foi muito otimista, então o fator de compensação pode ter o seu valor aumentado gradativamente até a aceitação do teste, entretanto, há que se considerar um valor compatível com a precisão do receptor utilizado.

Com o teste F aceito, a próxima etapa é a análise dos *outliers* detectados e se realmente correspondem às observações com erros grosseiros. O *software* apresenta os problemas detectados por meio da rejeição de itens relacionados às linhas de base (teste W), que podem ser eventualmente desativadas do ajustamento, ou modificadas no seu fator de compensação individualmente. Caso o número de *outliers* seja elevado, uma alternativa é modificar o nível de significância dos testes mantendo a potência do teste, que resulta na diminuição do risco de rejeição de uma observação correta, porém aumenta o risco de aceitação de observações incorretas.

Com a fase do ajustamento livre completa, a rede em princípio pode ser considerada sem erros grosseiros, portanto, podem ser inseridas as injunções por meio de estações com coordenadas conhecidas. Nesta fase, o MOVE3 disponibiliza três tipos de ajustamento com diferentes características no que diz respeito às injunções (GRONTMIJ, 2006):

- *Pseudo* Injunção – As coordenadas da injunção e seus respectivos desvios-padrão não recebem as correções do ajustamento pelo MMQ, portanto, são mantidos seus valores originais;

- Injunção Ponderada – As coordenadas e os desvios-padrão das injunções são considerados como observações, e são corrigidos no ajustamento;

- Injunção Absoluta – As coordenadas das injunções não se alteram durante o ajustamento, e os desvios-padrão são fixados em zero.

O tipo escolhido para aplicação na metodologia proposta foi o ajustamento por *Pseudo* Injunção, porque fixa as coordenadas dos pontos de injunção, porém propaga as variâncias de suas determinações aos outros pontos da rede.

Uma vez aplicados e aceitos todos os testes, é processado o ajustamento gerando posteriormente os arquivos de saída dos resultados.

6.3.4.1 Ajustamento das linhas de base definidas nas quatro campanhas com a Referência ITAI

Os parâmetros definidos para as primeiras tentativas do ajustamento livre foram os seguintes: nível de significância $\alpha = 0,05(5\%)$, potência do teste $\beta = 80\%$, e fator de compensação inicial de 5 mm (compatível com a precisão dos receptores).

As primeiras tentativas do ajustamento livre em todas as campanhas apresentaram rejeição do teste F, sendo indicadas as linhas de base como itens rejeitados pelo teste W, cujo valor crítico foi de 1.96, calculado por meio do nível de significância adotado (5.6.2). O procedimento adotado para a continuidade do ajustamento livre foi o aumento gradativo individual do fator de compensação nas linhas de base com problemas, até a aceitação do teste F. As observações que ainda apresentassem rejeição depois da aceitação do teste F, e com valores do fator de compensação superando os valores compatíveis com a precisão dos receptores, foram desativadas do ajustamento. Eliminados os itens rejeitados, foi definida a estação ITAI com suas coordenadas e desvios-padrão, como injunção no ajustamento por *Pseudo* Injunção.

Os arquivos de saída apresentam todos os resultados do ajustamento com relação aos testes e finalmente as coordenadas ajustadas com os desvios-padrão (arquivo com extensão .cor) e as matrizes covariância (arquivo com extensão .var).

Um resumo dos resultados será apresentado no Capítulo 7.

6.3.4.2 Ajustamento das linhas de base definidas na terceira e quarta campanhas com as Referências em EBPY, EBPI e EBBM.

Os procedimentos para o ajustamento destas campanhas foram os mesmos do item anterior, com única diferença na definição das injunções que desta vez, foram EBPY, EBPI e EBBM, cujas coordenadas e desvios-padrão utilizados estão localizados na Tabela 6.5.

6.3.5 Aplicação do Teste de Congruência Global

A última etapa da metodologia proposta para verificação da estabilidade dos pilares da rede de referência é a aplicação do teste de congruência global. Todos os pilares de P1 a P7 serão testados entre si, de duas a duas das quatro campanhas realizadas em épocas diferentes.

O teste foi conduzido por meio de rotinas desenvolvidas no software Matlab de acordo com 5.7. O programa realiza as leituras dos arquivos de entrada que são os resultados de dois ajustamentos em quaisquer duas épocas (campanhas) diferentes, isto é, as coordenadas de cada ponto a ser testado e suas matrizes variância-covariância. A partir destes dados e da informação do ponto a ser testado, pode ser calculado o vetor deslocamento d por meio da diferença entre as coordenadas ajustadas nas duas épocas. Em seguida é calculada a soma das matrizes variância-covariância nas duas épocas e o valor de Ω . Com a introdução dos graus de liberdade é calculado o valor de σ_o^2 . Finalmente por meio da Equação 5.38, calcula-se o valor de T , que é testado contra o valor tabelado da distribuição F a um nível de significância $\alpha = 0,05$ (5%) (DENLI e DENIS, 2003), com duas hipóteses: se $T > F$ a hipótese nula é rejeitada, o que indica a instabilidade do ponto, portanto se $T < F$, a hipótese nula é aceita, e o ponto pode ser considerado estável entre duas épocas.

A rotina do teste de congruência global foi aplicada para os pilares P1 a P7 na combinação de campanhas como mostra a Tabela 6.6. **Os resultados e análises serão demonstrados no Capítulo 7. Um exemplo da seqüência de cálculo é apresentado no ANEXO B.**

Tabela 6.6 – Combinação de campanhas para aplicação do teste de congruência global.

CAMPANHAS	Segunda	Terceira	Quarta
Primeira	X	X	X
Segunda		X	X
Terceira			X e X X

X – ajustadas com injeção em ITAI.
 X X – ajustadas com injeções em EBPY, EBPI e EBBM.

7 RESULTADOS E ANÁLISES

7.1 INTRODUÇÃO

As etapas da metodologia proposta para verificação da estabilidade dos pilares da rede de referência foram detalhadamente descritas no capítulo 6. Desta forma, esse capítulo se reserva a apresentar os resultados e análises das etapas do processamento dos dados das campanhas GPS, do ajustamento dos vetores em rede e da aplicação do Teste de Congruência Global.

7.2 RESULTADOS DO PROCESSAMENTO DAS CAMPANHAS

7.2.1 Resultado do processamento das quatro campanhas – Referência ITAI

Os resultados finais do processamento das sessões das campanhas, como descrito anteriormente, são avaliados inicialmente por meio dos parâmetros de verificação do processamento: resolução das ambigüidades, os desvios-padrão, os graus de liberdade do ajustamento, e finalmente o teste Qui-Quadrado. A seguir, serão apresentadas as tabelas 7.1 a 7.4 construídas com os resultados dos parâmetros extraídos dos arquivos de resolução final do programa GPSEST do Bernese, para as quatro campanhas. O padrão do nome do arquivo de saída é definido como GPSESTDDDS.OUT, onde DDD corresponde ao dia do ano, e S à sessão de rastreo.

Tabela 7.1 – Resultados finais dos parâmetros de verificação: Ambigüidades, desvio-padrão (sigma), graus de liberdade (DOF) e Qui-Quadrado ($\text{CHI}^{**2}/\text{DOF}$) – Primeira Campanha.

Arquivo GPSEST	AMB.(part-1)	AMB.(part- 2)	SIGMA (m)	DOF	CHI**2/DOF
GPSEST0941.OUT	160	1	0.0014	54044	2.03
GPSEST0951.OUT	203	0	0.0014	83671	1.99
GPSEST0961.OUT	213	0	0.0014	90539	1.9

Tabela 7.2 – Resultados finais dos parâmetros de verificação: Ambigüidades, desvio-padrão (sigma), graus de liberdade (DOF) e Qui-Quadrado (CHI**2/DOF) – Segunda Campanha.

Arquivo GPSEST	AMB.(part-1)	AMB.(part-2)	SIGMA (m)	DOF	CHI**2/DOF
GPSEST2971.OUT	52	0	0.0014	20060	1.96
GPSEST2981.OUT	59	0	0.0017	18119	2.98
GPSEST2982.OUT	58	0	0.0015	16776	2.38
GPSEST2991.OUT	43	0	0.0014	12699	1.96
GPSEST2992.OUT	46	1	0.0016	8751	2.5
GPSEST3001.OUT	43	0	0.0014	15732	2.09

Tabela 7.3 – Resultados finais dos parâmetros de verificação: Ambigüidades, desvio-padrão (sigma), graus de liberdade (DOF) e Qui-Quadrado (CHI**2/DOF) – Terceira Campanha.

Arquivo GPSEST	AMB.(part 1)	AMB.(part 2)	SIGMA (m)	DOF	CHI**2/DOF
GPSEST1691.OUT	35	0	0.0014	11221	1.85
GPSEST1692.OUT	38	0	0.0014	10863	1.86
GPSEST1701.OUT	31	0	0.0016	6082	2.49
GPSEST1702.OUT	20	0	0.0015	4175	2.29
GPSEST1703.OUT	23	0	0.0014	3213	2.06
GPSEST1711.OUT	21	0	0.0014	5009	2.04
GPSEST1712.OUT	32	0	0.0015	10557	2.18
GPSEST1713.OUT	47	0	0.0013	9956	1.81
GPSEST1721.OUT	30	0	0.0015	6396	2.3
GPSEST1722.OUT	37	0	0.0015	9301	2.4
GPSEST1723.OUT	23	0	0.0014	4826	1.87
GPSEST1731.OUT	23	0	0.0015	5227	2.26
GPSEST1732.OUT	39	0	0.0015	13533	2.27

Tabela 7.4 – Resultados finais dos parâmetros de verificação: Ambigüidades, desvio-padrão (sigma), graus de liberdade (DOF) e Qui-Quadrado (CHI**2/DOF) – Quarta Campanha.

Arquivo GPSEST	AMB.(part-1)	AMB.(part-2)	SIGMA (m)	DOF	CHI**2/DOF
GPSEST2881.OUT	28	0	0.0014	10630	2
GPSEST2882.OUT	33	0	0.0017	2907	2.73
GPSEST2883.OUT	33	2	0.0015	4821	2.25
GPSEST2891.OUT	27	0	0.0016	5401	2.49
GPSEST2892.OUT	35	0	0.0015	5453	2.24
GPSEST2901.OUT	29	0	0.0015	7184	2.11
GPSEST2902.OUT	29	0	0.0017	2350	2.84
GPSEST2903.OUT	25	0	0.0017	2208	2.82
GPSEST2911.OUT	29	0	0.0014	5484	1.98
GPSEST2912.OUT	24	0	0.0015	2569	2.33
GPSEST2913.OUT	20	0	0.0015	3026	2.19
GPSEST2921.OUT	21	0	0.0013	4572	1.78
GPSEST2922.OUT	39	0	0.0017	6244	2.73

Os resultados dos parâmetros de verificação apresentaram-se próximos dos valores desejados, ou seja, ambigüidades iguais a zero na parte 2 (100% resolvidas), desvio-padrão de aproximadamente 1.5 mm e teste Qui-Quadrado próximo de 1.

Juntamente com os arquivos de resultados do GPSEST, são gerados os arquivos das coordenadas finais de cada sessão de cada campanha, com todas as estações contidas nas mesmas. As Tabelas 7.5 e 7.6 exemplificam respectivamente as coordenadas finais de duas sessões da terceira campanha. Cabe ressaltar que as estações processadas nas sessões são marcadas com o *flag* "P". O *flag* "F" representa a estação fixa, enquanto que as demais estações sem *flag* mantêm as coordenadas processadas em sessões anteriores.

Tabela 7.5 – Coordenadas cartesianas finais em WGS-84 do processamento da sessão 1722 da terceira campanha.

Nome da Estação	X (m)	Y (m)	Z (m)	FLAG
ITAI	3340128.1307	-4697983.6868	-2721315.4994	F
PRP1	3339836.3364	-4698224.1267	-2721225.7023	
PRP2	3340214.5344	-4698078.1269	-2721044.9777	
PRP3	3340325.9232	-4698200.9672	-2720702.3399	P
PRP4	3340023.4475	-4698681.6129	-2720162.0446	P
PRP5	3340526.1889	-4698101.2233	-2720636.3011	
PRP6	3340462.6913	-4698299.8021	-2720294.6236	
PRP7	3340592.0379	-4698150.7886	-2720447.0350	P

Tabela 7.6 – Coordenadas cartesianas finais em WGS-84 do processamento da sessão 1723 da terceira campanha.

Nome da Estação	X (m)	Y (m)	Z (m)	FLAG
ITAI	3340128.1307	-4697983.6868	-2721315.4994	F
PRP1	3339836.3364	-4698224.1267	-2721225.7023	
PRP2	3340214.5344	-4698078.1269	-2721044.9777	
PRP3	3340325.9208	-4698200.9664	-2720702.3410	P
PRP4	3340023.4313	-4698681.5881	-2720162.0278	
PRP5	3340526.1889	-4698101.2233	-2720636.3011	
PRP6	3340462.6913	-4698299.8021	-2720294.6236	
PRP7	3340592.0364	-4698150.7897	-2720447.0357	P

O programa COMPAR (6.3.3.1) foi usado então como forma para avaliar a qualidade das coordenadas obtidas no processamento das várias sessões de cada campanha, e revelou que algumas observações de estações de algumas sessões deveriam ser excluídas. O critério usado para exclusão foi a contribuição das coordenadas das estações que elevaram a diferença com relação à média, e conseqüentemente o RMS para valores da ordem de alguns centímetros sendo que o esperado é de poucos milímetros. As Tabelas 7.7 a 7.10 mostram o resultado do COMPAR do processamento das quatro campanhas, onde a primeira linha contém a identificação da estação rastreada, o número de arquivos das sessões, as coordenadas, o RMS, e o número de sessões, correspondentes às tabelas 7.1 a 7.5.

As diferenças das coordenadas N , E e U são dadas em milímetros, e têm resultados nulos para a estação fixa.

