UNIVERSIDAD DE COSTA RICA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA TOPOGRÁFICA

Establecimiento de Red Plani-Altimétrica Base para el Emplazamiento y Futuro Control de Emisario Final del Proyecto de Mejoramiento Ambiental del Área Metropolitana de San José.

Informe Final de Trabajo de Graduación bajo la modalidad de Práctica Dirigida para optar por el título de Licenciatura en Ingeniería Topográfica.

Estudiante: Enrique Chacón Oviedo, Carné: A51497

Cuidad Universitaria Rodrigo Facio
Octubre, 2016

Aprobación del Informe de la Práctica Dirigida

Este Trabajo Final de Graduación fue aprobado en la ciudad de San José el día 28 de octubre del año 2016, por el Tribunal Examinador del Trabajo Final de Graduación de la carrera de Ingeniería Topográfica de la Universidad de Costa Rica, como requisito para optar por el grado académico de Licenciado en Ingeniería Topográfica.

Msc. Jaime Garbanzo León
Presidente del Tribunal -

Msc. Juan Picado Salvatierra
Director del Trabajo Final de Graduación

Lic. Gustavo Lara Morales
Profesor de la Escuela de Ingeniería Topográfica

Lic. Carlos Eduardo Rueda Sáenz
Lector del Trabajo Final de Graduación

Lic. Freddy Zumbado Hernández
Lector del Trabajo Final de Graduación

Enrique Chacón Oviedo
Sustentante

Agradecimientos

A mi familia y amigos por darme el aliento para seguir adelante con éste proyecto, pese a las adversidades. A todo el personal de los Departamentos de Topografía, tanto de la UEN PyC y la UE AyA-JBIC (ambos del AyA) por toda la experiencia y conocimiento transmitidos en la realización de la práctica. A los miembros del Comité Asesor, por su anuencia y buena disposición para formar parte de éste proyecto. En general sin el aporte de cada uno de los aquí citados, la consecución de éste proyecto no hubiese sido posible.

Índice de Abreviaturas

AyA	Instituto Costarricense de Acueductos y Alcantarillados
AMSJ	Área Metropolitana de San José
BID	Banco Interamericano de Desarrollo
CAD	Por sus siglas en inglés, Diseño Asistido por Computadora
CIT	Colegio de Ingenieros Topógrafos de Costa Rica
CNE	Comisión Nacional de Emergencias
CNUGGI	Comité Nacional de la Unión Geodésica y Geofísica Internacional
CR05	Sistema Geodésico Oficial para Costa Rica Época 2005,83
CRTM05	Sistema Cartográfico Oficial de proyección Transversal de Mercator para Costa Rica Época 2005.83
DBO	Demanda Bioquímica de Oxigeno
EGM	Por sus siglas en inglés, Modelo Gravitacional Terrestre Época 2008
DGAC	Dirección General de Aviación Civil
GAM	Gran Área Metropolitana
GB	Unidad de medida de almacenamiento de información en Gygabytes
GIS	Por sus siglas en inglés, Sistemsa de Información Geográfica
GPS	Por sus siglas en inglés, Sistema de Posicionamiento Global
GNSS	Por sus siglas en inglés, Sistema Global de Navegación por satélite
E	Coordenada Este
EM	Emisario Metropolitano
H	Altura ortométrica
h	Altura elipsoídica
HDOP	Por sus siglas en inglés, Dilución de la Precisión Horizontal
IGN	Instituto Geográfico Nacional
INEC	Instituto Nacional de Estadística y Censo
ITRF	Por sus siglas en inglés, Marco de Referencia Terrestre Internacional
JBIC	Banco de Cooperación Institucional de Japón
kg/cm^2	Unidad de medida de resistencia en kilogramos por centímetro cuadrado
km^2	Unidad de medida de área en kilómetros cuadrados
l	Unidad de medida en litros
l/s	Unidad de medida de caudal en litros por segundo

m	Unidad de medida en metros
m^3/s	Unidad de medida de caudal en metros cúbicos por segundo
MAG	Ministerio de Agricultura y Ganadería
MHz	Unidad de medida en megahercios para la frecuencia
mm	Unidad de medida en milímetros
N	Coordenada Norte
PMAAMSJ	Proyecto de Mejoramiento Ambiental del Área Metropolitana de San José
PDOP	Por sus siglas en inglés, Dilución de la Precisión Posicional
ppm	Relación de proporcionalidad en partes por millón
PRCR	Proyecto de Regularización Catastro Registro
PTAR	Planta de tratamiento de aguas residuales
PVC	Por sus siglas en inglés, Policloruro de Vinilo
s	Desviación estándar
SIP	Sistema de Información de Planos
SIRGAS	Sistema de Referencia Geocéntrico para las Américas
SST	Sólidos Suspendidos Totales
TT	Tunel de Trasvase
UE AyA-JBIC	Unidad Ejecutora del Instituto Costarricense de Acueductos y Alcantarillados y el Banco de Cooperación Institucional de Japón (por sus siglas en inglés)
UEN PyC	Unidad Estratégica de Negocios Programación y Control
UTC	Por sus siglas en inglés, Tiempo Universal Coordinado
VDOP	Por sus siglas en inglés, Dilución de la Precisión Vertical
WGS84	Por sus siglas en inglés, World Geodetic System 1984
λ	Longitud Geodésica (Lambda)
φ	Latitud Geodésica (Phi)

Chacón Oviedo, Enrique

Establecimiento de Red Plani-Altimetrica Base para el Emplazamiento y Futuro Control de Emisario Final del Proyecto de Mejoramiento Ambiental del Área Metropolitana de San José.
Práctica Dirigida – Ingeniería Topográfica – San José, C.R.;
E. Chacón O., 2016.
242 h., 61 f., 41 t.

Resumen

El presente informe de Práctica Dirigida describe el procedimiento llevado a cabo para materializar un conjunto de vértices en el terreno, sobre los cuales se determinó su posición horizontal (norte, este) y elevación con un grado de exactitud muy alto.

Las redes plani-altimétricas, son indispensables en todo proyecto de ingeniería, en especial cuando estos son de gran extensión o que por sus condiciones especiales requieren garantizar cierto nivel de exactitud, ya sea para el diseño, replanteo o control de las obras. Dentro de este tipo de infraestructura se encuentra el Emisario Metropolitano, perteneciente al componente No. 1 *Red de Alcantarillado Sanitario* del PMAAMSJ del AyA, el cual representa una tubería de conducción de aguas residuales con diámetros de diseño de 1600 y 1800 mm, a través de 3113 m de recorrido y transportando 7281 l/s.

Para llevar a cabo la materialización de la red, es necesario realizar una serie de procedimientos, que inician desde los estudios preliminares para la ubicación de los vértices, el diseño y optimización de la red basado en simulaciones que garanticen la exactitud posteriori requerida de los puntos, la correcta monumentación del vértice de modo que perdure a lo largo de los años, el proceso de mediciones para los respectivos componentes planimétrico y altimétrico, para concluir con el ajuste de las observaciones y determinación de la posición de los puntos.

E.C.O.
REDES GEODÉSICAS; NIVELACIÓN DIFERENCIAL; GNSS; OPTIMIZACIÓN DE REDES; AJUSTE DE REDES; MONUMENTACIÓN DE REDES

Msc. Juan Picado Salvatierra

Tabla de Contenido

CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN **1**

1.1 Justificación del Tema **2**

1.2 Planteamiento del Problema **2**

1.3 Antecedentes del Tema **5**

1.4 Objetivos **9**

1.4.1 Objetivo general. 9

1.4.2 Objetivos específicos. 9

1.5 Alcances del Estudio **10**

1.5.1 Proyecciones. 10

1.5.2 Delimitaciones. 11

1.5.2.1 Ubicación geográfica. 11

1.5.2.2 Época de medición. 12

1.5.2.3 Sistemas de Referencia. 12

CAPÍTULO 2: MARCO TEÓRICO **13**

2.1 Superficies de Referencia **14**

2.1.1 Geoide. 14

2.1.2 Elipsoide. 14

2.1.3 Ondulación del Geoide. 15

2.1.4 Desviación de la vertical. 16

2.2 Altimetria **17**

2.2.1 Nivelación diferencial o geométrica. 17

2.2.1.1 Método del punto medio. 19

2.2.1.2 Fuentes de error en las nivelaciones diferenciales. 19

2.2.1.3 Nivel de precisión electrónico. 21

2.3 Planimetría **22**
2.3.1 Sistema de Coordenadas Geodésico 22
2.3.2 Sistema de Coordenadas Proyectado 23
2.3.2.1 Proyección Transversal de Mercator 24
2.3.3 Sistema Global de Navegación por Satélite. 26
2.3.3.1 Segmento espacial. 27
2.3.3.2 Segmento Control. 27
2.3.3.3 Segmento Usuario. 27
2.3.3.4 Señal de satélites. 28
2.3.3.5 Determinación de rango. 29
2.3.3.6 Determinación de la posición del receptor. 29
2.3.3.7 Fuentes de error en GNSS. 31
2.3.3.8 Posicionamiento GNSS estático relativo con post-proceso. 33

2.4 Errores y Ajustes en las observaciones **34**
2.4.1 Error en las mediciones. 34
2.4.2 Fuentes y tipos de errores. 35
2.4.3 Residuo y valor más probable. 35
2.4.4 Principio de mínimos cuadrados. 36
2.4.5 Ajuste de observaciones. 37
2.4.5.1 Ajuste amarrado de observaciones. 37
2.4.5.2 Ajuste libre de observaciones. 39
2.4.5.3 Software para el ajuste de observaciones. 40

2.5 Generalidades del PMAAMSJ **41**
2.5.1 Zonificación 42
2.5.2 Componentes 42
2.5.2.1 Componente 1 Red de Alcantarillado Sanitario 42
2.5.2.2 Componente 2 Planta de Tratamiento de Aguas Residuales 44

CAPÍTULO 3: MARCO METODOLÓGICO **46**

3.1 Metodología General de Trabajo **47**

3.2 Prediseño de la Red **48**
3.2.1 Requerimientos de la red. 48
3.2.2 Recopilación de información digital básica. 49
3.2.2.1 Ortofotografías con modelo de sombras de la zona. 50
3.2.2.2 Vértices preexistentes de la UE AyA-JBIC. 51
3.2.2.3 Zonas públicas y propiedades del Estado en los alrededores. 52
3.2.2.4 Ubicación de la obra civil a proyectar. 56
3.2.3 Selección de sitios de interés. 58
3.2.4 Recolección de datos de campo. 60

3.3 Diseño de la Red **66**
3.3.1 Lineamientos para el diseño. 66
3.3.2 Clasificación de vértices de red. 68
3.3.3 Selección de vértices de red. 70
3.3.4 Elección de bases y bancos de nivel de amarre. 71
3.3.5 Diseño inicial de configuración. 73
3.3.6 Diseño inicial de líneas de nivelación. 75

3.4 Simulación de la Red Inicial **76**
3.4.1 Datos necesarios para la simulación. 77
3.4.2 Software utilizado para la Simulación. 77
3.4.3 Preparación e ingreso de datos para red planimétrica. 78
3.4.4 Preparación e ingreso de datos para red altimétrica. 81

3.5 Optimización de la Red **83**
3.5.1 Modificaciones a red planimétrica. 83
3.5.2 Modificaciones a red altimétrica. 86

3.6 Monumentación de la Red **90**
3.6.1 Consideraciones para la monumentación. 91
3.6.2 Adquisición de materiales y herramientas. 92
3.6.3 Monumentación propuesta. 94

3.7 Medición de la Red **97**
3.7.1 Ejecución de líneas de nivelación. 97
3.7.1.1 Recursos humanos y materiales disponibles para las nivelaciones. 97
3.7.1.2 Planificación para las nivelaciones. 99
3.7.1.3 Consideraciones para las nivelaciones. 101
3.7.1.4 Procedimiento para las nivelaciones. 102
3.7.2 Medición con receptores geodésicos GNSS. 108
3.7.2.1 Recursos humanos y materiales disponibles para las mediciones GNSS. 109
3.7.2.2 Planificación para las mediciones GNSS. 110
3.7.2.3 Consideraciones para las mediciones GNSS. 114
3.7.2.4 Procedimiento para las mediciones GNSS. 116

3.8 Cálculo de Observaciones de la Red. **118**
3.8.1 Determinación de desniveles. 119
3.8.2 Procesamiento de vectores GNSS 120
3.8.2.1 Equipo de cómputo y software utilizado. 121
3.8.2.2 Procedimiento para la obtención de vectores GNSS. 121

3.9 Ajuste de la Red **128**
3.9.1 Ajuste de la red altimétrica. 129
3.9.1.1 Procedimiento para el ajuste libre vertical. 129
3.9.1.2 Procedimiento para el ajuste amarrado vertical. 130
3.9.2 Ajuste de la red planimétrica. 130
3.9.2.1 Procedimiento para el ajuste libre horizontal. 131
3.9.2.2 Procedimiento para el ajuste amarrado horizontal. 135

CAPÍTULO 4: RESULTADOS Y ANÁLISIS DE LA INFORMACIÓN **137**

4.1 Simulación de Red **138**
4.1.1 Resultados y análisis de simulación altimétrica. 138
4.1.2 Resultados y análisis de simulación planimétrica. 140

4.2 Diseño Definitivo y materialización de Red **144**
4.2.1 Resultados generales, análisis del diseño y materialización de la red 144

4.3 Medición de la Red **147**
4.3.1 Resultados y análisis de líneas de nivelación. 147
4.3.2 Resultados generales y análisis de vectores GNSS procesados. 150

4.4 Ajuste de Red Altimétrica **152**
4.4.1 Resultados y análisis de ajuste libre de red altimétrica. 153
4.4.2 Resultados y análisis de ajuste amarrado de red altimétrica. 156

4.5 Ajuste de Red Planimétrica **164**
4.5.1 Resultados y análisis de ajuste libre de red planimétrica. 165
4.5.2 Resultados y análisis de ajuste amarrado de red planimétrica. 171

CAPÍTULO 5: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES **182**

5.1 Conclusiones **183**

5.2 Recomendaciones **185**

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS **187**

ANEXOS **190**

Índice de Figuras

Figura 1. Ubicación geográfica del Emisario Metropolitano. 11
Figura 2. Representación del elipsoide y el geoide. 15
Figura 3. Representación de ondulación del geoide y desviación de la vertical. 16
Figura 4. Esquema de nivelación diferencial simple. 18
Figura 5. Esquema del método del punto medio en la reducción de errores. 19
Figura 6. Representación del sistema de coordenadas geodésico y cartesiano. 23
Figura 7. Representación de la proyección Transversal de Mercator. 25
Figura 8. Desarrollo de la proyección Transversal de Mercator. 25
Figura 9. Desfase en señal de códigos seudo-aleatorios entre el receptor y el satélite. 29
Figura 10. Posición de un receptor a partir de la intersección de distancias. 30
Figura 11. Principales fuentes de error en una seudo-distancia. 33
Figura 12. Curva de distribución normal del error. 36
Figura 13. Diagrama general del PMAAMSJ. 45
Figura 14. Esquema general de trabajo. 47
Figura 15. Detalle de combinación de ortofotos y modelo de sombras. 51
Figura 16. Localización de puntos existentes alrededor del EM para el año 2014. 52
Figura 17. Información de zonas públicas y propiedades estatales en el sector Pavas y La Urúca. 54
Figura 18. Resultados de búsqueda para zonas públicas en el programa SIP. 55
Figura 19. Localización de zonas públicas de parque y propiedades estatales cercanos al EM. 56
Figura 20. Detalle de trayecto de EM, interconexión con TT, accesos de construcción y desfogues. 58
Figura 21. Base de datos existente para el diseño de la red. 66
Figura 22. Clasificación de vértices de red. 70
Figura 23. Bases para el enlace planimétrico de la red. 73
Figura 24. Propuesta inicial de red planimétrica. 74
Figura 25. Propuesta inicial de red altimétrica. 76
Figura 26. Ingreso de puntos al programa *ARGE-DOGO®* para simulación planimétrica. 80
Figura 27. Ingreso de observaciones al programa *ARGE-DOGO®* para simulación planimétrica. 81
Figura 28. Diferencias en el sector sur entre la red planimétrica inicial y la modificada. 84
Figura 29. Diferencias en el sector norte entre la red planimétrica inicial y la modificada. 86
Figura 30. Diferencias en el sector sur entre la red altimétrica inicial y la modificada. 88
Figura 31. Diferencias en el sector norte entre la red altimétrica inicial y la modificada. 89
Figura 32. Materiales y herramientas básicas para la monumentación. 94
Figura 33. Esquema de monumentación sobre terreno natural. 95
Figura 34. Esquema de monumentación sobre cordón y acera. 96
Figura 35. Rotulación de monumentos en terreno natural y sobre cordón y acera. 96

Figura 36. Instrumentación y herramientas para la nivelación diferencial. 98
Figura 37. Creación de archivo y adición de punto en el colector de datos. 103
Figura 38. Ejemplo de procedimiento de nivelación entre los vértices GERO1 y EM19. 104
Figura 39. Creación de línea e interfaz de nivelación en el colector de datos. 106
Figura 40. Control de distancias acumuladas frente, espalda y su diferencia en colector de datos. 107
Figura 41. Determinación del error en una nivelación ida y vuelta. 108
Figura 42. Instrumentación y herramientas para las mediciones GNSS. 109
Figura 43. Secuencia de avance en la planeación de las mediciones GNSS. 113
Figura 44. Posicionamiento de un receptor geodésico *Topcon Hiper V* sobre el mojón EM03. 117
Figura 45. Ficha técnica del punto GERO13. 118
Figura 46. Ejemplo de determinación del desnivel entre los mojones EM13 y EM14. 120
Figura 47. Parámetros de configuración iniciales del programa *Topcon Tools* para el post-proceso de las observaciones GNSS. 123
Figura 48. Renombre de puntos para una misma ocupación de receptor. 124
Figura 49. Complemento de datos de ocupación a partir de información de fichas técnicas. 125
Figura 50. Depuración de señal de satélite discontinua. 126
Figura 51. Inclusión de efemérides precisas al programa. 127
Figura 52. Inclusión de medidas y precisión de vectores GNSS luego de ser procesados. 128
Figura 53. Parámetros de configuración del programa *Topcon Tools* para el ajuste de los vectores GNSS. 132
Figura 54. Clasificación de vectores GNSS según su precisión horizontal. 133
Figura 55. Selección de vectores GNSS para el ajuste de la red planimétrica acorde a los lineamientos establecidos. 134
Figura 56. Fijación de bases como puntos de control en el ajuste amarrado. 136
Figura 57. Detalle de ajuste planimétrico libre. 166
Figura 58. Detalle de ajuste planimétrico amarrado inicial. 172
Figura 59. Detalle de ajuste planimétrico sector 1. 174
Figura 60. Detalle de ajuste planimétrico sector 2. 175
Figura 61. Detalle de ajuste planimétrico sector 3. 176

Índice de Tablas

Tabla 1. Selección de sitios de interés para visitas de campo. 60
Tabla 2. Recolección de datos de campo de puntos preliminares para conformación de red. parte 1..... 63
Tabla 3. Recolección de datos de campo de puntos preliminares para conformación de red. parte 2..... 64
Tabla 4. Recolección de datos de campo de puntos preliminares para conformación de red. parte 3..... 65
Tabla 5. Datos de entrada de puntos al programa *ARGE-DOGO®*. 78
Tabla 6. Datos de entrada de observaciones al programa *ARGE-DOGO®*, parte 1..... 79
Tabla 7. Datos de entrada de observaciones al programa *ARGE-DOGO®*, parte 2..... 79
Tabla 8. Datos de entrada de bancos de nivel al programa *ARGE-DOGO®*. 82
Tabla 9. Datos de entrada de líneas de nivelación al programa *ARGE-DOGO®*..... 82
Tabla 10. Planeación en la ejecución de líneas de nivelación. 100
Tabla 11. Resumen de simulación altimétrica..... 138
Tabla 12. Observaciones de simulación altimétrica. 139
Tabla 13. Puntos de simulación altimétrica..... 140
Tabla 14. Resumen de simulación planimétrica..... 140
Tabla 15. Observaciones de simulación planimétrica. 142
Tabla 16. Puntos de simulación planimétrica..... 143
Tabla 17.Generalidades de diseño de red..... 145
Tabla 18. Visuales de puntos de la red. 146
Tabla 19. Desniveles de líneas de nivelación, parte 1..... 148
Tabla 20. Desniveles de líneas de nivelación, parte 2..... 149
Tabla 21. Generalidades de vectores GNSS obtenidos. 150
Tabla 22. Resumen de ajuste libre altimétrico. 153
Tabla 23. Observaciones de ajuste libre altimétrico..... 154
Tabla 24. Puntos de ajuste libre altimétrico. 155
Tabla 25. Resumen de ajuste amarrado altimétrico..... 156
Tabla 26. Observaciones de ajuste amarrado altimétrico..... 157
Tabla 27. Puntos de ajuste amarrado altimétrico..... 159
Tabla 28. Resumen de ajuste amarrado altimétrico modificado. 160
Tabla 29. Observaciones de ajuste amarrado altimétrico modificado..... 162
Tabla 30. Puntos de ajuste amarrado altimétrico modificado. 163
Tabla 31. Resumen de ajuste libre planimétrico. 165
Tabla 32. Observaciones de ajuste libre planimétrico, parte1..... 167
Tabla 33. Observaciones de ajuste libre planimétrico, parte2..... 168
Tabla 34. Observaciones de ajuste libre planimétrico, parte3..... 169
Tabla 35.Puntos de ajuste libre planimétrico. 170

Tabla 36. Resumen de ajuste amarrado planimétrico inicial. 171
Tabla 37. Resumen de ajuste amarrado planimétrico por sectores. 173
Tabla 38. Observaciones de ajuste amarrado planimétrico sector 1 177
Tabla 39. Observaciones de ajuste amarrado planimétrico sector 2 178
Tabla 40. Observaciones de ajuste amarrado planimétrico sector 3 179
Tabla 41. Puntos de ajuste amarrado planimétrico sector. 180

Índice de Anexos

Anexo 1: Especificaciones Técnicas de Instrumentos de Medición Utilizados 191
Anexo 2: Detalle del Procedimiento Utilizado para la Construcción de Mojones 195
Anexo 3: Cronograma de Actividades Ejecutado en Campaña de Medición GNSS 200
Anexo 4: Costos Estimados de las Principales Actividades del Proyecto 203
Anexo 5: Criterios de Clasificación de Redes y Aplicaciones Según IPGH 204
Anexo 6: Fichas Descriptivas de Puntos de la Red Plani-Altimétrica Establecida 205

Capítulo 1: Introducción

1.1 Justificación del Tema

El AyA es una institución pública autónoma, que tiene entre otros fines la administración, operación y mantenimiento de los sistemas de suministro de agua potable, recolección y tratamiento de aguas residuales a lo largo de distintas zonas del territorio nacional, incluyendo el Área Metropolitana de San José.

En los últimos años el rápido crecimiento de la población en la áreas urbanas, aunado a la falta de inversión en infraestructura de alcantarillado sanitario, ha ocasionado que las aguas residuales estén siendo vertidas en los ríos del AMSJ sin ningún tipo de tratamiento, con el fin de mejorar esta situación nace el Proyecto de Mejoramiento Ambiental del Área Metropolitana de San José (Equipo SAPROF, S.F.).

La escogencia del tema de investigación *Establecimiento de Red Plani-Altimétrica Base para el Emplazamiento y Futuro Control de Emisario Final del Proyecto de Mejoramiento Ambiental del Área Metropolitana de San José*, se da por razones de carácter social, al buscar el beneficio de la comunidad en cuanto al mejoramiento ambiental de San José, el cual desde el aporte de la ingeniería topográfica, lo constituye en todos los procesos para la consecución del establecimiento de una red de puntos con suficiente exactitud, de forma tal que la obra pueda construirse acorde al diseño preconcebido y se garantice así el adecuado funcionamiento de la misma.

1.2 Planteamiento del Problema

Siendo el Instituto Costarricense de Acueductos y Alcantarillados ente rector en materia de agua potable y saneamiento, acorde a su ley constitutiva No 2726, le corresponde la planificación y el otorgamiento de las obras del proyecto bajo la modalidad de administración sobre el AMSJ (Equipo SAPROF, S.F.). Es por ello que en el 2007 inicia la conformación de un equipo interdisciplinario para ejecutar el PMAAMSJ, compuesto por distintas unidades técnicas de ingeniería, ambiental, construcción, administración de

contratos y administración financiera, todas ellas formando la UE AyA-JBIC.

Desde los inicios de esta Unidad Ejecutora, el Departamento de Topografía (parte de la Unidad Técnica de Ingeniería), ha venido estableciendo redes con puntos coordenados altimétricos y planimétricos para la fiscalización y control de calidad en las labores realizadas por las empresas adjudicatarias, dentro de las etapas de diseño y construcción de las obras. Con el avance de los componentes del proyecto, estas redes han sido densificadas a lo largo del AMSJ, materializándose una gran cantidad de vértices con altas exactitudes.

En el año 2012, luego de concluir la etapa de diseño de los componentes del PMAAMSJ, se inició la formulación de las nuevas licitaciones, tanto para el Emisario Metropolitano, el Tunel Trasvase *Los Hatillos*, colectores y subcolectores de aguas residuales. Con el advenimiento de la construcción de dichos componentes del proyecto, el Departamento de Topografía de la UE AyA-JBIC, analizó qué sectores debían ser reforzados con nuevos vértices, para llevar a cabo las labores de fiscalización de las distintas obras de manera satisfactoria. Propiamente en el trayecto desde el *Bajo Los Ledezma* hasta las inmediaciones del aeropuerto *Tobías Bolaños*, en la zona donde se ubicó el EM, para el año 2013 se contaba con el siguiente panorama:

- Sobre la margen sur del río Torres, existían escasos puntos de la UE AyA-JBIC, los cuales si bien habían sido establecidos para el mismo proyecto se encontraban alejados del sitio de construcción del EM.

- Por su parte sobre la margen norte del Río Torres existían más vértices que sobre la margen sur, los cuales se materializaron para fiscalizar el levantamiento topográfico realizado por las empresas contratadas para el diseño. Sin embargo algunos de esos vértices con el paso de los años habían sido destruidos u obstruidos por nuevas construcciones en el sector, tales como condominios, edificios de apartamentos, reconstrucción de aceras, recarpeteo de calles y el proceso de edificación de la misma PTAR *Los Tajos*.

- Aunado a lo anterior se presentaba que de los vértices materializados, no todos ellos contaban con exactitud planimétrica y altimétrica a la vez, ya que algunos correspondían a bancos de nivel (con exactitud altimétrica pero sin posición), otros a puntos GPS (con exactitud planimétrica pero sin altura).

- Además los puntos existentes no correspondían a una única red, que fuese medida y ajustada en la misma época, sino a distintas redes y trabajos de densificación que habían sido desarrollados con el paso de los años acorde al avance del proyecto en general, donde intervenían distintas medidas y ajustes.

El EM pertenece al componente *No. 1 Red de Alcantarillado Sanitario* del PMAAMSJ, este representa una tubería de conducción con diámetros de diseño de 1600 y 1800 mm, que recolectará aguas residuales de los colectores Tiribí y María Aguilar a través del Túnel Trasvase denominado *Los Hatillos* y la interconexión directa de los colectores Torres y Rivera; para descargar en la PTAR *Los Tajos*, con un recorrido de 3113 m y trasportando un caudal de 7281 l/s (UE AyA-JBIC, 2007).

Bajo este panorama radicó la importancia de contar con una red con la exactitud adecuada en los alrededores de donde se construyó el emisario final, pues el diseño y construcción de sistemas de alcantarillado sanitario, tal como el emisario final, implica pendientes muy críticas. Debido a que el flujo viaja por gravedad, pendientes muy bajas ocasionan la deposición de sólidos en las aguas residuales, generando malos olores por el sulfuro de hidrógeno presente; mientras que pendientes muy altas causan abrasión en la tubería, desgastándola gradualmente (Paredes, 1987). Lo anterior hace que las exactitudes para redes de alcantarillado sanitario sean más altas que las requeridas para sistemas de acueductos y por ende las metodologías y técnicas utilizadas en la topografía de las obras.

Las labores de campo finalizaron en el año 2014, algunos de los vértices materializados fueron ya utilizados por el AyA para las labores de fiscalización en la construcción de la obra y se espera puedan servir para futuros trabajos de interconexión de redes pendientes, así como en labores de control del mismo.

1.3 Antecedentes del Tema

En la década de los 60's, las aguas residuales del Área Metropolitana de San José eran previamente recolectadas y transferidas a las plantas de tratamiento ubicadas en la zona. El rápido crecimiento de la población en estas áreas urbanas a lo largo del tiempo, ocasionó deficiencias en la capacidad del sistema y por ende que se originarán conexiones ilícitas entre otras tuberías de drenaje pluvial. Lo anterior aunado al escaso mantenimiento e inversión en PTAR a lo largo del tiempo, ha generado que en la actualidad las aguas residuales en su mayoría estén siendo vertidas directamente a los principales ríos del AMSJ sin ningún tipo de tratamiento (UE AyA-JBIC, 2008). Según datos del INEC del 2007, de la disposición total de aguas residuales en el país, correspondía a un 25% de aguas residuales con sistema de recolección pero sin tratamiento, por otro lado solo el 3.5% estaba asociado a aguas residuales con tratamiento y recolección.

Los orígenes del PMAAMSJ se remontan al año 1977 con la formulación del estudio DRENACA, elaborado por la empresa consultora Mexicana *EYPSA*. El principal objetivo del estudio consistió en el diagnóstico de los principales problemas de inundación en el GAM para la época. El estudio relaciona como una de las causas de inundación, la descarga directa y sin tratamiento de aguas residuales al río Virilla y sus afluentes, así como la capacidad hidráulica insuficiente para la conducción de aguas negras y pluviales (EYPSA, 1979). En fases posteriores del estudio, se formularon distintos proyectos de ingeniería para solventar la problemática, entre los cuales se planteó la ampliación del alcantarillado sanitario y la construcción de una PTAR para el GAM.

En el año 1989 se crea el Plan Maestro de Alcantarillado Sanitario para la Gran Área Metropolitana, realizado por la compañía Israelí *Tahal*. Con base en el plan maestro desarrollado, en 1997 se contrata a la firma Brasileña *Geotecnia* para que realice los estudios de factibilidad y diseños preliminares del alcantarillado sanitario del GAM. El proyecto se llevó a cabo con fondos del Gobierno Japonés administrados por el BID.

Para este entonces era claro para el AyA que dada la magnitud del proyecto en cuanto a extensión y exactitudes requeridas, era necesario contar con la suficiente cantidad de puntos distribuidos a lo largo del GAM, debidamente materializados, medidos y ajustados, para poder hacer frente al inicio de la obra.

Para el año 2002, luego de un cambio en las políticas del Gobierno sobre el endeudamiento externo, se inicia la búsqueda del financiamiento requerido con el JBIC, en 2004 se formula el proyecto ante la entidad financiera y en 2005 inicia el préstamo.

En el año 2003, el Ing. Carlos Montero, funcionario del AyA, culmina el proyecto de graduación en Licenciatura en Ingeniería Topográfica y Geodésica de la Universidad Nacional de Costa Rica, denominado *Red Geodésica Base Para Futuro Replanteo De Tunel Los Hatillos Proyecto de Alcantarillado Sanitario Gran Área Metropolitana, Instituto Costarricense de Acueductos y Alcantarillados*. El cual consiste en la materialización de una red geodésica, específicamente diseñada para apoyo en las labores de replanteo del Túnel Los Hatillos. El proyecto utilizó la metodología e instrumentación con que contaba la institución para la época, empleándose niveles de precisión ópticos para el componente altimétrico y estaciones totales para la medición de ángulos y distancias de la parte planimétrica. Cabe aclarar que para la fecha de realización del proyecto aún no existía el sistema de proyección de coordenadas oficial para Costa Rica CRTM05, por lo que la red quedó enlazada al sistema conocido como Lambert Norte (Montero, 2003).

Hacia finales del 2006 se pone en marcha el PMAAMSJ, mediante la creación de la ley No. 8559 *Aprobación del Contrato de Préstamo Externo N° CR-P4, suscrito por el Gobierno de la República de Costa Rica y el Banco Japonés para la Cooperación Internacional, para Financiar Proyecto Mejoramiento del Medio Ambiente del área Metropolitana.*

En el año 2007 se inicia la conformación de un equipo interdisciplinario para ejecutar el proyecto, el cual como ya se mencionó, dentro de otras dependencias creadas se encuentra el Departamento de Topografía. Dicho departamento desde entonces se ha dado a la tarea

primordialmente de fiscalizar las labores realizadas por los distintos consultores, a lo largo de todas las etapas y componentes con que cuenta el proyecto. Lo anterior necesariamente implica el establecimiento de redes geodésicas y su densificación acorde a las necesidades y avance de la obra.

Entre los años 2007 y 2008 se convocan las licitaciones públicas internacionales 2007LI-00002-PRI *Servicios de Consultoría en Ingeniería Para la Elaboración de los Diseños Finales de la ampliación del Sistema de Alcantarillado Sanitario del Área Metropolitana de San José y para la Supervisión de las Obras y* 2008LI-000002-PRI *Diseños Finales, Construcción, Equipamiento, Pruebas, Puesta en Servicio y Transferencia Tecnológica de la Planta de Tratamiento de Aguas Residuales Los Tajos.*

En los cuatro años subsiguientes hasta la entrega de los diseños contratados, el Departamento de Topografía de la UE AyA-JBIC llevó a cabo las labores de supervisión, revisión y fiscalización de la información topográfica levantada por las empresas adjudicatarias, apoyado en las redes de bancos de nivel y puntos GPS a lo largo de toda el AMSJ.

La cantidad de información geoespacial generada en el período 2008-2012 por parte de la UE AyA-JBIC, abrió la posibilidad a múltiples temas de investigación en el área de la Geodesia y la Topografía. En 2013 el Ing.Wilberth Montoya elabora el proyecto final de graduación *Establecimiento y Análisis de una Red Altimétrica para el Control Vertical del Diseño y Construcción del Nuevo Alcantarillado Sanitario, Área Metropolitana, de San José.* La investigación requisito de graduación en la carrera de Licenciatura en Ingeniería Topográfica y Geodésica de la Universidad Nacional de Costa Rica, toma 82 bancos de nivel establecidos a lo largo del AMSJ en una extensión de entre 80 a 100 km^2, para conformar una red altimétrica enlazada a 18 bancos de nivel del IGN y genera además un modelo empírico de la ondulación del geoide en la zona (Montoya, 2013). Es necesario indicar que por la extensión de la red, los bancos de nivel quedaron separados por distancias cercanas al kilómetro.

Así en el año 2013 se convoca la nueva licitación pública internacional 2013LI-000005-PRI *Construcción del Emisario Metropolitano*, para ser adjudicada en el año siguiente a la empresa Española FCC. Por el panorama que se presentaba en la zona inmediata de construcción en aquel entonces, llevó al planteamiento y desarrollo de la presente práctica dirigida *Establecimiento de Red Plani-Altimétrica Base para el Emplazamiento y Futuro Control de Emisario Final del Proyecto de Mejoramiento Ambiental del Área Metropolitana de San José*, concluyendo las labores de campo a final del año 2014, para materializar así la red requerida.

1.4 Objetivos

1.4.1 Objetivo general.

- Establecer una red plani-altimétrica a partir de la red geodésica existente del AyA, como base para el replanteo y futuro control del Emisario Metropolitano del proyecto de Mejoramiento Ambiental del Área Metropolitana de San José.

1.4.2 Objetivos específicos.

- Proponer la ubicación preliminar de los nuevos vértices alrededor de la línea del Emisario Metropolitano.

- Establecer la ubicación definitiva de los puntos que conformarán la red, con base en criterios que brinden una óptima configuración.

- Definir el tipo de mojón a construir que garantice la permanencia de los puntos a lo largo del tiempo.

- Realizar la monumentación de los vértices de la red acorde al tipo de estructura definida.

- Medir desniveles entre los bancos de nivel, con amarres a la red altimétrica existente del AyA mediante nivelación diferencial.

- Obtener vectores de observación entre los vértices, con amarres a la red planimétrica existente del AyA mediante el uso de los sistemas de posicionamiento global por satélite.

- Determinar la posición tridimensional de los vértices mediante el ajuste de las observaciones obtenidas.

1.5 Alcances del Estudio

1.5.1 Proyecciones.

Con el establecimiento de la red de densificación a lo largo de la línea del EM, la UE AyA-JBIC contará con datos planimétricos y altimétricos como base para el control de estabilidad y deformaciones en el emisario, abriendo la posibilidad a futuras investigaciones que planteen metodologías e instrumentación para el monitoreo de la misma, especialmente en sitios críticos como las interconexiones con el TT y PTAR, así como sectores donde la tubería se encuentra expuesta (aérea).

Dentro del PMAAMSJ aún quedan algunos componentes por ejecutar en los alrededores donde se materializó la red, estos proyectos corresponden a la red de estaciones de bombeo de aguas residuales en el sector de Pavas la cual se interconectara con el EM en las cercanías del Aeropuerto *Tobías Bolaños* y la ampliación de la segunda etapa de la PTAR *Los Tajos*, pudiéndose hacer uso de algunos puntos de la red para dichas labores.

Por otro lado a lo largo de la zona se evidencian muchos desarrollos urbanísticos y con la actual operación de la PTAR, es de esperar que nuevos desarrollos y algunos existentes requieran interconectar sus sistemas de alcantarillado sanitario a los sistemas del PMAAMSJ, de esta forma los vértices materializados en los alrededores servirán de enlace o partida para los trabajos topográficos necesarios para interconexiones futuras.

Diversas Instituciones Gubernamentales que cuentan con infraestructura y terrenos en los alrededores, ICE, DGAC, CNE, Municipalidad de San José, entre otras, podrán hacer uso de la red para la ejecución de sus proyectos. Lo anterior a través de las fichas descriptivas de cada punto que serán facilitadas, las cuales contienen entre otros aspectos sus coordenadas, exactitud, ubicación y referencias.

1.5.2 Delimitaciones.

1.5.2.1 Ubicación geográfica.

La extensión de la red de densificación se encuentra delimitada por el recorrido del Emisario Metropolitano a lo largo de 3.1 km, iniciando aproximadamente en las coordenadas del sistema de proyección CRMT05 1 099 892 N, 487 266 E, en las inmediaciones del *Bajo Los Ledezmas* y finalizando en 1 101 447 N, 485 048 E en el sitio de la PTAR *Los Tajos*, acorde se muestra en la Figura 1.

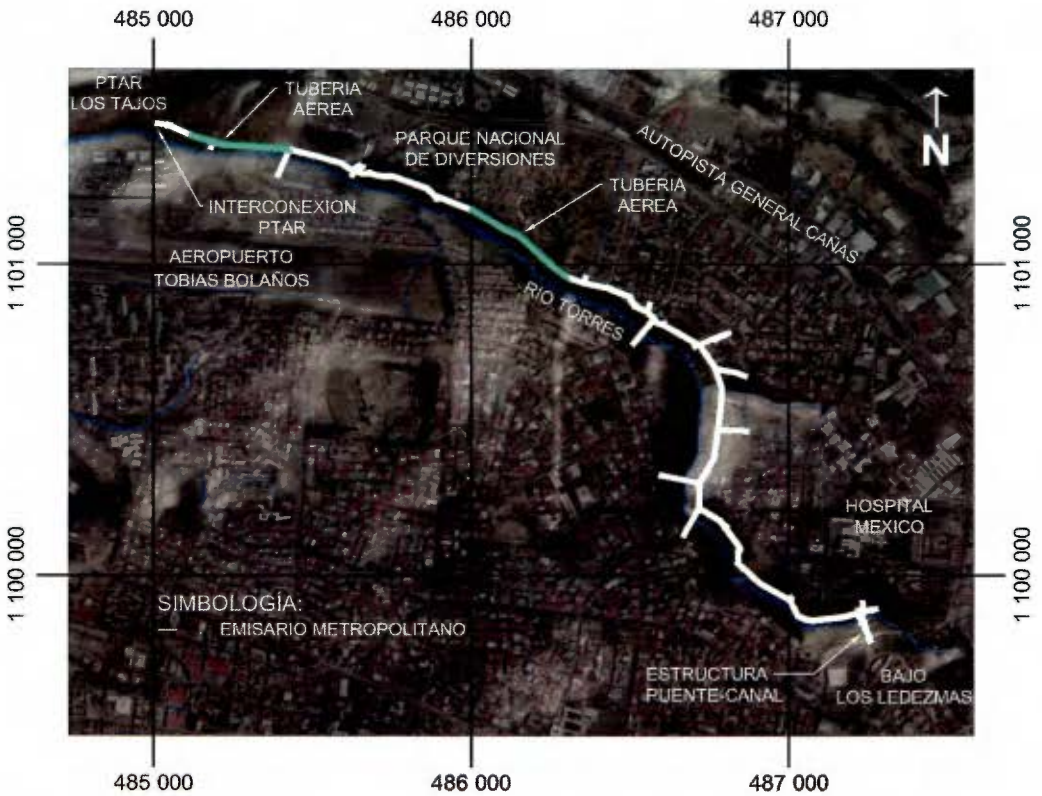


Figura 1. Ubicación geográfica del Emisario Metropolitano.
Sistema de proyección CRTM05. Fuente: Adaptado de ortofotos 1: 1000 PRCR, 2006.

1.5.2.2 Época de medición.

Los parámetros y exactitudes que se determinaron para los vértices de la red, tanto en el componente planimétrico como altimétrico están referidos a su época de medición, la cual corresponde a noviembre del año 2014 (época 2014,92).

1.5.2.3 Sistemas de Referencia.

Con fundamento en el decreto ejecutivo 33797-MJ-MOPT publicado en la gaceta 108 del 6 de junio del 2007, los sistemas geodésico y cartográfico de referencia horizontal para la red corresponden al CR05 y CRTM05 respectivamente, en donde todo trabajo catastral y geodésico que desarrollen o contraten en el país empresas públicas o privadas, deben ir enlazados a éstos sistemas. Al no existir a la fecha un modelo de geoide oficializado para el datum CR05, el sistema de referencia vertical corresponde a un sistema local, establecido por el AyA para el PMAAMSJ, a partir de las elevaciones de bancos de nivel del IGN localizados en los alrededores del AMSJ.

Capítulo 2: Marco Teórico

2.1 Superficies de Referencia

2.1.1 Geoide.

Corresponde a una superficie física, equipotencial, continua y cerrada, que se extiende parcialmente por el interior de los continentes y se determina a partir del nivel medio del mar de los océanos en calma, sin contemplar el efecto de sus mareas. Esta superficie se emplea como referencia para la determinación de altura ortométrica H, presenta forma irregular y se aproxima a un elipsoide de revolución ligeramente achatado por los polos (Domínguez, 1998).

2.1.2 Elipsoide.

Es la superficie matemática, que se utiliza como base para el cálculo de la latitud φ y longitud λ geodésicas de los puntos sobre la superficie de la Tierra. Siendo el geoide irregular, no puede ser aceptado como superficie de referencia para definir la posición de los vértices geodésicos, por ello es necesario definir un sistema fijo al cual referir estas posiciones, recurriendo a la adopción de un determinado elipsoide que se adapte en lo posible al geoide (Millán, 2006). La relación entre el geoide y el elipsoide se muestra en la Figura 2.

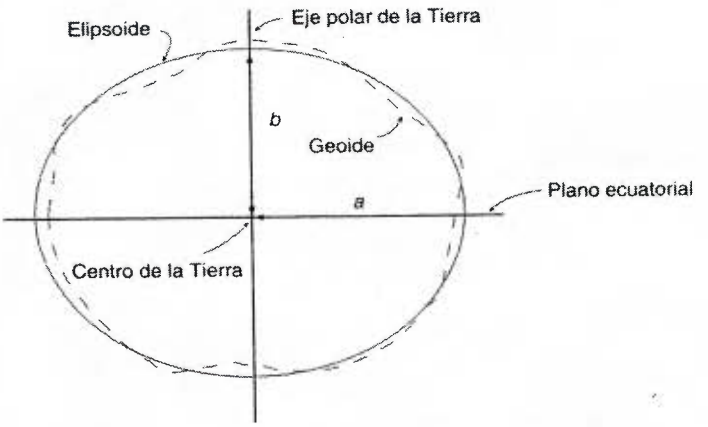


Figura 2. Representación del elipsoide y el geoide.
Fuente: Wolf & Ghilani, 2009.

2.1.3 Ondulación del Geoide.

El geoide es una superficie física definida por la gravedad y el elipsoide una representación matemática de la forma de la Tierra, por lo que existen diferencias entre ambos, así el geoide puede desviarse de algunos elipsoides hasta 100 m o más, dependiendo de la localidad. Los instrumentos topográficos tradicionales están referidos a la gravedad terrestre y por ende las mediciones obtenidas se hacen comúnmente respecto al geoide.

La distancia h desde un punto sobre el terreno respecto a la superficie del elipsoide se llama altura elipsoidal y H para altura ortométrica entre el vértice y el geoide. La separación entre el geoide y el elipsoide crea una diferencia entre estas elevaciones conocida como la ondulación del geoide N y puede observarse frecuentemente al comparar la altura elipsoídica de un punto obtenido con equipo GNSS, con respecto a su altura ortométrica determinada por nivelación diferencial (Wolf & Ghilani, 2009). La relación entre las tres variables se expresa mediante la Ecuación 1.

$$N = h - H \qquad \text{(Ecuación 1)}$$

Donde N es la ondulación del geoide, H representa la altura ortométrica y h corresponde a la altura elipsoídica.

2.1.4 Desviación de la vertical.

Similar a lo ocurrido con la ondulación del geoide, las desigualdades entre las superficies físicas y matemáticas de referencia ocasionan que para cualquier punto sobre el terreno, existan diferencias entre la dirección de la gravedad local y la normal al elipsoide, formando un ángulo denominado desviación de la vertical. Generalmente este ángulo se reporta mediante sus proyecciones ortogonales sobre el meridiano y los planos normales (Wolf & Ghilani, 2009). La relación entre la ondulación del geoide y la desviación de la vertical se representan en la Figura 3.

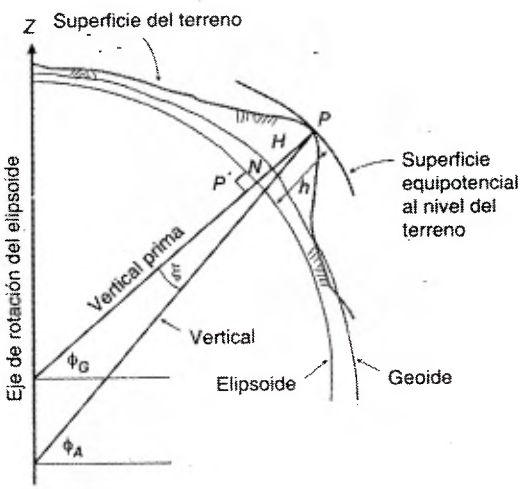


Figura 3. Representación de ondulación del geoide y desviación de la vertical.
Fuente: Wolf & Ghilani, 2009.

2.2 Altimetría

La altimetría es un término genérico que corresponde a la aplicación de distintos métodos y técnicas para determinar las elevaciones o diferencias de elevación entre los puntos de la superficie terrestre (Wolf & Ghilani, 2009).

Para poder relacionar diferentes trabajos entre sí, se opta por utilizar una misma superficie de referencia, a la que se asigna una elevación inicial. Esta superficie comúnmente corresponde al geoide, definido a partir del nivel medio del mar, el cual se determina con base en mediciones mareográficas durante largos periodos de tiempo.

En todo trabajo altimétrico ha de partirse de un banco de nivel de origen con elevación conocida, por lo que para determinar la altura de todos los demás puntos, basta con obtener los desniveles entre cada par de vértices, reduciendo así el problema altimétrico al cálculo de los mismos (Millán, 2006).

2.2.1 Nivelación diferencial o geométrica.

Corresponde al método más preciso y de uso común, empleado para determinar el desnivel entre puntos. Cuando dos vértices cuya diferencia de elevación se pretende hallar, están próximos en distancias y altura, si el valor puede determinarse directamente, a la nivelación geométrica se le llama simple. Si por el contrario los puntos están alejados, o el desnivel excede las lecturas máximas que pueden realizarse con el equipo, deben colocarse puntos intermedios para realizar varias nivelaciones geométricas simples, denominándose compuesta. Es este método, se usa un nivel de precisión, el cual es esencialmente un telescopio con una ampliación fija, con el cual se leen estadias o miras graduadas, situadas sobre puntos fijos. Se establece una línea visual horizontal dentro del telescopio mediante un compensador automático. (Millán, 2006)

Para la ejecución de la nivelación diferencial, se parte de una elevación conocida o

asumida del banco de nivel. Después de nivelar el instrumento, una visual dirigida a una mira en posición vertical sobre el banco de nivel da una lectura inicial aditiva llamada lectura hacia atrás o de espalda, lo cual se toma sobre la estadia posicionada en el punto con elevación conocida o supuesta. La lectura hacia atrás anterior se utiliza para determinar la altura del instrumento, que se define como la distancia vertical del plano de referencia a la línea visual del nivel. Una segunda lectura sustractiva denominada hacia adelante o de frente, se realiza sobre la mira emplazada verticalmente en el punto cuya elevación se desea determinar (Wolf & Ghilani, 2009). Si se resta la lectura sustractiva a la altura del instrumento, se obtiene la elevación del punto incógnita, tal como se indica en la Ecuación 2 y se muestra gráficamente en la Figura 4.

$$H_B = H_A + L_E - L_F \qquad \text{(Ecuación 2)}$$

Donde H_B es la elevación a determinar del punto B; H_A es la elevación conocida del punto A; L_E es la lectura aditiva de espalda y L_F es la lectura sustractiva de frente.

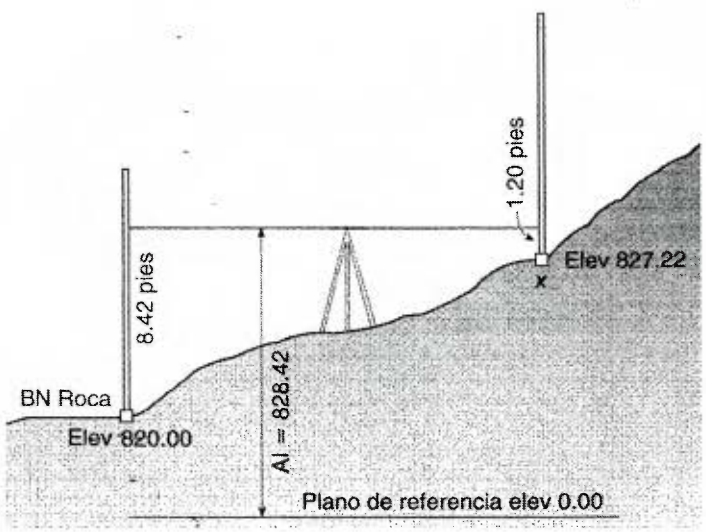


Figura 4. Esquema de nivelación diferencial simple.
Fuente: Wolf & Ghilani, 2009.

2.2.1.1 Método del punto medio.

Consiste en un método que se puede implementar en la nivelación diferencial, siendo el más recomendable y el que ha de usarse siempre que sea posible (Wolf & Ghilani). Se basa en el principio de colocar el nivel de precisión en medio de los puntos donde se efectuarán las lecturas de frente y espalda, de forma tal que la distancia horizontal entre ambos puntos y el nivel sea similar. De este modo es posible eliminar los principales errores sistemáticos que ocurren en una nivelación, incluso los de difícil corrección como lo son los producidos por efectos de la curvatura terrestre, refracción atmosférica y el error instrumental, tal como se muestra en la Figura 5

La equidistancia del nivel a las miras basta realizarla a pasos, incluso para nivelaciones de precisión. Por otra parte, la nivelación es más precisa a distancias cortas que a distancias largas, por lo que suele limitarse la longitud a 100 pasos como máximo, equivalentes a unos 80 metros. (Millán, 2006).

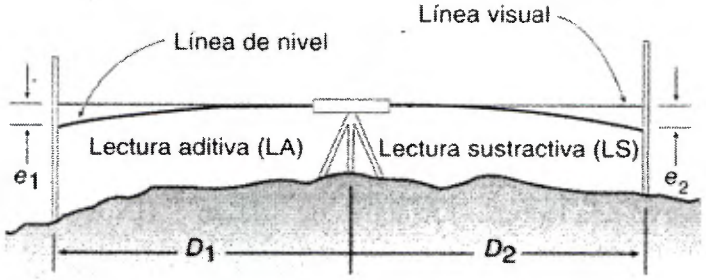


Figura 5. Esquema del método del punto medio en la reducción de errores.
Fuente: Wolf & Ghilani, 2009.

2.2.1.2 Fuentes de error en las nivelaciones diferenciales.

Los errores que pueden afectar este tipo de nivelación son numerosos, algunos pueden ser fáciles de predecir y corregir, mientras que otros son difíciles de detectar y eliminar. A continuación se presentan los errores más comunes que intervienen en una nivelación

diferencial, con el fin de comprender sus orígenes y las precauciones a considerar:

- **Error instrumental:** Si el eje del nivel no es paralelo al del anteojo, al estar nivelado el instrumento la línea de colimación no es horizontal y se comete un error en las lecturas, proporcional a la distancia que separa la mira del instrumento. Debido a que el error ocurre con los mismos signos en ambas lecturas (las incrementa o disminuye), al situar el nivel equidistante a las miras, los errores se igualan y eliminan mediante el cálculo de desnivel por diferencia de lecturas

- **Error de curvatura o esfericidad:** Es producido por el de efecto la curvatura terrestre, como este error se comete en la lectura a cada una las miras y tiene el mismo valor por encontrarse el nivel en el punto medio; queda eliminado al calcular el desnivel por diferencia de lecturas a cada mira.

- **Error de refracción:** Al igual que para el error por curvatura, el error debido a la refracción atmosférica, al presentar la misma influencia en la dos mediciones que se efectúen, al calcular su diferencia este se elimina. Las condiciones atmosféricas pueden considerarse prácticamente iguales en ambas visuales, por su proximidad.

- **Error de nivelación del instrumento:** Representa el error más importante y el que se comete con mayor frecuencia en las nivelaciones. Se produce al realizar lecturas a las miras sin tener el equipo correctamente nivelado. Lo anterior introduce un error con signo opuesto en cada lectura, el cual no es posible determinar ni compensar por el método del punto medio.

- **Error por falta de verticalidad en la mira:** Lo anterior produce una lectura sobre la estadia inclinada, la cual es siempre es mayor a la real. Este error es proporcional conforme sean más altas sean las lecturas sobre la mira. Por ende se debe poner especial atención en comprobar que la mira esté perfectamente vertical, cuando las lecturas se hagan en su parte más alta.

- **Error por desplazamiento del nivel:** Si el instrumento se encuentra sobre un terreno muy blando, es posible que en el transcurso de las lecturas, el trípode pueda hundirse ligeramente, cometiendo un error difícil de detectar en la nivelación. Este error se evita colocando el trípode sobre un terreno sólido, con sus patas firmemente clavadas en él. En caso de que el terreno no fuera lo suficientemente sólido, no debe emplearse mucho tiempo entre la medida a una mira y a la otra.

- **Error en el punto de apoyo de la mira:** Se genera cuando las miras se apoyan en terrenos blandos. Al efectuar el giro de la estadia para continuar con la nivelación, es pueden dar pequeños desplazamiento en sentido vertical, los cuales afectan la medición. Una forma de evitar este error es empleando estacas de madera o varillas deformadas que se clavan firmemente en el terreno (Millán, 2006).

2.2.1.3 Nivel de precisión electrónico.

Corresponde a un instrumento de medición de alta precisión, que permite llevar a cabo las nivelaciones diferenciales. Al igual que la mayoría de otros niveles, son automáticos, ya que utilizan un compensador pendular para auto nivelarse, una vez el nivel esférico del instrumento ha sido aproximado por medio de su burbuja.

