

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO
FACULTAD DE CIENCIAS AGRARIAS
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA TOPOGRÁFICA Y
AGRIMENSURA



**DETERMINACIÓN DE LA RED POLIGONAL GEODÉSICO Y
TOPOGRÁFICO DE ORDEN C EN EL ESTUDIO DE LA CARRETERA
LAMPA CABANILLA CABANILLAS**

TESIS

PRESENTADA POR:

JUSTO MARTIN QUISPE MAYTA

YHONY QUISPE MORALES

**PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:
INGENIERO TOPÓGRAFO Y AGRIMENSOR**

PUNO – PERÚ

2019

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO
FACULTAD DE CIENCIAS AGRARIAS
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA TOPOGRÁFICA Y AGRIMENSURA
DETERMINACIÓN DE LA RED POLIGONAL GEODÉSICO Y
TOPOGRÁFICO DE ORDEN C EN EL ESTUDIO DE LA CARRETERA
LAMPA CABANILLA CABANILLAS

PRESENTADA POR:

JUSTO MARTIN QUISPE MAYTA

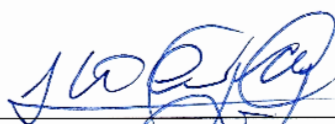
YHONY QUISPE MORALES

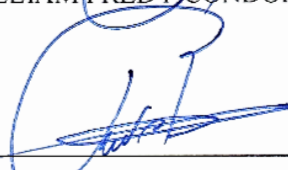
PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE:

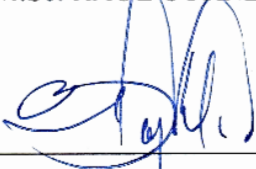
INGENIERO TOPÓGRAFO Y AGRIMENSOR



APROBADO POR EL JURADO REVISOR CONFORMADO POR:

PRESIDENTE : 
ING. WILLIAM FREDY CONDORI CANAHUA

PRIMER MIEMBRO : 
M.Sc. RAÚL CORNEJO CALVO

SEGUNDO MIEMBRO : 
ING. VÍCTOR RAÚL BANEGAS LAYME

DIRECTOR / ASESOR : 
ING. ARTURO JOELS VENTURA MAMANI

ÁREA : Ciencias Naturales
TEMA : Topografía, Geodesia, Cartografía y Catastro

FECHA DE SUSTENTACIÓN 23 DE DICIEMBRE DEL 2019

DEDICATORIA

Con el aprecio y cariño a mis queridos padres Pastora F. Morales Borda y Valeriano Quispe Galindo (+), de una eterna gratitud por el apoyo incansable y de ejemplo de superación de mis metas profesionales.

A mis hermanos Magno, José, Isaac, Yanina y Adela, por confiar siempre en mi persona, a mi tío Genaro Morales Morales (+), por su fortaleza y empeño en la lucha de superación, y mis familiares, por la motivación que tuvieron con mi persona.

A mis compañeros y amigos del trabajo Elvis R. Roque Pancca, Jimmy Choque, Roger H. Huallpa, Yuri Apaza Soncco, Faber Illacutipa, por sabias y aportes de ideas en los momentos requeridos.

Yhony.

DEDICATORIA

A mi padre Dionisio quien es y será un gran ejemplo de honestidad, perseverancia y superación, en base a esfuerzo y dedicación permanente.

A mi madre, María Mercedes, por darme amor, sabiduría y por su apoyo incondicional en todo momento.

A mis hermanos Wilfredo, Diego, Carmen y Aracely, que siempre me apoyaron y me alentaron para seguir con mis estudios, que son motivo de mi fortaleza.

Justo Martín.

AGRADECIMIENTO

- A la universidad nacional del altiplano, en especial a la escuela profesional de ingeniería topográfica y agrimensura, de la facultad de ciencias agrarias, y al equipo de docentes, trabajadores administrativos, quienes contribuyeron y aportaron en inculcar los conocimientos en mi formación profesional.
- Al jurado evaluador, Ing. William Fredy Condori Canahua (Presidente), M.Sc. Raúl cornejo calvo (Primer Miembro), Ing. Víctor Raúl Banegas Layme (Segundo Miembro), Al ing, Arturo J. Ventura Mamani como director y Asesor de Tesis, quienes nos dirigieron y alimentaron la elaboración y la ejecución del presente trabajo de investigación.

ÍNDICE GENERAL

	Pág.
RESUMEN.....	16
ABSTRACT.....	17
I INTRODUCCIÓN	18
1.1 Planteamiento del problema.	21
1.2 Hipótesis de la investigación.....	21
1.3 Objetivos	22
1.3.1 Objetivo general.....	22
1.3.2 Objetivos específicos	22
II REVISIÓN DE LITERATURA.....	23
2.1 Marco Teórico	23
2.1.1 Topografía.....	23
2.1.2 Levantamiento topográfico	24
2.1.3 Mediciones topográficas directas e indirectos	25
2.1.3.1 Mediciones directas	25
2.1.3.2 Mediciones indirectas	26
2.1.3.3 Medición electrónica de distancias (EDM).....	26
2.1.3.4 Puntos de control.....	27
2.1.3.5 El punto de control en la topografía.....	28
2.1.4 Levantamiento topográfico	29
2.1.4.1 Levantamiento con estación total.....	30
2.1.5 Poligonación	30
2.1.6 Levantamiento con estación total.....	31
2.1.7 El punto de control en la topografía.....	31
2.1.8 La carretera	32
2.1.9 Medición electrónica de distancias (MED).....	33

2.1.10	Georreferenciación.....	34
2.1.11	Sistema de posicionamiento global GPS	35
2.1.12	Nociones de geodesia.....	36
2.1.13	Las coordenadas.....	37
2.1.14	Posicionamiento mediante código C/A.....	38
2.1.15	La señal del satélite.....	39
2.1.16	Errores en la medición electrónica de distancias.	39
2.1.17	Relación Altitud –Presión Atmosférica.	39
2.1.18	Medida de distancias a satélites y método diferencial	40
2.1.18.1	Medición de pseudo - distancias.....	40
2.1.18.2	Medición de distancias con medidas de fase	41
2.1.18.3	Método diferencial.....	42
2.1.18.4	Máscara de elevación	43
2.1.19	Posicionamiento GPS métodos y aplicaciones	44
2.1.19.1	Posicionamiento absoluto.....	44
2.1.19.2	Posicionamiento diferencial	44
2.1.20	La señal de GPS	46
2.1.21	Sistemas coordenados de referencia para el GPS	46
2.1.21.1	El sistema coordenado de referencia para el satélite	47
2.1.21.2	El sistema coordenado geocéntrico	48
2.1.21.3	El sistema coordenado geodésico.....	49
2.1.21.4	Geometría de los satélites observados	49
2.1.22	Ajuste con mínimos cuadrados	50
2.1.22.1	Ecuaciones no lineales.....	51
2.1.22.2	Matriz de redundancia	51
2.1.22.3	Desviación estándar de referencia a posteriori.....	52
2.1.22.4	El concepto de peso de una observación	53
2.1.22.5	Principio del método de mínimos cuadrados.....	54

2.1.22.6	Ajuste de las observaciones por el método correlativo	58
2.1.22.7	Métodos de ajuste por mínimos cuadrados.....	61
2.1.22.8	Métodos matriciales en el ajuste por mínimos cuadrados	61
2.1.22.9	Procedimiento de ajuste.....	63
2.1.23	Marco Conceptual.....	64
2.1.23.1	Medición de distancias.	64
2.1.23.2	Teoría de errores.....	65
2.1.23.3	Sistema de unidades	66
2.1.23.4	Sistemas de referencia	66
2.1.23.5	Tolerancias en la ubicación de puntos de control.....	67
2.1.24	Trabajos topográficos.....	68
2.1.24.1	Georreferenciación	68
2.1.24.2	Puntos de Control	69
2.1.24.3	Topográfica y trazo.....	69
2.1.24.4	El geoide.....	70
2.1.24.5	Altura elipsoidal	70
2.1.24.6	El datum	71
2.1.24.7	Clasificación de puntos geodésicos	71
2.1.24.8	Punto geodésico orden “0”	71
2.1.24.9	Punto geodésico orden “A”	71
2.1.24.10	Punto geodésico orden “B”	72
2.1.24.11	Punto geodésico orden “C”	72
2.1.24.12	Puntos de apoyo (PFCH).....	72
2.2	Antecedentes del proyecto.....	73
III	MATERIALES Y MÉTODOS	81
3.1	Equipos y materiales	81
3.1.1	Equipos	81
3.1.2	Materiales.....	81

3.1.3	Herramientas informáticas	81
3.2	Desarrollo metodológico	82
3.2.1	Método de la investigación	82
3.2.1.1	Ámbito de estudio	82
3.2.1.2	Población y muestra	83
3.2.2	Procedimiento de la investigación	83
3.2.2.1	Recopilación de información	84
3.2.2.2	Ubicación de los puntos de control	84
3.2.3	Trabajos de Campo	87
3.2.4	Trabajos de Gabinete	90
3.2.5	Ajuste de redes de puntos de control GNSS	92
3.2.6	Ajuste de redes de puntos de control Topográficas	99
IV	RESULTADOS Y DISCUSIÓN.....	108
4.1	Tipo de investigación y estadística.....	108
4.1.1	Hipótesis estadística.....	108
4.1.2	Análisis estadístico.....	108
4.1.3	Análisis de muestras	109
4.1.4	Variables Independientes	109
4.1.5	Variables dependientes	109
4.2	Análisis estadístico	109
4.2.1	Para el primer objetivo	109
4.2.1.1	Hipótesis	110
4.2.1.2	Normalidad	110
4.2.1.3	Igualdad de varianza: (Prueba de Levene)	111
4.2.1.4	P-valor de la prueba T student de pruebas independientes.	112
4.2.2	Para el segundo objetivo	113
4.2.2.1	Hipótesis	113
4.2.2.2	Normalidad	113

	4.2.2.3	Igualdad de varianza: (Prueba de Levene).....	114
	4.2.2.4	P-valor de la prueba T student de pruebas independientes.	115
V		CONCLUSIONES	117
VI		RECOMENDACIONES	119
VII		REFERENCIAS	120

ÍNDICE DE FIGURAS

	Pág.
Figura 1 : Media de distancias a partir de Fases	42
Figura 2 : Método Diferencial.....	43
Figura 3 : Mascara de Elevación.....	44
Figura 4 : Línea Base	45
Figura 5 : Ubicación de puntos de GPS diferencia	85
Figura 6 :Ubicacion de Puntos de control.....	88
Figura 7 : Importación de datos de base y puntos de control.....	91
Figura 8 : Observación de Satélites con GPS Diferencial	91
Figura 9 : Configuracion de GPS diferencial.....	93
Figura 10 : Restricción de puntos de control	93
Figura 11 : Ajuste de red de GPS Diferencial.....	94
Figura 12 : Ajuste de coordenadas UTM a coordenadas topográficas	98
Figura 13 : Diagrama de diferencia de los residuos.....	111
Figura 14 : Diagrama de diferencia de los residuos.....	114

ÍNDICE DE TABLAS

	Pág.
Tabla 1: Relación Altitud – Presión atmosférica.....	40
Tabla 2: Precisión de planimetría estática rápido.....	46
Tabla 3: Error en la medición de Distancias	65
Tabla 4 : Parámetros del sistema geodésico en el Perú.....	67
Tabla 5: Tolerancias para trabajos de levantamientos topográficos, replanteos y estacado.....	68
Tabla 6: Número mínimo de estaciones de control de la red geodésica	73
Tabla 7: Separación de las estaciones (km)	73
Tabla 8 : ubicación de puntos de control GPS diferencial	86
Tabla 9: Tipo de GPS diferencia	86
Tabla 10: Tabla de observaciones de GPS Diferencial	89
Tabla 11: Horas de Observación de GPS Diferencial	90
Tabla 12: Informe de procesamiento de líneas base.....	92
Tabla 13: Coordenadas de cuadrícula no ajustadas.....	92
Tabla 14: Informe de procesamiento de líneas base.....	94
Tabla 15: Coordenadas de cuadrícula ajustadas.....	95
Tabla 16: Coordenadas ECEF ajustadas	95
Tabla 17: Componentes de la elipse de error	95
Tabla 18: Observaciones GNSS ajustadas	96
Tabla 19: Informe de tolerancia relativa permitido ALTA/NSPS	97
Tabla 20: Coordenadas planas o topográficas.....	98
Tabla 21: Factores de escala para convertir coordenadas locales	99
Tabla 22: Resumen Estadístico del Ajuste	99
Tabla 23: Cambios de Coordenadas de las Provisionales Ingresadas (Meters)	99
Tabla 24: Coordenadas Ajustadas (Metros).....	100
Tabla 25: Ajustadas Angulo Observaciones (DMS).....	101
Tabla 26: Distancias Ajustadas de Observaciones (Metros).....	102

Tabla 27: Ajuste de Rumbos y distancias horizontales	103
Tabla 28: Datos de Poligonal 1	104
Tabla 29: Datos de Poligonal 2	104
Tabla 30: Datos de poligonal 3	105
Tabla 31: error de propagación	105
Tabla 32: Error de elipses de puntos	106
Tabla 33: Error relativo de elipses	107
Tabla 34: Pruebas de normalidad	110
Tabla 35: Normalidad de calificación	110
Tabla 36: Estadísticas de grupo.....	111
Tabla 37: Prueba de Levene de igualdad de varianzas.....	111
Tabla 38: Prueba t para la igualdad de medias	112
Tabla 39: Cuadro: Pruebas de normalidad	113
Tabla 40: Normalidad de calificación	114
Tabla 41: Estadísticas de grupo.....	115
Tabla 42: Prueba de Levene de igualdad de varianzas.....	115
Tabla 43: Prueba t para la igualdad de medias	115

ÍNDICE DE ACRÓNIMOS

C/A; C/A	: Coarse/Acquisition (o Clear/Acquisition).
CTP	: Conventional Terrestrial Pole.
DG	: Diseño Geométrico.
DOP	: Dilution Of Precision, Dilution Of Precision.
EG-2013	: Especificaciones técnicas 2013, ministerio de transportes y comunicaciones del Perú.
EDM	: Medición de Distancias Electrónica.
GDOP	: Geometric Dilution Of Precision.
GLONASS y GALILEO	: Sistemas de posicionamiento de satélites americanos.
GPS: GPS	: Global Positioning System (Sistema de Posicionamiento Global).
GPS	: Global Positioning System (Sistema de Posicionamiento Global).
IERS	: International Earth Rotation and Reference Systems Service.
IGN	: Instituto Geográfico Nacional.
L1: L1	: Portadora de frecuencia a 1575,42Mhz está modulada con los códigos C/A y P.
L2: L2	: Portadora de frecuencia a 1227,60MHZ, sólo porta el código P y el mensaje de navegación.
MED	: Medición Electrónica de Distancias.

MTC	: Ministerio de Transporte y Comunicaciones.
MTC	: Ministerio de Transporte y Comunicaciones.
NAVSTAR	: Navstar GPS, es un sistema que permite determinar en toda la Tierra.
REGGEN	: Red Geodésica Geocéntrica Nacional.
REGPMOC	: Instituto Geográfico Nacional. Red Geodésica Peruana de Monitoreo Continuo.
RTK	: Real Time Kinematic.
UTM	: Universal Transverse Mercator.

RESUMEN

El inconveniente principal de la red poligonal geodésico y topográfico, se encuentran en las etapas de estudios y proceso constructivo de la carreteras, cuyo objetivo general es determinar el residuo lineal y error lineal de la red poligonal geodésico y topográfico de orden C en el estudio de la carretera lampa cabanillas cabanillas, considerando las normas peruanas y MTC para determinar si existe o no diferencias significativas en errores residuales en ajuste poligonal y errores lineales horizontales; Para mejorar los trabajos que en la actualidad los trabajos topográficos se aborda empleando GPS (navegadores, sub métricos, diferenciales), estaciones totales electrónicos con mediciones ya sea angulares, distancias, con diferentes grados de precisión, obliga inflexiblemente a realizar los cálculos en el sistema de referencia local. A pesar de todo ello, la metodología de cálculo de las coordenadas finales sigue siendo en muchas ocasiones similar a la que se llevaba a cabo décadas atrás, cuando el instrumental empleado era óptico mecánico y las distancias se medían con estadía, es decir, empleando un gran número de simplificaciones y con tratamiento local de las mediciones. Este proceder implica mucho tiempo esto afecta a los resultados finales obtenidos y puede producir serios problemas cuando las coordenadas finales son contrastadas por otros profesionales de la topografía. En la presente investigación se llegó a una conclusión si existe diferencia en medias en ajustes residuales lineal con GPS diferencial y con estación total, en el sistema de referencia geodésico WGS84, mientras que las segundas conclusiones de igual manera si hay diferencias significativas en errores lineal residuales en ajuste de poligonal abierta en sistemas locales de coordenadas. La relación entre ambos tipos de ajuste implica al campo gravitatorio y es algo abundantemente estudiado en la literatura geodésica.

Palabras clave: GPS diferencial, redes topográficas, Red poligonal, Geodesia, Estación Total.

ABSTRACT

The main drawback of the geodetic and topographic polygonal network, are in the stages of studies and construction process of the roads, whose general objective is to determine the linear residue and linear error of the geodetic and topographic polygonal network of order C in the study of the lampa cabanillas cabanillas highway, considering Peruvian and MTC standards to determine whether or not there are significant differences in residual errors in polygonal adjustment and horizontal linear errors; To improve the work that currently topographic works are approached using GPS (navigators, sub metrics, differentials), electronic total stations with measurements either angular, distances, with different degrees of precision, inflexibly obliges to perform calculations in the system of local reference. In spite of all this, the methodology for calculating the final coordinates remains in many occasions similar to the one carried out decades ago, when the instruments used were mechanical optics and the distances were measured with stay, that is, using a large number of simplifications and with local treatment of measurements. This procedure involves a long time this affects the final results obtained and can cause serious problems when the final coordinates are contrasted by other topography professionals. In the present investigation a conclusion was reached if there is a difference in means in linear residual adjustments with differential GPS and with total station, in the WGS84 geodetic reference system, while the second conclusions in the same way if there are significant differences in residual linear errors in open polygonal adjustment in local coordinate systems. The relationship between both types of adjustment involves the gravitational field and is something abundantly studied in geodesic literature.

Keywords: Differential GPS, topographic networks, Polygonal network, Geodesy, Total Station.

I INTRODUCCIÓN

Con la implementación de la Topografía moderna (equipos modernos electrónicos de alta precisión y sensibilidad), en este proyecto de investigación se implementó el mayor control en sus patrones de aplicación, esto conllevará hacia la aplicación de los parámetros, factores, tratamiento de errores, con mayor delicadeza en el manejo de estos equipos en coordenadas planas o locales.

En el desarrollo del proyecto, se evaluó las diferencias que existe entre las coordenadas geodésicas y las coordenadas planas o llamadas también locales en los puntos de control a un promedio de 5 KM. En el estudio de carretera Cabanilla Cabanillas, con un promedio de tiempo de 2h 37m 15.8s, que esta influye en las distancias, cuando más mayor es la distancia entonces más horas se debe estacionar y también del orden a lo que se requiere.

La geometría de los satélites visibles es un factor importante a la hora de conseguir una buena precisión en el posicionamiento de un punto. Dicha geometría cambia con el tiempo como consecuencia del movimiento orbital de los satélites en el espacio (puesto que no son geoestacionarios). El factor que mide la bondad de esta geometría es el denominado factor de dilución de la precisión (DOP, Dilution Of Precision).

Para evitar la oclusión de las señales, la DOP se calcula utilizando los satélites que realmente son visibles. Los efectos combinados de la dilución de la precisión en posición y tiempo se denominan GDOP (Geometric Dilution Of Precision), dilución de la precisión geométrica. El GPS Diferencial consigue eliminar la mayoría de los errores naturales y causados por el usuario que se infiltran en las mediciones normales con el GPS. Estos errores son pequeños, pero para conseguir el nivel de precisión requerido por algunos trabajos de posicionamiento es necesario minimizar todos los errores por pequeños que sean. Para realizar esta tarea es necesario tener dos receptores operando simultáneamente.

El receptor de "referencia" permanece en su estación y supervisa continuamente los errores, y después transmite o registra las correcciones de esos errores con el fin de que el segundo receptor (receptor itinerante que realiza el trabajo de posicionamiento) pueda aplicar dichas correcciones a las mediciones que está realizando, bien sea conforme las realiza en tiempo real, o posteriormente.

El método estático es uno de los métodos más indicado para los puntos de control, que el receptor se queda fijo sobre las respectivas estaciones. Es el método de posicionamiento clásico de observación de medidas de líneas base superior a 15 km con el máximo de precisión. La medición estática, ha sido durante años el soporte principal de GPS. Es la más sencilla pero la más lenta; por lo general se requiere de 1 a 2 horas de medición o más según la longitud de las líneas bases. A mayor distancia corresponde más tiempo de observación, la relación es directamente proporcional.

En traslado de coordenadas Topográficas, desde los puntos de control topográfico a los otros puntos de control Geodésico, se logra llegar con un error de cierre mínima, sin antes del proceso aplicar los parámetros y factores, en el equipo electrónico.

El presente proyecto se desarrolla en obtener la correcta aplicación de los parámetros influyentes en el equipo, de acuerdo a la zona y del tipo de proyecto, en el tratamiento de errores y los errores permisibles de acuerdo al equipo y la zona del proyecto en sus diferentes etapas.

En la actualidad, los trabajos topográficos se abordan empleando estaciones totales y mediciones GPS, ya sea en modo estático o con post proceso, o lo que es más habitual, en modo cinemático en tiempo real (GPS-RTK), obliga inflexiblemente a realizar los cálculos en el sistema de referencia geodésico oficial. A pesar de todo ello, la metodología de cálculo de las coordenadas finales sigue siendo en muchas ocasiones

similar a la que se llevaba a cabo décadas atrás, cuando el instrumental empleado era óptico mecánico y las distancias se medían con estadía, es decir, empleando un gran número de simplificaciones y con tratamiento local de las mediciones. Este proceder afecta a los resultados finales obtenidos y puede producir serios problemas cuando las coordenadas finales son contrastadas por otros profesionales de la topografía.

Gracias a la potencia de los ordenadores personales es posible calcular cualquier trabajo topográfico de forma prácticamente instantánea y rigurosa, con inclusión de todos aquellos aspectos teóricos antes reservados exclusivamente a trabajos geodésicos. La presente investigación describe el estudio realizado sobre la influencia de las principales correcciones geodésicas y los errores que pude cometer en un trabajo topográfico tipo, muestra cómo en función de la precisión y extensión del trabajo, sencillas consideraciones en el procesamiento pueden resultar una alternativa al cálculo riguroso.

El instrumental geodésico y topográfico es prácticamente común, ya que se emplea fundamentalmente el GPS y en caso de incluirse observación clásica, se emplean estaciones totales que permiten precisiones relativas de una poca ppm a distancias de incluso varios kilómetros. Por otra parte, los ordenadores personales son capaces de realizar millones de operaciones por segundo y superan en varios órdenes la potencia de cálculo de que disponían hace dos décadas algunos centros geodésicos. Por tanto, no existe razón para que las metodologías de procesamiento empleadas en los trabajos difieran radicalmente de la empleada en geodesia.

Todo ello ha supuesto por una parte del colectivo profesional la necesidad de recuperar conocimientos geodésicos, ya que se ha convertido en algo habitual trabajar con mediciones de GPS junto con mediciones obtenidas a partir de estaciones totales. El resultado de las primeras es vector en el sistema de referencia geodésico WGS84, mientras que las segundas representan vectores en sistemas locales de coordenadas. La

relación entre ambos tipos de vectores implica al campo gravitatorio y es algo abundantemente estudiado en la literatura geodésica, así como la relación entre diferentes sistemas de referencia geodésicos y la representación de coordenadas en una proyección cartográfica.

1.1 Planteamiento del problema.

El problema común que se presenta en los trabajos de las redes poligonales, Geodésicos y Topográficos, se dan al momento de utilizar coordenadas UTM y coordenadas topográficas, tanto en los equipos de medición de GPS diferencial y Estación Total.

Al momento de total datos, levantamientos topográficos y replanteos, se encuentran errores de cierre fuera de los límites permisibles. Los datos definitivos de los proyectos lineales (carreteras, canales, túneles, ferrocarriles, etc.), al realizar el proceso de compatibilidad en el área topografía y diseño geométrico de carreteras, se encuentran errores de cierre.

Es por lo cual se procedido a realizar este proyecto de investigación con la finalidad ajustar los errores lineales y residuales.

De acuerdo con el marco legal normativo del IGN y MTC, al determinar la red poligonal geodésica topográfica de orden C, mejoraran los controles horizontales de: proyectos de estudio, ejecución y post construcción, en las obras lineales.

1.2 Hipótesis de la investigación

En la presente investigación se planteó dos Hipótesis de investigación es como sigue:

H1 = Existe una diferencia significativa entre la media al comparar las diferencias en error de residuos lineales en la red poligonal geodésico y topográfica de orden C con GPS diferencial horizontal.

Ho = No Existe una diferencia significativa entre la media al comparar las diferencias en error de residuos lineales en la red poligonal geodésico y topográfica de orden C con GPS diferencial horizontal

H1 = Existe una diferencia significativa entre la media al comparar el error lineal de coordenadas UTM vs coordenadas locales, realizados a partir de mediciones clásicas (electrónica) y de GPS diferencial con respecto a la estación total.

Ho = No Existe una diferencia significativa entre la media al comparar el error lineal de coordenadas UTM vs coordenadas locales, realizados a partir de mediciones clásicas (electrónica) y de GPS diferencial con respecto a la estación total.

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo general

- Determinar la red poligonal geodésico y topográfico de orden C en el estudio de la carretera lampa cabanilla cabanillas, tramo II - Región Puno; considerando las normas DG 2018 y MTC en errores horizontales y verticales.

1.3.2 Objetivos específicos

- Determinar error de residuos lineales de coordenadas UTM vs coordenadas locales, realizados a partir de mediciones clásicas (electrónica) y de GPS diferencial con respecto a la estación total.
- Determinar el error lineal de coordenadas UTM vs coordenadas locales, realizados a partir de mediciones clásicas (electrónica) y de GPS diferencial con respecto a la estación total.

II REVISIÓN DE LITERATURA

2.1 Marco Teórico

2.1.1 Topografía

Define que, como la ciencia, el arte y la tecnología de encontrar o determinar las posiciones relativas de puntos residuales por encima de la superficie de la tierra. La topografía se puede considerar como la disciplina que comprende todos los métodos para medir, procesar y difundir la información la tierra acerca de la tierra y nuestro medio ambiente.

En la actualidad, la importancia de medir y verificar nuestro medio ambiente se vuelto critica crece la población, aumenta el valor de la tierra, nuestros recursos naturales se empobrecen y las actividades del hombre continúan contaminando nuestra tierra, agua y aire. Los topógrafos actuales pueden medir y observar la tierra y sus recursos naturales literalmente sobre una base global. Utilizando las modernas tecnologías terrestres, aéreas y por satélite, así como los computadores para el procesamiento de datos (Wolf & Ghilani, 2012).

Topografía es una obra que trata de resaltar el lugar importante que ocupa actualmente, debido a que la tecnología ha cambiado en forma fundamental sobre las formas de ejecutar Topografía, cuya base de datos proviene de los programas informáticos diseñados para tal fin. A ello le añadimos la modernización de los equipos topográfico, cuyo logro más importante lo constituye la estación total como ya se ha observado, la Topografía como una rama de la Geomática.

Pero los avances tecnológicos continúan con los sistemas de posicionamiento global, proveniente del sistema NAVSTAR, en paralelo con el sistema GLONASS y GALILEO. De hecho, son increíbles las precisiones en la

determinación de los puntos en cualquiera de estos sistemas para fines de topografía.

Para obtener los planos geo referenciados se cuentan con una gama de programas de dibujo en 2D y en 3D. Nos referimos a los programas de dibujo topográfico asistido por ordenador y todo lo que se necesita el estudiante o profesional de la Ingeniería es mantenerse actualizado con los avances tecnológicos en materia de Topografía (Zúñiga Diaz, 2010).

2.1.2 Levantamiento topográfico

El levantamiento topográfico consiste en serie de actividades llevadas a cabo con el propósito de describir la composición de aquellas partes de la superficie de la tierra denominada relieve, conformada por la ubicación de accidentes naturales o artificiales. Esta observación se obtiene a partir de la posición de puntos en el terreno, dando por resultado las formas y detalles a ser mostrado en el plano.

En si el levantamiento topográfico consiste en una serie de operaciones que tienen por objeto la obtención del plano topográfico integral. El objeto es la reproducción de la morfología del terreno lo más fiel posible, en concordancia de la ley de semejanza que debe cumplirse en estos casos.

El levamiento topográfico de cualquier lugar destinado a determinado proyecto empieza por trazar un plano preliminar que ayude a organizar el trabajo a fin de colocar sobre el terreno marcas que guíen su ejecución, un levantamiento topográfico permite trazar planos de un área, en los cuales aparecen.

Las principales características físicas del terreno, tales como ríos, lagos, reservorios, caminos, bosques o formaciones rocosas; o también los diferentes elementos a que componen la granja, estanques, represas, diques, fosas de drenaje o canales de

alimentación de agua. Los planos a determinarse constituyen vista en planta del terreno.

