

DANIEL CARVALHO GRANEMANN

**ESTABELECIMENTO DE UMA REDE GEODÉSICA PARA O
MONITORAMENTO DE ESTRUTURAS: ESTUDO DE CASO NA USINA
HIDRELÉTRICA SALTO CAXIAS**

**Dissertação apresentada ao Curso de
Pós-Graduação em Ciências Geodésicas
para a obtenção do Grau de Mestre em
Ciências Geodésicas pela Universidade
Federal do Paraná.**

**Orientadores:
Prof. Dr. Pedro Luis Faggion
Prof. Dr. Sílvio Rogério Correia de Freitas**

CURITIBA

AGOSTO 2005

DANIEL CARVALHO GRANEMANN

**ESTABELECIMENTO DE UMA REDE GEODÉSICA PARA O
MONITORAMENTO DE ESTRUTURAS: ESTUDO DE CASO NA USINA
HIDRELÉTRICA SALTO CAXIAS**

**Dissertação apresentada ao Curso de
Pós-Graduação em Ciências Geodésicas
para a obtenção do Grau de Mestre em
Ciências Geodésicas pela Universidade
Federal do Paraná.**

**Orientadores:
Prof. Dr. Pedro Luis Faggion
Prof. Dr. Sílvio Rogério Correia de Freitas**

CURITIBA

AGOSTO 2005

***“Combati o bom combate,
Completei a carreira,
Guardei a fé.”
(São Paulo Apóstolo: 2 Tm 4,7)***

AGRADECIMENTOS

Ao Patrão do Céu pela vida, oportunidades e obstáculos oferecidos;

À minha amada e querida esposa Elizelma, a quem especialmente dedico este trabalho, e agradeço pela dedicação, incondicional amor, carinho, força e lealdade;

Aos amados pais Antonio Francisco e Ana Maria, por todo o amor e compreensão e por nunca medirem esforços para que eu alcançasse meus objetivos;

Especialmente ao meu irmão Marcelo “Sarsicho”, que sempre foi meu braço direito e ombro amigo em toda a minha vida;

Aos queridos sogros Aparecido e Anita, cunhados Marcos Gilmar e Elizabeth e toda a família, pela atenção, amor, carinho, paciência, compreensão e apoio;

Ao meu inestimável padrinho Vanclerce Aparecido Bertolini (*in memorian*) pelo amor, carinho, confiança, incentivo, oportunidades e alegria proporcionados em todo o tempo que Deus o confiou junto a nós;

Aos meu primos compadres Marco Antônio e Vânia, e filhas Tayná e Júlia, minha querida, linda e amada afilhada, pelo seu carinho, sorriso gracioso e carinho incondicional que sempre me dedicou e dedica, alimentando meu lado criança para transpor os obstáculos;

Aos parceiros e queridos primos irmãos Alfeu, Vanclerce “Cabeção” Junior, Lucas, Marcus Vinícius e Tiago pelas alegrias e descontrações nas maravilhosas rodas de viola e tereré;

Ao amigo Alfredo Moreira da Silva Junior por incutir em mim a idéia de fazer este mestrado e incentivar-me durante toda a jornada;

Aos Professores Doutores Pedro Luis Faggion, Luis Augusto Koenig Veiga, Carlos Aurélio Nadal e Silvio Rogério Correia de Freitas, pela amizade, confiança, oportunidade oferecida, orientações, discussões, sinceridade, apoio e paciência;

A Marcelão “Pé de Boi”, Alexandre “Véio Jeremia” e famílias pelo privilégio da amizade;

Aos inestimáveis amigos Carlos Alberto “Magal” Zocolotti, Luisnei “Pardal” Martini, Daniel Perozzo e Cesar Rafael Lopes, Everton Brum, Daniel Goldani, Rafael Genro, Roberto Teixeira, Jorge Pinto, Regiane, Maurício Sejas, Niel Teixeira e Juan Baez pelo companheirismo, dedicação, firmeza, idéias e amizade;

A Eno Saatkamp pelo privilégio da amizade e incansável apoio técnico e moral;

Aos colegas engenheiros da COPEL Marcos Alberto Soares e Elizeu Santos Ferreira, pelo incondicional apoio, dedicação, amizade e confiança em nossos trabalhos;

A Benedito de Souza Neto, Luiz Lademir Lemes da Silva, Marcelo Madeira dos Reis e João Luiz Alves, pela atenção, apoio e coleguismo;

A Edson José Marcolin - gerente de área da UHE Salto Caxias – pela atenção;

Ao Projeto CGER 032 – Integração da Auscultação Geodésica com a

Instrumentação de Controle e Segurança da Barragem de Salto Caxias, registrado no BANPESQ sob o nº 2003013088, em convênio com a Universidade Federal do Paraná (UFPR), Companhia Paranaense de Energia (COPEL), Agência Nacional de Energia Elétrica (ANEEL) e Instituto de Tecnologia para o Desenvolvimento (LACTEC), pelos recursos financeiros da bolsa de estudos do mestrado e apoio às campanhas necessárias a coleta de dados;

As empresas MANFRA Equipamentos Topográficos e da AVR Instrumental pela disponibilização dos equipamentos;

Aos que desde o princípio não acreditaram em nossos trabalhos e impuseram obstáculos em nosso dia-a-dia, pois foram o diferencial de força na conquista dessa vitória.

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	1
1.1 OBJETIVO	1
1.1.1 Objetivo Geral:.....	1
1.1.2 Objetivos Específicos:	2
1.2 JUSTIFICATIVA.....	2
1.3 ORGANIZAÇÃO DA PESQUISA.....	3
2. EMBASAMENTO TEÓRICO	4
2.1 SISMICIDADE INDUZIDA.....	4
2.2 INSTRUMENTAÇÃO DE BARRAGENS	5
2.2.1 Principais Tipos de Anomalias.....	7
2.2.1.1 Percolações	7
2.2.1.2 Trincas de ressecamento	8
2.2.1.3 Instabilidade de taludes	8
2.2.1.4 Ruptura profunda.....	9
2.2.1.5 Depressões	9
2.2.1.6 Tensões	9
2.2.2 Aquisição, Processamento e Apresentação dos Dados da Instrumentação. ...	10
2.2.2.1 Aquisição de dados	10
2.2.2.2 Processamento e apresentação dos dados da instrumentação	11
2.3 GEODÉSIA APLICADA AO MONITORAMENTO DE BARRAGENS	11
2.3.1 Métodos para a Determinação de Coordenadas Tridimensionais.....	14
2.3.1.1 Interseção espacial trigonométrica	15
2.3.1.2 Interseção espacial analítica	15
2.3.1.3 Método polar	16
2.3.2. Técnicas de Levantamentos Geodésicos Aplicadas ao Monitoramento.....	16
2.3.2.1 Triangulação geodésica.....	16
2.3.2.2 Trilateração geodésica.	17
2.3.2.3 Nivelamento geométrico de precisão.....	18
2.3.2.4 Posicionamento por satélite.....	19
2.3.2 Instrumentação Geodésica.....	21
2.3.3 Rede de Monitoramento Geodésico	22
2.3.3.1 Otimização de redes de monitoramento.....	25

2.4. CÁLCULO DE COORDENADAS TRIDIMENSIONAIS	26
2.4.1 Método Topográfico-Trigonométrico	26
2.4.2 Método de Minimização e Ajuste.....	28
2.4.2.1 Método dos mínimos quadrados.....	28
2.4.2.2. Elipse de erro	31
2.6. DESLOCAMENTO E DEFORMAÇÃO	33
3. IMPLANTAÇÃO DA REDE DE MONITORAMENTO	36
3.1 USINA DE SALTO CAXIAS	36
3.2 IMPLANTAÇÃO DOS PILARES DA REDE DE MONITORAMENTO – PROJETO DE PRIMEIRA ORDEM	38
3.3 MEDIÇÕES REALIZADAS NA REDE DE MONITORAMENTO – PROJETO DE SEGUNDA ORDEM.....	50
3.3.1 Primeira Campanha - Determinação da Geometria e Escala da Rede	50
3.3.2 Posicionamento GPS Estático Relativo dos pilares P1 e P3.....	60
3.3.5 Segunda Campanha de Coleta de Dados da Rede de Monitoramento.....	62
3.3.5.1 Nivelamento geométrico de precisão com Nível Wild N3.....	62
3.3.5.2 Segunda campanha GPS para o posicionamento estático relativo dos pilares P1 e P3.....	65
3.3.6 Terceira Campanha de Coleta de Dados da Rede de Monitoramento	65
4. RESULTADOS OBTIDOS	70
4.1. AJUSTAMENTO DAS OBSERVAÇÕES.....	70
4.2. EQUAÇÃO DE OBSERVAÇÃO DE DISTÂNCIA	71
4.3. EQUAÇÃO DE OBSERVAÇÃO DE AZIMUTE	72
4.4. EQUAÇÃO DE OBSERVAÇÃO DE ÂNGULO	74
4.5. APLICAÇÃO DO TESTE DE QUI-QUADRADO (χ^2)	83
4.5. APLICAÇÃO DO TESTE DATA SNOOPING	84
4.5.1. Erro Observacional.....	85
4.5.2. Número-Redundância	85
4.5.3. Resíduo Padronizado	86
4.5.4. Teste de Hipótese	86
5. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES	95
5.1. CONCLUSÕES	95
5.2. RECOMENDAÇÕES.....	96
6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	98

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1 - REDE DE PONTOS – TRIANGULAÇÃO.....	17
FIGURA 2 – NIVELAMENTO GEOMÉTRICO – MÉTODO DAS VISADAS IGUAIS.....	19
FIGURA 3. ELIPSE DE ERRO.....	33
FIGURA 4 – DESLOCAMENTO.....	34
FIGURA 5 – DEFORMAÇÃO.....	34
FIGURA 6 – LOCALIZAÇÃO DA UHE DE SALTO CAXIAS.....	36
FIGURA 7 – USINAS HIDRELÉTRICAS NO RIO IGUAÇU	37
FIGURA 8 – VISTA AÉREA DA USINA DE SALTO CAXIAS.....	37
FIGURA 9 – VISTA EM PLANTA DA USINA DE SALTO CAXIAS.....	38
FIGURA 10. INDICAÇÃO DA POSIÇÃO DO PILAR 1	39
FIGURA 11. INDICAÇÃO DA POSIÇÃO DO PILAR 2	39
FIGURA 12. INDICAÇÃO DAS POSIÇÕES DOS PILARES 2, 3 E 6.....	39
FIGURA 12. INDICAÇÃO DAS POSIÇÕES DOS PILARES 2, 3 E 6.....	40
FIGURA 13. INDICAÇÃO DAS POSIÇÕES DOS PILARES 4 E 5.....	40
FIGURA 14 – ESTAÇÃO TOTAL ROBOTIZADA LEICA TCR705 SOBRE A POSIÇÃO DO PILAR 1.....	41
FIGURA 15 – LOCAL DA IMPLANTAÇÃO DO PILAR 3	42
FIGURA 16 - PERFURATRIZ NO LOCAL DE IMPLANTAÇÃO DO PILAR 2	42
FIGURA 17 – PERFURAÇÃO PARA IMPLANTAÇÃO DO PILAR 2.....	43
FIGURA 18 - PROFUNDIDADE DE PERFURAÇÃO.....	43
FIGURA 19 -CONSTRUÇÃO DO PILAR 4	44
FIGURA 20 - PILAR 3 MONUMENTADO	44
FIGURA 21 - PILAR 1 MONUMENTADO	45
FIGURA 22 – GUARDA-CORPOS.....	45
FIGURA 23 – INSTALAÇÃO DO SISTEMA DE CENTRAGEM FORÇADA.....	46
FIGURA 24 - SISTEMA DE CENTRAGEM FORÇADA.....	46
FIGURA 25 – DETALHE DO SISTEMA DE CENTRAGEM FORÇADA.....	47
FIGURA 26 – PINTURA DOS PILARES.....	47

FIGURA 27 – IDENTIFICAÇÃO DOS PILARES	48
FIGURA 28 – CONFIGURAÇÃO DA REDE DE MONITORAMENTO EXTERNO (VISÃO PANORÂMICA)	48
FIGURA 29 – CONFIGURAÇÃO DA REDE DE MONITORAMENTO EXTERNO	49
(EM PLANTA)	49
FIGURA 30 – MONITORAMENTO DAS FISSURAS DA BARRAGEM A PARTIR DOS PILARES P1 E P3	49
FIGURA 31 – ESQUEMA DAS VISADAS PARA AS FISSURAS A PARTIR DO PILAR P3.....	50
FIGURA 32-ESTAÇÃO TOTAL WILD TC 2002.....	51
FIGURA 33- ESTAÇÃO TOTAL ZEISS ELTA S20.....	52
FIGURA 34- ESTAÇÃO TOTAL ROBOTIZADA LEICA TCRA 1205.....	52
FIGURA 35-COLETA DE DADOS A PARTIR DO PILAR P1	54
FIGURA 35– REDE DE MONITORAMENTO	59
FIGURA 36-LINHA DE BASE UTILIZADA NA PRIMEIRA CAMPANHA GPS	61
FIGURA 37 - RASTREIO GPS DO PILAR P1 –POSICIONAMENTO ESTÁTICO RELATIVO	61
FIGURA 38 – RN 50A – MARGEM DIREITA DA BARRAGEM.....	63
FIGURA 39 – RN 51 – MARGEM ESQUERDA DA BARRAGEM	64
FIGURA 40. DISTÂNCIA ENTRE DOIS PONTOS	71
FIGURA 41. AZIMUTE DE UMA DIREÇÃO	73
FIGURA 42. SISTEMA DE REFERÊNCIA LOCAL.....	76

LISTA DE TABELAS

TABELA 1 – NÚMERO DE SÉRIES EM RELAÇÃO À PRECISÃO DO INSTRUMENTO	51
TABELA 2 - OBSERVAÇÕES A PARTIR DO PILAR 1 – WILD TC 2002	56
TABELA 3 - OBSERVAÇÕES A PARTIR DO PILAR 2 – WILD TC 2002	56
TABELA 4 - OBSERVAÇÕES A PARTIR DO PILAR 3 – WILD TC 2002	57
TABELA 5 - OBSERVAÇÕES A PARTIR DO PILAR 4 – WILD TC 2002	57
TABELA 6 - OBSERVAÇÕES A PARTIR DO PILAR 1 – ZEISS ELTA S20	57
TABELA 7 - OBSERVAÇÕES A PARTIR DO PILAR 2 – ZEISS ELTA S20	58
TABELA 8 - OBSERVAÇÕES A PARTIR DO PILAR 3 – ZEISS ELTA S20	58
TABELA 9 - OBSERVAÇÕES A PARTIR DO PILAR 4 – ZEISS ELTA S20	58
TABELA 10 – ÂNGULOS INTERNOS DO QUADRILÁTERO FORMADO POR P1, P2, P3 E P4 - COMPARAÇÃO ENTRE ÂNGULOS OBSERVADOS PELA TC 2002 E ZEISS ELTA S20	59
TABELA 11 – DISTÂNCIAS ENTRE OS PILARES P1, P2, P3 E P4 – TC 2002	60
TABELA 12 - COORDENADAS DO PILARES P1 E P3 OBTIDAS ATRAVÉS DO RASTREIO GPS	ERRO! INDICADO
TABELA 13 – DESNÍVEIS ENTRE OS PILARES.....	64
TABELA 14 – COORDENADAS DOS PILARES P1 E P3 - GPS.....	65
TABELA 15 - OBSERVAÇÕES A PARTIR DO PILAR 1 – WILD TC 2002	66
TABELA 16 - OBSERVAÇÕES A PARTIR DO PILAR 2 – WILD TC 2002	67
TABELA 17 - OBSERVAÇÕES A PARTIR DO PILAR 3 – WILD TC 2002	67
TABELA 18 - OBSERVAÇÕES A PARTIR DO PILAR 4 – WILD TC 2002	67
TABELA 19 - OBSERVAÇÕES A PARTIR DO PILAR 1 – LEICA TCRA 1205.....	67
TABELA 20 - OBSERVAÇÕES A PARTIR DO PILAR 2 – LEICA TCRA 1205.....	67
TABELA 21 - OBSERVAÇÕES A PARTIR DO PILAR 3 – LEICA TCRA 1205.....	68
TABELA 22 - OBSERVAÇÕES A PARTIR DO PILAR 4 – LEICA TCRA 1205.....	68
TABELA 23 – COMPARAÇÃO ENTRE ÂNGULOS OBSERVADOS PELA TC 2002 E TCRA 1205.....	68
TABELA 24 – DISTÂNCIAS CORRIGIDAS E HORIZONTALIZADAS (EM METROS).....	69
TABELA 25 – COORDENADAS APROXIMADAS DOS PILARES.....	77
TABELA 26 – COORDENADAS DOS PILARES – TESTES COM MATRIZ DOS PESOS – TC 2002.....	80
TABELA 27 – COMPARAÇÃO ENTRE AS COORDENADAS CORRIGIDAS DOS PILARES.....	83
TABELA 28 – COMPARAÇÃO ENTRE SIGMA A POSTERIORI.....	83
TABELA 29 – NÍVEIS DE CONFIANÇA E VALORES CRÍTICOS – TESTE DATA SNOOPING	87

TABELA 30 – COMPARAÇÃO ENTRE COORDENADAS HORIZONTAIS – TC 2002 – 1ª E 2ª CAMPANHAS	92
TABELA 31 – COMPARAÇÃO ENTRE COORDENADAS HORIZONTAIS – TC 2002 (1ª) E ELTA S20	92
TABELA 32 – COMPARAÇÃO ENTRE COORDENADAS HORIZONTAIS – TC 2002 (2ª) E ELTA S20	93
TABELA 33 – COMPARAÇÃO ENTRE COORDENADAS HORIZONTAIS – TC 2002 (2ª) E TCRA 1205.....	93

RESUMO

A correta instrumentação para o controle de barragens é de fundamental importância, tendo em vista que problemas em suas estruturas podem representar prejuízos econômicos, danos ao meio ambiente e em casos extremos a perda de vidas. Enfocando estes problemas é que se propõe este trabalho, visando o estabelecimento de uma rede geodésica para o monitoramento da barragem formadora do reservatório da Usina Hidrelétrica de Salto Caxias, metodologias para a realização das observações de campo e processamento dos dados. Neste trabalho foram aplicadas diferentes técnicas de levantamento, tais como: triangulações, trilaterações, nivelamento geométrico de 1ª ordem e rastreamento GPS (*Global Positioning System*), cada uma delas com um propósito específico dentro do projeto de monitoramento da estrutura. Uma rede com seis pontos de controle foi projetada e estabelecida na região da barragem, e as coordenadas dos pontos foram definidas em diferentes épocas. Aos dados coletados nas campanhas realizadas para a definição das coordenadas dos vértices da rede é aplicado o ajustamento pelo Método de Variação de Coordenadas e teste de *Data Snooping* para a detecção de erros grosseiros nas observações, a fim de constatar a rigidez da rede geodésica, uma vez que esta será referência para posterior monitoramento da estrutura da barragem.

Palavras-Chaves: Redes Geodésicas, Ajustamento, Monitoramento.

ABSTRACT

The control instrumentation of dams are very important to monitor this structure because problems with the dams can represent economical damages, environmental problems in the worst lost of human lives. The main objective of this work is to establish a geodetic network for monitoring the Salto Caxias Dam, develop methodologies collect data in the field and present away to process the data. In this work different techniques of survey were applied, such as: triangulations, trilaterations, precision geometric levelling and GPS (*Global Positioning System*) observation, each one with a specific aim inside in the monitoring project. A net with six control points were projected and established in the region of the dam, and the point coordinates were defined in different periods of time. The data collected in the surveying campaigns were processing using the least squares principles using the Coordinate Variation Method and it were also applied Data Snooping Test for the detection of blunders, considering that this network will be the reference to monitor the dam.

Keywords: Geodetic Networks, Adjustment, Monitoring.

1. INTRODUÇÃO

Esta dissertação trata da implantação de uma rede geodésica de precisão à jusante da barragem da Usina Hidrelétrica de Salto Caxias, localizada no município de Capitão Leônidas Marques-PR.

Tendo em vista que barragens são obras de engenharia potencialmente sismogênicas, a partir da implantação desta rede e acompanhamento de sua geometria através de campanhas periódicas de levantamentos geodésicos empregando técnicas como: triangulações, trilaterações, nivelamentos geométricos de precisão, gravimetria e posicionamento via satélite através do GPS (*Global Positioning System*), será possível verificar o seu comportamento quando exposta a diferentes intempéries, como, por exemplo, chuva, sol, frio, calor, entre outras.

Dessa forma, após a coleta e análise dos dados através de programa computacional para ajustamento das observações realizadas, e aplicação de testes estatísticos, pretende-se verificar a estabilidade da rede geodésica, a qual será referência para o monitoramento de deslocamentos da estrutura formadora do reservatório da barragem.

A rede geodésica implantada é formada por seis pilares engastados na rocha, sendo 4 pilares da rede geodésica principal e 2 pilares auxiliares para apoio ao monitoramento interno das galerias da barragem, tema tratado em outra dissertação de mestrado. Todos os pilares são dotados de um sistema de centragem forçada.

1.1 OBJETIVO

1.1.1 Objetivo Geral:

O presente trabalho tem como objetivo geral o estabelecimento de uma

rede geodésica para o monitoramento da estrutura formadora do reservatório da Usina Hidrelétrica de Salto Caxias.

1.1.2 Objetivos Específicos:

- Implantação de uma rede geodésica para monitoramento externo da barragem composta por 4 pilares da rede geodésica principal e 2 pilares auxiliares para apoio ao monitoramento interno da barragem.
- Ligação de dois vértices da rede de monitoramento com Estações Geodésicas fora da área de influência da barragem, empregando técnicas de geodésia espacial.
- Determinação e avaliação da geometria da rede de monitoramento.
- Análise dos dados através do desenvolvimento de programa computacional para o ajustamento das observações realizadas e aplicação de testes estatísticos.
- Acompanhamento do comportamento da rede externa de monitoramento através de campanhas periódicas, a fim de verificar a estabilidade desta e da estrutura formadora do muro da barragem.

1.2 JUSTIFICATIVA

No Brasil as técnicas geodésicas para o monitoramento de barragens são pouco conhecidas e aplicadas. Em função disso busca-se desenvolver uma metodologia para o controle estrutural empregando técnicas geodésicas.

Atualmente a instrumentação de segurança, composta por piezômetros, extensômetros, entre outros, utilizada no controle de fissuras e junção de blocos na Usina Hidrelétrica de Salto Caxias, fornece informações relativas de possíveis

variações na estrutura da barragem.

Assim, para viabilizar o monitoramento é necessário uma rede geodésica que servirá como base para o controle dos pontos de interesse. A confiabilidade desta rede será determinada após o rastreamento de dois vértices – pilares P1 e P3, utilizando o Sistema de Posicionamento Global (GPS) para o pós-processamento dos dados com pontos fora da área de interferência do reservatório, como, por exemplo, o ponto PARA, pertencente à Rede Brasileira de Monitoramento Contínuo (RBMC).

A rede, objeto desta dissertação, apoiará levantamentos geodésicos objetivando a determinação de coordenadas dos pontos de interesse.

1.3. ORGANIZAÇÃO DA PESQUISA

O tema proposto nesta pesquisa será tratado da forma seguinte:

No capítulo 2 é apresentada a fundamentação teórica, enfatizando-se a instrumentação de controle e segurança de barragens, Geodésia aplicada ao monitoramento de barragens e ajustamento de observações.

O capítulo 3 apresenta a implantação da rede geodésica de monitoramento, a metodologia dos levantamentos a serem realizados nesta e os resultados.

No capítulo 4 apresenta-se o ajustamento das observações realizadas, bem como a discussão dos resultados obtidos.

Por fim, no capítulo 5 são apresentadas as conclusões e as recomendações para trabalhos futuros.

2 EMBASAMENTO TEÓRICO

2.1 SISMICIDADE INDUZIDA

São inúmeros os exemplos que correlacionam reservatórios de grandes barragens com sismicidade. Em todas as regiões do mundo, barragens com mais de cem metros de altura normalmente induzem abalos sísmicos em regiões neutras ou aceleram a sismicidade já existente após o enchimento do reservatório e às vezes mesmo durante o processo (GEMAEL e FAGGION, 1995).

Apesar de barragens serem potencialmente sismogênicas, há casos que despertam o interesse de geólogos, geodestas, engenheiros e especialistas na área de monitoramento. Segundo MANAKE e KULKARNI (2002), a barragem de enrocamento de Koyna, na Índia, com mais de 85 metros de altura, suportou um terremoto de magnitude 7.5 na Escala Richter¹, em 1967, não sofrendo nenhuma avaria.

Estudos têm sido realizados em áreas de subsidências, unindo-se diferentes técnicas, como nivelamento geométrico de precisão integrado com o NAVSTAR-GPS (*Navigation System with Time and Ranging – Global Positioning System*) no lago Maracaibo, Venezuela, região de extração de petróleo, trabalhos de nivelamento de precisão antes e após o enchimento do reservatório em várias regiões do mundo, como por exemplo o conduzido pelo Serviço Canadense na Barragem *La Grande-2* (Quebec) (LAMBERT e LIARD, 1986) e o executado pelo Departamento de Levantamentos da antiga Rodésia no lago artificial Kariba,

¹ A escala de Richter foi desenvolvida em 1935 pelos sismólogos Charles Francis Richter e Beno Gutenberg, membros do *California Institute of Technology (Caltech)*, que estudavam sismos no Sul da Califórnia. Representa a energia sísmica liberada durante o terremoto e se baseia em registros sismográficos. A escala é infinita ou aberta, podendo inclusive apresentar números negativos. No entanto, as forças naturais envolvidas limitam o topo da escala em aproximadamente 10. Teoricamente não existe energia em um terremoto capaz de superar esta marca. (<http://www.apolo11.com/richter.php>).

formado pelo rio Zambezi. Estas mudanças podem provocar deformações na barragem, terremotos e deslizamentos de terra (ZHANG et al., 1996). Pesquisadores alertam que é de extrema importância o estabelecimento de redes geodésicas monitoradas para estudar e analisar as influências de reservatórios em subseqüentes observações geodésicas incluindo, por exemplo, medidas da gravidade, observações astrogeodésicas e medidas com GPS (ZHANG et al., 1996). O reservatório de *Three Gorges*, maior hidrelétrica do mundo, que está sendo construído na China é objeto de várias pesquisas.