Para la obtener una lectura de estadía con este equipo, el anteojo se enfoca hacia una mira especial, formada por un código de barras. Al ordenarse la medición, ya sea a través de un colector de datos o desde el mismo instrumento, se captura y procesa la imagen de las barras codificadas en el campo visual del telescopio. Este instrumento tiene integrado un procesador digital de imágenes electrónicas, el cual se utiliza para comparar la imagen capturada respecto al patrón total de la estadia, almacenada en la memoria. Cuando se encuentra una concordancia, se obtiene la lectura digital.

La mayoría de estos equipos permiten la conexión con colectores de datos, los cuales proveen aplicaciones específicas para nivelación diferencial, donde es posible almacenar las mediciones y gestionar por completo la nivelación, sin la influencia de errores groseros producidos por la mala anotación y transcripción de datos del operador.

Adicionalmente, la longitud de la estadia que aparece en el campo visual del telescopio, guarda una relación con la distancia horizontal entre la mira y el nivel, de forma tal que el equipo puede determinar esta distancia, siendo útil para en el balance de las lecturas hacia atrás y adelante (Wolf & Ghilani, 2009).

2.3 Planimetría

La planimetría es un término global utilizado en topografía, que consiste en determinar a partir de distintos procedimientos y métodos, la posición bidimensional de un punto sobre una superficie plana. La determinación de las coordenadas de los puntos sobre superficie terrestre, toma como partida el establecimiento previo de un sistema de referencia, que sirva de base a las medidas. (Millán, 2006).

2.3.1 Sistema de Coordenadas Geodésico

La mayoría de los levantamientos de áreas pequeñas, asumen la superficie de la tierra como plana, sin embargo en levantamientos más extensos es necesario considerar la superficie de la tierra. El sistema de coordenadas geodésico toma como referencia el elipsoide, de forma que a cada punto sobre la superficie de la tierra, le corresponde un punto sobre el elipsoide (Millán, 2006). De esta forma se define la posición en términos de latitud, longitud y altura geodésicas, la cual se representa en la Figura 6 y sus términos se definen a continuación:

- **Latitud geodésica φ:** Es el ángulo medido entre el plano ecuatorial y la línea que forma la normal al elipsoide, pasando por el punto sobre la superficie. Varía entre 0° y 90°, con valores positivos hacia el norte y negativos al sur.

- **Longitud geodésica λ:** Es el ángulo medido sobre el plano ecuatorial, que se forma entre el plano meridiano de Greenwich y el del lugar. Se encuentra entre 0° y 180° y sus valores son positivos hacia el este y negativos hacia el oeste.

- **Altura elipsoidal h:** Es la distancia medida a lo largo de la normal al elipsoide que pasa por el punto, que existe entre la superficie terrestre y el elipsoide.

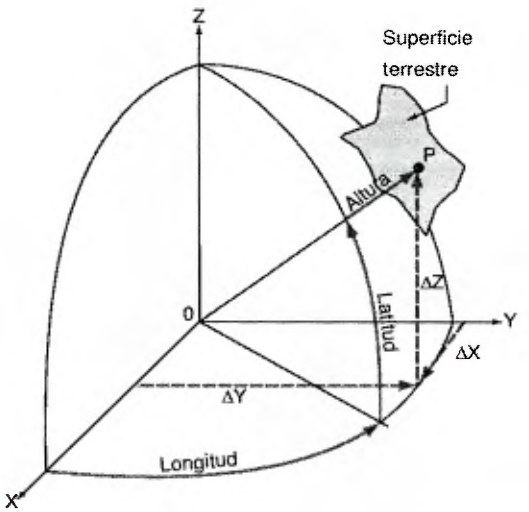


Figura 6. Representación del sistema de coordenadas geodésico y cartesiano.
Fuente: Leica Geosystems, 1999.

2.3.2 Sistema de Coordenadas Proyectado.

El determinar las posiciones, distancia y acimut geodésicos, a partir de levantamientos resulta complejo. Por lo que es más conveniente emplear un sistema que brinde la posición de los puntos a partir de coordenadas planas ortogonales, utilizando cálculos más

sencillos de geometría de coordenadas.

Un sistema de coordenadas planas proporciona una base común de referencia para el control horizontal de todos los levantamientos en zonas extensas, de la misma manera que el geoide proporciona un plano de referencia para el control vertical. Este sistema elimina la necesidad de efectuar levantamientos individuales, basados en coordenadas fijadas de forma arbitraria, sin ninguna relación entre levantamientos adyacentes.

Para convertir las coordenadas geodésicas de una parte de la superficie terrestre a coordenadas rectangulares planas, los puntos se proyectan matemáticamente desde el elipsoide a una superficie imaginaria desarrollable, como lo es un cono o cilindro. Sobre la superficie imaginaria se sobrepone una cuadrícula rectangular, para definir la posición de los puntos en el plano respecto a los ejes X y Y de la cuadrícula, a lo que se llama proyección cartográfica. (Wolf & Ghilani, 2009)

2.3.2.1 Proyección Transversal de Mercator.

La proyección *Transversal de Mercator* también conocida como Gauss-Krüger, es una proyección conforme, al mantener en el plano resultante, los mismos ángulos formados entre las direcciones desde el elipsoide (Millán, 2006). Se basa en un cilindro secante como superficie imaginaria desarrollable. El cilindro es secante al elipsoide en dos arcos, de esta forma se acopla mejor sobre grandes áreas que si se dispusiera tangencialmente. En la Figura 7 se representa la proyección *Transversal de Mercator*.

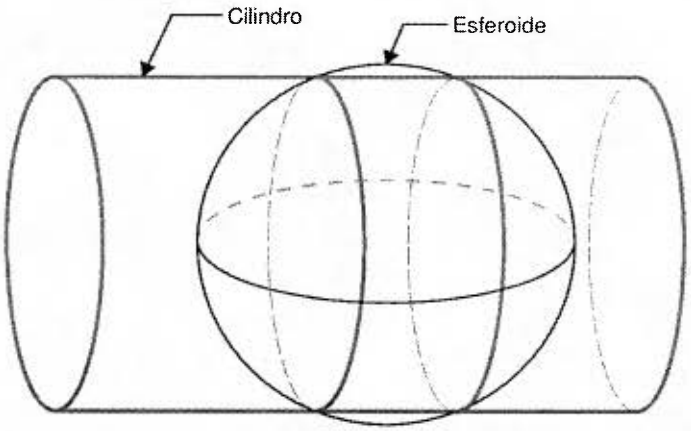


Figura 7. Representación de la proyección Transversal de Mercator.
Fuente: Leica Geosystems, 1999.

Para el desarrollo de la proyección, el eje del cilindro se coloca en el plano ecuatorial de la tierra, los puntos se proyectan matemáticamente desde el elipsoide hacia la superficie del cilindro con base en sus latitudes o longitudes geodésicas. Las coordenadas norte y este proyectadas se miden en sentido perpendicular y paralelo al meridiano central. (Wolf & Ghilani, 2009). Lo anterior se ejemplifica en la Figura 8.

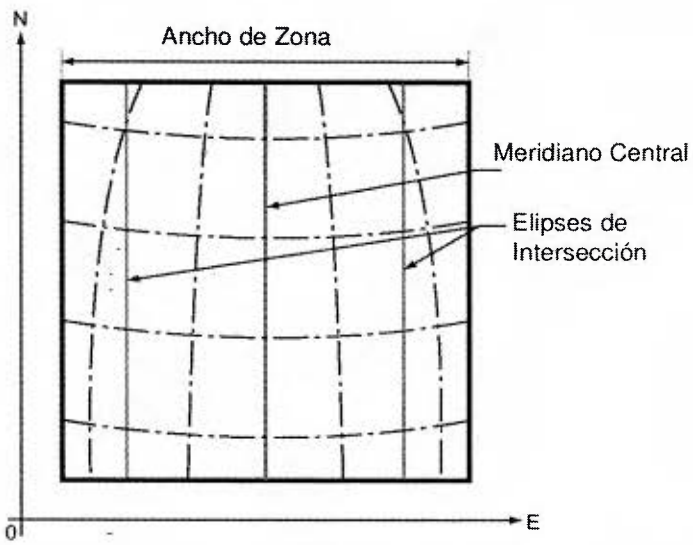


Figura 8. Desarrollo de la proyección Transversal de Mercator.
Fuente: Leica Geosystems, 1999.

En el caso de Costa Rica, la proyección oficial CRTM05 parte de la misma proyección cartográfica anterior, configurando así la zona proyectada a partir de los siguientes parámetros:

- Falso este: 500 000 m
- Falso norte: 0 m
- Meridiano central: 84°W
- Paralelo central 0°
- Factor de escala: 0,9999
- Elipsoide de referencia: WGS84

2.3.3 Sistema Global de Navegación por Satélite.

El GNSS se refiere a un término genérico que engloba el posicionamiento por medio de satélites tanto de los sistemas GPS como GLONASS. El principio básico de operación consiste en la transmisión de señal desde satélites que orbitan el espacio hasta receptores situados en la superficie terrestre, con lo cual a partir de diferentes metodologías y procedimientos ya establecidos, es posible determinar la posición del punto con gran exactitud.

El GPS corresponde al sistema creado por los Estados Unidos a partir de los Departamentos de Defensa y Transportes; GLONASS por su parte fue desarrollado por la antigua Unión Soviética y se encuentra a cargo del Ministerio de Defensa de la Federación Rusa. Ambos sistemas nacieron con objetivos militares y civiles, proporcionando posicionamiento a un grupo limitado de usuarios, portadores del equipo de recepción apropiado (Millán, 2006).

2.3.3.1 Segmento espacial.

Corresponde a los satélites que integran las constelaciones GPS y GLONAS, cada una conformada por al menos 24 satélites en órbita alrededor de la tierra. La constelación GPS presenta orbitas inclinadas de 55° respecto al ecuador, a una altura media de 20 200 km de la Tierra y tardan aproximadamente 12 horas en completar el recorrido; GLONASS por su parte posee orbitas con inclinación de 64.8°, a una altura sobre la tierra de 19,100 km y demoran 11 horas con 15 minutos en recorrer la órbita. Los satélites están distribuidos de forma que, para cualquier usuario, momento y lugar, se dispone de al menos cuatro de ellos en cada constelación. (Millán, 2006)

2.3.3.2 Segmento Control.

Está conformado por estaciones terrestres, entre ellas: una estación maestra de control, una serie de estaciones de monitoreo y antenas en tierra, las cuales se encuentran repartidas a lo largo de la superficie terrestre, próximas al Ecuador.

Las estaciones de monitoreo utilizan un receptor especial, que efectúa un seguimiento de todos los satélites para rastrear sus orbitas. La información obtenida es procesada a la estación maestra de control para determinar los valores de hora, efemérides y actualizar el mensaje de navegación de cada satélite. Esta información es transmitida a los satélites a través de las antenas en tierra, que a su vez estos transmiten a los receptores para pronosticar su posición y sesgos de los relojes. (Millán, 2006).

2.3.3.3 Segmento Usuario.

Comprende a cualquier usuario que reciba señales GNSS por medio de un receptor, indistintamente del uso, equipo y precisión. Anteriormente existía una diferenciación entre un servicio de posición estándar, el cual era gratuito y solo se recibía señal de la

frecuencia L1, ya que L2 se encontraba encriptada; y un servicio de posición preciso, utilizado para uso militar donde era posible recibir señal en ambas frecuencias L1 y L2 por medio de receptores con claves criptográficas válidas (Wolf & Ghilani, 2009). Ambos sistemas GPS y GLONASS actualmente se encuentran liberados para todos los usuarios, ofreciendo la máxima precisión.

2.3.3.4 Señal de satélites.

Los satélites están diseñados para emitir dos señales distintas de radiofrecuencia denominadas portadoras, las cuales se transmiten en la banda L y se subdividen en L1 y L2. La señal L1 con una frecuencia de 1575.42 MHz en GPS y 1602 MHz en GLONASS, contiene en su emisión un código preciso P y un código de adquisición grosero CA (solo en GPS); mientras que la señal L2 con una frecuencia de 1227,60 MHz en GPS y 1246 MHz en GLONASS, presenta solo el código preciso P. Estos códigos también se denominan seudo-aleatorios y consisten en secuencias únicas de valores binarios. (Millán, 2006). Distintos tipos de información se modulan en las ondas portadoras. En el mensaje transmitido se incluye: el almanaque, las efemérides radiadas, los coeficientes de corrección del reloj del satélite, los coeficientes de corrección ionosférica y la condición del satélite.

Debido a que la comunicación satélite-receptor se da en una sola vía, siendo que por fines militares los receptores no transmiten señal (indicaría su posición), el GNSS depende de un cronometraje preciso de la señal transmitida. Para ello se desarrolló un sistema, donde el tiempo preciso de la transmisión del código por el satélite, se incluye en el mensaje. Así el receptor genera simultáneamente un código seudo-aleatorio duplicado. El tiempo que le toma a la señal viajar del satélite al receptor, se calcula al hacer coincidir la señal entrante del satélite con la generada por el receptor (Wolf & Ghilani, 2009). Lo anterior según muestra en la Figura 9.

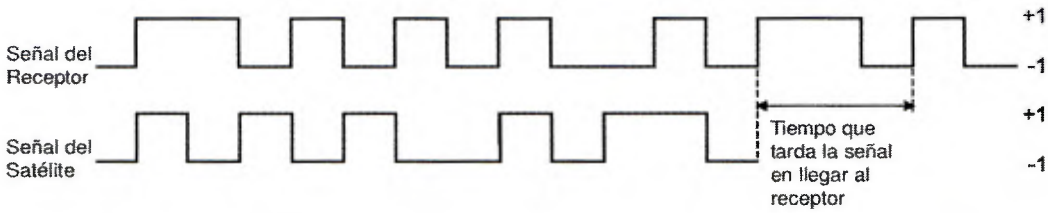


Figura 9. Desfase en señal de códigos seudo-aleatorios entre el receptor y el satélite. Fuente: Leica Geosystems, 1999.

2.3.3.5 Determinación de rango.

Si se conoce el tiempo de viaje de la señal entre el satélite y el receptor, es posible determinar una distancia aproximada o rango entre ambos (Wolf & Ghilani, 2009). Lo anterior asumiendo que la señal se desplaza a la velocidad de la luz teórica en el vacío, por medio de la Ecuación 3.

$$r = c \times t \qquad \text{(Ecuación 3)}$$

Donde r es el rango hasta el satélite; c es la velocidad de la luz en el vacío y t es el tiempo transcurrido de viaje de la onda desde el satélite hasta el receptor.

2.3.3.6 Determinación de la posición del receptor.

La posición del receptor puede calcularse a partir de las observaciones de distancia hacia los distintos satélites que emiten señal. Si se conoce una distancia, la posición del receptor puede representarse a lo largo de los límites de una esfera; al determinarse dos medidas, la ubicación se reduce a la intersección de dos esferas; para tres observaciones, la localización se disminuye a la intersección de dos círculos, reduciendo a solo dos ubicaciones posibles del receptor (Wolf & Ghilani, 2009). Lo anterior se muestra en la Figura 10.

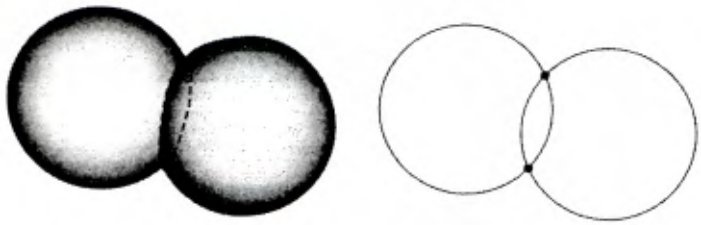


Figura 10. Posición de un receptor a partir de la intersección de distancias.
Fuente: Wolf & Ghilani, 2009.

En la Ecuación 4 se describe el sistema de ecuaciones que determina la posición de un receptor a partir de tres distancias o rangos desde distintos satélites.

$$r_{1-A} = \sqrt{(X_1 - X_A)^2 + (Y_1 - Y_A)^2 + (Z_1 - Z_A)^2} \qquad \text{(Ecuación 4)}$$
$$r_{2-A} = \sqrt{(X_2 - X_A)^2 + (Y_2 - Y_A)^2 + (Z_2 - Z_A)^2}$$
$$r_{3-A} = \sqrt{(X_3 - X_A)^2 + (Y_3 - Y_A)^2 + (Z_3 - Z_A)^2}$$

Donde *r* corresponde a los rangos entre los satélites (1,2, 3) y el receptor (A); *X*, *Y*, *Z* son las coordenadas cartesianas conocidas de los satélites (1, 2,3) y las desconocidas el receptor (A).

No obstante en las mediciones GNSS también debe considerarse el error o sesgo de los relojes y la refracción de la onda a medida que atraviesa la atmósfera terrestre. Para obtener una observación válida del tiempo, con la adición de una cuarta distancia a otro satélite, puede determinarse el sesgo del reloj del receptor (Wolf & Ghilani, 2009). El sistema de ecuaciones que define la posición del receptor y del sesgo del reloj se indica mediante la Ecuación 5.

$$R_{1-A} = r_{1-A} + c(\delta t_1 - \delta t_A) \qquad \text{(Ecuación 5)}$$
$$R_{2-A} = r_{2-A} + c(\delta t_2 - \delta t_A)$$
$$R_{3-A} = r_{3-A} + c(\delta t_3 - \delta t_A)$$
$$R_{4-A} = r_{4-A} + c(\delta t_4 - \delta t_A)$$

Donde R se define como la seudo-distancia entre los satélites (1, 2, 3,4) y el receptor (A); r es el rango entre los satélites (1, 2, 3,4) y el receptor (A) definido en la Ecuación 4; c es la velocidad de la luz en el vacío y δt corresponde al error en los relojes de los satélites (1, 2, 3,4) y el receptor (A).

2.3.3.7 Fuentes de error en GNSS.

Las ondas electromagnéticas que se transmiten desde los satélites al receptor pueden estar afectadas por varias fuentes de error, las cuales intervienen directamente en la medida de las seudo-distancias y contribuyen al error en las coordenadas del receptor. En la Figura 11 se presenta un diagrama con la influencia de los principales errores que afectan las seudo-distancias. A continuación se describe cada uno de los errores:

- **Error orbital:** Es la diferencia entre la posición del satélite según las efemérides transmitidas en el mensaje de navegación y su verdadera ubicación en el espacio. Esta diferencia produce un error en la seudo-distancia que oscila entre los 5 y 25 m. El segmento control se encarga de determinar periódicamente las efemérides precisas de las orbitas de los satélites, las cuales difunde hasta dos semanas después de realizada la medición. Con la inclusión de estas efemérides precisas, el error en la seudo-distancia puede reducirse hasta una variación de 2 a 12 m (Millán, 2006).

- **Error del reloj del satélite:** Todo el sistema GNSS trabaja sincronizado, respecto a un patrón de tiempo denominado hora GPS. Los relojes atómicos de los satélites, compuestos por rubidio y cesio poseen una gran estabilidad, sin embargo sufren ciertos sesgos que afectan la medida de la seudo-distancia. El error del reloj del satélite se puede modelar y calcular a partir de coeficientes transmitidos en el mensaje de navegación.

- **Error por relatividad:** Si se toman dos relojes idénticos, situados uno en un satélite en órbita y otro sobre la superficie terrestre, sufrirán un sesgo por la diferencia de potencial gravitatorio y a la velocidad relativa entre ambos (Millán, 2006).

- **Errores instrumentales satélite y receptor:** Se producen retardos por el recorrido que las señales hacen a través de antenas, cables y circuitos, tanto en satélites como receptores, produciendo un error pequeño que se encuentra por debajo del metro. El valor la corrección depende de la frecuencia de la señal, por lo que es modelable.

- **Error troposférico:** Debido a que la señal de los satélites no se propaga en el vacío, al atravesar la tropósfera es afectada por una serie de refracciones, que curvan su trayectoria haciendo variar la medida de la seudo-distancia. El efecto producido por la troposfera, se debe al vapor de agua, oxigeno e hidrogeno existentes. El error depende además de la longitud de troposfera que atraviese la señal, lo cual varía con la elevación del satélite en el momento de la medición (Millán, 2006).

- **Error ionosférico:** La ionosfera es un medio dispersivo, ya que su índice de refracción depende de la frecuencia de la señal que la atraviesa, de este modo la señal de satélite puede adelantarse o retrasarse, por la interacción con los electrones libres presentes en la superficie (Millán, 2006). Sin embargo al depender de la frecuencia de la señal, se puede cancelar el efecto hasta en un 99,9%, con el uso de las frecuencias L1 y L2.

- **Error de multitrayectoria:** Se produce cuando la señal del satélite llega a la antena del receptor, reflectada por estructuras u objetos cercanos. El efecto se incrementa cuando la señal proviene de satélites a baja altura y no es modelable. Por lo general se encuentra por debajo de los 3 m (Millán, 2006). El error puede minimizarse con la selección de máscaras de elevación, que descarten señales de

cierto ángulo respecto al horizonte, así como alejar el receptor de objetos reflectantes.

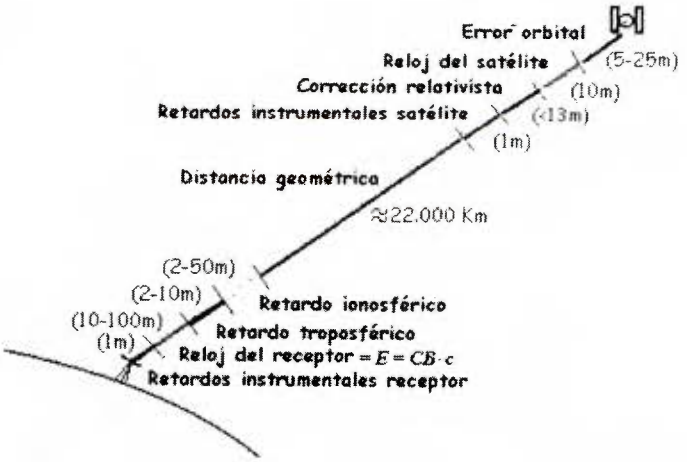


Figura 11. Principales fuentes de error en una seudo-distancia.
Fuente: Millán, 2006.

2.3.3.8 Posicionamiento GNSS estático relativo con post-proceso.

Se refiere al método GNSS donde se obtiene la máxima exactitud, siendo el más usado en trabajos geodésicos. Para ello se utilizan dos o más receptores geodésicos preferiblemente de doble frecuencia. Se realizan observaciones simultáneas a cuatro o más satélites, para determinar los vectores entre sí, los cuales se denominan líneas base.

El proceso inicia con un receptor base situado en un vértice con coordenadas conocidas, mientas que los receptores móviles restantes ocupan puntos con posición desconocida. Para la primera sesión de medición, se hacen observaciones simultáneas desde todas las estaciones, el tiempo de la medición depende de la longitud de la línea base, equipo utilizado y la exactitud requerida. Al terminar la primera sesión todos los receptores se mueven a otros puntos, excepto uno que funge como la estación base para la siguiente sesión de medición. Al terminar la segunda sesión, el proceso se repite hasta que se ocupen todas las estaciones y se obtengan los datos de las líneas base requeridas (Wolf &

Ghilani, 2009).

Una vez efectuadas las mediciones, se combinan las observaciones obtenidas, junto con las efemérides precisas. Para ello debe contarse con una estación de trabajo, que soporte el software adecuado para procesar las observaciones y obtener las líneas base procesadas.

La mejoría en las exactitudes obtenidas por este método, se debe a que gran parte de los errores en las mediciones GNSS son comunes para las estaciones observadas, por lo que es posible reducirlos en el procesamiento de los datos, además es posible controlar el algoritmo de cálculo, para desechar errores en la observación y para explotar al máximo toda la información con la que se cuenta (Millán, 2006).

2.4 Errores y Ajustes en las observaciones

2.4.1 Error en las mediciones.

Un error se define como la diferencia entre el valor medido y el valor verdadero de una magnitud, el cual se expresa por la Ecuación 6.

$$E = X - \bar{X} \qquad \text{(Ecuación 6)}$$

Donde E es el error en la medida; X es el valor observado y $\bar{X}$ es el valor verdadero.

Aun cuando se realicen medidas repetidas de una misma magnitud, por un mismo observador, utilizando el mismo instrumento y en idénticas condiciones, no siempre se obtiene un mismo resultado, lo cual muestra que toda observación contiene errores y ninguna medida es exacta, sin importar con cuanto cuidado se efectúen (Wolf & Ghilani, 2009).

2.4.2 Fuentes y tipos de errores.

Los orígenes o causas de errores pueden ser naturales, instrumentales o personales. Los naturales se derivan de acciones del medio circundante como el viento, temperatura, humedad, presión atmosférica, gravedad, entre otros. Los instrumentales por su parte atañen a imperfecciones en el equipo de medición, mientras que los personales se originan por las deficiencias en los sentidos como la vista y el tacto.

En cuanto a tipos de errores existen los sistemáticos y aleatorios. Los sistemáticos, obedecen a leyes físicas que se pueden representar matemáticamente, por lo que si se conocen las condiciones del medio, es posible calcular una corrección y aplicarla a la observación. Los aleatorios por su parte están relacionados a leyes de probabilidad, encontrándose en todas las mediciones. Sus magnitudes y los signos son consecuencia del azar, por cuanto no hay una forma de calcularlos ni eliminarlos, sin embargo es posible tratarlos mediante el ajuste de mínimos cuadrados (Wolf & Ghilani, 2009).

2.4.3 Residuo y valor más probable.

Un residuo es la diferencia entre una observación realizada y el valor más probable de la magnitud, según se indica en la Ecuación 7.

$$v = \bar{M} - M \qquad \text{(Ecuación 7)}$$

En donde v es el residuo; M es la medición efectuada, y $\bar{M}$ es el valor más probable de la magnitud.

El concepto de residuo es homólogo al de error, con la diferencia que el residuo puede calcularse más no así el error, ya que este último implica conocer el error verdadero (desconocido). Por consiguiente los residuos, son los valores que se tratan en el ajuste de observaciones, aunque en la práctica se haga referencia a ambos términos por igual.

Los residuos al igual que los errores aleatorios, obedecen a las leyes de la probabilidad de acuerdo a cierta distribución estadística. De este modo los residuos pequeños ocurren con mayor frecuencia que los grandes, presentando una probabilidad mayor y sus signos (positivos y negativos) ocurren con igual frecuencia, lo cual se conoce como distribución normal del error, según se aprecia en la Figura 12.

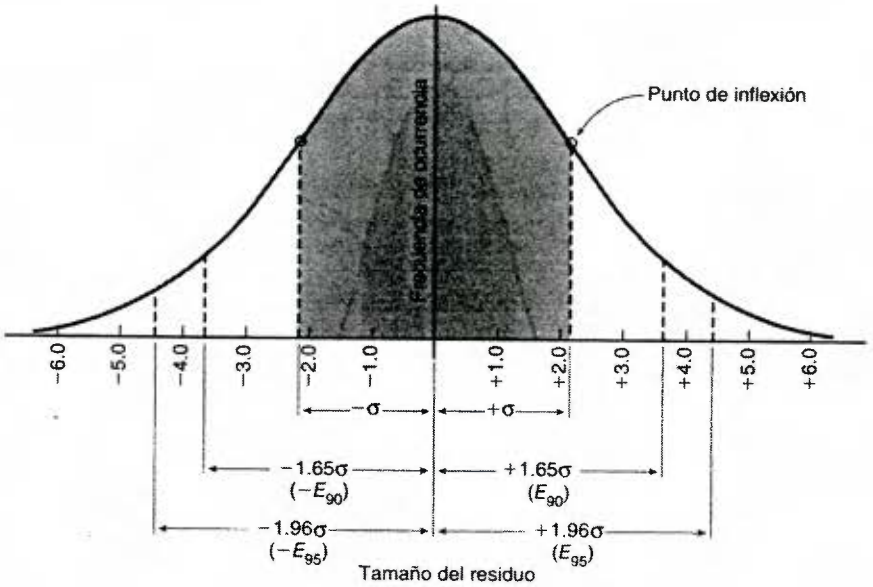


Figura 12. Curva de distribución normal del error.

Fuente: Wolf & Ghilani, 2009.

2.4.4 Principio de mínimos cuadrados.

El principio de mínimos cuadrados se utiliza para ajustar cualquier clase de medición, basado en la teoría de que la suma de los residuos elevados al cuadrado debe ser un mínimo. Esta condición desarrollada a partir de la curva de distribución normal del error, proporciona los valores más probables para las cantidades ajustadas a través del tratamiento más riguroso de los errores (Chueca, 1996a). En forma matricial se llega a la condición del mínimo, la cual se expresa mediante la Ecuación 8.

$$V^T PV \rightarrow mínimo \qquad \text{(Ecuación 8)}$$

Donde v es el vector de residuos y P el vector de peso de las observaciones.

2.4.5 Ajuste de observaciones.

El ajuste corresponde a un procedimiento de cálculo para la estimación de valores optimizados de observaciones relacionadas entre sí, basado en el principio de mínimos cuadrados. Se aplica cuando se efectúan más mediciones de las requeridas, existiendo observaciones redundantes, con el fin de mejorar la exactitud y poder reducir la influencia de los errores que afectan las mediciones. Por medio del ajuste de observaciones también pueden determinarse las desviaciones estándar de las incógnitas y observaciones ajustadas, lo que permite estimar la calidad en los resultados del proceso de medición (Moya, 2013).

2.4.5.1 Ajuste amarrado de observaciones.

En un ajuste amarrado, además de las observaciones se debe conocer el sistema de referencia al cual se ajustan las observaciones, compuesto por la orientación, posición respecto al origen y factor de escala. Usualmente estos parámetros se definen a partir de la inclusión en el ajuste de puntos fijos con coordenadas conocidas. Lo anterior implica aceptar como exactos los datos a priori que definen el sistema de referencia, sin embargo estos valores están afectados al igual que todas las mediciones por los errores aleatorios, por ende dichos errores son introducidos en el ajuste e influyen en los resultados finales (Chueca, 1996a).

Para el ajuste amarrado, cualquier grupo de ecuaciones de observación pueden representarse en forma matricial acorde a la Ecuación 9.

$$AX = L + V \qquad \text{(Ecuación 9)}$$

Donde A es la matriz de coeficientes de incógnitas; X es el vector de incógnitas; L es el vector de observaciones y V es el vector de residuos.

Al aplicar la condición del mínimo de la Ecuación 8, igualando a cero la primera derivada y sustituyendo en la Ecuación 9 por la matriz de residuos V, se obtiene la Ecuación 10.

$$A^T PAX = A^T PL \qquad \text{(Ecuación 10)}$$

Si se multiplica por la inversa de la matriz a ambos lados de la Ecuación 10 para despejar el vector de incógnitas X, se obtiene siguiente Ecuación 11, utilizada en el ajuste amarrado para calcular los valores más probables de las incógnitas en un sistema de observaciones ponderadas.

$$X = (A^T PA)^{-1} A^T PL \qquad \text{(Ecuación 11)}$$

Para determinar la calidad de una serie de observaciones, se utiliza la desviación estándar o error medio cuadrático, el cual en caso de un ajuste ponderado se expresa según la Ecuación 12.

$$s_0 = \sqrt{\frac{V^T PV}{n-u}} \qquad \text{(Ecuación 12)}$$

Donde s_0 corresponde a la desviación estándar del conjunto de observaciones a posteriori o de la unidad de pesos; n es la cantidad de observaciones y u representa la cantidad de incógnitas.

El término $(A^TPA)^{-1}$ de la Ecuación 11, se denomina en ajuste como la matriz de varianza-covarianza de las incógnitas, simbolizado también como Q_{xx}. Esta matriz cuadrada contiene en su diagonal las varianzas (desviaciones estándar elevadas al cuadrado) de las incógnitas y fuera de ella las covarianzas entre los pares de incógnitas. De esta forma la desviación estándar de cada incógnita se calcula a través del respectivo elemento diagonal $q_{x_i x_i}$ de la matriz varianza-covarianza, multiplicado por la desviación estándar de la unidad de peso, expresado por la Ecuación 13.

$$s_{x_i} = s_0\sqrt{q_{x_i x_i}} \qquad \text{(Ecuación 13)}$$

Donde s_{x_i} es la desviación estándar de la incógnita iésima, asociada al elemento diagonal $q_{x_i x_i}$.

2.4.5.2 Ajuste libre de observaciones.

En el ajuste libre no se considera un sistema de referencia establecido mediante puntos fijos, siendo que la geometría interna de la red queda definida únicamente por las observaciones, sin importar la posición, orientación y factor de escala. Los resultados de un ajuste libre sirven para reflejar la calidad con que se realizaron las observaciones, al no considerar puntos fijos se elimina la influencia de los posibles errores en la determinación de las coordenadas (Chueca, 1996a).

Las ecuaciones del ajuste libre parten del mismo principio del ajuste amarrado, sin embargo ante la falta de parámetros que definan la posición, forma y orientación del conjunto de puntos en el ajuste libre, de usarse la misma Ecuación 11 del ajuste amarrado, se produce un error en la fórmula que impide realizar el cálculo, debido a que el termino A^TPA también llamado como matriz N es irregular y no posee inversa. Como solución al problema se utiliza una matriz pseudo-inversa *Moore-Penrose* la cual se denomina como matriz B y permite levantar el defecto de la matriz N (Moya, 2013). Así el vector de

incógnitas ajustadas X queda definido mediante la Ecuación 14.

$$X = ((A^T PA + B^T B)^{-1} - B^T B)A^T PL \qquad \text{(Ecuación 14)}$$

Para el cálculo de la desviación estándar de la unidad de pesos en un ajuste libre, a la Ecuación 12 del ajuste amarrado, se incorpora el término defecto de datum (denominado d), el cual representa el número de parámetros faltantes para lograr fijar la configuración de la red en un sistema de coordenadas y está en función del tipo de observaciones realizadas (ángulos, direcciones, distancias, desniveles) y la dimensión del ajuste (de una a tres dimensiones) (Moya, 2013). Lo anterior de acuerdo a la Ecuación 15.

$$s_0 = \sqrt{\frac{V^T PV}{n-u+d}} \qquad \text{(Ecuación 15)}$$

Como se comentó, en el ajuste amarrado la matriz de varianza-covarianza Q_{xx} se expresa como $(A^T PA)^{-1}$, en el ajuste libre este término no es invertible, por tanto de igual modo se incorpora una matriz seudo-inversa B para corregir el defecto, por lo que la matriz varianza-covarianza en ajuste libre se expresa a partir de la Ecuación 16.

$$Q_{xx} = (A^T PA + B^T B)^{-1} - B^T B \qquad \text{(Ecuación 16)}$$

La desviación estándar de cada incógnita se calcula de igual que para el ajuste amarrado, a partir del elemento diagonal $q_{x_i x_i}$ de la matriz varianza-covarianza, multiplicado por la desviación estándar de la unidad de peso, según se indicó en la Ecuación 13.

2.4.5.3 Software para el ajuste de observaciones.

Debido al volumen de cálculo y complejidad que pueden implicar algunos algoritmos de ajuste de observaciones, por lo general para su solución es conveniente recurrir a programas de cómputo especialmente diseñados. Dentro de ellos existen diversos

programas, algunos desarrollados por entidades académicas, gubernamentales, militares y distintas compañías comerciales como complemento a la venta de equipo de medición. El programa denominado *ARGE-DOGO®* (acrónimo de ajuste de redes geodésicas), es un software de pago bajo licencia, desarrollado en Costa Rica en la época de los años 90 por los Ingenieros Esteban Dörries y Alexander González, está basado en el modelo de ajuste *Gauss-Markov* y permite dar tratamiento a redes altimétricas y planimétricas, mediante la realización de simulaciones, ajustes libres y amarrados. Otros como *Topcon Tools* desarrollado por la compañía Japonesa *Topcon*, está diseñado para funcionar como complemento a equipo de medición de la misma marca, siendo más focalizado hacia el procesamiento y ajuste de observaciones GNSS.

2.5 Generalidades del PMAAMSJ

El principal objetivo que se plantea el PMAAMSJ según su mismo nombre lo indica, corresponde al mejoramiento ambiental del área metropolitana de San José, bajo la debida recolección y tratamiento de aguas residuales. El término ambiente es global, ya que corresponde a un conjunto de elementos que en sí lo definen, por ende el hablar de mejoramiento ambiental en San José, hace referencia a un cambio positivo en algunos de los elementos que componen el ambiente, producto de la inversión en infraestructura de alcantarillado sanitario (AyA, S.F.).

Uno de esos elementos lo constituye la calidad de vida en las zonas urbanas de San José, ya que con la recolección y tratamiento de aguas residuales se elimina la descarga directa a los ríos y a su vez el riesgo para la salud pública, por los altos niveles de organismos patógenos presentes en las aguas residuales. Además con el aumento de la cobertura de alcantarillado sanitario se reduce la contaminación a los acuíferos, por los nitratos presentes con el uso de los tanques sépticos. Por otro lado al eliminar la descarga directa en los ríos del AMSJ, se contribuye en la reducción de las concentraciones de demanda bioquímica de oxígeno y solidos suspendidos, aparte de mejorar la apariencia estética de los ríos y valorizar las propiedades ubicadas en los alrededores (UE AyA-JBIC, 2008).

2.5.1 Zonificación

Acorde a distintas características como ubicación, topografía y administración, el PMAAMSJ divide el AMSJ en las siguientes zonas:

- **Área Metropolitana Central:** Compuesto por los principales centros urbanos de la provincia, donde se concentra la mayor cantidad de población y por ende de servicios.

- **Área Metropolitana periférica:** Lo constituyen centros urbanos periféricos al central, como Coronado, Zetillal, Moravia, San Miguel, Higuito, Los Guidos, entre otros.

- **Escazú:** Por su topografía se requiere construir obras de infraestructura especiales para recolectar las aguas residualès provenientes de éste sector.

- **Aserrí y Tres Ríos:** Corresponden a sistemas de alcantarillado administrados por municipios.

2.5.2 Componentes

El PMAAMSJ consta de dos componentes básicos, la recolección y el tratamiento de aguas residuales, para ser ejecutados a lo largo del periodo 2007-2025 en dos etapas. A la fecha algunas obras ya han sido finalizadas y otras aún están pendientes o en proceso de construcción.

2.5.2.1 Componente 1 Red de Alcantarillado Sanitario

Comprende una serie de obras que implican desde reemplazo, reparación, desvío y

construcción de distintas tuberías de alcantarillado que transportan las aguas residuales hasta el sitio de tratamiento. Si bien todas las obras del componente cumplen la misma función de transportar aguas residuales, en relación a características como diámetro, extensión, trayecto y tipo de construcción, para efectos prácticos se pueden resumir en 4 grupos: colectores, subcolectores, túnel de trasvase y emisario final (AyA, S.F.).

- **Colectores:** Existen 4 colectores o redes principales de aguas residuales, construidos entre las décadas de los 70's y 80's por AyA. Son nombrados en función del río por donde trascurren y corresponden a Tiribí, María Aguilar, Rivera y Torres. El PMAAMSJ inició con la rehabilitación estimada de 85 km de estas obras, ya que por su antigüedad y falta de mantenimiento presentaban problemas de roturas, obstrucciones, pozos en mal estado, entre otros. También fue necesario realizar las labores de desvío hacia las obras de conducción finales, ya que al término de su extensión los colectores descargaban directamente en los ríos del AMSJ. Se contempla la ampliación de 98 km de colectores, para aumentar la cobertura actual de alcantarillado sanitario (UE AyA-JBIC, 2008).

- **Subcolectores:** En los subcolectores o redes secundarias se presenta la misma situación anterior, requiriéndose en primera instancia la reparación y refuerzo de cerca de 283 km de redes secundarias. Para la ampliación se requiere construir cerca de 209 km de alcantarillado, con el fin de abarcar zonas donde actualmente no se cuenta con el servicio (UE AyA-JBIC, 2008).

- **Túnel de trasvase:** El TT conocido como *Los Hatillos*, corresponde a una estructura de 1.787 m de longitud y 2,5 m de diámetro interno, de reciente construcción, que llevará las aguas residuales provenientes de los colectores Tiribí y María Aguilar, localizadas hacia el sur del AMSJ hacia el EM. La ruta del túnel coincide con la carretera de circunvalación, iniciando en las inmediaciones del puente sobre el río María Aguilar sobre carretera de circunvalación, hasta su salida en la margen izquierda del río Torres, en las cercanías del *Bajo Los Ledezmas* (UE AyA-JBIC, 2015).

- **Emisario Metropolitano:** También conocido como emisario final, es la conducción

directa hacia la PTAR *Los Tajos*, el cual transporta las aguas residuales desde los colectores Rivera y Torres (conectados al norte), recibirá también el caudal de los colectores María Aguilar y Tiribí mediante la conexión con el TT *Los Hatillos* y por el sector de Pavas a través de estaciones de bombeo, ingresarán aguas residuales provenientes de sectores que actualmente por su topografía no cuentan con el servicio. La tubería presenta diámetros internos de entre los 1,6 a 1,8 m, e inicia donde finaliza el túnel en el *Bajo Los Ledezmas* a lo largo de 3.115 m de recorrido, hasta la llegada a la PTAR *Los Tajos* (UE AyA-JBIC, 2014).

2.5.2.2 Componente 2 Planta de Tratamiento de Aguas Residuales

Representa el tratamiento de las aguas residuales, recolectadas a través de las distintas obras del componente 1 (subcolectores, colectores, túnel y emisario). La PTAR *Los Tajos* se ubica en la Urúca, próxima al sector de La Carpio y se encuentra construida en su primera etapa. Actualmente se aplica un tratamiento primario mediante sedimentación a las aguas residuales, con el fin de remover un 40% de la DBO y un 50% de SST, además del tratamiento completo de lodos antes de su disposición final en el relleno sanitario (UE AyA-JBIC, 2014).

La planta opera cerca de 36.000 conexiones asociadas a los colectores Rivera y Torres, un total 209.000 conexiones se irán incorporando conforme avance la ejecución del proyecto y se integren los caudales provenientes de los colectores Tiribí y María Aguilar, para alcanzar un caudal máximo diario de 3,45 m^3/s (UE AyA-JBIC, 2008).

En la segunda etapa del PMAAMSJ, con la ampliación de la cobertura del alcantarillado sanitario a lo largo del AMSJ, se espera que para el final del proyecto en el 2025, el caudal máximo diario alcance los 5,9 m^3/s. Para dar abasto al tratamiento, se ampliará la PTAR para brindar un tratamiento secundario, por medio de la tecnología de lodos activados, donde se espera alcanzar niveles de DBO y SST entre el 80 y 90% (AyA, S.F.). En la Figura 13 se muestra el diagrama general del proyecto.

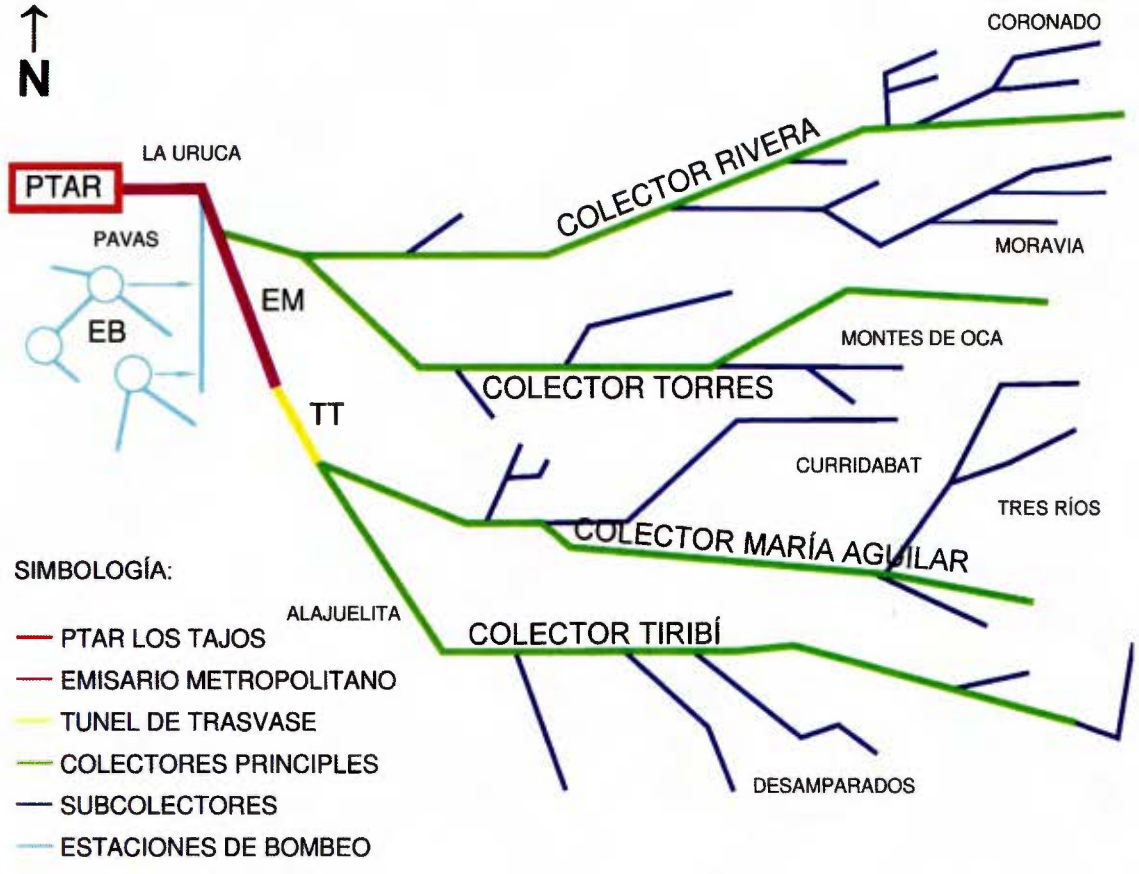


Figura 13. Diagrama general del PMAAMSJ.

Fuente: AyA, S.F.

Capítulo 3: Marco Metodológico

3.1 Metodología General de Trabajo

La metodología para el establecimiento de la red plani-altimétrica, siguió en orden secuencial las etapas de prediseño, diseño, optimización, monumentación, medición, cálculo y ajuste, los cuales se describen a lo largo del presente capítulo. En la Figura 14 se ilustra un resumen del procedimiento ejecutado a través de un diagrama de flujo.

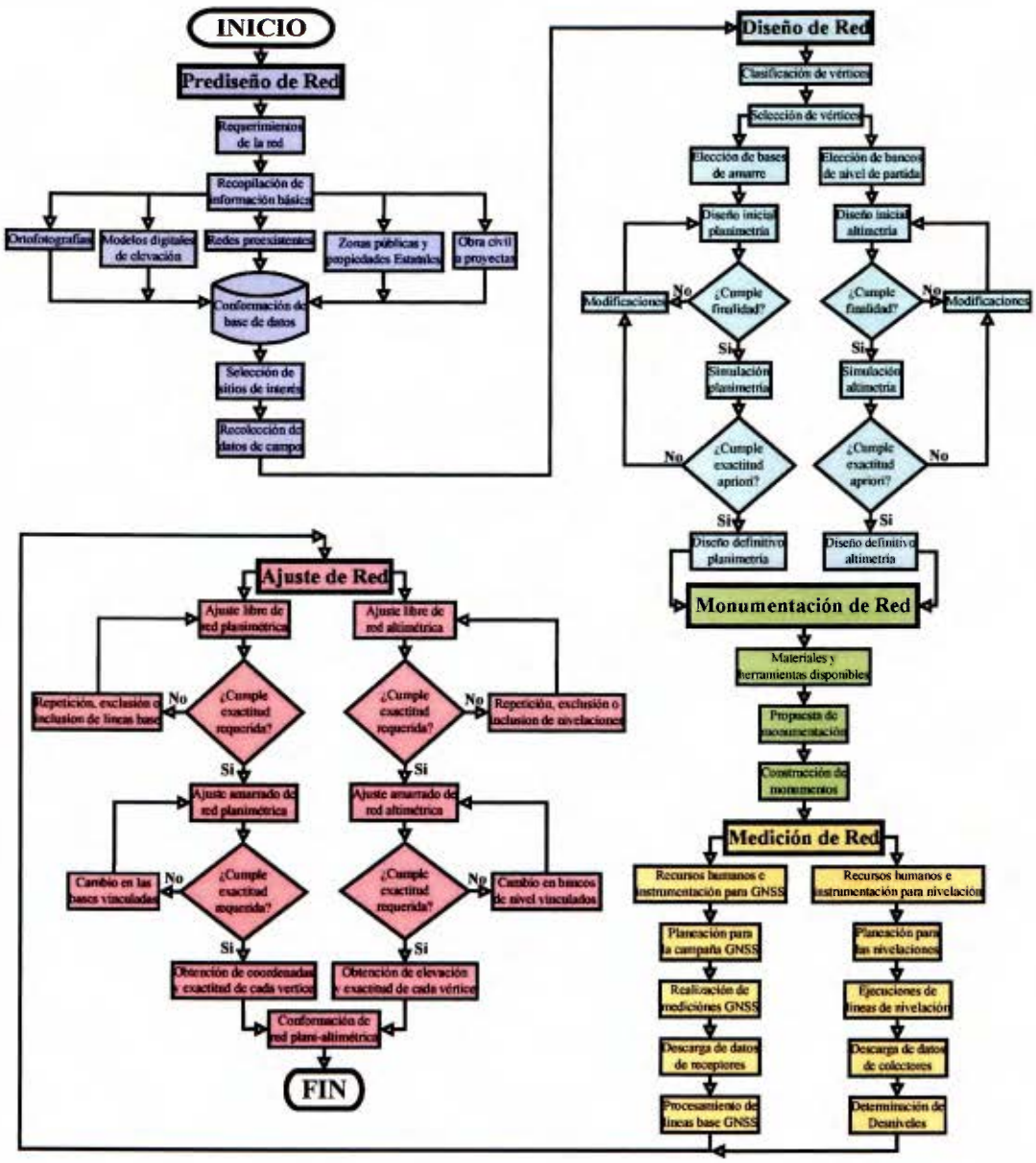


Figura 14. Esquema general de trabajo.

Fuente: Propia, 2016

3.2 Prediseño de la Red

Esta etapa consistió básicamente en la recopilación de múltiple información, la cual conformaría la base para la etapa de diseño. Inicia con el planteamiento de los requerimientos básicos de la red a establecer y su posterior proceso de recolección de información con base a estos principios.

3.2.1 Requerimientos de la red.

Para el desarrollo de la Práctica Dirigida, por unanimidad el Comité Asesor designó al Ing. Carlos Luis Montero Solano como Asesor Técnico de la Practica Dirigida. El Ing. Montero, funcionario de la UE AyA-JBIC, acorde a su amplia experiencia en el campo de la Geodesia y la Topografía, planteó una serie de características básicas que debía reunir la red, las cuales se citan a continuación:

- **Amarre a otras redes existentes:** La UE AyA-JBIC para dar posición planimétrica a sus vértices, estableció en sus inicios un cuadrilátero principal y uno secundario, desde donde iniciaron la densificación a lo largo del AMSJ, enlazados al sistema geodésico CR05. Para determinar la elevación, partieron de bancos de nivel del IGN localizados también en el AMSJ, los cuales extendieron por toda el área. Los diseños de las obras civiles del proyecto se encuentran vinculados a la posición de los distintos hitos establecidos por la UE AyA-JBIC, por lo que el enlace debía realizarse estrictamente a estos vértices de partida.

- **Tolerancias permitidas:** Para efectos de fiscalización, la red necesitaba contar con mayor exactitud que la solicitada a la empresa constructora *FCC*, encargada de la construcción del EM. El AyA ha definido a través de los años sus propias directrices (a nivel interno), estableciendo las tolerancias permitidas a las empresas adjudicatarias en la construcción de proyectos de alcantarillado sanitario. Dichos valores surgen de la experiencia práctica, en cuanto a la

exactitud obtenida por el AyA con sus propios equipos de medición, siendo la tolerancia en planimetría de 1: 15 000 y de ±6mm x √km en altimetría.

- **Proximidad a la obra:** Para efectos de agilizar las labores de fiscalización de la obra, los puntos necesitaban ubicarse lo más próximos a la misma, sin que, por su cercanía fueran motivo de destrucción en el proceso constructivo.

- **Versatilidad:** El sitio donde serían ubicados los vértices, exigía servir tanto para trabajos que implicaran el uso de receptores geodésicos GNSS, así como las estaciones totales y niveles de precisión (estos últimos requieren de visibilidad para efectuar las mediciones).

- **Permanencia:** El sitio propuesto para la ubicación del vértice debía ser lo suficientemente estable, así como el tipo de mojón construido, a modo de garantizar la duración de la marca a lo largo del tiempo.

- **Accesibilidad:** Se requería tener fácil acceso y con el menor tipo de restricciones a los distintos puntos de la red, en cualquier hora y época del año.

3.2.2 Recopilación de información digital básica.

Una vez identificados los requerimientos que debía cumplir la red, era necesario poder representar espacialmente un conjunto de elementos, que ayudarían en la toma de decisión sobre los posibles sitios para ubicar los vértices. Para ello se fueron incorporando distintos datos en un software comercial de tipo CAD, todos ellos dentro del mismo sistema de proyección CRTM05, almacenados en distintas capas según el tipo y fuente de información, los cuales se mencionan en los siguientes apartados.

3.2.2.1 Ortofotografías con modelo de sombras de la zona.

Corresponden a fotografías aéreas rectificadas, las cuales son producto del PRCR y datan del año 2006. A través de la UEN PyC del AyA y gracias a un convenio existente con el PRCR, fue posible obtener las ortofotos a escala 1: 1000 que abarcan los alrededores al EM. Las fotografías aéreas a ésta escala cuentan con un tamaño de pixel de 0,15 m, lo que permite apreciar los detalles con gran claridad, constituyendo un elemento esencial para detectar múltiples detalles como calles, construcciones, vegetación, ríos, líneas eléctricas, entre otros.

Como complemento a las ortofotos, tanto software actuales del tipo CAD como GIS, permiten incorporar modelos de terreno que ayudan a identificar la topografía del sitio. Estos modelos de terreno pueden representarse de forma sencilla a través de modelos de sombras, los cuales a partir de diferentes tonalidades de gris muestran las distintas elevaciones del terreno.

De ésta forma se combinaron las ortofotos junto con el modelo de sombras del lugar, con el fin de poder visualizar los detalles de interés así como la topografía del sitio a la vez, útiles en la etapa de prediseño de la red, lo cual se muestra a través de la Figura 15.

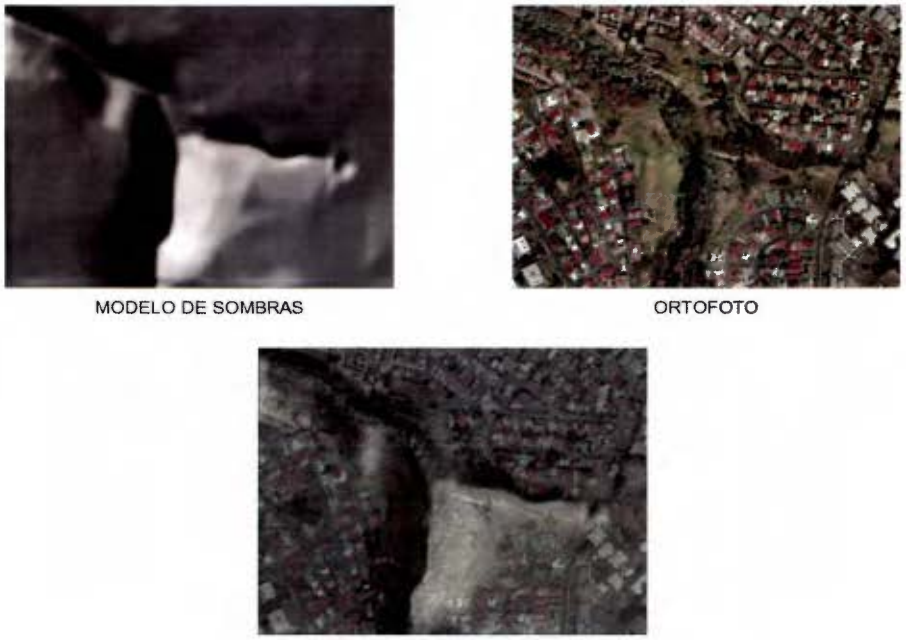


Figura 15. Detalle de combinación de ortofotos y modelo de sombras.

