

UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ
CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

JAINÉ MOREIRA ZOPELAR



ANÁLISE DOS MÉTODOS DE LEVANTAMENTO E PROCESSAMENTO DE
DADOS GNSS E DO USO DAS COORDENADAS UTM E PTL EM PONTOS DE
CONTROLE PARA PROJETOS DE ENGENHARIA

PONTAL DO PARANÁ

2023

JAINÉ MOREIRA ZOPELAR

ANÁLISE DOS MÉTODOS DE LEVANTAMENTO E PROCESSAMENTO DE
DADOS GNSS E DO USO DAS COORDENADAS UTM E PTL EM PONTOS DE
CONTROLE PARA PROJETOS DE ENGENHARIA

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado
como requisito para a obtenção do grau de
Bacharel em Engenharia Civil, no curso de
Engenharia Civil, Campus avançado de Pontal do
Paraná, da Universidade Federal do Paraná

Orientador: Prof. Dr. Alexandre Bernardino Lopes.

PONTAL DO PARANÁ

2023

TERMO DE APROVAÇÃO

JAINE MOREIRA ZOPELAR

ANÁLISE DOS MÉTODOS DE LEVANTAMENTO E PROCESSAMENTO DE DADOS GNSS E DO USO DAS COORDENADAS UTM E PTL EM PONTOS DE CONTROLE PARA PROJETOS DE ENGENHARIA

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado como requisito para a obtenção do grau de Bacharel em Engenharia Civil, no curso de Engenharia Civil, Campus Avançado de Pontal do Paraná, da Universidade Federal do Paraná, pela seguinte banca examinadora:

Profº. Alexandre Bernardino Lopes, Dr.

Orientador

Profº. Robert Martins da Silva, Me.

Isaac Vitorino Alexandre, Eng. Civil

Pontal do Paraná, 04 de julho de 2023.

AGRADECIMENTOS

Agradeço à Deus por me permitir estar realizando um sonho de anos: a graduação na Universidade Federal do Paraná. Além disso, sou grata por todas as pessoas e oportunidades que Ele colocou em meu caminho.

Aos meus pais, que estão comigo em todas as etapas da minha vida, dando apoio e encorajando meus sonhos.

Ao Professor Alexandre Bernardino Lopes que me orientou e não mediu esforços para que este trabalho fosse realizado da melhor maneira possível. Além disso, dedicou seu tempo e disponibilizou os recursos do Laboratório de Topografia e Geodésia da UFPR – Campus Pontal do Paraná.

A todos os professores do Curso de Engenharia Civil, do Campus Avançado Pontal do Paraná que se dedicam e compartilham seus conhecimentos e experiências com todos os seus alunos.

Aos meus amigos e colegas, que cada um, de diferentes maneiras, desempenharam um papel importante na minha formação, tanto acadêmica quanto pessoal.

Por fim, na possibilidade de esquecimento, expresso aqui meu sincero agradecimento a todos aqueles que, em algum momento, contribuíram para a minha formação acadêmica.

RESUMO

Com o aumento da complexidade das obras de engenharia, a topografia buscou evoluir e aplicar métodos de levantamentos mais eficientes e precisos. Nesse sentido, a tecnologia GNSS começou a ser amplamente utilizada, abrangendo diversas áreas da engenharia civil, incluindo o levantamento de dados e locação de obras. Sabe-se que o sistema de posicionamento por satélites fornece tanto coordenadas UTM quanto geográficas, sendo as coordenadas UTM amplamente adotadas nas obras de engenharia devido à facilidade de implantação além da facilidade para obtenção de dados métricos georreferenciados. No entanto, o sistema de projeção UTM apresenta distorções, uma vez que as coordenadas geográficas são projetadas em um cilindro. Como alternativa às coordenadas UTM, surgem as coordenadas no Plano Topográfico Local, que também são coordenadas planas. Contudo, neste caso, um plano tangente ao elipsoide é traçado e limitado a um raio de 70 km, projetando-se sobre a superfície física, o que, em tese, acarreta em menores distorções. Desta forma, no presente trabalho, após a definição de uma área de estudo, realizou-se uma comparação e análise criteriosa dos dados obtidos por diferentes métodos de GNSS, (absoluto, relativo e RTK), além da execução de um levantamento com estação total. Adicionalmente, procedeu-se à conversão das coordenadas geodésicas para as coordenadas no Plano Topográfico Local (PTL), com o auxílio de uma rotina de cálculo, e também se efetuou o transporte de coordenadas, tanto em UTM quanto em PTL. Os resultados encontrados indicam que, em relação às coordenadas planimétricas, os três métodos GNSS empregados são viáveis para a implantação de obras e levantamentos em geral, apresentando uma precisão aceitável conforme estabelecido pela NBR 13133. No que diz respeito aos diferentes tipos de coordenadas, o transporte de coordenadas UTM apresentou um erro linear em torno de 60 cm, enquanto as coordenadas PTL tiveram um erro de apenas 15cm em uma distância de transporte de 1.400 metros. No entanto, ao comparar os desníveis entre os pontos de controle obtidos com GNSS e o levantamento de primeira ordem constatou-se uma diferença máxima de 4,5cm. Deste modo, os resultados obtidos reafirmam o que a literatura apresenta sobre a distorção entre esses dois tipos de coordenadas e respalda a recomendação da NBR 13133 e NBR14166 para o uso das coordenadas PTL nas obras de engenharia.

Palavras-chaves: GNSS, Coordenadas UTM, Plano Topográfico Local.

ABSTRACT

With the increasing complexity of engineering projects, surveying has sought to evolve and apply more efficient and accurate surveying methods. In this regard, Global Navigation Satellite Systems (GNSS) technology has become widely used, encompassing various areas of civil engineering, including data collection and construction site layout. It is known that the satellite positioning system provides both UTM (Universal Transverse Mercator) and geographic coordinates, with UTM coordinates being widely adopted in engineering projects due to their ease of implementation and the availability of georeferenced metric data. However, the UTM projection system has distortions, as geographic coordinates are projected onto a cylinder. As an alternative to UTM coordinates, Local Topographic Plan coordinates emerge, which are also planar coordinates. In this case, a plane tangent to the ellipsoid is drawn and limited to a radius of 70 km, projecting onto the physical surface, which theoretically results in smaller distortions. Therefore, in this study, after defining a study area, a careful comparison and analysis of data obtained through different GNSS methods (absolute, relative, and Real-Time Kinematic - RTK) were conducted, along with a survey using a total station. Additionally, the conversion of geodetic coordinates to Local Topographic Plan (LTP) coordinates was performed with the aid of a calculation routine, and coordinate transformations were carried out for both UTM and LTP coordinates. The results indicate that, regarding planimetric coordinates, the three employed GNSS methods are viable for construction site layout and general surveys, presenting an acceptable precision as established by NBR 13133 (Brazilian Technical Standards). Regarding the different coordinate types, the UTM coordinate transformation showed a linear error of around 60 cm, while LTP coordinates had an error of only 15 cm over a transportation distance of 1,400 meters. However, when comparing the height differences between the control points obtained with GNSS and the first-order survey, a maximum difference of 4.5 cm was observed. Thus, the obtained results reaffirm what the literature presents about the distortion between these two coordinate types and support the recommendation of NBR 13133 and NBR 14166 for the use of LTP coordinates in engineering projects.

Key-words: GNSS, UTM coordinates, Local Topographic Plan

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

FIGURA 2.1 – MODELO ESQUEMÁTICO E CARACTERÍSTICAS DAS COORDENADAS UTM	17
FIGURA 2.2 – ELEMENTOS DO SISTEMA TOPOGRÁFICO LOCAL.....	18
FIGURA 3.1 – LOCALIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO	20
FIGURA 3.2 – RASTREIO DOS PONTOS DE APOIO COM O EQUIPAMENTO GNSS LEICA GS15	22
FIGURA 3.3 – IDENTIFICAÇÃO DOS PONTOS	22
FIGURA 3.4 – NIVELAMENTO DA BASE NO PONTO CPP002	25
FIGURA 3.5 – BASE INSTALADA NO PONTO CPP002	25
FIGURA 3.6 – POSICIONAMENTO DO ROVER NOS PONTOS QUE SE DESEJA CONHECER AS COORDENADAS.....	25
FIGURA 3.7 – TELA DA COLETORA COM AS COORDENADAS OBTIDAS NO LEVANTAMENTO.....	25
FIGURA 3.8 – ESTAÇÃO ROBÓTICA INSTALADA NOS PONTOS LEVANTADOS	26
FIGURA 3.9 – EXEMPLO DE POLIGONAL APOIADA EM DUAS BASES.....	26
FIGURA 3.10 - ARQUIVO DE ENTRADA PARA CONVERSÃO DAS COORDENADAS.....	32

LISTAS DE TABELAS

TABELA 3.1 – ESTIMATIVA DE PRECISÃO PARA POSICIONAMENTO POR PONTO PRECISO - PPP.....	23
TABELA 3.2 – ESTIMATIVA DE PRECISÃO POR POSICIONAMENTO GNSS RELATIVO	24
TABELA 3.3 – POLIGONAIS PLANIMÉTRICAS.....	27
TABELA 4.1 – COORDENADAS DOS PONTOS PROCESSADOS NO PPP.....	34
TABELA 4.2 – COORDENADAS DOS PONTOS PROCESSADOS NO LGO.	35
TABELA 4.3 – COORDENADAS DOS PONTOS OBTIDOS POR RTK.....	35
TABELA 4.4 – ERRO LINEAR ENTRE AS COORDENADAS OBTIDAS POR DIFERENTES MÉTODOS DE LEVANTAMENTO GNSS.....	36
TABELA 4.5 – COORDENADAS DOS PONTOS OBTIDAS PELA ESTAÇÃO TOTAL ROBÓTICA.....	36
TABELA 4.6 – TRANSPORTE DE COORDENADAS UTM.....	37
TABELA 4.7 – COMPARAÇÃO DO ERRO LINEAR ENTRE AS COORDENADAS UTM OBTIDAS POR GNSS E ESTAÇÃO TOTAL.....	37
TABELA 4.8 – COORDENADA DOS PONTOS UTILIZANDO A ROTINA.	38
TABELA 4.9 – TRANSPORTE DE COORDENADAS PTL.....	39
TABELA 4.10 – ERRO LINEAR ENTRE COORDENADAS PTL DA ROTINA E TRANSPORTADA.....	40
TABELA 4.11 – COMPARAÇÃO ENTRE OS VALORES DE ALTITUDES ENCONTRADO POR GNSS E O NIVELAMENTO DE PRIMEIRA ORDEM.....	40