No Brasil ainda é incipiente o estudo da influência da formação de reservatórios de água com o possível surgimento de abalos sísmicos, embora mais de 90% da energia elétrica consumida no país seja gerada por usinas hidrelétricas e o Brasil ser dotado de alguns dos maiores reservatórios do mundo. Exceções a esse panorama são os trabalhos da COPEL e alguns pesquisadores da UFPR em usinas da companhia (GEMAEL, 1993; GAGG, 1997; GEMAEL e FAGGION, 1996; SANTOS et al., 2001). Também em COELHO (1978) pode-se encontrar algumas informações sobre as barragens de Cajuru (rio Paraná, Minas Gerais), Capivara (rio Paranapanema, divisa de São Paulo e Paraná) e Capivari-Cachoeira (Paraná) com indícios não comprovados da correlação sismicidade-barragem.

2.2 INSTRUMENTAÇÃO DE BARRAGENS

O monitoramento de barragens só não tem importância quando vidas e prejuízos materiais não são computados. No entanto, sabendo-se que o rompimento de uma barragem acaba por inundar cidades, destruindo casas, ocasionando perdas inestimáveis e danos econômicos a toda uma região, a observação e a instrumentação de barragens ganhou importância em meados da década de 50. Desde então há um contínuo avanço nos instrumentos e métodos utilizados para a auscultação de barragem.

No ano de 1979, durante o *XIII Internacional Commission on Large Dams* (ICOLD), em Nova Delhi, decidiu-se dar uma maior atenção a segurança de barragens, pois notava-se, naquele momento, a ocorrência de diversos incidentes com graves conseqüências, o aumento nas dimensões das novas barragens, o envelhecimento das existentes e o aumento de uma quantidade delas sendo construídas em países com pouca ou nenhuma experiência na área. Viu-se então, a necessidade de normas e diretrizes que regulamentassem as barragens existentes e as futuras.

Uma iniciativa brasileira deu origem a considerações que levaram a criação, em 1982, do Comitê Brasileiro de Grandes Barragens (CBGD). No ICOLD, o Brasil ocupa a presidência do Subcomitê encarregado da elaboração de Diretrizes de Segurança de Barragens, destinadas ao uso em âmbito mundial.

Em 1996 e 1997 o CBGB, através da Comissão de Deterioração e Reabilitação de Barragens, elaborou minuta de portaria nº 739, do Ministério de Minas e Energia, criando o Conselho Nacional de Segurança de Barragens. Depois disso, o Ministério criou um grupo de trabalho a fim de elaborar um documento para normalizar procedimentos preventivos e de manutenção com relação à segurança das diversas barragens existentes. Ao final de 1998 o núcleo de São Paulo do CBGB finalizou o “Guia Básico de Segurança de Barragens”, contendo padrões e procedimentos para a orientação dos proprietários de barragens quanto à segurança das mesmas. Atualmente não há legislação específica no Brasil para as atividades de segurança de barragem, apenas um projeto de lei a ser aprovado, que consiste no Manual de Segurança do Ministério da Integração (EMAE, 2004).

Para que se possa considerar uma barragem bem instrumentada, a elaboração de um plano de instrumentação e a seleção de instrumentos, devem ser realizados por um profissional qualificado e com conhecimentos aprofundados nesta área. A confecção e a calibração dos instrumentos deve ser supervisionada, tomando-se especial atenção quanto a sua instalação e manutenção. Não menos

importante, a aquisição, processamento, apresentação dos dados e a sua comparação com valores de projeto, deve ser feita por equipe eficiente e treinada para tal. Esta equipe deverá possuir valores limites para as leituras, os quais permitem a pronta detecção de uma eventual anomalia.

Com o avanço tecnológico tornou-se possível desenvolver softwares específicos para analisar o comportamento de barragens. Mais especificamente, a Universidade de *New Brunswick* tem desenvolvido pesquisas e técnicas para o monitoramento e análise de deformações de estruturas através de softwares de otimização e análise de redes geodésicas. (CHRZANOWSKI et. al, 1989).

2.2.1 Principais Tipos de Anomalias

Toda a estrutura de barragens de concreto está sujeita, seja na fase de construção ou na fase operacional, a diversas forças que podem interferir na estabilidade e durabilidade de todo o sistema. No manual de segurança e inspeções de barragens elaborado pelo Ministério da Integração Nacional (2002) são citadas as principais anomalias existentes nestas estruturas, sintetizadas a seguir.

2.2.1.1 Percolações

Consistem na passagem da água pelo maciço e fundação, tornando-se um problema quando o solo do maciço ou da fundação é carregado pelo fluxo de água, ou quando ocorre um aumento de pressão na barragem ou na fundação. Quando não controlada pela drenagem interna é chamada de percolação não controlada. As ações de inspeção mais executadas são: medir as vazões e a turbidez, anotar o nível do reservatório no momento da medição da vazão, verificar a granulometria do material carregado.

2.2.1.2 Trincas de ressecamento

Podem ocorrer trincas em várias localidades da estrutura como na crista, no talude à jusante ou nas galerias internas. Para a inspeção dessas trincas sugere-se: fotografar e registrar a locação, direção, profundidade, para comparar com medições anteriores. Aconselha-se a monitoração da evolução das trincas através de medições geodésicas.

2.2.1.3 Instabilidade de taludes

Refere-se aos vários deslizamentos, deslocamentos e pode ser agrupada em três categorias:

Ruptura superficial no talude de montante;

- Rebaixamento rápido com deslizamentos superficiais. Não causam ameaça à integridade da barragem, mas podem causar obstrução da tomada de água e deslizamentos progressivos mais profundos;
- Ruptura superficial no talude de jusante;
- Deslizamentos rasos, que provocam aumento na declividade do talude e podem indicar perda de resistência do maciço, por saturação do talude, por percolação ou pelo fluxo superficial.

Para inspecioná-las sugere-se: fotografar e registrar a locação, direção, profundidade, comprimento e largura de cada trinca observada, medir e registrar a extensão e deslocamento do material movimentado, procurar por trincas nas proximidades, especialmente acima do deslizamento, verificar percolações nas proximidades, monitorar a área para determinar se as condições estão evoluindo.

2.2.1.4 Ruptura profunda

Caracteriza-se por um talude de deslizamento íngreme bem definido, movimento rotacional e horizontal bem definido e trincas em formato de arco.

As rupturas profundas podem indicar sérios problemas estruturais. Na maioria dos casos, irá requerer o rebaixamento ou drenagem do reservatório para prevenir possíveis aberturas do maciço. Se há suspeita de deslizamento deve-se inspecionar com muito cuidado a área trincada ou escorregada que indique a causa do deslizamento e recomendar uma investigação para determinar a magnitude e a causa do evento, caso a suspeita seja de ruptura profunda.

2.2.1.5 Depressões

Podem ser localizadas ou abrangentes, sendo causadas principalmente por recalque no maciço ou fundação. Tais recalques podem resultar na redução da borda livre (folga) e representa um potencial para o transbordamento da barragem durante o período das cheias.

Ações de inspeção: fotografar e registrar a locação, tamanho e profundidade de cada recalque observado, examinar cuidadosamente o fundo da depressão localizada para determinar se existe um vazio subjacente ou fluxo de água que poderia indicar a presença de um afundamento, investigar a causa deste afundamento e determinar se existe ameaça à barragem.

2.2.1.6 Tensões

Os problemas de resistência típicos a serem considerados consistem no comportamento de uma fundação em rocha de características mecânicas desfavoráveis, onde o projeto define determinados tratamentos de consolidação e reforço, trabalho termodinâmico do concreto. Há também concentração de forças

singulares em galerias e outras descontinuidades previstas no projeto em determinados locais da fundação, zonas de apoio, etc.

Um dos recursos mais freqüentes para a realização dessas medidas consiste em se aproveitar a rede de galerias abertas na rocha na fase de prospecção. Nessas galerias pode-se realizar instrumentação objetivando a medida de deformações como extensometria mecânica elétrica ou piezométrica, aliadas a nivelamento de precisão.

2.2.2 Aquisição, Processamento e Apresentação dos Dados da Instrumentação.

2.2.2.1 Aquisição de dados

De acordo com NADAL et al. (2004), as leituras da instrumentação são normalmente executadas pela equipe de instrumentação do proprietário da barragem ou por empresa contratada para este fim, sendo efetuadas em intervalos de tempo específicos e determinados pelo corpo técnico da barragem.

Quanto maior o entendimento dos objetivos da instrumentação, maior será a desenvoltura da equipe, o que proporcionará uma maior confiabilidade e qualidade dos dados e, principalmente, um alerta imediato aos seus superiores no caso de leituras anormais.

A coleta dos dados da instrumentação pode ser uma tarefa realizada manualmente ou através de sistemas automáticos de aquisição, dependendo do porte e localização da obra, do tipo de instrumento instalado e do interesse do proprietário da barragem.

As observações devem ser avaliadas preliminarmente no campo, através de comparação entre as leituras obtidas em campanhas anteriores e as leituras esperadas em condições normais para a época, considerando-se a estação climática anual em que o levantamento é realizado, de maneira que em caso de erros grosseiros, sejam imediatamente refeitas. Toda e qualquer alteração significativa

deve ser confirmada no ato da sua coleta.

Uma tendência atual, na coleta manual dos dados, é a utilização de pequenos microprocessadores ou microcomputadores, em substituição às planilhas, preenchidas manualmente no momento da leitura. Com estes equipamentos é possível desenvolver programas de tratamento de dados, com linguagens de programação tais como *Clipper*, *C*, *C++*, que incluem suas validações à medida que são coletados. Para minimização dos erros e maior agilidade da coleta, há a alternativa de se acoplar diretamente o equipamento de leitura na caixa dos instrumentos, registrando assim automaticamente as leituras na memória eletrônica do equipamento.

2.2.2.2 Processamento e apresentação dos dados da instrumentação

O tratamento dos dados recolhidos é feito através de recursos de informática, com fornecimento de tabelas para análise do comportamento da estrutura.

O processamento dos dados coletados, em geral, tem a seguinte seqüência:

- Armazenamento, em ordem cronológica, das leituras do aparelho/instrumento em banco de dados específicos;
- Validação das leituras através de técnicas estatísticas, e;
- Análise dos resultados obtidos a fim de verificar o comportamento da estrutura.

Para o tratamento dos dados devem ser elaborados tabelas e gráficos com boa apresentação visual e com escalas compatíveis com as grandezas em análise.

2.3 GEODÉSIA APLICADA AO MONITORAMENTO DE BARRAGENS

SILVA (1983), diz que o levantamento de campo com a finalidade de obter medidas de deslocamentos, ou seja, quantificar a variação de coordenadas dos

pontos de uma rede de triangulação geodésica ou mesmo de pontos de controle fixados no muro de uma barragem, pode ser executado por dois processos: geodésico e fotogramétrico. O mais empregado é o geodésico, realizado geralmente através de uma triangulação geodésica, devendo ser repetido em intervalos de tempo regulares, para que as variações das coordenadas dos pontos possam ser efetivamente detectadas.

Já o método fotogramétrico utiliza-se da fotogrametria terrestre, sendo indispensável a boa precisão para a determinação de movimentos e deformações de grande estruturas, tendo em vista que os deslocamentos nestas raramente excedem o milímetro.

O conhecimento das distorções fotogramétricas, como, por exemplo, distorções do filme e do sistema de lentes da câmara, é indispensável, de forma que se utilizem métodos precisos e capazes de minimizá-las, de tal forma que ao final dos trabalhos seja possível fazer a distinção total entre as distorções e os deslocamentos da estrutura monitorada.

Outros estudos citam a Fotogrametria como ferramenta empregada no controle e monitoramento de estruturas. Segundo MENDONÇA (1984), a Fotogrametria a curta distância, com distância máxima de 300 metros entre objeto fotografado e câmara, é versátil e precisa, podendo ser empregada:

- no controle do recalque de obras de engenharia;
- no acompanhamento dos movimentos de barragens;
- na observação de antigas construções, periodicamente a fim de estudar a evolução das deformações;
- no estudo de peças submetidas a ensaios, em função da variação de pressão, temperatura, etc.,
- no estudo de correntes marítimas.

Algumas vantagens da Fotogrametria também são citadas por MENDONÇA (1984), como, por exemplo:

- o objeto não é tocado durante a medição;
- a aquisição das imagens dos objetos são rápidas;
- deformação e movimentos podem ser medidos.

KAHMEN e FAIG (1994, p.565) dizem que métodos físicos e geodésicos podem ser usados para estudar deformações. Os métodos físicos são utilizados primeiramente para detectar movimentos relativos. Entre os equipamentos empregados podem-se destacar os pêndulos, extensômetros, etc. Métodos geodésicos são primeiramente utilizados para detectar movimentos absolutos. Da mesma forma, o *DEPARTMENT OF ARMY* (1994) apud NADAL² et al. (2004) enfatiza que os levantamentos geodésicos têm sido utilizados tradicionalmente principalmente para a determinação de deslocamentos absolutos de pontos selecionados sobre a superfície do objeto com respeito a alguns pontos de referência considerados estáveis.

As técnicas de mensuração geodésicas visam determinar se um ponto ou conjunto destes, sofre variação em suas coordenadas ao longo do tempo, ou seja, se houve algum deslocamento destes. As medidas com a finalidade de monitoramento devem ser feitas vertical e horizontalmente, com o objetivo de determinar as coordenadas tridimensionais dos pontos.

De acordo com o *DEPARTMENT OF ARMY* (1994, p.9-9), levantamentos geodésicos, utilizando uma rede de pontos interconectados por ângulos e/ou medidas de distância, usualmente proporcionam suficiente redundância de observações para análises estatísticas da qualidade e detecção de erros, fornecendo informações globais sobre o comportamento do objeto deformável. Entretanto, afirma que instrumentos geotécnicos são mais fáceis de uma adaptação para fins de automação e monitoramento contínuo do que aqueles empregados nos

² NADAL, C. A.; VEIGA, L. A. K.; FAGGION, P. L.; FREITAS, S. R. C. DE, ZOCCOLLOTTI FILHO, C. A.; GRANEMANN, D. C.; LOPES, C. R.; SANTOS, D. P. DOS. Integração da Auscultação Geodésica com a Instrumentação de Controle e Segurança da Barragem de Salto Caxias. Relatório Técnico, Universidade Federal do Paraná, Curitiba. 2004.

levantamentos geodésicos terrestres convencionais, os quais são mais trabalhosos e requerem operadores treinados.

CHAVES (1994, p.53) destaca algumas vantagens dos métodos geodésicos:

- fornecem o estado global de um corpo deformável
- contém o esquema próprio de verificar os resultados e são capazes de avaliar a exatidão da medição globalmente;
- fornecem versatilidade e adequabilidade para qualquer meio-ambiente e situação de operação.

De acordo com o *DEPARTMENT OF ARMY* (1994), os procedimentos gerais para monitorar a deformação de uma estrutura envolvem a medida de deslocamentos espaciais de pontos selecionados (alvos), a partir de pontos de referência, os quais têm suas posições controladas. Quando os pontos de referência estão localizados na estrutura, apenas deformação relativa pode ser determinada. Deformações absolutas ou deslocamentos podem ser determinados se os pontos de referência são localizados fora da estrutura ou da região afetada pela represa ou reservatório.

De acordo com MOREIRA (1998) existem diferentes tipos de sistemas para a determinação de coordenadas tridimensionais: os que empregam métodos de interseção, isto é, todos os cálculos são executados somente com valores angulares medidos e os métodos denominados de polares, que utilizam ângulos e distâncias.

2.3.1. Métodos para a Determinação de Coordenadas Tridimensionais

Alguns métodos para a determinação de coordenadas tridimensionais de um ponto fixo são (MOREIRA 1998):

- Interseção Espacial trigonométrica;
- Interseção Espacial Analítica;

- Polar.

Neste trabalho são utilizadas algumas destas técnicas, adicionalmente a poligonação geodésica e ao nivelamento geométrico de primeira ordem. Para estas duas últimas técnicas as descrições da metodologia de levantamento de campo podem ser obtidas em IBGE (1998). Mais detalhes sobre o procedimento de nivelamento podem ser encontrados em MEDEIROS (1999).

2.3.1.1. Interseção espacial trigonométrica

Os cálculos são realizados em duas etapas distintas: na primeira calculam-se as coordenadas horizontais e na segunda a coordenada vertical do alvo.

No entanto, esta separação proporciona resultados finais de ordem centimétrica, mas, ainda assim é muito utilizado em trabalhos topográficos, os quais dispensam precisão de ordem milimétrica.

Para a determinação das coordenadas de um ponto, empregando este método, é necessário o conhecimento das coordenadas de dois pontos, que servem de base. A partir desta base são medidas as direções para a obtenção dos azimutes das visadas realizadas.

2.3.1.2. Interseção espacial analítica

Neste método as coordenadas espaciais do alvo são calculadas conjuntamente em função dos ângulos horizontais e verticais observados. Assim, erros cometidos na leitura de ângulos verticais influenciam no valor das coordenadas horizontais do alvo, bem como os erros cometidos na leitura de ângulos horizontais influenciam na coordenada vertical.

2.3.1.3 Método polar

É o mais simples dos métodos, diferindo-se dos citados anteriormente pelo fato de necessitar, além do ângulo zenital e do azimute, também da distância inclinada entre o alvo e o ponto onde o equipamento de medida está estacionado.

Primeiramente defini-se um sistema de referência (x, y, z) local, em seguida orienta-se o equipamento, realizando-se as leituras horizontais e verticais. Além disso, são tomadas, eletronicamente, as distâncias inclinadas para a execução dos cálculos.

Mais detalhes sobre o método podem ser encontradas em MOREIRA (1998).

2.3.2. Técnicas de Levantamentos Geodésicos Aplicadas ao Monitoramento.

Algumas técnicas de levantamento geodésico utilizadas para fins de monitoramento são: triangulação e trilateração geodésicas, nivelamento geométrico de precisão, determinação de coordenadas utilizando o *NAVSTAR-GPS* e Gravimetria.

2.3.2.1 Triangulação geodésica.

O método de triangulação é um dos métodos mais antigos utilizados para a determinação de coordenadas horizontais de pontos. De acordo com IBGE (1983, p.6), entende-se por triangulação o procedimento em que se obtém figuras geométricas a partir de triângulos justapostos ou sobrepostos, formados através da medição dos ângulos subentendidos por cada vértice.

A triangulação pode ser classificada em função da sua forma e precisão.

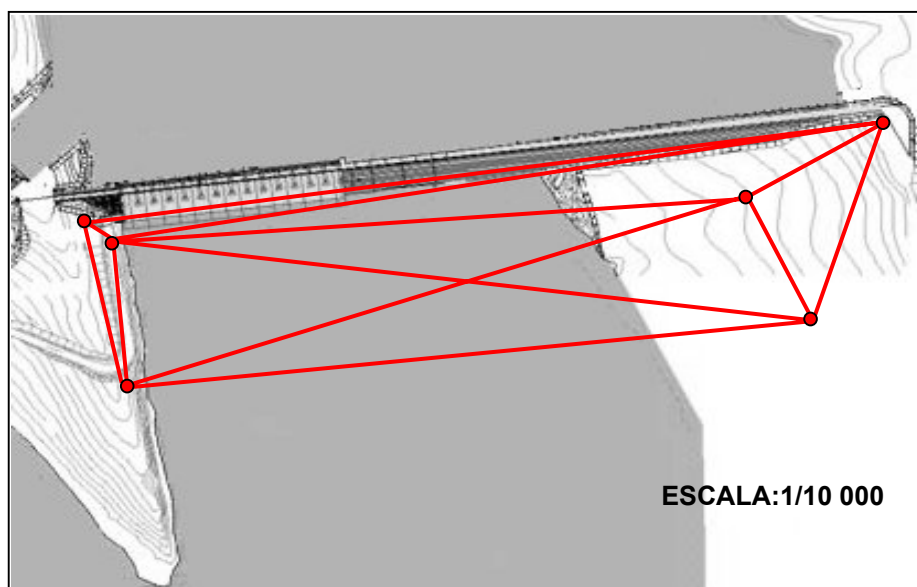
De acordo com MANOEL (1986), quanto a forma pode ser:

- plana: quando estiver compreendida em um plano topográfico com raio máximo de 15 km;
- geodésica: quando a distância entre seus vértices ultrapassar o plano topográfico, sofrendo influência da curvatura terrestre de modo mais acentuado.

Quanto a precisão, a classificação, de acordo com IBGE (1983), é demonstrada no Anexo 1.

A triangulação tem sido uma técnica amplamente empregada para fins de monitoramento de estruturas. A figura 1 apresenta um esquema de rede de triangulação.

FIGURA 1 - REDE DE PONTOS – TRIANGULAÇÃO



FONTE: NADAL et al. (2004)

2.3.2.2 Trilateração geodésica.

A trilateração é processo semelhante à triangulação, porém, ao invés de serem observados os ângulos, os lados dos triângulos é que são observados, trabalhando-se, portanto com distâncias. No caso da Geodésia estas distâncias são medidas utilizando-se distanciômetros eletrônicos, atualmente estações totais, as

quais atingem precisões da ordem de $\pm (1\text{mm}+1\text{ppm})$.

A trilateração pode ser classificada em função da sua forma e precisão, conforme MANOEL (1986). Quanto a forma pode ser:

- plana: quando o triângulo formado por seus lados for calculado sobre a superfície terrestre, calculando-se o excesso esférico do triângulo considerado:
- geodésica: quando a dimensão dos seus lados ultrapassar os limites da trilateração plana, devendo-se, neste caso, considerar a variação da curvatura terrestre entre os vértices do triângulo.

Quanto a precisão, a classificação, de acordo com IBGE (1983), pode ser visualizada no Anexo 1.

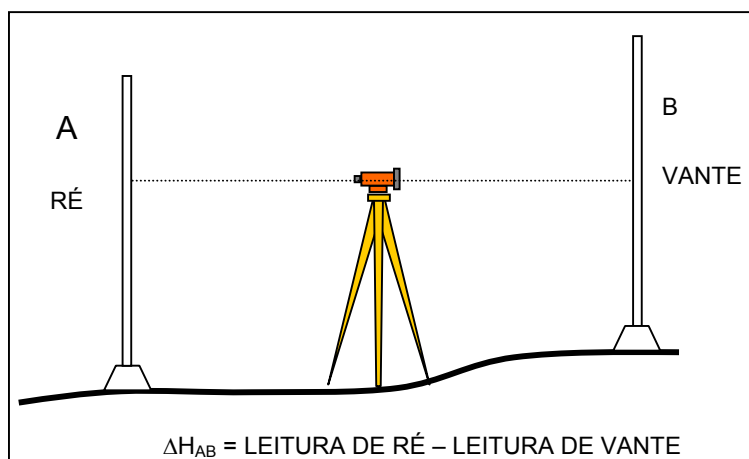
A partir da rede básica de monitoramento definida pelos pontos levantados por triangulação ou trilateração, as coordenadas dos pontos a serem monitorados na estrutura são determinadas.

2.3.2.3 Nivelamento geométrico de precisão.

O nivelamento geométrico é a operação que visa a determinação do desnível entre dois pontos a partir da leitura em miras verticais graduadas de invar através de um nível óptico-mecânico, com placa plano-paralela, ou eletrônico/digital. Atualmente é cada vez mais comum a utilização de níveis digitais juntamente com miras de invar gravadas em código de barra.

Para a determinação de desníveis com precisão normalmente é empregado o método de visadas recíprocas e simultâneas a iguais distâncias. Nele as duas miras são colocadas à mesma distância do nível sobre os pontos que se deseja determinar o desnível, sendo então efetuadas as leituras, conforme figura 2 (VEIGA, 2003). É um processo bastante simples, onde o desnível é determinado pela diferença entre uma leitura de ré e uma de vante.

FIGURA 2 – NIVELAMENTO GEOMÉTRICO – MÉTODO DAS VISADAS IGUAIS.



FONTE: VEIGA (2003)

De acordo com KAHMEN e FAIG (1994, p.565), níveis automáticos com micrômetro e miras de ínvar são utilizados para obter desvios padrões menores que 1mm/km. Em trabalhos utilizando a técnica de nivelamento geométrico de alta precisão, MEDEIROS (1999) conseguiu estabelecer o desnível entre determinadas seções com precisão melhor que $0,5 \text{ mm } k^{1/2}$ (sendo k a média das distâncias nivelada e contranivelada). Cabe salientar que os trabalhos foram realizados utilizando-se um nível óptico-mecânico (modelo N3 da Wild – precisão nominal: $0,25 \text{ mm } k^{0,5}$).

Mais detalhes sobre o procedimento de nivelamento podem ser encontrados nos manuais técnicos da Diretoria do Serviço Geográfico (DSG, 1975), IBGE (1998) e MEDEIROS (1999).

2.3.2.4 Posicionamento por satélite

Um dos grandes avanços nas técnicas de posicionamento é o sistema de posicionamento por satélites denominado *NAVSTAR- GPS*. Neste sistema, as coordenadas de pontos são obtidas através do rastreamento e processamento dos sinais enviados pela constelação de satélites que orbitam ao redor da Terra.