Fuente: Adaptado de ortofotos 1: 1000 PRCR, 2006.

3.2.2.2 Vértices preexistentes de la UE AyA-JBIC.

Corresponden a puntos que ya existían en los alrededores del sitio del EM antes de iniciar la práctica dirigida. Como ya se mencionó algunos correspondían a bancos de nivel con solo datos de elevación, otros denominados puntos GPS con posición norte-este en el sistema de proyección CRTM05 y los denominados hitos que cuentan con ambos componentes horizontal y vertical. Se requería conocer la ubicación de dichos puntos, para determinar los sectores donde podían emplazarse los nuevos mojones. En la Figura 16 se muestra la distribución de los distintos vértices para el año 2014.

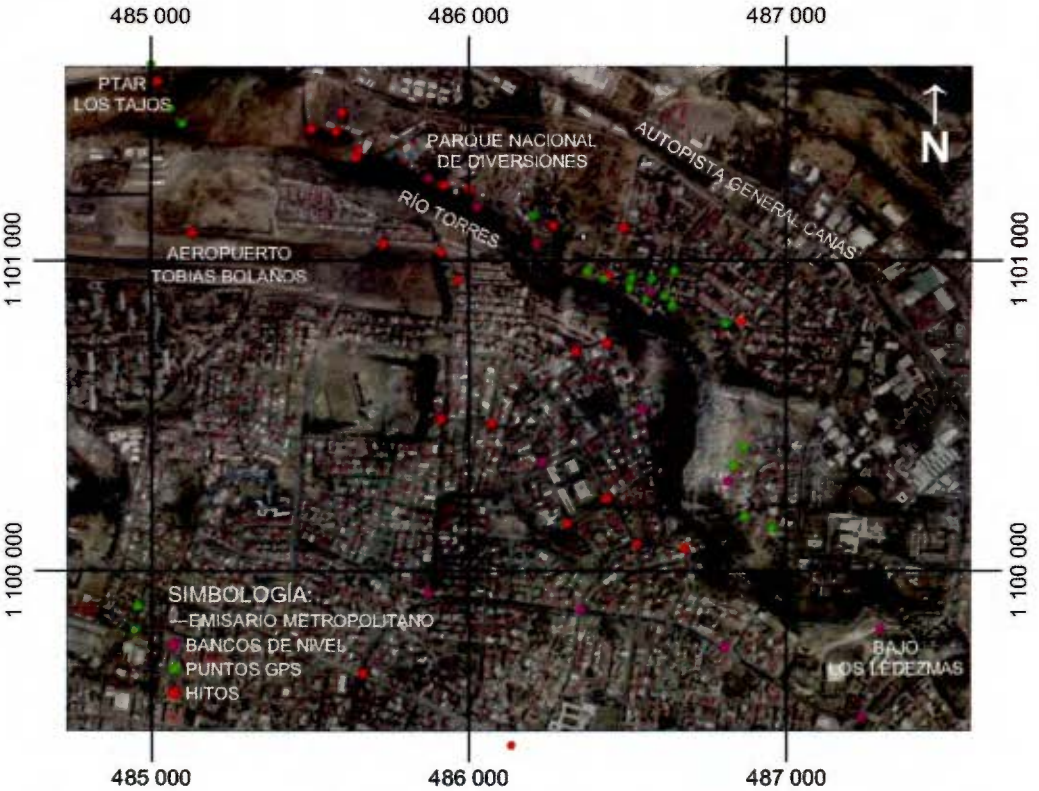


Figura 16. Localización de puntos existentes alrededor del EM para el año 2014. Sistema de proyección CRTM05. Fuente: Adaptado de ortofotos 1: 1000 PRCR, 2006.

3.2.2.3 Zonas públicas y propiedades del Estado en los alrededores.

Representan las propiedades de uso público y pertenecientes a distintas instituciones gubernamentales cercanas al sitio del EM. En el caso de las zonas públicas, además de los derechos de vía, los parques públicos constituían los sitios de mayor interés para ubicar los vértices, debido a su acceso inmediato, siendo que no se requiere permiso de ingreso y existe amplio espacio despejado de construcciones.

A lo largo del trayecto del EM, sobre la margen norte y sur del río Torres, se encuentran zonas de parque correspondientes a múltiples desarrollos urbanísticos, dentro de los que se pueden citar: *Geróma*, *Jardines de Rohrmoser*, *Roma*, *Asturias*, *Vistas de Poas*, *Ánima*, *Cristal*, *El Solar*, entre otros. Estos desarrollos representan condominios y

urbanizaciones, la diferencia de las áreas de parque entre unos y otros, radica en que en los condominios es privada, perteneciéndole a los propietarios de las filiales que lo conforman, mientras que en las urbanizaciones son zonas cedidas a la Municipalidad para uso recreacional y de esparcimiento de la población, considerándose como zona pública.

Si bien en la teoría puede resultar sencillo identificar entre una urbanización y un condominio por el aspecto de la privacidad, algunas de las urbanizaciones cercanas al EM contaban con sistema de agujas y guardas de seguridad a la entrada, lo que podría entrever que se trataba de un condominio y por ende las zonas de parque eran propiedad privada. Así mismo existían en sitio zonas verdes que podían confundirse entre terrenos baldíos o zonas destinadas a parque.

Por su parte las propiedades del estado, también representaron sitios de interés para la ubicación de los vértices. Ya que si bien es necesario gestionar permisos de ingreso, al corresponder a sitios de acceso restringido al público los puntos se encuentran más resguardados.

En los alrededores se conocía de instalaciones de distintos entes estatales como DGAC, CNE y MAG, principalmente ubicados en las inmediaciones del aeropuerto *Tobías Bolaños*, sobre la margen sur del Río Torres. Por su ubicación ésta zona cuenta con una excelente vista hacia el sitio donde se construiría el EM, sin embargo para efectos de planeación se desconocía de los límites de dichos inmuebles, así como si correspondían a bienes estatales o eran arrendados a terceros.

Por estos motivos era imperioso identificar con claridad los parques que corresponden a zonas públicas y las propiedades de instituciones gubernamentales en los alrededores, para ello se solicitó colaboración al Departamento de Información Catastral y Geográfica de la Municipalidad de San José, quienes suministraron la información que consta en su base de datos espacial, tal cual se observa en la Figura 17.

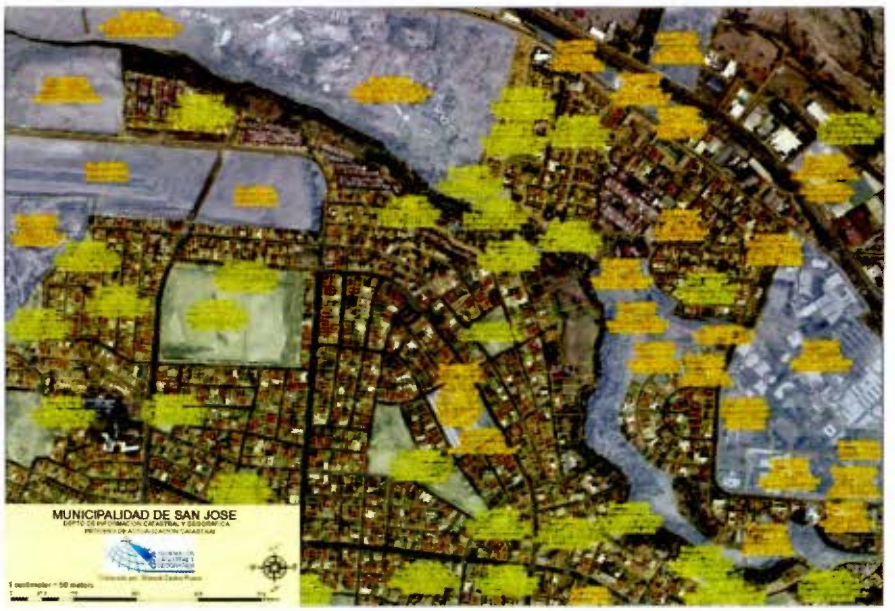


Figura 17. Información de zonas públicas y propiedades estatales en el sector Pavas y La Urúca. Fuente: Municipalidad de San José, 2014.

Si bien la información resultó de gran ayuda en la identificación de muchas propiedades, se detectó que algunas zonas públicas no aparecían registradas en el mapa, así como sectores donde los datos se encontraban desactualizados. Además la información se suministró en formato de imagen, por lo que para contar con todos los datos unificados de la etapa de planeación, debía necesariamente convertirse a datos vectoriales.

Por lo anterior, fue necesario complementar la información aportada, inicialmente con una búsqueda de planos catastrados que cumplieran con las características requeridas. Para ello se utilizó un software llamado *SIP*, disponible en las oficinas del CIT para sus colegiados, el cual corresponde a un repositorio de todos los planos catastrados del país, donde se permiten efectuar búsquedas por coordenadas, área, situación geográfica, número de plano catastrado, número de finca, nombre de propietario, entre otros.

Así para localizar planos catastrados que correspondieran a zonas públicas, según se muestra en la Figura 18, se aplicó en el programa un primer filtro por coordenadas, definiendo una zona de interés en el sistema CRTM05 con rangos de 500 m. Un segundo

filtro por área, se utilizó para descartar propiedades de tamaño inferior a 500 m2, ya que la mayoría de estas correspondían a lotes residenciales, y un tercer filtro para diferenciar en el tipo de fraccionamiento las urbanizaciones de los condominios. Dentro del listado de planos que cumplían con las especificaciones dadas, en la columna *'F-LOTE'* se consultaron los planos que indicaran abreviaturas de parque, zona verde o juegos infantiles.

Figura 18. Resultados de búsqueda para zonas públicas en el programa SIP.
Fuente: Adaptado de *SIP*, 2016.

En el caso de propiedades estatales, además de los filtros por coordenadas y área, se aplicaron otros como nombre de propietario y cédula jurídica, para buscar así planos catastrados, relativos a bienes inmuebles de instituciones estatales específicas en la zona.

Con los planos catastrados identificados, se verificó la información registral asociada, con el fin de corroborar que las propiedades correspondieran a zonas públicas o instituciones gubernamentales. Una vez verificado, se procedió con la digitalización de los polígonos asociados a cada finca y su georreferenciación en el sistema CRTM05, hasta obtener la información de bienes inmuebles completa y actualizada, la cual se integró con la base de datos de vértices preexistentes del apartado anterior, como se muestra en la Figura 19.

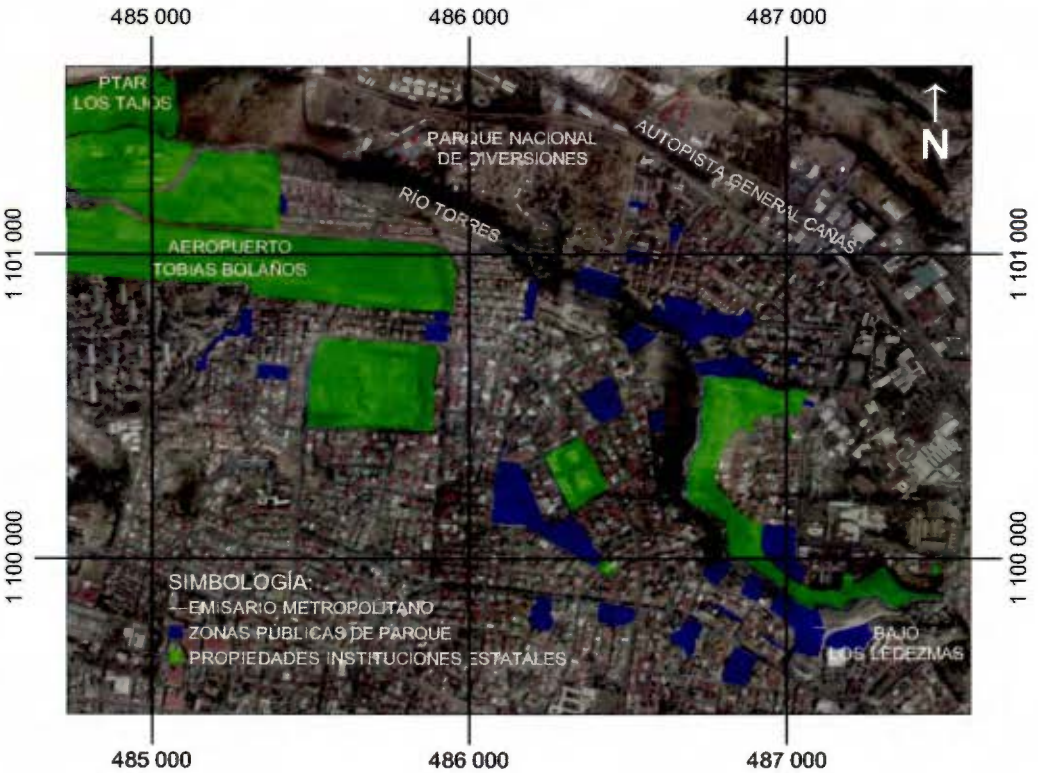


Figura 19. Localización de zonas públicas de parque y propiedades estatales cercanos al EM. Sistema de proyección CRTM05. Fuente: Adaptado de ortofotos 1: 1000 PRCR, 2006.

3.2.2.4 Ubicación de la obra civil a proyectar.

Corresponde a los distintos elementos de diseño de la obra civil. Cabe aclarar que para la época en la que se inició la práctica dirigida (Junio 2014), ya había sido adjudicada la construcción del EM, sin embargo aún no se había otorgado la orden de inicio.

El establecimiento de la red, está en función directa con la obra, por lo tanto era necesario conocer cada elemento de diseño que conforma el EM. Para ello la UE AyA-JBIC facilitó los archivos que contienen de diseños finales de la obra, referidos al sistema de proyección CRTM05.

Dentro de la información suministrada se encuentran 58 láminas, que incluyen múltiples datos como topografía, áreas de drenaje, propiedades afectadas, trayecto, interconexiones, desfogues, caminos de acceso a construir, estaciones de rebalse, pozos de registro, detalles estructurales, entre otros.

Debido al gran volumen de información, era necesario discernir entre los elementos de diseño de la obra que debían tomarse en consideración para la propuesta inicial de la red. Así el trayecto de la tubería y las interconexiones a colectores y subcolectores, eran de suma importancia, ya que definen la extensión y recorrido de la red. Por su parte las interconexiones con la PTAR y TT, además de los sectores donde la tubería se encontraría expuesta, eran relevantes tanto para el proceso de replanteo como el control futuro de la obra. Otros elementos como accesos a construir, rebalses y desfogues, representaban sectores donde no se debían posicionar los vértices, con el fin de evitar su destrucción en el proceso constructivo. De esta forma estos datos fueron incorporados como parte de la información colectada en la etapa de planeación, una muestra de ello se presenta en la Figura 20.

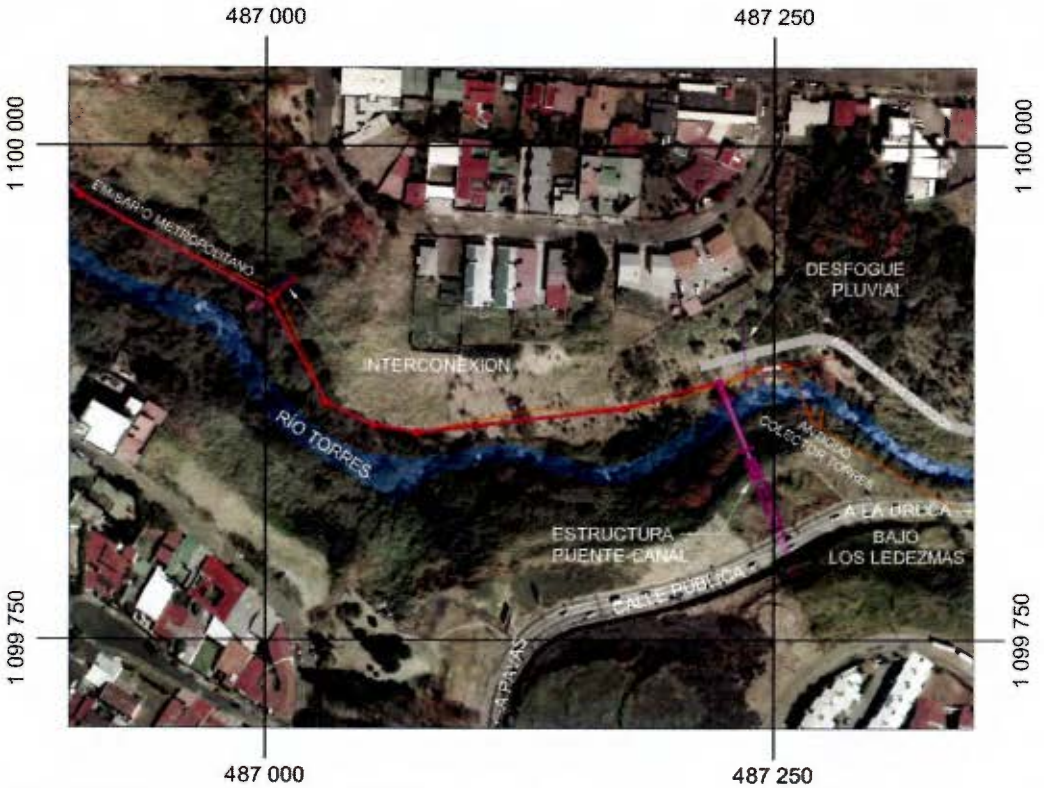


Figura 20. Detalle de trayecto de EM, interconexión con TT, accesos de construcción y desfogues. Sistema de proyección CRTM05. Fuente: Adaptado de ortofotos 1: 1000 PRCR, 2006.

3.2.3 Selección de sitios de interés.

La base de datos conformada, producto de la recopilación de información básica, se utilizó para identificar sectores específicos, que contaban con características deseables para la ubicación de puntos. Estas zonas constituyeron los primeros intentos de búsqueda, al contar con las siguientes características:

- **Escasez de otros vértices en los alrededores:** Era importante enfocar la densificación de vértices en los sectores donde la UE AyA-JBIC no contaba con suficientes puntos o que si existían eran parte solo de una red altimétrica o planimétrica y no de ambas.

- **Cercanía al sitio de construcción del EM:** Se requería establecer una red lo más próxima al sitio de construcción, que contribuyera en agilizar los tiempos de ejecución, de tal forma que pudiera instalarse el equipo de medición sobre un vértice y tener la mejor visual posible a la obra. Se detectaron varios parques y propiedades estatales ideales, al colindar con el río Torres (paralelo a la obra) o al poseer pequeños cerros con altitud sobresaliente.

- **Zona libre de vegetación y construcciones aparentes:** Como facilidad de acceso al sitio y para garantizar una buena visual a la obra, era necesario identificar lugares que se encontraran despejados. De igual forma la mayoría de zonas de parque cumplían con estas características, al corresponder a zonas verdes libres de construcciones, en donde periódicamente el Municipio les da mantenimiento.

- **Posibles visuales a otros puntos:** Era necesario que existiera visibilidad entre puntos, para poder efectuar enlaces con instrumentos de medición convencional. Del análisis de la información se detectaron algunos sitios principalmente parques, donde podía existir visibilidad hacia calles públicas, propiedades y otros parques, aptos para la ubicación de nuevos puntos.

Para las zonas identificadas que cumplían con las características mencionadas, se anotaron sus coordenadas aproximadas en el sistema CRTM05, con el fin de complementar la información con visitas de campo. Los sectores de interés inspeccionados se detallan en la Tabla 1.

Tabla 1. Selección de sitios de interés para visitas de campo.

Sector	N CRTM05 (m)	E CRTM05 (m)	Lugar	Sector	N CRTM05 (m)	E CRTM05 (m)	Lugar
Margen sur 1	1099800	487100	Alrededores de centro comercial *Plaza Mayor*	Margen sur 8	1101200	485300	Tajo en inmediaciones de *Hispania*
Margen sur 2	1100100	486600	Cerca de centro educativo *La Sabana*	Margen sur 9	1101300	485100	Sector norte de Aeropuerto *Tobías Bolaños*, instalaciones del MAG
Margen sur 3	1100500	486500	Inmediaciones de condominio *Paradisus*	Margen sur 10	1101300	484900	Sector norte de Aeropuerto *Tobías Bolaños*, instalaciones del CNE
Margen sur 4	1100700	486500	Costado este de condominio *Monte Galán*	Margen norte 1	1101500	485100	Finca de Planta de Tratamiento *Los Tajos*, propiedad de AYA
Margen sur 5	1100800	486200	En urbanización *Jardines de Rohrmoser*	Margen norte 2	1100900	486400	En urbanización *Flor Natalia*
Margen sur 6	1101000	485900	Sector este de Aeropuerto *Tobías Bolaños*	Margen norte 3	1100700	486800	Próximo a urbanización *Cristal*
Margen sur 7	1101100	485900	Costado norte de condominio *Andalucía*	Margen norte 4	1100300	486800	Periferia de urbanización *Anima*
				Margen norte 5	1100000	487000	Cerca de oficinas del INS

3.2.4 Recolección de datos de campo.

Si bien la información recopilada previamente había resultado de gran utilidad para definir sectores de interés, algunos datos como la visibilidad, vegetación y construcciones, identificados a partir de ortofotos del año 2006, eran aparentes ya que podían no estar estrictamente apegados a la realidad física, siendo necesaria su verificación mediante visitas de campo.

De esta forma se realizaron varias visitas de campo a las distintas zonas de interés, con el fin de identificar posibles puntos para la red. Así, en las hojas de cotejo confeccionadas para tal fin, se anotó una serie de información relativa al punto, la cual constituyó una base indispensable para el posterior análisis y toma de decisión en la definición de la red. La información consignada en las hojas de cotejo y el cómo se obtuvo se detalla a continuación:

- **Nombre de Punto:** Se decidió denominar a los puntos con la abreviación fija PRL (Preliminar), sucedida de un número consecutivo. De esta forma se distinguieron los puntos propuestos en la etapa de prediseño de los definitivos que formarían parte de la red materializada.
- **Coordenadas del punto:** Sobre cada vértice se anotó su ubicación aproximada

de las coordenadas norte y este del sistema de proyección CRTM05, junto con la elevación elipsoídica con datum WGS84. Para ello se utilizó un navegador GPS marca *Magellan* modelo *MobileMapper Pro*, definido con los parámetros de proyección CRTM05. La desviación estándar en la determinación se punto para éste equipo se estima en ±6 m, la cual es suficiente para la epata de prediseño.

- **Tipo de superficie del terreno:** Se registró también el tipo de superficie del terreno, para distinguir si el punto se ubicaba en terreno natural o sobre concreto. Lo anterior con el fin de identificar la clase de monumentación que se debería efectuar.

- **Clase de propiedad donde se localiza el punto:** Se distinguió entre tres clases generales: Estatales, públicas (parques y calles) y privadas. Con ayuda de la información generada anteriormente sobre bienes inmuebles, se identificó en campo las zonas públicas y bienes pertenecientes a entes gubernamentales; las propiedades restantes por ende se consideraban privadas, lo cual se verificó en el sitio a la hora de solicitar los permisos de ingreso a los predios. Si bien la premisa consistía en ubicar los vértices en la medida de lo posible sobre zonas públicas o bienes estatales, existían terrenos baldíos que por su ubicación estratégica debían ser considerados.

- **Visual a otros puntos:** Se determinó la visual que existía hacia otros vértices. Para ello en algunos casos se incrustaron sobre el terreno balizas de madera con marcas de pintura a modo de ser visibles a la distancia, en otros existían referencias como postes, cercas, árboles o edificios que identificaban la zona donde se encontraban los puntos. Para visuales largas se utilizaron binoculares marca *Pentax* modelo *10x24UCF*. Además se contemplaron visuales a algunos puntos existentes de la UE AyA-JBIC en los alrededores como GERO 1, 2, 3, 5, 6,13 y RTW07.

- **Visibilidad hacia EM:** Se describió cómo era la visibilidad hacia el sitio donde se construiría el EM, clasificándola como excelente, muy buena, buena, regular y mala. Esta característica era determinante para la selección de los puntos, pues se requería que estuvieran lo más cerca posible del sitio de la construcción.

- **Obstáculos en la señal de satélites GNSS:** Se anotó cualquier elemento que pudiera obstruir o reflejar de manera errónea la señal de los satélites como árboles, edificios o torres eléctricas, ya que se deseaba obtener un horizonte lo suficientemente despejado para captar la mayor cantidad de satélites en las mediciones GNSS.

- **Fotografías del lugar:** En cada punto se tomaron varias fotografías del entorno. Para mayor orden y control de la información, las imágenes fueron numeradas y asociadas a cada vértice, con el fin de apreciar sus condiciones específicas y servir de apoyo en la toma de decisión para la conformación de la red.

Los datos de campo recolectados se resumen en las tablas 2, 3 y 4:

Tabla 2. Recolección de datos de campo de puntos preliminares para conformación de red, parte 1.

Punto	N CRTM05 (m)	E CRTM05 (m)	h Elip. (m)	Tipo terreno	Clase terreno	Visuales puntos	Visibilidad EM	Obstáculos	Fotografía
PRL01	1101311	485070	996	Natural	Estado MAG	4,6,7 y 35	Buena	Cortar vegetación	1 y 2
PRL02	1101308	485071	996	Natural	Estado MAG	3,4,7 y 35	Buena	Cortar vegetación	1 y 2
PRL03	1101298	484946	994	Sobre concreto	Estado MAG	2	Mala	Arboles y linea de alta tensión	3,4 y 5
PRL04	1101359	484879	999	Natural	Estado CNE	1,2,7 y 35	Buena	Cortar vegetación y torre telecom.	5,6,7,8 y 9
PRL05	1101205	485389	1017	Natural	Privado	6	Mala	Mucha vegetación	10 y 11
PRL06	1101265	485100	1021	Natural	Privado	1,2, 4 y 5	Buena	cerca de linea de alta tensión	12,13 y 14
PRL07	1101279	485113	1022	Natural	Privado	1,2 y 4	Buena	cercano a zona de relleno	15
PRL08	1101220	485018	1007	Natural	Estado MAG	1,2 y 3	Buena	No hay	16,17 y 18
PRL09	1101092	485128	1029	Sobre concreto	Calle pública	35*	Mala	Cortar vegetación	19
PRL10	1101113	485913	1019	Natural	Zona protección	11	Buena	cerca de linea de alta tensión	20 y 21
PRL11	1100998	485887	1042	Natural	Zona protección	10, Gero 2 y Gero 3	Regular	No hay	22, 23 y 24
PRL12	1100885	486204	1038	Natural	Parque	13 y 14	Regular	Arboles cercanos	25,26 y 27

Tabla 3. Recolección de datos de campo de puntos preliminares para conformación de red, parte 2.

Punto	N CRTM05 (m)	E CRTM05 (m)	h Elip. (m)	Tipo terreno	Clase terreno	Visuales puntos	Visibilidad EM	Obstáculos	Fotografía
PRL13	1100887	486097	1035	Sobre concreto	Calle pública	12	Mala	Casas alrededor	28 y 29
PRL14	1100818	486182	1046	Natural	Parque	12	Regular	No hay	30
PRL15	1100741	486471	1052	Natural	Zona reserva	Gero 5 y Gero 6	Buena	Arboles grandes cerca	31,32 y 33
PRL16	1100622	486523	1060	Sobre concreto	Calle pública	28	Regular	No hay	34,35 y 36
PRL17	1100542	486626	1067	Natural	Privado	Gero 13,26, 27 y 28	Excelente	No hay	37,38 y 39
PRL18	1099827	486986	1090	Natural	Zona reserva	19,23 y 24	Excelente	No hay	40,41 y 42
PRL19	1099775	487083	1093	Natural	Parque	20, 21,23 y 24	Muy Buena	No hay	43,44,45 y 46
PRL20	1099715	487022	1094	Sobre concreto	Calle pública	19	Mala	Edificaciones cercanas	47 y 48
PRL21	1099736	487195	1095	Natural	Parque	19,22,23 y 24	Excelente	No hay	49,50,51 y 52
PRL22	1099740	487163	1091	Natural	Parque	19,21,23 y 24	Excelente	No hay	53 y 54
PRL23	1099933	487044	1088	Natural	Parque	19,21,22 y 24	Buena	Arboles grandes cerca	58,59 y 60
PRL24	1099912	487056	1089	Natural	Privado	19,21,22 y 23	Buena	Arboles grandes cerca	55,56 y 57

Tabla 4. Recolección de datos de campo de puntos preliminares para conformación de red, parte 3.

Punto	N CRTM05 (m)	E CRTM05 (m)	h Elip. (m)	Tipo terreno	Clase terreno	Visuales puntos	Visibilidad EM	Obstáculos	Fotografía
PRL25	1099959	487007	1088	Natural	Parque	18,19 y 32	Buena	Construcción y arboles cercanos	61 y 62
PRL26	1100317	486767	1078	Natural	Serv. Pluvial	17 y 30	Buena	Arboles cercanos	63 y 64
PRL27	1100661	486817	1063	Natural	Parque	16,17,28, GERO 13 y RTW07	Excelente	Arboles cercanos	65,66 y 67
PRL28	1100750	486782	1064	Natural	Parque	28 y RTW07	Buena	Arboles grandes cerca	68,69 y 70
PRL29	1100345	486587	1072	Sobre concreto	Calle pública	26 y 30	Mala	No hay	71,72 y 73
PRL30	1100172	486601	1080	Sobre concreto	Calle pública	26 y 29	Mala	Construcción y arboles cercanos	74 Y 75
PRL31	1100185	486632	1072	Natural	Privado	26,27,21 Y 22	Buena	No hay	76,77 Y 78
PRL32	1099885	486903	1085	Natural	Parque	25 y 33	Regular	No hay	79,80 y 81
PRL33	1099778	486851	1095	Sobre concreto	Calle pública	32	Mala	Edificaciones cercanas	82 y 83
PRL34	1099957	487183	1108	Sobre concreto	Calle pública	21,22 y 25	Mala	No hay	84 y 85
PRL35	1101296	485193	1022	Natural	Privado	GERO 1 y PTAR	Excelente	No hay	86,87 y 88
PRL36	1100733	486766	1066	Natural	Parque	17,26,37 y RTW07	Excelente	Arboles grandes cerca	89,90 y 91
PRL37	1100138	486635	1070	Sobre concreto	Privado	17,26 y 36	Buena	No hay	92, 93 y 94

De esta forma se recolectó información diversa sobre 37 puntos preliminares, la información de campo se incluyó junto con la de escritorio, conformando así una base de datos espacial para el diseño de la red. Es así como al culminar la etapa de prediseño, ya se contaba con información que incluía: puntos existentes de la UE AyA-JBIC en los alrededores, ortofotos y modelos de elevación de la zona, información catastral y registral de propiedades cercanas, diseños constructivos de la obra e información de posibles puntos para la conformación de la red, tal como se muestra en la Figura 21.

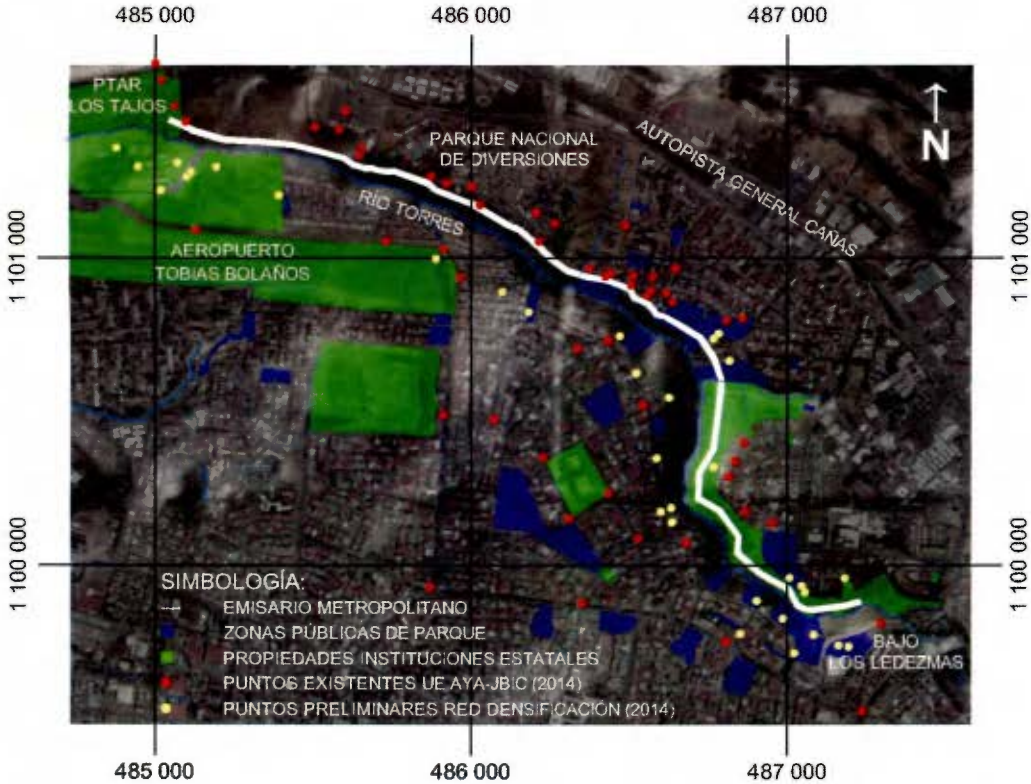


Figura 21. Base de datos existente para el diseño de la red.

Sistema de proyección CRTM05. Fuente: Adaptado de ortofotos 1: 1000 PRCR, 2006.

3.3 Diseño de la Red

El proceso de diseño de la red se realizó con base en la información obtenida en la etapa de prediseño, la cual junto con varios lineamientos de diseño detallados a continuación, facilitaron la selección de los vértices óptimos para la conformación de la red.

3.3.1 Lineamientos para el diseño.

Constituyeron las normas a seguir en el diseño, las cuales derivan directamente de las características deseables de la red planteadas en la etapa de prediseño, junto con algunos fundamentos básicos del establecimiento de redes geodésicas. A continuación se enlistan

las pautas consideradas:

- **Geometría:** Para obtener una red sólida y confiable, debía buscarse homogeneidad entre sus vértices, mediante figuras geométricas como triángulos o cuadriláteros de forma regular. Por ende los puntos debían encontrarse espaciados lo más uniformemente posible, donde los pares adyacentes de la red deberían estar enlazados por mediciones directas. En la medida de lo posible la relación entre las líneas que unen puntos contiguos de la red debía ser inferior de 5: 1, a modo de mantener una figura homogénea con una geometría interna aceptable (Comité de Geodesia del IPGH, 1987).

- **Visibilidad entre puntos:** Con el fin de establecer una red donde también pudiera hacerse uso estaciones totales y demás instrumental (que depende de un punto donde posicionar el equipo y uno de amarre u orientación), en cada mojón de la red debía existir visibilidad al menos a otro vértice. Siendo preferible la visibilidad a dos vértices de la red, de forma tal que si un mojón es destruido siempre se pueda efectuar el amarre con equipo de medición convencional.

- **Proximidad a la obra:** Para facilitar las labores de ejecución del proyecto, en cada terna de puntos intervisibles, al menos uno de ellos debía situarse lo más próximo a la línea de construcción del EM, donde debía existir buena visibilidad.

- **Permanencia:** Por otro lado debía evitarse la selección de vértices muy cercanos o sobre obras complementarias como caminos de acceso, interconexiones, desfogues y rebalses, ya que podían ser destruidos por la maquinaria al entrar en construcción del proyecto. El sitio propuesto para la ubicación del vértice debía ser lo suficientemente estable, a modo de garantizar la permanencia de la marca a lo largo del tiempo, evitándose terrenos propensos a erosión, deslizamientos e inundaciones (CNUGGI, 1996).

- **Horizonte despejado:** Para evitar problemas de mala señal de satélites en las mediciones GNSS, el punto a seleccionar debía contar con un horizonte lo suficientemente despejado en sus alrededores, libre de objetos, estructuras reflectantes y vegetación que pudieran interferir con la señal de satélites (CNUGGI, 1996).

- **Sectores primordiales del EM:** Los tramos donde la tubería se encuentra expuesta (aérea), el inicio y fin del EM en las respectivas interconexiones con el TT y la PTAR; corresponden a sectores donde la obra es visible y por ende puede ser auscultada con facilidad, por este motivo se requería establecer una mayor cantidad de vértices en los alrededores, que contaran con buena visibilidad entre sí y hacia el proyecto.

- **Zonas idóneas para densificación:** Los sectores más convenientes para establecer los vértices de la red, debían carecer de puntos de la UE AyA-JBIC o que bien correspondieran solo a bancos de nivel o puntos GPS, con exactitud solo en un componente (planimétrico o altimétrico).

- **Rango de clase de propiedades:** Los mojones debían ser primordialmente situados en terrenos de acceso público como derechos de vía y parques, al representar zonas de fácil acceso, donde no se requiere gestionar permiso de ingreso por su carácter público; seguido por las propiedades de instituciones estatales, siempre que se contara con aval de ingreso; y en última instancia en propiedad privada, que por condiciones muy favorables del entorno así lo ameritaban y en los cuales existía autorización de parte de los propietarios.

3.3.2 Clasificación de vértices de red.

La clasificación consistió en un proceso previo al de selección, con el fin de facilitar la toma de decisión en la conformación de la red inicial. Se realizó con base en la distinta

información recopilada, siguiendo los lineamientos establecidos para el diseño de la red. Luego de analizar los datos minuciosamente, los vértices de la red se clasificaron en un orden jerárquico, como primarios, secundarios y terciarios, sin que este orden tuviera relación con otras nomenclaturas de clasificación de redes, pues atañe a características propias del punto como lo es su proximidad, ubicación, accesibilidad, visibilidad, intervisibilidad, entre otros.

Los vértices primarios correspondían a los puntos que presentaban las mejores características, ya sea por su cercanía a la obra, visibilidad a la mayor cantidad de otros puntos, ubicación sobre zonas de parque, zona libre de vegetación u objetos, entre otros. Dentro de estos se encuentran los puntos PRL numerados: 18, 19, 21, 22, 26, 32, 36 y 38.

El grupo de vértices secundarios correspondían a los que contaban por lo general de excelente a buena visibilidad y cercanía a la obra, pero que podían presentar menor cantidad de puntos intervisibles, localizarse en terrenos estatales y privados o poseer cierta altura de vegetación u objetos en los alrededores. En esta clasificación se hallan los vértices PRL numerados: 01, 02, 04, 06, 07, 08, 10, 14, 15, 17, 23, 24, 25, 27, 28, 35, 36 y 37.

Los vértices clasificados como terciarios por su parte poseían poca o nula visibilidad hacia la obra, indistintamente podían ubicarse cerca de ella, en los extremos más alejados, en zonas públicas o privadas. Se caracterizaban principalmente por ser visibles desde otros puntos primarios o secundarios fungiendo como auxiliares, además de mejorar la distribución de la red. Entre ellos se clasifican los puntos PRL numerados: 03, 05, 09, 11, 12, 13, 16, 20, 29, 30, 31, 33 y 34. De este modo la distribución resultante se muestra en la Figura 22.

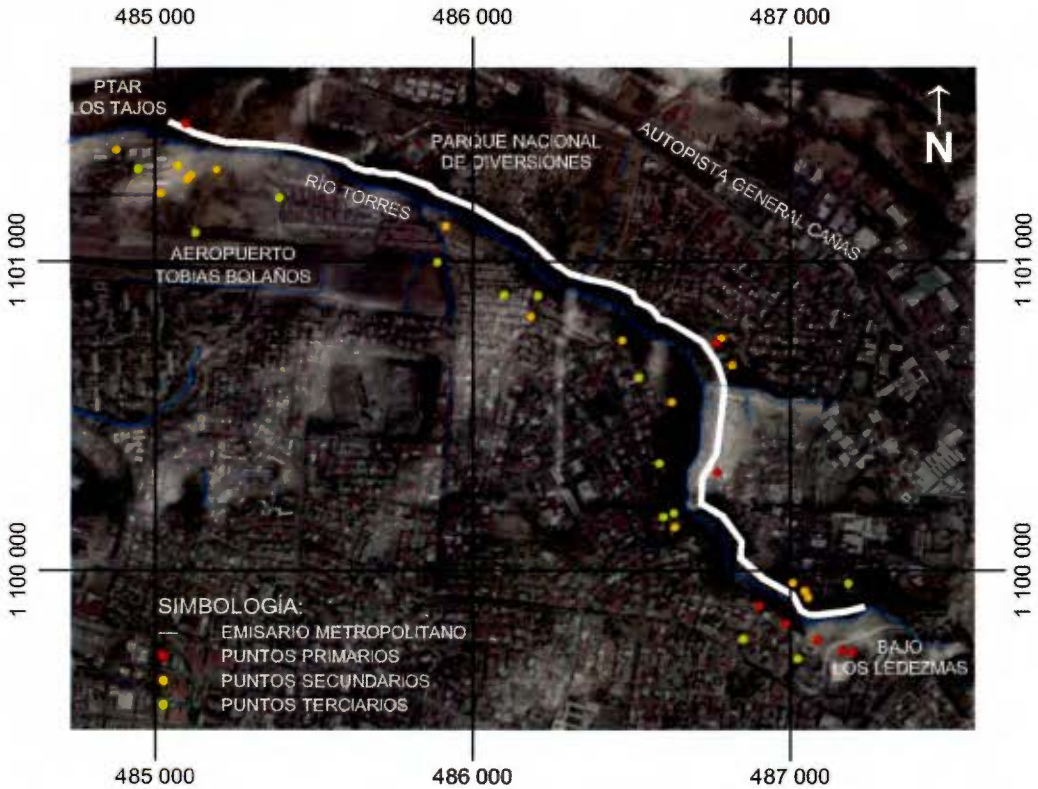


Figura 22. Clasificación de vértices de red.

Sistema de proyección CRTM05. Fuente: Adaptado de ortofotos 1: 1000 PRCR, 2006.

3.3.3 Selección de vértices de red.

Con la clasificación efectuada, se procedió a elegir los vértices que formarían parte de la red inicial propuesta. En general debía buscarse el buen balance entre las características del punto, el entorno y la obra civil, de tal forma que los seleccionados contaran con las mejores propiedades y se apegaran a las normas de diseño.

Se seleccionaron inicialmente todos los primarios, para luego ir incorporando los secundarios que mejor se acoplaran a éstos. Por lo general los puntos secundarios se incluían con la finalidad de reforzar sectores que carecían de los principales, así como sectores específicos de la obra (interconexiones con el TT, PTAR y tramos donde la tubería estaría expuesta), además de mejorar la intervisibilidad y geometría de la red. Por

último los vértices terciarios esencialmente se incorporaban para incrementar el número de puntos intervisibles desde los primarios y secundarios.

El proceso de discernir entre qué vértices utilizar no fue expedito, requirió de múltiples ensayos donde se analizaban posibles configuraciones de red, descartando o aceptando distintas distribuciones de puntos conforme a los requerimientos establecidos. Se presentaban situaciones en que los vértices seleccionados formaban geometrías muy regulares, sin embargo no contaban con suficiente cercanía o visibilidad a la obra. En otros casos, algunos puntos con las mejores ubicaciones se encontraban en propiedad privada, donde se requería el permiso del propietario.

En total se seleccionaron 20 vértices, los cuales correspondían a 17 de los denominados PRL numerados como 01, 04, 10, 11, 12, 14, 17, 19, 21, 25, 26, 27, 32, 34, 35, 37 y 38; junto con tres puntos existentes de la UE AyA-JBIC, estos último bajo recomendación del Asesor Técnico de la práctica dirigida, con el fin de contrastar las coordenadas obtenidas en el presente trabajo respecto a las que tenía registradas la UE AyA-JBIC.

3.3.4 Elección de bases y bancos de nivel de amarre.

Los puntos de amarre corresponden al datum de partida, donde se conocen sus valores de posición, los cuales para el caso de la presente práctica dirigida son de dos tipos: norte, este y altura elipsoídica para amarres a puntos fijos en la red planimétrica; y altura para la vinculación a bancos de nivel en la red altimétrica.

Para la conformación de la red, se requería estrictamente de su vinculación en el componente horizontal y vertical, a las respectivas redes planimétricas y altimétricas existentes de la UE AyA-JBIC. Principalmente para satisfacer las labores de replanteo de la obra, pues los diseños estaban ubicados espacialmente según el enlace a los distintos puntos GPS, bancos de nivel e hitos definidos por la UE AyA-JBIC en los inicios del PMAAMSJ.

En el enlace planimétrico, se conocía de previo la existencia de dos cuadriláteros: uno primario conformado en el año 2007 por las bases PB, BELO, LAGU y FCORO; y otro secundario establecido en el año 2009 mediante los vértices ALTO-12, TSUR-12, VESCO-12 y W4-12. Éste último correspondía a una densificación a partir del primario, siendo un cuadrilátero circunscrito.

Para determinar las bases a utilizar, se posicionó el cuadrilátero principal, el secundario y los vértices seleccionados de la red de densificación. Se detectó como las dos bases ubicadas al oeste del cuadrilátero primario (LAGU y BELO), junto con las dos bases situadas también al oeste del cuadrilátero secundario (W4-12 y TSUR-12), abarcaban la red propuesta de forma más homogénea y centrada. El seleccionar otras bases situadas más al este como PB, FCORO, ALTO-12 y VESCO-12, implicaría vectores GNSS más largos y por ende con mayor error. De este modo se seleccionaron las bases LAGU, BELO, W4-12 y TSUR-12, formando el cuadrilátero que se muestra en la Figura 23.

En la vinculación altimétrica, existían una serie de bancos de nivel en los alrededores del EM, pertenecientes a un primer circuito de nivelación que habían sido enlazados en su oportunidad a niveles oficiales del IGN. En este caso, por conveniencia se seleccionaron los bancos de nivel principales más cercanos a la zona del EM, eligiendo así los denominados LEDEZ, ANIMA y RTW07.

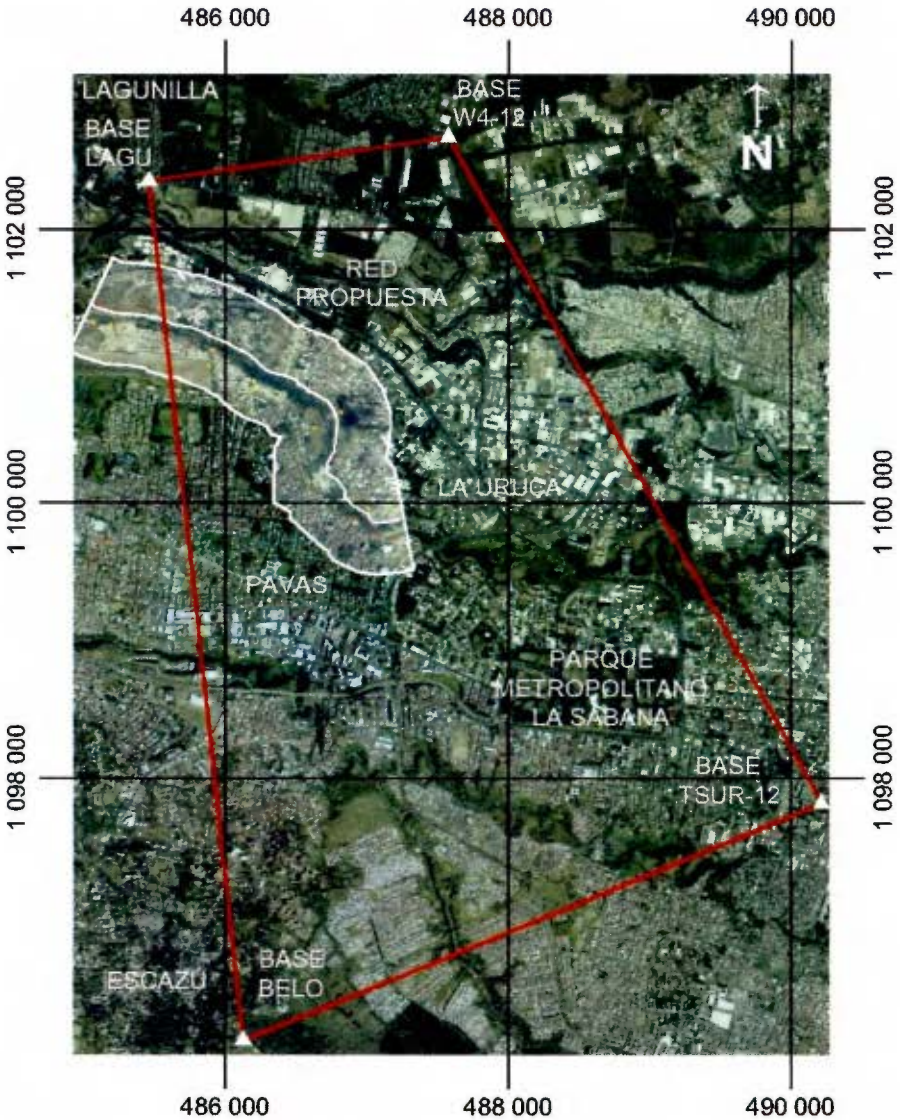


Figura 23. Bases para el enlace planimétrico de la red.
Sistema de proyección CRTM05. Fuente: Adaptado de ortofotos 1: 1000 PRCR, 2006.

3.3.5 Diseño inicial de configuración.

El diseño de configuración de la red, está asociado directamente con el componente horizontal y figura en los lineamientos geométricos establecidos en la sección 3.2.1. El

proceso consistió en la elección de los vectores de observación GNSS que conformarían la red propuesta. Estos vectores pueden representarse como una línea unida a un par de puntos, simbolizando que entre ambos existe un vínculo dado por el vector, en este caso la medida de una dirección y una distancia entre los vértices.

De ésta forma, se procedió a unir los puntos seleccionados mediante líneas, buscando formar cuadriláteros con la forma más regular posible y que incluyeran además sus diagonales. Sucesivamente los cuadriláteros se iban ligando conforme avanzaba el recorrido de la red a través de los puntos. De ésta forma se definieron las observaciones a efectuar en el componente horizontal en la red propuesta, las cuales se presentan en la Figura 24.

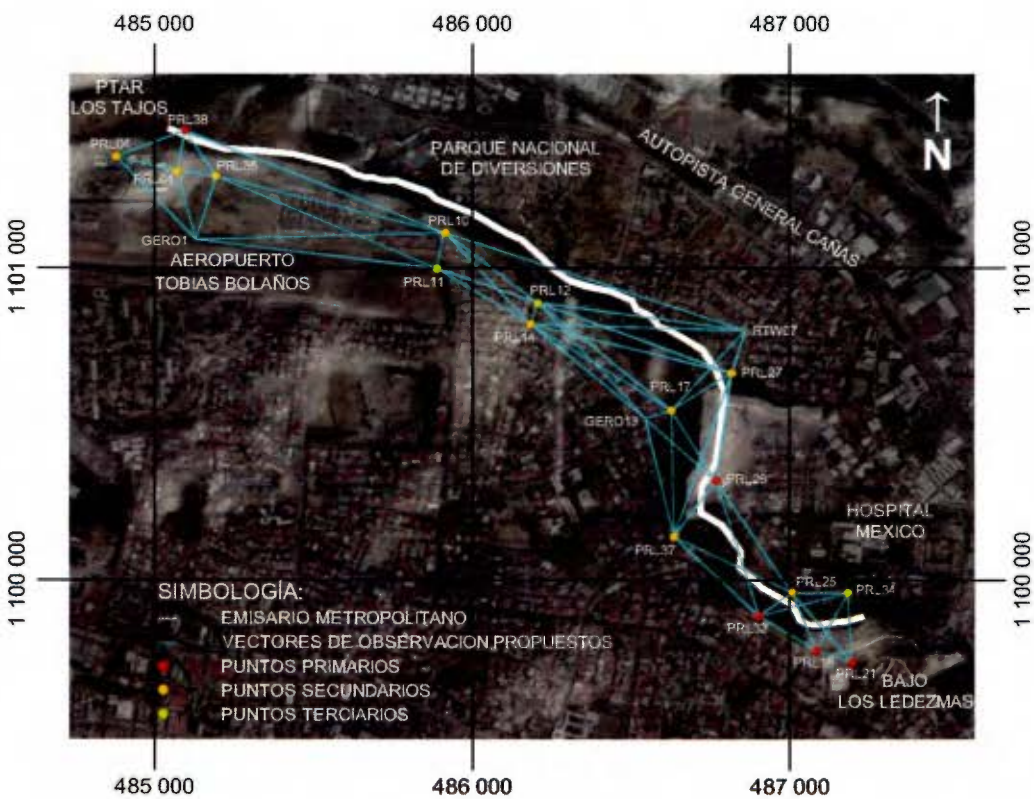


Figura 24. Propuesta inicial de red planimétrica.

Sistema de proyección CRTM05. Fuente: Adaptado de ortofotos 1: 1000 PRCR, 2006.

En resumen, el diseño inicial propuesto de la red planimétrica se conformó por 24 vértices totales, 20 puntos nuevos y cuatro bases de enlace; un total de 84 vectores de observación, 52 entre puntos nuevos y 32 vinculados a bases.

3.3.6 Diseño inicial de líneas de nivelación.

El diseño de líneas de nivelación está ligado al componente vertical de la red. Consistió de manera similar a su parte homologa, en trazar el recorrido de las líneas de nivelación de un punto a otro, las cuales son representadas mediante curvas, para distinguirse de los vectores de observación GNSS.

La medición de una nivelación implica mucho más personal, tiempo y esfuerzo que la obtención de un vector GNSS; por la distribución de los puntos de la red existían sectores donde debía cruzarse el río Torres en varias ocasiones, por ende la selección de estas líneas, debía ser muy justificada y solo incluirse las necesarias que garantizaran la exactitud de la red.

Es así como se procedió a plantear las líneas de nivelación, buscando formar circuitos de nivelación entre cuadriláteros, a diferencia del diseño de configuración, se evitaba el cruce entre líneas y diagonales. De igual forma los circuitos de nivelación se iban ligando conforme avanzaba el trayecto de la red sobre los puntos, buscando reforzar los extremos de la red. Las nivelaciones propuestas para la red inicial se ilustran a través de la figura 25.

De esta forma la propuesta inicial de red de nivelación contempló un total de 22 bancos de nivel, de ellos 19 nuevos y tres fijos; 36 líneas de nivelación en general, 28 a través de bancos nuevos, cuatro enlazadas a bancos fijos y dos solo entre bancos fijos.

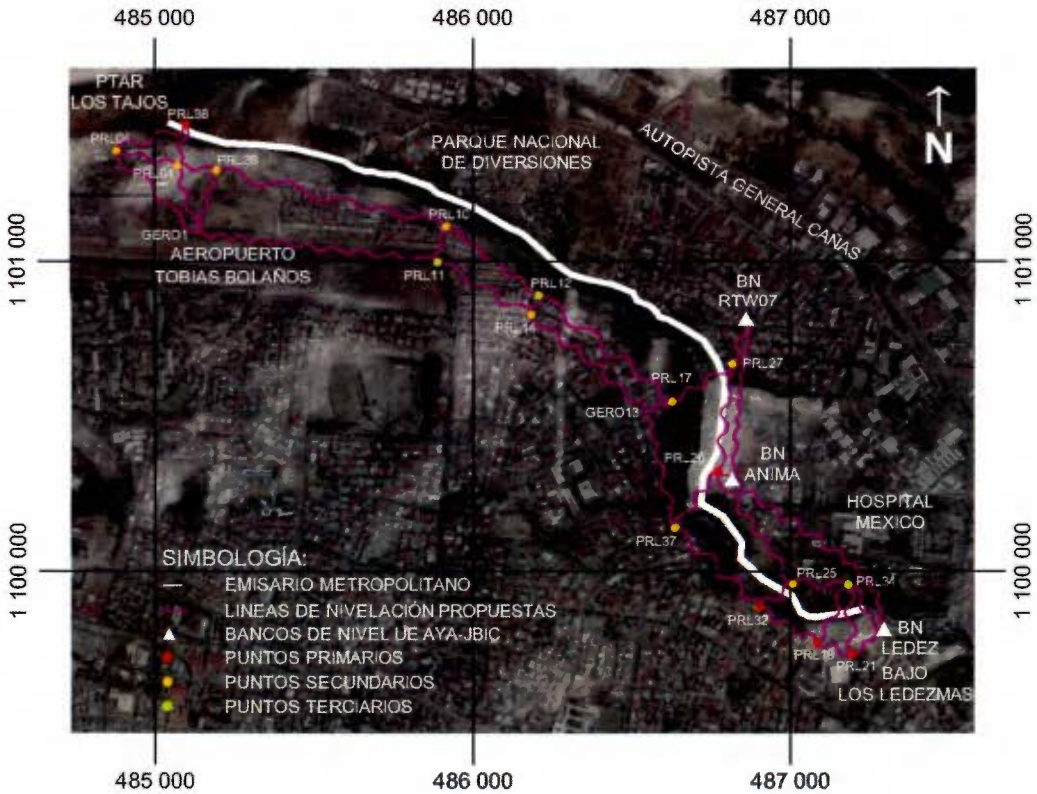


Figura 25. Propuesta inicial de red altimétrica.