Tabela 7.7 – Resultados COMPAR para as 3 sessões da primeira campanha

No.	Estação	#Arq	C	RMS	1	2	3
18	ITAI	3	N	0.0	0.0	0.0	0.0
			E	0.0	0.0	0.0	0.0
			U	0.0	0.0	0.0	0.0
19	PRP1	3	N	1.1	1.2	-0.5	-0.7
			E	1.8	-2.1	1.5	0.6
			U	7.2	8.1	-5.5	-2.6
20	PRP2	3	N	1.1	1.0	0.2	-1.2
			E	1.0	1.2	-0.7	-0.5
			U	4.2	-3.4	4.8	-1.4
21	PRP3	3	N	1.9	2.2	-0.9	-1.4
			E	1.3	1.4	-1.1	-0.3
			U	20.8	5.7	-23.1	17.3
22	PRP4	3	N	1.2	1.3	-1.0	-0.3
			E	1.1	0.9	-1.3	0.3
			U	1.3	0.5	-1.5	0.9
23	PRP5	3	N	0.1	0.1	0.1	-0.2
			E	3.0	1.2	-3.4	2.1
			U	11.1	-7.7	12.7	-5.0
24	PRP6	3	N	0.9	0.9	-0.9	0.1
			E	0.5	0.0	-0.5	0.5
			U	3.4	-3.8	2.9	0.8
25	PRP7	3	N	1.7	0.5	-1.9	1.3
			E	0.4	0.5	-0.1	-0.4
			U	3.5	-4.1	2.1	2.0

A contribuição citada anteriormente pode ser verificada na estação PRP3, na sessão 2, coordenada U , que elevou o seu RMS para 20.8 mm. Neste caso, as observações desta sessão foram excluídas do processamento, resultando na diminuição do valor do RMS da coordenada U para 11 mm.

Excluir uma observação significa retirar o seu arquivo RINEX correspondente da determinada sessão, e que os dados das demais observações devem ser

reprocessados, gerando novos arquivos de coordenadas finais e conseqüentemente novos resultados do COMPAR, isto é, com as novas diferenças aceitáveis entre as coordenadas. As tabelas seguintes indicam a resolução final da rotina COMPAR.

Tabela 7.8 – Resultados COMPAR para as 6 sessões da segunda campanha

No.	Estação	#Arq.	C	RMS	1	2	3	4	5	6
18	ITAI	6	N	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
			E	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
			U	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
21	PRP3	3	N	1.0	0.5		0.6	-1.1		
			E	2.8	-2.7		-0.2	2.9		
			U	6.7	-7.6		5.0	2.7		
23	PRP5	3	N	0.2	-0.3		0.1	0.2		
			E	2.3	-2.3		-0.1	2.4		
			U	3.2	-3.0		-0.2	3.3		
25	PRP7	3	N	0.7	-0.7				0.6	0.1
			E	2.5	-2.8				0.6	2.2
			U	5.4	-0.2				-5.3	5.5
19	PRP1	2	N	1.3		0.9				-0.9
			E	0.1		0.0				0.0
			U	0.1		0.1				-0.1
20	PRP2	3	N	1.3		-1.3	0.0		1.4	
			E	2.1		2.4	-1.7		-0.7	
			U	5.9		6.1	-0.3		-5.8	
22	PRP4	3	N	0.5		0.5		0.1	-0.5	
			E	2.1		1.9		0.4	-2.3	
			U	9.7		11.2		-4.6	-6.6	
24	PRP6	3	N	1.2		-0.9	-0.4			1.3
			E	2.7		2.8	-2.6			-0.1
			U	7.0		7.3	-0.6			-6.7

Tabela 7.9 – Resultados COMPAR para as 13 sessões da terceira campanha

No.	Estação	#Arq.	C	RMS	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	
18	ITAI	13	N	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
			E	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
			U	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
19	PRP1	5	N	2.6	-4.0	-1.0					2.8	1.4					0.7	
			E	1.1	-0.2	-1.7						1.3	-0.1					0.8
			U	6.8	4.9	9.2						-3.3	-6.7					
20	PRP2	6	N	2.6	1.3	2.2	-4.9	-0.1				1.8	-0.3					
			E	0.8	0.5	-0.3	1.2	0.0					-0.4	-1.0				
			U	13.7	-16.1	-15.5	5.2	14.7					14.0	-2.3				
23	PRP5	4	N	1.4	-0.1	1.9	-1.7	-0.1										
			E	2.3	-1.4	-2.5	1.9	2.0										
			U	7.2	-4.0	-2.4	-4.4	10.8										
22	PRP4	5	N	1.6			-0.2		0.8	-1.7			-1.3	2.3				
			E	1.0			1.0		-1.3	0.0			-0.7	1.0				
			U	7.5			6.8		-6.5	-4.3			9.4	-5.4				
24	PRP6	4	N	2.3					1.7	-2.9	1.9	-0.7						
			E	1.1					-1.0	0.9	1.0	-0.9						
			U	3.0					3.1	1.3	-3.9	-0.5						
21	PRP3	5	N	1.9									-1.4	1.7	-0.2	-2.3	2.2	
			E	0.9										0.4	0.0	-1.4	0.8	0.2
			U	4.0										-3.7	0.1	-1.2	-2.0	6.7
25	PRP7	5	N	2.6									-2.1	1.4	0.8	-3.2	3.1	
			E	0.7										-0.1	0.8	-1.1	0.4	0.1
			U	2.9										4.3	-2.3	-2.0	1.6	-1.6

Tabela 7.10 – Resultados COMPAR para as 13 sessões da quarta campanha

No.	Estação	#Arq.	C	RMS	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13		
18	ITAI	13	N	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0		
			E	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
			U	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
19	PRP1	5	N	1.1	-1.3	-0.9				0.9	1.3						0.0		
			E	3.3	-3.7	-2.7				0.8	4.6							1.1	
			U	4.5	1.0	3.8				-5.9	4.4								-3.4
20	PRP2	8	N	2.2	-1.2	1.4	-2.1	-0.8	-2.3	0.8	4.3	-0.2							
			E	2.4	-2.5	-1.0	-3.0	-0.5	-0.4	2.5	3.9	0.9							
			U	4.8	4.4	-6.7	-2.1	-2.3	3.6	-3.6	7.9	-1.0							
23	PRP5	4	N	1.2	1.2	0.7	-1.5					-0.4							
			E	0.8	0.6	0.8	-0.7						-0.7						
			U	5.9	3.2	3.9	-8.7						1.6						
22	PRP4	5	N	3.3			-1.6	0.7	-4.6				4.3	1.1					
			E	2.2			-3.7	-0.2	1.9				0.6	1.3					
			U	11.5			-21.8	-6.1	12.1				13.6	2.1					
24	PRP6	4	N	2.4			-0.2	-2.7	-0.3	3.2									
			E	2.5			-3.0	-0.9	1.4	2.5									
			U	8.0			-10.3	-0.1	1.2	9.2									
21	PRP3	5	N	0.9									-0.4	-0.7	0.8	-0.7	1.1		
			E	1.1									-0.2	0.2	-1.8	0.9	0.9		
			U	5.8									-3.9	7.0	5.7	-4.0	-4.8		
25	PRP7	5	N	0.3									-0.4	-0.1	-0.1	0.3	0.2		
			E	1.4									-1.9	-0.7	0.0	0.8	1.8		
			U	9.0									7.8	8.3	-12.7	1.7	-5.2		

Os valores do RMS em torno de 10mm na coordenada *U* foram considerados aceitáveis em função dos desvios-padrão nominais dos receptores na altitude.

Outro arquivo de resultados também gerado pelo Bernese, e complementar ao das coordenadas finais depois de avaliados pela rotina COMPAR, é o das matrizes de variância-covariância com todas as correlações entre pontos. A Tabela 7.11 mostra um exemplo correspondente à sessão 1723 (Tabela 7.6):

Tabela 7.11 – Matrizes de variância-covariância da sessão 1732 processada na terceira campanha.

RESOLUÇÃO FINAL DA SESSÃO 1732				

PARTE TRINGULAR SUPERIOR DA MATRIZ VARIÂNCIA-COVARIÂNCIA PARA AS COORDENADAS:				

RMS:	0.0015	No. de obs:	13570	No. de incógnitas: 37

ESTAÇÃO 1	XYZ	ESTAÇÃO 2	XYZ	ELEMENTO DA MATRIZ
PRP3	X	PRP3	X	0.8192846228D-01
PRP3	Y	PRP3	X	-0.1111871930D+00
PRP3	Y	PRP3	Y	0.1700542295D+00
PRP3	Z	PRP3	X	-0.6643258583D-01
PRP3	Z	PRP3	Y	0.9566393977D-01
PRP3	Z	PRP3	Z	0.6461477126D-01
PRP7	X	PRP3	X	0.2551082227D-01
PRP7	X	PRP3	Y	-0.3499965012D-01
PRP7	X	PRP3	Z	-0.1738268998D-01
PRP7	X	PRP7	X	0.1092359743D+00
PRP7	Y	PRP3	X	-0.3517077498D-01
PRP7	Y	PRP3	Y	0.5294589792D-01
PRP7	Y	PRP3	Z	0.2608959977D-01
PRP7	Y	PRP7	X	-0.1438128033D+00
PRP7	Y	PRP7	Y	0.2127346625D+00
PRP7	Z	PRP3	X	-0.1981260934D-01
PRP7	Z	PRP3	Y	0.2891228433D-01
PRP7	Z	PRP3	Z	0.1918599313D-01
PRP7	Z	PRP7	X	-0.8022070591D-01
PRP7	Z	PRP7	Y	0.1130951234D+00
PRP7	Z	PRP7	Z	0.7275918556D-01

Com os dois arquivos de resultados do processamento das sessões, isto é, o das coordenadas finais e o das respectivas matrizes de variância-covariância, é formado o arquivo com as linhas de base de toda a campanha. O formato deste arquivo está preparado para ser importado pelo *software* de ajustamento. A Tabela 7.12 exemplifica uma parte do arquivo das linhas de base resultantes da terceira campanha, formatado de acordo com 6.3.4. No cabeçalho constam a unidade, o tipo de coordenadas, e o sistema de referência.

Tabela 7.12 – Parte do arquivo com as linhas de base resultantes, formadas na terceira campanha.

@%Unit: m							
@%Coordinate type: Cartesian							
@%Reference ellipsoid: WGS 1984							
@+ITAI	3340128.1307	-4697983.6868	-2721315.4994				
@-PRP5	398.0570	-117.5370	679.1922				
@=	0.0001	12.540344	-16.205486	-10.509187	24.074028	15.240884	13.189754
@+ITAI	3340128.1307	-4697983.6868	-2721315.4994				
@-PRP2	86.4045	-94.4425	270.5166				
@=	0.0001	11.683673	-15.666729	-10.399821	24.636493	15.205856	12.706563
@+ITAI	3340128.1307	-4697983.6868	-2721315.4994				
@-PRP1	-291.7925	-240.4480	89.7838				
@=	0.0001	13.909402	-18.527923	-11.841651	28.040957	16.765310	13.176306
@+ITAI	3340128.1307	-4697983.6868	-2721315.4994				
@-PRP5	398.0575	-117.5395	679.1933				
@=	0.0001	21.659396	-27.341294	-15.626416	38.848642	21.662755	13.989303
@-PRP1	-291.7972	-240.4413	89.7937				
@=	0.0001	13.420208	-17.547214	-10.784819	26.169012	15.750666	10.652949
@+ITAI	3340128.1307	-4697983.6868	-2721315.4994				
@-PRP3	197.7900	-217.2763	613.1583				
@=	0.0001	31.869675	-38.299601	-24.746208	50.244123	31.283876	22.790098
@+ITAI	3340128.1307	-4697983.6868	-2721315.4994				
@-PRP4	-104.6778	-697.9367	1153.4452				
@=	0.0001	110.303774	-137.783861	-87.229572	185.477413	111.286975	76.128941
@+ITAI	3340128.1307	-4697983.6868	-2721315.4994				
@-PRP7	463.9091	-167.1060	868.4584				
@=	0.0001	49.005778	-58.069629	-38.609151	77.282231	49.998707	37.291795
@+ITAI	3340128.1307	-4697983.6868	-2721315.4994				
@-PRP3	197.7925	-217.2804	613.1595				
@=	0.0001	17.934906	-27.127143	-15.694152	45.650956	25.593764	16.535228
@+ITAI	3340128.1307	-4697983.6868	-2721315.4994				
@-PRP4	-104.6832	-697.9261	1153.4548				
@=	0.0001	39.643131	-60.874054	-35.642638	100.579092	56.958393	37.368385
@+ITAI	3340128.1307	-4697983.6868	-2721315.4994				
@-PRP7	463.9072	-167.1018	868.4644				
@=	0.0001	22.288586	-32.729060	-18.578204	52.907307	29.547947	18.887012
@+ITAI	3340128.1307	-4697983.6868	-2721315.4994				
@-PRP3	197.7901	-217.2796	613.1584				
@=	0.0001	27.446484	-34.155947	-19.538498	47.993793	27.419305	18.689892
@+ITAI	3340128.1307	-4697983.6868	-2721315.4994				
@-PRP7	463.9057	-167.1029	868.4637				
@=	0.0001	29.175764	-38.880868	-21.907875	58.882162	33.849123	24.178821
@+ITAI	3340128.1307	-4697983.6868	-2721315.4994				
@-PRP3	197.7910	-217.2770	613.1568				
@=	0.0001	26.122961	-32.626926	-20.704830	44.877525	27.431154	21.076061
@+ITAI	3340128.1307	-4697983.6868	-2721315.4994				
@-PRP7	463.9078	-167.1033	868.4586				
@=	0.0001	41.881255	-50.203618	-29.546227	65.953748	38.653635	27.275779
@+ITAI	3340128.1307	-4697983.6868	-2721315.4994				
@-PRP3	197.7962	-217.2853	613.1571				
@=	0.0001	18.433904	-25.017118	-14.947332	38.262202	21.524386	14.538324
@+ITAI	3340128.1307	-4697983.6868	-2721315.4994				
@-PRP7	463.9074	-167.1033	868.4656				
@=	0.0001	24.578094	-32.357881	-18.049659	47.865299	25.446403	16.370817
@+ITAI	3340128.1307	-4697983.6868	-2721315.4994				

7.2.2 Resultados do processamento da terceira e quarta campanhas – Referências EBPY, EBPI e EBBM.

Da mesma forma que no item anterior, foram construídas as Tabelas 7.13 a 7.18, com os resultados finais dos parâmetros de verificação do processamento para as sessões de rastreo da terceira e quarta campanhas com diferentes referências.

Tabela 7.13 – Resultados finais dos parâmetros de verificação: Ambigüidades, desvio-padrão (sigma), graus de liberdade (DOF) e Qui-Quadrado (CHI**2/DOF) – Terceira Campanha – Referência EBPY.

