

UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ

**UTILIZAÇÃO DE TÉCNICAS DE POLIGONAÇÃO DE PRECISÃO PARA O
MONITORAMENTO DE PONTOS LOCALIZADOS EM GALERIAS DE
INSPEÇÃO: ESTUDO DE CASO DA U.H. DE SALTO CAXIAS**

CURITIBA

AGOSTO 2005

CARLOS ALBERTO ZOCCOLOTTI FILHO

**UTILIZAÇÃO DE TÉCNICAS DE POLIGONAÇÃO DE PRECISÃO PARA O
MONITORAMENTO DE PONTOS LOCALIZADOS EM GALERIAS DE
INSPEÇÃO: ESTUDO DE CASO DA U. H. DE SALTO CAXIAS**

Dissertação apresentada como requisito parcial à obtenção do grau de Mestre, pelo Curso de Pós-Graduação em Ciências Geodésicas, Setor de Ciências da Terra, da Universidade Federal do Paraná.

Orientadores:

Prof. Dr. Luis Augusto Koenig Veiga

Prof. Dr. Carlos Aurélio Nadal

CURITIBA

AGOSTO 2005

Agradecimentos

Ao Curso de Pós-Graduação em Ciências Geodésicas do Departamento de Geomática do Setor de Ciências da Terra, em especial à secretária Mônica pelos serviços prestados e por sua amizade.

Aos professores do Curso de Engenharia Cartográfica da Universidade Federal do Paraná pela de minha formação de excelente qualidade.

Aos laboratórios LAIG, LABTOPO e LAGE pelos equipamentos e suporte fornecidos.

Agradeço de forma especial aos engenheiros Elizeu Santos Ferreira e Marcos A. Soares, ao Projeto CGER 032 "Integração da auscultação geodésica com a instrumentação de controle e segurança da barragem de Salto Caxias" (Banpesq n.º 2003013088).

A ANEEL, COPEL, LACTEC e UFPR pelos recursos financeiros da bolsa e das campanhas de levantamento e aos materiais fornecidos para apoiar o estudo, em especial ao "Joãozinho" do LACTEC pelos trabalhos prestados.

Às empresas Manfra e AVR pelos equipamentos cedidos, os quais foram de extrema importância para a realização desta pesquisa.

Aos colegas de turma Maurício Sejas, pela pronta disponibilidade e amizade, Márcio Urakawa e Teotônio M. da Silva F.º, pelo ótimo atendimento prestado pela empresa Manfra e pela amizade.

Aos bolsistas de iniciação científica e amigos, Cesar Rafael Lopes e Daniel Perozzo dos Santos pela enorme ajuda em campo e no processamento dos dados, sacrificando até seus compromissos particulares pela pesquisa.

Aos companheiros e amigos Daniel Carvalho Granemann e Luisnei Martini "Pardal" pela grande amizade, pelo sofrimento das horas exaustivas de levantamento, pelos conselhos e pelas horas de diversão, que não foram poucas.

Aos professores Dr. Carlos Aurélio Nadal, Dr. Luis Augusto Koenig Veiga, Pedro Luis Faggion e Dr. Sílvio Rogério Correia de Freitas, responsáveis pelo convênio e realização da pesquisa, pelas sugestões, pela ajuda nos levantamentos, pela orientação e pela amizade.

Em especial aos professores Luis Augusto Koenig Veiga e Pedro Luis Faggion pela oportunidade, confiança, amizade, à constante disponibilidade para perguntas e sugestões e pela excelente orientação. Ao Prof. Carlos Aurélio Nadal pelas valiosas idéias e sugestões que acrescentaram muito a este trabalho.

Em fim, ao grupo que sempre viajou e sofreu junto, mas com muita união, amizade e cooperação pelos momentos felizes que me deram força e determinação para a conclusão deste trabalho e que deixarão saudades.

SUMÁRIO

RESUMO	v
ABSTRACT	vi
LISTA DE FIGURAS	vii
LISTA DE QUADROS	ix
LISTA DE TABELAS	x
1 INTRODUÇÃO	1
1.1 OBJETIVOS	3
1.2 JUSTIFICATIVA	3
1.3 ESTRUTURAÇÃO.....	5
2 MONITORAMENTO GEODÉSICO	6
2.1 TÉCNICAS GEODÉSICAS PARA MONITORAMENTO	9
2.2 POLIGONAÇÃO.....	9
2.3 INSTRUMENTAÇÃO GEODÉSICA PARA POLIGONAÇÃO.....	12
2.3.1 Estação Total Wild TC2002.....	14
2.3.2 Estação Total Robotizada Leica TCRA 1205.....	14
2.4 PRINCIPAIS ERROS INSTRUMENTAIS.....	16
2.4.1 Erro de Colimação	19
2.4.2 Erro de Horizontalismo do Eixo Secundário	22
2.4.3 Erro de Zero no ATR.....	24
2.4.4 Determinação dos Erros de Colimação e Não Horizontalismo do Eixo Secundário para a Estação Total TC 2002.....	25
2.4.5 Sensibilidade de Nivelamento do Nível Tubular	27
3 AJUSTAMENTO DE OBSERVAÇÕES	30
3.1 AJUSTAMENTO PELO MÉTODO CORRELATO	30
3.1.1 Equações de Condição Lineares	33
3.1.2 Equações de Condição Angular	33
3.2 AJUSTAMENTO PELO MÉTODO DE VARIAÇÃO DE COORDENADAS.....	34
3.2.1 Equações dos Ângulos Observados.....	36
3.2.2 Equações das Distâncias Observadas	38
3.3 TESTE QUI-QUADRADO (χ^2)	39
3.4 ELIPSES DOS ERROS	39

4 PROJETO DA POLIGONAL	41
4.1 REDE GEODÉSICA DE APOIO.....	42
4.2 GALERIAS DE INSPEÇÃO DA U.H. DE SALTO CAXIAS.....	45
4.3 LEVANTAMENTO CADASTRAL DAS GALERIAS DE INSPEÇÃO.....	46
4.4 PROJETO DOS DISPOSITIVOS DE CENTRAGEM FORÇADA.....	48
4.5 CÁLCULO DA DEFORMABILIDADE DO DCF	51
4.5.1 Análise Prática da Deformabilidade dos DCF.....	53
4.6 ALVO PARA MEDIÇÃO ANGULAR HORIZONTAL.....	55
4.7 ALVOS DE MONITORAMENTO	57
4.8 LEVANTAMENTO DA POLIGONAL	58
4.8.1 Correções Devido aos Efeitos Ambientais.....	61
4.8.2 Cálculo de Coordenadas Tridimensionais	62
4.8.3 Procedimento para Manter a Altura dos Prismas Iguais.....	64
4.9 SEQÜÊNCIA DE CÁLCULOS.....	67
5 ANÁLISES E RESULTADOS DO LEVANTAMENTO DAS POLIGONAIS	70
5.1 PRIMEIRA CAMPANHA DE MONITORAMENTO	71
5.1.1 Ajustamento pelo Método dos Correlatos.....	74
5.1.2 Ajustamento pelo Método Paramétrico Utilizando Variação de Coordenadas	74
5.2 SEGUNDA CAMPANHA DE MONITORAMENTO	75
5.3 TERCEIRA CAMPANHA - TESTE DO NOVO SISTEMA DE ALVOS	76
5.3.1 Ajustamento pelo Método dos Correlatos.....	77
5.3.2 Ajustamento pelo Método Paramétrico Utilizando Variação de Coordenadas	80
5.3.3 Comparação entre as Coordenadas Ajustadas pelos Dois Métodos.....	81
6 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES	82
REFERÊNCIAS	85
ANEXOS.....	87
ANEXO 1 - CALIBRAÇÃO DO ERRO DE COLIMAÇÃO DA TC 2002.....	88
ANEXO 2 - CALIBRAÇÃO DO ERRO DE NÃO HORIZONTALISMO DO EIXO SECUNDÁRIO DA TC 2002.....	89
ANEXO 3 - AJUSTE COMBINADO DOS ERROS DA ESTAÇÃO LEICA TCRA 1205.....	90
ANEXO 4 - ARQUIVO DE SAÍDA DO AJUSTAMENTO DA 1.ª CAMPANHA.....	92
ANEXO 5 - ARQUIVO DE SAÍDA DO AJUSTAMENTO DA 2.ª CAMPANHA.....	96
ANEXO 6 - ARQUIVO DE SAÍDA DO AJUSTAMENTO DA 3.ª CAMPANHA.....	100

RESUMO

Devido ao potencial de risco que as barragens são sujeitas é indicado um constante monitoramento para se evitar desastres. Em virtude disto, o monitoramento destas estruturas se reveste de especial importância. Existem instrumentos específicos para o monitoramento, como extensômetros e pêndulos, que são instalados na barragem durante a sua construção, porém a análise de suas medidas somente permite discriminar situações localizadas, ou deslocamentos relativos entre pontos. Diversas técnicas geodésicas de levantamento podem ser aplicadas para fins de monitoramento de grandes estruturas. Este trabalho apresenta uma metodologia para o monitoramento de pontos em galerias de inspeção de barragens empregando-se técnicas de poligonização. O objetivo é desenvolver uma metodologia para monitorar estes pontos, empregando-se poligonais de precisão, apresentar sistemas para coleta e processamento de dados, bem como o desenvolvimento instrumental voltado para esta aplicação, tais como: dispositivos de centragem forçada adaptáveis às galerias para conduzir as poligonais de precisão em seu interior e sistemas precisos para pontaria angular refinada. Apresenta-se como estudo de caso neste trabalho uma poligonal projetada para o monitoramento de pontos localizados na galeria de inspeção da U. H. de Salto Caxias, localizada no município de Capitão Leônidas Marques, no Paraná.

ABSTRACT

As dams are subjected to potential risks, constant monitoring is indicated to avoid disasters. Thus, monitoring these structures is specially important. Specific instruments, as extensometers and pendulums, are installed in the dam during its construction; however the analysis of their measurements only allows discriminating located situations, or relative displacements between given points. Several geodetic techniques can also be applied to monitor their structures. This work presents a methodology for monitoring points in dam inspection galleries using traversing techniques. Our objective is to develop a methodology to monitor these points using precise traverses, to present systems for data process and collection, as well as to developed instruments for this application, such as: adaptable devices for forced centering into galleries and specific systems to improve the quality of angular sight. As a case study we show a traverse projected for monitoring located points in the inspection galleries of Salto Caxias U.H, in the municipality of Capitão Leônidas Marques, Paraná.

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1	LOCALIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO	2
FIGURA 2	PONTOS PARA MONITORAMENTO DAS JUNÇÕES DE BLOCOS.....	3
FIGURA 3	ANOMALIAS IDENTIFICADAS COM TÉCNICAS GEODÉSICAS	7
FIGURA 4	MEDIDOR TRIORTOGONAL DE JUNTA.....	8
FIGURA 5	INSTRUMENTOS UTILIZADOS PARA COLETA DE TEMPERATURA E PRESSÃO.....	13
FIGURA 6	WILD TC2002.....	14
FIGURA 7	LEICA TCRA 1205.....	15
FIGURA 8	SISTEMAS DE EIXOS DE UMA ESTAÇÃO TOTAL.....	17
FIGURA 9	TRIÂNGULO ESFÉRICO.....	17
FIGURA 10	DESVIO DA LINHA DE VISADA.....	19
FIGURA 11	REPRESENTAÇÃO 3D DO ERRO DE COLIMAÇÃO.....	20
FIGURA 12	ROTAÇÃO DA LINHA DE VISADA.....	22
FIGURA 13	REPRESENTAÇÃO 3D DO ERRO DO EIXO SECUNDÁRIO	23
FIGURA 14	ERRO DO ATR	24
FIGURA 15	SENSIBILIDADE DO NÍVEL TUBULAR	27
FIGURA 16	INFLUÊNCIA DA MÁ RETIFICAÇÃO DO NÍVEL TUBULAR NA MEDIDA DO ÂNGULO HORIZONTAL.....	28
FIGURA 17	CONDIÇÃO DE FECHAMENTO AZIMUTAL.....	34
FIGURA 18	SIGNIFICADO DOS ÍNDICES DA EQUAÇÃO ANGULAR.....	37
FIGURA 19	SIGNIFICADO DOS ÍNDICES DA FUNÇÃO DE DISTÂNCIAS	38
FIGURA 20	DECOMPOSIÇÃO DOS DESLOCAMENTOS HORIZONTIS DE UMA BARRAGEM, DURANTE O ENCHIMENTO DO RESERVATÓRIO.....	42
FIGURA 21	REDEGEODÉSICA DE MONITORAMENTO EXTERNO.....	43
FIGURA 22	PILAR DE CENTRAGEM FORÇADA LOCALIZADO EM UMA DAS ENTRADAS DA GALERIA SUPERIOR	43
FIGURA 23	MARCOS DE CONCRETO NAS ENTRADAS DAS GALERIAS	44
FIGURA 24	ALINHAMENTO ÓPTICO PARA LIGAÇÃO DA POLIGONAL À REDE GEODÉSICA	44
FIGURA 25	SISTEMA DE COORDENADAS	45
FIGURA 26	ILUSTRAÇÃO DAS GALERIAS DE INSPEÇÃO	46
FIGURA 27	REPRESENTAÇÃO TRIDIMENSIONAL PARA O PLANEJAMENTO DA INSTALAÇÃO DOS ALVOS E DFC.....	47
FIGURA 28	LEVANTAMENTO TRIDIMENSIONAL	47
FIGURA 29	CHAPAS DE FIXAÇÃO DOS DCF	48

FIGURA 30	PARTE MÓVEL DO DCF.....	49
FIGURA 31	CHUMBADOR PARA FIXAR AS CHAPAS	49
FIGURA 32	CALHA DE DRENAGEM	50
FIGURA 33	TRÊS DIFERENTES TIPOS DE DCF'S CONFECCIONADOS.....	50
FIGURA 34	PERFIS DOBRADOS EM U.....	51
FIGURA 35	TRIPÉ INDUSTRIAL	54
FIGURA 36	MEDIDAS REALIZADAS EM CADA PONTO ESTACIONADO.....	55
FIGURA 37	PROBLEMA OCORRIDO QUANDO AS VISADAS NÃO SÃO EXATAMENTE ORTOGONAIS À FACE DO PRISMA	55
FIGURA 38	ALVO PARA PONTARIA DE ÂNGULOS HORIZONTAIS.....	56
FIGURA 39	PRISMA INSTALADO SOBRE ALVO PARA MEDIÇÃO DE DISTÂNCIAS	57
FIGURA 40	SUPORTE PARA MATERIALIZAR OS PONTOS DE MONITORAMENTO UTILIZANDO PRISMAS COMO ALVOS	58
FIGURA 41	PONTOS DE MONITORAMENTO.....	58
FIGURA 42	POLIGONAL ENQUADRADA.....	59
FIGURA 43	CAMINHAMENTO DA POLIGONAL.....	59
FIGURA 44	DCF COM PRISMA INSTALADO	60
FIGURA 45	DEMONSTRAÇÃO DAS LEITURAS VANTE E RÉ EM PONTOS CONSECUTIVOS	63
FIGURA 46	PONTARIA DO NÍVEL SOBRE O PRISMA.....	65
FIGURA 47	FIXAÇÃO DE UM PARAFUSO CALANTE	66
FIGURA 48	MOVIMENTO TRANSVERSAL.....	66
FIGURA 49	MOVIMENTO LONGITUDINAL	67
FIGURA 50	BASE CALANTE NIVELADA	67
FIGURA 51	SEQÜÊNCIA DE CÁLCULOS.....	68
FIGURA 52	TESTE DE PRECISÃO NUMA MESMA ÉPOCA	73

LISTA DE QUADROS

QUADRO 1	CLASSIFICAÇÃO DE POLIGONAIS.....	11
QUADRO 2	ESPECIFICAÇÕES PARA POLIGONAÇÃO.....	12
QUADRO 3	CARACTERÍSTICAS DA ESTAÇÃO TOTAL WILD TC2002	14
QUADRO 4	CARACTERÍSTICAS DA ESTAÇÃO TOTAL LEICA TCRA 1205.....	15
QUADRO 5	ESPECIFICAÇÕES TÉCNICAS DOS PERFIS DOBRADOS	52
QUADRO 6	CÁLCULOS EFETUADAS NA PLANILHA 1	72
QUADRO 7	DESVIOS PADRÃO DAS OBSERVAÇÕES.....	72
QUADRO 8	OBSERVAÇÕES REALIZADAS NO CENTRO DOS PRISMAS	76
QUADRO 9	OBSERVAÇÕES REALIZADAS NO PINO DO SUPORTE PARA PRISMAS	76

LISTA DE TABELAS

TABELA 1	CLASSIFICAÇÃO DAS ESTAÇÕES TOTAIS.....	13
TABELA 2	INFLUÊNCIA DO ERRO DE COLIMAÇÃO NA MEDIDA DE DIREÇÕES HORIZONTAIS.....	21
TABELA 3	INFLUÊNCIA DO ERRO DE NÃO HORIZONTALISMO DO EIXO SECUNDÁRIO NA MEDIDA DE DIREÇÕES HORIZONTAIS.....	23
TABELA 4	INFLUÊNCIA DA MOVIMENTAÇÃO DA BOLHA NA MEDIDA DO ÂNGULO HORIZONTAL.....	29
TABELA 5	DESLOCAMENTOS SUPORTADOS PELOS DCF CALCULADOS NO SENTIDO DA GRAVIDADE.....	53
TABELA 6	DIFERENÇA ENTRE O DESLOCAMENTO CALCULADO E O OBSERVADO	54
TABELA 7	DIFERENÇA ENTRE COORDENADAS OBTIDAS DE DOIS PONTOS DIFERENTES	73
TABELA 8	COORDENADAS AJUSTADAS E DESVIOS PADRÃO.....	79
TABELA 9	EIXOS DAS ELIPSES DE ERROS.....	79
TABELA 10	DISTÂNCIAS AJUSTADAS E SEUS RESÍDUOS.....	80
TABELA 11	ÂNGULOS AJUSTADOS E SEUS RESÍDUOS.....	80
TABELA 12	COORDENADAS AJUSTADAS E DESVIOS PADRÃO.....	81
TABELA 13	DIFERENÇA ENTRE AS COORDENADAS AJUSTADAS PELOS DOIS MÉTODOS.....	81

1 INTRODUÇÃO

De acordo com o MINISTÉRIO DA INTEGRAÇÃO NACIONAL (2002), as barragens são obras geralmente associadas a um elevado potencial de risco devido à possibilidade de um eventual colapso, com conseqüências catastróficas para as estruturas das próprias barragens, ao meio ambiente, com destruição da fauna e flora, e, principalmente, pela perda de vidas humanas.

GAGG (1997, p.2) diz que, no caso específico de barragens, estas devem estar sujeitas a um constante monitoramento para se evitar desastres, sendo que as barragens de grandes dimensões (altura de 100m ou mais), com o armazenamento de grandes massas d'água, pode ocorrer, em regiões propensas à sismicidade, o aceleração do processo de ocorrência de sismos e que regiões assísmicas tornem-se sismicamente ativas.

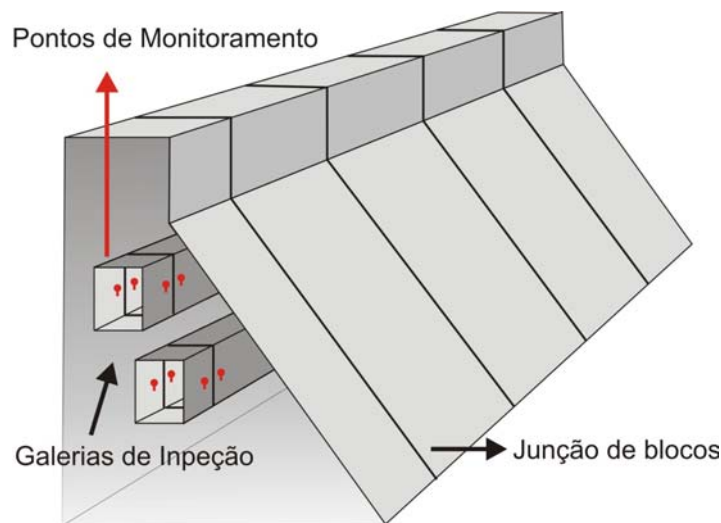
Em virtude do potencial de risco, o monitoramento destas estruturas se reveste de especial importância. Existem instrumentos específicos para o monitoramento, como extensômetros e pêndulos, que são instalados na barragem durante a sua construção, porém a análise de suas medidas somente permite discriminar situações localizadas, ou deslocamentos relativos entre pontos.

A aplicação de técnicas geodésicas permite a determinação de deslocamentos absolutos da estrutura, normalmente conciliando diversas técnicas de posicionamento, tais como: nivelamento geométrico de precisão, trilateração, triangulação, posicionamento por técnicas espaciais (*Global Positioning System* - GPS) e poligonação, sendo que cada uma tem sua aplicação específica. Este trabalho apresenta uma metodologia para o monitoramento de pontos em galerias de inspeção de barragens empregando-se técnicas de poligonação.

Como área de estudo foi utilizada a usina Hidrelétrica de Salto Caxias, que está localizada entre os municípios de Capitão Leônidas Marques e Nova Prata do Iguaçu, no oeste e sudoeste do Paraná, a 650 km de Curitiba (figura 1). Instalada no

Outra característica da barragem é a presença de duas galerias de inspeção que a atravessam longitudinalmente. Em seu interior existe o interesse de monitorar pontos próximos às junções de blocos (figura 2), de forma absoluta, e integrar os dados dos instrumentos específicos de monitoramento de barragens à uma rede geodésica, utilizando técnicas de poligonização para determinação de coordenadas.

FIGURA 2 - PONTOS PARA MONITORAMENTO DAS JUNÇÕES DE BLOCOS



1.1 OBJETIVOS

O objetivo deste trabalho é desenvolver uma metodologia para o monitoramento de pontos localizados em galerias de inspeção, empregando-se poligonais de precisão, apresentando sistemas para coleta e processamento de dados, bem como desenvolvimento instrumental voltado para esta aplicação, tais como: dispositivos de centragem forçada adaptáveis às galerias para conduzir as poligonais de precisão em seu interior e sistemas de alvos para pontaria angular.

1.2 JUSTIFICATIVA

O laboratório de Instrumentação Geodésica (LAIG) do Curso de Pós-Graduação em Ciências Geodésicas (CPGCG) da UFPR desenvolve atividades de

pesquisa nas áreas de instrumentação geodésica e técnicas de mensuração, sendo um dos poucos laboratórios nesta área do Brasil.

Dentro da linha de pesquisa de auscultação geodésica, esta dissertação dá continuidade aos trabalhos que vêm sendo realizados ao longo de anos, como os iniciados pelos professores Álvaro Dubeck, Camil Gemael e Carlos Aurélio Nadal na barragem de Foz do Areia, nos anos 90 pelos professores Camil Gemael, Carlos Aurélio Nadal e Pedro Luis Faggion, na barragem de Salto Segredo, no fim da década de 90 pelos professores Camil Gemael e Pedro Luis Faggion, na barragem de Salto Caxias e, na mesma barragem por Niel Nascimento Teixeira em 2000.

O presente trabalho faz parte da pesquisa "Integração da auscultação geodésica com a instrumentação de controle e segurança da barragem de Salto Caxias" que tem como objetivo desenvolver procedimentos, metodologias e redes complementares para a auscultação geodésica da barragem de Salto Caxias, buscando a integração de séries históricas de observações a novos dados da instrumentação de monitoramento e controle, objetivando a análise global dos deslocamentos observados, tendo em vista a segurança da barragem. Além do Departamento de Geomática e do Curso de Pós-Graduação em Ciências Geodésicas (CPGCG,) o projeto de pesquisa conta com o apoio da Agência Nacional de Energia Elétrica (ANEEL), Companhia Paranaense de Energia (COPEL) e Instituto de Tecnologia para o Desenvolvimento (LACTEC).

Além disto haverá a disponibilização dos dados do monitoramento à empresa mantedora da usina, permitindo que a mesma disponha de um conjunto adicional de informações, servindo às questões de gerenciamento e controle da segurança da usina.

Cabe ressaltar também que a metodologia poderá ser utilizada em outras aplicações que se valham de poligonação como técnica de determinação de coordenadas.

1.3 ESTRUTURAÇÃO

No capítulo dois são apresentadas algumas das características das barragens que devem ser controladas mantendo-se sob medição, técnicas de monitoramento. Explica o conceito de poligonação e apresenta classificações destas segundo seu desenvolvimento. As características exigidas nas medições de deslocamentos, principais instrumentos utilizados na auscultação geodésica de barragens, bem como suas principais características técnicas são comentadas. São apresentados também os principais erros instrumentais que afetam as medidas, como influenciam as medidas e os procedimentos para eliminá-los.

O capítulo três apresenta os métodos de ajustamento de observações empregados, bem como a dedução das equações de condição necessárias à aplicação do ajustamento em poligonação.

O capítulo quatro descreve os procedimentos necessários à realização do monitoramento de barragens, através das galerias de inspeção, e apresenta o desenvolvimento dos instrumentos confeccionados especialmente para a realização do monitoramento utilizando poligonação em galerias de inspeção.

O capítulo cinco apresenta os resultados obtidos.

Finalmente o capítulo seis apresenta as conclusões e recomendações deste trabalho.

2 MONITORAMENTO GEODÉSICO

Segundo CAMARGO (1973), o principal objetivo da instrumentação é monitorar as condições relativas à segurança estrutural e operacional da barragem. Existem algumas anomalias que são comumente encontradas em barragens de concreto como percolações, trincas ou fraturas e depressões. Não se pode dispensar a realização de alguns trabalhos básicos em qualquer barragem de concreto de grande porte para a manutenção de um estado de segurança compatível com o interesse social e de desenvolvimento que a barragem necessita e para que não haja acidentes. Ainda segundo o autor, basicamente a estabilidade da estrutura se controla mantendo-se sob medição:

- os níveis d'água a montante e a jusante;
- os níveis de assoreamento do reservatório;
- os níveis piezométricos da água de percolação no contato concreto rocha de fundação;
- Controlando os movimentos experimentados pela estrutura com as variações de carga, através de trabalhos geodésicos de precisão, medição de deslocamentos com pêndulos, medida de abertura de juntas e de recalques da estrutura e suas fundações com extensômetros;

CHEN (1983)¹ apud CHAVES (1994) classifica as técnicas de monitoramento como:

- a) métodos geodésicos convencionais:
 - redes geodésicas de monitoramento: absoluta e relativa;
 - redes horizontais de monitoramento: redes de triangulação, trilateração e poligonação;
 - movimentos verticais: nivelamento geométrico de primeira ordem.

¹CHEN, Y. **Analysis of deformation surveys. A generalized method.** Department of Surveying Engineering Technical, Thesis (Ph.D). University of New Brunswick, Fredericton. New Brunswick, Canada, 1983.

- b) método fotogramétrico:
 - terrestre.
- c) projetos especializados:
 - extensômetro mecânico e interferômetro a laser;
 - medidas de inclinação: nivelamento hidrostático, clinômetro eletromecânico e eletrolítico, alinhamento vertical (pêndulo mecânico ou prumo óptico);
 - alinhamento a laser.
- d) técnicas espaciais:
 - GPS - *Global Positioning System*.

