

CENTRO FEDERAL DE EDUCAÇÃO TECNOLÓGICA DE MINAS GERAIS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE TRANSPORTES
ENGENHARIA DE TRANSPORTES

WARLEY SILVA DE OLIVEIRA

**COMPARATIVO ENTRE OS LEVANTAMENTOS TOPOGRÁFICOS PARA
ELABORAÇÃO DE PROJETOS VIÁRIOS UTILIZANDO GNSS RTK E
AERONAVES REMOTAMENTE PILOTADAS COM 3D APRIMORADO**

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

BELO HORIZONTE

2019

WARLEY SILVA DE OLIVEIRA

**COMPARATIVO ENTRE OS LEVANTAMENTOS TOPOGRÁFICOS PARA
ELABORAÇÃO DE PROJETOS VIÁRIOS UTILIZANDO GNSS RTK E
AERONAVES REMOTAMENTE PILOTADAS COM 3D APRIMORADO**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado no
Curso de Graduação em Engenharia de Transportes
do Centro Federal de Educação Tecnológica de
Minas Gerais como requisito parcial para a
obtenção do título de Engenheiro de Transportes.
Orientador: Prof.^o MSc. André Henrique Teixeira
Co-orientador: Prof.^o Dr. Marcelo Tuler de
Oliveira

BELO HORIZONTE

2019

CENTRO FEDERAL DE EDUCAÇÃO TECNOLÓGICA DE MINAS GERAIS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE TRANSPORTES
ENGENHARIA DE TRANSPORTES

ATA DE QUALIFICAÇÃO

**COMPARATIVO ENTRE OS LEVANTAMENTOS TOPOGRÁFICOS PARA
ELABORAÇÃO DE PROJETOS VIÁRIOS UTILIZANDO GNSS RTK E
AERONAVES REMOTAMENTE PILOTADAS COM 3D APRIMORADO**

WARLEY SILVA DE OLIVEIRA

Projeto do Trabalho de Conclusão de Curso submetido à Comissão Examinadora designada pelo Colegiado do Curso de Graduação em Engenharia de Transportes, como requisito parcial para aprovação na disciplina de TCC II do Curso de Bacharelado em Engenharia de Transportes.

Aprovado em: ____/____/2019

APROVAÇÃO DO PROJETO

Profº. MSc. André Henrique Campos Teixeira
Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais

Profº. Dr. Marcelo Tuler de Oliveira
Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais

Profº. MSc. Mário de Souza Silva
Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais

DEDICATÓRIA

Dedico este trabalho primeiramente a Deus, por ser essencial em minha vida, autor do meu destino, e meu guia, ao meu falecido pai, Durval Ribeiro de Oliveira, que sempre foi uma referência de caráter e dedicação, a minha mãe Sandra Brito Silva de Oliveira, e a minha irmã Angélica Silva de Oliveira, que me apoiaram e proporcionaram a realização deste sonho. Sem dúvida, dedico este trabalho também a todo o corpo docente do curso de Engenharia de Transportes que mais do que repassar conteúdos, ajudaram na minha formação de maneira enriquecedora, sempre permeando suas atitudes com ética e profissionalismo. Vocês são exemplos que eu quero levar para a minha vida pessoal e profissional.

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus, que me proporcionou toda força, ânimo e coragem para alcançar meus sonhos e objetivos.

Ao Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais, pelo ensino público, gratuito e de qualidade, a qual tive acesso através do financiamento dado pela sociedade brasileira.

À minha mãe Sandra Brito Silva de Oliveira que nunca mediu esforços para que eu pudesse ter uma educação de qualidade.

À minha irmã Angélica Silva de Oliveira que me ajudou nos momentos mais difíceis e me apoiou nos meus estudos.

Aos Professores Ms. André Teixeira e Dr. Marcelo Tuler pelas instruções e pelos ensinamentos fundamentais para a execução deste trabalho.

Aos amigos de classe Arthur Andrade, Andressa Vitória, Bruna Castro, Camila Teodora, Carolina Moreira João Vitor, Pedro Linhares, Ricardo Santana, Rodrigo Cunha, Tatiane Cordeiro, Vitor Rangel e Mirian Greiner pelo apoio e companheirismo ao longo dessa graduação.

A todos professores do Departamento de Engenharia de Transportes por serem mais que excelentes professores, meus exemplos de profissionais.

“Que todos os nossos esforços estejam sempre focados no desafio à impossibilidade. Todas as grandes conquistas humanas vieram daquilo que parecia impossível.”

Charles Chaplin (1997)

RESUMO

OLIVEIRA, W. O. **Comparativo entre os levantamentos topográficos para elaboração de projetos viários utilizando método convencional e Aeronaves Remotamente Pilotadas com 3D aprimorado**. 2019. 60 fl. Trabalho de Conclusão de Curso de Bacharel em Engenharia de Transportes. Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais.

As tecnologias para obtenção de dados topográficos continuam em constante evolução. Constantemente surgem no mercado equipamentos mais completos e precisos para levantamentos cadastrais, mas é necessário avaliar se estes equipamentos atendem as exigências mínimas. Baseado nessa necessidade, o presente trabalho tem por objetivo elaborar um comparativo, através de dados oriundos do levantamento de uma interseção viária, com o GNSS Geodésico e uma Aeronave Remotamente Pilotada (RAP) com 3D aprimorado, para plantas cadastrais utilizadas para elaboração de projetos viários. Os resultados comparados levaram em conta a confiabilidade, precisão dos dados, e o tempo do levantamento e processamento dos dados, além de estabelecer a quantidade mínima de pontos de apoio necessários para atender a precisão para aerolevantamentos de voos com 3D aprimorado. Conseguiu-se chegar a uma estabilidade planialtimétrica com 4 pontos de apoio para uma área de 1000 m², para um levantamento feito com imagens de 65° de inclinação (3D aprimorado). Verificou-se que o tempo de levantamento de campo com VANTS se mostraram bem eficientes na área de cadastrado, sendo realizado em um curto tempo em relação ao GNSS RTK. Entretanto, verificou-se que o tempo de processamento de dados do levantamento aéreo, apresentou ser o maior consumidor de tempo de trabalho. Por fim, realizou-se o comparativo de feições lineares geradas nos dois levantamentos, pelo método das áreas, que apresentou valor máximo de discrepância de 0,11m e o RMS (*root mean square*) de 0,17m, resultando em uma acurácia de classe A segundo o Decreto-lei 89.817 / ET-ADGV para o desenvolvimento de plantas cadastrais.

Palavras-chave: Topografia, aerolevantamento, GNSS.

ABSTRACT

OLIVEIRA, W. O. **Comparison between topographic surveys for road design using conventional method and improved 3d with remotely piloted aircraft.** 2019. 60 fl. Undergraduate thesis in Bachelor of Transport Engineering. Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais.

Technologies for obtaining topographic data continue to evolve. Constantly appearing on the market more complete and accurate equipment for cadastral surveys, but it is necessary to assess whether this equipment meet the minimum requirements. Based on this need, the present work aims to make a comparison, using data from the survey of a road intersection, with the Geodetic GNSS and an improved 3D remotely piloted aircraft (RPA), for cadastral plans used for the elaboration of road projects. The results compared considered reliability, data accuracy, data collection and processing time, and established the minimum amount of support points required to meet the accuracy for 3D-enhanced flight lift. Planialtimetric stability with 4 bearing points over an area of 1000 m² has been achieved for a 65 ° tilt (3D enhanced) image survey. It was found that the time of field survey with VANTS proved to be very efficient in the registered area, being performed in a short time compared to GNSS RTK. However, it was found that the data processing time of the aerial survey showed to be the largest consumer of working time. Finally, a comparison of linear features generated in both surveys was performed by the area method, which presented a maximum discrepancy value of 0.11m and the root mean square (RMS) of 0.17m, resulting in a class accuracy. The second is Decree-Law 89.817 / ET-ADGV for the development of cadastral plants.

Keywords: Topography, aerial survey, GNSS.

LISTA DE GRÁFICOS

GRÁFICO 1 - ERRO MÉDIO AMOSTRAL EM $E(M)$	51
GRÁFICO 2 - ERRO MÉDIO AMOSTRAL EM $N(M)$	52
GRÁFICO 3 - ERRO MÉDIO AMOSTRAL EM $ALT.(M)$	52
GRÁFICO 4 - DISCREPÂNCIAS POR FEIÇÕES	55

LISTA DE TABELAS

TABELA 1 - CLASSES DE ESTAÇÕES TOTAIS E PRECISÃO.....	18
TABELA 2 - CLASSIFICAÇÃO RPA	21
TABELA 3 - TOLERÂNCIA PARA AVALIAÇÃO DE ACURÁCIA POSICIONAL	25
TABELA 4 - PRECISÕES GSD	32
TABELA 5 - PARÂMETROS BÁSICOS DO VOO	34
TABELA 6 - COORDENADAS PONTOS DE APOIO - DATUM SIRGAS 2000 FUSO 23 SUL	37
TABELA 7 - TEMPO PROCESSAMENTO FOTOGRAMÉTRICO POR ETAPAS E NÚMERO DE PONTOS DE APOIO	43
TABELA 8 - COMPARAÇÃO PONTOS DE APOIO GNSS COM PONTOS ORTOFOTO (0 PA).....	44
TABELA 9 - COMPARAÇÃO PONTOS DE APOIO GNSS COM PONTOS ORTOFOTO (2 PA).....	44
TABELA 10 - COMPARAÇÃO PONTOS DE APOIO GNSS COM PONTOS ORTOFOTO (4 PA).....	45
TABELA 11 - COMPARAÇÃO PONTOS DE APOIO GNSS COM PONTOS ORTOFOTO (6 PA).....	45
TABELA 12 - COMPARAÇÃO PONTOS DE APOIO GNSS COM PONTOS ORTOFO (8 PA)	46
TABELA 13 - COMPARAÇÃO PONTOS DE APOIO GNSS COM PONTOS ORTOFO (10 PA).....	46
TABELA 14 - COMPARAÇÃO DE PONTOS DE APOIO GNSS COM PONTOS ORTOFOTO (12 PA)....	47
TABELA 15 - ERRO MÉDIO E DESVIOS PADRÕES NAS COORDENADAS POR QUANTIDADE DE PA	51
TABELA 16 - TEMPOS DE LEVANTAMENTO EM CAMPO RAP x GNSS RTK.....	53
TABELA 17 - TEMPOS DE PROCESSAMENTO FOTOGRAMETRIA x GNSS RTK.....	53
TABELA 18 - CLASSIFICAÇÃO DE ACORDO COM DECRETO-LEI Nº89.817\ET-ADGV PARA ESCALA 1:1000	56

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1 - ESTAÇÃO TOTAL	17
FIGURA 2 - RTK CONVENCIONAL.....	19
FIGURA 3 - CLASSIFICAÇÃO FOTOGRAFIA CONFORME INCLINAÇÃO DO EIXO ÓPTICO	22
FIGURA 4 - ORIENTAÇÃO INTERIOR - RECONSTRUÇÃO GEOMÉTRICA FEIXE PERSPECTIVO	23
FIGURA 5 - ORIENTAÇÃO EXTERIOR - ÂNGULO DE ROTAÇÃO	24
FIGURA 6 - ÁREA DE ESTUDO	27
FIGURA 7 - MAPA ZONEAMENTO DO MUNICÍPIO DE BELO HORIZONTE	28
FIGURA 8 - MAPA ZONEAMENTO E HIERARQUIZAÇÃO VIÁRIA	29
FIGURA 9 - DRONE DJI PHANTOM 4 PRO	30
FIGURA 10 - ESTAÇÃO BASE E ROVER.....	31
FIGURA 11 - PLANO DE VOO DRONEDEPLOY	34
FIGURA 12 - SUBÁREA E PONTOS DE APOIO.....	36
FIGURA 13 - PONTOS LEVANTADOS PARA CADASTRAMENTO DE BORDOS PELO GNSS RTK.....	38
FIGURA 14 - BORDOS VETORIZADOS DO LEVANTAMENTO GNSS RTK	39
FIGURA 15 - ALINHAMENTO DE FOTOS	40
FIGURA 16 - NUVEM DENSIFICADA	41
FIGURA 17 - DEM	41
FIGURA 18 - ORTOFO GERADA	42
FIGURA 19 - MODELO ONDULAÇÃO GEOIDAL	48
FIGURA 20 - MÉTODO COMPARAÇÃO DE FEIÇÕES POR ÁREAS	49
FIGURA 21 - FEIÇÕES SOBREPOSTAS RETIRADAS DO GNSS E ORTOFO	54
FIGURA 22 - FEIÇÕES UTILIZADAS PARA O MÉTODO DE ÉPSILON.....	55

LISTA DE SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ANATEL	Agência Nacional de Telecomunicações
ANAC	Agência Nacional de Aviação Civil
ASP	American Society of Photogrammetry
CAVE	Certificado do Voo Experimental
CEFET-MG	Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais
CNT	Confederação Nacional do Transporte
DECEA	Departamento de Controle do Espaço Aéreo
DEM	Modelo Digital de Elevação
DNIT	Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes
EP	Erro-Padrão
ESA	European Space Agency
GNSS	Global Navigation Satellite System
GPS	Global Positioning System
GSD	Ground Sample Distance
IBGE	Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
INCRA	Instituto Nacional de Colonização e Reforma Agrária
INDE	Infraestrutura Nacional de Dados Espaciais
ITRF	International Terrestrial Reference Frame
MDS	Modelo Digital de Superfície
MDT	Modelo Digital de Terreno
NRCan	Geodetic Survey Division of Natural Resources of Canada
PBH	Prefeitura de Belo Horizonte
PEC	Padrão de Exatidão Cartográfica
RAP	Aeronaves Remotamente Pilotadas
RMS	Root Mean Square
RTK	Real Time Kinematic
VANT	Veículo Aéreo Não Tripulado
ZAP	Zona de Adensamento Preferencial