O sistema de navegação global é composto por uma constelação de

satélites em órbita da Terra a uma altitude de 20.000 km aproximadamente. Tais satélites emitem sinais em duas partes da região de microondas do espectro eletromagnético. Estes são recebidos por aparelhos receptores em terra, que processam os dados para obter as coordenadas de pontos sobre a superfície terrestre.

Três segmentos compõem o sistema GPS (MONICO, 2000):

- espacial: composto por 24 satélites distribuídos em 6 planos orbitais, intervalados entre si em 60° e com inclinação de 55° em relação ao plano do equador, com 4 satélites em cada plano. Dessa forma, há no mínimo 4 satélites acima da linha do horizonte que podem ser rastreados a qualquer hora do dia;
- controle: monitora e controla o sistema de satélites, prediz as efemérides e o andamento dos relógios dos satélites, determina o sistema de tempo GPS e atualiza periodicamente as mensagens de navegação. É composto por 5 estações monitoras localizadas no Hawaii, Colorado Springs, Ascension Island (Atlântico Sul), Diogo Garcia (Oceano Índico) e Kwajalein (Pacífico Norte), sendo a estação de controle central em Colorado Springs, Colorado – Estados Unidos;
- usuário: formado pelos receptores GPS.

Normalmente o estabelecimento e densificação de uma rede de controle horizontal, baseados na técnica de posicionamento GPS, são realizados através do método relativo, ou seja, em relação a pontos com coordenadas bem definidas, como é o caso dos pontos pertencentes à Rede Brasileira de Monitoramento Contínuo (RBMC). Como vantagens na utilização do GPS podem-se citar a facilidade de obtenção de dados e precisão milimétrica na determinação de coordenadas horizontais.

Diversos trabalhos têm sido realizados utilizando o sistema GPS para

monitoramento de estruturas, entre eles pode-se citar: TEIXEIRA (2001), SCHON e KUTTERER (2003), e ROBERTS et al. (2003).

Segundo MANAKE e KULKARNI (2002), algumas barragens, como a de Pacoima, Califórnia – Estados Unidos, com 113 metros de altura, em forma de arco, e a de Calgary – Canadá, com 160 metros de altura, são monitoradas continuamente utilizando métodos de posicionamento com GPS.

Algumas vantagens do sistema, como a não necessidade de intervisibilidade entre as estações rastreadoras, fazem com que o levantamento seja realizado com menor número de pessoas, influenciando diretamente a parte econômica do trabalho. Ainda assim, a componente altimétrica não oferece bons resultados, chegando a ser aproximadamente o dobro da componente horizontal, segundo RIZOS³ et. al (1989) apud TEIXEIRA (2001), sendo necessário realizar nivelamento geométrico de precisão para a obtenção de coordenadas tridimensionais de alta qualidade.

Ressalta-se que o sistema possui erros provenientes dos satélites, na propagação de sinais, do receptor/antena e erros da estação. Mais detalhes podem ser vistos em KRUEGER⁴ (1996) apud TEIXEIRA (2001).

2.3.2. Instrumentação Geodésica

Para a realização das medidas de deslocamentos absolutos, ou seja, para que os pontos de referência não sofram as tensões instaladas na barragem, utiliza-se a Geodésia, que consiste na realização de triangulações geodésicas precisas a partir de bases fixadas na rocha e distantes da área de influência da obra, acompanhada de nivelamentos geométricos de precisão, operações estas para se

³ RIZOS, A., PAPO, H.B. (1989): GPS Surveying: A Discussion of Some Special Considerations. In: BOCK, Leppard (eds.), p. 272-281.

⁴ KRUEGER, C. P. (1996). Investigações sobre Aplicações de Alta Precisão dos GPS no Âmbito Marinho. Tese Apresentada ao Curso de Pós-Graduação em Ciências Geodésicas – UFPR, como requisito parcial para a obtenção do Grau de Doutora.

determinar coordenadas altimétricas de marcos notáveis na estrutura e nas fundações. Geralmente tais operações são complementadas por medidas pendulares, que podem ser estendidas a grandes profundidades na rocha de fundação, permitindo, com um escalonamento adequado de cotas de instalação, o traçado das forças elásticas da barragem juntamente com suas fundações em todas as posições instrumentadas.

Outro aspecto que deve ter atenção especial é a confiabilidade das medidas realizadas pela instrumentação geodésica. Deve-se conhecer a precisão dos equipamentos que por sua vez devem estar calibrados por instituições oficiais ou credenciadas para garantir a confiabilidade das medições.

Os instrumentos de medição mais utilizados na auscultação de barragens são: teodolitos, níveis, estações totais, miras de invar, trenas, fitas de invar, gravímetros e instrumentos meteorológicos para a coleta de parâmetros de correção de efeitos ambientais sobre as medidas, tais como psicrômetros, termômetros e barômetros. Para a determinação de deslocamentos absolutos na Usina Hidrelétrica Salto Caxias os levantamentos geodésicos serão realizados com a utilização de estações totais, prismas de reflexão, receptores GPS, níveis digital e óptico-mecânico, miras verticais com código de barras e graduadas.

2.3.3. Rede de Monitoramento Geodésico

Uma rede geodésica bem configurada fornece subsídios para que se possam detectar deslocamentos e deformações em sua geometria, possibilitando o monitoramento de obras de engenharia, como, por exemplo, pontes, viadutos, edificações, barragens, etc.

De acordo com *DEPARTMENT OF ARMY* (1994, p.9-2), os procedimentos gerais para monitorar a deformação de uma estrutura envolvem a medida de deslocamentos espaciais de pontos selecionados (alvos), a partir de

pontos de referência, os quais tem suas posições controladas. Por estas considerações é que se reveste de importância a automatização da coleta de dados, pois erros provenientes de anotações prejudicam e comprometem todo um estudo e avaliação da rigidez de uma rede geodésica, fornecendo resultados que não representam a real condição geométrica desta.

Segundo AGUIRRE (2000), para que uma rede de pontos de referência possa fornecer bons resultados é necessário que o ajustamento seja realizado empregando-se o MMQ, a fim de obter uma solução unívoca e a estimativa dos erros. Além disso, através da matriz variância-covariância (MVC) pode-se inferir deslocamentos dos vértices da rede geodésica, desde que existam observações provenientes de diferentes épocas, ou seja, observações angulares e de direções realizadas na rede geodésica de monitoramento em campanhas sucessivas.

Diferentes técnicas e metodologias atendem aos propósitos do monitoramento de deslocamentos e deformações, sendo que as medições com esta finalidade devem possuir as seguintes características (SCHMITT, 2003):

- medições em épocas diferentes, uma vez que no inverno há maior contração da estrutura e no verão maior dilatação;
- alta acurácia;
- repetibilidade e integração das observações;
- análise criteriosa dos dados coletados, de forma a evitar que erros de medição sejam interpretados como deslocamentos e/ou deformações.

Segundo CHRZANOWSKI (1981), quando os pontos de referência estão localizados na estrutura, apenas deformação relativa pode ser determinada. Deformações absolutas ou deslocamentos podem ser determinados se os pontos de referência estão localizados fora da estrutura ou da região afetada pela represa ou reservatório.

No que diz respeito às redes geodésicas horizontais com a finalidade de monitoramento de corpos deformáveis, SILVA (1986) faz algumas considerações:

- distâncias inconsistentes afetam a escala da rede;
- azimutes inconsistentes afetam tanto a orientação quanto a escala da rede;
- direções inconsistentes influenciam mais significativamente a escala da rede do que a sua orientação.

Por estas considerações é que se reveste de importância a necessidade da verificação, retificação e calibração dos instrumentos empregados no monitoramento e controle de obras de engenharia, pois a precisão e confiabilidade dos resultados estão diretamente relacionadas à qualidade do instrumental empregado no processo. Igualmente importante é a automatização da coleta de dados, pois erros provenientes de anotações prejudicam e comprometem todo um estudo e avaliação da rigidez de uma rede geodésica, fornecendo resultados que não representam a real condição geométrica desta.

De acordo com NIEMEIER (1981), a determinação de movimentos em estruturas, através de redes geodésicas, envolvem muitos problemas, como, por exemplo:

- a possibilidade de medir diretamente os deslocamentos, sendo necessário realizar repetidas observações em épocas distintas. As possíveis movimentações podem ser detectadas comparando-se os resultados dos ajustamentos das observações, mas, no entanto, é imprescindível uma avaliação detalhada dos resultados, uma vez que os deslocamentos reais da estrutura por vezes são menores que a precisão dos instrumentos empregados no levantamento;
- é impossível estar completamente certo da estabilidade de alguns pontos. Logicamente, geólogos experientes têm a capacidade de identificar a estabilidade da área onde se encontram os pontos da rede e os pontos de controle da estrutura monitorada, mas somente testes estatísticos podem

confirmar isso embasados nos dados coletados em levantamentos periódicos.

Entre os trabalhos que relatam a aplicação de técnicas de levantamento de pontos para fins de monitoramento, pode-se destacar o de PRETORIUS et al. (2001), no qual é apresentada a metodologia empregada para o monitoramento de uma represa na África do Sul. Para tanto, foram implantadas redes de triangulação, poligonais precisas e linhas de nivelamento. O Laboratório de Aferição e Instrumentação Geodésica (LAIG) da Universidade Federal do Paraná (UFPR) possui equipamentos semelhantes aos utilizados neste trabalho, como por exemplo, a Estação Total TC 2002, prisma preciso de reflexão total e nível digital NA 3003.

2.3.3.1. Otimização de redes de monitoramento

De acordo com NIEMEIER (1981), o projeto de redes geodésicas é dividido em ordens:

- Projeto de Ordem Zero: definição do sistema de referência ideal;
- Projeto de Primeira Ordem: escolha da melhor localização para as estações da rede;
- Projeto de Segunda Ordem: escolha das observações a serem realizadas, bem como seus respectivos níveis de precisão;
- Projeto de Terceira Ordem: melhoria ou otimização da rede pré-existente.

Segundo KUANG (1996), considera-se ainda que em relação ao:

- Referencial:
Não há problema de projeto de ordem zero nas redes de monitoramento. No caso de redes de referência, os deslocamentos e/ou deformações são determinados comparando-se as coordenadas obtidas em campanhas

distintas. Assim, o problema está em se confirmar a estabilidade da rede de referência;

- Pré-análise:

No projeto de primeira ordem, a geometria da rede é função da topografia local e da forma da estrutura a ser monitorada. Nas redes de referência os pontos de controle devem estar situados fora da área sujeita à deformações, ao passo que os pontos a serem monitorados devem estar devidamente distribuídos dentro dessa mesma área;

O problema relacionado ao projeto de segunda ordem nas redes de monitoramento reside em se verificar a acurácia das observáveis, isto é, da matriz peso empregada no ajustamento das observações, que possibilite a determinação dos parâmetros ideais para os propósitos do monitoramento;

- Otimização:

O projeto de terceira ordem está ligado à melhoria de uma rede de monitoramento existente, por exemplo, quando as acurácias associadas aos deslocamentos não sejam satisfatórias.

2.4. CÁLCULO DE COORDENADAS TRIDIMENSIONAIS

2.4.1. Método Topográfico-Trigonométrico

Conforme MOREIRA (1998), este método difere do Método de Interseção Espacial Trigonométrico sob dois aspectos:

- as coordenadas horizontais do alvo são calculadas pela Lei dos senos e não em função das tangentes dos azimutes das linhas de visada entre as estações fixas e o alvo;
- a coordenada vertical é calculada em função dos lados do triângulo

espacial, cujos vértices são dois pontos fixos e o alvo, e não através das distâncias entre as coordenadas horizontais do alvo e as de cada ponto fixo.

De acordo com o mesmo autor, o método admite que as linhas de visada sejam concorrentes no alvo, e que o erro angular em cada triângulo está implícito no ângulo do vértice, isto é, no ângulo de interseção dessas linhas. Este erro engloba tanto aqueles referentes ao operador, às condições ambientais, aos defeitos sistemáticos do aparelho, às dificuldades de enquadramento do alvo e todos os outros fatores que possam influenciar na medição angular. Os defeitos sistemáticos do aparelho dizem respeito a sua aferição e calibração, que visam o controle e a redução daqueles.

No presente método as coordenadas horizontais e verticais do alvo são calculadas separadamente. Mesmo assim, os erros cometidos nas leituras dos ângulos horizontais influenciam no cálculo das coordenadas verticais. Essa dependência ocorre porque as distâncias, em todas as combinações, são calculadas em função dos ângulos internos de cada triângulo, que por sua vez são calculados em função das direções, que são calculados em função dos ângulos horizontais, fazendo com que os erros dos ângulos horizontais sejam propagados às coordenadas verticais dos alvos.

O método destina-se à determinação das coordenadas de pontos fixos, bem como visa estabelecer a estimativa das precisões destas determinações. Para isso, utiliza os conceitos básicos da Topografia Clássica e da Trigonometria, combinados com a idéia de visualização de um ponto de referência simultânea por todos os aparelhos envolvidos no processo. O objetivo do método é determinar as coordenadas dos alvos e as suas precisões.

2.4.2. Método de Minimização e Ajuste

Este método serve para o cálculo e determinação de coordenadas tridimensionais de alvos ou pontos fixos, fundamentando-se no princípio de que estas coordenadas são definidas através de uma função, cujas variáveis são as coordenadas do centro óptico dos aparelhos envolvidos no processo, os ângulos zenitais e as direções das linhas de visada desses aparelhos em relação ao alvo (MOREIRA, 1998).

O cálculo de coordenadas tridimensionais neste caso emprega o ajustamento pelo Método dos Mínimos Quadrados (MMQ), cujo princípio fundamental é minimizar a somatória dos quadrados das diferenças entre os valores estimados e observados.

2.4.2.1. Método dos mínimos quadrados

O Método dos Mínimos Quadrados é aplicado à solução de problemas onde ocorre um sistema redundante de equações, ou seja, onde o número de equações é maior que o número de incógnitas. A redundância muitas vezes é denominada de graus de liberdade, e é dada pela diferença entre o número de equações e o número de incógnitas. Nas Ciências Geodésicas há uma clara preferência pelo MMQ, que consiste na minimização da forma quadrática $V^T P V$, onde V é o vetor dos resíduos das observações e P é a matriz dos pesos destas mesmas observações. A melhor estimativa das incógnitas feita pelo MMQ tem como característica principal o fato de oferecer solução única para um dado problema, e como produto final da aplicação do método pode-se aferir a qualidade dos resultados a partir da matriz variância-covariância Σ_x .

O estimador dos parâmetros, ou seja, das coordenadas horizontais dos vértices da rede, por mínimos quadrados, será dado pela expressão (GEMAEL, 1994):

$${}_u X_1 = ({}_u A_n^T P_{nn} A_u)^{-1} {}_u A_n^T P_{nn} L_1 \quad (1)$$

sendo:

X – vetor das correções dos parâmetros;

A - matriz das derivadas da função em relação aos parâmetros;

P - matriz dos pesos;

L – vetor das diferenças entre os parâmetros aproximados e valores observados.

Reduzindo-se a simbologia:

$$X = N^{-1} U \quad (2)$$

onde:

$$N = ({}_u A_n^T P_{nn} A_u)^{-1}; \quad (3)$$

$$U = {}_u A_n^T P_{nn} L_1 \quad (4)$$

A inversão da matriz N, porém somente é possível se uma série de parâmetros definidores do sistema de referência de coordenadas adotado nos trabalhos for de algum modo incorporada ao ajustamento. Do contrário a matriz N será singular, o que promoverá a possibilidade de referenciar-se a rede a uma infinidade de sistemas cartesianos tridimensionais, com translações, rotações e parâmetros de escala ocorrendo entre eles. Este fato deve ser enfatizado pois na Geodésia as distâncias são apropriadas para determinar a geometria relativa de um conjunto de pontos, ou seja a geometria interna da rede (NIEMEIER, 1994), porém não contêm informações que determinem as coordenadas dos pontos.

Neste momento entra no problema a necessidade de se posicionar a rede geodésica dentro de um sistema de coordenadas, estabelecendo-se o denominado datum da rede. As alternativas mais comuns para a definição de um datum são: as injunções mínimas; as de injunções denominadas de internas ou as de injunções

parciais (SETAN, 1995).

Completando a solução pelo MMQ, utiliza-se a matriz variância-covariância das incógnitas ajustadas para avaliar as precisões dos parâmetros, dada pela expressão (GEMAEL, 1994):

$${}_n \sum X_n^a = \hat{\sigma}_0^2 N_u^{-1} \quad (5)$$

Pode-se inferir, a partir da análise da equação (1) que esta depende da forma como são realizadas as observações, uma vez que a matriz A é função apenas da geometria da rede, a qual por sua vez é pré-estabelecida em função das coordenadas aproximadas dos vértices. A matriz dos pesos representa o modelo estocástico em função dos erros estimados para as observações (GEMAEL, 1994):

$${}_n P_n = \sigma_0^2 \Sigma_{Lb}^{-1} \quad (6)$$

sendo:

- σ_0^2 a variância da unidade de peso *a priori* para a qual se arbitra o valor da unidade.

O valor de sigma *a posteriori* ($\hat{\sigma}_0^2$) permite avaliar o ajustamento e pode ser calculado pela expressão (GEMAEL, 1994):

$$\hat{\sigma}_0^2 = \frac{V_1^T P_n V_1}{n - u} \quad (7)$$

onde:

n – número de equações;

u – número de incógnitas.

O fator de variância *a posteriori* deve ser estatisticamente igual ao fator *a priori* (CROSS, 1983). Um afastamento significativo indica a presença de erros grosseiros nas observações, incorreções no modelo ou ainda na ponderação.

Outras premissas do MMQ devem ser citadas:

- correção do modelo matemático: deve ser assumido que o modelo matemático adotado representa a realidade física do fenômeno estudado;
- não correlação das observações: as observações são tratadas como independentes e não correlacionadas, resultando na matriz P diagonal; e
- Existência somente de erros aleatórios nas observações: as observações são supostas isentas de erros grosseiros e sistemáticos.

2.4.2.2. Elipse de erro

Outra análise a se realizar sobre os valores das diferenças das coordenadas dos pilares entre as duas épocas é o cálculo da elipse de erros, que a partir dos valores da variância e da covariância entre as coordenadas obtidas nestas épocas é possível observar quais são os sentidos dos deslocamentos e o valor destes em relação aos eixos x e y.

As equações 8 e 9 mostram como realizar o cálculo destas elipses (GEMAEL, 1994):

$$\sigma_{\text{MÍN}}^2 \text{ MÁX} = \pm \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2} \pm M \quad (8)$$

onde:

- $\sigma_{\text{MÍN}}^2 \text{ MÁX}$ - são os valores dos eixos da elipse;
- σ_x^2 - variância em x (calculado pela equação 9);
- σ_y^2 - variância em y (calculado pela equação 9);
- M - calculado pela equação (10):

$$\text{Var}(X) = \frac{n \cdot \sum x^2 - (\sum x)^2}{n \cdot (n-1)} \quad (9)$$

onde:

- Var (X) - variância da coordenada X;
- n - número de observações para a coordenada X;
- Σ - somatória das coordenadas X.

Cálculo de M (GEMAEL, 1994):

$$M = \pm \sqrt{4\sigma_{xy}^2 + (\sigma_x^2 - \sigma_y^2)^2} \quad (10)$$

onde:

- σ_{xy}^2 - covariância entre as coordenadas X e Y, dada pela equação (11) (GEMAEL, 1994):

$$\text{Cov}(X, Y) = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (x_i - \mu_x) \cdot (y_i - \mu_y) \quad (11)$$

onde:

- Cov (X, Y) - covariância entre as coordenadas X e Y;
- Σ - somatória das observações obtidas;
- x_i - valor da coordenada X;
- y_i - valor da coordenada X;
- μ_x - média dos valores da coordenada X;
- μ_y - média dos valores da coordenadas Y.

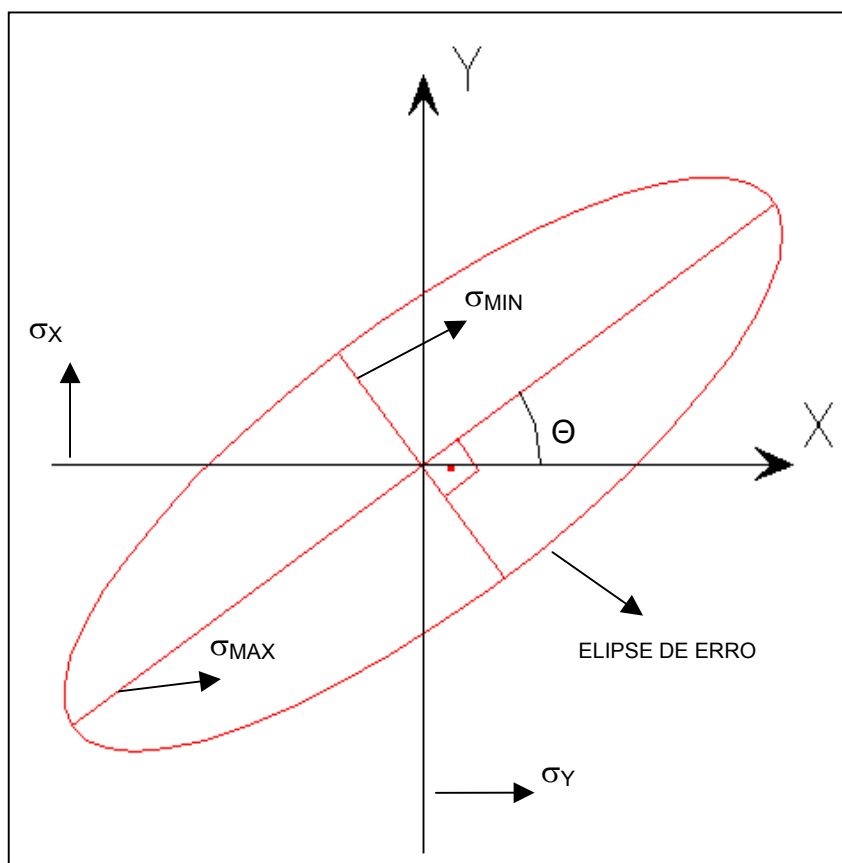
Em seguida, calcula-se o ângulo crítico t (equação 12), que nada mais é que a orientação da elipse de erro em relação aos eixos de coordenadas (GEMAEL, 1994):

$$\text{tg}2t = \frac{2 \cdot \sigma_{xy}}{\sigma_x^2 - \sigma_y^2} \quad (12)$$

Com os resultados do ajustamento é possível verificar o comportamento da rede geodésica e dos pontos de controle da estrutura através das elipses de erros.

A figura 3 exemplifica a elipse de erro com a indicação dos semi-eixos maior e menor, bem como do ângulo de orientação da elipse.

FIGURA 3. ELIPSE DE ERRO



Mais detalhes podem ser vistos em GEMAEL (1994).

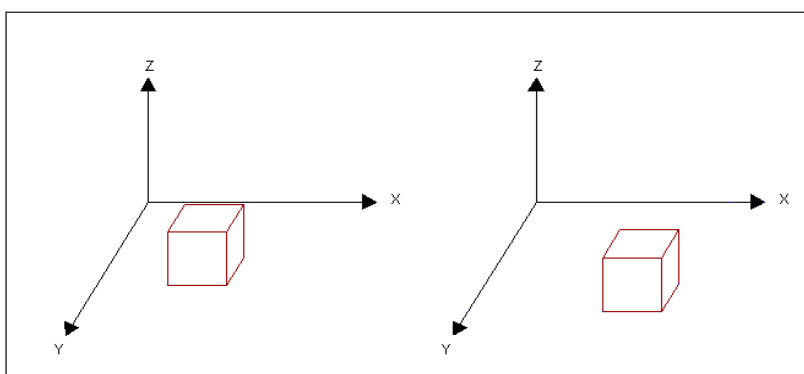
2.6. DESLOCAMENTO E DEFORMAÇÃO

De acordo com CHAVES (1994, p3), as mudanças geométricas de uma estrutura podem ocorrer na geometria externa, caracterizando um deslocamento da estrutura como um todo, ou na geometria interna, caracterizando uma deformação.

No caso de um deslocamento, a geometria externa permanece a mesma,

sofrendo apenas uma variação na posição e ou orientação do objeto. Na figura 4, o objeto muda de posição, porém mantém a sua forma. Em se tratando de um deslocamento, o mesmo pode ser horizontal ou vertical, bem como envolver apenas uma translação e ou rotação. Cabe salientar que um deslocamento não necessariamente provoca uma deformação.

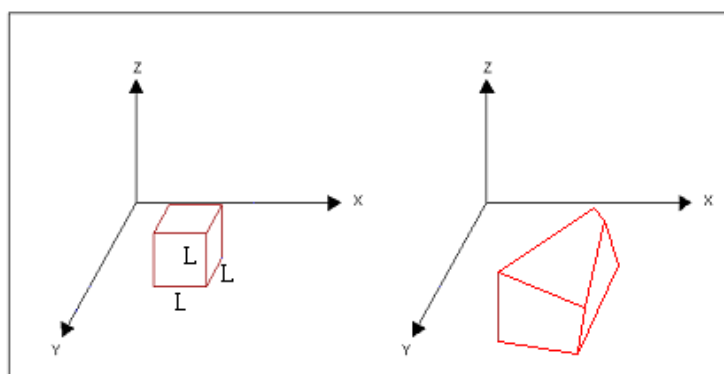
FIGURA 4 – DESLOCAMENTO



FONTE: NADAL et al. (2004)

Quando ocorre uma deformação há uma mudança da geometria interna, alterando-se a forma e ou tamanho da estrutura. Na figura 5, pode-se perceber que o objeto sofreu, além de um deslocamento, uma alteração em sua forma nas direções X, Y e Z, caracterizando uma deformação.

FIGURA 5 – DEFORMAÇÃO.