Sistema de proyección CRTM05. Fuente: Adaptado de ortofotos 1: 1000 PRCR, 2006.

3.4 Simulación de la Red Inicial

Esta etapa consistió en someter a prueba el diseño planimétrico y altimétrico propuesto de la red, con el fin de determinar antes de monumentar y medir cualquier vértice, si la configuración planteada cumplía con las especificaciones generales de exactitud requeridas por la UE AyA-JBIC. A continuación se detalla el procedimiento llevado a cabo para la simulación, los resultados de la misma se muestran en el Capítulo 4: Resultados y Análisis de la Información.

3.4.1 Datos necesarios para la simulación.

Para poder llevar a cabo la simulación de la red planimétrica y altimétrica, estrictamente se debían conocer tres tipos distintos de información:

- **Desviación estándar a priori de los instrumentos de medición:** De antemano se conocían los instrumentos por utilizar en las mediciones GNSS y las nivelaciones de precisión. Con base en la experiencia práctica para labores efectuadas con el mismo equipo, la asesoría técnica de la práctica recomendó utilizar exactitudes de ±2mm x √km para la altimetría y ±3mm + 0,5 ppm para la planimetría, las cuales derivan de las exactitudes de los instrumentos él según propio fabricante.

- **Coordenadas aproximadas de los puntos:** En la etapa de prediseño con el uso de navegador GPS, habían sido determinadas las coordenadas norte, este y altura elipsoídica de los puntos seleccionados para la red inicial. Adicionalmente se conocía la posición de las bases y bancos de nivel de amarre de la UE AyA-JBIC.

- **Mediciones propuestas de la red:** Derivado del diseño de la red altimétrica y planimétrica, se conocía la cantidad total de observaciones, el tipo (desniveles, direcciones y distancias), y su relación con cada vértice.

3.4.2 Software utilizado para la Simulación.

Los datos debían ser introducidos y analizados en un programa especializado en el ajuste de redes geodésicas. Tanto la Dirección de Topografía del AyA, como el Departamento de Topografía de la UE AyA-JBIC, han utilizado el software denominado *ARGE-DOGO®* para la simulación de redes de densificación.

El programa está basado en el modelo de ajuste *Gauss-Markov*, desarrollado para redes con gran cantidad de puntos, permitiendo dar tratamiento a redes altimétricas y

planimétricas, mediante la realización de simulaciones, ajustes libres y amarrados.

De esta forma, al conocer de previo el funcionamiento del software, aunado a los resultados satisfactorios obtenidos a nivel de la Institución y al contar con licencias disponibles, de optó por utilizar este programa tanto para la simulación, como el ajuste altimétrico de la red.

3.4.3 Preparación e ingreso de datos para red planimétrica.

La información del diseño planimétrico que se tenía hasta el momento, debía encajar con el formato de entrada del programa de simulación. Por la forma en la que está diseñado el programa *ARGE-DOGO®*, una vez se ingresa el nombre del punto, éste automáticamente lo renombra como un numero consecutivo, el cual será la referencia para las demás instrucciones por introducir al programa.

Por lo tanto para facilitar el ingreso de datos, de forma que no resultara engorroso y evitar cometer errores, de previo se homologó el nombre del vértice y las observaciones ligadas a ellos, como puntos y observaciones ARGE respectivamente, lo anterior se muestra a partir de las Tablas 5,6 y 7.

Tabla 5. Datos de entrada de puntos al programa *ARGE-DOGO®*.

Vértice Red	Punto ARGE	N CRTM05 (m)	E CRTM05 (m)	Vértice Red	Punto ARGE	N CRTM05 (m)	E CRTM05 (m)
GERO01	1	1101091	485129	PRL25	13	1099959	487007
GERO13	2	1100516	486544	PRL26	14	1100317	486767
PRL38	3	1101443	485096	PRL27	15	1100661	486817
PRL01	4	1101311	485070	PRL32	16	1099885	486903
PRL04	5	1101359	484879	PRL34	17	1099957	487183
PRL10	6	1101123	485910	PRL35	18	1101296	485193
PRL11	7	1100998	485887	PRL37	19	1100138	486635
PRL12	8	1100888	486203	RTW07	20	1100798	486859
PRL14	9	1100818	486182	LAGU	21	1102355	485462
PRL17	10	1100542	486626	BELO	22	1096102	486131
PRL19	11	1099775	487083	W4-12	23	1102672	487577
PRL21	12	1099736	487195	TSUR-12	24	1097816	490222

Tabla 6. Datos de entrada de observaciones al programa *ARGE-DOGO*®, parte 1.

	Observación		Observación ARGE			Observación		Observación ARGE	
No.	De	A	De	A	No.	De	A	De	A
1	PRL38	PRL04	3	5	22	PRL12	PRL27	8	15
2	PRL04	PRL01	5	4	23	RTW07	PRL14	20	9
3	PRL01	PRL38	- 4	3	24	PRL14	PRL27	9	15
4	PRL04	GERO01	5	1	25	PRL27	RTW07	15	20
5	GERO01	PRL01	1	4	26	RTW07	PRL17	20	10
6	PRL01	PRL35	4	18	27	PRL17	PRL12	10	8
7	PRL35	GERO01	18	1	28	PRL12	GERO13	8	2
8	PRL35	PRL38	18	3	29	GERO13	PRL14	2	9
9	PRL35	PRL10	18	6	30	PRL14	PRL17	9	10
10	PRL10	PRL38	6	3	31	PRL17	PRL27	10	15
11	PRL10	GERO01	6	1	32	PRL27	PRL26	15	14
12	GERO01	PRL11	1	7	33	PRL26	PRL17	14	10
13	PRL11	PRL35	7	18	34	PRL17	PRL37	10	19
14	PRL11	PRL10	7	6	35	PRL37	GERO13	19	2
15	PRL10	PRL14	6	9	36	GERO13	PRL26	2	14
16	PRL14	PRL12	9	8	37	PRL26	PRL37	14	19
17	PRL14	PRL11	9	7	38	PRL37	PRL27	19	15
18	PRL11	PRL12	7	8	39	GERO13	PRL17	2	10
19	PRL12	PRL10	8	6	40	PRL37	PRL32	19	16
20	PRL10	RTW07	6	20	41	PRL32	PRL26	16	14
21	RTW07	PRL12	20	8	42	PRL26	PRL25	14	13

Tabla 7. Datos de entrada de observaciones al programa *ARGE-DOGO*®, parte 2.

	Observación		Observación ARGE			Observación		Observación ARGE	
No.	De	A	De	A	No.	De	A	De	A
43	PRL25	PRL37	13	19	64	W4-12	PRL26	23	14
44	PRL25	PRL32	13	16	65	W4-12	PRL25	23	13
45	PRL32	PRL34	16	17	66	W4-12	PRL34	23	17
46	PRL34	PRL21	17	12	67	W4-12	PRL21	23	12
47	PRL21	PRL25	12	13	68	TSUR-12	PRL27	24	15
48	PRL25	PRL34	13	17	69	TSUR-12	PRL26	24	14
49	PRL34	PRL19	17	11	70	TSUR-12	PRL34	24	17
50	PRL19	PRL25	11	13	71	TSUR-12	PRL19	24	11
51	PRL32	PRL19	16	11	72	BELO	PRL21	22	12
52	PRL19	PRL21	11	12	73	BELO	PRL19	22	11
53	LAGU	PRL04	21	5	74	BELO	PRL32	22	16
54	LAGU	PRL38	21	3	75	BELO	PRL37	22	19
55	LAGU	PRL35	21	18	76	BELO	GERO13	22	2
56	LAGU	PRL10	21	6	77	BELO	PRL14	22	9
57	LAGU	PRL12	21	8	78	BELO	PRL11	22	7
58	LAGU	RTW07	21	20	79	BELO	GERO01	22	1
59	W4-12	PRL38	23	3	80	BELO	PRL04	22	5
60	W4-12	PRL35	23	18	81	LAGU	W4-12	21	23
61	W4-12	PRL10	23	6	82	W4-12	TSUR-12	23	24
62	W4-12	PRL12	23	8	83	TSUR-12	BELO	24	22
63	W4-12	RTW07	23	20	84	BELO	LAGU	22	21

Una vez ejecutado el programa *ARGE-DOGO®*, primeramente se procedió a crear el archivo de trabajo y configurar el módulo para planimetría y simulación. En la sección denominada *PUNTOS,* se ingresó manualmente un total de 24 vértices, incluyendo el nombre, coordenadas este y norte, así como el tipo de punto *T.* Este último se seleccionó como *Datum*, por tratarse de una simulación. El detalle de los vértices ingresados se muestra en la Figura 26.

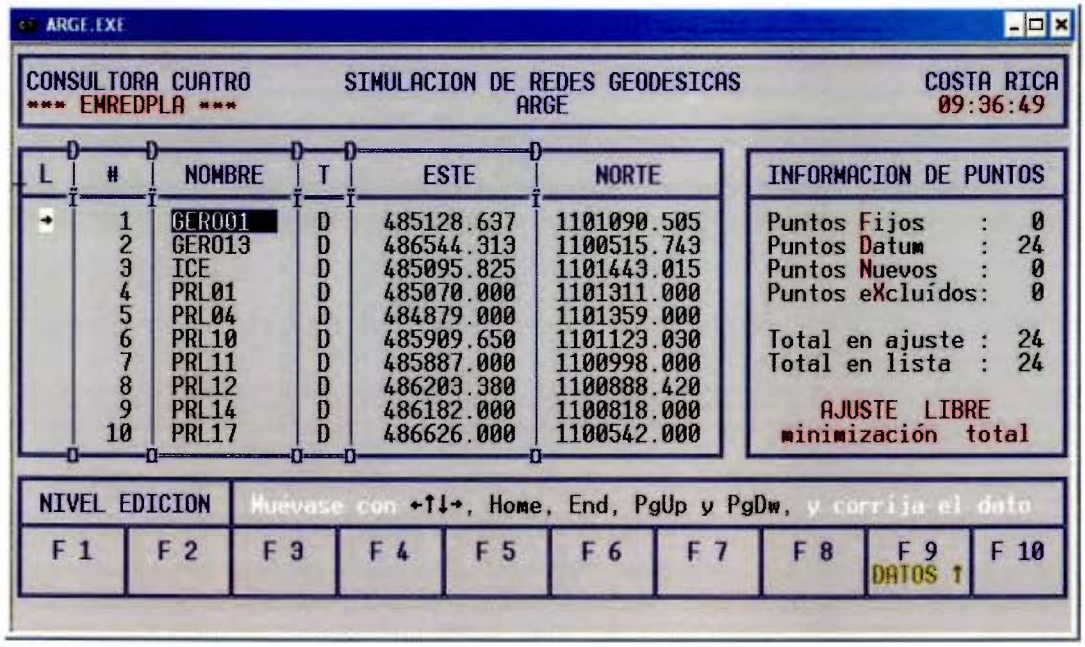


Figura 26. Ingreso de puntos al programa *ARGE-DOGO®* para simulación planimétrica.

Fuente: Adaptado de *ARGE-DOGO®*, 2016.

Seguidamente en el apartado para observaciones denominado *OBSERV*, se ingresaron las exactitudes apriori del instrumental, el cual fue necesario dividir en dos grupos de mediciones; acimutes y distancias. En el caso de mediciones GNSS, los acimutes tienen muy buena determinación, por lo que se ingresó un sigma angular de 0,2", siendo este un valor definido usualmente por la experiencia práctica (Moya, 2013). Para las distancias se utilizó la desviación estándar definida por el fabricante *Topcon* para los receptores *Hiper II* como ±3mm + 0,5 ppm.

En cada grupo se ingresó un total de 84 observaciones, tanto en los acimutes como en las distancias, según se observa en la Figura 27. Por ultimo una vez incluidos todos los datos, en el módulo *SIMULA* se ejecutó la simulación de la red.

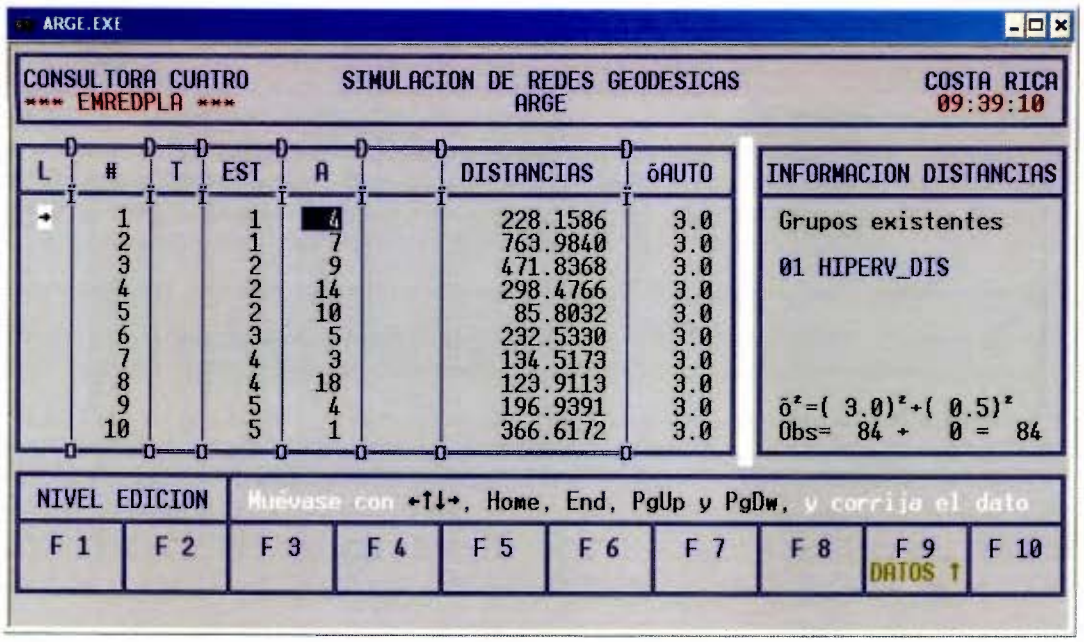


Figura 27. Ingreso de observaciones al programa *ARGE-DOGO*® para simulación planimétrica.
Fuente: Adaptado de *ARGE-DOGO*®, 2016.

3.4.4 Preparación e ingreso de datos para red altimétrica.

Inicialmente se procedió a estandarizar la información, debido a que la elevación obtenida en campo con el uso de un navegador GPS para los bancos de nivel nuevos corresponde a una altura elipsoídica, y los bancos de nivel existentes de la UE AyA-JBIC están vinculados a otros bancos de nivel del IGN por técnicas de nivelación diferencial. Era necesario calcular una altura ortométrica aproximada a partir de la altura elipsoídica obtenida con navegador, de tal modo que no existiera mucha disparidad en las superficies de referencia de los bancos de nivel existentes respecto a los nuevos, que pudiese afectar los resultados de la simulación de la red. Lo anterior se llevó a cabo con ayuda del modelo geoidal EGM 08, donde se conocía que en la zona la diferencia entre ambas (ondulación

del geoide) rondaba los 14 m.

El nombre del punto y líneas de nivelación fueron homologados a puntos y líneas *ARGE*, al igual que en el apartado anterior. La información que se digitó en el programa se muestra en las Tablas 8 y 9.

Tabla 8. Datos de entrada de bancos de nivel al programa *ARGE-DOGO*®.

BN Red	Punto ARGE	N CRMT05 (m)	E CRTM05 (m)	H (m)	BN Red	Punto ARGE	N CRMT05 (m)	E CRTM05 (m)	H (m)
ANIMA	1	1100286	486814	1059,50	PRL17	12	1100542	486626	1052,97
GERO01	2	1101091	485129	1006,91	PRL19	13	1099775	487083	1078,91
GERO13	3	1100516	486544	1048,80	PRL21	14	1099736	487195	1080,90
PRL38	4	1101443	485096	985,22	PRL25	15	1099959	487007	1073,92
LEDEZ	5	1099810	487296	1051,32	PRL26	16	1100317	486767	1063,95
PRL01	6	1101311	485070	982,09	PRL27	17	1100661	486817	1041,47
PRL04	7	1101359	484879	985,10	PRL32	18	1099885	486903	1070,92
PRL10	8	1101123	485910	1005,04	PRL34	19	1099957	487183	1093,92
PRL11	9	1100998	485887	1028,04	PRL35	20	1101296	485193	1008,09
PRL12	10	1100888	486203	1024,01	PRL37	21	1100138	486635	1055,95
PRL14	11	1100818	486182	1032,01	RTW07	22	1100798	486859	1048,92

Tabla 9. Datos de entrada de líneas de nivelación al programa *ARGE-DOGO*®.

No. linea	Linea nivelación	Linea ARGE	Dist. (km)	No. linea	Linea nivelación	Linea ARGE	Dist. (km)
1	PRL04-GERO1	7 a 2	0,367	18	PRL27-RTW07	17 a 22	0,143
2	PRL04-PRL38	7 a 4	0,233	19	RTW07-ANIMAS	22 a 1	0,514
3	PRL38-PRL01	4 a 6	0,135	20	PRL27-PRL26	17 a 16	0,348
4	PRL01-PRL04	6 a 7	0,197	21	PRL26-ANIMAS	16 a 1	0,056
5	PRL01-GERO1	6 a 2	0,228	22	PRL26-PRL37	16 a 21	0,222
6	GERO01-PRL35	2 a 20	0,215	23	PRL37-GERO13	21 a 3	0,388
7	PRL35-PRL01	20 a 6	0,124	24	ANIMAS-LEDEZ	1 a 5	0,678
8	GERO01-PRL11	2 a 9	0,764	25	PRL26-PRL25	16 a 15	0,431
9	PRL11-PRL10	9 a 8	0,127	26	PRL25-PRL32	15 a 18	0,128
10	PRL10-PRL35	8 a 20	0,737	27	PRL32-PRL37	18 a 21	0,369
11	PRL11-PRL14	9 a 11	0,346	28	PRL32-PRL19	18 a 13	0,211
12	PRL14-PRL12	11 a 10	0,074	29	PRL19-PRL34	13 a 19	0,208
13	PRL12-PRL10	10 a 8	0,376	30	PRL34-PRL25	19 a 15	0,176
14	PRL14-GERO13	11 a 3	0,472	31	PRL19-PRL21	13 a 14	0,119
15	GERO13-PRL17	3 a 12	0,086	32	PRL21-PRL34	14 a 19	0,221
16	PRL17-PRL12	12 a 10	0,546	33	PRL21-LEDEZ	14 a 5	0,126
17	PRL17-PRL27	12 a 17	0,225	34	LEDEZ-PRL34	5 a 19	0,185

Posteriormente se ingresaron los datos al software *ARGE-DOGO®*, al igual que en la simulación planimétrica, se inició desde la creación de un archivo de trabajo independiente, configurando el programa para trabajar con datos altimétricos en modo simulación. Se ingresó el nombre y elevación para un total 22 puntos del tipo *Datum*.

En las observaciones se ingresó el sigma apriori del nivel como ±2mm x √km y dentro del grupo de mediciones se incluyeron los 34 desniveles estimados entre los vértices, concluyendo con la ejecución de la simulación.

3.5 Optimización de la Red

La optimización consistió en un proceso de mejora a la red propuesta, el cual culminaría con el establecimiento de una red definitiva, la cual fue monumentada, medida y ajustada posteriormente. Los cambios realizados proceden tanto de los resultados de la simulación, como de recomendaciones dadas por el Asesor Técnico de la práctica, las cuales se exponen a continuación.

3.5.1 Modificaciones a red planimétrica.

El sitio de interconexión entre el EM y TT, tal como se había mencionado constituía un sitio de interés para el emplazamiento de vértices primordialmente con fines de control, por la cercanía a la estructura tipo puente-canal (por construir) que conectará ambas obras. En este sector se habían propuesto inicialmente los puntos PRL19, PRL21, PRL25, PRL 32 y PRL 34, situados en ambas márgenes del río Torres. Se decidió por lo tanto reforzar la cantidad de visuales a otros puntos, desde el vértice PRL19 se reforzó con el PRL20 (ya existente) y como auxiliar al PRL25 se incorporó un nuevo vértice denominado OPT01 (por su acrónimo del proceso de optimización).

El punto PRL37 que se localizaba en las instalaciones del centro educativo privado *La Sabana*, sobre la margen sur del río Torres, cumplía solo la función de intervisibilidad

con el punto primario PRL26. Luego de una inspección de campo con personal de la UE AyA-JBIC, se recomendó descartar el vértice y buscar eventualmente otro punto auxiliar que cumpliera las mismas funciones pero en un sitio más accesible. De este modo se excluyó el vértice, incorporando el denominado OPT02, ubicado en la misma margen (norte) del río Torres y sobre calle publica de la urbanización Ánima, lo cual se representa en la Figura 28.

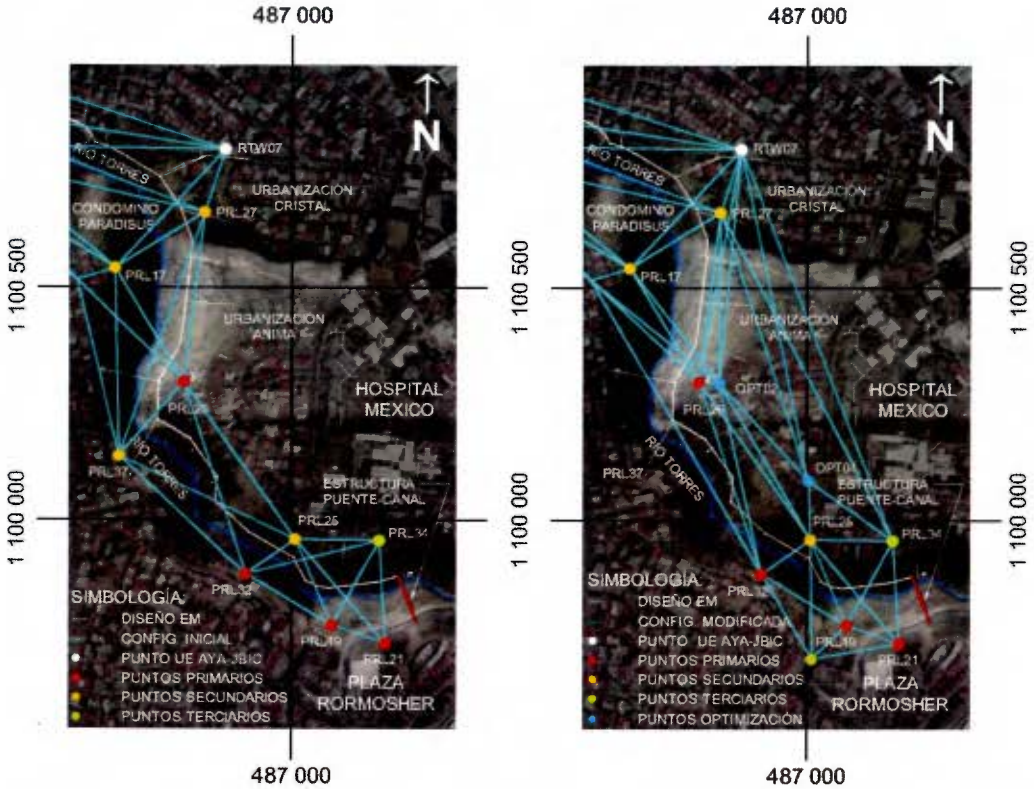


Figura 28. Diferencias en el sector sur entre la red planimétrica inicial y la modificada. Sistema de proyección CRTM05. Fuente: Adaptado de ortofotos 1: 1000 PRCR, 2006.

El cuadrilátero formado por los vértices PRL10-PRL11-PRL35-GERO1, en sus líneas GERO1-PRL11 y PRL35-PRL10 presentaba largas distancias de aproximadamente 750 m. Esta zona correspondía a un sector donde la tubería del EM se encontraría expuesta y por ende resultaba importante su densificación.

En la etapa de recolección de datos fue difícil ubicar puntos en este trayecto, debido a que las propiedades colindantes con el río eran privadas y no había sido posible contactar a los propietarios. En un nuevo intento por densificar esta zona de interés, se logró contactar a los propietarios y obtener el permiso respectivo para el emplazamiento de los vértices.

Por lo tanto se incluyeron cuatro vértices nuevos: OPT03 y OPT05 situados en propiedad privada, con excelente visibilidad hacia el EM; y sus puntos auxiliares OPT04 y OPT06 localizados sobre calle pública.

Por otro lado el vértice PRL04, que se localizaba en las instalaciones del CNE, si bien se contaba con el aval para la instalación del mojón y efectuar las mediciones necesarias, los controles de ingreso eran muy rigurosos. El permiso debía solicitarse previamente por escrito, indicando la fecha, hora, labores a realizar, personal y número de vehículo que ingresaría a las instalaciones, si algún dato variaba debía de notificarse nuevamente.

Lo anterior constituía un impedimento ajeno a un defecto en el diseño de la red, pero que incidía directamente en la accesibilidad del punto, lo cual se comprobó en las inspecciones de campo, donde en varias oportunidades no se pudo ingresar. Por este motivo el vértice PRL04 fue excluido. Los cambios anteriores se representan a través de la Figura 29.

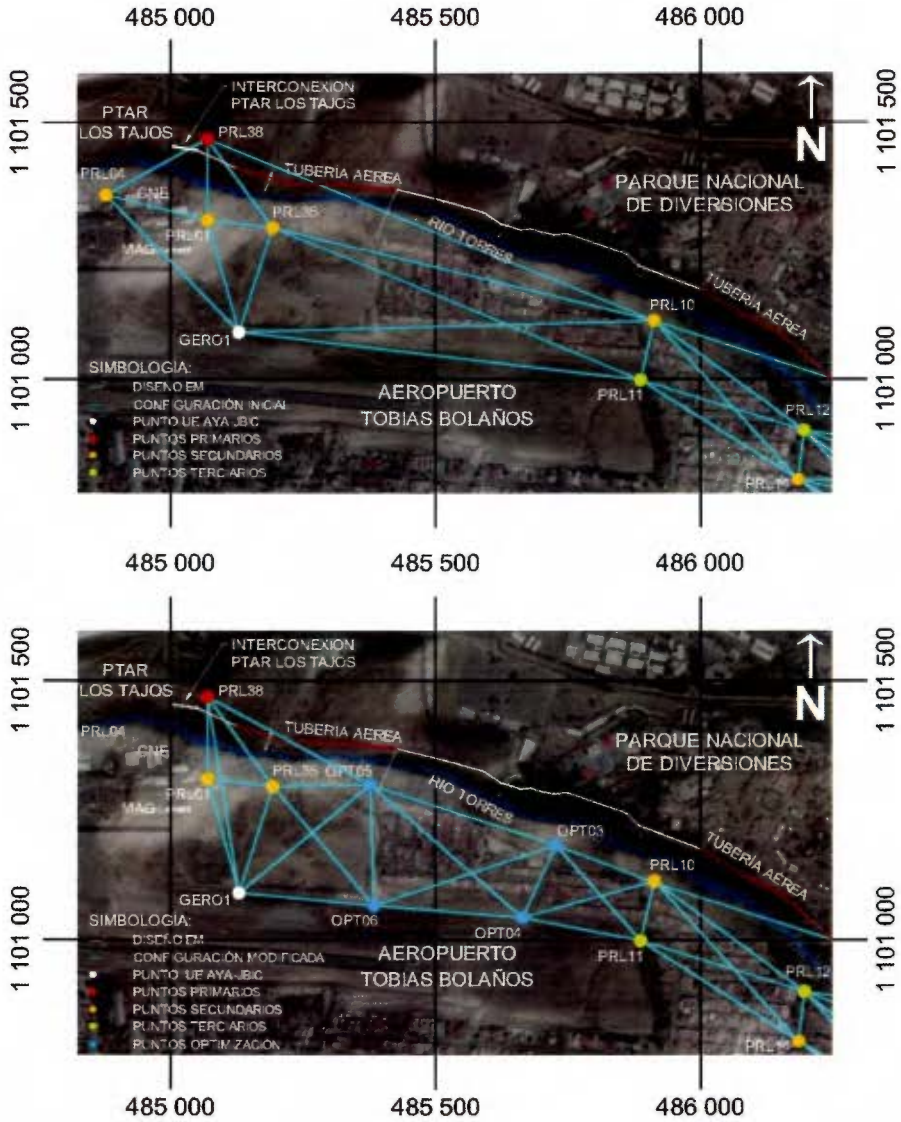


Figura 29. Diferencias en el sector norte entre la red planimétrica inicial y la modificada. Sistema de proyección CRTM05. Fuente: Adaptado de ortofotos 1: 1000 PRCR, 2006.

3.5.2 Modificaciones a red altimétrica.

Una parte de los cambios producidos en la red altimétrica, se debieron a la necesidad de minimizar y buscar una mejor distribución de las nivelaciones que atravesaban el río

Torres. El Asesor Técnico hizo ver la importancia de solo incluir las líneas a través del río necesarias para el establecimiento de la red, pues estas implicarían mayor tiempo, personal y esfuerzo respecto a una línea convencional.

En el diseño inicial se habían propuesto nueve líneas a través del río Torres: cinco de ellas en los alrededores del *Bajo Los Ledezmas* (ANIMA-LEDEZ, PRL34-LEDEZ, PRL34-PRL21, PRL34-PRL19 y PRL25-PRL32); una en la parte media del recorrido entre el condominio *Paradisus* y la urbanización *Cristal* (PRL17-PRL27); y dos entre el aeropuerto *Tobías Bolaños* y la PTAR *Los Tajos* (PRL04-PRL38 y PRL01-PRL38).

Se modificaron las nivelaciones a recorrer para definir siete en total: dos cerca del *Bajo Los Ledezmas* (PRL34-LEDEZ, PRL25-PRL32); dos entre el condominio *Paradisus* y la urbanización *Cristal* (RTW07-PRL17, PRL17-PRL27); y tres entre el aeropuerto *Tobías Bolaños* y la PTAR *Los Tajos* (PRL01-PRL38, PRL35-PRL38 y GERO1-PRL38).

Por su parte los cambios efectuados en la red planimétrica, repercutieron en la inclusión y cambio de líneas de nivelación. En el sector del *Bajo Los Ledezmas* se adicionaron líneas a los nuevos puntos auxiliares PRL20 y OPT01, compensando así la disminución de las nivelaciones sobre el río Torres y extendiendo la red ligeramente hacia el sur. Por su parte se produjeron modificaciones también por la exclusión del PRL37 y la adición del punto de amarre OPT02, desplazando la red levemente hacia el este. Lo anterior se muestra en la Figura 30.

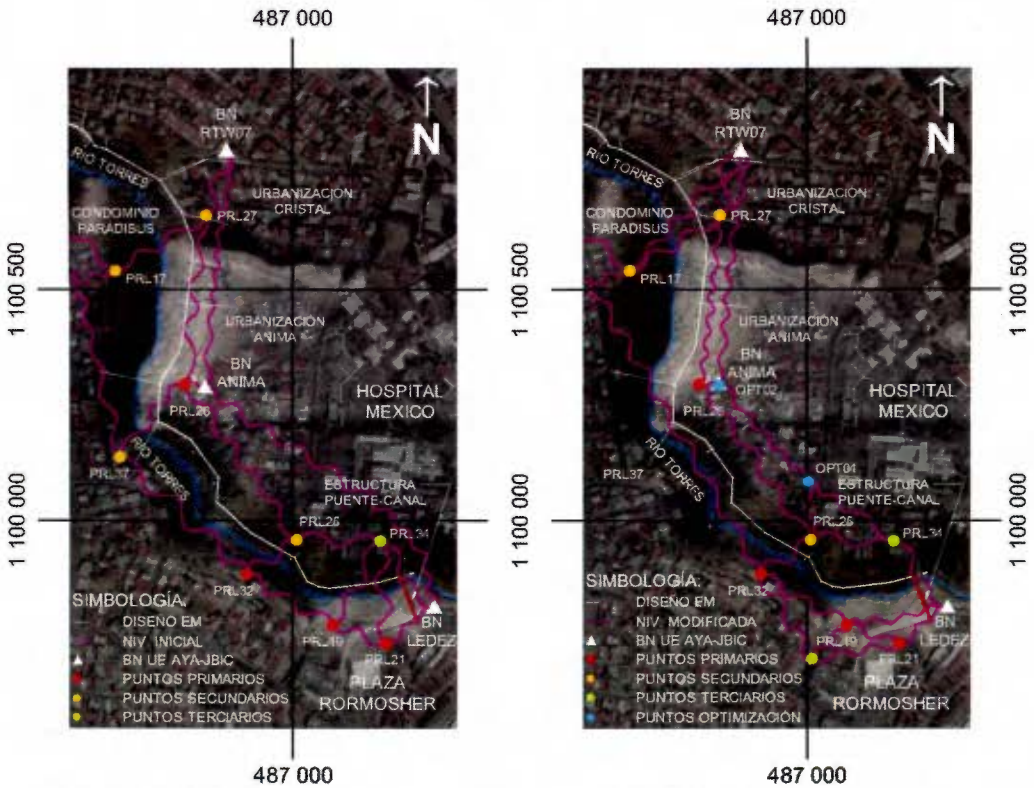


Figura 30. Diferencias en el sector sur entre la red altimétrica inicial y la modificada. Sistema de proyección CRTM05. Fuente: Adaptado de ortofotos 1: 1000 PRCR, 2006.

Hacia el norte de la red, con la densificación del cuadrilátero PRL10-PRL11-PRL35-GERO1 mediante la incorporación de los vértices OPT03 a OPT06, se incluyeron seis nuevas líneas de nivelación. Con la exclusión del punto PRL04, se eliminaron las tres líneas vinculadas a él, lo cual se contrarrestó con la adición de dos nivelaciones sobre el río torres para reforzar el PRL38, lo cual se ejemplifica a través de la Figura 31.

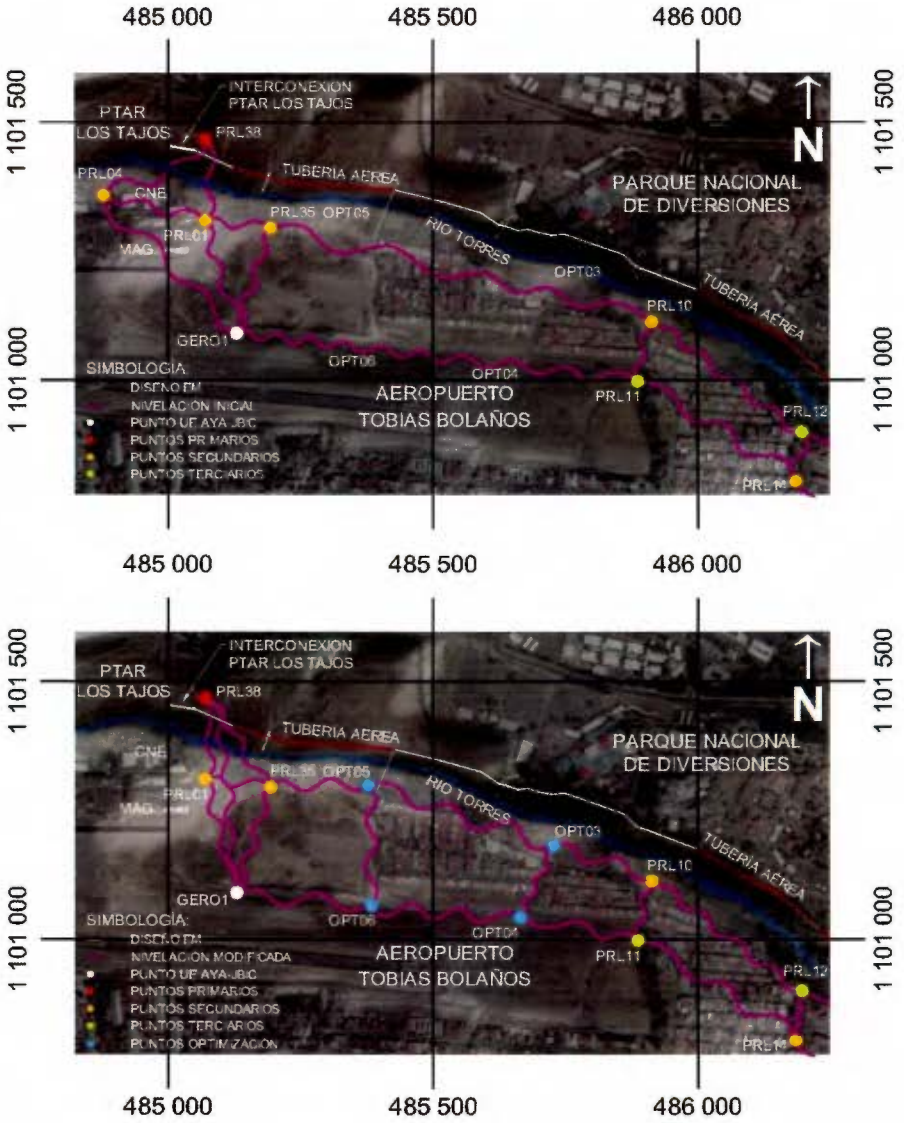


Figura 31. Diferencias en el sector norte entre la red altimétrica inicial y la modificada. Sistema de proyección CRTM05. Fuente: Adaptado de ortofotos 1: 1000 PRCR, 2006.

La optimización de la red preliminar culminó con el establecimiento de una red definitiva, la cual sería la base de referencia para los procesos subsiguientes de monumentación, medición y ajuste. Se optó por cambiar el acrónimo de los puntos previos PRL y OPT a EM, en función de la obra del Emisario Metropolitano, esto con el fin de identificar en adelante los vértices EM como los absolutos de la red.

3.6 Monumentación de la Red

Esta etapa consistió en el proceso de materializar sobre el terreno la red diseñada en el apartado anterior. Hasta aquí se ha abordado el concepto de punto o vértice, como un elemento del que se pretendía conocer su posición espacial, pero que carecía de representación física y mediciones.

En el ámbito del establecimiento de mojones existen propuestas de distintos autores, las cuales suelen ser similares, variando según el tipo de terreno, la clasificación de la red, la extensión del proyecto, los recursos y presupuesto con que se cuente. Blachut et al (1979) representa una buena guía, utilizada como referencia en la presente práctica.

No solamente el fundamento teórico es sustancial para el establecimiento de mojones, también la experiencia práctica juega un papel importante, en este sentido la UE AyA-JBIC a través del Asesor Técnico, brindó recomendaciones útiles de como efectuar la monumentación con base en los labores realizadas para el PMAAMSJ.

La mayor parte de los puntos de la UE AyA-JBIC se materializan sobre estructuras rígidas como cordón de caño, aceras y pavimentos, debido principalmente a su facilidad y rapidez de instalación. Un número muy reducido se construye sobre terreno natural, cuando las condiciones así lo exigen.

A diferencia de lo anterior, en la presente práctica, por las finalidades de la red diseñada en cuanto a proximidad y visibilidad hacia el EM, en su mayoría los mojones fueron establecidos sobre terreno natural (17 en total), constituyendo los vértices con las mejores características. Una pequeña parte se monumentó sobre cordón y acera (5 en total), que representan puntos auxiliares de los anteriores. Por este motivo se brindó un mayor énfasis a la construcción sobre terreno natural.

3.6.1 Consideraciones para la monumentación.

Con base en las distintas referencias bibliográficas consultadas y las recomendaciones dadas por la UE AyA-JBIC a través del Asesor Técnico de la práctica, se buscó que los mojones tuvieran las siguientes características:

- **Versatilidad:** El mojón tenía que ser apto para todo tipo de levantamientos, pues sobre ellos se realizarían tanto mediciones GNSS con receptores geodésicos, como nivelaciones de precisión. Esto implicaba que el vértice debía contar con un centro de punto o cruz claramente definido donde posicionar el equipo, a la vez de una cabeza avellanada u ovalada para las nivelaciones con estadia y una separación respecto al suelo para permitir el libre giro de la mira sin afectar las mediciones.

- **Estabilidad:** El punto materializado debía ser lo suficientemente estable sobre el terreno, evitando la construcción sobre suelos arcillosos y con pendientes pronunciadas. Se necesitaba plantear una construcción firme de este, por lo que la monumentación en terreno natural necesariamente contemplaba el uso de materiales de calidad, con el espesor y diámetro óptimos.

- **Durabilidad:** El monumento se requería que fuese perdurable a lo largo del tiempo, para ello convenía considerar algunas acciones para mitigar los efectos de agentes externos como el agua, al impermeabilizar la superficie del mojón y disponer de cierta pendiente para el drenaje superficial, evitando así el estancamiento.

- **Reconocimiento:** El vértice necesitaba ser fácilmente identificable y reconocible de forma inequívoca. Para ello se requería asignar un espacio lo suficientemente amplio para la rotulación del nombre con pintura, además de prever un método de grabado en relieve, que garantizara su identificación aún si la pintura fuese borrada.

3.6.2 Adquisición de materiales y herramientas.

Ante todo se buscó economizar costos en la construcción de los mojones, para ello se ubicaron materiales sobrantes en las distintas bodegas y planteles del AyA, que por su condición no podían ser utilizados en los proyectos, pero que servían perfectamente para la construcción de estos.

El principal material para la monumentación sobre el terreno natural lo conforman las varillas de acero, ya que el centro de la varilla es en sí el que materializa al punto. De esta forma constituyen el eje del monumento, sobre el cual se incorporan los demás materiales que vendrán a darle estabilidad.

Era necesario poder obtener varillas con un diámetro aceptable, para ello el Asesor Técnico recomendó conseguir varillas cercanas una pulgada de diámetro (25.4 mm). En la bodega de materiales de la sede central del AyA, existían varillas de acero deformadas de 20 mm de diámetro (sobrantes de construcciones), las cuales fueron facilitadas, con lo cual se cortaron 17 varillas de un largo aproximado de 1,00 m cada una.

En este mismo depósito se identificaron cerca de 30 piezas metálicas que llamaron la atención por su construcción robusta. Estos elementos se denominan flanger o brida, corresponden a piezas cilíndricas con soporte de hierro dúctil, poseen 5 mm de espesor, 75 mm de diámetro interno y una altura de 0,35 m. Casualmente según indicó el personal del depósito, estos materiales llevaban varios años almacenados, ya que actualmente no se utilizan en la construcción de acueductos, por poseer un diámetro inferior al mínimo establecido según las normas de diseño actuales (100 mm).

Por lo tanto se solicitaron un total de 17 bridas al depósito, para la construcción de mojones en terreno natural. El principal fin con el uso de la brida es el resguardo que brinda a la varilla de construcción, además de facilitar la visibilidad del mojón a la distancia, pudiendo prescindir de la monumentación a ras de suelo. Cabe aclarar que la UE AyA-JBIC nunca había utilizado este elemento para el amojonamiento sobre terreno

natural, sin embargo por la innovación que representa fue aceptado por el Asesor Técnico.

Por otro lado, en las bodegas de materiales del plantel de El Alto de Guadalupe del AyA, se localizaron tuberías de PVC dañadas de 250 mm de diámetro, algunas habían sido ya cortadas, otras presentaban perforaciones y por ende no serían utilizadas, considerándose material de desecho. En la monumentación sobre terreno natural, se había analizado la posibilidad de usar algún tipo de recipiente para contener el concreto en su vertido, con el fin de conseguir una estructura de mojón más uniforme y estética. De esta forma se cortaron 17 anillos de 0,20 m de alto de la tubería de desecho.

El resto de materiales necesarios constituyen un menor costo y por ende fueron adquiridos en comercios de venta de insumos topográficos y ferreterías tales como: balizas de madera, pines galvanizados con cabeza redondeada para la monumentación sobre cordón y acera, pegamento multiusos, pintura con sellador, concreto fino y premezclado.

Con respecto a las herramientas se utilizaron las facilitadas por Dirección de Topografía del AyA junto con las aportadas por el Departamento de Topografía de la UE AyA-JBIC. Entre estas se incluyen: inversores de corriente (conectados a vehículos) para el uso de herramientas eléctricas, taladros para perforar superficies de concreto, palas y picos para excavar el terreno natural, mazos para la incrustación de varillas y pines, garrafas con agua para la preparación del concreto, cucharas de albañilería para el moldeado del monumento y centros de punto, limas y seguetas, para el marcaje y desgaste de varillas. Una muestra de los principales materiales y herramientas utilizadas se resume en la Figura 32.

Figura 32. Materiales y herramientas básicas para la monumentación.

Fuente: Propia, 2016.

3.6.3 Monumentación propuesta.

Se tomó como base el proceso de monumentación de la UE AyA-JBIC la cual es muy similar al realizado por otras instituciones públicas, privadas y profesionales independientes, con la adición de los materiales obtenidos en el apartado anterior, para mejorar la estabilidad, durabilidad y reconocimiento de los mojones.

Para el amojonamiento sobre terreno natural se propuso utilizar los siguientes materiales:

- Una varilla deformada de acero de 20 mm de diámetro por 1,00 m de largo.
- Una brida de hierro dúctil de 75 mm de diámetro por 0,35 de largo.
- Un anillo de PCV de 250 mm de diámetro por 0,20 m de largo.
- Cuatro varillas deformadas de acero de 10 mm de diámetro por 0,20 m de largo.
- Aproximadamente 35 kg de concreto premezclado (arena, piedra y cemento) de 210 kg/cm² de resistencia.

- Otros como agua (alrededor de 10 l), cemento fino y pintura.

El esquema con la disposición de los materiales, las medidas del orificio a excavar, detalles de desnivel y el saliente de la varilla se muestran en la Figura 33.

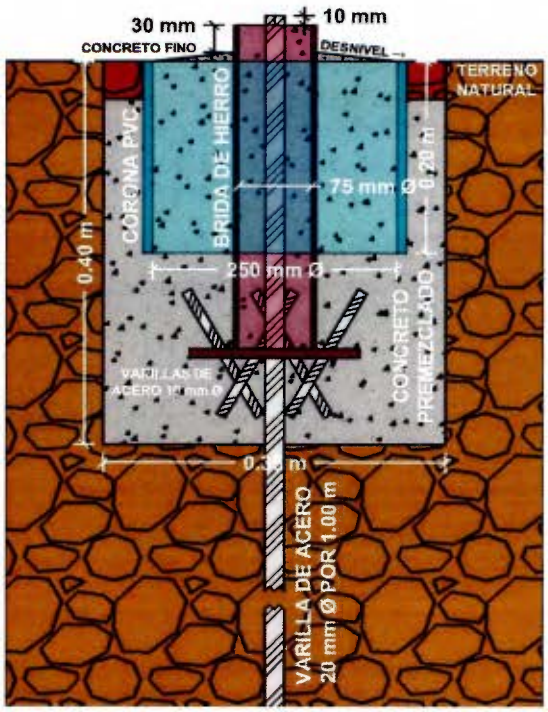


Figura 33. Esquema de monumentación sobre terreno natural.

Fuente: Propia, 2016.

La propuesta de monumentación sobre superficies de concreto contempló los siguientes materiales:

- Un pin galvanizado con cabeza ovalada y cruz de 19 mm de diámetro por 44 mm de largo.
- De tres a cuatro alambres de hierro de unos 30 mm de largo.
- Otros como pegamento especial para múltiples superficies y pintura.
-

El esquema propuesto con la distribución de los materiales y dimensiones se ejemplifica en la Figura 34.

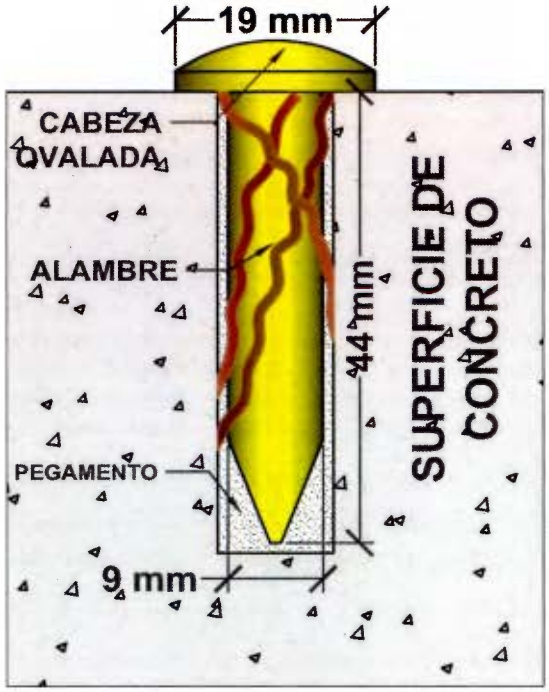


Figura 34. Esquema de monumentación sobre cordón y acera.

Fuente: Propia, 2016.

El planteamiento para la rotulación de los nombres e identificación de mojones, tanto en terreno natural como en cordón y acera se muestra en la Figura 35. El detalle completo del proceso constructivo de los mojones se muestra en la sección de anexos.

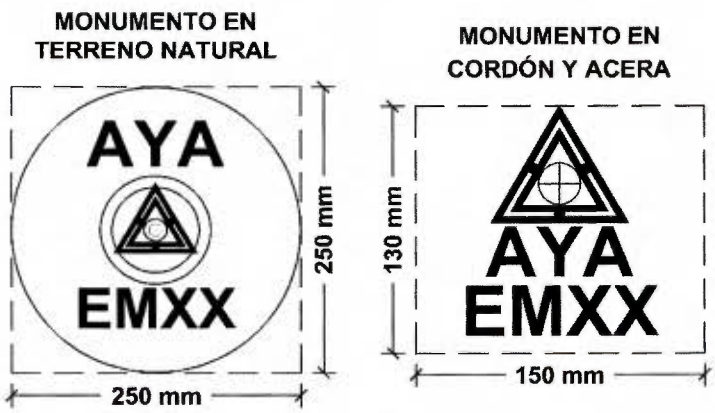


Figura 35. Rotulación de monumentos en terreno natural y sobre cordón y acera.

Fuente: Propia, 2016.

3.7 Medición de la Red

Este apartado consintió en la ejecución de las líneas de nivelación y las mediciones con receptores geodésicos GNSS, de los vértices previamente materializados en el terreno, acorde a los diseños establecidos tanto para componente altimétrico y planimétrico de la red.

Primeramente se realizaron las nivelaciones diferenciales para la red altimétrica, sin que esto represente una secuencia lógica en el desarrollo de la práctica, pues la medición de desniveles y las observaciones GNSS son independientes entre sí.

3.7.1 Ejecución de líneas de nivelación.

En esta sección, las líneas de nivelación representan el recorrido realizado en campo entre dos puntos de la red altimétrica definida, con el fin de determinar el desnivel que existe entre ellos. El cuantificar esta información implica una serie de procesos los cuales se describen seguidamente.

3.7.1.1 Recursos humanos y materiales disponibles para las nivelaciones.

Resulta importante conocer desde un inicio los recursos disponibles para las mediciones, pues a partir de ahí se puede iniciar la planificación del proceso. Tanto la Dirección de Topografía de la UEN PyC, así como el Departamento de Topografía de la UE AyA-JBIC aportaron el personal e instrumental requerido para efectuar las nivelaciones.

En lo que al instrumental se refiere, se contó con 2 niveles electrónicos de precisión *Topcon DL-101C*. Estos equipos permiten lecturas del orden de 0.01 mm y cuentan con una exactitud apriori (según el fabricante) de ±1,0mm x √km. Para las lecturas se dispuso de cuatro estadias (dos para cada nivel) de código de barras de 3,00 m de altura, marca

Topcon.

Para el almacenamiento de las lecturas se aportaron dos colectores de datos: un *Topcon FC-100* y un *Topcon TESLA*, los cuales operan con el sistema *TopSURV* y *MAGNET™ Field* respectivamente. Estos sistemas cuentan con funciones específicas para nivelación diferencial.

Adicionalmente se contó con clavos de hierro y varillas deformadas de 10 mm de diámetro para el establecimiento de puntos de cambio sobre aceras y terreno natural respectivamente, así como mazo y pintura. El equipo utilizado para efectuar las nivelaciones diferenciales se muestra se muestra en la Figura 36.

Figura 36. Instrumentación y herramientas para la nivelación diferencial.
Fuente: Propia, 2016.

El principal beneficio de utilizar el nivel electrónico directamente conectado al colector de datos, es que no existe posibilidad de cometer errores groseros en la lectura o anotación de la medición, los cuales son ocasionados por el descuido, falta de concentración o impericia en el operador (Wolf & Ghilani, 2009).

Con respecto al personal asignado, se dispuso de dos grupos de trabajo (en uno de ellos figura el autor) para cubrir las 44 líneas de nivelación. Cada grupo se conformaba por un Ingeniero Topógrafo, responsable directo de la medición, el cual operaba el nivel de precisión y giraba todas las instrucciones necesarias en la nivelación. Además de dos asistentes, los cuales eran responsables del emplazamiento y nivelación de la estadía, uno para la lectura hacia atrás y el otro para la lectura hacia adelante. En ocasiones se sumaba un tercer asistente, el cual colaboraba al profesional a cargo con el manejo del colector de datos, el traslado del vehículo según se avanzaba en el trayecto, acarreo de equipo o en lo que fuera necesario. Cabe aclarar que si bien fueron asignados dos grupos de trabajo para las mediciones de la práctica, por razones de cargas de trabajo propias de la institución, no en todas las ocasiones se encontraba el personal disponible. Dadas las circunstancias los grupos de trabajo podían ser de tres o cuatro personas y podía encontrarse solo uno o los dos grupos midiendo simultáneamente.

3.7.1.2 Planificación para las nivelaciones.

Antes de proceder con las mediciones de campo, era preciso contar con información básica sobre las nivelaciones a efectuar, a partir de la base de datos conformada se extrajo la siguiente información:

- **Nivelaciones a realizar:** Se conocía que para replicar el diseño era necesario ejecutar un total de 44 líneas de nivelación. Al contar con dos grupos de trabajo se distribuyeron equitativamente las nivelaciones a realizar. Lo anterior fue importante para evitar que los equipos repitieran líneas innecesariamente o quedaran otras sin hacer.

- **Extensión de las líneas:** Se estimó la longitud en kilómetros de cada nivelación. Esto sirvió tanto para que cada grupo planificara sus labores diarias y como base para el cálculo del error máximo admitido.

- **Errores máximos permisibles:** Con base en la tolerancia establecida por la UE AyA-JBIC de ± 6mm x √km y la longitud de cada línea, se estimó el máximo error permisible. Con este parámetro los grupos de trabajo podían comprobar al cierre de una nivelación, si era aceptada o requería ser repetida.

- **Clasificación de las líneas:** Se indicaron las líneas que atravesaban el río Torres, las que requerían permiso de ingreso al cruzar propiedades privadas y las que atravesaban en todo su recorrido zonas públicas. Lo anterior para que se tomaran las previsiones necesarias según el caso.

Los datos anteriores fueron impresos, junto con un croquis del diseño de la red altimétrica y entregados al encargado del grupo de trabajo. El resumen de la información suministrada se muestra en la siguiente Tabla 10.