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	14
1.1 CONTEXTUALIZAÇÃO	14
1.2 JUSTIFICATIVA.....	14
1.3 OBJETIVOS.....	15
1.3.1 Objetivo Geral.....	15
1.3.2 Objetivos Específicos.....	15
2. REFERÊNCIAL TEÓRICO	17
2.1 LEVANTAMENTOS TOPOGRÁFICOS CONVENCIONAIS	17
2.1.1 Estação Total.....	17
2.1.2 Receptor Global Navigation Satellite System (GNSS) com RTK	18
2.2 AEROLEVANTAMENTO.....	20
2.2.1 Aerolevantamento utilizando RPA's.....	20
2.2.2 Fotogrametria.....	21
2.2.3 Geometria da Fotografia.....	22
2.3 ACURÁCIA POSICIONAL	24
2.3.1 Método de Avaliação da acurácia posicional para feições lineares.....	25
3. METODOLOGIA.....	27
3.1 ÁREA DE ESTUDO	27
3.2 MATERIAIS	29
3.2.1 Aerolevantamento e Processamento fotogramétrico.....	29
3.2.2 Levantamento Geodésico.....	30
3.3 MÉTODOS	31
3.3.1 Levantamento com Aeronaves Remotamente Pilotadas.....	31
Precisão.....	31
Levantamento Planialtimétricos Aerofotogramétrico para Projetos Viários.....	32
Planejamento do Voo	33
Voo com 3D Aprimorado	34
Pontos de Apoio	35
3.3.2 Levantamento com GNSS RTK.....	37
3.3.3 Processamento Fotogramétrico	39
3.3.4 Processamento dados Levantamento Geodésico.....	47
Referencial Altimétrico	48
Modelo de Ondulação Geoidal	48
3.3.5 O Modelo da banda Épsilon ou Método das Áreas para acurácia posicional das feições lineares	49
4. RESULTADOS E DISCUSSÕES	51
4.1 COMPARATIVO PONTOS DE APOIO DO GNSS E PONTOS DA ORTOFOTO	51
4.2 TEMPO DE LEVANTAMENTO E PROCESSAMENTO DOS DADOS	52
4.3 O MODELO DA BANDA ÉPSILON OU MÉTODO DAS ÁREAS PARA ACURÁCIA POSICIONAL DAS FEIÇÕES LINEARES	54
5. CONCLUSÕES.....	57
6. BIBLIOGRAFIA	59

1. INTRODUÇÃO

1.1 Contextualização

A velocidade das transformações e do crescimento urbano coloca em evidência a necessidade de constante atualização e busca de novas tecnologias e metodologias, que nos auxiliem no ganho de qualidade e rapidez na execução dos projetos de engenharia. O levantamento topográfico é um fator primordial para a realização de projetos em toda a engenharia, principalmente para projetos viários. Em virtude da necessidade de levantamentos mais rápidos e precisos, novas tecnologias se apresentam cada vez mais eficientes no mercado.

Desse modo, pode-se afirmar que na maioria dos casos, quanto mais tecnológico e preciso é o equipamento, maior será o seu valor agregado. Como o mercado busca, constantemente, um equilíbrio entre qualidade na execução de serviços topográficos (precisão) e o custo para a realização, é de extrema importância conseguir fazer a escolha correta do equipamento, de modo que o valor investido seja coerente com o resultado esperado.

Nos últimos anos, os levantamentos com Veículos Aéreos Não Tripulados (VANT), ou como também são conhecidas, as Aeronave Remotamente Pilotada (RPA), aumentou significativamente. Essas tecnologias como essas surgem como possíveis soluções de engenharia no mercado.

Segundo ALMEIDA et al., (2016), mesmo com a enorme oferta de modelos de VANT's no mercado, alguns não são tão bem adaptados para fins de mapeamentos, seja pela dificuldade de garantir as sobreposições longitudinais e laterais, ocasionadas pela instabilidade da plataforma aérea, seja pela falta de exatidão na determinação dos parâmetros de posição e orientação das imagens fornecidos pelo receptor GNSS (Global Navigation Satellite System) e sensores inerciais de bordo. Já as dificuldades legais referem-se à dificuldade relativa à regulamentação de uso, procedimentos de segurança de voo e autorizações para a realização dos mapeamentos, principalmente em áreas urbanas, seja no âmbito federal ou internacional.

1.2 Justificativa

Desde a antiguidade o homem busca maneiras de aperfeiçoar processos do cotidiano com técnicas e métodos, como na criação de ferramentas e instrumentos de trabalho. Atualmente, a busca por melhoria de técnicas já alcançou o nível tecnológico, possibilitando até processos autônomos, que seriam antigamente braçais. E é nesse passo que encontramos hoje a engenharia, já que a adaptação à tecnologia se torna hoje fator predominante no mercado.

Métodos de levantamentos consagrados como a estação total e GNSS geodésico são importantes para a Engenharia em levantamentos topográficos, mas levantamentos com tecnologias mais avançadas estão ganhando o mercado, como os Laser Scanners e os Aerolevantamentos. Entretanto, são equipamentos que necessitam de treinamentos específicos e pessoal capacitado. Além disso, alguns equipamentos ainda necessitam de equipamentos como o GNSS Geodésico ou Estação Total, para dar um apoio ou complemento ao levantamento, garantindo a confiabilidade dos dados. No mercado a principal busca para levantamentos cadastrais tem-se pautado em um equilíbrio entre menor custos, menor tempo e maior acurácia dos dados nos levantamentos.

Este trabalho apresenta um comparativo entre dois tipos de levantamentos topográficos, um pelo GNSS Geodésico e outro pelo Aerolevantamento, de modo a realizar um mapeamento de uma interseção viária, avaliando alguns fatores como precisão e tempo, a fim de se obter o melhor método aplicado ao estudo de uma interseção viária tipo.

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo Geral

Elaborar um comparativo, através de dados oriundos do levantamento de uma interseção viária, com o GNSS Geodésico e uma Aeronave Remotamente Pilotada (RPA), como métodos de obtenção de dados espaciais para a elaboração de plantas cadastrais.

1.3.2 Objetivos Específicos

- Realizar uma revisão bibliográfica dos diferentes métodos de levantamentos topográficos.
- Definir uma área de estudo de modo que possibilite o levantamento dos dois métodos (aéreo e terrestre).

- Comparar os resultados obtidos com cada um dos dois levantamentos topográficos, levando em conta: a confiabilidade, precisão dos dados, e o tempo do levantamento e processamento dos dados.
- Estabelecer diretrizes que possam orientar na escolha do método para cadastro de interseções viárias.
- Avaliar a quantidade de pontos de apoio necessários por hectare para aerolevantamentos de voos utilizando o método de 3D aprimorado.

2. REFERÊNCIAL TEÓRICO

2.1 Levantamentos Topográficos Convencionais

O Levantamento topográfico consiste na aplicação de métodos e processos que, através de medição de distâncias e ângulos (horizontais e verticais), posições relativas, pontos notáveis, e na utilização de material e instrumento adequado, insere-se e materializa-se pontos de apoio no terreno determinando suas coordenadas topográficas (ABNT, 1994). Estes pontos se relacionam de modo a ser base para o cálculo de representação do terreno tanto do ponto de vista planimétrico, quanto altimétrico, gerando a planta topográfica (DOS SANTOS, 2013).

2.1.1 Estação Total

A Estação Total é um aparelho eletrônico utilizado na medida de ângulos e distâncias. É composto por um tripé para ser posicionado no campo, um prisma (refletor de sinais) e um bastão para ser posicionado no ponto a ser medido (GRANDO; ET. AL, 2014). A Estação Total Eletrônica (Figura 1) é uma evolução do teodolito eletrônico, já que além de fornecer ângulos horizontais e verticais automaticamente, também lê a distância horizontal e vertical do ponto de visada e apresenta os resultados em um visor de cristal líquido (BORGES, 1997).

Figura 1 - Estação Total



Fonte: Autor (2018).

Segundo a NBR 13133, 1992, as estações totais são classificadas segundo os desvios-padrão que as caracterizam. Segue a tabela abaixo:

Tabela 1 - Classes de estações totais e precisão

Classe de estações totais	Desvio-padrão Precisão angular	Desvio-padrão Precisão linear
Precisão baixa	$\leq \pm 30''$	$\pm (5\text{mm} + 10 \text{ ppm} \times D)$
Precisão média	$\leq \pm 07''$	$\pm (5\text{mm} + 5 \text{ ppm} \times D)$
Precisão alta	$\leq \pm 02''$	$\pm (3\text{mm} + 3 \text{ ppm} \times D)$

Fonte: NBR 13133 (1992).

2.1.2 Receptor Global Navigation Satellite System (GNSS) com RTK

O Real Time Kinematic (RTK) ou Posicionamento Cinemático em Tempo Real, é a metodologia já existente de tecnologia de navegação por satélite, unida com um modem de rádio ou telefone GSM para correções instantâneas para estações móveis, levado a precisão obtida ao nível centimétrico.

Segundo BUSNELLO & CONTE (2015), a técnica de posicionamento GNSS RTK é baseada na solução da portadora dos sinais transmitidos pelos sistemas globais de navegação por satélites. Por mais que o sistema GNSS envolva diversos posicionamentos por satélites, os principais são, o Global Positioning System (GPS), o Glonass e o Galileo.

O GPS é um sistema de rádio que foi criado no início de 1960, pelo Departamento de Defesa dos Estados Unidos da América, visando ser o principal sistema de navegação das forças armadas americana. Similar ao GPS, o GLONASS foi desenvolvido pela antiga União Soviética nos anos de 70 e atualmente é operado pela Russian Federation Space Force. (MONICO, 2008, p.85). Por fim o Galileo é o novo sistema de posicionamento europeu que vem sendo desenvolvido pela comunidade Européia em conjunto com a ESA (European Space Agency). A definição do Galileo ocorreu em junho de 1999, baseado em trabalhos realizados pelo Fórum Europeu do GNSS e pelo Ministério do Transporte europeu. O Galileo pretende ser um sistema aberto e global, com controle civil e compatível com o GPS (POLEZEL, 2010).

Segundo TULER & SARAIVA, (2014) existem basicamente três tipos de receptores do sistema GPS, são eles, os receptores de navegação, os receptores topográficos (ou L1) e os

receptores geodésicos (L1/L2), estes são classificados em função da frequência observável/precisão, sendo o GNSS RTK enquadrado nos receptores geodésicos.

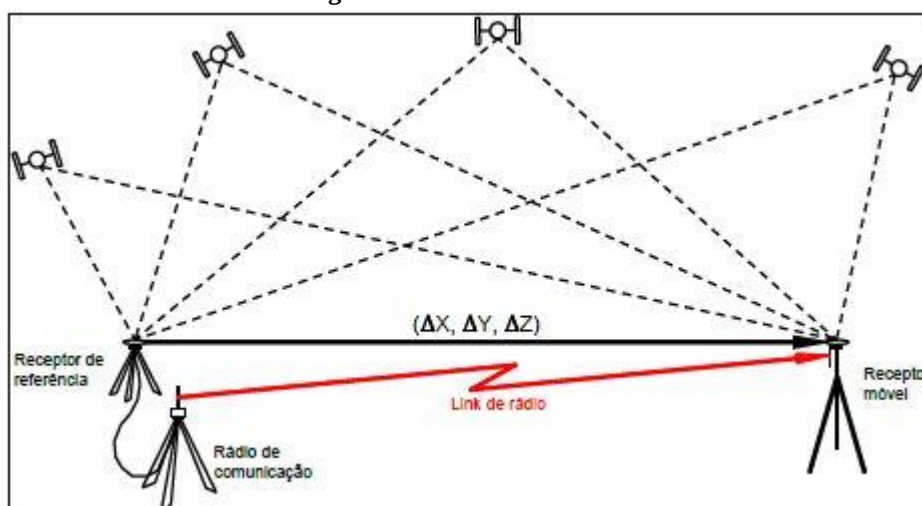
Segundo BARBOSA et al. (2010), na técnica RTK são utilizados dois receptores coletando dados continuamente. A estação de referência ou estação base fica posicionado em um ponto de coordenadas conhecidas. O outro receptor móvel ou Rover, que fará o a coleta de dados dos pontos de interesse do usuário.

A Estação base retransmite a fase da estação móvel o que ela mediu, e as unidades móveis (pode ser mais de uma) compara suas próprias medidas com a recebida da estação de referência (base). Este processo, permite que a estação móvel obtenha precisões milimétricas, já que a frequência da rádio (RTK) permite que a estação móvel calcule sua posição relativa ao mesmo tempo em que sua posição absoluta é relacionada com as coordenadas da estação base. Para realizar esta técnica é necessário ter disponível pelo menos uma estação de base, com as coordenadas conhecidas e dotada de um receptor GNSS e um rádio modem transmissor (RTK). O emprego das correções diferenciais faz com que a influência dos erros devidos à distância entre a estação base e a móvel seja minimizada.

A técnica RTK se restringe a linhas de base curtas (até 10 km), ou seja, a área de abrangência para a realização de levantamentos por RTK convencional possui um alcance limitado do UHF (frequência emitida). Dessa forma, o alcance máximo está diretamente ligado a potência do rádio e das condições locais em termos de obstáculos físicos (INCRA, 2013).

Na Figura 2 abaixo observa-se os dados de correção transmitidos por meio de um link de rádio do receptor instalado no vértice de referência ao(s) receptor(es) móvel(is) que percorre(m) os vértices de interesse.

Figura 2 - RTK Convencional



Fonte: INCRA – Manual Técnico de posicionamento (2013)

Algumas interferências como, as condições atmosféricas, a geometria da configuração de satélites, o multicaminhamento na estação móvel (barreiras físicas), qualidade dos receptores, agilidade do algoritmo de busca de ambiguidades em tempo real e velocidade de transmissão do link de comunicação, influenciam na precisão do levantamento. É indicado que, na utilização de link para transmissão de correções instantâneas através de rádios UHF, haja visibilidade entre a unidade de referência e a móvel. Na impossibilidade de visibilidade, deverão ser utilizadas unidades repetidoras.

2.2 Aerolevantamento

2.2.1 Aerolevantamento utilizando RPA's

Segundo a ANAC, 2017, as Aeronaves Remotamente Pilotadas, ou Remotely Piloted Aircraft (RAP), também conhecidas popularmente como “drones”, são aeronaves não tripuladas usadas para fins não recreativos. O Departamento de Controle do Espaço Aéreo (DECEA) acrescenta ainda que essas aeronaves, diferente da atividade de aeromodelismo, possuem regras próprias e, por isso, precisa de certificação e autorização para voo. Dessa forma, qualquer objeto com propósito diferente de lazer, hobby ou competição – estará sujeito às regras de acesso ao espaço aéreo brasileiro e necessitará solicitar autorização de voo ao DECEA e seguir as leis impostas pela ANAC, além de seguir também as regras da ANATEL.

Segundo MULLER (2017) para se realizar um voo experimental, é obrigatório que se tenha um Certificado do Voo Experimental (CAVE), ou o que segundo a ANAC é conhecido como o Certificado de aero navegabilidade, que pode ser emitido de acordo com a seção 21.191 do RBAC 21 para RPA em fins de pesquisas e desenvolvimento, treinamento e/ou pesquisa de mercado. A emissão do CAVE é feita segundo a solicitação do requerente a ANAC.