FONTE: NADAL et al. (2004)

GAGG (1997, p.4) afirma que, se comparada com outros tipos de levantamentos, as medidas de deformação têm as seguintes características:

- necessidade de alto grau de acuracidade;
- repetibilidade de observações;
- integração de diferentes tipos de observações;
- análise dos dados adquiridos através de programas computacionais;
- necessidade de amplo conhecimento interdisciplinar para uma interpretação física correta do fenômeno.

Tendo em vista os assuntos abordados no embasamento teórico, estes foram considerados na implantação da rede geodésica de monitoramento, nos levantamentos geodésicos realizados, e no ajustamento das observações obtidas nas campanhas.

3. IMPLANTAÇÃO DA REDE DE MONITORAMENTO

3.1 USINA DE SALTO CAXIAS

A Usina Hidrelétrica Salto Caxias está situada no Rio Iguaçu, no município de Capitão Leônidas Marques (figura 6). A construção das obras civis iniciou-se em janeiro de 1995, sendo que a produção comercial da primeira unidade geradora ocorreu em 18 de fevereiro de 1999 (COPEL, s.d.).

De acordo com COPEL (s.d.) a usina possui uma capacidade instalada de 1240 MW de potência, em quatro unidades instaladas. A barragem de Salto Caxias apresenta 67 m de altura e 1083 m de comprimento, é do tipo gravidade em CCR (concreto compactado a rolo). O vertedouro sobre a barragem abriga 14 comportas com capacidade máxima de descarga para 49.600 metros cúbicos de água por segundo.

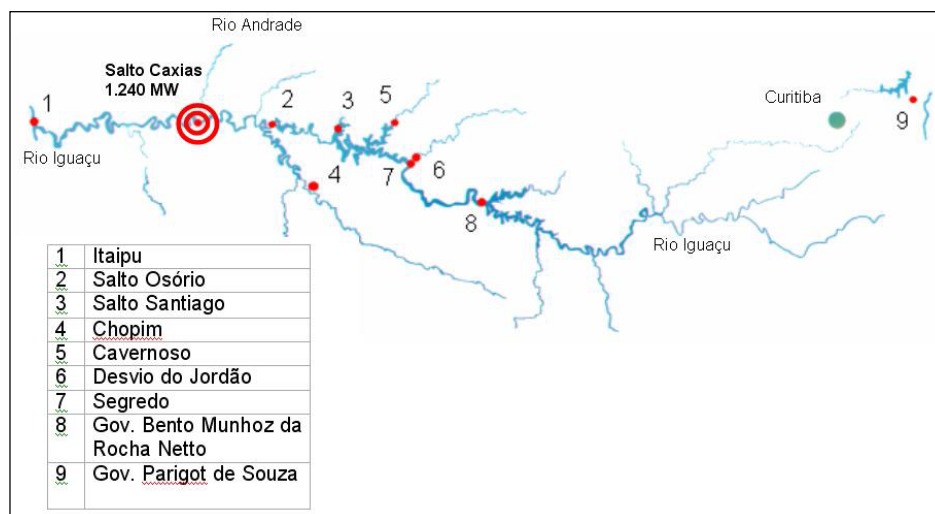
FIGURA 6 – LOCALIZAÇÃO DA UHE DE SALTO CAXIAS



FONTE: NADAL et al. (2004)

Salto Caxias faz parte do complexo de usinas construídas no Rio Iguaçu, conforme ilustra a figura 7.

FIGURA 7 – USINAS HIDRELÉTRICAS NO RIO IGUAÇU



FONTE: NADAL et al. (2004)

A figura 8 apresenta uma vista aérea da área da Usina. De acordo com COPEL (2004), a barragem de Salto Caxias, com 912.000 m³ de CCR, é a maior da América do Sul construída com esta técnica e a 8ª em volume de CCR no mundo.

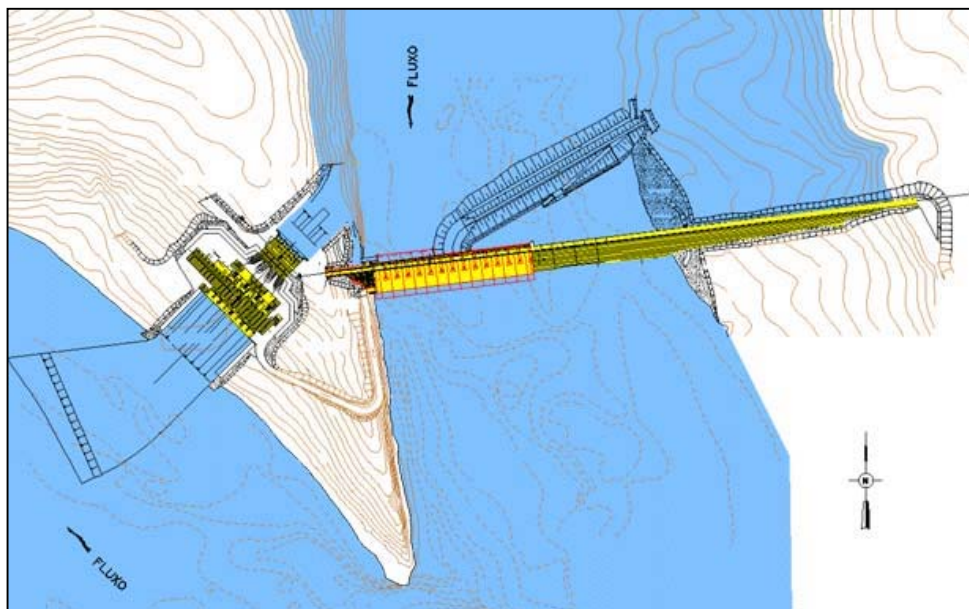
FIGURA 8 – VISTA AÉREA DA USINA DE SALTO CAXIAS.



FONTE: COPEL (2004)

Uma vista em planta da Usina é apresentado na figura 9.

FIGURA 9 – VISTA EM PLANTA DA USINA DE SALTO CAXIAS.



FONTE: NADAL et al. (2004)

3.2 IMPLANTAÇÃO DOS PILARES DA REDE DE MONITORAMENTO – PROJETO DE PRIMEIRA ORDEM

A primeira visita técnica à barragem foi realizada no período de 24 a 26 de agosto de 2003, pelas equipes da COPEL e Laboratório de Aferição e Instrumentação Geodésica (LAIG), com o intuito de estudar e planejar a implantação da rede de apoio interna e externa à barragem.

As primeiras análises indicaram que os pilares da rede de monitoramento externos à barragem deveriam ser implantados à jusante, conforme pode ser visto nas figuras 10, 11, 12 e 13.

FIGURA 10. INDICAÇÃO DA POSIÇÃO DO PILAR 1



FIGURA 11. INDICAÇÃO DA POSIÇÃO DO PILAR 2



FIGURA 12. INDICAÇÃO DAS POSIÇÕES DOS PILARES 2, 3 E 6



FIGURA 13. INDICAÇÃO DAS POSIÇÕES DOS PILARES 4 E 5



Na segunda visita técnica, em setembro de 2003, foram realizados testes com a Estação Total Robotizada Leica TCR705. Empregou-se este modelo de estação total robotizada para verificar a possibilidade de se monitorar automaticamente os alvos fixados junto às fissuras à jusante da barragem, os quais tiveram sua locação definida em função das necessidades de monitoramento.

Os testes mostraram ser possível a determinação das coordenadas dos alvos (pontos a serem monitorados) a partir dos pontos (pilares) P1 e P3. As posições dos pilares foram sinalizadas, e suas coordenadas geodésicas aproximadas foram coletadas utilizando GPS de navegação Garmin Etrex, através do método absoluto. O Pilar 6 foi relocado, viabilizando desta forma a intervisibilidade entre os pilares de apoio para as poligonais internas, tanto da galeria superior como da galeria inferior.

Com o intuito de locar topograficamente os pilares da rede, garantindo intervisibilidade entre eles, estacionou-se a Estação Total no local onde seria implantado o Pilar 1 (figura 14) e visaram-se os pontos pré-estabelecidos para a implantação dos pilares, uma vez que a partir deste pode-se visar todos os pontos da rede externa de monitoramento. Na figura 15 apresenta-se o local de implantação do pilar 3.

FIGURA 14 – ESTAÇÃO TOTAL ROBOTIZADA LEICA TCR705 SOBRE A POSIÇÃO DO PILAR 1



FIGURA 15 – LOCAL DA IMPLANTAÇÃO DO PILAR 3



Em novembro de 2003 os pilares começaram a ser construídos. A figura 16 mostra a perfuratriz no local de implantação do Pilar 2, a figura 17 a perfuração realizada e a figura 18 a profundidade da perfuração (65 cm), objetivando, com isso, maior estabilidade dos pontos que materializam os vértices da rede.

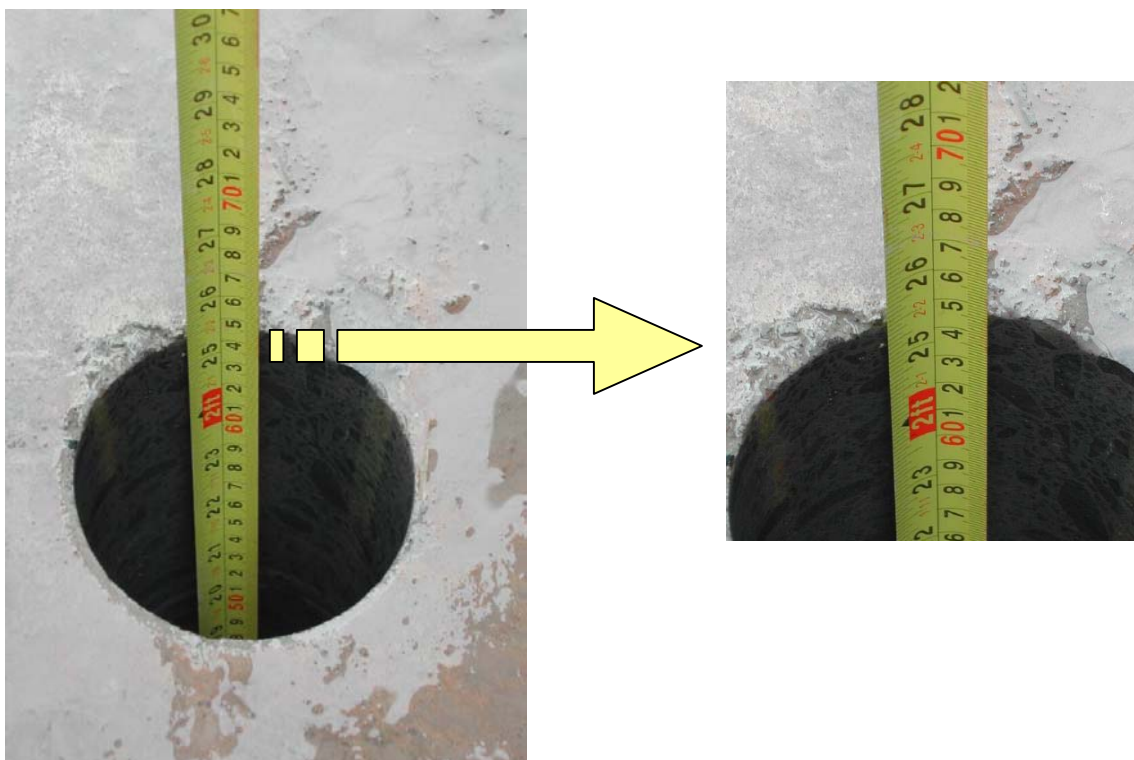
FIGURA 16 - PERFURATRIZ NO LOCAL DE IMPLANTAÇÃO DO PILAR 2



FIGURA 17 – PERFURAÇÃO PARA IMPLANTAÇÃO DO PILAR 2



FIGURA 18 - PROFUNDIDADE DE PERFURAÇÃO



A fase seguinte foi a construção dos pilares nos locais determinados (figura 19). Os pilares monumentados podem ser vistos nas figuras 20 e 21.

FIGURA 19 -CONSTRUÇÃO DO PILAR 4



FIGURA 20 - PILAR 3 MONUMENTADO



FIGURA 21 - PILAR 1 MONUMENTADO



Na seqüência dos trabalhos houve a fixação dos guarda-corpos nos pilares (figura 22), e após período de cura do concreto, aproximadamente 28 dias, procedeu-se à instalação do sistema de centragem forçada (figura 23), sistema este que permite a reocupação dos mesmos pontos em épocas diferentes do monitoramento, garantindo que o equipamento possa ser instado sempre na mesma posição.

FIGURA 22 – GUARDA-CORPOS

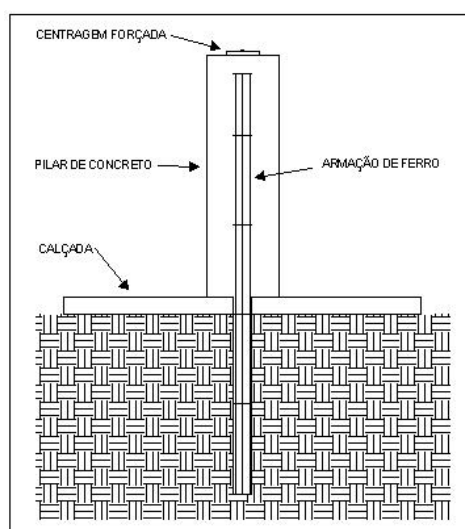


FIGURA 23 – INSTALAÇÃO DO SISTEMA DE CENTRAGEM FORÇADA



Um sistema de centragem forçada, representado na figura 24, foi implantado nos vértices da rede. Sua função é garantir a reocupação destes com precisão, servindo de base para a execução das irradiações. De acordo com NADAL (2000), a estimativa de repetibilidade na reocupação do ponto é da ordem do décimo de milímetro.

FIGURA 24 - SISTEMA DE CENTRAGEM FORÇADA



FONTE: NADAL et al. (2004)

A figura 25 mostra em detalhe o sistema de centragem forçada instalado nos pilares da rede de monitoramento.

FIGURA 25 – DETALHE DO SISTEMA DE CENTRAGEM FORÇADA



Em fevereiro de 2004 realizou-se a pintura (figura 26) e identificação dos pilares (figura 27), durante a primeira campanha de coleta de dados.

FIGURA 26 – PINTURA DOS PILARES



FIGURA 27 – IDENTIFICAÇÃO DOS PILARES

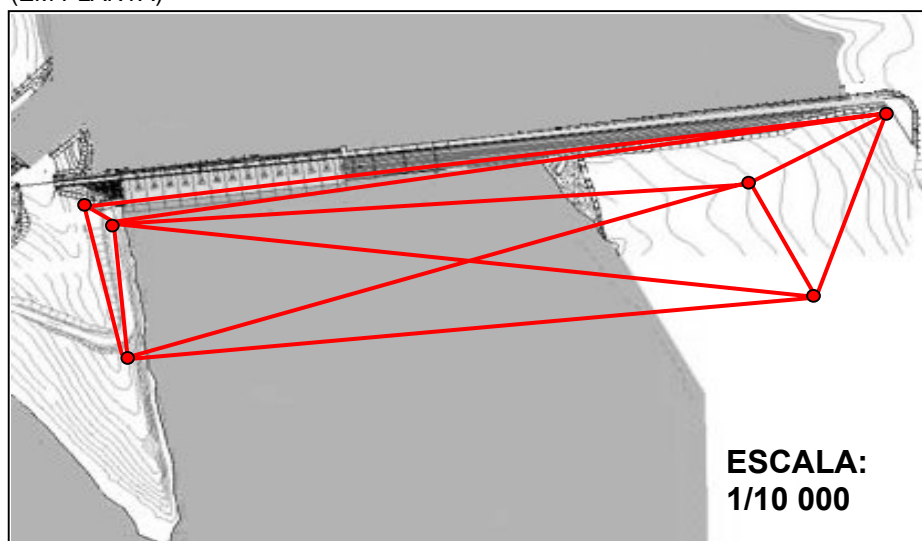


Na figuras 28 e 29, observa-se, em visão panorâmica e em planta, respectivamente, a configuração da rede de monitoramento após a monumentação dos pilares, com os pilares P1, P2, P3 e P4 pertencentes à rede geodésica principal, e os pilares P5 e P6 auxiliares, que servirão de apoio ao monitoramento interno da barragem, tema tratado na dissertação de mestrado de Carlos Alberto Zocolotti Filho. Observa-se na figura 30 uma ilustração de como se pretende monitorar posteriormente as fissuras a partir dos pilares P1 e P3.

FIGURA 28 – CONFIGURAÇÃO DA REDE DE MONITORAMENTO EXTERNO (VISÃO PANORÂMICA)



FIGURA 29 – CONFIGURAÇÃO DA REDE DE MONITORAMENTO EXTERNO (EM PLANTA)



FONTE: NADAL et al. (2004)

FIGURA 30 – MONITORAMENTO DAS FISSURAS DA BARRAGEM A PARTIR DOS PILARES P1 E P3.

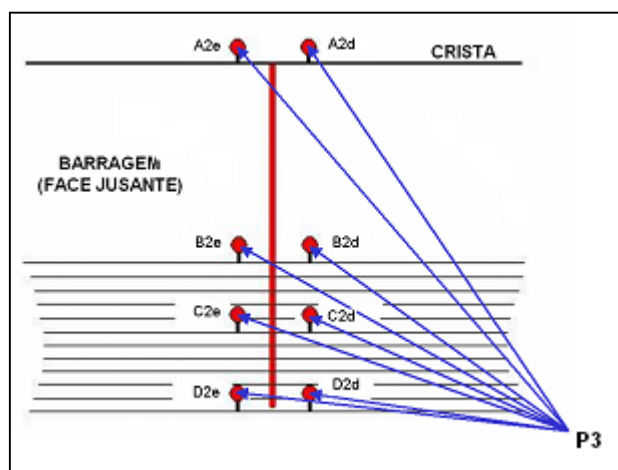


FONTE: GRANEMANN (2004)

Observa-se na figura 31, um esquema de como se pretende monitorar as fissuras, em etapas futuras, a partir do pilar 3, com a nomenclatura provisória para os prismas da fissura 1. O significado da nomenclatura, por exemplo, no ponto **A2d**,

onde **A** significa primeiro plano de visada; **2** – fissura 2, **d** – lado direito da fissura; **B2e**, onde **B** significa 2º plano de visada; 2 – fissura 2, **e** – lado esquerdo da fissura.

FIGURA 31 – ESQUEMA DAS VISADAS PARA AS FISSURAS A PARTIR DO PILAR P3.



FONTE: GRANEMANN (2004)

3.3 MEDIÇÕES REALIZADAS NA REDE DE MONITORAMENTO – PROJETO DE SEGUNDA ORDEM

3.3.1. Primeira Campanha - Determinação da Geometria e Escala da Rede

Para a determinação das características geométricas da rede, ou seja, o levantamento propriamente dito, é necessário o conhecimento das distâncias e direções entre todos os vértices intervisíveis.

Na obtenção das direções utilizou-se o Método de Séries de Pares Conjugados, que consiste em se realizar observações das direções em ambas as posições da luneta (direta e indireta) repetidas vezes, formando assim séries de observações.

Existem vários modelos de estações totais com características e precisões diferentes. O LAIG disponibilizou a Wild TC 2002, Zeiss Elta S20 e Robotizada Leica

TCRA 1205, psicômetros, barômetros, guarda-sol e ferramentas, e a Manfra Instrumental Topográfico a Estação Total Leica TCR705 e prismas para a realização do trabalho de monitoramento.

As precisões de cada estação total, e o número de séries de observação que foram realizadas com estas, podem ser visualizados no tabela 1.

TABELA 1 – NÚMERO DE SÉRIES EM RELAÇÃO À PRECISÃO DO INSTRUMENTO

ESTAÇÃO	PRECISÃO NOMINAL		NÚMERO DE SÉRIES
	TOTAL	ANGULAR	
TC-2002	0,5"	± (1 mm + 1 ppm)	6
Elta S20	3"	± (3 mm + 3 ppm)	4
TCRA 1205	5"	± (2 mm + 2 ppm)	4

As estações totais utilizadas são mostradas nas figuras 32, 33 e 34.

FIGURA 32-ESTAÇÃO TOTAL WILD TC 2002



FONTE: GEOMATIX (2004)

FIGURA 33- ESTAÇÃO TOTAL ZEISS ELTA S20



FONTE: LAIG (2004)

FIGURA 34- ESTAÇÃO TOTAL ROBOTIZADA
LEICA TCRA 1205

FONTE: LAIG (2004)

A Estação Total Robotizada Leica TCRA 1205 é um equipamento que, se devidamente operado e programado, realiza todo o monitoramento independentemente do observador. Para que isso seja possível, a Estação Total Robotizada deve, acima de tudo, ser corretamente instalada sobre os sistemas de centragem forçada dos pilares. Após o processo de calagem do equipamento, ficam a disposição do operador menus para a configuração do projeto a ser realizado e das características dos pontos a serem monitorados, entre outros.

Em seguida o software do equipamento solicita que sejam feitas pontarias aos pontos a serem monitorados. A Estação Total Robotizada faz a busca automática e reconhecimento dos prismas instalados nestes pontos, refinando a pontaria nestes.

Após estes procedimentos o software solicita ao operador o número de observações a serem realizadas, para então iniciar de fato o monitoramento dos alvos de forma independente.

As observações realizadas com a Estação Total TC-2002 foram utilizadas como padrão de observação devido a sua precisão nominal. Assim, a partir da análise das observações das três estações totais, foi possível também realizar um estudo a respeito da influência do instrumento na determinação de coordenadas de pontos.

Realizaram-se, então, a trilateração e triangulação da rede de monitoramento, sendo as distâncias medidas em ambos os sentidos, ou seja, de P3 – P4 (estação em P3 e refletor em P4) e de P4 – P3 (estação em P4 e refletor em P3), e os ângulos em seis séries de observação.

O processo de coleta de dados foi rigoroso, de forma que não fossem cometidos erros de anotações e observações, os quais podem comprometer todo o levantamento. No entanto, é um procedimento que demanda tempo para que sejam coletados os dados de pressão atmosférica, temperatura seca e úmida do ar para a correção das distâncias inclinadas observadas. A automação deste processo elimina

completamente a influência do observador nos procedimentos de campo, otimizando a coleta dos dados.

No entanto, houveram problemas com o barômetro, e com isso as distâncias inclinadas não sofreram as devidas correções, implicando diretamente na obtenção das coordenadas horizontais e verticais dos pilares da rede.

Tentou-se realizar o levantamento da rede no período noturno, com o intuito de minimizar os efeitos atmosféricos, mas o sistema de iluminação desenvolvido dos alvos provocou reverberação, dificultando a pontaria nestes. Dessa forma, optou-se por não realizar as observações desta campanha.

Na figura 35 observa-se a coleta de dados da rede externa a partir do pilar P1.

FIGURA 35-COLETA DE DADOS A PARTIR DO PILAR P1



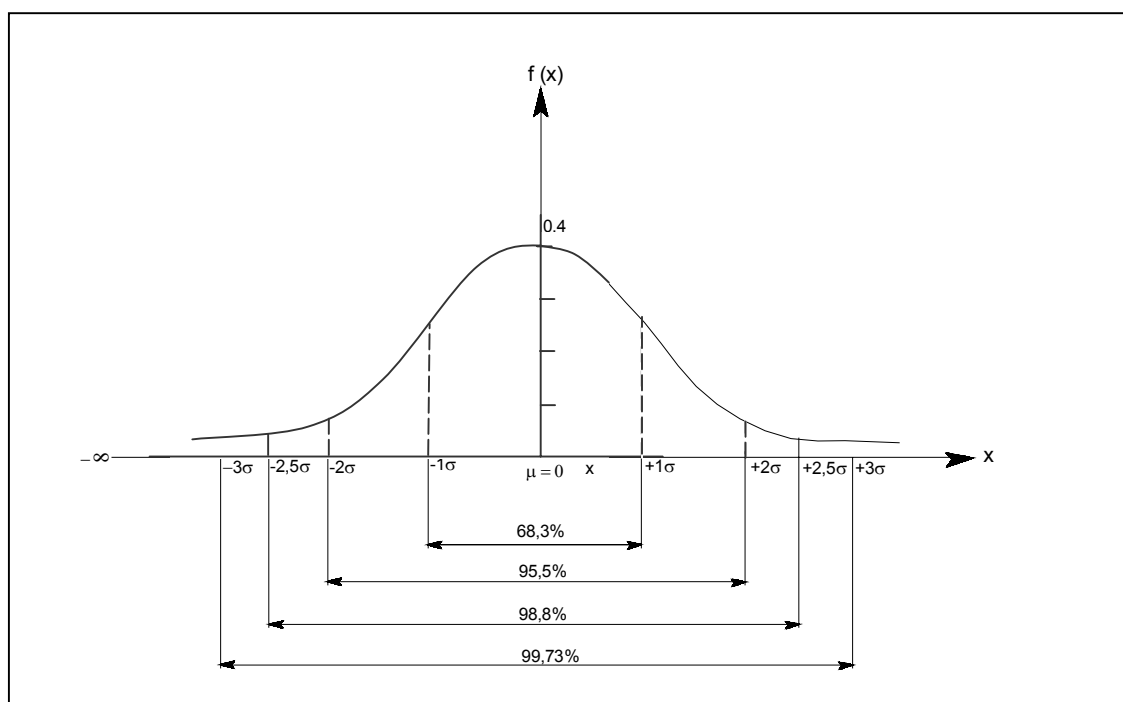
Foram realizadas seis séries de observações nas posições direta e inversa da luneta da Estação Total Wild TC 2002, e quatro séries com a Estação Zeiss Elta S20, e os valores são mostrados nos tabelas 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8 e 9. Por ser

constatada a repetibilidade das observações concluiu-se que quatro séries de observação seriam suficientes, tendo em vista que a partir de três observações é possível calcular o desvio-padrão destas.