Tabla 10. Planeación en la ejecución de líneas de nivelación.

No.	De	A	Dist. (km)	Tol. (mm)	Tipo	No.	De	A	Dist. (km)	Tol. (mm)	Tipo
1	EM19	EM18	0,15	0,9	Permiso	23	EM11	EM13	0,49	2,9	Sobre calle
2	EM18	EM13	0,26	1,5	Permiso	24	EM21	EM11	1,30	7,8	Sobre calle
3	EM13	EM14	0,15	0,9	Permiso	25	EM21	EM01	0,54	3,3	Cruce rio
4	EM14	EM19	0,30	1,7	Sobre calle	26	RTW07	EM04	1,03	5,8	Sobre calle
5	EM17	EM20	0,97	5,8	Cruce río	27	GERO13	EM10	0,88	5,3	Sobre calle
6	GERO13	EM12	1,02	6,1	Sobre calle	28	EM07	EM08	0,49	2,9	Sobre terreno
7	EM21	RTW07	0,70	4,2	Cruce rio	29	EM09	EM10	0,27	1,6	Sobre calle
8	RTW07	EM01	0,17	1,0	Sobre terreno	30	EM05	EM06	0,26	1,6	Sobre calle
9	EM03	EM10	0,40	2,4	Cruce rio	31	EM06	LEDEZ	0,74	4,4	Cruce rio
10	GERO1	EM22	0,53	3,2	Permiso	32	EM01	EM02	0,88	5,3	Sobre calle
11	EM22	EM17	0,74	4,5	Permiso	33	EM04	EM02	0,05	0,3	Sobre terreno
12	EM22	EM20	0,51	3,1	Cruce rio	34	EM07	LEDEZ	0,27	1,6	Sobre calle
13	EM16	EM19	0,29	1,7	Sobre calle	35	ANIMAS	EM02	0,06	0,4	Sobre calle
14	EM15	EM16	0,28	1,7	Permiso	36	EM02	EM03	0,53	3,2	Sobre calle
15	GERO1	EM16	0,26	1,6	Sobre calle	37	EM05	EM03	0,12	0,7	Sobre calle
16	EM15	EM17	0,37	2,2	Permiso	38	EM03	EM06	0,19	1,1	Sobre calle
17	EM21	GERO13	0,09	0,5	Permiso	39	EM07	EM09	0,11	0,7	Sobre calle
18	GERO1	EM17	0,23	1,4	Permiso	40	EM07	EM10	0,30	1,8	Sobre calle
19	EM15	EM18	0,65	3,9	Permiso	41	EM08	LEDEZ	0,68	4,1	Sobre calle
20	EM12	EM14	0,43	2,6	Sobre calle	42	EM04	EM05	0,43	2,6	Sobre calle
21	GERO1	EM20	0,77	4,6	Cruce río	43	ANIMAS	LEDEZ	1,38	8,3	Sobre calle
22	EM12	EM11	0,10	0,6	Sobre terreno	44	RTW07	ANIMAS	1,03	5,8	Sobre calle

3.7.1.3 Consideraciones para las nivelaciones.

Con el fin primordial de mejorar la exactitud de las mediciones, se definieron una serie de consideraciones, derivadas principalmente de recomendaciones de la UE AyA-JBIC y otros autores:

- **Gravedad local:** No se consideró la determinación de números geopotenciales para la corrección por gravedad en las líneas de nivelación por los siguientes motivos:
    - El AyA no cuenta con gravímetros para determinar este parámetro.
    - El adquirir un gravímetro o bien contratar un servicio es sumamente costoso y excede cualquier presupuesto destinado para la presente práctica.
    - No existe actualmente en el país un modelo gravimétrico con el cual poder estimar el valor de la gravedad para los vértices de la red.
    - En la simulación de la red altimétrica se constató que con los parámetros ingresados del instrumental, fácilmente se lograría obtener una exactitud por debajo de las tolerancias máximas permitidas.

- **Nivelación diferencial:** La metodología propuesta correspondió a la nivelación diferencial. Debido a que no era posible determinar el desnivel directamente entre dos puntos de la red sin recurrir a puntos de cambio, específicamente se utilizó la nivelación diferencial compuesta, la cual es la unión de dos o más nivelaciones diferenciales sucesivas (Wolf & Ghilani, 2009).

- **Método del punto medio:** Se contempló en todo momento la utilización del método del punto medio, para compensar los errores sistemáticos producidos principalmente por el efecto de la curvatura terrestre y la refracción atmosférica (Millán, 2006), salvo en los sectores de topografía muy quebrada como riberas.

- **Lecturas máximas:** Como recomendación del Asesor Técnico de la práctica, en condiciones normales de terreno las lecturas de frente y espalda no debían exceder los 40 m, siendo recomendable la medida de 25 m (30 pasos aproximadamente). Se excluyeron únicamente los pasos sobre el río Torres, donde por el ancho del cauce y la topografía de la ribera se superaban estos valores.
- **Puntos de cambio:** Se consideró realizar todos los puntos de cambio de la nivelación, únicamente sobre clavos de hierro (en superficies rígidas) o varillas deformadas (en terreno natural). Se excluyó por completo piedras, bordillos, rejillas y demás elementos que pudieran significar algún error en la nivelación (IPGH, 1987).

- **Doble nivelación:** Se estableció que en todas las nivelaciones el recorrido debía ser doble, siendo la forma de comprobar el error de cierre. Se planteó utilizar el método de ida y vuelta cuando las condiciones así lo permitían, preferiblemente para contemplar cambios en el ambiente local a distintas horas del día (Domínguez, 1998). En condiciones adversas del terreno se empleó el método de doble parada, llevando así un control inmediato de los errores acumulados.

3.7.1.4 Procedimiento para las nivelaciones.

El proceso para determinar el desnivel entre los vértices de la red y sus amarres, representó la consecución total de 44 líneas de nivelación. Si bien pueden existir ligeras diferencias por el sentido del recorrido (ida y vuelta o doble parada) o la complejidad del trayecto (topografía plana o abrupta), todas las nivelaciones se realizaron bajo el mismo procedimiento general.

Primeramente se conectó el nivel de precisión al colector, fue necesario el uso de cable tipo serial pues los modelos *DL-101C* no cuentan con interfaz *bluetooth*. Con el uso del colector de datos se creó y configuró el archivo inicial de trabajo donde se almacenaron todas las lecturas de la nivelación, especificando el nombre archivo, autor y descripción.

Posteriormente una vez creado el archivo, se introdujo el punto de inicio de la nivelación, donde debió indicarse nombre, capa asignada y coordenadas (norte, este y elevación). Aquí el nombre del punto corresponde al definido para la red. Para distinguir entre los vértices de la red y los puntos de cambio, se diferenciaron las capas BN (banco de nivel) y PC (punto de cambio).

Con respecto a las coordenadas del punto, por tratarse de una nivelación diferencial, no importó la definición en el norte y este; la elevación se utilizó arbitraria, ya que se requería obtener el desnivel entre los vértices y no su elevación absoluta. Se definió un valor arbitrario de 100,0000 m de elevación, para evitar obtener valores negativos que pudieran ocasionar errores de cálculo. Lo anterior se muestra en la Figura 37.

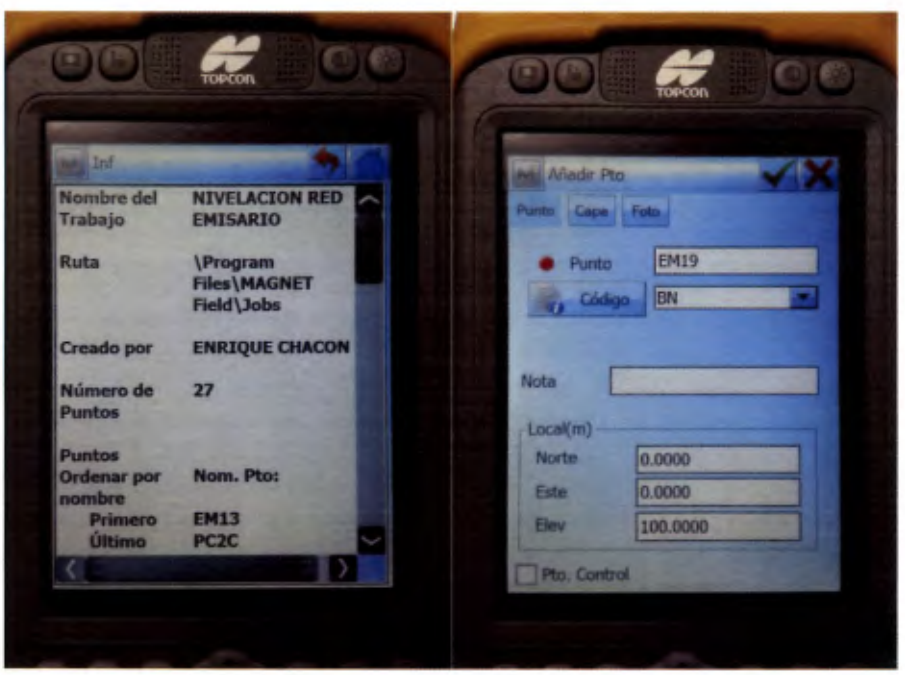


Figura 37. Creación de archivo y adición de punto en el colector de datos.
Fuente: Propia, 2016.

Seguidamente se procedió a colocar el primer punto de cambio y posicionar el nivel de precisión. Como ya se comentó, se siguió el método del punto medio, lo que implicó posicionar el nivel de tal forma que la distancia horizontal a la lectura de frente fuera

similar a la de espalda.

El portamiras encargado de colocar el primer punto de cambio, inició el conteo de pasos desde el punto de inicio, contando aproximadamente 30 pasos e indicando el sitio para la colocación el nivel, seguidamente continuó con el conteo para definir el sitio del punto de cambio a otros 30 pasos desde el nivel. El número de pasos podía disminuir si el terreno presentaba una topografía quebrada. En la Figura 38 se ejemplifica el método del punto medio.

Figura 38. Ejemplo de procedimiento de nivelación entre los vértices GERO1 y EM19. Fuente: Propia, 2016.

El operador del nivel (valga la redundancia) se encargó de nivelarlo y verificar de previo la factibilidad de lectura de estadia tanto de frente como de espalda, evitando siempre lecturas por debajo de los 0,10 m y por encima de los 2,90 m, además de asegurarse que los hilos superior e inferior del retículo del nivel abarcaran la lectura de la mira. De esta forma, el profesional a cargo le indicó al portamira si podía o no proceder con la colocación del punto de cambio en el sitio, ya fuese mediante un clavo de hierro o una varilla de acero, acorde al tipo de suelo.

Luego se ingresó a la interfaz *Nivelación*, la cual está diseñada específicamente para nivelaciones diferenciales compuestas. Una vez ahí se creó línea de nivelación, para mayor orden, se seleccionó su nombre en función de los vértices que definen la línea, además de utilizar el distintivo *I* para ida, *V* para vuelta y *R* para repetición, evitando ambigüedad en los nombres. Así por ejemplo para la línea de ida entre los vértices EM13

y EM14 se definió el nombre *I EM13-EM14*.

Con la estadía debidamente nivelada sobre el punto de inicio y el nivel de precisión enfocado en ella, se midió la primera lectura de espalda sobre el punto inicial (BN) pulsando la opción *Ori* (orientación) en el colector, con lo cual se almacenó la lectura. Posteriormente se giró el anteojo del nivel para divisar la estadía sobre el punto de cambio y registrar así la primera lectura de frente al presionar en el colector *LD* (lectura delante). Lo anterior se ejemplifica a través de la Figura 39.

Con el fin de evitar duplicidad en el nombre de los puntos de cambio y facilitar su identificación, se definió que su nombre debía ir ligado a la línea realizada, con la adición de un número consecutivo. Siguiendo el ejemplo anterior el punto de cambio *I EM13-EM14-1*, representa el primero en la línea de ida que va entre los vértices EM13 y EM14. Si bien el nombre puede resultar extenso, cabe recalcar que para un total de 44 líneas de nivelación, en doble recorrido y con 20 cambios en promedio por trayecto, existieron no menos de 1500 puntos de cambio en total. El poder referir estos puntos con claridad era esencial para la identificación de errores en la nivelación, pues podían verificarse solamente los puntos dudosos de la línea y no realizar nuevamente todo el recorrido.

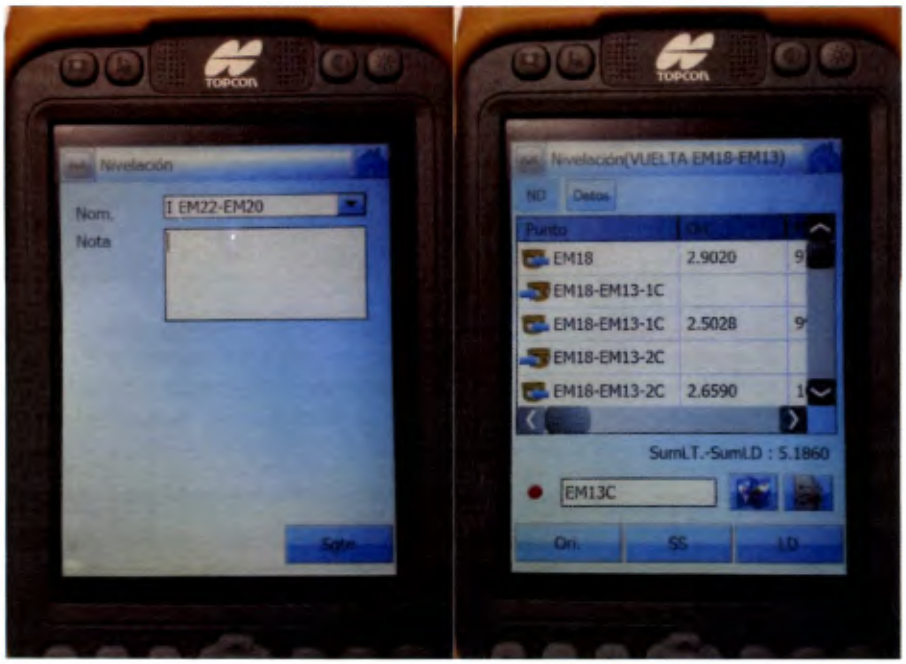


Figura 39. Creación de línea e interfaz de nivelación en el colector de datos.

Fuente: Propia, 2016.

Una vez registradas las lecturas de frente y espalda, el primer portamira ubicado sobre el punto inicial se desplazó al primer punto de cambio. El segundo portamira repitió así el proceso antes descrito hasta ubicar el segundo punto de cambio. El avance y la secuencia en el trabajo fue la misma hasta culminar la nivelación. En todo momento se llevó un control de la sumatoria de las lecturas de frente y espalda a través del colector de datos (asociado al método del punto medio), para contrarrestar los errores sistemáticos de refracción y curvatura, lo cual se muestra en la Figura 40.

Figura 40. Control de distancias acumuladas frente, espalda y su diferencia en colector de datos. Fuente: Propia, 2016.

Al finalizar la nivelación de ida inmediatamente se inició la de vuelta, de manera que el punto final anterior se convirtió en el inicial. Todo el procedimiento y metodología establecidos se repitieron hasta culminar nuevamente en la lectura hacia adelante del punto final. Al realizar esta última medición, como el punto final ya había sido creado en la nivelación de ida, el colector de datos automáticamente indica que este se encuentra repetido, señalando el desplazamiento existente entre los puntos y por ende obteniéndose así el error de cierre en la nivelación. Este punto final no se sobrescribió, sino que se renombró con la letra C al final (inicial por chequeo). Lo anterior se observa en la Figura 41.

Figura 41. Determinación del error en una nivelación ida y vuelta.

Fuente: Propia, 2016.

De esta forma con la determinación del error de cierre y la información de las tolerancias máximas para las nivelaciones, en el sitio se pudo comprobar si era necesaria o no su repetición. Los resultados propios de las nivelaciones se discuten en el Capítulo 4: Resultados y Análisis de la Información.

3.7.2 Medición con receptores geodésicos GNSS.

Esta sección describe el procedimiento realizado en cuanto a la organización y medición con receptores geodésicos GNSS, sobre los 25 vértices de la red y sus cuatro bases de amarre. A diferencia de la nivelación, donde la parte laboriosa correspondió al proceso de medición, la complejidad en las mediciones GNSS radicó en su planificación.

3.7.2.1 Recursos humanos y materiales disponibles para las mediciones GNSS.

En las mediciones GNSS fue necesario conocer el número exacto de personal, equipo y vehículos disponibles, pues toda la planificación dependió de estas variables. Para las labores requeridas, tanto la Dirección de Topografía de la UEN PyC, así como el Departamento de Topografía de la UE AyA-JBIC aportaron los recursos necesarios.

Respecto al instrumental se contó en total con 10 receptores geodésicos de doble frecuencia; cuatro *Topcon Hiper II* aportados por la UEN PyC y seis *Topcon Hiper V* por la UE AyA-JBIC. La exactitud horizontal según el fabricante en modo estático y doble frecuencia (L1 y L2) para el *Topcon Hiper II es de* ±3mm + 0.5ppm; y de ±3mm + 0.1ppm para el *Topcon Hiper V*. Otro equipo y material que fue asignado para las mediciones correspondieron a trípodes, bases nivelantes, cintas métricas, fichas técnicas para puntos y lápices de escribir, según se observa en la Figura 42.

Figura 42. Instrumentación y herramientas para las mediciones GNSS.

Fuente: Propia, 2016.

Una vez conocida la cantidad de receptores disponibles, se coordinó con ambas instancias para la asignación del recurso humano y transporte, de este modo la UE AyA-JBIC dispuso de ocho personas y dos vehículos; la UEN PyC de tres integrantes fijos (incluido

el autor) y un automóvil. Todo el personal se encontraba debidamente capacitado para operar el equipo.

3.7.2.2 Planificación para las mediciones GNSS.

La información de partida para la planeación de las mediciones GNSS lo constituyeron los datos de diseño de la red planimétrica, conformada por 25 vértices internos y cuatro bases externas. Se precisó generar mínimo 116 vectores: 75 solo entre los puntos internos, 35 ligados a las bases y seis solo entre ellas.

Se necesitó contar primero con el número de vectores linealmente independientes que podrían generarse por sesión. Es sabido que para obtener un vector de observación, se necesita de la medición simultanea de dos receptores, de este modo siempre la cantidad de vectores independientes es inferior en uno al número de receptores (Wolf & Ghilani, 2009). Con el empleo de la Ecuación 17 se calculó que con el uso de 10 receptores podían generarse hasta nueve vectores linealmente independientes por sesión:

$$b_{Li} = r\text{-}1 \qquad \text{(Ecuación 17)}$$

Donde b_{Li} corresponde a las líneas bases linealmente independientes y r al número de receptores.

Se conocía además que en los puntos base debía emplearse mayor tiempo para el traslado de equipo y medición GNSS, respecto a los puntos internos de la red. Lo anterior por cuanto para acceder a los diferentes sitios era necesario atravesar sectores de alto tránsito vehicular, como el casco central de San José y las inmediaciones de *Jardines del Recuerdo* en Heredia, además de presentar distancias mucho mayores en sus líneas, extendiéndose hasta los 6 km.

Esto llevó a la necesidad de distinguir entre dos modalidades de receptores, unos que permanecieran continuamente sobre las bases y otros que se desplazaran sucesivamente a través de los puntos de la red. Es así como se propuso la ubicación fija de cuatro equipos, uno sobre cada base, con lo cual se generarían los vectores necesarios solo entre estas, con un mayor tiempo por sesión y evitando traslados constantes de los instrumentos sobre rutas muy transitadas.

Los restantes seis receptores constituirían los móviles, desplazándose sobre todos los vértices de la red, donde por su ubicación en sectores residenciales permitía un traslado más fluido. Consiguiendo generar así tanto los vectores de amarre a las bases (coincidiendo siempre en la hora de medición con los receptores fijos), como los vectores internos de la red.

Bajo el anterior esquema de trabajo el cálculo del número de sesiones, la organización del personal y la distribución del equipo se simplificaron mucho, pues todo se redujo a la planificación de cómo serían desplazados los receptores móviles a lo largo de la red interna.

Por lo tanto en general se planificó, tomar un grupo inicial de seis vértices en los cuales se posicionarían los receptores móviles. Para definir la cantidad de sesiones requeridas en estos puntos, primero se determinó el número máximo de vectores que podrían generarse sobre los 10 puntos con ocupación de receptores fijos y móviles, este valor correspondió a 45 y se determinó con base en la Ecuación 18.

$$b_{max} = p \times (p-1)/2 \qquad \text{(Ecuación 18)}$$

Donde b_{max} corresponde al número máximo de líneas base y p al número de puntos.

De esta forma se estimó en cinco la cantidad de sesiones de medición, al dividir el número máximo líneas base, entre los vectores linealmente independientes por sesión. Con respecto al tiempo asignado, para posicionamiento estático relativo con equipo de dos

frecuencias, usualmente se recomiendan 20 minutos por kilómetro de línea base (Wolf & Ghilani, 2009). Tomando en cuenta que podrían existir contratiempos en el traslado e instalación del equipo, se definió un tiempo de 30 minutos por sesión.

Una vez transcurridas las cinco sesiones de medición, se programó trasladar cuatro de los seis receptores móviles hacia los puntos circundantes, para conformar así una segunda terna. Dejando dos equipos fungiendo como pivotes, ya que debían preverse al menos dos de ellos para la generación de vectores entre la primera y segunda terna de puntos, pues de lo contrario existirían sectores a lo interno de la red donde no hubiese sido posible obtener vectores.

Con respecto a la cantidad de sesiones de medición para la segunda terna, sobre los dos pivotes ya se habrían obtenido todos los vectores hacia las bases (cuatro por cada una) y entre ellos mismos, para un total de nueve vectores, por lo que se podía prescindir de una sesión de medición, determinándose cuatro en este caso. La secuencia de avance propuesta con los receptores móviles se muestra en la Figura 43.

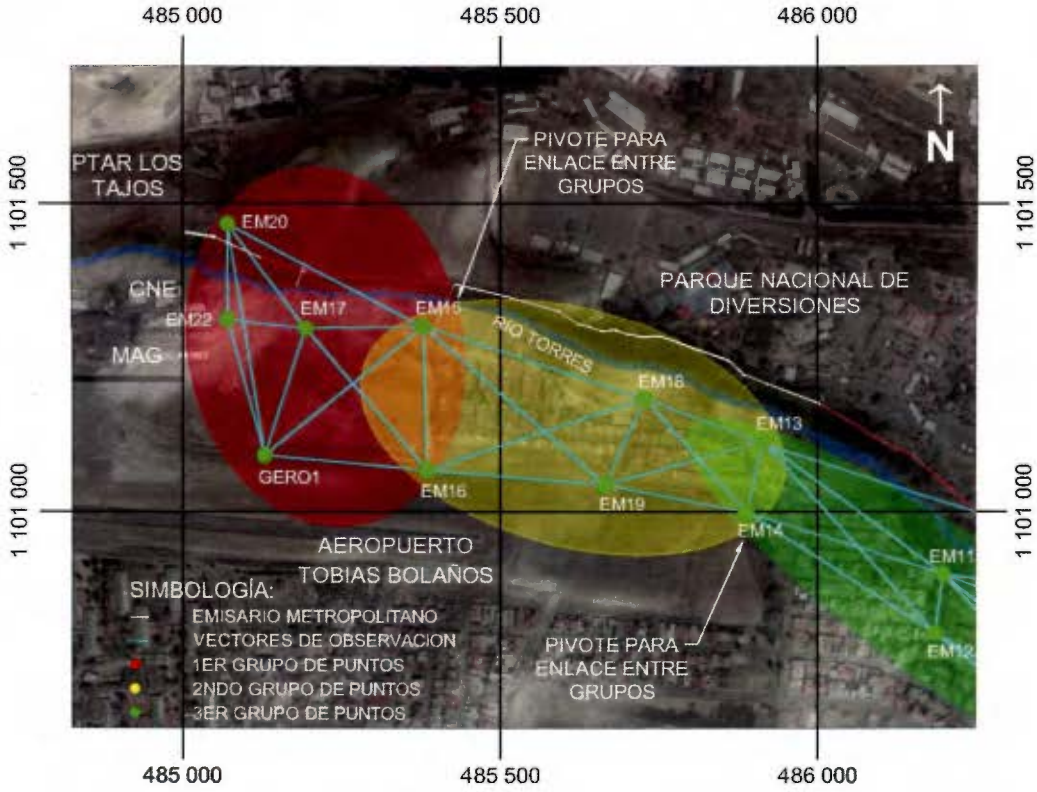


Figura 43. Secuencia de avance en la planeación de las mediciones GNSS. Sistema de proyección CRTM05. Fuente: Adaptado de ortofotos 1: 1000 PRCR, 2006.

El procedimiento de cálculo de sesiones y agrupación con los receptores móviles se repitió a lo largo de la red hasta abarcar la totalidad de los puntos. Se contemplaron además otros aspectos generales en la programación de la campaña de medición, entre los que se encuentran:

- Establecimiento de hora de inicio y fin de las mediciones.
- Paro de mediciones cerca del mediodía.
- Definición de hora y tiempo destinado para el traslado de los receptores móviles.
- Determinación del número de receptor que debía ubicarse sobre el punto.
- Designación del personal a cargo de cada receptor.
- Elección del vehículo asignado para el traslado del personal y equipo.

A partir de los datos anteriores se estructuró la información para generar un cronograma diario de trabajo, el cual fue impreso y aportado al personal con anticipación. Los cronogramas detallados de la campaña de medición efectuada se muestran en la sección de anexos.

Por la extensión de la red fue necesario programar tres días para la medición GNSS. En el día uno por su parte, se planteó medir sobre 10 diferentes vértices, empezando a las 7:30 horas, con cinco sesiones de medición sobre el primer grupo integrado por los puntos EM20, EM22, EM17, GERO1, EM15 y EM16 (sector norte de la red). Para la segunda jornada se programó medir sobre 12 vértices distintos, comenzando a las 7:00 horas con 4 sesiones de medición sobre el primer grupo EM13, EM14, EM11, EM12, EM21 y GERO13 (sector central de la red), donde el posicionamiento sobre EM13 y EM14 correspondía a pivotes para la medición del primer día. En el último día de trabajo se propuso el posicionamiento sobre 13 puntos diferentes, para dar inicio a las 7:00 horas sobre la primera terna EM03, EM06, EM09, EM10, EM07 y EM08 (sector sur de la red) con cinco sesiones de medición, donde EM03 y EM10 representaban pivotes para la medición del día dos.

3.7.2.3 Consideraciones para las mediciones GNSS.

Con el objetivo primordial de obtener la mejor exactitud posible con el equipo disponible, se definieron las siguientes consideraciones en cuanto a metodología, técnicas, configuración, organización y otros aspectos relativos a la medición GNSS:

- **Método de medición:** El método de medición GNSS correspondió al estático relativo con post-procesamiento, siendo en el que se obtienen las máximas exactitudes de las líneas base y el recomendado para trabajos de establecimiento de redes geodésicas (Millán, 2006).

- **Mascara de elevación:** Se estableció una máscara de elevación mínima de 15°, con el fin de descartar toda señal de satélite que formara ángulos menores que este respecto al horizonte. Lo anterior por considerarse que las señales al atravesar mayor parte de la atmósfera, hacen más complejo su modelado, produciendo mayor error en las observaciones (Wolf & Ghilani, 2009).

- **Épocas de medición:** Se definió la época de medición o la frecuencia con la que se almacenarían en los receptores los datos provenientes de los satélites. En este caso al contar el equipo con tarjetas de memoria de varios gigabytes de capacidad, se optó por seleccionar épocas de medición de un segundo.

- **Uso de baterías de repuesto:** Debido a que el equipo se encontraría midiendo constantemente al menos por seis horas diarias, tenía que contarse con al menos una batería de repuesto completamente cargada, la cual sería reemplaza entre las 12:00 y 13:00 horas, para no interferir en las sesiones de medición.

- **Horas no aptas para medición:** Bajo recomendación del Asesor Técnico, se optó por dejar de grabar datos entre 12:00 y 13:00 horas, ya que se evidenciaba una caída en la precisión de las mediciones GNSS en este horario. Por consiguiente este lapso se dispondría para el cambio de las baterías de los equipos y el periodo de almuerzo del personal técnico.

- **Medición continúa en bases:** Se consideró no efectuar cortes de sesión en las bases por los siguientes motivos:
    - Bastaba con los realizados en los receptores móviles, para generar tanto los vectores internos y de amarre necesarios.
    - Eliminaba la probabilidad de cometer errores en los cortes de sesión en las bases.
    - En caso que necesitar atrasar o adelantar una sesión, no sería necesario coordinarlo con todo el personal.
    - Brindaba vectores de observación con sesiones más prolongadas,

necesarios por la separación entre las bases.

- **Jornadas de medición discontinuas:** Se contempló asignar al menos un día entre jornadas de medición GNSS por los siguientes motivos:
    - Se debían cargar las baterías de todos los equipos, incluidas las de repuesto y asegurarse que se encontraran al máximo de capacidad.
    - Se requería descargar los datos de todos receptores y cerciorarse que no existieran errores en los archivos.
    - Si ocurría algún imprevisto en la jornada anterior, había que reprogramar el cronograma de medición y facilitarlo al personal con antelación.

3.7.2.4 Procedimiento para las mediciones GNSS.

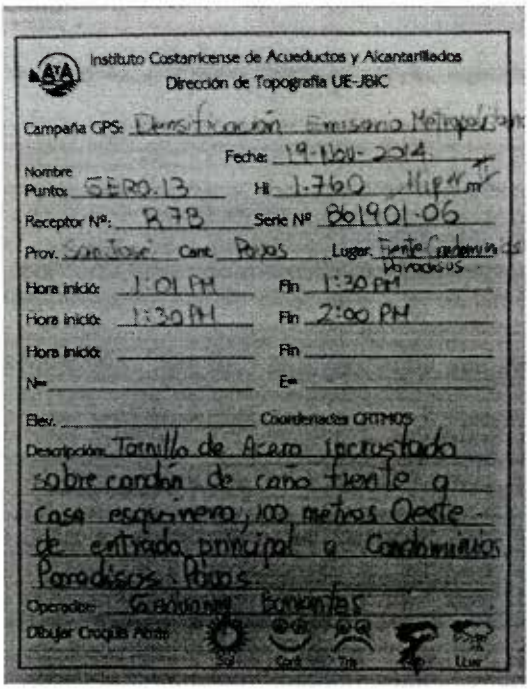
El proceso para obtener los vectores o líneas base, conllevó tres jornadas completas de medición, utilizando 10 receptores geodésicos a lo largo de los 25 vértices internos de la red y sus cuatro bases de enlace. Con el cronograma de trabajo ya planteado, el proceso de medición GNSS consistió básicamente en posicionar el equipo sobre el punto, en la hora propuesta, siguiendo los inicios y cortes de sesión establecidos, así como el llenado de las fichas técnicas.

Primeramente el personal procedía a trasladarse hacia los puntos asignados. El operario conectaba la antena al receptor y lo encendía (sin importar que aún no se encontrara sobre el punto), pues era necesario que el equipo previamente recibiera el mensaje de navegación transmitido por los satélites, compuesto por la hora, efemérides y almanaque.

Posteriormente se instalaba y nivelaba el equipo sobre el punto, compuesto por el trípode, la base nivelante y el receptor geodésico. Con el instrumental posicionado sobre el vértice, se iniciaba la grabación de datos para la hora indicada en el cronograma de trabajo, dando comienzo de esta forma a la sesión de medición. En la Figura 44 se observa el posicionamiento del equipo sobre el mojón.

Figura 44. Posicionamiento de un receptor geodésico *Topcon Hiper V* sobre el mojón EM03. Fuente: Propia, 2016.

Luego del inicio de la sesión, el operador disponía de suficiente tiempo para llenar la ficha técnica del punto, la cual contiene información indispensable para el post-proceso de los datos GNSS dentro de la que se encuentra: fecha de la medición, nombre del punto ocupado, numero del receptor asignado, altura del receptor sobre el punto, hora de inicio y fin de cada sesión. Otros datos como: situación geográfica, coordenadas del punto, descripción y croquis, son útiles para la identificación del vértice ante futuras mediciones, tal como se presenta en la Figura 45.


Instituto Costarricense de Acueductos y Alcantarillados
Dirección de Topografía UE-JBIC

Campaña GPS: Densificación Emisario Metropolitano
Fecha: 19-Nov-2014
Nombre Punto: GERO.13 Hi: 1.760 Hipsómetro
Receptor Nº: R73 Serie Nº 861901-06
Prov. San José Cant. Pococí Lugar: Frente Condominios Paradisos
Hora inició: 1:01 PM Fin 1:30 PM
Hora inició: 1:30 PM Fin 2:00 PM
Hora inició: Fin
N= E=
Elev. Coordenadas CRTM05
Descripción: Tornillo de Acero incrustado sobre cordón de caño frente a casa esquinera, 100 metros Oeste de entrada principal a Condominios Paradisos, Pococí.
Operador: Sebastián Fonseca
Dibujar Croquis Aérea: Sol Cerá Tra Lluv

Figura 45. Ficha técnica del punto GERO13.

Fuente: Propia, 2016.

El responsable de cada receptor debía estar pendiente en todo momento de la hora, así al cumplirse el tiempo establecido para el corte de sesión se encargaba de detener la medición, transcurridos un par de segundos iniciaba nuevamente la grabación y con ello una nueva sesión de medición. El proceso se repetía sucesivamente acorde al cronograma, hasta el traslado del equipo a otro vértice o el paro de mediciones entre las 12:00 y 13:00 horas, donde se procedía con el cambio de baterías del receptor.

3.8 Cálculo de Observaciones de la Red.

Luego de realizar tanto las líneas de nivelación como las mediciones con receptores geodésicos, se obtienen una serie de datos, que si bien representan mediciones como tal, no son vinculaciones directas entre los vértices y por ende no corresponden a las observaciones requeridas para el ajuste de la red. Estas observaciones necesarias son los

desniveles y vectores procesados, en el componente altimétrico y planimétrico respectivamente, por lo que primero deben ser calculados antes de proceder con el ajuste.

3.8.1 Determinación de desniveles.

Si bien el determinar un desnivel en una nivelación diferencial corresponde a un cálculo sencillo que se puede realizar sin el uso del computador, con el fin de evitar cualquier error en el cálculo y transcripción de los datos se aprovechó el recurso de los colectores *Topcon FC-100* y *Topcon TESLA*.

Para ello primero se descargaron los datos a un computador por medio de la conexión *USB* de la que disponen estos equipos. Los archivos se almacenan en un formato de extensión *tsj* y son leídos por un programa llamado *Topcon Link*. Ingresando al archivo desde el programa es posible desplegar todas las líneas de nivelación recorridas y al abrir cada línea de pueden observar las elevaciones ya calculadas para cada punto, lo anterior se muestra en la Figura 46.

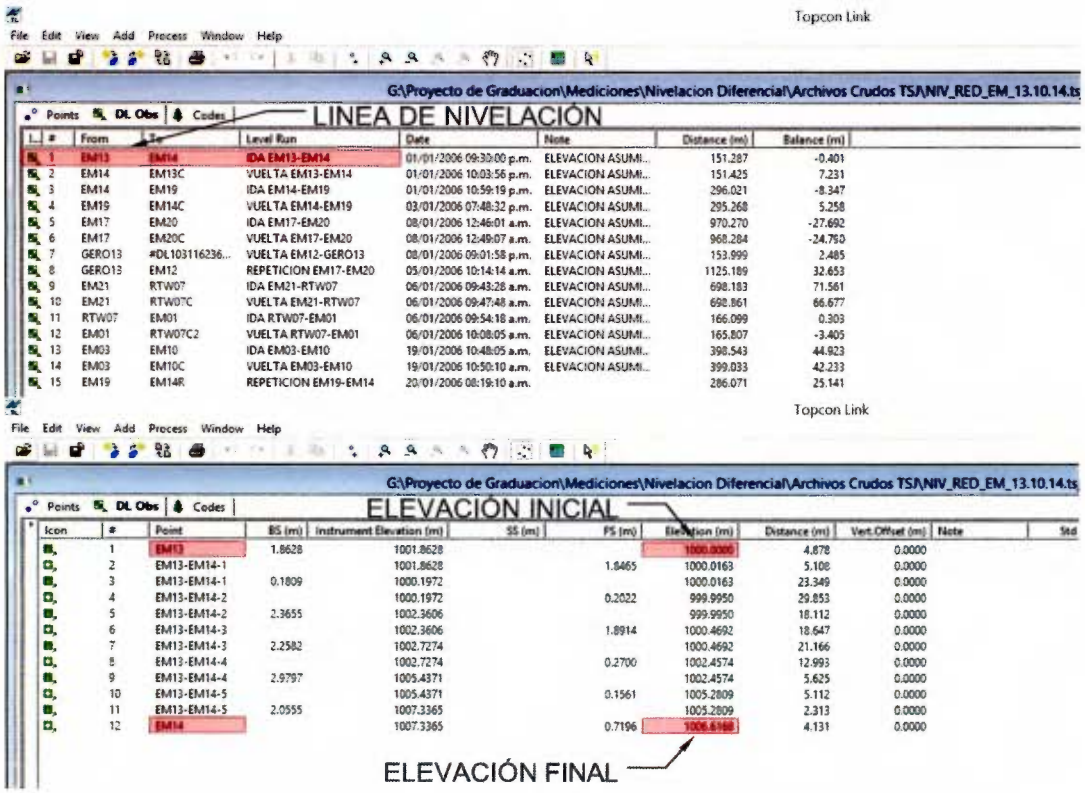


Figura 46. Ejemplo de determinación del desnivel entre los mojones EM13 y EM14.

Fuente: Adaptado de *Topcon Link*, 2016.

De este modo el desnivel entre dos puntos se redujo al cálculo dado por la Ecuación 19.

$$\Delta_{AB} = E_B - E_A \quad \text{(Ecuación 19)}$$

Donde Δ_{AB} corresponde al desnivel de la línea AB, E_B y E_A son las elevaciones asociadas a B y A respectivamente.

3.8.2 Procesamiento de vectores GNSS

La consecución de líneas base GNS, implicó el uso de equipo de cómputo y software especializado, así como todo un procedimiento específico para su obtención, el cual se detalla en los apartados subsiguientes.

3.8.2.1 Equipo de cómputo y software utilizado.

Al contrario del cálculo de desniveles, para el procesamiento de vectores GNSS, por la cantidad de información que se almacena de los satélites y los cálculos laboriosos que esto conlleva, se requiere estrictamente de un equipo de cómputo. Para ello la UEN PyC dispuso de una estación de trabajo Marca *HP* modelo *Z620*, con cuatro procesadores industriales *Intel Xeon E5-2630* de 2.60 GHz, una memoria de 24 GB, almacenamiento de 583 GB y tarjeta de video *NVIDIA Quadro K5000*, conectada a doble monitor.

Con respecto al programa de cálculo, se utilizó el software comercial llamado *Topcon Tools*, el cual fue desarrollado por la empresa Japonesa *Topcon*, para la gestión de datos obtenidos a partir de los distintos equipos de medición que la misma empresa provee, como son las estaciones totales, niveles de precisión y receptores geodésicos. En lo que respecta a datos GNSS, a través del programa es posible realizar el procesamiento de vectores y el ajuste de las observaciones.

Para el caso de los receptores utilizados *Topcon Hiper II* e *Hiper V*, resulta más conveniente usar un software de la misma casa comercial, ya que los archivos generados por el equipo, son leídos directamente en el programa sin necesidad de realizar algún tipo de conversión, además de contener los distintos parámetros de las antenas de cada modelo de receptor. Por estos motivos, aunado a que el AyA ya contaba con licencias estándar del programa, se optó por elegir el software tanto para el procesamiento de vectores como para el ajuste de la red planimétrica.

3.8.2.2 Procedimiento para la obtención de vectores GNSS.

Primeramente se descargaron al computador los datos almacenados en todos los receptores geodésicos, mediante la extracción de las tarjetas *SD* que dispone cada uno en su interior. Se crearon carpetas nombradas por los tres días distintos de medición, en cada una ellas se incluyeron otras nuevas con los números de los receptores que almacenaron

información ese día y dentro de estas se copiaron los archivos provenientes de cada receptor. Los archivos almacenados se identifican por la extensión *tps*, propia de los receptores marca *Topcon*, indistintamente de su modelo.

Seguidamente se obtuvieron las efemérides de las órbitas precisas, calculadas para los satélites en los días de medición respectivos. Estos datos se encuentran disponibles hasta dos semanas después de realizadas las mediciones y se pueden descargar de forma gratuita a través varías páginas web relacionadas. En este caso se utilizó la página web oficial del Servicio Internacional GNSS, seleccionando la semana de medición GPS 1819, la cual abarcó los tres días de medición. Así se descargaron los archivos en formato sp3 tanto para las órbitas GPS como GLONASS y se almacenaron en una carpeta destinada para tal fin.

Una vez ejecutado el programa *Topcon Tools*, se procedió a crear el archivo de trabajo, al igual que en otros instrumentos de esta misma marca, debe indicarse el nombre del archivo, nombre del autor y comentarios. Posteriormente se configuró el fichero acorde las preferencias de trabajo, según se muestra en la Figura 47, dentro de los que se encuentran:

- Cuatro decimales para coordenadas, distancias y elevaciones.
- Selección de uso horario para Costa Rica (UTC -6:00).
- Unidades de medida lineales en metros y angulares en grados, minutos y segundos.
- Sistema de proyección definido de CRTM05 acorde a los parámetros establecidos.
- Mascara de elevación mínima de 15°.
- Constelaciones de satélites tanto GPS como GLONASS (GPS+).
- Mínimo tiempo de observación por vector de 20 minutos (1200 segundos).

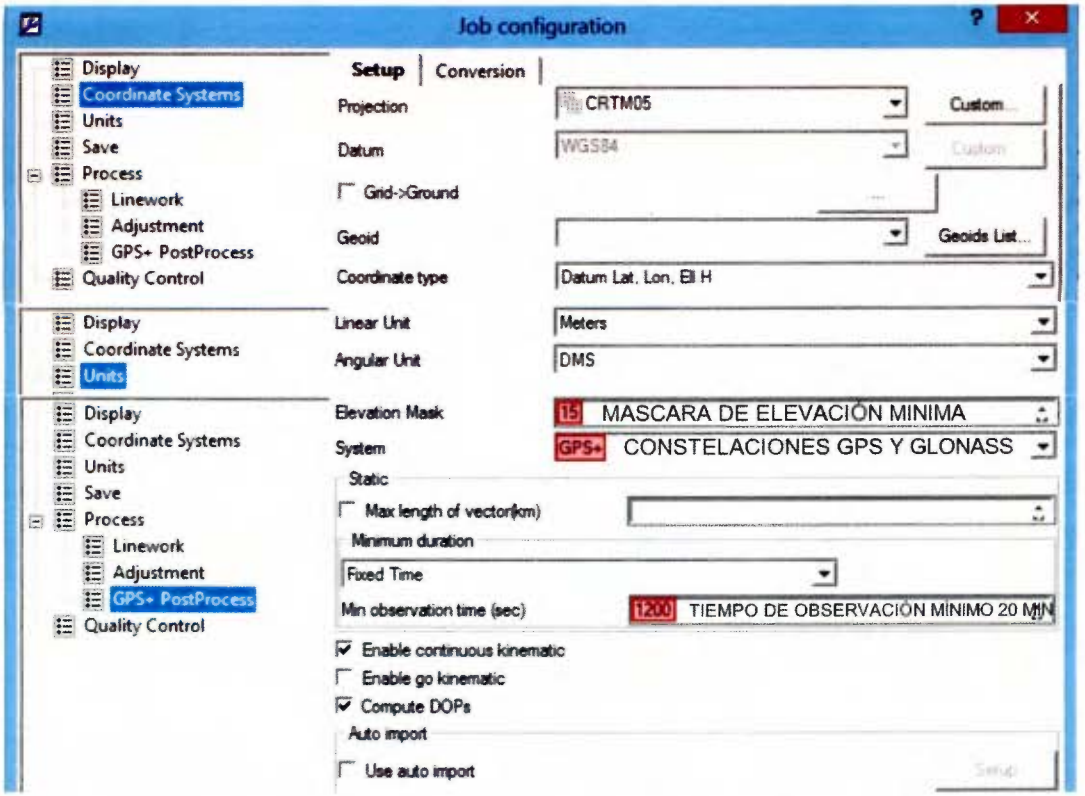


Figura 47. Parámetros de configuración iniciales del programa *Topcon Tools* para el post-proceso de las observaciones GNSS. Fuente: Adaptado de *Topcon Tools*, 2016.

Una vez con el trabajo configurado, se fueron incorporando los archivos de observación. Los receptores geodésicos en modo estático, a la hora de la almacenar la información no distinguen el punto de ubicación, ya que solo graban distintas sesiones de medición. Lo anterior al cargarlo al programa automáticamente se interpreta como un punto diferente por sesión, además de que los nombres se asignan bajo parámetros ya establecidos en el receptor y por ende no concuerdan con los definidos para la red.

Para solventar esto, fue necesario incluir por separado los archivos generados en cada receptor por día, con la ayuda de las fichas técnicas se debió identificar los distintos vértices generados, para renombrarlos así al punto ocupado realmente por el receptor. Al cambiar el nombre de todos ellos a uno en común, automáticamente el programa identifica que se trata del mismo punto, según se observa en la Figura 48. En este proceso debió cerciorarse con precaución que los vértices a renombrar fueran los correctos, pues

una equivocación de este tipo generaría un error grosero en el procesamiento de los vectores.

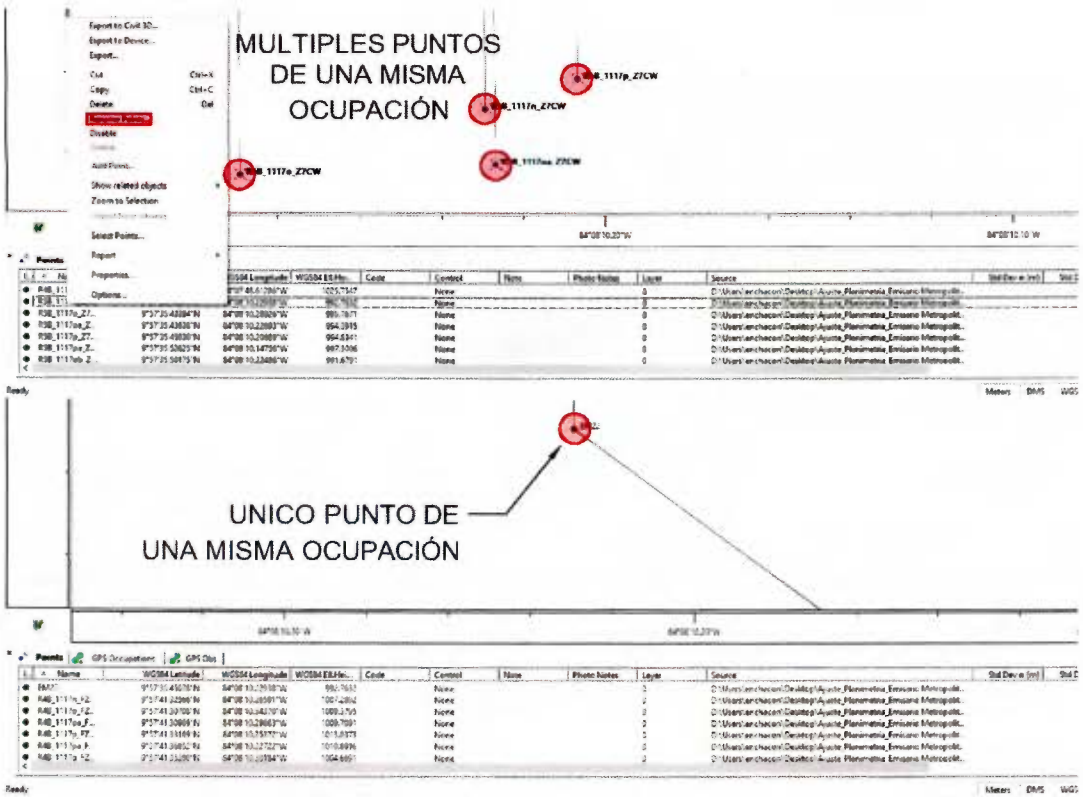


Figura 48. Renombre de puntos para una misma ocupación de receptor.

Fuente: Adaptado de *Topcon Tools*, 2016.

Con todos los archivos cargados al programa y el nombre correcto de cada vértice, se requirió completar la información de la ocupación del punto, pues los datos del tipo de antena del receptor, altura del instrumento y método de medición de altura, se encontraban incompletos en los archivos de observación *tps*. Para ello en las fichas técnicas entre otra información se indicó: el nombre del punto, el receptor asociado, la altura del instrumento, la fecha y horas de medición. Esto con el fin de asociar las distintas ocupaciones cargadas al programa con las fichas técnicas y completar la información requerida.

Así ingresado a las propiedades de las ocupaciones, se especificó el tipo de antena del

receptor. Debido a que se utilizaron distintos modelos, existían dos posibles tipos de antena: *Hiper II* para los receptores R4B, R5B, R6B y R7B; *Hiper V* para los equipos 589, 590, 601, 603, 604 y 861. La altura del instrumento incluida fue la medida en el sitio por el personal, correspondiendo a la distancia inclinada desde el punto al centro de fase del receptor. Al indicar el método de medición como inclinado (*slant*), el programa se encargó automáticamente de calcular la distancia vertical del centro de fase al vértice. Lo anterior se ejemplifica a través de la Figura 49.

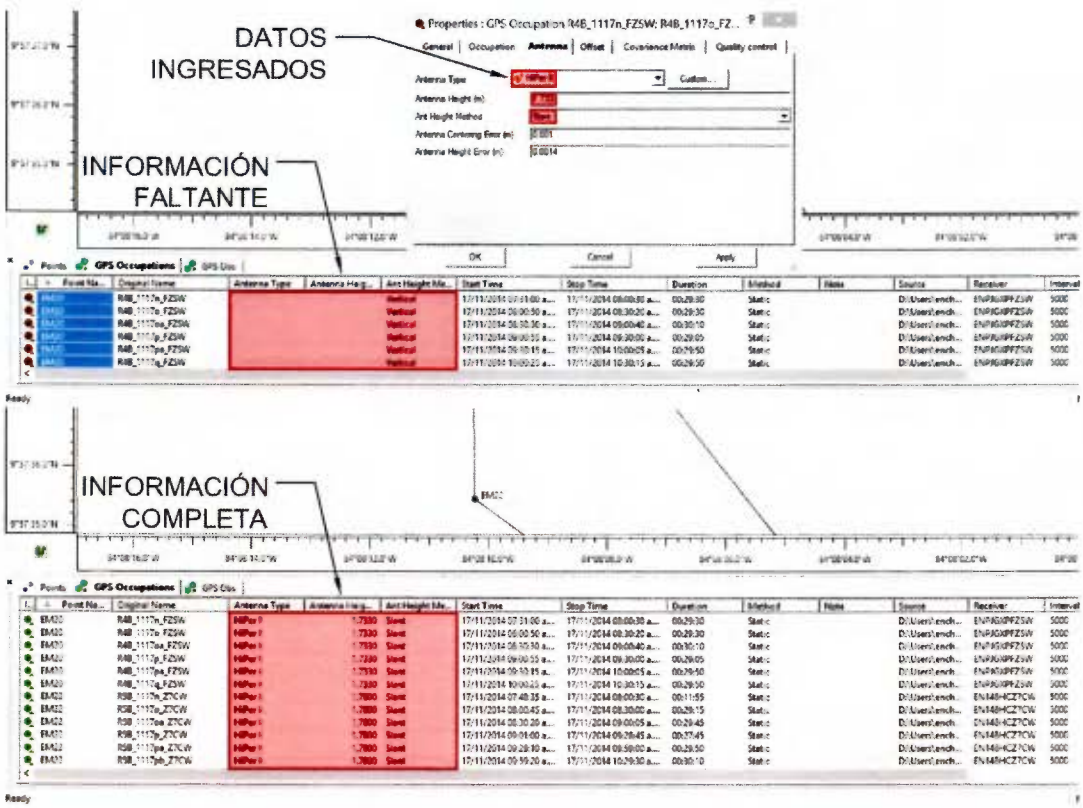


Figura 49. Complemento de datos de ocupación a partir de información de fichas técnicas.

Fuente: Adaptado de *Topcon Tools*, 2016.

Con la información incluida hasta esta este punto era posible ejecutar en el programa el procesamiento de vectores, sin embargo con el fin de mejorar la precisión de los mismos era necesario depurar previamente la señal de los satélites. En general por la ubicación estratégica de los puntos la señal recibida por los receptores era bastante continua, no obstante dada la posición orbital de algunos satélites respecto al sitio en ciertas horas del

día, el receptor podía experimentar pérdida de señal y por ende no almacenarla. De esta forma quedaban alternados pequeños lapsos sin señal junto con otros de muy corta duración, los cuales convenía no contemplar, por lo que se deshabilitaron desde el programa, lo cual se ilustra en la Figura 50.

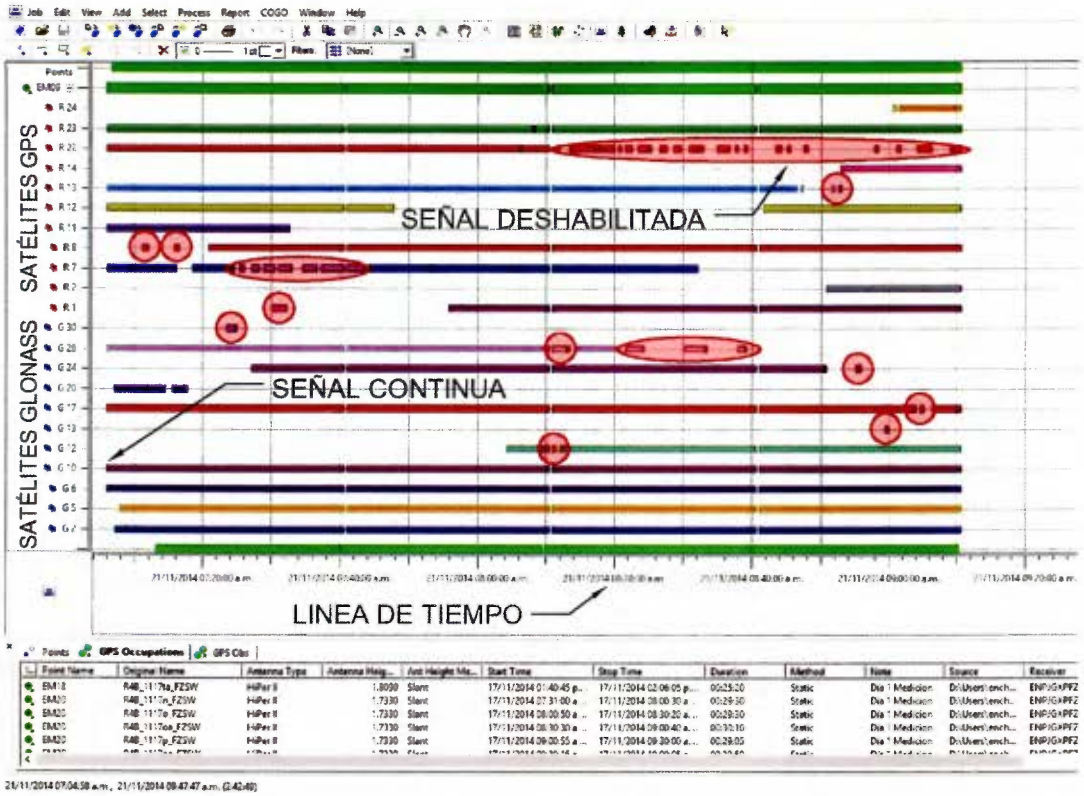


Figura 50. Depuración de señal de satélite discontinua.

Fuente: Adaptado de Topcon Tools, 2016.