A ANAC classifica as RPA em três classes, de acordo com o peso máximo de decolagem, considerando bateria ou combustível, e da carga transportada. O RAP utilizado para o estudo é enquadrado na classificação classe III. Segue abaixo a tabela 2 com a classificação.

Tabela 2 - Classificação RPA

Classe	Peso
I	Maior que 150 kg
II	Maior que 25 kg e até 150 kg
III	Até 25 kg

Fonte: ANAC (2017)

2.2.2 Fotogrametria

O termo fotogrametria é derivada do grego *photos*, que significa luz, *gramma*, que significa algo desenhado ou escrito e *metron*, que significa "medir". Dessa forma, Fotogrametria, pode ser definido, de acordo com sua origem, como "medir graficamente usando luz" (BRITO; COELHO, 2007).

Segundo a America Society of Photogrammetry (ASP), 1966, fotogrametria é definida como a técnica de se obter informações de confiança sobre objetos e do meio ambiente com o uso de processos de gravação, medições e interpretações das imagens fotográficas e padrões de energia eletromagnética registrados.

Embora originalmente a Fotogrametria se ocupasse de analisar fotografias, esta definição atual também engloba dados provenientes de sensores remotos, sendo assim a Fotogrametria pode ser dividida em duas grandes áreas: A fotogrametria métrica e a fotogrametria interpretativa (TOMMASELLI, 2009).

A fotogrametria interpretativa parte de uma análise sistemática e cuidadosa de fotografias, no qual parte do reconhecimento e identificação de objetos e o julgamento do seu significado. A esta definição deve-se adicionar o conceito de identificar o ambiente, porque muitos fatores críticos exigem que o processo seja mais do que simplesmente identificar objetos individualmente (TEMBA, 2000).

Já a fotogrametria métrica, TEMBA (2000) define como a capacidade de medições de fotos e outras fontes de informação para determinar, de um modo geral, o posicionamento relativo de pontos. É possível determinar, em razão de técnicas e processos correntes da fotogrametria métrica: distâncias, ângulos, áreas, volumes, elevações e, tamanhos e formas de objetos, além de cartas planimétricas e altimétricas, mosaicos, ortofotos e demais subprodutos.

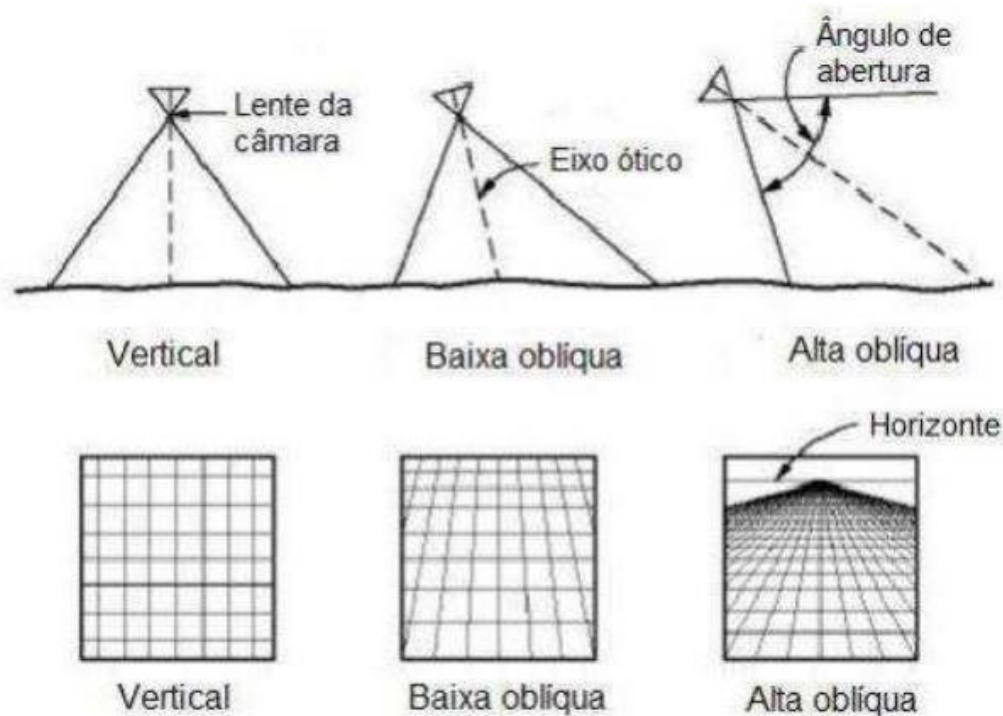
2.2.3 Geometria da Fotografia

Segundo WOLF, (1983), uma fotografia tirada de qualquer objeto ou ambiente, pode ser classificada de acordo com sua geometria ou a inclinação do eixo ótico em relação ao terreno. As classificações existentes são: fotografia vertical, fotografia baixo-oblíqua, alto-oblíqua e convergente.

- Vertical: São as fotografias tiradas com o eixo ótico da câmera direcionado na vertical em relação ao terreno.
- Baixo-oblíqua: Quando a foto tirada existe uma inclinação do eixo ótico, mas não o suficiente para mostrar o horizonte.
- Alto-oblíqua: Foto tirada com o eixo ótico inclinado para mostrar o horizonte terrestre.
- Convergente: Quando as imagens são tiradas em pares de fotos baixo-oblíqua em que o eixo ótico da câmera converge em direção ao outro e com isso as duas fotos cobrem aproximadamente a mesma proporção do terreno.

Segue na Figura 3 os tipos de classificação das fotografias conforme a inclinação do eixo ótico e a visualização da sua projeção no plano.

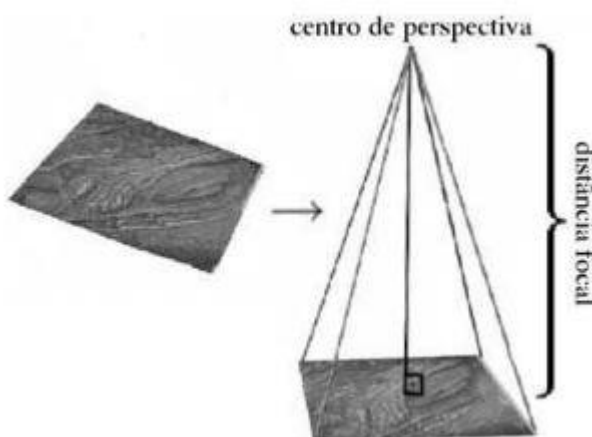
Figura 3 - Classificação fotografia conforme inclinação do eixo ótico



Existem dois tipos de processos de orientações, o interior e exterior. Eles são responsáveis por possibilitar a mensuração das características dos objetos através das fotos. A aproximação correta destes parâmetros é essencial para a obtenção de ortofotos e modelos digitais do terreno com qualidade cartográfica (ZANETTI; et. al, 2017).

Segundo ANDRADE (1998) a orientação interior ou orientação interna é o fator que permite a reconstrução do feixe perspectivo que gerou as fotografias em relação a câmera. BRITO & COELHO (2007) complementam que o papel do sistema interno câmera-imagem é o responsável pela correspondência do momento em que as fotografias foram obtidas, além de corrigir distorções físicas, oriundas das condições atmosféricas e distorções da lente, permitindo então ser efetuadas medidas com precisão sobre as imagens. Segue abaixo a figura 4 que representas os elementos da orientação interior.

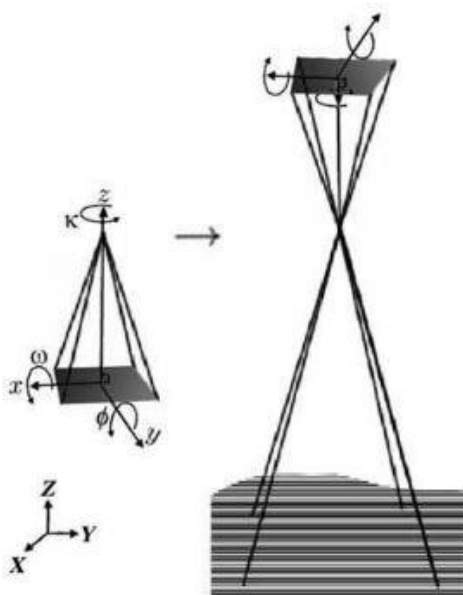
Figura 4 - Orientação interior - reconstrução geométrica feixe perspectivo



Fonte: BRITO e COELHO (2007)

Já a orientação exterior (ou externa) são os parâmetros que determinam a posição e a orientação da câmera em relação a um referencial (MULLER, 2017). Dessa maneira, uma imagem está orientada exteriormente se são conhecidos seus seis parâmetros de orientação exterior: as coordenadas no espaço-objeto para o centro de perspectiva, e os três ângulos de rotação de Euler, representados pelas letras gregas ω (ômega), ϕ (phi) e κ (Kappa)) (BRITO; COELHO, 2007). Essa informação é demonstrada na figura abaixo.

Figura 5 - Orientação exterior - ângulo de rotação



Fonte: BRITO e COELHO (2007)

2.3 Acurácia posicional

A acurácia posicional é o processo de estudo que parte da análise de toda a cadeia produtiva, entendendo e quantificando as discrepâncias em cada operação cartográfica, e, ao final, obtém-se uma estimativa geral da discrepância da produção cartográfica. No Brasil, a avaliação da acurácia posicional é estabelecida pelo Decreto de lei nº 89.817, de 20 de junho de 1984.

Segundo BRASIL (1984), este decreto estabelece critérios para procedimentos e padrões a serem obedecidos na elaboração e apresentação de cartas. Apresenta parâmetros de um indicador estatístico da qualidade posicional, apresentado pelo Padrão de Exatidão Cartográfica (PEC) e o Erro-Padrão (EP), onde seus valores são definidos em função da escala de avaliação dos dados espaciais e das classes A, B ou C.

Com a evolução tecnológica, a popularização de equipamentos que utilizam dados e informações geoespaciais, notou-se a necessidade de estabelecer novos padrões de qualidade para os produtos cartográficos (DSG, 2018). Sendo assim, foi criado pela Diretoria de Serviços Geográficos do Exército Brasileiro (DSG) em acordo com a Infraestrutura Nacional de Dados Espaciais (INDE), a especificação técnica que regula e padroniza a aquisição da geometria dos dados geoespaciais vetoriais e atributos correlacionados, nomeada ET - ADGV (NETO et al., 2017). Em um de seus itens, a ET-ADGV explica como deve

ser a aplicação do Decreto-lei nº 89.817 e cria uma classe mais restritiva destinadas para produtos cartográficos digitais (PEC-PCD).

Tabela 3 - Tolerância para avaliação de acurácia posicional

Classe	Classe	Planimétrica		Escala 1:1000	
PEC	PEC-PCD	PEC (mm)	EP (mm)	PEC (m)	EP*(m)
-	A	0,28*D	0,17*D	0,28	0,17
A	B	0,50*D	0,30*D	0,50	0,30
B	C	0,80*D	0,50*D	0,80	0,50
C	D	1,00*D	0,60*D	1,00	0,60

Fonte: Decreto-lei 89.817/ ET-ADGV *apud* Zanetti (2018)

*EP é uma tolerância chamada erro padrão de acordo com o Decreto-lei nº 89.817; *D* representa o denominador da escala utilizada.

A discrepância planimétrica, descrita pela equação 01, é obtida pela resultante posicional entre as coordenadas de campo ou referência (X_R , Y_R) com as coordenadas do dado espacial em teste (X_T , Y_T). Já o RMS das discrepâncias é definido pela equação 02.

$$d_p = \sqrt{(X_T - X_R)^2 + (Y_T - Y_R)^2} \quad (1)$$

$$RMS_d = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (d_{pi})^2}{n - 1}} \quad (2)$$

Segundo BRASIL (1984) e DSG (2019), um produto cartográfico é classificado segundo o Decreto-lei 89.817 se atender as seguintes condições: 90% dos pontos testados (ou feições), devem apresentar valores de discrepâncias iguais ou inferiores ao valor do PEC em relação a classe testada, e o RMS (*root mean square*) das discrepâncias deve ser igual ou inferior à tolerância EP definido pela norma (Tabela 3).

2.3.1 Método de Avaliação da acurácia posicional para feições lineares

Os métodos de avaliação da acurácia posicional para feições lineares são fundamentações que visam o controle de qualidade cartográficas. Segundo NETO et al. (2017), a maioria desses métodos não são frequentemente divulgados e nem aplicados em

estudos aprofundados no Brasil. Em sua maioria, esses métodos apresentam como finalidade a avaliação dos resultados gerados no processo, ou método de generalização cartográfica.

Existem vários métodos de feições lineares atualmente, eles podem ser divididos em três grupos: 1) os de faixa de incerteza que utilizam uma abordagem determinística, como o método da Banda Épsilon ou Método das Áreas, Buffer Simples e Buffer Duplo.; 2) os de faixa de incerteza que utilizam uma abordagem estocástica, como a Banda Genérica e Modelo de Erros Estatístico por Simulação e; 3) os de métodos determinísticos que realizam análises geométricas, como a Distância de Hausdorff, Influência do Vértice, Aproximação por Spline e Ponto Gerado.

Em seguida será detalhado o método da Banda Épsilon, do grupo 1, que foi utilizado neste trabalho. Este método foi escolhido devido a facilidade de implementação.

3. METODOLOGIA

3.1 Área de Estudo

A área de estudo (Figura 6) é uma interseção localizada no bairro Milionário na Região do Barreiro em Belo Horizonte – MG, no cruzamento da Avenida Olinto Meireles com a Avenida Waldyr Soeiro Emrich. Na região ocorreu recentes mudanças devido ao projeto de Tratamento do Sistema Viário, devido a Área de Influência do Hospital Metropolitano de Belo Horizonte, que foi elaborado para atender às condicionantes solicitadas pela Gerência de Diretrizes Viárias da BHTRANS. A intercessão foi escolhida devido à clareza visual das marcações da sinalização horizontal, o que permitiu a identificação de pontos específicos, utilizados como Pontos de Controle, determinados em campo e na imagem aérea. A intercessão é uma região bem diversificada para levantamentos com GPS Geodésicos e com RAP's, pois possui locais abertos e sem interferências físicas, mas também apresenta locais com presença de árvores e prédios, o que pode atrapalhar na qualidade dos levantamentos.