Houveram problemas para se fixar a altura da base dos alvos e prismas refletoras nos sistemas de centragem forçada dos pilares da rede de monitoramento. Isto influenciou diretamente as observações dos ângulos verticais, optando-se, assim, por não empregá-los no processo de ajustamento, uma vez que as coordenadas altimétricas dos pontos são diretamente dependentes destes ângulos.

A não aceitação das direções observadas no cálculo das médias deu-se em função da precisão nominal do instrumento de medir, a qual é determinada em função de um conjunto de observações feitas em fábrica e acompanha a distribuição de Gauss, com nível de significância de 99,73% - erro de 3σ - apresentado na figura 36.

FIGURA 36 – DISTRIBUIÇÃO NORMAL PADRONIZADA



FONTE: ADAPTADO DE MORAES (2001)

As observações que se encontram fora do desvio de 3σ em relação à média são descartadas, e a média é calculada novamente com as observações restantes. As observações descartadas estão sombreadas nas tabelas.

TABELA 2 - OBSERVAÇÕES A PARTIR DO PILAR 1 – WILD TC 2002

Ponto Ocupado: P1			
Ponto de Ré: P2			
Nº Séries: 6			
Período: Diurno			
SÉRIES	PONTOS VISADOS		
	P2	P3	P4
1ª	7° 48' 01,5"	92° 56' 02,5"	75° 49' 35,8"
2ª	7° 47' 59,4"	92° 56' 02,4"	75° 49' 36,7"
3ª	7° 48' 00,3"	92° 56' 01,8"	75° 49' 36,6"
4ª	7° 48' 01,5"	92° 56' 01,4"	75° 49' 36,9"
5ª	7° 48' 01,0"	92° 56' 01,6"	75° 49' 36,5"
6ª	7° 47' 59,8"	92° 56' 02,1"	75° 49' 38,8"
Média	7° 48' 00,9"	92° 56' 02,0"	75° 49' 36,5"
Σ	0,6"	0,4"	0,4"

TABELA 3 - OBSERVAÇÕES A PARTIR DO PILAR 2 – WILD TC 2002

Ponto Ocupado: P2			
Ponto de Ré: P1			
Nº Séries: 6			
Período: Diurno			
SÉRIES	PONTOS VISADOS		
	P1	P4	P3
1ª♣	0° 00' 00,2"	266° 40' 09,0"	285° 54' 44,7"
2ª	0° 00' 00,0"	266° 40' 08,6"	285° 54' 45,8"
3ª	359° 59' 58,8"	266° 40' 08,6"	285° 54' 46,0"
4ª	0° 00' 00,8"	266° 40' 08,8"	285° 54' 45,2"
5ª	0° 00' 00,5"	266° 40' 08,5"	285° 54' 45,5"
6ª	0° 00' 00,3"	266° 40' 08,5"	285° 54' 45,1"
Média	0° 00' 00,1"	266° 40' 08,7"	285° 54' 45,4"
σ	0,7"	0,2"	0,5"

TABELA 4 - OBSERVAÇÕES A PARTIR DO PILAR 3 – WILD TC 2002

Ponto Ocupado: P3
Ponto de Ré: P1
Nº Séries: 6
Período: Diurno

SÉRIES	PONTOS VISADOS		
	P1	P2	P4
1ª	0° 00' 00,2"	20° 46' 45,6"	106° 36' 32,2"
2ª	359° 59' 59,8"	20° 46' 45,4"	106° 36' 31,0"
3ª	0° 00' 00,5"	20° 46' 45,8"	106° 36' 31,9"
4ª	359° 59' 59,0"	20° 46' 45,5"	106° 36' 30,8"
5ª	0° 00' 00,6"	20° 46' 45,6"	106° 36' 31,7"
6ª	359° 59' 59,9"	20° 46' 44,6"	106° 36' 32,0"
Média	359° 59' 59,9"	20° 46' 45,4"	106° 36' 31,6"
Σ	0,7"	0,4"	0,6"

TABELA 5 - OBSERVAÇÕES A PARTIR DO PILAR 4 – WILD TC 2002

Ponto Ocupado: P4
Ponto de Ré: P1
Nº Séries: 6
Período: Diurno

SÉRIES	PONTOS VISADOS		
	P1	P2	P3
1ª	0° 00' 00,6"	18° 38' 32,9"	303° 43' 00,4"
2ª	0° 00' 00,1"	18° 38' 32,1"	303° 43' 00,0"
3ª	0° 00' 01,0"	18° 38' 33,4"	303° 43' 00,5"
4ª	0° 00' 00,4"	18° 38' 32,6"	303° 43' 01,4"
5ª	0° 00' 00,8"	18° 38' 33,3"	303° 42' 59,1"
6ª	0° 00' 01,0"	18° 38' 32,9"	303° 43' 01,0"
Média	0° 00' 00,6"	18° 38' 32,9"	303° 43' 00,4"
σ	0,4"	0,5"	0,8"

TABELA 6 - OBSERVAÇÕES A PARTIR DO PILAR 1 – ZEISS ELTA S20

Ponto Ocupado: P1
Ponto de Ré: P2
Nº Séries: 4
Período: Diurno

SÉRIES	PONTOS VISADOS		
	P2	P3	P4
1ª	7° 47' 58,6"	75° 49' 37,4"	92° 56' 07,0"
2ª	7° 47' 55,5"	75° 49' 38,0"	92° 56' 04,9"
3ª	7° 47' 57,4"	75° 49' 37,2"	92° 56' 04,6"
4ª	7° 47' 56,6"	75° 49' 36,9"	92° 56' 05,2"
Média	7° 47' 56,5"	75° 49' 37,4"	92° 56' 04,9"
σ	0,9"	0,5"	0,3"

TABELA 7 - OBSERVAÇÕES A PARTIR DO PILAR 2 – ZEISS ELTA S20

Ponto Ocupado: P2
Ponto de Ré: P1
Nº Séries: 4
Período: Diurno

SÉRIES	PONTOS VISADOS		
	P1	P	P3
1ª	359° 59' 57,4"	266° 40' 03,2"	285° 54' 40,9"
2ª	359° 59' 57,8"	266° 40' 03,8"	285° 54' 39,8"
3ª	359° 59' 57,7"	266° 40' 02,4"	285° 54' 38,9"
4ª	359° 59' 58,8"	266° 40' 01,7"	285° 54' 38,8"
Média	359° 59' 57,9"	266° 40' 02,8"	285° 54' 39,6"
σ	0,6"	0,9"	0,9"

TABELA 8 - OBSERVAÇÕES A PARTIR DO PILAR 3 – ZEISS ELTA S20

Ponto Ocupado: P3
Ponto de Ré: P1
Nº Séries: 4
Período: Diurno

SÉRIES	PONTOS VISADOS		
	P1	P2	P4
1ª	359° 59' 57,9"	20° 46' 40,9"	106° 36' 29,6"
2ª	359° 59' 57,8"	20° 46' 40,9"	106° 36' 28,2"
3ª	359° 59' 59,4"	20° 46' 40,9"	106° 36' 28,6"
4ª	359° 59' 59,4"	20° 46' 40,9"	106° 36' 30,1"
Média	359° 59' 58,6"	20° 46' 40,9"	106° 36' 29,1"
σ	0,9"	0"	0,9"

TABELA 9 - OBSERVAÇÕES A PARTIR DO PILAR 4 – ZEISS ELTA S20

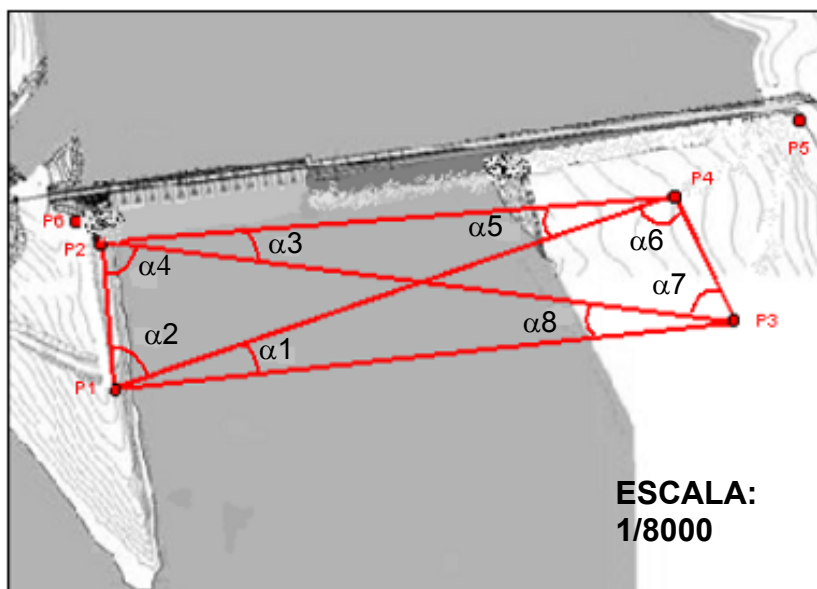
Ponto Ocupado: P4
Ponto de Ré: P3
Nº Séries: 4
Período: Diurno

SÉRIES	PONTOS VISADOS		
	P3	P1	P2
1ª	359° 59' 57,9"	56° 17' 03,2"	74° 55' 37,0"
2ª	359° 59' 58,4"	56° 17' 03,5"	74° 55' 35,6"
3ª	359° 59' 58,2"	56° 17' 03,0"	74° 55' 32,6"
4ª	359° 59' 58,2"	56° 17' 03,5"	74° 55' 34,8"
Média	359° 59' 58,2"	56° 17' 03,3"	74° 55' 35,8"
σ	0,2"	0,2"	1,1"

De posse das direções observadas tornou-se possível calcular os ângulos internos do quadrilátero formado pelos pilares P1, P2, P3 e P4 da rede principal de monitoramento, ângulos estes apresentados no tabela 10. Na figura 35 visualiza-se

a rede com a indicação dos ângulos da tabela 10.

FIGURA 35– REDE DE MONITORAMENTO



FONTE: NADAL et al. (2004)

TABELA 10 – ÂNGULOS INTERNOS DO QUADRILÁTERO FORMADO POR P1, P2, P3 E P4. COMPARAÇÃO ENTRE ÂNGULOS OBSERVADOS PELA TC 2002 E ZEISS ELTA S20

ÂNGULOS OBSERVADOS	ESTAÇÃO TOTAL	
	TC 2002	ELTA S20
α_1	68° 01' 35,9"	68° 01' 40,9
α_2	17° 06' 25,5"	17° 06' 27,5
α_3	19° 14' 36,7"	19° 14' 36,8
α_4	74° 05' 15,6"	74° 05' 18,3
α_5	18° 38' 32,2	18° 38' 325
α_6	56° 17' 00,2	56° 17' 05,1
α_7	85° 49' 46,2	85° 49' 48,2"
α_8	20° 46' 45,5	20° 46' 42,3"

As distâncias entre os pilares da rede são apresentadas na tabela 11. A trilateração foi realizada somente com a TC 2002, uma vez que o levantamento com a Elta S20 foi executado simultaneamente. Ressalta-se que durante o processo de mensuração das distâncias houveram problemas com a tomada de pressão atmosférica, uma vez que o barômetro travou a escala de leitura, impossibilitando a coleta de dados corretos.

TABELA 11 – DISTÂNCIAS
ENTRE OS PILARES
P1, P2, P3 E P4 –
TC 2002

DIST. HORIZ.	TC 2002
P1P2	214,64577
P1P3	581,87223
P1P4	670,34847
P2P3	602,86794
P2P4	622,69808
P3P4	205,77374

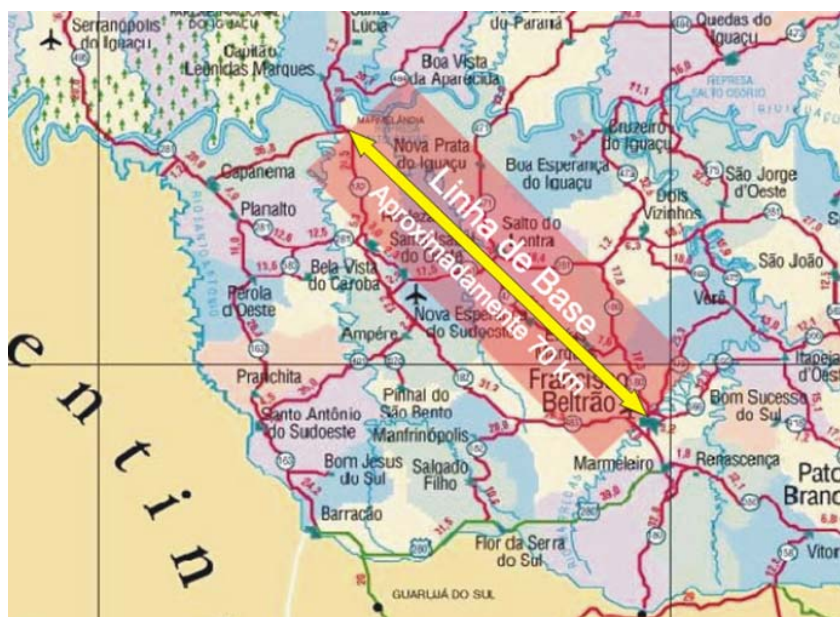
3.3.2. Posicionamento GPS Estático Relativo dos pilares P1 e P3.

Os pilares P1 e P3 foram escolhidos para serem rastreados pelo fato de estarem afastados do muro da barragem, pois a estrutura desta dificulta o rastreamento de satélites durante determinadas horas do dia.

A rede de monitoramento estabelecida foi ligada à rede geodésica de referência do Estado do Paraná, marco situado na cidade de Francisco Beltrão, formando uma linha de base de 70 km. O objetivo desta etapa foi avaliar possíveis deslocamentos da rede. Para tanto, foram utilizados receptores GPS geodésicos (L1/L2), sendo dois Ashtech ZXII e um Trimble, realizando-se o rastreo simultâneo dos pilares P1 e P3 da rede de monitoramento em Salto Caxias e o marco da rede paranaense, durante 4 horas seguidas com taxa de gravação de 15 segundos.

Nesta primeira campanha foi realizada somente uma ocupação dos pilares P1 e P3, em função da linha de base ser menor que 100 km (figura 36).

FIGURA 36-LINHA DE BASE UTILIZADA NA PRIMEIRA CAMPANHA GPS



FONTE: NADAL et al. (2004)

Os dados armazenados pelos receptores foram processados com o software Ashtech Solutions. No entanto, os resultados não foram satisfatórios, pois as coordenadas tiveram imprecisão da ordem de 1,5 cm.

Com isso, constatou-se a necessidade de se realizar um novo rastreamento de satélites a partir dos pilares P1 e P3, a fim de comprovar as coordenadas geodésicas destes pilares, uma vez que o desvio-padrão obtido não proporcionou a confiabilidade no posicionamento horizontal da rede.

Estes procedimentos foram realizados durante os dias 9 e 10 de março. A figura 37 demonstra o receptor GPS Ashtech ZXII instalado no pilar P1.

FIGURA 37 - RASTREIO GPS DO PILAR P1 – POSICIONAMENTO ESTÁTICO RELATIVO



As coordenadas dos pilares P1 e P3, obtidas nesta primeira campanha, após o processamento dos dados com o software Aschtech Solutions, são apresentadas na tabela 12.

TABELA 12 – COORDENADAS DOS PILARES P1 E P3 - GPS

ESTAÇÃO	COORDENADAS CARTESIANAS (EM METROS)		
	X	Y	Z
Pilar P1	3425475,2500	-4628510,5700	-2733729,0800
σ (em metros)	0,0123	0,0151	0,0419
Pilar P3	3425957,4155	-4628190,9877	-2733666,3586
σ (em metros)	0,0135	0,0092	0,0211

3.3.5 Segunda Campanha de Coleta de Dados da Rede de Monitoramento

3.3.5.1 Nivelamento geométrico de precisão com Nível Wild N3

Alguns procedimentos usuais foram utilizados de modo a se evitar a propagação de erros no nivelamento:

- os comprimentos das visadas de ré e vante foram aproximadamente iguais (diferença de no máximo 2m), de modo que os efeitos do erro de colimação vertical do nível, da curvatura terrestre e da refração atmosférica fossem minimizados;
- as leituras nas visadas foram superiores a 30 cm e inferiores a 270 cm, evitando assim reverberações causadas por turbulências e perturbações provenientes dos ventos;
- o uso de um par de miras de forma alternada em ré e vante, e de modo que a mira que deu início a uma seção (visada em ré) fosse a mesma do término (visada a vante) da referida seção, eliminando-se o erro de índice da mira;

- utilização de sapatas ao longo das seções (excetuando os pontos de início e fim, demarcados por RRNN), evitando-se que a mira fosse estacionada diretamente sobre o solo;
- o comprimento máximo das visadas foi de 35 metros, pelo fato da dificuldade na realização da tangência dos fios de retículo do nível nos traços de graduação da mira para distâncias superiores a esta.
- ao se realizar as leituras das visadas, calculou-se diferença das leituras dos fios niveladores (direita e esquerda), e comparou-se o valor obtido com o intervalo permitido da constante da mira (valor entre 301,525 e 301,575, para as miras centimétricas). Este procedimento foi utilizado em cada visada (ré e vante);
- para um melhor controle na qualidade do nivelamento, em cada seção, após a instalação e calagem do nível, procedeu-se as leituras na seguinte ordem: leitura dos fios estadimétricos (superior e inferior) e do fio nivelador do lado esquerdo da mira de ré.

Realizou-se o nivelamento geométrico de precisão do pilar P1, partindo-se da RN 50A localizada à margem direita da barragem (figura 38), e dos pilares P3, P4 e P5, partindo-se da RN 51 localizada no monumento à margem esquerda da barragem (figura 39). O erro de fechamento permitido para todas as linhas foi de $1 \text{ mm } k^{0,5}$, onde k é a média das distâncias nivelada e contra-nivelada em km.

FIGURA 38 – RN 50A – MARGEM DIREITA DA BARRAGEM



FIGURA 39 – RN 51 – MARGEM ESQUERDA DA BARRAGEM



Os comprimentos das linhas niveladas, os erros permitidos, erros de fechamento e desníveis entre os pilares da rede de monitoramento, obtidas por esta técnica de nivelamento, são apresentadas no tabela 13.

TABELA 13 – NIVELAMENTO GEOMÉTRICO ENTRE OS PILARES DA REDE DE MONITORAMENTO

LINHAS	COMPRIMENTO DA LINHA (EM METROS)	ERRO PERMITIDO (EM mm)	ERRO COMETIDO (EM mm)	DESNÍVEL (EM METROS)
RN 50A → P1	404,85	0,64	0,42	-15,1109
RN 51 → P5	106,46	0,33	0,12	-10,2866
P5 → P4	397,97	0,63	0,32	-39,4062
P4 → P3	324,15	0,57	0,19	-12,5275
P1 → P6	265,13	0,47	0,52	-0,8471

Não foi realizado o nivelamento geométrico do pilar 1 para o pilar 2 em virtude do difícil acesso a este, e também pelo fato de não ser considerada a componente altimétrica na obtenção das coordenadas horizontais dos pilares da rede.

3.3.5.2 Segunda campanha GPS para o posicionamento estático relativo dos pilares P1 e P3.

Realizou-se uma nova campanha GPS, método estático relativo, dos pilares P1 e P3, empregando-se desta vez as estações de Guarapuava e Maringá, pertencentes à rede GPS implantada pelo representante Leica na região sul do Brasil. O comprimento das linhas de base entre elas e Salto Caxias são da ordem de 300 km.

Foram realizadas três seções de rastreamento em diferentes períodos do dia, totalizando 14 horas de coleta de dados. Estes foram processados com o software científico Bernese 4.2, empregando-se efemérides precisas.

O arquivo de dados referentes à estação GPS Guarapuava e pilar 3 da rede geodésica de monitoramento apresentaram problemas na decodificação, e portanto não foram empregadas no pós-processamento dos dados. As coordenadas cartesianas, bem como as imprecisões no posicionamento do pilar P1 e a estação Maringá, são apresentados na tabela 14.

TABELA 14 – COORDENADAS DOS PILARES P1 E P3 - GPS

ESTAÇÃO	COORDENADAS CARTESIANAS (EM METROS)		
	X	Y	Z
Maringá	3611463,5720	-4608833,0210	-2521993,1770
Pilar P1	3425643,4886	-4628740,6169	-2733866,1550
σ (em metros)	0,0042	0,0054	0,0037

3.3.6 Terceira Campanha de Coleta de Dados da Rede de Monitoramento

Nesta campanha efetuou-se novamente o levantamento da rede geodésica externa com as Estações Totais Wild TC 2002 – três séries de observações - e Leica TCRA 1205 – quatro séries de observações. Os procedimentos e métodos utilizados foram os mesmos empregados durante a primeira campanha, ou seja, triangulação e trilateração da rede geodésica e coleta de dados atmosféricos para a correção da distância inclinada entre os pilares da rede.

Os resultados oriundos das observações realizadas são apresentados nas tabelas 15, 16, 17, 18, 19, 20, 21 e 22.

TABELA 15 - OBSERVAÇÕES A PARTIR DO PILAR 1 –
WILD TC 2002

Ponto Ocupado: P1			
Ponto de Ré: P2			
Nº Séries: 3			
Período: Diurno			
SÉRIES	PONTOS VISADOS		
	P2	P4	P3
1ª	179° 59' 57,1"	68° 01' 31,0"	85° 07' 58,6"
2ª	179° 59' 56,6"	68° 01' 31,4"	85° 07' 58,7"
3ª	179° 59' 57,3"	68° 01' 31,8"	85° 07' 57,6"
Média	179° 59' 57,3"	68° 01' 31,4"	85° 07' 58,3"
σ	0,8"	0,4"	0,6"

TABELA 16 - OBSERVAÇÕES A PARTIR DO PILAR 2 –
WILD TC 2002

Ponto Ocupado: P2			
Ponto de Ré: P4			
Nº Séries: 3			
Período: Diurno			
SÉRIES	PONTOS VISADOS		
	P4	P3	P1
1ª	0° 00' 00,0"	19° 14' 36,6"	93° 19' 53,7"
2ª	179° 59' 56,0"	19° 14' 36,0"	93° 19' 53,7"
3ª	179° 59' 57,9"	19° 14' 35,4"	93° 19' 53,7"
Média	179° 59' 59,6"	19° 14' 36,0"	93° 19' 53,9"
σ	0,6"	0,6"	0,3"

TABELA 17 - OBSERVAÇÕES A PARTIR DO PILAR 3 –
WILD TC 2002

Ponto Ocupado: P3			
Ponto de Ré: P1			
Nº Séries: 3			
Período: Diurno			
SÉRIES	PONTOS VISADOS		
	P1	P2	P4
1ª	0° 00' 01,5"	20° 46' 41,2"	106° 36' 30,8"
2ª	0° 00' 00,4"	20° 46' 42,8"	106° 36' 30,6"
3ª	359° 59' 58,7"	20° 46' 43,0"	106° 36' 31,2"
Média	00° 00' 00,2"	20° 46' 42,9"	106° 36' 30,9"
σ	1,4"	1,0"	0,3"

TABELA 18 - OBSERVAÇÕES A PARTIR DO PILAR 4 –
WILD TC 2002

Ponto Ocupado: P4			
Ponto de Ré: P3			
Nº Séries: 3			
Período: Diurno			
SÉRIES	PONTOS VISADOS		
	P3	P1	P2
1ª	179° 59' 59,5"	56° 17' 01,0"	74° 55' 33,0"
2ª	179° 59' 56,7"	56° 17' 00,5"	74° 55' 33,8"
3ª	179° 59' 57,4"	56° 16' 59,0"	74° 55' 32,9"
Média	179° 59' 57,1"	56° 17' 00,2"	74° 55' 33,2"
σ	***	1,4"	0,5"

TABELA 19 - OBSERVAÇÕES A PARTIR DO PILAR 1 –
LEICA TCRA 1205

Ponto Ocupado: P1			
Ponto de Ré: P2			
Nº Séries: 4			
Período: Diurno			
SÉRIES	PONTOS VISADOS		
	P2	P3	P4
1ª	00° 00' 05,0"	85° 08' 05,5"	68° 01' 39,5"
2ª	00° 00' 04,0"	85° 08' 05,5"	68° 01' 39,0"
3ª	00° 00' 04,5"	85° 08' 06,5"	68° 01' 39,0"
4ª	00° 00' 04,5"	85° 08' 06,5"	68° 01' 39,5"
Média	00° 00' 04,5"	85° 08' 05,5"	68° 01' 39,3"
σ	0,4"	0,6"	0,3"

TABELA 20 - OBSERVAÇÕES A PARTIR DO PILAR 2 –
LEICA TCRA 1205

Ponto Ocupado: P2			
Ponto de Ré: P4			
Nº Séries: 4			
Período: Diurno			
SÉRIES	PONTOS VISADOS		
	P4	P3	P1
1ª	00° 00' 03,5"	19° 14' 31,5"	93° 19' 59,0"
2ª	00° 00' 01,5"	19° 14' 32,0"	93° 19' 59,5"
3ª	00° 00' 03,5"	19° 14' 32,0"	93° 19' 59,0"
4ª	00° 00' 06,0"	19° 14' 33,0"	93° 19' 59,0"
Média	00° 00' 02,8"	19° 14' 32,1"	93° 19' 59,1"
σ	1,2"	0,6"	0,2"

TABELA 21 - OBSERVAÇÕES A PARTIR DO PILAR 3 –
LEICA TCRA 1205

Ponto Ocupado: P3			
Ponto de Ré: P1			
Nº Séries: 4			
Período: Diurno			
SÉRIES	PONTOS VISADOS		
	P1	P2	P4
1ª	00° 00' 01,5"	20° 46' 36,5"	106° 36' 25,5"
2ª	00° 00' 00,0"	20° 46' 37,0"	106° 36' 25,4"
3ª	00° 00' 01,0"	20° 46' 35,5"	106° 36' 26,0"
4ª	00° 00' 00,0"	20° 46' 36,0"	106° 36' 25,5"
Média	00° 00' 00,6"	20° 46' 36,2"	106° 36' 25,6"
σ	0,8"	0,6"	0,3"

TABELA 22 - OBSERVAÇÕES A PARTIR DO PILAR 4 –
LEICA TCRA 1205

Ponto Ocupado: P4			
Ponto de Ré: P3			
Nº Séries: 4			
Período: Diurno			
SÉRIES	PONTOS VISADOS		
	P3	P1	P2
1ª	00° 00' 04,0"	56° 17' 01,5"	74° 55' 41,5"
2ª	00° 00' 03,5"	56° 17' 01,5"	74° 55' 42,5"
3ª	00° 00' 03,0"	56° 17' 01,0"	74° 55' 41,5"
4ª	00° 00' 05,0"	56° 17' 01,5"	74° 55' 42,0"
Média	00° 00' 03,9"	56° 17' 01,4"	74° 55' 41,9"
σ	0,8"	0,2"	0,5"

Apresenta-se no tabela 23 a comparação entre os ângulos observados pelas Estações Totais Wild TC 2002 e Leica TCRA 1205.