Seguidamente se incluyeron las efemérides precisas a través de los archivos descargados en formato *sp3*. El programa automáticamente reemplazó las órbitas de los satélites, calculadas a partir de las efemérides transmitidas (*broadcast*) por las nuevas órbitas (*precise*), tanto para las constelaciones GPS como GLONASS, lo anterior se observa en la Figura 51.

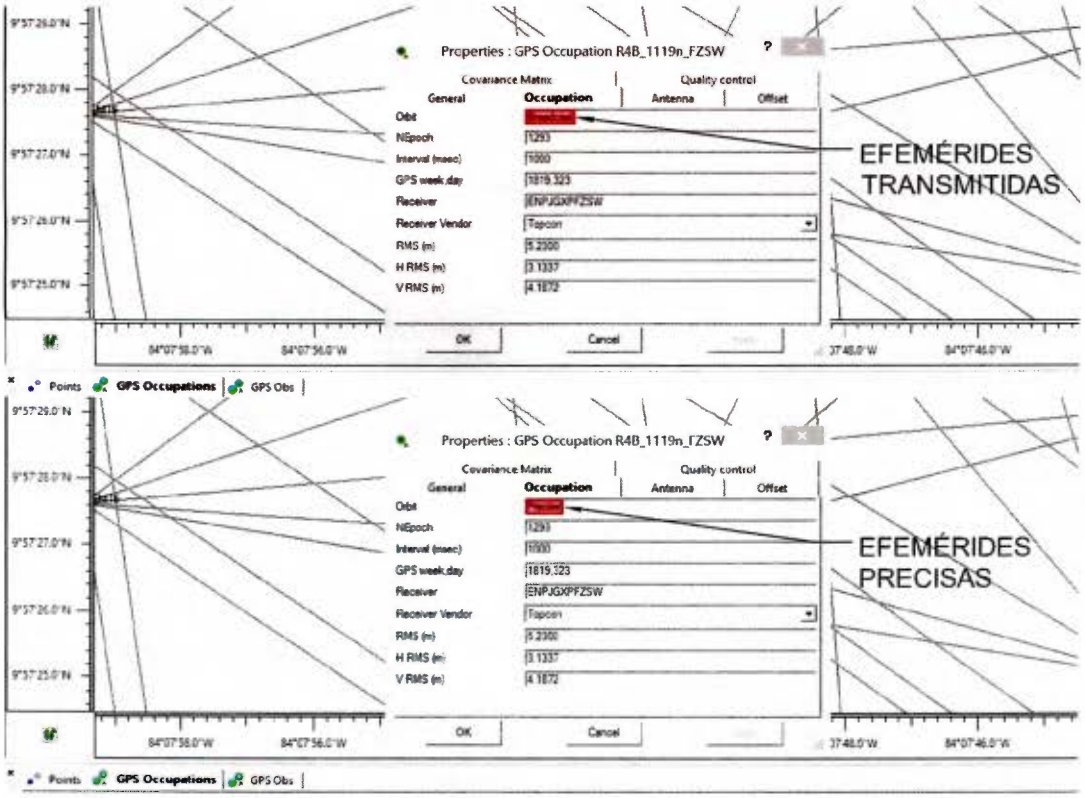


Figura 51. Inclusión de efemérides precisas al programa.

Fuente: Adaptado de Topcon Tools, 2016.

Por último, con la inclusión de las órbitas precisas se contaba con los datos y configuración requeridos para proceder al cálculo de los vectores. Para ello se habilitaron todas las observaciones y se ejecutó el procesamiento en el programa. En total se calcularon 1214 vectores, de esta forma fue posible conocer el desplazamiento en el componente norte, este y elevación, así como la precisión horizontal y vertical de cada vector, según se muestra en la Figura 52.

Figura 52. Inclusión de medidas y precisión de vectores GNSS luego de ser procesados.

Fuente: Adaptado de *Topcon Tools*, 2016.

3.9 Ajuste de la Red.

El último procedimiento para la consecución de la red plani-altimétrica lo constituyó el ajuste de la red, el cual consistió en la obtención de las coordenadas ajustadas de los vértices de la red y sus exactitudes, a partir de las observaciones obtenidas como desniveles y vectores procesados (modelo funcional), los cuales serían a su vez ingresados en distintos programas computacionales junto con las exactitudes apriori del instrumental (modelo estocástico). Los ajustes planimétricos y altimétricos por la naturaleza de sus mediciones se trataron individualmente.

3.9.1 Ajuste de la red altimétrica.

El ajuste de la red altimétrica consistió a partir de los distintos desniveles calculados, obtener las elevaciones ajustadas y exactitud de los vértices materializados de la red, mediante el uso del programa *ARGE-DOGO®*. Cabe recalcar que no se utilizó ninguna altura elipsoídica obtenida a partir de las mediciones GNSS, pues se encuentran referidas a la superficie matemática del elipsoide (WGS84), la cual difiere del geoide.

Se requirió inicialmente realizar un ajuste libre de minimización total de traza, contemplando tanto los bancos de nivel de amarre y los puntos de la red como datum, para poder apreciar así la calidad de las observaciones, sin la influencia de las elevaciones fijas de los bancos de nivel y detectar la presencia de errores groseros en las mediciones.

Luego se realizó un segundo ajuste, en este caso amarrado, donde se diferenciaron los puntos fijos conformados por los bancos de nivel LEDEZ, ANIMA y RTW07, con sus respectivas elevaciones definidas por la UE AyA-JBIC, de los puntos nuevos representados por los demás vértices de la red altimétrica, para determinar las elevaciones ajustadas y exactitudes de los puntos nuevos referidos a los fijos.

A continuación se describe el procedimiento general para llevar a cabo los distintos ajustes, los resultados del proceso se discuten en el Capítulo 4: Resultados y Análisis de la Información.

3.9.1.1 Procedimiento para el ajuste libre vertical.

Este procedimiento es muy simular al descrito en la sección 3.3.3 para la simulación de la red altimétrica, con la diferencia que el programa se configuró para operar en el módulo de ajuste. De igual forma se partió de un nuevo archivo de trabajo, se ingresaron manualmente un total de 27 vértices, compuestos por los tres bancos de nivel de elevación conocida y los restantes 24 puntos de la red. La elevación ingresada es aproximada y se

calculó a partir de las alturas conocidas y los desniveles medidos. Para el ajuste libre todos los puntos corresponden a *Datum*.

Posteriormente en la sección de observaciones se ingresó el sigma apriori del nivel *Topcon DL-101C* como ±2mm x √km, creando un grupo de mediciones. Dentro de este se incluyeron los 44 desniveles obtenidos de las líneas de nivelación realizadas. Una vez incluidos todos los datos, se ejecutó el ajuste libre de la red.

3.9.1.2 Procedimiento para el ajuste amarrado vertical.

Para el ajuste amarrado, ya los datos de la desviación estándar del instrumental, desniveles y elevaciones aproximadas de los puntos, habían sido ingresados desde el ajuste libre anterior. Por lo que para su ejecución, solo se modificó el tipo de punto, pasando de *Datum* a *Nuevo* para los 24 vértices de la red y de *Datum* a *Fijo* para los bancos de nivel de elevación conocida. Adicionalmente, se incluyó la altura reportada por la UE AyA-JBIC para los bancos de nivel LEDEZ, ANIMA y RTW07, ingresando al programa los siguientes valores y posteriormente ejecutar el ajuste amarrado de la red altimétrica:

- H_{LEDEZ} = 1015,3180 m.
- H_{ANIMA} = 1059,5010 m.
- H_{RTW07} = 1048,9240 m.

3.9.2 Ajuste de la red planimétrica.

El ajuste planimétrico consistió en obtener las coordenadas norte y este, además de la exactitud de los distintos mojones de la red. Esto a partir de los vectores GNSS procesados, utilizando como herramienta de ajuste el programa *Topcon Tools*.

Para ello primeramente se efectuó un ajuste libre, contemplando los vectores tanto entre puntos internos, enlaces a las bases y entre estas últimas, lo anterior con el fin de evaluar la calidad de las observaciones y consistencia de la red, sin la influencia de las coordenadas fijas en las bases. En un segundo tipo de ajuste denominado amarrado, se fijaron las coordenadas de las bases BELO, LAGU, TSUR y W4, definidas por la UE AyA-JBIC, para determinar las coordenadas de los puntos internos referidas a las anteriores.

A continuación se describe el procedimiento general para llevar a cabo los distintos ajustes, los resultados del proceso se discuten en el Capítulo 4: Resultados y Análisis de la Información.

3.9.2.1 Procedimiento para el ajuste libre horizontal.

Dado que el programa utilizado para el post-proceso de los vectores y el ajuste de la red corresponde *Topcon Tools*, se partió del mismo archivo de trabajo, con la previsión de renombrarlo para no modificar el anterior, trabajando así en un fichero específico para el ajuste libre.

Primero se definió la configuración para el ajuste, según se muestra en la Figura 53. En este caso se dejaron los valores que el programa define ya por defecto para una medición GNSS en modo estático relativo:

- Criterio de rechazo de vectores por control de calidad.
- Precisión horizontal de vectores de 0,02 m.
- Intervalo de confianza del ajuste al 95%.

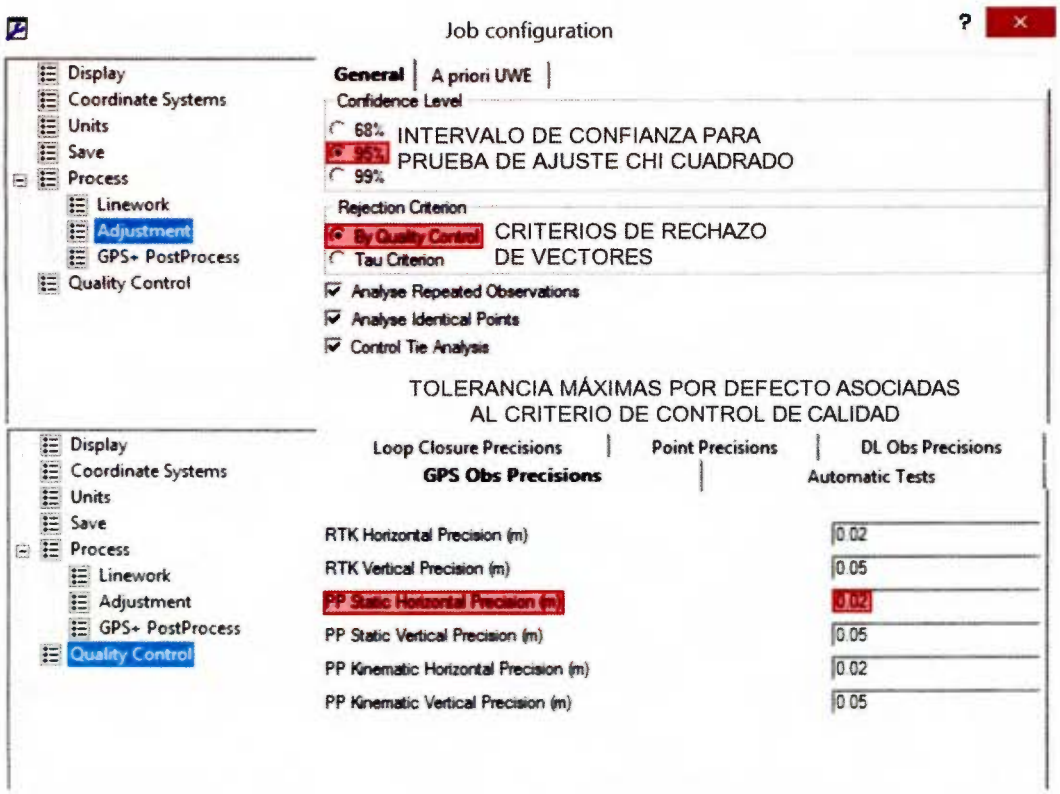


Figura 53. Parámetros de configuración del programa *Topcon Tools* para el ajuste de los vectores GNSS. Fuente: Adaptado de *Topcon Tools*, 2016.

El criterio rechazo de vectores por control de calidad, se encuentra directamente relacionado con las precisiones definidas por defecto. Estas precisiones en realidad fungen como tolerancias, ya que el software calcula la exactitud posterior del vector como si fuera incluido dentro del ajuste, si esta supera la establecida el programa automáticamente rechaza al vector y no lo contempla en el ajuste final.

El intervalo de confianza por su parte, es exclusivo para la prueba de ajuste chi cuadrado, donde el programa compara la exactitud de los vectores antes y después del ajuste, para determinar si al 95% de probabilidad el ajuste es aceptado o no.

Debido a múltiples factores que influyen en las mediciones GNSS como lo es la distribución espacial y cantidad de satélites simultáneos, duración de las sesiones de medición, distancia de líneas base, entre otros, no todos los vectores contaban con la

misma precisión, por lo que se clasificaron en orden ascendente en cuanto a su precisión horizontal. En general se requería utilizar los vectores con los valores más bajos posibles y que garantizaran mejores resultados en el ajuste, según se observa en la Figura 54.

Points | GPS Occupations | GPS Obs | CLASIFICACIÓN A PARTIR DE LA PRECISIÓN DEL VECTOR

Icon	Point From	Point To	Start Time	Duration	Note	Horizontal Precision (m)	Vertical Precision (...
	EM07	EM08	21/11/2014 07:39:51 a.m.	00:29:37	1er Filtro 2.5 mm	0.0004	0.0010
	EM07	EM08	21/11/2014 08:11:31 a.m.	00:27:59	1er Filtro 2.5 mm	0.0004	0.0010
	EM07	EM08	21/11/2014 08:40:08 a.m.	00:29:20	1er Filtro 2.5 mm	0.0004	0.0010
	EM12	EM21	19/11/2014 08:03:57 a.m.	00:26:39	1er Filtro 2.5 mm	0.0005	0.0013
	EM21	GERO13	19/11/2014 08:01:13 a.m.	00:29:22	1er Filtro 2.5 mm	0.0005	0.0012
	EM21	GERO13	19/11/2014 08:31:16 a.m.	00:29:25	1er Filtro 2.5 mm	0.0006	0.0014
	EM16	GERO1	17/11/2014 08:31:55 a.m.	00:28:05	1er Filtro 2.5 mm	0.0006	0.0014
	EM18	EM19	17/11/2014 11:31:40 a.m.	00:27:55	1er Filtro 2.5 mm	0.0006	0.0015
	EM21	GERO13	19/11/2014 07:31:20 a.m.	00:29:14	1er Filtro 2.5 mm	0.0006	0.0014
	EM11	EM12	19/11/2014 08:33:25 a.m.	00:30:37	1er Filtro 2.5 mm	0.0006	0.0016
	EM12	GERO13	19/11/2014 08:03:57 a.m.	00:26:38	1er Filtro 2.5 mm	0.0006	0.0015
	EM05	EM06	21/11/2014 10:32:39 a.m.	00:27:19	1er Filtro 2.5 mm	0.0006	0.0015
	EM21	GERO13	19/11/2014 10:31:22 a.m.	00:29:08	1er Filtro 2.5 mm	0.0006	0.0013
	EM16	EM17	17/11/2014 09:30:50 a.m.	00:29:10	1er Filtro 2.5 mm	0.0006	0.0011
	EM06	RTW07	21/11/2014 10:32:39 a.m.	00:26:59	1er Filtro 2.5 mm	0.0006	0.0016
	EM12	EM14	19/11/2014 08:03:57 a.m.	00:26:07	1er Filtro 2.5 mm	0.0006	0.0016
	EM06	EM07	21/11/2014 07:41:53 a.m.	00:28:47	1er Filtro 2.5 mm	0.0006	0.0017
	EM16	LAGU	17/11/2014 08:30:00 a.m.	00:30:00	1er Filtro 2.5 mm	0.0006	0.0016
	EM07	EM08	21/11/2014 07:06:43 a.m.	00:31:58	1er Filtro 2.5 mm	0.0007	0.0017
	EM06	EM08	21/11/2014 07:41:53 a.m.	00:27:35	1er Filtro 2.5 mm	0.0007	0.0018
	EM05	RTW07	21/11/2014 10:29:36 a.m.	00:30:02	1er Filtro 2.5 mm	0.0007	0.0016
	EM04	EM21	19/11/2014 09:31:11 a.m.	00:29:18	1er Filtro 2.5 mm	0.0007	0.0013
	EM21	GERO13	19/11/2014 09:01:35 a.m.	00:29:18	1er Filtro 2.5 mm	0.0007	0.0014
	EM04	RTW07	21/11/2014 10:33:15 a.m.	00:26:23	1er Filtro 2.5 mm	0.0007	0.0017
	EM16	GERO1	17/11/2014 09:31:40 a.m.	00:28:20	1er Filtro 2.5 mm	0.0007	0.0013
	EM16	LAGU	17/11/2014 10:30:00 a.m.	00:30:00	1er Filtro 2.5 mm	0.0007	0.0015
	EM16	EM19	17/11/2014 11:00:35 a.m.	00:29:25	1er Filtro 2.5 mm	0.0007	0.0016
	EM16	LAGU	17/11/2014 09:00:00 a.m.	00:30:00	1er Filtro 2.5 mm	0.0007	0.0014
	EM16	EM18	17/11/2014 11:00:00 a.m.	00:29:40	1er Filtro 2.5 mm	0.0007	0.0015
	EM16	GERO1	17/11/2014 09:01:35 a.m.	00:28:25	1er Filtro 2.5 mm	0.0007	0.0014
	EM12	EM21	19/11/2014 07:33:11 a.m.	00:27:23	1er Filtro 2.5 mm	0.0007	0.0018

Figura 54. Clasificación de vectores GNSS según su precisión horizontal.

Fuente: Adaptado de *Topcon Tools*, 2016.

Posteriormente se siguió el proceso de selección de los vectores que formarían parte del ajuste, por defecto inicialmente todos se encontraban habilitados, por lo que el primer paso fue deshabilitarlos. La elección de los vectores debió realizarse con base en las mismas sesiones de medición, esto con el fin de verificar su independencia lineal de los demás seleccionados, pues el software no es capaz de diferir esta característica. Si bien el ajuste puede llevarse a cabo introduciendo erróneamente vectores linealmente dependientes, este no arrojaría exactitudes reales de los vértices, sino valores mejorados que contrastan con la calidad de las observaciones.

Por lo tanto se ordenaron los vectores por hora de inicio, para garantizar la independencia lineal, se definió en nueve la cantidad máxima de vectores seleccionables por sesión y que su secuencia no formara figuras geométricas cerradas. Adicionalmente por un concepto básico de geometría de redes, se optó por formar líneas sucesivas con patrones en zigzag en la medida de lo posible, según lo que se observa en la Figura 55.

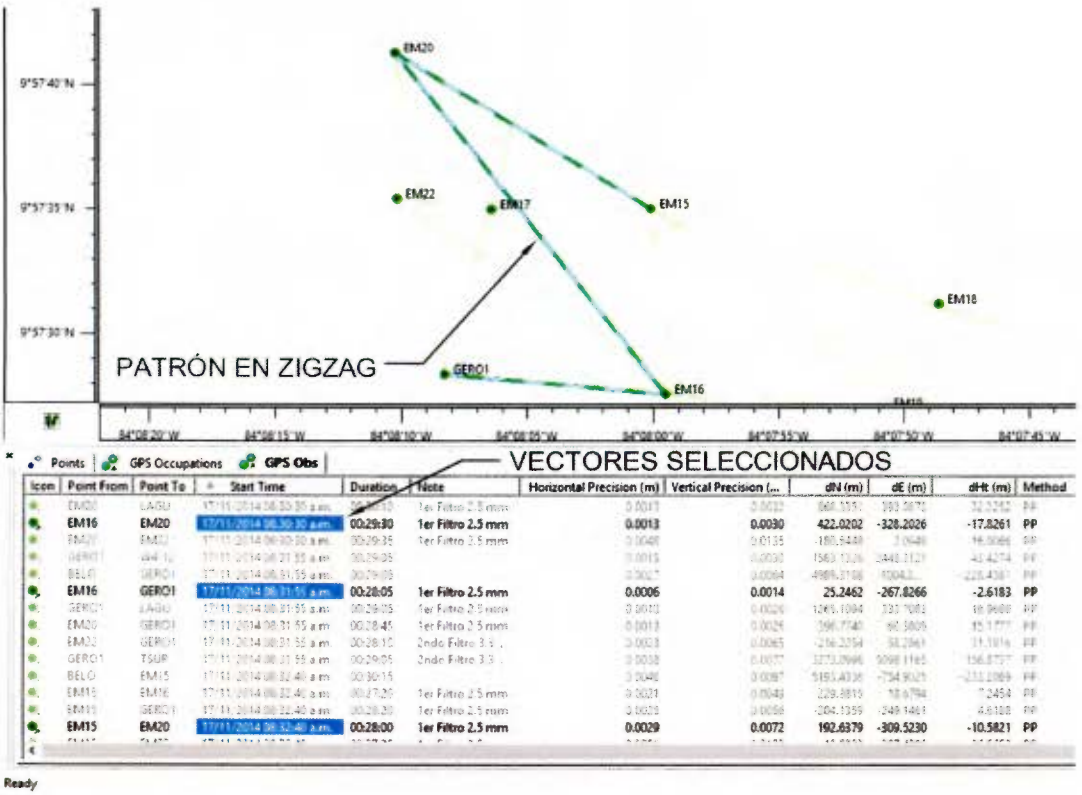


Figura 55. Selección de vectores GNSS para el ajuste de la red planimétrica acorde a los lineamientos establecidos. Fuente: Adaptado de *Topcon Tools*, 2016.

Es así como progresivamente a lo largo de las sesiones de medición, se fueron seleccionando los vectores con mayor precisión horizontal y que además cumplieran los requerimientos de independencia lineal, tanto entre los puntos internos, enlaces a bases y entre ellas mismas. Lo anterior tomando como referencia los vectores propuestos en el diseño de la red. Una vez con todos los vectores seleccionados, se procedió a ejecutar el ajuste libre y con ello obtener los resultados.

3.9.2.2 Procedimiento para el ajuste amarrado horizontal.

El ajuste amarrado se inició desde el ajuste libre anterior, guardando en el programa un nuevo archivo individual, con el fin de no modificar el anterior. La configuración y procedimiento descrito para la selección de vectores es el mismo, la diferencia radica en que se consideran las coordenadas de las bases como fijas y por ende no existen vectores entre ellas.

Para definir las bases como puntos fijos en el ajuste, en el software se abrió por separado las propiedades de cada una y en la casilla de control se seleccionó *horizontal*. No se fijó la elevación de las bases por tratarse de un tipo de ajuste distinto, lo cual no repercute en el ajuste planimétrico, pues ambos (horizontal y vertical) se calculan por separado.

Para la fijación de las bases BELO, LAGU, TSUR y W4, en la casilla de coordenadas (*coordinates*) se ingresaron las valores elipsoídicos de latitud y longitud suministradas por la UE AyA-JBIC, según se observa en la Figura 56. Los datos ingresados fueron los siguientes:

- BELO: φ 9°54'46.05458"N, λ 84°07'35.32712"W.
- LAGU: φ 9°58'09.58737"N, λ 84°07'57.36337"W.
- TSUR: φ 9°55'41.89459"N, λ 84°05'21.02160"W.
- W4: φ 9°58'19.93382"N, λ 84°06'47.91495"W.

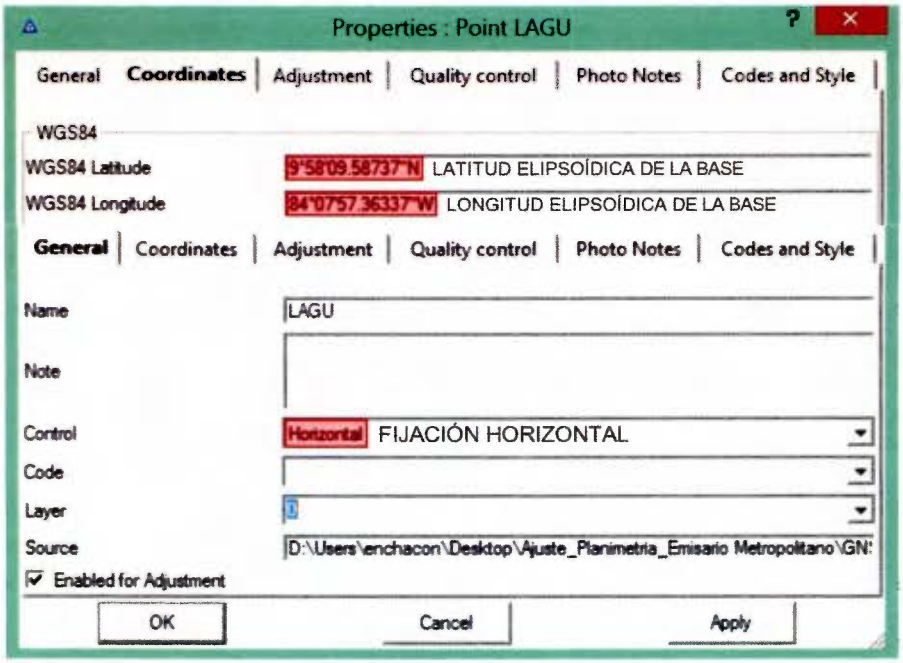


Figura 56. Fijación de bases como puntos de control en el ajuste amarrado.

Fuente: Adaptado de *Topcon Tools*, 2016.

Por ultimo con los vectores seleccionados y las bases fijadas con sus respectivas coordenadas, se ejecutó en el programa el ajuste amarrado, para determinar las coordenadas y exactitudes de los distintos vértices referidos a las bases.

Capítulo 4: Resultados y Análisis de la Información

4.1 Simulación de Red

A continuación se presentan los resultados propios de la simulación de la red, tanto para los componentes altimétrico y planimétrico, realizados a través por programa *ARGE-DOGO®*. Cabe recalcar que la simulación es una estimación de un ajuste libre de minimización total de traza, a partir de las exactitudes a priori del instrumental, datos de observaciones y puntos. Por lo tanto no se realizan pruebas de ajuste y los resultados corresponden a una evaluación del comportamiento de la red y las exactitudes resultantes.

4.1.1 Resultados y análisis de simulación altimétrica.

En la Tabla 11 se presenta un resumen de la simulación altimétrica, la cual contempló 22 puntos y 34 observaciones, dando como resultado 13 grados de libertad. La desviación estándar del equipo asumida fue de ±2mm x √km.

Tabla 11. Resumen de simulación altimétrica.

Puntos		Configuración	
Fijos	0	Observaciones	34
Datum	22	Defecto de datum	1
Nuevos	0	Incógnitas coordenadas	22
Total	22	Grados de libertad	13
$s_0=1$		$\sigma_0=\pm 2mm \times \sqrt{km}$	

Nota. s_0 corresponde a la desviación estándar de la unidad de pesos determinada en el ajuste; σ_0 es la desviación estándar a priori asumida para el instrumental *DL-101C*. Por tratarse de una simulación no se realiza prueba de ajuste, por ende s_0 corresponde a la unidad.

A partir de la tolerancia establecida por la UE AyA-JBIC de ±6mm x √km se calculó el máximo error admisible por cada línea, el cual oscila entre 1,4 mm a 5,2 mm. En la Tabla 12 los resultados indican que el error medio cuadrático esperado varía entre ±0,5 mm a ±1,3 mm y su correspondiente error del 95% entre ±1,0 mm y ±2,5 mm, se observa como tanto ningún valor de σ y 1,96σ superan la tolerancia.

Tabla 12. Observaciones de simulación altimétrica.

Datos de entrada					Simulación		Datos de entrada					Simulación	
No	Linea	Dist. (km)	ΔH (m)	Tol. (mm)	σ (mm)	1.96σ (mm)	No	Linea	Dist. (km)	ΔH (m)	Tol. (mm)	σ (mm)	1.96σ (mm)
1	PRL04-GERO1	0,37	21,8020	3,6	0,8	1,6	18	PRL27-RTW07	0,14	7,4590	2,3	0,6	1,2
2	PRL04-PRL38	0,23	0,1190	2,9	0,7	1,4	19	RTW07-ANIMAS	0,51	10,5770	4,3	0,9	1,8
3	PRL38-PRL01	0,13	-3,1300	2,2	0,6	1,2	20	PRL27-PRL26	0,35	22,4890	3,5	0,8	1,6
4	PRL01-PRL04	0,20	3,0110	2,7	0,6	1,2	21	PRL26-ANIMAS	0,06	-4,4530	1,4	0,6	1,2
5	PRL01-GERO1	0,23	24,8130	2,9	0,6	1,2	22	PRL26-PRL37	0,22	-8,0060	2,8	0,7	1,4
6	GERO01-PRL35	0,22	1,1800	2,8	0,6	1,2	23	PRL37-GERO13	0,39	-7,1530	3,7	1,0	2,0
7	PRL35-PRL01	0,12	-25,9930	2,1	0,6	1,2	24	ANIMAS-LEDEZ	0,68	-8,1830	4,9	1,1	2,2
8	GERO01-PRL11	0,76	21,1310	5,2	1,3	2,5	25	PRL26-PRL25	0,43	9,9680	3,9	0,9	1,8
9	PRL11-PRL10	0,13	-22,9940	2,1	0,6	1,2	26	PRL25-PRL32	0,13	-3,0000	2,1	0,6	1,2
10	PRL10-PRL35	0,74	3,0430	5,2	1,3	2,5	27	PRL32-PRL37	0,37	-14,9740	3,6	0,9	1,8
11	PRL11-PRL14	0,35	3,9740	3,5	0,9	1,8	28	PRL32-PRL19	0,21	7,9850	2,8	0,7	1,4
12	PRL14-PRL12	0,07	-7,9970	1,6	0,6	1,2	29	PRL19-PRL34	0,21	15,0080	2,7	0,6	1,2
13	PRL12-PRL10	0,38	-18,9710	3,7	0,9	1,8	30	PRL34-PRL25	0,18	-19,9930	2,5	0,7	1,4
14	PRL14-GERO13	0,47	16,7850	4,1	1,1	2,2	31	PRL19-PRL21	0,12	1,9930	2,1	0,5	1,0
15	GERO13-PRL17	0,09	4,1790	1,8	0,6	1,2	32	PRL21-PRL34	0,22	13,0150	2,8	0,6	1,2
16	PRL17-PRL12	0,55	-28,9610	4,4	1,1	2,2	33	PRL21-LEDEZ	0,13	-29,5820	2,1	0,5	1,0
17	PRL17-PRL27	0,22	-11,5090	2,8	0,8	1,6	34	LEDEZ-PRL34	0,19	42,5970	2,6	0,6	1,2

Nota. Tolerancia calculada a partir de ±6 mm x √Km definido por UE AyA-JBIC. El desnivel ΔH corresponde a la diferencia de elevación en el sentido de recorrido de la linea. Los valores de σ y 1,96σ corresponden a los errores medios cuadráticos asociados a la observación, con intervalos de 68% y 95% respectivamente.

En la Tabla 13 se observa lo relativo a la estimación de la altura de los puntos y sus errores asociados. La desviación estándar estimada va de ±0,8 mm a ±1,5 mm. El error medio cuadrático al 95% varía por su parte de ±1,6 mm a ±2,9 mm. Los máximos errores asociados corresponden a puntos situados en los extremos de la red, siendo los que presentan menos observaciones vinculadas.

Tabla 13. Puntos de simulación altimétrica.

Punto	H (m)	Simulación		Punto	H (m)	Simulación	
		σ (mm)	1.96σ (mm)			σ (mm)	1.96σ (mm)
ANIMAS	1059,5000	0,9	1,8	PRL17	1052,9700	0,8	1,6
GERO01	1006,9100	1,4	2,7	PRL19	1078,9100	1,1	2,2
GERO13	1048,8000	0,8	1,6	PRL21	1080,9000	1,1	2,2
PRL38	985,2200	1,5	2,9	PRL25	1073,9200	1,0	2,0
LEDEZ	1051,3200	1,1	2,2	PRL26	1063,9500	0,9	1,8
PRL01	982,0900	1,4	2,7	PRL27	1041,4700	0,9	1,8
PRL04	985,1000	1,5	2,9	PRL32	1070,9200	1,0	2,0
PRL10	1005,0400	1,0	2,0	PRL34	1093,9200	1,1	2,2
PRL11	1028,0400	1,0	2,0	PRL35	1008,0900	1,4	2,7
PRL12	1024,0100	0,9	1,8	PRL37	1055,9500	0,9	1,8
PRL14	1032,0100	0,9	1,8	RTW07	1048,9200	1,0	2,0

Nota. H corresponde a la altura aproximada asignada a cada punto. Los valores de σ y 1,96σ corresponden a los errores medios cuadráticos asociados a la determinación del punto, con intervalos de 68% y 95% respectivamente.

4.1.2 Resultados y análisis de simulación planimétrica.

La simulación planimétrica se muestra en la Tabla 14. Se consideró un total de 24 puntos y 168 observaciones divididas entre acimutes y distancias, dando como resultado 122 grados de libertad. Se utilizó la desviación estándar del equipo *Hiper II* de ±3mm + 0,5 ppm para no sobreestimar las exactitudes a posteriori.

Tabla 14. Resumen de simulación planimétrica.

Puntos		Configuración	
Fijos	0	Observaciones	168
Datum	24	Defecto de datum	2
Nuevos	0	Incógnitas coordenadas	48
Total	24	Grados de libertad	122
$s_0 = 1$		$\sigma_0 = \pm 3mm + 0,5$ ppm	

Nota. s_0 corresponde a la desviación estándar de la unidad de pesos determinada en el ajuste: σ_0 es la desviación estándar a priori asumida para el instrumental *Hiper II*. De las 168 observaciones totales 84 corresponden a acimutes y 84 a distancias. Por tratarse de una simulación no se realiza prueba de ajuste, por ende s_0 corresponde a la unidad.

En la Tabla 15 se observa que las distancias de los vértices se encuentran en un rango de 48,923 a 6288,71 m, al aplicar la tolerancia establecida por la UE AyA-JBIC de 1: 15 000 se obtiene un error máximo que varía entre 3,6 a 419,2 mm. Por su parte los resultados de los errores medios cuadráticos esperados muestran una variación en σ de ±0,3 mm a ±1,9 mm y ±0,6 mm a ±3,7 mm para 1,96σ; claramente ninguno sobrepasa la tolerancia. Los errores medios cuadráticos esperados más altos se presentan entre las bases BELO, LAGU, TSUR y W4, ya que se encuentran directamente relacionados con la longitud del vector.

No obstante es importante analizar desde el punto de vista estocástico, que la precisión de un receptor geodésico se compone de una constante fija y otra proporcional a las ppm de la distancia del vector medido. Siendo los valores proporcionales a las ppm tan bajos en este tipo de equipos (0,5 ppm en este caso), a mayor distancia se adquiere mayor precisión lineal, lo anterior se puede constatar al calcular la precisión lineal para las distancias extremas, así el caso de la distancia PRL10-PRL14 su valor es de 48,923m/0,0018m = 1: 27 179; mientras que para la medida entre las bases BELO-LAGU el resultado es de 6288,71m/0,0029m = 1: 2 168 521. Lo anterior representa un incremento considerable de la precisión en las observaciones GNSS, pese al aumento del error medio cuadrático.

Tabla 15. Observaciones de simulación planimétrica.

Observación				Simulación		Observación				Simulación	
De	A	Dist. (m)	Tol. (mm)	σ mm)	1.96σ (mm)	De	A	Dist. (m)	Tol. (mm)	σ (mm)	1.96σ (mm)
GERO01	PRL01	228,16	15,2	0,5	1,0	PRL34	PRL19	207,66	13,8	0,6	1,2
GERO01	PRL11	763,98	50,9	0,9	1,8	PRL35	GERO01	215,34	14,4	0,5	1,0
GERO13	PRL14	471,84	31,5	0,7	1,4	PRL35	PRL38	176,23	11,7	0,4	0,8
GERO13	PRL26	298,48	19,9	0,5	1,0	PRL35	PRL10	737,23	49,1	0,8	1,6
GERO13	PRL17	85,80	5,7	0,3	0,6	PRL37	GERO13	388,48	25,9	0,6	1,2
PRL38	PRL04	232,53	15,5	0,6	1,2	PRL37	PRL27	553,95	36,9	0,7	1,4
PRL01	PRL38	134,52	9,0	0,4	0,8	PRL37	PRL32	368,56	24,6	0,7	1,4
PRL01	PRL35	123,91	8,3	0,3	0,6	RTW07	PRL12	661,86	44,1	0,8	1,6
PRL04	PRL01	196,94	13,1	0,5	1,0	RTW07	PRL14	677,30	45,2	0,8	1,6
PRL04	GERO01	366,62	24,4	0,8	1,6	RTW07	PRL17	345,97	23,1	0,5	1,0
PRL10	PRL38	874,47	58,3	0,9	1,8	LAGU	PRL38	982,81	65,5	1,0	2,0
PRL10	GERO01	781,69	52,1	0,8	1,6	LAGU	PRL04	1154,10	76,9	1,0	2,0
PRL10	PRL14	408,92	27,3	0,9	1,8	LAGU	PRL35	1092,72	72,8	1,0	2,0
PRL10	RTW07	1003,53	66,9	1,0	2,0	LAGU	PRL10	1310,98	87,4	1,1	2,2
PRL11	PRL35	755,28	50,4	0,8	1,6	LAGU	PRL12	1643,54	109,6	1,1	2,2
PRL11	PRL10	127,07	8,5	0,4	0,8	LAGU	RTW07	2092,28	139,5	1,1	2,2
PRL11	PRL12	334,82	22,3	0,8	1,6	LAGU	W4-12	2138,81	142,6	1,1	2,2
PRL12	PRL10	375,92	25,1	0,8	1,6	BELO	PRL21	3786,60	252,4	1,3	2,5
PRL12	PRL27	653,84	43,6	0,7	1,4	BELO	PRL19	3794,39	253,0	1,3	2,5
PRL12	GERO13	505,10	33,7	0,7	1,4	BELO	PRL32	3860,97	257,4	1,3	2,5
PRL14	PRL12	73,59	4,9	0,3	0,6	BELO	PRL37	4067,31	271,2	1,2	2,4
PRL14	PRL11	345,58	23,0	0,8	1,6	BELO	GERO13	4433,00	295,5	1,2	2,4
PRL14	PRL27	653,58	43,6	0,7	1,4	BELO	PRL14	4716,19	314,4	1,3	2,5
PRL14	PRL17	522,79	34,9	0,7	1,4	BELO	PRL11	4901,96	326,8	1,3	2,5
PRL17	PRL12	546,46	36,4	0,7	1,4	BELO	GERO01	5088,03	339,2	1,4	2,7
PRL17	PRL27	224,84	15,0	0,4	0,8	BELO	PRL04	5403,83	360,3	1,4	2,7
PRL17	PRL37	404,10	26,9	0,6	1,2	BELO	LAGU	6288,71	419,2	1,5	2,9
PRL19	PRL25	199,08	13,3	0,6	1,2	W4-12	PRL38	2768,94	184,6	1,1	2,2
PRL19	PRL21	118,60	7,9	0,4	0,8	W4-12	PRL35	2752,69	183,5	1,1	2,2
PRL21	PRL25	291,67	19,4	0,8	1,6	W4-12	PRL10	2275,95	151,7	1,0	2,0
PRL25	PRL37	412,83	27,5	0,7	1,4	W4-12	PRL12	2251,37	150,1	1,0	2,0
PRL25	PRL32	127,64	8,5	0,3	0,6	W4-12	RTW07	2007,27	133,8	1,1	2,2
PRL25	PRL34	176,01	11,7	0,5	1,0	W4-12	PRL26	2490,60	166,0	1,0	2,0
PRL26	PRL17	265,53	17,7	0,5	1,0	W4-12	PRL25	2772,44	184,8	1,1	2,2
PRL26	PRL37	222,41	14,8	0,4	0,8	W4-12	PRL34	2743,65	182,9	1,1	2,2
PRL26	PRL25	431,00	28,7	0,8	1,6	W4-12	PRL21	2960,96	197,4	1,2	2,4
PRL27	RTW07	142,84	9,5	0,5	1,0	W4-12	TSUR-12	5529,62	368,6	1,8	3,5
PRL27	PRL26	347,91	23,2	0,6	1,2	TSUR-12	PRL27	4437,56	295,8	1,6	3,1
PRL32	PRL26	452,90	30,2	0,8	1,6	TSUR-12	PRL26	4265,07	284,3	1,6	3,1
PRL32	PRL34	289,11	19,3	0,8	1,6	TSUR-12	PRL34	3717,31	247,8	1,6	3,1
PRL32	PRL19	210,95	14,1	0,6	1,2	TSUR-12	PRL19	3700,01	246,7	1,6	3,1
PRL34	PRL21	221,33	14,8	0,6	1,2	TSUR-12	BELO	4436,04	295,7	1,9	3,7

Nota. Tolerancia calculada a partir de la precisión lineal mínima de 1: 15 000 definida por UE AyA-JBIC. Los valores de σ y 1,96σ corresponden a los errores medios cuadráticos asociados a la observación, con intervalos de 68% y 95% respectivamente.

Por otra parte, la estimación de las exactitudes para los vértices se muestra en la Tabla 16. Tanto para las coordenadas este y norte los valores de σ oscilan entre ±0,4 mm a ±1,6 mm y entre ±0,8 mm a ±3,1 mm para 1,96σ. En este caso las bases BELO, LAGU, TSUR y W4 son las que presentan las mayores exactitudes de ±3,1mm acorde 1,96σ, debido principalmente a la longitud de sus vectores. Los vértices internos de la red, según 1,96σ presentan una variación máxima de 1,8 mm en este y 1,6 mm en norte, existe una ligera tendencia de mayores errores en el componente este respecto al norte, lo cual se debe a la distribución de la red, ya que los enlaces a las bases siguen una orientación con más proyección norte-sur que este-oeste y por ende brindando mayor control a este componente.

Tabla 16. Puntos de simulación planimétrica.

Punto	Coordenadas		Simulación				Punto	Coordenadas		Simulación			
	Norte (m)	Este (m)	σ (mm)		1,96σ(mm)			Norte (m)	Este (m)	σ (mm)		1,96σ(mm)	
			N	E	N	E				N	E	N	E
GERO01	1101091	485129	0,6	0,7	1,2	1,4	PRL25	1099959	487007	0,6	0,5	1,2	1,0
GERO13	1100516	486544	0,4	0,5	0,8	1,0	PRL26	1100317	486767	0,5	0,4	1,0	0,8
PRL38	1101443	485096	0,6	0,7	1,2	1,4	PRL27	1100661	486817	0,5	0,5	1,0	1,0
PRL01	1101311	485070	0,5	0,7	1,0	1,4	PRL32	1099885	486903	0,6	0,5	1,2	1,0
PRL04	1101359	484879	0,5	0,9	1,0	1,8	PRL34	1099957	487183	0,6	0,7	1,2	1,4
PRL10	1101123	485910	0,5	0,6	1,0	1,2	PRL35	1101296	485193	0,5	0,7	1,0	1,4
PRL11	1100998	485887	0,4	0,6	0,8	1,2	PRL37	1100138	486635	0,5	0,5	1,0	1,0
PRL12	1100888	486203	0,5	0,5	1,0	1,0	RTW07	1100798	486859	0,5	0,5	1,0	1,0
PRL14	1100818	486182	0,5	0,5	1,0	1,0	LAGU	1102355	485462	0,9	0,7	1,8	1,4
PRL17	1100542	486626	0,4	0,4	0,8	0,8	BELO	1096102	486131	1,1	1,2	2,2	2,4
PRL19	1099775	487083	0,7	0,6	1,4	1,2	W4-12	1102672	487577	0,9	0,8	1,8	1,6
PRL21	1099736	487195	0,8	0,8	1,6	1,6	TSUR-12	1097816	490222	1,6	1,6	3,1	3,1

Nota. Las coordenadas Norte y Este de cada punto son aproximadas en el sistema de proyección CRMT05. Los valores de σ y 1,96σ corresponden a los errores medios cuadráticos asociados a la determinación de las coordenadas del punto, con intervalos de 68% y 95% respectivamente.

4.2 Diseño Definitivo y materialización de Red

El diseño de la red se realizó con base en un conjunto de requerimientos establecidos, para suplir las necesidades de densificación de la UE AyA-JBIC ante el replanteo y control de la obra del EM. De este proceso se pueden extraer una serie de resultados, que muestran las principales características de la red definida, las cuales se discuten a continuación.

4.2.1 Resultados generales, análisis del diseño y materialización de la red

En la Tabla 17 se muestran los principales resultados del diseño de la red. Del proceso de monumentación ya descrito, se crearon un total de 22 vértices nuevos, numerados consecutivamente desde el EM01 a EM22, se incorporaron a la red tres puntos existentes de la UE AyA-JBIC los cuales corresponden a GERO1, GERO13 y RTW07 para un total de 25 vértices. Del total 17 fueron construidos sobre terreno natural, representando un 68%, el restante 32% corresponde a 8 pines empotrados en cordón de caño, aceras o calles.

Acorde a la clasificación de los puntos según su ubicación, se evidencia como la mayoría con 16 vértices, están distribuidos en zonas públicas entre parques y derechos de vía, lo que representa un 64% del total, un 20% se ubica sobre propiedades privadas y el restante 16% corresponde a cuatro vértices sobre propiedades o derechos de servidumbre estatales. Lo anterior cumple con el planteamiento inicial de la red, danto mayor prioridad a vértices localizados en zonas públicas.

En lo que respecta al componente planimétrico, para el diseño de definió conformar la red por 25 puntos internos (de EM01 a EM22; GERO1, GERO13 y RTW07), enlazados a cuatro bases (BELO, LAGU, W4 y TSUR). Se planteó utilizar para el ajuste de la red 116 vectores GNSS, 75 entre puntos internos, 35 de enlace a bases y 6 entre bases (válido solo para el ajuste libre).

Tabla 17.Generalidades de diseño de red.

Distribución de vértices de la red						
Clasificación según ubicación					Tipo de terreno	
Zonas de parque	Derechos de vía	Propiedad privada	Propiedad Estatal	Servidumbre Estatal	Natural	Superficie rígida
9	7	5	3	1	17	8
Totales 25					Totales 25	

Red planimétrica					
Puntos y bases			Vectores GNSS		
Creados	Existentes	Bases	Solo entre vertices	Ligados a bases	Solo entre Bases
22	3	4	75	35	6
Totales 29			Totales 116		

Red altimétrica					
Puntos y bancos de nivel			Lineas de nivelación		
Creados	Existentes	BN's	Solo entre vertices	Ligados a BN's	Solo entre BN's
22	2	3	35	7	2
Totales 27			Totales 44		

Nota. Las superficies rígidas corresponden a cordones de caño, aceras o calles.

El componente altimétrico por su parte se compuso de 24 vértices (de EM01 a EM22, GERO1, GERO13) y tres bancos de nivel (RTW07, LEDEZ y ANIMA). Se planteó ejecutar 44 líneas de nivelación; 35 entre puntos internos, siete ligadas a bancos de nivel y dos solo entre bancos de nivel (válido solo para el ajuste libre).

Respecto a la intervisibilidad de los vértices de la red, en la Tabla 18 se muestran las visuales directas con las que cuenta cada punto ya monumentado. El vértice EM03 es el que presenta la mayor cantidad de visuales con cuatro; otros como EM01, EM07, EM16, EM20 poseen tres visuales; el grupo conformado por 8 vértices (EM06, EM08, EM14, EM17, EM19, EM21, GERO1 y GERO13) cuenta con dos visuales; y el conjunto de 11 puntos (EM02, EM04, EM05, EM09, EM10, EM11, EM12, EM13, EM18, EM22 y RTW07) presenta visual solo a otro vértice.

De esta forma el 100% de los vértices poseen al menos una visual directa y el 56% al menos a otros dos puntos, lo que permite realizar levantamientos con estación total. El grado de visuales de cada punto está asociado a su importancia y desempeño dentro de la red, de forma tal que los vértices más próximos y con mejor visibilidad a la obra son lo que poseen más visuales.

Tabla 18. Visuales de puntos de la red.

Punto	Visual 1		Visual 2		Visual 3		Visual 4	
	Hacia	Dist. (m)	Hacia	Dist. (m)	Hacia	Dist. (m)	Hacia	Dist. (m)
EM01	EM21	221	RTW07	143	GERO13	309	—	—
EM02	EM04	55	—	—	—	—	—	—
EM03	EM05	123	EM06	175	EM07	205	EM10	140
EM04	EM02	55	—	—	—	—	—	—
EM05	EM03	123	—	—	—	—	—	—
EM06	EM03	175	EM08	227	—	—	—	—
EM07	EM03	205	EM08	119	EM09	104	—	—
EM08	EM06	227	EM07	119	—	—	—	—
EM09	EM07	104	—	—	—	—	—	—
EM10	EM03	140	—	—	—	—	—	—
EM11	EM12	91	—	—	—	—	—	—
EM12	EM11	91	—	—	—	—	—	—
EM13	EM14	127	—	—	—	—	—	—
EM14	EM13	127	EM19	230	—	—	—	—
EM15	EM16	230	EM20	365	—	—	—	—
EM16	EM15	230	EM19	267	GERO1	269	—	—
EM17	EM20	227	GERO1	210	—	—	—	—
EM18	EM19	145	—	—	—	—	—	—
EM19	EM16	267	EM14	230	—	—	—	—
EM20	EM15	365	EM17	227	EM22	181	—	—
EM21	EM01	221	GERO13	89	—	—	—	—
EM22	EM20	181	—	—	—	—	—	—
GERO1	EM16	269	EM17	210	—	—	—	—
GERO13	EM01	309	EM21	89	—	—	—	—
RTW07	EM01	143	—	—	—	—	—	—

Con respecto a las distancias entre puntos, estas oscilan entre 55 y 365 m. Si bien las estaciones totales son capaces de medir largas distancias, en zonas urbanas o densamente pobladas las visuales suelen limitarse por factores como vehículos, edificios, árboles, construcciones y otros obstáculos, por lo que las distancias cortas son en este caso más favorables (Blachut et al, 1979). Si bien existen visuales cercanas a los 400 m, estas no constituyen el único punto de enlace, tal como se evidencia para los vértices EM01, EM15, EM20 y GERO13, que presentan hasta dos visuales adicionales. Si se toma en cuenta solo la visual más corta de cada punto, estas no superan los 230 m, lo que se

considera un valor aceptable para amarre con el equipo convencional en zonas urbanas o residenciales de alta densidad.

4.3 Medición de la Red

En este apartado se analizan los resultados obtenidos del proceso de medición, tanto para la ejecución de las líneas de nivelación, como de la medición de vectores GNSS.

4.3.1 Resultados y análisis de líneas de nivelación.

En las Tablas 19 y 20 se muestran los resultados obtenidos de las nivelaciones realizadas. En total se recorrieron 44 líneas de nivelación, acorde a lo establecido en el diseño de la red altimétrica; 19 de ellas en el sentido ida y vuelta representando un 43%; 25 a doble parada con un restante 57%. Las distancias del recorrido de las nivelaciones varían entre los 0,05 y 1,38 km. La diferencia tan marcada entre las líneas, se debe a que las más cortas representan nivelaciones directas entre vértices muy próximos, mientras que las más largas corresponden a recorridos entre bancos de nivel de partida o bien trayectos donde se cruzó el río Torres.

El valor absoluto de los errores de cierre por su parte oscila entre 0,0 mm a 1,4 mm. Según la tolerancia establecida por la UE AyA-JBIC de ±6mm x √km, el máximo error permisible por línea varía entre 1,4 y 7,0 mm. Es decir, que en ningún caso (independientemente de la línea que se analice) el error de cierre supera la tolerancia máxima admitida.

En general se puede observar como los errores de cierre se encuentran muy por debajo de los máximos permitidos por línea, con lo cual las 44 nivelaciones se dieron por válidas. Lo anterior concuerda fielmente con los resultados obtenidos en la simulación altimétrica, para un equipo con exactitud a priori estimada de ±2mm x √km.

Tabla 19. Desniveles de líneas de nivelación, parte 1.

Linea	De	A	ΔH (m)	Distancia (km)	Error Cierre (mm)	Tolerancia (mm)	Estado
1	EM19	EM18	-5,8719	0,15	0,0	2,3	Aceptada
	EM18	EM19	5,8719	0,15			
2	EM18	EM13	-3,5331	0,26	0,3	3,0	Aceptada
	EM13	EM18	3,5328	0,23			
3	EM13	EM14	6,6168	0,15	0,0	2,3	Aceptada
	EM14	EM13	-6,6168	0,15			
4	EM14	EM19	2,7889	0,30	-0,4	3,2	Aceptada
	EM19	EM14	-2,7893	0,29			
5	EM17	EM20	-12,0944	0,97	-0,5	5,9	Aceptada
	EM17	EM20	-12,0949	0,97			
6	GERO13	EM12	-13,7848	1,02	0,4	6,1	Aceptada
	EM12	GERO13	13,7844	1,02			
7	EM21	RTW07	4,1899	0,70	-0,1	5,0	Aceptada
	EM21	RTW07	4,1900	0,70			
8	RTW07	EM01	-7,3193	0,17	0,6	2,4	Aceptada
	EM01	RTW07	7,3187	0,17			
9	EM03	EM10	-3,8057	0,40	0,4	3,8	Aceptada
	EM03	EM10	-3,8053	0,40			
10	GERO1	EM22	-31,1766	0,53	-0,4	4,4	Aceptada
	EM22	GERO1	31,1770	0,53			
11	EM22	EM17	28,1079	0,74	0,3	5,2	Aceptada
	EM22	EM17	28,1076	0,74			
12	EM22	EM20	16,0110	0,51	0,2	4,3	Aceptada
	EM22	EM20	16,0108	0,51			
13	EM16	EM19	7,3289	0,29	0,4	3,2	Aceptada
	EM19	EM16	-7,3285	0,29			
14	EM15	EM16	7,2519	0,28	0,9	3,2	Aceptada
	EM16	EM15	-7,2510	0,28			
15	GERO1	EM16	2,5992	0,26	-0,2	3,1	Aceptada
	GERO1	EM16	2,5994	0,26			
16	EM15	EM17	1,5782	0,37	-0,4	3,6	Aceptada
	EM17	EM15	-1,5786	0,37			
17	EM21	GERO13	4,0752	0,09	0,0	1,8	Aceptada
	EM21	GERO13	4,0752	0,09			
18	GERO1	EM17	-3,0718	0,23	-0,9	2,9	Aceptada
	EM17	GERO1	3,0727	0,23			
19	EM15	EM18	8,7095	0,65	3,2	4,8	Aceptada
	EM18	EM15	-8,7063	0,65			
20	EM12	EM14	-20,9664	0,43	0,7	4,0	Aceptada
	EM14	EM12	20,9657	0,44			
21	GERO1	EM20	-15,1655	0,77	-0,6	5,3	Aceptada
	GERO1	EM20	-15,1661	0,77			
22	EM12	EM11	-11,3500	0,10	-0,6	1,9	Aceptada
	EM11	EM12	11,3506	0,10			

Nota. Tolerancia calculada a partir de ±6 mm x √Km definido por UE AyA-JBIC. El desnivel ΔH corresponde a la diferencia de elevaciones en el sentido de recorrido de la linea. El error de cierre es la diferencia obtenida entre ambos recorridos de una linea a ida y vuelta o doble parada. El criterio para aceptar una linea corresponde a |Error Cierre| < Tolerancia.

Tabla 20. Desniveles de líneas de nivelación, parte 2.