Figura 6 - Área de Estudo



Fonte: Elaborado pelo Autor (2019)

Ambas as Avenidas que fazem parte da intercessão enquadram-se na classificação do tipo Vias Arteriais (Figura 8). Por possuir em suas proximidades um polo gerador de viagens, o Hospital Metropolitano de Belo Horizonte, e estar localizado em uma região de intensa atividade comercial e residencial existe um fluxo alto de veículos e nota-se principalmente a presença de tráfego pesado com a circulação de ônibus e caminhões que atendem a região.

Figura 8 - Mapa Zoneamento e Hierarquização Viária



Fonte: PBH (2019)

3.2 Materiais

3.2.1 Aerolevantamento e Processamento fotogramétrico

Para o levantamento fotogramétrico foi utilizado o Drone DJI Phantom 4 pro (Figura 9), que possui as seguintes características:

- Peso (Incluindo bateria) de 1.388 gramas;
- Câmera de 20 MP;
- Tamanho máximo de cada foto: 5472 × 3648;
- Capacidade de voo de aproximadamente 30 minutos;

- Bateria de 6000 mAh LiPo 2S.

Figura 9 - Drone DJI Phantom 4 pro



Fonte: Autor (2019)

3.2.2 Levantamento Geodésico

O levantamento planialtimétrico e os pontos de controle foram coletados com um par de receptores GNSS Topocon® Hiper V (Figura 9), um configurado com a função de base e outro como rover portado de uma coletora (Figura 10) e software Magnet® Tools utilizado na captação e processamentos dos dados em tempo real.

Segundo o fabricante o equipamento possui as seguintes especificações:

- 226 canais, com tecnologia de rastreamento universal;
- Número de satélites rastreados: GPS, GLONASS, SBAS, EGNOS, MSAS, QZSS;
- Conectividade sem fio: Bluetooth e Rádio (UHF, Dispersão de espectro, celular);
- Temperatura operacional de -40°C a 65°C
- Bateria recarregável de Li-íon, 7,2 V; 4,3 Ah
- Tempo de autonomia da bateria >7,5 horas em modo estático com conexão Bluetooth®.
- Precisão em tempo real: Horizontal de 5 mm + 0.5 ppm e Vertical de 10 mm + 0.5 ppm.

Figura 10 - Estação Base e Rover



Fonte: Autor (2019)

3.3 Métodos

3.3.1 Levantamento com Aeronaves Remotamente Pilotadas

A utilização de imagens digitais para diversas aplicações, como mapeamento topográfico, temático e cadastral, monitoramento ambiental e projetos de rodovias, está em constante crescimento, de uma certa maneira em alguns casos até substituindo os sistemas de coleta analógicos.

Precisão

Segundo GRAHAM & KOH (2002), as precisões de escala de mapeamento em planimetria e altimetria são respectivamente, 2 e 3 vezes o valor do Ground Sample Distance (GSD) das imagens (Tabela 4), o que na tradução literal significa “Distância de amostra do solo”. O GSD é a representação do pixel da imagem em unidades de terreno (geralmente em cm/pix).

Depois de escolher pontos de controle, através do GSD é possível estimar a acurácia posicional dos produtos.

Tabela 4 - Precisões GSD

Planimetria (X,Y)	Altimetria (Z)
2 X GSD (cm)	3 X GSD (cm)

Fonte: Elaborado pelo autor (2019)

Segundo BRITO e COELHO (2007) a relação do tamanho do GSD é diretamente proporcional com a altura do voo, ou seja, um voo mais baixo terá um GSD menor, conseqüentemente a área do terreno coberta será também menor, mas o detalhamento do terreno será alto. Além dela, outro fator que influencia no tamanho do GSD é a distância focal (tamanho da lente), quanto maior o tamanho da lente, menor será o GSD.

Em um levantamento com RAP's para a captação cartográfica, o GSD é uma das variáveis mais importantes no levantamento, e a primeira a ser definida, pois ela que irá garantir a escala e a precisão da produção de ortofotos (KULUR et al., 2016). Como neste trabalho os pontos de controle foram definidos nas marcações de sinalização horizontal da intercessão, a qualidade da identificação desses pontos recaiu sobre a ortofotografia gerada, o que exigiu a realização de um levantamento que pudesse proporcionar um alto nível de detalhamento.

Levantamento Planialtimétricos Aerofotogramétrico para Projetos Viários

No levantamento planialtimétricos aerofotogramétrico, para Projeto Básico de Rodovia a IS-204: Estudos Topográficos para Projetos Básicos de Engenharia, recomenda-se aplicar as metodologias da Instrução de Serviço IS-226: Levantamento Aerofotogramétrico para Projetos Básicos de Rodovias (DNIT, 2006).

- a) A rede de pontos de apoio deverá estar amarrada à rede de apoio oficial do Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE) e ser apresentada com o sistema de projeção Local Transversa de Mercator (LTM).
- b) Em termos altimétricos deverá estar referenciada à rede de RRNN oficiais do IBGE e possuir cotas verdadeiras em relação ao nível do mar;

- c) As coordenadas altimétricas dos pontos de apoio planialtimétricos deverão estar amarradas a referências de nível obtidas por nivelamento geométrico (com erro máximo de $12\text{mm} \sqrt{k}$ no fechamento, em que k = extensão da rede em km). Ou também com GPS, desde que se ocupem pelo menos três referências de nível e se proceda a ajustamento que permita correções de altura do geóide; as altitudes finais não deverão apresentar erros superiores a 30 cm (trinta centímetros)
- d) Devido as vantagens operacionais e econômicas deste método o apoio para aerotriangulação e restituição deverá ser executado, preferencialmente, por rastreamento de satélites do sistema NAVSTAR GPS, permitindo-se o uso de poligonais eletrônicas, desde que, no caso de poligonais por rastreamento de satélite (GPS), o método a ser adotado deverá ser o estático diferencial, com o uso de receptores geodésicos, o tempo de rastreamento não deverá ser inferior a uma hora por estação. Mas no caso de utilização de receptores de duas frequências e código P, adota-se o método estático rápido, este tempo poderá ser reduzido para 15 minutos.

Basicamente o levantamento aerofotogramétrico se divide em 3 etapas: Planejamento do Voo, Planejamento dos pontos de apoio/controle, execução do Voo e Processamento fotogramétrico.

Planejamento do Voo

O primeiro passo para definir um local de voo é avaliar fatores que podem dificultar ou impedir o levantamento aéreo, como a presença de rede de alta tensão, edifícios e barreiras físicas que podem comprometer o voo. Sendo assim a análise em campo é fundamental para garantir que não ocorra surpresas durante o levantamento.

O Voo com um RAP pode ser feito de duas maneiras, controlada manualmente por um operador, ou por softwares que fazem o planejamento programado do voo. No mercado existem alguns aplicativos para planejamento de voo, alguns exemplos são: o GroundStation® Pro, o Pix4D® Capture, o DroneDeploy® e outros, sendo este último o utilizado no presente trabalho.

O DroneDeploy® tem por objetivo principal construir mapas e modelos aéreos. O software realiza a Automação de voo e captura de dados, permitindo configurações específicas de altura, sobreposição, velocidade, entre outros parâmetros. Além disso, o software permite processar os dados capturados e realizar análises. Para a execução do projeto, o

de “3D Aprimorado” ou “Modo 3D” no planejamento de voo com o DroneDeploy®, o que permitiu maior visualização de áreas da interseção onde havia interferência de árvores e edifícios.

O parâmetro de Modo 3D captura imagens oblíquas do perímetro do seu plano de missão, realizando uma cobertura direcionada ao objeto (centro), mas tomando cuidado para não incluir o horizonte nas fotos. Ao voar no modo 3D, o drone captura imagens a 65 graus para baixo, olhando para o centroide da área do mapa.

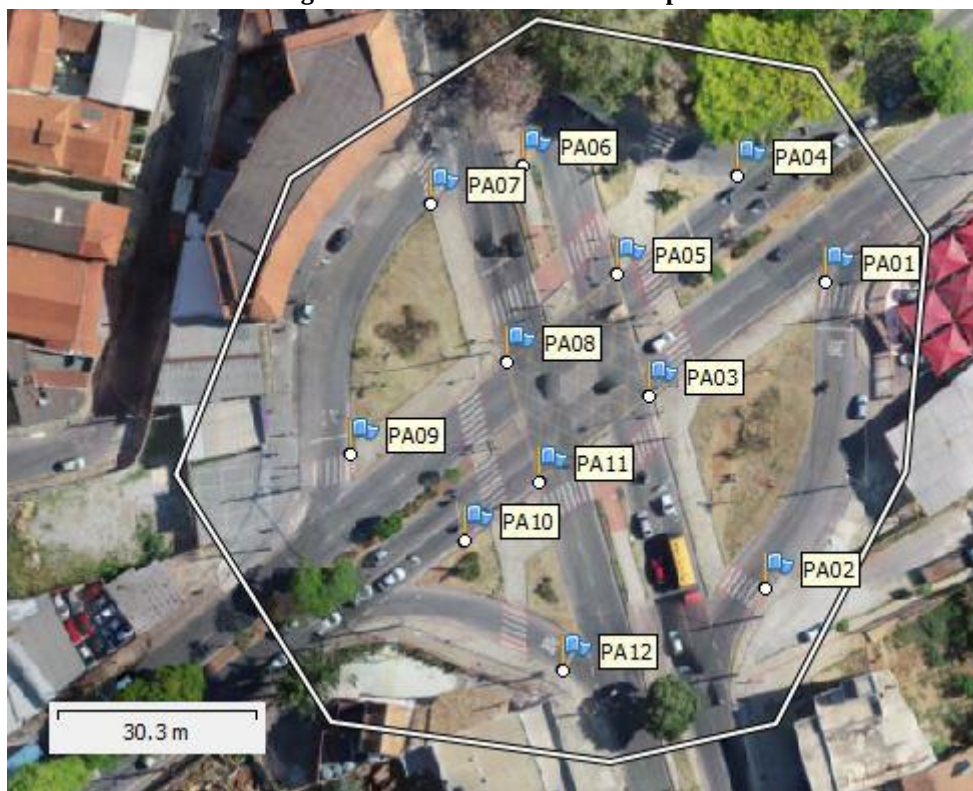
Pontos de Apoio

Os pontos de apoio (PA) ou Pontos de Controle (PC) são marcos artificiais que podem ser já existentes no local ou implantados, e que sejam facilmente identificados na imagem aérea. O intuito dessa sinalização é proporcionar uma maior precisão das coordenadas dos pontos de apoio necessários para a realização do processo de foto triangulação convencional (ALMEIDA, 2014).

Segundo COELHO (2015), para que resultados da fototriangulação sejam satisfatórios, faz-se necessário dados iniciais de boa qualidade, avaliando sempre o custo benefício. Dentre esses dados iniciais, pode-se elencar: a quantidade, localização e precisão dos pontos de apoio medidos na intercessão.

No presente trabalho, o principal foco está no comparativo dos levantamentos na intercessão viária para fins de projetos. Dessa forma, os pontos de controle foram distribuídos na própria intercessão, não abrangendo a área total levantada com o drone. Sendo assim, para fins de análises foi feito um recorte da área de modo que as alterações de qualidade fossem avaliadas somente nessa subárea de interesse. Segue abaixo a (Figura 12) que apresenta o recorte da área de estudo e a localização dos pontos de apoio.

Figura 12 - Subárea e Pontos de Apoio



Fonte: Elaborado pelo Autor (2019)

Foram implantados 12 (doze) pontos de apoio de modo aleatório, estes pontos ficaram distribuídos em uma subárea de estudo representada pelo polígono na Figura 12 com área total de aproximadamente 1000 m². Esses pontos (Tabela 6) foram georreferenciados com receptores GNSS Topcon® Hiper V por meio do método relativo estático, com tempo de convergência de 10 minutos e latência de 1 segundo. Segundo DORNELLES (2013) o tempo de convergência e a latência são um dos principais fatores que influenciam no uso de receptores GNSS na técnica RTK. O tempo de convergência é definido como o tempo decorrido desde que o receptor móvel inicia o recebimento das correções até se chegar à solução fixa, já a latência é o tempo decorrido entre a geração das correções na estação de referência e a sua aplicação no receptor móvel. Os pontos foram processados no software Topcon® Tools 8.3.3 e corrigidos referenciando-os com o sistema geodésico brasileiro.

Tabela 6 - Coordenadas Pontos de Apoio - Datum Sirgas 2000 Fuso 23 Sul

Tabela 6 – Coordenadas Pontos de Apoio – DATUM Sirgas 2000 Fuso 23 Sul			
Nome	E (m)	N (m)	Alt. (m)
PA01	603750,302	7789617,477	937,355
PA02	603741,200	7789571,275	938,000
PA03	603723,767	7789600,114	937,422
PA04	603736,946	7789633,477	937,154
PA05	603718,822	7789618,878	937,265
PA06	603704,638	7789634,987	937,286
PA07	603690,605	7789629,335	937,070
PA08	603702,043	7789605,368	937,190
PA09	603678,358	7789591,370	937,372
PA10	603695,730	7789578,280	937,401
PA11	603707,104	7789587,178	937,376
PA12	603710,589	7789558,549	938,031

Fonte: Elaborado pelo autor (2019)

3.3.2 Levantamento com GNSS RTK

A fim de se comparar os levantamentos no modo de cadastramento, foram levantados com o GNSS RTK Topocon® Hiper V, além dos pontos de apoio, realizou-se também um cadastro dos bordos das pistas (destacados em vermelho na Figura 13) que atendem a intercessão de estudo. Em alguns lugares que possuíam barreiras físicas, como árvores e edifícios, não foi possível realizar o cadastramento do bordo (bordos destacados em azul na figura 13), já que o receptor não conseguiu fixar os pontos.

Optou-se pelo uso desse receptor GNSS que possui dupla frequência, o que proporciona a melhor qualidade dos dados coletados, na ordem centimétrica e milimétrica, desde que se aplique o tempo necessário de rastreamento (IBGE, 2019). Foi adotado o Datum SIRGAS 2000 para o levantamento.

No cadastro dos bordos foram levantados ao todo 171 pontos (Figura 13) e 12 pontos de Apoio da sinalização Horizontal. O tempo gasto para esse levantamento foi de 1 hora e 49 minutos, gerando uma produtividade de 1,67 pontos/minuto. Os bordos vetorizados somados chegaram-se a uma extensão linear total de 1.170,079 metros.