KAHMEN e FAIG (1988) dizem que métodos geotécnicos e geodésicos podem ser usados para estudar deformações. Os métodos geotécnicos são utilizados primeiramente para detectar movimentos relativos. Entre os equipamentos empregados pode-se destacar os pêndulos, e extensômetros, etc. Métodos geodésicos são primeiramente utilizados para detectar movimentos absolutos.

Na figura 3 são apresentadas algumas anomalias que podem ocorrer em estruturas de concreto e o tipo de instrumentação empregada para a sua detecção.

FIGURA 3 - ANOMALIAS IDENTIFICADAS COM TÉCNICAS GEODÉSICAS

	INSTRUMENTAÇÃO	ANOMALIA
Estruturas de Concreto	GEODÉSIA	Escorregamento
	Pêndulo Direto	Recalque Diferencial
	Medidor de Junta	Subsidência do terreno
		Distensão no pé de Montante
		RAA - Reação Álcali-Agregado

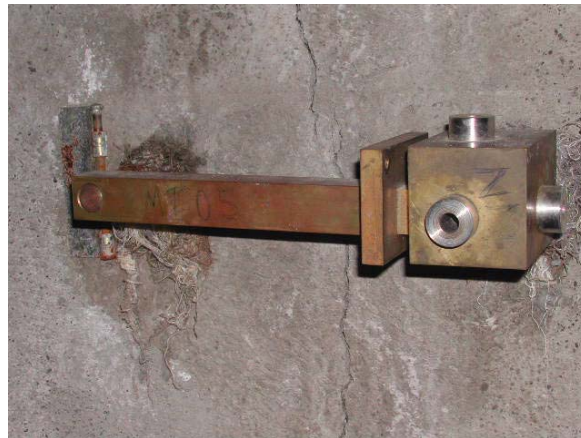
FONTE: SILVEIRA (2003)

Segundo SILVEIRA (2003), através da instalação de pêndulos e medidores triortogonais de junta, tem-se um controle quase completo dos deslocamentos verticais e horizontais em relação a pontos de referência instalados em profundidade na fundação. Não se trata de deslocamentos absolutos, visto que esses só podem ser obtidos através de técnicas geodésicas.

Os medidores triortogonais (figura 4) possibilitam a medição dos três componentes dos deslocamentos diferenciais entre blocos:

- abertura e fechamento de junta;
- recalque diferencial entre blocos;
- deslizamento horizontal entre blocos.

FIGURA 4 - MEDIDOR TRIORTOGONAL DE JUNTA



Os pêndulos diretos possibilitam medir deslocamentos horizontais na crista e são instalados a partir de tubulações posicionadas verticalmente nas estruturas de barragem durante o período construtivo (SILVEIRA, 2003).

DEPARTMENT OF ARMY (1994, p.9.9), destaca que levantamentos geodésicos, utilizando uma rede de pontos interconectados por ângulos e ou medidas de distância, usualmente proporcionam suficiente redundância de observações para análises estatísticas de qualidade e detecção de erros. Ainda segundo o autor, esta técnica proporciona informações globais sobre o comportamento do objeto deformável, enquanto as medições geotécnicas proporcionam informações localizadas e, muito freqüentemente, informações locais sem qualquer verificação a não ser a comparação com outras medidas independentes.

Adicionalmente, o DEPARTMENT OF ARMY (1994, p.9.9) diz que instrumentos geotécnicos são mais fáceis de uma adaptação para fins de automação e monitoramento contínuo, já os levantamentos geodésicos terrestres convencionais são mais trabalhosos e requerem operadores treinados.

2.1 TÉCNICAS GEODÉSICAS PARA MONITORAMENTO

Os trabalhos de monitoramento geodésico buscam detectar variações de coordenadas (planimétricas e/ou altimétricas) de um conjunto de pontos, dentro de um período específico de tempo. Os resultados obtidos pelas técnicas geodésicas indicam se os pontos tiveram suas coordenadas modificadas (deslocamento).

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

- necessidade de alto grau de acuracidade;
- repetibilidade de observações;
- integração de diferentes tipos de observações;
- análise estatística dos dados adquiridos;

Algumas técnicas de levantamento geodésico que podem ser utilizadas para fins de monitoramento são: triangulação geodésica, poligonação, nivelamento geométrico de precisão e determinação de coordenadas utilizando GPS (*Global Positioning System*). Em trabalhos de monitoramento de grande estruturas é comum associar estas diferentes técnicas, como posicionamento por GPS para a determinação de coordenadas planas dos pontos e o nivelamento geométrico de precisão para o controle altimétrico. Informações sobre as diferentes técnicas podem ser encontradas em GAGG (1997), CHEN (1983) e TEIXEIRA (2004).

2.2 POLIGONAÇÃO

A poligonação é um método muito empregado para a determinação de coordenadas de pontos, principalmente para a definição de pontos de apoio planimétrico. Uma poligonal é uma série de linhas consecutivas para as quais são conhecidos os comprimentos e direções, obtidos através de medições em campo.

O levantamento de uma poligonal é realizado através do método de caminamento, percorrendo-se o contorno de um itinerário definido por uma série de pontos, medindo-se todos os ângulos e lados e uma orientação inicial. A partir destes dados e de uma coordenada de partida, é possível calcular as coordenadas de todos os pontos que formam esta poligonal.

Segundo JORDAN (1981) e as poligonais são classificadas em três tipos:

- **aberta:** são conhecidas somente as coordenadas dos pontos de partida;
- **fechada:** são conhecidas as coordenadas dos pontos de partida e chegada, pois são os mesmos pontos;
- **enquadrada:** são conhecidas as coordenadas dos pontos de partida e chegada, sendo pontos diferentes.

Estes dois últimos tipos de poligonal permitem a verificação de erros de fechamento angular e linear. A poligonação pode ser aplicada, por exemplo, para o levantamento de galerias ou quando os pontos a serem controlados estão próximos uns dos outros (CHAVES, 1994, p.68).

O DEPARTMENT OF ARMY (2002), indica duas configurações para o monitoramento nas galerias de inspeção:

- a) Utilizando-se pontos de controle nas extremidades, com prismas instalados permanentemente, e um no centro da galeria, onde a estação total fica fixa para realizar observações nos pontos de monitoramento. Com esta configuração pode-se utilizar estações totais robotizadas com o sistema de busca automática de alvos (*Automatic Target Recognition - ATR*), interligada a *softwares* específicos para o processamento *on-line*.
- b) Utilizando-se dois pontos de controle fixos nas extremidades e estações móveis temporárias, ou vértices de uma poligonal, no percurso da galeria. Indica que se utilize sistemas de centragem forçada presos nas paredes das galerias de inspeção para materializar as estações móveis.

Um exemplo de aplicação de poligonais em monitoramento pode ser encontrado em HENRIQUES (2001), onde medições angulares foram efetuadas em duas poligonais de precisão, uma na crista e a outra numa galeria de inspeção de uma

grande barragem portuguesa. Os ângulos horizontais foram medidos recorrendo ao sistema de reconhecimento automático de alvos ATR de uma estação robotizada (TCA 2003) e com a estação total convencional (TC 2002), com precisão nominal iguais. Foram utilizados métodos de inferência estatística para testar a exatidão da medição angular automática comparada ao método convencional de medição.

Do ponto de vista da topografia, as poligonais são classificadas segundo o quadro 1, de acordo com a NBR 13.133/1994.

QUADRO 1 - CLASSIFICAÇÃO DE POLIGONAIS

CLASSE	MEDIÇÃO		DESENVOLVIMENTO				MATERIALIZAÇÃO
	Angular	Linear	Extensão Máxima	Lado		n.º máximo de vértices	
				Mínimo	Médio		
IP	Método das direções: Três séries de leituras conjugadas direta e inversa, horizontal e vertical. Teodolito classe 3	Leituras recíprocas (vante e ré) com distanciômetro classe 2. Correção de temperatura e pressão	50km	1km	≤ 1,5km	11	Marcos de concreto ou pinos
IIP	Método das direções: Três séries de leituras conjugadas direta e inversa, horizontal e vertical. Teodolito classe 3	Leituras recíprocas (vante e ré) com distanciômetro classe 1. Correção de temperatura e pressão	15km	100m	≥ 190m	31	Marcos de concreto ou pinos
IIIP	Método das direções: Duas séries de leituras conjugadas direta e inversa, horizontal e vertical. Teodolito classe 2	Leituras recíprocas (vante e ré) com distanciômetro classe 1 ou medidas com trena de aço aferida com correções de dilatação, tensão, catenária e redução ao horizonte.	10km	50m	≥ 170m	41	Marcos de concreto ou nos pinos de apoio topográfico. Pinos ou piquetes nas poligonais
IVP	Método das direções: Duas séries de leituras conjugadas direta e inversa, horizontal e vertical. Teodolito classe 2	Leituras recíprocas (vante e ré) com distanciômetro classe 1 ou medidas com trena de aço aferida e controle taqueométrico com leitura dos três fios	07km	30m	≥ 160m	41	Pinos ou piquetes
VP	Leitura numa só posição da luneta, horizontal e vertical, com correções de colimação, PZ (ou de índice) com teodolitos classe 1	Observações taqueométricas (vante e ré) em miras centimétricas, previamente aferidas, providas de nível esférico, com leitura dos três fios	05km (P) 02km (S) 01km (A)	30m	90m	41 (P) 21 (S) 12 (A)	Pinos ou piquetes

FONTE: ABNT - NBR 13.133/1994

NOTAS:

(P) = Poligonal Principal

(S) = Poligonal Secundária

(A) = Auxiliar

Já para fins geodésicos o IBGE (1983), classifica os levantamentos como:

- **de alta precisão:** voltado a programas de pesquisas internacionais e ao estabelecimento de pontos primários no suporte aos trabalhos geodésicos de menor precisão e às aplicações em cartografia;
- **de precisão:** voltado do âmbito regional, sendo que condicionam-se ao grau de desenvolvimento sócio-econômico;
- **para fins topográficos:** de características locais, dirigem-se ao atendimento dos levantamentos no horizonte topográfico.

No quadro 2, são destacadas algumas especificações para poligonais de acordo com IBGE (1983). O quadro completo pode ser encontrado na referência citada.

QUADRO 2 - ESPECIFICAÇÕES PARA POLIGONAÇÃO

ÍTEM	DE ALTA PRECISÃO	DE PRECISÃO
CONTROLE DA REFRAÇÃO ATMOSFÉRICA <ul style="list-style-type: none"> ▪ Leitura estimada da temperatura ▪ Leitura estimada da pressão atmosférica ▪ Leitura recíprocas e simultâneas dos ângulos verticais, envolvendo a medição de distâncias 	0,2° C 0,2 mmHg sim	0,2° C 0,2 mmGh sim
CONTROLE AZIMUTAL <ul style="list-style-type: none"> ▪ Erro de fechamento em azimute, máximo permitido, entre direções de controle (N = número de estações) 	0,8"/estação ou $1" \cdot \sqrt{N}$	2"/estação ou $3" \cdot \sqrt{N}$
FECHAMENTO EM COORDENADAS <ul style="list-style-type: none"> ▪ Valor máximo para o erro padrão em coordenadas após a compensação em azimute (L = comprimento da poligonal em km) 	$0,04 \text{ m} \cdot \sqrt{L}$ 1/100 000	$0,1 \text{ m} \cdot \sqrt{L}$ 1/50 000

FONTE: IBGE (1983)

N = número de estações

L = comprimento da poligonal em km

2.3 INSTRUMENTAÇÃO GEODÉSICA PARA POLIGONAÇÃO

Os instrumentos de medição tradicionalmente empregados para poligonação são as estações totais e seus acessórios como prismas refletores, tripés, bases nivelantes, e instrumentos meteorológicos para a correção de efeitos ambientais sobre as medidas, como psicômetros, termômetros e barômetros (figura 5).

FIGURA 5 - INSTRUMENTOS UTILIZADOS PARA COLETA DE TEMPERATURA E PRESSÃO



Um 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 ou retificados por instituições competentes para garantir a confiabilidade das medições.

Segundo a norma de execução de levantamento topográfico (NBR 13.133/1994), a classificação das estações totais, segundo suas precisões, é dada de acordo com a tabela 1.

TABELA 1 - CLASSIFICAÇÃO DAS ESTAÇÕES TOTAIS

CLASSES	PRECISÃO ANGULAR	PRECISÃO LINEAR
Precisão Baixa	$\leq \pm 30''$	$\pm (5\text{mm} + 10 \text{ ppm})$
Precisão Média	$\leq \pm 07''$	$\pm (5\text{mm} + 05 \text{ ppm})$
Precisão Alta	$\leq \pm 02''$	$\pm (3\text{mm} + 03 \text{ ppm})$

FONTE: ABNT-NBR 13.133/1994

O Laboratório de Instrumentação Geodésica (LAIG) da Universidade Federal do Paraná dispõe da estação total WILD TC2002 e LEICA TCRA 1205, prismas, psicômetros e barômetros para a realização do trabalho de monitoramento. As características relevantes dos equipamentos empregados neste trabalho são apresentadas a seguir.

2.3.1 Estação Total Wild TC2002

É um equipamento de medição angular e linear classificado como de alta precisão, de acordo com a classificação da NBR 13.133/1994, empregado em monitoramento de estruturas que necessita de posicionamento de precisão. A figura 6 apresenta este equipamento.

FIGURA 6 - WILD TC2002



O quadro 3 apresenta as características técnicas mais relevantes da estação total Wild TC2002.

QUADRO 3 - CARACTERÍSTICAS DA ESTAÇÃO TOTAL WILD TC2002

CARACTERÍSTICAS	
Precisão da medida angular	0,5" ± 0,1"
Compensador líquido:	
- Amplitude de oscilação livre	3'
- Precisão de estabilização	0,1"
Aumento da luneta	30x
Distância mínima de focalização	1,7 m
Precisão na medida da distância	1mm +1ppm

FONTE: LEICA (1994)

2.3.2 Estação Total Robotizada Leica TCRA 1205

As características deste equipamento diferem da TC2002 no que diz respeito à precisão nominal para a medição de ângulos e distâncias e na possibilidade deste modelo de equipamento permitir a busca e pontaria no alvo de forma automática. O equipamento disponível no LAIG é apresentado na figura 7.

FIGURA 7 - LEICA TCRA 1205



O quadro 4 apresenta algumas características técnicas mais relevantes da estação total Leica TCRA 1205.

QUADRO 4 - CARACTERÍSTICAS DA ESTAÇÃO TOTAL LEICA TCRA 1205

CARACTERÍSTICAS	
Precisão da medida angular	5" ± 0,1"
Compensador líquido:	
- Amplitude de oscilação livre	4'
- Precisão de estabilização	1,5"
Aumento da luneta	30x
Distância mínima de focalização	1,7 m
Precisão na medida da distância	5mm +2ppm
Sistema de reconhecimento de alvos ATR:	
Distância máxima	1000 m
Distância Mínima	1,5 m

FONTE: LEICA (2004)

Uma das características interessantes deste equipamento é a possibilidade de realizar a pontaria sobre um prisma de forma automática. O funcionamento deste sistema é apresentado em LEICA (2004):

O sensor ATR emite um feixe laser invisível, o qual é refletido por um prisma *standard* (não são necessários prismas ativos emitindo sinais especiais) e recebido por uma câmara CCD de alta resolução interna. A intensidade do ponto e as características da luz refletida são calculados com referência ao centro da câmara CCD. As componentes dos desvios, nos planos vertical e horizontal, são calculadas em relação a esse ponto de referência. Estes

offsets são então utilizados para controlar os motores que dirigem o eixo do telescópio, os quais reagem de imediato posicionando o retículo do instrumento muito próximo do centro do prisma. Para acelerar o processo o posicionamento faz-se com uma tolerância de 16" (modo infra-vermelho de medição) do verdadeiro centro do prisma. Os restantes *offsets* são então aplicados matematicamente aos ângulos Hz e V.

2.4 PRINCIPAIS ERROS INSTRUMENTAIS

Em qualquer trabalho de levantamento de campo, em especial para trabalhos que buscam resultados com alta precisão, como o caso de monitoramento de estruturas, é essencial que os instrumentos de medição estejam verificados e calibrados, para que se possa alcançar a precisão exigida.

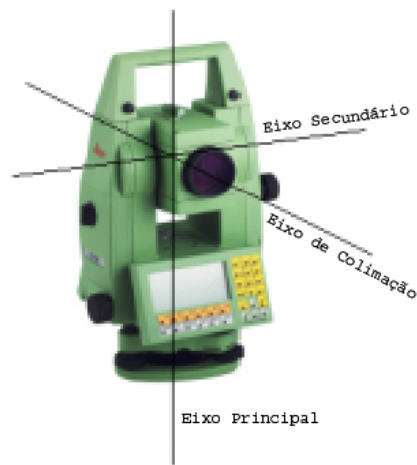
Existem alguns erros instrumentais, que afetam a precisão e acurácia das medidas, entre eles destacam-se:

- erro da linha de visada ou de colimação;
- erro do eixo de inclinação ou do eixo secundário;
- curvatura da Terra;
- excentricidade do círculo;
- erro de desvio do compensador;
- erro de desvio da vertical;
- inclinação do eixo vertical;
- refração.

Estes erros podem ser corrigidos ou compensados, uns através de modelagem matemática e outros através de calibração.

São apresentados na seqüência a descrição dos erros de colimação, de não horizontalismo do eixo secundário e erro de zero do ATR, antes, porém são apresentadas as equações que permitem calcular a magnitude dos erros axiais, baseadas em trigonometria esférica. Na figura 8 são apresentados os três eixos principais do instrumento.

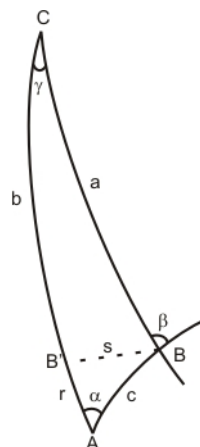
FIGURA 8 - SISTEMAS DE EIXOS DE UMA ESTAÇÃO TOTAL



A figura 9 mostra um triângulo esférico ABC não retângulo, o qual será utilizado para deduzir as fórmulas que traduzem os dois erros axiais:

- a) a não perpendicularidade entre os eixos de colimação e principal;
- b) não perpendicularidade entre o eixo horizontal e o vertical;

FIGURA 9 - TRIÂNGULO ESFÉRICO



FONTE: Adaptado de JORDAN (1981)

Segundo JORDAN (1981), seja o triângulo esférico de raio infinitesimal com um ângulo agudo acentuado (γ) e um lado oposto (c) muito pequeno e uma reta perpendicular (BB') passando por B' no lado b , forma-se um triângulo retângulo ABB' . No triângulo CBB' , também retângulo, tem-se:

$$\operatorname{sen} \gamma = \frac{\operatorname{sen} s}{\operatorname{sen} \alpha} \quad (2.1)$$

por γ e s serem quantidades muito pequenas, tem-se:

$$\gamma = \frac{s}{\operatorname{sen} a} \quad s = \gamma \cdot \operatorname{sen}(a) \quad (2.2)$$

Com igual aproximação, pode-se escrever, sendo $AC = b$:

$$s = \gamma \cdot \operatorname{sen}(b) \quad (2.3)$$

Também do triângulo pode-se concluir:

$$\frac{\operatorname{sen} \beta}{\operatorname{sen} \alpha} = \frac{\operatorname{sen} b}{\operatorname{sen} a} \quad (2.4)$$

Por serem aproximadamente iguais, β e α , pode-se escrever:

$$\beta = \alpha + (\beta - \alpha) \quad b = a + r \quad (2.5)$$

com o qual, desenvolvendo os senos correspondentes, tem-se:

$$\operatorname{sen}(\beta) = \operatorname{sen}(\alpha) + (\beta - \alpha) \cdot \cos(\alpha)$$

ou

$$\operatorname{sen}(b) = \operatorname{sen}(a) + r \cdot \cos(a) \quad (2.6)$$

Sabendo da igualdade em (4), tem-se:

$$1 + (\beta - \alpha) \cdot \cotg(\alpha) = 1 + r \cdot \cotg(a)$$

ou

$$\beta - \alpha = r \cdot \cotg(a) \cdot \operatorname{tg}(\alpha) \quad (2.7)$$

Da figura 9, deduz-se ainda que:

$$r \cdot \operatorname{tg}(\alpha) = s \quad \text{ou} \quad s = c \cdot \operatorname{sen}(\alpha) \quad (2.8)$$

Substituindo (2.2) na (2.7) resulta:

$$\beta - \alpha = \gamma \cdot \cos(a)$$

e a (2.8) na (2.7) resulta:

$$\beta - \alpha = c \cdot \operatorname{sen}(\alpha) \cdot \cotg(a) \quad (2.9)$$

Depois do exposto é possível calcular o erro que se comete na medida de ângulos, supondo conhecidos os dois erros axiais do teodolito, que são os seguintes, segundo JORDAN (1981):

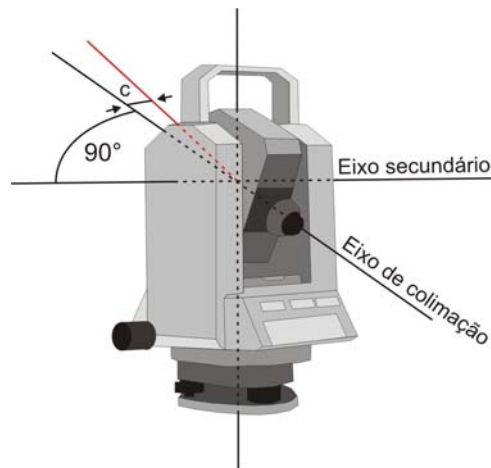
1. O eixo de colimação não é perpendicular ao eixo secundário, que deve formar um ângulo de $(90^\circ - c)$, sendo c o erro do eixo de colimação de sua posição correta;
2. O eixo secundário, ou horizontal, não é perpendicular ao eixo principal, que deve formar um ângulo de $(90^\circ - i)$, onde i é o erro do eixo secundário de sua posição normal;

Em primeiro lugar, não se considera juntamente os dois erros dos eixos c e i , mas sim isoladamente. Neste trabalho os erros projetados no limbo horizontal de uma visada serão representados por c' e i' .

2.4.1 Erro de Colimação

O erro de colimação ou erro da linha de visada é causado pelo desvio c entre a linha óptica de visada e a linha perpendicular ao eixo secundário (figura 10). Este erro afeta as medidas angulares no limbo horizontal, ou seja, influencia nas medidas do ângulo horizontal.

FIGURA 10 - DESVIO DA LINHA DE VISADA

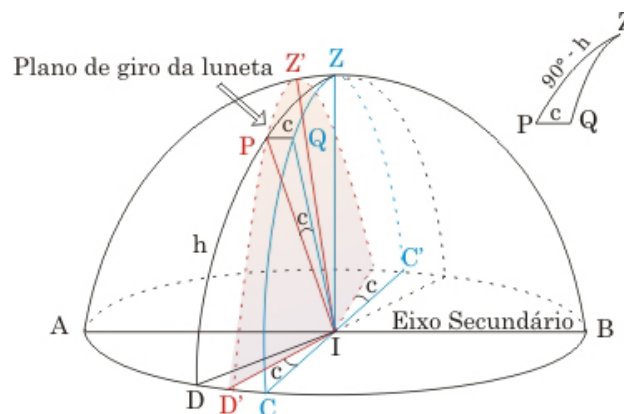


De acordo com a figura 11, tem-se:

- AB o eixo horizontal;
- IZ o eixo vertical;

- IZ', IP, ID' as três posições erradas do eixo de colimação contidas no mesmo plano;
- IZ, IQ, IC, as três posições corretas do eixo de colimação contidas no mesmo plano formando o plano correto;
- $ZIZ' = QIP = CID' = c$, o ângulo que representa o desvio do eixo de colimação;

FIGURA 11 - REPRESENTAÇÃO 3D DO ERRO DE COLIMAÇÃO



FONTE: Adaptado de JORDAN (1981)

Seja P um ponto visado, cujo ângulo de altura é $DIP = h$ e PQ uma parte do círculo máximo que passa por APB, tem-se, segundo a fórmula (2.2)

$$c = Z \cdot \sin(90^\circ - h)$$

ou

$$c = Z \cdot \cos(h) \quad (2.10)$$

O efeito c' produzido por c é calculado da seguinte forma:

$$c' = \frac{c}{\cos(h)} \quad (2.11)$$

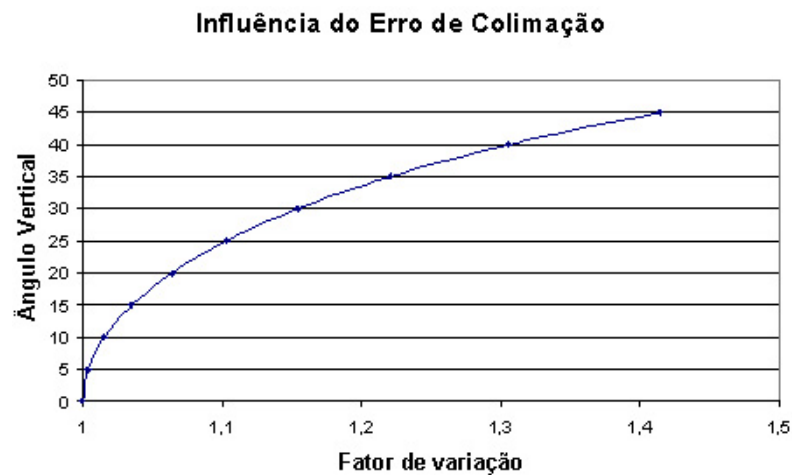
Para se ter uma idéia da magnitude deste erro, basta variar o ângulo vertical do teodolito, após ter determinado o erro de colimação c . A tabela 2 apresenta, para um erro de colimação de $1'$, a influência na medida da direção horizontal quando com a variação do ângulo vertical.

TABELA 2 - INFLUÊNCIA DO ERRO DE COLIMAÇÃO NA
MEDIDA DE DIREÇÕES HORIZONTAIS

c	ÂNGULO VERTICAL OU ALTURA DA LUNETAS				
	1°	5°	10°	20°	45°
1'	1' 0"	1' 0,2"	1' 0,9"	1' 3,5"	1' 24,8"

A variação da projeção deste erro nas medidas da direção horizontal é em função do cosseno do ângulo vertical (gráfico 1). Sua amplitude depende da magnitude do erro, então se manifesta segundo um fator de variação, dado pela função cosseno.

GRÁFICO 1 - INFLUÊNCIA DO ERRO DE COLIMAÇÃO NAS MEDIDAS
DE DIREÇÕES HORIZONTAIS

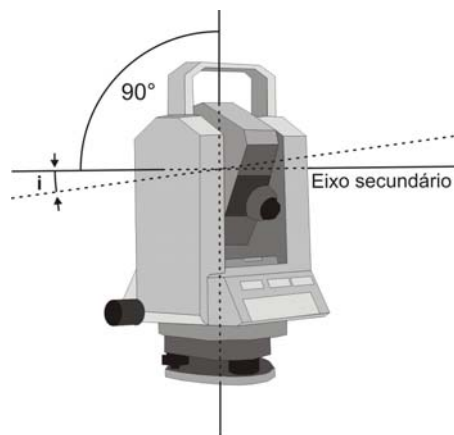


Por exemplo, se o instrumento está afetado por um erro de colimação de magnitude 1', para um ângulo vertical de 25°, haverá um erro projetado na direção horizontal de 1,1 multiplicado pelo de erro colimação, resultando num erro na determinação da direção horizontal de 1' 06".