Linea	De	A	ΔH (m)	Distancia (km)	Error Cierre (mm)	Tolerancia (mm)	Estado
23	EM11	EM13	-16,2380	0,49	0,5	4,2	Aceptada
	EM11	EM13	-16,2375	0,49			
24	EM21	EM11	-21,0583	1,30	0,2	6,8	Aceptada
	EM21	EM11	-21,0581	1,29			
25	EM21	EM01	-3,1330	0,54	1,1	4,4	Aceptada
	EM21	EM01	-3,1319	0,54			
26	RTW07	EM04	10,6981	1,03	1,0	5,9	Aceptada
	RTW07	EM04	10,6971	0,91			
27	GERO13	EM10	16,8736	0,88	0,6	5,6	Aceptada
	GERO13	EM10	16,8730	0,88			
28	EM07	EM08	9,3290	0,49	-0,7	4,2	Aceptada
	EM07	EM08	9,3297	0,49			
29	EM09	EM10	-9,3717	0,27	-1,3	3,1	Aceptada
	EM10	EM09	9,3730	0,28			
30	EM05	EM06	-0,3857	0,26	-0,4	3,1	Aceptada
	EM06	EM05	0,3861	0,26			
31	EM06	LEDEZ	-20,2042	0,74	-0,9	5,2	Aceptada
	EM06	LEDEZ	-20,2051	0,74			
32	EM01	EM02	11,8158	0,88	1,4	5,6	Aceptada
	EM01	EM02	11,8144	0,88			
33	EM04	EM02	-6,2016	0,05	0,0	1,4	Aceptada
	EM04	EM02	-6,2016	0,06			
34	EM07	LEDEZ	-18,9100	0,27	0,3	3,1	Aceptada
	EM07	LEDEZ	-18,9097	0,27			
35	ANIMAS	EM02	-6,0897	0,06	0,0	1,5	Aceptada
	ANIMAS	EM02	-6,0897	0,06			
36	EM02	EM03	16,0666	0,53	0,1	4,4	Aceptada
	EM02	EM03	16,0665	0,55			
37	EM05	EM03	-2,4245	0,12	-0,2	2,1	Aceptada
	EM05	EM03	-2,4247	0,12			
38	EM03	EM06	2,0381	0,19	1,1	2,6	Aceptada
	EM06	EM03	-2,0370	0,19			
39	EM07	EM09	4,8270	0,11	0,0	2,0	Aceptada
	EM09	EM07	-4,8270	0,11			
40	EM07	EM10	-4,5453	0,30	-0,5	3,3	Aceptada
	EM10	EM07	4,5458	0,30			
41	EM08	LEDEZ	-28,2400	0,68	1,0	4,9	Aceptada
	EM08	LEDEZ	-28,2390	0,68			
42	EM04	EM05	12,2898	0,43	-0,2	3,9	Aceptada
	EM04	EM05	12,2900	0,43			
43	ANIMAS	LEDEZ	-8,1903	1,38	1,0	7,0	Aceptada
	ANIMAS	LEDEZ	-8,1893	1,38			
44	RTW07	ANIMAS	10,5856	1,03	1,1	5,9	Aceptada
	RTW07	ANIMAS	10,5845	0,91			

Nota. Tolerancia calculada a partir de ±6 mm x √Km definido por UE AyA-JBIC. El desnivel ΔH corresponde a la diferencia de elevaciones en el sentido de recorrido de la linea. El error de cierre es la diferencia obtenida entre ambos recorridos de una linea a ida y vuelta o doble parada. El criterio para aceptar una linea corresponde a | Error Cierre | < Tolerancia.

4.3.2 Resultados generales y análisis de vectores GNSS procesados.

A partir del proceso de medición GNSS se obtuvieron un total de 1214 vectores procesados, por motivos de extensión y facilitar el análisis de los resultados, en la Tabla 21 se resumen solo las principales estadísticas del conjunto de datos.

Tabla 21. Generalidades de vectores GNSS obtenidos.

Vectores GNSS Procesados				
Totales	Solo Puntos internos	Amarre a bases	Solo entre bases	
1214	456	722	36	

	Medición		Señal recibida de Satélites		Dilución de la Precisión		Precisión Horizontal (mm)		Precisión lineal Horizontal	
	Distancia (m)	Duración (H:M:S)	GPS	GLONASS	HDOP	PDOP	s	1,96s	s	1,96s
Min.	55,464	00:20:21	6	5	0,7	1,3	0,4	0,8	1: 19 126	1: 9 758
Máx.	6729,265	04:35:35	17	13	1,9	3,3	14,4	28,2	1: 3 345 581	1: 1 706 929
Prom.	2376,305	00:32:44	10	7	0,8	1,8	2,2	4,4	1: 1 118 787	1: 570 810

Nota. La señal recibida de satélites considera el total de satélites de los cuales el receptor recibió señal en algún momento a lo largo de la sesión de medición y no simultaneamente. La precisión lineal se determinó a partir de la distancia horizontal de cada vector, derivada de los desplazamientos norte y este; respecto al error medio cuadrático s y 1,96s del componente horizontal.

De la totalidad de observaciones, 456 (38%) corresponden líneas base entre los puntos internos de la red, 722 (59%) representan amarres a bases y 36 (3%) corresponden a vectores solo entre bases. Claramente el número de vectores procesados supera al propuesto en el diseño planimétrico de la red en una relación superior de 10 a 1 (1214/116). Debe considerarse que en el proceso de selección de vectores muchos se descartan por poseer dependencia lineal y formar figuras cerradas, además en el ajuste de la red otros se rechazan por mala precisión, peso inadecuado, entre otros. Por lo tanto el número de vectores iniciales debe ser mucho mayor al número de vectores planteados en el diseño.

En lo que respecta a la duración de las sesiones de medición, el tiempo mínimo fue de 20 minutos y el máximo supera las 4 horas. Existe una diferencia respecto al tiempo por sesión propuesto en la campaña GNSS (30 minutos), donde por diversos contratiempos en los cortes de sesión, algunos receptores podían iniciar la grabación minutos antes o

después de la hora indicada. No obstante lo anterior, en el tiempo por sesión planteado de 30 minutos ya habían sido contemplados imprevistos, deseando obtener como mínimo 20 minutos por sesión.

Las sesiones más cortas correspondieron a todas aquellas en las que interviene al menos un receptor móvil para formar la línea base, ya que estos definen el corte de la medición. Las sesiones superiores a varias horas de medición por su parte corresponden a las generadas solo entre receptores fijos, es decir los vectores formados entre las bases BELO, LAGU, W4 y TSUR.

Con respecto a la cantidad de satélites captados por los receptores, para la constelación GPS se utilizaron entre seis y 17, con 10 como media; mientras que para GLONASS fueron entre cinco y 13, con siete de promedio. La mínima cantidad posible de satélites de los cuales se recibieron datos para ambas constelaciones fue por ende de 11, con una media de 17, por su parte la mayor cantidad de satélites enlazados corresponden a las sesiones de medición más largas (superiores a cuatro horas). Se muestra una mejor disponibilidad para recibir señal de satélites GPS que GLONASS, lo cual se debe a la cantidad de satélites por constelación.

Para lo relativo a los factores de dilución de precisión, el HDOP varía entre 0,7 y 1,9 con 0,8 de promedio, al igual el PDOP oscila entre 1,3 y 3,3 con 1,8 como media aritmética. Se observa como el promedio para ambas variables se encuentran más próximo a los valores mínimos que a los máximos, con lo cual estos últimos se presentan con menor frecuencia en los vectores. Si se analizan los respectivos valores medios de HDOP y PDOP de 0,8 y 1,8 estos se catalogan entre ideales (< 1) y excelentes (< 2) (Wolf & Ghilani, 2009).

Por su parte la precisión horizontal de los vectores procesados varía según su desviación estándar entre ±0,4 mm a ±14,4 mm, con una media aritmética de ±2,2 mm. Con respecto al error del 95% oscila entre ±0,8 mm a ±28,2 mm, para un promedio de ±4,4 mm. Nuevamente se observa como el promedio se encuentra más próximo a los valores

mínimos que máximos, lo que evidencia que en su mayoría los vectores tienden a presentar buenas precisiones.

A partir de la distancia media obtenida de los vectores y la precisión dada por el fabricante para los receptores *Topcon Hiper II* como ±3mm + 0,5 ppm, se puede estimar el promedio de precisión esperada para el levantamiento GNSS. Tomando como distancia promedio 2376,305 m, en 0,5 ppm se obtienen 1,2 mm de parte variable, que al sumarlos a la constante fija de 3mm dan una precisión global de ±4,2 mm. Al comparar este dato con el promedio de la precisión obtenida del equipo al 95% (±4,4 mm), se da una diferencia de tan solo ±0,2 mm, lo cual es un indicador que el instrumental midió acorde las especificaciones del fabricante.

Al tomar la distancia horizontal de cada uno de los distintos vectores y dividirla entre su precisión horizontal correspondiente, tanto para intervalos al 68% como al 95%, se puede determinar la precisión lineal horizontal para cada vector GNSS. Se observa como la precisión al 68% más baja es de 1: 19 126, lo cual indica que los 1214 vectores (100,00%) fueron medidos con una precisión mayor a la establecida por la UE AyA-JBIC de 1: 15 000. Al analizar la precisión al 95%, se determinó que existían cinco vectores con precisión inferior, por lo que 1209 vectores que representan un 99.59% del total, superaron la exactitud requerida bajo este intervalo. Por último, el promedio de la precisión lineal horizontal para los vectores GNSS al 95%, se estima en 1: 570 810, muy por encima de la precisión lineal mínima establecida.

4.4 Ajuste de Red Altimétrica

En esta sección se muestran y analizan tanto los resultados del ajuste libre de minimización total de traza, como el ajuste amarrado de la red altimétrica, llevados a cabo en el programa *ARGE-DOGO®*, a partir de los desniveles obtenidos en el proceso de medición y las alturas de los bancos de nivel fijos LEDEZ, RTW07 y ANIMA.

4.4.1 Resultados y análisis de ajuste libre de red altimétrica.

En la Tabla 22 se presentan los resultados obtenidos del ajuste libre altimétrico. Al corresponder a un ajuste de minimización total de traza, todos los puntos se representan como datum. Del total de 27 vértices, 24 corresponden a los puntos internos (de EM01 a EM22, GERO1 y GERO13) y los restantes representan los bancos de nivel con elevación conocida (LEDEZ, RTW07 y ANIMA). Ingresando los 44 desniveles calculados, se obtienen 18 grados de libertad para el ajuste. Asumiendo la desviación estándar a priori del instrumental en ±2mm x √km, el ajuste es aceptado al 95% de probabilidad con un valor para la unidad de pesos de 0,912 dentro de los intervalos de confianza.

Tabla 22. Resumen de ajuste libre altimétrico.

Puntos		Configuración	
Fijos	0	Observaciones	44
Datum	27	Defecto de datum	1
Nuevos	0	Incógnitas coordenadas	27
Total	27	Grados de libertad	18
S_0=0,912		σ_0=±2mm x √km	

Nota. s_0 corresponde a la desviación estándar de la unidad de pesos determinada en el ajuste: σ_0 es la desviación estándar a priori asumida para el instrumental *DL-101C*. Se aceptó el ajuste al 95% de probabilidad según la prueba χ^2 con 0,689 < 0,912 < 1,348.

En la Tabla 23 se muestran los desniveles medidos, ajustados y sus desviaciones estándar. Los errores medios cuadráticos para los desniveles ajustados varían entre ±0,5 mm a ±1,4 mm; para 1,96s estos oscilan entre ±1,0 mm a ±2,7 mm. Al analizar las tolerancias máximas establecidas para cada línea, se determina que en ningún caso las desviaciones estándar incluso para un intervalo del 95% las sobrepasan.

Tabla 23. Observaciones de ajuste libre altimétrico.

No	Línea	Desnivel ΔH		Res. (mm)	Dist. (km)	Peso	EMC		Tol. (mm)
		Medido (m)	Ajustado (m)				s (mm)	1,96s (mm)	
1	EM01-EM02	11,8151	11,8155	0,4	0,88	0,3	1,1	2,2	5,6
2	EM02-EM03	16,0666	16,0672	0,7	0,54	0,5	0,9	1,8	4,4
3	EM03-EM10	-3,8055	-3,8043	1,2	0,40	0,6	0,9	1,8	3,8
4	EM03-EM06	2,0376	2,0377	0,2	0,19	1,3	0,6	1,2	2,6
5	EM04-EM02	-6,2016	-6,2016	0,0	0,05	2,5	0,5	1,0	1,4
6	EM04-EM05	12,2899	12,2900	0,1	0,43	0,6	0,9	1,8	3,9
7	EM05-EM06	-0,3859	-0,3866	-0,7	0,26	0,8	0,7	1,4	3,1
8	EM05-EM03	-2,4246	-2,4243	0,3	0,12	2,5	0,5	1,0	2,1
9	EM06-LEDEZ	-20,2047	-20,2057	-1,1	0,74	0,4	1,1	2,2	5,2
10	EM07-EM08	9,3294	9,3296	0,3	0,49	0,5	1,0	2,0	4,2
11	EM07-LEDEZ	-18,9099	-18,9095	0,4	0,27	0,8	0,8	1,6	3,1
12	EM07-EM09	4,8270	4,8269	-0,1	0,11	2,5	0,5	1,0	2,0
13	EM07-EM10	-4,5456	-4,5458	-0,2	0,30	0,8	0,7	1,4	3,3
14	EM08-LEDEZ	-28,2395	-28,2391	0,4	0,68	0,4	1,1	2,2	4,9
15	EM09-EM10	-9,3724	-9,3727	-0,3	0,27	0,8	0,7	1,4	3,1
16	EM11-EM13	-16,2378	-16,2354	2,3	0,49	0,5	1,0	2,0	4,2
17	EM12-EM14	-20,9661	-20,9679	-1,9	0,44	0,6	0,9	1,8	4,0
18	EM12-EM11	-11,3503	-11,3498	0,5	0,10	2,5	0,5	1,0	1,9
19	EM13-EM14	6,6168	6,6173	0,5	0,15	1,3	0,7	1,4	2,3
20	EM14-EM19	2,7891	2,7884	-0,7	0,29	0,8	0,8	1,6	3,2
21	EM15-EM16	7,2515	7,2510	-0,4	0,28	0,8	0,8	1,6	3,2
22	EM15-EM17	1,5784	1,5791	0,7	0,37	0,6	0,9	1,8	3,6
23	EM15-EM18	8,7079	8,7076	-0,3	0,65	0,4	1,1	2,2	4,8
24	EM16-EM19	7,3287	7,3288	0,1	0,29	0,8	0,9	1,8	3,2
25	EM17-EM20	-12,0947	-12,0945	0,1	0,97	0,3	1,0	2,0	5,9
26	EM18-EM13	-3,5330	-3,5334	-0,5	0,25	1,3	0,7	1,4	3,0
27	EM19-EM18	-5,8719	-5,8723	-0,4	0,15	1,3	0,7	1,4	2,3
28	EM21-RTW07	4,1900	4,1886	-1,4	0,70	0,4	1,0	2,0	5,0
29	EM21-GERO13	4,0752	4,0751	-0,1	0,09	2,5	0,6	1,2	1,8
30	EM21-EM11	-21,0582	-21,0588	-0,6	1,30	0,2	1,4	2,7	6,8
31	EM21-EM01	-3,1325	-3,1309	1,5	0,54	0,5	1,0	2,0	4,4
32	EM22-EM17	28,1078	28,1058	-2,0	0,74	0,4	0,9	1,8	5,2
33	EM22-EM20	16,0109	16,0113	0,4	0,51	0,5	1,0	2,0	4,3
34	GERO1-EM22	-31,1768	-31,1778	-1,0	0,53	0,5	0,9	1,8	4,4
35	GERO1-EM16	2,5993	2,5999	0,5	0,26	0,8	0,9	1,8	3,1
36	GERO1-EM17	-3,0723	-3,0720	0,2	0,23	1,3	0,7	1,4	2,9
37	GERO1-EM20	-15,1658	-15,1665	-0,7	0,77	0,3	1,0	2,0	5,3
38	GERO13-EM12	-13,7846	-13,7841	0,5	1,02	0,3	1,4	2,7	6,1
39	GERO13-EM10	16,8733	16,8723	-1,0	0,88	0,3	1,3	2,5	5,6
40	RTW07-EM01	-7,3190	-7,3195	-0,5	0,17	1,3	0,7	1,4	2,4
41	RTW07-EM04	10,6976	10,6976	0,0	0,97	0,3	1,1	2,2	5,9
42	RTW07-ANIMAS	10,5851	10,5856	0,6	0,97	0,3	1,1	2,2	5,9
43	ANIMAS-EM02	-6,0897	-6,0896	0,1	0,06	2,5	0,5	1,0	1,5
44	ANIMAS-LEDEZ	-8,1898	-8,1904	-0,6	1,38	0,2	1,2	2,4	7,0

Nota. Tolerancia calculada a partir de ±6 mm x √Km definido por UE AyA-JBIC. El desnivel ΔH es la diferencia de elevaciones en el sentido de recorrido de la linea. Los valores de s y 1,96s corresponden a los errores medios cuadráticos asociados a la observación, con intervalos de 68% y 95% respectivamente.

Si se comparan los resultados de la anterior Tabla 23 para la variación en 1,96s (±1,0 mm a ±2,7 mm), con los de la Tabla 12 relativa a la simulación altimétrica para la red preliminar (±1,0 mm a ±2,5 mm), los resultados son altamente concordantes, lo que demuestra que la desviación estándar obtenida del proceso de medición, coincidió con la estimada desde la etapa de planeación.

Por su parte las alturas ajustadas junto con los errores medios cuadráticos se muestran en la Tabla 24. Aquí la desviación estándar varía entre ±0,9 mm a ±1,7 mm, mientras que para 1,96s entre ±1,8 mm a ±3,3mm, al comparar estos últimos valores con las exactitudes esperadas de los puntos en la Tabla 13 (de ±1,6 mm a ±2,9mm), nuevamente se comprueba la similitud en los resultados, siendo ligeramente inferiores los errores estimados en la simulación altimétrica.

Tabla 24. Puntos de ajuste libre altimétrico.

Punto	Elevación H		EMC		Punto	Elevación H		EMC	
	Aproximada (m)	Ajustada (m)	s (mm)	1.96s (mm)		Aproximada (m)	Ajustada (m)	s (mm)	1.96s (mm)
EM01	1041,6025	1041,6014	1,1	2,2	EM14	1014,0547	1014,0554	1,2	2,4
EM02	1053,4183	1053,4169	1,1	2,2	EM15	1002,2642	1002,2639	1,4	2,7
EM03	1069,4852	1069,4841	1,1	2,2	EM16	1009,5152	1009,5150	1,4	2,7
EM04	1059,6199	1059,6185	1,1	2,2	EM17	1003,8441	1003,8431	1,5	2,9
EM05	1071,9097	1071,9085	1,2	2,4	EM18	1010,9717	1010,9715	1,2	2,4
EM06	1071,5222	1071,5218	1,2	2,4	EM19	1016,8436	1016,8438	1,2	2,4
EM07	1070,2253	1070,2256	1,2	2,4	EM20	991,7503	991,7486	1,7	3,3
EM08	1079,5543	1079,5552	1,5	2,9	EM21	1044,7307	1044,7323	0,9	1,8
EM09	1075,0525	1075,0525	1,3	2,5	EM22	975,7393	975,7373	1,7	3,3
EM10	1065,6795	1065,6798	1,2	2,4	GERO1	1006,9159	1006,9151	1,5	2,9
EM11	1023,6713	1023,6735	1,1	2,2	GERO13	1048,8059	1048,8075	1,0	2,0
EM12	1035,0211	1035,0233	1,0	2,0	RTW07	1048,9218	1048,9209	1,1	2,2
EM13	1007,4379	1007,4381	1,2	2,4	ANIMAS	1059,5010	1059,5065	1,2	2,4
			-		LEDEZ	1051,3180	1051,3161	1,3	2,5

Nota. H corresponde a la elevación aproximada y ajustada asignada a cada punto. Los valores de s y 1,96s corresponden a los errores medios cuadráticos asociados a la determinación del punto, con intervalos de 68% y 95% respectivamente.

4.4.2 Resultados y análisis de ajuste amarrado de red altimétrica.

En la Tabla 25 se exponen los resultados del ajuste amarrado altimétrico. A diferencia del ajuste libre ya no existen puntos datum, sino solo puntos fijos y libres. Los fijos corresponden a los bancos de nivel LEDEZ, RTW07 y ANIMA; los nuevos a los vértices desde EM01 a EM22, GERO1 y GERO13. Las observaciones pasan de 44 a 42 debido a que ya no se contemplan los desniveles entre los bancos de nivel fijos, los grados de libertad por su parte se mantienen en 18 al no existir defecto de datum y tres incógnitas de coordenadas menos. Se ingresó inicialmente la desviación estándar a priori conocida de ±2mm x √km, este ajuste fue rechazado arrojando un valor de $s_0 = 1{,}818$ por fuera del intervalo de confianza. Se modificó la desviación estándar a priori hasta que el ajuste fuera aceptado con ±3,5mm x √km.

Tabla 25. Resumen de ajuste amarrado altimétrico.

Puntos		Configuración	
Fijos	3	Observaciones	42
Datum	0	Defecto de datum	0
Nuevos	24	Incógnitas coordenadas	24
Total	27	Grados de libertad	18
S_0=1,000		σ_0=±3,5mm x √km	

Nota. s_0 corresponde a la desviación estándar de la unidad de pesos determinada en el ajuste; σ_0 es la desviación estándar a priori asumida para el instrumental *DL-101C*. Se aceptó el ajuste al 95% de probabilidad según la prueba χ^2 con 0,756 < 1,000< 1,479.

En la Tabla 26 se presentan los resultados para los desniveles medidos, ajustados y sus exactitudes. Puede observarse como los errores medios cuadráticos se incrementan al doble, al pasar de un rango de ±0,5 mm a ±1,4 mm en el ajuste libre, hasta ±1,0 mm a ±2,9 mm en el ajuste amarrado para un intervalo del 68%; al 95% se incrementan desde ±1,0 mm a ±2,7 mm, hasta ±2,0 mm a ±5,7mm.

Tabla 26. Observaciones de ajuste amarrado altimétrico.

No	Linea	Desnivel ΔH		Res. (mm)	Dist. (km)	Peso	EMC		Tol. (mm)
		Medido (m)	Ajustado (m)				s (mm)	1,96s (mm)	
1	EM01-EM02	11,8151	11,8101	-5,0	0,88	0,1	1,6	3,1	5,6
2	EM02-EM03	16,0666	16,0696	3,1	0,54	0,2	1,5	2,9	4,4
3	EM03-EM10	-3,8055	-3,8026	2,9	0,40	0,3	1,8	3,5	3,8
4	EM03-EM06	2,0376	2,0381	0,6	0,19	0,6	1,2	2,4	2,6
5	EM04-EM02	-6,2016	-6,2025	-0,9	0,05	1,1	1,0	2,0	1,4
6	EM04-EM05	12,2899	12,2913	1,4	0,43	0,3	1,6	3,1	3,9
7	EM05-EM06	-0,3859	-0,3861	-0,2	0,26	0,4	1,3	2,5	3,1
8	EM05-EM03	-2,4246	-2,4242	0,4	0,12	1,1	1,0	2,0	2,1
9	EM06-LEDEZ	-20,2047	-20,2031	1,5	0,74	0,2	1,7	3,3	5,2
10	EM07-EM08	9,3294	9,3299	0,6	0,49	0,2	2,1	4,1	4,2
11	EM07-LEDEZ	-18,9099	-18,9087	1,1	0,27	0,4	1,5	2,9	3,1
12	EM07-EM09	4,8270	4,8268	-0,2	0,11	1,1	1,1	2,2	2,0
13	EM07-EM10	-4,5456	-4,5463	-0,8	0,30	0,4	1,3	2,5	3,3
14	EM08-LEDEZ	-28,2395	-28,2387	0,8	0,68	0,2	2,2	4,3	4,9
15	EM09-EM10	-9,3724	-9,3731	-0,7	0,27	0,4	1,4	2,7	3,1
16	EM11-EM13	-16,2378	-16,2354	2,3	0,49	0,2	1,9	3,7	4,2
17	EM12-EM14	-20,9661	-20,9679	-1,9	0,44	0,3	1,9	3,7	4,0
18	EM12-EM11	-11,3503	-11,3498	0,5	0,10	1,1	1,1	2,2	1,9
19	EM13-EM14	6,6168	6,6173	0,5	0,15	0,6	1,3	2,5	2,3
20	EM14-EM19	2,7891	2,7884	-0,7	0,29	0,4	1,6	3,1	3,2
21	EM15-EM16	7,2515	7,2510	-0,4	0,28	0,4	1,6	3,1	3,2
22	EM15-EM17	1,5784	1,5791	0,7	0,37	0,3	1,8	3,5	3,6
23	EM15-EM18	8,7079	8,7076	-0,3	0,65	0,2	2,1	4,1	4,8
24	EM16-EM19	7,3287	7,3288	0,1	0,29	0,4	1,8	3,5	3,2
25	EM17-EM20	-12,0947	-12,0945	0,1	0,97	0,1	2,1	4,1	5,9
26	EM18-EM13	-3,5330	-3,5334	-0,5	0,25	0,6	1,4	2,7	3,0
27	EM19-EM18	-5,8719	-5,8723	-0,4	0,15	0,6	1,3	2,5	2,3
28	EM21-RTW07	4,1900	4,1897	-0,3	0,70	0,2	1,9	3,7	5,0
29	EM21-GERO13	4,0752	4,0750	-0,2	0,09	1,1	1,1	2,2	1,8
30	EM21-EM11	-21,0582	-21,0589	-0,7	1,30	0,1	2,9	5,7	6,8
31	EM21-EM01	-3,1325	-3,1310	1,4	0,54	0,2	1,9	3,7	4,4
32	EM22-EM17	28,1078	28,1058	-2,0	0,74	0,2	1,9	3,7	5,2
33	EM22-EM20	16,0109	16,0113	0,4	0,51	0,2	2,0	3,9	4,3
34	GERO1-EM22	-31,1768	-31,1778	-1,0	0,53	0,2	1,8	3,5	4,4
35	GERO1-EM17	-3,0723	-3,0720	0,2	0,23	0,6	1,3	2,5	2,9
36	GERO1-EM20	-15,1658	-15,1665	-0,7	0,77	0,1	2,0	3,9	5,3
37	GERO1-EM16	2,5993	2,5999	0,5	0,26	0,4	1,7	3,3	3,1
38	GERO13-EM12	-13,7846	-13,7841	0,5	1,02	0,1	2,8	5,5	6,1
39	GERO13-EM10	16,8733	16,8711	-2,2	0,88	0,1	2,3	4,5	5,6
40	RTW07-EM01	-7,3190	-7,3207	-1,7	0,17	0,6	1,4	2,7	2,4
41	RTW07-EM04	10,6976	10,6919	-5,7	0,97	0,1	1,3	2,5	5,9
42	ANIMAS-EM02	-6,0897	-6,0876	2,1	0,06	1,1	1,0	2,0	1,5

Nota. Tolerancia calculada a partir de ±6 mm x √Km definido por UE AyA-JBIC. El desnivel ΔH es la diferencia de elevaciones en el sentido de recorrido de la linea. Los valores de s y 1,96s corresponden a los errores medios cuadráticos asociados a la observación, con intervalos de 68% y 95% respectivamente.

Con respecto a la tolerancia fijada para las líneas, ningún error medio cuadrático al 68% excede la tolerancia. Para los intervalos al 95%, 10 de las 44 líneas si sobrepasan los valores máximos, representando un 23% del total. Las anteriores corresponden a las observaciones numeradas como 5, 12, 18, 19, 24, 27, 29, 37,40 y 42.

Analizando las líneas que exceden la tolerancia estimada al 95% en la Tabla 26, se observa como presentan distancias relativamente cortas respecto al conjunto, las cuales oscilan entre los 0,05 a 0,29 km. Si bien no todas las líneas con distancias entre estos rangos superan los límites, si se aproximan más a ellos en relación a otras de mayor extensión. Lo anterior está asociado directamente con el peso de las observaciones, ya que este en el ajuste altimétrico se determina con una relación inversamente proporcional al cuadrado de la distancia, es decir que a menor longitud de la línea mayor es el peso y por ende el grado de importancia de la observación dentro del ajuste.

En la Tabla 27 se presentan las alturas ajustadas y los errores medios cuadráticos obtenidos. Al igual que para las observaciones, si se comparan las exactitudes de los elevaciones del ajuste libre de la Tabla 24, para la desviación estándar al 68% se pasa de un rango que va de ±0,9 mm a ±1,7 mm, hasta ±1,0 mm a ±4,9 mm; para el errores medios cuadráticos al 95% la variación va de ±1,8 mm a ±3,3mm en el ajuste libre, hasta ±2,0mm a ±9,6mm en el ajuste amarrado, incrementando los valores máximos casi al triple.

Tabla 27. Puntos de ajuste amarrado altimétrico.

Punto	Elevación H Aproximada (m)	Elevación H Ajustada (m)	EMC s (mm)	EMC 1.96s (mm)	Punto	Elevación H Aproximada (m)	Elevación H Ajustada (m)	EMC s (mm)	EMC 1.96s (mm)
EM01	1041,6025	1041,6033	1,4	2,7	EM13	1007,4379	1007,4401	3,8	7,4
EM02	1053,4183	1053,4134	1,0	2,0	EM14	1014,0547	1014,0573	3,8	7,4
EM03	1069,4852	1069,4830	1,6	3,1	EM15	1002,2642	1002,2659	4,4	8,6
EM04	1059,6199	1059,6159	1,3	2,5	EM16	1009,5152	1009,5169	4,3	8,4
EM05	1071,9097	1071,9072	1,7	3,3	EM17	1003,8441	1003,8450	4,6	9,0
EM06	1071,5222	1071,5211	1,7	3,3	EM18	1010,9717	1010,9735	4,0	7,8
EM07	1070,2253	1070,2267	1,5	2,9	EM19	1016,8436	1016,8457	4,0	7,8
EM08	1079,5543	1079,5567	2,2	4,3	EM20	991,7503	991,7505	5,0	9,8
EM09	1075,0525	1075,0535	1,7	3,3	EM21	1044,7307	1044,7343	1,9	3,7
EM10	1065,6795	1065,6804	1,7	3,3	EM22	975,7393	975,7392	4,9	9,6
EM11	1023,6713	1023,6755	3,4	6,7	GERO1	1006,9159	1006,9170	4,6	9,0
EM12	1035,0211	1035,0253	3,4	6,7	GERO13	1048,8059	1048,8093	2,0	3,9

Nota. H corresponde a la elevación aproximada y ajustada asignada a cada punto. Los valores de s y 1,96s corresponden a los errores medios cuadráticos asociados a la determinación del punto, con intervalos de 68% y 95% respectivamente.

En general, los resultados de las Tablas 25, 26 y 27 muestran una desmejora considerable en la calidad de red altimétrica, en lo que respecta a la exactitud a priori del instrumental y los errores medios cuadráticos de las observaciones y elevaciones ajustadas. Debido a que en el ajuste libre se corroboró la óptima exactitud de las mediciones, no detectándose errores groseros o de configuración, la desmejora en la calidad de la red es producida por la inclusión de las elevaciones fijas de los bancos de nivel LEDEZ, RTW07 y ANIMA en el ajuste amarrado.

Por lo tanto, se analizaron las diferencias de elevación a partir de las alturas fijas de los bancos de nivel LEDEZ, RTW07 y ANIMA, con respecto a los desniveles medidos entre ellos. Las diferencias de elevación calculadas con base en las alturas fijas corresponden a:

- $\Delta H_{RTW07\text{-}ANIMA'} = 10{,}5770$ m.
- $\Delta H_{ANIMA\text{-}LEDEZ'} = -8{,}1830$ m.
- $\Delta H_{RTW07\text{-}LEDEZ'} = 2{,}3940$ m.

Por su parte los desniveles obtenidos de las líneas de nivelación fueron de:

- $\Delta H_{RTW07\text{-}ANIMA} = 10{,}5851$ m.
- $\Delta H_{ANIMA\text{-}LEDEZ} = -8.1898$ m.
- $\Delta H_{RTW07\text{-}LEDEZ} = 2{,}3953$ m.

Al compararlos se encuentra que las líneas RTW07-ANIMA y ANIMA-LEDEZ en donde interviene el banco de nivel ANIMA, presentan diferencias considerables de 8,1 mm y 6,8 mm respectivamente; mientras que en línea RTW07-LEDEZ que no lo contempla, la diferencia es de solo 1,3 mm. De esta forma se comprobó que la altura asignada al banco de nivel ANIMA, al incluirse como punto fijo en el ajuste amarrado, es la que ocasiona una desmejora significativa en los resultados.

De esta forma se realizó una modificación en el ajuste amarrado anterior, excluyendo el banco de nivel ANIMA como punto fijo, los resultados se observan en la Tabla 28. Con los cambios efectuados se pasa a dos puntos fijos (LEDEZ y RTW07), se conservan los 24 puntos nuevos y se reducen las observaciones y grados de libertad en una unidad, pasando a 41 y 17 respectivamente. Tomando nuevamente como desviación estándar a priori del instrumental ±2mm x √km, el ajuste fue aceptado con un valor de $s_0 = 0{,}946$ dentro del intervalo de confianza.

Tabla 28. Resumen de ajuste amarrado altimétrico modificado.

Puntos		Configuración	
Fijos	2	Observaciones	41
Datum	0	Defecto de datum	0
Nuevos	24	Incógnitas coordenadas	24
Total	26	Grados de libertad	17
S_0=0.946		σ_0=±2mm x √km	

Nota. s_0 corresponde a la desviación estándar de la unidad de pesos determinada en el ajuste; σ_0 es la desviación estándar a priori asumida para el instrumental *DL-101C*. Se aceptó el ajuste al 95% de probabilidad según la prueba χ^2 con $0{,}710 < 0{,}946 < 1{,}419$.

Por su parte los resultados de las observaciones medidas, ajustadas y sus desviaciones estándar se muestran en la Tabla 29. Se observa como el rango de los errores medios cuadráticos al 68% abarca de ±0,5 mm a ±1,5 mm y al 95% va de ±1,0 mm a ±2,9 mm. Al comparar estos valores con la tolerancia máxima, es posible afirmar que en ningún caso tanto al 68% como al 95% de confiabilidad, las desviaciones estándar de las observaciones ajustadas sobrepasan la tolerancia.

Si se compara el rango de los resultados al 1,96s de la tabla 29 (±1,0 mm a ±2,9 mm) con los obtenidos del ajuste libre altimétrico indicados en la Tabla 23 (±1,0 mm a ±2,7 mm), se observa que son bastante coincidentes. Naturalmente por tratarse de un ajuste amarrado es esperado que las desviaciones estándar tiendan a aumentar, sin embargo la concordancia demuestra que las alturas de los bancos de nivel LEDEZ y RTW07 se ajustan muy bien a las mediciones realizadas, opuesto a lo que ocurre con ANIMA.

Tabla 29. Observaciones de ajuste amarrado altimétrico modificado.

No	Linea	Desnivel ΔH		Res. (mm)	Dist. (km)	Peso	EMC		Tol. (mm)
		Medido (m)	Ajustado (m)				s (mm)	1,96s (mm)	
1	EM01-EM02	11,8151	11,8154	0,3	0,88	0,3	1,1	2,2	5,6
2	EM02-EM03	16,0666	16,0669	0,3	0,54	0,5	0,9	1,8	4,4
3	EM03-EM10	-3,8055	-3,8045	1,0	0,40	0,6	1,0	2,0	3,8
4	EM03-EM06	2,0376	2,0376	0,1	0,19	1,3	0,7	1,4	2,6
5	EM04-EM02	-6,2016	-6,2016	0,0	0,05	2,5	0,6	1,2	1,4
6	EM04-EM05	12,2899	12,2897	-0,2	0,43	0,6	0,9	1,8	3,9
7	EM05-EM06	-0,3859	-0,3867	-0,8	0,26	0,8	0,7	1,4	3,1
8	EM05-EM03	-2,4246	-2,4244	0,2	0,12	2,5	0,5	1,0	2,1
9	EM06-LEDEZ	-20,2047	-20,2063	-1,6	0,74	0,4	1,0	2,0	5,2
10	EM07-EM08	9,3294	9,3295	0,2	0,49	0,5	1,1	2,2	4,2
11	EM07-LEDEZ	-18,9099	-18,9097	0,1	0,27	0,8	0,8	1,6	3,1
12	EM07-EM09	4,8270	4,8269	-0,1	0,11	2,5	0,5	1,0	2,0
13	EM07-EM10	-4,5456	-4,5456	0,0	0,30	0,8	0,7	1,4	3,3
14	EM08-LEDEZ	-28,2395	-28,2393	0,2	0,68	0,4	1,1	2,2	4,9
15	EM09-EM10	-9,3724	-9,3725	-0,2	0,27	0,8	0,7	1,4	3,1
16	EM11-EM13	-16,2378	-16,2354	2,3	0,49	0,5	1,0	2,0	4,2
17	EM12-EM14	-20,9661	-20,9679	-1,9	0,44	0,6	1,0	2,0	4,0
18	EM12-EM11	-11,3503	-11,3498	0,5	0,10	2,5	0,6	1,2	1,9
19	EM13-EM14	6,6168	6,6173	0,5	0,15	1,3	0,7	1,4	2,3
20	EM14-EM19	2,7891	2,7884	-0,7	0,29	0,8	0,8	1,6	3,2
21	EM15-EM16	7,2515	7,2510	-0,4	0,28	0,8	0,8	1,6	3,2
22	EM15-EM17	1,5784	1,5791	0,7	0,37	0,6	1,0	2,0	3,6
23	EM15-EM18	8,7079	8,7076	-0,3	0,65	0,4	1,1	2,2	4,8
24	EM16-EM19	7,3287	7,3288	0,1	0,29	0,8	0,9	1,8	3,2
25	EM17-EM20	-12,0947	-12,0945	0,1	0,97	0,3	1,1	2,2	5,9
26	EM18-EM13	-3,5330	-3,5334	-0,5	0,25	1,3	0,7	1,4	3,0
27	EM19-EM18	-5,8719	-5,8723	-0,4	0,15	1,3	0,7	1,4	2,3
28	EM21-RTW07	4,1900	4,1888	-1,2	0,70	0,4	1,0	2,0	5,0
29	EM21-GERO13	4,0752	4,0751	-0,1	0,09	2,5	0,6	1,2	1,8
30	EM21-EM11	-21,0582	-21,0588	-0,6	1,30	0,2	1,5	2,9	6,8
31	EM21-EM01	-3,1325	-3,1308	1,6	0,54	0,5	1,0	2,0	4,4
32	EM22-EM17	28,1078	28,1058	-2,0	0,74	0,4	1,0	2,0	5,2
33	EM22-EM20	16,0109	16,0113	0,4	0,51	0,5	1,0	2,0	4,3
34	GERO1-EM22	-31,1768	-31,1778	-1,0	0,53	0,5	0,9	1,8	4,4
35	GERO1-EM17	-3,0723	-3,0720	0,2	0,23	1,3	0,7	1,4	2,9
36	GERO1-EM20	-15,1658	-15,1665	-0,7	0,77	0,3	1,1	2,2	5,3
37	GERO1-EM16	2,5993	2,5999	0,5	0,26	0,8	0,9	1,8	3,1
38	GERO13-EM12	-13,7846	-13,7841	0,5	1,02	0,3	1,5	2,9	6,1
39	GERO13-EM10	16,8733	16,8718	-1,5	0,88	0,3	1,2	2,4	5,6
40	RTW07-EM01	-7,3190	-7,3196	-0,6	0,17	1,3	0,7	1,4	2,4
41	RTW07-EM04	10,6976	10,6974	-0,2	0,97	0,3	1,0	2,0	5,9

Nota. Tolerancia calculada a partir de ±6 mm x √Km definido por UE AyA-JBIC. El desnivel ΔH es la diferencia de elevaciones en el sentido de recorrido de la linea. Los valores de s y 1,96s corresponden a los errores medios cuadráticos asociados a la observación, con intervalos de 68% y 95% respectivamente.

En la Tabla 30 se presentan las alturas ajustadas y los errores medios cuadráticos asociados para los distintos vértices de la red, a partir de la modificación realizada al ajuste amarrado altimétrico. El error medio cuadrático de los puntos ajustados con intervalo de 68% varía entre ±0,7 mm a ±2,6 mm, para un intervalo del 95% va de ±1,4 mm a ±5,1 mm. Al comparar este último rango con su homólogo obtenido del ajuste libre de la Tabla 24 (±1,8 mm a ±3,3mm), se observa como el rango del ajuste amarrado tiende a ampliarse, disminuyendo el mínimo en un 30% y aumentando el máximo en un 50%, producido por la fijación de los bancos de nivel LEDEZ y RTW07.

Tabla 30. Puntos de ajuste amarrado altimétrico modificado.

Punto	Elevación H		EMC		Punto	Elevación H		EMC	
	Aproximada (m)	Ajustada (m)	s (mm)	1.96s (mm)		Aproximada (m)	Ajustada (m)	s (mm)	1.96s (mm)
EM01	1041,6025	1041,6044	0,7	1,4	EM13	1007,4379	1007,4410	2,0	3,9
EM02	1053,4183	1053,4198	1,0	2,0	EM14	1014,0547	1014,0583	2,0	3,9
EM03	1069,4852	1069,4867	1,0	2,0	EM15	1002,2642	1002,2668	2,3	4,5
EM04	1059,6199	1059,6214	1,0	2,0	EM16	1009,5152	1009,5179	2,3	4,5
EM05	1071,9097	1071,9110	1,0	2,0	EM17	1003,8441	1003,8459	2,4	4,7
EM06	1071,5222	1071,5243	1,0	2,0	EM18	1010,9717	1010,9744	2,1	4,1
EM07	1070,2253	1070,2277	0,8	1,6	EM19	1016,8436	1016,8467	2,1	4,1
EM08	1079,5543	1079,5573	1,1	2,2	EM20	991,7503	991,7514	2,6	5,1
EM09	1075,0525	1075,0547	0,9	1,8	EM21	1044,7307	1044,7352	1,0	2,0
EM10	1065,6795	1065,6821	0,9	1,8	EM22	975,7393	975,7401	2,5	4,9
EM11	1023,6713	1023,6764	1,8	3,5	GERO1	1006,9159	1006,9180	2,4	4,7
EM12	1035,0211	1035,0262	1,8	3,5	GERO13	1048,8059	1048,8103	1,1	2,2

Nota. H corresponde a la elevación aproximada y ajustada asignada a cada punto. Los valores de s y 1,96s corresponden a los errores medios cuadráticos asociados a la determinación del punto, con intervalos de 68% y 95% respectivamente.

Según la clasificación de redes establecida por el IPGH (1987), para levantamientos de gran exactitud en áreas pequeñas, acorde a los intervalos de confianza del 95% de los bancos de nivel ajustados y su separación, la red altimétrica se clasifica como B2. El detalle de la clasificación de redes y sus aplicaciones sugeridas se muestra en la sección de anexos.

Por otro lado, cabe recordar que los puntos GERO1 y GERO13 fueron incluidos como parte de la red plani-altimétrica, siendo ya existentes y sobre los cuales solo se conocía su altura. Al definir las elevaciones ajustadas para estos vértices, se pueden comparar contra las reportadas por la UE AyA-JBIC las cuales corresponden a:

- H_{GERO1} = 1006,9050 m
- H_{GERO13} = 1048,7950 m

Por su parte los las elevaciones ajustadas para GERO1 y GERO 13 extraídas de la Tabla 30 son los siguientes:

- H_{GERO1} = 1006,9180 m
- H_{GERO13} = 1048,8103 m

A partir de estos datos se observa como la altura de los puntos ajustados es mayor a la reportada por la UE AyA-JBIC, siendo de 13,0 mm para GERO1 y 15,3 mm para GERO13. No obstante, si se calcula el desnivel entre GERO1 y GERO13, tanto a partir de los datos de UE AyA-JBIC como del ajuste realizado, se determina que la diferencia entre ambos es de solo 2,3 mm.

Al encontrarse separados GERO1 y GERO13 por una distancia de 1,5 km, se considera que la diferencia detectada entre los desniveles de 2,3 mm, es lógica acorde a las desviaciones estándar que pueden presentar la observaciones. Por su parte la diferencia en las elevaciones, puede deberse principalmente al uso de otros bancos de nivel como fijos (THB y THC) por parte de la UE AyA-JBIC para el ajuste de los puntos GERO1 y GERO13, no obstante no se encuentra dentro de los objetivos de la presente práctica dirigida el determinar las causas de esta diferencia, ya que se requiere de un análisis más exhaustivo.

4.5 Ajuste de Red Planimétrica

En este apartado se exponen y analizan los resultados tanto del ajuste libre y como del ajuste amarrado para la red planimétrica, efectuados mediante el programa *Topcon Tools*. Lo anterior a partir de los vectores GNSS procesados y las coordenadas fijas de las bases BELO, LAGU, W4 y TSUR.

4.5.1 Resultados y análisis de ajuste libre de red planimétrica.

En la Tabla 31 se presentan los resultados del ajuste libre planimétrico. En total se incluyeron 29 puntos datum, de los cuales 25 corresponden a los puntos internos de la red (de EM01 a EM22, GERO1, GERO13 y RTW07) y cuatro a las bases BELO, LAGU, W4 y TSUR. Para el ajuste fue posible ingresar hasta 135 vectores GNSS, obteniéndose un grado de libertad de 214. El ajuste fue aceptado con un valor *UWE* a posteriori de 1,071, dentro de los intervalos de confianza al 95% de probabilidad.

Tabla 31. Resumen de ajuste libre planimétrico.

Puntos		Configuración	
Fijos	0	Vectores GNSS	135
Datum	29	Defecto de datum	2
Nuevos	0	Incógnitas coordenadas	58
Total	29	Grados de libertad	214
UWE a priori =1,000		*UWE* a posteriori =1,071	

Nota. UWE corresponde a la unidad de pesos determinada en el ajuste por el programa *Topcon Tools*. Se aceptó el ajuste al 95% de probabilidad según la prueba χ^2 con $0{,}905 < 1{,}071 < 1{,}095$.

A diferencia de los ajustes realizados en el programa *ARGE-DOGO®*, en *Topcon Tools* no se requiere ingresar el valor de la desviación estándar a priori del instrumental para la prueba de ajuste chi cuadrado, ya que el programa lo determina directamente de la precisión de los vectores ingresados al ajuste, los cuales compara con la exactitud a posteriori una vez ajustados. El software define un parámetro denominado *UWE* a posteriori, el cual determina el grado de variación entre los valores a priori y posteriori y debe encontrarse dentro de los límites de confianza del ajuste para que este sea aceptado.

De los 135 vectores utilizados todos son linealmente independientes y representan la máxima cantidad que fue posible incluir en el ajuste sin que este fuera rechazado. Su distribución es la siguiente: 99 (73%) están relacionados solo con puntos internos, 28 (21%) sirven de enlace entre los vértices internos y las bases, y ocho (6%) solo entre las bases. En detalle de los vectores seleccionados y la configuración de la red se muestra en la Figura 57.

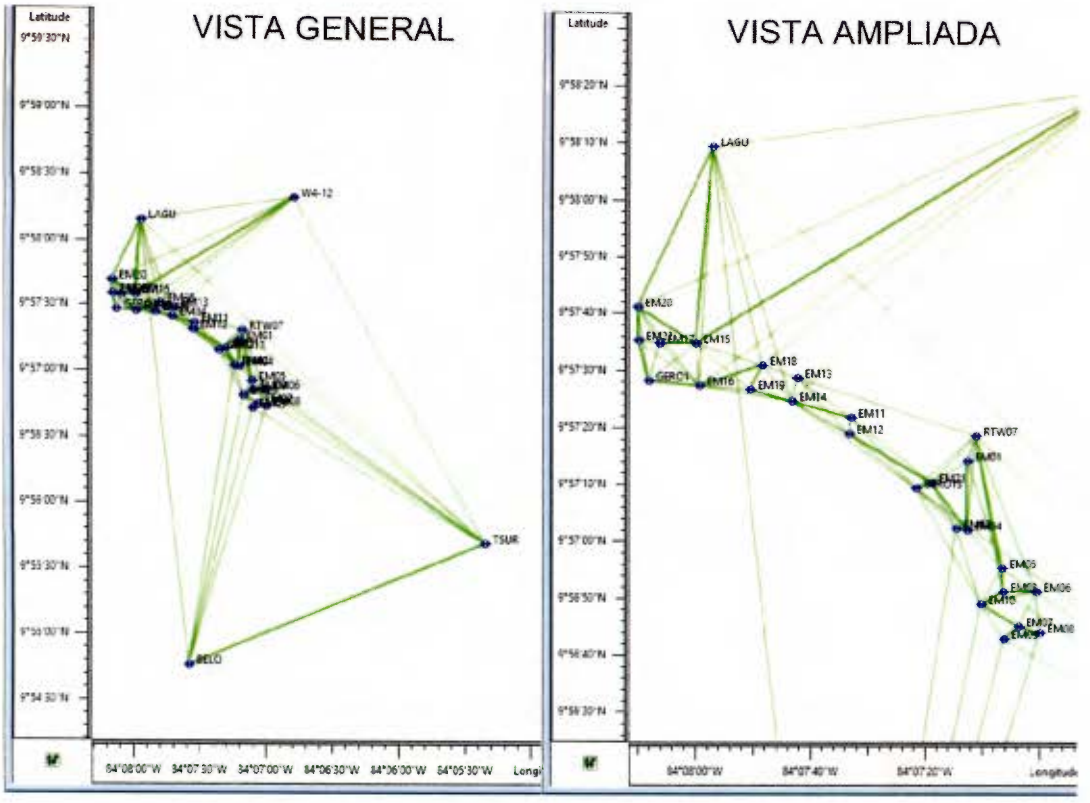


Figura 57. Detalle de ajuste planimétrico libre.

Fuente: Adaptado de *Topcon Tools*, 2016.

En las Tabla 32, 33 y 34, se muestra el acimut, distancia, residuales y precisiones estimadas de los vectores utilizados. Cabe aclarar que el programa *Topcon Tools* muestra la precisión con la cual fue medido el vector, más no indica la exactitud con la que se ajustó el mismo. Por lo que la tolerancia se analiza respecto a la precisión del vector bajo intervalos del 68% y 95% y su no exactitud una vez ajustado.

Las precisiones de los vectores según su desviación estándar varían entre ±0,4 mm a ±4,5 mm; para 1,96s oscilan entre ±1,3 mm a ±8,8 mm. Al analizar cada uno de los vectores, se puede afirmar que ninguna precisión, incluso para un intervalo del 95% supera los máximos valores de tolerancia establecidos.

Tabla 32. Observaciones de ajuste libre planimétrico, parte1.

No	Vector GNSS	Acimut		Distancia horizontal		EMC		Tol. (mm)
		Medido	Res. (mm)	Medida (m)	Res. (mm)	s (mm)	1,96s (mm)	
1	BELO–EM02	8°30'10,2278"	1,4	4242,5409	0,2	2,0	3,9	282,8
2	BELO–EM08	16°24'26,1675"	0,3	3785,4534	-1,6	1,7	3,3	252,4
3	BELO–EM09	13°41'54,9984"	0,5	3706,7048	-2,7	2,3	4,5	247,1
4	BELO–EM10	11°18'12,3396"	0,3	3862,6767	1,6	2,0	3,9	257,5
5	BELO–LAGU	353°52'24,9483"	-6,4	6288,7578	6,2	4,5	8,8	419,3
6	BELO–TSUR	67°14'47,4791"	2,7	4436,0257	-1,3	1,5	2,9	295,7
7	BELO–TSUR	67°14'47,2367"	-2,5	4436,0288	1,6	3,0	5,9	295,7
8	BELO–TSUR	67°14'47,3376"	-0,4	4436,0280	1,1	1,4	2,7	295,7
9	EM01–EM04	180°16'33,6437"	0,0	370,1652	-1,0	2,9	5,7	24,7
10	EM01–EM04	180°16'33,2471"	-0,8	370,1640	-3,1	1,7	3,3	24,7
11	EM01–EM05	162°20'56,7950"	0,0	606,6880	-0,4	1,9	3,7	40,4
12	EM01–EM21	237°57'00,9373"	-0,5	221,4697	3,9	1,5	2,9	14,8
13	EM01–RTW07	17°18'44,8006"	1,1	142,8967	1,4	1,5	2,9	9,5
14	EM02–EM04	96°47'51,7615"	-1,2	55,4526	0,4	1,3	2,5	3,7
15	EM02–EM10	162°21'30,1393"	-0,8	428,3044	2,0	2,5	4,9	28,6
16	EM02–EM21	331°59'42,6671"	0,2	278,7101	0,4	1,2	2,4	18,6
17	EM02–GERO13	315°15'45,5605"	-0,7	305,8656	0,3	1,3	2,5	20,4
18	EM03–EM05	355°31'19,3786"	-1,3	123,2568	1,7	1,3	2,5	8,2
19	EM03–EM05	355°31'21,9522"	0,3	123,2523	-2,6	2,0	3,9	8,2
20	EM03–EM06	90°07'45,2754"	-1,3	175,0064	0,8	1,8	3,5	11,7
21	EM03–EM06	90°07'46,7376"	-0,1	175,0054	-0,2	1,2	2,4	11,7
22	EM03–EM06	90°07'47,4378"	0,5	175,0039	-1,6	2,3	4,5	11,7
23	EM03–EM10	239°36'22,8426"	-0,9	139,8434	-0,2	1,6	3,1	9,3
24	EM03–EM10	239°36'22,0481"	-1,5	139,8427	-1,4	2,0	3,9	9,3
25	EM03–RTW07	349°46'30,1214"	0,1	850,9418	0,0	2,6	5,1	56,7
26	EM03–TSUR	123°42'02,0965"	-2,5	3862,0490	-0,2	1,9	3,7	257,5
27	EM04–EM05	138°13'51,0707"	0,4	278,8336	-1,4	1,0	2,0	18,6
28	EM04–EM21	323°38'57,4392"	1,4	313,6808	-1,2	0,8	1,6	20,9
29	EM04–EM21	323°38'57,4257"	1,4	313,6811	-0,8	0,7	1,4	20,9
30	EM04–GERO13	309°37'23,3430"	0,2	350,9831	0,3	1,0	2,0	23,4
31	EM04–RTW07	4°59'53,1152"	-1,9	508,5177	0,9	0,9	1,8	33,9
32	EM05–EM06	123°43'52,2061"	0,7	222,0000	0,0	1,3	2,5	14,8
33	EM05–EM10	209°49'26,6717"	-1,3	223,1929	1,7	1,8	3,5	14,9
34	EM05–RTW07	348°48'14,5825"	0,2	728,4121	1,3	0,7	1,4	48,6
35	EM05–RTW07	348°48'13,7433"	-2,8	728,4112	0,7	1,6	3,1	48,6
36	EM06–EM07	207°07'57,6403"	1,1	211,7497	0,8	1,0	2,0	14,1
37	EM06–EM08	175°50'07,0401"	-1,2	227,4069	-1,7	0,8	1,6	15,2
38	EM06–EM10	256°36'50,2147"	0,6	303,8868	-0,2	1,5	2,9	20,3
39	EM06–RTW07	338°44'07,6976"	-2,0	899,0318	-2,5	0,6	1,2	59,9
40	EM06–TSUR	125°11'33,0787"	-3,1	3717,4944	-0,5	2,0	3,9	247,8
41	EM07–EM08	108°44'20,5431"	1,1	119,4124	1,1	0,7	1,4	8,0
42	EM07–EM08	108°44'16,3424"	-1,3	119,4109	-0,5	0,4	0,8	8,0
43	EM07–EM08	108°44'17,8258"	-0,5	119,4102	-1,3	0,4	0,8	8,0
44	EM07–EM09	228°53'21,1010"	-0,3	104,0123	-1,7	0,8	1,6	6,9
45	EM07–EM09	228°53'20,0931"	-0,8	104,0156	1,9	1,3	2,5	6,9

Tolerancia calculada a partir de la precisión lineal mínima de 1: 15 000 definida por UE AyA-JBIC. Los valores de σ y 1,96σ corresponden a los errores medios cuadráticos de cada vector procesado, con intervalos de 68% y 95% respectivamente.

Tabla 33. Observaciones de ajuste libre planimétrico, parte2.