Figura 13 - Pontos levantados para cadastramento de bordos pelo GNSS RTK



Fonte: Elaborado pelo Autor (2019)

As linhas desenhadas em azul na Figura 14 mostram a região onde não foi possível fazer a coleta de pontos. Próximo a esse local é notável a presença de árvores e de um edifício, este problema está relacionado ao multicaminhamento. Segundo DORNELLES (2013), o erro de multicaminhamento ocorre porque os sinais atingem o receptor por vários caminhos, ou seja, quando os sinais transmitidos pelos satélites chegam à superfície da terra, eles podem ser refletidos por outros objetos (árvores, construções, massa d'água, cercas, etc) antes de atingirem o receptor GNSS.

Figura 14 - Bordos Vetorizados do levantamento GNSS RTK



Fonte: Elaborado pelo Autor (2019)

3.3.3 Processamento Fotogramétrico

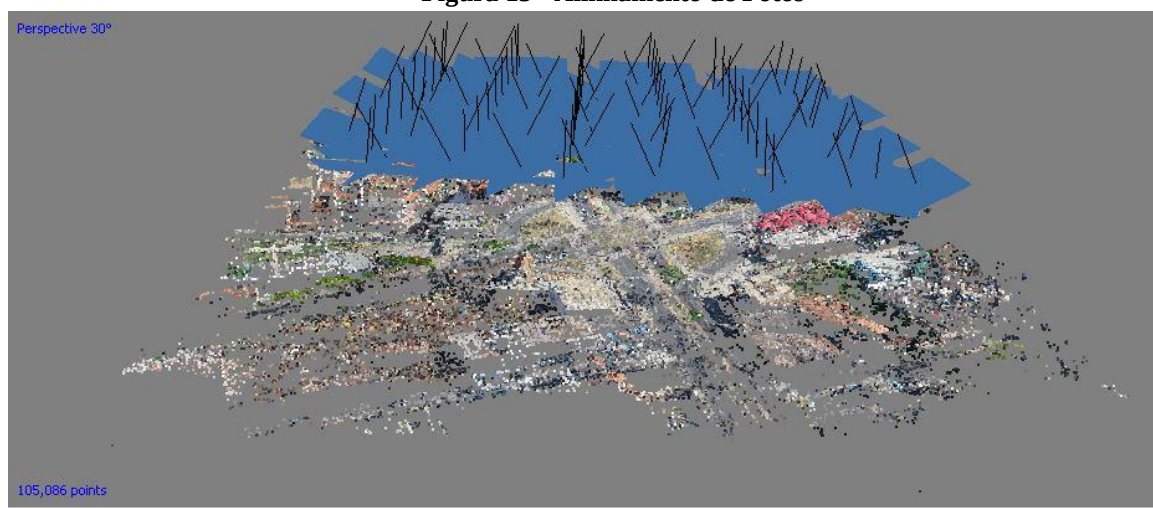
Um dos principais fatores que influenciam no tempo de processamento fotogramétrico é a configuração do computador que irá realizar a etapa. O computador utilizado para o processamento é um Notebook Acer Aspire E 15, com processador Core Intel i5 da 6ª geração (2,4 GHz), 8 GB de memória RAM, 1 TB de hd e 2 GB de placa de vídeo dedicada da NVIDIA GeForce 920M. O software utilizado para o processamento das imagens foi Agisoft® PhotoScan Professional. Este software realiza processamento fotogramétrico de imagens digitais e gera dados espaciais em 3D, gerando ortofotos de alta resolução.

O Fluxo de Trabalho do processamento se divide nas seguintes etapas: Alinhamento de Fotos, Construir nuvem densificada, Construir Modelo Digital de Elevação (DEM) e Geração do mosaico de ortofotos. O software possui ainda outras etapas como as de Geração do modelo digital de terreno e Modelo digital de Superfícies (aplicando filtros), mas para as análises

comparativas não foi necessário realizar estas etapas. Abaixo segue a explicação de cada etapa e o que ela gera de produtos, segundo AGISOFT® (2016).

- Alinhamento de Fotos: Essa é obrigatoriamente a primeira etapa a ser executada, nela ocorre a fototriangulação, técnica fotogramétrica que determina as coordenadas do terreno em relação a um referencial de terreno. Ao final obtém-se uma nuvem de “tie points” (Figura 15) ou pontos fotogramétricos, no qual sua função é materializar o sistema de coordenadas do terreno. Nesse processo utilizou-se a configuração alta de resolução para o alinhamento usados no trabalho.

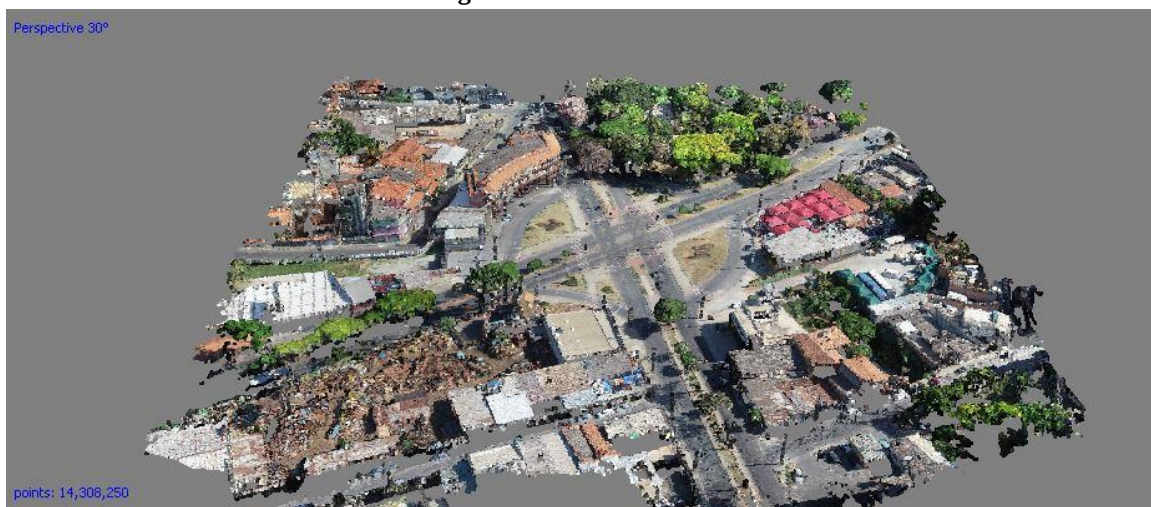
Figura 15 - Alinhamento de Fotos



Fonte: Elaborado pelo Autor (2019)

- Construir nuvem densificada: A principal função dessa etapa é densificar a nuvem de pontos gerada no processo anterior. Basicamente, o software irá aumentar a quantidade de pontos na nuvem de pontos diminuindo os espaços vazios para representar melhor a área mapeada. Nesse processo a configuração foi de média de resolução para a densificação.

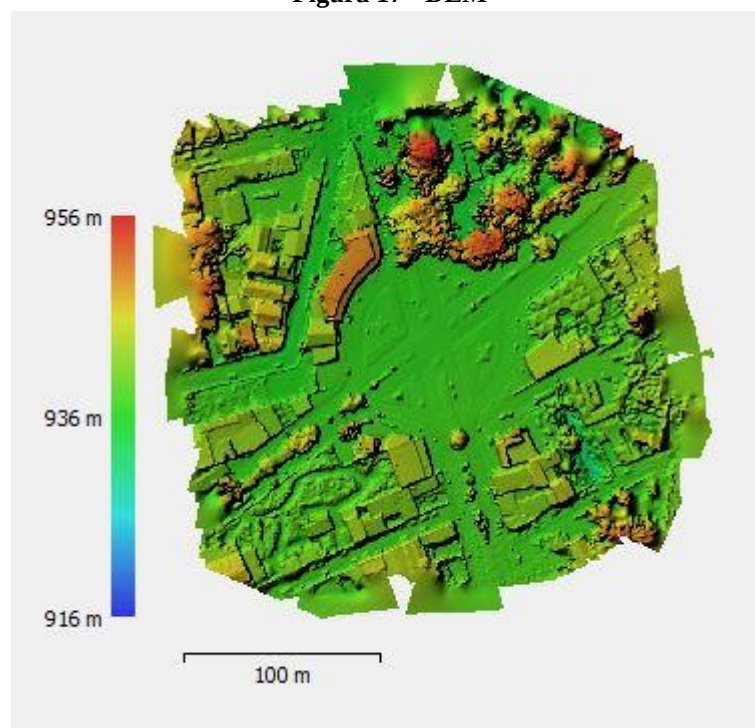
Figura 16 - Nuvem Densificada



Fonte: Elaborado pelo Autor (2019)

- Construção do Modelo Digital de Elevação (DEM): Na etapa de construção do Modelo Digital de Elevação (DEM) os produtos gerados são representações 2D em formato raster (Figura 17) do Modelo Digital de Superfície (MDS) e Modelo Digital de Terreno (MDT). Com essa etapa executada é possível gerar também curvas de nível. Também foi configurado para o processamento em resolução média.

Figura 17 - DEM



Fonte: Elaborado pelo Autor (2019)

- Geração do mosaico de ortofotos: Para gerar o mosaico de ortofotos inicialmente será realizado o processo de ortorretificação das imagens, onde as feições das imagens são projetadas ortogonalmente com escala constante, não apresentando os deslocamentos devidos ao relevo e à inclinação da câmera. Com as imagens devidamente corrigidas o software realiza a mosaicagem das ortofotos e cria um único produto. Configurado para resolução média no processo do trabalho.

Figura 18 - Ortofo gerada



Fonte: Elaborado pelo Autor (2019)

Na etapa de processamento foram registrados todos os tempos de cada etapa em cada fase ao se adicionar os pontos de apoio, segue abaixo as fases estabelecidas:

FASE 1 - processamento sem adição de pontos de Apoio (0 PA);

FASE 2 - processamento com dois pontos de Apoio (2 PA);

FASE 3 - processamento com 4 pontos de Apoio (4 PA);

FASE 4 - processamento com 6 pontos de Apoio (6 PA);

FASE 5 - processamento com 8 pontos de Apoio (8 PA);

FASE 6 - processamento com 10 pontos de Apoio (10 PA);

FASE 7 - processamento com 12 pontos de Apoio (12 PA)

Para a inserção dos pontos de apoio, foi estabelecido que seriam adicionados par a par, e que estes pontos seriam antagônicos, de maneira que ficasse bem distribuído ao longo da subárea de estudo (Figura 12). O tempo de processamento foi registrado para cada etapa ao

adicionar novos pontos, abaixo segue a Tabela 7 com os tempos para cada etapa com as quantidades de Pontos de Apoio utilizados.

Tabela 7 - Tempo processamento fotogramétrico por etapas e número de pontos de apoio

Número de Pontos de Apoio (PA)	Tempo de Processamento (minutos)			
	Alinhamento	Densificação	DEM	Ortofoto
0	29,32	81,00	1,42	9,17
2	26,33	86,33	1,67	9,01
4	25,58	77,28	1,58	9,01
6	26,50	90,58	1,8	9,17
8	27,08	88,28	1,67	9,3
10	28,37	98,92	1,45	8,83
12	28,37	88,50	1,53	8,87

Fonte: Elaborado pelo autor (2019)

Além do tempo de processamento para cada fase, foram obtidas também as coordenadas de todas as 12 posições onde estariam localizados os Pontos de Apoio em cada Ortofoto gerada, utilizada comparação aos pontos de apoios coletados pelo GNSS RTK. Abaixo nas Tabelas 7, 8, 9, 10, 11, 12 e 13 indicam as coordenadas encontradas em cada fase, e a variação encontrada em cada processo.

Abaixo na Tabela 8 não houve correção com pontos de apoio.

Tabela 8 - Comparação Pontos de Apoio GNSS com Pontos Ortofoto (0 PA)

Coord. pontos localizados na Ortofoto (0 PA)				Discrepâncias		
Nome	E (m)	N (m)	Alt. (m)	ΔE (m)	ΔN (m)	$\Delta Alt.$ (m)
PA01	603751,5040	7789615,5615	905,9131	1,2020	1,9155	31,4419
PA02	603742,0852	7789569,5961	906,5251	0,8852	1,6789	31,4749
PA03	603724,9821	7789598,4924	905,9064	1,2151	1,6216	31,5156
PA04	603738,4625	7789631,6359	905,6671	1,5165	1,8411	31,4869
PA05	603720,2431	7789617,1444	905,7083	1,4211	1,7336	31,5567
PA06	603706,2137	7789633,4734	905,6603	1,5757	1,5136	31,6257
PA07	603692,1937	7789627,8954	905,3768	1,5887	1,4396	31,6932
PA08	603703,4832	7789603,8678	905,5797	1,4402	1,5002	31,6103
PA09	603679,7251	7789590,1693	905,6403	1,3671	1,2007	31,7317
PA10	603696,8611	7789576,9593	905,7679	1,1311	1,3207	31,6331
PA11	603708,2851	7789585,8222	905,7980	1,1811	1,3558	31,5780
PA12	603711,4696	7789557,2454	906,4512	0,8806	1,3036	31,5798
Media Total				1,2837	1,5354	31,5773
Desvio padrão				0,2326	0,2161	0,0842

Fonte: Elaborado pelo autor (2019)

Na Tabela 9 foram adicionados os pontos de apoio PA01 e PA09.

Tabela 9 - Comparação Pontos de Apoio GNSS com Pontos Ortofoto (2 PA)

Coord. pontos localizados na Ortofoto (2 PA)				Discrepâncias		
Nome	E (m)	N (m)	Alt. (m)	ΔE (m)	ΔN (m)	$\Delta Alt.$ (m)
PA01	603750,3013	7789617,477	937,3508	0,0007	0,0002	0,0042
PA02	603741,2086	7789571,199	936,8145	0,0086	0,0761	1,1855
PA03	603723,7687	7789600,086	937,2337	0,0017	0,0282	0,1883
PA04	603737,0604	7789633,526	937,7265	0,1144	0,0491	0,5725
PA05	603718,8415	7789618,796	937,6207	0,0195	0,0824	0,3557
PA06	603704,6355	7789635,101	938,2218	0,0025	0,1141	0,9358
PA07	603690,5988	7789629,377	937,9809	0,0062	0,0423	0,9109
PA08	603702,1277	7789605,351	937,3519	0,0847	0,0170	0,1619
PA09	603678,3563	7789591,365	937,3693	0,0017	0,0048	0,0027
PA10	603695,6947	7789578,243	936,894	0,0353	0,0374	0,5070
PA11	603707,0906	7789587,234	937,0059	0,0134	0,0558	0,3701
PA12	603710,5609	7789558,534	936,8276	0,0281	0,0155	1,2034
Media Total				0,0264	0,0436	0,5332
Desvio padrão				0,0349	0,0328	0,4141

Fonte: Elaborado pelo autor (2019)

Em sequência, na Tabela 10 incluiu-se os pontos de apoio PA02 e PA07 na correção.