2.4.2 Erro de Horizontalismo do Eixo Secundário

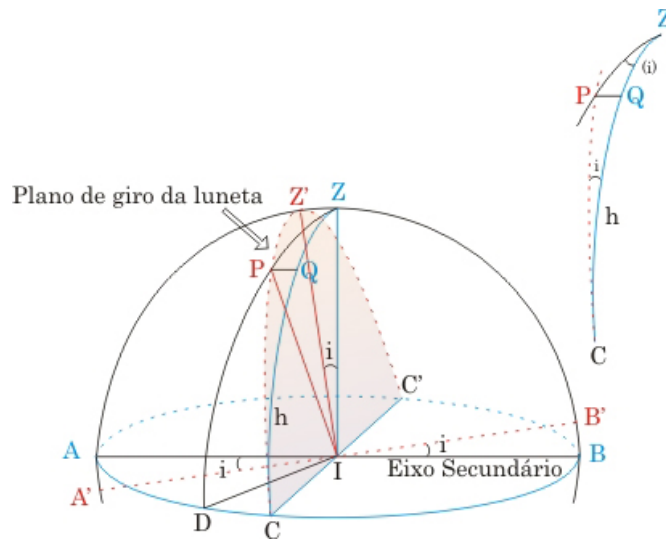
O erro de não horizontalismo do eixo secundário, ou simplesmente erro do eixo secundário, é causado pelo desvio i do eixo mecânico de rotação da luneta com a linha perpendicular ao eixo principal, ou vertical, que é o eixo de rotação do limbo horizontal (figura 12). Este erro afeta indiretamente as medidas de direções horizontais, pois se projeta no limbo horizontal.

FIGURA 12 - ROTAÇÃO DA LINHA DE VISADA



Na figura 13, AB é a posição normal, ou correta, do eixo horizontal e A'B' a posição incorreta, formando entre si o ângulo i , segundo JORDAN (1981). Ao bascular a luneta, move-se o eixo de colimação sobre o plano CPZ', ao invés de mover-se sobre o plano CQZ. Se um ponto P é visado, a projeção deste estará erroneamente localizada no ponto C, ao invés de estar sobre o ponto D, formando o erro $DC = i'$. Este valor corresponde também ao ângulo PZQ, representado à parte, na figura 12, onde é possível também visualizar o ângulo $i = PCQ$ e a altura $h = CQ$, cujo complemento é $90^\circ - h = QZ$. Dos triângulos PQZ e PQC deduz-se aplicando a equação (2.2)

FIGURA 13 - REPRESENTAÇÃO 3D DO ERRO DO EIXO SECUNDÁRIO



FONTE: Adaptado de JORDAN (1981)

$$PQ = i' \cdot \text{sen}(90^\circ - h)$$

ou

$$PQ = i' \cdot \text{cos}(h) \quad (2.12)$$

de onde chega-se a:

$$i' \cdot \text{cos}(h) = i \cdot \text{sen}(h)$$

ou

$$i' = i \cdot \text{tg}(h) \quad (2.13)$$

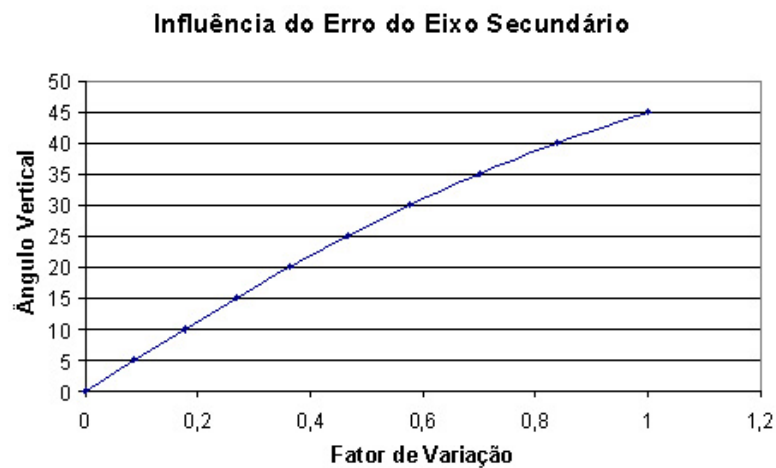
Para se ter uma idéia da magnitude deste erro, basta variar o ângulo vertical do teodolito, após ter determinado o erro de não horizontalismo do eixo secundário. Na tabela 3 é apresentada, para um erro de 1', a influência nas medidas de direção horizontal quando se altera o valor do ângulo vertical.

TABELA 3 - INFLUÊNCIA DO ERRO DE NÃO HORIZONTALISMO DO EIXO SECUNDÁRIO NA MEDIDA DE DIREÇÕES HORIZONTAIS

i	ÂNGULO VERTICAL OU ALTURA DA LUNETAS				
	1°	5°	10°	20°	45°
1'	1,05"	5,25"	10,6"	21,8"	60"

A variação da projeção desta erro nas medidas do ângulo horizontal é em função da tangente do ângulo vertical e sua amplitude depende da magnitude do erro, então se manifesta segundo um fator de variação dado pela função tangente, como apresentado no gráfico 2.

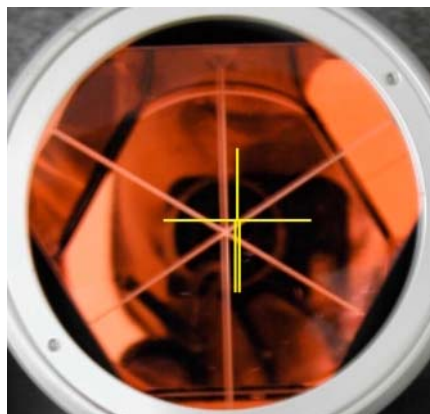
GRÁFICO 2 - INFLUÊNCIA DO ERRO DO EIXO SECUNDÁRIO NO ÂNGULO HORIZONTAL



2.4.3 Erro de Zero no ATR

Este erro é encontrado em medições realizadas com estações totais que dispõem da ferramenta de busca automática de alvos, que é o caso da Leica TCRA 1205. Corresponde a não coincidência da pontaria com o centro do prisma, figura 14.

FIGURA 14 - ERRO DO ATR



Mesmo após um correto ajustamento do ATR, os fio de retículo podem não ficar posicionados exatamente no centro do prisma, após a realização de uma medição em modo ATR (figura14). Segundo LEICA (2004):

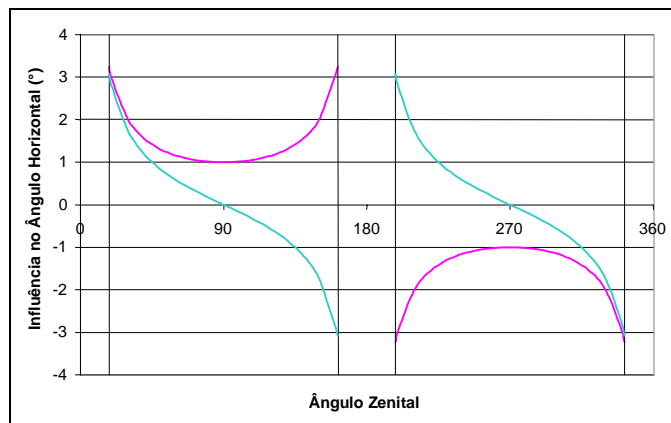
Esta ocorrência é normal. Para acelerar a medição em modo ATR, a mira telescópica não está posicionada normalmente exatamente no centro do prisma. Os pequenos desvios e os desvios do modo ATR, que são aqueles determinados pela calibração, são medidos individualmente para cada medição e corrigidos eletronicamente. Isto significa que os ângulos Hz e V são corrigidos duas vezes: primeiro, pela determinação dos erros ATR para Hz e V e, depois pelos pequenos desvios individuais da pontaria atual.

2.4.4 Determinação dos Erros de Colimação e Não Horizontalismo do Eixo Secundário para a Estação Total TC 2002

No início dos trabalhos de coleta de dados empregando-se a estação total TC 2002, observou-se que as leituras efetuadas em pontaria direta e invertida, para o ângulo horizontal, eram discrepantes. Desta forma realizou-se no LAIG a calibração do instrumento determinando-se os valores dos erros de colimação e não horizontalismo do eixo secundário.

O gráfico 3, apresenta a influência nas medidas de direção horizontal dos erros de colimação c e do eixo secundário i de forma geral.

GRÁFICO 3 - INFLUÊNCIA NO ÂNGULO HORIZONTAL PELOS ERROS I E C DE FORMA GERAL

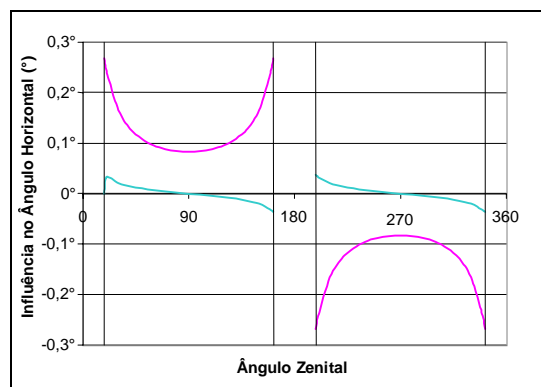


Erro de colimação
 Erro do eixo secundário
 Área limite de leitura

Para a determinação destes valores em laboratório foram realizadas medidas de direções horizontais, a cada 5° de inclinação da luneta na posição direta da luneta, sobre um fio de prumo. Inicialmente com a luneta posicionada na direção zenital de 90°, a direção horizontal foi zerada no fio de prumo. A medida que o ângulo vertical aumentava de 5°, era realizada uma leitura da direção horizontal. JORDAN (1981) indica que sejam realizadas leituras que estejam fora do intervalo do ângulo zenital de $\pm 18^\circ$ desde o zênite ou nadir. Estes valores foram utilizados para o cálculo dos erros utilizando as equações (2.11) e (2.13), que resultou em $c = 0^\circ 04' 58,2''$ e $i = 0^\circ 00' 42,80''$. Os valores das direções horizontais observadas são a projeção dos erros sobre o limbo horizontal.

Como a magnitude dos erros e a função que os modela não são iguais, as curvas que os representam serão diferentes (gráfico 4). Apesar dos erros serem independentes entre si, pode haver uma influência conjunta dos dois, influenciando os ângulos horizontais observados.

GRÁFICO 4 - INFLUÊNCIA NO ÂNGULO HORIZONTAL PELOS ERROS I E C CALCULADOS



Erro de colimação
 Erro do eixo secundário
 Área limite de leitura

O modelo de estação total empregado traz em seu manual procedimentos para determinar estes erros, que são corrigidos automaticamente. Se a estação total está calibrada com valores incorretos, as direções observadas também estarão, pois estes valores são aplicados automaticamente nas medidas de ângulos horizontais.

Cabe salientar que, realizando-se medidas na posição direta e invertida da luneta, observou-se que os erros são eliminados.

2.4.5 Sensibilidade de Nivelamento do Nível Tubular

Deve-se escolher os instrumentos a serem utilizados que permitam chegar a precisão requerida. O nível tubular utilizado para nivelar as bases calantes têm sensibilidade de 20". A sensibilidade do nível tubular é diretamente relacionada à curvatura da sua superfície superior. Quanto maior o raio, mais sensível é nível tubular, KAVANAGH (1966). A equação que relaciona o raio com a sensibilidade é:

$$R = \frac{360^\circ}{\alpha''} \cdot \frac{d}{2\pi} \quad (2.14)$$

onde:

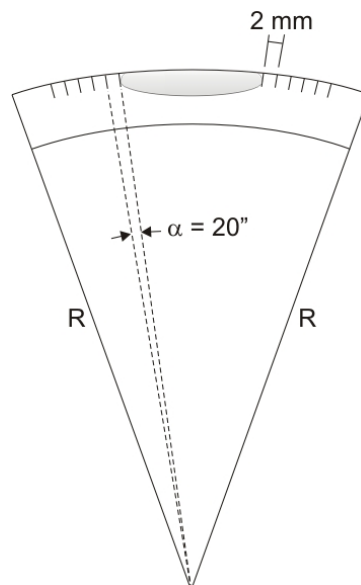
R = raio de curvatura;

d = distância entre as marcas graduadas na superfície do nível;

α = sensibilidade do nível tubular;

O nível tubular utilizado para nivelar as base tem graduação de 2mm, que correspondem a 20", ou seja, com um raio de 20,626 metros (figura 15).

FIGURA 15 - SENSIBILIDADE DO NÍVEL TUBULAR



Ou ainda, segundo ESPARTEL (1978), a sensibilidade do nível é dada por um sensível afastamento do bolha, geralmente de 1 mm, e, assim:

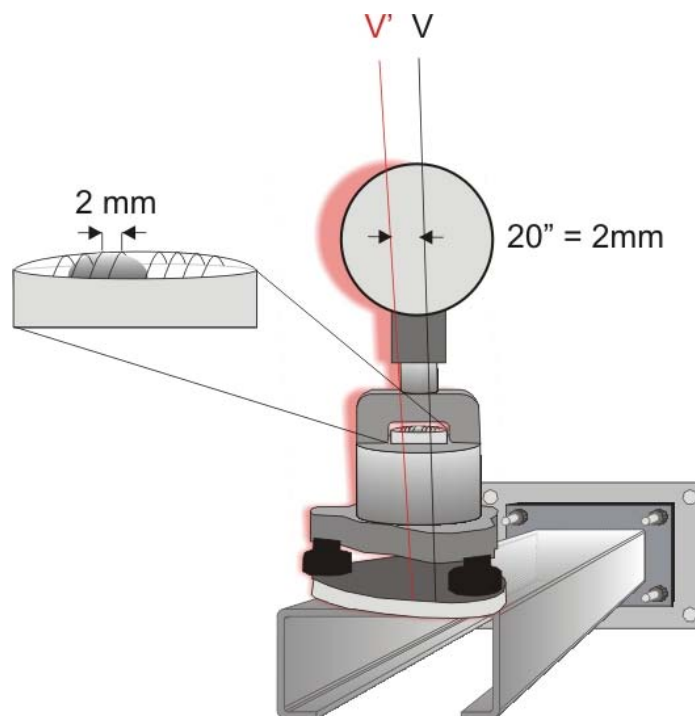
$$\delta'' = \frac{206265}{R(\text{mm})} \cdot d \quad (2.15)$$

onde:

d = afastamento da bolha;

Caso este nível não esteja perfeitamente retificado, ao girar 180° ele pode sair do prumo, causando um desvio na vertical (figura 16).

FIGURA 16 - INFLUÊNCIA DA MÁ RETIFICAÇÃO DO NÍVEL TUBULAR NA MEDIDA DO ÂNGULO HORIZONTAL



Foram realizados testes no Laboratório de Instrumentação Geodésica para avaliar a influência da sensibilidade do nível tubular nas medidas de ângulos horizontais. Com a estação total TC 2002 instalada num tripé industrial e o alvo instalado numa plataforma rígida, foram realizadas medidas de ângulos horizontais com

o alvo nivelado corretamente e desnivelado gradualmente, de acordo com a graduação do nível tubular. Quando a bolha foi movimentada até quatro milímetros, ou seja, duas graduações, pôde-se observar que não houve diferença significativa (tabela 4).

TABELA 4 - INFLUÊNCIA DA MOVIMENTAÇÃO DA BOLHA
NA MEDIDA DO ÂNGULO HORIZONTAL

GRADUAÇÃO MOVIMENTADA	ÂNGULO HORIZONTAL
1/2 (1mm)	0° 00' 00,0"
1 (2mm)	0° 00' 00,5"
3/2 (3mm)	0° 00' 00,6"
2 (4mm)	0° 00' 01,3"

3 AJUSTAMENTO DE OBSERVAÇÕES

De acordo com DALMOLIN (2002) o ajustamento “tem como objetivo solução única para problemas onde o número de observações é super abundante e o sistema de equações lineares é inconsistente”.

Neste trabalho, as observações das poligonais consistem basicamente em direções (que a partir destas se determinam ângulos) e distâncias, as quais são empregadas para a obtenção de coordenadas. Para o ajuste das observações foi empregado o método dos mínimos quadrados, aplicando-se o conceito de variação de coordenadas (método paramétrico) e também o método correlato. Maiores detalhes sobre técnicas de ajustamento aplicadas em poligonização podem ser encontradas em (GEMAEL,1994; DALMOLIN, 2002; WOLF, 1980 e MORAES, 1997.

3.1 AJUSTAMENTO PELO MÉTODO CORRELATO

Em qualquer levantamento de uma poligonal fechada ou enquadrada, três condições devem ser checadas no processamento:

- a) fechamento angular;
- b) fechamento linear na coordenada X;
- c) fechamento linear na coordenada Y.

As incógnitas devem, além de se subordinar ao princípio dos mínimos quadrados, satisfazer rigorosamente as equações de condição. Uma das técnicas empregadas no ajustamento foi o método dos correlatos. De acordo com DALMOLIN (2002, p.128), “o ajustamento pelo método dos correlatos, também chamado de método das equações de condição ou das observações diretas condicionadas, consiste no ajustamento somente de observações (os parâmetros não participam do ajustamento)”.

Segundo GEMAEL (1994), o modelo matemático natural é função das observações ajustadas:

$$F(L_a) = F(L_b + V) = 0 \quad (3.1)$$

Onde:

L_a = vetor das observações ajustadas;

L_b = vetor das observações;

V = vetor dos resíduos;

A sua forma linearizada é:

$$F(L_b) + \frac{\partial F}{\partial L_a} \cdot (L_a - L_b) = 0 \quad (3.2)$$

O modelo linearizado do método dos correlatos representativo de r equações de condição ligando n incógnitas é:

$${}_r B_{n \cdot n} V_1 + {}_r W_1 = 0 \quad (3.3)$$

Onde:

W = vetor dos erros de fechamento;

B = matriz das derivadas parciais das funções que definem as equações de condição em função das observações;

V = é o vetor dos resíduos das observações;

A matriz B para o caso de poligonação é obtida por:

$$B_{n \cdot n} = \frac{\partial F}{\partial L_a} \Big|_{L_b} = \begin{bmatrix} \frac{\partial f_1}{\partial \alpha_1} & \frac{\partial f_1}{\partial \alpha_2} & \dots & \frac{\partial f_1}{\partial \alpha_n} & \frac{\partial f_1}{\partial s_1} & \dots & \frac{\partial f_1}{\partial s_{n-1}} \\ \frac{\partial f_2}{\partial \alpha_1} & \frac{\partial f_2}{\partial \alpha_2} & \dots & \frac{\partial f_2}{\partial \alpha_n} & \frac{\partial f_2}{\partial s_1} & \dots & \frac{\partial f_2}{\partial s_{n-1}} \\ \frac{\partial f_3}{\partial \alpha_1} & \frac{\partial f_3}{\partial \alpha_2} & \dots & \frac{\partial f_3}{\partial \alpha_n} & \frac{\partial f_3}{\partial s_1} & \dots & \frac{\partial f_3}{\partial s_{n-1}} \\ \frac{\partial f_4}{\partial \alpha_1} & \frac{\partial f_4}{\partial \alpha_2} & \dots & \frac{\partial f_4}{\partial \alpha_n} & \frac{\partial f_4}{\partial s_1} & \dots & \frac{\partial f_4}{\partial s_{n-1}} \end{bmatrix}$$

onde:

$\alpha_1, \alpha_2, \dots, \alpha_n$ = ângulos

s_1, s_2, \dots, s_{n-1} = distâncias

O vetor dos erros de fechamento é dado por:

$${}_r W_1 = F(L^b) = \begin{bmatrix} \varepsilon_\alpha \\ \varepsilon_X \\ \varepsilon_Y \end{bmatrix}$$

GEMAEL (1994) afirma que os pesos são inversamente proporcionais à variância das observações.

$$P_n = \sigma_0^2 \cdot (\Sigma L_b)_n^{-1} = \text{diag} \left[\frac{1}{\sigma_{\alpha_1}^2} \dots \frac{1}{\sigma_{\alpha_{n+1}}^2} \frac{1}{\sigma_{S_{12}}^2} \dots \frac{1}{\sigma_{S_{n,n+1}}^2} \right]$$

Já WOLF (1980) diz que os pesos, para as observações angulares, também podem ser proporcionais ao número de vezes (repetições) que o ângulo foi medido.

O vetor dos resíduos é, segundo GEMAEL (1994):

$$V = P^{-1} \cdot B^T \cdot K \quad (3.4)$$

Onde:

$$K = -(B \cdot P^{-1} \cdot B^T)^{-1} \cdot W \quad (3.5)$$

O vetor dos valores observados ajustados é dados por:

$$L_a = L_b + V \quad (3.6)$$

A matriz variância covariância das observações ajustadas é dada por:

$$\Sigma L_a = \hat{\sigma}_0^2 (P^{-1} - P^{-1} \cdot B^T \cdot (B \cdot P^{-1} \cdot B^T)^{-1} \cdot B \cdot P^{-1})$$

Para proceder os cálculos dos eixos e orientação das elipses dos erros, é necessário conhecer a matriz variância covariância das coordenadas ajustadas.

$$\Sigma_{xy}^a = D \cdot \Sigma L_a \cdot D^T$$

Onde:

$$D = \begin{bmatrix} \frac{\partial x_1}{\partial a_1} & \frac{\partial x_1}{\partial a_2} & \dots & \frac{\partial x_1}{\partial a_{n+1}} & \frac{\partial x_1}{\partial S_{12}} & \frac{\partial x_1}{\partial S_{23}} & \dots & \frac{\partial x_1}{\partial S_{n,n+1}} \\ \frac{\partial y_1}{\partial a_1} & \frac{\partial y_1}{\partial a_2} & \dots & \frac{\partial y_1}{\partial a_{n+1}} & \frac{\partial y_1}{\partial S_{12}} & \frac{\partial y_1}{\partial S_{23}} & \dots & \frac{\partial y_1}{\partial S_{n,n+1}} \\ \frac{\partial x_2}{\partial a_1} & \frac{\partial x_2}{\partial a_2} & \dots & \frac{\partial x_2}{\partial a_{n+1}} & \frac{\partial x_2}{\partial S_{12}} & \frac{\partial x_2}{\partial S_{23}} & \dots & \frac{\partial x_2}{\partial S_{n,n+1}} \\ \frac{\partial y_2}{\partial a_1} & \frac{\partial y_2}{\partial a_2} & \dots & \frac{\partial y_2}{\partial a_{n+1}} & \frac{\partial y_2}{\partial S_{12}} & \frac{\partial y_2}{\partial S_{23}} & \dots & \frac{\partial y_2}{\partial S_{n,n+1}} \\ \frac{\partial x_{n+1}}{\partial a_1} & \frac{\partial x_{n+1}}{\partial a_2} & \dots & \frac{\partial x_{n+1}}{\partial a_{n+1}} & \frac{\partial x_{n+1}}{\partial S_{12}} & \frac{\partial x_{n+1}}{\partial S_{23}} & \dots & \frac{\partial x_{n+1}}{\partial S_{n,n+1}} \\ \frac{\partial y_{n+1}}{\partial a_1} & \frac{\partial y_{n+1}}{\partial a_2} & \dots & \frac{\partial y_{n+1}}{\partial a_{n+1}} & \frac{\partial y_{n+1}}{\partial S_{12}} & \frac{\partial y_{n+1}}{\partial S_{23}} & \dots & \frac{\partial y_{n+1}}{\partial S_{n,n+1}} \end{bmatrix}$$

onde:

a_i = ângulos horizontais;

$S_{i,j}$ = distâncias horizontalizadas;

As equações de condição para poligonização serão apresentadas a seguir.

3.1.1 Equações de Condição Lineares

A dedução destas equações esta baseado em WOLF (1980).

Expressando, de forma geral, as equações de condição para o fechamento nas coordenadas X e Y, respectivamente, tem-se:

$$f_1 = (X_n - X'_n) = \sum_{i=1}^{n-1} (Y_n - Y_i) a_i + \sum_{i=1}^{n-1} (X_j - X_i) S_{i,j} \quad (3.7)$$

$$f_2 = (Y_n - Y'_n) = - \sum_{i=1}^{n-1} (X_n - X_i) a_i + \sum_{i=1}^{n-1} (Y_j - Y_i) S_{i,j} \quad (3.8)$$

onde:

$$j = i + 1;$$

X_1, X_2, \dots, X_n = são as componentes X das coordenadas calculadas;

Y_1, Y_2, \dots, Y_n = são as componentes Y das coordenadas calculadas;

$(X_n - X'_n) = \varepsilon_x$ = fechamento linear da coordenada X;

$(Y_n - Y'_n) = \varepsilon_y$ = fechamento linear da coordenada Y;

onde:

X'_n e Y'_n = são coordenadas conhecidas

O somatório vai até $n - 1$ porque o último ângulo medido não é utilizado para calcular coordenadas, será necessário somente para o cálculo do fechamento angular.