Las diferencias de altura de los distintos relieves, tales como valles, llanuras, colinas o pendientes; o la diferencia de la altura entre los elementos de un emplazamiento (Zúñiga Diaz, 2010).

Es el proceso por el cual se realiza un conjunto de operaciones y métodos para representar gráficamente en un plano una porción de tierra, ubicación de posición de sus puntos naturales y/o artificiales más importantes, en realidad el levantamiento topográfico podría dividirse en muchas etapas, sin embargo, en el presente texto se divide en tres, de los cuales tiene, reconocimiento de terreno y plan de trabajo, trabajos de campo, trabajos de gabinete, (Mendoza Dueñas, 2019).

2.1.3 Mediciones topográficas directas e indirectos

2.1.3.1 Mediciones directas

Es aquella en la cual se obtiene la medida “exacta” mediante un proceso visual, a partir de una simple comparación con la unidad patrón. cinta (Mendoza Dueñas, Topografía y Geosedia, 2019).

Es aquella en la cual se obtienen la medida “exacta” mediante un proceso visual, a partir de una simple comparación con la unidad patrón. (Mendoza, 2017)

Son mediciones en el cual se realiza con el metro, generalmente se utilizan cintas, odómetro, pasos e hilo invar, que la cinta métrica tienen longitudes de 10, 20, 30, ó 50 metros, graduadas en metros, decímetros, centímetros y milímetros.

Estas cintas pueden ser de acero, fibra de vidrio o tela. La distancia con la cinta métrica, entre dos puntos, se obtiene sumando las medidas parciales realizadas para cubrir la separación entre ellos (Jimenez, 2007).

Tenemos la aplicación de una cinta a una línea, medir un ángulo con transportador y determinar un ángulo con un instrumento de estación total (Wolf & Ghilani, 2016).

2.1.3.2 Mediciones indirectas

La medición que se obtiene mediante ciertos aparatos o cálculos matemáticos ya que se hace imposible medirla mediante un proceso visual simple (Mendoza, 2017).

Cuando el instrumento de medida no es posible de aplicarlo directamente, por lo tanto, se determina la distancia mediante una relación con un patrón, para esto se emplea los conocimientos de geometría y trigonometría. Tales como, telemetro, taquimetría, mira invar y medición electrónica de distancia (EDM) (Jimenez, 2007).

Emplea una medición indirecta cuando no es posible aplicar un instrumento directamente a la cantidad por medirse. La propuesta se determina entonces por su relación con otro valor o valores medidos. En topografía se hacen muchas mediciones indirectas y como todas tienen errores es inevitables que las cantidades calculadas a partir de ellas también los tengan. La manera en que se combinan los errores en las mediciones para producir las respuestas de cálculo erróneas propagación de error (Wolf & Ghilani, 2016).

2.1.3.3 Medición electrónica de distancias (EDM)

Este método mide directamente la distancia que hay entre dos puntos, gracias a la propagación de la energía electromagnética (ida y vuelta) desde su punto de emisión hasta un receptor ubicado en otra posición. El principio inicial se basa en la ley correspondiente al movimiento rectilíneo uniforme.

$$2d = v * t$$

Dónde:

d = distancia entre A y B

v = velocidad de la luz.

t = tiempo que emplea el rayo en el tramo de ida y vuelta

Explicación del fenómeno físico: Mendoza (2017): Explica que de la expresión:

$$2d = v * t$$

d = Es la distancia por calcular.

v = Velocidad de la onda portadora que viene estar dada por el valor de la velocidad de la luz, ya que las ondas emitidas son electromagnéticas; no es difícil entender que dicha velocidad varía con las condiciones atmosféricas (presión y temperatura); sin embargo, esto no es problema, dado que se pueden realizar las correcciones respectivas (dato).

t = tiempo que demora la onda en recorrer la distancia 2d, ello significa de un reloj de alta precisión capaz de medir tiempos muy pequeños, lo cual implicaría un costo muy alto en el equipo, sin embargo, es posible medir dicho tiempo.

En la actualidad los equipos que usan MED, emplean el mismo principio (ondas electromagnéticas) pero miden el desfase final o fracción de onda repitiéndose esta operación para ondas de diferentes frecuencias (menor o mayor); obteniendo como resultado la distancia buscada (Mendoza, 2017).

2.1.3.4 Puntos de control

Conjunto de operaciones cuya finalidad es constatar o fiscalizar en el terreno la materialización de las obras de ingeniería, en el caso de una obra vial no solo se

fiscaliza las dimensiones y componentes de la loza o carpeta de asfalto, con sus respectivos testigos y especificaciones técnicas, sino también los radios de curvatura, desarrollos, las posiciones de los principios y fin de curvas, el peralte, el bombeo, y demás elementos geométricos de las curvas verticales y horizontales. Por otro lado, en la propiedad minera, el inspector debe chequear la posición o amarre del hito de mensura a la red geodésica nacional, o a la red GPS, las correctas dimensiones de los hitos, y el método topográfico o geodésico utilizado. En general es según la actividad desarrollada y el organismo estatal con facultades de georreferenciación, lo que el inspector debe realizar (Valencia, 2008).

2.1.3.5 El punto de control en la topografía

Dice que el punto de control o punto topográfico, es aquel punto a partir del cual se realiza las mediciones lineales y/o angulares. En ocasiones estos puntos sirven de referencia para definir la dirección de un alineamiento. Los puntos topográficos se dividen en dos:

Puntos topográficos permanentes: son puntos de referencia fijos, creados antes y al margen del levantamiento topográfico, así tenemos, por ejemplo: los faros, las astas de las plazas, las antenas, los para rayos, hitos, etc.

Puntos topográficos temporales: son puntos creados especialmente para la realización de un proyecto, generalmente estos puntos deben desaparecer finalizado el levantamiento. Estos puntos se marcan con estacas de madera o fierro y se recomienda pintarlas para poder ubicarlas fácilmente, así mismo estas deben estar referidas a una estructura cercana (Mendoza, 2017).

2.1.4 Levantamiento topográfico

El levantamiento topográfico consiste en serie de actividades llevadas a cabo con el propósito de describir la composición de aquellas partes de la superficie de la tierra denominada relieve, conformada por la ubicación de accidentes naturales o artificiales. Esta observación se obtiene a partir de la posición de puntos en el terreno, dando por resultado las formas y detalles a ser mostrado en el plano.

En si el levantamiento topográfico consiste en una serie de operaciones que tienen por objeto la obtención del plano topográfico integral. El objeto es la reproducción de la morfología del terreno lo más fiel posible, en concordancia de la ley de semejanza que debe cumplirse en estos casos.

El levantamiento topográfico de cualquier lugar destinado a determinado proyecto empieza por trazar un plano preliminar que ayude a organizar el trabajo a fin de colocar sobre el terreno marcas que guíen su ejecución, un levantamiento topográfico permite trazar planos de un área, en los cuales aparecen las principales características físicas del terreno, tales como ríos, lagos, reservorios, caminos, bosques o formaciones rocosas; o también los diferentes elementos a que componen la granja, estanques, represas, diques, fosas de drenaje o canales de alimentación de agua. Los planos a determinarse constituyen vista en planta del terreno.

Las diferencias de altura de los distintos relieves, tales como valles, llanuras, colinas o pendientes; o la diferencia de la altura entre los elementos de un emplazamiento (Zuñiga, 2010).

2.1.4.1 Levantamiento con estación total

Una estación total es, en conjunto, un instrumento electrónico integrado por un teodolito y un distancio metro electrónico. Está compuesta de un ordenador interno que procesa, compensa y registra las lecturas obtenidas con codificadores que miden los ángulos horizontales y verticales. En si la estación total es un instrumento de última generación, que integra en un solo equipo medición electrónica de distancias y ángulos, comunicaciones internas que permiten la transferencia de datos a un procesador interno o externo y que desarrolla múltiples tareas de medición, almacenando los datos y cálculos en tiempo real. La estructura básica de la Estación Total comprende elementos mecánicos y ópticos imprescindibles en todos los taquímetros (Zuñiga, 2010).

2.1.5 Poligonación

Define que la poligonación es un método de levantamiento de control. Una serie de puntos de control (estaciones), intervisibles con respecto sus estaciones adyacentes se escogen para cumplir las demandas del levantamiento. Las líneas que unen esas estaciones son los lados de la poligonación el levantamiento consiste entonces es la medición de ángulos entre líneas sucesivas de cada línea, y la longitud de cada línea (Bannister, Raymond, & Baker, 2006).

Una poligonal es una serie sucesiva de líneas, quebradas o no, cuyas longitudes y direcciones se determinan a partir de mediciones de campo. Su mejor cualidad es que se puede emplear para proporcionar control en áreas donde la triangulación o trilateración topográfica podrían ser imposibles o difíciles de ejecutar por sus costos que conlleva; a pesar de estos, no se debe adoptar como alternativa de levantamiento en áreas extensas (Zúñiga Diaz, 2010).

2.1.6 Levantamiento con estación total

Una estación total es, en conjunto, un instrumento electrónico integrado por un teodolito y un distancio metro electrónico. Está compuesta de un ordenador interno que procesa, compensa y registra las lecturas obtenidas con codificadores que miden los ángulos horizontales y verticales. En si la estación total es un instrumento de última generación, que integra en un solo equipo medición electrónica de distancias y ángulos, comunicaciones internas que permiten la transferencia de datos a un procesador interno o externo y que desarrolla múltiples tareas de medición, almacenando los datos y cálculos en tiempo real. La estructura básica de la Estación Total comprende elementos mecánicos y ópticos imprescindibles en todos los taquímetros (Zúñiga Diaz, 2010).

2.1.7 El punto de control en la topografía

Dice que el punto de control o punto topográfico, es aquel punto a partir del cual se realiza las mediciones lineales y/o angulares. En ocasiones estos puntos sirven de referencia para definir la dirección de un alineamiento. Los puntos topográficos se dividen en dos:

Puntos topográficos permanentes: son puntos de referencia fijos, creados antes y al margen del levantamiento topográfico, así tenemos, por ejemplo: los faros, las astas de las plazas, las antenas, los para rayos, hitos, etc.

Puntos topográficos temporales: son puntos creados especialmente para la realización de un proyecto, generalmente estos puntos deben desaparecer finalizado el levantamiento. Estos puntos se marcan con estacas de madera o fierro y se recomienda pintarlas para poder ubicarlas fácilmente, así mismo estas deben estar referidas a una estructura cercana (Mendoza Dueñas, Jorge, 2017).

2.1.8 La carretera

Una carretera es una infraestructura de transporte especialmente acondicionada dentro de toda una faja de terreno denominada derecho de vía, con el propósito de permitir la circulación de vehículo de manera continua en el espacio y en el tiempo, con niveles adecuados de seguridad y comodidad.

En el proyecto integral de una carretera, el diseño geométrico es la parte más importante ya que a través de él se establece su configuración geométrica tridimensional, con el propósito de que la vía sea funcional, segura, cómoda, estética, económica y compatible con el medio ambiente.

Una vía será funcional de acuerdo a su tipo, características geométricas y volúmenes de tránsito, de tal manera que ofrezca una adecuada movilidad a través de una suficiente velocidad de operación.

La vía será cómoda en la medida en que se disminuyan las aceleraciones de los vehículos y sus variaciones, lo cual se lograra ajustando la curvatura de la geometría y sus transiciones a las velocidades de operación por las que optan los conductores a lo largo de los tramos rectos.

La vía será estética al adaptarlas al paisaje, permitiendo generar visuales agradables a las perspectivas cambiantes, produciendo en el conductor un recorrido fácil.

La vía será económica, cuando cumpliendo con los demás objetivos, ofrece el menor costo posible a la topografía natural, a los usos del suelo y el valor de la tierra, y procurando mitigar o minimizar los impactos ambientales.

Los factores o requisitos del diseño a tener en cuenta se agrupan en externos o previamente existentes, e internos y propios de la vía y su diseño.

Los factores externos están relacionados, entre otros aspectos, con la topografía del terreno natural, la conformación geológica y geotécnica del mismo, el volumen y las características del tránsito actual y futuro, los valores ambientales, la climatología e hidrología de la zona, los desarrollos urbanísticos existentes y previstas, los parámetros socioeconómicos del área y la estructura de la propiedad. Los factores internos del diseño contemplan las velocidades a tener en cuenta para el mismo y los efectos operacionales de la geometría especialmente los vinculados con la seguridad exigida y los relacionados con la estética y armonía d la solución (Cárdenas Grisales, 2013).

2.1.9 Medición electrónica de distancias (MED)

Indica que este método mide directamente la distancia que hay entre dos puntos, gracias a la propagación de la energía electromagnética (ida y vuelta) desde su punto de emisión hasta un receptor ubicado en otra posición. El principio inicial se basa en la ley correspondiente al movimiento rectilíneo uniforme.

$$2d=V*t$$

Dónde:

d = distancia entre A y B

V = velocidad de la luz.

t = tiempo que emplea el rayo en el tramo de ida y vuelta

Explicación del fenómeno físico: Mendoza D, J. (2007): Explica que de la expresión:

$$2d=V*t$$

d = Es la distancia por calcular.

V = Velocidad de la onda portadora que viene estar dada por el valor de la velocidad de la luz, ya que las ondas emitidas son electromagnéticas; no es difícil entender que dicha velocidad varia con las condiciones atmosféricas (presión y temperatura); sin embargo, esto no es problema, dado que se pueden realizar las correcciones respectivas (dato).

t = tiempo que demora la onda en recorrer la distancia $2d$, ello significa de un reloj de alta precisión capaz de medir tiempos muy pequeños, lo cual implicaría un costo muy alto en el equipo, sin embargo, es posible medir dicho tiempo.

En la actualidad los equipos que usan MED, emplean el mismo principio (ondas electromagnéticas) pero miden el desfase final o fracción de onda repitiéndose esta operación para ondas de diferentes frecuencias (menor o mayor); obteniendo como resultado la distancia buscada (Mendoza Dueñas, Jorge, 2017).

2.1.10 Georreferenciación

Dice, La georreferenciación consiste en la identificación de todos los puntos del espacio (aéreos, marítimos o terrestres; naturales o culturales) mediante coordenadas referidas a un único sistema mundial.

La georreferenciación resuelve dos grandes cuestiones simultáneamente:

Permite conocer la forma, dimensión y ubicación de cualquier parte de la superficie terrestre o de cualquier objeto sobre ella.

Permite vincular información espacial proveniente de distintas fuentes y épocas, condición necesaria para el desarrollo de los sistemas de información territoriales o geográficos (Mendoza Dueñas, Jorge, 2019).

El análisis de calidad se basa en el estudio de tres características fundamentales que deben cumplir las estaciones permanentes para su ejecución operativa, ellas son integridad, disponibilidad y seguridad.

Las mejoras en la infraestructura de la EP, permiten alcanzar altos niveles de seguridad y disponibilidad de los mismos, (Souto, M.;, 2014).

La georeferenciación se hará estableciendo puntos de control mediante coordenadas UTM, con una equidistancia aproximada no mayor de 10 km., ubicados a lo largo de la carretera. Los puntos seleccionados estarán en lugares cercanos y accesibles que no sean afectados por las obras o por el tráfico vehicular y peatonal. Los puntos serán monumentados en concreto con una placa de bronce en su parte superior en el que se definirá el punto por la intersección de dos líneas.

La densidad de estos puntos y su equidistancia tomarán en cuenta la topografía del lugar geométrico de la carretera y necesidades de acceso seguro y rápido.

Estos puntos (ruta geodésica) servirán de base para todo el trabajo topográfico y a ellos estarán referidos los puntos de control y los del replanteo de la vía.

La red geodésica obtenida pasa a ser propiedad de la entidad contratante y los planos de ubicación y datos obtenidos deben ser incorporados en el respectivo informe técnico (Especificaciones técnicas, EG-2013, 2013)

2.1.11 Sistema de posicionamiento global GPS

El GPS (global positioning system) es un sistema de navegación creado por el departamento de defensa de los estados unidos, basado en un conjunto de satélites que giran en orbitas respecto a la tierra con el objeto de determinar la posición de un punto en cualquier parte de nuestro planeta, gracias a la presencia de un receptor.

Los estudios de investigación de GPS, datan de los años 50 del siglo XX, hoy en día es prácticamente de uso masivo, no existe actividad que no involucre esta tecnología.

Aunque el GPS se creó con fines militares (navegación de aviones militares, direccionamiento de misiles, posicionamiento de tropas, localización de barcos de combate militar en tiempo real, etc.) hoy, las aplicaciones para usos civiles son innumerables; aviones barcos, trenes, la minería, la construcción, el marketing, la política, la medicina, etc. No hay duda del hombre seguirá creando aplicativos basados en la tecnología GPS.

(Mendoza Dueñas, Jorge, 2019).

2.1.12 Nociones de geodesia

Según Friedrich Robert Helmert (1880), la geodesia es la ciencia encargada de la medición y representación cartográfica de la superficie terrestre. Esta definición involucra no solamente la determinación de la forma y dimensiones de la Tierra sino también la determinación del campo de gravedad terrestre.

El concepto de geodesia fue posteriormente extendido y actualmente su estudio incluye la medición de los fondos oceánicos estando además ligada a la exploración espacial lo que permite estudiar, en el sentido geodésico, otros cuerpos celestes (por ejemplo: la Luna). Constituye también un tema importante de la geodesia moderna, el estudio de las variaciones temporales, tanto de las coordenadas de los puntos fijos como del campo de gravedad.

En algunos aspectos (geométricos), se puede pensar a la geodesia como una continuación de la topografía. Desde ese punto de vista ambas tienen como

objetivo común la determinación de las Formas, Dimensiones, Ubicación, de una parte, de la superficie terrestre.

Mientras la topografía se ocupa de pequeñas extensiones (lo que permite el uso de métodos de medición y cálculo simplificados), la geodesia tiene como meta grandes extensiones (una región, una provincia o incluso todo el planeta).

Recordemos además que la topografía se ocupa del levantamiento de los detalles (relleno) que configuran la superficie terrestre (sean estos naturales o artificiales), mientras que la geodesia tiene como objetivo principal el apoyo o control horizontal y vertical para tareas de levantamiento y replanteo en distintas áreas de aplicación como: catastro, construcción de grandes obras de ingeniería, exploración geofísica, líneas de conducción eléctrica, vías de comunicación, saneamiento, micro geodesia en la construcción y en la industria, cartografía básica (Mendoza Dueñas, Jorge, 2019).

2.1.13 Las coordenadas

Considera, para determinar la posición de un punto en el espacio, es suficiente conocer las distancias a tres puntos de coordenadas conocidas. Se trata de una intersección espacial inversa. Es un problema geométrico relativamente simple, más allá de las dificultades que su cálculo suponga. Se trata, en definitiva, de una pirámide de base triangular (Mendoza Dueñas, Jorge, 2019).

Las coordenadas geodésicas, son elementos geométricos que determinan la posición espacial de un punto sobre la superficie, respecto de un Datum definido, las cuales quedan definidos por, latitud, longitud y altura elipsoidal, (Manual de Carreteras, Chile;, 2018).

Las coordenadas geocéntricas o cartesianas, el elipsoide esta asociado a un sistema cartesiano ortogonal, formado por los ejes X,Y y Z. el eje X esta contenido en el plano ecuatorial, orientado al meridiano cero (greenwich), Z coincide con el eje de rotación terrestre y está orientado en la dirección del polo Norte, el eje Y completa el sistema dextrógiro (sentido ala derecha) (Manual de Carreteras, Chile;, 2018).

2.1.14 Posicionamiento mediante código C/A

Cuando se diseñó GPS se estableció que el código C/A (código de adquisición común) fuera de libre adquisición, es decir no reservado para uso militar.

El problema a resolver es Medir las Distancias entre satélites y receptor.

Para ello vamos a utilizar el llamado código C/A.

Recordemos el método aplicado en los distanciómetros electrónicos: el aparato emite una onda homogénea de frecuencia conocida, la cual se refleja en un prisma colocado en el otro extremo del segmento a medir; el rebote es recibido por el aparato, el cual mide el desfase, lo convierte en tiempo y por lo tanto en distancia equivalente.

Dejamos de lado aspectos Particulares del distanciómetro electrónico que no vienen al caso.

En GPS la medición es de vía única, es decir no hay reflexión. Debe medirse el tiempo necesario para que la señal recorra la distancia satélite - receptor. Puesto que se trata de medir tiempos es necesario contar con “relojes” adecuados tanto en los satélites como en el receptor.

En realidad, son instrumentos que distan mucho de la noción usual de reloj. Se trata de osciladores de frecuencias muy estables capaces de señalar medidas de

tiempo del orden de 10-13 segundos (o 10) en los satélites y 10-8 segundos en los receptores (Mendoza Dueñas, Jorge, 2019).

2.1.15 La señal del satélite.

Hay una frecuencia fundamental, generada por el oscilador del satélite, de ella se derivan todas las demás frecuencias que el satélite utiliza para emitir. Se emiten dos ondas portadoras, llamadas L1 y L2; sobre una de ellas, L1, se monta la modulación correspondiente al código C/A.

2.1.16 Errores en la medición electrónica de distancias.

Explica: Partes por millón (ppm). Expresa la precisión o error relativo de una medición.

$\pm 1 \text{ ppm} = \pm 1 \text{ mm}/1 \text{ km}$; significa que por cada Kilómetro de distancia puede existir un error de $\pm 1 \text{ mm}$

Para $\pm 1 \text{ ppm}$; el error relativo será.

$$E_r = 1 \text{ mm}/1 \text{ km} = 1 \text{ mm}/1000000 \text{ mm} = 1/(1000000 \text{ mm}/1 \text{ mm}) = 1/1000000$$

Para $\pm 5 \text{ ppm}$; el error relativo será.

$$E_r = 5 \text{ mm}/1 \text{ km} = 5 \text{ mm}/1000000 \text{ mm} = 1/(1000000 \text{ mm}/5 \text{ mm}) = 1/200000$$

(Mendoza Dueñas, Jorge, 2017).

2.1.17 Relación Altitud –Presión Atmosférica.

Establece el siguiente cuadro: (Mendoza Dueñas, Jorge, 2017).

Tabla 1: *Relación Altitud – Presión atmosférica*

Altura sobre el nivel del mar en metros	Presión atmosférica mmHg	Altura sobre el nivel del mar en metros mbar	Presión atmosférica mmHg	mmHg	Mbar
0	760	1 013.25	2 500	560	746.61
100	751	1 001.25	2 600	553	737.27
200	742	989.25	2 700	546	727.94
300	733	977.25	2 800	539	718.61
400	725	966.59	2 900	532	709.28
500	716	954.59	3 000	526	701.28
600	707	942.59	3 100	519	691.94
700	699	931.92	3 200	512	682.61
800	690	919.92	3 300	506	674.61
900	682	909.26	3 400	500	666.61
1 000	674	898.59	3 500	493	657.28
1 100	666	887.93	3 600	487	649.28
1 200	658	877.26	3 700	481	641.28
1 300	650	866.6	3 800	474	631.95
1 400	642	855.93	3 900	468	623.95
1 500	634	845.26	4 000	462	615.95
1 600	626	834.6	4 100	456	607.95
1 700	618	823.93	4 200	450	599.95
1800	611	814.6	4 300	444	591.95
1 900	604	805.27	4 400	439	585.29
2 000	596	794.6	4 500	433	577.29
2 100	589	785.27	4 600	427	569.29
2 200	581	774.6	4 700	422	562.62
2 300	574	765.27	4 800	416	554.62
2 400	567	755.94	4 900	410	546.62
2 500	560	746.61	5000	405	539.96

Fuente: Mendoza, D. J. (2007). “Topografía, Técnicas Modernas”.

2.1.18 Medida de distancias a satélites y método diferencial

2.1.18.1 Medición de pseudo - distancias

La distancia entre cada uno de los satélites y el punto se determina multiplicando la velocidad de la señal de radio transmitida por el satélite al receptor, la cual es igual a la velocidad de la luz, por el tiempo en que tarda en llegar al receptor. Este tiempo se calcula por medio de códigos que generan al mismo tiempo el satélite y el receptor, los cuales deben estar sincronizados, de esta forma se puede

determinar el tiempo transcurrido (Peñañiel & Zayas, 2001). La distancia entre el receptor y el satélite.

La distancia a cada satélite es determinada haciendo uso de la siguiente forma:

$$PR = C * At$$

Dónde:

PR = Distancia mediada

C = Velocidad de la luz

At = Tiempo de recorrido de la señal desde el satélite al receptor Siendo el diferencial de tiempo la variable que se exige mayor precisión.

Para determinar la distancia real de cada satélite se debe corregir la distancia de acuerdo a la siguiente fórmula:

$$R = PR - c * (At_a + At_u - At_s)$$

R = Distancia real.

PR = Distancia mediada. c = Velocidad de la Luz. (299'792,458 m/s)

At_a = Retraso en la propagación y otros errores.

At_u = Corrección de reloj del receptor a partir de tiempo de sistema GPS.

At_s = Corrección de reloj de satélite a partir de tiempo de sistema GPS.

2.1.18.2 Medición de distancias con medidas de fase

Contrariamente a la pseudodistancia, en la que se mide el tiempo de propagación con ayuda de los códigos modulados C/A o P, aquí se mide el desfase de la onda portadora. La fase de la señal llegada del satélite es comparada con la fase de una señal de referencia generada en el receptor.

Del desfase se obtiene una parte de la distancia como parte de la longitud de onda; esto significa en la medición hecha en la frecuencia L1, una parte de la distancia comprendida en 19 cm; en la frecuencia L2, en 24 cm, y esto con resolución en el ámbito submilimétrico.

En principio, el número de longitudes de ondas completas en la distancia satélite-Receptor, permanece desconocido. Por ello, el programa de cálculo tiene que estar en condiciones de determinar el número de longitudes de onda desconocidas, para poder calcular las coordenadas de la estación. (Peñañiel & Zayas, 2001).

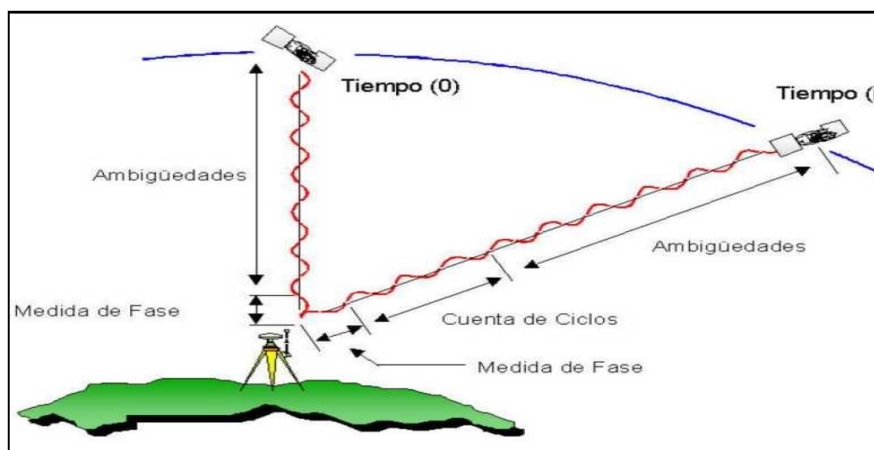


Figura 1 : *Medida de distancias a partir de Fases*

Fuente: (Peñañiel & Zayas, 2001).

2.1.18.3 Método diferencial

Las señales de los satélites son recibidas simultáneamente por dos receptores. Con este método se anulan hasta un cierto grado errores inevitables como la imprecisión de la órbita del satélite y se obtiene con ello una mayor precisión que con la determinación de un punto aislado. Se utiliza aquí el método de medición de fase que da una mayor precisión que el de la medida de la pseudodistancia. Evidentemente es necesario restituir en un ordenador los

puntos medidos en distintas estaciones (Peñañiel & Zayas, 2001) (Ayala & Hasbun, 2012).

Los errores que se eliminan utilizando el método diferencial son los siguientes:

- Disponibilidad selectiva (SA) Retardo ionosférico.
- Retardo troposférico.
- Error en las efemérides.
- Error reloj satélite.

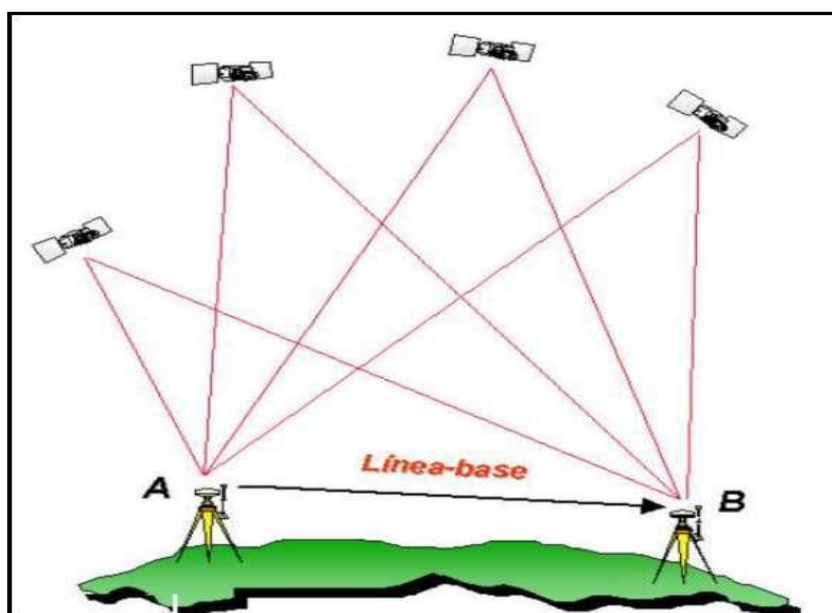


Figura 2 : Método Diferencial

Fuente: Peñañiel Javier & Zayas Jorge, (2001).