Tabela 10 - Comparação Pontos de Apoio GNSS com Pontos Ortofoto (4 PA)

Coord. pontos localizados na Ortofoto (4 PA)				Discrepâncias		
Nome	E (m)	N (m)	Alt. (m)	ΔE (m)	ΔN (m)	$\Delta Alt.$ (m)
PA01	603750,2746	7789617,4796	937,3565	0,0274	0,0026	0,0015
PA02	603741,2030	7789571,2435	937,9937	0,0030	0,0315	0,0063
PA03	603723,7706	7789600,1004	937,4453	0,0036	0,0136	0,0233
PA04	603737,0394	7789633,5231	937,1660	0,0934	0,0461	0,0120
PA05	603718,8473	7789618,8331	937,2755	0,0253	0,0449	0,0105
PA06	603704,6308	7789635,0975	937,2865	0,0072	0,1105	0,0005
PA07	603690,6003	7789629,3607	937,0615	0,0047	0,0257	0,0085
PA08	603702,1258	7789605,3271	937,2111	0,0828	0,0409	0,0211
PA09	603678,3983	7789591,3832	937,3776	0,0403	0,0132	0,0056
PA10	603695,7285	7789578,2497	937,4246	0,0015	0,0303	0,0236
PA11	603707,1008	7789587,2372	937,4041	0,0032	0,0592	0,0281
PA12	603710,5384	7789558,5629	938,0482	0,0506	0,0139	0,0172
Media Total				0,0286	0,0360	0,0132
Desvio padrão				0,0309	0,0275	0,0089

Fonte: Elaborado pelo autor (2019)

Na Tabela 11 acrescentou-se os pontos de apoio PA04 e PA12 na correção.

Tabela 11 - Comparação Pontos de Apoio GNSS com Pontos Ortofoto (6 PA)

Coord. pontos localizados na Ortofoto (6 PA)				Discrepâncias		
Nome	E (m)	N (m)	Alt. (m)	ΔE (m)	ΔN (m)	$\Delta Alt.$ (m)
PA01	603750,2620	7789617,4847	937,3466	0,0400	0,0077	0,0084
PA02	603741,2099	7789571,2595	937,9936	0,0099	0,0155	0,0064
PA03	603723,7650	7789600,1085	937,4451	0,0020	0,0055	0,0231
PA04	603736,9967	7789633,5075	937,1564	0,0507	0,0305	0,0024
PA05	603718,8248	7789618,8055	937,2707	0,0028	0,0725	0,0057
PA06	603704,6140	7789635,0808	937,2858	0,0240	0,0938	0,0002
PA07	603690,5847	7789629,3466	937,0632	0,0203	0,0116	0,0068
PA08	603702,1251	7789605,3365	937,2051	0,0821	0,0315	0,0151
PA09	603678,3870	7789591,3614	937,3756	0,0290	0,0086	0,0036
PA10	603695,7121	7789578,2478	937,4272	0,0179	0,0322	0,0262
PA11	603707,0998	7789587,2324	937,4081	0,0042	0,0544	0,0321
PA12	603710,5668	7789558,5686	938,0458	0,0222	0,0196	0,0148
Media Total				0,0254	0,0320	0,0121
Desvio padrão				0,0222	0,0268	0,0098

Fonte: Elaborado pelo autor (2019)

Na Tabela 12 houve adição dos pontos de apoio PA03 e PA08 na correção.

Tabela 12 - Comparação Pontos de Apoio GNSS com pontos Ortofo (8 PA)

Coord. pontos localizados na Ortofoto (8 PA)				Discrepâncias		
Nome	E (m)	N (m)	Alt. (m)	ΔE (m)	ΔN (m)	$\Delta Alt.$ (m)
PA01	603750,2620	7789617,4847	937,3456	0,0400	0,0077	0,0094
PA02	603741,2099	7789571,2595	937,9885	0,0099	0,0155	0,0115
PA03	603723,7650	7789600,1085	937,4374	0,0020	0,0055	0,0154
PA04	603736,9967	7789633,5075	937,1507	0,0507	0,0305	0,0033
PA05	603718,8017	7789618,8165	937,2601	0,0203	0,0615	0,0049
PA06	603704,6010	7789635,0795	937,2842	0,0370	0,0925	0,0018
PA07	603690,5847	7789629,3466	937,0575	0,0203	0,0116	0,0125
PA08	603702,1251	7789605,3365	937,2042	0,0821	0,0315	0,0142
PA09	603678,3870	7789591,3614	937,3688	0,0290	0,0086	0,0032
PA10	603695,7121	7789578,2478	937,4155	0,0179	0,0322	0,0145
PA11	603707,0726	7789587,2342	937,3989	0,0314	0,0562	0,0229
PA12	603710,5668	7789558,5686	938,0383	0,0222	0,0196	0,0073
Media Total				0,0302	0,0311	0,0101
Desvio padrão				0,0202	0,0255	0,0060

Fonte: Elaborado pelo autor (2019)

Continuamente, foi acrescentado os pontos de apoio PA06 e PA10 na correção (Tabela 13).

Tabela 13 - Comparação Pontos de Apoio GNSS com Pontos Ortofo (10 PA)

Coord. pontos localizados na Ortofoto (10 PA)				Discrepâncias		
Nome	E (m)	N (m)	Alt. (m)	ΔE (m)	ΔN (m)	$\Delta Alt.$ (m)
PA01	603750,2620	7789617,4847	937,3453	0,0400	0,0077	0,0097
PA02	603741,2099	7789571,2595	937,9858	0,0099	0,0155	0,0142
PA03	603723,7650	7789600,1085	937,4357	0,0020	0,0055	0,0137
PA04	603736,9967	7789633,5075	937,1475	0,0507	0,0305	0,0065
PA05	603718,8355	7789618,8027	937,2698	0,0135	0,0753	0,0048
PA06	603704,6010	7789635,0795	937,2799	0,0370	0,0925	0,0061
PA07	603690,5847	7789629,3466	937,0590	0,0203	0,0116	0,0110
PA08	603702,1251	7789605,3365	937,2026	0,0821	0,0315	0,0126
PA09	603678,3870	7789591,3614	937,3650	0,0290	0,0086	0,0070
PA10	603695,7121	7789578,2478	937,4146	0,0179	0,0322	0,0136
PA11	603707,1193	7789587,2276	937,3997	0,0153	0,0496	0,0237
PA12	603710,5668	7789558,5686	938,0333	0,0222	0,0196	0,0023
Media Total				0,0283	0,0317	0,0104
Desvio padrão				0,0209	0,0267	0,0055

Fonte: Elaborado pelo autor (2019)

E por fim, na Tabela 14 foram adicionados os pontos PA05 e PA11.

Tabela 14 - Comparação de Pontos de Apoio GNSS com Pontos Ortofoto (12 PA)

Coord. pontos localizados na Ortofoto (12 PA)				Discrepâncias		
Nome	E (m)	N (m)	Alt. (m)	ΔE (m)	ΔN (m)	$\Delta Alt.$ (m)
PA01	603750,2620	7789617,4847	937,3414	0,0400	0,0077	0,0136
PA02	603741,2099	7789571,2595	937,9849	0,0099	0,0155	0,0151
PA03	603723,7650	7789600,1085	937,4310	0,0020	0,0055	0,0090
PA04	603736,9967	7789633,5075	937,1477	0,0507	0,0305	0,0063
PA05	603718,8355	7789618,8027	937,2628	0,0135	0,0753	0,0022
PA06	603704,6010	7789635,0795	937,2816	0,0370	0,0925	0,0044
PA07	603690,5847	7789629,3466	937,0533	0,0203	0,0116	0,0167
PA08	603702,1251	7789605,3365	937,1917	0,0821	0,0315	0,0017
PA09	603678,3870	7789591,3614	937,3575	0,0290	0,0086	0,0145
PA10	603695,7121	7789578,2478	937,4011	0,0179	0,0322	0,0001
PA11	603707,1193	7789587,2276	937,3890	0,0153	0,0496	0,0130
PA12	603710,5668	7789558,5686	938,0274	0,0222	0,0196	0,0036
Media Total				0,0283	0,0317	0,0083
Desvio padrão				0,0209	0,0267	0,0057

Fonte: Elaborado pelo autor (2019)

3.3.4 Processamento dados Levantamento Geodésico

Para o Levantamento com GNSS RTK foi implantado um marco demarcado com um piquete, onde foi instalada a base para o levantamento. A coordenada encontrada após o processamento PPP (Posicionamento por Ponto Preciso) do IBGE foi UTM; E (m): 603732,068; N (m): 7789600,346 e; Alt. Geo (m): 937,66.

Segundo o IBGE (2019a), o PPP é um serviço online gratuito para o pós-processamento de dados GNSS (Global Navigation Satellite System), que faz uso do programa CSRS-PPP (GPS Precise Point Positioning) desenvolvido pelo NRCan (Geodetic Survey Division of Natural Resources of Canada). Ele permite aos usuários com receptores GPS e/ou GLONASS, obterem coordenadas referenciadas ao SIRGAS2000 (Sistema de Referência Geocêntrico para as Américas) e ao ITRF (International Terrestrial Reference Frame) através de um processamento preciso. O IBGE-PPP processa dados GNSS (GPS e GLONASS) que foram coletados por receptores de uma ou duas frequências no modo estático ou cinemático.

Para composição dos produtos finais foi utilizado como referencial planialtimétrico o sistema de referência geocêntrico para as américas – SIRGAS 2000.

Referencial Altimétrico

O Referencial altimétrico adotado para o projeto, foi o mesmo utilizado pelo IBGE, o Datum altimétrico de Imbituba, que coincide com a superfície equipotencial do nível médio dos mares, definidos pelas observações maregráficas tomadas na Baía de Imbituba-SC. Para compensação das ondulações geoidais foi utilizado o (MAPGEO2015) possibilitando a conversão das altitudes geométricas (que são referidas ao elipsoide), em altitudes ortométricas (referidas ao nível médio dos mares).

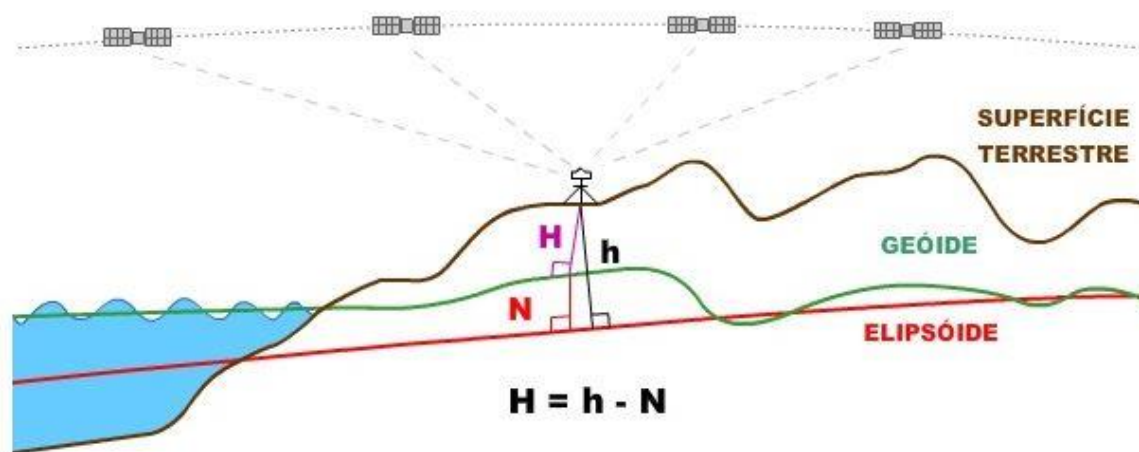
Modelo de Ondulação Geoidal

A altitude determinada utilizando um receptor GNSS está relacionada ao elipsoide e não ao geóide (forma que se aproxima mais da representação da superfície terrestre). Dessa forma, faz-se necessário conhecer a diferença entre as superfícies geoidal e elipsoidal para que a altitude acima do nível médio do mar possa ser obtida com sentido físico (IBGE 2019b).

Para converter a altitude elipsoidal (h), obtida através de receptores GNSS, em altitude ortométrica (H), é necessário utilizar o valor da altura geoidal (N) fornecida por um modelo de ondulação geoidal, (ver Equação 3 e Figura 19).

$$H = h - N \quad (3)$$

Figura 19 - Modelo Ondulação Geoidal

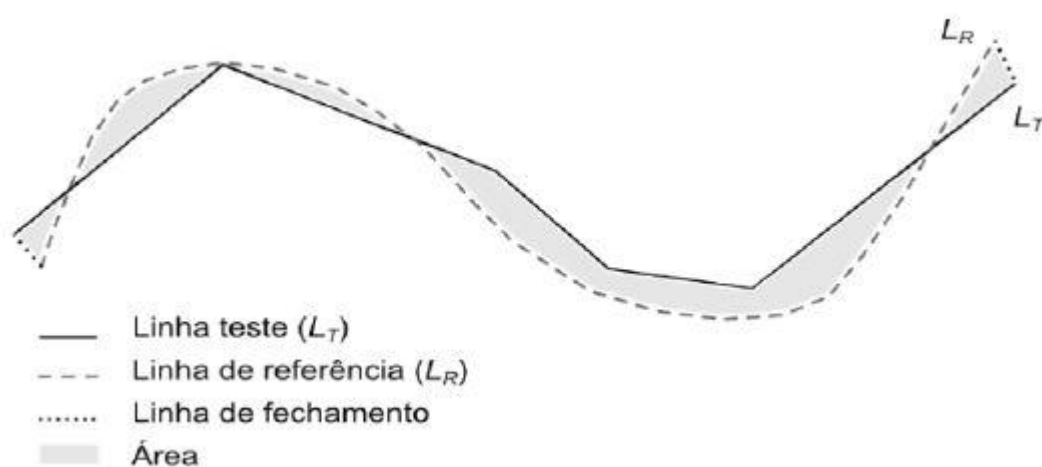


Fonte: IBGE (2019b)

3.3.5 O Modelo da banda Épsilon ou Método das Áreas para acurácia posicional das feições lineares

Segundo SANTOS et al. (2015) o modelo da banda (ou faixa) de incerteza tem sido a base para diversos estudos e métodos de avaliação da acurácia posicional em dados espaciais. O modelo conhecido como Banda Épsilon (ϵ -band) foi criado por MASRY *et al.* (1980) e BLAKEMORE (1984), que partiu inicialmente do modelo já existente proposto por PERKAL (1966). Este método consiste em estabelecer uma medida de discrepância posicional (ϵ) entre duas linhas, uma linha tomada como linha de referência (L_R) e uma linha denominada linha testada (L_T), esta discrepância é medida através do somatório das áreas (A) formada entre essas duas feições lineares (ver Equação 4 e Figura 20). Alguns autores como LUGNANI (1986), GALO *et al.* (2001) e VIEIRA *et al.* (2002), utilizaram esse método, o denominando Método das Áreas.