Arquivo GPSEST	AMB.(part-1)	AMB.(part-2)	SIGMA (m)	DOF	CHI**2/DOF
GPSEST1691.OUT	71	0	0.0015	17990	2.21
GPSEST1692.OUT	68	0	0.0015	16825	2.2
GPSEST1701.OUT	51	0	0.0016	8133	2.6
GPSEST1702.OUT	44	0	0.0016	6361	2.63
GPSEST1711.OUT	44	0	0.0014	7211	1.99
GPSEST1712.OUT	31	0	0.0015	8726	2.27
GPSEST1721.OUT	58	0	0.0016	12232	2.41
GPSEST1722.OUT	45	0	0.0016	10955	2.52
GPSEST1723.OUT	55	0	0.0015	9295	2.16
GPSEST1731.OUT	43	0	0.0015	9496	2.22
GPSEST1732.OUT	37	0	0.0016	10232	2.56

Tabela 7.14 – Resultados finais dos parâmetros de verificação: Ambigüidades, desvio-padrão (sigma), graus de liberdade (DOF) e Qui-Quadrado (CHI**2/DOF) – Terceira Campanha – Referência EBPI.

ARQUIVO GPSEST	AMB.(part 1)	AMB.	SIGMA (m)	DOF	CHI**2/DOF
GPSEST1691.OUT	58	0	0.0015	14249	2.33
GPSEST1692.OUT	68	0	0.0015	16825	2.2
GPSEST1701.OUT	51	0	0.0015	7266	2.38
GPSEST1702.OUT	54	0	0.0016	8788	2.55
GPSEST1712.OUT	32	0	0.0016	7593	2.45
GPSEST1713.OUT	66	1	0.0016	12088	2.53
GPSEST1721.OUT	58	0	0.0016	12232	2.41
GPSEST1722.OUT	56	0	0.0016	14421	2.46
GPSEST1723.OUT	55	0	0.0015	9361	2.15
GPSEST1732.OUT	75	0	0.0016	18772	2.62

Tabela 7.15 – Resultados finais dos parâmetros de verificação: Ambigüidades, desvio-padrão (sigma), graus de liberdade (DOF) e Qui-Quadrado (CHI**2/DOF) – Terceira Campanha – Referência EBBM.

Arquivo GPSEST	AMB.(part -1)	AMB.(part -2)	SIGMA (m)	DOF	CHI**2/DOF
GPSEST1691.OUT	71	0	0.0015	17990	2.21
GPSEST1692.OUT	45	0	0.0015	11131	2.3
GPSEST1701.OUT	61	0	0.0016	10195	2.47
GPSEST1702.OUT	33	0	0.0017	4663	2.79
GPSEST1703.OUT	33	0	0.0015	4135	2.17
GPSEST1711.OUT	33	0	0.0014	5860	1.93
GPSEST1712.OUT	31	0	0.0015	9551	2.18
GPSEST1713.OUT	66	1	0.0016	12088	2.53
GPSEST1721.OUT	48	0	0.0015	11178	2.39
GPSEST1722.OUT	60	0	0.0016	13089	2.58
GPSEST1723.OUT	55	0	0.0015	9361	2.15
GPSEST1731.OUT	54	0	0.0015	10624	2.32
GPSEST1732.OUT	62	0	0.0016	14708	2.65

Tabela 7.16 – Resultados finais dos parâmetros de verificação: Ambigüidades, desvio-padrão (sigma), graus de liberdade (DOF) e Qui-Quadrado (CHI**2/DOF) – Quarta Campanha – Referência EBPY.

Arquivo GPSEST	AMB.(part-1)	AMB.(part-2)	SIGMA (m)	DOF	CHI**2/DOF
GPSEST2881.OUT	46	0	0.0014	16396	2.07
GPSEST2883.OUT	20	2	0.0015	2412	2.36
GPSEST2891.OUT	50	0	0.0017	8211	2.83
GPSEST2901.OUT	57	0	0.0015	13168	2.16
GPSEST2902.OUT	45	1	0.0016	4006	2.66
GPSEST2911.OUT	57	0	0.0015	11363	2.25
GPSEST2912.OUT	32	1	0.0016	4062	2.71
GPSEST2913.OUT	40	1	0.0017	4818	2.93
GPSEST2921.OUT	52	0	0.0015	7486	2.25
GPSEST2922.OUT	73	2	0.0017	9730	2.97

Tabela 7.17 – Resultados finais dos parâmetros de verificação: Ambigüidades, desvio-padrão (sigma), graus de liberdade (DOF) e Qui-Quadrado (CHI**2/DOF) – Quarta Campanha – Referência EBPI.

Arquivo GPSEST	AMB.(part-1)	AMB.(part-2)	SIGMA (m)	DOF	CHI**2/DOF
GPSEST2881.OUT	50	0	0.0015	14543	2.2
GPSEST2891.OUT	50	0	0.0017	8211	2.83
GPSEST2901.OUT	57	0	0.0015	13168	2.16
GPSEST2902.OUT	45	1	0.0016	4006	2.66
GPSEST2911.OUT	57	0	0.0015	11363	2.25
GPSEST2912.OUT	47	0	0.0018	5187	3.19
GPSEST2921.OUT	52	0	0.0015	7486	2.25
GPSEST2922.OUT	73	2	0.0017	9730	2.97

Tabela 7.18 – Resultados finais dos parâmetros de verificação: Ambigüidades, desvio-padrão (sigma), graus de liberdade (DOF) e Qui-Quadrado (CHI**2/DOF) – Quarta Campanha – Referência EBBM.

Arquivo GPSEST	AMB.(part-1)	AMB.(part-2)	SIGMA (m)	DOF	CHI**2/DOF
GPSEST2881.OUT	46	0	0.0014	16395	2.07
GPSEST2882.OUT	48	1	0.0017	3558	2.88
GPSEST2891.OUT	50	0	0.0017	8211	2.83
GPSEST2892.OUT	47	0	0.0015	5886	2.34
GPSEST2901.OUT	48	0	0.0015	10358	2.2
GPSEST2902.OUT	45	1	0.0016	4006	2.66
GPSEST2911.OUT	57	0	0.0015	11363	2.25
GPSEST2912.OUT	47	0	0.0018	5194	3.2
GPSEST2913.OUT	19	1	0.0016	2194	2.62
GPSEST2921.OUT	52	0	0.0015	7486	2.25
GPSEST2922.OUT	73	2	0.0017	9730	2.97

Nestes processamentos também houve aproximação dos parâmetros de verificação com os valores desejados. Verifica-se que as tabelas 7.13 e 7.14 da terceira campanha, e as tabelas 7.16, 7.17 e 7.18 da quarta campanha, apresentam um número inferior de sessões das treze realizadas, pois algumas foram excluídas por apresentarem problemas e valores elevados do RMS detectados no programa COMPAR. A maior exclusão de sessões e de observações ocorreu no processamento da quarta campanha com referência em EBPI, cujo rastreo foi realizado sob forte chuva, que juntamente com o lago existente sob o pilar podem ter acentuado os efeitos de multicaminho.

Os resultados finais da comparação (programa COMPAR) entre as coordenadas obtidas nas sessões da terceira e quarta campanhas com as diferentes referências são apresentados nas Tabelas 7.19 a 7.24. As diferenças das coordenadas N , E e U são dadas em milímetros.

Tabela 7.19 – Resultados COMPAR para 11 sessões da terceira campanha – Ref. EBPY

No.	Estação	#Arq	C	RMS	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	
20	EBPY	11	N	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
			E	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
			U	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
22	PRP1	4	N	2.1	1.6	1.9				-2.4					-1.1	
			E	3.4	-1.8	-3.9				3.0						2.7
			U	3.8	-4.2	3.7				2.7						
23	PRP2	3	N	2.9	2.5	0.7	-3.2									
			E	0.9	1.1	-0.5	-0.6									
			U	4.7	-5.4	1.9	3.5									
26	PRP5	3	N	0.4	0.4	0.0		-0.4								
			E	2.4	-0.8	-1.9		2.6								
			U	4.4	-4.1	4.6		-0.5								
25	PRP4	2	N	1.0			0.7				-0.7					
			E	0.2			-0.2					0.2				
			U	2.3			1.7					-1.7				
27	PRP6	2	N	5.1					3.6	-3.6						
			E	3.5					-2.5	2.5						
			U	9.9					-7.0	7.0						
24	PRP3	4	N	1.7							-2.2	1.3	-0.5	1.4		
			E	1.6							-0.4	-0.6	2.2	-1.3		
			U	4.9							-5.4	-1.2	6.3	0.4		
28	PRP7	3	N	2.0							-2.3		1.0	1.2		
			E	2.6							-1.4		3.0	-1.6		
			U	2.5							-2.9		1.2	1.7		

Tabela 7.20 – Resultados COMPAR para 10 sessões da terceira campanha – Ref. EBPI

No.	Estação	#Arq	C	RMS	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
19	EBPI	10	N	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
			E	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
			U	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
22	PRP1	4	N	3.8	0.6	-1.3					-4.1			4.8	
			E	3.0	0.0	0.4					3.5				-3.9
			U	7.4	-2.0	10.0					-0.4				
26	PRP5	4	N	2.5	3.2	0.6	-1.3	-2.5							
			E	0.9	-1.3	0.0	0.4	0.9							
			U	8.2	-9.0	3.7	-4.1	9.4							
23	PRP2	4	N	3.8		2.2		-0.5	3.5	-5.1					
			E	1.7		0.8		-1.7	-1.1	2.0					
			U	10.0		-12.6		10.8	-2.4	4.2					
25	PRP4	2	N	1.8			1.3				-1.3				
			E	1.2			-0.9				0.9				
			U	1.0			0.7				-0.7				
27	PRP6	2	N	6.7					4.7	-4.7					
			E	1.8					-1.3	1.3					
			U	15.1					-10.7	10.7					
24	PRP3	4	N	3.7							-0.8	-0.5	-3.7	5.0	
			E	3.2							2.4	1.4	1.0	-4.8	
			U	8.6							-0.7	-10.6	0.9	10.5	
28	PRP7	4	N	3.9							-1.7	-0.9	-3.0	5.7	
			E	3.1							1.2	1.8	1.6	-4.6	
			U	8.1							7.1	-11.5	0.9	3.6	

Tabela 7.21 – Resultados COMPAR para as 13 sessões da terceira campanha - Ref. EBBM

No.	Estação	#Arq	C	RMS	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	
18	EBBM	13	N	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
			E	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
			U	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
22	PRP1	5	N	2.2	-2.8	0.5					1.6	2.5					-1.8	
			E	1.1	-1.5	0.6						-0.8	1.0					0.7
			U	5.4	3.5	-0.5						-2.2	-7.5					
23	PRP2	3	N	1.8	1.6		-1.9						0.3					
			E	0.9	-0.9		0.9							0.0				
			U	8.4	-9.5		3.3							6.2				
26	PRP5	3	N	1.6	-0.9	1.8	-1.0											
			E	2.2	-2.5	0.6	1.8											
			U	3.5	3.6	-0.2	-3.4											
25	PRP4	3	N	1.8			1.7		-1.9					0.3				
			E	1.0			-0.6		1.1					-0.5				
			U	8.9			9.8		-2.0						-7.8			
27	PRP6	4	N	1.9					0.3	-2.7	0.7	1.6						
			E	1.2					1.2	0.3	-1.6	0.2						
			U	3.4					-0.7	4.9	-1.2	-3.1						
24	PRP3	4	N	1.2									-0.2	-0.1	-1.3	1.6		
			E	0.5										0.6	0.3	-0.6	-0.3	
			U	6.6										1.6	-9.7	5.2	2.9	
28	PRP7	4	N	0.9									-0.7		-0.1	1.3	-0.5	
			E	0.4										-0.3		0.3	-0.4	0.5
			U	3.1											-0.1	-3.6	-0.3	4.0

Tabela 7.22 – Resultados COMPAR para 11 sessões da quarta campanha – Ref. EBPY

No.	Estação	#Arq	C	RMS	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
20	EBPY	10	N	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
			E	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
			U	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
22	PRP1	3	N	0.6	0.6			0.0						-0.6	
			E	0.8	-0.4			-0.6							0.9
			U	7.0	-2.1			-5.7							7.8
23	PRP2	4	N	1.7	-0.9		1.1	-1.9	1.7						
			E	2.1	-0.7		-1.9	-0.4	3.0						
			U	5.7	4.5		3.7	-0.1	-8.0						
26	PRP5	2	N	8.5	-6.0	6.0									
			E	0.1	-0.1	0.1									
			U	15.5	11.0	-11.0									
25	PRP4	3	N	4.9			1.8			3.7	-5.5				
			E	3.2			1.4			2.2	-3.7				
			U	3.1			-3.6			1.9	1.7				
27	PRP6	3	N	2.8			1.7	-3.2	1.5						
			E	3.3			-3.2	-0.2	3.4						
			U	5.2			-6.0	2.6	3.4						
24	PRP3	5	N	2.8						0.8	-2.3	4.5	-2.1	-0.9	
			E	3.9						2.4	-4.1	-4.5	3.2	3.0	
			U	9.6						-10.1	-8.5	6.5	-0.4	12.4	
28	PRP7	5	N	2.7						1.0	-2.4	4.2	-0.7	-2.2	
			E	3.8						1.0	-4.9	-3.0	3.7	3.1	
			U	8.4						-2.8	-7.2	-7.2	4.9	12.2	

Tabela 7.23 – Resultados COMPAR para 8 sessões da quarta campanha – Ref. EBPI

No.	Estação	#Arq	C	RMS	1	2	3	4	5	6	7	8
19	EBPI	8	N	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
			E	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
			U	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
22	PRP1	3	N	1.4	-1.2		1.6					-0.4
			E	1.5	1.8		-1.0					-0.8
			U	11.5	-12.4		2.2					
23	PRP2	4	N	2.8	-2.7	-1.4	0.2	3.9				
			E	2.9	-0.9	-0.2	-2.8	4.0				
			U	6.9	-5.5	-5.7	8.5	2.7				
26	PRP5	1	N	0.0	0.0							
			E	0.0	0.0							
			U	0.0	0.0							
25	PRP4	3	N	5.5		2.2			4.1	-6.3		
			E	1.8		1.1			-2.1	1.0		
			U	14.3		-12.8			15.4	-2.6		
27	PRP6	3	N	2.7		-1.4	-1.8	3.1				
			E	3.8		-1.7	-2.7	4.4				
			U	16.3		-18.7	7.9	10.8				
24	PRP3	4	N	3.0					0.8	-4.3	0.9	2.6
			E	1.1					-0.2	1.5	-0.3	-0.9
			U	6.5					-4.8	-6.0	3.4	7.5
28	PRP7	4	N	2.6					0.8	-3.8	2.0	1.0
			E	1.3					-1.4	1.6	0.5	-0.7
			U	7.0					-0.3	-9.8	5.7	4.4

Tabela 7.24 – Resultados COMPAR para as 13 sessões da terceira campanha - Ref. EBBM

No.	Estação	#Arq	C	RMS	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	
18	EBBM	11	N	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
			E	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
			U	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
22	PRP1	4	N	1.4	-0.3	2.0			-0.7						-1.1	
			E	1.4	-0.2	2.0			-1.4							-0.3
			U	5.7	-6.2	5.0			-3.4							
23	PRP2	6	N	2.4	-1.1	2.7	-1.5	-1.6	-2.0	3.4						
			E	3.4	0.3	2.9	0.6	-6.4	-0.5	3.1						
			U	7.1	4.5	-1.5	4.5	-3.8	7.8	-11.5						
26	PRP5	2	N	0.5	-0.4	0.4										
			E	0.4	-0.3	0.3										
			U	3.5	-2.5	2.5										
25	PRP4	4	N	3.3			1.5	-3.2			3.9	-2.2				
			E	2.6			1.6	-3.7			0.2	1.9				
			U	5.9			-5.0	-3.6			8.1	0.4				
27	PRP6	3	N	2.9			-0.9	-2.4		3.3						
			E	4.5			0.2	-4.5		4.4						
			U	5.4			0.2	-5.5		5.2						
24	PRP3	5	N	0.5							-0.1	-0.8	0.5	0.1	0.4	
			E	1.1								-0.1	0.5	-1.8	1.2	0.0
			U	5.7								-7.0	2.3	-0.1	-3.2	8.0
28	PRP7	4	N	1.0							0.0	-0.4		1.4	-1.0	
			E	1.3							-1.6	0.0		1.7	-0.1	
			U	3.4							-2.6	-1.5		-0.9	5.0	

Os arquivos de coordenadas finais de todas as sessões em conjunto com os das respectivas matrizes variância-covariância, formam o arquivo com as linhas de base de cada campanha (exemplificado na Tabela 7.12), no formato para importação direta pelo *software* de ajustamento.