2.1.18.4 Máscara de elevación

Es el ángulo de elevación mínimo que tendrán los satélites para que recibamos señal de estos. Este ángulo es configurable y se considera como el mínimo ideal de 15° de elevación, ya que, por debajo de este ángulo, la señal recibida de los satélites, está muy influenciada por la refracción atmosférica (Ayala & Hasbun, 2012).

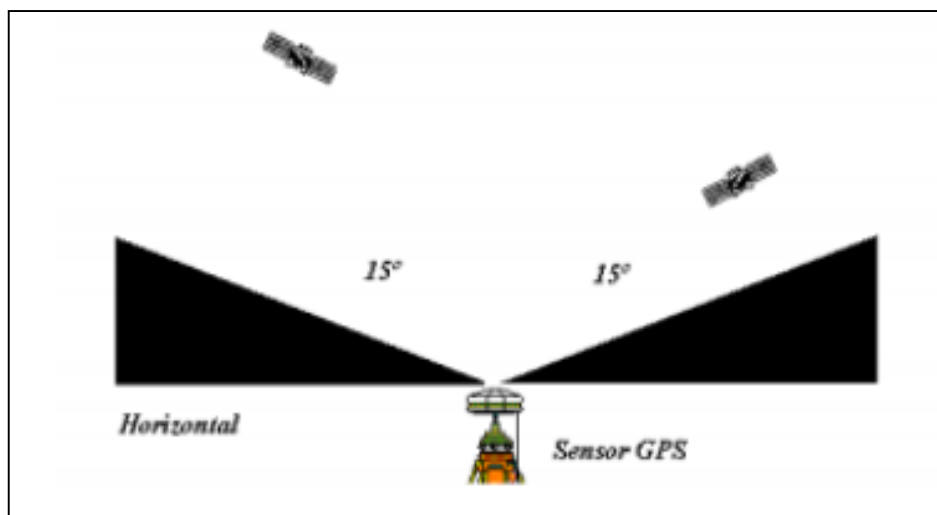


Figura 3: Mascara de Elevación

Fuente: Peñafiel & Zayas, (2001).

2.1.19 Posicionamiento GPS métodos y aplicaciones

2.1.19.1 Posicionamiento absoluto

Decimos que un posicionamiento es absoluto, cuando se calcula la posición del punto utilizando las medidas de pseudo distancia ya sea procedentes del código C/A, o código P. Dependiendo del código que utilicemos y de la disponibilidad selectiva obtendremos una precisión que variará de 3 a 5 m. en tiempo real. Este tipo de posicionamiento es utilizado por los equipos llamados navegadores (Peñafiel & Zayas, 2001).

2.1.19.2 Posicionamiento diferencial

a) Método estático

Llamamos posicionamiento diferencial cuando están involucrados dos o más instrumentos GPS, con el fin de eliminar los errores propios del sistema GPS, calculando los incrementos de coordenadas desde el equipo de referencia al móvil.

Estático: Este método se utiliza para distancias largas (por lo general mayores de 20 Km.) y la más alta precisión. Es la medición clásica de líneas bases.

Consiste en estacionar dos receptores o más receptores en los puntos los cuales queremos conocer sus coordenadas, almacenar datos y calcular las coordenadas en tiempo diferido. En este tipo de posicionamiento se obtienen soluciones tan redundantes como deseemos, tan solo deberemos prolongar la observación.

Estático Rápido: Las distancias máximas que pueden existir entre la referencia y el móvil es de 20 Km. Los tiempos breves de observación posibilitan una precisión de 5 a 10 mm. ± 1 ppm, los tiempos de observación son de 5 a 10 minutos para distancias inferiores a 5 Km. (Peñañiel & Zayas, 2001).

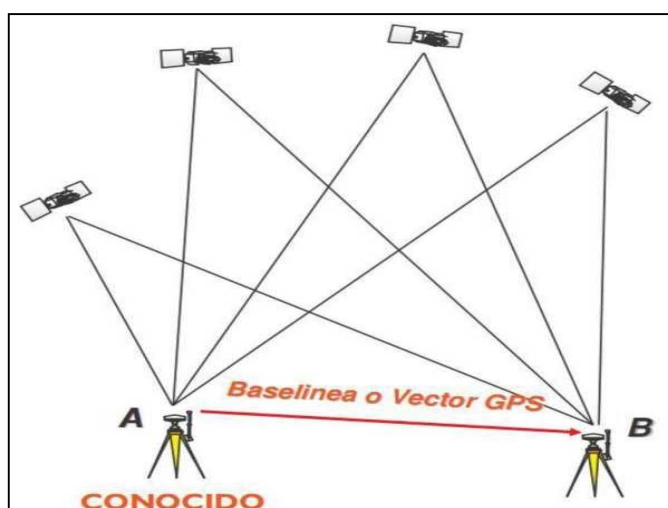


Figura 4: Línea Base

Fuente: Ayala Ramírez & Hasbun Bardales, (2012).

Se espera alcanzar precisiones del orden del centímetro, según la longitud de la línea base. Por seguridad, se aceptarán solamente resultados obtenidos con uno de los tres métodos precedentes, según los parámetros siguientes:

Tabla 2: *Precisión de planimetría estática rápido*

Método	Línea base (km)	Numero de Satélites	GDOP	Tiempo de Observación	Intervalo (Seg)	Precisión Teórico
Estático	De 5 a 15	4-5	< 6	De 30 a 45 min	15	
	De 15 a 50	4-5	< 6	De 60 a 90 min		
	De 50 a 100	4-5	< 6	De 1.5 a 2.5 h		
	Superior a 100	4-5	< 6	Hasta 4 horas		
Estático Rápido	De 0 a 5	5	< 6	De 5 a 10 min	5	±1cm/5 km.
	De 5 a 10	5	< 6	De 10 a 15 min		
	De 10 a 15	5	< 6	De 15 a 20 min		
Reocupación	De 0 a 5	4	< 8	De 5 a 10 min	Variable	
	De 5 a 10	4	< 8	De 10 a 15 min		
	De 10 a 15	4	< 8	De 15 a 20 min		

Fuente: (Manual de utilización de GPS, Benoit FROMENT, 2015).

2.1.20 La señal de GPS

Cuando los satélites GPS están orbitando, cada uno transmite continuamente una señal única en dos frecuencias portadoras. Los portadores, que se transmiten en la banda L de las frecuencias de radio de microondas, se identifican como la señal L1 con una frecuencia de 1575.42 MHz. Estas frecuencias se derivan de una frecuencia fundamental, f_0 , los relojes atómicos de 10.23MHz. La banda L1 tiene frecuencias de $154 f_0$, y la banda L2 tiene una frecuencia de $120 f_0$.

De una manera muy parecida a como transmite una estación de radio, varios tipos diferentes de información (mensajes) se modulan en estas ondas portadoras que usan una técnica de modulación de fase. Alguna de la información que se incluye en el mensaje transmitido es el almanaque, las efemérides radiadas, los coeficientes de corrección del reloj del satélite, los coeficientes de corrección ionosférica y la condición del satélite (también llamada la salud del satélite) (Wolf & Ghilani, 2016).

2.1.21 Sistemas coordenados de referencia para el GPS

En la determinación de posiciones de puntos sobre la tierra, a partir de observaciones de satélite, por lo menos hay tres diferentes sistemas coordenados

por considerar. Primero, las posiciones de un satélite en el momento en el que se observan, se especifican en sistemas de coordenadas de referencia del satélite “relacionadas con el espacio”. Estos son sistemas rectangulares tridimensionales definidos por las orbitas de los satélites. Entonces la posición de los satélites se transforma a un sistema coordenado geocéntrico rectangular tridimensional que físicamente está relacionado con la tierra. Como resultado de las observaciones con GPS, se determinan las posiciones de los nuevos puntos en la tierra en este sistema coordenado. Finalmente, las coordenadas geocéntricas se transforman al sistema coordenado geodésico que se usa en forma más común y que está orientado localmente. Las siguientes subsecciones describen estos sistemas de tres coordenadas (Wolf & Ghilani, 2016).

2.1.21.1 El sistema coordenado de referencia para el satélite

Una vez que un satélite se lanza a su órbita, su movimiento a partir de ese momento dentro de esa orbita está gobernado principalmente por la fuerza gravitacional de la tierra. Sin embargo, existen otros factores de menor importancia, incluyendo las fuerzas gravitacionales ejercidas por el sol y la luna, así como fuerzas ocasionadas por la radiación solar. Debido a los movimientos de la tierra, del sol y de la luna entre sí, y debido a las variaciones de la radiación solar estas fuerzas no son uniformes y por tanto los movimientos del satélite varían un poco con respecto a la trayectoria ideal. Ignorando todas las fuerzas excepto la atracción gravitacional de la tierra, la órbita idealizada del satélite es elíptica y tiene uno de sus dos focos en el centro de la masa G de la tierra (Wolf & Ghilani, 2016).

2.1.21.2 El sistema coordenado geocéntrico

Debido a que el objetivo de los levantamientos por satélite es localizar puntos sobre la superficie de la tierra, es necesario tener un así llamado marco de referencia terrestre que permita relacionar los puntos físicamente en la tierra. El marco de referencia usado para esto es el sistema coordenado geocéntrico. Este sistema coordenado rectangular tridimensional tiene su origen en el centro de masa de la tierra. Su eje x_{e} (e) pasa por el meridiano de Greenwich en el plano del ecuador, y su eje z coincide con el polo terrestre convencional (CTP: Conventional Terrestrial Pole). Su eje Y está situado en el plano del ecuador y crea un sistema coordenado de la mano derecha.

Para hacer esta conversión del sistema de coordenadas de referencia del satélite al sistema geocéntrico, se necesita cuatro parámetros angulares que definen la relación entre el sistema de coordenadas orbitales del satélite, y los planos y líneas de referencia sobre la tierra. Esos parámetros son: (1) el ángulo de inclinación, i (Angulo entre el plano de la órbita y el plano del ecuador terrestre), (2) el argumento del perigeo, ω (Angulo medido en el plano orbital desde el ecuador hasta la línea de los ápsides), (3) la Ascensión recta del modo ascendente, Ω (Angulo medido en el plano del ecuador desde el equinoccio vernal hasta la línea de intersección entre los planos orbital y ecuatorial) y (4) el ángulo horario de Greenwich del equinoccio vernal, (GHA) Υ (ángulo medido en el plano ecuatorial desde el meridiano de Greenwich hasta el equinoccio vernal). Estos parámetros se conocen en tiempos real para cada satélite basándose en modelos matemáticos de predicción de las orbitas. Si se necesita mayor exactitud, se determinan las coordenadas del satélite en el sistema geocéntrico para épocas específicas del tiempo a partir de mediciones en las

estaciones de rastreo y se distribuyen mediante efemérides precisas (Wolf & Ghilani, 2016).

2.1.21.3 El sistema coordenado geodésico

Aunque las posiciones de los puntos en un levantamiento por satélite se calculan en el sistema coordenado geocéntrico descrito en la subsección anterior, en esa forma no son adecuados para el uso de los topógrafos (ingenieros en geomática). Esto es así por tres razones: (1) con el origen en el centro de la tierra, las coordenadas geocéntricas comúnmente son valores demasiado grandes; (2) con el plano X-Y en el plano del ecuador, los ejes no están relacionados con las direcciones convencionales de norte, sur, este y oeste sobre la superficie de la tierra; y (3) las coordenadas geocéntricas no dan indicación acerca de las elevaciones relativas entre puntos. Por estas razones, las coordenadas geocéntricas se convierten a coordenadas geodésicas de latitud (ϕ), longitud (λ) y altura (h), de modo que las posiciones de los puntos reportados sean más significativas y convenientes para los usuarios (Wolf & Ghilani, 2016).

2.1.21.4 Geometría de los satélites observados

Una fuente de errores adicional importante en los levantamientos con satélite tiene que ver con la geometría de la constelación de satélites visibles en el momento de la observación. Esto es similar a la situación en los levantamientos tradicionales, en donde la geometría de la red de las estaciones terrestres observadas afecta la exactitud de las posiciones calculadas. Los ángulos pequeños entre las señales entrantes de los satélites en la estación receptora producen una configuración geométrica imprecisa y generalmente conducen a errores mayores en las posiciones calculadas. Contrariamente, una configuración

geométrica de máxima precisión, ocurre cuando los ángulos entre las señales entrantes del satélite son grandes, y así por lo general proporcionan una solución mejorada. Independientemente de que se realice un levantamiento con satélite o uno tradicional, al emplear el ajuste de mínimos cuadrados en la solución, se determina el efecto de la geometría sobre la exactitud esperada de los resultados (Wolf & Ghilani, 2016).

2.1.22 Ajuste con mínimos cuadrados

La mayoría de las mediciones de levantamientos se deben ajustar a ciertas condiciones geométricas. Las magnitudes por las cuales las mediciones no satisfacen estas condiciones necesarias se denominan errores de cierre, e indican la presencia de errores aleatorios. Diversos procedimientos se aplican para distribuir esos errores y producir condiciones geométrica y matemáticamente perfectas. Algunos sencillamente aplican correcciones del mismo tamaño a todos los valores medidos, en estos casos, cada corrección es igual al error de cierre total (con el signo algebraico cambiado) dividido entre el número de mediciones. Otros corrigen las mediciones en proporción a las ponderaciones asignadas. Otros emplean métodos empíricos.

El ajuste con mínimos cuadrados ofrece varias ventajas sobre otros métodos arbitrarios. Primero que todo, como se basa en la teoría matemática de la probabilidad es el más riguroso de los procedimientos de ajuste. Permite que todas las observaciones se incluyan simultáneamente en un ajuste, y cada observación puede ponderarse de acuerdo con su precisión estimada. Además, los mínimos cuadrados son aplicables a cualquier problema de medición, independientemente de su naturaleza o configuración geométrica. Además de estas ventajas los mínimos cuadrados permiten que se hagan análisis estadísticos rigurosos de los resultados

del ajuste. Los mínimos cuadrados permiten a un que se haga una planeación antes del levantamiento, de modo que se asegure la obtención de la precisión requerida de las cantidades ajustadas de la manera más económica (Abellan, 2013).

2.1.22.1 Ecuaciones no lineales

Determinados trabajos topográficos se realizan ciertas observaciones que conducen a ecuaciones no lineales. Tal es el caso de la medida de ángulos y distancias. Para poder abordar el ajuste de estas observaciones por el método de los mínimos cuadrados y poder resolver un sistema de ecuaciones no lineales, es necesario proceder a su linealización mediante el desarrollo en serie de Taylor de primer orden. Consideremos la siguiente ecuación que relaciona un valor observado l con dos parámetros incógnitas x e y , mediante una función f no lineal (Abellan, 2013).

$$l = f(x,y)$$

A diferencia de las observaciones directas, en el presente caso se va tomar como datos de campo o laboratorio un conjunto de pares ordenados $(x;y)$.

Lo que se busca es obtener una función $y=f(x)$ que se ajuste lo mejor posible a los valores experimentales; se pueden ensayar muchas funciones: rectas, polinomios funciones potenciales o logarítmicas, etc.

Una determinado la mejor función, se procede a calcular sus parámetros que, en el caso de un polinomio, estas serían sus coeficientes (Mendoza Dueñas, Jorge, 2019).

2.1.22.2 Matriz de redundancia

Al analizar los resultados del ajuste de una red topográfica es necesario controlar, más allá de su precisión, la calidad de la red tomando en consideración el aspecto

de la fiabilidad. La fiabilidad de la red se refiere al grado de control de las observaciones sobre la capacidad de detección de la presencia de errores groseros en ellas (fiabilidad interna) y a la posibilidad de estimar los efectos que las observaciones con errores groseros indetectables tienen sobre las coordenadas finales obtenidas en el ajuste (fiabilidad externa). Las observaciones afectadas por la presencia de errores groseros pueden ser detectadas gracias a las medidas redundantes de comprobación. Los residuos de las observaciones tras el ajuste por mínimos cuadrados vienen dados por: (Abellan, 2013).

$$r = f - Ax$$

2.1.22.3 Desviación estándar de referencia a posteriori.

La desviación estándar para un grupo de observaciones ponderadas es:

$$s = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n p_i \cdot r_i^2}{n - 1}}$$

Esta ecuación se aplica a un grupo de observaciones de una magnitud simple o individual, donde cada observación tiene un peso diferente. Sin embargo, en Topografía se realizan observaciones que relacionan varios parámetros a través de ecuaciones. Para este tipo de observaciones, la desviación estándar en el caso de pesos iguales es:

$$s_o = \sqrt{\frac{\sum r_i^2}{m - n}}$$

Que en forma matricial es,

$$s_o = \sqrt{\frac{r^t r}{m - n}}$$

En esta ecuación, $\sum r_i^2$ se expresa en forma matricial como $r^t \cdot r$, m es el número de observaciones y n el número de incógnitas. El valor $m-n$ corresponde a las medidas redundantes y representa los grados de libertad del ajuste.

La desviación estándar para el caso de observaciones con pesos diferentes es,

$$s_o = \sqrt{\frac{\sum p_i r_i^2}{m - n}}$$

Y en forma matricial,

$$s_o = \sqrt{\frac{r^t P_r}{m - n}}$$

Donde:

$$\sum p_i r_i^2$$

En forma matricial es $r^t P_r$. Como estas desviaciones estándar se refieren al ajuste global y no a una cantidad simple, se les denomina desviaciones estándar de referencia calculadas a posteriori (Abellan, 2013).

2.1.22.4 El concepto de peso de una observación

El peso de una observación es una medida de su valor relativo comparado con el resto de observaciones. Como se ha comentado anteriormente, una medida de gran precisión tiene una varianza pequeña, hace que refleje un alto grado de cuidado en las observaciones y calidad del instrumento utilizado. Esta medida de gran precisión, en el proceso de ajuste, debería recibir una porción relativamente pequeña de la corrección global. Por el contrario, una medida de baja precisión tiene una varianza mayor y en el proceso de ajuste recibirá una corrección mayor.

Como el valor de la varianza varía en sentido opuesto al de la precisión, es necesario introducir una medida que varíe directamente con la precisión. De esta forma, a cada observación le asignamos un número positivo, denominado peso de la observación. Así, para una medida u observación dada, cuanto mayor es su precisión, mayor será el peso y viceversa. De acuerdo con esto, el peso de una observación simple se define como una cantidad inversamente proporcional a la varianza de la observación, σ^2 .

$$p = \frac{k}{\sigma^2}$$

Siendo k una constante positiva de proporcionalidad los pesos se utilizan para controlar el tamaño de las correcciones que se aplican a las medidas en el proceso de ajuste. Por tanto, las correcciones que se aplican son inversamente proporcionales a sus pesos (Abellan, 2013).

2.1.22.5 Principio del método de mínimos cuadrados

Considera el caso de varias mediciones directas de una misma magnitud X , estas pueden ser: $l_1, l_2 \dots \dots \dots l_n$. Esto indica los valores que se obtienen en una serie de observaciones, al no contar con un verdadero valor de x ya que los valores en algún momento siempre son distintos es necesario realizar una evaluación para poder obtener un valor confiable. Por esto se puede tomar un valor aproximado y se evalúa sus discrepancias:

$$x - l_n = v_1$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x - l_n = v_1 \\ x - l_n = v_1 \end{array} \right\} x - l_n = v_1 \quad i = 1, 2, \dots \dots \dots n$$

Estas discrepancias (V_1) son los residuos, llamados también a priori que son los valores desconocidos, mismos que al ser calculados se los suman a las observaciones y se obtiene el valor de x .

De la misma manera que se trabajó anteriormente se puede tomar otro valor aproximado X' el mismo que da otro conjunto de residuos:

$$x' - l_i = v'_i$$

Y si se quiere se puede tener más valores:

$$x'' - v_i = v''$$

Estos valores de x , x' , x'' , cuál es el valor ideal, esto implica escoger el valor más apropiado, es decir, en determinar un criterio que permita, a las observaciones repetidas l_i , en desacuerdos entre sí, extraer un valor único para representar el valor de X .

Lo que se quiere es que los residuos sean lo más bajo posibles y tiendan a cero por esta razón siguiendo el camino indicado por Gauss y Legendre, aceptan como la mejor estimación X de a un valor que haga mínima a la suma de los cuadrados de los residuos, de tal forma que (Gemael , 1994):

$$\sum_{i=1}^n v_i^2 = \min$$

Asimismo, cuando las observaciones no ofrecen un mismo grado de confianza se las homogeniza con pesos, quedando de esta manera la ecuación:

$$\sum_{i=1}^n p_i v_i^2 = \min$$

Estas dos ecuaciones se determinan en forma de matriz de la siguiente manera

(Gemael , 1994):

$$V^T V = \min$$

Donde V es el vector columna de los residuos:

$$V = [v_1, v_2 \dots v_n]^T$$

Y en el caso con los pesos:

$$V^T P V = \min$$

La matriz de pesos P es una matriz cuadrada y diagonal. La aplicación de mínimos cuadrados para un sistema de ecuaciones lineales es de la siguiente manera (Gemael , 1994):

L representa las observaciones (l_b), y en geodesia las observaciones son mayores que las incógnitas:

$$n A u \quad u X 1 = L_{n,1}^b$$

$$n > u$$

De este modo, en este modelo matemático las observaciones no son compatibles por lo que hay que introducir las correcciones o residuos ($V = [V_1, V_2, V_3 \dots V_n]^T$) de lo expuesto anteriormente, La ecuación lineal queda de esta manera:

$$A \tilde{x} = L_b + V = L_a$$

$L_b = \text{Valores observados}$

$L_a = \text{Valores de las observaciones corregidas}$

Y si aplicamos el mejor estimador x y \tilde{x} que satisface la condición.

$$V^T V = \min$$

$$\Phi = (A \tilde{x} - L_B)^T (A \tilde{x} - L_B) = \min$$

$$\frac{d\Phi}{dx} = A^T A \tilde{x} - A^T L_b - A^T L_b = 0$$

$$A^T A \tilde{x} - A^T L_b = 0$$

Esta última ecuación matricial representa un conjunto de ecuaciones u incógnitas, quedando como solución única la siguiente:

$$\tilde{x} = (A^T A)^{-1} A^T L_b$$

Los pesos se dan para la precisión de las mediciones y se utilizan de acuerdo al trabajo que se requiere realizar.

$$\sum L_B = \begin{bmatrix} \sigma_0^2 & & \\ & \cdot & \\ & & \sigma_n^2 \end{bmatrix}$$

Al dividir $\sum L_b$ para σ_0^2 se obtiene la matriz de coeficiente de pesos

$$Q = \frac{1}{\sigma_0^2} * \sum L_b$$

Y de esta fórmula se tiene la matriz de pesos:

$$Q^{-1} = \sigma_0^2 \cdot \sum L_b^{-1} = P$$

$$P = Q^{-1} = \sigma_0^2 \begin{bmatrix} \frac{1}{\sigma_1^2} & & \\ & \cdot & \\ & & \frac{1}{\sigma_n^2} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} P_i & & \\ & \cdot & \\ & & P_n \end{bmatrix}$$

Se aplica la ecuación matricial única y se obtiene:

$$V^T P V = \min$$

Que es la forma cuadrática fundamental y se aplica la ecuación normal:

$$(A^T P A) \tilde{X} - A^T P L_b = 0$$

Da como solución (Gemael , 1994):

$$\tilde{X} = (A^T P A)^{-1} A^T P L_b$$

2.1.22.6 Ajuste de las observaciones por el método correlativo

El modelo matemático que caracteriza a las observaciones de condición que puede aplicarse en un ajuste por mínimos cuadrados en este método está dado por: (Gemael , 1994):

$$F(L_a) = 0$$

Esta ecuación indica que presenta “r” ecuaciones naturales de condición ligado a “n” incógnitas (L_a), las mismas que son independientes. Esta ecuación puede ser procesada con incógnitas (residuos, V), que es el vector de las ecuaciones ajustadas la cual es:

$$L_a = L_b + V$$

Quedando de esta manera:

$$F(L_b + V) = 0$$

Aplicando una linealización de serie de Taylor en forma matricial se tiene:

$$F(L_a) = F(L_b + V) \cong F(L_b) + \frac{\partial F}{\partial L_a} L_b (L_a - L_b) = 0$$

La ecuación de los valores observados ($F(L_b)$) que es la del error de cierre se la denomina mediante W.

$$W = F(L_b)$$

A la matriz de las derivadas parciales $\left[\frac{\partial F}{\partial L_a} \right]_{L_b}$ por B

$$B = \left[\frac{\partial F}{\partial L_a} \right]_{L_b}$$

Quedando de esta manera $BV + W = 0$

Con las dimensiones queda de esta manera:

$$rBn \quad nV1 + rW1 = r01$$

Normalización de ecuaciones. - indica que las incógnitas se subordinen y que satisfagan los mínimos cuadrados, de igual forma que los residuales sean mínimos y para que se cumplan estos dos criterios se utiliza un artificio conocido como el método de LaGrange.

$$\phi = V^T P V - 2K^T (BV + W) = \text{minimo}$$

Entendiéndose de que K son los multiplicadores de LaGrange o “correlatos”. Igualando a cero las derivadas precisas en relación a V y a K para que esta función otorgue un valor mínimo es (Gemael , 1994):

$$\frac{\partial \phi}{\partial v} = 2PV - 2B^T K = 0$$

$$1. -PV - B^T K = 0$$

$$\frac{\partial \phi}{\partial K} = -2(BV + W) = 0$$

$$2 - BV + W = 0$$

Despejando (V) de la ecuación se obtiene, que es la ecuación de los residuos

$$V = P^{-1} B^T K$$

Y esta ecuación se reemplaza en se obtiene:

$$BP^{-1}B^TK + W = 0$$

Se obtiene una ecuación matricial con los multiplicadores de LaGrange

$$K = -(BP^{-1}B^T)^{-1}W = 0$$

Simplificándole un poco más queda la ecuación:

$$K = -M^{-1}W$$

Siendo:

$$M = BP^{-1}B^T$$

Las precisiones de los resultados se obtienen mediante una matriz varianza-covarianza de los valores ajustados:

$$\sum L_a = \sum L_a [I - B^T M^{-1} B P^{-1}]$$

Dónde:

$$I = -P^{-1}B^T M^{-1} \frac{\partial W}{\partial L_b}$$

Y para los residuos de esta forma:

$$\sum V = \sigma_0^2 P^{-1} B^T M^{-1} B P^{-1}$$

Comparando resulta (Gemael , 1994):

$$\sum L_a = \sum L_b - \sum V$$

La varianza de observación de peso unitario a posteriori, indica:

$$\sigma_0^2 = \frac{V^T P V}{S_l}$$

$S_l = \text{Grados de libertad}$

$S_l = r_c$ Numero de ecuaciones de condicion

$V^T PV = -K^T W$ (Garrido, 2014)

2.1.22.7 Métodos de ajuste por mínimos cuadrados

Se usan dos métodos básicos en el ajuste por mínimos cuadrados:

- El método de la ecuación de observaciones
- El método de la ecuación de condiciones.

El primero es el que se usa en forma más común y es el que se estudia aquí. En este método se escriben “ecuaciones de observación” que relacionan los valores medidos con sus errores residuales y con los parámetros desconocidos. Se escribe una ecuación de observación para cada medición. Para obtener una solución única, el número de ecuaciones debe ser igual al número de incógnitas. Si se hacen observaciones redundantes, pueden aplicarse el método de los mínimos cuadrados. En este caso se obtiene una expresión para cada error residual de cada ecuación de observación (Wolf & Ghilani, 2016).

2.1.22.8 Métodos matriciales en el ajuste por mínimos cuadrados

Se habrá observado que los cálculos de, método de mínimos cuadrados son bastante largos, por lo que generalmente se ejecutan con ayuda de una computadora.

- Ecuaciones matriciales para precisiones de cantidades ajustadas

La ecuación matricial para el cálculo de residuos ajustados, ya sea que el ajuste sea ponderado o no.

- Ajuste por mínimos cuadrados de circuitos de nivelación

Cuando se efectúa un levantamiento de control para establecer nuevos bancos de nivel.

Al ajustar redes de nivelación, la diferencia observada en la elevación de cada línea se trata como una observación que contiene un solo error aleatorio. Se escriben las ecuaciones de observación que relacionan esas diferencias de elevación medidas y sus errores residuales con las elevaciones desconocidas de los bancos de nivel implicados.

– Propagación de errores

La propagación de errores en funciones que usan mediciones independientes. Al terminar el ajuste con mínimos cuadrados, las incógnitas ya no son independientes como lo evidencian los términos fuera de la diagonal en la matriz de cofactores.