3.1.2 Equações de Condição Angular

A condição de fechamento angular é:

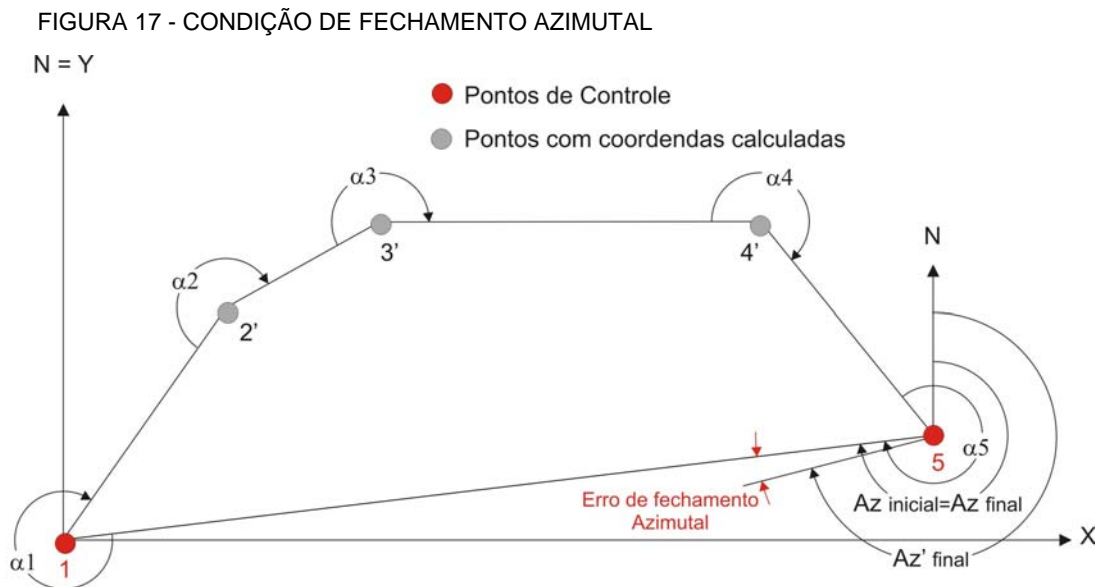
$$f_3 = (Az_{\text{final}} - Az_{\text{inicial}}) + \sum_{i=1}^n Az_i \quad (3.9)$$

onde:

$$Az_i = Az_{i-1,i} + Hz \pm 180^\circ \quad (3.10)$$

Nota: $+180^\circ$ se $Az_{i-1,i} < 180$ e -180° se $Az_{i-1,i} > 180^\circ$

Se for considerada uma poligonal com cinco vértices (figura 17) as equações de condição serão:



Desenvolvendo os somatórios das equações (3.7), (3.8) e (3.9) tem-se:

$$f_1 = (X'_5 - X_5) = (Y_5 - Y'_1) \cdot \alpha_1 + (Y_5 - Y_2) \cdot \alpha_2 + (Y_5 - Y_3) \cdot \alpha_3 + (Y_5 - Y_4) \cdot \alpha_4 + (X_2 - X'_1) \cdot s_1 + (X_3 - X_2) \cdot s_2 + (X_4 - X_3) \cdot s_3 + (X_5 - X_4) \cdot s_4 \quad (3.11)$$

$$f_2 = (Y'_5 - Y_5) = -(X_5 - X'_1) \cdot \alpha_1 - (X_5 - X_2) \cdot \alpha_2 - (X_5 - X_3) \cdot \alpha_3 - (X_5 - X_4) \cdot \alpha_4 + (Y_2 - Y'_1) \cdot s_1 + (Y_3 - Y_2) \cdot s_2 + (Y_4 - Y_3) \cdot s_3 + (Y_5 - Y_4) \cdot s_4 \quad (3.12)$$

$$f_3 = AZ_{\text{final}} - AZ_{\text{inicial}} = AZ_1 + AZ_2 + AZ_3 + AZ_4 + AZ_5 \quad (3.13)$$

3.2 AJUSTAMENTO PELO MÉTODO DE VARIACÃO DE COORDENADAS

Este método é uma aplicação do método paramétrico para a determinação de correções às coordenadas provisórias, obtidas das observações não ajustadas. Diferentemente do método dos correlatos, que ajusta as observações, neste caso as coordenadas finais dos vértices são obtidas no próprio ajustamento. Permite inclusive ajustar redes livres, ou seja, sem nenhum ponto de controle fixo. É um processo de ajustamento indireto.

Segundo GEMAEL (1994), o processo pode ser dividido em duas fases, problema direto e inverso:

- **Problema direto:** as coordenadas provisórias, ou iniciais, são determinadas empregando-se transporte de coordenadas utilizando as medidas observadas.
- **Problema inverso:** a partir das coordenadas provisórias são calculados os ângulos e distâncias entre todos os vértices.

Segundo GEMAEL (1994), o modelo matemático natural é função dos parâmetros ajustados.

$$L_a = F(X_a) \quad (3.14)$$

Onde:

L_a = vetor das observações ajustadas;

X_a = vetor dos parâmetros ajustados;

A sua forma linearizada é:

$$L_b + V = F(X_0 + X) = F(X_0) + \frac{\partial F}{\partial X_a} \cdot X \quad (3.15)$$

ou

$$L_a = L_b + V = L_0 + A \cdot X \quad (3.16)$$

Onde:

X_0 = vetor dos parâmetros iniciais;

L_b = vetor dos valores observados;

L_0 = vetor das observações calculadas em função dos parâmetros iniciais

O vetor L_0 , função dos parâmetros aproximados, é dado por:

$$L_0 = F(X_0) \quad (3.17)$$

A matriz das derivadas parciais é chamada de A:

$$A = \frac{\partial F}{\partial X_a} \Big|_{X_0} = \begin{bmatrix} \frac{\partial F_1}{\partial dX_1} & \frac{\partial F_1}{\partial dY_1} & \frac{\partial F_1}{\partial dX_2} & \frac{\partial F_1}{\partial dY_2} & \cdots & \frac{\partial F_1}{\partial dX_n} & \frac{\partial F_1}{\partial dY_n} \\ \frac{\partial F_2}{\partial dX_1} & \frac{\partial F_2}{\partial dY_1} & \frac{\partial F_2}{\partial dX_2} & \frac{\partial F_2}{\partial dY_2} & \cdots & \frac{\partial F_2}{\partial dX_n} & \frac{\partial F_2}{\partial dY_n} \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \cdots & \vdots & \vdots \\ \frac{\partial F_i}{\partial dX_1} & \frac{\partial F_i}{\partial dY_1} & \frac{\partial F_i}{\partial dX_2} & \frac{\partial F_i}{\partial dY_2} & \cdots & \frac{\partial F_i}{\partial dX_n} & \frac{\partial F_i}{\partial dY_n} \end{bmatrix}$$

O vetor dos resíduos é:

$$V = A.X + L \quad (3.18)$$

onde:

$$L = L_o - L_b \quad (3.19)$$

O vetor de correções é calculado por:

$$X = -(A^T.P.A)^{-1}.A^T.P.L \quad (3.20)$$

Os parâmetros ajustados são:

$$X_a = X_o + X \quad (3.21)$$

As observações ajustadas são:

$$L_a = L_b + V \quad (3.22)$$

3.2.1 Equações dos Ângulos Observados

A equação básica para a determinação de ângulos a partir de coordenadas é:

$$\alpha_{jik} = \tan^{-1} \left[\frac{Y_j - Y_i}{X_j - X_i} \right] - \tan^{-1} \left[\frac{Y_k - Y_i}{X_k - X_i} \right] \quad (3.23)$$

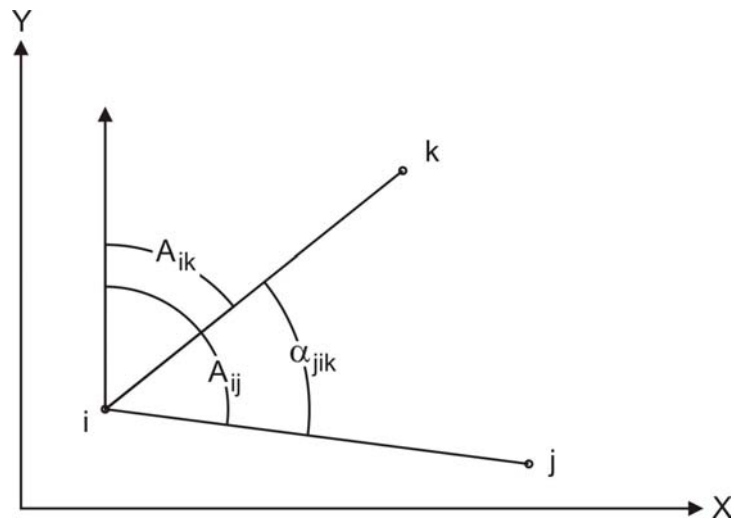
O ângulo é obtido pela diferença entre os azimutes das direções ij e ik.

Segundo WOLF (1980), a equação dos ângulos observados, linearizada pelo teorema de Taylor, é:

$$F_{jik} = \left[\frac{Y_j - Y_i}{d_{ij}^2} - \frac{Y_k - Y_i}{d_{ik}^2} \right] dX_i + \left[\frac{X_i - X_j}{d_{ij}^2} - \frac{X_i - X_k}{d_{ik}^2} \right] dY_i + \left[\frac{Y_i - Y_j}{d_{ij}^2} \right] dX_j + \left[\frac{X_j - X_i}{d_{ij}^2} \right] dY_j + \left[\frac{Y_k - Y_i}{d_{ik}^2} \right] dX_k + \left[\frac{X_i - X_k}{d_{ik}^2} \right] dY_k \quad (3.24)$$

O significado dos índices da equação é mostrado na figura 18:

FIGURA 18 - SIGNIFICADO DOS ÍNDICES DA EQUAÇÃO ANGULAR



Maiores detalhes podem ser encontrados em GEMAE (1994), MORAES (1997), WOLF (1980) e GHILANI (2002).

Para o caso específico de poligonização, a matriz das derivadas parciais A será obtida por:

$$A = \frac{\partial F}{\partial X_a} = \begin{bmatrix} \frac{\partial F_1}{\partial dX_1} & \frac{\partial F_1}{\partial dY_1} & \frac{\partial F_1}{\partial dX_2} & \frac{\partial F_1}{\partial dY_2} & \cdots & \frac{\partial F_1}{\partial dX_n} & \frac{\partial F_1}{\partial dY_n} \\ \frac{\partial F_2}{\partial dX_1} & \frac{\partial F_2}{\partial dY_1} & \frac{\partial F_2}{\partial dX_2} & \frac{\partial F_2}{\partial dY_2} & \cdots & \frac{\partial F_2}{\partial dX_n} & \frac{\partial F_2}{\partial dY_n} \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \cdots & \vdots & \vdots \\ \frac{\partial F_{na}}{\partial dX_1} & \frac{\partial F_{na}}{\partial dY_1} & \frac{\partial F_{na}}{\partial dX_2} & \frac{\partial F_{na}}{\partial dY_2} & \cdots & \frac{\partial F_{na}}{\partial dX_n} & \frac{\partial F_{na}}{\partial dY_n} \\ \frac{\partial G_1}{\partial dX_1} & \frac{\partial G_1}{\partial dY_1} & \frac{\partial G_1}{\partial dX_2} & \frac{\partial G_1}{\partial dY_2} & \cdots & \frac{\partial G_1}{\partial dX_n} & \frac{\partial G_1}{\partial dY_n} \\ \frac{\partial G_2}{\partial dX_1} & \frac{\partial G_2}{\partial dY_1} & \frac{\partial G_2}{\partial dX_2} & \frac{\partial G_2}{\partial dY_2} & \cdots & \frac{\partial G_2}{\partial dX_n} & \frac{\partial G_2}{\partial dY_n} \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \cdots & \vdots & \vdots \\ \frac{\partial G_{nd}}{\partial dX_1} & \frac{\partial G_{nd}}{\partial dY_1} & \frac{\partial G_{nd}}{\partial dX_2} & \frac{\partial G_{nd}}{\partial dY_2} & \cdots & \frac{\partial G_{nd}}{\partial dX_n} & \frac{\partial G_{nd}}{\partial dY_n} \end{bmatrix}$$

onde:

- F_1, F_2, \dots, F_{na} : são as funções angulares para todos os ângulos observados
- na : é o número de ângulos observados
- G_1, G_2, \dots, G_{nd} : são as funções lineares para todas as distâncias medidas
- nd : é o número de distâncias medidas
- dX_1, dX_2, \dots, dX_n : são as correções da coordenada X
- dY_1, dY_2, \dots, dY_n : são as correções da coordenada Y
- n : é o número de vértices com coordenadas desconhecidas

3.2.2 Equações das Distâncias Observadas

A equação básica para a determinação de distâncias a partir de coordenadas é:

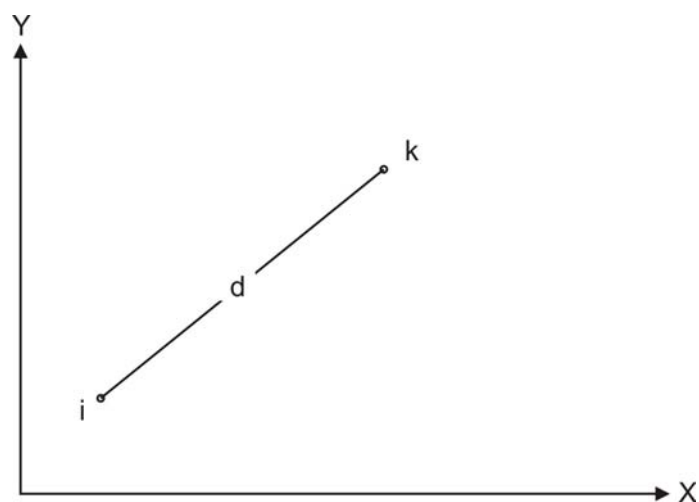
$$d_{ij} = \sqrt{(X_k - X_i)^2 + (Y_k - Y_i)^2} \quad (3.25)$$

A derivada das equação das distâncias observados é:

$$G_{ij} = -\left[\frac{X_k - X_i}{d_{ik}}\right]dX_i - \left[\frac{Y_k - Y_i}{d_{ik}}\right]dY_i + \left[\frac{X_k - X_i}{d_{ik}}\right]dX_k + \left[\frac{Y_k - Y_i}{d_{ik}}\right]dY_k \quad (3.26)$$

O significado dos índices da equação é mostrado na figura 19:

FIGURA 19 - SIGNIFICADO DOS ÍNDICES DA FUNÇÃO DE DISTÂNCIAS



3.3 TESTE QUI-QUADRADO (χ^2)

Este teste estatístico é utilizado para analisar, a um determinado nível de significância, se a variância a priori (σ_0^2) é igual estatisticamente a variância a posteriori ($\hat{\sigma}_0^2$). A comparação entre σ_0^2 e $\hat{\sigma}_0^2$ baseia-se no fato de que a forma quadrática $V^T.P.V$ tem distribuição χ^2 com (n-u) graus de liberdade. (GEMAEL, 1994, p.123).

A variância a priori é um valor arbitrado, geralmente com valor unitário. que é capaz de facilitar procedimentos computacionais na inversão das matrizes das equações normais. A variância a posteriori é obtida após o cálculo do vetor dos resíduos.

$$\hat{\sigma}_0^2 = \frac{V^T.P.V}{s} \quad (3.27)$$

onde:

$s = n-u$; ou grau de liberdade;

Aplica-se o teste de hipótese baseado na distribuição χ^2 de para constatar se a discrepância é significativa a um certo nível de confiança. Segundo GEMAEL (1994, p.123), adota-se:

Hipótese básica: $H_0 : (\sigma_0^2) = (\hat{\sigma}_0^2)$

Hipótese alternativa: $H_0 : (\sigma_0^2) \neq (\hat{\sigma}_0^2)$

Valor calculado: $\chi'^2 = \frac{\hat{\sigma}_0^2}{\sigma_0^2} .s = \frac{V^T P V}{\sigma_0^2}$

A hipótese básica não é rejeitada, ao nível de significância α , se:

$$\chi_{v, \frac{\alpha}{2}}^2 < \chi'^2 < \chi_{v, 1-\frac{\alpha}{2}}^2$$

3.4 ELIPSES DOS ERROS

Em GEMAEL (1994, p.235), encontram-se as deduções das equações apresentadas a seguir. Considerando a equação característica de Σ_{xy} , tem-se:

$$\Delta = \det(\Sigma_{xy} - \lambda I) = \begin{bmatrix} \sigma_x^2 - \lambda & \sigma_{xy} \\ \sigma_{yx} & \sigma_y^2 - \lambda \end{bmatrix} = 0 \quad (3.28)$$

sendo λ_i os valores próprios da matriz Σ_{xy} .

Desenvolvendo o determinante:

$$\lambda^2 - (\sigma_x^2 + \sigma_y^2) \lambda + \sigma_x^2 \sigma_y^2 - \sigma_{xy}^2 = 0 \quad (3.29)$$

e resolvendo a resultante equação do segundo grau:

$$\lambda = 0,5(\sigma_x^2 + \sigma_y^2 \pm M) \quad (3.30)$$

onde:

$$M^2 = 4 \cdot \sigma_{xy}^2 + (\sigma_x^2 - \sigma_y^2)^2 \quad (3.31)$$

As variâncias máxima e mínima serão dadas por:

$$\sigma^2_{\text{máx}} = 0,5(\sigma_x^2 + \sigma_y^2 + M) \quad (3.32)$$

$$\sigma^2_{\text{mín}} = 0,5(\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - M) \quad (3.33)$$

Os semi-eixos da elipse são dados por:

$$a = \sigma^2_{\text{máx}}$$

$$b = \sigma^2_{\text{mín}}$$

Ângulo crítico

$$\text{tg}(2t) = \frac{2 \cdot \sigma_{xy}}{\sigma_x^2 - \sigma_y^2} \quad (3.34)$$

O ângulo crítico t calculado é o ângulo formado entre o eixo x dos sistema de coordenadas adotado com o eixo maior da elipse de erros.

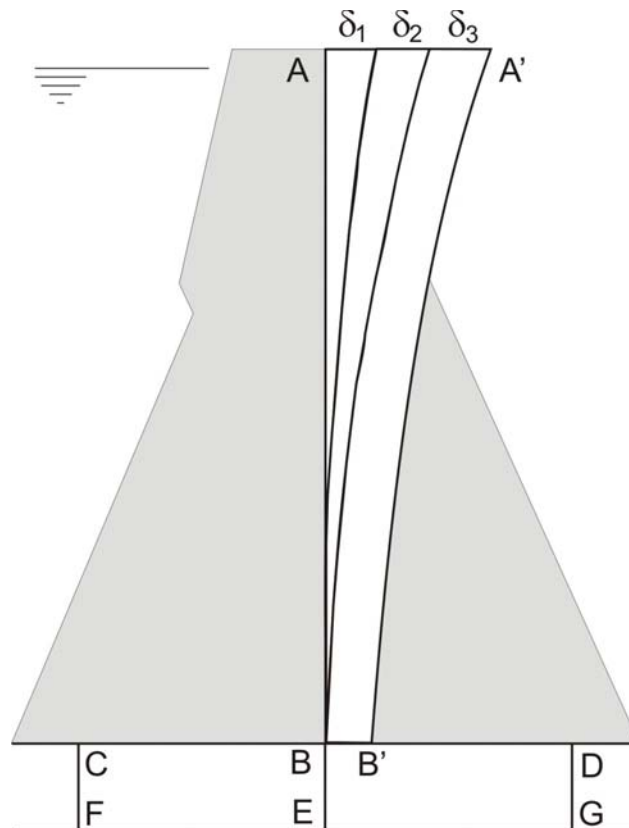
4 PROJETO DA POLIGONAL

Segundo DEPARTMENT OF ARMY (2002, p.2-4), de forma geral o esquema de monitoramento inclui, entre muitos outros aspectos, os seguintes tópicos:

- Identificação dos parâmetros a serem observados;
- Seleção da localização dos pontos de monitoramento (tanto pontos no objeto a ser medido como os pontos de referência);
- Determinação (pré-análise) da precisão requerida e extensão das medidas;
- Determinação da frequência de repetição das observações;
- Seleção dos tipos de instrumentos e sensores que serão utilizados;
- Projeto dos testes e facilidade de calibração;
- Projeto do sistema de gerenciamento dos dados;
- Análise de custos e decisão final sobre o esquema de monitoramento selecionado;

Segundo SILVEIRA (2003), para facilitar a análise de deslocamentos horizontais na crista das barragens de concreto, o deslocamento deve ser decomposto em três componentes δ_1 , δ_2 e δ_3 , (figura 20). O deslocamento total é obtido com a medida de cada uma destas, com a técnica de medição apropriada, pois cada uma tem um local e um período da construção apropriado para ser observado. A componentes (δ_3) só poderá ser medida diretamente através do emprego de medições geodésicas, a partir de referenciais a jusante bem afastadas no período do enchimento.

FIGURA 20 - DECOMPOSIÇÃO DOS DESLOCAMENTOS HORIZONTIS DE UMA BARRAGEM, DURANTE O ENCHIMENTO DO RESERVATÓRIO



FONTE: SILVEIRA (2003, p.256)

Num exemplo dado, as componentes do deslocamento são calculadas e o valor que pode ser medido utilizando técnicas geodésicas varia entre 13 e 19 mm (SILVEIRA, 2003, p.259). Para poder afirmar se há deslocamento ou não, a precisão das coordenadas determinadas geodesicamente, devem ser superior à magnitude dos deslocamentos esperados pela modelagem matemática.

4.1 REDE GEODÉSICA DE APOIO

Na usina hidrelétrica de Salto Caxias existe uma rede geodésica para o monitoramento de pontos localizados à jusante da barragem (figura 21) composta por quatro marcos de centragem forçada.

FIGURA 21 - REDEGEODÉSICA DE MONITORAMENTO EXTERNO



Nas entradas da galeria superior existem também dois pilares de concreto com centragem forçada (figura 22) que têm coordenadas amarradas à esta rede geodésica.

FIGURA 22 - PILAR DE CENTRAGEM FORÇADA LOCALIZADO EM UMA DAS ENTRADAS DA GALERIA SUPERIOR



Na entrada da galeria inferior um dos pontos da rede de monitoramento externo é utilizado para a amarração das coordenadas. Estes pontos são utilizados para a conexão das poligonais à rede geodésica. Para a galeria inferior foram utilizados os pontos P2 e P5 (figura 23a) da rede geodésica e para a galeria superior, os pontos P6 e P5 (figura 23b).

FIGURA 23 - MARCOS DE CONCRETO NAS ENTRADAS DAS GALERIAS



O ponto P5 é comum a ambas as galerias pelo motivo apresentado anteriormente. Cabe salientar que é possível realizar pontarias do ponto P5 para os pontos P2 e P6 e vice-versa.

A presença destes pilares nas entradas das galerias facilita a operação de transporte de coordenadas. PRETORIUS et al. (2001) apresenta uma outra forma para a ligação de uma poligonal, a qual é feita com alinhamento óptico (figura 24). Um tripé é instalado sobre o túnel localizado na crista da barragem que é alinhado até um dispositivo de centragem forçada fixo na parede da galeria

FIGURA 24 - ALINHAMENTO ÓPTICO PARA LIGAÇÃO DA POLIGONAL À REDE GEODÉSICA



FONTE: PRETORIUS (2001)

O sistema de coordenadas adotado é mostrado na figura 25.

FIGURA 25 - SISTEMA DE COORDENADAS



As coordenadas dos pontos de partida foram arbitradas:

$X_{p6} = 1500 \text{ m}$ e $Y_{p6} = 1500 \text{ m}$;

$X_{p5} = 2489,453 \text{ m}$ e $Y_{p5} = 1500 \text{ m}$

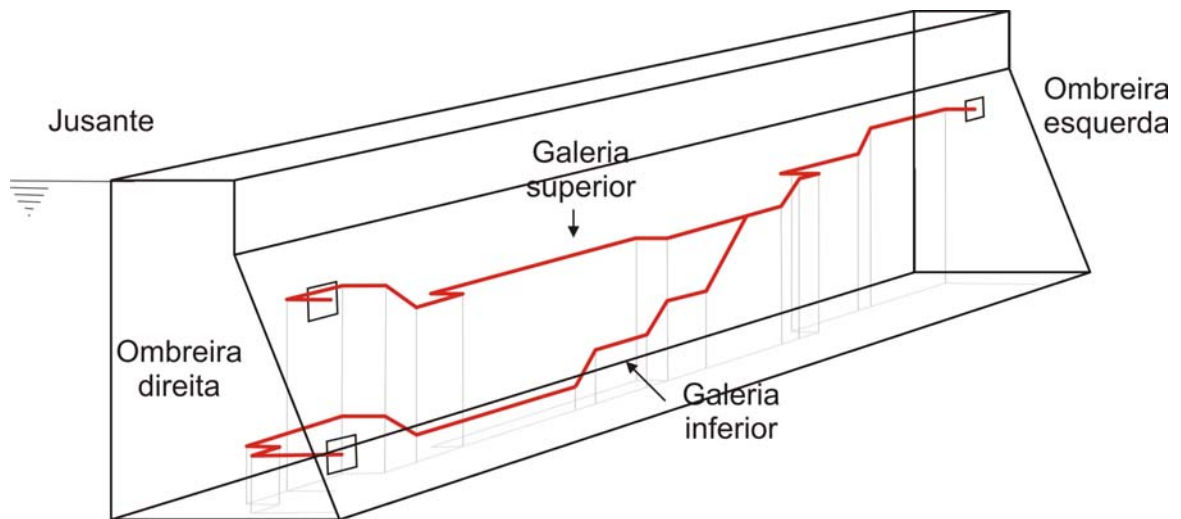
A coordenada X do ponto P5 foi determinada como sendo a distância horizontalizada, calculada a partir da distância medida na época do levantamento, entre os dois pontos somada a coordenada X do ponto P6.

4.2 GALERIAS DE INSPEÇÃO DA U.H. DE SALTO CAXIAS

A usina hidrelétrica de Salto Caxias tem como característica principal ser construída em CCR (Concreto Compactado à Rolo). Durante sua construção foi reservado um espaço no interior do corpo de concreto para duas galerias de inspeção, onde é possível realizar leituras e manutenção na instrumentação específica de barragens.

Desta forma, para que seja possível realizar o monitoramento geodésico de pontos no interior destas galerias é necessário utilizar a técnica de poligonação. Na ombreira direita (lateral esquerda para um observador localizado à jusante), estão as entradas das galerias superior e inferior, e na ombreira esquerda outra entrada da galeria superior (figura 26). As duas galerias se encontram próximas à saída na ombreira esquerda da barragem.

FIGURA 26 - ILUSTRAÇÃO DAS GALERIAS DE INSPEÇÃO



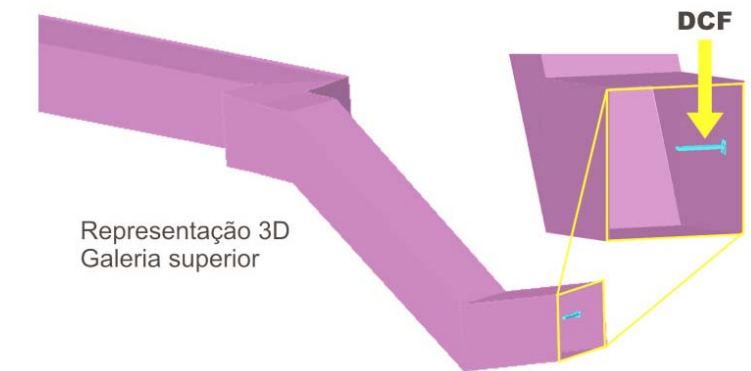
Estas galerias apresentam largura média em torno de 2,50 metros sendo que a maior parte do percurso é retilínea, porém apresenta algumas curvas e escadarias (figura 26), dificultando o desenvolvimento da poligonal, implicando em linhas de visada curtas de até 4 metros.

4.3 LEVANTAMENTO CADASTRAL DAS GALERIAS DE INSPEÇÃO

Na primeira campanha de coleta de dados em campo, efetuada em março de 2004, foi realizado o levantamento tridimensional das galerias de inspeção superior e inferior, com o objetivo de fornecer informações posteriores para o planejamento da instalação das chapas fixadoras dos Dispositivos de Centragem Forçada (DCF), que materializam os pontos da poligonal de monitoramento, e dos suportes para alvos (pontos a serem monitorados) nos locais estabelecidos pelos engenheiros da COPEL.

O levantamento foi realizado empregando-se uma estação total TRIMBLE DDR 3305, a qual permite a leitura das distâncias sem a necessidade de prismas refletivos, utilizando-se *laser*. Com isso foi possível realizar o levantamento tridimensional das galerias. A figura 27 apresenta um trecho do levantamento.

FIGURA 27 - REPRESENTAÇÃO TRIDIMENSIONAL PARA O PLANEJAMENTO DA INSTALAÇÃO DOS ALVOS E DFC



Realizou-se o levantamento topográfico utilizando tripés e bipés para a materialização dos pontos da poligonal (figura 28).