7.3 RESULTADOS DO AJUSTAMENTO DAS CAMPANHAS

7.3.1 Resultados do ajustamento das linhas de base definidas nas quatro campanhas – Referência ITAI

De acordo com a configuração radial da rede, com os parâmetros usados, e com o procedimento do ajustamento vetorial iniciado pelo ajustamento livre, descritos em 6.3.4.1, são apresentados por meio das tabelas 7.25 a 7.28 os parâmetros do ajustamento e os resultados do Teste F para as quatro campanhas.

Tabela 7.25 – Parâmetros do ajustamento vetorial e Teste F - Primeira Campanha

ESTAÇÕES	
Número de (em parte) estações conhecidas	1
Número de estações desconhecidas	7
Total	8
OBSERVAÇÕES	
Diferenças de coordenadas GPS (18 linhas de base)	54
Coordenadas conhecidas	3
Total	57
PARÂMETROS DESCONHECIDOS	
Coordenadas	24
Total	24
Graus de Liberdade	33
TESTES ESTATÍSTICOS	
Alfa 0 - nível de significância	0.0500
Beta	0.80
Valor Crítico teste W	1.96
Valor Crítico teste F	0.98
Teste F	0.617 aceito

Tabela 7.26 – Parâmetros do ajustamento vetorial e Teste F - Segunda Campanha

ESTAÇÕES	
Número de (em parte) estações conhecidas	1
Número de estações desconhecidas	7
Total	8
OBSERVAÇÕES	
Diferenças de coordenadas GPS (20 linhas de base)	60
Coordenadas conhecidas	3
Total	63
PARÂMETROS DESCONHECIDOS	
Coordenadas	24
Total	24
Graus de Liberdade	39
TESTES ESTATÍSTICOS	
Alfa 0 - nível de significância	0.0500
Beta	0.80
Valor Crítico teste W	1.96
Valor Crítico teste F	0.97
Teste F	0.900 aceito

Tabela 7.27 – Parâmetros do ajustamento vetorial e Teste F - Terceira Campanha

ESTAÇÕES	
Número de (em parte) estações conhecidas	1
Número de estações desconhecidas	7
Total	8
OBSERVAÇÕES	
Diferenças de coordenadas GPS (31 linhas de base)	93
Coordenadas conhecidas	3
Total	96
PARÂMETROS DESCONHECIDOS	
Coordenadas	24
Total	24
Graus de Liberdade	72
TESTES ESTATÍSTICOS	
Alfa 0 - nível de significância	0.0500
Beta	0.80
Valor Crítico teste W	1.96
Valor Crítico teste F	0.95
Teste F	0.709 aceito

Tabela 7.28 – Parâmetros do ajustamento vetorial e Teste F - Quarta Campanha

ESTAÇÕES	
Número de (em parte) estações conhecidas	1
Número de estações desconhecidas	7
Total	8
OBSERVAÇÕES	
Diferenças de coordenadas GPS (34 linhas de base)	102
Coordenadas conhecidas	3
Total	105
PARÂMETROS DESCONHECIDOS	
Coordenadas	24
Total	24
Graus de Liberdade	81
TESTES ESTATÍSTICOS	
Alfa 0 - nível de significância	0.0500
Beta	0.80
Valor Crítico teste W	1.96
Valor Crítico teste F	0.95
Teste F	0.428 aceito

Os gráficos 7.1 a 7.4 mostram os resultados do teste de detecção de *outliers* e localização e eliminação de erros grosseiros (Teste W) no ajustamento das quatro campanhas. Todos indicam que as observações com erros grosseiros foram eliminadas, o que pode ser verificado em função das análises dos resíduos que apresentaram 100% dos valores inferiores ao valor limite (crítico) de 1.96, sob um nível de significância $\alpha_0 = 0,05$, ou seja, com a hipótese nula H_0 aceita. A eliminação dos erros grosseiros leva a premissa básica do ajustamento, na qual somente os erros aleatórios devem estar presentes nas observações ajustadas.

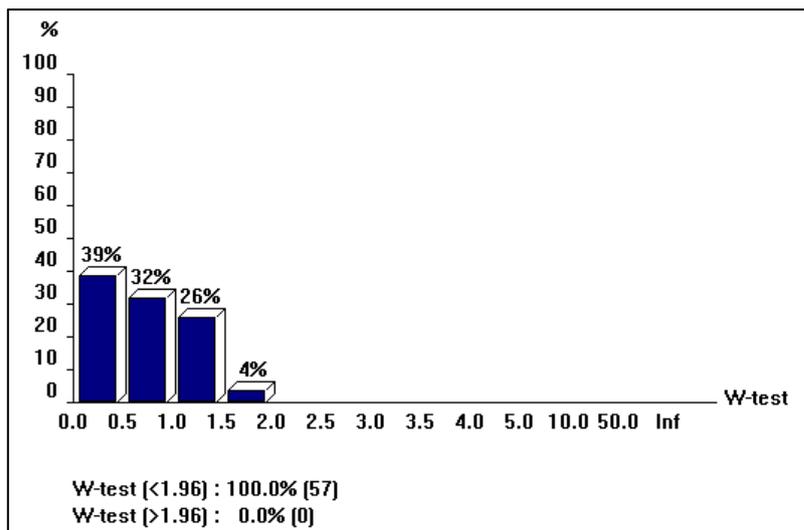


Gráfico 7.1 – Resultados do Teste W – Primeira Campanha.

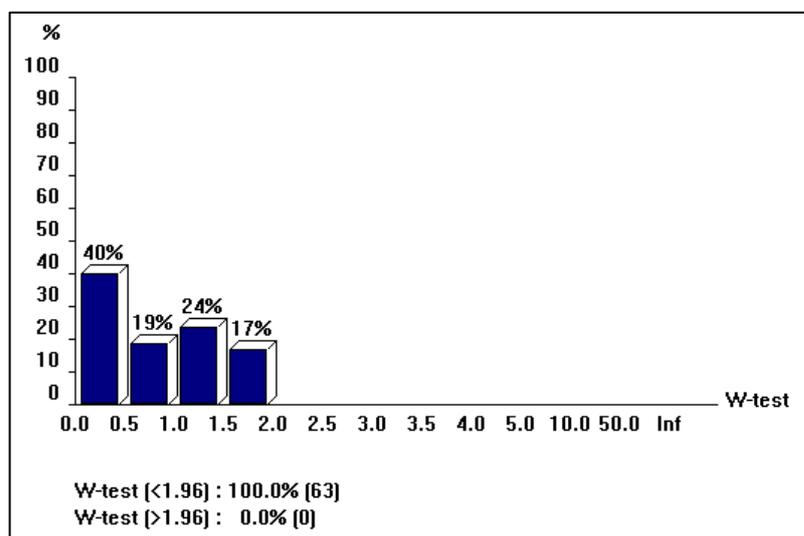


Gráfico 7.2 – Resultados do Teste W – Segunda Campanha.

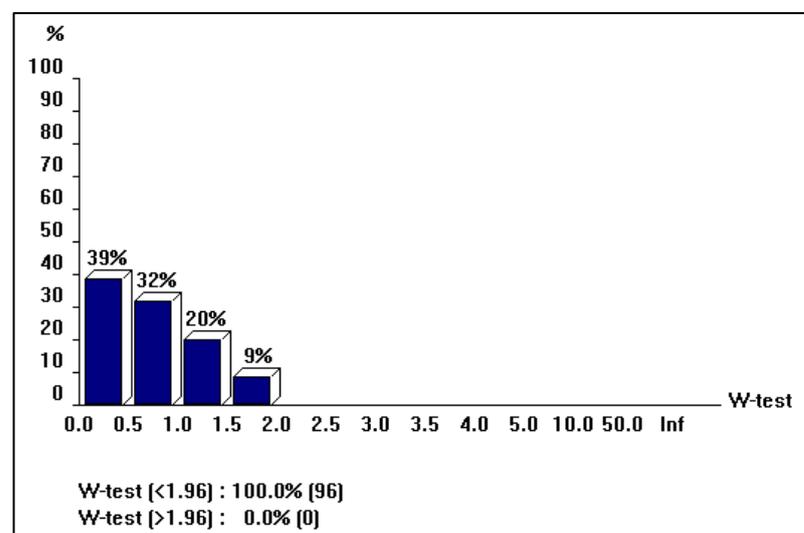


Gráfico 7.3 – Resultados do Teste W – Terceira Campanha.

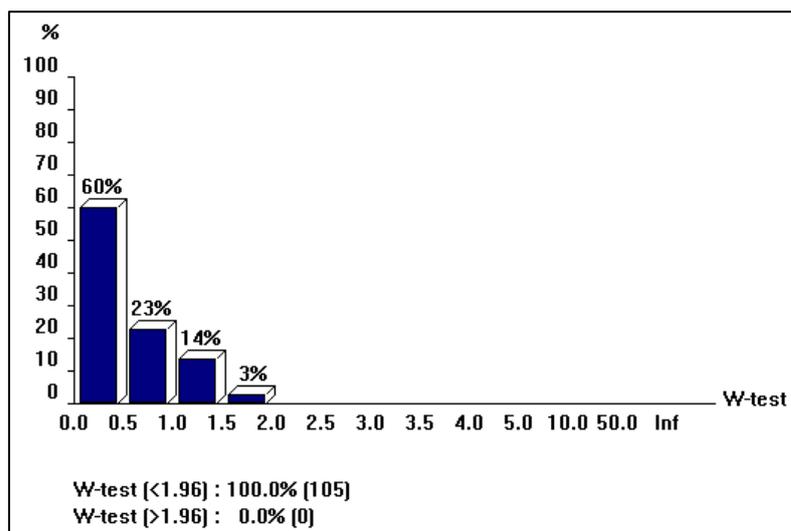


Gráfico 7.4 – Resultados do Teste W – Quarta Campanha.

Após a fase do ajustamento livre, com a aceitação dos testes F e W, foi definida a estação ITAI como injunção (Tabela 6.5), e processado o ajustamento por *Pseudo Injunção*, neste caso, mantendo a aceitação do teste F. As tabelas 7.29 a 7.32 apresentam os resultados finais dos ajustamentos das quatro campanhas com as coordenadas ajustadas e suas respectivas matrizes variância-covariância.

Tabela 7.29 – Resultado do ajustamento vetorial – Coordenadas cartesianas em WGS-84 -Primeira Campanha

Estação / Coord.	(m)	(m)	(m)
ITAI	3340128.1307	-4697983.6868	-2721315.4994
PRP3	3340325.9126	-4698200.9551	-2720702.3350
PRP4	3340023.4379	-4698681.6005	-2720162.0395
PRP5	3340526.1873	-4698101.2227	-2720636.3027
PRP6	3340462.6853	-4698299.7970	-2720294.6232
PRP7	3340592.0310	-4698150.7850	-2720447.0319
PRP2	3340214.5417	-4698078.1430	-2721044.9881
PRP1	3339836.3345	-4698224.1254	-2721225.7045

Matrizes Variância-Covariância**ITAI**

9.79978E-006
6.20495E-009 9.79547E-006
-9.12990E-007 1.28415E-006 7.22475E-006

PRP3

2.04621E-005
-1.45348E-005 3.15108E-005
-1.06983E-005 1.54174E-005 1.79192E-005

PRP4

1.80067E-005
-7.94423E-006 1.84730E-005
-5.98829E-006 6.49070E-006 1.10809E-005

PRP5

1.42649E-005
-5.41489E-006 1.73638E-005
-4.40167E-006 5.94967E-006 1.08519E-005

PRP6

1.31564E-005
-3.11404E-006 1.31433E-005
-3.41278E-006 3.85180E-006 9.88106E-006

PRP7

1.25968E-005
-2.86263E-006 1.33174E-005
-2.96441E-006 3.71060E-006 9.50454E-006

PRP2

1.36210E-005
-5.07311E-006 1.73205E-005
-3.93074E-006 5.56993E-006 1.01297E-005

PRP1

1.42991E-005
-4.16709E-006 1.42942E-005
-2.90030E-006 3.31344E-006 8.34950E-006

Tabela 7.30 – Resultado do ajustamento vetorial – Coordenadas cartesianas em WGS-84 – Segunda Campanha

Estação / Coord.	(m)	(m)	(m)
ITAI	3340128.1307	-4697983.6868	-2721315.4994
PRP3	3340325.9095	-4698200.9526	-2720702.3373
PRP5	3340526.1839	-4698101.2162	-2720636.3064
PRP7	3340592.0322	-4698150.7891	-2720447.0405
PRP4	3340023.4490	-4698681.6099	-2720162.0540
PRP6	3340462.6897	-4698299.7971	-2720294.6321
PRP2	3340214.5369	-4698078.1347	-2721044.9889
PRP1	3339836.3353	-4698224.1272	-2721225.7093