– Las elipses de errores

Las elipses de errores dan una representación bidimensional de las incertidumbres de las coordenadas ajustadas de los puntos como se determina en un ajuste de mínimos cuadrados. Pueden graficarse a escalas ampliadas directamente en diagramas a escala que muestren los puntos en el levantamiento horizontal. Cuando se grafican de esta manera, su tamaño y su apariencia permiten que se haga un rápido análisis visual de la precisión relativa general de todos los puntos ajustados. Como se estudia posteriormente en esta sección, esto es útil en la planeación de levantamientos y en el análisis de los resultados de los levantamientos para su aceptación o su rechazo (Wolf & Ghilani, 2016).

2.1.22.9 Procedimiento de ajuste

De la naturaleza del problema específico de ajuste, debes seguir ciertos procedimientos. Por ejemplo, antes de abordar en ajuste, todos los datos deben analizarse cuidadosamente en cuanto a errores. Deben identificarse y corregirse equivocaciones tales como identificación equivocada de las estaciones, los errores de transcripción, los errores de lectura y otros. Su falta de eliminación conducirá ya sea a un ajuste poco satisfactorio, o a ningún ajuste. En algunos tipos de levantamientos, los errores pueden identificarse realizando cierres de circuitos en los datos. Esto es verdad en la nivelación, en las redes con el GPS y en los levantamientos horizontales, incluyendo el trazo con poligonales.

La cantidad mínima de control que se requiere para hacer ajustes varía con el tipo de problema. En la nivelación diferencial solamente se necesita un banco de nivel, y en una red de mediciones en línea base de GPS solamente se necesita una estación con valores conocidos de las coordenadas. Para los levantamientos horizontales tales como las poligonales o las redes, deben disponerse de una estación con coordenadas conocidas y una línea con dirección conocida. Si está presente más de la cantidad mínima de control, el ajuste debe realizarse en dos etapas como medios adicionales de detección de errores. El primer ajuste, llamado ajuste con restricciones mínimas, debe contener solamente la cantidad mínima de control para fijar las medidas en espacios. Entonces esto deberá ser seguido de un ajuste restringido, en el cual se use todo el control disponible (Wolf & Ghilani, 2016).

2.1.23 Marco Conceptual

2.1.23.1 Medición de distancias.

Una de las operaciones más sencillas en Topografía es medición de distancias horizontales, siempre y cuando se apliquen las técnicas correctas y la respectiva unidad de longitud denominado metro lineal. Dichas distancias se pueden medir de varias formas mediante métodos directos e indirectos.

Conocido los elementos geométricos referidos al trabajo topográfico, veamos primeramente las técnicas de medición para terrenos con o sin pendientes. Para mediciones en terreno plano, la distancia a medirse debe alinearse primeramente con la ayuda de jalones. Si la medición se va ejecutar con cinta métrica se coloca el cero inicial en el punto de arranque con el requisito de que la cinta debe encontrarse al mismo nivel de la trayectoria y a la vez aplicando una tensión de 5 a 8 kilogramos/fuerza (Zúñiga Diaz, 2010).

Indica que hace algunos años medir la distancia entre dos puntos, era labor de especialistas, dado su característica tediosa en cuanto al proceso de medición. Generalmente el topógrafo realizaba la medición tan solo de algunas distancias, dejando el saldo al cálculo trigonométrico.

Hoy en día la tecnología, nos ofrece equipos sofisticados y métodos muy simples que solo basta oprimir un botón, para medir la distancia requerida y en cuestión de segundos obtener digitalmente el resultado buscado.

En topografía, las distancias que se miden corresponden a líneas rectas, no obstante que la superficie terrestre no es plana.

Si consideramos el radio de la Tierra R de 6370 km se tiene el siguiente cuadro:

Tabla 3: Error en la medición de Distancias

Distancia AB (Km)	e (mm)
1	0.01
5	0.26
10	2.05
15	6.93
20	16.43
25	32.09
30	55.45

Fuente: Mendoza, D. J. (2007). “Topografía, Técnicas Modernas”.

De la tabla se observa que el error “e”, crece lentamente hasta $d= 15\text{Km.}$, con lo cual la diferencia “e” esa aproximadamente 7mm y por tanto el error relativo de $1/2140000$, considera disminuye le va da precisión. No obstante, los equipos topográficos actuales tienen un alcance mucho menor a 10km lo cual induce a despreciar la influencia de la esfericidad terrestre en la medición de distancias (Mendoza Dueñas, Jorge, 2017).

2.1.23.2 Teoría de errores.

Es toda determinación física, por riguroso sea el método de observación, hábil y atento del operador y apropiado el instrumento empleado, se comenten inexactitudes. Lo expresado parte de un axioma a tenerse en cuenta en ingeniería: toda la medición contiene error. Interesa, por lo que se refiere a las determinaciones topográficas, conocer el origen de esas discrepancias, sus clases, las leyes que la rigen y como se acumulan o se combinan, cuando varias operaciones elementales intervienen en otra, para llegar a resolver dos problemas:

Determinar el error en el total podrá haber en una operación realizada con sujeción a determinado método y con instrumento dado; o, viceversa.

Establecer las condiciones (método y aparato) en se ha de operar para que el resultado difiera del verdadero en menos de una tolerancia preestablecida (Zúñiga Diaz, 2010).

La diferencia entre el valor verdadero de un elemento y una medida cualquiera de él, se denomina error.

La diferencia entre el valor más probable de un elemento y una medida cualquiera de él se denomina residuo (Manual de Carreteras, Chile, 2018).

2.1.23.3 Sistema de unidades

En todos los trabajos Topográficos se aplicará el sistema métrico decimal. Las medidas angulares se expresarán en grados, minutos y segundos sexagesimales.

Las medidas de longitud se expresarán en kilómetros (km); metros (m); centímetros (cm) o milímetros (mm), según corresponda.

Las unidades de Temperatura en grados centígrados (C°), como también las presiones atmosféricas en sus unidades respectivas de trabajo, datos indispensables usados para la correcta configuración de los Estaciones totales (Mendoza Dueñas, Jorge, 2017).

2.1.23.4 Sistemas de referencia

El sistema de referencia será único para cada proyecto, y todos los trabajos topográficos necesarios para ese proyecto estarán referidos a ese sistema. El sistema de referencia será plano, triortogonal, dos de sus ejes representan un plano horizontal (un eje en la dirección NOR –ESTE (según la cuadrícula UTM de IGN para el sitio del levantamiento) sobre el cual se proyectan ortogonalmente todos los detalles del terreno, ya sea naturales o artificiales, y el tercer eje corresponde a elevación, cuya representación del terreno se hará tanto por curvas de nivel, como por perfiles y secciones transversales.

Por lo tanto, el sistema de coordenadas del levantamiento no es el UTM., sino un sistema de coordenadas planas (Topográficas), en vértices de coordenadas

UTM., lo que permitirá efectuar la transformación para una adecuada georreferenciación. Las cotas o elevaciones se referirán al nivel medio del mar.

El método utilizado para orientar el sistema de referencia y para ligarlo al sistema UTM de IGN se describirán en la memoria descriptiva.

Para efectos de la Georreferenciación debe tenerse en cuenta que el Perú está ubicado en las zonas 17, 18, 19 y en las Bandas M, L, K según la designación UTM. El elipsoide utilizado es el World Geodetic System 1984 (WGS-84) el cual es prácticamente idéntico al sistema geodésico de 1980 (GRS80), y que es definido por los siguientes parámetros:

Tabla 4 : Parámetros del sistema geodésico en el Perú

Velocidad angular de la tierra	w	7 292 115 x 10 ⁻¹¹ rad/seg
Constante gravitacional terrestre	GM	3 986 005 x 10 ⁸ m ³ /seg ²
Coefficiente armónico zonal de 2º grado de geopotencial	J ₂	C _{2.0} = 484.16685 x 10 ⁻⁶

2.1.23.5 Tolerancias en la ubicación de puntos de control.

La tolerancia para errores relativos o posicionales se presentan en el Cuadro.

Tabla 5: Tolerancias para trabajos de levantamientos topográficos, replanteos y estacado.

FASE DE TRABAJO	TOLERANCIAS		DISTANCIA ENTRE HITOS
	HORIZONTAL	VERTICAL	
Georreferenciación	1:100 000	$e = 5 \text{ k}^{1/2}$	10 km
Puntos de Control (Polígonos o triángulos)	1:10 000	$e = 12 \text{ k}^{1/2}$	0.5 km
Puntos del eje, (PC), (PT), puntos en curva y referencias	1:5 000	$\pm 10 \text{ mm.}$	--
Otros puntos del eje	$\pm 50 \text{ mm.}$	$\pm 10 \text{ mm.}$	--
Alcantarillas, cunetas y estructuras menores	$\pm 50 \text{ mm.}$	$\pm 20 \text{ mm.}$	--
Muros de contención	$\pm 20 \text{ mm.}$	$\pm 10 \text{ mm.}$	--
Límites para roce y limpieza.	$\pm 500 \text{ mm}$	--	--
Estacas de subrasante	$\pm 50 \text{ mm.}$	$\pm 10 \text{ mm.}$	--
Estacas de rasante	$\pm 50 \text{ mm.}$	$\pm 10 \text{ mm.}$	--
Estacas de Talud	$\pm 50 \text{ mm.}$	$\pm 100 \text{ mm.}$	--

***e = error relativo en milímetros K = Distancia en kilómetro.**

Fuente: Ministerio de Transporte, DG – 2013.

2.1.24 Trabajos topográficos

DG-2018, Los trabajos de Topografía y Georreferenciación comprenden los siguientes aspectos:

2.1.24.1 Georreferenciación

La georreferenciación se hará estableciendo puntos de control geográfico mediante coordenadas UTM con una equidistancia aproximada de 10 Km. ubicados a lo largo de la carretera. Los puntos seleccionados estarán en lugares cercanos y accesibles que no sean afectados por las obras o por el tráfico vehicular y peatonal. Los puntos serán monumentados en concreto con una placa de bronce en su parte superior en el que se definirá el punto por la intersección de dos líneas. Las placas de bronce tendrán una leyenda que permita reconocer el punto.

Estos puntos servirán de base para todo el trabajo topográfico y a ellos estarán referidos los puntos de control y los del replanteo de la vial.

2.1.24.2 Puntos de Control

Los puntos de control horizontal y vertical que puedan ser afectados por las obras deben ser reubicados en áreas en que no sean disturbadas por las operaciones constructivas. Se deberán establecer las coordenadas y elevaciones para los puntos reubicados antes que los puntos iniciales sean disturbados.

El ajuste de los trabajos topográficos será efectuado con relación a dos puntos de control geográfico contiguos, ubicados a no más de 10 km.

Los puntos de control horizontal y vertical que puedan ser afectados por las obras deben ser reubicados en lugares en donde no sufran deterioros debido a las operaciones constructivas.

Se deberán establecer las coordenadas y elevaciones para los puntos reubicados antes que los puntos iniciales sean afectados.

El ajuste de los trabajos topográficos será efectuado con relación a dos puntos de control geodésico contiguos, ubicados a no más de 10 km (Especificaciones técnicas, EG-2013, 2013).

2.1.24.3 Topográfica y trazo.

El plano topográfico es la representación gráfica del terreno, de sus accidentes, sistema hidrográfico, y de las instalaciones y edificaciones existentes, puestas por el hombre. El elevamiento topográfico muestra las distancias horizontales y las diferentes cotas o elevaciones de los elementos representados en el plano mediante curvas de nivel, a escalas convenientes para la interpretación del plano por el

Ingeniero y para la adecuada representación del camino y de las diversas estructuras que lo componen.

En los reconocimientos es recomendado usar de preferencia planos a escala en el rango entre 1:2000 y 1:10000 con curvas de nivel, a intervalos de altura de 5 m. En terrenos muy empinados no es posible el dibujo de curvas a este intervalo y será necesario elegir un intervalo mayor, en que la distancia horizontal en el dibujo, entre dos curvas de nivel sea mayor a 1 m. En los diseños definitivos se recomienda utilizar planos en planta horizontales normalmente en el rango de 1:500 y 1:1000 para áreas urbanas; y de 1:1000 y 1:2000 para áreas rurales; y curvas a nivel a intervalos de 0.5 m. a 1.0 m. De altura en áreas

2.1.24.4 El geoide

Es la superficie equipotencial del campo de gravedad terrestre que mejor se ajusta al nivel medio del mar sin perturbaciones y que es perpendicular en todos sus puntos a la dirección de la gravedad y que se extiende de manera continua por debajo de los continentes. Es la superficie de nivel, equipotencial en el campo de la gravedad, que adopta la forma de esferoide irregular tridimensional (Instituto Nacional Geográfico del Perú, 2016).

2.1.24.5 Altura elipsoidal

Las alturas elipsoidales (h) representan la separación entre la superficie topográfica terrestre y el elipsoide. Dicha separación se calcula sobre la línea perpendicular a este último. Las alturas elipsoidales son obtenidas a partir de las coordenadas geocéntricas cartesianas (X , Y , Z) definidas sobre un elipsoide de referencia (p. ej. el modelo Geodetic Reference System 1980, GRS80, o el World Geodetic System 1984, WGS84, los cuales, en la práctica, son iguales), y

determinadas a partir del posicionamiento satelital de los puntos de interés (Instituto Nacional Geográfico del Perú, 2016).

2.1.24.6 El datum

Un Datum es un Sistema de Referencia Geodésico definido por la superficie de referencia precisamente posicionada y mantenida en el espacio; y es generada por una red compensada de puntos. El Datum geodésico se define como un conjunto de parámetros que especifican la superficie de referencia o el sistema de referencia de coordenadas utilizado por el apoyo geodésico en el cálculo de coordenadas de puntos terrestres; comúnmente los Datums se definen separadamente como horizontales y verticales (Instituto Nacional Geográfico del Perú, 2016).

2.1.24.7 Clasificación de puntos geodésicos

Con el objeto de unificar un marco de referencia geodésico, todos los trabajos de georreferenciación estarán referidos a la Red Geodésica Geocéntrica Nacional (REGGEN). Los puntos geodésicos en el territorio nacional se clasifican de la siguiente manera:

2.1.24.8 Punto geodésico orden “0”

Este orden es considerado a nivel continental, y están destinados para estudios sobre deformación regional y global de la corteza terrestre, de sus efectos geodinámicos y trabajos en los que se requiera una precisión a un nivel máximo de 4.00 mm; estos puntos servirán para la densificación de la Red Geodésica Nacional.

2.1.24.9 Punto geodésico orden “A”

Este orden debe aplicarse para aquellos trabajos encaminados a establecer el sistema geodésico de referencia continental básico, a levantamientos sobre

estudios de deformación local de la corteza terrestre y trabajos que se requiera una precisión a un nivel máximo de 6.00 mm.

2.1.24.10 Punto geodésico orden “B”

Este orden se destina a levantamientos de densificación del sistema geodésico de referencia nacional, conectados necesariamente a la red básica; trabajos de ingeniería de alta precisión, así como de geodinámica y trabajos que se requiera una precisión a un nivel máximo de 8.00 mm. Los trabajos que se hagan dentro de esta clasificación deben integrarse a la red geodésica básica nacional y ajustarse junto con ella.

2.1.24.11 Punto geodésico orden “C”

Este orden debe destinarse al establecimiento de control suplementario en áreas urbanas y rurales, al apoyo para el desarrollo de proyectos básicos de ingeniería y de desarrollo urbano-rural, así como a trabajos que se requiera una precisión a un nivel máximo de 10.00 mm.

2.1.24.12 Puntos de apoyo (PFCH)

Estos son puntos geodésicos característicos de los puntos geodésicos de orden “C”, no son monumentados y se destinarán a los puntos de foto control de trabajos básicos de ingeniería en áreas urbanas, rurales y de desarrollo urbano – rural, el nivel de precisión de estos puntos no será mayores a 10.00 mm.

Todo punto geodésico a ser establecido, debe estar enlazado a la Red Geodésica Geocéntrica Nacional.

El enlace debe realizarse con los procedimientos de observación correspondientes al orden de precisión del levantamiento que actualmente se esté efectuando.

Para los puntos geodésicos de orden “0”, “A” o “B”, la correlación se establecerá realizando observaciones dentro de una figura geométrica circunscrita (en lo posible), con un mínimo de ocho lados para el orden “0” y un mínimo de tres lados para los de

orden “A” y “B”; para los puntos geodésicos de orden “C” y los puntos de apoyo, la correlación será a través de una línea base; siguiendo los siguientes parámetros: (Instituto Nacional Geográfico del Perú, 2016).

Tabla 6: *Número mínimo de estaciones de control de la red geodésica*

Número mínimo de estaciones de control de la Red Geodésica Horizontal que se deben enlazar:	0	A	B	ENLACE
0	8			RED
A	3	3		RED
B	3	3	3	RED
C	1	1	1	LÍNEA BASE
APOYO (PFCH)	1	1	1	LÍNEA BASE

Fuente: Instituto Nacional Geográfico del Perú, (2016)

Tabla 7: *Separación de las estaciones (km)*

Separación de las estaciones	0	A	B	C	APOYO (PFCH)
Separación máxima (km) entre estaciones bases dentro del área del proyecto.	4000	1000	500		
Separación máxima (km) entre estaciones bases y el punto a establecer	3500	500	250	100	100

Fuente: Instituto Nacional Geográfico del Perú, (2016)

2.2 Antecedentes del proyecto.

“El levantamiento topográfico: uso del GPS y estación total” tesis de grado, Llega a una conclusión de que sin lugar a dudas que las nuevas tecnologías han revolucionado de manera contundente el “como” hacer topografía la era digital pone a disposición del profesional de la Topografía el manejo en formatos digitales de la información que se recaba previamente, archivos digitales que contienen los datos capturados en campo, software o programas especializados para el proceso de esos datos y cálculo de las coordenadas rectangulares de los puntos del terreno, base de datos para ser procesados por el software de aplicación en un sistema CAD,

lo que conlleva a la obtención del producto final del levantamiento: el plano topográfico.

La realidad de hoy es que la Estación Total y el GPS (McCormac, 2008) se utilizan juntos, este último, en principio, para el posicionamiento de puntos de control y la Estación para la obtención de la información topográfica del punto de interés. Es importante resaltar que el uso de las nuevas tecnologías adaptadas al levantamiento topográfico requiere que el profesional responsable y el resto del personal se capaciten mediante cursos, talleres, lectura de material especializado y de la práctica en el uso de las mismas, sin embargo, a pesar de las bondades que nos ofrecen las nuevas tecnologías, tales como rapidez, precisión, eliminación de errores derivados de la intervención humana en procesos como registro, anotación y traspaso de información, pulcritud, almacenamiento y posibilidad de modificación del producto final, no se puede dejar de lado la importancia del criterio del profesional de la topografía en la selección acertada de la ubicación de puntos de control, en el estableciendo de las líneas base y ejes operativos para las tareas de campo, así como en la validación del producto final; tareas estas que sin lugar a duda está fundamentadas en los conocimientos y experiencia en campo del profesional de la Topografía.

Es indiscutible que el uso de un par de receptores de GPS de precisión y de la Estación Total, es la combinación perfecta para efectuar prácticamente cualquier tipo de levantamiento topográfico, de manera de garantizar la eficiencia, seguridad de la información y pronta respuesta a los requerimientos del proyecto, independientemente de la ubicación geográfica, topografía del lugar, vegetación y condiciones atmosféricas, entre otras. Puede decirse (Torres y Villate ,2001) que debido a que la información inicial se obtiene en formato digital y para la captura

de datos se utiliza GPS y estaciones totales, así como el uso de las herramientas CAD en la obtención del plano topográfico, se puede afirmar que hoy en día es posible hacer un levantamiento topográfico automatizado de principio a fin (Raquel Pachas, L., 2009).

“Poligonal base para la construcción de carreteras proyecto mejoramiento de carretera tambillo-santa rosa de taraco-tihuanacu” En tesis llega a una conclusión de que se Restableció la poligonal base del control horizontal, para realizar los trabajos topográficos, en la ejecución del proyecto carretero “Mejoramiento de Carretera Tambillo Santa Rosa de Taraco-Tihuanacu Tramo I”.

- Se realizó la respectiva monumentación para realiza la poligonal base.
- Se realizó los trabajos de medición de ángulos y distancias, con equipo de precisión como la estación total.
- Se realizó el cálculo de errores lineales y angulares de la poligonal base restablecida y ajuste respectivo por el método de mínimos cuadrados.

La aplicación del método de mínimos cuadrados en poligonales encuadradas, es versátil no solo para el profesional topógrafo, si no para el requerimiento de diferentes tipos de construcciones, ya que este método para alcanzar la precisión asigna dentro de su procedimiento, un peso relativo a las medidas angulares y otra a las medidas lineales, ajustando de manera más imperceptible posible las longitudes y los rumbos de sus lados. Como desventaja, si pudiéramos llamarle así, podemos citar lo extenso de su proceso que, con el advenimiento de las computadoras, ha pasado de ser una desventaja a una particularidad que presenta (Quispe Perez, E., 2015)

“levantamiento mediante GPS de una red de puntos establecidos para correlacionar los distintos espacios de la universidad en el mismo sistema de coordenadas”. Llego a una conclusión de que las coordenadas de 10 puntos que consideraron adecuados para representar los diferentes espacios en los que se divide la Universidad Politécnica de Cartagena. Aunque los espacios representados no son el total de los componen la politécnica, elegimos los que considerábamos más importantes, dejando de lado algunos como la residencia Alberto Colao, Pabellón Deportivo Urban, Escuela de turismo, etc. El cálculo de dichas coordenadas se ha realizado por un lado en RTK, y por el otro en postproceso. El postproceso se llevó a cabo con el programa Leica Geo office y con el programa Trimble Geomatics office, aunque con este último no se pudieron obtener los resultados finales.

Hay que comentar que con el software Leica Geo Office las precisiones son mejores, y no hay tantos problemas a la hora de conseguir datos post-procesados, añadiendo a todo ellos la comodidad de trabajar con un equipo y software de la misma casa. Al realizar el post-procesado se obtuvieron algunos datos muy dispares, por ello hay que decir que cuando no se consiguen valores de calidad de posicionamiento adecuados, las mediciones no serán todo lo exactas que podrían ser.

Y esta calidad de posicionamiento depende directamente del número de satélites que el GPS sea capaz de visualizar, por lo que debemos estudiar siempre antes de realizar el trabajo de campo la situación de los satélites, elevación, trayectoria, horarios, etcétera, de tal modo que realicemos la ocupación con la mejor situación posible. Esta situación de los satélites la podemos estudiar mediante Quick Plan, a partir de una serie de parámetros que tenemos que introducir como coordenadas

(latitud/longitud), fecha (mes/día) o zona aproximada a la zona de medición (Gonzales Alcaraz, Pablo., 2015).

Cálculo y ajustes aplicados a la solución de problemas topográficos. Al finalizar esta tesis ha obtenido los cálculos necesarios para poder realizar y ajustar problemas topográficos. Como se pudo observar en el desarrollo de este trabajo, las mediciones topográficas se reducen básicamente a la medida de distancias y ángulos. El ojo humano tiene un límite de percepción, más allá del cual no se aprecian las magnitudes lineales o angulares. Por lo tanto, cualquier medida que se obtenga será aproximada. Para realizar las mediciones se utilizaron instrumentos que ampliaron la percepción visual, disminuyendo nuestros errores, pero nunca conseguiremos eliminarlos completamente. Además, los instrumentos nunca serán perfectos en su construcción y generan otros errores que se superpondrán a los generados por la percepción visual. Con los diferentes métodos para ajustar poligonales se pudo concluir que: El método de la brújula toma las mediciones de los ángulos y las distancias con la misma precisión, tomando en cuenta que el error ocurre en proporción directa a la distancia y por consiguiente la corrección se realizara directamente a las longitudes de los lados. Este método es muy conveniente aplicarlo en levantamientos en donde se utilice estación total o tránsito ya que los errores que se cometen son por las distancias tomadas.

Con el método del tránsito se toman como medidas a ajustar las proyecciones considerando que las distancias de los lados son menos precisas que los ángulos obtenidos, por lo que este ajuste es conveniente aplicarlo cuando se utiliza tránsito o para levantamientos hechos con estadía. La compensación de una poligonal por el método de Crandall, distribuye primero el error de cierre angular en partes iguales entre todos los ángulos medidos, luego se mantienen fijos los ángulos ajustados y

se le asignan todas las correcciones restantes a las medidas lineales siguiendo un procedimiento de mínimos cuadrados, este proceso es más lento y más complicado que el método del tránsito y la brújula, pero es adecuado para ajustar poligonales en la que las medidas lineales tienen errores aleatorios más grandes que las medidas angulares, como por ejemplo en poligonales trazadas por estadía teniendo una mejor corrección en las coordenadas obtenidas.

En lo que respecta a los ajustes en altimetría, tenemos diferentes formas de calcular la diferencia de cota o elevación, así también su ajuste pertinente en cada caso en la que se encuentre ya sea dentro del cálculo de la planilla o a resultados obtenidos. La compensación proporcional a la distancia nivelada, será la mejor para obtener resultados más precisos, ya que el error está marcado con forma a la distancia, comúnmente el error en nivelación está más marcado en la apreciación de los valores en el estadal, por estar más retirado el estadal mayor será el error de leer la lectura (Gasga, J.E., 2008).

” Evaluación de cinco métodos de ajuste en poligonales abiertas en la carretera ayaviri – purina”. Al determinar la diferencia de los cinco métodos en el ajuste de la poligonal abierta de apoyo de la carretera Ayaviri – Purina del Km 0+000 al Km 10+000, es el método de Mínimos cuadrados que posee errores de ajuste aceptable en el cual es suficiente 2 iteraciones, en la primera iteración las máximas y mínimas en coordenada Este es (-0.462332m., 0.156163 m.), mientras en Coordenada Norte (-0.173243 m., 0.029938 m.); en la segunda iteración la coordenada Este (-0.000007 m., 0.000000), y la coordenada Norte (-0.000000, 0.000000), el ajuste se ha considerado el error de propagación y error estándar de instrumento en el cual nos manifiesta el Chi-cuadrado con suma de cuadrados de 0.648 y el error factorial de 0.329 que nos da la advertencia: La Prueba Chi Cuadrado en Nivel 5.00%

Excedió el Límite Inferior, Límites Bajo/Alto (0.454/1.552) quiere decir que los errores de ajuste son muy pequeños.

- Al determinar la precisión y confiabilidad por el método de mínimos cuadrados para el ajuste de la red de control horizontal, en las observaciones ajustadas y residuales en ángulos (GMS) es de 0" a 0.3" y precisión de 1/11 a 1/35, mientras en ajuste de distancias (Metros) es de 0.00m. a 0.50m, la precisión de 1/11 a 1/35, en lo que la probabilidad relativa a un nivel de confianza de 95% se tiene las mínimas y máximas (1.040933, 2.363074) estamos dentro de los parámetros permitidos que la teoría nos indica los rangos es 1 a 2.5, a lo que es la precisión por tramos es de 1/7000 y 1/40000, lo que apreciamos en nuestra conclusión cuando la distancia es corta más error se comete.

- Al evaluar los resultados obtenidos con productos que provienen de la aplicación de otros métodos: Transito, Compás, Crandall, Rotar y escalar a la Línea Conocida; en el control horizontal si hay diferencias significativas según análisis estadístico de análisis de varianza de un factor "ANOVA" para lo cual se analizó 5 métodos en 16 vértices de control con respecto a 4 puntos de control con GPS Diferencial en 10 Km. de polígono con diferentes distancias en el tramo, estadísticamente el error de desplazamiento de ajuste en coordenada norte nos manifiesta que de acuerdo con la prueba de post-host de Tukey se observa que se encuentran diferencias significativas entre los grupos 2 y (5 al 11), 3 y (5 al 18) , lo grupos 5 al 18 y (2 y 3) $p < 0.05$, en la coordenada Este de acuerdo con la prueba de post-host de Tukey se observa que todo los vértices tienen diferencias significativas, $p > 0.05$ podemos ver en el Anexo D, mientras que en error lineal se observa que de acuerdo con la prueba de post-host de Tukey se observa que hay diferencias significativas, se encuentran entre los grupos 2 y (5, 6), 5 y (2, 3) , 6 y (2, 3), 7 y (2, 3), $p < 0.05$ el

resto de polígonos tanto en las coordenadas Este y Norte hay diferencias significativas esto quiere decir según a hipótesis son diferentes esto valida que en distancias cortas no hay diferencias por los métodos, pero en las distancias mayores si existe diferencia en los 5 tratados reflejando con menor significancia el método de los Mínimos cuadrados (Flores Lopez, S., 2016).

III MATERIALES Y MÉTODOS

3.1 Equipos y materiales

3.1.1 Equipos

- Receptor GNSS R8 Trimble Base
- Receptor GNSS R8 Trimble Móvil
- Estación Total TS06-2”
- Base nivelante
- Nivel Leica NA-720
- GPS navegador Oregon 550

3.1.2 Materiales

Materiales para puntos de control de poligonal

- Arena
- Cemento
- Agua
- Pintura
- Pernos de 3”

3.1.3 Herramientas informáticas

- Trimble Business Center
- Autodesk Civil 3D
- Microsoft Excel
- Microsoft Word
- Microsurvey Starnet v8

3.2 Desarrollo metodológico

3.2.1 Método de la investigación

- Diseño de la investigación

El diseño de la investigación es observable – Transversal.

- Tipo de investigación

El tipo de investigación Descriptiva - Cuantitativa, por utilizarse un conocimiento pre existente.