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	11
1.1	JUSTIFICATIVA	13
1.2	OBJETIVOS	14
1.2.1	Objetivo geral	14
1.2.2	Objetivo específico	14
2	FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA - EMPÍRICA	15
2.1	SISTEMAS DE POSICIONAMENTO POR SATÉLITES.....	15
2.2	SISTEMAS DE COORDENADAS	16
2.2.1	Coordenadas UTM	16
2.2.2	Coordenadas PTL	17
2.3	POLIGONAÇÃO COM PONTOS DE CONTROLE GNSS E ESTAÇÃO TOTAL.....	19
3	METODOLOGIA	20
3.1	LEVANTAMENTO DOS PONTOS DE APOIO DA POLIGONAL ENQUADRADA	21
3.1.1	Processamento dos dados	23
3.2	LEVANTAMENTO COM RTK.....	24
3.3	LEVANTAMENTO COM ESTAÇÃO ROBÓTICA	25
3.3.1	Transporte de coordenadas.....	28
3.4	COORDENADAS NO PLANO TOPOGRAFICO LOCAL.....	31
3.5	ANÁLISE DE ALTITUDES.....	32
4	RESULTADOS / ANÁLISE DOS DADOS	34
4.1	LEVANTAMENTO GNSS ESTÁTICO	34
4.2	LEVANTAMENTO COM RTK.....	35
4.3	LEVANTAMENTO COM ESTAÇÃO ROBÓTICA	36
4.4	COORDENADAS NO PLANO TOPOGRAFICO LOCAL.....	38

4.5	ANÁLISE DAS ALTITUDES	40
5	CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES	41
	REFERÊNCIAS	43
	ANEXOS	45
	ANEXO I – CERTIFICADO DE CALIBRAÇÃO DA ESTAÇÃO ROBÓTICA LEICA VIVA TS12	46

1 INTRODUÇÃO

A topografia é uma ciência muito antiga. Desde o início da civilização, os seres humanos sentiram a necessidade de demarcar territórios, estabelecer domínio e determinar a localização. Um marco importante para o desenvolvimento da topografia foi a era das Grandes Navegações, que resultou na criação de mapas extensos e detalhados, na exploração do globo terrestre e no uso de bússolas e estrelas para determinar a posição (MUSEU DE ASTRONOMIA E CIÊNCIAS AFINS, 2010).

Com o avanço dos estudos, pesquisas e tecnologia, a topografia tem se beneficiado significativamente. Atualmente, dispõe-se de diversos métodos, equipamentos, sistemas de coordenadas, softwares e computadores muito mais eficientes para o processamento de dados e análises.

À medida que os anos passam, as obras de engenharia têm se tornado maiores e mais complexas. Para acompanhar esse progresso, foram desenvolvidos outros mecanismos para o levantamento da superfície terrestre, como o levantamento por GNSS. O GNSS (*Global Navigation Satellite System*) é um sistema global de navegação por satélite que utiliza dados das constelações de satélites (GPS, GLONASS, Galileo e Beidou) para determinar coordenadas planas e georreferenciadas de um ponto desejado (MONICO, 2008).

Apesar do crescente uso das novas tecnologias na topografia, os métodos e fundamentos da topografia antiga ainda são de grande relevância para a correta aplicação das novas técnicas. Por exemplo, o entendimento das distinções, vantagens e desvantagens dos diferentes tipos de coordenadas pode fazer a diferença nos resultados obtidos no levantamento.

O sistema GNSS fornece coordenadas cartesianas geocêntricas espaciais ou coordenadas geográficas geodésicas. As coordenadas cartesianas geocêntricas espaciais são um sistema de coordenadas tridimensional com origem no centro da Terra. Já as coordenadas geográficas geodésicas descrevem a posição de um ponto sobre uma superfície esférica (o elipsoide de revolução). Esses pontos são localizados com base em valores angulares e arcos medidos em relação a essa superfície (SILVA; SEGANTINE, 2015).

O uso de coordenadas geodésicas pode apresentar dificuldades significativas na implementação de obras de engenharia. Por esse motivo, foram desenvolvidos sistemas de projeção, sendo um dos mais aceitos e difundidos atualmente o sistema de coordenadas UTM (Universal Transverse Mercator). Essas coordenadas resultam da planificação das coordenadas geodésicas, dividindo-se o globo terrestre em 60 fusos de 6° cada. A superfície de projeção utilizada é um cilindro secante com eixo perpendicular ao eixo polar terrestre, o que preserva os ângulos e formas de pequenas áreas. No entanto, ainda há deformações expressivas que devem ser consideradas. A origem desse sistema é o meridiano central do fuso e a linha do equador. As coordenadas resultantes desse sistema são expressas em metros, sendo "N" para o eixo Y, "E" para o eixo X e "h" a altitude geométrica, sendo necessário especificar a qual fuso pertencem (SILVA; SEGANTINE, 2015).

Embora o sistema UTM seja amplamente utilizado devido à sua facilidade e capacidade de fornecer dados georreferenciados, ele não é o mais indicado para a locação de obras de engenharia. Isso ocorre porque requer a transformação das distâncias planas em sua equivalente na superfície topográfica, exigindo o cálculo de fatores de deformação linear e de fator de ampliação. A recomendação da norma NBR 14166 é o uso do PTL (Plano Topográfico Local) ou sistema topográfico local. O PTL é um plano tangente ao elipsoide de referência, com uma limitação máxima de 70 km. Essa limitação existe para garantir que os erros relativos decorrentes da curvatura da Terra não ultrapassem os erros inerentes às operações topográficas. A norma também determina que o ponto de origem desse plano deve ser um ponto com todas as coordenadas geodésicas conhecidas, permitindo o estabelecimento de um nível adequado de georreferenciamento, o que é vantajoso para projetos de obras de engenharia.

Após uma extensa pesquisa, constatou-se um número reduzido de trabalhos que abordam o assunto em questão. Dentre eles, destacam-se os trabalhos de França (2015), que realiza uma análise sobre o uso dos sistemas de projeção Transversa de Mercator em obras de engenharia e evidencia a necessidade de realizar as devidas correções (fator de escala, fator de redução) nas coordenadas UTM, a fim de evitar deformações excessivas e garantir a qualidade exigida nas obras; e Morais Junior (2019), que faz uma comparação dos métodos de transformação de coordenadas geodésicas para coordenadas topocêntricas na implantação de obras de engenharia.

O autor observou que, quando se trata de compatibilizar dados obtidos pela topografia tradicional com dados GNSS é necessário a transformação de coordenadas para minimizar os erros posicionais; e, por fim, Silva et al. (2016), que enfatiza a importância da correção do fator de escala nas coordenadas UTM, fornecendo também alguns cálculos aproximados para essa correção em campo.

Além desses trabalhos mencionados, no Brasil, tem-se o Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE), que disponibiliza normas e especificações para a realização de levantamentos com o uso da tecnologia GNSS. Além disso, o IBGE oferece gratuitamente o serviço de Posicionamento por Ponto Preciso (PPP), bem como mantém a Rede Brasileira de Monitoramento Contínuo (RBMC), composta por estações distribuídas em todo o país que rastreiam as constelações de satélites durante as 24 horas do dia. Adicionalmente, contamos com as normas da ABNT (NBR 13133 e NBR14166), que estabelecem padrões para levantamentos topográficos, instrumentos, tolerâncias, entre outros aspectos, a fim de garantir uma representação o mais fiel possível da superfície física.

1.1 JUSTIFICATIVA

As coordenadas UTM são amplamente utilizadas em diversos projetos de engenharia. No entanto, é importante considerar que seu uso em certas situações pode levar a problemas devido a distorções, especialmente em áreas com mudança de fuso. Portanto, é fundamental realizar um estudo detalhado para avaliar as distorções e suas implicações na locação de projetos. Além disso, é necessário analisar o tempo e os métodos de levantamento, uma vez que os levantamentos GNSS são influenciados pelo período de coleta de dados e pelos métodos de processamento utilizados.

Neste contexto, o presente trabalho aborda a quantificação e comparação do uso de coordenadas UTM e PTL, analisando suas implicações no transporte de coordenadas, o qual possui diversas aplicações em obras de engenharia. Os dados foram coletados com estação total robotizada e calibrada com o método preciso de transporte de coordenadas utilizando pontos de controle RGLP (Rede Geodésica do Litoral do Paraná).

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo geral

Este trabalho tem como objetivo geral avaliar o uso do GNSS, bem como os diferentes métodos de processamento e sistemas de coordenadas, na implantação de pontos de controle em projetos de engenharia.

1.2.2 Objetivo específico

1. Realizar levantamentos GNSS (absoluto, relativo, estático e RTK) dos pontos de apoio da poligonal enquadrada (partida e chegada) utilizada na análise do transporte de coordenadas;
2. Processar dados GNSS por PPP (Posicionamento por Ponto Preciso) e bases da RBMC (Rede Brasileira de Monitoramento Contínuo);
3. Determinar as coordenadas UTM e PTL dos referidos pontos de apoio;
4. Realizar o transporte de coordenadas em uma poligonal enquadrada utilizando estação robótica;
5. Comparar e analisar o transporte de coordenadas UTM e PTL utilizando os dados obtidos na topografia;
6. Avaliar os resultados e suas implicações em obras de engenharia, principalmente o transporte de coordenadas UTM utilizando topografia convencional sem aplicar as devidas correções.

2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA - EMPÍRICA

2.1 SISTEMAS DE POSICIONAMENTO POR SATÉLITES

O GNSS é um sistema de posicionamento que utiliza constelações de satélites em órbita da Terra para determinar as coordenadas geocêntricas de um ponto específico no globo terrestre. Os principais sistemas GNSS atualmente em operação são o GPS dos Estados Unidos, o GLONASS da Rússia, o Galileo da União Europeia e o Beidou da China. Existem três métodos de posicionamento no GNSS: absoluto, relativo e diferencial (IBGE, 2023).

O posicionamento absoluto mede a distância entre pelo menos quatro satélites e a antena do receptor, utilizando trilateração espacial. Para aumentar a precisão deste método o Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística disponibiliza em seu site o PPP (Posicionamento por Ponto Preciso). Já o levantamento relativo, utiliza duas ou mais antenas receptoras para rastrear os mesmos satélites em um determinado período de tempo. Em ambos os casos, as coordenadas dos pontos são obtidas por meio de pós-processamento. Esses métodos podem ser classificados em estáticos ou cinemáticos. Neste trabalho, serão abordados apenas os métodos estáticos, ou seja, as antenas permanecem estáticas durante todo o período da coleta de dados.