Figura 20 - Método comparação de feições por Áreas



Fonte: SANTOS *et al.* (2015)

SANTOS *et al.* (2015) define os passos para a aplicação do método da seguinte maneira:

1. Selecionar uma amostra contendo n linhas similares (de mesma correspondência) de teste (L_T) e de referência (L_R);
2. Sobrepor as linhas de teste com as de referência, se não houver coincidência dos extremos ligar linhas de fechamento.

3. Obter o somatório das áreas internas (unidades m²), criadas pela sobreposição das linhas homólogas de teste e referência (Figura 10), para cada elemento i pertencente à amostra de linhas homólogas;
4. Medir o comprimento (em metros) de cada linha i de teste (CLT);
5. Calcular a Banda de Erro Épsilon (ε), ou seja, erro de área em função do comprimento, para cada elemento i da amostra, dividindo o somatório das áreas internas pelo comprimento da linha teste, segundo a equação abaixo:

$$\varepsilon_i = \frac{(\sum A)_i}{CL_{Ti}} \quad (4)$$

6. Ao final, analisa-se a medida de discrepância, obtida pelo valor da Banda de Erro Épsilon, com a norma ou padrão de acurácia utilizado. Para esta análise as medidas de discrepâncias deverão obedecer a duas condições 90% dos pontos testados (ou feições), devem apresentar valores de discrepâncias iguais ou inferiores ao valor do PEC em relação a classe testada, e o RMS (*root mean square*) das discrepâncias deve ser igual ou inferior à tolerância EP definido pela norma.

4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1 Comparativo Pontos de Apoio do GNSS e Pontos da Ortofoto

A partir do comparativo da variação posicional dos pontos de Apoio coletados com o GNSS RTK (Tabela 5) e os pontos localizados nas ortofotos geradas em cada fase, foram obtidos os erros médios e os desvios padrões. Na tabela 15 é apresentado os resultados encontrados para cada coordenada ao se adicionar pontos de apoio.

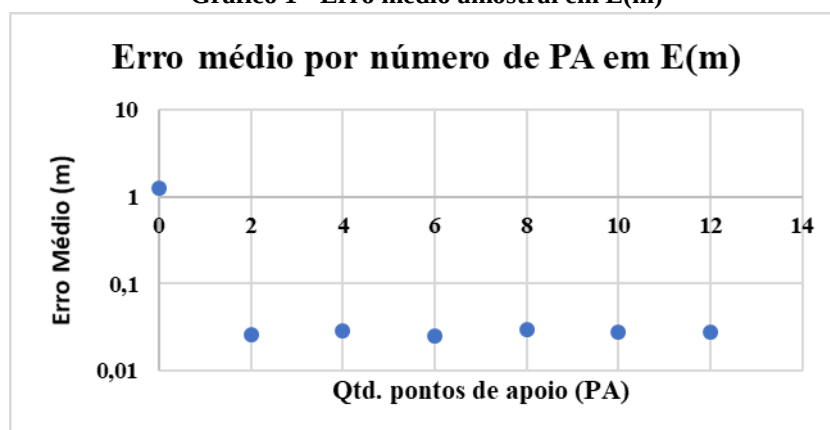
Tabela 15 - Erro Médio e Desvios padrões nas coordenadas por quantidade de PA

Número de Pontos de Apoio	Discrepâncias médias			Desvios padrões		
	ΔE (m)	ΔN (m)	$\Delta Alt.$ (m)	ΔE (m)	ΔN (m)	$\Delta Alt.$ (m)
0	1,2837	1,535408	31,57732	0,232612	0,21607	0,084186
2	0,0264	0,043575	0,533167	0,034903	0,032755	0,414109
4	0,028583	0,036033	0,013183	0,030902	0,027505	0,008874
6	0,025425	0,03195	0,012067	0,022218	0,026842	0,009829
8	0,030233	0,031075	0,010075	0,020161	0,02548	0,006013
10	0,028325	0,031675	0,010433	0,02089	0,026659	0,00548
12	0,028325	0,031675	0,00835	0,02089	0,026659	0,005739

Fonte: Elaborado pelo autor (2019)

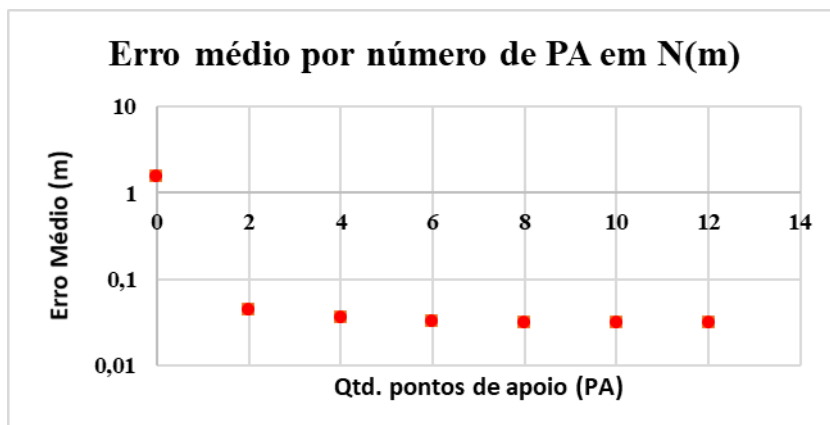
Os gráficos abaixo apresentam os erros médios e a quantidade de PA's para Este (E), Norte (N) e Cota (Alt.).

Gráfico 1 - Erro médio amostral em E(m)



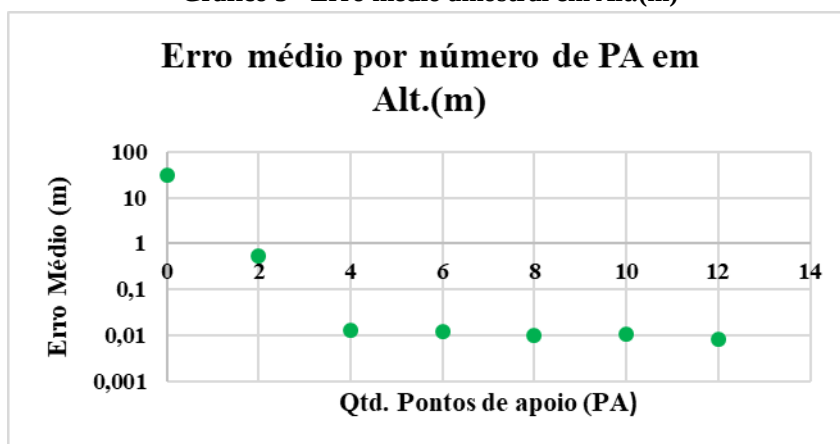
Fonte: Elaborado pelo autor (2019)

Gráfico 2 - Erro médio amostral em N(m)



Fonte: Elaborado pelo autor (2019)

Gráfico 3 - Erro médio amostral em Alt.(m)



Fonte: Elaborado pelo autor (2019)

Analisando os resultados pode-se perceber que no planimétrico o erro médio se estabiliza com 2 pontos de controle para essa subárea, já no altimétrico a estabilização ocorre somente a partir da inclusão de 4 PA's. Dessa maneira, entende-se que para se estabilizar planialtimetricamente o levantamento com 3D aprimorado, foi necessário incluir no mínimo 4 PA's para a subárea de 1000 m².

4.2 Tempo de Levantamento e Processamento dos dados

Nas tabelas abaixo são apresentados os tempos gastos para se realizar o levantamento e o processamento nos métodos de Aerolevantamento e Levantamento Geodésico. É importante destacar que os pontos levantados com o GNSS RTK foram somente no cadastro de bordos das vias da intercessão, não sendo levantado um cadastro viário completo.

Na tabela 16 é apresentado o tempo de levantamento em campo no âmbito de cadastro viário para os dois métodos levantados.

Tabela 16 - Tempo de Levantamento em campo RAP x GNSS RTK

	Aerolevantamento (RAP)	Levantamento GNSS RTK (Bordos)
Tempo de Levantamento em campo para cadastro viário (minutos)	7,5	109

Fonte: Elaborado pelo autor (2019)

Considerando que no Aerolevantamento os elementos apresentados na foto aérea representam um levantamento completo, ou seja, são apresentados diversos elementos, dessa forma a comparação se mostra ainda mais desfavorável em produtividade para o levantamento com o GNSS em campo, já se levantando todos os elementos que são visualizados pela foto aérea resultaria em um tempo maior do que o já registrado.

Na tabela 16 considerou-se o tempo gasto de processamento para gerar os produtos essenciais, conforme adicionou-se pontos de apoio na fotogrametria. Já no tempo de processamento do levantamento geodésico, foi considerado o tempo gasto para o processamento dos dados da base pelo PPP e a correção dos pontos levantados conforme o corrigido da base, como esse processo é para todos os pontos, ou seja, é um processo único, o tempo de processamento foi considerado único para processar os pontos os PA's no GNSS RTK.

Tabela 17 - Tempos de Processamento Fotogrametria x GNSS RTK

Qtd. Pontos de Apoio	Tempo de Processamento Fotogrametria (minutos)	Tempo de Processamento GNSS RTK (minutos)
0	120,90	10,5
2	123,43	
4	113,60	
6	128,05	
8	126,33	
10	137,57	
12	127,27	

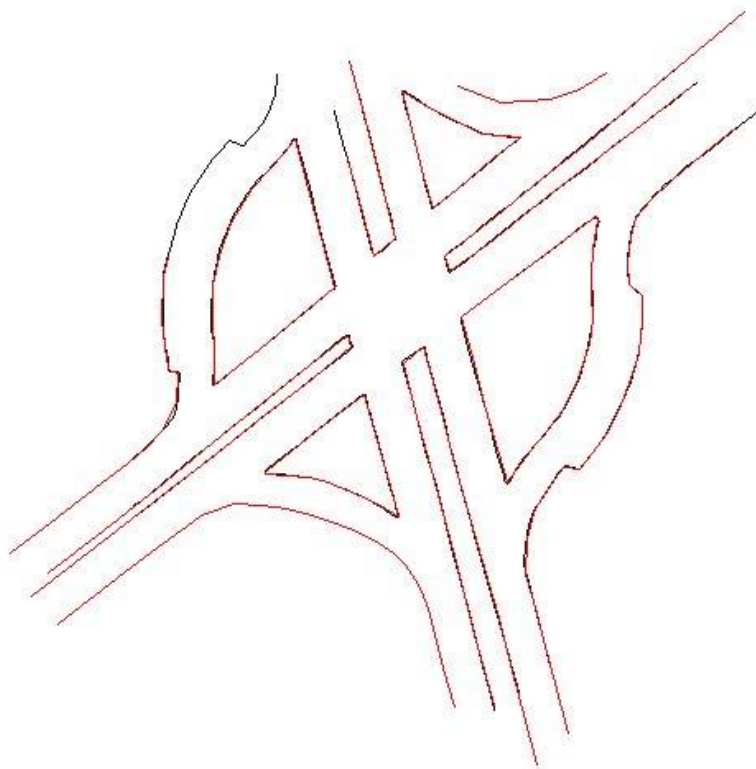
Fonte: Elaborado pelo autor (2019)

Ao verificar os dados chegou-se à conclusão que o tempo de processamento da fotogrametria não alterou conforme a adição de pontos de controle, pois não houve nenhuma alteração que representasse tal relação. Além disso é possível perceber que no levantamento aero, o principal consumo de tempo está no processamento, uma vez que esta etapa exige muito do computador que irá realizar o processo.

4.3 O modelo da banda Épsilon ou Método das Áreas para acurácia posicional das feições lineares

O método da banda Épsilon exige que as linhas de comparação tenham o mesmo tamanho. Como em alguns lugares não foi possível fazer o cadastramento dos bordos seja no levantamento GNSS RTK ou no Aerolevantamento, foi escolhido feições que pudessem ser comparadas entre as levantadas. Para extração das áreas e o recorte das feições foi utilizado o software AutoCAD Civil 3D 2011. Segue abaixo a Figura 21 com as sobreposições de todas as feições cadastradas, as destacadas em vermelho são do levantamento com o GNSS, já as destacadas em preto foram retiradas da Ortofoto gerada pelo levantamento com o drone.

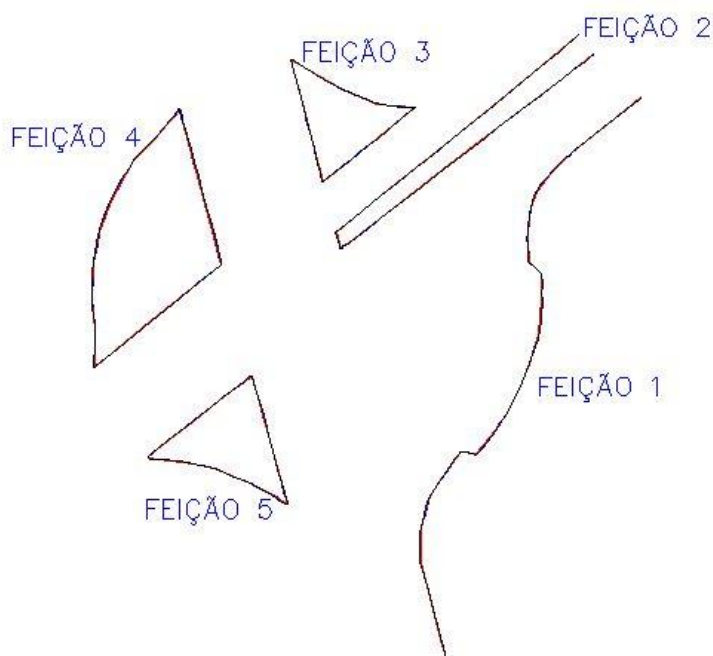
Figura 21 - Feições Sobrepostas retiradas do GNSS e Ortofo



Fonte: Elaborado pelo autor (2019)

As feições escolhidas para o comparativo foram, as indicadas na Figura 22 suas áreas e Dimensões calculadas estão indicadas na Tabela 18.