3.2.1.1 Ámbito de estudio

La extensión de estudio se basa dentro del proyecto de la carretera en mejoramiento Lampa Cabanillas Cabanilla, perteneciente a región Puno, provincia de Lampa, distrito de Cabanilla, es asimismo capital del distrito de Cabanilla.

En el ámbito de estudio se estableció y georreferenció de seis (06) Puntos de control geodésico de Orden "C", referidos al Sistema Satelital de Navegación Global GNSS, Red Geodésica Peruana de Monitoreo Continuo (REGPMOC) de la estación permanente Juliaca, código de identificación Juliaca (PU02)-2016, código internacional 42228M001.

En la Georreferenciación geodésico horizontal, se ha referido al Marco de Referencia Terrestre Internacional 1994 (ITRF94) del Servicio Internacional de Rotación de la Tierra (IERS) con datos de la época 1995.4, que es el nuevo Sistema Geodésico de Referencia oficial para Perú.

Las coordenadas de Inicio del Proyecto son: Este 353 327.5103, Norte 8 300 091.8430. y las coordenadas finales es: Este 354 884.1782, Norte 8 286 520.5081.

3.2.1.2 Población y muestra

En la presente investigación se consideró como población de la investigación por los datos obtenidos en poligonal abierta del tramo 0+000.00 a 15+000.00 en la carretera lampa Cabanilla Cabanillas, tramo II, mediante el control de GPS diferencial en tiempo estático y método Topográfico en coordenadas Este, Norte (metro), en coordenadas UTM y coordenadas Planas o Locales en área de estudios.

Las muestras para la investigación son las precesiones en errores residuales, en ambos métodos de control topográfico, es validar las diferencias en unidades de muestreo es decir GPS Diferencial y estación total, ubicados en el proyecto la poligonal abierta, donde se obtuvieron las coordenadas UTM y coordenadas locales en el área de investigación.

3.2.2 Procedimiento de la investigación

Primer objetivo: Determinar la red poligonal geodésico y topográfica de orden C con GPS Diferencial horizontal y vertical según IGN y DG-2018. Para el cual se consideró las siguientes etapas.

- Recopilación de información
- Ubicación de puntos de control
- Trabajos de campo
- Trabajos de gabinete

3.2.2.1 Recopilación de información

Para los trabajos de Georreferenciación se ha recopilado la siguiente información:

- Carta Nacional, Hoja Cartas Nacional (nombre Juliaca), código 31-V, zona 19; que corresponde a la zona de trabajo del Instituto Geográfico Nacional, a escala 1/100,000.
- Se utilizó la (ERP) Estación de Rastreo Permanente perteneciente a la Red Geodésica Peruana de Monitoreo Continuo – REGPMOC. O cual se compró y obtuvo la Ficha técnica de la ERP “PU02” (Juliaca), así mismo se obtuvieron la data RINEX de la ERP “PU02” ubicado en Juliaca. De ese modo se garantiza su referencia a la Red Geocéntrica Nacional REGGEN.
- Imagen Satelital (Google Earth).
- Reconocimiento del área de estudio.

3.2.2.2 Ubicación de los puntos de control

En el trabajo de georreferenciación se realizó una inspección visual de todo el terreno, a través de un reconocimiento en una primera instancia en vehículo motorizado (camioneta) para posteriormente realizarla a pie y con la ayuda de 01 GPS navegador Oregon 550, y nos sirvió en la planificar el trabajo, permitiendo ubicar estratégicamente los lugares para la monumentación de hitos (Puntos de georreferenciación).

Planeamiento: en esta etapa se establecieron las condiciones geométricas, técnicas, económicas y de factibilidad que permiten la elaboración del presente estudio Geodésico; la pre evaluación técnica, económica, disponibilidad de

equipos, materiales y personal; el estado de operatividad de los equipos, Software a emplear para el post proceso de información.

Reconocimiento: en gabinete se recurrió a las informaciones del Estudio de proyecto de pre inversión a nivel de Perfil, Cartas Nacional (nombre Juliaca), código 31-V, zona 19; en campo se recorrió el área de intervención del proyecto y ubico las zonas adecuadas para la Monumentación de hitos de concreto. Se ha logrado identificar seis (06) lugares suficientemente adecuados, (06) seis hitos de concreto, con marcas en los monumento existente, para puntos de Georreferenciación a los que se han denominado con los códigos PCG-01, PCG-02, PCG-03, PCG-04, PCG-05 y PCG-06; los que sirvieron como Puntos de control geodésico y emplearse así para la poligonal básica de apoyo, y que servirán para el posterior levantamiento topográfico y/o replanteo del proyecto.



Figura 5: Ubicación de puntos de GPS diferencia

Fuente: Elaboración propia de ejecutores

Tabla 8 : *ubicación de puntos de control GPS diferencial*

CÓDIGO	PROGRESIVA	DIRECCIÓN	DISTANCIA	OBSERVACIONES
PCG-01	0+000.00 KM	Nor-Oeste (Izquierdo)	130 m.	Cerca puente antiguo
PCG-02	4+200.00 KM	Este (derecho)	12 m.	Cercanía de caserío
PCG-03	4+900.00 KM	Oeste (izquierdo)	10 m.	Cercanía de curva de la trocha carrozable
PCG-04	9+500.00 KM	Este (derecho)	22 m.	Cerca de la alcantarilla
PCG-05	13+720.00 KM	Este (derecho)	10 m.	Cruce de una trocha en perpendicular
PCG-06	14+580.00 km	Este (derecho)	15 m.	Cerca de la alcantarilla

Fuente: Elaboración propia de ejecutores

Metodología: los trabajos específicos que se desarrollaron fueron:

Primero; Se estableció el Posicionamiento Geodésico de seis puntos de control Geodésico de Orden “C”, por el método estático diferencial a post proceso, que consistió en el estacionamiento simultáneo de tres receptores GNSS (Sistema Satelital de Navegación Global), a fin de lograr la traslación precisa de coordenadas y cotas se usaron receptores GNSS geodésicos:

Tabla 9: *Tipo de GPS diferencial*

N°	EQUIPOS / INSTRUMENTOS	MARCA	MODELO	N° DE SERIE
1	Receptor GNSS (ERP)	TRIMBLE	NET R8	4906K34390
2	Receptor GNSS	TRIMBLE	R8 GNSS Modelo 3	5238496077
3	Receptor GNSS	TRIMBLE	R8 GNSS Modelo 3	5221488811

Fuente: Elaboración propia de ejecutores

Segundo; Para el ajuste de Georreferenciación se adquirieron los archivos RINEX (Intercambio independiente del receptor) de la Red Geodésica Peruana de Monitoreo Continuo (REGPMOC) de la estación permanente Juliaca, código de identificación PU02, código internacional 42228M001.

3.2.3 Trabajos de Campo

En trabajos de campo siempre debemos tener consideraciones en la instalación lo primero debe estar correcta, si no es así la instalación incorrecta es el principal motivo de error en los métodos de posicionamiento con GPS, el centrado de las antenas debe ser con un sistema de plomo óptico controlado con regularidad, ver la horizontalidad del plano de la antena, así como, en menor medida, la calidad del centrado. Se ejecutan en dos unidades, centímetros (con una precisión milimétrica), para evitar el riesgo de un error grave (típicamente el decímetro). Cada uno de estos elementos mencionados se controla al inicio y al final de los periodos de medición. En cuanto a las estaciones GPS diferenciales, deben reunir las siguientes condiciones: La elevación de la máscara se refiere a la menor elevación, en grados, a la que un receptor puede seguir a un satélite. Se fija normalmente un cielo despejado sobre los 10° a 15° desde el horizonte para evitar los efectos atmosféricos y la interferencia causada por objetos cercanos y los efectos de multe trayectoria de la onda, aunque la elevación de la máscara estándar debe ser de 15° .

El uso del GPS no es recomendable en las zonas urbanas, debido a las interferencias como: las instalaciones eléctricas, cables de alta tensión y transformadores). Las superficies reflectoras de la señal a menos de 50 metros de la estación (como espejos de agua, estructuras metálicas, techos planos metálicos, edificios); ya que estos provocan el efecto multi trayectoria de la onda. Las antenas de telecomunicaciones (radio, televisión, teléfono) Se deben asegurar de la configuración correcta de los satélites al momento de las observaciones. Esta información es dada por GDOP (Geometric Dilution Of Precisión) que corresponde a la pérdida de precisión durante las observaciones. Este GDOP debe

ser siempre inferior a 6. Lo más recomendable en el área urbana es la combinación de equipo GPS con Estación total, en cuanto a amarres y establecimientos de puntos de control para esto se hizo la monumentación y la georreferenciación geodesia.

- Monumentado de los puntos Geodésicos

Luego del reconocimiento del área de estudio y ubicación de los lugares estratégicos y apropiados para el establecimiento de puntos de control geodésico, se procedió a monumentar (03) seis hitos usando concreto de $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$.

El procedimiento inicia con la excavación, considerando las dimensiones recomendadas por la norma IGN (Instituto Geográfico Nacional), seguido por el encofrado del PCG (Punto de Control Geodésico), para su posterior adición del concreto y colocación de varillas de acero.



Figura 6: Ubicacion de Puntos de control

Fuente: Elaboración propia de ejecutores

Tabla 10: *Tabla de observaciones de GPS Diferencial*

CÓDIGO	UTILIZACIÓN			OBSERVACIÓN
	GEORREFERENCIACIÓN	CONTROL HORIZONTAL	CONTROL VERTICAL	
PCG-01	X	X	X	Acero corrugado de 1/2", incrustado, 20cm. X 20cm x 40cm de profundidad.
PCG-02	X	X	-	Acero corrugado de 1/2", incrustado, 20cm. X 20cm x 40cm de profundidad.
PCG-03	X	X	-	Acero corrugado de 1/2", incrustado, 20cm. X 20cm x 40cm de profundidad.
PCG-04	X	X	-	Acero corrugado de 1/2", incrustado, 20cm. X 20cm x 40cm de profundidad.
PCG-05	X	X	-	Acero corrugado de 1/2", incrustado, 20cm. X 20cm x 40cm de profundidad.
PCG-06	X	X	-	Acero corrugado de 1/2", incrustado, 20cm. X 20cm x 40cm de profundidad.

Fuente: Elaboración propia de ejecutores

Georreferenciación geodésica

Una vez realizados los monumentos (hitos), se determinó previamente los parámetros de medición, esto es, intervalo de captura de los datos, tiempo de medición, y ángulo de medición. En el caso del presente trabajo, la captura de datos se hizo cada siete segundos, el ángulo de medición fue de 15° sobre el horizonte y el tiempo de medición fue de dos horas y media en promedio cada estación. El punto de estación base es la estación GNSS de rastreo permanente de Juliaca PU02 de la universidad Peruana la Unión.

Encender los equipos. Estos por lo general tardan unos minutos en rastrear los satélites, una vez que captan los satélites se verifican los parámetros de medición, se mide la altura de la antena (estos datos son anotados en una libreta de campo o colector de datos del equipo) y se programan para que comiencen a grabar, es indispensable que haya simultaneidad en las mediciones, es decir, que ambos

equipos estén midiendo al mismo tiempo. El tiempo de medición va a depender del tipo de receptor que se esté utilizando, la configuración geométrica de los satélites en el momento de la medición y la distancia que exista entre la estación de referencia y la estación rover.

Apagar los equipos una vez culminado el tiempo de medición; si se va a medir en otro punto se realiza el mismo procedimiento, se procedió a estacionar sobre ellas los equipos GNSS (Global Navigation Satelital System) TRIMBLE R8 modelo 03; en tiempo estático que a continuación se muestra la Tabla N° 11 Fechas y duración de las observaciones satelitales:

Tabla 11: Horas de Observación de GPS Diferencial

FECHA	CÓDIGO INTERNO	HORA DE INICIO	HORA FINAL	DURACIÓN (Hrs)
03/08/2018	PCG-01	08:15:47 a.m.	10:17:52 a.m.	02:02:05
03/08/2018	PCG-02	08:58:12 a.m.	10:58:22 a.m.	02:00:10
03/08/2018	PCG-03	10:34:22 a.m.	12:32:17 p.m.	01:57:55
03/08/2018	PCG-04	11:17:52 a.m.	01:32:12 p.m.	02:14:20
03/08/2018	PCG-05	12:56:12 p.m.	05:12:12 p.m.	04:16:00
03/08/2018	PCG-06	01:52:27 p.m.	05:05:32 p.m.	03:13:05

Fuente: Elaboración propia de ejecutores

3.2.4 Trabajos de Gabinete

Una vez obtenido los datos de campo para para el post proceso es bajar la información de los georreceptores, para la obtención de coordenadas UTM de los puntos de control horizontal se empleó el equipo TRIMBLE R8 modelo 03 usando para el cálculo el software Trimble Business Center - TBC V 5.10 que lleva un módulo de compensación por mínimos cuadrados (método que permite obtener los valores de máxima probabilidad para las coordenadas de los puntos), y permiten obtener precisiones de coordenadas en planimetría en el orden de ± 2 mm + 0.5 ppm. Además, se obtuvo de este software los reportes extraídos con los

correspondientes factores de escala (mismos que se indican en las fichas correspondientes).

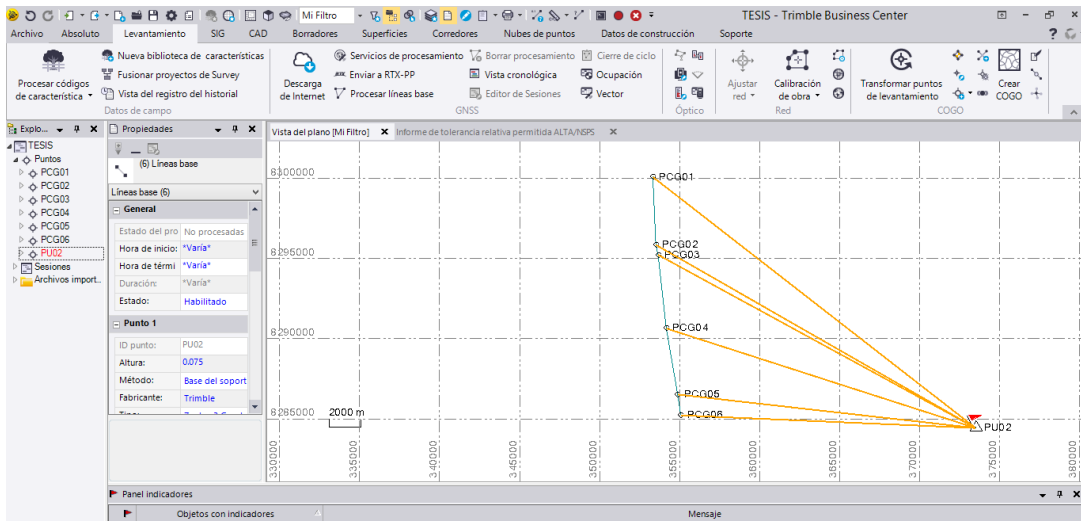


Figura 7: Importación de datos de base y puntos de control

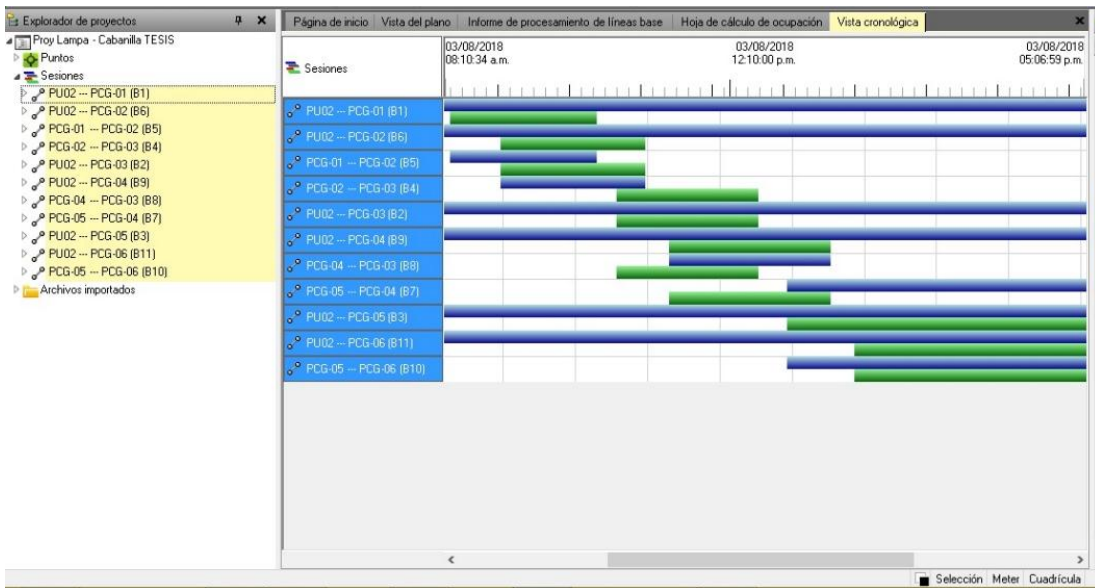


Figura 8: Observación de Satélites con GPS Diferencial

Tabla 12: Informe de procesamiento de líneas base

Observación	De	A	Tipo de solución	Prec. H. (m)	Prec. V. (m)	Aci. geod.	Dist. elip (m)	Δ Altura (m)
PU02 --- PCG01 (B1)	PU02	PCG01	Fija	0.003	0.019	308°06'49"	25542.928	25.365
PU02 --- PCG03 (B2)	PU02	PCG03	Fija	0.003	0.022	298°51'15"	22602.992	32.077
PU02 --- PCG05 (B3)	PU02	PCG05	Fija	0.002	0.019	276°43'21"	18744.850	17.186
PU02 --- PCG02 (B6)	PU02	PCG02	Fija	0.003	0.019	300°02'50"	23026.869	31.789
PU02 --- PCG04 (B9)	PU02	PCG04	Fija	0.004	0.028	288°06'35"	20315.040	11.010
PU02 --- PCG06 (B11)	PU02	PCG06	Fija	0.002	0.018	272°46'42"	18454.389	13.577

Tabla 13: Coordenadas de cuadrícula no ajustadas

ID	Este (Metro)	Norte (Metro)	Elevación (Metro)	Código	Factor de escala de proyección	Factor de escala de altura	Factor de escala combinada	Ángulo de convergencia de meridiano
PCG01	353328.62585	8300084.76447	3859.21901		0.9998660658	0.9993862055	0.9992523535	0°21'44"
PCG02	353516.28511	8295850.53859	3865.72192		0.9998653841	0.9993851981	0.9992506650	0°21'46"
PCG03	353655.13069	8295229.22247	3866.02731		0.9998648811	0.9993851530	0.9992501172	0°21'45"
PCG04	354168.38864	8290639.50333	3845.10605		0.9998630249	0.9993884631	0.9992515718	0°21'44"
PCG05	354883.64028	8286523.58727	3851.43644		0.9998604499	0.9993874945	0.9992480298	0°21'41"
PCG06	355074.03968	8285225.05869	3847.87441		0.9998597665	0.9993880617	0.9992479140	0°21'41"
PU02	373508.21066	8284432.12370	3880.59830	PU02	0.9997978823	0.9993901943	0.9991881999	0°18'56"

3.2.5 Ajuste de redes de puntos de control GNSS

Una vez importado los vectores y procesados línea de base, primeramente, configuramos el software Trimble Business Center - TBC V 5.10, en el panel de navegación, seleccione Errores estándar por defecto. Luego seleccione opciones de la manera siguiente: GNSS: fuente para errores estándar: Procesador de líneas base y Acimut: fuente para errores estándar: Configuraciones del proyecto.

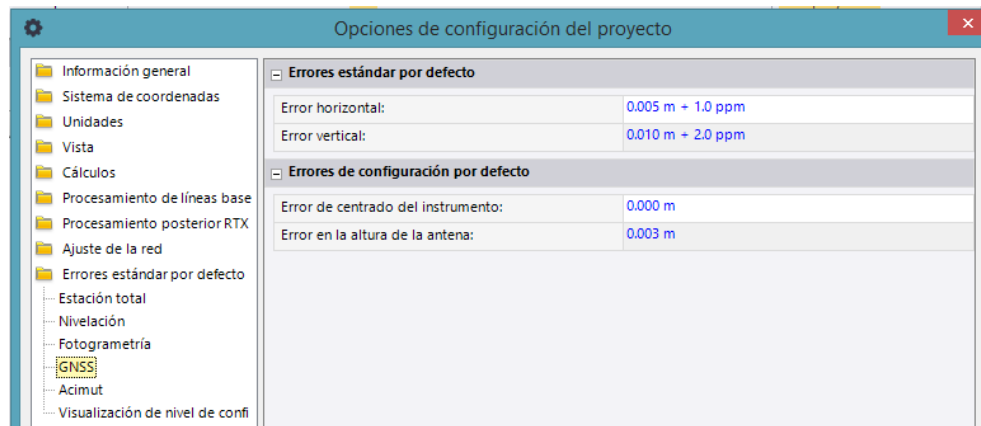


Figura 9: Configuración de GPS diferencial

Para evaluar la consistencia interna de la red de levantamientos, primero debe realizar un ajuste de red mínimamente restringido, que usa la cantidad mínima de restricciones requeridas para definir el sistema de coordenadas. 1. Seleccione Levantamiento > Red > Ajustar red. Aparecerá el panel Ajustar red. Hay siete puntos de control basados en la ficha Fijos. Uno (PU02) son los puntos de control horizontal y vertical.

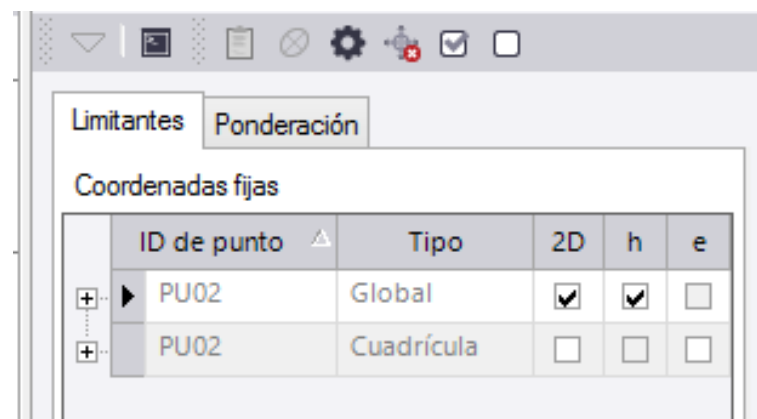


Figura 10: Restricción de puntos de control

Aparecerá un mensaje que pregunta si desea resolver los errores de cálculos del proyecto, haga clic en el botón Sí para continuar con el ajuste de red sin resolver los errores.

En la ficha Resultados del panel Ajustar red aparecerá un resumen de los resultados del ajuste. El Factor de referencia es 1.00, los Grados de libertad son 15 y la prueba de Chi al cuadrado arrojó un Resultado pasado. Esto quiere decir que los vectores como valores apartados en el ajuste y/o que no es necesario aplicar una estrategia de ponderación en los vectores procesados.

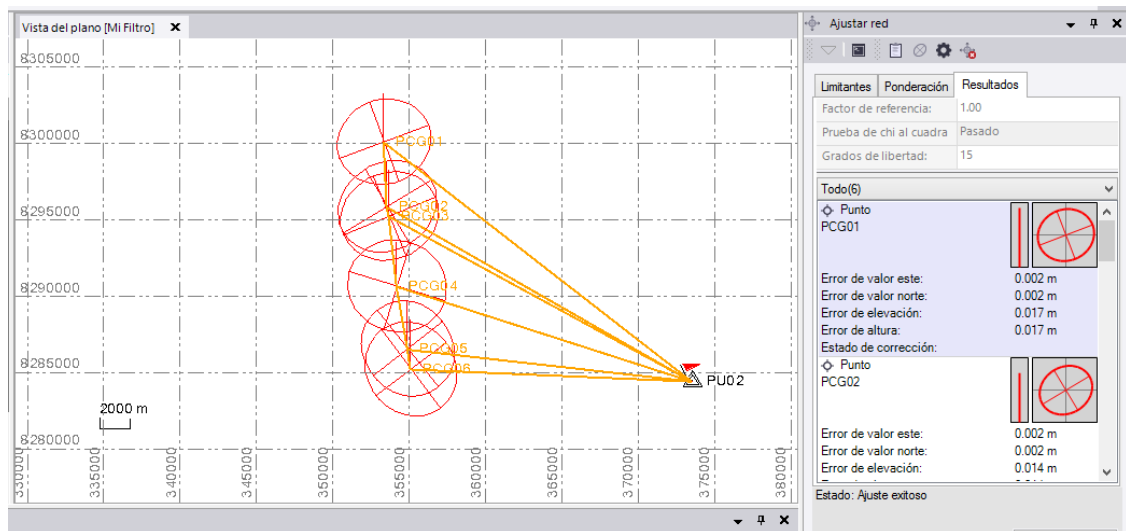


Figura 11: Ajuste de red de GPS Diferencial

De esta manera podemos obtener los resultados de informe de líneas de base, coordenadas cuadrículas ajustadas y otro de la siguiente manera:

Tabla 14: Informe de procesamiento de líneas base

Observación	De	A	Tipo de solución	Prec. H. (Metro)	Prec. V. (Metro)	Aci. geod.	Dist. elip (Metro)	ΔAltura (Metro)
PU02 --- PCG01 (B1)	PU02	PCG01	Fija	0.003	0.019	308°06'49"	25542.928	25.365
PU02 --- PCG03 (B2)	PU02	PCG03	Fija	0.003	0.022	298°51'15"	22602.992	32.077
PU02 --- PCG05 (B3)	PU02	PCG05	Fija	0.002	0.019	276°43'21"	18744.850	17.186
PCG02 --- PCG03 (B4)	PCG02	PCG03	Fija	0.002	0.005	167°46'01"	636.719	0.313
PCG01 --- PCG02 (B5)	PCG01	PCG02	Fija	0.002	0.013	177°49'30"	4238.950	6.419
PU02 --- PCG02 (B6)	PU02	PCG02	Fija	0.003	0.019	300°02'50"	23026.869	31.789
PCG05 --- PCG04 (B7)	PCG05	PCG04	Fija	0.005	0.010	350°30'10"	4178.169	-6.135
PCG04 --- PCG03 (B8)	PCG04	PCG03	Fija	0.002	0.017	353°58'52"	4618.960	21.055
PU02 --- PCG04 (B9)	PU02	PCG04	Fija	0.004	0.028	288°06'35"	20315.040	11.010
PCG05 --- PCG06 (B10)	PCG05	PCG06	Fija	0.001	0.003	172°01'11"	1312.593	-3.581
PU02 --- PCG06 (B11)	PU02	PCG06	Fija	0.002	0.018	272°46'42"	18454.389	13.577

Tabla 15: *Coordenadas de cuadrícula ajustadas*

ID	Este (Metro)	Norte (Metro)	Elevación (Metro)	Código	Factor de escala de proyección	Factor de escala de altura	Factor de escala combinada	Ángulo de convergencia de meridiano
PCG01	353328.62747	8300084.76273	3859.21562	PCG01	0.9998660657	0.9993862061	0.9992523540	0°21'44"
PCG02	353516.29056	8295850.53690	3865.71250	PCG02	0.9998653841	0.9993851996	0.9992506665	0°21'46"
PCG03	353655.12605	8295229.22460	3866.04113	PCG03	0.9998648811	0.9993851509	0.9992501150	0°21'45"
PCG04	354168.38671	8290639.50124	3845.13287	PCG04	0.9998630250	0.9993884589	0.9992515676	0°21'44"
PCG05	354883.63812	8286523.58641	3851.41806	PCG05	0.9998604499	0.9993874974	0.9992480327	0°21'41"
PCG06	355074.04105	8285225.06156	3847.88311	PCG06	0.9998597665	0.9993880604	0.9992479126	0°21'41"
PU02	373508.21066	8284432.12370	3834.44161	PU02	0.9997978823	0.9993901943	0.9991881999	0°18'56"

Tabla 16: *Coordenadas ECEF ajustadas*

ID de punto	X (m)	X Error (m)	Y (m)	Y Error (m)	Z (m)	Z Error (m)	3D Error (m)
PCG01	2068147.23033	0.006	-5797325.66097	0.016	-1680840.80534	0.006	0.018
PCG02	2067922.94795	0.005	-5796217.88366	0.013	-1684929.01328	0.005	0.015
PCG03	2067994.59091	0.005	-5796016.94173	0.013	-1685529.34963	0.005	0.015
PCG04	2068032.99380	0.006	-5794682.72699	0.014	-1689954.26881	0.005	0.016
PCG05	2068314.70997	0.005	-5793420.18022	0.013	-1693929.85261	0.004	0.015
PCG06	2068368.40128	0.005	-5793028.25649	0.013	-1695182.26862	0.005	0.015
PU02	2085642.78443	?	-5786561.01117	?	-1696048.27608	?	?