FIGURA 28 - LEVANTAMENTO TRIDIMENSIONAL



Este levantamento foi importante para o planejamento da localização dos pontos da poligonal de apoio ao monitoramento, pois no interior das galerias existem obstáculos como drenos, caixas de força e escadas que poderiam atrapalhar as visadas entre os pontos da poligonal e dos alvos das junções de blocos que seriam instalados posteriormente.

4.4 PROJETO DOS DISPOSITIVOS DE CENTRAGEM FORÇADA

A materialização dos pontos da poligonal no interior das galerias mereceu um estudo de viabilidade. Primeiramente a utilização de tripés foi discutida e logo descartada, pois não há como fixar, com segurança, os mesmos no chão da galeria de inspeção, que é constituído de concreto. Mesmo que fossem utilizados triângulos nas bases dos tripés, estes ficariam instáveis e sujeitos a deslocamentos acidentais.

A idéia inicial era a de se colocar suportes fixos nas laterais das galerias, porém existe trânsito de pessoal técnico que realiza inspeção periódica nestas, então a fixação permanente poderia atrapalhar os trabalhos realizados.

Foi então desenvolvido um sistema formado por duas peças, uma fixa nas paredes das galerias (figura 29) e outra móvel (figura 30), formando um conjunto denominado de dispositivo de centragem forçada (DCF).

O dispositivo fixo é composto de uma chapa, com quatro orifícios para fixação e mais quatro parafusos nos quais é fixado o DCF, figura 29.

FIGURA 29 - CHAPAS DE FIXAÇÃO DOS DCF



A parte móvel (figura 30) é composta por um perfil de aço dobrado em "U" soldado numa chapa, também de aço, para ser fixada na parte chapa fixa na parede.

FIGURA 30 - PARTE MÓVEL DO DCF



Para instalar a chapa, que é a parte fixa do dispositivo de centragem forçada, foram utilizados chumbadores (figura 31), desenvolvidos especialmente para as características do material que constitui a parede, concreto compactado a rolo (CCR).

FIGURA 31 - CHUMBADOR PARA FIXAR AS CHAPAS



Esta fixação é realizada de forma permanente, pois o chumbador é composto por uma bucha de metal que se expande a medida que o parafuso é rosqueado e também por uma bucha de borracha que, ao ser esmagada, preenche os espaços vazios causados pela broca.

O primeiro protótipo de DCF desenvolvido foi dimensionado levando-se em consideração o espaço para observação e apoio à estação total. A definição do comprimento do DCF foi em função da largura média da galeria e da comodidade para realização das observações. Cabe salientar que nas laterais das galerias existem calhas de drenagem, com largura média de 30 cm, conforme ilustra a figura 32.

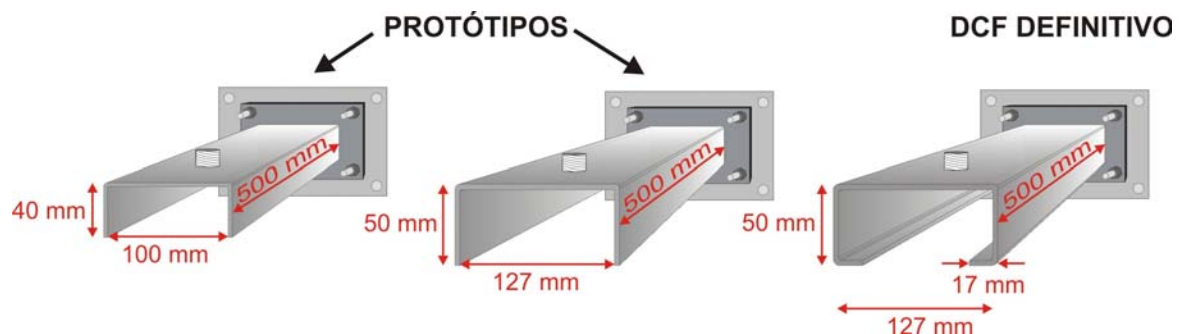
FIGURA 32 - CALHA DE DRENAGEM



São necessários no mínimo três DCF para a realização das observações, um para a estação total e outros dois para os alvos posicionados em ré e vante.

Durante a primeira campanha de coleta de dados em campo observou-se que os DCF sofriam movimento acentuado de torção e flexão quando operador atuava nos parafusos calantes e parafusos micrométricos para refino de pontaria da estação total. Para a segunda campanha de levantamentos foi projetado um novo DCF para que não ocorresse o problema. A figura 33 apresenta os dois DCF protótipos e o DCF definitivo.

FIGURA 33 - TRÊS DIFERENTES TIPOS DE DCF's CONFECCIONADOS



As dimensões do DCF definitivo foram estabelecidas após o estudo apresentado na seqüência.

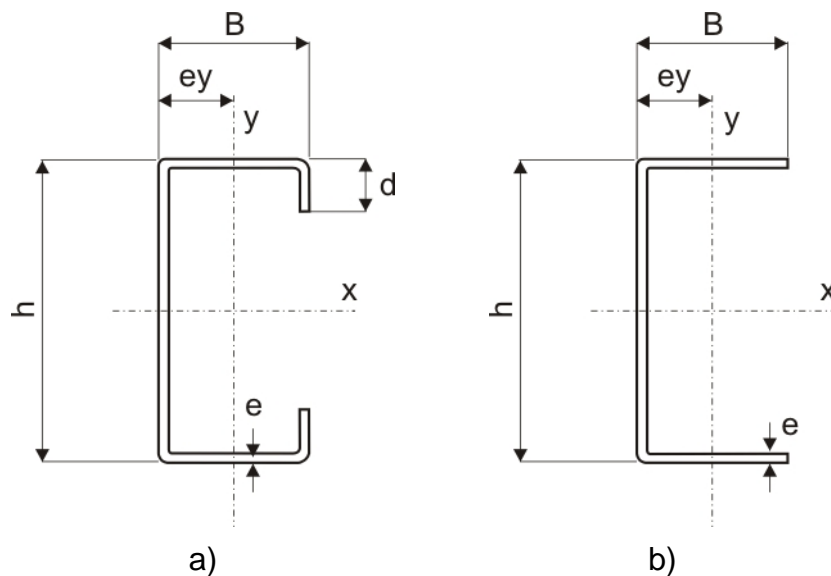
4.5 CÁLCULO DA DEFORMABILIDADE DO DCF

O DCF deve ter um deslocamento mínimo, no sentido da gravidade e sofrer torção nula com o peso da estação total. O teste teórico para os DCF, fundamentou-se no deslocamento causado pela estação total e pelo peso próprio do DCF. Para tal, utilizou-se os parâmetros de perfis de aço dobrado, existentes em catálogos e fórmulas para cálculo de deformação em vigas em balanço.

Inicialmente foi calculado para os DCF protótipos confeccionados em perfil do tipo “U” (figura 34b) os deslocamentos teóricos em função das cargas consideradas. Para o DCF definitivo optou-se por um perfil do tipo “U enrigecido” (figura 34a).

Foi calculado o deslocamento sofrido pelo protótipo e pelos outros dois tipos de DCF confeccionados e escolhido outro tipo de perfil que tivesse maior resistência. Os tipos de perfis utilizados são mostrados na figura 25.

FIGURA 34 - PERFIS DOBRADOS EM U



As especificações técnicas são apresentadas no quadro 5.

QUADRO 5 - ESPECIFICAÇÕES TÉCNICAS DOS PERFIS DOBRADOS

DCF	DIMENSÕES				S	P	Jx	Wx	ix	ey	Jy	Wy	iy
	h	B	e	d	cm ²	kg/m	cm ⁴	cm ³	cm	cm	cm ⁴	cm ³	cm
	mm	mm	mm	mm									
1	100	40	3,04	-	5,11	4,01	73,99	14,7	3,80	1,03	7,61	2,56	1,22
2	127	50	3,04	-	6,53	5,13	154,8	24,3	4,86	1,24	15,32	4,08	1,53
3	127	50	3,04	17	7,21	5,66	172,4	24,15	4,89	1,58	23,24	6,79	1,80

FONTE: BEER (1989)

Onde:

B = largura das abas do perfil;

h = altura da alma do perfil;

e = espessura da chapa;

d = dobra para enrijecer;

r = raio de curvatura interno;

P = peso por metro linear do perfil;

S = área da seção transversal do perfil;

Jx = momento de inércia em relação ao eixo x-x;

Jy = momento de inércia em relação ao eixo y-y;

ey = distância entre o eixo y-y e a fibra paralela externa;

Wx = módulo da seção em relação ao eixo x-x=2Jx/h;

Wy = módulo da seção em relação ao eixo y-y=Jy/(B-ey).

O calculo do deslocamento, no sentido da força, causada pelo peso da estação total e do próprio peso da peça, BEER (1989), é:

Deslocamento causado pelo peso próprio do DCF:

$$\delta_{\text{próprio}} = \frac{P.L^4}{8.E.I} \quad (4.1)$$

Deslocamento causado pelo peso da estação

$$\delta_{\text{estação}} = \frac{P.L^3}{3.E.I} \quad (4.2)$$

Deslocamento total

$$\delta_{\text{total}} = \delta_{\text{próprio}} + \delta_{\text{estação}} \quad (4.3)$$

onde:

L = comprimento da viga

P = peso

I = momento de inércia (Jy)

E = módulo de elasticidade do material

O deslocamento causado pelo próprio peso do DCF não é considerado como um deslocamento, porque ele sempre será igual. O ponto materializado pelo DCF estará sempre deslocado um valor $\delta_{\text{próprio}}$.

O valor do módulo de elasticidade do aço é de $2,05 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$. O peso da estação total TC 2002 é de aproximadamente 13 kg. O momento de inércia do perfil enrijecido é 1,5 vezes maior do que o perfil dobrado em "U" não enrijecido. O deslocamento é inversamente proporcional a rigidez flexional EI , então como o momento de inércia do perfil do DCF definitivo é maior do que o dos DCF's protótipos, a priori já se poderia concluir qual perfil utilizar. A deformação calculada, tabela 5, reforça ainda mais a escolha do perfil do DCF definitivo, que é do tipo "U" enrijecido.

TABELA 5 - DESLOCAMENTOS SUPORTADOS PELOS DCF
CALCULADOS NO SENTIDO DA GRAVIDADE

DCF	$\delta_{\text{sem estação}} \text{ (mm)}$	$\delta_{\text{com estação}} \text{ (mm)}$
Protótipo 1	2,01	0,34
Protótipo 2	1,27	0,17
Definitivo	0,93	0,11

4.5.1 Análise Prática da Deformabilidade dos DCF

O deslocamento causado pelo peso da estação total foi medido utilizando-se o auxílio do nível Wild N3, que têm precisão nominal de 0,01 mm. No laboratório de Topografia (LabTopo), da UFPR, foi instalado uma chapa de fixação dos DCF.

Uma régua foi fixada na extremidade livre do DCF para que as marcas impressas servissem de referência para as medidas. O nível N3 foi instalado a quatro metros de distância do DCF em um tripé industrial (figura 35).

FIGURA 35 - TRIPÉ INDUSTRIAL



Foram tomadas medidas na régua primeiramente sem nenhuma carga no DCF e posteriormente com a estação total instalada sobre ele. Os três tipos de DCF foram submetidos ao teste, os resultados encontram-se na tabela 6.

TABELA 6 - DIFERENÇA ENTRE O DESLOCAMENTO CALCULADO E O OBSERVADO

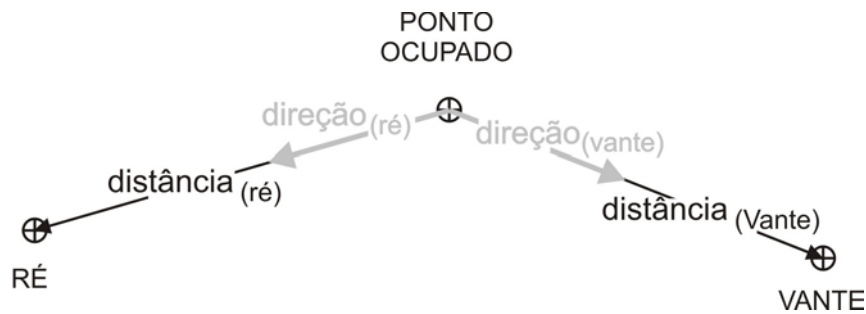
DCF	DESLOCAMENTO OBSERVADO (mm)	DESLOCAMENTO CALCULADO (mm)
Protótipo 1	0,38	0,34
Protótipo 2	0,26	0,17
Definitivo	0,21	0,11

A análise prática mostra que os valores medidos são maiores do que os calculados. Pode-se concluir, a partir da tabela 9, que outros fatores deveriam ser considerados nos cálculos, como a rigidez da chapa de fixação, da solda, dos chumbadores, ou seja, de todo o conjunto que forma o dispositivo de centragem forçada.

4.6 ALVO PARA MEDIÇÃO ANGULAR HORIZONTAL

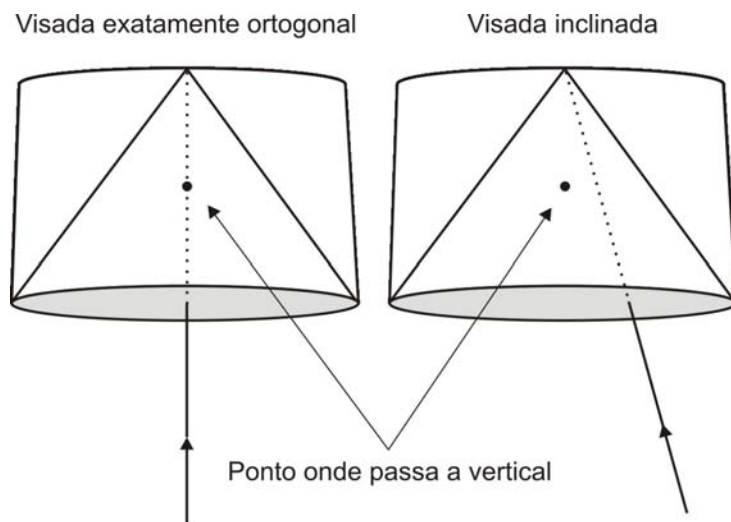
Durante o processo de poligonação são medidas direções e distâncias entre a estação ocupada e as estações de ré e vante (figura 36).

FIGURA 36 - MEDIDAS REALIZADAS EM CADA PONTO ESTACIONADO



Para as medições das distâncias emprega-se prismas refletores. A medição das direções é realizada utilizando como alvo para pontaria as linhas que definem o cubo formador do prisma. No caso do prisma empregado, Leica modelo GPH1, para que seja possível efetuar a pontaria de forma a materializar o plano que contém as verticais que passam pelo ponto ocupado e ponto visado, é necessário que o prisma esteja exatamente ortogonal à linha de visada, o que pode não ocorrer (figura 37).

FIGURA 37 - PROBLEMA OCORRIDO QUANDO AS VISADAS NÃO SÃO EXATAMENTE ORTOGONAIS À FACE DO PRISMA



Desta forma, para o estudo efetuado neste trabalho, este tipo de referência para a pontaria angular horizontal não se mostrou eficiente, principalmente para as distâncias curtas.

Tendo em vista o problema acima exposto, foi desenvolvido um dispositivo específico para a realização das leituras de direções horizontais. Trata-se de um pino que é encaixado na base nivelante (figura 38), o qual apresenta uma pequena ponta utilizada para a realização da pontaria angular horizontal.

FIGURA 38 - ALVO PARA PONTARIA DE ÂNGULOS HORIZONTAIS



A qualidade da usinagem da peça foi testada realizando-se leituras angulares sobre o alvo rotacionado de 90° em 90° . Estas leituras não variaram nas quatro posições do alvo, desta forma a sua construção foi aprovada.

A espessura do pino usinado na ponta do encaixe de prismas permite que se realize pontarias refinadas, para medição de direção horizontal sem a necessidade de rotacioná-lo para pontarias de ré ou vante.

Este pino foi projetado de forma que seja possível encaixar o prisma refletor, sem a necessidade de se mexer na base calante e no dispositivo de centragem (figura 39).

FIGURA 39 - PRISMA INSTALADO SOBRE ALVO PARA MEDIÇÃO DE DISTÂNCIAS



O nivelamento da base é realizado com um nível tubular antes de se encaixar o sistema de medição de direção horizontal refinada. Após realizadas as observações destas, pode-se encaixar o prisma para medir distâncias.

4.7 ALVOS DE MONITORAMENTO

A localização dos pontos de monitoramento foi determinada pelos engenheiros da Copel. Os locais escolhidos foram junções de blocos, contato entre o concreto armado dos vertedouros e o concreto compactado a rolo do muro de contenção e contato entre rocha e concreto numa das ombreiras. Definidos os locais a monitorar, foram projetados e instalados suportes para prismas.

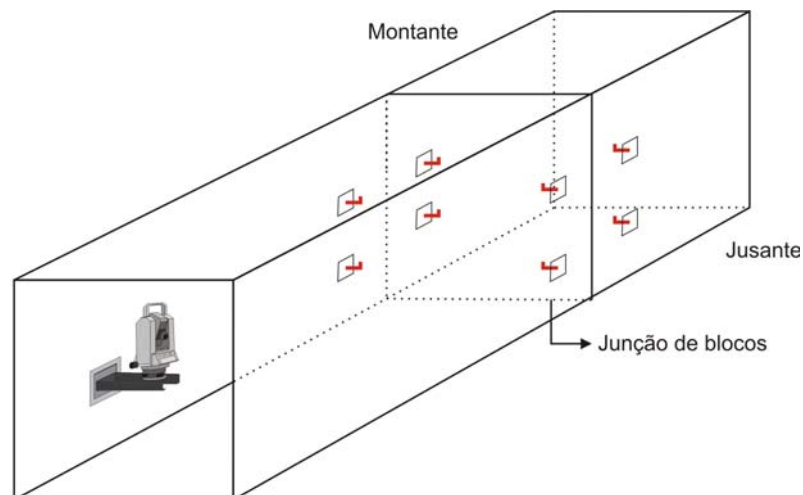
Os suportes (figura 40) foram fixados em concreto ou rocha utilizando produtos específicos para fixação.

FIGURA 40 - SUPORTE PARA MATERIALIZAR OS PONTOS DE MONITORAMENTO UTILIZANDO PRISMAS COMO ALVOS



Procurou-se dispor os suportes de forma que houvesse pontos do lado esquerdo e direito da junção a ser monitorada, tanto à jusante como à montante, em ambas as galerias, totalizando oito pontos de monitoramento por junção de blocos (figura 41).

FIGURA 41 - PONTOS DE MONITORAMENTO



Como os encaixes para os prismas não estão perfeitamente na vertical, as observações devem ser realizadas sempre dos mesmos pontos da poligonal em cada campanha.

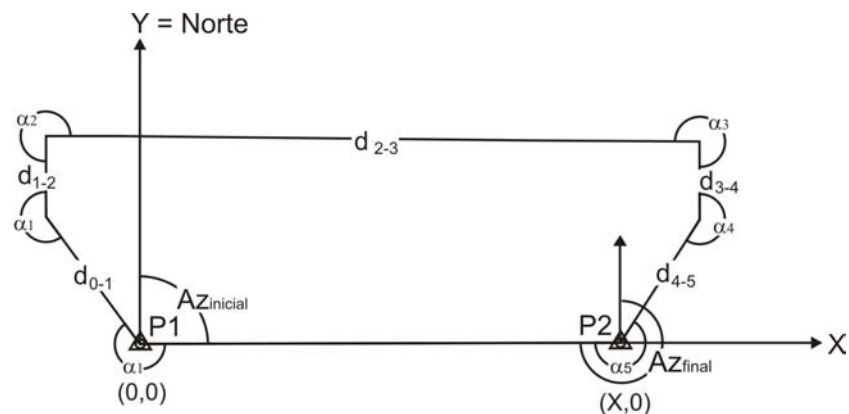
4.8 LEVANTAMENTO DA POLIGONAL

O método de levantamento de uma poligonal se dá pelo chamado caminhamento, pois a medida que é percorrido o trajeto definido pelos pontos

formadores da poligonal a ser levantada, são medidas as distâncias entre os pontos e os ângulos entre as direções definidas por estes (figura 42).

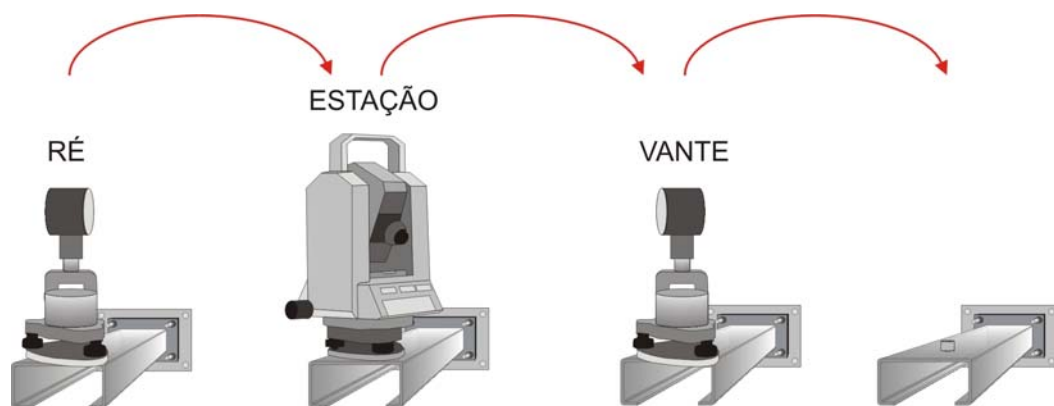
No caso das galerias em estudo optou-se por trabalhar com uma poligonal enquadrada, assim sendo dois pontos devem ter coordenadas conhecidas num sistema de coordenadas preestabelecido.

FIGURA 42 - POLIGONAL ENQUADRADA



Para agilizar o processo de medição foram confeccionados 4 DCF. Desta forma o alvo de ré pode ser instalado no próximo ponto, enquanto a estação total é movimentada para onde estava instalado o alvo de vante, e este é posicionado na próxima estação (figura 43).

FIGURA 43 - CAMINHAMENTO DA POLIGONAL



Para sistematizar o levantamento foram adotados alguns critérios:

- percorrer a poligonal no sentido horário;
- observar ângulos no sentido horário;
- observar os ângulos zenitais e distâncias de ré e vante;
- realizar três séries de medidas na posição direta e invertida da luneta;
- coletar as informações ambientais necessárias à correção das distâncias.

Além destes critérios deve-se seguir um roteiro de procedimentos para a execução das observações:

- materializar os pontos da poligonal nas galerias, através dos dispositivos de centragem forçada (figura 44);
- estacionar a estação total no marco geodésico de partida, cujas coordenadas são conhecidas;
- realizar pontaria de ré num prisma situado no marco geodésico de chegada, também com coordenadas conhecidas, e registrar o valor da direção horizontal, vertical e a distância inclinada;
- iniciar a medição dos pontos de interesse ou, realizar uma pontaria de vante no prisma do próximo ponto da poligonal;
- ao fim das medições dos pontos de interesse e após ter percorrido toda a extensão da galeria no interior do muro de contenção, estacionar a estação total no marco geodésico de chegada e visar o marco geodésico de partida.

FIGURA 44 - DCF COM PRISMA INSTALADO



As coordenadas dos alvos de monitoramento são obtidas por irradiação, a partir das poligonais de precisão, materializadas pelos dispositivos de centragem forçada (DCF).

Para melhor se aquilatar as propriedades estatísticas das observações, torna-se necessária a repetição do processo de medição, com o registro de todas as condições físicas que o cercam, de modo a possibilitar, posteriormente, um julgamento adequado dos resultados.

O ângulo da primeira série obtido a partir da direção de vante subtraída da direção de ré, resultando no ângulo da primeira série entre duas estações. O mesmo procedimento é repetido para as demais séries. Os ângulos externos são calculados utilizando-se a média das três séries de medidas.

É necessário que correções, devido a efeitos ambientais, sejam aplicadas nas distâncias observadas. Observou-se que não havia variação significativa na temperatura e pressão em pontos próximos. Estabeleceu-se então o critério de coletar estas informações em intervalos de trinta minutos. Foi anotado o horário de cada observação de distância, pois posteriormente, no cálculo das distâncias corrigidas, seria possível interpolar a temperatura e pressão de cada instante de medição.

4.8.1 Correções Devido aos Efeitos Ambientais

Aplica-se a correção em função dos parâmetros ambientais conforme a formulação fornecida pelo fabricante dos equipamentos, LEICA (1994).

$$\Delta D_1 = 281,8 - \left[\frac{0,29065 \cdot P}{(1 + \alpha \cdot t)} - \frac{4,126 \cdot 10^{-4} \cdot h}{(1 + \alpha \cdot t)} \cdot 10^X \right] \quad (4.4)$$

onde:

ΔD_1 e a correção atmosférica em ppm;

P é a pressão atmosférica (mb);

t é a temperatura ambiente (°C);

h é a umidade relativa (%);

α é uma constante que vale $\frac{1}{273,16}$;

$$X = \frac{7,5t}{237,3 + t} + 0,7857 \quad (4.5)$$

Com as distâncias corrigidas dos efeitos ambientais, é necessário realizar a transformação da distância inclinada para distância horizontal, utilizando a equação:

$$D_h = D_i \cdot \sin z \quad (4.6)$$

onde:

D_i é a distância inclinada;

D_h é a distância horizontal;

z é o ângulo zenital;

4.8.2 Cálculo de Coordenadas Tridimensionais

As coordenadas, tanto dos pontos de poligonal quanto dos alvos de monitoramento, são obtidas a partir da formulação a seguir:

$$X_i = X_{i-1} + D_{h_{i-1,i}} \cdot \sin A_{i-1,i} \quad (4.7)$$

$$Y_i = Y_{i-1} + D_{h_{i-1,i}} \cdot \cos A_{i-1,i} \quad (4.8)$$

$$Z_i = Z_{i-1} + D_{i-1,i} \cos z_{i-1,i} + h_i - h_s \quad (4.9)$$

Onde:

X_i, Y_i, Z_i - são as coordenadas do ponto em questão que se quer determinar;

$X_{i-1}, Y_{i-1}, Z_{i-1}$ - são as coordenadas do ponto anterior, conhecidas;

$D_{h_{i-1,i}}$ - distância horizontal entre o ponto anterior e o ponto em questão;

$D_{i-1,i}$ - distância inclinada entre o ponto anterior e o ponto em questão;

$A_{i-1,i}$ - azimute da direção;

z_{i-1} - ângulo zenital medido entre o ponto anterior e o ponto em questão;

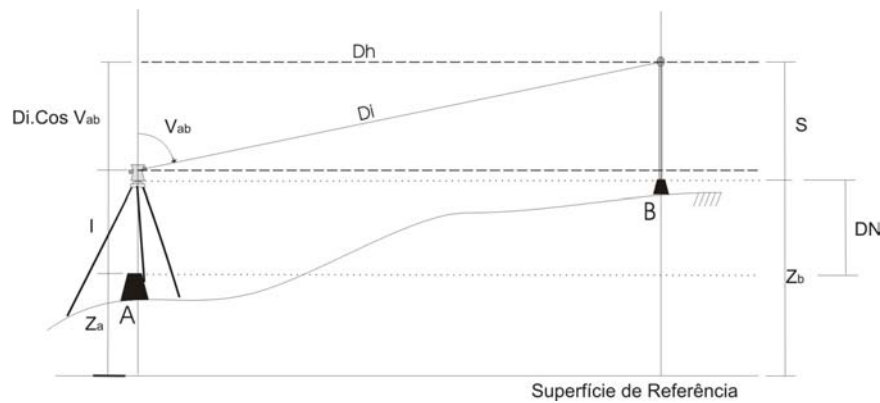
h_i - altura do instrumento;

h_s - altura do alvo.