TABELA 23 –COMPARAÇÃO ENTRE ÂNGULOS
OBSERVADOS PELA TC 2002 E
TCRA 1205

ÂNG. OBS.	TC 2002	TCRA 1205
α₁	68° 01' 34,1"	68° 01' 34,8"
α₂	17° 06' 26,9"	17° 06' 26,0"
α₃	19° 14' 36,4"	19° 14' 29,3"
α₄	74° 05' 17,9"	74° 05' 27,0"
α₅	18° 38' 33,1"	18° 38' 40,5"
α₆	56° 17' 03,1"	56° 16' 57,5"
α₇	85° 49' 48,6"	85° 49' 49,3"
α₈	20° 46' 42,1"	20° 46' 35,6"

A comparação entre as distâncias corrigidas e reduzidas ao nível do horizonte, obtidas pelas estações, são apresentadas no tabela 24.

TABELA 24 – DISTÂNCIAS CORRIGIDAS
E HORIZONTALIZADAS (EM
METROS)

DIST. HORIZ.	TC 2002	TCRA 1205
P1P2	214,64488	214,64528
P1P3	581,86484	581,86748
P1P4	670,34129	670,34326
P2P3	602,86480	602,86605
P2P4	622,69433	622,69444
P3P4	205,77407	205,77301

A comparação entre os ângulos observados na primeira (1^a), segunda (2^a) e terceira (3^a) campanhas com as estações totais são apresentadas no tabela 25.

TABELA 25 – COMPARAÇÃO ENTRE ÂNGULOS OBSERVADOS – 1^a, 2^a E 3^a
CAMPANHAS

ÂNG. OBS.	TC 2002 (1^a)	TC 2002 (2^a)	ELTA S20 (1^a)	TCRA 1205 (2^a)
α₁	17° 06' 25,5"	17° 06' 26,9"	17° 06' 27,5"	17° 06' 26,0"
α₂	68° 01' 35,9"	68° 01' 34,1"	68° 01' 40,9"	68° 01' 34,8"
α₃	19° 14' 36,7"	19° 14' 36,4"	19° 14' 36,8"	19° 14' 29,3"
α₄	74° 05' 15,6"	74° 05' 17,9"	74° 05' 18,3"	74° 05' 27,0"
α₅	18° 38' 32,2"	18° 38' 33,1"	18° 38' 32,5"	18° 38' 40,5"
α₆	56° 17' 00,2"	56° 17' 03,1"	56° 17' 05,1"	56° 16' 57,5"
α₇	85° 49' 46,2"	85° 49' 48,6"	85° 49' 48,2"	85° 49' 49,3"
α₈	20° 46' 45,5"	20° 46' 42,1"	20° 46' 42,3"	20° 46' 35,6"

4. RESULTADOS OBTIDOS

4.1. AJUSTAMENTO DAS OBSERVAÇÕES

Para a definição do modelo de controle de deslocamentos da Barragem de Salto Caxias empregou-se o Método de Variação de Coordenadas, que é a aplicação do MMQ ao ajustamento de uma triangulação, onde as coordenadas finais dos vértices são obtidas no próprio processo de ajuste.

A aplicação deste método não se restringe ao ajustamento de triangulações, mas estende-se também às trilaterações, poligonais e combinações destes processos de levantamento.

As incógnitas a serem determinadas nada mais são que as correções a serem aplicadas às coordenadas provisórias dos vértices para a obtenção das coordenadas finais.

No entanto, para aplicá-lo, é necessário o conhecimento das coordenadas aproximadas dos pontos, obtidas através de cálculo topográfico, para que, dessa forma, sejam definidas as equações de observação e equações normais empregadas neste método. Estas equações não são lineares, e para aplicar o MMQ é necessário que sejam linearizadas. Portanto, utiliza-se a expressão através da Série de Taylor (WOLF e GHILANI, 2002):

$$F(x_1, x_2, \dots, x_n) = F(x_{1_0}, x_{2_0}, \dots, x_{n_0}) + \left(\frac{\partial F}{\partial x_1} \right)_0 dx_1 + \left(\frac{\partial F}{\partial x_2} \right)_0 dx_2 + \dots + \left(\frac{\partial F}{\partial x_n} \right)_0 dx_n + R \quad (13)$$

onde:

$F(x_1, x_2, \dots, x_n)$ - função não linear em termos de x_1, x_2, \dots, x_n , que representam as coordenadas dos pontos, sendo n o número de pontos observados;

$x_{1_0}, x_{2_0}, \dots, x_{n_0}$ - valores aproximados das coordenadas para os pontos x_1, x_2, \dots, x_n ;

$\frac{\partial F}{\partial x_1}, \frac{\partial F}{\partial x_2}, \dots, \frac{\partial F}{\partial x_n}$ - derivadas parciais da função em relação às coordenadas x_1, x_2, \dots, x_n dos pontos, utilizando os valores aproximados para estes;

dx_1, dx_2, \dots, dx_n - correções aos diferenciais dos valores aproximados;

R - termos de ordem 2 e superiores.

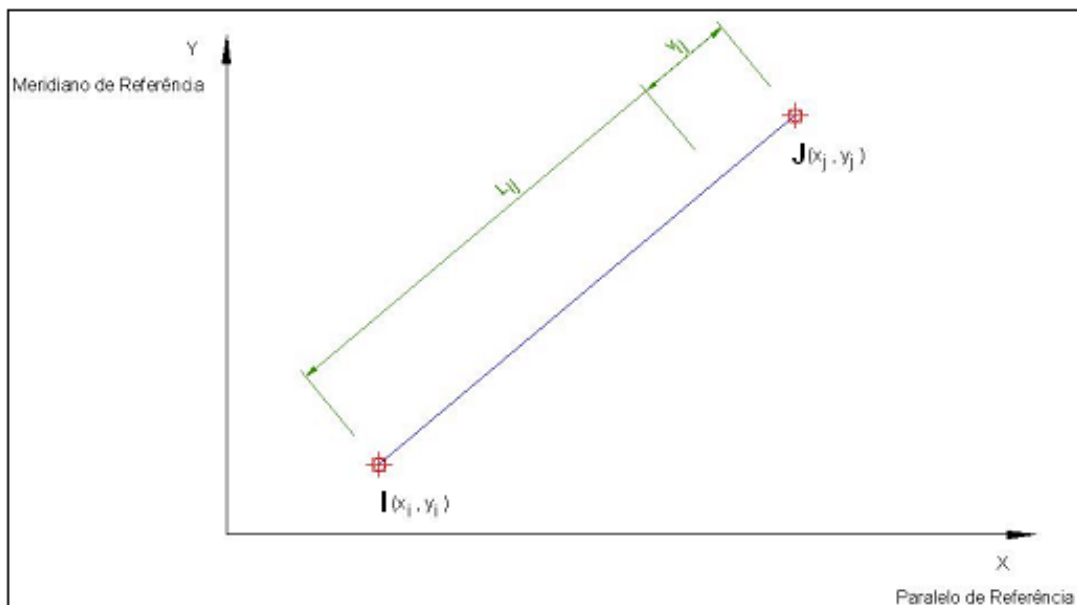
Abandonam-se os termos de ordem 2 e superiores, e a equação (13) é reescrita como:

$$\left(\frac{\partial F}{\partial x_1}\right)_0 dx_1 + \left(\frac{\partial F}{\partial x_2}\right)_0 dx_2 + \dots + \left(\frac{\partial F}{\partial x_n}\right)_0 dx_n = F(x_1, x_2, \dots, x_n) - F(x_{1_0}, x_{2_0}, \dots, x_{n_0}) \quad (14)$$

4.2. EQUAÇÃO DE OBSERVAÇÃO DE DISTÂNCIA

A equação de observação para a distância medida entre 2 pontos é expressa em termos de suas coordenadas x e y , incluindo-se aí o resíduo dessa mensuração (figura 40).

FIGURA 40. DISTÂNCIA ENTRE DOIS PONTOS



FONTE: WOLF E GHILANI (2002)

A equação da distância entre pontos é dada por (WOLF e GHILANI, 2002):

$$L_{ij} + V_{ij} = \sqrt{(x_j - x_i)^2 + (y_j - y_i)^2} \quad (15)$$

onde:

L_{ij} – distância entre os pontos I e J;

V_{ij} – resíduo da observação;

(x_{i0}, y_{i0}) – coordenadas aproximadas do ponto I;

(x_{j0}, y_{j0}) – coordenadas aproximadas do ponto J.

Aplicando-se a Série de Taylor, dada pela equação (13), a equação (15), não linear, fica então reescrita como (WOLF e GHILANI, 2002):

$$\left(\frac{x_i - x_j}{L_{ij}} \right)_0 dx_i + \left(\frac{y_i - y_j}{L_{ij}} \right)_0 dy_i + \left(\frac{x_i - x_j}{L_{ij}} \right)_0 dx_j + \left(\frac{y_i - y_j}{L_{ij}} \right)_0 dy_j = K_{ij} + V_{ij} \quad (16)$$

onde:

$(L_{ij})_0$ - distância entre os pontos I e J, calculada com as coordenadas aproximadas para os pontos I e J;

K_{ij} - diferença entre L_{ij} e $(L_{ij})_0$.

4.3. EQUAÇÃO DE OBSERVAÇÃO DE AZIMUTE

A equação de direção entre os pontos i e j é dada por (WOLF e GHILANI, 2002):

$$Az_{ij} + V_{ij} = \arctg \left(\frac{x_j - x_i}{y_j - y_i} \right) + C \quad (17)$$

onde:

Az_{ij} – azimute observado da direção IJ;

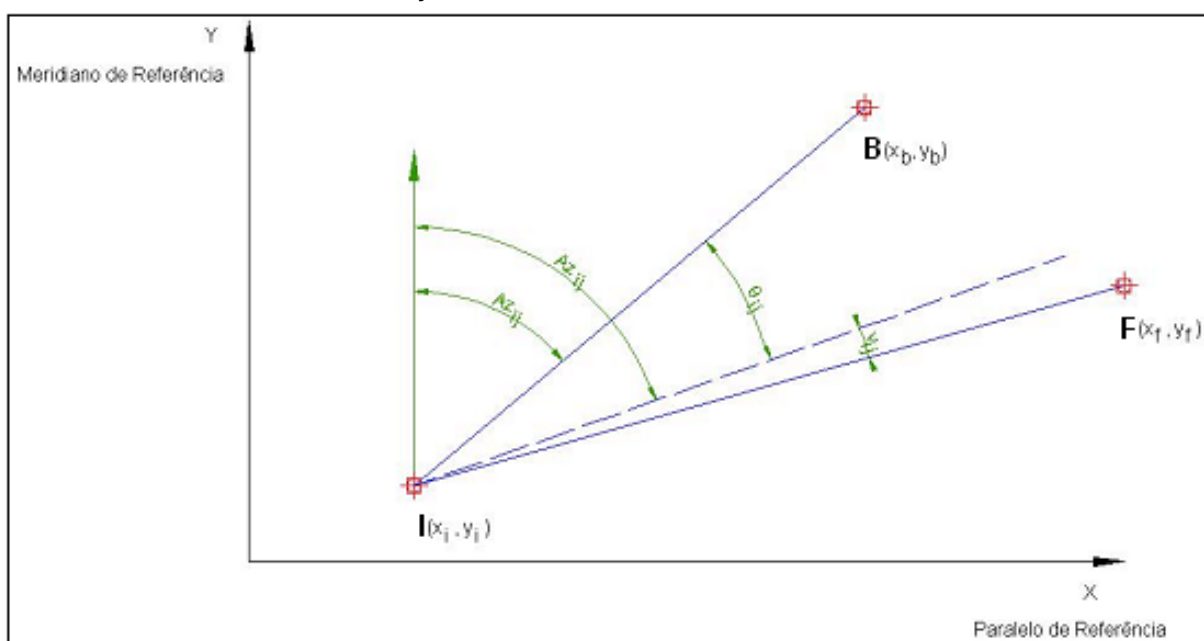
C – constante dependente da direção observada.

A constante C assume valores diferentes conforme o quadrante trigonométrico em que o azimute se encontra:

- $0^\circ \leq C \leq 90^\circ$ (1º quadrante) $\leftrightarrow C = 0^\circ$;
- $90^\circ \leq C \leq 270^\circ$ (2º e 3º quadrantes) $\leftrightarrow C = 180^\circ$;
- $270^\circ \leq C \leq 360^\circ$ (4º quadrante) $\leftrightarrow C = 360^\circ$.

A figura 41 ilustra o azimute de uma direção.

FIGURA 41. AZIMUTE DE UMA DIREÇÃO



FONTE: WOLF E GHILANI (2002)

A equação (17) não é linear, sendo necessário aplicar a equação (14) para linearizá-la. Assim, esta é reescrita como:

$$\rho \left(\frac{y_i - y_j}{L_{ij}^2} \right)_0 dx_i - \rho \left(\frac{x_j - x_i}{L_{ij}^2} \right)_0 dy_i + \rho \left(\frac{y_j - y_i}{L_{ij}^2} \right)_0 dx_j - \rho \left(\frac{x_i - y_j}{L_{ij}^2} \right)_0 dy_j = K_{ij} + V_{ij} \quad (18)$$

onde:

$$\rho = 206,265''/\text{rad} = \text{sen } 1''$$

Assim, o termo K_{IJ} pode ser escrito como:

$$K_{ij} = Az_{ij} - \tan^{-1} \left(\frac{x_{j0} - x_{i0}}{y_{j0} - x_{i0}} \right) + C \quad (19)$$

onde:

(x_{i0}, y_{i0}) – coordenadas aproximadas do ponto I;

(x_{j0}, y_{j0}) – coordenadas aproximadas do ponto J.

4.4. EQUAÇÃO DE OBSERVAÇÃO DE ÂNGULO

Segundo WOLF e GHILANI (2002), um ângulo pode ser expresso como a diferença entre os azimutes de duas direções, conforme ilustrado na figura 43.

A equação de observação para ângulo é dada por:

$$\theta_{BIF} + v_{BIF} = \arctg \left(\frac{x_f - x_i}{y_f - y_i} \right) - \arctg \left(\frac{x_b - x_i}{y_b - y_i} \right) + D \quad (20)$$

onde:

θ_{BIF} - valor do ângulo BIF;

v_{BIF} - erro de observação associado à pontaria ao alvo;

D – diferença entre a constantes C aplicada aos azimutes das direções IF e IB.

Pelo fato da equação (20) não ser linear, aplica-se a equação (14) a esta, obtendo-se:

$$\begin{aligned} & \rho \left(\frac{y_i - y_b}{L_{IB}^2} \right)_O dx_B + \rho \left(\frac{x_b - x_i}{L_{IB}^2} \right)_O dy_B + \rho \left(\frac{y_b - y_i}{L_{IB}^2} - \frac{y_f - y_i}{L_{IF}^2} \right)_O dx_i + \rho \left(\frac{x_i - x_b}{L_{IB}^2} - \frac{x_i - x_f}{L_{IF}^2} \right)_O dy_i + \\ & \rho \left(\frac{y_f - y_i}{L_{IF}^2} \right)_O dx_F + \rho \left(\frac{x_i - x_f}{L_{IF}^2} \right)_O dy_F = K_{BIF} + V_{BIF} \end{aligned} \quad (21)$$

onde:

$$k_{BIF} = \theta_{BIF} - \arctg \left(\frac{y_f - y_i}{x_f - x_i} \right)_O - \arctg \left(\frac{x_b - x_i}{y_b - y_i} \right)_O + D \quad (22)$$

Mais detalhes podem ser obtidos em WOLF e GHILANI (2002).

A partir das equações (16), (18) e (21) aplica-se o método paramétrico, cujo modelo matemático é expresso (GEMAEL, 1994):

$$F(Xa) = La \quad (23)$$

Este modelo indica que os valores ajustados são função explícita dos parâmetros ajustados, quais sejam as coordenadas planimétricas dos pontos. Maiores detalhes podem ser encontrados em GEMAEL (1994) e FAGGION (2001).

O sistema de equações normais é expresso por:

$$A^T P A X + A^T P L = 0 \quad (24)$$

Isolando X, obtém-se:

$$X = -(A^T P A)^{-1} A^T P L \quad (25)$$

onde:

X – vetor das correções às coordenadas aproximadas (parâmetros);

A – matriz das derivadas parciais das funções angulares e de distância em função das coordenadas aproximadas dos pontos da rede (parâmetros);

P – matriz dos pesos das observações;

L – vetor da diferença entre os valores calculados e observados das distâncias e azimutes.

As coordenadas ajustadas são apresentadas pela seguinte equação:

$$X_a = X_o + X \quad (26)$$

onde:

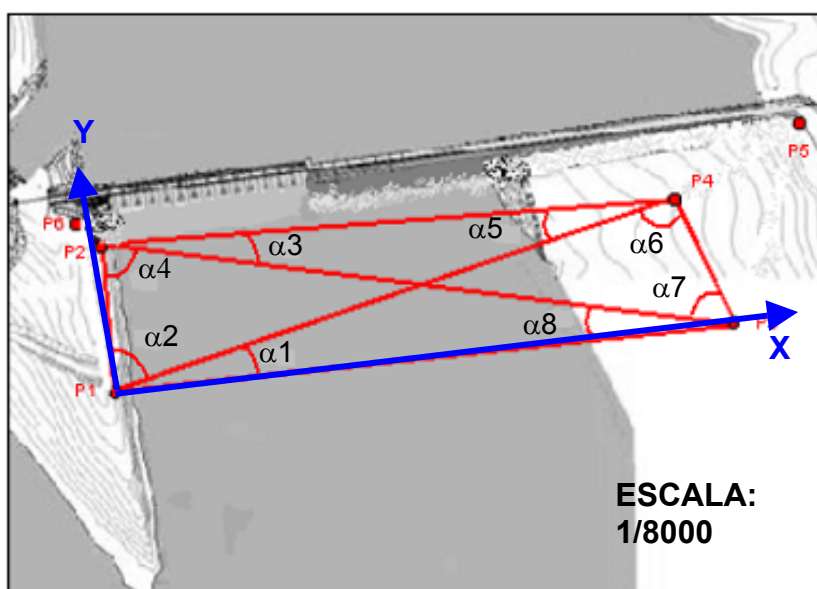
X_a – vetor das coordenadas ajustadas;

X_o – vetor das coordenadas aproximadas.

De posse das observações sobre os quatro pilares da rede de monitoramento com as estações totais Wild TC 2002, Leica TCRA 1205 e Zeiss Elta S20, realizou-se o ajustamento.

Estabeleceu-se um sistema de referência (X, Y) local, com origem no Pilar P1, coordenadas (x = 1000,000 m; y = 1000,000 m), eixo X orientado positivamente na direção P1-P3 e eixo Y orientado positivamente em direção ao muro da barragem, conforme ilustrado na figura 42.

FIGURA 42. SISTEMA DE REFERÊNCIA LOCAL



FONTE: NADAL et al. (2004)

Dessa forma, a coordenada x do Pilar P3 é igual à distância entre os pilares P1 e P3 somada à coordenada x do Pilar P1, ou seja, $x_3 = 1000,000 \text{ m} + 581,848 \text{ m} = 1581,848 \text{ m}$, e a coordenada y do Pilar P3 é igual a do Pilar P1, ou seja, $y_3 = 1000,000 \text{ m}$.

Fixadas a origem do sistema de referência local e a orientação dos eixos X

e Y, não há, portanto, derivação das funções de distâncias em relação às coordenadas (x, y) do Pilar P1 e em relação à coordenada (x) do Pilar P3. Assim, serão determinadas, através do ajustamento das observações, as correções às coordenadas (x, y) do Pilar P2, coordenada (y) do Pilar P3 e coordenadas (x, y) do Pilar P4, totalizando cinco parâmetros a serem determinados.

As coordenadas aproximadas para os pilares P1, P2, P3 e P4 são apresentadas no tabela 26.

TABELA 26 – COORDENADAS APROXIMADAS DOS PILARES

PILAR	COORDENADA	
	(EM METROS)	
	x	Y
P1	1000,000	1000,000
P2	1018,210	1213,860
P3	1581,848	1000,000
P4	1640,660	1197,170

As matrizes do método paramétrico para a primeira campanha utilizando a Estação Total Wild TC 2002 são apresentadas na seqüência.

A matriz dos valores observados ${}_{14}Lb_1$ e dos valores aproximados ${}_{14}Lo_1$ são apresentadas de tal forma que os ângulos $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4, \alpha_5, \alpha_6, \alpha_7$ e α_8 estão na forma de radianos, e as distâncias $D_{12}, D_{13}, D_{14}, D_{23}, D_{24}$ e D_{34} em metros.

$$L_b = \begin{bmatrix} 1,187288246 \\ 0,298576239 \\ 0,335863598 \\ 1,293069743 \\ 0,325367964 \\ 0,98233205 \\ 1,498008098 \\ 0,362666813 \\ 581,8481 \\ 214,6369 \\ 670,3209 \\ 602,8427 \\ 622,6724 \\ 205,7651 \end{bmatrix} \begin{matrix} (\alpha_1) \\ (\alpha_2) \\ (\alpha_3) \\ (\alpha_4) \\ (\alpha_5) \\ (\alpha_6) \\ (\alpha_7) \\ (\alpha_8) \\ (D_{13}) \\ (D_{12}) \\ (D_{14}) \\ (D_{23}) \\ (D_{24}) \\ (D_{34}) \end{matrix} \quad (27)$$

$$L_0 = \begin{bmatrix} 1,18729061 \\ 0,29856145 \\ 0,33584476 \\ 1,29308856 \\ 0,32536842 \\ 0,98231893 \\ 1,49806053 \\ 0,36265173 \\ 581,8400 \\ 214,6338 \\ 670,3142 \\ 602,8390 \\ 622,6737 \\ 205,7566 \end{bmatrix} \begin{matrix} (\alpha_1) \\ (\alpha_2) \\ (\alpha_3) \\ (\alpha_4) \\ (\alpha_5) \\ (\alpha_6) \\ (\alpha_7) \\ (\alpha_8) \\ (D_{13}) \\ (D_{12}) \\ (D_{14}) \\ (D_{23}) \\ (D_{24}) \\ (D_{34}) \end{matrix} \quad (28)$$

A matriz ${}_{14}L_1$ fica definida pelos valores:

$$L = L_0 - L_b = \begin{bmatrix} 0,000002365 \\ -0,000014788 \\ -0,000018837 \\ 0,000019113 \\ 0,000000462 \\ -0,000013116 \\ 0,000052434 \\ -0,000015076 \\ -0,008171 \\ -0,003105 \\ -0,006660 \\ -0,003766 \\ 0,001281 \\ -0,008538 \end{bmatrix} \begin{matrix} (\alpha_1) \\ (\alpha_2) \\ (\alpha_3) \\ (\alpha_4) \\ (\alpha_5) \\ (\alpha_6) \\ (\alpha_7) \\ (\alpha_8) \\ (D_{13}) \\ (D_{12}) \\ (D_{14}) \\ (D_{23}) \\ (D_{24}) \\ (D_{34}) \end{matrix} \quad (29)$$

Realizaram-se testes com a matriz dos pesos, os quais são demonstrados na seqüência.

1º teste: sendo a matriz dos pesos definida como a precisão nominal linear do equipamento - $\pm (1 \text{ mm} + 1 \text{ ppm})$ - para as distâncias e número de séries de observações para os ângulos, uma vez que o número de séries para os ângulos é mais utilizado pela literatura consultada.

2º teste: matriz dos pesos igual a matriz identidade.

3º teste: matriz dos pesos definida como matriz identidade para os ângulos e precisão nominal linear do equipamento para as distâncias.

Os resultados obtidos pelos testes para as coordenadas dos pilares, bem como os seus respectivos desvios-padrões, são apresentados no tabela 27.

TABELA 27 –COORDENADAS DOS PILARES – TESTES COM MATRIZ DOS PESOS – TC 2002

COORD. PILARES	TC 2002 (1º TESTE)		TC 2002 (2º TESTE)		TC 2002 (3º TESTE)	
	(EM METROS)	σ (EM mm)	(EM METROS)	σ (EM mm)	(EM METROS)	σ (EM mm)
X ₂	1018,211493	0,0321	1018,211496	0,0327	1018,211493	0,0321
Y ₂	1213,870918	0,0229	1213,870924	0,0303	1213,870918	0,0229
Y ₃	1581,864884	0,0265	1581,864885	0,0271	1581,864884	0,0264
X ₄	1640,682370	0,0302	1640,682372	0,0302	1640,682370	0,0302
Y ₄	1197,188932	0,0268	1197,188939	0,0347	1197,188932	0,0267

Analisando-se o tabela 27 percebe-se que não houveram variações significativas nas coordenadas dos pilares com os três conceitos de matriz dos pesos empregados.