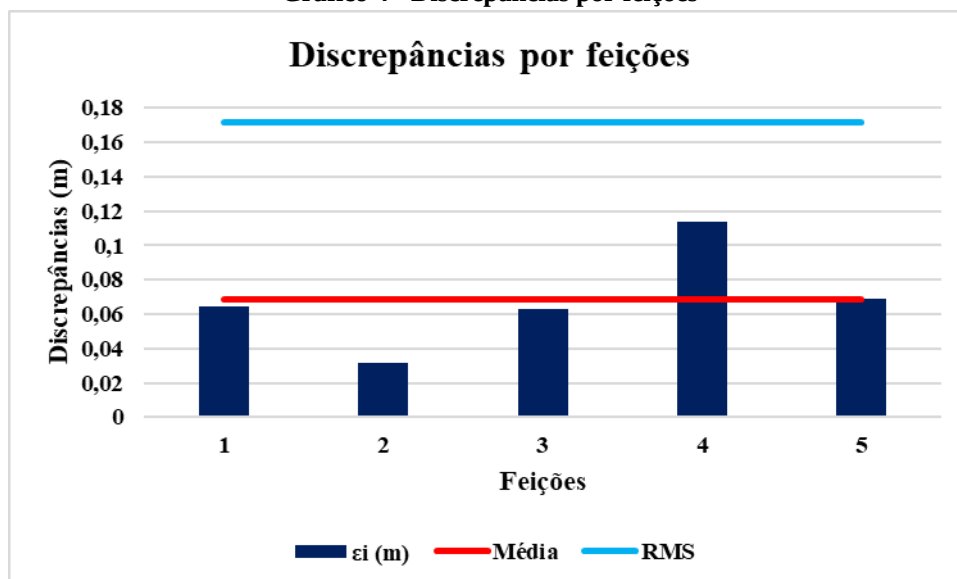
Figura 22 - Feições utilizadas para o Método de Épsilon



Fonte: Elaborado pelo autor (2019)

Como resultados da aplicação dos métodos de feições lineares pelo método da banda Épsilon, têm-se o Gráfico 4 apresentando as discrepâncias por feição.

Gráfico 4 - Discrepâncias por feições



Fonte: Elaborado pelo autor (2019)

Através do gráfico 4 é possível verificar que o valor máximo de discrepância foi de 0,11m e ainda o RMS calculado foi de 0,17m. Ao testar o método para a Classe A (PEC-PCD) na escala 1:1000 foi aceito a classificação quanto ao Decreto-lei 89.817 / ET-ADGV. Segue a Tabela 18 com o teste de classificação PEC-PCD.

Tabela 18 - Classificação de acordo com Decreto-lei nº89.817\ET-ADGV para escala 1:1000

Nº de Feições	Média (m)	RMS (m)	% (di) < PEC-PCD	RMS<=EP	Classificação
5	0,069	0,170	100%	sim	Classe A 1:1000

Fonte: Elaborado pelo autor (2019)

Com esse resultado, chegou-se a seguinte afirmativa, que a ortofoto gerada a partir de imagens obtidas pelo VANT é acurada posicionalmente para a escala de 1:1000, classe A (Decreto 89.817/ET-ADGV), apresentando discrepâncias médias menores que 0,28 m, tal resultado é satisfatório para a cartografia cadastral.

5. CONCLUSÕES

No presente trabalho buscou-se avaliar um comparativo através da captação de dados de levantamento cadastral de uma interseção viária com o GNSS Geodésico e com RAP, analisando a confiabilidade, precisão dos dados e o tempo de levantamento e processamento. Além de estabelecer uma quantidade suficiente de Pontos de Apoio para aerolevanteamento utilizando “3D aprimorado” em meio urbano por área levantada.

Com o comparativo da variação posicional dos pontos de Apoio coletados com o GNSS RTK e os pontos localizados nas ortofotos geradas em cada fase, obteve-se uma estabilidade planialtimétrica com a adição de 4 pontos de apoio para uma área de 1000 m² com um levantamento feito com imagens a 65° de inclinação em relação ao solo (3D aprimorado).

Ao comparar os tempos de levantamento é evidente a eficiência do aerolevanteamento, uma vez que seu tempo de levantamento, incluindo todos os elementos visíveis foi de 7,5 minutos, por outro lado o levantamento geodésico gastou cerca 109 minutos para realizar o cadastramento somente dos bordos intercessão. Entretanto, o tempo de processamento dos dados do aerolevanteamento apresentou ser o maior consumidor de tempo de trabalho, resultando uma média de 125 minutos gastos para todo o processamento das etapas com configurações médias de qualidade dos produtos gerados. Já no tempo de processamento do levantamento geodésico, foi considerado o tempo gasto para o processamento dos dados da base pelo PPP e a correção dos pontos levantados, o que levou um tempo de 10,5 minutos. Assim, por mais que no levantamento de campo o drone mostra-se ser mais favorável, o processamento das fotos pode ser muito demorado, principalmente se alterar a qualidade dos produtos gerados para resoluções melhores. Dessa forma, em alguns levantamentos com áreas maiores faz-se necessário possuir computadores com melhores desempenhos, e ainda assim será consumido boa parte do tempo de trabalho no processamento das imagens. Notou-se também que independentemente da quantidade de pontos de apoio, utilizados para correção dos dados fotogramétricos, o tempo de processamento não foi alterado.

Por fim, ao realizar a análise comparativa de feições lineares geradas pelo levantamento com GNSS e feições geradas na ortofoto, foi possível obter uma acurácia satisfatória na classe A para a escala de 1:1000 para o desenvolvimento de plantas cadastrais quanto ao Decreto-lei 89.817 / ET-ADGV, já que valor máximo de discrepância foi de 0,11m e ainda o RMS calculado foi de 0,17m.

Em face aos resultados alcançados, recomenda-se para trabalhos futuros avaliar a qualidade posicional planimétrica de feições lineares utilizando outros métodos existentes

como, Buffer Simples, Buffer Duplo, e os modelos de faixa de incerteza com abordagem estocástica, e os métodos determinísticos que realizam análises geométricas.

6. BIBLIOGRAFIA

ABNT. NBR 13133. **Execução de levantamento topográfico**. p. 1–35, 1994.

AGISOFT®. **Agisoft PhotoScan User Manual: Professional Edition, Version 1.2**. 1ª Ed. 2016.

ALMEIDA, I. DE C. **Estudo sobre o uso de veículo Aéreo não Tripulado (VANT) para mapeamento aéreo com fins de elaboração de projetos viários**. [s.l.] Universidade Católica de Pernambuco, 2014.

ALMEIDA, I. DE C. et al. Estudo sobre o uso de veículo aéreo não tripulado (VANT) para mapeamento aéreo com fins de elaboração de projetos viários. **VI Simpósio Brasileiro de Ciências Geodésicas e Tecnologias da Geoinformação**, p. 24–25, 2016.

AMERICAN SOCIETY OF PHOTOGRAMMETRY (ASP). **Manual of Photogrammetry**. 1966, 1220p.

ANDRADE, José Bittencourt de. **Fotogrametria**. 1998. Curitiba: SBEE.

BARBOSA, E. DE M. et al. Integridade no posicionamento RTK e RTK em rede. **Boletim de Ciencias Geodesicas**, v. 16, n. 4, p. 589–605, 2010.

BLAKEMORE, M. 1984. “Generalization and Error in Spatial Databases.” *Cartographica* 21: 131–39.

BORGES, A. D. C. **Topografia Aplicada a Engenharia Civil Vol.1**. 2ª Edição ed. [s.l: s.n.].

BRASIL. **Decreto-lei no 89.817, de 20 de junho de 1984**. Estabelece as Instruções Reguladoras das Normas Técnicas de Cartografia Nacional. Brasília, DF: Presidência da República, 1984. Disponível em: < http://www.planalto.gov.br/ccivil_03/decreto/1980-1989/D89817.htm>. Acesso em 01 de dezembro de 2019.

BRITO, J.; COELHO, L. **Fotogrametria Digital**. 1º ed. Rev ed. Rio de Janeiro: EDURJ,

2007.

BUSNELLO, F. J.; CONTE, P. R. Levantamento topográfico planialtimétrico com diferentes métodos de levantamento de dados a campo. **Revista Científica Tecnológica**, v. 3, n. 2, p. 196–205, 2015.

COELHO, I. A. **Avaliação Da Qualidade Posicional De Dados Oriundos De Vant Para Mapeamento Fotogramétrico Aplicado Em Projetos Rodoviários**. [s.l.] Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2015.

DORNELLES, E. C. **Uso da técnica RTK em REDE e RTK/GSM para determinação dos vértices em Georreferenciamento de Imóveis Rurais**. [s.l.] UNIVERSIDADE DO VALE DO RIO DOS SINOS, 2013.

DOS SANTOS, R. M. **Levantamento Convencional e Fotogrametria.pdf**. [s.l.] Universidade Católica de Pernambuco, 2013.

DSG - Diretoria do Serviço Geográfico. **“Especificação Técnica Para a Aquisição de Dados Geoespaciais Vetoriais (ET-ADGV)”**, Brasil, 2018. Disponível em: <<http://www.geoportal.eb.mil.br/portal/index.php/inde2?id=140>>. Acesso em 01 de dezembro de 2019.

GALO, Mauricio, Aluir Porfírio Dal Poz, and France Michel Ferreira. 2001. **“O Uso De Feições No Controle De Qualidade Em Cartografia.”** In XIX Congresso Brasileiro de Cartografia. Porto Alegre, Brazil.

GRAHAM, R., KOH, A., **Digital Aerial Survey, Theory and Practice**. Whittles Publishing Caithness, ISBN 1-870325, 2002.

GRANDO, D. L.; ET. AL. Levantamentos Topográficos – Estação Total x GPS RTK. **1º Simpósio de Agronomia e Tecnologia em alimentos - AGROTEC**, p. 5, 2014.

KULUR, S. et al. The Effect of Pixel Size on the Accuracy of Orthophoto Production. **ISPRS Annals of Photogrammetry, Remote Sensing and Spatial Information Sciences**, v. III–4, n. July, p. 53–57, 2016.

INCRA. **Manual Técnico de Posicionamento: georreferenciamento de imóveis rurais**. 1ª ed. Brasília, 2013.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA (IBGE). RBMC – **Rede Brasileira de Monitoramento Contínuo dos Sistemas GNSS**. Disponível em: <<http://www.ibge.gov.br/home/geociencias/geodesia/rbmc/rbmc.shtm?c=7>>. Acesso em 25 de novembro de 2019.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA (IBGE). 2019a. **Serviço online para pós-processamento de dados GNSS - IBGE-PPP**. Disponível em: <<https://www.ibge.gov.br/geociencias/informacoes-sobre-posicionamento-geodesico/servicos-para-posicionamento-geodesico/10855-modelo-de-ondulacao-geoidal.html?=&t=sobre>>. Acesso em 25 de novembro de 2019.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA (IBGE). 2019b. **Modelo de Ondulação Geoidal**. Disponível em: <<https://www.ibge.gov.br/geociencias/informacoes-sobre-posicionamento-geodesico/servicos-para-posicionamento-geodesico/10855-modelo-de-ondulacao-geoidal.html?=&t=sobre>>. Acesso em 25 de novembro de 2019.

LUGNANI, João Bosco. 1986. “**Estimativa de Qualidade de Feições Digitalizadas – Um Novo Método.**” *Revista Brasileira de Cartografia* 39.

MASRY, S. E., J. R. R. GAUTHIER, and Y. C. LEE. 1980. “**Accuracy and Time Comparisons of Digital Maps.**” In International Society of Photogrammetry. Hamburg.

MONICO, J. F. G. **Posicionamento pelo GNSS: Descrição, fundamentos e aplicações**, São Paulo: UNESP, 2008, 476p.

MULLER, M. **Avaliação da qualidade de ortofotos geradas por imagens obtidas por RPAS: Implicações no cadastro técnico multifinalitário**. [s.l.] Universidade Federal de Uberlândia, 2017.

NETO, F. DE D. F. et al. Assessment of positional quality in spatial data generated by VANT

using point and linear feature for cadastre applications. **Boletim de Ciencias Geodesicas**, v. 23, n. 1, p. 134–149, 2017.

OLIVEIRA, Eduardo Freitas. **Posicionamiento en tiempo real con GPS RTK**. MundoGeo, 2010. Disponível em : <<https://mundogeo.com/2000/01/01/posicionamiento-en-tiempo-real-con-gps-rtk/>>. Acesso em: 31 de out. de 2019.

PBH. **Plano Diretor – Lei 7.165/96**. Belo Horizonte, atualizado em 30 de set. de 2019. Disponível em: <<https://prefeitura.pbh.gov.br/politica-urbana/planejamento-urbano/plano-diretor>> Acesso em: 19 de nov. de 2019.

PERKAL, Julian. 1966. “**On the Length of Empirical Curves.**” Michigan Inter-University Community of Mathematical Geographers 10: 17–20.

POLEZEL, W. G. C. **Investigações sobre o impacto da modernização do GNSS no posicionamento**. [s.l.] Universidade Estadual Paulista, 2010.

SANTOS, A. DE P. DOS et al. Controle de qualidade posicional em dados espaciais utilizando feições lineares. **Boletim de Ciencias Geodesicas**, v. 21, n. 2, p. 233–250, 2015.

TEMBA, P. **Fundamentos da Fotogrametria**. [s.l.: s.n.]. Disponível em: <csr.ufmg.br/geoprocessamento/publicacoes/fotogrametria.pdf>.

TOMMASELLI, A. M. G. Introdução. In: **Fotogrametria Básica**. [s.l.: s.n.]. v. dp. 1–14.

ZANETTI, J.; ET. AL. Influence of Number and Distribution of Control Points on Orthophotos Generated from a UAV Survey. n. 89, p. 263–277, 2017.

TULER, M.; SARAIVA, S. **Fundamentos de Topografia**. 1ª. ed. Porto Alegre: Bookman, 2014.

VIEIRA, Carlos Antônio Oliveira, Paul M. Mather, and Paulo A. F. Borges. 2002. “**Assessing the Positional Accuracy of Remotely Sensed Products.**” In 5th International Symposium on Spatial Accuracy Assessment in Natural Resources and Environmental Sciences. Melbourne, Australia.

WOLF, P. R. **Elements of Photogrammetry with Air Photo Interpretation and Remote Sensing**. 2. Ed. New York: McGraw-Hill Book Company, 1983.