O posicionamento diferencial segue o mesmo princípio do posicionamento relativo, porém, as correções diferenciais entre as coordenadas conhecidas da base e as coordenadas calculadas pelo GNSS para os pontos de interesses são transmitidas em tempo real da base para os receptores, seja por rádio ou internet. Essa transmissão de correções permite a determinação em tempo real das coordenadas dos pontos levantados, sem a necessidade de pós-processamento dos dados. (MONICO, 2008).

Ao realizar o posicionamento por satélites, é importante compreender o sistema de referência utilizado para determinar as coordenadas. O sistema de referência auxilia na descrição dos movimentos dos corpos observados e nas órbitas dos satélites. O GPS, por exemplo, utiliza o elipsoide WGS-84, enquanto no Brasil é adotado o elipsoide GRS-80. No que diz respeito ao mapeamento, eles são idênticos,

sendo a única diferença uma pequena variação no achatamento terrestre. (UFRGS,2006).

2.2 SISTEMAS DE COORDENADAS

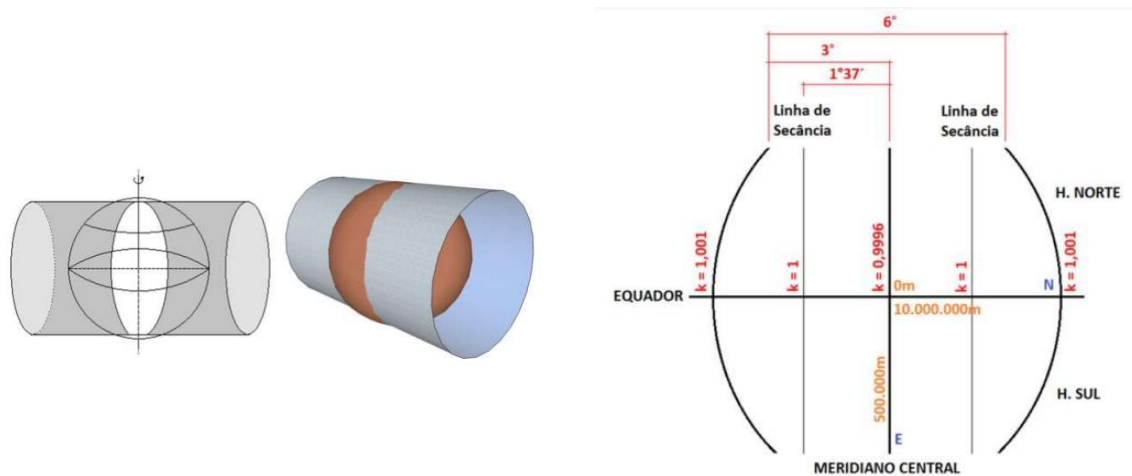
2.2.1 Coordenadas UTM

Em geral, quando um levantamento por GNSS é realizado, são encontradas coordenadas no sistema de projeção UTM. Esse tipo de coordenada refere-se a uma representação da superfície esférica que possui coordenadas geodésicas (latitude, longitude) e considera a curvatura da Terra em uma superfície plana com coordenadas planas (N, E). Esse sistema de projeção é do tipo conforme, que preserva os ângulos. Pode ser visualizado como um cilindro secante à superfície terrestre, com seu eixo contido no plano do equador. Para reduzir as deformações que ocorrem no sistema de projeção, a área da superfície elipsoidal sobre o cilindro é dividida em fusos, limitados a 6° de amplitude. As coordenadas UTM são amplamente utilizadas em todo o mundo devido à facilidade de manipulação das equações para converter essas coordenadas em diferentes sistemas e à capacidade de representar grandes áreas da superfície terrestre. (SILVA; SEGANTINE, 2015).

Para que a transformação entre sistemas de coordenadas ocorra de maneira satisfatória, é essencial compreender a convergência meridiana e o fator k. O fator k é um fator de escala aplicado na projeção para relacionar a distância plana à distância elipsoidal, o que ajuda a evitar deformações excessivas. Por sua vez, a convergência meridiana (γ) é a diferença de orientação entre o reticulado utilizado na projeção UTM (grade como referência do norte), chamado Norte de Quadricula (NQ) e o meridiano que define o Norte Geográfico (NG) (SAMPAIO; BRANDALIZE, 2018).

A FIGURA 2.1 mostra um modelo esquemático e características do sistema de projeção UTM.

FIGURA 2.1 – MODELO ESQUEMÁTICO E CARACTERÍSTICAS DAS COORDENADAS UTM



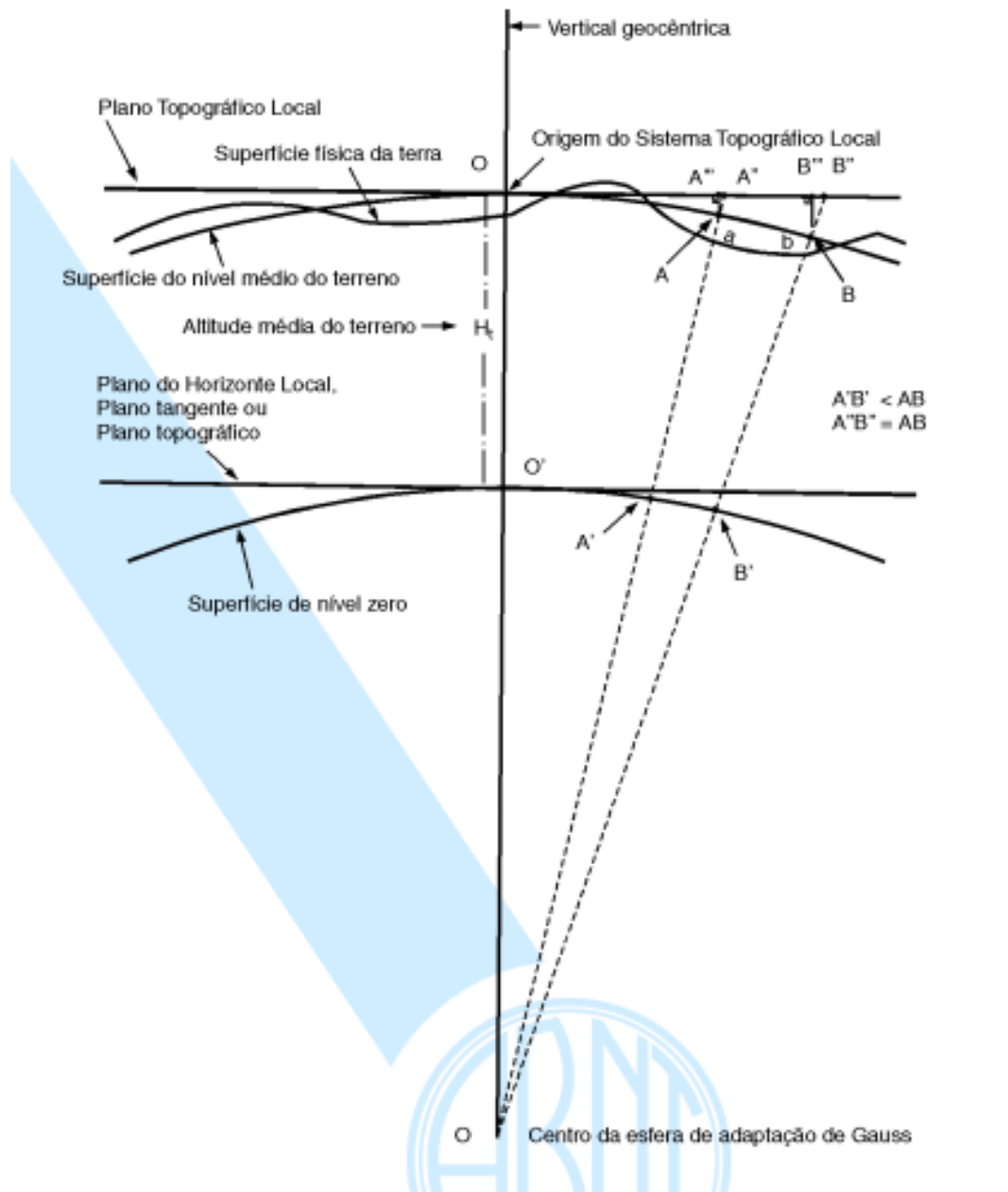
FONTE: Sampaio; Brandalize, 2018

2.2.2 Coordenadas PTL

Uma alternativa às coordenadas UTM é o chamado PTL (Plano Topográfico Local), que utiliza coordenadas planas retangulares em um sistema localizado na superfície topográfica. Nessa técnica, um plano tangente (Plano do Horizonte Local) ao elipsoide de referência é traçado, tendo sua origem em um ponto com coordenadas geodésicas conhecidas, que será utilizado como base para o sistema. A partir da elevação deste plano ao nível médio do terreno origina-se o PTL. A Norma Brasileira NBR 14166 determina que a dimensão máxima para o uso desse plano seja limitada a aproximadamente 70 km a partir da origem do sistema, a fim de evitar que os erros resultantes da não consideração da curvatura da Terra ultrapassem os erros intrínsecos das operações topográficas.

A figura a seguir mostra os elementos que constituem o Sistema Topográfico Local.

FIGURA 2.2 – ELEMENTOS DO SISTEMA TOPOGRÁFICO LOCAL



FONTE: ABNT (1998)

Sendo,

OA'' é a projeção ortogonal de OA sobre o Plano Topográfico Local;

OB'' é a projeção ortogonal de OB sobre o Plano Topográfico Local;

$A''A'$ é o erro devido à desconsideração da curvatura terrestre de OA ;

$B''B'$ é o erro devido à desconsideração da curvatura terrestre de OB ;

OA" é a representação do arco OA sobre o Plano Topográfico Local;

OB" é a representação do arco OB sobre o Plano Topográfico Local;

AB é a projeção gnomônica ou central de uma distância (ab) medida no terreno, sobre a superfície do nível médio do terreno, correspondendo à distância horizontal entre "a" e "b";

A'B' é a projeção gnomônica ou central de AB sobre a superfície da esfera de adaptação de Gauss (superfície de nível zero);

A"B" é a projeção (representação) em verdadeira grandeza de AB sobre o Plano Topográfico Local.