Optou-se por utilizar a matriz dos pesos do 1º teste, uma vez que este é mais comumente encontrado nas literaturas consultadas.

A matriz ${}_{14}A_5$ foi decomposta nas matrizes ${}_8Ag_5$ – 1ª a 8ª linha - e ${}_6Ad_5$ – 9ª a 14ª linha - para facilitar os cálculos. A decomposição é mostrada na seqüência:

$$Ag := \left(\begin{array}{cccccc}
 \frac{Y_1 - Y_2}{d_{12}^2} & \frac{X_2 - X_1}{d_{12}^2} & 0 & \frac{Y_4 - Y_1}{d_{14}^2} & \frac{X_1 - X_4}{d_{14}^2} & \\
 0 & 0 & \frac{Y_3 - Y_1}{d_{13}^2} & \frac{Y_1 - Y_4}{d_{14}^2} & \frac{X_4 - X_1}{d_{14}^2} & \\
 \frac{Y_4 - Y_2}{d_{24}^2} - \frac{Y_3 - Y_2}{d_{23}^2} & \frac{X_2 - X_4}{d_{24}^2} - \frac{X_2 - X_3}{d_{23}^2} & \frac{Y_3 - Y_2}{d_{23}^2} & \frac{Y_2 - Y_4}{d_{24}^2} & \frac{X_4 - X_2}{d_{24}^2} & \\
 \frac{Y_3 - Y_2}{d_{23}^2} - \frac{Y_1 - Y_2}{d_{12}^2} & \frac{X_2 - X_3}{d_{23}^2} - \frac{X_2 - X_1}{d_{12}^2} & \frac{Y_2 - Y_3}{d_{23}^2} & 0 & 0 & \\
 \frac{Y_2 - Y_4}{d_{24}^2} & \frac{X_4 - X_2}{d_{24}^2} & 0 & \frac{Y_1 - Y_4}{d_{14}^2} - \frac{Y_2 - Y_4}{d_{24}^2} & \frac{X_4 - X_1}{d_{14}^2} - \frac{X_4 - X_2}{d_{24}^2} & \\
 0 & 0 & \frac{Y_4 - Y_3}{d_{34}^2} & \frac{Y_3 - Y_4}{d_{34}^2} - \frac{Y_1 - Y_4}{d_{14}^2} & \frac{X_4 - X_3}{d_{34}^2} - \frac{X_4 - X_1}{d_{14}^2} & \\
 \frac{Y_3 - Y_2}{d_{23}^2} & \frac{X_2 - X_3}{d_{23}^2} & \frac{Y_2 - Y_3}{d_{23}^2} - \frac{Y_4 - Y_3}{d_{34}^2} & \frac{Y_4 - Y_3}{d_{34}^2} & \frac{X_3 - X_4}{d_{34}^2} & \\
 \frac{Y_2 - Y_3}{d_{23}^2} & \frac{X_3 - X_2}{d_{23}^2} & \frac{Y_1 - Y_3}{d_{13}^2} - \frac{Y_2 - Y_3}{d_{23}^2} & 0 & 0 &
 \end{array} \right) \quad (27)$$

Continuação da matriz A:

$$Ad := \begin{pmatrix} 0 & 0 & \frac{X3 - X1}{d13} & 0 & 0 \\ \frac{X2 - X1}{d12} & \frac{Y2 - Y1}{d12} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{X4 - X1}{d14} & \frac{Y4 - Y1}{d14} \\ \frac{X2 - X3}{d23} & \frac{Y2 - Y3}{d23} & \frac{X3 - X2}{d23} & 0 & 0 \\ \frac{X2 - X4}{d24} & \frac{Y2 - Y4}{d24} & 0 & \frac{X4 - X2}{d24} & \frac{Y4 - Y2}{d24} \\ 0 & 0 & \frac{X3 - X4}{d34} & \frac{X4 - X3}{d34} & \frac{Y4 - Y3}{d34} \end{pmatrix} \quad (28)$$

Dessa forma, a matriz ${}_{14}A_5$ apresenta os seguintes valores:

$$A = \begin{pmatrix} -0.004642298 & 0.000395288 & 0 & 0.000438817 & -0.00142584 \\ 0 & 0 & 0 & -0.000438817 & 0.00142584 \\ 0.000545427 & -0.000054473 & -0.000588473 & 0.000043046 & 0.001605401 \\ 0.004053824 & -0.001946215 & 0.000588473 & 0 & 0 \\ 0.000043046 & 0.001605401 & 0 & -0.000481864 & -0.000179561 \\ 0 & 0 & 0.004657288 & -0.00421847 & -0.000036472 \\ -0.000588473 & -0.001550927 & -0.004068814 & 0.004657288 & -0.001389368 \\ 0.000588473 & 0.001550927 & -0.000588473 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0.08484215 & 0.996394405 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0.955760621 & 0.294145602 \\ -0.934959396 & 0.354754744 & 0.934959396 & 0 & 0 \\ -0.999640715 & 0.026803765 & 0 & 0.999640715 & -0.026803765 \\ 0 & 0 & -0.285871676 & 0.285871676 & 0.958267909 \end{pmatrix} \quad (29)$$

De posse dessas matrizes calculou-se o vetor das correções ${}_5X_1$ em metros para as coordenadas dos pilares P2, P3 e P4:

$$X = \begin{bmatrix} 0,000003281 \\ -0,000008662 \\ 0,000002128 \\ 0,000001754 \\ -0,000009522 \end{bmatrix} \begin{matrix} (X_2) \\ (Y_2) \\ (Y_3) \\ (X_4) \\ (Y_4) \end{matrix} \quad (30)$$

A matriz dos resíduos V é dada por:

$${}_{14}V_1 = {}_{14}A_5 \ Xa_1 + {}_{14}L_1 \quad (31)$$

e no ajustamento das observações realizadas pela Wild TC 2002 recebe os seguintes valores:

$$V = \begin{bmatrix} -0,000032735 \\ -0,000002039 \\ -0,000004554 \\ 0,000039133 \\ 0,000001259 \\ 0,000007818 \\ 0,000016421 \\ -0,000012745 \\ -0,0000 \\ -0,0000 \\ 0,0000 \\ 0,0000 \\ -0,0000 \\ -0,0000 \end{bmatrix} \quad (32)$$

O mesmo procedimento foi adotado para ajustar os dados obtidos pela Zeiss Elta S20, os dados da segunda campanha de levantamento da rede geodésica, realizada com a Wild TC 2002 e Leica TCRA 1205. As coordenadas corrigidas dos pilares, bem como os seus respectivos desvios-padrões são demonstrados e comparados no tabela 28. As estações totais empregadas na

primeira (1ª) e segunda (2ª) campanhas são diferenciadas neste tabela.

TABELA 28 – COMPARAÇÃO ENTRE AS COORDENADAS CORRIGIDAS DOS PILARES

COORD. PILARES	TC 2002 (1ª)		TC 2002 (2ª)		ELTA S20 (1ª)		TCRA 1205 (2ª)	
	(EM METROS)	σ (EM mm)	(EM METROS)	σ (EM mm)	(EM METROS)	σ (EM mm)	(EM METROS)	σ (EM mm)
X ₂	1018,215589	0,0937	1018,211493	0,0321	1018,215589	0,1018	1018,213301	0,1736
Y ₂	1213,871450	0,0668	1213,870918	0,0229	1213,871449	0,0726	1213,871201	0,1237
Y ₃	1581,872202	0,0773	1581,864884	0,0265	1581,872203	0,0839	1581,867717	0,1431
X ₄	1640,690126	0,0882	1640,682370	0,0302	1640,690126	0,0958	1640,684447	0,1632
Y ₄	1197,188401	0,0782	1197,188932	0,0268	1197,188401	0,0849	1197,188093	0,1447

Os valores de $\hat{\sigma}_0^2$ para os ajustamentos das observações realizadas pelas estações totais são apresentados no tabela 29.

TABELA 29 – COMPARAÇÃO
ENTRE SIGMA A
POSTERIORI

ESTAÇÕES TOTAIS	$\hat{\sigma}_0^2$
TC 2002 (1ª campanha)	$3,1217 \times 10^{-9}$
TC 2002 (2ª campanha)	$3,6586 \times 10^{-4}$
Elta S20	$3,6814 \times 10^{-9}$
TCRA 1205	$2,6712 \times 10^{-3}$

4.5. APLICAÇÃO DO TESTE DE QUI-QUADRADO (χ^2)

Para a análise dos valores de sigma a *posteriori* ($\hat{\sigma}_0^2$), aplicou-se o teste de qui-quadrado (χ^2) unilateral, com nível de significância 1%.

Hipótese Básica: $H_0: \hat{\sigma}_0^2 = \sigma_0^2$

Hipótese Alternativa: $H_1: \hat{\sigma}_0^2 < \sigma_0^2$

χ^2 calculado:

$$\chi^2 = (\hat{\sigma}_0^2 / \sigma_0^2) \cdot (n - u) \quad (33)$$

Para a primeira campanha com a TC 2002:

$$\chi^2 = (3,1217 \times 10^{-9}) \cdot (14 - 5)$$

$$\chi^2 = 28,09 \times 10^{-9}$$

χ^2 teórico (com $\alpha = 1\%$):

$$1 - \alpha = 1 - 0,01 = 0,99$$

$$\chi^2 = 21,67$$

Como o valor calculado para χ^2 é menor que o valor de χ^2 teórico, a hipótese básica não é aceita ao nível de significância de 1%. Isto ocorre para todas as estações totais, pois os valores de $\hat{\sigma}_0^2$ são da ordem de 10^{-3} , 10^{-4} e 10^{-9} .

Como $\hat{\sigma}_0^2$ é um valor pequeno, quando comparado com σ_0^2 (igual a 1), significa que as observações de distâncias e direções, utilizadas no processo de ajustamento para a obtenção das coordenadas dos vértices da rede, são de alta precisão, em virtude das precisões nominais das estações totais utilizadas.

Deve-se lembrar que as coordenadas finais dos pilares da rede de monitoramento são obtidas por composição de ângulos e distâncias, o que minimiza os erros, mas não os elimina.

Este fato, associado à geometria da rede, gera resíduos pequenos (ordem de 10^{-5}). Considerando que o vetor dos resíduos é o principal elemento no cálculo de $\hat{\sigma}_0^2$ isto justifica o valor pequeno obtido.

4.5. APLICAÇÃO DO TESTE DATA SNOOPING

Trata-se de um teste aplicado às observações realizadas, com o intuito de verificar a presença de erros grosseiros, como, por exemplo, erros de anotação e troca de números na digitação da caderneta.

Segundo FÖRSTNER⁵ (1980) apud MORAES (1997) a teoria do teste foi desenvolvida por Baarda nos anos de 1967, 1968 e 1976, para ser utilizado em redes geodésicas.

4.5.1. Erro Observacional

De acordo com MORAES (1997) a relação entre resíduos de observações e erros observacionais é dada por:

$$v_i = - (Q_V P)_{ii} \cdot \epsilon_i \quad (34)$$

onde:

- v_i – resíduo da observação;
- Q_V – matriz dos coeficientes de peso dos resíduos v_i ;
- P – matriz diagonal dos pesos das observações;
- ϵ_i - erro observacional;
- ii – índices do i -ésimo elemento da diagonal da matriz.

Do ajustamento das observações obtém-se a matriz Q_V , dada por:

$$Q_V = \frac{1}{\hat{\sigma}_0^2} \Sigma V \quad (35)$$

onde:

- $\hat{\sigma}_0^2$ - variância da unidade de peso a posteriori;
- ΣV – matriz variância-covariância dos resíduos obtida no ajustamento.

4.5.2. Número-Redundância

De acordo com MORAES (1997), dá-se o nome de número-redundância ao

⁵ FÖRSTNER, W. Advanced Surveying I. New Brunswick Fredericton N.B. Canadá, July, 1972. Lecture notes n. 26 – Department of Surveying Engineering, University of New Brunswick.

i -ésimo elemento da diagonal da matriz $(Q_V P)$, adimensional, dado por:

$$r_i = \left((Q_V P)_{ii} = \frac{1}{\hat{\sigma}_0^2} (\sum VP_{ii}) \right) \quad (36)$$

O intervalo de confiança de r_i é dado por $0 \leq r_i \leq 1$. Se $r_i = 0$, então o ajustamento não é confiável, caso contrário, se $r_i = 1$, então o ajustamento é de máxima confiabilidade.

4.5.3. Resíduo Padronizado

Através da matriz $(Q_V P)$ determinam-se os desvios-padrões σ_i dos resíduos v_i das observações l_i , não-correlacionadas de pesos p_i (MORAES, 1997):

$$\sigma_{v_i}^2 = (Q_V P)_{ii} \cdot \sigma_{v_{1i}}^2 \rightarrow \sigma_{v_i} = \sigma_{v_{1i}} r_i^{0,5} \quad (37)$$

Assim, o resíduo padronizado w_i é dado por:

$$w_i = \frac{v_i}{\sigma_{v_i}} = \frac{v_i}{\sigma_{v_{1i}} \sqrt{r_i}} = \frac{v_i \sqrt{p_i}}{\sigma_0 \sqrt{r_i}} \quad (38)$$

4.5.4. Teste de Hipótese

Pressupondo-se que w_i tem distribuição normal, realizou-se o teste:

H_0 : nenhum erro grosseiro presente na observação.

Esta hipótese é rejeitada se $|w_i| > k$, sendo k o valor crítico conforme nível de confiança específico.

A escolha deve ser feita de forma que a probabilidade α de erro do tipo I (rejeição de H_0 quando verdadeira) e a probabilidade β de erro do tipo II (aceitação de H_0 quando falsa) sejam as menores possíveis.

O tabela 30 apresenta alguns níveis de confiança e seus respectivos valores críticos, de acordo com ACKERMANN⁶ (1981) apud MORAES (1997).

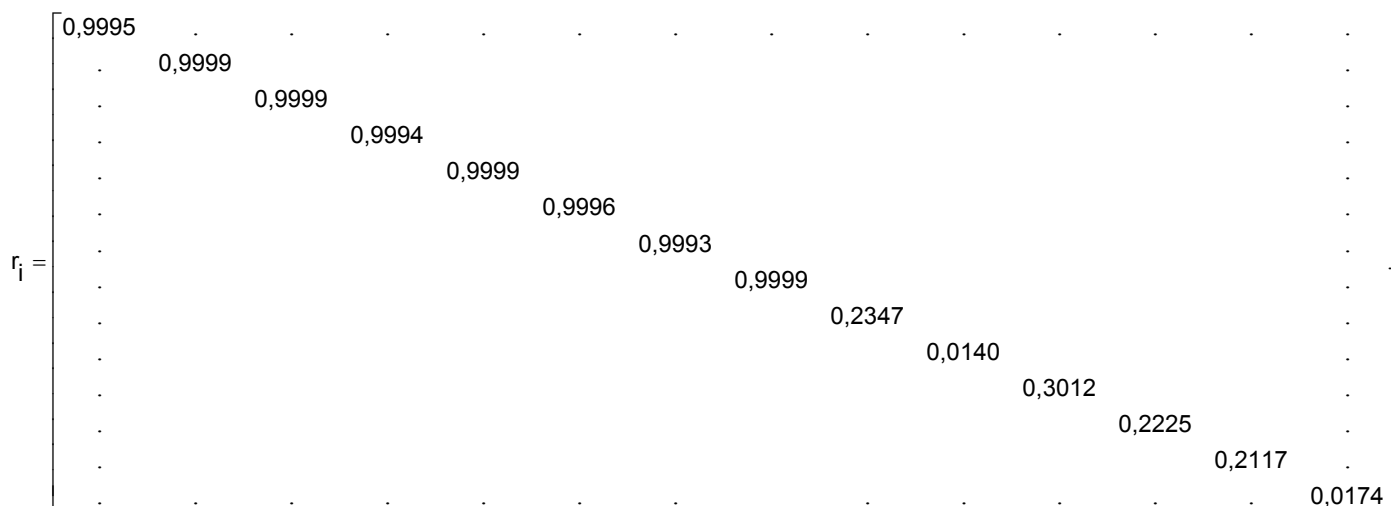
TABELA 30 – NÍVEIS DE CONFIANÇA E VALORES CRÍTICOS – TESTE
DATA SNOOPING

$1 - \alpha$	k	$1 - \beta$
99,9 %	3,29	76%
99,7 %	3,00	84%
99,0 %	2,56	93%
95,0 %	1,96	98%

São apresentados a seguir os respectivos números-redundâncias (r_i) – somente a diagonal principal da matriz - e resíduos-padronizados (w_i) para o teste de *Data Snooping*.

- TC 2002 (primeira campanha):

Número-Redundância:



⁶ ACKERMANN, F. Zuverlässigkeit photogrammetrischer Blöcke. Zeitschrift für Vermessungswesen. 106. Jahrgang, Heft 8, Seite 401-411. Aug 1981.

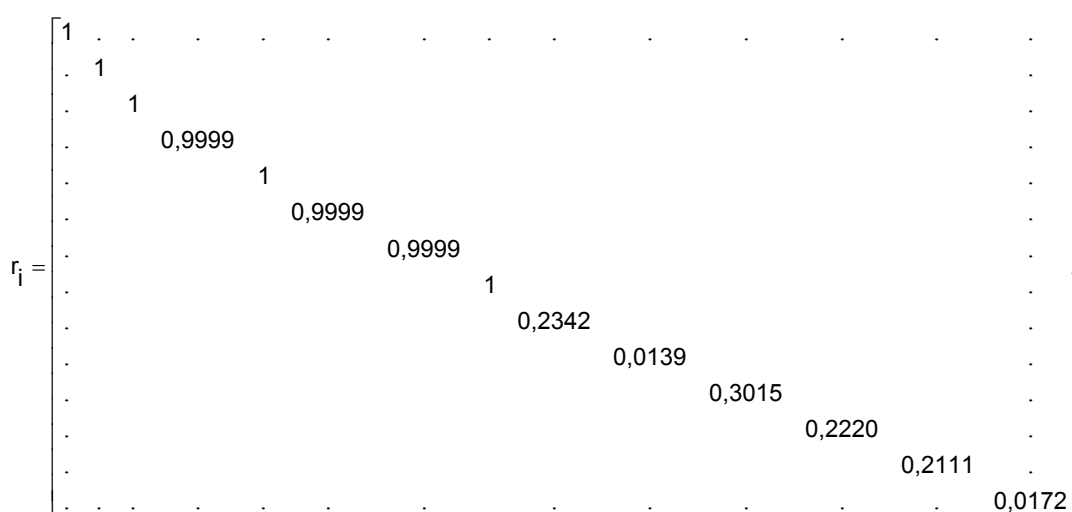
Resíduos Padronizados:

$$w = \begin{pmatrix} -0.000096248 \\ -0.000005314 \\ -0.000013571 \\ 0.000115341 \\ 0.000003793 \\ 0.000027305 \\ 0.000045328 \\ -0.000038936 \\ -0.000036116 \\ -0.000025281 \\ 0.000026758 \\ 0.000036574 \\ -0.000027168 \\ -0.000027934 \end{pmatrix}$$

Comparando-se os valores dos resíduos padronizados com os valores de k da tabela 30, verifica-se que a hipótese H_0 não é rejeitada para nenhum dos níveis de significância.

- TC 2002 (segunda campanha):

Número-Redundância:



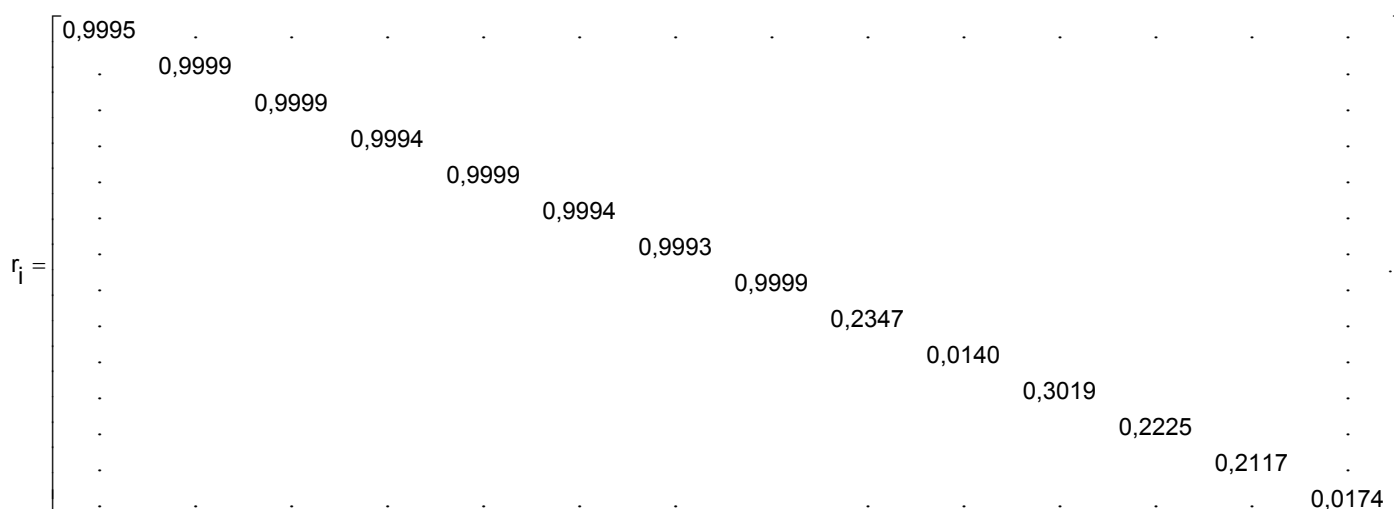
Resíduos Padronizados:

$$w = \begin{pmatrix} -0.000027848 \\ -0.00001363 \\ 0.000006505 \\ 0.000013208 \\ 0.000008135 \\ -0.00002441 \\ 0.000012679 \\ 0.000000636 \\ 0.057382595 \\ 0.057382595 \\ -0.057382597 \\ -0.057382593 \\ 0.057382595 \\ 0.057382596 \end{pmatrix}$$

Comparando-se os valores dos resíduos padronizados com os valores de k da tabela 30, verifica-se que a hipótese H_0 não é rejeitada para nenhum dos níveis de significância.

- Elta S20:

Número-Redundância:



Resíduos Padronizados:

$$w = \begin{pmatrix} -0.000055101 \\ -0.000014134 \\ 0.000109727 \\ -0.000096718 \\ -0.000112079 \\ 0.000077709 \\ -0.00001427 \\ 0.000097594 \\ 0.155051485 \\ 0.155051481 \\ -0.155051482 \\ -0.155051492 \\ 0.155051491 \\ 0.155051465 \end{pmatrix}$$

Comparando-se os valores dos resíduos padronizados com os valores de k da tabela 30, verifica-se que a hipótese H_0 não é rejeitada para nenhum dos níveis de significância.

Nos tabelas seguintes são apresentadas as comparações entre as coordenadas horizontais dos pilares da rede de monitoramento, obtidas pelo processo de ajustamento para cada uma das estações.

A primeira comparação, entre a primeira e segunda campanhas realizadas com a Wild TC 2002, é apresentada na tabela 31.

TABELA 31 – COMPARAÇÃO ENTRE COORDENADAS HORIZONTAIS – TC 2002 – 1ª E 2ª CAMPANHAS

COORD. PILARES	TC 2002 (1ª) (EM METROS)	TC 2002 (2ª) (EM METROS)	MÓDULO DAS DIFERENÇAS ENTRE COORDENADAS (EM METROS)
X₂	1018,2155	1018,2114	0,0041
Y₂	1213,8714	1213,8709	0,0005
Y₃	1581,8722	1581,8648	0,0074
X₄	1640,6901	1640,6823	0,0078
Y₄	1197,1884	1197,1889	0,0005

As diferenças entre as coordenadas horizontais dos pilares da rede de monitoramento, apresentadas na tabela 31, devem-se ao fato do problema ocorrido com o barômetro durante as observações da primeira campanha realizada com a Wild TC 2002. Dessa forma, não é possível concluir se essas diferenças representam deslocamentos.

A segunda comparação, entre a primeira campanha realizada com a Wild TC 2002 e Zeiss Elta S20, é apresentada na tabela 32.

TABELA 32 – COMPARAÇÃO ENTRE COORDENADAS HORIZONTAIS – TC 2002 (1ª) E ELTA S20

COORD. PILARES	TC 2002 (1ª) (EM METROS)	ELTA S20 (EM METROS)	MÓDULO DAS DIFERENÇAS ENTRE COORDENADAS (EM METROS)
X₂	1018,2155	1018,2155	0,0000
Y₂	1213,8714	1213,8714	0,0000
Y₃	1581,8722	1581,8722	0,0000
X₄	1640,6901	1640,6901	0,0000
Y₄	1197,1884	1197,1884	0,0000

Não houveram diferenças entre a primeira campanha realizada com a Wild TC 2002 e a Zeiss Elta S20, em virtude de não terem sido realizadas medições de distância com esta. Presumiu-se que não houve movimentação dos pilares durante as observações, pois estas foram realizadas seguidamente, primeiro com a Wild TC 2002 – precisão angular: $\pm 0,5''$ - e depois com a Zeiss Elta S20 – precisão angular:

$\pm 3''$. As precisões angulares não influenciaram no resultado final, tendo em vista a diferença entre as observações angulares entre estas estações totais, conforme tabela 10.

A terceira comparação, entre a segunda campanha realizada com a Wild TC 2002 e Zeiss Elta S20, é apresentada na tabela 33.