Tabla 17: *Componentes de la elipse de error*

ID de punto	Semieje mayor		Acimut
	(Metro)	(Metro)	
PCG01	0.002	0.002	69°
PCG02	0.002	0.002	59°
PCG03	0.002	0.002	67°
PCG04	0.003	0.002	108°
PCG05	0.002	0.002	142°
PCG06	0.002	0.002	143°

Tabla 18: Observaciones GNSS ajustadas

ID de observación	Observación	Observación	Error a posteriori	Residual	Estandarizada Residual
<u>PU02 --> PCG02 (PV6)</u>	Acimut	300°02'50"	0.021 seg	0.011 seg	0.36
	Δ Alt.	31.779 m	0.014 m	-0.009 m	-0.452
	Dist. elip	23026.864 m	0.002 m	-0.006 m	-1.890
<u>PU02 --> PCG03 (PV2)</u>	Acimut	298°51'15"	0.020 seg	-0.003 seg	-0.123
	Δ Alt.	32.091 m	0.015 m	0.014 m	0.573
	Dist. elip	22602.997 m	0.002 m	0.005 m	1.866
<u>PCG02 --> PCG03 (PV4)</u>	Acimut	167°46'00"	0.735 seg	-0.650 seg	-1.266
	Δ Alt.	0.312 m	0.007 m	-0.001 m	-0.315
	Dist. elip	636.721 m	0.002 m	0.002 m	1.622
<u>PCG05 --> PCG04 (PV7)</u>	Acimut	350°30'10"	0.143 seg	-0.161 seg	-0.756
	Δ Alt.	-6.131 m	0.012 m	0.003 m	0.48
	Dist. elip	4178.177 m	0.003 m	0.009 m	1.583
<u>PU02 --> PCG06 (PV11)</u>	Acimut	272°46'42"	0.023 seg	0.033 seg	1.436
	Δ Alt.	13.586 m	0.015 m	0.009 m	0.487
	Dist. elip	18454.388 m	0.002 m	-0.001 m	-0.630
<u>PCG05 --> PCG06 (PV10)</u>	Acimut	172°01'11"	0.175 seg	0.048 seg	0.91
	Δ Alt.	-3.582 m	0.006 m	-0.001 m	-0.503
	Dist. elip	1312.594 m	0.001 m	0.001 m	1.355
<u>PU02 --> PCG01 (PV1)</u>	Acimut	308°06'49"	0.020 seg	-0.003 seg	-0.207
	Δ Alt.	25.362 m	0.017 m	-0.003 m	-0.192
	Dist. elip	25542.925 m	0.002 m	-0.002 m	-1.160
<u>PCG01 --> PCG02 (PV5)</u>	Acimut	177°49'30"	0.110 seg	-0.049 seg	-0.716
	Δ Alt.	6.417 m	0.015 m	-0.002 m	-0.213
	Dist. elip	4238.952 m	0.002 m	0.001 m	0.958
<u>PU02 --> PCG05 (PV3)</u>	Acimut	276°43'21"	0.022 seg	-0.012 seg	-0.494
	Δ Alt.	17.168 m	0.014 m	-0.018 m	-0.915
	Dist. elip	18744.852 m	0.002 m	0.002 m	0.917
<u>PU02 --> PCG04 (PV9)</u>	Acimut	288°06'35"	0.024 seg	-0.026 seg	-0.681
	Δ Alt.	11.037 m	0.015 m	0.027 m	0.8
	Dist. elip	20315.041 m	0.003 m	0.001 m	0.29
<u>PCG04 --> PCG03 (PV8)</u>	Acimut	353°58'52"	0.101 seg	-0.043 seg	-0.717
	Δ Alt.	21.054 m	0.017 m	-0.001 m	-0.044
	Dist. elip	4618.961 m	0.002 m	0.001 m	0.788

Tabla 19: Informe de tolerancia relativa permitido ALTA/NSPS

Tolerancia permitida:	0.008 m + 50.0 ppm	Nivel de confianza:	1-sigma
Ratio de precisión más grande:	0.083	Pares de puntos fallidos:	0
Puntos seleccionados:	07-jul	Pares de puntos encontrados:	21

La precisión relativa es la raíz cuadrada media de las precisiones del eje semimayor de los dos puntos en un par. La precisión permitida se calcula a partir de la tolerancia permitida y la distancia horizontal entre los puntos. La ratio de esta forma la ratio de precisión, que, para poder pasar, debe ser 1.0 o menos.

Punto de origen	Al punto	Distancia hz.	Precisión relativa	Precisión permitida	Ratio de precisión
PCG02	PCG03	636.635 m	0.003 m	0.040 m	0.083
PCG05	PCG06	1312.410 m	0.003 m	0.074 m	0.041
PCG01	PCG02	4238.382 m	0.003 m	0.220 m	0.016
PCG04	PCG05	4177.600 m	0.003 m	0.217 m	0.016
PCG03	PCG04	4618.333 m	0.003 m	0.239 m	0.015
PCG01	PCG03	4866.503 m	0.003 m	0.251 m	0.014
PCG02	PCG04	5251.678 m	0.004 m	0.271 m	0.013
PCG04	PCG06	5489.660 m	0.003 m	0.283 m	0.012
PCG01	PCG04	9482.519 m	0.004 m	0.482 m	0.007
PCG03	PCG05	8791.893 m	0.003 m	0.448 m	0.007
PCG02	PCG05	9426.645 m	0.003 m	0.480 m	0.007
PCG03	PCG06	10104.286 m	0.003 m	0.513 m	0.006
PCG02	PCG06	10739.055 m	0.003 m	0.545 m	0.006
PCG01	PCG05	13650.039 m	0.003 m	0.691 m	0.005
PCG01	PCG06	14961.858 m	0.003 m	0.756 m	0.004
PCG04	PU02	20311.581 m	0.003 m	1.024 m	0.003
PCG06	PU02	18451.216 m	0.002 m	0.931 m	0.002
PCG05	PU02	18741.636 m	0.002 m	0.945 m	0.002
PCG02	PU02	23022.967 m	0.002 m	1.159 m	0.002
PCG03	PU02	22599.167 m	0.002 m	1.138 m	0.002
PCG01	PU02	25538.612 m	0.002 m	1.285 m	0.002

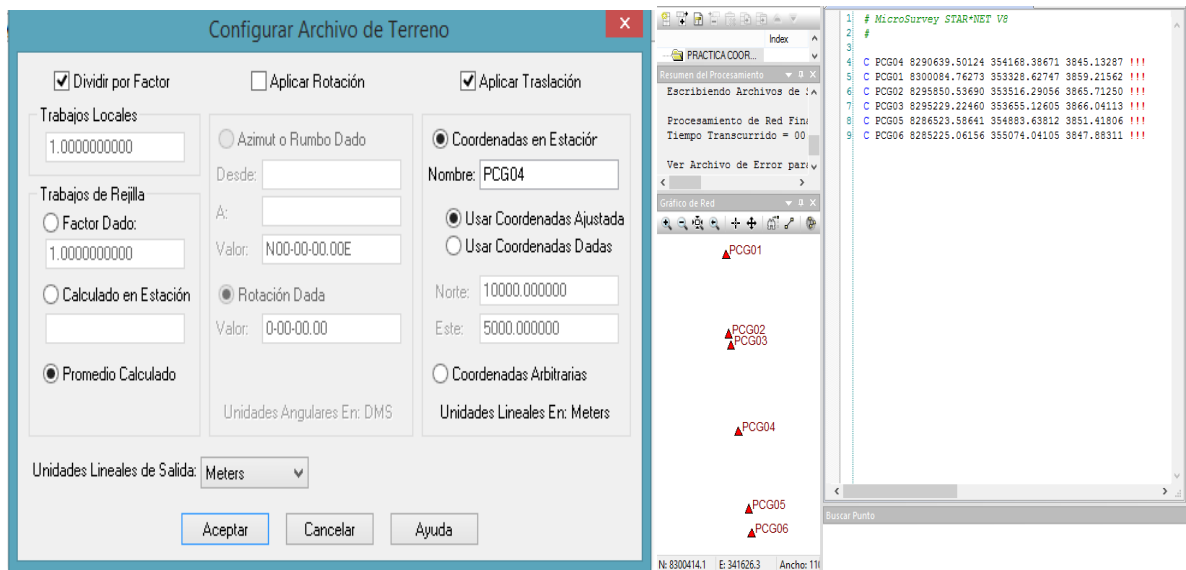


Figura 12: Ajuste de coordenadas UTM a coordenadas topográficas

Archivo de Coordenadas de Escala al Terreno

Escala : Las Coordenadas Ajustadas fueron Divididas entre factor Combinado Promedio del Proyecto de 0.9992574103

Rotación : No Aplicado

Traslación : Ajustadas Coordenadas de Estación

Estación : PCG04

Norte : 8290639.501240

Este : 354168.386710

Tabla 20: Coordenadas planas o topográficas

Estación	Norte	Este	Cota
PCG04	8290639.50124	354168.38671	3845.13287
PCG01	8300091.78190	353328.00341	3859.21562
PCG02	8295854.40944	353515.80596	3865.71250
PCG03	8295232.63541	353654.74462	3866.04113
PCG05	8286520.52770	354884.16965	3851.41806
PCG06	8285221.03786	355074.71408	3847.88311

Ángulos de Convergencia (DMS) y Factores de Rejilla en Estaciones (Azimut de Rejilla = Azimut Geodésico - Convergencia) (Factor de Elevación Incluye un 0.00 Metro Corrección de Altura Geoidal).

Tabla 21: Factores de escala para convertir coordenadas locales

Convergencia		Factores		
Estación	Angulo	Escala	Elevación	Combinado
PCG04	0°21'44.37"	0.99986300	0.99939578	0.99925886
PCG01	0°21'44.27"	0.99986604	0.99939357	0.99925969
PCG02	0°21'46.01"	0.99986536	0.99939255	0.99925799
PCG03	0°21'45.27"	0.99986486	0.99939249	0.99925743
PCG05	0°21'41.25"	0.99986043	0.99939479	0.99925531
PCG06	0-21-40.58	0.99985974	0.99939535	0.99925518
Promedios Proyecto:	0-21-43.63	0.99986324	0.99939409	0.99925741

3.2.6 Ajuste de redes de puntos de control Topográficas

Resumen Estadístico del Ajuste

Iteraciones	=	2
Número de Estaciones	=	27
Número de Observaciones	=	48
Número de Incógnitas	=	42
Número de Obs Redundante	=	6

Tabla 22: Resumen Estadístico del Ajuste

Observación	Conteo	Suma Cuadrados de ResStd	Error Factor
Ángulos	24	0.003	0.034
Distancias	24	0.055	0.136
Total	48	0.059	0.099

Advertencia: La Prueba Chi-Cuadrado en Nivel 5.00% Excedió el Límite Inferior

Límites Bajo/Alto (0.454/1.552)

Información de Estación Ajustada

Tabla 23: Cambios de Coordenadas de las Provisionales Ingresadas (Meters)

Estación	dE	dN
PCG04	-0.000000	-0.000000
PCG01	-0.000000	-0.000000
PCG02	-0.000000	-0.000000
PCG03	-0.000000	-0.000000
PCG05	-0.000000	-0.000000
PCG06	-0.000000	-0.000000

Tabla 24: Coordenadas Ajustadas (Metros)

Estación	E	N	Descripción
PCG04	354168.386710	8290639.501240	
PCG01	353328.003410	8300091.781900	
PCG02	353515.805960	8295854.409440	
PCG03	353654.744620	8295232.635410	
PCG05	354884.169650	8286520.527700	
PCG06	355074.714080	8285221.037860	
PM8	353480.263058	8296120.387542	
PM7	353414.435118	8296624.630408	
PM6	353374.178014	8297107.632004	
PM5	353370.320226	8297659.412318	
PM4	353352.199508	8298157.408859	
PM3	353292.007898	8298514.883748	
PM2	353266.293957	8299150.409017	
PM13	353701.107380	8294249.724928	
PM14	353789.424121	8293745.657092	
PM15	353838.529708	8293250.284651	
PM16	354082.541573	8292641.557355	
PM17	354133.937215	8291732.185397	
PM18	354145.415342	8291227.924466	
PM28	354854.203214	8286766.808855	
PM27	354786.514267	8287264.707874	
PM26	354717.774849	8287658.210278	
PM25	354602.807533	8288245.670713	
PM24	354481.237068	8288756.050472	
PM23	354391.040533	8289234.716235	
PM22	354276.911252	8289724.924134	
PM21	354175.337893	8290234.938702	

Observaciones Ajustadas y Residuales

Tabla 25: Ajustadas Angulo Observaciones (DMS)

En	De	A	Angulo	Residual	ErrStd	ResStd
PCG02	PCG03	PM8	184°59'04.98"	-0°00'00.02"	2.00	0.0
PM8	PCG02	PM7	180°10'24.98"	-0°00'00.02"	2.00	0.0
PM7	PM8	PM6	182°40'23.98"	-0°00'00.02"	2.00	0.0
PM6	PM7	PM5	184°21'49.98"	-0°00'00.02"	2.00	0.0
PM5	PM6	PM4	178°18'59.99"	-0°00'00.01"	2.00	0.0
PM4	PM5	PM3	172°31'33.99"	-0°00'00.01"	2.00	0.0
PM3	PM4	PM2	187°14'26.99"	-0°00'00.01"	2.00	0.0
PM2	PM3	PCG01	186°04'02.99"	-0°00'00.01"	2.00	0.0
PCG03	PCG02	PM13	189°53'43.93"	-0°00'00.07"	2.00	0.0
PM13	PCG03	PM14	172°45'45.95"	-0°00'00.05"	2.00	0.0
PM14	PM13	PM15	184°16'35.96"	-0°00'00.04"	2.00	0.0
PM15	PM14	PM16	163°49'02.96"	-0°00'00.04"	2.00	0.0
PM16	PM15	PM17	198°36'31.97"	-0°00'00.03"	2.00	0.0
PM17	PM16	PM18	181°55'50.98"	-0°00'00.02"	2.00	0.0
PM18	PM17	PCG04	179°04'05.99"	-0°00'00.01"	2.00	0.0
PCG05	PCG06	PM28	181°24'15.99"	-0°00'00.01"	2.00	0.0
PM28	PCG05	PM27	179°11'43.99"	-0°00'00.01"	2.00	0.0
PM27	PM28	PM26	177°49'58.99"	-0°00'00.01"	2.00	0.0
PM26	PM27	PM25	178°50'08.99"	-0°00'00.01"	2.00	0.0
PM25	PM26	PM24	177°40'29.99"	-0°00'00.01"	2.00	0.0
PM24	PM25	PM23	182°43'36.00"	-0°00'00.00"	2.00	0.0
PM23	PM24	PM22	177°33'55.00"	-0°00'00.00"	2.00	0.0
PM22	PM23	PM21	181°50'33.00"	-0°00'00.00"	2.00	0.0
PM21	PM22	PCG04	190°16'45.00"	-0°00'00.00"	2.00	0.0

Tabla 26: Distancias Ajustadas de Observaciones (Metros)

De	A	Distancia	Residual	ErrStd	ResStd
PCG02	PM8	268.342409	0.017409	1.000537	0.0
PM8	PM7	508.521569	0.016569	1.001017	0.0
PM7	PM6	484.676362	0.003362	1.000969	0.0
PM6	PM5	551.793800	-0.018200	1.001104	0.0
PM5	PM4	498.326114	-0.009886	1.000997	0.0
PM4	PM3	362.507002	0.027002	1.000725	0.0
PM3	PM2	636.045261	-0.008739	1.001272	0.0
PM2	PCG01	943.393323	-0.038677	1.001887	0.0
PCG03	PM13	984.003313	-0.052687	1.001968	0.1
PM13	PM14	511.746256	0.040256	1.001023	0.0
PM14	PM15	497.800376	-0.014624	1.000996	0.0
PM15	PM16	655.813016	0.191016	1.001311	0.2
PM16	PM17	910.823182	-0.045818	1.001822	0.0
PM17	PM18	504.391549	-0.070451	1.001009	0.1
PM18	PCG04	588.871443	-0.058557	1.001178	0.1
PCG05	PM28	248.097551	-0.000449	1.000496	0.0
PM28	PM27	502.479081	0.001081	1.001005	0.0
PM27	PM26	399.461199	0.005199	1.000799	0.0
PM26	PM25	598.604415	0.007415	1.001197	0.0
PM25	PM24	524.658820	0.011820	1.001049	0.0
PM24	PM23	487.089650	0.006650	1.000974	0.0
PM23	PM22	503.318266	0.011266	1.001007	0.0
PM22	PM21	520.030775	0.007775	1.001040	0.0
PM21	PCG04	404.622251	-0.011749	1.000809	0.0

Ajustadas Rumbos (DMS) y Distancias Horizontales (Meters)

(Confianza Relativa de Rumbo está en Segundos)

Tabla 27: Ajuste de Rumbos y distancias horizontales

De	A	Rumbo	Distancia	95% Confianza Rel		
				Rbo	Dist	PPM
PCG01	PM2	S 03°45'01.88" W	943.393323	13.03	1.754128	1859.3814
PCG02	PCG03	S 12°35'46.00" E	637.108229	0.00	0.000000	0.0005
PCG02	PM8	N 07°36'41.03" W	268.342409	4.81	2.166333	8073.0177
PCG03	PM13	S 02°42'02.07" E	984.003313	4.85	2.206444	2242.3140
PCG04	PM18	N 02°14'08.25° W	588.871443	12.68	2.189454	3718.0505
PCG04	PM21	S 00°59'03.69" E	404.622251	13.80	1.492560	3688.7738
PCG05	PCG06	S 08°20'30.64" E	1313.385330	0.00	0.000000	0.0003
PCG05	PM28	N 06°56'14.65" W	248.097551	4.80	2.247584	9059.2753
PM13	PM14	S 09°56'16.12" E	511.746256	6.81	2.221808	4341.6207
PM14	PM15	S 05°39'40.16" E	497.800376	8.31	2.262394	4544.7807
PM15	PM16	S 21°50'37.20" E	655.813016	9.56	1.034485	1577.4086
PM16	PM17	S 03°14'05.23" E	910.823182	10.68	2.221953	2439.4996
PM17	PM18	S 01°18'14.25" E	504.391549	11.72	2.152131	4266.7864
PM2	PM3	S 02°19'01.12" E	636.045261	12.15	2.273039	3573.7066
PM21	PM22	S 11°15'48.69" E	520.030775	12.94	2.278911	4382.2619
PM22	PM23	S 13°06'21.69 E	503.318266	12.06	2.181273	4333.7847
PM23	PM24	S 10°40'16.68" E	487.089650	11.16	2.295691	4713.0770
PM24	PM25	S 13°23'52.68" E	524.658820	10.21	2.159244	4115.5203
PM25	PM26	S 11°04'22.67" E	598.604415	9.19	2.285399	3817.8779
PM26	PM27	S 09°54'31.67" E	399.461199	8.05	2.307217	5775.8226
PM27	PM28	S 07°44'30.66" E	502.479081	6.66	2.281332	4540.1533
PM3	PM4	S 09°33'28.11" E	362.507002	11.25	1.996697	5508.0223
PM4	PM5	S 02°05'02.10" E	498.326114	10.30	2.266208	4547.6396
PM5	PM6	S 00°24'02.08" E	551.793800	9.26	2.192403	3973.2279
PM6	PM7	S 04°45'52.07" E	484.676362	8.09	2.283388	4711.1609
PM7	PM8	S 07°26'16.05" E	508.521569	6.69	2.178419	4283.8288

Cierres de Poligonal de Observaciones No Ajustadas

(Inicio y Final sobre Estaciones Ajustadas)

POLIGONAL 1

Error Lineal = 0.0118 N, 0.0127 E

Precisión Horiz = 0.0173 Error en 4253.6170, 1:245420, 4.07 PPM

Tabla 28: Datos de Poligonal 1

De	A	No Ajus Rumbo	Dist No Ajus
PCG02	PCG03	S 12°35'46.00" E	AT
PCG02	PM8	N 07°36'41.00" W	268.325000
PM8	PM7	N 07°26'16.00" W	508.505000
PM7	PM6	N 04°45'52.00" W	484.673000
PM6	PM5	N 00°24'02.00" W	551.812000
PM5	PM4	N 02°05'02.00" W	498.336000
PM4	PM3	N 09°33'28.00" W	362.480000
PM3	PM2	N 02°19'01.00" W	636.054000
PM2	PCG01	N 03°45'02.00" E	943.432000

POLIGONAL 2

Error Lineal = 0.0254 S, 0.0715 W

Precisión Horiz = 0.0759 Error en 4653.4600, 1:61325, 16.31 PPM

Tabla 29: Datos de Poligonal 2

De	A	No Ajus Rumbo	Dist No Ajus
PCG03	PCG02	N 12°35'46.00" W	AT
PCG03	PM13	S 02°42'02.00" E	984.056000
PM13	PM14	S 09°56'16.00" E	511.706000
PM14	PM15	S 05°39'40.00" E	497.815000
PM15	PM16	S 21°50'37.00" E	655.622000
PM16	PM17	S 03°14'05.002 E	910.869000
PM17	PM18	S 01°18'14.00" E	504.462000
PM18	PCG04	S 02°14'08.00" E	588.930000

POLIGONAL 3

Error Lineal = 0.0378 S, 0.0109 E

Precisión Horiz = 0.0393 Error en 4188.3230, 1:106477, 9.39 PPM

Tabla 30: Datos de poligonal 3

De	A	No Ajus Rumbo	Dist No Ajus
PCG05	PCG06	S 08°20'30.64" E	AT
PCG05	PM28	N 06°56'14.64" W	248.098000
PM28	PM27	N 07°44'30.64" W	502.478000
PM27	PM26	N 09°54'31.64" W	399.456000
PM26	PM25	N 11°04'22.64" W	598.597000
PM25	PM24	N 13°23'52.64" W	524.647000
PM24	PM23	N 10°40'16.64" W	487.083000
PM23	PM22	N 13°06'21.64" W	503.307000
PM22	PM21	N 11°15'48.64" W	520.023000
PM21	PCG04	N 00°59'03.64" W	404.634000

Error Propagación

Coordenada de Estación Desviaciones Estándar (Meters)

Tabla 31: error de propagación

Estación	E	N
PCG04	0.000000	0.000000
PCG01	0.000000	0.000000
PCG02	0.000000	0.000000
PCG03	0.000000	0.000000
PCG05	0.000000	0.000000
PCG06	0.000000	0.000000
PM8	0.117085	0.877256
PM7	0.139292	1.062262
PM6	0.136652	1.185972
PM5	0.134992	1.350846
PM4	0.130328	1.338061
PM3	0.071873	0.989620
PM2	0.045803	0.715579
PM13	0.043820	0.900402
PM14	0.157309	1.184513
PM15	0.164984	1.293612
PM16	0.070528	1.090605
PM17	0.045740	1.069173
PM18	0.038648	0.893764
PM28	0.111044	0.911490
PM27	0.153900	1.183917
PM26	0.202568	1.361722
PM25	0.239039	1.459448
PM24	0.260035	1.460729
PM23	0.244159	1.369598
PM22	0.182834	1.097646
PM21	0.018215	0.609597

Coordenada de Estación Error Elipses (Meters)

Región de Confianza = 95%

Tabla 32: Error de elipses de puntos

Estación	Semi-Mayor Eje	Semi-Menor Eje	Acimut de Mayor Eje
PCG04	0.000000	0.000000	0°00'
PCG01	0.000000	0.000000	0°00'
PCG02	0.000000	0.000000	0°00'
PCG03	0.000000	0.000000	0°00'
PCG05	0.000000	0.000000	0°00'
PCG06	0.000000	0.000000	0°00'
PM8	2.166333	0.006241	172°24'
PM7	2.622318	0.021708	172°33'
PM6	2.920490	0.098939	173°43'
PM5	3.316096	0.214062	175°38'
PM4	3.282733	0.229322	176°07'
PM3	2.422690	0.171025	179°01'
PM2	1.754221	0.056796	3°10'
PM13	2.206445	0.023107	177°17'
PM14	2.917200	0.211320	173°39'
PM15	3.184865	0.214542	173°49'
PM16	2.672408	0.120030	177°20'
PM17	2.618550	0.068952	178°04'
PM18	2.189455	0.036141	177°43'
PM28	2.247584	0.005765	173°03'
PM27	2.922140	0.031600	172°37'
PM26	3.368480	0.095332	171°41'
PM25	3.617195	0.141420	170°58'
PM24	3.626213	0.199659	170°23'
PM23	3.399112	0.204902	170°29'
PM22	2.715961	0.206204	171°34'
PM21	1.492605	0.024435	178°34'

Relativa Error Elipses (Meters)

Región de Confianza = 95%

Tabla 33: Error relativo de elipses

Estación		Semi-Mayor	Semi-Menor	Acimut de
De	A	Eje	Eje	Mayor Eje
PCG01	PM2	1.754221	0.056796	3°10'
PCG02	PCG03	0.000000	0.000000	0°00'
PCG02	PM8	2.166333	0.006241	172°24'
PCG03	PM13	2.206445	0.023107	177°17'
PCG04	PM18	2.189455	0.036141	177°43'
PCG04	PM21	1.492605	0.024435	178°34'
PCG05	PCG06	0.000000	0.000000	0°00'
PCG05	PM28	2.247584	0.005765	173°03'
PM13	PM14	2.221808	0.016890	170°05'
PM14	PM15	2.262394	0.020045	174°20'
PM15	PM16	1.034568	0.027445	158°53'
PM16	PM17	2.221954	0.047117	176°43'
PM17	PM18	2.152132	0.028573	178°38'
PM2	PM3	2.273040	0.037434	177°38'
PM21	PM22	2.278912	0.032559	168°47'
PM22	PM23	2.181277	0.029162	167°00'
PM23	PM24	2.295691	0.026331	169°21'
PM24	PM25	2.159247	0.025694	166°42'
PM25	PM26	2.285399	0.026630	168°58'
PM26	PM27	2.307217	0.015581	170°06'
PM27	PM28	2.281332	0.016215	172°14'
PM3	PM4	1.996701	0.019348	170°34'
PM4	PM5	2.266208	0.024839	177°53'
PM5	PM6	2.192404	0.024628	179°32'
PM6	PM7	2.283388	0.019002	175°15'
PM7	PM8	2.178420	0.016427	172°36'

IV RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1 Tipo de investigación y estadística

En el tipo de investigación que se emplea es la investigación transversal con prueba de significancia 95% de probabilidad con chi cuadrado en el ajuste de poligonal y en la comparación de métodos de ajuste con análisis de medias T de Student Muestras Independientes.

4.1.1 Hipótesis estadística

$H_0 = \mu_1 - \mu_2 = 0$, cuando los residuos son iguales a 0 la Hipótesis en nula

$H_1 = \mu_1 - \mu_2 \neq 0$, cuando los residuos son menores a 1 la Hipótesis es alterna

4.1.2 Análisis estadístico.

Para la verificación de los objetivos propuestos se ha establecido una comparación de medias de dos poblaciones normales independientes de varianzas desconocidas con contraste bilateral o de dos colas.

El estadígrafo de prueba corresponde a la siguiente fórmula:

$$t_c = \frac{\bar{X}_1 - \bar{X}_2 - (\mu_1 - \mu_2)}{\sqrt{\frac{(n_1 - 1)s_1^2 + (n_2 - 1)s_2^2}{n_1 + n_2 - 2} \left(\frac{1}{n_1} + \frac{1}{n_2}\right)}}; \text{ con } n_1 + n_2 - 2 \text{ GL}$$

Donde :

\bar{X}_1 y \bar{X}_2 : medias de las muestras 1 y 2

s_1^2 y s_2^2 : varianzas insesgadas de las muestras 1 y 2

n_1 y n_2 : tamaño de las muestras 1 y 2

T de distribuy como una T de student con $n_1 + n_2 - 2$ grados de libertad

4.1.3 Análisis de muestras

\bar{X}_1 y \bar{X}_2 : se hizo analisis de medias de residuos de puntos en orden C en carretera Cabanilla y Cabanillas, en obra error residual lineal y error lineal de estacion total y GPS diferencial.

4.1.4 Variables Independientes

Las variables independientes son la diferencia de los residuos de error lineal y error lineal de vectores visualización ($V_1, V_2; V_3; \dots; V_n$), de estación total y GPS diferencial en replanteo de puntos en obra, con datos de diferencia de desplazamientos y residuos (metros).

4.1.5 Variables dependientes

Las variables dependientes son residuos lineales y error lineal en ajuste de redes de poligonal con el GPS Diferencial y estación total replanteados en campo en La Ejecución De Obra. (Metros)

4.2 Análisis estadístico

4.2.1 Para el primer objetivo

- Determinar error de residuos lineales de coordenadas UTM vs coordenadas locales, realizados a partir de mediciones clásicas (electrónica) y de GPS diferencial con respecto a la estación total.

4.2.1.1 Hipótesis

H1 = **Existe** una diferencia significativa entre la media al comparar las diferencias en error de residuos lineales en la red poligonal geodésico y topográfica de orden C con GPS diferencial horizontal.

Ho = **No Existe** una diferencia significativa entre la media al comparar las diferencias en error de residuos lineales en la red poligonal geodésico y topográfica de orden C con GPS diferencial horizontal

4.2.1.2 Normalidad

P-valor $\Rightarrow \alpha$ aceptar Ho = los datos provienen de una distribución normal

P-valor $< \alpha$ Acepta H1 = los datos No provienen de una distribución normal

Tabla 34: Pruebas de normalidad

		Pruebas de normalidad					
		Kolmogorov-Smirnov ^a			Shapiro-Wilk		
EQUI	PO	Estadístico	gl	Sig.	Estadístico	gl	Sig.
RESIDU	GPSD	,164	21	,144	,950	21	,339
OS	ET	,266	24	,000	,619	24	,000

a. Corrección de significación de Lilliefors

Fuente: Elaborado por el equipo de trabajo

Tabla 35: Normalidad de calificación

NORMALIDAD DE CALIFICACIÓN			
P-valor GPSD =	0.339	>	$\alpha = 0.05$
P-valor ET. =	0.000	<	$\alpha = 0.05$

Fuente: Elaborado por el equipo de trabajo

En diferencia de residuos de estación total y GPS diferencial en error de residuos lineales de GPS Diferencial los datos provienen de una distribución normal y en

error de residuos lineales de Estación total los datos NO provienen de una distribución normal.