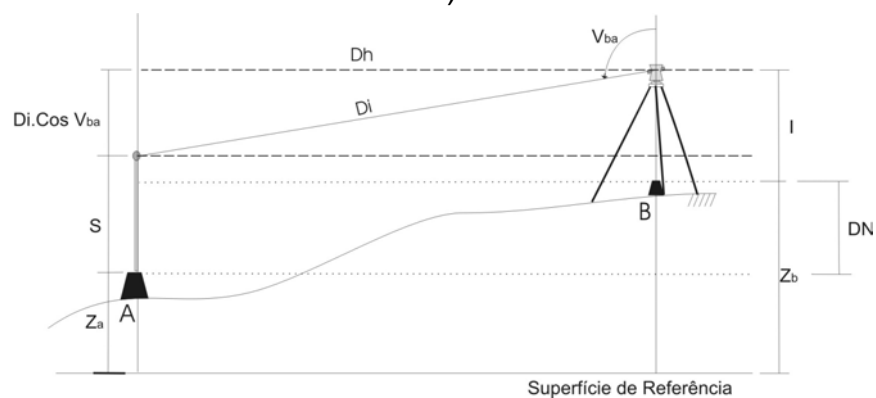
Neste trabalho a coordenada Z foi descartada porque as alturas dos alvos e do instrumento não foram medidas. Cabe salientar que existe uma rede de RN's que passa sobre a barragem e que é utilizada para detectar movimentos verticais.

Se a altura do instrumento (h_i) e do alvo (h_s) for constante, elas não entraram no cálculo da coordenada Z, pois se anulariam. A demonstração é realizada a seguir:

FIGURA 45 - DEMONSTRAÇÃO DAS LEITURAS VANTE E RÉ EM PONTOS CONSECUTIVOS



a)



b)

A partir da figura 45 deduz-se que:

$$\Delta H = Z_B - Z_A \quad (4.10)$$

Sabe-se que:

$$Z_B = Z_A + Di_{A-B} \cdot \cos Z_{A-B} + h_i - h_s \quad (4.11)$$

$$Z_A = Z_B + Di_{B-A} \cdot \cos Z_{B-A} + h_i - h_s \quad (4.12)$$

Substituindo as equações (4.11) e (4.12) em (4.10), tem-se:

$$\Delta H = (Z_A + Di_{A-B} \cdot \cos Z_{A-B} + h_i - h_s) - (Z_B + Di_{B-A} \cdot \cos Z_{B-A} + h_i - h_s) \quad (4.13)$$

Isolando a coordenada Z_B tem-se:

$$Z_B - Z_A = Z_A + Di_{A-B} \cdot \cos Z_{A-B} - Z_B - Di_{B-A} \cdot \cos Z_{B-A}$$

$$2 \cdot Z_B = 2 \cdot Z_A + Di_{A-B} \cdot \cos Z_{A-B} - Z_B - Di_{B-A} \cdot \cos Z_{B-A} \quad (4.14)$$

$$Z_B = Z_A + \frac{Di_{A-B} \cdot \cos V_{A-B} - Di_{B-A} \cdot \cos V_{B-A}}{2} \quad (4.15)$$

Se a altura do instrumento e dos alvos for constante, se torna desnecessário a sua medida. Este fator implicará em maior precisão na determinação da altitude de cada alvo. Cabe ressaltar que como mostra a dedução anterior, é necessário realizar as leituras de A para B e vice-versa, o que no procedimento de poligonação é efetuado, uma vez que sempre são realizadas leituras em ré e vante.

4.8.3 Procedimento para Manter a Altura dos Prismas Iguais

Do ponto de vista prático, a dificuldade está em manter os prismas com alturas iguais, uma vez que no processo tradicional de calagem da bolha são utilizados os três parafusos calantes, assim a cada posicionamento do prisma será definido um plano horizontal diferente.

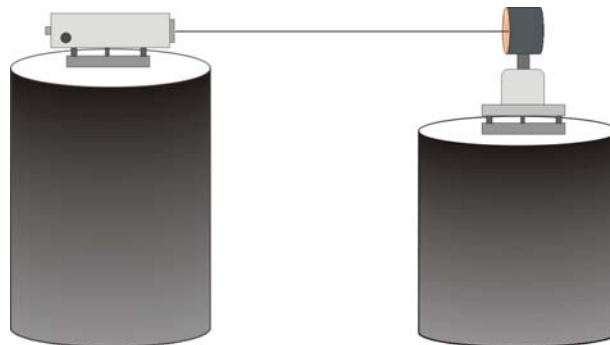
Antes de se realizar o levantamento em campo é necessário preparar os instrumentos que serão utilizados. Para ajustar a altura dos prismas é preciso um nível e duas plataformas rígidas e fixas a uma distância que permita realizar a focalização do prisma, de maneira que seja possível efetuar pontaria sobre suas arestas. Devem ser formados dois conjuntos de alvos, uma vez que um será posicionado em ré e outro em vante, e sempre utilizar o mesmo prisma com sua respectiva base calante e suporte, para tanto recomenda-se nomeá-los. Para facilitar

sua identificação em campo pode-se colar uma etiqueta com um mesmo número em todos os componentes de um alvo, ou seja, no prisma, suporte e base calante. Repetir para o conjunto dois. Deve-se então seguir os seguintes passos para deixar os dois prismas na mesma altura:

- 1.º Posicionar o nível e a base do prisma nos pontos;
- 2.º Ajustar os parafusos calantes da base de forma que fiquem todos numa mesma altura média para depois realizar o nivelamento;
- 3.º Após o nível estar perfeitamente calado, realizar a pontaria sobre o prisma.

Cabe salientar que as alturas, tanto do prisma como do nível, devem ser ajustadas de forma que seja possível fazer a pontaria do nível sobre o prisma (figura 46). No LAIG foram utilizados dois tripés industriais que permitem ajustar esta altura.

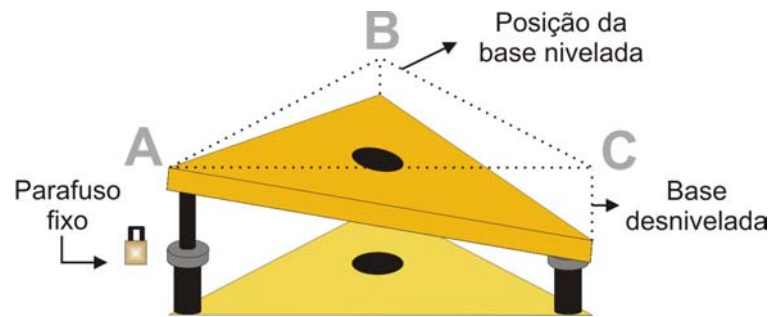
FIGURA 46 - PONTARIA DO NÍVEL SOBRE O PRISMA



Este procedimento deve ser executado para o primeiro conjunto. Retira-se então este e instala-se o segundo. Sem mexer na posição do nível, ajusta-se a altura do outro prisma para que seu centro coincida com a leitura fixada no nível, que está ajustado com a altura do conjunto anterior.

Para que seja possível instalar posteriormente as bases sem que haja necessidade de mudar suas alturas, é necessário fixar um dos parafusos calantes e realizar o nivelamento somente com os outros dois parafusos calantes. Desta forma a base, ao estar nivelada, estará sempre com a mesma altura do parafuso fixo, pois os outros dois parafusos, são forçados à altura do plano horizontal do parafuso fixado (figura 47).

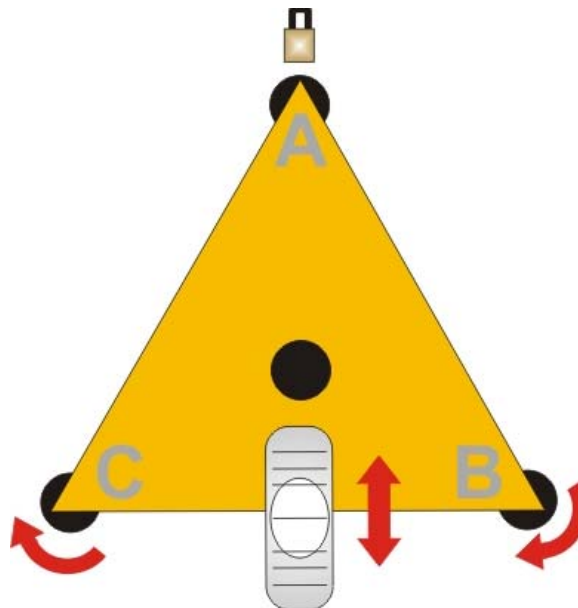
FIGURA 47 - FIXAÇÃO DE UM PARAFUSO CALANTE



O procedimento para nivelar a base calante com dois parafusos livres é:

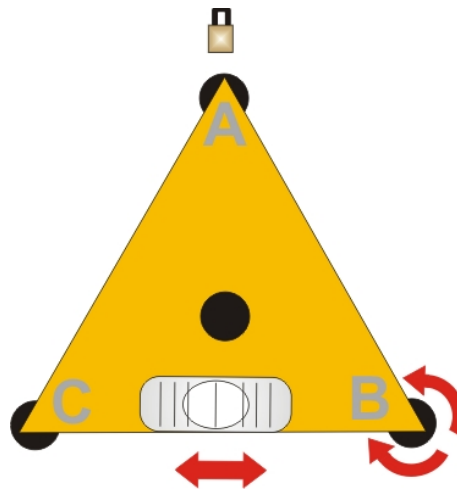
- 1.º Com o nível tubular no sentido transversal aos parafusos livres, deve-se rotacioná-los ao mesmo tempo no mesmo sentido, seja ele horário ou anti-horário, até que a bolha se estabilize no centro do nível (figura 48);

FIGURA 48 - MOVIMENTO TRANSVERSAL



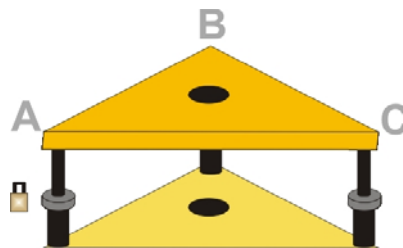
- 2.º Girar 90° o nível tubular, ou estação total, para que este fique no sentido longitudinal aos parafusos livres e rotacionar no sentido horário ou anti-horário somente um dos parafusos livres, até que a bolha se estabilize no centro do nível (figura 49).

FIGURA 49 - MOVIMENTO LONGITUDINAL



3.º Girar novamente 90° para retornar a posição inicial, figura 48. Caso seja necessário outro ajuste, repetir todo o processo até que a base esteja nivelada, como na figura 50.

FIGURA 50 - BASE CALANTE NIVELADA

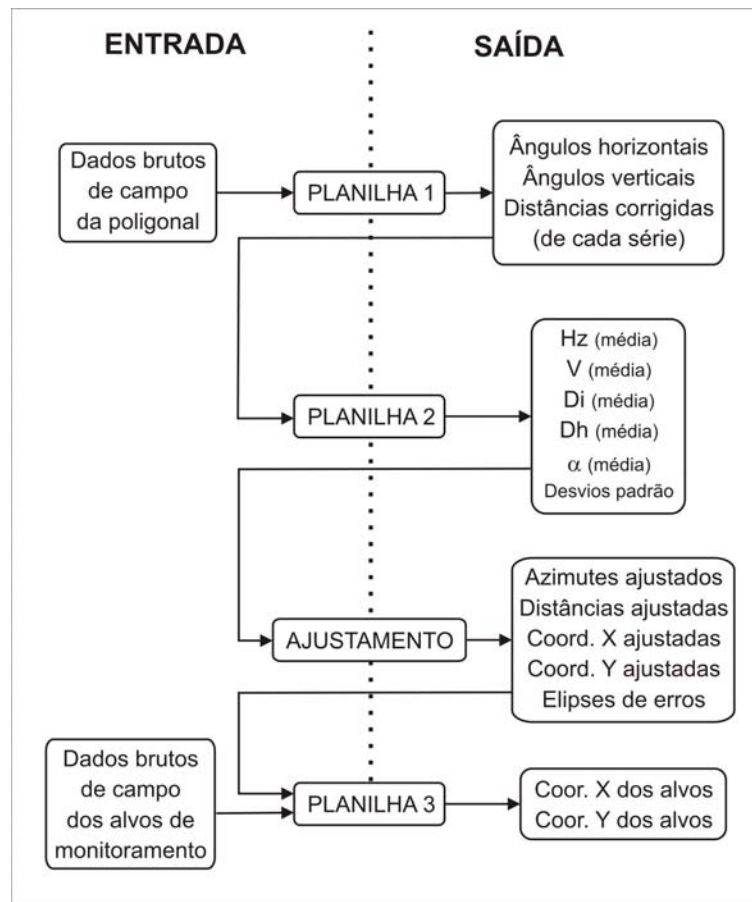


Para que a altura da estação permaneça a mesma durante o trabalho de campo deve-se empregar a mesma sistemática da base nivelante.

4.9 SEQÜÊNCIA DE CÁLCULOS

Para o processamento das observações, ou seja, as operações necessárias para que se possa obter as coordenadas dos pontos da poligonal e dos alvos de monitoramento, bem como a precisão de cada um, foram desenvolvidas planilhas de cálculos e programas de ajustamento especiais para poligonais desenvolvidas neste trabalho. A seqüência básica é apresentada na figura 51.

FIGURA 51 - SEQÜÊNCIA DE CÁLCULOS



O primeiro tratamento dado às observações brutas é realizado na planilha 1 de cálculo elaborada para calcular os ângulos formados pelas direções em PD e PI, para realizar a transformação de distâncias inclinadas em horizontalizadas e para aplicar a correção ambiental das distâncias, se necessário, pois esta correção pode ser aplicada em campo diretamente na estação total, inserindo o valor de correção em ppm (partes por milhão). É importante ressaltar que não é necessário corrigir as medidas dos erros de colimação e de não horizontalismo do eixo secundário, pois estes se eliminam com o procedimento de medida na posição direta e invertida da luneta.

Ligada a planilha 1, a planilha 2 calcula os ângulos formados entre as direções horizontais e verticais e fornece a média das observações angulares e lineares, bem como seus desvios padrão. Nesta planilha é possível realizar a análise das séries de observações. Caso uma medida de direção, horizontal ou vertical, tenha um desvio padrão maior de que três vezes a precisão do equipamento, esta série é eliminada.

Na seqüência as médias dos ângulos e das distâncias horizontalizadas são inseridas em arquivos de texto separadamente. Os dados são organizados em ordem, segundo a seqüência do percurso do caminhamento da poligonal. O resultado do ajustamento são os azimutes, distâncias e as coordenadas ajustadas de todos os pontos da poligonal, bem como suas variâncias e elipses de erros, ou seja, a confiabilidade das coordenadas ajustadas.

O ultimo passo do processamento das observações é realizado na planilha 3, onde são inseridos os dados de campo dos alvos de monitoramento e os dados de saída do ajustamento, resultando nas coordenadas dos alvos de monitoramento.

5 ANÁLISES E RESULTADOS DO LEVANTAMENTO DAS POLIGONAIS

Após a conclusão da instalação dos marcos de concreto da rede externa, das chapas que sustentam os DCF e dos suportes para os alvos de monitoramento, foram iniciados os levantamentos de campo. No total foram instalados 52 pontos de monitoramento na galeria superior e 64 na galeria inferior. Os pontos da poligonal foram identificados com a sigla EGI (Estação Geodésica Interna) e os pontos de monitoramento como MGI (Monitoramento Geodésico Interno).

A primeira campanha de monitoramento foi realizada em agosto de 2004, sendo levantados todos os pontos de monitoramento nas galerias superior e inferior. Em março de 2005 foi realizada a segunda campanha de monitoramento, novamente os pontos das duas galerias de inspeção foram levantados, mas empregando-se a estação total Leica TCRA 1205. Na terceira campanha de monitoramento, realizada em junho de 2005, foram levantados somente os pontos da poligonal superior, para testar o sistema de alvos desenvolvido para pontaria angular, empregando-se a estação total Wild TC 2002.

No levantamento da galeria inferior na segunda campanha ocorreu um problema no registro das observações da primeira ré, ou seja, na observação do ângulo de orientação inicial. Os valores não foram registrados porque o prisma de ré foi retirado do ponto antes que a estação concluísse o processo de medição automática. Devido este problema os resultados dos levantamentos da galeria inferior não serão apresentados.

Os cálculos apresentados a seguir referem-se somente a poligonal superior, uma vez que esta foi medida em todas as três campanhas realizadas. Não cabe comparar as coordenadas dos pontos da poligonal obtidas nas diferentes campanhas, devido a instalação não sistemática dos DCF, sendo que os DCF não têm exatamente o mesmo comprimento, e devido aos problemas encontrados nas duas campanhas iniciais, que serão discutidos posteriormente. As coordenadas dos pontos da poligonal podem variar de uma campanha para outra, o que não pode ocorrer é a variação no momento da medida. A análise principal deve ser centrada no erro de fechamento de cada poligonal, pois a partir dos pontos desta é que serão determinadas as coordenadas dos alvos de monitoramento.

5.1 PRIMEIRA CAMPANHA DE MONITORAMENTO

Esta campanha foi realizada em agosto de 2004. Para o levantamento das galerias foi empregada a estação total Wild TC 2002 e as observações da galeria superior foram anotadas em cadernetas de campo. Foram realizadas três séries de medições tanto para os pontos da poligonal quanto para os pontos de monitoramento para que fosse possível realizar uma verificação entre as medidas realizadas por série. Como o volume de dados coletados é muito grande, o critério de anotá-los em cadernetas de campo foi descartado para os levantamentos seguintes, por prolongar o tempo de trabalho e dar margem a erros grosseiros de anotação. Desta forma, no levantamento da galeria inferior as observações foram registradas no cartão de memória da estação total. Este procedimento apresenta, porém, uma desvantagem em relação ao processo de anotação em cadernetas. Como os dados são gravados automaticamente, logo após a realização das medições, a checagem das leituras em PD e PI torna-se mais difícil, pois implica em ter que recuperar o valor registrado para compará-lo com o valor lido.

Durante o levantamento notou-se instabilidade nos DCF's protótipos quando a estação total era manuseada, causando fortes vibrações no fio de retículo, dificultando as leituras e causando erros nas observações. Percebeu-se a necessidade de confecção de DCF's mais rígidos para as próximas campanhas.

Terminados os trabalhos em campo, partiu-se para o desenvolvimento da planilhas de cálculo e dos programas de ajustamento. Os dados coletados em campo são inseridos na planilha 1, como mostrado no item 4.8. Nesta planilha é possível observar se há discrepância entre as medidas das direções em PD e PI. Geralmente adota-se o critério de rejeitar a leitura, quando a diferença entre PD e PI é maior do que três vezes a precisão nominal do equipamento, ou seja, 1,5". Este critério de eliminação não pôde ser aplicado, pois a estação estava afetada pelos erros de colimação e de não horizontalismo do eixo secundário, item 2.4. O quadro 6 mostra as diferenças entre as direções em PD e PI. Notou-se também que apesar de ocorrer esta diferença entre as direções em PD e PI, as direções médias calculadas em cada série não sofrem diferenças significativas, ou seja, maiores que três vezes a precisão nominal do equipamento.

QUADRO 6 - CALCULOS EFETUADAS NA PLANILHA 1

VISADA	HORIZONTAL			VERTICAL			Distância Inclinada	Temp. Seca	Temp. Úmida	Pressão (miliBar)	Umidade (%)	Correção (ppm)	Dist Hor. Corrigida		
	P.D.	g	m	s	P.D.	g							m	s	Dh
EGI21	P.D.	0	0	0	P.D.	63	47	9	23,7303	22,0	17,5	981,20	73,1	18,64594	21,2900
	P.I.	180	0	7,6	P.I.	296	12	49,6	23,7304	22,0	17,5	981,20	73,1	18,64594	21,2901
	α	0	0	3,8	α	63	47	9,7							Dh
EGI19	P.D.	180	1	23,4	P.D.	89	56	44,7	23,998	22,1	17,5	981,19	73,0	18,67218	23,9984
	P.I.	0	1	24,4	P.I.	270	3	14,6	23,9981	22,1	17,5	981,20	73,1	18,65917	23,9985
	α	180	1	23,9	α	89	56	45,05							Dh
EGI21	P.D.	0	0	2,4	P.D.	63	47	7,8	23,7304	22,1	17,5	981,19	73,0	18,685	21,2900
	P.I.	180	0	7,2	P.I.	296	12	49,5	23,7304	22,1	17,5	981,19	73,0	18,6976	21,2901
	α	0	0	4,8	α	63	47	9,15							Dh
EGI19	P.D.	180	1	24,5	P.D.	89	56	44,2	23,9981	22,1	17,5	981,18	73,0	18,71001	23,9985
	P.I.	0	1	24,6	P.I.	270	3	14	23,9981	22,1	17,5	981,19	73,0	18,6976	23,9985
	α	180	1	24,55	α	89	56	45,1							Dh
EGI21	P.D.	0	0	1	P.D.	63	47	11,2	23,7309	22,1	17,5	981,18	72,9	18,72221	21,2906
	P.I.	180	0	7,9	P.I.	296	12	51	23,7309	22,2	17,6	981,17	72,8	18,75761	21,2905
	α	0	0	4,45	α	63	47	10,1							Dh
EGI19	P.D.	180	1	24,1	P.D.	89	56	45	23,9981	22,1	17,5	981,17	72,9	18,73421	23,9985
	P.I.	0	1	24,5	P.I.	270	3	15	23,9981	22,1	17,5	981,17	72,9	18,74601	23,9985
	α	180	1	24,3	α	89	56	45							Dh

Na planilha 2, ligada a planilha 1 que calcula os ângulos e distâncias corrigidas, é possível analisar os desvios padrão de cada direção medida. O quadro 7 apresenta um exemplo.

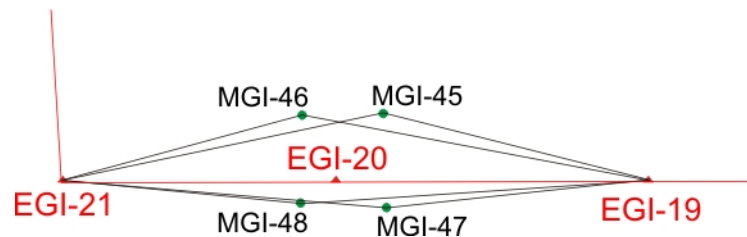
QUADRO 7 - DESVIOS PADRÃO DAS OBSERVAÇÕES

ESTAÇÃO EGI20						
	RÉ EM EGI21			VANTE EM EGI19		
ÂNGULO HORIZONTAL						
Média	0	0	4,35	180	1	24,25
Desvio padrão	0	0	0,5074	0	0	0,3278
ÂNGULO ZENITAL						
Média	63	47	9,65	89	56	45,05
Desvio padrão	0	0	0,4769	0	0	0,05
DISTÂNCIA INCLINADA						
Média	23,73099358			23,99853217		
Desvio padrão	0,000305162			2,9651E-05		
DISTÂNCIA HORIZONTAL						
Média	21,29027441			23,99852146		
Desvio padrão	0,000292758			2,96509E-05		
DIREÇÃO						
Média	180		1		19,9	
Desvio padrão	0		0		0,8353	

Desta planilha são retirados os dados para o ajustamento.

Nesta primeira campanha também foi realizado um teste para averiguar a repetibilidade das coordenadas de quatro alvos de monitoramento numa mesma época. Foram escolhidos quatro alvos de monitoramento (MGI-48, MGI-47, MGI-46, MGI-45), para realizar este teste (figura 52).

FIGURA 52 - TESTE DE PRECISÃO NUMA MESMA ÉPOCA



A partir de dois pontos da poligonal, estações EGI-21 e EGI-19, foram realizadas irradiações até os quatro pontos de monitoramento. Esperava-se que as coordenadas dos alvos não variassem, mas a tabela 7 mostra que isto não ocorreu.

TABELA 7 - DIFERENÇA ENTRE COORDENADAS OBTIDAS DE DOIS PONTOS DIFERENTES

ALVO	08/2004 - TC2002				dX (m)	dY (m)
	EGI21		EGI19			
	X (m)	Y (m)	X (m)	Y (m)		
MGI45	1024,592	964,290	1024,590	964,287	0,002	0,003
MGI46	1023,295	964,276	1023,292	964,273	0,003	0,003
MGI47	1024,616	962,004	1024,614	962,002	0,003	0,003
MGI48	1023,447	962,003	1023,444	962,000	0,003	0,003

Nota-se uma diferença de três milímetros nas coordenadas obtidas na mesma época, mas de estações da poligonal diferentes. A causa provável desta diferença deve-se ao fato de que os prismas são simplesmente encaixados nos suportes fixados na parede, não há como nivelá-los. Então, ao girá-los o seu centro muda de lugar, isto mostra a necessidade do desenvolvimento de um sistema capaz de contornar este problema.

5.1.1 Ajustamento pelo Método dos Correlatos

Inicialmente foi escolhido o método dos correlatos para ajustar as observações. Neste método são necessários o conhecimento das coordenadas dos pontos inicial e final da poligonal e o respectivo azimute de partida e chegada

Para as poligonais, o esquema adotado foi o seguinte: atribuiu-se coordenadas X e Y igual a 1500 m e 1500 m para o ponto inicial da poligonal (P6) e as coordenadas X = 2489,4564 m e Y = 1500 para o ponto final (P5). Desta forma fez-se com que o eixo X fosse definido pelos dois pontos. A coordenada X do ponto P5 foi assumida como sendo igual à distância horizontal medida entre os pontos P5 e P6.

Os fechamentos angular e linear calculados para a poligonal da galeria superior da primeira campanha são mostrados nos vetor W.

$$W = \begin{bmatrix} 213,6256134'' \\ -0,012020478 \text{ m} \\ -0,580226882 \text{ m} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \text{Fechamento Angular} \\ \text{Fechamento Linear em X} \\ \text{Fechamento Linear em Y} \end{bmatrix}$$

Os valores obtidos do vetor dos erros de fechamento angular e linear, respectivamente de $0^\circ 3' 33,62''$ e 0,012m na coordenada X e 0,580m na coordenada Y, fora da tolerância exigida, conforme quadro 02, ou seja, tolerância de 0,8" por estação.

Os resultados do ajustamento das observações desta campanha não serão apresentados porque as observações contém erros devido aos problemas encontrados.

5.1.2 Ajustamento pelo Método Paramétrico Utilizando Variação de Coordenadas

Neste método é necessário conhecer as coordenadas e azimute do ponto de partida. O conhecimento das coordenadas finais não é necessário pois são obtidas no próprio processo de ajustamento. Foram fixadas as coordenadas do ponto P6, sendo iguais a X = 1500 m e Y = 1500 m, e o azimute P6 - P5, sendo igual a 90 graus, fazendo desta forma com que os pontos P6 e P5 estejam contidos no eixo X do sistema de referência estabelecido.