2.3 POLIGONAÇÃO COM PONTOS DE CONTROLE GNSS E ESTAÇÃO TOTAL

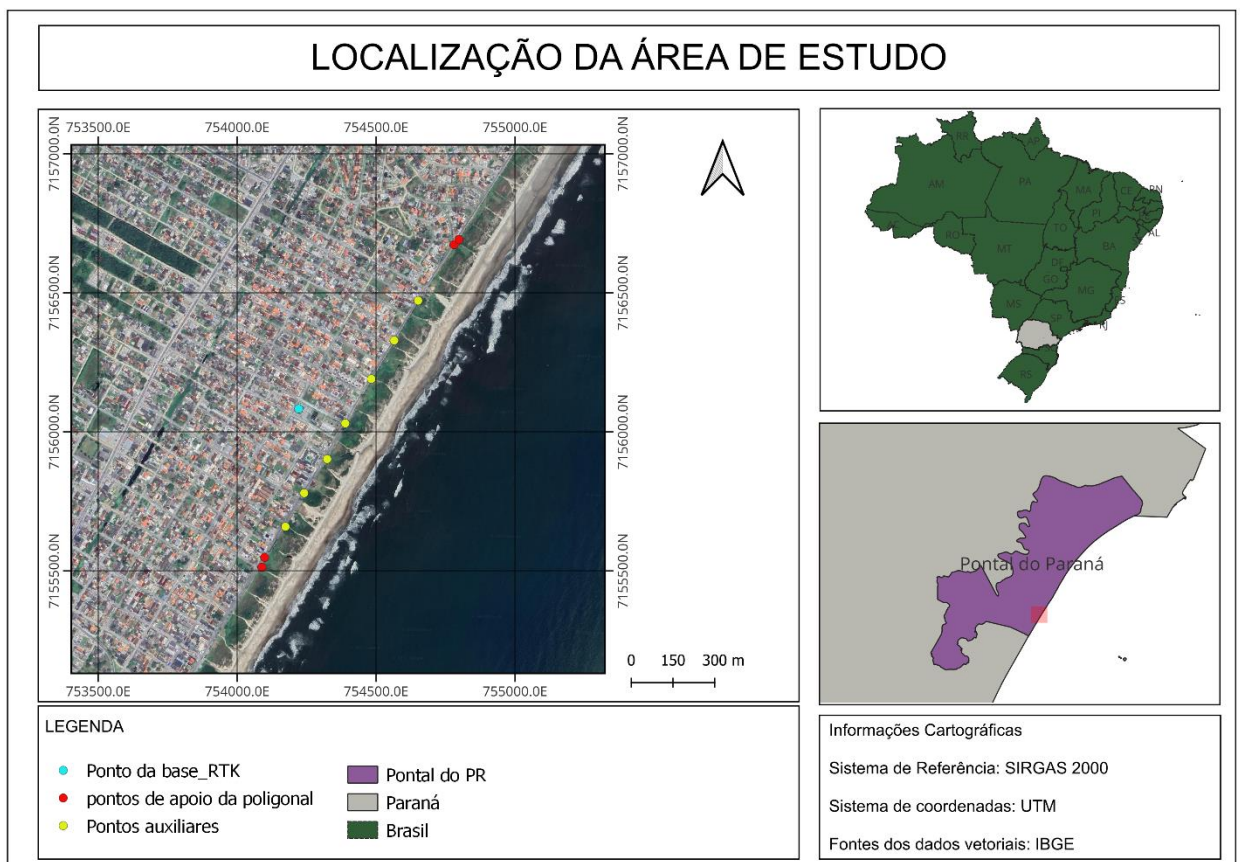
No contexto do levantamento topográfico com estação total, a técnica mais empregada é a poligonação. Esse procedimento consiste em iniciar a partir de pontos da rede geodésica oficial ou pontos determinados por meio do GNSS (embora, em alguns levantamentos topográficos por poligonação, não são utilizadas coordenadas georreferenciadas), e estabelecer novos pontos através da criação de uma poligonal com geometria bem definida (SILVA; SEGANTINE, 2015). Existem três tipos de poligonais que podem ser adotadas nesse tipo de levantamento: poligonal aberta, fechada e enquadrada. Em geral, quando o projeto envolve grandes distâncias, a poligonal enquadrada é a mais utilizada (FAGGION et al, 2012).

A poligonal enquadrada se inicia de dois pontos conhecidos e termina em outros dois pontos conhecidos. Geometricamente ela se assemelha a poligonal aberta, mas sob a perspectiva da topografia, pode ser considerada fechada. Isto ocorre porque os erros sistemáticos das medições de distâncias e ângulos podem ser verificados e compensados (SILVA; SEGANTINE, 2015).

3 METODOLOGIA

O primeiro passo para iniciar o estudo foi determinar o local do levantamento. A área selecionada para avaliação foi um trecho da Av. Dep. Anibal Khury, compreendido entre a Rua Nelsom Medrado e a Alameda São Jorge. A extensão total desse trecho é de 1.379,062 metros. Essa região foi escolhida devido à presença da RGLP (Rede Geodésica do Litoral do Paraná) previamente instalada em um projeto anterior, que foram utilizados como pontos de controle para verificar possíveis erros.

FIGURA 3.1 – LOCALIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO



FONTE: A autora (2023)

Com a área de estudo definida, foram realizados levantamentos GNSS utilizando os métodos relativo estático, absoluto estático e RTK nos pontos de controle. Em seguida, os dados obtidos por meio do rastreamento foram processados utilizando o software LGO (Leica Geo Office) e o método PPP. O IBGE (2017) disponibiliza normas para levantamentos geodésicos que estimam a precisão dos

tipos de levantamento GNSS, conforme as tabelas 3.1 e 3.2. Além do levantamento com GNSS foi efetuado um levantamento com a estação robótica Leica Viva TS12.

Posteriormente, as coordenadas resultantes de cada um dos métodos de processamento e levantamentos topográficos foram organizadas em tabelas, apresentadas na próxima seção, para facilitar a comparação e discussão dos resultados. Para uma análise completa do uso de coordenadas em projetos de engenharia, as coordenadas fornecidas pelo PPP em UTM foram convertidas para coordenadas no PTL de Pontal do Paraná por meio de rotinas implementadas em FORTRAN apresentada no trabalho de Demarqui Junior (2019).

3.1 LEVANTAMENTO DOS PONTOS DE APOIO DA POLIGONAL ENQUADRADA

Para a realização do levantamento, foi utilizado o receptor GNSS Leica GS15 Professional. Esse equipamento, assim como os demais equipamentos e equipe técnica utilizados no presente trabalho, foram disponibilizados pelo Laboratório de Topografia e Geodésia do Campus Pontal do Paraná. O receptor GNSS suporta os sistemas GPS, GLONASS e Galileo, operando em duas frequências (L1 e L2). Ele possui uma precisão horizontal de $3\text{mm} + 0,5\text{ ppm}$ e uma precisão vertical de $5\text{mm} + 0,5\text{ ppm}$ nos modos estático e estático rápido. O tempo de rastreamento dos pontos foi de 3 horas, seguindo as orientações da norma de levantamento geodésicos (IBGE, 2017). Além do método descrito acima, os pontos de controle foram levantados, também com RTK usando o equipamento HI TARGET V30 plus e com base localizada no ponto da RGLP denominado CPP002.

FIGURA 3.2 – RASTREIO DOS PONTOS DE APOIO COM O EQUIPAMENTO GNSS LEICA GS15



FONTE: A autora (2023)

Os pontos rastreados foram o CPP001 e o CPP003. Além desses pontos, foram instalados dois pontos de apoio que foram posteriormente utilizados no transporte de coordenadas da poligonal durante o levantamento com a estação total. Esses pontos de apoio foram denominados como Apoio CPP001 e Apoio CPP003.

FIGURA 3.3 – IDENTIFICAÇÃO DOS PONTOS



FONTE: A autora (2023)

3.1.1 Processamento dos dados

Após o levantamento de campo, os dados coletados foram processados por dois métodos: o PPP (Posicionamento por Ponto Preciso) e o método relativo estático utilizando as bases da RBMC.

O PPP, disponibilizado pelo IBGE, pode ser considerado como um método absoluto estático, uma vez que utiliza apenas as observações coletadas individualmente pelo receptor para determinar sua posição (IBGE, 2017).

Por outro lado, o levantamento relativo estático foi processado utilizando o software LGO - Leica GeoOffice, fornecido pela Leica, que possui ferramentas para o processamento e gerenciamento de dados obtidos por levantamentos GNSS (Leica, 2023). Nesse método de pós-processamento, foram utilizadas três bases da RBMC localizadas em Curitiba-PR, Cananeia-SP e Araquari-SC. A distância da linha base dessas estações são de 81,20 Km, 82,11 Km e 89,73 Km, respectivamente. A utilização dessas bases distintas da RBMC caracteriza o método como relativo e estático, uma vez que as bases e os receptores permanecem estacionados durante todo o levantamento, e múltiplos receptores rastreiam os satélites simultaneamente. Vale ressaltar que foi utilizado efemérides precisas para o processamento dos dados assegurando a precisão dos resultados.

A seguir, as TABELA 3.1 e 3.2 apresentam uma estimativa da precisão do método. Vale ressaltar que a precisão depende da qualidade do equipamento, das condições e informações de rastreamento, da distância linha base e de outros fatores relevantes (IBGE, 2017).

TABELA 3.1 – ESTIMATIVA DE PRECISÃO PARA POSICIONAMENTO POR PONTO PRECISO - PPP

Tempo de Observação	Precisão L1			Precisão L3 (L1&L2)		
	Latitude	Longitude	Altitude	Latitude	Longitude	Altitude
1h	10 cm	20 cm	20 cm	2 cm	4 cm	4 cm
2h	5 cm	12 cm	12 cm	1 cm	2 cm	2 cm
3h	3 cm	7 cm	8 cm	5 mm	1 cm	1 cm
4h	3 cm	6 cm	7 cm	5 mm	1 cm	1 cm

FONTE: IBGE (2017)

TABELA 3.2 – ESTIMATIVA DE PRECISÃO POR POSICIONAMENTO GNSS RELATIVO

Linha de Base	Tempo de Observação	Equipamento Utilizado	Precisão
00 – 05 Km	05 – 10 min	L1 ou L1/L2	5 – 10 mm + 1ppm
05 – 10 Km	10 – 15 min	L1 ou L1/L2	5 – 10 mm + 1ppm
10 – 20 Km	10 – 30 min	L1 ou L1/L2	5 – 10 mm + 1ppm
20 – 50 Km	02 – 03 h	L1/L2	5 mm + 1 ppm
50 – 100 Km	Mínimo: 03h	L1/L2	5 mm + 1 ppm
>100 Km	Mínimo: 04h	L1/L2	5 mm + 1 ppm

FONTES: IBGE (2017)

3.2 LEVANTAMENTO COM RTK

Além de fornecer observações para o pós-processamento, as bases da RBMC também podem ser utilizadas para o levantamento em tempo real (RTK) através do envio de fluxos de dados, efemérides e correções GNSS dessas estações em tempo real, utilizando o protocolo NTRIP (Networked Transport of RTCM via Internet Protocol) (IBGE, 2017). Embora o método NTRIP seja amplamente utilizado, neste trabalho optou-se por fixar a base em um ponto com coordenadas conhecidas (CPP002) e, em seguida, posicionar o Rover nos demais pontos desejados (CPP001, ApoioCPP001, CPP003 e ApoioCPP003). Essa abordagem permitiu evitar problemas como falta de sinal entre o Rover e a base, dificuldades de conexão com a rede de internet e outras imprecisões.