Matrizes Variância-Covariância**ITAI**

9.79978E-006
6.20495E-009 9.79547E-006
-9.12990E-007 1.28415E-006 7.22475E-006

PRP3

1.63641E-005
-7.95851E-006 2.08246E-005
-5.01730E-006 6.89900E-006 1.08579E-005

PRP5

1.50910E-005
-7.10180E-006 2.08345E-005
-5.21498E-006 7.99827E-006 1.22906E-005

PRP7

1.90461E-005
-1.11221E-005 2.49639E-005
-7.11391E-006 9.69352E-006 1.27953E-005

PRP4

2.31418E-005
-1.65476E-005 3.41468E-005
-1.14136E-005 1.59770E-005 1.78188E-005

PRP6

1.54236E-005
-6.97865E-006 2.01163E-005
-5.28502E-006 7.72918E-006 1.23882E-005

PRP2

1.40621E-005
-5.73082E-006 1.87632E-005
-4.07583E-006 6.11406E-006 1.04700E-005

PRP1

1.37104E-005
-4.48348E-006 1.65329E-005
-3.38489E-006 4.79099E-006 9.48387E-006

Tabela 7.31 – Resultado do ajustamento vetorial – Coordenadas cartesianas em WGS-84 – Terceira Campanha

Estação / Coord.	(m)	(m)	(m)
ITAI	3340128.1307	-4697983.6868	-2721315.4994
PRP5	3340526.1922	-4698101.2256	-2720636.3100
PRP2	3340214.5376	-4698078.1335	-2721044.9850
PRP1	3339836.3356	-4698224.1308	-2721225.7081
PRP4	3340023.4500	-4698681.6180	-2720162.0496
PRP6	3340462.6890	-4698299.7991	-2720294.6286
PRP3	3340325.9229	-4698200.9665	-2720702.3408
PRP7	3340592.0370	-4698150.7885	-2720447.0352

Matrizes Variância-Covariância**ITAI**

9.79978E-006
6.20495E-009 9.79547E-006
-9.12990E-007 1.28415E-006 7.22475E-006

PRP5

2.29361E-005
-1.66427E-005 3.35197E-005
-1.26597E-005 1.74643E-005 2.06701E-005

PRP2

1.35270E-005
-5.08788E-006 1.78480E-005
-4.25145E-006 6.25591E-006 1.09216E-005

PRP1

1.33307E-005
-4.44098E-006 1.62566E-005
-3.63745E-006 5.05450E-006 9.77333E-006

PRP4

2.42351E-005
-1.95605E-005 3.89779E-005
-1.24219E-005 1.76008E-005 1.80605E-005

PRP6

1.53464E-005
-6.98631E-006 1.99652E-005
-4.85400E-006 6.73693E-006 1.12118E-005

PRP3

1.34340E-005
-4.96501E-006 1.75042E-005
-3.91989E-006 5.75701E-006 1.03987E-005

PRP7

1.60273E-005
-8.30244E-006 2.22198E-005
-5.53671E-006 8.05605E-006 1.16278E-005

Tabela 7.32 – Resultado do ajustamento vetorial – Coordenadas cartesianas em WGS-84 – Quarta Campanha

Estação / Coord.	(m)	(m)	(m)
ITAI	3340128.1307	-4697983.6868	-2721315.4994
PRP5	3340526.1828	-4698101.2201	-2720636.3054
PRP2	3340214.5417	-4698078.1432	-2721044.9901
PRP1	3339836.3354	-4698224.1244	-2721225.7059
PRP4	3340023.4295	-4698681.5840	-2720162.0328
PRP6	3340462.6893	-4698299.8006	-2720294.6308
PRP3	3340325.9233	-4698200.9687	-2720702.3455
PRP7	3340592.0341	-4698150.7864	-2720447.0341

Matrizes Variância-Covariância**ITAI**

9.79978E-006
6.20495E-009 9.79547E-006
-9.12990E-007 1.28415E-006 7.22475E-006

PRP5

1.69489E-005
-9.02455E-006 2.33818E-005
-5.73121E-006 8.59024E-006 1.22169E-005

PRP2

1.47676E-005
-6.81068E-006 2.03801E-005
-4.45237E-006 6.82643E-006 1.05565E-005

PRP1

1.88893E-005
-1.08076E-005 2.51837E-005
-8.25953E-006 1.13314E-005 1.51389E-005

PRP4

3.25734E-005
-3.00131E-005 5.50814E-005
-1.73922E-005 2.59187E-005 2.40015E-005

PRP6

1.67835E-005
-9.09165E-006 2.40644E-005
-5.69872E-006 9.11410E-006 1.30467E-005

PRP3

1.62331E-005
-8.68447E-006 2.34827E-005
-6.13651E-006 9.63602E-006 1.32904E-005

PRP7

1.43589E-005
-5.78993E-006 1.91344E-005
-3.89727E-006 6.42444E-006 1.09757E-005

7.3.2 Resultados do ajustamento das linhas de base definidas na terceira e quarta campanhas – Referências EBPY, EBPI e EBBM.

Com o mesmo procedimento do item anterior, iniciado pelo ajustamento livre, foram ajustadas as linhas de base definidas com referência nas estações EBPY, EBPI e EBBM, irradiando para os sete pilares. Os parâmetros do ajustamento e os resultados do Teste F para a terceira e quarta campanhas são apresentados por meio das tabelas 7.33 e 7.34.

Tabela 7.33 – Parâmetros do ajustamento vetorial e Teste F - Terceira Campanha

ESTAÇÕES	
Número de (em parte) estações conhecidas	3
Número de estações desconhecidas	7
Total	10
OBSERVAÇÕES	
Diferenças de coordenadas GPS (76 linhas de base)	228
Coordenadas conhecidas	9
Total	237
PARÂMETROS DESCONHECIDOS	
Coordenadas	30
Total	30
Graus de Liberdade	207
TESTES ESTATÍSTICOS	
Alfa 0 - nível de significância	0.0500
Beta	0.80
Valor Crítico teste W	1.96
Valor Crítico teste F	0.95
Teste F	0.420 aceito

Tabela 7.34 – Parâmetros do ajustamento vetorial e Teste F - Quarta Campanha

ESTAÇÕES	
Número de estações conhecidas	3
Número de estações desconhecidas	7
Total	10
OBSERVAÇÕES	
Diferenças de coordenadas GPS (75 linhas de base)	225
Coordenadas conhecidas	9
Total	234
PARÂMETROS DESCONHECIDOS	
Coordenadas	30
Total	30
Graus de Liberdade	204
TESTES ESTATÍSTICOS	
Alfa 0 - nível de significância	0.0500
Beta	0.80
Valor Crítico teste W	1.96
Valor Crítico teste F	0.96
Teste F	0.362 aceito

Os gráficos 7.5 e 7.6 indicam os resultados da aplicação do teste W nas observações, mostrando comportamento similar aos demais ajustamentos, isto é, os valores dos resíduos são inferiores ao valor crítico 1.96.

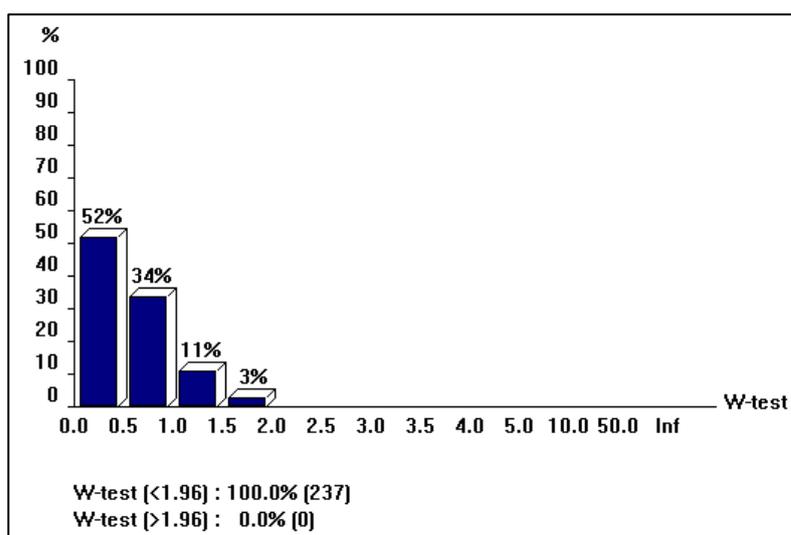


Gráfico 7.5 – Resultados do Teste W – Terceira Campanha.

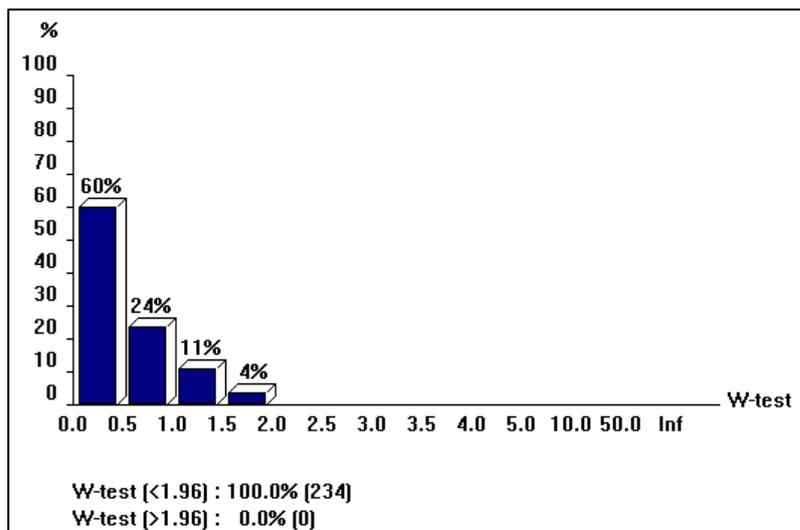


Gráfico 7.6 – Resultados do Teste W – Quarta Campanha.

Da mesma forma que no item anterior, com a aceitação dos testes F e W, foram definidas as estações EBPY, EBPI e EBBM como injunções (Tabela 6.5), e processado o ajustamento por *Pseudo* Injunção, neste caso, mantendo a aceitação do teste F. As tabelas 7.35 e 7.36 apresentam os resultados finais dos ajustamentos da terceira e quarta campanhas com as coordenadas ajustadas e suas respectivas matrizes variância-covariância.

Tabela 7.35 – Resultado do ajustamento vetorial – Coordenadas cartesianas em WGS-84 – Terceira Campanha

Estação / Coord.	(m)	(m)	(m)
EBBM	3338475.3022	-4699383.7674	-2721043.0867
EBPI	3342198.7526	-4695456.5742	-2723221.0048
EBPY	3342436.8252	-4699544.8085	-2715925.8020
PRP5	3340526.1932	-4698101.2298	-2720636.3097
PRP1	3339836.3416	-4698224.1392	-2721225.7155
PRP2	3340214.5433	-4698078.1409	-2721044.9912
PRP4	3340023.4494	-4698681.6173	-2720162.0496
PRP6	3340462.6933	-4698299.8038	-2720294.6328
PRP3	3340325.9232	-4698200.9681	-2720702.3420
PRP7	3340592.0402	-4698150.7946	-2720447.0399

Matrizes Variância-Covariância**EBBM**

1.78777E-005
-5.84186E-008 1.79185E-005
-1.15756E-006 1.62943E-006 1.47038E-005

EBPI

4.84621E-005
7.96948E-007 4.79097E-005
-3.90888E-006 5.49159E-006 3.63782E-005

EBPY

2.31219E-005
8.87115E-007 2.25055E-005
-1.65963E-006 2.33348E-006 1.71926E-005

PRP5

1.52391E-005
-7.10242E-006 2.01902E-005
-4.88329E-006 7.34645E-006 1.17730E-005

PRP1

1.46695E-005
-8.08434E-006 2.02949E-005
-4.46731E-006 6.49949E-006 1.10905E-005

PRP2

1.93472E-005
-1.17691E-005 2.31664E-005
-6.02642E-006 7.62620E-006 1.10217E-005

PRP4

3.54753E-005
-3.50600E-005 5.76280E-005
-2.18999E-005 3.01435E-005 2.61627E-005

PRP6

2.02808E-005
-1.36285E-005 2.84608E-005
-7.34072E-006 1.14649E-005 1.45222E-005

PRP3

1.19668E-005
-4.79812E-006 1.73583E-005
-3.09409E-006 5.20938E-006 1.01037E-005

PRP7

1.63509E-005
-6.60151E-006 1.80099E-005
-4.72265E-006 5.91241E-006 1.13298E-005

Tabela 7.36 – Resultado do ajustamento vetorial – Coordenadas cartesianas em WGS-84 – Quarta Campanha

Estação / Coord.	(m)	(m)	(m)
EBBM	3338475.3022	-4699383.7674	-2721043.0867
EBPY	3342436.8252	-4699544.8085	-2715925.8020
PRP5	3340526.1937	-4698101.2278	-2720636.3085
PRP2	3340214.5492	-4698078.1499	-2721044.9930
PRP1	3339836.3420	-4698224.1344	-2721225.7117
PRP6	3340462.6944	-4698299.8068	-2720294.6324
PRP4	3340023.4505	-4698681.6151	-2720162.0501
EBPI	3342198.7526	-4695456.5742	-2723221.0048
PRP3	3340325.9295	-4698200.9768	-2720702.3500
PRP7	3340592.0402	-4698150.7955	-2720447.0393

Matrizes Variância-Covariância

EBBM	1.78777E-005		
	-5.84186E-008	1.79185E-005	
	-1.15756E-006	1.62943E-006	1.47038E-005
EBPY	2.31219E-005		
	8.87115E-007	2.25055E-005	
	-1.65963E-006	2.33348E-006	1.71926E-005
PRP5	1.44171E-005		
	-7.64368E-006	2.21276E-005	
	-5.33110E-006	8.42704E-006	1.22101E-005
PRP2	1.29273E-005		
	-5.77090E-006	1.72317E-005	
	-3.47304E-006	5.37658E-006	9.57349E-006
PRP1	1.22189E-005		
	-4.57653E-006	1.52819E-005	
	-3.08050E-006	4.49225E-006	9.07029E-006
PRP6	2.11467E-005		
	-1.45239E-005	3.19149E-005	
	-7.37204E-006	1.21739E-005	1.32926E-005
PRP4	2.12330E-005		
	-1.71012E-005	3.52315E-005	
	-1.02701E-005	1.64664E-005	1.76857E-005
EBPI	4.84621E-005		
	7.96948E-007	4.79097E-005	
	-3.90888E-006	5.49159E-006	3.63782E-005
PRP3	1.47900E-005		
	-7.60036E-006	1.98705E-005	
	-5.19484E-006	7.98858E-006	1.20576E-005
PRP7	1.42853E-005		
	-6.39376E-006	1.75539E-005	
	-4.81653E-006	7.06760E-006	1.16389E-005

7.3.3 Resultados da aplicação do Teste de Congruência Global.

A aplicação do teste nos pilares foi feita por meio da combinação de campanhas duas a duas, de acordo com a Tabela 6.6. Foram consideradas as coordenadas (cartesianas em WGS-84) e suas respectivas matrizes variância-covariância, resultantes dos ajustamentos das quatro campanhas com as linhas de base formadas a partir de ITAI, e dos ajustamentos da terceira e quarta campanhas com linhas de base formadas a partir de EBPY, EBPI e EBBM. As tabelas 7.37 a 7.43 apresentam as combinações entre as quatro campanhas comparando os valores da estatística T contra o valor tabelado da distribuição F a um nível de significância $\alpha = 0,05(5\%)$, e graus de liberdade correspondentes a cada ajustamento. Lembrando que o teste será aceito na situação onde $T < F$.