O ajustamento foi realizado utilizando o programa WolfPack 5.0.1.² Trata-se de um programa exclusivo para uso educacional. Entre as várias ferramentas disponíveis encontra-se a possibilidade de realizar o ajustamento por mínimos quadrados de redes horizontais.

5.2 SEGUNDA CAMPANHA DE MONITORAMENTO

Em março de 2005, foi realizada mais uma campanha para o levantamento dos alvos de monitoramento. Desta vez foi utilizada a estação total robotizada Leica TCRA 1205, que dispõe da ferramenta que faz a busca automática de alvos (ATR), utilizando prismas refletores. Esta função foi utilizada para que possíveis erros observacionais não comprometessem as leituras. Além desta ferramenta ela também realiza as séries de medidas automaticamente, diminuindo significativamente o tempo de aquisição de dados.

O sistema de referência utilizado foi igual ao definido anteriormente. Os fechamentos angular e linear da poligonal da galeria superior da segunda campanha são mostrados nos vetor W.

$$W = \begin{bmatrix} 79,87497364'' \\ 0,007601751\text{m} \\ 0,574377007\text{m} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \text{Fechamento Angular} \\ \text{Fechamento Linear em X} \\ \text{Fechamento Linear em Y} \end{bmatrix}$$

Os valores obtidos do vetor dos erros de fechamento angular e linear, respectivamente de $0^\circ 1' 19,87''$ e $0,007\text{ m}$ na coordenada X e $0,574\text{ m}$ na coordenada Y, fora da tolerância exigida, conforme quadro 2, ou seja $0,8''$ por estação.

Como mostrado no capítulo 4.6, a utilização de prismas como alvo de medição angular não é indicado para este tipo de levantamento. Os erros de fechamento elevados podem ter sido causados por este motivo, então os resultados do ajustamento das observações não serão apresentados.

²Disponível em: <http://surveying.wb.psu.edu/psu-surv/free.htm>. Acesso em: jun. 2005.

5.3 TERCEIRA CAMPANHA - TESTE DO NOVO SISTEMA DE ALVOS

Após ter estudado a estabilidade dos DCF, a influência da sensibilidade dos níveis tubulares e ter realizado uma campanha com outra estação total e, ainda ocorrer erros de fechamento elevados, foi decidido projetar um tipo de alvo específico para leituras de ângulos horizontais, o qual foi empregado nesta campanha.

Nesta campanha, realizada em junho de 2005, especialmente para testar o novo alvo, foram realizadas uma série de medidas utilizando o prisma, para a obtenção das distâncias entre os pontos, e três séries para a obtenção do ângulo horizontal, realizando pontaria nos pinos para leitura angular. Foram detectadas diferenças significativas entre as medidas no prisma e no pino, principalmente nas distâncias curtas, nas observações de ângulos horizontais, conforme ilustram os quadros 8 e 9. Como o intuito era testar o alvo, os pontos de monitoramento não foram medidos, somente os pontos da poligonal, para se poder calcular os erros de fechamento.

QUADRO 8 - OBSERVAÇÕES REALIZADAS NO CENTRO DOS PRISMAS

VISADA	HORIZONTAL			VERTICAL			DISTÂNCIA		
		g	m	s		g	m	s	INCLINADA
P6	P.D.	21	6	20,7	P.D.	90	59	3,7	3,751
	P.I.	201	6	10,1	P.I.	269	0	56,7	3,751
	α	21	6	15,4	α	90	59	3,5	
EG102	P.D.	116	44	49,5	P.D.	108	29	20,2	16,126
	P.I.	296	44	47,3	P.I.	251	30	43,1	16,126
	α	116	44	48,4	α	108	29	18,55	

QUADRO 9 - OBSERVAÇÕES REALIZADAS NO PINO DO SUPORTE PARA PRISMAS

VISADA	HORIZONTAL			VERTICAL			DISTÂNCIA		
		g	m	s		g	m	s	INCLINADA
P6	P.D.	21	5	33,3	P.D.	92	1	0,9	-
	P.I.	201	5	28,2	P.I.	268	9	58,1	-
	α	21	5	30,75	α	91	55	31,4	
EG102	P.D.	116	44	31,3	P.D.	108	46	57	-
	P.I.	296	44	29,8	P.I.	251	22	20,4	-
	α	116	44	30,55	α	108	42	18,3	

Na medida da direção horizontal do ponto P6 observa-se uma diferença de 44,65" quando se utiliza o prisma e o pino e 17,85" de diferença na medida do ponto EGI02.

Nesta campanha, 4 pontos de poligonal não foram ocupados. O ponto EGI06 era ocupado para possibilitar a visada até o EGI05, porque havia um corrimão entre os pontos, o qual foi retirado nesta campanha. Os pontos EGI12, EGI12b e EGI13 não foram ocupados porque os pontos de monitoramento que estão próximos destes pontos não foram levantados, desta forma a quantidade de pontos, que eram 22 nas duas primeiras campanhas, caiu para 18 pontos de poligonal.

5.3.1 Ajustamento pelo Método dos Correlatos

Os erros de fechamento calculadas foram:

$$W = \begin{bmatrix} 15,6420297'' \\ 0,017705031\text{m} \\ 0,019886989\text{m} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \text{Fechamento Angular} \\ \text{Fechamento Linear em X} \\ \text{Fechamento Linear em Y} \end{bmatrix}$$

Os valores obtidos do vetor dos erros de fechamento angular e linear, respectivamente de $0^\circ 0' 15,64''$ e $0,017$ m na coordenada X e $0,019$ m na coordenada Y, dentro da tolerância exigida, conforme quadro 02. Observa-se que o erro de fechamento angular é menor, se comparado com as demais campanhas. Dividindo-se este erro pelo número de estações, tem-se um erro de aproximadamente $0,86''$ por estação, o que mostra a eficiência do sistema desenvolvido para pontaria angular

As medidas ajustadas, observadas e seus resíduos são apresentadas a seguir.

	236° 17' 45,1805"	236° 17' 45,1805"	54,6223"
	210° 50' 29,5163"	210° 50' 29,5163"	0,0915"
	285° 52' 1,8122"	285° 52' 1,8122"	-9,4544"
	161° 35' 39,6387"	161° 35' 39,6387"	-6,5863"
	272° 48' 24,0013"	272° 48' 24,0013"	-9,4488"
	95° 38' 54,4596"	95° 38' 54,4596"	-2,6736"
	174° 20' 54,4942"	174° 20' 54,4942"	-1,1225"
	99° 33' 52,0448"	99° 33' 52,0448"	-3,5051"
	263° 14' 00,6203"	263° 14' 0,6203"	-16,2545"
	246° 08' 46,6848"	246° 08' 46,6848"	-12,9902"
	113° 22' 39,7688"	113° 22' 39,7688"	-0,9813"
	187° 38' 51,5171"	187° 38' 51,5171"	-2,8827"
	132° 40' 44,2971"	132° 40' 44,2971"	-0,0197"
	219° 50' 28,3012"	219° 50' 28,3012"	-8,2987"
	179° 57' 07,5257"	179° 57' 07,5257"	-8,2744"
	179° 59' 9,4249"	179° 59' 09,4249"	-8,2585"
	266° 36' 58,4979"	266° 36' 58,4979"	-8,2523"
L _a	273° 33' 12,2147"	= L _b 273° 33' 12,2147"	+ V 59,9314"
	36,1880	36,1880	0,00000000
	5,2854	5,2854	0,00000000
	6,9669	6,9669	0,00000000
	17,3253	17,3253	0,00000000
	3,7505	3,7505	0,00000000
	15,2934	15,2934	0,00000000
	31,0066	31,0066	0,00000000
	7,1062	7,1062	0,00000000
	281,2445	281,2445	0,00000004
	7,2414	7,2414	0,00000000
	577,6865	577,6865	0,00000011
	12,0607	12,0607	0,00000000
	7,1567	7,1567	0,00000000
	11,5623	11,5623	0,00000000
	23,9994	23,9994	0,00000000
	21,2873	21,2873	0,00000000
	37,7755	37,7755	0,00000000

As coordenadas ajustadas são apresentadas na tabela 8.

TABELA 8 - COORDENADAS AJUSTADAS E DESVIOS PADRÃO

ESTAÇÃO	X (m)	Y (m)	σ_x (m)	σ_y (m)
EGI01	1479,9191	1530,1054	0,000026	0,000012
EGI02	1479,6552	1535,3842	0,000035	0,000012
EGI03	1486,4434	1533,8164	0,000033	0,000011
EGI04	1503,6918	1535,4472	0,000035	0,000056
EGI05	1503,8616	1531,7005	0,000032	0,000057
EGI07	1519,1333	1530,8857	0,000032	0,000132
EGI08	1550,1080	1532,2909	0,000032	0,000383
EGI09	1550,9700	1539,3446	0,000034	0,000389
EGI10	1832,2128	1538,3604	0,000034	0,004772
EGI11	1835,1180	1531,7273	0,000034	0,004792
EGI15	2412,7979	1534,5051	0,000033	0,000283
EGI16	2424,7588	1532,9575	0,000033	0,000241
EGI18	2430,2453	1537,5529	0,000035	0,000212
EGI19	2441,8076	1537,5746	0,000035	0,000141
EGI20	2465,8069	1537,6398	0,000035	0,000032
EGI21	2487,0941	1537,7028	0,000035	0,000000
P5	2489,4354	1500,0000	0,000000	0,000000

Os eixos maiores e menores das elipses de erros são:

TABELA 9 - EIXOS DAS ELIPSES DE ERROS

ESTAÇÃO	MAIOR (m)	MENOR (m)
EGI-01	0,000038	0,000000
EGI-02	0,000047	0,000000
EGI-03	0,000040	0,000004
EGI-04	0,000056	0,000035
EGI-05	0,000059	0,000030
EGI-07	0,000133	0,000031
EGI-08	0,000383	0,000031
EGI-09	0,000391	0,000033
EGI-10	0,004773	0,000033
EGI-11	0,004793	0,000033
EGI-15	0,000287	0,000029
EGI-16	0,000245	0,000029
EGI-18	0,000220	0,000026
EGI-19	0,000151	0,000025
EGI-20	0,000053	0,000015
EGI-21	0,000035	0,000000
P5	0,000000	0,000000

Nas duas primeiras campanhas de monitoramento realizadas na usina de Salto Caxias foram realizadas medidas nos alvos de monitoramento, mas não pode-se realizar comparação entre as coordenadas porque as coordenadas não foram determinadas com precisão.

5.3.2 Ajustamento pelo Método Paramétrico Utilizando Variação de Coordenadas

Os valores das distâncias ajustadas e bem como seus resíduos são apresentados na tabela 10.

TABELA 10 - DISTÂNCIAS AJUSTADAS E SEUS RESÍDUOS

RÉ - PONTO OCUPADO - VANTE	DISTÂNCIA (m)	RESÍDUO (m)
P6 - EGI01	36,1880	-0,000004
EGI01 - EGI02	5,2854	-0,000004
EGI02 - EGI03	6,9669	0,000001
EGI03 - EGI04	17,3253	0,000000
EGI04 - EGI05	3,7505	0,000004
EGI05 - EGI07	15,2934	0,000000
EGI07 - EGI08	31,0066	0,000000
EGI08 - EGI09	7,1062	-0,000004
EGI09 - EGI10	281,2445	0,000000
EGI10 - EGI11	7,2414	0,000004
EGI11 - EGI15	577,6865	0,000000
EGI15 - EGI16	12,0607	0,000001
EGI16 - EGI18	7,1567	-0,000003
EGI18 - EGI19	11,5623	0,000000
EGI19 - EGI20	23,9994	0,000000
EGI20 - EGI21	21,2873	0,000000
EGI21 - P5	37,7754	0,000004

Os valores dos ângulos ajustados e bem como seus resíduos são apresentados na tabela 11.

TABELA 11 - ÂNGULOS AJUSTADOS E SEUS RESÍDUOS

RÉ - PONTO OCUPADO - VANTE	ÂNGULO	RESÍDUO
P5 - P6 - EGI01	236°16'50,56"	0,000"
P6 - EGI01 - EGI02	210°50'29,19"	0,228"
EGI01 - EGI02 - EGI03	285°52'08,65"	2,619"
EGI02 - EGI03 - EGI04	161°35'45,59"	0,626"
EGI03 - EGI04 - EGI05	272°48'32,75"	0,697"
EGI04 - EGI05 - EGI07	95°38'56,28"	0,852"
EGI05 - EGI07 - EGI08	174°20'55,50"	0,119"
EGI07 - EGI08 - EGI09	99°33'55,45"	0,102"
EGI08 - EGI09 - EGI10	263°14'16,87"	0,002"
EGI09 - EGI10 - EGI11	246°08'59,68" -	0,010"
EGI10 - EGI11 - EGI15	113°22'40,75" -	0,002"
EGI11 - EGI15 - EGI16	187°38'54,41" -	0,008"
EGI15 - EGI16 - EGI18	132°40'52,16" -	7,845"
EGI16 - EGI18 - EGI19	219°50'44,92" -	8,323"
EGI18 - EGI19 - EGI20	179°57'18,14" -	2,338"
EGI19 - EGI20 - EGI21	179°59'19,16" -	1,482"
EGI20 - EGI21 - P5	266°37'07,64" -	0,893"
EGI21 - P5 - P6	273°32'12,28" -	0,003"

As coordenadas ajustadas e suas variâncias são apresentados na tabela 12.

TABELA 12 - COORDENADAS AJUSTADAS E DESVIOS PADRÃO

ESTAÇÃO	X (m)	Y (m)	σ_x (m)	σ_y (m)
EGI01	1479,9111	1530,1000	0,000024	0,000035
EGI02	1479,6458	1535,3788	0,000026	0,000055
EGI03	1486,4344	1533,8126	0,000049	0,000066
EGI04	1503,6824	1535,4469	0,000065	0,000128
EGI05	1503,8528	1531,7003	0,000066	0,000135
EGI07	1519,1246	1530,8878	0,000079	0,000151
EGI08	1550,0992	1532,2976	0,000089	0,000182
EGI09	1550,9602	1539,3515	0,000089	0,000186
EGI10	1832,2030	1538,3822	0,000099	0,000153
EGI11	1835,1082	1531,7491	0,000100	0,000154
EGI15	2412,7881	1534,5182	0,000109	0,000123
EGI16	2424,7490	1532,9703	0,000117	0,000124
EGI18	2430,2358	1537,5653	0,000122	0,000115
EGI19	2441,7981	1537,5853	0,000129	0,000094
EGI20	2465,7974	1537,6457	0,000136	0,000066
EGI21	2487,0846	1537,7035	0,000142	0,000059
P5	2489,4149	1500,0000	0,000143	0,000042

5.3.3 Comparação entre as Coordenadas Ajustadas pelos Dois Métodos

A tabela 13 mostra as diferenças entre as coordenadas ajustadas pelos métodos: variação de coordenadas e correlatos.

TABELA 13 - DIFERENÇA ENTRE AS COORDENADAS AJUSTADAS PELOS DOIS MÉTODOS

ESTAÇÃO	VARIAÇÃO DE COORDENAS		CORRELATO		DIFERENÇA	
	X (m)	Y (m)	X (m)	Y (m)	dX (m)	dY (m)
EGI01	1479,9111	1530,1000	1479,9191	1530,1054	-0,008	-0,0054
EGI02	1479,6458	1535,3788	1479,6552	1535,3842	-0,0094	-0,0054
EGI03	1486,4344	1533,8126	1486,4434	1533,8164	-0,009	-0,0038
EGI04	1503,6824	1535,4469	1503,6918	1535,4472	-0,0094	-0,0003
EGI05	1503,8528	1531,7003	1503,8616	1531,7005	-0,0088	-0,0002
EGI07	1519,1246	1530,8878	1519,1333	1530,8857	-0,0087	0,0021
EGI08	1550,0992	1532,2976	1550,1080	1532,2909	-0,0088	0,0067
EGI09	1550,9602	1539,3515	1550,9700	1539,3446	-0,0098	0,0069
EGI10	1832,2030	1538,3822	1832,2128	1538,3604	-0,0098	0,0218
EGI11	1835,1082	1531,7491	1835,1180	1531,7273	-0,0098	0,0218
EGI15	2412,7881	1534,5182	2412,7979	1534,5051	-0,0098	0,0131
EGI16	2424,7490	1532,9703	2424,7588	1532,9575	-0,0098	0,0128
EGI18	2430,2358	1537,5653	2430,2453	1537,5529	-0,0095	0,0124
EGI19	2441,7981	1537,5853	2441,8076	1537,5746	-0,0095	0,0107
EGI20	2465,7974	1537,6457	2465,8069	1537,6398	-0,0095	0,0059
EGI21	2487,0846	1537,7035	2487,0941	1537,7028	-0,0095	0,0007
P5	2489,4149	1500,0000	2489,4354	1500,0000	-0,0205	0

6 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

No presente trabalho buscou-se desenvolver uma metodologia para a execução de poligonais de precisão visando o monitoramento de pontos localizados nas galerias de inspeção da U.H. de Salto Caxias. No seu decorrer foram encontrados vários problemas e foram propostas soluções para contornar os mesmos, como o desenvolvimento de alguns equipamentos empregados para a realização das observações de campo.

Com relação ao erro de fechamento angular encontrado nas duas primeiras campanhas, após estudar qual seria a fonte de erros que os causava, concluiu-se que a utilização de prismas como alvos foi responsável por tais erros. Após mudado o sistema de alvos, empregando-se o dispositivo para a leitura angular, o fechamento angular diminuiu significativamente. Não recomenda-se então a utilização de prismas como alvos para medição angular, principalmente para o caso de distâncias curtas (como no caso apresentado, distâncias de até 3,75 m).

No planejamento da localização dos pontos de poligonal, se possível, deve-se evitar a instalação de pontos com distância curta entre eles, pois notou-se que há maior probabilidade de se cometer erros nas pontarias em distâncias curtas, por exemplo entre os pontos EGI-04 e EGI-05, de 3,75m. No caso das galerias de inspeção da U. H. de Salto Caxias, não se pode evitar distâncias curtas por consequência do trajeto das galerias. Nestes casos um cuidado maior no sistema de pontaria deve ser tomado.

Os estudos teóricos e práticos de deslocamento do DCF, causado pelo peso da estação total, mostraram que o último sistema desenvolvido é rígido o suficiente para o tipo de aplicação que foi empregado, pois o deslocamento não interfere significativamente nas medidas de ângulos horizontais e distâncias. Pode-se afirmar que o uso do DCF é apropriado para levantamentos que exijam precisão em galerias ou minas.

Os testes realizados no laboratório de instrumentação geodésica para avaliar a influência da sensibilidade do nível tubular nas medidas de ângulos horizontais mostraram que não houve diferença significativa nas medidas quando o nível não está perfeitamente horizontalizado.

Apesar de terem sido realizadas duas campanhas, onde foram medidas as coordenadas dos pontos de monitoramento, não pode-se dizer se as diferenças calculadas entre elas são deslocamentos da estrutura. As poligonais de apoio destas campanhas contém erros que as tornam não confiáveis.

O método proposto para se obter a coordenada Z dos pontos durante o processo de poligonação, que descreve os procedimentos que devem ser tomados em campo para que as alturas dos alvos e da estação total não necessitem ser medidas, não foi aplicado. Contudo é um método que merece estudos para avaliar a confiabilidade na determinação de coordenadas altimétricas.

A estruturação sistemática das planilhas de cálculo para se determinar as coordenadas dos alvos permite agilizar a apresentação dos resultados.

Com relação às técnicas de ajustamento aplicadas, foram observadas diferenças entre as coordenadas dos pontos obtidas pelo método de variação de coordenadas e correlatos. Isto deve-se ao fato deste último necessitar de dois pontos com coordenadas conhecidas e a coordenada X de um dos pontos ter sido definida como sendo a distância medida entre os pontos. Caso esta distância apresente algum erro, este influenciará no resultado final. Infelizmente durante a realização deste trabalho as coordenadas dos pontos da rede externa de monitoramento não estavam ajustadas, tendo-se então que optar por um sistema de referência local. Recomenda-se que os ajustes sejam refeitos empregando-se as coordenadas ajustadas dos vértices desta rede. Ainda com relação ao ajustamento, o método de variação de coordenadas apresenta a vantagem de fornecer diretamente o valor das coordenadas ajustadas dos vértices da poligonal e suas precisões.

Após os desenvolvimentos efetuados, a metodologia mostrou-se adequada para o levantamento em questão. Recomenda-se que sejam efetuadas novas campanhas de monitoramento, para que seja possível comparar coordenadas dos alvos de monitoramento.

Além disso, recomenda-se também que sejam efetuados testes estatísticos sobre os resultados obtidos, como testes para a detecção de erros grosseiros de observações, teste global para avaliar a qualidade do ajustamento, teste de sensibilidade para a análise da estabilidade dos pontos de monitoramento.

REFERÊNCIAS

ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas. **Execução de levantamento topográfico**. NBR 13.133. Rio de Janeiro, maio 1994.

BEER, F. P.; JOHNSTON, E. R. J. **Resistência dos materiais**. 2.ed. São Paulo: Makron Books do Brasil, 1989.

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. 1994. 197f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transportes) – Curso de Pós-Graduação em Engenharia de Transportes, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 1994.

COPEL. Disponível em: <http://www.copel.com/pagcopel.nsf/secaos/noticias_eventos?OpenDocument>. Acesso em: 25 out. 2004.

DALMOLIN, Q. **Ajustamento por mínimos quadrados**. Curitiba: Imprensa Universitária - UFPR, 2002.

DEPARTMENT OF ARMY. **Engineering and design** - structural deformation surveying. US Army Corps of Engineers. Washington, 2002.

ESPARTEL, L. **Curso de topografia**. 2.ed. Porto Alegre: Globo, 1978.

GAGG, G. **Auscultação gravimétrica na região da Barragem Bento Munhoz da Rocha**. 1997. Dissertação (Mestrado em Ciências Geodésicas) - Curso de Pós-Graduação em Ciências Geodésicas, UFPR, Curitiba, 1997.

GEMAEL, C. **Introdução ao ajustamento de observações**: aplicações geodésicas. Curitiba: UFPR, 1994.

GHILANI, C. **Least squares adjustments I&II**. Pennsylvania Society of Land Surveyors Annual Conference. Hershey, PA, 2002.

HENRIQUES, M. J., CASACA, J. **monitoring displacements at large dams by means of precision traverses**. Portugal. The 11th FIG International Symposium on Deformation Measurements, 2001.

IBGE. **Especificações e normas gerais para levantamentos geodésicos**. Resolução PR n.22 de 21.07.1983.

JORDAN, W. **Tratado general de topografia**. 6.ed. D. F. Mexico: G. Grill, 1981.

KAHMEN, H.; W. FAIG. **Surveiing**. Walter de Gruyter, Berlin, New York, 1988.

KAVANAGH, B. F., BIRD S. J. G. **Surveying**: principles and applications. 4.ed. New Jersey: Prentice Hall, 1966.

LAIG. **Relatório da quarta etapa do convênio entre o instituto de tecnologia para o desenvolvimento** – LACTEC e Eleoi Maoski – Serviços de gerenciamento topográfico. Curitiba, 2004.

LEICA. **Especificações técnicas TPS1200 series**. Heerbrugg, 2004.

LEICA. **Leica product homepage**. Disponível em: <http://www.leica.com/surveying/product/pem_card.htm>. Acesso em: 27 abr. 1998.

LEICA. **User manual TCRA 1205**. Heerbrugg, 2004.

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

MINISTÉRIO DA INTEGRAÇÃO NACIONAL. **Manual de inspeção e segurança de barragens**. Brasília, 2002.

MORAES, C. V. **Aplicação do ajustamento às poligonais**. 1997. Dissertação (Mestrado em Ciências Geodésicas) - Curso de Pós-Graduação em Ciências Geodésicas, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 1997.

MOREIRA, A. P. **Métodos de cálculo de coordenadas tridimensionais para o controle de obras de engenharia**. 1988. 206p. (Tese de Doutorado em Transportes) - Curso de Pós-Graduação em Transportes, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 1988.

NADAL, C. A. **Método da interseção óptica tridimensional aplicado à engenharia de precisão**. 2000. Tese (Doutorado em Ciências Geodésicas) - Curso de Pós-Graduação em Ciências Geodésicas, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2000.

PRETORIUS, C. J.; SCHMIDT, W. F.; STADEN, C. S.; EGGER, K. **The extensive geodetic system used for the monitoring of a 185 metre high arch dam in southern africa**. The 10th FIG International Symposium on Deformation Measurements. Orange, California, 2001.

SILVEIRA, João F. A. **Instrumentação e comportamento de fundações de barragens de concreto**. São Paulo: Oficina de Textos, 2003.

TEIXEIRA, N. N. **Estabelecimento de redes geodésicas locais de alta precisão para o monitoramento de deformações da crosta: estudo de caso de uma barragem de usina hidrelétrica**. 2004. Tese (Doutorado em Ciências Geodésicas) - Curso de Pós-Graduação em Ciências Geodésicas, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2004.

WOLF, P. R. **Adjustment computations: practical least squares for surveyors**. 2.ed. Wisconsin: PBL, 1980.

ANEXOS

ANEXO 1 - CALIBRAÇÃO DO ERRO DE COLIMAÇÃO DA TC 2002

Pode-se calibrar a estação total dos erros de colimação e de não horizontalidade do eixo secundário para que as observações sejam corrigidas. Para a estação total Wild TC2002, o valor do erro de colimação é calculado internamente e é inserido em sua memória. Posteriormente a estação corrige automaticamente as observações realizadas.

O procedimento para calibrar o erro de colimação na estação total Wild TC2002, é o seguinte:

- nivelar o aparelho com cuidado;
- digitar o comando: [SET] [MODE] 11 [RUN];
- visar um ponto definido claramente, com ângulo vertical entre $\pm 18^\circ$, na posição direta (PD) da luneta e digitar [RUN];
- visar este mesmo ponto na posição inversa (PI) da luneta e digitar [RUN];

O ângulo α observado é a média entre PD e PI:

$$\alpha = \frac{PD + PI \pm 180}{2} \quad (1)$$

Então o erro projetado observado será:

$$\text{Erro (c)} = (PD - \alpha).2 \quad (2)$$

Sabendo-se o erro projetado (c) e o ângulo vertical, calcula-se o erro de colimação pela equação (2.11).

ANEXO 2 - CALIBRAÇÃO DO ERRO DE NÃO HORIZONTALISMO DO EIXO SECUNDÁRIO DA TC 2002

O procedimento para calibrar o erro de não horizontalismo do eixo secundário na estação total Wild TC2002, é o seguinte:

- nivelar o aparelho com cuidado;
- digitar o comando: [SET] [MODE] 13 [RUN];
- visar um ponto definido claramente, com ângulo vertical entre $\pm 18^\circ$ a partir do horizonte, na posição direta (PD) da luneta e digitar [RUN];
- visar este mesmo ponto na posição inversa (PI) da luneta e digitar [RUN];
- visar um ponto definido claramente, com ângulo vertical entre $\pm 20^\circ$ a partir de um ângulo vertical de 45° , ou seja entre 25° e 65° , na posição inversa (PI) da luneta e digitar [RUN];
- Visar este mesmo ponto na posição direta (PD) da luneta e digitar [RUN].