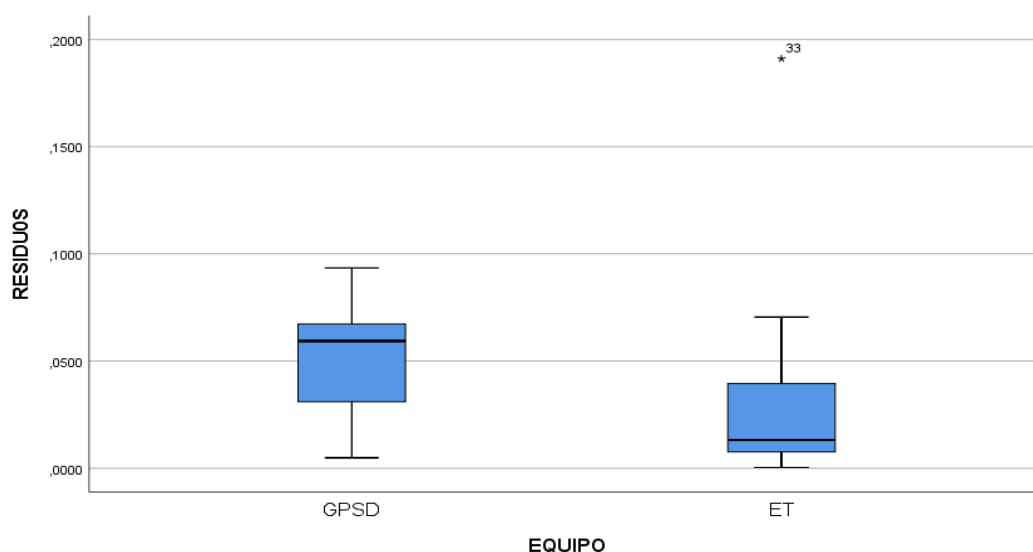


Figura 13: Diagrama de diferencia de los residuos.

Fuente: Elaborado por el equipo de trabajo

4.2.1.3 Igualdad de varianza: (Prueba de Levene)

Se debe corroborar la igualdad de varianza entre los grupos.

- P-valor $\Rightarrow \alpha$ aceptar H_0 = Las varianzas son iguales.
- P-valor $< \alpha$ Acepta H_1 = Existe diferencias significativas entre las varianzas.

Tabla 36: Estadísticas de grupo

	EQUIPO	N	Media	Desv. Desviación	Desv. Error promedio
RESIDUOS	GPSD	21	,052450	,0252157	,0055025
	ET	24	,028200	,0397961	,0081234

Fuente: Elaborado por el equipo de trabajo

Tabla 37: Prueba de Levene de igualdad de varianzas

		Prueba de Levene de igualdad de varianzas	
		F	Sig.
RESIDUOS	Se asumen varianzas iguales	,284	,597
	No se asumen varianzas iguales		

Fuente: Elaborado por el equipo de trabajo

Igualdad de varianza: P-valor = 0,597 > $\alpha = 0.05$

Las varianzas son iguales en error de residuos lineales de estación total y GPS diferencial en el ajuste de redes.

Tabla 38: Prueba t para la igualdad de medias

t	gl	Sig. (bilateral)	Diferencia de medias	Diferencia de error estándar	95% de intervalo de confianza de la diferencia	
					Inferior	Superior
2,401	43	,021	,0242500	,0101015	,0038784	,0446216
2,472	39,408	,018	,0242500	,0098116	,0044108	,0440892

Fuente: Elaborado por el equipo de trabajo

4.2.1.4 P-valor de la prueba T student de pruebas independientes.

- P-valor $\leq \alpha$, se rechaza Ho, (se acepta H1).
- P-valor $> \alpha$, no se rechaza Ho, (se acepta Ho).

t para igualdad de media: P-valor = 0,021 < $\alpha = 0.05$

Con respecto al supuesto de homogeneidad de varianza la prueba Levene indica se cumple en estas poblaciones (P=0,021;< α , p = 0,05), Existe diferencias significativas entre las varianzas en error de residuos lineales de estación total y GPS diferencial en el ajuste de redes.

En caso de prueba t, la **Ho** se rechaza se **acepta la Hipótesis Alternativa** por lo tanto **Existe** una diferencia significativa entre la media al comparar las diferencias en de error de residuos lineales en la red poligonal geodésico y topográfica de orden C con GPS diferencial horizontal. Los residuos de GPS Diferencial tienen un desplazamiento significativamente menor (M = 0,052450, SE = 0,0055025), que los residuos de Estación total son mayores (M = 0,028200, SE = ,0081234), t (43) = 0.021, p<0.05, r=0.003202).

4.2.2 Para el segundo objetivo

- Determinar el error lineal de coordenadas UTM vs coordenadas locales, realizados a partir de mediciones clásicas (electrónica) y de GPS diferencial con respecto a la estación total.

4.2.2.1 Hipótesis

H1 = **Existe** una diferencia significativa entre la media al comparar el error lineal de coordenadas UTM vs coordenadas locales, realizados a partir de mediciones clásicas (electrónica) y de GPS diferencial con respecto a la estación total.

H0 = **No Existe** una diferencia significativa entre la media al comparar el error lineal de coordenadas UTM vs coordenadas locales, realizados a partir de mediciones clásicas (electrónica) y de GPS diferencial con respecto a la estación total

4.2.2.2 Normalidad

P-valor $\Rightarrow \alpha$ aceptar H0 = los datos provienen de una distribución normal

P-valor $< \alpha$ Acepta H1 = los datos No provienen de una distribución normal

Tabla 39: Cuadro: Pruebas de normalidad

	GPS yET	Kolmogorov-Smirnov ^a			Shapiro-Wilk		
		Estadístico	gl	Sig.	Estadístico	gl	Sig.
ERROR	GPSD	,162	21	,153	,934	21	,168
LINEAL	ET	,213	21	,014	,740	21	,000

a. Corrección de significación de Lilliefors

FUENTE: Elaborado por el equipo de trabajo

Tabla 40: Normalidad de calificación

NORMALIDAD DE CALIFICACIÓN			
P-valor GPSD =	0.168	>	$\alpha = 0.05$
P-valor ET. =	0.000	<	$\alpha = 0.05$

Fuente: Elaborado por el equipo de trabajo

En diferencia de Error lineal de estación total y GPS diferencial en GPS Diferencial los datos provienen de una distribución normal y en Estación Total los datos NO provienen de una distribución normal.

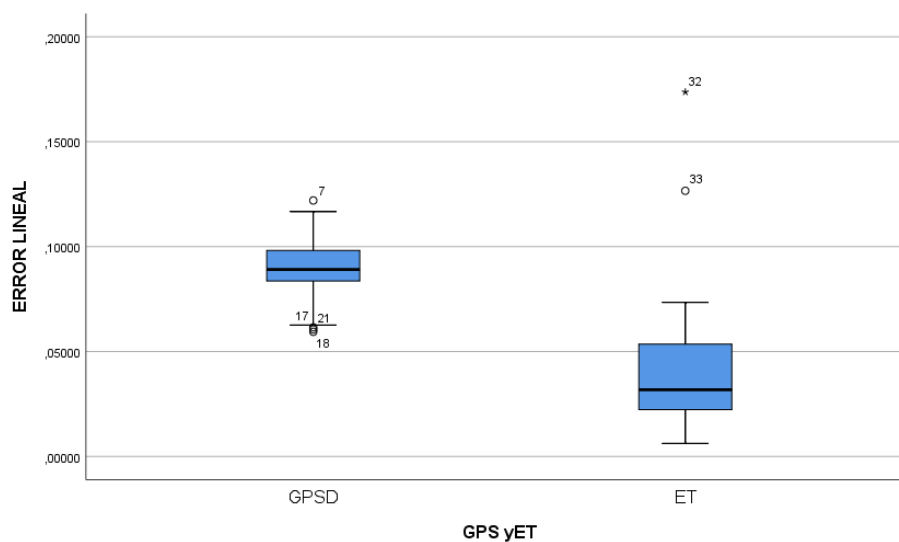


Figura 14: Diagrama de diferencia de los residuos.

Fuente: Elaborado por el equipo de trabajo

4.2.2.3 Igualdad de varianza: (Prueba de Levene)

Se debe corroborar la igualdad de varianza entre los grupos.

- P-valor $\Rightarrow \alpha$ aceptar H_0 = Las varianzas son iguales.
- P-valor $< \alpha$ Acepta H_1 = Existe diferencias significativas entre las varianzas.

Tabla 41: Estadísticas de grupo

	GPS yET	N	Media	Desv. Desviación	Desv. Error promedio
ERROR LINEAL	GPSD	21	,0880571	,01768747	,00385972
	ET	21	,0454381	,03934689	,00858619

Fuente: Elaborado por el equipo de trabajo

Tabla 42: Prueba de Levene de igualdad de varianzas

		F	Sig.
ERROR LINEAL	Se asumen varianzas iguales	3,568	,066
	No se asumen varianzas iguales		

Fuente: Elaborado por el equipo de trabajo

Igualdad de varianzas: P-valor = 0,066 > α = 0.05

Las varianzas son iguales en error lineal de estación total y GPS diferencial en el ajuste de redes.

Tabla 43: Prueba t para la igualdad de medias

t	gl	Sig. (bilateral)	Diferencia de medias	Diferencia de error estándar	95% de intervalo de confianza de la diferencia	
					Inferior	Superior
4,527	40	,000	,04261905	,00941383	,02359299	,06164511
4,527	27,766	,000	,04261905	,00941383	,02332836	,06190973

Fuente: Elaborado por el equipo de trabajo

4.2.2.4 P-valor de la prueba T student de pruebas independientes.

- P-valor $\leq \alpha$, se rechaza Ho, (se acepta H1).
- P-valor > α , no se rechaza Ho, (se acepta Ho).

t para igualdad de media: P-valor = 0,000 < α = 0.05

Con respecto al supuesto de homogeneidad de varianza la prueba Levene indica se cumple en estas poblaciones (P=0,000;< α , p = 0,05), Existe diferencias

significativas entre las varianzas en error lineal de estación total y GPS diferencial en el ajuste de redes.

En caso de prueba t, la **H₀** se rechaza se **acepta la Hipótesis Alternativa** por lo tanto **Existe** una diferencia significativa entre la media al comparar las diferencias en error lineal en la red poligonal geodésico y topográfica de orden C con GPS diferencial horizontal. El error lineal de GPS Diferencial tiene un desplazamiento significativamente mayor ($M = 0,0880571$, $SE = 0,00385972$), que el error lineal de Estación total son menor ($M = 0,0454381$, $SE = 0,00858619$), $t(40) = 0.000$, $p < 0.05$, $r = 0.000$).

V CONCLUSIONES

- En la determinación de la red poligonal geodésico y topográfico de orden C en el estudio de la carretera lampa Cabanilla Cabanillas, tramo II - Región Puno; considerando las normas DG 2018 y MTC, en distancia horizontales la precisión en error lineal en GPS está en promedio de tres milímetros (Tabla 19), mientras que la estación total está en un promedio de dos centímetros (Tabla 26) y error de residuos hay diferencias significativas con respecto en ambos equipos electrónicos, está dentro de los parámetros según la norma DG 2018 y MTC.
- Con los datos obtenidos al determinar error de residuos lineales en la red poligonal geodésico y topográfica de orden C con GPS diferencial horizontal según IGN y DG-2018. Se llega a una conclusión de que prueba de Hipótesis t, que la H_0 se rechaza se acepta la Hipótesis Alterna por lo tanto Existe una diferencia significativa entre la media al comparar las diferencias en de error de residuos lineales en la red poligonal geodésico y topográfica de orden C con GPS diferencial horizontal. Los residuos de GPS Diferencial tienen un desplazamiento significativamente menor ($M = 0,052450$, $SE = 0,0055025$), que los residuos de Estación total son mayores ($M = 0,028200$, $SE = ,0081234$), $t(43) = 0.021$, $p < 0.05$, $r = 0.003202$), en consecuencia, que ambos equipos electrónicos están dentro de los parámetros deseados según los objetivos planteados por ser mínimas los errores.
- Al determinar el error lineal y error residual de coordenadas UTM vs coordenadas locales, realizados a partir de mediciones clásicas (electrónica) y de GPS diferencial con respecto a la estación total. Se llega a una conclusión según la prueba de Hipótesis En la prueba t, la H_0 se rechaza se acepta la Hipótesis Alterna

por lo tanto Existe una diferencia significativa entre la media al comparar las diferencias en error lineal en la red poligonal geodésico y topográfica de orden C con GPS diferencial horizontal. El error lineal de GPS Diferencial tiene un desplazamiento significativamente mayor ($M = 0,0880571$, $SE = 0,00385972$), que el error lineal de Estación total son menor ($M = ,0454381$, $SE = ,00858619$), $t(40) = 0.000$, $p < 0.05$, $r = 0.000$). en efecto podemos decir el error lineal son mínimas que se diferencian de tres milímetros a cuatro centímetros con ambos equipos electrónicos.

VI RECOMENDACIONES

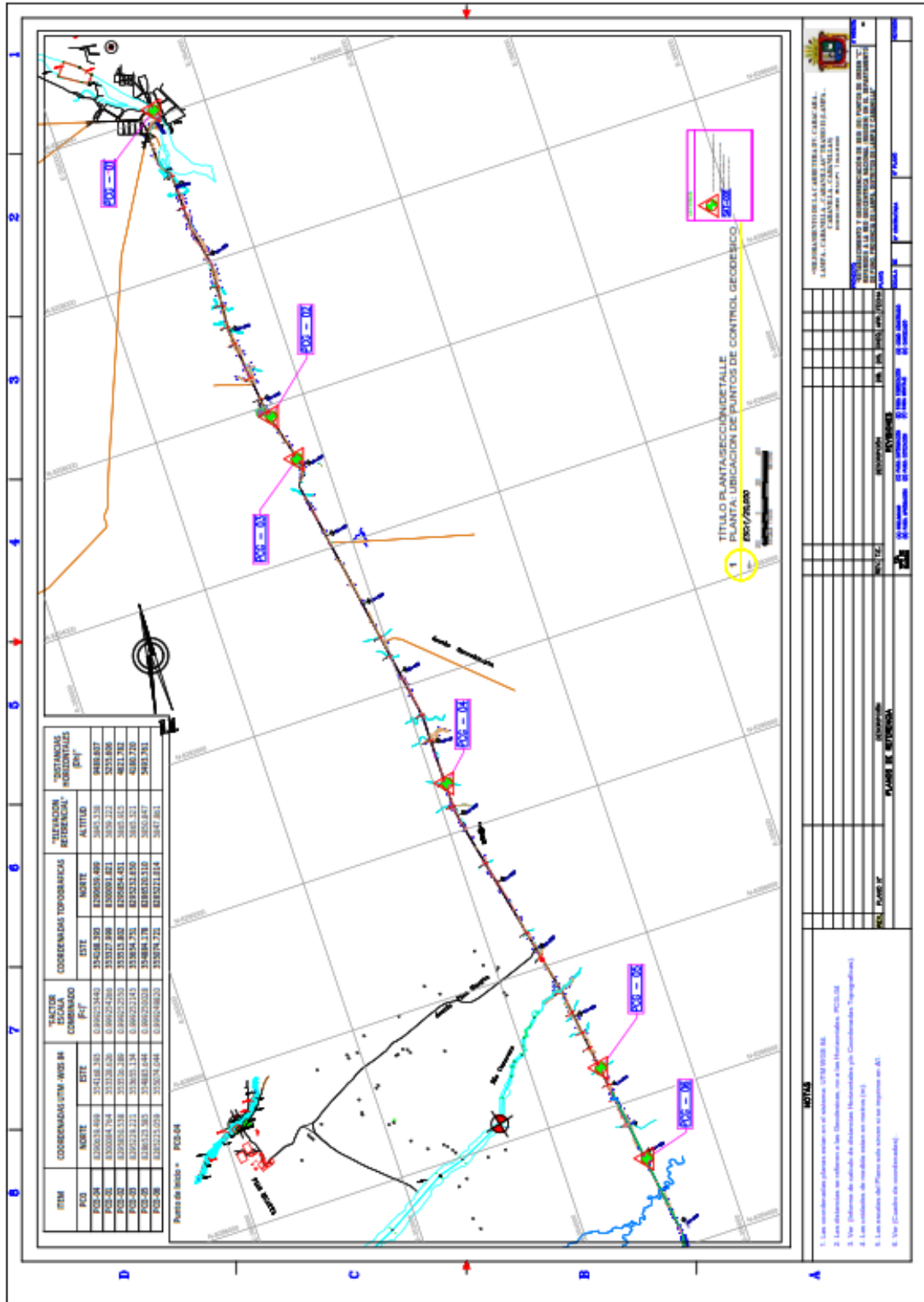
- Investigar sobre el algoritmo que emplea el software Trimble Bussines Center u otro similar, para realizar la calibración de obra o coordenadas locales y ajuste de redes.
- Realizar más investigaciones en GPS diferencial y estación total debido a que su aplicación optimiza los trabajos de control horizontal, supervisión de viales, civiles, etc.
- La tecnología respecto a equipos electrónicos topográficos, geodésicos y empleo de software para procesamiento, a fin de que tengan mayor confianza. Se recomienda tener cuidado con el uso de los equipos topográficos y geodésicos a la hora del trasladar, instalar, usar y guardarlo para tener menor error en el trabajo y la descalibración de equipos.

VI REFERENCIAS


- Abellan, M. (2013). *Metodología de Calculo de redes Topograficas*. España.
- Ayala, A., & Hasbun, M. (2012). *Aplicaciones y uso de la tecnología de GPS diferencial de doble frecuencia con precisión centimétricas en el área de levantamiento y replanteo topográfico georreferenciado*, Universidad de El Salvador. Salvador: Universidad de salvador.
- Bannister, A., Raymond, S., & Baker, R. (2006). *Técnicas modernas en Topografía*. México: Alfa grupo editor, S.A. de C.V.
- Cárdenas Grisales, J. (2013). *Diseño geométrico de carreteras*. Bogota - Colombia: Ecoe Ediciones.
- Especificaciones técnicas, EG-2013. (2013). *Manual de carreteras*,. Lima: Ministerio de transportes y comunicaciones del Peru.
- Flores Lopez, S. (2016). Evaluación de cinco métodos de ajuste en poligonales abiertas en la carretera ayaviri – purina. *Metodos de Ajuste Topografico*.
- Garrido, N. (2014). *Minimo Cuadrados Para Topografia*. España: Ed. Investigacion.
- Gasga, J.E. (2008). Cálculo y ajustes aplicados a la solución de problemas topográficos. *Ajuste Topograficos*.
- Gemael , C. (1994). *Introducción al ajuste de observaciones. Aplicaciones geodésicas*. Brasil: UFPR.
- Gonzales Alcaraz, Pablo. (2015). *repositorio UPCT*. Obtenido de repositorio UPCT: <http://repositorio.upct.es>
- Instituto Nacional Geográfico del Perú, I. (2016). *Ente rector de la Cartografía Nacional*. Obtenido de <http://www.ign.gob.pe/index.php>
- Jimenez, G. (2007). *Topografía para Ingenieros Civiles*. Armenia: Universitaria.
- Manual de Carreteras, Chile;. (2018). *Manual de carreteras, Procedimientos de estudios viales*. Chile: MOP-DGOP-Dirección de vialidad -chile.
- Mendoza Dueñas, J. (2019).
- Mendoza Dueñas, J. (2019). *Topografía y Geoesdía*. Peru.
- Mendoza Dueñas, Jorge. (2017). *Topografía, Técnicas Modernas*. Lima: Editores Macaucano E.I.R.L.

- Mendoza Dueñas, Jorge. (2019). *Topografía y Geodesia*. Lima,Peru: Editores Maraucano E.I.R.L.
- Mendoza, J. (2017). *Topografía Técnicas Modernas*. Lima: Maraucano E.I.R.L.
- Peñafiel, J., & Zayas, J. (2001). *fundamentos del sistema GPS y aplicaciones en la topografía, Ilustre Colegio Oficial de Ingeniería Geomática y Topográfica*. Epaña: grupo Universitario.
- Quispe Perez, E. (2015). *repositorio.UMSA.bo*. Obtenido de repositorio.UMSA.bo: <http://www.repositorio.umsa.bo>
- Raquel Pachas, L. (2009). USO DEL GPS Y ESTACIÓN TOTAL. *El Levantamiento Topografico*, 43-45.
- Souto, M;. (2014). *analisis de la calidad y procesamiento de datos GNSS de la estacion permanente UCO*. Cordoba,Argentina: revista de la facultad de ciencias exactas,fisicas y Naturales.
- Valencia , . (2008). *Topografía para Ingeniería*. Serena: Universitaria.
- Wolf, P. R., & Ghilani, C. D. (2012). *Topografía*. México: Alfa Grupo Editor, S.A. de C.V.
- Wolf, R. R., & Ghilani, C. D. (2016). *Topografía*. México: Alfaomega.
- Zúñiga Diaz, W. (2010). *Topografía, Geodésia y Cartografía*. Lima: Grupo Universitario S.A.C.
- Zuñiga, W. (2010). *Topografía Geodesia y Cartografía*. Grupo Universitario.


ANEXOS



FICHAS GEODESICAS DE IGN DE LA ESTACIÓN PERMANENTE




INSTITUTO GEOGRÁFICO NACIONAL
CENTRO DE PROCESAMIENTO GEODÉSICO




FORMULARIO DE INFORMACIÓN DE LA ESTACIÓN GNSS PERMANENTE

0. FORMULARIO


	Preparado por	Centro de Procesamiento Geodésico
	Creado	12 de octubre de 2010
	Actualizado	25 de febrero de 2016


1. INFORMACIÓN DE LA ESTACIÓN GNSS

	Nombre de la estación	Juliaca
	Código de identificación	PU02
	Código internacional	42228M001
	Inscripción del monumento	Placa de bronce
	Área a cargo del mantenimiento	Centro de Procesamiento Geodésico
	Orden de la estación	0
	Información adicional	Esta estación forma parte de la Red Geodésica Geocéntrica Nacional (REGGEN), a cargo del Centro de Procesamiento Geodésico, Dirección de Geodesia, Dirección General de Cartografía del Instituto Geográfico Nacional.


2. INFORMACIÓN SOBRE LA LOCALIZACIÓN

	Distrito	Juliaca
	Provincia	San Román
	Departamento	Puno
	Información sobre el monumento	La antena se encuentra sobre un monumento de concreto de 2.00 m de alto, 40 cm x 40 cm de ancho, de color azul. El monumento se encuentra colocado dentro de la Universidad Peruana La Unión, en el techo de la Oficina de Informática.
	Información del receptor	El receptor está en el Laboratorio del Colegio Adventista del Titicaca. Se encuentra dentro de una caja metálica de color blanco humo empotrada a la pared.

USUARIO ING. CHACÓN RODRIGUEZ, ROSSMERY  FECHA 12/10/2016 12:17 p.m. FACTURA N° 091-0149120



INSTITUTO GEOGRÁFICO NACIONAL
CENTRO DE PROCESAMIENTO GEODÉSICO



3. COORDENADAS DE LA ESTACIÓN

Sistema de referencia: GRS80/ WGS84	Marco de referencia: ITRF2000
--	--------------------------------------

3.1. GEODÉSICAS

Latitud (S)	Longitud (O)
15° 30' 51.75561"	70° 10' 45.77143"
Altura Elipsoidal (m)	Factor de escala combinado
3880.6083	0.999797847



3.2. CARTESIANAS

X (m)	Y (m)	Z (m)
2085642.7842	-5786561.0117	-1696048.2759


3.3. UTM

Norte (m)	Este (m)
8284432.1240	373508.2103
Zona: 19 Sur	

4. DIAGRAMA DE UBICACIÓN DE LA ESTACIÓN

<p style="text-align: center;">CROQUIS</p> 	<p style="text-align: center;">VISTA DEL MONUMENTO</p> 
---	--

USUARIO: ING. CHACÓN RODRIGUEZ, ROSSMERY



FECHA: 12/10/2016 12:17 p.m. FACTURA N° 001-0149120



**INSTITUTO GEOGRÁFICO NACIONAL
CENTRO DE PROCESAMIENTO GEODÉSICO**



5. INFORMACIÓN SOBRE EL EQUIPO GNSS

5.1. RECEPTOR

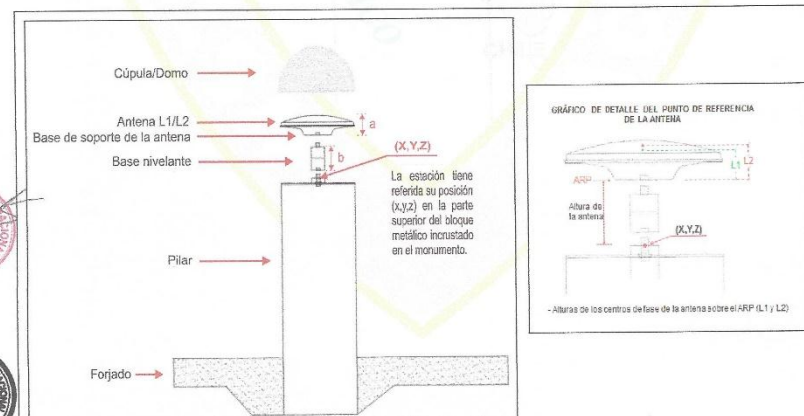
Tipo	Trimble NET R8
Nº de serie	4906K34437
Versión del firmware	4.41
Fecha de instalación	Abril de 2010

5.2. ANTENA

Tipo	Antena Zephyr Geodetic 2
Nº de serie	1440929105
Cubierta protectora	Con domo (TZGD)
Altura (m)	0.0750
Medición de la antena	Base de soporte de la antena (Punto de referencia de la antena - ARP)
Fecha de instalación	Abril de 2010

ESQUEMA DE LA ANTENA

6.1. ESQUEMA DE ALTURA DE LA ANTENA



a = 8,54 cm	Distancia de compensación del centro de fase. (Phase Center Offset)
b = 7,50 cm	Distancia entre la base de soporte de la antena y el límite superior del bloque metálico incrustado en el monumento.

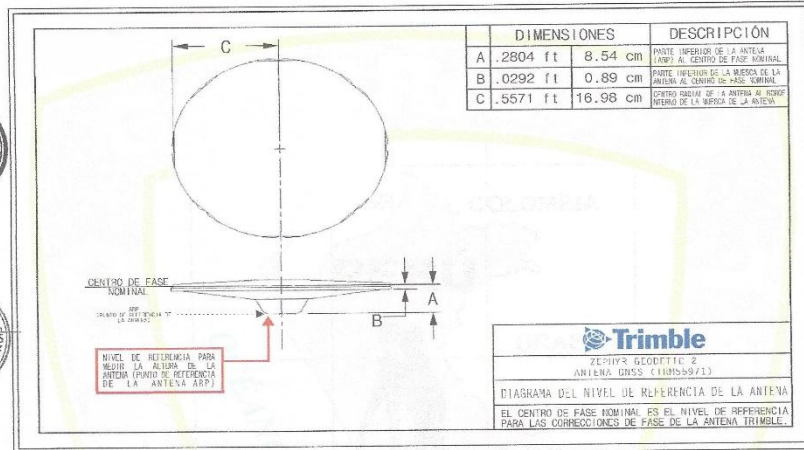
USUARIO: ING. CHACÓN RODRIGUEZ, ROSSMERY ... FECHA: 12/10/2016 12:17 p.m. FACTURA N° 001-0149120



**INSTITUTO GEOGRÁFICO NACIONAL
CENTRO DE PROCESAMIENTO GEODÉSICO**



6.2. ESQUEMA DE LA ANTENA



INFORMACIÓN SOBRE EL PROCESAMIENTO

Observables	L1, L2, C1, P2
Intervalo de registro	5 seg.
Mascara de elevación	5°
Archivo diario	Sí
Formato de archivo nativo	*.T01, *.dat
Periodo de toma de datos para el procesamiento	07 al 20 de julio de 2015
Tipo de orbita (Efemérides)	Efemérides precisas
Formato de archivo procesado	Rinex V2.11
Software utilizado	Gamit/Globk V 10.6
Autor	Fís. Mario César Mendoza del Aguila
Revisado por	Cap. José Ramón Chire Chira



CONTACTOS

Oficina	Centro de Procesamiento Geodésico
Dirección	Av. Aramburú 1190 Surquillo, Lima 34, Perú
Teléfono	4753030 / 4759960
Correo	cpg@ign.gob.pe

USUARIO: ING. CHACÓN RODRIGUEZ, ROSSMERY *17* FECHA: 12/10/2016 12:17 p.m. FACTURA N° 001-0149120

CERTIFICADO DE CALIBRACIÓN DE LOS EQUIPOS DE TOPOGRAFIA

GEO TOP AQP

la casa del ing. topógrafo

SERVICIOS-VENTA-CALIBRACION-REPARACION

- SERVICIOS TOPOGRÁFICOS
- CARRETERAS - CANALES
- TUBERÍAS - MONTAJE
- REPRESAS - FUENTES - LINEAS
- MINERÍA SUPERFICIAL
- MINERÍA SUBTERRÁNEA
- PUNTOS GEODÉSICOS (fast static)

CERTIFICADO DE OPERATIVIDAD
CERTIFICATE OF OPERATION

Mant. General	Reparación	Operatividad	Garantía	Nuevo
---------------	------------	--------------	----------	-------

DATOS DEL EQUIPO

DATOS DEL CLIENTE

Equipo : RECEPTOR GNSS	Persona Natural o Jurídica : INGENIEROS COIPSA ICT E.I.R.L.
Fabricante : TRIMBLE	
Modelo : R8 model 3	Dirección : JR. GAMALIEL CHURATA N° 351 - PUNO
N° Serie : 5238496077	RUC / DNI : 20601761174

CERTIFICADO DE OPERATIVIDAD

Nro : 014-07/18
Fecha : 01/07/2018

Imagen de Receptor :



Geotop Ingeniería AQP E.I.R.L. :

Certifica que el equipo topografico arriba descrito cumple con las especificaciones técnicas de la fábrica y los estandares internacionales establecidos.