Tabela 7.37 – Resultado do TCG entre a primeira e segunda campanhas –
 F tabelado = 1.733

Pilares	T calculado	Situação
P1	0.441	Aceito
P2	1.029	Aceito
P3	0.363	Aceito
P4	2.565	Rejeitado
P5	1.173	Aceito
P6	1.484	Aceito
P7	1.195	Aceito

Tabela 7.38 – Resultado do TCG entre a primeira e terceira campanhas –
 F tabelado = 1.598

Pilares	T calculado	Situação
P1	0.426	Aceito
P2	0.883	Aceito
P3	1.312	Aceito
P4	2.003	Rejeitado
P5	0.663	Aceito
P6	0.506	Aceito
P7	0.463	Aceito

Tabela 7.39 – Resultado do TCG entre a segunda e terceira campanhas –
 F tabelado = 1.566

Pilares	T calculado	Situação
P1	0.238	Aceito
P2	0.307	Aceito
P3	2.824	Rejeitado
P4	1.373	Aceito
P5	0.811	Aceito
P6	0.357	Aceito
P7	1.052	Aceito

Tabela 7.40 – Resultado do TCG entre a primeira e quarta campanhas –
 F tabelado = 1.580

Pilares	T calculado	Situação
P1	0.073	Aceito
P2	0.080	Aceito
P3	1.606	Rejeitado
P4	1.239	Aceito
P5	0.585	Aceito
P6	0.863	Aceito
P7	0.155	Aceito

Tabela 7.41 – Resultado do TCG entre a segunda e quarta campanhas –
 F tabelado = 1.548

Pilares	T calculado	Situação
P1	0.205	Aceito
P2	0.755	Aceito
P3	2.721	Rejeitado
P4	3.849	Rejeitado
P5	0.272	Aceito
P6	0.227	Aceito
P7	0.853	Aceito

Tabela 7.42 – Resultado do TCG entre a terceira e quarta campanhas –
 F tabelado = 1.457

Pilares	T calculado	Situação
P1	0.388	Aceito
P2	0.888	Aceito
P3	0.346	Aceito
P4	4.173	Rejeitado
P5	0.745	Aceito
P6	0.073	Aceito
P7	0.098	Aceito

Tabela 7.43 – Resultado do TCG entre a terceira e quarta campanhas –
 F tabelado = 1.259

Pilares	T calculado	Situação
P1	0.428	Aceito
P2	0.764	Aceito
P3	1.220	Aceito
P4	0.105	Aceito
P5	0.060	Aceito
P6	0.094	Aceito
P7	0.023	Aceito

A aplicação do TCG demonstrou que os pilares P3 e P4 apresentaram certa instabilidade entre algumas combinações de campanhas, que pode ser verificada nos itens rejeitados das tabelas (em cinza). A tabela 7.43 indica situação aceitação do TCG, isto é, de estabilidade em todos os pilares, cujas coordenadas são resultados do ajustamento com injunções em EBPY, EBPI e EBBM.

Para análise mais detalhada das rejeições, foram calculadas as diferenças entre as coordenadas ajustadas dos pilares P3 e P4 das diferentes campanhas, que tornou necessária uma prévia transformação das coordenadas cartesianas em WGS-84 para coordenadas geodésicas com as respectivas propagações de variâncias, seguida da transformação para projeção UTM. As Tabelas 7.44, 7.45 e 7.46 indicam as coordenadas ajustadas dos pilares P3 e P4 das quatro campanhas (identificadas por CP), representadas nos diferentes sistemas.

Tabela 7.44 – Coordenadas cartesianas em WGS-84 de P3 e P4, das quatro campanhas

Pilar - Campanha	X (m)	Y (m)	Z (m)	Desvio-Padrão X (m)	Desvio-Padrão Y (m)	Desvio-Padrão Z (m)
P3-CP1	3340325.9126	-4698200.9551	-2720702.3350	0.0045	0.0056	0.0042
P3-CP2	3340325.9095	-4698200.9526	-2720702.3373	0.0040	0.0046	0.0033
P3-CP3	3340325.9229	-4698200.9665	-2720702.3408	0.0037	0.0042	0.0032
P3-CP4	3340325.9233	-4698200.9687	-2720702.3455	0.0040	0.0048	0.0036
P4-CP1	3340023.4379	-4698681.6005	-2720162.0395	0.0042	0.0043	0.0033
P4-CP2	3340023.4490	-4698681.6099	-2720162.0540	0.0048	0.0058	0.0042
P4-CP3	3340023.4500	-4698681.6180	-2720162.0496	0.0049	0.0062	0.0042
P4-CP4	3340023.4295	-4698681.5840	-2720162.0328	0.0057	0.0074	0.0049

Tabela 7.45 – Coordenadas geodésicas em WGS-84 de P3 e P4, das quatro campanhas

Pilar - Campanha	Latitude	Longitude	Altitude Geodésica (m)	Desvio-Padrão Latitude (m)	Desvio-Padrão Longitude (m)	Desvio-Padrão Alt. Geod. (m)
P3-CP1	25° 24' 52.37730" S	54° 35' 16.59242" W	183.814	0.0044	0.0049	0.0051
P3-CP2	25° 24' 52.37742" S	54° 35' 16.59246" W	183.812	0.0035	0.0042	0.0042
P3-CP3	25° 24' 52.37725" S	54° 35' 16.59236" W	183.831	0.0034	0.0039	0.0039
P3-CP4	25° 24' 52.37736" S	54° 35' 16.59239" W	183.835	0.0038	0.0043	0.0044
P4-CP1	25° 24' 33.49964" S	54 °35' 35.37789" W	147.498	0.0035	0.0042	0.0041
P4-CP2	25° 24' 33.49987" S	54° 35' 35.37776" W	147.517	0.0045	0.0052	0.0053
P4-CP3	25° 24' 33.49964" S	54° 35' 35.37790" W	147.522	0.0045	0.0054	0.0055
P4-CP4	25° 24' 33.49970" S	54° 35' 35.37779" W	147.479	0.0053	0.0063	0.0066

Tabela 7.46 – Coordenadas UTM (MC 57° W) WGS-84 de P3 e P4 das quatro campanhas

Pilar - Campanha	N (m)	E (m)	Altitude Geodésica (m)	Desvio-Padrão N (m)	Desvio Padrão E (m)	Desvio-Padrão Alt. Geod. (m)
P3-CP1	7186955.9122	742622.5967	183.814	0.0044	0.0049	0.0051
P3-CP2	7186955.9085	742622.5955	183.812	0.0035	0.0042	0.0042
P3-CP3	7186955.9135	742622.5985	183.831	0.0034	0.0039	0.0039
P3-CP4	7186955.9101	742622.5975	183.835	0.0038	0.0043	0.0044
P4-CP1	7187546.3903	742107.9958	147.498	0.0035	0.0042	0.0041
P4-CP2	7187546.3832	742107.9993	147.517	0.0045	0.0052	0.0053
P4-CP3	7187546.3903	742107.9955	147.522	0.0045	0.0054	0.0055
P4-CP4	7187546.3885	742107.9985	147.479	0.0053	0.0063	0.0066

As diferenças calculadas entre as coordenadas UTM dos pilares P3 e P4 são mostradas respectivamente nos gráficos 7.7 e 7.8.

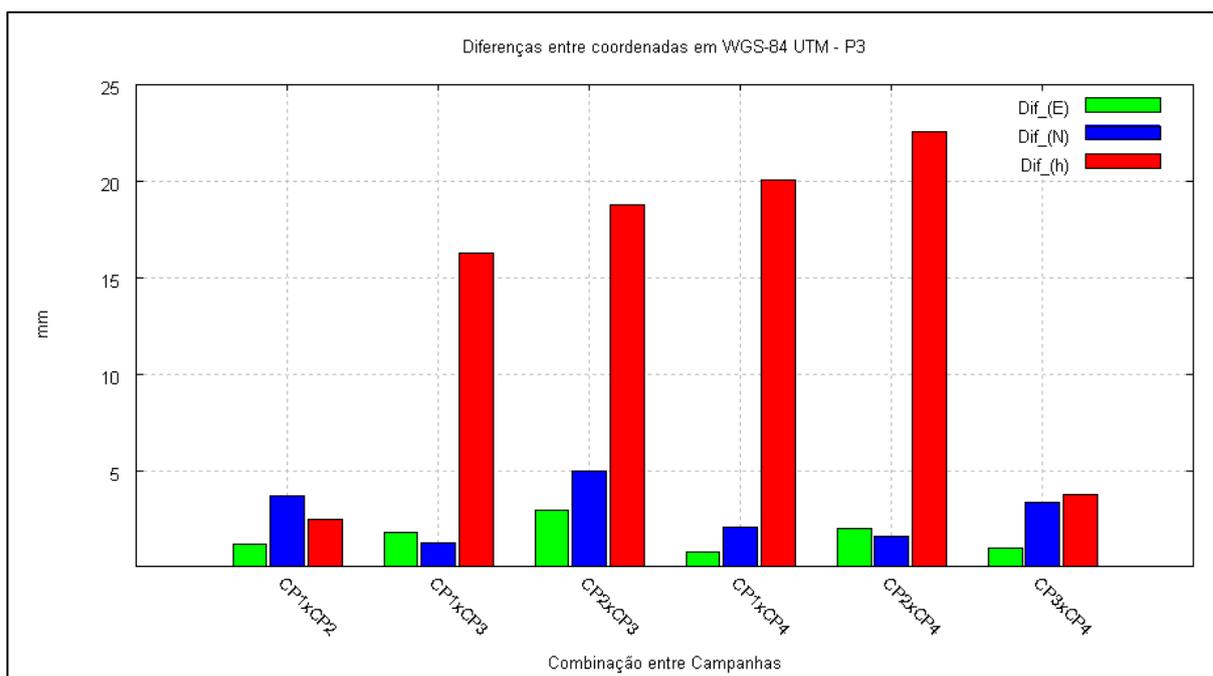


Gráfico 7.7 – Diferenças das coordenadas WGS-84 UTM entre campanhas – pilar P3.

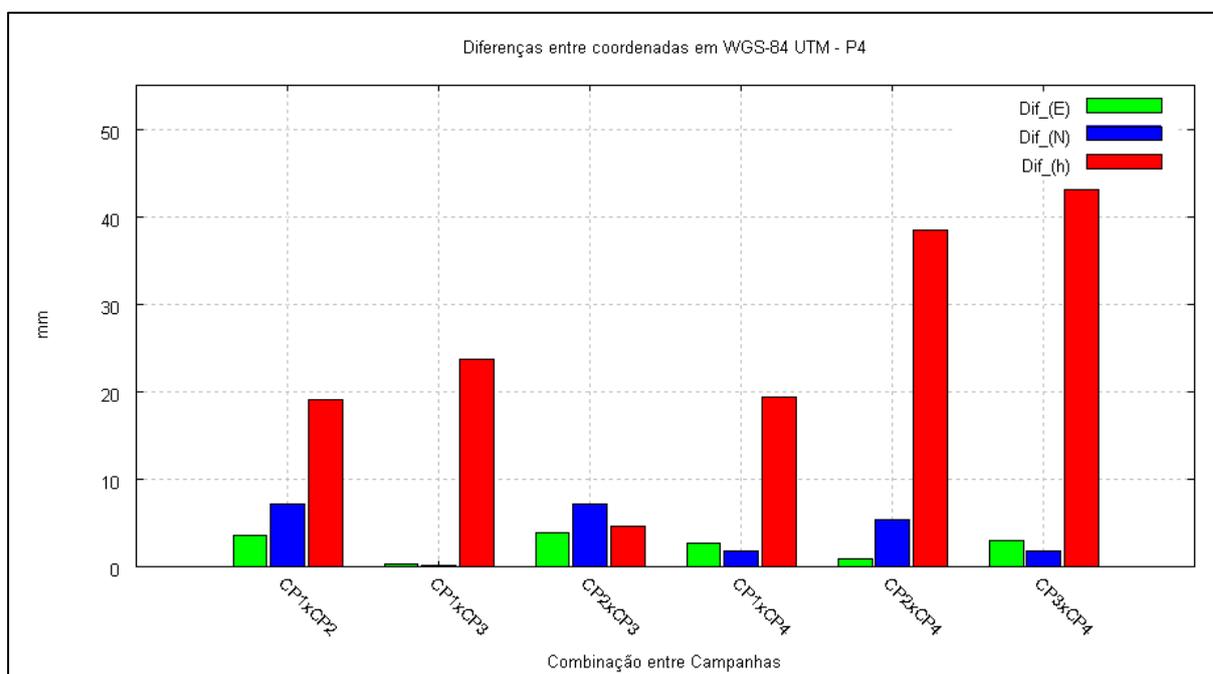


Gráfico 7.8 – Diferenças das coordenadas WGS-84 UTM entre campanhas – pilar P4.

Analisando os gráficos 7.7 e 7.8, nota-se que a rejeição detectada pelo TCG entre as campanhas indicadas para os pilares P3 e P4, tem influência direta das altitudes geodésicas que indicaram diferenças de até 43 mm, mesmo com as coordenadas N e E apresentando diferenças inferiores a 5 mm e com os desvios-padrão da mesma ordem.

Fica também evidenciado que a aplicação do teste para o pilar P3 entre a primeira e segunda campanhas, e entre a terceira e quarta campanhas, foram aceitas, indicando congruência entre as coordenadas. No entanto, as demais combinações foram rejeitadas, o que leva a crer que as altitudes com as diferenças que causaram as rejeições estão na primeira e segunda campanhas, ou na terceira e quarta campanhas, como mostra a tabela 7.46. O mesmo acontece com a aplicação do teste para o pilar P4, onde as altitudes responsáveis pelas rejeições encontram-se na primeira e quarta campanhas ou na segunda e terceira campanhas, como também mostra a tabela 7.46.