O equipamento utilizado nesta medição foi o GNSS V30 Plus Hi-Target, que suporta as constelações dos sistemas GPS, GLONASS e Beidou. Sua precisão para levantamentos RTK é de 8,0 mm + 1 ppm na horizontal e 15,0 mm + 1 ppm na vertical.

FIGURA 3.4 – NIVELAMENTO DA BASE NO PONTO CPP002



FONTE: A autora (2023)

FIGURA 3.5 – BASE INSTALADA NO PONTO CPP002



FONTE: A autora (2023)

FIGURA 3.6 – POSICIONAMENTO DO ROVER NOS PONTOS QUE SE DESEJA CONHECER AS COORDENADAS



FONTE: A autora (2023)

FIGURA 3.7 – TELA DA COLETORA COM AS COORDENADAS OBTIDAS NO LEVANTAMENTO

Nome	N	E
pt5	7168911,6471	766175,0812
pt6	7168910,1960	766174,3358
pt7	7168908,5466	766174,1471
Basejaine2	7156083,3176	754222,3164
j1	7155512,5917	754089,5570
j2	7156692,4376	754799,1385
j3	7157558,5452	755369,0453

Nome do arq: GPS.raw

FONTE: A autora (2023)

3.3 LEVANTAMENTO COM ESTAÇÃO ROBÓTICA

Além do levantamento com GNSS, também foi realizado um levantamento topográfico utilizando a estação robótica Leica Viva TS12. Essa abordagem reduz os erros relacionados à ação humana, e a precisão do equipamento é garantida pelo certificado de calibração (ANEXO I).

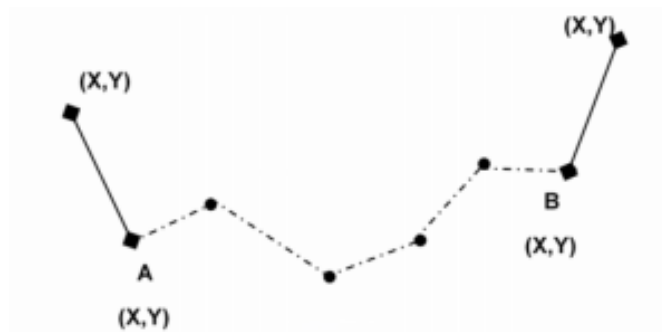
FIGURA 3.8 – ESTAÇÃO ROBÓTICA INSTALADA NOS PONTOS LEVANTADOS



FONTE: A autora (2023)

O objetivo deste levantamento foi obter as coordenadas dos mesmos pontos mencionados anteriormente. Para isso, foram estabelecidos pontos intervisíveis (FIGURA 3.3) e realizado o transporte de coordenadas utilizando o método tradicional da poligonação. A poligonal adotada neste estudo é a poligonal enquadrada, conforme descrito na NBR13133. Esta poligonal é caracterizada pela conexão de dois pontos com coordenadas conhecidas, o que viabiliza o cálculo dos azimutes e distâncias entre eles. Essa abordagem possibilita a verificação e correção de erros acidentais que possam ter ocorrido durante a coleta dos dados. (FAGGION et al., 2012).

FIGURA 3.9 – EXEMPLO DE POLIGONAL APOIADA EM DUAS BASES



FONTE: ABNT (2021)

Ainda seguindo as diretrizes estabelecidas pela NBR 13133, a tabela a seguir apresenta as recomendações para escolha do instrumento, procedimento, desenvolvimento e monumentalização adequados, levando em consideração a classe da poligonal. A classe da poligonal é definida com base na finalidade do levantamento topográfico, na densidade de informações desejada e na acurácia necessária. Uma poligonal PP (Poligonal Principal) trata-se de uma forma geométrica materializada através de pontos topográfico que delimitam uma área, enquanto a PS (Poligonal Secundária) consiste em uma série de pontos adicionais que são levantados dentro de uma poligonal principal para obter informações mais detalhadas da região. (ABNT, 2021).

TABELA 3.3 – POLIGONAIS PLANIMÉTRICAS

Classe	Medição		Desenvolvimento		Monumentalização
	Angular	Linear	Desenvolvimento máximo recomendado	Lado mínimo recomendado	
PP	Método das direções Duas séries de leituras horizontais conjugadas (PD e PI)	Leituras recíprocas (avante e ré) Correção de temperatura e pressão	5 Km	100m	Marcos de concreto ou pinos de aço
PS	Método das direções Uma série de leituras horizontais conjugadas (PD e PI)	Leituras recíprocas	2 Km	50 m	Pinos de aço ou piquetes
Os instrumentos devem ser determinados em função das análises decorrentes de 5.2.2					

FONTE: ABNT (2021)

Conforme instruído pela norma a poligonal utilizada neste levantamento foi de classe PP, a materialização dos pontos da poligonal foi realizada por meio de marcos de concreto e pinos de aço e a maior distância entre as visadas foi de 238,9 metros.

Além disso foi realizado o método dos pares conjugados. Essa técnica consiste em realizar a leitura do alvo com a luneta na posição direta e, em seguida, com a luneta na posição inversa (giro de 180°). Essa metodologia permite reduzir os erros relacionados aos ângulos. A seguir, são fornecidos dois links para vídeos que mostram a realização desses procedimentos em campo.

Vídeo 1: <https://youtube.com/shorts/xVLayq8PMeo>

Vídeo 2: <https://youtube.com/shorts/aRC2MGtVjtc>

Antes de iniciar o levantamento com a estação total foi necessário inserir na controladora os pontos de partida da poligonal (pontos ApoioCPP003 e CPP003 que foram rastreados com GNSS conforme descrito no item 3.1). Em seguida o instrumento foi zerado na ré e as leituras foram feitas na vante. Posteriormente, a estação foi posicionada no próximo ponto e o procedimento anterior foi repetido sucessivamente até chegar ao último ponto (ApoioCPP001 e CPP001), que também possui coordenadas conhecidas. Dessa forma, foi possível comparar o resultado obtido com o resultado esperado e calcular o erro angular do levantamento.

3.3.1 Transporte de coordenadas

No levantamento com a estação total robótica, as coordenadas dos pontos foram calculadas pelo próprio equipamento utilizando a equação do azimute de partida. Essa equação utiliza as coordenadas dos pontos conhecidos previamente inseridas na controladora da estação. A seguir está apresentada a fórmula do azimute de partida.

$$Az_{partida} = \arctg \frac{\Delta X_{partida}}{\Delta Y_{partida}} \quad (1)$$

Apesar da estação ter fornecido as coordenadas automaticamente, foi efetuado o transporte de coordenadas utilizando as equações da topografia para o método da poligonação. Para isso os seguintes passos foram realizados:

- Para calcular o azimute do primeiro alinhamento (azimute de partida) utilizou-se a equação (1) demonstrada anteriormente.
- Em seguida para calcular os azimutes com os ângulos horários obtidos dos alinhamentos subsequentes a fórmula abaixo foi utilizada.

$$Az_i = Az_{(i-1)} - 180 + \alpha_i \quad (2)$$

Sendo,

Az_i o azimute do alinhamento que será calculado;

$Az_{(i-1)}$ o azimute anterior e

α_i o ângulo horário

- Para a verificação do erro de fechamento da poligonal utiliza-se a equação do azimute de chegada, disposta a seguir, e compara os valores entre o azimute de chegada e o transportado. Se a diferença entre eles estiver dentro da tolerância estipulada pelo tipo de levantamento, faz-se as correções angulares necessárias e dá prosseguimento ao processo de cálculo das coordenadas.

$$Az_{chegada} = \arctg \frac{\Delta X_{chegada}}{\Delta Y_{chegada}} \quad (3)$$

- Após todos os azimutes calculados foram obtidos os valores de Δx e Δy através das fórmulas:

$$\Delta x_i = DH_i * Sen (Az_i) \quad (4)$$

$$\Delta y_i = DH_i * \text{Cos} (Az_i) \quad (5)$$

Sendo, DH_i a distância horizontal entre os pontos.

- Para encontrar as coordenadas fez-se uso das fórmulas abaixo:

$$X_i = X_{(i-1)} + \Delta x_i \quad (6)$$

$$Y_i = Y_{(i-1)} + \Delta y_i \quad (7)$$

Sabendo que $X_{(i-1)}$ e $Y_{(i-1)}$ são as coordenadas dos pontos anteriores.

A primeira coordenada utilizada para calcular as demais deve ser a mesma que foi inserida na controladora da estação no início do levantamento.

- Para calcular o erro linear a seguinte fórmula foi utilizada

$$erro_{linear} = \sqrt{e_x^2 + e_y^2} \quad (8)$$

Sendo

e_x a diferença entre a coordenada E transportada e a coordenada E encontrada no PPP para o último ponto da poligonal.

e_y a diferença entre a coordenada N transportada e a coordenada N encontrada no PPP para o último ponto da poligonal.

- Por fim, para calcular a tolerância do erro linear foi empregada a fórmula abaixo:

$$tolerância_{linear} = \frac{1}{Z} \quad (9)$$

$$Z = \frac{\sum d}{\sqrt{ex^2 + ey^2}} \quad (10)$$

Sendo $\sum d$ o perímetro da poligonal.

A tabela com o transporte das coordenadas encontra-se no tópico 6 para um melhor desenvolvimento da discussão do resultado deste trabalho.

3.4 COORDENADAS NO PLANO TOPOGRAFICO LOCAL

Para a conversão das coordenadas geodésicas para PTL foi utilizado rotinas programadas em linguagem FORTRAN, a rotina consiste na leitura de um arquivo de entrada (.txt) contendo as coordenadas geográficas dos pontos a serem convertidos, os cálculos realizados por ela seguem às descrições da NBR 14166.