Sabendo-se o erro projetado (i) e o ângulo vertical, calcula-se o erro do eixo secundário com a equação (2.13).

ANEXO 3 - AJUSTE COMBINADO DOS ERROS DA ESTAÇÃO LEICA TCRA 1205

Assim como para a estação TC 2002, é possível determinar o valor de alguns erros instrumentais e inseri-los na memória do instrumento para que o mesmo efetue as correções automáticas das observações. O quadro A.3.1 apresenta os tipos de erros, qual componente é afetada e se é possível eliminá-los com PD e PI ou através de correções efetuadas pelo instrumento

QUADRO A.3.1 - INFLUÊNCIA DOS ERROS INSTRUMENTAIS E CORREÇÕES DOS MESMOS

ERRO DO INSTRUMENTO	EFEITOS Hz	EFEITOS V	ELIMINAÇÃO ATRAVÉS DE MEDIÇÃO EM PD e PI	CORREÇÃO AUTOMÁTICA
c - Erro da linha de visada	X	-	X	X
a - Erro do eixo oscilante	X	-	X	X
l - Erro de desvio do compensador	-	X	X	X
t - Erro de índice do compensador	X	-	X	X
i - Erro do índice V	-	X	X	X
Erro de colimação ATR	X	X	-	X

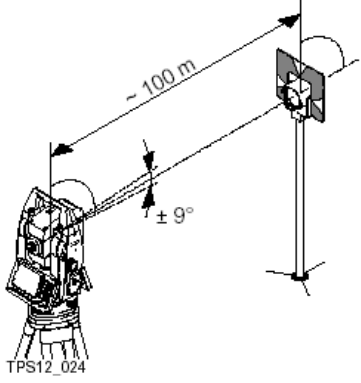
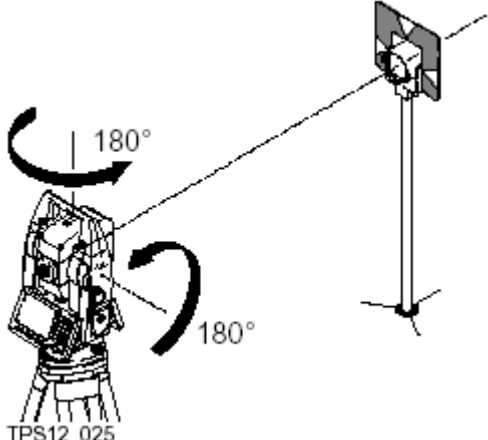
Fonte: Manual de Operação, LEICA (2004)

O procedimento de ajustamento, denominado como combinado, destina-se a determinar os seguintes erros do instrumento, num só procedimento:

- l, t - Erros de índice transversal e compensador longitudinal;
- i - Erro de índice vertical, relacionado com o eixo de instalação;
- c - Erro de colimação horizontal, também designado erro da linha de visada;
- ATR Hz - Erro do ponto zero ATR para ângulo Hz;
- ATR V - Erro do ponto zero ATR para ângulo V.

O quadro A.3.2 mostra os passos que devem ser seguidos para o ajuste, ou calibração, dos erros.

QUADRO A.3.2 - PASSO A PASSO PARA O AJUSTE COMBINADO

PASSO	DESCRIÇÃO
1	Menu Principal: Ferramentas\Verificação & Ajuste...
2	Menu Ferramentas\Verificação & Ajuste (Verificação e Ajustamento) Selecione a opção: Combinado (I,t,i,c,ATR)
3	FERRAMENTAS\Combinado I <Ajuste ATR : Ligado> Inclui a determinação dos erros de ajustamento ATR Hz e V, se estiver disponível a função ATR. OBS.: Recomenda-se a utilização de um prisma Leica limpo como alvo. Não utilizar um prisma de 360°.
4	 <p>Apontar a mira telescópica com precisão para um alvo a cerca de 100 m de distância. O alvo deve estar posicionado dentro de ± 9 graus ou $8^{\circ} 06'$ do plano horizontal. O procedimento pode ser iniciado em qualquer uma das faces da mira telescópica (PD ou PI)</p>
5	 <p>MEDIR (F1) para medição e continuação para o visor seguinte. Os instrumentos motorizados mudam automaticamente para a outra face. Os instrumentos não motorizados são guiados para a outra face. OBS.: O apontamento fino deve ser efetuado manualmente em ambas as faces</p>
6	FERRAMENTAS Combinado II MEDIR (F1) para medição do mesmo alvo na outra face e para cálculo dos erros do instrumento OBS.: Se um ou mais erros for maior do que os limites pré definidos, o procedimento deve ser repetido. Todas as medições da tarefa corrente são rejeitadas e nenhum valor é utilizado para o cálculo da média com os resultados de tarefas anteriores
7	FERRAMENTAS\Precisão do Ajuste <N.º de medições:> indicação do número de tarefas de medição efetuadas. Uma tarefa é composta por uma medição na face I e na face II (PD e PI). <σ I Comp:> e as linhas semelhantes indicam os desvios padrão dos erros de ajustamento determinados. Os desvios padrão podem ser calculados a partir da segunda tarefa de medição. OBS.: Recomenda-se que sejam efetuadas, pelo menos, duas tarefas de medição
8	MEDIR (F5) se tiverem que ser adicionadas mais tarefas. Continuar com o passo 3. ou CONT (F1) para aceitar as medições efetuadas e prosseguir para FERRAMENTAS\Cálculo Resultados do Ajuste . Não podem ser adicionadas posteriormente quaisquer tarefas de medição
SE os resultados forem aceitos ENTÃO	CONT (F1) substitui os antigos erros de ajustamento com os novos valores, se o estado de Use (Utilização) estiver configurado para Yes (Sim).
SENÃO	REFAZ (F2) rejeita todos os erros de ajuste novos determinados e repete todo o procedimento.

FONTE: LEICA (2004)

ANEXO 4 - ARQUIVO DE SAÍDA DO AJUSTAMENTO DA 1.ª CAMPANHA

O programa de ajustamento WolfPack 5.0.1 fornece um arquivo de saída com informações referentes ao ajustamento.

 POLIGONAL DA PRIMEIRA CAMPANHA

Number of Control Stations 1
 Number of Unknown Stations 21
 Number of Distance observations 21
 Number of Angle observations 22
 Number of Azimuth observations 1

 Initial approximations for unknown stations

Station	Northing	Easting
=====		
P2	1,530.1357	1,479.9328
P3	1,535.3873	1,479.6537
P4	1,533.8185	1,486.4411
P5	1,535.4515	1,503.6850
P6	1,531.7057	1,503.8528
P7	1,530.8891	1,508.4268
P8	1,530.8891	1,519.1241
P9	1,532.2988	1,550.1015
P10	1,539.3526	1,550.9622
P11	1,538.3929	1,832.2161
P12	1,531.7625	1,835.1185
P13	1,531.6416	1,850.4190
P14	1,532.0573	2,031.1399
P15	1,534.0009	2,188.4879
P16	1,534.5192	2,412.8205
P17	1,532.9700	2,424.7838
P18	1,537.5687	2,430.2722
P19	1,537.5849	2,441.8336
P20	1,537.6441	2,465.8327
P21	1,537.7038	2,487.1218
P22	1,500.0000	2,489.4556

Control Stations

Station	Easting	Northing
=====		
P1	1,500.0000	1,500.0000

Distance Observations

Station Occupied	Station Sighted	Distance
P1	P2	36.205352730
P2	P3	5.258972673
P3	P4	6.966351844
P4	P5	17.320739750
P5	P6	3.749682715
P6	P7	4.646212402
P7	P8	10.697152120
P8	P9	31.009127830
P9	P10	7.106038797
P10	P11	281.252089700
P11	P12	7.237923480
P12	P13	15.300856770
P13	P14	180.719109700
P14	P15	157.358055300
P15	P16	224.330425500
P16	P17	12.063059570
P17	P18	7.160155199
P18	P19	11.561337480
P19	P20	23.998855660
P20	P21	21.288897270
P21	P22	37.776665780

Angle Observations

Station Baksighted	Station Occupied	Station Foresighted	Angle
P22	P1	P2	236°20'11.63300000"
P1	P2	P3	210°36'54.85000000"
P2	P3	P4	286°03'21.48333333"
P3	P4	P5	161°34'21.41666667"
P4	P5	P6	272°50'25.70000000"
P5	P6	P7	102°41'11.35000000"
P6	P7	P8	169°52'28.31666667"
P7	P8	P9	177°23'31.72166667"
P8	P9	P10	99°33'26.15000000"
P9	P10	P11	263°14'17.81666667"
P10	P11	P12	246°09'39.18750000"
P11	P12	P13	114°05'27.35000000"
P12	P13	P14	179°24'45.91666667"
P13	P14	P15	179°25'17.01666667"
P14	P15	P16	180°34'21.33333333"
P15	P16	P17	187°30'30.03333333"
P16	P17	P18	132°39'30.25000000"
P17	P18	P19	219°52'38.17500000"
P18	P19	P20	179°56'10.38333333"
P19	P20	P21	179°58'40.33333333"
P20	P21	P22	266°36'56.30000000"
P21	P22	P1	273°32'18.75000000"

Azimuth Observations

Station Occupied	Station Sighted	Azimuth
P1	P22	90°00'00"

Adjusted stations

Station	Northing	Easting	Sn	Se	Su	Sv	t
P2	1,530.1340	1,479.9309	0.00023	0.00015	0.00027	0.00002	146.34°
P3	1,535.3856	1,479.6513	0.00035	0.00017	0.00037	0.00012	161.15°
P4	1,533.8168	1,486.4387	0.00045	0.00032	0.00047	0.00029	160.72°
P5	1,535.4502	1,503.6822	0.00106	0.00042	0.00106	0.00041	175.56°
P6	1,531.7043	1,503.8503	0.00110	0.00044	0.00110	0.00044	3.81°
P7	1,530.8870	1,508.4240	0.00115	0.00052	0.00116	0.00051	4.18°
P8	1,530.8851	1,519.1212	0.00122	0.00059	0.00122	0.00058	4.38°
P9	1,532.2902	1,550.0985	0.00152	0.00065	0.00152	0.00064	2.55°
P10	1,539.3438	1,550.9597	0.00155	0.00066	0.00155	0.00066	0.65°
P11	1,538.3655	1,832.2101	0.00514	0.00071	0.00514	0.00070	179.19°
P12	1,531.7349	1,835.1124	0.00518	0.00071	0.00518	0.00071	0.24°
P13	1,531.6135	1,850.4127	0.00506	0.00076	0.00506	0.00076	0.24°
P14	1,532.0306	2,031.1314	0.00353	0.00081	0.00353	0.00081	0.41°
P15	1,533.9829	2,188.4773	0.00223	0.00085	0.00223	0.00085	1.16°
P16	1,534.5241	2,412.8071	0.00081	0.00090	0.00090	0.00081	87.93°
P17	1,532.9767	2,424.7705	0.00080	0.00094	0.00094	0.00080	89.97°
P18	1,537.5755	2,430.2586	0.00074	0.00096	0.00097	0.00074	86.88°
P19	1,537.5904	2,441.8199	0.00061	0.00100	0.00100	0.00061	89.03°
P20	1,537.6469	2,465.8187	0.00042	0.00104	0.00104	0.00042	89.97°
P21	1,537.7046	2,487.1075	0.00038	0.00107	0.00107	0.00038	90.17°
P22	1,500.0000	2,489.4391	0.00027	0.00107	0.00107	0.00027	90.00°

Adjusted Distance Observations

Station Occupied	Station Sighted	Distance	V	S
P1	P2	36.205363107	-0.0000103771	0.0002721769
P2	P3	5.258985123	-0.0000124502	0.0002721749
P3	P4	6.966349036	0.0000028077	0.0002721811
P4	P5	17.320740926	-0.0000011758	0.0002721814
P5	P6	3.749670260	0.0000124553	0.0002721749
P6	P7	4.646210209	0.0000021932	0.0002721813
P7	P8	10.697152118	0.0000000022	0.0002721815
P8	P9	31.009128395	-0.0000005649	0.0002721815
P9	P10	7.106051173	-0.0000123759	0.0002721750
P10	P11	281.252089657	0.0000000434	0.0002721815
P11	P12	7.237912058	0.0000114216	0.0002721759
P12	P13	15.300856671	0.0000000990	0.0002721815
P13	P14	180.719109729	-0.0000000288	0.0002721815
P14	P15	157.358055455	-0.0000001547	0.0002721815
P15	P16	224.330425530	-0.0000000301	0.0002721815
P16	P17	12.063057971	0.0000015994	0.0002721814
P17	P18	7.160163207	-0.0000080078	0.0002721787
P18	P19	11.561337496	-0.0000000161	0.0002721815
P19	P20	23.998855689	-0.0000000294	0.0002721815
P20	P21	21.288897304	-0.0000000338	0.0002721815
P21	P22	37.776653336	0.0000124441	0.0002721749

 Adjusted Angle Observations

Station Backsighted	Station Occupied	Station Foresighted	Angle	V	S
P22	P1	P2	236°20'11.63629892"	-0.003298917"	0.109472048"
P1	P2	P3	210°36'56.74839520"	-1.898395199"	2.681836942"
P2	P3	P4	286°03'43.30250309"	-21.819169758"	8.108100065"
P3	P4	P5	161°34'27.06342845"	-5.646761782"	4.494135761"
P4	P5	P6	272°50'33.60204946"	-7.902049458"	5.138305077"
P5	P6	P7	102°42'01.14381919"	-49.793819193"	9.987435633"
P6	P7	P8	169°52'43.42563042"	-15.108963747"	6.821393121"
P7	P8	P9	177°23'33.82985294"	-2.108186267"	2.668759531"
P8	P9	P10	99°33'28.89349823"	-2.743498229"	2.916949347"
P9	P10	P11	263°14'17.86470622"	-0.048039546"	0.389315966"
P10	P11	P12	246°09'39.27025710"	-0.082757100"	0.389136031"
P11	P12	P13	114°05'40.96738068"	-13.617380681"	4.835146499"
P12	P13	P14	179°24'46.10079241"	-0.184125739"	0.572579972"
P13	P14	P15	179°25'17.09482995"	-0.078163275"	0.332047443"
P14	P15	P16	180°34'21.40576505"	-0.072431722"	0.294095129"
P15	P16	P17	187°30'30.26345895"	-0.230125618"	0.474429835"
P16	P17	P18	132°40'05.38307554"	-35.133075541"	4.681139366"
P17	P18	P19	219°53'15.37764730"	-37.202647295"	4.716048704"
P18	P19	P20	179°56'20.78905894"	-10.405725609"	2.981345747"
P19	P20	P21	179°58'46.86929230"	-6.535958973"	2.390435065"
P20	P21	P22	266°37'00.20532526"	-3.905325262"	1.859417204"
P21	P22	P1	273°32'18.76293442"	-0.012934418"	0.109298483"

 Adjusted Azimuth Observations

Station Occupied	Station Sighted	Azimuth	V	S
P1	P22	90°00'00"	0.0"	0.1"

-----Standard Deviation of Unit Weight = 0.000272-----

Convergence!

ANEXO 5 - ARQUIVO DE SAÍDA DO AJUSTAMENTO DA 2.ª CAMPANHA

 POLIGONAL DA SEGUNDA CAMPANHA

Number of Control Stations 1
 Number of Unknown Stations 21
 Number of Distance observations 21
 Number of Angle observations 22
 Number of Azimuth observations 1

 Initial approximations for unknown stations

Station	Northing	Easting
P2	1,530.1198	1,479.9219
P3	1,535.3927	1,479.6418
P4	1,533.8323	1,486.4322
P5	1,535.4723	1,503.6787
P6	1,531.7262	1,503.8457
P7	1,530.9114	1,508.4203
P8	1,530.9147	1,519.1168
P9	1,532.3219	1,550.0927
P10	1,539.3767	1,550.9543
P11	1,538.4249	1,832.2117
P12	1,531.7618	1,835.1328
P13	1,531.6398	1,850.4278
P14	1,532.0404	2,031.1313
P15	1,533.9718	2,188.4642
P16	1,534.4863	2,412.7755
P17	1,532.9410	2,424.7379
P18	1,537.5414	2,430.2246
P19	1,537.5620	2,441.7899
P20	1,537.6239	2,465.7870
P21	1,537.6928	2,487.0741
P22	1,500.0000	2,489.4013

Control Stations

Station	Easting	Northing
P1	1,500.0000	1,500.0000

 Distance Observations

Station Occupied	Station Sighted	Distance
P1	P2	36.187595180
P2	P3	5.278649155
P3	P4	6.968222418
P4	P5	17.324752230
P5	P6	3.750999762
P6	P7	4.647159733
P7	P8	10.697062490
P8	P9	31.009144230
P9	P10	7.104999772
P10	P11	281.275311000
P11	P12	7.277519720
P12	P13	15.296435420
P13	P14	180.713998600
P14	P15	157.352999800
P15	P16	224.324423700
P16	P17	12.063051570
P17	P18	7.158948509
P18	P19	11.565996240
P19	P20	23.998490840
P20	P21	21.288355730
P21	P22	37.776892990

 Angle Observations

Station Backsighted	Station Occupied	Station Foresighted	Angle
P22	P1	P2	236°18'20.375000000"
P1	P2	P3	210°39'28.125000000"
P2	P3	P4	285°59'56.125000000"
P3	P4	P5	161°37'41.750000000"
P4	P5	P6	272°51'33.250000000"
P5	P6	P7	102°40'24.500000000"
P6	P7	P8	169°53'02.125000000"
P7	P8	P9	177°25'05.375000000"
P8	P9	P10	99°33'06.000000000"
P9	P10	P11	263°14'42.000000000"
P10	P11	P12	246°07'14.375000000"
P11	P12	P13	114°08'39.625000000"
P12	P13	P14	179°25'01.333333333"
P13	P14	P15	179°25'28.750000000"
P14	P15	P16	180°34'22.250000000"
P15	P16	P17	187°29'32.875000000"
P16	P17	P18	132°39'33.750000000"
P17	P18	P19	219°52'49.625000000"
P18	P19	P20	179°57'18.875000000"
P19	P20	P21	179°57'48.375000000"
P20	P21	P22	266°37'57.000000000"
P21	P22	P1	273°32'10.125000000"

Azimuth Observations

Station Occupied	Station Sighted	Azimuth
P1	P22	90°00'00"

Adjusted stations

Station	Northing	Easting	Sn	Se	Su	Sv	t
P2	1,530.1084	1,479.9245	0.00020	0.00013	0.00024	0.00002	146.31°
P3	1,535.3797	1,479.6448	0.00031	0.00015	0.00033	0.00011	161.14°
P4	1,533.8176	1,486.4357	0.00040	0.00028	0.00041	0.00026	160.66°
P5	1,535.4539	1,503.6830	0.00093	0.00037	0.00093	0.00036	175.53°
P6	1,531.7067	1,503.8507	0.00096	0.00039	0.00097	0.00038	3.78°
P7	1,530.8921	1,508.4259	0.00102	0.00046	0.00102	0.00045	4.15°
P8	1,530.8968	1,519.1230	0.00108	0.00052	0.00108	0.00051	4.35°
P9	1,532.3076	1,550.1000	0.00134	0.00057	0.00134	0.00057	2.53°
P10	1,539.3605	1,550.9589	0.00136	0.00058	0.00136	0.00058	0.63°
P11	1,538.4359	1,832.2327	0.00452	0.00062	0.00452	0.00062	179.18°
P12	1,531.7717	1,835.1568	0.00456	0.00063	0.00456	0.00063	0.24°
P13	1,531.6507	1,850.4528	0.00445	0.00067	0.00445	0.00067	0.23°
P14	1,532.0599	2,031.1663	0.00311	0.00071	0.00311	0.00071	0.39°
P15	1,533.9962	2,188.5074	0.00196	0.00075	0.00196	0.00075	1.13°
P16	1,534.5140	2,412.8312	0.00072	0.00079	0.00079	0.00072	88.01°
P17	1,532.9686	2,424.7949	0.00071	0.00082	0.00082	0.00071	89.99°
P18	1,537.5679	2,430.2809	0.00065	0.00085	0.00085	0.00065	86.88°
P19	1,537.5862	2,441.8469	0.00054	0.00088	0.00088	0.00054	89.03°
P20	1,537.6421	2,465.8453	0.00037	0.00092	0.00092	0.00037	89.97°
P21	1,537.7050	2,487.1336	0.00034	0.00095	0.00095	0.00034	90.17°
P22	1,500.0000	2,489.4636	0.00024	0.00095	0.00095	0.00024	90.00°

Adjusted Distance Observations

Station Occupied	Station Sighted	Distance	V	S
P1	P2	36.187606280	-0.0000111003	0.0002399684
P2	P3	5.278662478	-0.0000133228	0.0002399666
P3	P4	6.968219427	0.0000029908	0.0002399722
P4	P5	17.324753490	-0.0000012601	0.0002399724
P5	P6	3.750986434	0.0000133282	0.0002399666
P6	P7	4.647157394	0.0000023386	0.0002399723
P7	P8	10.697062496	-0.0000000059	0.0002399724
P8	P9	31.009144837	-0.0000006070	0.0002399724
P9	P10	7.105013016	-0.0000132437	0.0002399667
P10	P11	281.275310956	0.0000000439	0.0002399724
P11	P12	7.277507503	0.0000122172	0.0002399675
P12	P13	15.296435314	0.0000001055	0.0002399724
P13	P14	180.713998630	-0.0000000302	0.0002399724
P14	P15	157.352999964	-0.0000001642	0.0002399724
P15	P16	224.324423731	-0.0000000308	0.0002399724
P16	P17	12.063049861	0.0000017092	0.0002399723
P17	P18	7.158957080	-0.0000085714	0.0002399700
P18	P19	11.565996261	-0.0000000210	0.0002399724
P19	P20	23.998490871	-0.0000000311	0.0002399724
P20	P21	21.288355769	-0.0000000394	0.0002399724
P21	P22	37.776879674	0.0000133161	0.0002399666

 Adjusted Angle Observations

Station Backsighted	Station Occupied	Station Foresighted	Angle	V	S
P22	P1	P2	236°18'20.371268653"	0.0037313466"	0.0965232807"
P1	P2	P3	210°39'25.715334017"	2.4096659835"	2.3636647339"
P2	P3	P4	285°59'28.466887028"	27.6581129722"	7.1382598156"
P3	P4	P5	161°37'34.845671077"	6.9043289232"	3.9615439166"
P4	P5	P6	272°51'24.503922944"	8.7460770560"	4.5293907897"
P5	P6	P7	102°39'29.429670314"	55.0703296858"	8.8020402697"
P6	P7	P8	169°52'45.846691929"	16.2783080708"	6.0139063571"
P7	P8	P9	177°25'03.239405423"	2.1355945772"	2.3530609639"
P8	P9	P10	99°33'03.677963941"	2.3220360595"	2.5717762450"
P9	P10	P11	263°14'41.959546641"	0.0404533588"	0.3432401450"
P10	P11	P12	246°07'14.371783674"	0.0032163263"	0.3430383083"
P11	P12	P13	114°08'39.162573785"	0.4624262153"	4.2572255974"
P12	P13	P14	179°25'01.331583868"	0.0017494650"	0.5048816750"
P13	P14	P15	179°25'28.766818856"	-0.0168188560"	0.2927823402"
P14	P15	P16	180°34'22.275085149"	-0.0250851488"	0.2593177120"
P15	P16	P17	187°29'32.984592420"	-0.1095924202"	0.4183274068"
P16	P17	P18	132°39'50.678787652"	-16.9287876515"	4.1271574895"
P17	P18	P19	219°53'07.635595108"	-18.0105951077"	4.1574539622"
P18	P19	P20	179°57'23.969204710"	-5.0942047095"	2.6283928480"
P19	P20	P21	179°57'51.645511744"	-3.2705117436"	2.1077167431"
P20	P21	P22	266°37'58.990497962"	-1.9904979618"	1.6397282611"
P21	P22	P1	273°32'10.131603108"	-0.0066031082"	0.0963706293"

 Adjusted Azimuth Observations

Station Occupied	Station Sighted	Azimuth	V	S
P1	P22	90°00'00"	0.0"	0.0"

-----Standard Deviation of Unit Weight = 0.000240-----

Convergence!

ANEXO 6 - ARQUIVO DE SAÍDA DO AJUSTAMENTO DA 3.ª CAMPANHA

 POLIGONAL DA TERCEIRA CAMPANHA

Number of Control Stations 1
 Number of Unknown Stations 17
 Number of Distance observations 17
 Number of Angle observations 18
 Number of Azimuth observations 1

 Initial approximations for unknown stations

Station	Northing	Easting
P2	1,530.10001531	1,479.91114113
P3	1,535.37876686	1,479.64578326
P4	1,533.81250120	1,486.43434206
P5	1,535.44651649	1,503.68246241
P6	1,531.69988258	1,503.85276125
P7	1,530.88704470	1,519.12454401
P8	1,532.29604869	1,550.09912171
P9	1,539.34990705	1,550.96034019
P10	1,538.37349928	1,832.20313717
P11	1,531.74029772	1,835.10816970
P12	1,534.49471098	2,412.78809103
P13	1,532.94651543	2,424.74897590
P14	1,537.54155621	2,430.23567104
P15	1,537.56219361	2,441.79796163
P16	1,537.62413481	2,465.79729652
P17	1,537.68344343	2,487.08451874
P18	1,499.98011300	2,489.41769400

Control Stations

 Station Easting Northing
 =====

P1	1,500.00000000	1,500.00000000
----	----------------	----------------

Distance Observations

Station Occupied	Station Sighted	Distance
P1	P2	36.18802526
P2	P3	5.28541699
P3	P4	6.96690166
P4	P5	17.32534738
P5	P6	3.75050229
P6	P7	15.29339903
P7	P8	31.00660827
P8	P9	7.10623776
P9	P10	281.24449190
P10	P11	7.24144854
P11	P12	577.68648790
P12	P13	12.06066649
P13	P14	7.15669081
P14	P15	11.56230901
P15	P16	23.99941483
P16	P17	21.28730484
P17	P18	37.77545262

Angle Observations

Station Backsighted	Station Occupied	Station Foresighted	Angle
P18	P1	P2	236°16'50.56"
P1	P2	P3	210°50'29.42"
P2	P3	P4	285°52'11.27"
P3	P4	P5	161°35'46.22"
P4	P5	P6	272°48'33.45"
P5	P6	P7	95°38'57.13"
P6	P7	P8	174°20'55.62"
P7	P8	P9	99°33'55.55"
P8	P9	P10	263°14'16.87"
P9	P10	P11	246°08'59.67"
P10	P11	P12	113°22'40.75"
P11	P12	P13	187°38'54.40"
P12	P13	P14	132°40'44.32"
P13	P14	P15	219°50'36.60"
P14	P15	P16	179°57'15.80"
P15	P16	P17	179°59'17.68"
P16	P17	P18	266°37'06.75"
P17	P18	P1	273°32'12.28"