Continuando o detalhamento das análises, agora na situação de aceitação do TCG em todos os pilares P1 a P7 (tabela 7.43), são apresentadas as tabelas 7.47, 7.48 e 7.49 com as coordenadas ajustadas com injunções em EBPY, EBPI e EBBM na terceira e quarta campanhas, nos diferentes sistemas:

Tabela 7.47 – Coordenadas cartesianas em WGS-84 dos pilares P1 a P7, da terceira e quarta campanhas

Pilar - Campanha	X (m)	Y (m)	Z (m)	Desvio-Padrão X (m)	Desvio-Padrão Y (m)	Desvio-Padrão Z (m)
P1-CP3	3339836.3416	-4698224.1392	-2721225.7155	0.0038	0.0045	0.0033
P1-CP4	3339836.3420	-4698224.1344	-2721225.7117	0.0035	0.0039	0.003
P2-CP3	3340214.5433	-4698078.1409	-2721044.9912	0.0044	0.0048	0.0033
P2-CP4	3340214.5492	-4698078.1499	-2721044.9930	0.0036	0.0042	0.0031
P3-CP3	3340325.9232	-4698200.9681	-2720702.3420	0.0035	0.0042	0.0032
P3-CP4	3340325.9295	-4698200.9768	-2720702.3500	0.0038	0.0045	0.0035
P4-CP3	3340023.4494	-4698681.6173	-2720162.0496	0.006	0.0076	0.0051
P4-CP4	3340023.4505	-4698681.6151	-2720162.0501	0.0046	0.0059	0.0042
P5-CP3	3340526.1932	-4698101.2298	-2720636.3097	0.0039	0.0045	0.0034
P5-CP4	3340526.1937	-4698101.2278	-2720636.3085	0.0038	0.0047	0.0035
P6-CP3	3340462.6933	-4698299.8038	-2720294.6328	0.0045	0.0053	0.0038
P6-CP4	3340462.6944	-4698299.8068	-2720294.6324	0.0046	0.0056	0.0036
P7-CP3	3340592.0402	-4698150.7946	-2720447.0399	0.004	0.0042	0.0034
P7-CP4	3340592.0402	-4698150.7955	-2720447.0393	0.0038	0.0042	0.0034

Tabela 7.48 – Coordenadas geodésicas em WGS-84 dos pilares P1 a P7, da terceira e quarta campanhas

Pilar - Campanha	Latitude	Longitude	Altitude Geodésica (m)	Desvio-Padrão Latitude (m)	Desvio-Padrão Longitude (m)	Desvio-Padrão Alt. Geod.(m)
P1-CP3	25° 25' 11.43186" S	54° 35' 31.35058" W	169.3076	0.0035	0.004	0.0041
P1-CP4	25° 25' 11.43180" S	54° 35' 31.35047" W	169.3026	0.0032	0.0036	0.0036
P2-CP3	25° 25' 04.73066" S	54° 35' 17.29381" W	182.1858	0.0036	0.0045	0.0044
P2-CP4	25° 25' 04.73056" S	54° 35' 17.29382" W	182.1962	0.0033	0.0038	0.0039
P3-CP3	25° 24' 52.37727" S	54° 35' 16.59238" W	183.8325	0.0034	0.0037	0.0038
P3-CP4	25° 24' 52.37735" S	54° 35' 16.59238" W	183.8456	0.0037	0.004	0.0041
P4-CP3	25° 24' 33.49965" S	54° 35' 35.37790" W	147.5211	0.0055	0.0066	0.0068
P4-CP4	25° 24' 33.49968" S	54° 35' 35.37783" W	147.5203	0.0045	0.0051	0.0053
P5-CP3	25° 24' 49.95430" S	54° 35' 08.68426" W	186.8939	0.0036	0.0041	0.0042
P5-CP4	25° 24' 49.95429" S	54° 35' 08.68421" W	186.8922	0.0037	0.0041	0.0043
P6-CP3	25° 24' 38.18171" S	54° 35' 14.65318" W	153.2122	0.0041	0.0048	0.0048
P6-CP4	25° 24' 38.18165" S	54° 35' 14.65321" W	153.2148	0.004	0.005	0.005
P7-CP3	25° 24' 43.30346" S	54° 35' 07.79182" W	176.6218	0.0035	0.0041	0.004
P7-CP4	25° 24' 43.30343" S	54° 35' 07.79184" W	176.6222	0.0035	0.0039	0.004

Tabela 7.49 – Coordenadas UTM (MC 57° W) WGS-84 dos pilares P1 a P7, da terceira e quarta campanhas

Pilares - Campanha	N (m)	E (m)	Altitude Geodésica (m)	Desvio-Padrão N (m)	Desvio-Padrão E (m)	Desvio-Padrão Alt. Geod. (m)
P1-CP3	7186376.9217	742199.5006	169.3076	0.0035	0.004	0.0041
P1-CP4	7186376.9235	742199.5037	169.3026	0.0032	0.0036	0.0036
P2-CP3	7186576.0670	742596.1188	182.1858	0.0036	0.0045	0.0044
P2-CP4	7186576.0700	742596.1184	182.1962	0.0033	0.0038	0.0039
P3-CP3	7186955.9130	742622.5978	183.8325	0.0034	0.0037	0.0038
P3-CP4	7186955.9104	742622.5978	183.8456	0.0037	0.004	0.0041
P4-CP3	7187546.3900	742107.9954	147.5211	0.0055	0.0066	0.0068
P4-CP4	7187546.3890	742107.9976	147.5203	0.0045	0.0051	0.0053
P5-CP3	7187026.4868	742844.9905	186.8939	0.0036	0.0041	0.0042
P5-CP4	7187026.4873	742844.9921	186.8922	0.0037	0.0041	0.0043
P6-CP3	7187391.8298	742684.7008	153.2122	0.0041	0.0048	0.0048
P6-CP4	7187391.8315	742684.7000	153.2148	0.004	0.005	0.005
P7-CP3	7187230.7287	742873.6398	176.6218	0.0035	0.0041	0.004
P7-CP4	7187230.7296	742873.6393	176.6222	0.0035	0.0039	0.004

As diferenças calculadas entre as coordenadas UTM dos pilares P1 a P7 da terceira e quarta campanhas são mostradas no gráfico 7.9:

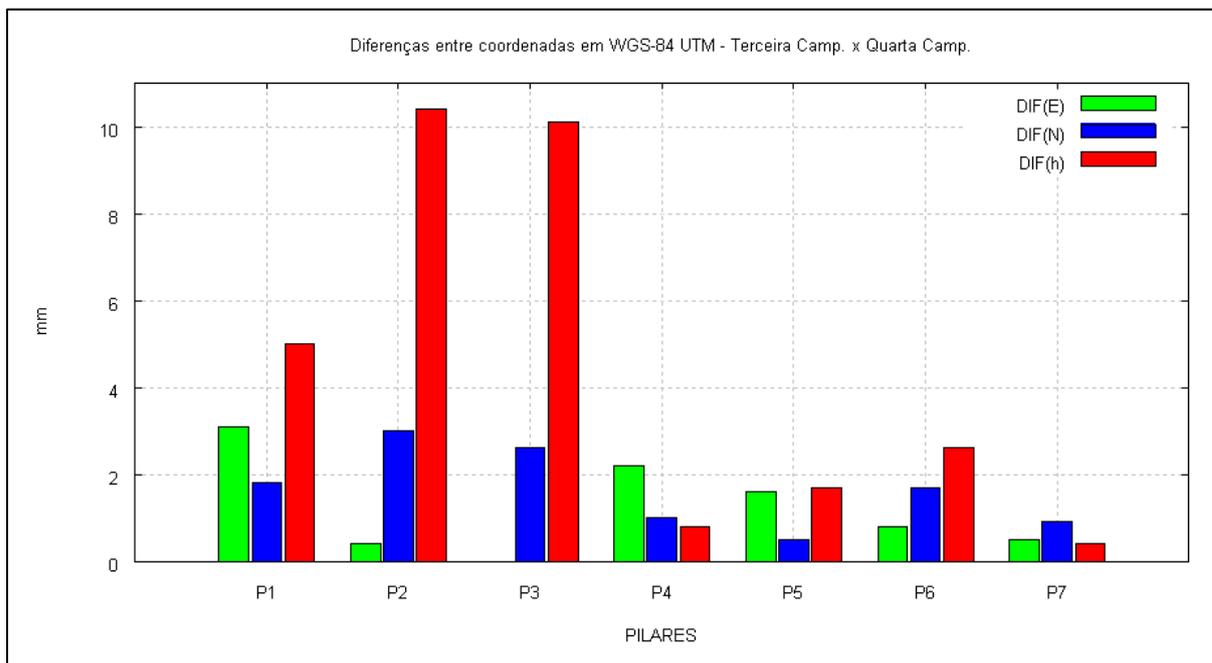


Gráfico 7.9 – Diferenças das coordenadas WGS-84 UTM entre a terceira e quarta campanhas – pilares P1 a P7.

Com a situação da aceitação do TCG entre a terceira e quarta campanhas para todos os pilares, verifica-se no gráfico 7.9, que as diferenças da altitude geodésica nos pilares P2 e P3 apresentaram valores mais elevados em comparação aos demais, mas mesmo assim foram considerados não significantes para a condição imposta do nível de significância $\alpha = 0,05$ (5%).

8 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

8.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

Para o desenvolvimento desta pesquisa, buscou-se aplicar a tecnologia GPS, apresentando uma proposta de metodologia que pudesse analisar e verificar a estabilidade de pilares de uma rede geodésica para monitoramento como uma premissa, já que as medições geodésicas nas estruturas visando a obtenção de valores para avaliação de segurança, demandam que uma rede de referência seja considerada estável em um determinado nível de precisão.

No decorrer do estudo de caso onde foi aplicada a metodologia proposta, o planejamento das campanhas de observação mostrou-se imprescindível para a definição das sessões e, conseqüentemente, para a formação das linhas de base independentes, pois possibilitam a redundância de observações para o ajustamento. Duas alternativas de configuração das linhas de base foram testadas: a primeira com vetores irradiados de uma única estação (6.3.3.3 - quatro campanhas) e a segunda com vetores irradiados de três estações (6.3.3.4 - duas campanhas). As etapas posteriores de processamento e ajustamento das linhas de base contaram com a aplicação de testes estatísticos que, baseados em parâmetros mais realistas, pudessem compensar o otimismo das precisões das observações GPS, além de analisar a qualidade dos resultados.

Como etapa final, foi aplicado o Teste de Congruência Global, cuja essência é determinar se as diferenças entre coordenadas de estações obtidas em diferentes épocas são estatisticamente significantes. Considerando a hipótese de aceitação, isto é, diferenças encontradas não significantes, as mesmas poderão ser comparadas com algum modelo estatístico de deslocamentos, se existente.

8.2 CONCLUSÕES

O *software* Bernese como ferramenta de processamento dos dados GPS, permitiu o controle efetivo das fases do processamento e uma investigação detalhada da melhor estratégia de uso da fase da portadora. Isto não seria possível usando *softwares* comerciais, pois não possuem controle dos resultados das etapas intermediárias entre a definição das linhas de base e os resultados finais.

Concluiu-se também que o uso da fase da portadora L1 no posicionamento relativo estático para o caso em estudo, com as linhas de base envolvidas nesta pesquisa (até 5km), apresenta resultados mais alinhados com os parâmetros de verificação de qualidade desejados, em comparação com os encontrados no processamento usando as fases das portadoras L1 e L2.

As alternativas de configuração das linhas de base que foram testadas, ou sejam, a primeira com referência somente na estação ITAI, e a segunda com referência nas estações EBPY, EBPI e EBBM, apresentaram resultados diferentes na aplicação do TCG. Na primeira alternativa, os pilares P3 e P4 apresentaram valores discrepantes em algumas combinações de campanhas, enquanto que na segunda, todos os sete pilares apresentaram valores que representam estabilidade na combinação entre a terceira e quarta campanhas. Analisando mais detalhadamente as diferenças de coordenadas ajustadas entre as combinações de campanhas onde houve rejeição dos pilares P3 e P4, foram encontrados valores nas altitudes geodésicas (Gráfico 7.8), que são considerados irrealistas para os padrões de monumentação dos pilares. Fazendo a mesma análise com as diferenças das coordenadas ajustadas na segunda alternativa de configuração de linhas de base, foram encontrados valores mais coerentes para os pilares e com aceitação do TCG.

Com base nestas análises, conclui-se que a configuração das linhas de base irradiadas de uma única estação, sem a conexão das suas extremidades livres por outras linhas de base independentes, não ofereceram confiabilidade e controle suficientes para a verificação da estabilidade dos pilares de uma rede geodésica de referência. Desta forma, a configuração das linhas de base que se mostrou mais adequada para a metodologia proposta foi a segunda alternativa com três pontos de referência para as irradiações, concluindo-se que a sensibilidade do TCG é definida

pelo nível de significância, pela qualidade das observações e também pela configuração da rede.

Em função da proposta de metodologia estar muito especificamente dirigida ao estudo de caso apresentado, verifica-se que todas as etapas foram suficientemente definidas, tornando todos os procedimentos apropriados para os fins de análise de estabilidade da configuração da rede geodésica existente em ITAIPU. Portanto, em configurações de rede similares com linhas de base curtas, é possível também aplicar a mesma metodologia com a confiabilidade inerente às precisões dos receptores, processamento e ajustamento de dados, e dos testes estatísticos.

Finalmente, considerando os parâmetros estatísticos adotados como o nível de significância $\alpha = 0,05(5\%)$ e a potência do teste $\beta = 80\%$, usados nos testes estatísticos de controle de qualidade do ajustamento e também no TCG, e ainda de acordo com as etapas da proposta de metodologia, a rede de pilares de referência de ITAIPU é considerada estável, dentro das diferenças de: 0.5 mm até 3 mm nas coordenadas E e N , e 0.5 mm até 11 mm na altitude geodésica.

8.3 RECOMENDAÇÕES

Em função dos resultados obtidos e das análises realizadas, recomenda-se os seguintes tópicos:

- Depois de definida a melhor estratégia de processamento dos dados GPS por meio de *software* científico na proposta de metodologia, processar também as observações usando as efemérides transmitidas no próprio Bernese ou em *software* comercial, simplificando a metodologia nesta etapa;
- Conectar as extremidades das linhas de base independentes escolhidas de forma radial por outras linhas de base independentes formando figuras geométricas;
- Realizar um estudo de confiabilidade da rede geodésica, que geralmente é simulado na etapa do seu projeto, pois não depende das observações reais, e sim da geometria da rede. O mesmo *software* de ajustamento utilizado nesta pesquisa permite este tipo de análise;

- Realizar um estudo para desenvolvimento de modelo estatístico de deslocamento de estruturas geodésicas a ser aplicado na rede de pilares P1 a P7, verificando se as diferenças de coordenadas ajustadas entre campanhas com suas respectivas precisões, serão aceitas ou não para efeito de referência para as observações com a estação total;

- Realizar outras campanhas GPS, nos mesmos moldes da terceira e quarta campanhas, em um período que atenda a freqüência das campanhas realizadas por ITAIPU, respeitando as variações sazonais de temperatura. Desta forma, seriam gerados dados para aplicação da metodologia proposta, continuando com as análises de estabilidade dos três pontos da nova rede de referência, ou sejam, EBPY, EBBM e EBPI, e conseqüentemente dos pilares de P1 a P7.