Na primeira linha do arquivo de texto encontra-se os dados de semi eixo maior, menor e achatamento do elipsoide de referência, neste caso o GRS80. Na segunda linha estão as informações do ponto de origem do PTL contendo a identificação do ponto, latitude, longitude e altitudes geodésica e ortométrica, foi utilizado como centro do PTL o ponto CEM003 que está localizado no Balneário de Shangri-lá (os dados deste ponto e dos demais pontos da RGLP podem ser encontrados em <http://labsim.unipampa.edu.br/redegeo/>) . Já na terceira linha é fornecido o número de pontos que serão convertidos e nas linhas seguintes insere-se as informações das coordenadas dos pontos a serem transformados.

FIGURA 3.10 - ARQUIVO DE ENTRADA PARA CONVERSÃO DAS COORDENADAS.

Point ID	UTM X	UTM Y	PTL X	PTL Y
GRS80	6378137.	6356752.3141	298.257222101	
CEM003	-25.6261830009	-48.4205451667	5.24	5.68
5				
ACPP001	-25.69598548	-48.46798784	3.29	0.00
CPP001	-25.69630842	-48.46808052	3.28	3.82
CPP002	-25.69113731	-48.46686748	4.12	4.39
ACPP003	-25.68571456	-48.46141566	3.21	0.00
CPP003	-25.68554242	-48.46124103	3.46	3.86

FONTE: A autora (2023)

Para que a comparação do erro linear da poligonal, calculado usando as coordenadas UTM e coordenadas do PTL, seja possível as mesmas fórmulas descritas anteriormente para o transporte de coordenadas foram utilizadas. No entanto, os azimutes de partida e chegada utilizados no transporte de coordenadas UTM foram determinados com as coordenadas UTM e os azimutes do transporte de coordenadas PTL foram calculadas a partir das coordenadas do PTL, sendo que os pontos CPP001, ApoioCPP001 (chegada) e CPP003 e ApoioCPP003 (saída) utilizados nos cálculos dos referidos azimutes foram pós processados com as bases da RBMC.

3.5 ANÁLISE DE ALTITUDES

Além das verificações planimétricas foi realizado uma análise das altitudes encontradas nos levantamentos realizados por GNSS e as altitudes encontradas no nivelamento de primeira ordem apresentado em Prunzel (2022).

O nivelamento de primeira ordem consiste em um transporte das altitudes disponibilizadas nas RNs do IBGE até um ponto determinado, com um erro máximo permitido de 1mm a cada quilômetro. Na dissertação de mestrado de Prunzel (2022) é possível verificar os valores das altitudes para os pontos CPP001 e CPP003. O erro cometido foi de 0,6 mm na seção entre os pontos CPP001 e CPP002, e de 0,7 mm entre os pontos CPP002 e CPP003. A distância entre os pontos é de 1Km, portanto os resultados são coerentes e estão dentro das diretrizes para esse tipo de nivelamento.

Para encontrar a diferença das altitudes uma simples subtração entre as altitudes foi realizada, representado na equação abaixo.

$$\Delta h = \textit{altitude CPP001} - \textit{altitude CPP003} \quad (11)$$

Os resultados encontrados nos itens anteriores estão dispostos em forma de tabela no tópico a seguir.

4 RESULTADOS / ANÁLISE DOS DADOS

4.1 LEVANTAMENTO GNSS ESTÁTICO

Por meio do arquivo RINEX obtido durante o processo de rastreamento dos pontos, juntamente com as informações referentes ao equipamento e à antena empregados, e com o uso dos serviços de processamento PPP fornecidos pelo IBGE e do software LGO disponibilizado pelo Laboratório de Topografia da Universidade Federal do Paraná - Campus Pontal do Paraná, foi possível obter as coordenadas dos pontos levantados no projeto. Tais coordenadas são descritas de forma detalhada na TABELA 4.1 e TABELA 4.2.

A TABELA 4.1 apresenta a identificação dos pontos, juntamente com as coordenadas UTM, latitude, longitude e altitude geodésica, que foram obtidas por meio do processo de PPP. Por outro lado, TABELA 4.2 exhibe os mesmos parâmetros mencionados anteriormente, porém as coordenadas foram obtidas através do pós-processamento no software LGO. É importante ressaltar que o sistema de referência adotado para ambos os casos é o SIRGAS 2000.

TABELA 4.1 – COORDENADAS DOS PONTOS PROCESSADOS NO PPP.

Ponto	PPP					
	UTM N (m)	UTM E (m)	h (m)	Latitude (°)	Longitude (°)	h (m)
CPP001	7155512.0480	754088.5090	3.310	-25°41'46,7099"	-48° 8'05,0900"	3.310
ApoioCPP001	7155547.6510	754098.5030	3.330	-25°41'45,5474"	-48°28'04,7562"	3.330
CPP 002	7156082.6900	754221.2500	3.930	-25°41'28,0945"	-48°28'00,7242"	3.930
CPP 003	7156691.8020	754798.0280	3.490	-25°41'07,9528"	-48°27'40,4701"	3.700
ApoioCPP003	7156673.0620	754780.1130	3.290	-25°41'08,5726"	-48°27'41,0993"	3.290

FONTE: A autora (2023)

TABELA 4.2 – COORDENADAS DOS PONTOS PROCESSADOS NO LGO.

Ponto	PÓS PROCESSADO RBMC					
	UTM N (m)	UTM E (m)	h (m)	Latitude (°)	Longitude (°)	h (m)
CPP001	7155512.0359	754088.5120	3.285	25°41'46,71030"	48°28'05,08987"	3.285
ApoioCPP001	7155547.6408	754098.5027	3.294	25°41'45,54774"	48°28'04,75622"	3.294
CPP 002	7156082.6948	754221.2860	3.466	25°41'28.09433"	48°28'00.72292"	4.127
CPP 003	7156691.8034	754798.0955	3.464	25°41'07.95272"	48°27'40.46770"	3.466
ApoioCPP003	7156673.0664	754780.1946	3.218	25°41'08.57241"	48°27'41.09639"	3.218

FONTE: A autora (2023)

4.2 LEVANTAMENTO COM RTK

A TABELA 4.3 apresenta as coordenadas dos pontos obtidas por meio do levantamento com RTK (*Real-Time Kinematic*). Nesse método, a base instalada fornece correções de posição em tempo real para os pontos que estão sendo levantados pelo *rover*. Vale ressaltar que, caso as coordenadas da base sejam corrigidas posteriormente, todas as demais coordenadas dos pontos serão afetadas por essa correção.

TABELA 4.3 – COORDENADAS DOS PONTOS OBTIDOS POR RTK

Ponto	RTK		
	N (m)	E (m)	h (m)
CPP001	7155511.9731	754088.5216	3.451
ApoioCPP001	7155547.6457	754098.5016	3.380
CPP 002	7156082.6990	754221.2810	4.050
CPP 003	7156691.8190	754798.1031	3.565
ApoioCPP003	7156673.0698	754780.1950	3.214

FONTE: A autora (2023)

Com o auxílio da TABELA 4.4, que apresenta o erro linear entre as coordenadas UTM obtidas por diferentes métodos (receptores Leica GS15, processado com PPP e RBMC e receptores HI TARHET V30 Plus - RTK), calculadas a partir da equação (8), descrita no tópico anterior, pode-se observar que os resultados encontrados são satisfatórios. Isso pode ser verificado ao comparar o valor de tolerância linear de referência apresentado na NBR 13133, que é de 1:12000, com o

valor de erro linear encontrado neste caso, utilizando a equação (9), que foi de 1:2246. Além disso, é importante ressaltar que o erro encontrado no levantamento dos pontos de controle, distantes em 1,4 km, foi centimétrica para todos os casos comparados.

TABELA 4.4 – ERRO LINEAR ENTRE AS COORDENADAS OBTIDAS POR DIFERENTES MÉTODOS DE LEVANTAMENTO GNSS.

COMPARAÇÃO DE ERROS LINEARES (m)			
Ponto	PPP E RBMC	RTK E RBMC	PPP E RTK
CPP001	0.0125	0.0635	0.0759
ApoioCPP001	0.0102	0.0051	0.0055
CPP 002	0.0363	0.0065	0.0323
CPP 003	0.0675	0.0173	0.0771
ApoioCPP003	0.0676	0.0034	0.0824

FONTE: A autora (2023)

4.3 LEVANTAMENTO COM ESTAÇÃO ROBÓTICA

A TABELA 4.5 apresenta a identificação dos pontos, sua referência de localização e as coordenadas UTM geradas automaticamente pela estação total robótica durante o levantamento. Em seguida, na TABELA 4.6, são exibidos os resultados do transporte das coordenadas, calculadas de acordo com os passos descritos na metodologia deste trabalho.

TABELA 4.5 – COORDENADAS DOS PONTOS OBTIDAS PELA ESTAÇÃO TOTAL ROBÓTICA

COORDENADAS ESTAÇÃO TOTAL			
Ponto	Localização	E (m)	N (m)
E0	CPP003	754798.026	7156691.802
E1	apoio CPP003	754780.113	7156673.062
E2	Rua Elier martins (banca de peixe)	754651.2342	7156471.8458
E3	Rua Carlos Drummond de Andrade	754565.2331	7156328.6319
E4	Rua Noruega	754482.9998	7156190.0009
E5	Rua Estado do Rio	754389.0679	7156030.3576
E6	Em frente ao Condomínio Privê	754323.4207	7155901.7740
E7	Próximo Boaretto imóveis	754241.0959	7155779.5868
E8	Rua Lisymaco Ferreira da Costa	754173.6000	7155658.6566
E9	apoio CPP001	754098.5000	7155548.2096
E10	CPP001	754088.5118	7155512.6185

FONTE: A autora (2023)

TABELA 4.6 – TRANSPORTE DE COORDENADAS UTM.