En las pruebas efectuadas en Tiempo real los equipos, estos se encuentran dentro de las tolerancias del fabricante.

PRECISIÓN LEVANTAMIENTO GPS Post Proceso (Estatic & Fast Estatic) Y Cinematico Tiempo Real (RTK)

HORIZONTAL	3 mm + 0.5 ppm RMS
VERTICAL	5 mm + 0.5 ppm RMS

HORIZONTAL	10 mm + 1 ppm RMS
VERTICAL	15 mm + 1 ppm RMS

FECHA DE MANTENIMIENTO

Fecha	Mantenimiento	Prueba de Operatividad	Fecha de Vencimiento	Observación
01/07/2018	x	x	30/12/2018	% 100 OPERATIVO

Responsable Técnico J. YOVANI FLORES TEVES	GERENTE GENERAL GEO TOP AQP E.I.R.L.
 Ing° TOPOGRAFO Y AGRIMENSOR JASMANI YOVANI FLORES TEVES ESPECIALISTA GNSS / CIP: 195571	 Jesús Pizarro Andrade GERENTE GENERAL

ORD. N° 014-07/18

Calle Paucarpata N° 397 Cercado Arequipa Telf: 054-232410 RPC: 997956688 MOV. 95997621 RPM #264460 RPC: 959918325
 geotopaqp@hotmail.com www.geotopaqp.com



GEO TOP AQP

la casa del ing. topógrafo

SERVICIOS-VENTA-CALIBRACION-REPARACION

- SERVICIOS TOPOGRÁFICOS
- CARRERERAS - CANALES
- TUBERÍAS - MONTAJE
- REPRESAS - FUENTES - LINEAS
- MINERÍA SUPERFICIAL
- MINERÍA SUBTERRÁNEA
- PUNTOS GEODÉSICOS (fast static)

CERTIFICADO DE OPERATIVIDAD
CERTIFICATE OF OPERATION

- Mant. General

Reparación

Operatividad

Garantía

Nuevo

DATOS DEL EQUIPO		DATOS DEL CLIENTE	
Equipo	RECEPTOR GNSS	Persona Natural o	INGENIEROS COIPSA ICT E.I.R.L.
Fabricante	TRIMBLE	Juridica	
Modelo	R8 model 3	Dirección	JR. GAMALIEL CHURATA N° 351 - PUNO
N° Serie	5221488811	RUC / DNI	20601761174

CERTIFICADO DE OPERATIVIDAD

Nro : 015-07/18
 Fecha : 01/07/2018
 Imagen de Receptor :





Geotop Ingenieria AQP E.I.R.L. :

Certifica que el equipo topografico arriba descrito cumple con las especificaciones técnicas de la fábrica y los estandares internacionales establecidos.
 En las pruebas efectuadas en Tiempo real los equipos, estos se encuentran dentro de las tolerancias del fabricante.

PRECISIÓN LEVANTAMIENTO GPS Post Proceso (Estatic & Fast Estatic) Y Cinematico Tiempo Real (RTK)

HORIZONTAL	3 mm + 0.5 ppm RMS	HORIZONTAL	10 mm + 1 ppm RMS
VERTICAL	5 mm + 0.5 ppm RMS	VERTICAL	15 mm + 1 ppm RMS

FECHA DE MANTENIMIENTO

Fecha	Mantenimiento	Prueba de Operatividad	Fecha de Vencimiento	Observación
01/07/2018	x	x	31/12/2018	% 100 OPERATIVO
Responsable Técnico		GERENTE GENERAL		
J. YOVANI FLORES TEVES		GEO TOP AQP E.I.R.L.		
 Ing. TOPOGRAFO Y AGRIMENSOR JASMANI YOVANI FLORES TEVES ESPECIALISTA GNSS / CIP: 195571		 Jesus P. Fitorino Andrade GERENTE GENERAL		
				
				

ORD. N° 015-07/18

Calle Paucarpata N° 397 Cercado Arequipa Telf: 054-232410 RPC: 997956688 MOV. 95997621 RPM #264460 RPC: 959918325
 geotopaqp@hotmail.com www.geotopaqp.com

GEO TOP AQP

la casa del ing. topógrafo

SERVICIOS-VENTA-CALIBRACION-REPARACION

- SERVICIOS TOPOGRÁFICOS
- CARRETERAS - CANALES
- TUBERÍAS - MONTAJE
- REPRESAS - FUENTES - LINEAS
- MINERÍA SUPERFICIAL
- MINERÍA SUBTERRÁNEA
- PUNTOS GEODÉSICOS (SAB - AURE)

015-15-01-2018 EST

CERTIFICADO DE CALIBRACIÓN CERTIFICATE OF CALIBRATION

OTORGADO A: INGENIEROS COIPSA ICT E.I.R.L.

ESTACIÓN TOTAL	LEICA	TS 06 500	1389367
Equipo	Marca	Modelo	Serie

VALOR DE PATRÓN DE MEDICIÓN			VALOR LEÍDO EN EL INSTRUMENTO			
GRADOS	MINUTOS	SEGUNDOS	LIMBO	GRADOS	MINUTOS	SEGUNDOS
180°	00'	00"	HORIZONTAL	180°	00'	02"
90°	00'	00"	VERTICAL	89°	59'	58"

VALOR A CORREGIR				VALOR CORREGIDO - RANGO DE TOLERANCIA			
LIMBO	GRADOS	MINUTOS	SEGUNDOS		GRADOS	MINUTOS	SEGUNDOS
HORIZONTAL	00°	00'	02"	+	00°	00'	00"
VERTICAL	00°	00'	02"	+	00°	00'	00"

LIMBO	HORIZONTAL	VERTICAL
INCERTIDUMBRE	+/- 05"	+/- 05"
ERROR	00"	00"

SISTEMA DE MEDICIÓN DE DISTANCIA

PATRÓN DE MEDICIÓN	15.000 mts.	30.000 mts.	60.000 mts.	90.000 mts.	209.000 mts.
VALOR LEÍDO EN EL INSTRUMENTO	15.000	30.000	60.000	90.000	209.000
ERROR AL CORREGIR	00 mm	00 mm	00 mm	00 mm	00 mm

PRECISIÓN DEL INSTRUMENTO:

- Sistema Angular según normas DIN 18723 la precisión es de 5", lectura mínima en Display 1" ó 5".
- Sistema de Medición de Distancia +/- (2mm+2ppm XD) m.s.e.

PATRÓN UTILIZADO:

Colimador Modelo **MUTI-COLLIMATORS MODELO F420-3** Siendo controlado periódicamente con un teodolito de precisión de segundo recomendado por esta entidad, con el método de lecturas directo inverso y enfocados los retículos de referencia al infinito garantizando el ajuste en +/- 0.5".

GEO TOP ING AQP EIRL Mediante su laboratorio de Servicio Técnico certifica que el equipo en mención se encuentra totalmente revisado, controlado, calibrado y 100% operativo: se sugiere efectuar la siguiente calibración en un periodo máximo de 06 meses, se estima que sea el **15 de Junio del 2018**.

Se expide el presente certificado de calibración, para los fines que estime conveniente.

Técnico Calificado:



Ing. TOPOGRAFO Y AGRIMENSOR
JASMANI YOVANI FLORES TEVES
 ESPECIALISTA GNSS / CIP: 195571

Arequipa, 29 de octubre del 2017.



Calle Paucarpata N° 397 Cercado Arequipa Telf: 054-232410 RPC: 997956688 MOV. 95997621 RPM #264460 RPC: 959918325
geotopaqp@hotmail.com www.geotopaqp.com

FICHAS GEODESICAS DE LOS PUNTOS DE CONTROL



DESCRIPCIÓN MONOGRÁFICA



FICHA: 01		PCG-01 - PUNTO DE GEOREFERENCIACIÓN	
COORDINADOR : Yhony Q. MORALES		RESPONSABLE : INGENIEROS COIPSA ICT	
NOMBRE DE LA ESTACIÓN		UBICACIÓN GEOGRÁFICA	
PCG - 01 - CÓDIGO INTERNO		PAÍS : PERÚ	
PRECISIÓN: Hor : ± 1.5 mm + 1 ppm Ver : ± 9.5 mm + 1 ppm	FECHA: AGOSTO 2018	DEPARTAMENTO : PUNO	
		PROVINCIA/DISTRITO : LAMPA	
		CARRETERA ; CABANILLAS - LAMPA TRAMO II	
COORDENADAS GEOGRÁFICAS			ELEV. REF. – EGM08
LATITUD: 515°22'18.54863"	LONGITUD: W70°21'59.64545"	ELIPSOIDE: 3905.976 m	ALTITUD: 3859.222 m
COORDENADAS UTM - WGS84			
ESTE: 353328.626 m	NORTE: 830084.764 m	ZONA UTM: 19s	
FACTOR DE ESCALA PROYECCIÓN	FACTOR DE ESCALA DE ELEVACIÓN	FACTOR DE ESCALA COMBINADO	ÁNGULO DE CONVERGENCIA DE MERIDIANO
0.9998660658	0.9993881179	0.9992542657	0°21'44"
CROQUIS DE UBICACIÓN		VISTA FOTOGRÁFICA	
DESCRIPCIÓN DEL PUNTO TOPOGRÁFICO			
Es una varilla de acero de 1/2", incrustado en un monumento concreto de 40cmx40cmx60cm – y lleva la siguiente inscripción: "PCG-01".			
El PCG-01 tiene acceso por la trocha Carrozable en Lampa, km 00, a 130 m en dirección Nor-Oeste de la trocha Carrozable; El monumento está ubicado en cercanías del Puente antiguo de la ciudad.			
PROFESIONAL RESPONSABLE		REVISADO POR:	
 JOSÉ CARLOS JIHUANA APAZA TÉCNICO TOPOGRAFO		 JASMAN Y. FLORES TEVES ING. TOPOGRAFO Y AGRIMENSOR CIP- 195571	



DESCRIPCIÓN MONOGRÁFICA



FICHA: 02		PCG-02 - PUNTO DE GEOREFERENCIACIÓN	
COORDINADOR : Yhony Q. MORALES		RESPONSABLE : INGENIEROS COIPSA ICT	
NOMBRE DE LA ESTACIÓN		UBICACIÓN GEOGRÁFICA	
PCG – 02 - CÓDIGO INTERNO		PAÍS : PERÚ	
PRECISIÓN: Hor : ± 2 mm + 1 ppm Ver : ± 8.5 mm + 1 ppm		DEPARTAMENTO : PUNO	
FECHA: AGOSTO 2018		PROVINCIA/DISTRITO : LAMPA	
		CARRETERA ; CABANILLAS - LAMPA TRAMO II	
COORDENADAS GEOGRÁFICAS			ELEV. REF. – EGM08
LATITUD: S15°24'36.36050"	LONGITUD: W70°21'54.25021"	ELIPSOIDE: 3912.590 m	ALTITUD: 3865.915 m
COORDENADAS UTM - WGS84			
ESTE: 353516.289 m	NORTE: 8295850.538 m	ZONA UTM: 19s	
FACTOR DE ESCALA PROYECCIÓN	FACTOR DE ESCALA DE ELEVACIÓN	FACTOR DE ESCALA COMBINADO	ÁNGULO DE CONVERGENCIA DE MERIDIANO
0.9998653841	0.9993870831	0.9992525498	0°21'46"
CROQUIS DE UBICACIÓN		VISTA FOTOGRÁFICA	
DESCRIPCIÓN DEL PUNTO TOPOGRÁFICO			
<p>Es una varilla de acero de 1/2", incrustado en un monumento concreto de 40cmx40cmx60cm – y lleva la siguiente inscripción: "PCG-03".</p> <p>El PCG-02 tiene acceso por la trocha Carrozable Lampa – Tramo II, km 4+200, a 12 m en dirección Este de la trocha Carrozable; El monumento está ubicado en cercanías de un caserío.</p>			
PROFESIONAL RESPONSABLE		REVISADO POR:	
 JOSÉ CARLOS JITUAÑA APAZA TÉCNICO TOPÓGRAFO		 ASMANI Y. FLORES TEVES ING. TOPOGRAFO Y AGRIMENSOR CIP- 196571	



DESCRIPCIÓN MONOGRÁFICA



FICHA: 03		PCG-03 - PUNTO DE GEOREFERENCIACIÓN	
COORDINADOR : Yhony Q. MORALES		RESPONSABLE : INGENIEROS COIPSA ICT	
NOMBRE DE LA ESTACIÓN		UBICACIÓN GEOGRÁFICA	
PCG – 03 - CÓDIGO INTERNO		PAÍS : PERÚ	
PRECISIÓN: Hor : ± 2 mm + 1 ppm Ver : ± 11 mm + 1 ppm		DEPARTAMENTO : PUNO	
FECHA: AGOSTO 2018		PROVINCIA/DISTRITO : LAMPA	
		CARRETERA : CABANILLAS - LAMPA TRAMO II	
COORDENADAS GEOGRÁFICAS			ELEV. REF. – EGM08
LATITUD: S15°24'56.60548"	LONGITUD: W70°21'49.72502"	ELIPSOIDE: ✓ 3911.979 m	ALTITUD: 3865.321 m
COORDENADAS UTM - WGS84			
ESTE: 353655.134 m	NORTE: 8295229.221 m	ZONA UTM: 19s	
FACTOR DE ESCALA PROYECCIÓN	FACTOR DE ESCALA DE ELEVACIÓN	FACTOR DE ESCALA COMBINADO	ÁNGULO DE CONVERGENCIA DE MERIDIANO
0.9998648811	0.9993871789	0.9992521427	0°21'45"
CROQUIS DE UBICACIÓN		VISTA FOTOGRÁFICA	
DESCRIPCIÓN DEL PUNTO TOPOGRÁFICO			
Es una varilla de acero de 1/2", incrustado en un monumento concreto de 40cmx40cmx60cm – y lleva la siguiente inscripción: "PCG-04".			
El PCG-03 tiene acceso por la trocha Carrozable Lampa – Tramo II, km 4+900, a 10 m en dirección Oeste de la trocha Carrozable; El monumento está ubicado en cercanías de una curvag.			
PROFESIONAL RESPONSABLE		REVISADO POR:	
 JOSÉ CARLOS JIHUANA APAZA TÉCNICO TOPÓGRAFO		 GASMANI Y. FLORES TEVES ING. TOPOGRAFO Y AGRIMENSOR CIP- 195571	



DESCRIPCIÓN MONOGRÁFICA



FICHA: 04		PCG-04 - PUNTO DE GEOREFERENCIACIÓN	
COORDINADOR : Yhony Q. MORALES		RESPONSABLE : INGENIEROS COIPSA ICT	
NOMBRE DE LA ESTACIÓN		UBICACIÓN GEOGRÁFICA	
PCG - 04 - CÓDIGO INTERNO		PAÍS : PERÚ	DEPARTAMENTO : PUNO
PRECISIÓN: Hor : ± 2 mm + 1 ppm Ver : ± 11 mm + 1 ppm	FECHA: AGOSTO 2018	PROVINCIA/DISTRITO : LAMPA	CARRETERA : CABANILLAS - LAMPA TRAMO II
COORDENADAS GEOGRÁFICAS			ELEV. REF. - EGM08
LATITUD: S15°27'26.05115"	LONGITUD: W70°21'33.48150"	ELIPSOIDE: 3891.850 m	ALTITUD: 3845.338 m
COORDENADAS UTM - WGS84			
ESTE: 354168.393 m	NORTE: 8290639.499 m	ZONA UTM: 19s	
FACTOR DE ESCALA PROYECCIÓN	FACTOR DE ESCALA DE ELEVACIÓN	FACTOR DE ESCALA COMBINADO	ÁNGULO DE CONVERGENCIA DE MERIDIANO
0.9998630249	0.9993903310	0.9992534395	0°21'44"
CROQUIS DE UBICACIÓN		VISTA FOTOGRAFICA	
DESCRIPCIÓN DEL PUNTO TOPOGRÁFICO			
Es una varilla de acero de 1/2", incrustado en un monumento concreto de 40cmx40cmx60cm – y lleva la siguiente inscripción: "PCG-06".			
El PCG-04 tiene acceso por la trocha Carrozable Lampa – Tramo II, km 9+500, a 22 m en dirección Este de la trocha Carrozable; El monumento está ubicado en cercanías de una alcantarilla.			
PROFESIONAL RESPONSABLE		REVISADO POR:	
 JOSÉ CARLOS JIHUAÑA APAZA TÉCNICO TOPOÓGRAFO		 JASMAN Y. FLORES TEVES ING. TOPOGRAFO Y AGRIMENSOR CIP- 195671	



DESCRIPCIÓN MONOGRÁFICA



FICHA: 05		PCG-05 - PUNTO DE GEOREFERENCIACIÓN	
COORDINADOR RESPONSABLE : Yhony Q. MORALES		INGENIEROS COIPSA ICT	
NOMBRE DE LA ESTACIÓN		UBICACIÓN GEOGRÁFICA	
PCG – 05 - CÓDIGO INTERNO		PAÍS : PERÚ	DEPARTAMENTO : PUNO
PRECISIÓN: Hor : ± 1.5 mm + 1 ppm Ver : ± 7.5 mm + 1 ppm	FECHA: AGOSTO 2018	PROVINCIA/DISTRITO : LAMPA	CARRETERA ; CABANILLAS - LAMPA TRAMO II
COORDENADAS GEOGRÁFICAS			ELEV. REF. – EGM08
LATITUD: S15°29'40.12123"	LONGITUD: W70°21'10.35575"	ELIPSOIDE: 3897.205 m	ALTITUD: 3850.847 m
COORDENADAS UTM - WGS84			
ESTE: 354883.644 m	NORTE: 8286523.585 m	ZONA UTM: 19s	
FACTOR DE ESCALA PROYECCIÓN	FACTOR DE ESCALA DE ELEVACIÓN	FACTOR DE ESCALA COMBINADO	ÁNGULO DE CONVERGENCIA DE MERIDIANO
0.9998604498	0.9993894933	0.9992500284	0°21'41"
CROQUIS DE UBICACIÓN		VISTA FOTOGRÁFICA	
DESCRIPCIÓN DEL PUNTO TOPOGRÁFICO			
<p>Es una varilla de acero de 1/2", incrustado en un monumento concreto de 40cmx40cmx60cm – y lleva la siguiente inscripción: "PCG-08".</p> <p>El PCG-05 tiene acceso por la trocha Carrozable Lampa – Tramo II, km 13+720, a 10 m en dirección Este de la trocha Carrozable; El monumento está ubicado en cercanías del cruce de una trocha en perpendicular.</p>			
PROFESIONAL RESPONSABLE		REVISADO POR:	
 JOSÉ CARLOS JIMBAÑA APAZA TÉCNICO TOPOGRAFO		 JASMANI F. FLORES TEVES ING. TOPOGRAFO Y AGRIMENSOR CIP: 195571	

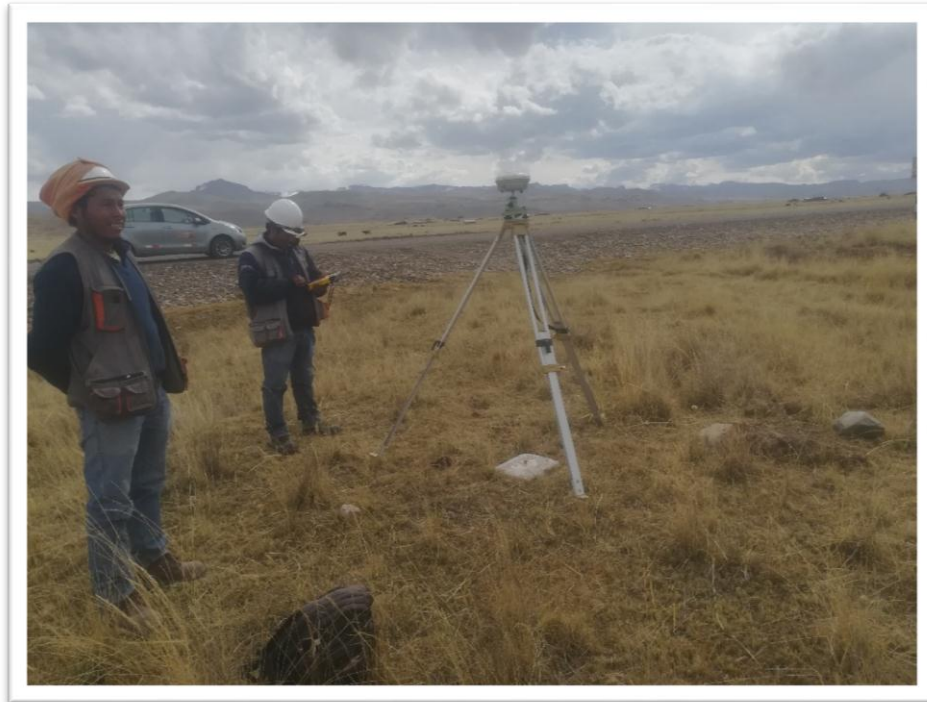


DESCRIPCIÓN MONOGRÁFICA

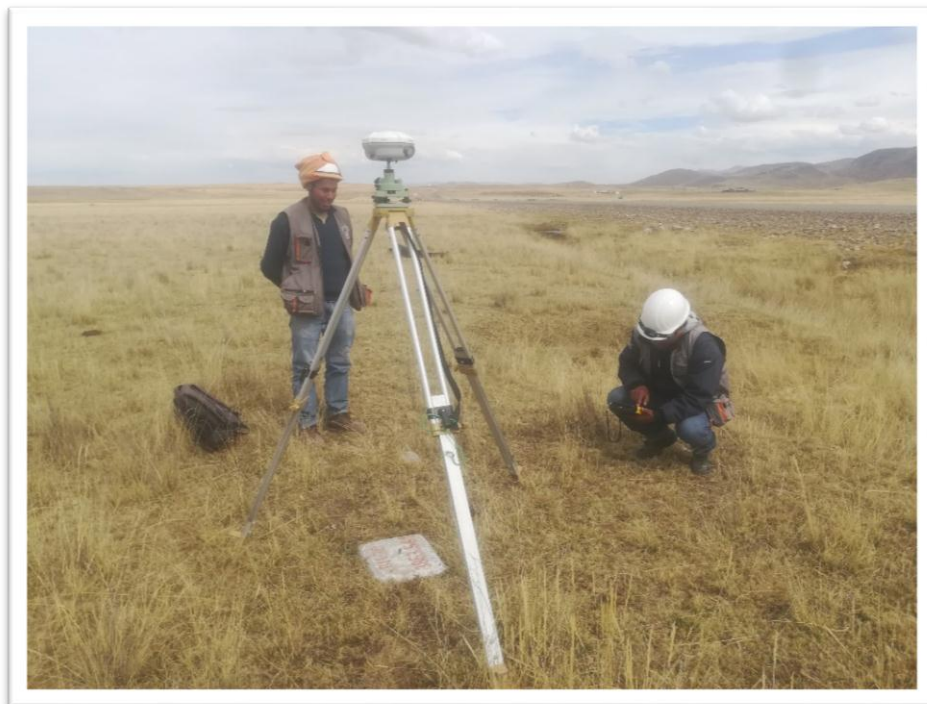


FICHA: 06		PCG-06 - PUNTO DE GEOREFERENCIACIÓN	
COORDINADOR RESPONSABLE		: Yhony Q. MORALES : INGENIEROS COIPSA ICT	
NOMBRE DE LA ESTACIÓN		UBICACIÓN GEOGRÁFICA	
PCG - 06 - CÓDIGO INTERNO		PAÍS : PERÚ	
PRECISIÓN: Hor : ± 1.5 mm + 1 ppm Ver : ± 8 mm + 1 ppm	FECHA: AGOSTO 2018	DEPARTAMENTO : PUNO	PROVINCIA/DISTRITO : LAMPA
COORDENADAS GEOGRÁFICAS		ELEV. REF. - EGM08	
LATITUD: S15°30'22.41159"	LONGITUD: W70°21'04.24153"	ELIPSOIDE: 3894.172 m	ALTITUD: 3847.861 m
COORDENADAS UTM - WGS84			
ESTE: 355074.044 m	NORTE: 8285225.059 m	ZONA UTM: 19s	
FACTOR DE ESCALA PROYECCIÓN	FACTOR DE ESCALA DE ELEVACIÓN	FACTOR DE ESCALA COMBINADO	ÁNGULO DE CONVERGENCIA DE MERIDIANO
0.9998597664	0.9993899684	0.9992498204	0°21'41"
CROQUIS DE UBICACIÓN		VISTA FOTOGRÁFICA	
DESCRIPCIÓN DEL PUNTO TOPOGRÁFICO			
<p>Es una varilla de acero de 1/2", incrustado en un monumento concreto de 40cmx40cmx60cm – y lleva la siguiente inscripción: "BM-30".</p> <p>El PCG-06 tiene acceso por la trocha Carrozable Lampa – Tramo II, km 14+580, a 15 m en dirección Este de la trocha Carrozable; El monumento está ubicado en cercanías de una alcantarilla.</p>			
PROFESIONAL RESPONSABLE		REVISADO POR:	
 JOSÉ CARLOS JHUYÑA APAZA TÉCNICO TOPÓGRAFO		 JASMAN Y. FLORES TEVES ING. TOPOGRAFO Y AGRIMENSOR CIP 195571	

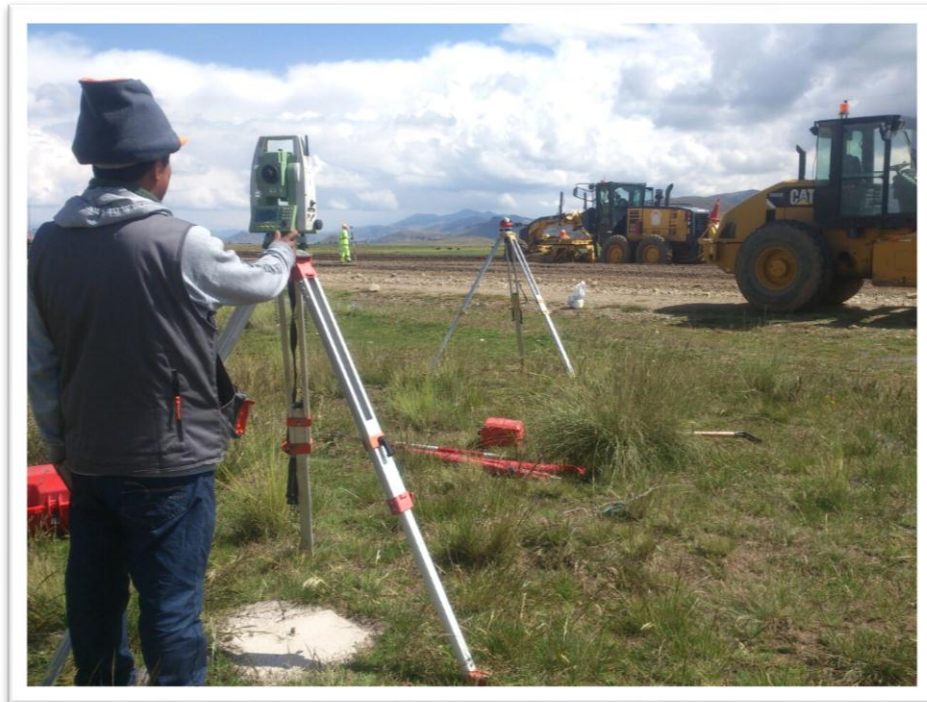
PANEL FOTOGRAFICO



RECEPCION DE DATOS SATELITALES KM 15+000



INSRTALACION Y CONFIGURACION DE GPS KM 12+000



INSTALACION DE EQUIPOS TOPOGRAFICOS PARA LA VISTA ATRÁS KM
KM 9+000



PRISMA PARA REFERENCIA DE ESTACION TOTAL KM 10+000



VERIFICACIÓN ALTURAS KM. 5+500



RECOLECCIÓN DE DATOS POLIGONALES KM 10+000