REFERÊNCIAS

AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS. Task Committee on Instrumentation and Monitoring Dam Performance. **Guidelines for instrumentation and measurements for monitoring dam performance**. Reston, Va., c2000. 1 v.

AMORIM, G. P. **Confiabilidade de rede GPS de referência cadastral municipal: estudo de caso: rede do município de Vitória**. 2004. 149 p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2004.

BLITZKOW, D. **Posicionamento geodésico por satélites - GPS**. São Paulo: Epusp, 2003. 37 p. Apostila para disciplina de graduação do Departamento de Engenharia de Transportes, PTR-2202 – Informações Espaciais II.

BLITZKOW, D.; MATOS, A. C. O. C. de. A evolução dos referenciais usados em geodésia - era moderna. **Boletim de Ciências Geodésicas**, Curitiba, v. 8, n. 1, p. 3–16, 2002.

CASACA, J., HENRIQUES, M. J. The geodetic surveying methods in the monitoring of large dams in Portugal. In: International Federation of Surveyors International Congress, 22., 2002, Washington, D.C. **Proceedings...** Bethesda, Md.: American Society for Photogrammetry and Remote Sensing, c2002. 1 CD-ROM.

CASPARY, W. F. **Concepts of network and deformation analysis**. Kensington, N.S.W., Australia: School of Geomatic Engineering, The University of New South Wales, 2000. 183 p.

CHAVES, J. C. **Controle de deformações em barragens: métodos de monitoramento e viabilidade de utilização do GPS**. 1994. 197 p. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1994.

CHAVES, J. C. et al. Detecção de deslocamentos horizontais com pêndulo direto e GPS. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE CARTOGRAFIA, 23., 2005, Macaé-RJ. **Anais...** Macaé, RJ, 2005.

CHRZANOWSKI, A. **Existing resources, standards, and procedures for precise monitoring and analysis of structural deformations – volume I**. Virginia: U.S. Army Corps of Engineers - Topographic Engineering Center, 1992. 190 p. (Technical Report TEC-0025).

CHRZANOWSKI, A.; CHEN, Y. Q.; SECORD, J. M. A strategy for the analysis of the stability of reference points in deformation surveys. **CISM Journal = Journal ACSGC**, Ottawa, v. 44, n. 2, p. 141-149, 1990.

CRUZ, P. T. da. **100 barragens brasileiras**: casos históricos, materiais de construção. São Paulo: Oficina de Textos, 1999. 648 p.

DACH, R. et al. **Bernese GPS Software Version 5.0**. Bern: Astronomical Institute, University of Bern. 2007, 612 p.

DENLI, H. H.; DENIS, R. Global congruency test methods for GPS networks. **Journal of Surveying Engineering**, New York, v. 129, n. 3, p. 95-98, 2003.

FAGGION, P. L. et al. Monitoramento geodésico da usina de Salto Caxias. In: SIMPÓSIO SOBRE INSTRUMENTAÇÃO DE BARRAGENS, 3., 2006, São Paulo. **Anais...** São Paulo, 2006. p. 681-688.

FIORINI, A. S. et al. ADAS – o sistema de aquisição automática de dados da instrumentação civil da barragem de ITAIPU. In: SIMPÓSIO SOBRE INSTRUMENTAÇÃO DE BARRAGENS, 3., 2006, São Paulo. **Anais...** São Paulo, 2006. p. 77-98.

GEMAEL, C. **Introdução ao ajustamento de observações**: aplicações geodésicas. Curitiba: Ed. UFPR, 1994. 319 p.

GHILANI, C. D.; WOLF, P. R. **Adjustment computations**: spatial data analysis. 4th ed. New Jersey: John Wiley & Sons, 2006. 611 p.

GRONTMIJ. **MOVE3 User Manual**. Nederland: 2006, 76 p.

GUEDES, Q. M. et al. Monitoramento do deslocamento horizontal do fecho do arco de coroamento da barragem casca de Funil de Furnas S.A. por auscultação geodésica, prumo ótico e GPS. In: SIMPÓSIO SOBRE INSTRUMENTAÇÃO DE BARRAGENS, 3., 2006, São Paulo. **Anais...** São Paulo, 2006. p. 233-240.

HE, X. et al. Steep-slope monitoring. GPS multiple-antenna system at Xiaowan Dam. **GPS World**, Eugene, Or., v. 16, n.11, p. 20-25, 2005.

HUDNUT, K. W.; BEHR, J. A. Continuous GPS monitoring of structural deformation at pacoima dam. **Seismological Research Letters**, El Cerrito, Ca., v. 69, n. 4, p. 299-308, 1998.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA. **Tutorial Bernese 5.0**. Rio de Janeiro: IBGE, 2007.

ITAIPU BINACIONAL. **Análise dos deslocamentos planimétricos geodésicos em ITAIPU**. Foz do Iguaçu. Central Hidrelétrica de Itaipu, 2002. (Relatório 2037.50.1540-P).

KUANG, S. **Geodetic network analysis and optimal design**: concepts and applications. Chelsea, Michigan: Ann Arbor Press, 1996. 368 p.

KULKARNI, M. N. et al. GPS & structural monitoring: deformation studies of Koyna Dam. **Information relative to Cartography and Geodesy**, Frankfurt, v. 15, n. 11, p. 14-19, 2004.

LEICK, A. **GPS satellite surveying**. 2nd ed. New Jersey: John Wiley & Sons, 1995. 560 p.

LÖSCHNER, F.; HILGER, F.; BRETTSCHEIDER, U. Geodetic deformation measurements as performed and studied at the olef dam. **Information relative to Cartography and Geodesy**, Frankfurt, 1967.

MATOS, A. C. O. C. de. **Implementação de modelos digitais de terrenos para aplicações na área de geodésia e geofísica na América do Sul**. 2005. 355 p. Tese (Doutorado) — Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2005.

MONICO, J. F. G. **Ajustamento e análise estatística de observações aplicados na detecção de deformações**. 1988. 89 p. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 1988.

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

PACILÉO NETTO, N. **Campo de provas para instrumentos de medição e posicionamento**. 1997. 1 v. Tese (Livre Docência) — Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1997.

RUTLEDGE, D. R. et al. Dam stability: assessing the performance of a GPS monitoring system. **GPS World**, Eugene, Or., v. 17, n. 10, p. 26-33, 2006.

SCHAAL, R. E. **Medições de deslocamento em obras civis de grande porte com GPS**: proposta de metodologia de análise dos resultados e tratamento de dados. 1998. 130 p. Tese (Doutorado) — Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1998.

SEEBER, G. **Satellite geodesy**. 2nd ed. Berlim: Walter de Gruyter, 2003. 589 p.

SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS, 23., 1999, Belo Horizonte; COMISSÃO REGIONAL DE SEGURANÇA DE BARRAGENS. **Guia básico de segurança de barragens**. São Paulo: Núcleo Regional de São Paulo/CBGB, 1999. 77 p.

SILVEIRA, J. F. A. **Instrumentação e comportamento de fundações de barragens de concreto**. São Paulo: Oficina de Textos, 2003.

SIMPÓSIO SOBRE INSTRUMENTAÇÃO DE BARRAGENS, 2., 1996, Belo Horizonte. **Auscultação e instrumentação de Barragens no Brasil**. Belo Horizonte: CBGB, 1996. 2 v.

TEIXEIRA, N. N. K.; FERREIRA, L.D.D. Detecção e análise de deslocamento vertical da crosta em regiões de grandes barragens com o sistema de posicionamento global. In: SIMPÓSIO SOBRE INSTRUMENTAÇÃO DE BARRAGENS, 3., 2006, São Paulo. **Anais...**São Paulo, 2006. p. 127-138.

TEUNISSEN, P. J. G.; KLEUSBERG, A. **GPS for geodesy**. 2nd ed. Berlin; New York: Springer, c1998. 650 p.

UNITED STATES. Army. Corps of Engineers. Department of Army. **Engineering and design**: structural deformation surveying. Washington, DC, 2002. 293 p.

VEIGA, L. A. K. et al. O uso de poligonais de precisão para o monitoramento de pontos em galerias de drenagem: a experiência da usina hidrelétrica de Salto Caxias. In: SIMPÓSIO SOBRE INSTRUMENTAÇÃO DE BARRAGENS, 3., 2006, São Paulo. **Anais...**São Paulo, 2006. p. 287-295.

ANEXO A

A tabela a seguir apresenta as obstruções observadas de P5 e P7, todas abaixo do ângulo de corte fixado em 10°.

PRP5					
ESTAÇÃO	PONTO VISADO	DESCRIÇÃO	Ângulo Vertical	Azimute	Distância
P5	P7		92°53'28"	7°58'56"	206.239
P5	PRP5_01	ÁRVORE	93°07'23"	258°33'35"	32.751
P5	PRP5_02	ÁRVORE	92°45'01"	273°01'20"	37.578
P5	PRP5_03	ÁRVORE	92°02'18"	277°27'52"	46.261
P5	PRP5_04	ÁRVORE	92°43'44"	285°46'29"	40.378
P5	PRP5_05	BARRAGEM	88°16'25"	266°49'22"	1479.877
P5	PRP5_06	BARRAGEM	87°52'45"	288°53'22"	1205.295
P5	PRP5_07	BARRAGEM	87°54'33"	303°08'01"	1224.045
P5	PRP5_08	BARRAGEM	87°42'51"	316°44'53"	1118.354
P5	PRP5_09	BARRAGEM	86°39'35"	337°46'33"	765.63
P5	PRP5_10	BARRAGEM	85°55'56"	10°35'25"	628.397
P5	PRP5_11	BARRAGEM	86°34'21"	45°19'45"	745.996
P5	PRP5_12	BARRAGEM	87°42'07"	75°45'19"	1097.041
P5	PRP5_13	BARRAGEM	88°03'23"	90°40'36"	1296.05
PRP7					
ESTAÇÃO	PONTO VISADO	DESCRIÇÃO	Ângulo Vertical	Azimute	Distância
P7	P5		87°11'11"	187°58'56"	206.24
P7	PRP7_01	BARRAGEM	87°54'34"	259°24'59"	1504.089
P7	PRP7_02	BARRAGEM	87°23'54"	261°40'27"	1208.864
P7	PRP7_03	BARRAGEM	87°18'15"	262°25'06"	1167.925
P7	PRP7_04	BARRAGEM	87°18'26"	261°52'21"	1167.927
P7	PRP7_05	BARRAGEM	87°18'26"	262°28'34"	1167.927
P7	PRP7_06	BARRAGEM	87°20'34"	278°57'22"	1183.802
P7	PRP7_07	BARRAGEM	87°16'08"	293°48'01"	1151.67
P7	PRP7_08	BARRAGEM	86°51'46"	307°31'37"	1002.104
P7	PRP7_09	BARRAGEM	84°43'59"	327°48'32"	596.044
P7	PRP7_10	BARRAGEM	82°34'56"	13°02'23"	422.473
P7	PRP7_11	BARRAGEM	84°43'34"	57°27'57"	595.353
P7	PRP7_12	BARRAGEM	86°25'56"	76°59'52"	872.245
P7	PRP7_13	BARRAGEM	87°17'02"	92°11'22"	1144.105
P7	PRP7_14	BARRAGEM	87°56'00"	108°40'44"	1502.717
P7	PRP7_15	MORRO	88°03'06"	181°40'29"	257.224
P7	PRP7_16	MORRO	87°38'41"	187°42'58"	205.267
P7	PRP7_17	MORRO	87°36'41"	213°59'24"	192.799
P7	PRP7_18	EDIFICAÇÃO	86°11'44"	214°24'13"	200.808
P7	PRP7_19	EDIFICAÇÃO	86°06'37"	219°02'00"	197.297
P7	PRP7_20	EDIFICAÇÃO	86°58'21"	221°14'06"	246.982
P7	PRP7_21	EDIFICAÇÃO	88°14'21"	222°15'58"	269.2
P7	PRP7_22	EDIFICAÇÃO	87°26'39"	221°36'40"	245.252

ANEXO B

Exemplo da seqüência de aplicação do TCG no pilar P1 entre a terceira e quarta campanhas.

Ponto a ser testado: P1

Arquivos de coordenadas a serem lidos:

>>> primeira época: P1CP3.cor

>>> segunda época: P1CP4.cor

Arquivos das MVCs a serem lidos:

>>> primeira época: P1CP3.var

>>> segunda época: P1CP4.var

D1 =

```
1.0e+006 *

3.33983634160000
-4.69822413920000
-2.72122571550000
```

D2 =

```
1.0e+006 *

3.33983634200000
-4.69822413440000
-2.72122571170000
```

C1 =

```
1.0e-004 *

0.14669500000000  -0.08084340000000  -0.04467310000000
-0.08084340000000  0.20294900000000  0.06499490000000
-0.04467310000000  0.06499490000000  0.11090500000000
```

C2 =

```
1.0e-004 *

0.12218900000000  -0.04576530000000  -0.03080500000000
-0.04576530000000  0.15281900000000  0.04492250000000
-0.03080500000000  0.04492250000000  0.09070290000000
```

Pressione ENTER para continuar...

k =

2

Componentes da base:

--> Coordenadas do Ponto - época 1:

D1 =

1.0e+006 *

3.33983634160000
-4.69822413920000
-2.72122571550000

--> Coordenadas do Ponto - época 2:

D2 =

1.0e+006 *

3.33983634200000
-4.69822413440000
-2.72122571170000

k =

3

Vetor deslocamento D:

D =

0.00040000025183
0.00480000022799
0.00380000006407

Matriz Covariância C:

C =

1.0e-004 *

0.26888400000000	-0.12660870000000	-0.07547810000000
-0.12660870000000	0.35576800000000	0.10991740000000
-0.07547810000000	0.10991740000000	0.20160790000000

RA =

3

Insira os graus de liberdade dos ajustamentos para as épocas correspondentes:

grau de liberdade da epoca 1 = 207

grau de liberdade da epoca 2 = 204

R =

411

Insira o valor da tabela F de Snedecor com nivel de significancia de 5% :

valor tabelado = 1.259

VT =

1.25900000000000

omega =

1.28347605329312

T =

0.42782535109771