RÉ	ESTAÇÃO	VANTE	DH	ÂNGULO HORÁRIO (°)	AZIMUTE	Δx	Δy	COORDENADAS	
								E (m)	N (m)
E0	E1	E2	25.924		223.7106	-17.914058	-18.739014	754780.113	7156673.062
E1	E2	E3	238.951	168.93207	212.64272	-128.88988	-201.20879	754651.2231	7156471.853
E2	E3	E4	167.052	178.34563	210.98835	-86.009029	-143.20899	754565.2141	7156328.644
E3	E4	E5	161.185	179.69046	210.67881	-82.240602	-138.62571	754482.9735	7156190.018
E4	E5	E6	185.227	179.79634	210.47515	-93.940586	-159.63773	754389.0329	7156030.381
E5	E6	E7	144.372	176.57421	207.04936	-65.654316	-128.57987	754323.3786	7155901.801
E6	E7	E8	147.333	186.92432	213.97368	-82.331454	-122.18242	754241.0471	7155779.618
E7	E8	E9	138.491	175.19711	209.17079	-67.502536	-120.92627	754173.5446	7155658.692
E8	E9	E10	133.561	185.04669	214.21748	-75.106120	-110.44279	754098.4385	7155548.249
	E10		36.966	161.46182	195.67930	-9.9901599	-35.590474	754088.4483	7155512.659

FONTE: A autora (2023)

O erro linear observado entre a última coordenadas (CPP001) fornecida pela estação robótica e a coordenada do mesmo ponto, calculada pelo transporte, foi de 48 mm. Esse resultado, juntamente com os dados obtidos pela estação robótica (ângulo e distância), asseguram o correto transporte das coordenadas no PTL que será realizado posteriormente.

Além disso, foi conduzida uma comparação entre o erro linear das coordenadas UTM obtidas por meio de GNSS e as coordenadas UTM obtidas por levantamento com estação total. Os resultados correspondentes encontram-se tabelados a seguir.

TABELA 4.7 – COMPARAÇÃO DO ERRO LINEAR ENTRE AS COORDENADAS UTM OBTIDAS POR GNSS E ESTAÇÃO TOTAL.

COMPARAÇÃO DE ERROS LINEARES (m)			
Ponto	ESTAÇÃO E RBMC	ESTAÇÃO E RTK	ESTAÇÃO E PPP
CPP001	0.5826	0.6455	0.5705
ApoioCPP001	0.5688	0.5639	0.5586
CPP 002			
CPP 003	0.0816	0.0789	0.0020
ApoioCPP003	0.0817	0.0823	0.0000

FONTE: A autora (2023)

Conforme evidenciado na TABELA 4.7, o erro linear entre as coordenadas obtidas por meio de estação total e pelos métodos GNSS está na escala centimétrica, podendo atingir até 64 cm. É importante ressaltar que estamos considerando uma

obra com extensão de 1.4 km, ou seja, esse erro já não pode ser considerado insignificante e pode ocasionar dificuldades durante a locação da obra.

A fim de comparar os dados deste estudo com situações práticas presentes no dia a dia da engenharia, pode-se utilizar como exemplo os valores de tolerância de erros lineares na locação de obras apresentados na Instrução de Serviço 204 do DNIT. Essa normatização determina que a locação de pontos notáveis do eixo de uma ferrovia seja realizada a cada 20 metros, e que a tolerância a ser observada para as medidas lineares seja de $T = 0,0002 \cdot L$, onde L é a distância em metros e T é a tolerância em metros. Portanto, em uma distância de 1,4 km, a tolerância aceitável seria de 28 cm.

É importante lembrar que o transporte de coordenadas UTM com a estação total requer correções do fator de escala, altitude e convergência meridiana, conforme descrito em Silva, Frederico e Costa (2016). Estas correções não foram efetuadas neste trabalho com o objetivo de mostrar as referidas distorções e seus efeitos na locação de obras.

4.4 COORDENADAS NO PLANO TOPOGRAFICO LOCAL

Com os valores de latitude e longitude dos pontos de interesse, conforme apresentado na TABELA 4.2, e a utilização das rotinas de transformação de coordenadas, foram obtidos os valores mostrados a seguir.

TABELA 4.8 – COORDENADA DOS PONTOS UTILIZANDO A ROTINA.

Ponto	PTL		
	X (m)	Y (m)	Z (m)
CPP001	145228.6949	242230.4457	3.2900
ApoioCPP001	145237.9847	242266.2254	3.2800
CPP 002	145350.2515	242803.3619	4.1200
CPP 003	145914.8334	243423.3678	3.2100
ApoioCPP003	145897.3094	243404.2921	3.4600

FONTE: A autora (2023)

As mesmas fórmulas e procedimentos utilizados para realizar o transporte das coordenadas UTM foram aplicados para realizar o transporte com coordenadas no PTL, e o resultado é apresentado na TABELA 4.9.

TABELA 4.9 – TRANSPORTE DE COORDENADAS PTL.

ESTAÇÃO	VANTE	DH	ÂNGULO HORÁRIO (°)	AZIMUTE	Δx	Δy	COORDENADAS	
							X (m)	Y (m)
E1	E2	25.9242		222.572368	-17.538263	-19.091189	145897.3094	243404.2921
E2	E3	238.951	168.93207	211.504438	-124.86733	-203.72954	145772.4421	243200.5626
E3	E4	167.052	178.34563	209.850068	-83.147138	-144.889352	145689.2949	243055.6732
E4	E5	161.185	179.69046	209.540528	-79.470504	-140.232105	145609.8244	242915.4411
E5	E6	185.227	179.79634	209.336868	-90.750764	-161.472413	145519.0737	242753.9687
E6	E7	144.372	176.57421	205.911078	-63.087057	-129.858760	145455.9866	242624.1100
E7	E8	147.333	186.92432	212.835398	-79.887992	-123.793867	145376.0986	242500.3161
E8	E9	138.491	175.19711	208.032508	-65.086954	-122.243386	145311.0117	242378.0727
E9	E10	133.561	185.04669	213.079198	-72.897297	-111.913023	145238.1144	242266.1597
E10		36.966	161.46182	194.541018	-9.281166	-35.781910	145228.8332	242230.3778

FONTE: A autora (2023)

Ao comparar as coordenadas PTL obtidas por meio da rotina de cálculo a partir de suas coordenadas geográficas, processadas após 3 horas de rastreamento, com as coordenadas determinadas pelo transporte, constatou-se um erro linear de 15 cm para a coordenada do último ponto (CPP001). Essa diferença evidencia que o erro linear das coordenadas PTL é significativamente menor em comparação com o erro linear das coordenadas UTM, o que respalda a recomendação de utilização das coordenadas PTL estabelecida pela NBR 13133 e NBR 14166.

Uma possível explicação para a ocorrência deste erro linear identificado entre as coordenadas PTL reside na existência de um erro intrínseco no cálculo do azimute inicial, derivado das distâncias entre os pontos de partida. De acordo com NBR 13133, a principal fonte de erros na medição angular está relacionada à centragem e à posição do ponto a ser visado. Quanto mais curtos forem os lados da poligonal, maior será o erro resultante.

TABELA 4.10 – ERRO LINEAR ENTRE COORDENADAS PTL DA ROTINA E TRANSPORTADA

COMPARAÇÃO DE ERROS LINEARES (m)	
Ponto	PTL (ROTINA) X PTL TRANSPORTADO
CPP001	0.1541
ApoioCPP001	0.1454

FONTE: A autora (2023)

4.5 ANÁLISE DAS ALTITUDES

Na TABELA 4.11 estão dispostos os valores das altitudes para os pontos CPP001 e CPP003 obtidos por meio do processamento dos dados rastreados durante 3 horas utilizando o PPP, as bases do RBMC e o RTK. Além disso, são apresentados os valores das altitudes, desses mesmos pontos, calculadas através do nivelamento de primeira ordem realizado por Jaqueline Prunzel na sua dissertação de mestrado.

TABELA 4.11 – COMPARAÇÃO ENTRE OS VALORES DE ALTITUDES ENCONTRADO POR GNSS E O NIVELAMENTO DE PRIMEIRA ORDEM

COMPARAÇÃO DA ALTITUDE (m)				
PONTO	RBMC	PPP	RTK	NIVELAMENTO DE 1ª ORDEM
CPP001	3.2849	3.31	3.4507	3.5374
CPP003	3.4643	3.49	3.5653	3.6721
Δh	-0.1794	-0.18	-0.1146	-0.1347
Máxima diferença				-0.0453

FONTE: A autora (2023)

Com o auxílio da tabela anterior foi possível identificar que a diferença máxima entre os desníveis encontrados nos levantamentos com GNSS (RBMC, PPP e RTK) e o nivelamento de primeira ordem foi de 45mm.

Analisando as diferenças de nível (Δh) obtidas por diferentes métodos verifica-se que o melhor resultado, em comparação com o nivelamento de primeira ordem, foi alcançado pelo método RTK, com uma diferença de desnível na ordem de 20mm.

5 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

Este trabalho contempla: o levantamento de um trecho localizado na Av. Dep. Anibal Khury, em Pontal do Paraná, utilizando diferentes métodos de levantamento com GNSS, sendo eles absoluto estático, relativo estático e RTK; o levantamento deste mesmo trecho utilizando uma estação robótica (Leica TS12); o processamento desses dados por meio do PPP e do software LGO, fornecido pelo Laboratório de Topografia e Geodésia do Campus de Pontal do Paraná - PR, que utilizou as bases da RMBC; o transporte das coordenadas em UTM e PTL; a conversão das coordenadas UTM em coordenadas no PTL através de uma rotina de cálculo; e, por fim, a análise dos erros lineares entre pontos de controle quando se utiliza diferentes métodos de levantamento e processamento de dados GNSS, bem como a implicação do uso de coordenadas UTM e PTL no transporte de coordenadas por topografia.

Com base nos resultados obtidos neste estudo, é possível perceber a relevância do conhecimento e compreensão das implicações dos diferentes métodos de levantamento com GNSS, bem como a aplicação das coordenadas UTM e coordenadas PTL na locação de obras de engenharia. Além disso, observou-se a presença significativa de distorção nas coordenadas UTM, exigindo correções no fator de escala e convergência meridiana para reduzir tais erros. Outra conclusão evidenciada é que o Plano Topográfico Local se apresenta como uma alternativa precisa e confiável em comparação com as coordenadas UTM, ao ser utilizado na locação de obras de engenharia.

No caso da planimetria, observou-se que os resultados entre o levantamento com RTK e o levantamento com dados pós processados obtiveram valores próximos e dentro da escala centimétrica, sendo o maior valor igual a 8 cm. Isso indica que ambas as metodologias podem ser utilizadas para implantação de pontos de controle, bem como para levantamentos em geral.

Quanto ao transporte de coordenada, foram utilizados os mesmos dados no transporte das coordenadas em UTM e das coordenadas no PTL. Esses dados foram levantados com estação robótica calibrada. Os resultados mostraram que o erro do transporte de coordenadas UTM sem correções foi de 60 cm enquanto no PTL foi de

15 cm. Verifica-se, portanto, que, neste caso, o PTL é mais indicado para locação de obras.