TABELA 33 – COMPARAÇÃO ENTRE COORDENADAS HORIZONTAIS – TC 2002 (2ª) E ELTA S20

COORD. PILARES	TC 2002 (2ª) (EM METROS)	ELTA S20 (EM METROS)	MÓDULO DAS DIFERENÇAS ENTRE COORDENADAS (EM METROS)
X₂	1018,2115	1018,2155	0,0000
Y₂	1213,8709	1213,8714	0,0005
Y₃	1581,8649	1581,8722	0,0073
X₄	1640,6824	1640,6901	0,0077
Y₄	1197,1889	1197,1884	0,0005

As coordenadas horizontais obtidas pelo ajustamento das observações da Zeiss Elta S20 não são confiáveis, em virtude do problema com a tomada de pressão atmosférica. Assim, também não é possível confirmar se as diferenças entre as coordenadas, apresentadas na tabela 33, representam deslocamentos dos pilares da rede de monitoramento.

A quarta comparação, entre a segunda campanha realizada com a Wild TC 2002 e Leica TCRA 1205, é apresentada na tabela 34.

TABELA 34 – COMPARAÇÃO ENTRE COORDENADAS HORIZONTAIS – TC 2002 (2ª) E TCRA 1205

COORD. PILARES	TC 2002 (2ª) (EM METROS)	TCRA 1205 (EM METROS)	MÓDULO DAS DIFERENÇAS ENTRE COORDENADAS (EM METROS)
X₂	1018,2115	1018,2133	0,0018
Y₂	1213,8709	1213,8712	0,0003
Y₃	1581,8649	1581,8677	0,0028
X₄	1640,6824	1640,6844	0,0020
Y₄	1197,1889	1197,1881	0,0008

As diferenças entre as coordenadas horizontais obtidas pelo processo de ajustamento para a segunda campanha realizada com as estações totais Wild TC 2002 – precisão angular: $\pm 0,5''$; e linear: $\pm (1\text{mm} + 1 \text{ ppm})$ - e Leica TCRA 1205 - precisão angular: $\pm 5''$; e linear: $\pm (2\text{mm} + 2 \text{ ppm})$ - podem ser explicadas pelas diferenças entre suas precisões nominais e pelo sistema de alvos utilizado na medida das direções horizontais. Com a Wild TC 2002 utilizaram-se alvos específicos para a medida de direções, e com a Leica TCRA 1205 prismas refletores.

5. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

5.1. CONCLUSÕES

Analisando os resultados obtidos pelo ajustamento de observações pelo método de variação de coordenadas, pode-se verificar que o monitoramento de barragens utilizando técnicas geodésicas fornece dados precisos e confiáveis sobre a real condição estrutural de uma obra deste porte.

Desta forma é perfeitamente viável e justificável a implantação de uma rede de monitoramento geodésico para controle de deslocamentos estruturais, sendo esta o referencial para garantir resultados precisos e de confiança.

Empregando as três opções de teste para a matriz dos pesos constatou-se que isso não afeta o vetor das coordenadas corrigidas, porém influencia significativamente na aplicação de testes estatísticos. Assim, optou-se por utilizar a matriz dos pesos definida como a precisão nominal linear do equipamento - $\pm (1 \text{ mm} + 1 \text{ ppm})$ - para as distâncias e número de séries de observações (3) para os ângulos, uma vez que este é mais comumente encontrado nas literaturas consultadas.

Constatou-se a necessidade de um roteiro na coleta e tratamento dos dados, tendo em vista que se a configuração dos parâmetros das estações totais estiver incorreta, aliada a erros na obtenção das observações (fatores atmosféricos, direções, distâncias, entre outras) diminui a confiabilidade das coordenadas obtidas. Ressalta-se que a configuração das estações totais utilizadas estavam corretas.

5.2. RECOMENDAÇÕES

Continuidade do monitoramento em campanhas semestrais, conforme definido com os Engenheiros da COPEL, para o acompanhamento do comportamento estrutural da barragem;

Aplicação do teste de comparação de médias baseado no uso de análise estatística multivariada, para verificar se as médias obtidas para as coordenadas dos pilares nas diferentes campanhas são iguais dentro de um determinado nível de confiança, que pode ser encontrado, por exemplo, em JOHNSON, R. A., WICHERN, D. W., 1998;

Automação do sistema de coleta de dados (pressão atmosférica, temperatura, direções, distâncias, etc.) de forma a minimizar a influência do observador na obtenção dos dados;

Pesquisar um sistema de iluminação de alvos e prismas mais eficiente para a realização de campanhas noturnas, de forma a minimizar os efeitos da refração atmosférica na obtenção das direções e distâncias, uma vez que, nos testes realizados em período noturno, constatou-se que o sistema de iluminação desenvolvido para a utilização neste projeto não proporcionou boa visibilidade, causando efeitos de reverberação durante a pontaria ao alvo;

Buscar metodologias visando minimizar os efeitos decorrentes da altura do prisma refletor na determinação dos desníveis entre os vértices da rede, utilizando-se como padrão os desníveis obtidos pelo nivelamento geométrico de primeira ordem.

Processar os dados GPS coletados nos pilares P1 e P3 empregando-se as estações PARA e PRUDENTE, pertencentes à RBMC, utilizando-se o software Bernese 4.2, a fim de confirmar os resultados das coordenadas dos pilares obtidas pelo processamento via software comercial;

Realizar o ajustamento da rede utilizando-se as observações isoladas de direções e distâncias, e não as suas médias, de forma a verificar se o resultado final das

coordenadas dos pilares apresenta desvios menores.

Estudar a influência de diferentes matrizes de peso no resultado do ajustamento (Projeto de Segunda Ordem).

6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AGUIRRE, P. J. A. **Análise de Deslocamentos em uma Mina a Céu Aberto** – Dissertação de Mestrado – Curso de Pós-Graduação em Ciências Geodésicas – Universidade Federal do Paraná – Curitiba. 118 p. 2000.

CAMARGO, W. M. **Instrumentação em Fundações de Barragens**. Relatório de Tema III do X Seminário Nacional de Grandes Barragens. Curitiba. 1973.

CHAVES, J. C. **Controle de Deformações em Barragens: Métodos de Monitoramento e Viabilidade de Utilização do GPS**. São Paulo. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transportes) – Curso de Pós-Graduação em Engenharia de Transportes, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. 197f. 1994.

CHRZANOWSKI, A.; YONG-QI, C.; LEEMAN, R. W.,; LEAL, J. **Integration of the Global Positioning System with Geodetic Leveling Surveys in Ground Subsidence Studies**. Cism Journal ACSGC, v. 43, n.4, pp. 377-386. 1989.

CHRZANOWSKI, A. **A Comparison of Different Approaches into the Analysis of Deformation Measurements**. XVI Congresso Internacional FIG, Montreux, 09-18/08, paper 602.3. 1981.

COELHO, F.E.P. **Sismicidade em Represas Brasileiras**. Promon Engenharia S/A, São Paulo. 1978.

COPEL **Companhia Paranaense de Energia. Geração – Usinas Hidroelétricas**. Disponível em: <<<http://www.copel.com/PagCopel.nsf/13feda93e8fef9203256a77005d0926/be9d34467aaf883403256b760042e91f?OpenDocument>>> Acesso em: 09 fev. 2004.

COPEL. Usina Hidroelétrica de Salto Caxias, Copel Geração - **Energia para o terceiro milênio**. s.d. Publicidade.

CROSS, P. **Advanced Least Squares applied to positioning - Fixing**. Working Paper n. 6. North East Londo Polytechnic, 1983.

DEPARTMENT OF ARMY – U. S. ARMY CORPS OF ENGINEERS. Manual 1110-1-1004 **Deformation Monitoring and Control Surveying**. Washington, DC, 1994.

DSG, Ministério do Exército. Manual Técnico – Serviço Geográfico. Nivelamento Geométrico. 1975.

EMAE. Empresa Metropolitana de Águas e Energia S. A. Disponível em: <http://www.emae.sp.gov.br>. Acesso em 20/11/04.

FAGGION, P. L. **Obtenção dos elementos de calibração e certificação de medidores eletrônicos de distância em campo e laboratório**. Dissertação

(Mestrado em Ciências Geodésicas) – Curso de Pós-Graduação em Ciências Geodésicas, Setor de Ciências da Terra, Universidade Federal do Paraná. Curitiba. 134f. 2001.

GAGG, G. **Auscultação Gravimétrica na Região da Barragem Bento Munhoz da Rocha**. Dissertação (Mestrado em Ciências Geodésicas) – Curso de Pós-Graduação em Ciências Geodésicas, Setor de Ciências da Terra, Universidade Federal do Paraná. Curitiba. 89f. 1997.

GEMAEL, C. **Auscultação Geodésica na Região Hidrelétrica Segredo**. 3^o Congresso Internacional da Sociedade Brasileira de Geofísica, Rio de Janeiro, vol.1, pp.634-636. 1993.

GEMAEL, C. **Introdução ao ajustamento de observações: Aplicações Geodésicas**. 1. ed. Curitiba: Editora UFPR. 1994.

GEMAEL, C., FAGGION, P.L. **Auscultação Geodésica na Região Hidrelétrica Segredo**. 4^o Congresso Internacional da Sociedade Brasileira de Geofísica, Rio de Janeiro, vol.1, pp.139-141. 1995.

GEMAEL, C., FAGGION, P.L. **Subsidência na Região de Grandes Barragens**. Revista Brasileira de Geofísica, vol.14, no.3, pp.281-285. 1996.

GEOMATIX. **Equipamentos Topográficos**. Disponível em <http://www.geomatix.com.pl>. Acesso em 10/07/04.

GRANEMANN, D. C. **Monitoramento Geodésico da Barragem Formadora do Reservatório da Barragem Hidrelétrica de Salto Caxias**. Seminário de Qualificação – Mestrado – Curso de Pós-Graduação em Ciências Geodésicas. Universidade Federal do Paraná, Curitiba. 2004.

IBGE. **Especificações e Normas para Levantamentos Geodésicos. PR 022**, 1983.

IBGE. **Especificações e Normas Gerais para Levantamentos Geodésicos - Coletânea de Normas Vigentes**. 1998.

JOHNSON, R. A., WICHERN, D. W. **Applied Multivariate Statistical Analysis** – fourth edition. 1998.

KAHMEN, H.; FAIG, W. S. **Surveying**. Berlin; New York: Walter de Gruyter, 1994.

LAIG. **Laboratório de Aferição e Instrumentação Geodésica** – Universidade Federal do Paraná. Acervo Fotográfico. Curitiba. 2004.

LAMBERT, A., LIARD, J.O. **Vertical Movement and Gravity Change near de La Grande-2 Reservoir**. J. Geoph. Res. Vol.91, 9 p. 1986.

LEICA, **Leica Geosystems**. Disponível em <http://www.leica-geosystems.com/fi/surveying/products>. Acesso em 18/05/05

LEICA. **User Manual TCRA 1205**. Heerbrugg, 2005.

LEICA. **User Manual Wild TC2002**. Heerbrugg, 1994.

MANAKE, A.; KULKARNI, M. N. **Study of Deformation of Koyna Dam Using the Global Positioning System**. Survey Review, v.36, p. 497-507. 2002.

MANOEL, J. V. **A Utilização do Método dos Mínimos Quadrados para o Ajustamento da Triangulação e da Trilateração na Auscultação Geodésica em Obras de Engenharia Civil**. Tese de Doutorado – Universidade de São Paulo – Campus de São Carlos, São Carlos. 171 f. 1986.

MEDEIROS, Z. F. **Considerações sobre a metodologia de levantamentos altimétricos de alta precisão e propostas para a sua implantação**. Dissertação (Mestrado em Ciências Geodésicas) – Curso de Pós-Graduação em Ciências Geodésicas, Setor de Ciências da Terra, Universidade Federal do Paraná. Curitiba. 142 f. 1999.

MENDONÇA, F. J. B. **Monitoração de Estruturas de Concreto com Fotogrametria à Curta Distância** – Dissertação de Mestrado – Curso de Pós-Graduação em Ciências Geodésicas – Universidade Federal do Paraná – Curitiba. 92 p. 1984.

MINISTÉRIO DA INTEGRAÇÃO NACIONAL . **Manual de Segurança e Inspeção de Barragens**. Brasília, 148p. 2002.

MONICO, J. F. G. **Posicionamento pelo NAVSTAR-GPS: Descrição, Fundamentos e Aplicações**. UNESP, São Paulo, 287 p. 2000.

MORAES, C. V. DE. **Aplicação do Ajustamento às Poligonais**. Dissertação de Mestrado – Curso de Pós-Graduação em Ciências Geodésicas. Universidade Federal do Paraná, Curitiba. 1997.

MORAES, C.V. **Aprimoramento da concepção do modelo Geodésico para a caracterização de extremas no espaço geométrico**, Tese de Doutorado, Curso de Pós-Graduação em Ciências Geodésica, UFPR, 277pp. 2001.

MOREIRA, A. P. **Métodos de Cálculo de Coordenadas Tridimensionais para o Controle de Obras de Engenharia**. (Tese de Doutorado). Curso de Pós-Graduação em Transportes, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Paulo, 206p. 1998.

NADAL, C. A. **Método da Interseção Óptica Tridimensional Aplicado à Engenharia de Precisão**. (Tese de Doutorado). Curso de Pós-Graduação em Ciências Geodésicas, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2000.

NADAL, C. A., VEIGA, L. A. K., FAGGION, P. L., FREITAS, S. R. C. DE, ZOCCOLLOTTI FILHO, C. A., GRANEMANN, D. C., LOPES, C. R., SANTOS, D. P. DOS. **Integração da Auscultação Geodésica com a Instrumentação de Controle e Segurança da Barragem de Salto Caxias**. Relatório Técnico, Universidade Federal do Paraná, 2004.

NIEMEIER, W. **Datumfree Approach for a Combined 3d Adjustment of Terrestrial and GPS Observations**, Proceedings of First Turkish Symposium on Deformation, Istanbul Turquia., 1994.

NIEMEIER, W. **Statistical Tests for Detecting Movements in Repeated Measured Geodetic Networks**. Tectonophysics, 71. pp. 335-351. 1981.

PRETORIUS, C. J. et al. **The Extensive Geodetic Systems used for the Monitoring of a 185 metre high arch dam in Southern Africa**. In: 10th FIG International Symposium on Deformation Measurements, Orange, California. 2001. Anais eletrônicos... Disponível em: <http://www.fig.net/figtree/com6_orange/index.htm > Acesso em 01/02/2003.

ROBERTS, G; et al. **A Remote Bridge health monitoring system using computational simulation and Gps sensor data**. 11th International FIG Symposium on Deformation Measurements , Greece, May 25-28, 2003. Disponível em: <<<http://www.fig.net/figtree/commission6/santorini/index.htm> >> Acesso em 16 de fev. de 2004.

SANTOS, M.C., GEMAE, C., BLAKE, B., FAGGION, P., KRUEGER, C., FERREIRA, L.D., SOARES, M., SZOSTAK-CHRZANOWSKI, A. **Stage 1 of Subsidence Monitoring of the Area Surrounding Salto Caxias Power Dam**, In Brazil. 10th. FIG International Symposium on Deformation Measurements, Orange, California, USA, pp. 89-97. 2001.

SCHIMTT, G., **Design of Control Networks: Analysis and Otimization of Geodetic Networks**. Evento de Extensão – Curso de Pós-Graduação em Ciências Geodésicas, Setor de Ciências da Terra, Universidade Federal do Paraná. Curitiba. 2003.

SCHON, S.; KUTTERER, H.; **Imprecision in geodetic observation- case study GPS monitoring networks**. 11th International FIG Symposium on Deformation Measurements , Greece, May 25-28, 2003. Disponível em: <<<http://www.fig.net/figtree/commission6/santorini/index.htm> >> Acesso em 16 de fev. de 2004.

SETAN, H. B. **Functional and Stochastic Models for Geometrical Detection of Spatial Deformations in Engineering: a Pratical Approach**. Tese City University, Londeres. 1995.

SILVA, A. S. **Controle de Estruturas de Engenharia pelo Método Fotogramétrico** – Dissertação de Mestrado – Curso de Pós-Graduação em Ciências Geodésicas – Universidade Federal do Paraná – Curitiba, 89 p. 1983.

SILVA, M. V. D DA. **Aplicação da Mecânica dos Corpos Deformáveis à Análise de Consistência de Observações em Redes Geodésicas Horizontais** – Dissertação de Mestrado – Curso de Pós-Graduação em Ciências Geodésicas – Universidade Federal do Paraná – Curitiba, 72 p. 1986.

STAR MULTIMIDIA. **Escala Richter**. Disponível em: <http://www.apolo11.com/richter.php>. Acesso em 19/05/05.

TEIXEIRA, N. N. **Detecção e análise de deslocamento vertical utilizando o sistema NAVSTAR-GPS**. Dissertação (Mestrado em Ciências Geodésicas) – Curso de Pós-Graduação em Ciências Geodésicas, Setor de Ciências da Terra, Universidade Federal do Paraná. Curitiba, 2001.

TRIMBLE. **Trimble Zeiss Elta S User Guide**. Ohio: Dayton, 2001.

VEIGA, L. A. K. **Automação Topográfica** - Parte 2. Apostila (Curso de Especialização em Geotecnologias). Departamento de Geomática, Setor de Ciências da Terra, Universidade Federal do Paraná. Curitiba, 77p. 2003.

WOLF, P. R.; GHILANI, C. D. **Elementary Surveying: An Introduction to Geomatics**. 10th ed. Prentice Hall. P. 418-425. 2002.

ZHANG, K.F., FEATHERSTONE, W.E., BIAN, S.F., TAO, B.Z. **Time Variations of Earth's Gravity Field and Crustal Deformation due to the Establishment of the Three Gorges Reservoir**. Journal of Geodesy (70): 440-449. 1996.

ANEXO 1
CLASSIFICAÇÃO DE TRIANGULAÇÃO E TRILATERAÇÃO
PR 22/83 – IBGE

ÍTEM	LEVANTAMENTOS GEODÉSICOS - TRIANGULAÇÃO			
	De Alta Precisão	De Precisão		Para Fins Topográficos
	Fundamental	Áreas Mais Desenvolvidas	Áreas Menos Desenvolvidas	Local
1. ESPAÇAMENTO DOS VÉRTICES				
1.1 – Geral	15 - 25 Km	10 – 20 Km	10 – 20 Km	5 – 10 Km
1.2 – Regiões Metropolitanas	Máximo de 5 Km	2 – 5 Km	2 – 5 Km	0,5 – 2 Km
2. FORMAÇÃO DAS FIGURAS (rigidez das figuras)				
2.1 – Conformação angular				
- Desejável	60°	60°	60°	60°
- Mínima	15°	15°	15°	15°
2.2 – R ₁ entre bases (somatório)				
- Limite desejável	30	60	60	120
- Valor máximo aceitável	40	80	80	160
2.3 – R ₁ para uma figura isolada				
- Desejável	8	12	18	24
- Valor máximo aceitável	16	24	24	48
2.4 – R ₂ para uma figura isolada				
- Desejável	15	30	60	120
- Valor máximo aceitável	30	60	80	160
3. MEDIÇÃO ANGULAR HORIZONTAL				
3.1 – Método	Das direções	Das direções	Das direções	Das direções
3.2 – Instrumento (leitura direta)	≤ 0,2"	≤ 0,2"	≤ 0,2" ou ≤ 1,0"	≤ 1,0"
3.3 – Número de série	2	2	1	1
3.4 – Intervalo de tempo entre séries (mínimo)	2 horas	2 horas	-	-
3.5 – Número de posições por série	16 PD 16 PI	16 PD 16 PI	8 PD ou 12 PD 8 PI ou 12 PI	4 PD 4PI
3.6 – Limite de rejeição para uma posição em relação à média da série	4,0"	4,0"	5,0"	5,0"
3.7 – Número mínimo de posições por série, após rejeição	14 PD 14 PI	14 PD 14 PI	6 PD ou 10 PD 6 PI ou 10 PI	3 PD 3 PI
3.8 – Divergência máxima aceitável entre a primeira metade da série e a segunda	1,5"	1,5"	-	-
3.9 – Divergência máxima aceitável entre série	1,0"	1,0"	-	-
4. CONTROLE DOS TRIÂNGULOS				
4.1 – Fechamento dos triângulos				
- A média dos fechamentos deverá ser inferior a	1,0"	1,2"	2,0"	5,0"
- Fechamento máximo aceitável para um triângulo plano isolado	3,0"	3,0"	5,0"	9,0"
4.2 – Equação aos lados				
- Nas equações de teste dos lados a correção média de uma direção não exederá a	0,3"	0,4"	0,6"	1,2"

5. CONTROLE AZIMUTAL				
5.1 – Espaçamento de figuras entre direções de controle	4 - 6	6 - 8	8 - 10	12 - 15
5.2 – Pontos de Laplace				
- Número de séries	2	2	1	1
- Número de posições por série	16 PD 16 PI	16 PD 16 PI	8 PD ou 12 PD 8 PI ou 12 PI	4 PD 4PI
- Intervalo de tempo entre séries (mínimo)	4 horas	4 horas	-	-
- Valor máximo do erro padrão do azimute para a direção de controle	0,3"	0,3"	0,6"	1,0"
6. CONTROLE DE ESCALA				
6.1 – Espaçamento das bases, interseção de uma base sempre que o somatório de R _i ultrapassar	30	60	60	120
6.2 – Valor máximo para o erro padrão relativo do lado tomado como base	1 / 1.000.000	1 / 1.000.000	1 / 750.000	1 / 250.000
7. MEDIDA ANGULAR VERTICAL				
7.1 – Número de posições recíprocas e simultâneas	4 PD 4PI	4 PD 4PI	4 PD 4PI	4 PD 4PI
7.2 – Valor máximo para a diferença de uma posição em relação a média	10"	10"	10"	10"
7.3 – Número limite de figuras entre pontos de altitude conhecida	6 - 8	6 - 8	8 - 10	15 - 20
7.4 – Valor máximo para o erro de fechamento em pontos de altitude conhecida	0,5 m/estação	0,5 m/estação	1 m/estação	-
8. ERRO PADRÃO RELATIVO MÁXIMO ACEITÁVEL ENTRE QUAISQUER DUAS ESTAÇÕES APÓS O AJUSTAMENTO				
	1 / 100.000	1 / 50.000	1 / 20.000	1 / 5.000

ÍTEM	LEVANTAMENTOS GEODÉSICOS - TRILATERAÇÃO			
	De Alta Precisão	De Precisão		Para Fins Topográficos
	Fundamental	Áreas Mais Desenvolvidas	Áreas Menos Desenvolvidas	Local
1. ESPAÇAMENTO DOS VÉRTICES				
1.1 – Geral	15 - 25 Km	10 – 20 Km	10 – 20 Km	5 – 10 Km
1.2 – Regiões Metropolitanas	Máximo de 5 Km	2 – 5 Km	2 – 5 Km	0,5 – 2 Km
2. FORMAÇÃO DAS FIGURAS				
2.1 – O ângulo mínimo aceitável será de	25°	25°	25°	20°
3. MEDIÇÃO DOS LADOS				
3.1 – Valor máximo para o erro relativo da distância, após a compensação será de	1/1 000 000	1/750 000	1/500 000	1/150 000
3.2 – Número mínimo de séries de leituras recíprocas	2	2	2	2
3.3 – Intervalo mínimo de tempo entre leituras recíprocas	20 min	20 min	20 min	20 min
3.4 – Intervalo mínimo de tempo entre séries de leituras recíprocas	2 h	2h	2h	2h
3.5 – Diferença máxima aceitável entre resultados de série	15 mm+1 ppm*D	15 mm+1 ppm*D	15 mm+1 ppm*D	10 mm
3.6 – Diferença máxima aceitável entre leituras recíprocas quando se observa uma única série	-	-	20 mm + 1 ppm*D	20 mm
3.7 – Instrumento com leitura direta de/ou equivalente a	1 mm	1 mm	1 mm	1 mm
4. CONTROLE DA REFRAÇÃO ATMOSFÉRICA				
4.1 – Leitura estimada da temperatura	0.2 °C	0.2 °C	0.2 °C	0.2 °C
4.2 – Leitura estimada da pressão atmosférica	0.2 mmHg	0.2 mmHg	0.2 mmHg	0.2 mmHg
4.3 – Leituras recíprocas e simultâneas dos ângulos verticais envolvendo a medição de distância	sim	sim	sim	-
5. CONTROLE AZIMUTAL				
5.1 – Espaçamento de figuras entre direções de controle	4-6	6-8	8-10	1
5.2 – Pontos de Laplace	2	2	1	1
- Número de séries	16 PD	16 PD	8 PD ou 12 PI	4 PD
- Número de posições por série	16 PI	16 PI	8 PI ou 12 PI	4 PI
- Intervalo de tempo entre séries (mínimo)	4h	4h	-	-
- Valor máximo do erro padrão para o azimute para o lado de controle	0.3"	0.3"	0.6"	3.0"

6. MEDIÇÃO ANGULAR VERTICAL	4 PD 4 PI	4 PD 4 PI	4 PD 4 PI	4 PD 4 PI
6.2 – Valor máximo para a diferença de uma posição em relação à media	10"	10"	10"	-
6.3 – Numero de figuras entre pontos de altitude conhecida	6-8	6-8	8-10	15-20
6.4 – Valor máximo para o erro de fechamento em pontos de altitude conhecida	0.5 m/estação	0.5 m/estação	1 m/estação	-
7. ERRO PADRÃO RELATIVO MÁXIMO ACEITÁVEL ENTRE QUASQUER DUAS ESTAÇÕES APÓS O AJUSTAMENTO	1/100 000	1/50 000	1/20 000	1/5 000

ANEXO 2
MEMORIAL DESCRITIVO DOS PILARES
DA REDE GEODÉSICA DE MONITORAMENTO
DA UHE SALTO CAXIAS