As diferenças encontradas entre as coordenadas calculadas e as coordenadas transportadas no PTL podem ter origem no erro inerente ao GNSS e no azimute de partida. Conforme mencionado na NBR 13133, o posicionamento do ponto a ser visado é uma das maiores fontes de erros na medição angular. Quanto mais curtos forem os lados da poligonal, maiores serão os erros.

Na análise das altitudes, verificou-se que a diferença entre o nivelamento de primeira ordem e os diferentes métodos de levantamento por GNSS apresentou um erro máximo de 4,5 cm. A NBR 13133 determina as tolerâncias de erro altimétrico em função do tipo de nivelamento (trigonométrico, geométrico e taqueométrico), finalidade e classe do instrumento. No entanto, como exemplo prático, temos as diretrizes básicas para elaboração de estudos e projetos rodoviários do DNIT, que estabelece uma tolerância de 2 cm por quilômetro para os serviços de nivelamento do eixo de locação de rodovias. Vale ressaltar que o DNIT determina que o nivelamento do eixo das rodovias deve ser realizado com nível óptico.

Por fim, sugere-se, para trabalhos futuros, realizar as devidas correções do fator de escala, altitude e convergência meridiana no transporte das coordenadas UTM, além de executar o ajuste da poligonal para aprimorar a precisão das coordenadas obtidas. A partir destas correções nas coordenadas UTM é recomendado realizar uma comparação com as coordenadas locais para uma avaliação do uso e cuidados ao se utilizar coordenadas UTM em aplicações práticas nas obras de engenharia.

REFERÊNCIAS

ABNT- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 13133**: Execução de levantamento topográfico - Procedimento. Rio de Janeiro, maio. 1994. Citado nas pp. 26-28, 34, 38-40.

ABNT- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 13133**: Execução de levantamento topográfico - Procedimento. Rio de Janeiro, ago. 2021. Citado nas pp. 26-28, 34, 38-40.

ABNT- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14166**: Rede de Referência Cadastral Municipal - Procedimento. Rio de Janeiro, jan. 2022. Citado nas pp. 12-17.

ABNT- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14166**: Rede de Referência Cadastral Municipal - Procedimento. Rio de Janeiro, ago. 1998. Citado nas pp. 12-17.

DEMARQUI JUNIOR, H. **Determinação da rede de referência cadastral no município de Pontal do Paraná – PR**. Revista Brasileira de Geomática, Curitiba, v. 9, n. 2, 2021. 2317-4285. DOI: <https://doi.org/10.3895/rbgeo.v9n2.13069>. Citado nas pp. 22, 30, 31.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRA-ESTRUTURA DE TRANSPORTES. **DNIT IS204/205**. Diretrizes Básicas para Elaboração de Estudos e Projetos Rodoviários – Escopos Básicos/Instruções de Serviço – 3. ed. Rio de Janeiro, 2006. 484p. Citado na p. 36.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRA-ESTRUTURA DE TRANSPORTES. **DNIT IS238**. Diretrizes Básicas para Elaboração de Estudos e Projetos Rodoviários – Escopos Básicos/Instruções de Serviço – 3. ed. Rio de Janeiro, 2006. 484p. Citado na p. 41.

FRANÇA, Rovane Marcos de. **USO DE SISTEMAS DE PROJEÇÃO TRANSVERSA DE MERCATOR EM OBRAS DE ENGENHARIA**. 2015. 119 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Centro de Ciências Tecnológicas - Ctc, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2015.

INTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTÁTICA. **Especificações e Normas Para Levantamentos Geodésicos Associados Ao Sistema Geodésico Brasileiro**. Rio de Janeiro, 2017. Citado nas pp. 20-23.

IBGE. Atlas escolar. Brasília: IBGE, 2023. Disponível em: <https://atlasescolar.ibge.gov.br/conceitos-gerais/o-que-e-cartografia/sistema-global-de-navegac-a-o-por-satelitess>. Acesso em 11 de junho de 2023. Citado na p. 14.

LEICA. **Leica Geosystems**. [S.n], 2023. Disponível em <https://leica-geosystems.com/pt-br>. Citado na p.22.

MCCORMAC, Jack; SARASUA, Wayne; DAVIS, William. **Topografia, 6ª edição**. Grupo GEN, 2016. E-book. 9788521630807. Citado nas pp. 10, 11.

MORAIS JÚNIOR, Jefferson Teixeira do Brasil. **ESTUDO DE COMPARAÇÃO DOS MÉTODOS DE TRANSFORMAÇÃO DE COORDENADAS GEODÉSICAS PARA COORDENADAS TOPOCÊNTRICAS PARA FINS DE IMPLANTAÇÃO DE OBRAS NA ENGENHARIA CIVIL**. 2019. 172 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Transportes, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2019.

MONICO, J. F. G. **Posicionamento pelo GNSS: descrição fundamentos e aplicações**. São Paulo: Editora Unesp, 2008. Citado nas pp. 11, 14-16.

MUSEU DE ASTRONOMIA E CIÊNCIAS AFINS (MAST). **Bússola**, 2010. Disponível em: http://www.mast.br/multimedia_instrumentos/teodolito_atualidade. Citado na p.11.

PRUNZEL, Jaqueline. **Contribuições para a Implantação de Rede Vertical de Referência no Litoral do Paraná, Baseada em Números Geopotenciais**. 2022. 69 f. Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós Graduação em Ciências Geodésicas, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2022. Citado nas pp. 32, 38.

SAMPAIO, T. V. M.; BRANDALIZE, M. C. B. **Cartografia geral, digital e temática – Volume I**. Curitiba: Universidade Federal do Paraná, Programa de Pós-Graduação em Ciências Geodésicas, 2018. Citado nas pp. 15, 16.

Serviço online para pós-processamento de dados GNSS – IBGE-PPP. [S.n],2023. Disponível em <https://www.ibge.gov.br>. Citado nas pp. 15, 21, 22.

SILVA, Daniel Carneiro da; FREDERICO, Lilian Nina Silva; COSTA, Glauber Carvalho. **Cálculo aproximado de fator de escala UTM para o uso direto em estações totais**. Revista Brasileira de Geomática, Pato Branco - Pr, v. 4, n. 1, p. 59-67, jan. 2016. Citado na p. 37.

SILVA, I. da; SEGANTINE, P. C. L. **Topografia para engenharia – teoria e prática de geomática**. Rio de Janeiro: Elsevier, 2015. Citado nas pp. 11, 12, 16-19.

UFRGS. **LAGEO - Laboratório de pesquisa em Geodésia**. Porto Alegre: UFRGS, 2006. Disponível em: <https://www.ufrgs.br/lageo/>. Acesso em: 11 jun. 2023. Citado na p 14.

VEIGA, L. A. K.; ZANETTI, M. A. Z.; FAGGION, P. L. **Fundamentos de Topografia**. Engenharia Cartográfica e de Agrimensura Universidade Federal do Paraná. UFPR. 2012. Citado nas pp. 19, 26.

ANEXOS

ANEXO I – CERTIFICADO DE CALIBRAÇÃO DA ESTAÇÃO ROBÓTICA LEICA VIVA TS12

Leica Geosystems Certificado de Calibração **Bronze**

Certificado de Calibração BRONZE com valores de medição emitido pelo Centro de Serviços Autorizado.

N.º Artigo:	787279	Data de inspeção:	6 De Fevereiro, 2023
N.º Série:	875413	Ordem de Serviço:	12628
N.º Equipamento:	6054448	Ordem de compra:	12628
Emitido por:	Centro de Serviços Autorizado Leica Geosystems do Brasil Rua Francisco Torres, 223 Curitiba - PR	Solicitado por:	Universidade Federal do Paraná Rua 15 de Novembro, 1299 Curitiba - PR
Estado:	Depois da Inspeção	Cliente:	Universidade Federal do Paraná Rua 15 de Novembro, 1299 Curitiba - PR

Conformidade

Certificado de Calibração BRONZE com valores de medição emitido pelo Centro de Serviços Autorizado, corresponde ao Certificado de Inspeção do Fabricante de acordo com a norma DIN 55 350 - 18-4.2.

Certificado

Pelo presente certificamos que este equipamento foi testado de acordo com os procedimentos de Serviço da Leica Geosystems, tendo obtido o seguinte resultado:

Conformidade	Os resultados dos testes estão de acordo com as especificações do produto.
Não Conformidade	Os resultados dos testes não estão de acordo com as especificações do produto.

O equipamento usado nos testes está de acordo com padrões nacionais e internacionais, ou com procedimentos reconhecidos. Este processo está previsto e descrito no nosso Sistema de Gestão de Qualidade, auditado segundo a norma ISO 9001.

Leica Geosystems do Brasil

6 De Fevereiro, 2023


Pedro Silva
Gerente de Serviços


Hugo Radaskievicz
Técnico de Serviços

N.º Certificado 875413-02062023
N.º Artigo 5003373
Não é permitida a reprodução parcial do presente Certificado sem a aprovação formal da entidade emitente.

Leica Geosystems do Brasil
Rua Francisco Torres, 223
Curitiba - PR
+55 41 3019 7000

Página 1/2

www.leica-geosystems.com

Resultados dos testes**a) Distância medida (prisma)**

Dist. de Referência:	12.0375 m
Dist. Medida (média de 5 medições de dist./desvio padrão 0.09 mm):	12.0375 m
Diferença:	0.04 mm
Temperatura:	23.8°C

b) Distância medida (sem prisma)

Dist. de Referência:	12.0113 m
Dist. Medida (média de 5 medições de dist./desvio padrão 0.07 mm):	12.0122 m
Diferença:	0.92 mm
Temperatura:	23.8°C

c) Medição Angular

Ângulo Hz: Desvio padrão do ângulo horizontal entre 2 alvos, observados nas duas faces, calculado a partir de 2 séries de 3 conjuntos de observações, cada um:	0.85"
Ângulo V: Desvio padrão do ângulo vertical entre 2 pontos-alvo, observado nas duas faces, calculado a partir de 2 séries de 3 conjuntos de observações, cada um:	0.51"

Equipamentos de teste**Medição de distância**

Trena Disto S910

N.º Série: 5172220472

Medição Angular

Teodolito DKM2-A

N.º Série: 382677

ComentáriosPara certificados padrão/rastreabilidade, enviar email p/ cs.br.geo@leica-geosystems.com informando o N.º do Certificado