No	Vector GNSS	Acimut		Distancia horizontal		EMC		Tol. (mm)
		Medido	Res. (mm)	Medida (m)	Res. (mm)	s (mm)	1,96s (mm)	
46	EM07–EM10	300°40'42,1726"	0,3	231,4575	0,6	1,0	2,0	15,4
47	EM07–EM10	300°40'40,0555"	-2,0	231,4562	-0,1	1,0	2,0	15,4
48	EM07–EM10	300°40'42,0398"	0,2	231,4557	-0,5	1,1	2,2	15,4
49	EM08–EM09	261°05'10,7739"	2,1	193,7908	-0,5	1,2	2,4	12,9
50	EM09–EM10	327°05'19,6971"	1,4	222,1346	1,0	1,3	2,5	14,8
51	EM09–TSUR	120°24'29,0964"	1,5	3725,4151	2,0	2,2	4,3	248,4
52	EM10–GERO13	331°06'43,3985"	0,1	714,3140	-1,4	1,1	2,2	47,6
53	EM11–EM12	185°37'30,3302"	0,6	90,6489	1,3	1,0	2,0	6,0
54	EM11–EM13	306°48'47,5751"	-1,5	354,6023	-1,4	1,4	2,7	23,6
55	EM11–EM14	285°47'24,5175"	0,8	324,1817	1,2	1,1	2,2	21,6
56	EM11–EM14	285°47'24,1372"	0,2	324,1798	-0,6	0,9	1,8	21,6
57	EM11–EM21	129°14'44,1689"	-1,7	558,2166	-1,7	0,9	1,8	37,2
58	EM11–GERO13	137°40'22,5458"	-0,8	516,6465	1,4	1,5	2,9	34,4
59	EM12–EM13	317°44'37,2817"	-0,3	408,9646	-0,6	1,6	3,1	27,3
60	EM12–EM14	300°29'12,8308"	-0,1	351,6867	1,3	0,8	1,6	23,4
61	EM12–EM21	120°47'40,1505"	0,2	513,6038	-0,5	0,7	1,4	34,2
62	EM12–EM21	120°47'40,1571"	0,2	513,6045	0,3	0,5	1,0	34,2
63	EM12–EM21	120°47'39,9790"	-0,2	513,6064	1,6	0,9	1,8	34,2
64	EM12–GERO13	129°16'28,9687"	0,5	460,8748	-0,8	0,6	1,2	30,7
65	EM13–EM14	192°43'12,8118"	-2,5	127,3960	-0,7	0,9	1,8	8,5
66	EM13–EM18	289°53'33,8285"	-17,7	196,5466	3,3	3,7	7,3	13,1
67	EM13–RTW07	108°13'40,4065"	-2,5	996,4333	0,4	1,2	2,4	66,4
68	EM14–EM16	279°14'40,1963"	0,3	494,6382	-1,6	0,6	1,2	33,0
69	EM14–EM18	320°38'52,5581"	1,1	247,2124	-2,5	1,1	2,2	16,5
70	EM14–EM19	285°26'27,6439"	0,4	230,2952	1,0	1,7	3,3	15,4
71	EM14–EM19	285°26'29,2223"	2,1	230,2955	1,3	1,6	3,1	15,4
72	EM14–EM19	285°26'27,8921"	0,7	230,2934	-0,8	1,6	3,1	15,4
73	EM14–EM21	120°40'08,6945"	1,5	865,2864	-0,6	0,7	1,4	57,7
74	EM14–GERO13	125°28'18,6210"	-0,6	810,2138	-1,7	0,8	1,6	54,0
75	EM14–LAGU	342°49'23,1415"	0,1	1433,4191	0,8	1,0	2,0	95,6
76	EM14–W4-12	45°04'26,1627"	0,1	2389,3897	-0,7	1,1	2,2	159,3
77	EM15–EM16	175°20'40,1209"	-0,1	230,0817	-1,9	2,1	4,1	15,3
78	EM15–EM17	269°27'43,8164"	0,7	192,5871	0,1	1,5	2,9	12,8
79	EM15–EM17	269°27'43,0825"	0,0	192,5860	-1,0	2,5	4,9	12,8
80	EM15–EM18	108°34'06,4879"	-2,6	369,3605	-0,2	1,9	3,7	24,6
81	EM15–EM19	130°58'37,6547"	-1,3	377,3788	1,1	1,7	3,3	25,2
82	EM15–EM20	301°53'49,4074"	-0,6	364,4844	2,4	1,9	3,7	24,3
83	EM15–EM20	301°53'49,4245"	-0,6	364,4819	0,2	1,7	3,3	24,3
84	EM15–GERO1	230°40'13,3032"	-2,1	322,0135	0,2	1,2	2,4	21,5
85	EM15–LAGU	4°30'13,3234"	-2,4	1063,9827	-0,9	2,6	5,1	70,9
86	EM15–LAGU	4°30'13,9148"	0,7	1063,9851	1,7	1,4	2,7	70,9
87	EM15–LAGU	4°30'13,6184"	-0,9	1063,9823	-1,3	1,4	2,7	70,9
88	EM15–LAGU	4°30'14,0843"	1,5	1063,9858	2,4	1,5	2,9	70,9
89	EM15–LAGU	4°30'14,2715"	2,5	1063,9813	-2,2	2,5	4,9	70,9
90	EM15–W4-12	57°54'38,1114"	2,5	2595,0764	-1,4	3,4	6,7	173,0

Tolerancia calculada a partir de la precisión lineal mínima de 1: 15 000 definida por UE AyA-JBIC. Los valores de σ y 1,96σ corresponden a los errores medios cuadráticos de cada vector procesado, con intervalos de 68% y 95% respectivamente.

Tabla 34. Observaciones de ajuste libre planimétrico, parte3.

No	Vector GNSS	Acimut		Distancia horizontal		EMC		Tol. (mm)
		Medido	Res. (mm)	Medida (m)	Res. (mm)	s (mm)	1,96s (mm)	
91	EM15–W4-12	57°54'37,7360"	-2,3	2595,0764	-1,5	3,2	6,3	173,0
92	EM15–W4-12	57°54'37,9090"	-0,1	2595,0745	-3,4	2,1	4,1	173,0
93	EM15–W4-12	57°54'38,0337"	1,5	2595,0751	-3,0	2,4	4,7	173,0
94	EM16–EM17	317°07'21,7460"	-0,2	310,4703	0,4	0,6	1,2	20,7
95	EM16–EM18	71°22'31,3735"	-2,5	349,7753	1,0	0,7	1,4	23,3
96	EM16–EM18	71°22'32,0270"	-1,4	349,7733	-1,0	0,7	1,4	23,3
97	EM16–EM19	93°53'56,9966"	1,7	266,8537	2,4	0,8	1,6	17,8
98	EM16–EM20	322°07'40,9630"	-1,7	534,4849	-0,3	2,0	3,9	35,6
99	EM16–EM22	306°31'08,6162"	-0,6	405,6769	-0,8	1,9	3,7	27,0
100	EM16–GERO1	275°23'07,0295"	0,5	268,9446	0,2	0,9	1,8	17,9
101	EM16–GERO1	275°23'05,9475"	-0,9	268,9451	0,8	0,6	1,2	17,9
102	EM16–GERO1	275°23'06,7934"	0,2	268,9447	0,4	0,7	1,4	17,9
103	EM16–LAGU	2°52'44,6665"	1,3	1291,6515	-1,5	0,7	1,4	86,1
104	EM16–W4-12	53°35'13,4405"	-0,2	2708,7943	2,6	1,1	2,2	180,6
105	EM17–EM20	328°59'14,0866"	1,3	226,8229	1,3	1,8	3,5	15,1
106	EM17–EM22	276°54'17,0894"	0,5	115,6113	-0,6	4,2	8,2	7,7
107	EM17–GERO1	195°36'26,0034"	1,0	210,0191	-0,3	1,0	2,0	14,0
108	EM18–EM19	206°40'18,6312"	1,1	145,3078	-1,1	0,6	1,2	9,7
109	EM18–EM19	206°40'17,8907"	0,6	145,3103	1,2	0,9	1,8	9,7
110	EM18–EM19	206°40'17,9693"	0,6	145,3114	2,2	1,0	2,0	9,7
111	EM18–LAGU	347°15'09,5191"	0,9	1208,0984	0,3	1,1	2,2	80,5
112	EM18–W4-12	51°00'43,9684"	-0,1	2378,1439	1,6	1,2	2,4	158,5
113	EM20–EM22	179°20'06,9100"	0,0	180,5107	-1,9	2,8	5,5	12,0
114	EM20–EM22	179°20'05,8205"	-1,0	180,5109	-1,4	3,2	6,3	12,0
115	EM20–EM22	179°20'06,7699"	-0,2	180,5116	0,0	4,8	9,4	12,0
116	EM20–GERO1	171°20'49,1986"	-1,6	401,2407	-0,4	1,3	2,5	26,7
117	EM20–LAGU	24°21'20,9179"	-1,2	952,9188	-0,4	1,6	3,1	63,5
118	EM20–LAGU	24°21'21,2639"	0,4	952,9172	-2,7	1,5	2,9	63,5
119	EM20–LAGU	24°21'20,9020"	-1,3	952,9184	-1,1	1,7	3,3	63,5
120	EM20–LAGU	24°21'20,9976"	-0,8	952,9183	-1,1	1,3	2,5	63,5
121	EM20–W4-12	64°41'26,0375"	-0,6	2774,3380	0,2	1,9	3,7	185,0
122	EM21–GERO13	251°09'27,7299"	-1,5	89,1986	1,0	0,6	1,2	5,9
123	EM21–GERO13	251°09'30,6353"	-0,3	89,1962	-1,3	0,9	1,8	5,9
124	EM21–GERO13	251°09'29,9595"	-0,6	89,1971	-0,4	0,7	1,4	5,9
125	EM21–GERO13	251°09'33,9363"	1,2	89,1996	1,7	0,6	1,2	5,9
126	EM21–GERO13	251°09'30,8993"	-0,1	89,1949	-2,6	0,5	1,0	5,9
127	EM21–RTW07	42°11'48,0482"	2,5	342,7755	0,1	1,7	3,3	22,9
128	EM22–GERO1	164°54'50,9463"	-0,1	223,8886	-1,3	1,6	3,1	14,9
129	EM22–GERO1	164°54'50,3710"	-0,7	223,8908	0,4	1,5	2,9	14,9
130	GERO13–RTW07	48°03'23,7354"	1,2	423,0299	1,5	1,4	2,7	28,2
131	GERO13–TSUR	126°15'04,4822"	1,2	4561,7820	-0,2	1,7	3,3	304,1
132	LAGU–TSUR	133°36'50,4312"	2,4	6577,3601	3,2	3,5	6,9	438,5
133	LAGU–W4-12	81°27'06,6634"	-0,6	2138,8101	-1,3	0,8	1,6	142,6
134	RTW07–TSUR	131°32'17,0518"	-1,1	4494,3491	-3,2	2,9	5,7	299,6
135	TSUR–W4-12	331°24'28,1705"	9,0	5529,6459	-1,3	3,2	6,3	368,6

Tolerancia calculada a partir de la precisión lineal mínima de 1: 15 000 definida por UE AyA-JBIC. Los valores de σ y 1,96σ corresponden a los errores medios cuadráticos de cada vector procesado, con intervalos de 68% y 95% respectivamente.

En la Tabla 35 se presentan las coordenadas geodésicas ajustadas, la conversión en proyectadas CRTM05 y sus respectivas exactitudes. Según la desviación estándar, tanto el componente norte como este varían entre ±0,5mm a ±1,1mm; para 1,96s oscilan entre ±1,0mm a ±2,2mm. Si se compara este último intervalo con los resultados de la simulación altimétrica al 95% presentado en la tabla 16 (±0,8 mm a ±3,1 mm), se observa que las estimaciones iniciales son concordantes con las exactitudes de las coordenadas ajustadas, siendo estas últimas incluso un tanto mejores, ya que sobre la red preliminar se simuló con 84 vectores y fueron incorporados en el ajuste un total de 135 (61% más).

Tabla 35.Puntos de ajuste libre planimétrico.

Punto	Coordenadas ajustadas				EMC			
	Geodésicas WGS84		CRMT05 (m)		s (mm)		1,96σ (mm)	
	Latitud	Longitud	Norte	Este	N	E	N	E
BELO	9°54'45,83344"N	84°07'35,19043"W	1 096 095,2994	486 134,6959	0,9	0,9	1,8	1,8
EM01	9°57'14,24858"N	84°07'12,72794"W	1 100 654,5442	486 820,5645	0,9	1,0	1,8	2,0
EM02	9°57'02,41325"N	84°07'14,59435"W	1 100 290,9682	486 763,5874	0,9	0,9	1,8	1,8
EM03	9°56'51,43034"N	84°07'06,37214"W	1 099 953,4691	487 013,8908	0,8	0,9	1,6	1,8
EM04	9°57'02,19956"N	84°07'12,78649"W	1 100 284,3835	486 818,6470	0,7	0,7	1,4	1,4
EM05	9°56'55,43015"N	84°07'06,68805"W	1 100 076,3517	487 004,3127	0,8	0,8	1,6	1,6
EM06	9°56'51,41744"N	84°07'00,62621"W	1 099 953,0105	487 188,8958	0,7	0,8	1,4	1,6
EM07	9°56'45,28334"N	84°07'03,79679"W	1 099 764,5975	487 092,2617	0,8	0,8	1,6	1,6
EM08	9°56'44,03466"N	84°07'00,08401"W	1 099 726,1966	487 205,3300	0,9	0,9	1,8	1,8
EM09	9°56'43,05717"N	84°07'06,36984"W	1 099 696,2346	487 013,8690	0,9	1,0	1,8	2,0
EM10	9°56'49,12733"N	84°07'10,33259"W	1 099 882,7610	486 893,2406	0,7	0,8	1,4	1,6
EM11	9°57'21,91870"N	84°07'33,08526"W	1 100 890,4105	486 200,6376	0,7	0,7	1,4	1,4
EM12	9°57'18,98227"N	84°07'33,37698"W	1 100 800,2029	486 191,7188	0,6	0,6	1,2	1,2
EM13	9°57'28,83512"N	84°07'42,40657"W	1 101 103,0009	485 916,8257	0,8	0,9	1,6	1,8
EM14	9°57'24,79007"N	84°07'43,32769"W	1 100 978,7424	485 888,7235	0,5	0,5	1,0	1,0
EM15	9°57'34,84120"N	84°07'59,97085"W	1 101 287,7266	485 381,9568	0,7	0,8	1,4	1,6
EM16	9°57'27,37652"N	84°07'59,35769"W	1 101 058,3945	485 400,5391	0,6	0,7	1,2	1,4
EM17	9°57'34,78231"N	84°08'06,29399"W	1 101 285,9956	485 189,3775	0,9	1,0	1,8	2,0
EM18	9°57'31,01251"N	84°07'48,47461"W	1 101 169,9649	485 732,0419	0,7	0,7	1,4	1,4
EM19	9°57'26,78588"N	84°07'50,61621"W	1 101 040,1431	485 666,7655	0,7	0,7	1,4	1,4
EM20	9°57'41,11011"N	84°08'10,13123"W	1 101 480,4418	485 072,5899	0,8	0,8	1,6	1,6
EM21	9°57'10,42315"N	84°07'18,89117"W	1 100 537,0908	486 632,8098	0,5	0,5	1,0	1,0
EM22	9°57'35,23470"N	84°08'10,06247"W	1 101 299,9406	485 074,6099	1,1	1,1	2,2	2,2
GERO1	9°57'28,19809"N	84°08'08,14921"W	1 101 083,7427	485 132,7920	0,8	0,8	1,6	1,6
GERO13	9°57'09,48549"N	84°07'21,66290"W	1 100 508,3157	486 548,3812	0,5	0,5	1,0	1,0
LAGU	9°58'09,36764"N	84°07'57,22748"W	1 102 348,3909	485 465,9340	0,6	0,7	1,2	1,4
RTW07	9°57'18,68920"N	84°07'11,33179"W	1 100 790,9504	486 863,1359	0,6	0,7	1,2	1,4
TSUR	9°55'41,67368"N	84°05'20,88537"W	1 097 809,4534	490 226,1518	0,8	0,8	1,6	1,6
W4-12	9°58'19,71392"N	84°06'47,77903"W	1 102 665,4566	487 581,1133	0,7	0,8	1,4	1,6

Nota. Las coordenadas CRTM05 se calcularon a partir de las coordenadas elipsoídicas ajustadas. Los valores de σ y 1,96σ corresponden a los errores medios cuadráticos asociados a la determinación de las coordenadas del punto, con intervalos de 68% y 95% respectivamente.

4.5.2 Resultados y análisis de ajuste amarrado de red planimétrica.

En la Tabla 36 se muestran los resultados del ajuste amarrado planimétrico. Al fijar las coordenadas de las bases BELO, LAGU, W4 y TSUR, no fue posible vincular BELO mediante algún vector, por lo que la cantidad de puntos fijos correspondió a tres, con 25 vértices nuevos correspondientes a los internos de la red (de EM01 a EM22, GERO1, GERO13 y RTW07). Se logró incorporar un total de 136 vectores, lo que generó 222 de libertad. El ajuste fue aceptado al 95% de probabilidad con un valor UWE a posteriori de 1,088, dentro de los intervalos de confianza.

Tabla 36. Resumen de ajuste amarrado planimétrico inicial.

Puntos		Configuración	
Fijos	3	Vectores GNSS	136
Datum	0	Defecto de datum	0
Nuevos	25	Incógnitas coordenadas	50
Total	28	Grados de libertad	222
UWE a priori =1,000		*UWE* a posteriori =1,088	

Nota. UWE corresponde a la unidad de pesos determinada en el ajuste por el programa *Topcon Tools*. Se aceptó el ajuste al 95% de probabilidad según la prueba χ^2 con 0,907 < 1,088 < 1,092.

Pese a que el ajuste fue aceptado, la inclusión de las bases como puntos fijos, modificó considerablemente la configuración de los vectores incluidos inicialmente en el ajuste libre, teniendo que descartar varios de ellos en sectores específicos hasta que el ajuste fuera aceptado, ya que se incrementó considerablemente el valor de *UWE* a posteriori.

De esta forma no fue posible relacionar la base BELO con ninguno de los demás vértices, además en algunos cuadriláteros no se logró incluir vectores en los lados y diagonales, así como la vinculación entre algunos puntos situados sobre ambas márgenes del río Torres, lo anterior se constata en la Figura 58

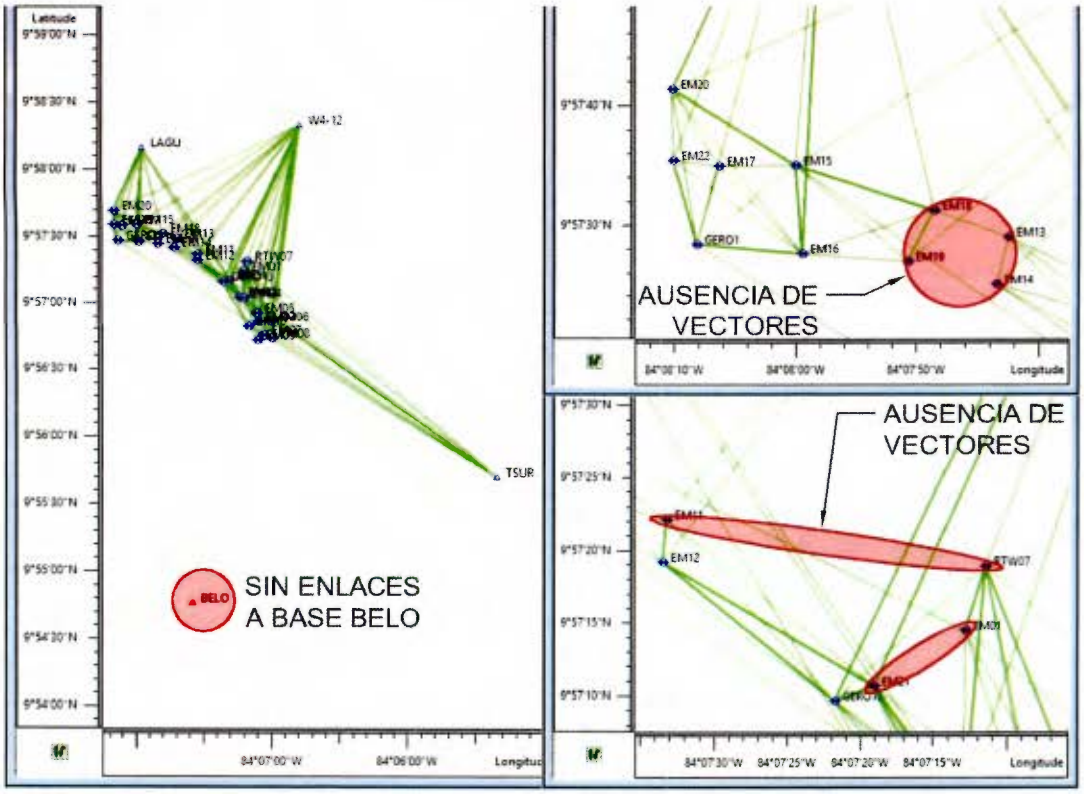


Figura 58. Detalle de ajuste planimétrico amarrado inicial.

Fuente: Adaptado de *Topcon Tools*, 2016.

Si bien no se detectaron errores de configuración debido a la cantidad de vinculaciones que presenta cada punto, la anterior disposición de observaciones no refleja a plenitud los planteamientos iniciales para la red. Por tanto con el fin de lograr una distribución más equitativa de los vectores a través de los puntos, se optó por realizar el ajuste amarrado en tres sectores, descartando así el anterior.

En la Tabla 37 se muestran los resultados de los tres ajustes por sectores efectuados. De los 25 puntos nuevos, se distribuyeron ocho en la zona 1 (EM15, EM16, EM17, EM18, EM19, EM20, EM22 y GERO1), ocho en la zona 2 (EM02, EM04, EM11, EM12, EM13, EM14, EM21 y GERO13) y nueve en la zona 3 (EM01, EM03, EM05, EM06, EM07, EM8, EM09, EM10 y RTW07). Para los sectores 1 y 2 se lograron vincular las bases LAGU, W4 y TSUR, sin poder establecer enlaces a BELO; en el sector 3 si fue posible efectuar amarres a las cuatro bases.

Para los ajustes en los sectores 1,2 y 3 fue posible incorporar hasta 48, 49 y 46 vectores respectivamente, sumando un total de 143, lo que representa un incremento del 5% respecto al anterior ajuste amarrado. Acorde a la cantidad de observaciones e incógnitas de coordenadas, respectivamente se obtuvieron 80, 82 y 74 grados de libertad, para un total 236 (14 más que el pasado). En lo que respecta a las pruebas de ajuste al 95% de probabilidad, todos fueron aceptados con valores de la *UWE* a posteriori dentro de los intervalos de confianza.

Tabla 37. Resumen de ajuste amarrado planimétrico por sectores.

Puntos		Configuración	
Ajuste sector 1			
Fijos	3	Vectores GNSS	48
Datum	0	Defecto de datum	0
Nuevos	8	Incógnitas coordenadas	16
Total	11	Grados de libertad	80
UWE a priori =1,000		*UWE* a posteriori =1,131	
Ajuste sector 2			
Fijos	3	Vectores GNSS	49
Datum	0	Defecto de datum	0
Nuevos	8	Incógnitas coordenadas	16
Total	11	Grados de libertad	82
UWE a priori =1,000		*UWE* a posteriori =1,109	
Ajuste sector 3			
Fijos	4	Vectores GNSS	46
Datum	0	Defecto de datum	0
Nuevos	9	Incógnitas coordenadas	18
Total	13	Grados de libertad	74
UWE a priori =1,000		*UWE* a posteriori =1,141	

Nota. UWE corresponde a la unidad de pesos determinada en el ajuste por el programa Topcon Tools. Todos los ajustes fueron aceptados al 95% de probabilidad según la prueba χ^2. Ajuste sector 1: 0,845 < 1,131 < 1,155. Ajuste sector 2: 0,847 < 1,109 < 1,153. Ajuste sector 3: 0,839 < 1,141 < 1,161.

En la figura 59 se muestra la distribución de vectores y puntos en el ajuste del sector 1. Al tratar inicialmente solo ocho vértices nuevos, se lograron completar cuadriláteros con todos sus lados y diagonales, tal como se observa para los polígonos EM22-EM20-EM17-GERO1, GERO1-EM17-EM15-EM16 y EM16-EM15-EM18-EM19. Además se aumentó la cantidad de vectores vinculados a puntos fijos, con ello los vértices desde EM15 a EM20 quedaron vinculados a las tres bases, mientras EM22 y GERO1 a una de ellas.

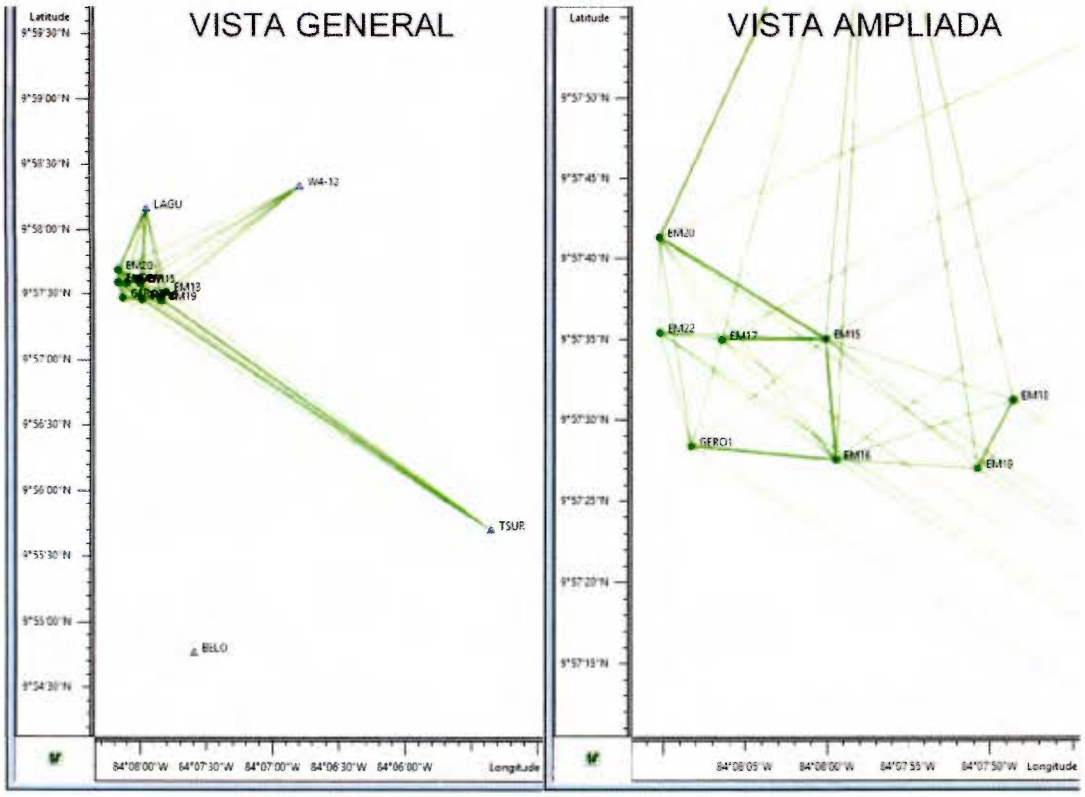


Figura 59. Detalle de ajuste planimétrico sector 1.

Fuente: Adaptado de *Topcon Tools*, 2016.

Lo mismo ocurre en el ajuste del sector 2, donde se obtuvieron muchos enlaces principalmente a las bases LAGU y TSUR. Internamente se logra una buena configuración entre los cuadriláteros EM14-EM13-EM11-EM12, EM12-EM12-EM21-GERO13 y GERO13-EM21-EM04-EM02, incluyendo vectores en todos sus lados, diagonales y demás observaciones. Para todos los puntos existe amarre a una base (EM11), a dos (EM02, EM04 y EM13) y hasta a tres de ellas (EM12, EM13, EM14 y EM21). Lo anterior se observa en la Figura 60.

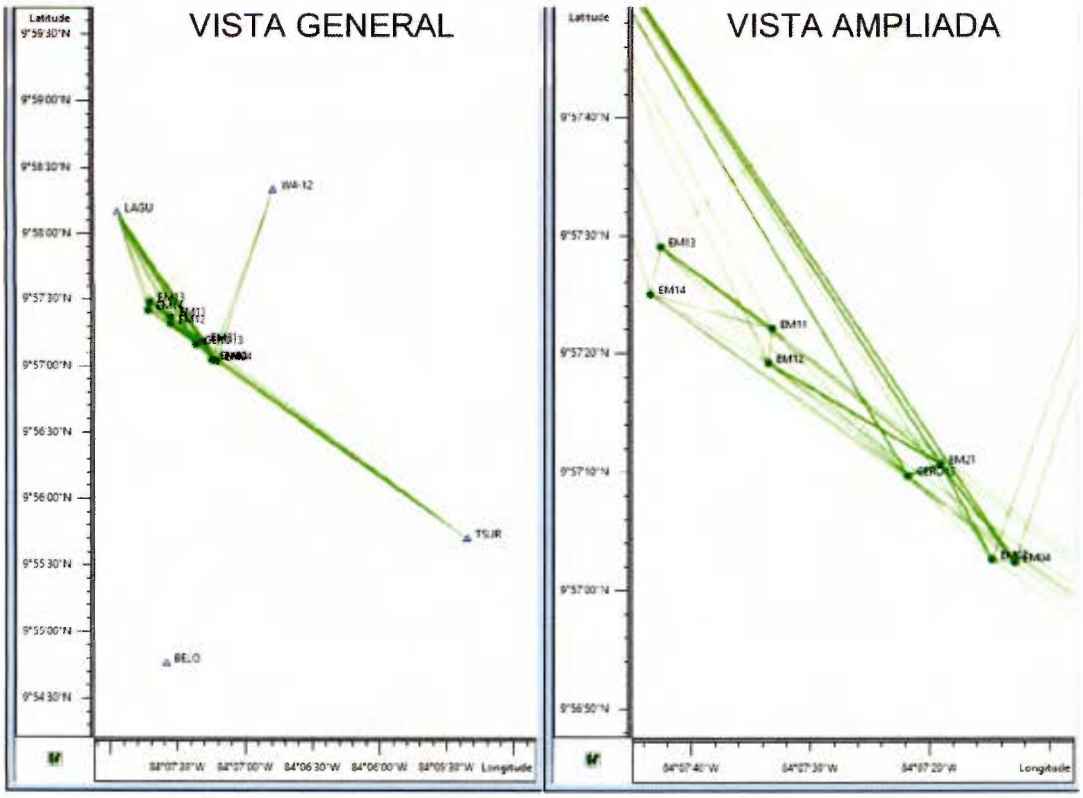


Figura 60. Detalle de ajuste planimétrico sector 2.

Fuente: Adaptado de *Topcon Tools*, 2016.

Por su parte el ajuste del sector 3 mostrado en la Figura 61, es el único en el que se consigue enlazar a la base BELO y con ello contemplar los cuatro puntos fijos. De igual modo, todos los vértices presentan vinculación con al menos una base como EM05, EM07, EM09; dos para EM01; y tres en el caso de EM01, EM03, EM06, EM08, EM10 y RTW07. La distribución de las líneas base entre los vértices es óptima, al existir suficientes enlaces entre sí.

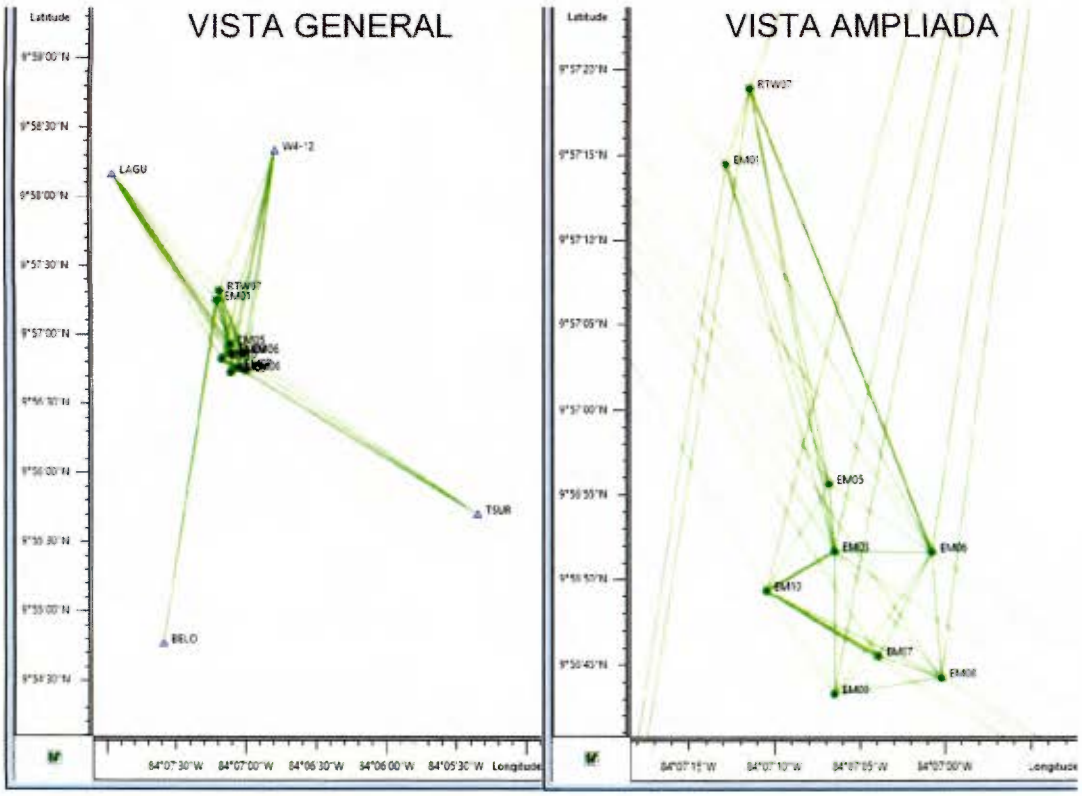


Figura 61. Detalle de ajuste planimétrico sector 3.

Fuente: Adaptado de *Topcon Tools*, 2016.

Respecto a las vectores utilizados para los ajustes por sectores, en las Tablas 38, 39 y 40, se muestra el acimut, distancia, residuales y precisiones estimadas. La variación en la precisión de los vectores es la siguiente

- Zona 1: s entre ±0,6 mm a ±14,4 mm; 1,96s entre ±1,2 mm a ±28,2 mm.
- Zona 2: s entre ±0,5 mm a ±3,8 mm; 1,96s entre ±1,0 a ±7,4 mm.
- Zona 3: s entre ±0,6 mm a ±3,2 mm; 1,96s entre ±1,2 mm a ±6,3 mm.

Al observar la información contenida en las tablas, se puede determinar cómo incluso la desviación estándar más elevada correspondiente a EM22-TSUR (±28,2 mm), es menor a su tolerancia establecida (414,8 mm) en una relación de 14: 1, siendo su distancia de 6223 m. Luego de examinar cada uno de los vectores, se puede afirmar que ninguna precisión, incluso para un intervalo del 95% supera las tolerancias establecidas.

Tabla 38. Observaciones de ajuste amarrado planimétrico sector 1.

No	Vector GNSS	Acimut		Distancia horizontal		EMC		Tol. (mm)
		Medido	Res. (mm)	Medida (m)	Res. (mm)	s (mm)	1,96s (mm)	
1	EM15–EM16	175°20'40,4500"	0,5	230,0815	-1,2	1,6	3,1	15,3
2	EM15–EM16	175°20'40,0938"	0,1	230,0814	-1,1	2,1	4,1	15,3
3	EM15–EM16	175°20'39,9675"	-0,1	230,0831	0,4	2,2	4,3	15,3
4	EM15–EM17	269°27'40,3370"	-3,4	192,5869	0,2	3,9	7,6	12,8
5	EM15–EM17	269°27'43,0572"	-0,9	192,5857	-1,2	2,5	4,9	12,8
6	EM15–EM18	108°34'06,5303"	1,2	369,3607	1,7	1,4	2,7	24,6
7	EM15–EM19	130°58'37,3661"	0,1	377,3718	-1,1	1,5	2,9	25,2
8	EM15–EM20	301°53'49,3872"	0,2	364,4838	2,3	1,9	3,7	24,3
9	EM15–EM20	301°53'48,5725"	-1,3	364,4813	-0,1	2,7	5,3	24,3
10	EM15–EM22	272°15'12,7414"	3,6	307,5921	0,3	4,4	8,6	20,5
11	EM15–GERO1	230°40'14,8659"	-1,5	322,0121	0,0	2,5	4,9	21,5
12	EM15–LAGU	4°30'13,5979"	0,1	1063,9803	0,5	1,4	2,7	70,9
13	EM15–TSUR	125°39'22,3067"	-7,6	5963,5769	0,2	4,3	8,4	397,6
14	EM15–W4-12	57°54'37,8614"	2,3	2595,0754	-1,3	2,4	4,7	173,0
15	EM16–EM17	317°07'21,7235"	-0,2	310,4697	0,2	0,6	1,2	20,7
16	EM16–EM18	71°22'31,3511"	0,6	349,7747	0,2	0,7	1,4	23,3
17	EM16–EM19	93°53'52,8052"	-0,6	266,8488	-0,1	0,8	1,6	17,8
18	EM16–EM20	322°07'40,9404"	-0,4	534,4841	0,4	2,0	3,9	35,6
19	EM16–EM22	306°31'08,1064"	-0,6	405,6789	0,4	1,1	2,2	27,0
20	EM16–GERO1	275°23'07,0080"	-0,5	268,9441	-0,8	0,9	1,8	17,9
21	EM16–GERO1	275°23'06,7719"	-0,8	268,9443	-0,6	0,7	1,4	17,9
22	EM16–LAGU	2°52'44,1492"	-0,8	1291,6505	2,2	0,8	1,6	86,1
23	EM16–TSUR	123°55'40,9653"	-0,9	5817,3693	-2,2	1,8	3,5	387,8
24	EM16–W4-12	53°35'13,4209"	1,7	2708,7898	-0,2	1,1	2,2	180,6
25	EM17–EM20	328°59'13,0894"	1,3	226,8176	-3,8	1,4	2,7	15,1
26	EM17–EM22	276°54'17,5463"	0,9	115,6164	3,3	3,0	5,9	7,7
27	EM17–GERO1	195°36'25,9772"	0,0	210,0188	0,6	1,0	2,0	14,0
28	EM17–LAGU	14°34'03,8144"	1,2	1097,7992	2,3	0,9	1,8	73,2
29	EM17–TSUR	124°35'28,3171"	0,0	6120,0520	-3,3	2,8	5,5	408,0
30	EM17–W4-12	60°00'06,7675"	1,0	2761,0286	-4,4	1,4	2,7	184,1
31	EM18–EM19	206°40'17,9369"	-0,8	145,3112	1,6	1,0	2,0	9,7
32	EM18–EM19	206°40'17,8583"	-0,8	145,3100	0,6	0,9	1,8	9,7
33	EM18–LAGU	347°15'09,3351"	2,2	1208,0897	-1,1	2,5	4,9	80,5
34	EM18–TSUR	126°45'54,2024"	2,1	5611,5674	-5,2	6,2	12,2	374,1
35	EM18–W4-12	51°00'43,9491"	-0,9	2378,1399	0,6	1,2	2,4	158,5
36	EM19–LAGU	351°15'00,0285"	1,9	1323,5641	-1,1	1,4	2,7	88,2
37	EM19–TSUR	125°17'52,5680"	3,1	5587,9373	-2,2	4,9	9,6	372,5
38	EM19–W4-12	49°38'44,0625"	0,3	2511,2456	-1,5	1,4	2,7	167,4
39	EM20–EM22	179°20'06,7580"	-1,6	180,5112	1,3	4,8	9,4	12,0
40	EM20–GERO1	171°20'49,8882"	-0,2	401,2386	0,5	1,3	2,5	26,7
41	EM20–LAGU	24°21'21,4451"	1,5	952,9172	0,8	1,1	2,2	63,5
42	EM20–LAGU	24°21'21,2476"	0,6	952,9156	-1,3	1,5	2,9	63,5
43	EM20–LAGU	24°21'20,9016"	-1,0	952,9172	1,0	1,6	3,1	63,5
44	EM20–TSUR	125°26'21,6674"	-3,9	6327,3163	-2,7	4,2	8,2	421,8
45	EM20–W4-12	64°41'26,0194"	2,8	2774,3334	-3,3	1,9	3,7	185,0
46	EM22–GERO1	164°54'50,9132"	1,2	223,8882	-1,2	1,6	3,1	14,9
47	EM22–TSUR	124°05'47,0091"	-0,6	6222,6613	-2,5	14,4	28,2	414,8
48	GERO1–TSUR	122°42'41,7196"	3,9	6055,0009	7,6	2,6	5,1	403,7

Tolerancia calculada a partir de la precisión lineal mínima de 1: 15 000 definida por UE AyA-JBIC. Los valores de σ y 1,96σ corresponden a los errores medios cuadráticos de cada vector procesado, con intervalos de 68% y 95% respectivamente.

Tabla 39. Observaciones de ajuste amarrado planimétrico sector 2.

No	Vector GNSS	Acimut		Distancia horizontal		EMC		Tol. (mm)
		Medido	Res. (mm)	Medida (m)	Res. (mm)	s (mm)	1,96s (mm)	
1	EM02–EM04	96°48'05,0909"	2,0	55,4496	-1,1	1,0	2,0	3,7
2	EM02–EM21	331°59'42,6432"	-1,2	278,7096	0,6	1,2	2,4	18,6
3	EM02–EM21	331°59'44,3866"	1,1	278,7095	0,3	1,0	2,0	18,6
4	EM02–GERO13	315°15'45,5380"	-1,0	305,8651	0,2	1,3	2,5	20,4
5	EM02–LAGU	327°44'18,1248"	0,1	2432,4378	-1,7	1,4	2,7	162,2
6	EM02–TSUR	125°36'26,0586"	-1,6	4259,9452	-2,9	2,9	5,7	284,0
7	EM02–W4-12	18°58'39,4620"	0,8	2511,2623	4,9	2,3	4,5	167,4
8	EM04–EM21	323°38'57,4033"	-1,6	313,6806	0,6	0,7	1,4	20,9
9	EM04–EM21	323°38'57,4168"	-1,6	313,6803	0,2	0,8	1,6	20,9
10	EM04–EM21	323°38'58,2352"	-0,3	313,6799	-0,1	0,8	1,6	20,9
11	EM04–GERO13	309°37'25,2360"	1,8	350,9814	0,0	0,7	1,4	23,4
12	EM04–LAGU	326°44'19,5187"	0,3	2467,7587	1,8	1,4	2,7	164,5
13	EM04–LAGU	326°44'19,3580"	-1,6	2467,7587	1,9	1,9	3,7	164,5
14	EM04–LAGU	326°44'19,4437"	-0,6	2467,7563	-0,7	1,4	2,7	164,5
15	EM04–TSUR	125°58'15,1981"	1,4	4211,4451	0,5	2,1	4,1	280,8
16	EM04–W4-12	17°44'08,0655"	5,3	2500,1474	-0,2	1,5	2,9	166,7
17	EM11–EM12	185°37'30,2873"	-0,1	90,6488	1,6	1,0	2,0	6,0
18	EM11–EM13	306°48'47,5561"	0,2	354,6017	0,3	1,4	2,7	23,6
19	EM11–EM13	306°48'46,8169"	-1,1	354,6001	-0,9	1,5	2,9	23,6
20	EM11–EM14	285°47'24,4993"	1,5	324,1810	0,0	1,1	2,2	21,6
21	EM11–EM21	129°14'44,1487"	-2,0	558,2157	-0,9	0,9	1,8	37,2
22	EM11–GERO13	137°40'22,5248"	-2,2	516,6457	3,0	1,5	2,9	34,4
23	EM11–LAGU	333°13'59,2673"	-3,7	1632,6095	1,1	1,3	2,5	108,8
24	EM12–EM13	317°44'36,5884"	-0,4	408,9607	0,1	1,5	2,9	27,3
25	EM12–EM14	300°29'12,8147"	1,1	351,6862	1,0	0,8	1,6	23,4
26	EM12–EM21	120°47'40,1293"	-0,1	513,6030	-0,6	0,7	1,4	34,2
27	EM12–EM21	120°47'40,1359"	-0,1	513,6036	0,2	0,5	1,0	34,2
28	EM12–GERO13	129°16'29,6059"	0,8	460,8744	0,0	1,0	2,0	30,7
29	EM12–LAGU	334°51'38,2765"	-1,6	1709,8381	-2,3	1,8	3,5	114,0
30	EM12–TSUR	126°31'41,1982"	0,3	5022,0635	4,0	1,7	3,3	334,8
31	EM13–EM14	192°43'20,5055"	0,3	127,3963	1,1	1,4	2,7	8,5
32	EM13–EM21	128°18'01,2202"	-0,9	912,6235	0,7	1,2	2,4	60,8
33	EM13–GERO13	133°15'20,0305"	-0,1	867,4720	1,1	1,3	2,5	57,8
34	EM13–LAGU	340°04'27,8631"	-1,8	1324,4766	1,8	3,8	7,4	88,3
35	EM13–TSUR	127°22'04,7024"	-0,1	5423,7944	-0,7	3,0	5,9	361,6
36	EM13–W4-12	46°47'08,3796"	0,5	2282,7642	-4,0	3,7	7,3	152,2
37	EM14–GERO13	125°28'18,6019"	-0,7	810,2125	-0,9	0,8	1,6	54,0
38	EM14–LAGU	342°49'21,3775"	-0,5	1433,3913	1,5	0,9	1,8	95,6
39	EM14–TSUR	126°07'58,2650"	0,4	5371,9211	2,8	2,0	3,9	358,1
40	EM21–GERO13	251°09'31,5377"	0,0	89,1997	1,1	1,0	2,0	5,9
41	EM21–GERO13	251°09'34,0452"	1,1	89,1998	1,3	0,7	1,4	5,9
42	EM21–GERO13	251°09'33,9013"	1,0	89,1996	0,7	0,6	1,2	5,9
43	EM21–LAGU	327°11'16,7248"	-0,2	2154,6009	2,0	1,3	2,5	143,6
44	EM21–LAGU	327°11'16,6981"	-0,4	2154,5981	-0,7	0,9	1,8	143,6
45	EM21–LAGU	327°11'16,8373"	1,0	2154,5977	-1,2	1,3	2,5	143,6
46	EM21–TSUR	127°10'49,6594"	-2,0	4511,3205	3,5	2,3	4,5	300,8
47	GERO13–LAGU	329°30'41,8394"	-0,8	2134,8191	-0,4	1,4	2,7	142,3
48	GERO13–LAGU	329°30'41,9645"	0,5	2134,8215	2,3	1,5	2,9	142,3
49	GERO13–TSUR	126°15'04,5314"	-1,5	4561,7681	0,4	2,2	4,3	304,1

Tolerancia calculada a partir de la precisión lineal mínima de 1: 15 000 definida por UE AyA-JBIC. Los valores de σ y 1,96σ corresponden a los errores medios cuadráticos de cada vector procesado, con intervalos de 68% y 95% respectivamente.

Tabla 40. Observaciones de ajuste amarrado planimétrico sector 3.

No	Vector GNSS	Acimut		Distancia horizontal		EMC		Tol. (mm)
		Medido	Res. (mm)	Medida (m)	Res. (mm)	s (mm)	1,96s (mm)	
1	BELO–EM01	8°32'00,8582"	-0,6	4610,5486	1,3	3,0	5,9	307,4
2	BELO–RTW07	8°47'47,0750"	-1,2	4751,8180	-1,0	2,3	4,5	316,8
3	EM01–EM03	164°33'45,3258"	-3,4	727,2416	2,5	1,8	3,5	48,5
4	EM01–EM05	162°20'58,3264"	1,7	606,6867	1,1	1,8	3,5	40,4
5	EM01–EM06	152°16'41,0442"	-1,3	792,3403	-4,4	1,3	2,5	52,8
6	EM01–LAGU	321°19'40,5018"	-3,0	2168,8706	1,5	3,1	6,1	144,6
7	EM01–RTW07	17°18'33,7971"	-0,5	142,8917	-0,9	2,3	4,5	9,5
8	EM03–EM05	355°31'21,9308"	0,6	123,2521	-1,7	2,0	3,9	8,2
9	EM03–EM06	90°07'46,7166"	1,4	175,0051	-0,7	1,2	2,4	11,7
10	EM03–EM08	139°52'13,7617"	-1,2	297,1547	-0,7	1,5	2,9	19,8
11	EM03–EM09	179°59'00,4549"	-2,5	257,2285	-4,4	3,2	6,3	17,1
12	EM03–EM10	239°36'22,0325"	-0,7	139,8425	0,0	2,0	3,9	9,3
13	EM03–EM10	239°36'22,8262"	-0,1	139,8432	1,2	1,6	3,1	9,3
14	EM03–LAGU	327°06'09,2233"	0,3	2851,5929	-1,8	4,4	8,6	190,1
15	EM03–RTW07	349°46'30,0957"	3,5	850,9404	0,5	2,6	5,1	56,7
16	EM03–TSUR	123°42'02,6460"	-2,5	3862,0498	1,2	2,5	4,9	257,5
17	EM03–W4-12	11°47'35,2849"	2,7	2770,6320	-1,4	2,4	4,7	184,7
18	EM05–EM06	123°43'48,4710"	-0,7	221,9982	-0,3	0,6	1,2	14,8
19	EM05–EM10	209°49'26,6546"	-0,5	223,1925	3,3	1,8	3,5	14,9
20	EM05–LAGU	325°52'38,9907"	-1,0	2743,8219	0,1	1,9	3,7	182,9
21	EM05–RTW07	348°48'13,7170"	0,2	728,4100	-0,7	1,6	3,1	48,6
22	EM06–EM07	207°07'55,8289"	0,4	211,7485	0,2	0,6	1,2	14,1
23	EM06–EM08	175°50'08,2178"	0,8	227,4096	1,1	1,1	2,2	15,2
24	EM06–EM09	214°15'32,9959"	-0,2	310,7515	-1,8	1,3	2,5	20,7
25	EM06–LAGU	324°15'08,7868"	-1,6	2950,6295	1,3	1,8	3,5	196,7
26	EM06–RTW07	338°44'07,4121"	1,1	899,0325	0,3	1,3	2,5	59,9
27	EM06–RTW07	338°44'07,2017"	0,2	899,0323	0,5	1,9	3,7	59,9
28	EM06–TSUR	125°11'33,7054"	-3,4	3717,4927	-1,5	1,9	3,7	247,8
29	EM06–W4-12	8°12'28,2103"	-1,7	2740,6155	-1,4	1,5	2,9	182,7
30	EM07–EM08	108°44'20,5328"	0,8	119,4123	1,6	0,7	1,4	8,0
31	EM07–EM09	228°53'23,8465"	1,1	104,0131	-0,4	1,7	3,3	6,9
32	EM07–EM10	300°40'42,0192"	1,4	231,4553	0,1	1,1	2,2	15,4
33	EM07–EM10	300°40'40,0344"	-0,9	231,4559	0,6	1,0	2,0	15,4
34	EM07–LAGU	327°47'29,4886"	-1,8	3052,9801	1,3	1,4	2,7	203,5
35	EM08–EM09	261°05'08,5312"	-0,2	193,7913	0,8	1,1	2,2	12,9
36	EM08–EM10	296°37'16,3010"	0,8	349,1562	-1,5	1,3	2,5	23,3
37	EM08–LAGU	326°25'17,9435"	-2,8	3146,6098	1,3	1,4	2,7	209,8
38	EM08–TSUR	122°22'32,1386"	-2,9	3577,6093	3,9	1,7	3,3	238,5
39	EM08–W4-12	7°15'56,4638"	0,0	2963,1436	-1,2	1,5	2,9	197,5
40	EM09–EM10	327°05'19,6739"	2,4	222,1343	2,2	1,3	2,5	14,8
41	EM09–W4-12	10°47'42,7739"	-0,9	3022,8797	-0,5	1,5	2,9	201,5
42	EM10–LAGU	329°54'47,7400"	1,7	2848,9128	-0,2	1,6	3,1	189,9
43	EM10–TSUR	121°51'50,9712"	3,3	3925,1600	0,2	1,9	3,7	261,7
44	EM10–W4-12	13°51'52,2483"	0,5	2866,4187	1,4	1,6	3,1	191,1
45	LAGU–RTW07	138°04'51,2455"	5,1	2092,2807	-0,5	3,0	5,9	139,5
46	RTW07–W4-12	20°56'16,1162"	2,1	2007,2699	-0,9	3,1	6,1	133,8

Tolerancia calculada a partir de la precisión lineal mínima de 1: 15 000 definida por UE AyA-JBIC. Los valores de σ y 1,96σ corresponden a los errores medios cuadráticos de cada vector procesado, con intervalos de 68% y 95% respectivamente.

En la Tabla 41 se presentan los resultados del ajuste de coordenadas geodésicas, la respectiva conversión a proyectadas CRTM05 y las exactitudes para los 25 vértices de la red, lo anterior derivado de los tres ajustes por sectores efectuados. Se observa que la desviación estándar en los componentes norte y este, casi en su totalidad alcanzan valores por debajo del milímetro. Si se consideran los errores medios cuadráticos con intervalos del 95%, estos varían entre ±1,0 mm a ±2,0 mm en el componente norte y de ±1,0 mm a ±2,2 mm para el este.

Tabla 41. Puntos de ajuste amarrado planimétrico sector.

Punto	Coordenadas ajustadas				EMC			
	Geodésicas WGS84		CRMT05 (m)		s (mm)		1,96σ (mm)	
	Latitud	Longitud	Norte	Este	N	E	N	E
Ajuste sector 1								
EM15	9°57'35,06104"N	84°08'00,10670"W	1 101 294,4822	485 377,8221	0,6	0,7	1,2	1,4
EM16	9°57'27,59640"N	84°07'59,49354"W	1 101 065,1512	485 396,4045	0,5	0,5	1,0	1,0
EM17	9°57'35,00219"N	84°08'06,42983"W	1 101 292,7521	485 185,2430	0,6	0,7	1,2	1,4
EM18	9°57'31,23247"N	84°07'48,61047"W	1 101 176,7242	485 727,9068	0,7	0,7	1,4	1,4
EM19	9°57'27,00586"N	84°07'50,75213"W	1 101 046,9028	485 662,6287	0,7	0,7	1,4	1,4
EM20	9°57'41,32993"N	84°08'10,26708"W	1 101 487,1964	485 068,4552	0,6	0,6	1,2	1,2
EM22	9°57'35,45458"N	84°08'10,19836"W	1 101 306,6972	485 070,4738	1,0	1,1	2,0	2,2
GERO1	9°57'28,41800"N	84°08'08,28507"W	1 101 090,5004	485 128,6569	0,7	0,7	1,4	1,4
Ajuste sector 2								
EM02	9°57'02,63402"N	84°07'14,73021"W	1 100 297,7521	486 759,4520	0,6	0,7	1,2	1,4
EM04	9°57'02,42032"N	84°07'12,92241"W	1 100 291,1672	486 814,5097	0,5	0,5	1,0	1,0
EM11	9°57'22,13945"N	84°07'33,22104"W	1 100 897,1937	486 196,5050	0,7	0,7	1,4	1,4
EM12	9°57'19,20304"N	84°07'33,51277"W	1 100 806,9868	486 187,5856	0,6	0,6	1,2	1,2
EM13	9°57'29,05578"N	84°07'42,54232"W	1 101 109,7814	485 912,6940	0,7	0,7	1,4	1,4
EM14	9°57'25,01080"N	84°07'43,46349"W	1 100 985,5251	485 884,5903	0,6	0,7	1,2	1,4
EM21	9°57'10,64393"N	84°07'19,02698"W	1 100 543,8747	486 628,6759	0,4	0,5	0,8	1,0
GERO13	9°57'09,70626"N	84°07'21,79875"W	1 100 515,0994	486 544,2463	0,5	0,5	1,0	1,0
Ajuste sector 3								
EM01	9°57'14,46967"N	84°07'12,86389"W	1 100 661,3380	486 816,4266	0,9	0,9	1,8	1,8
EM03	9°56'51,65152"N	84°07'06,50818"W	1 099 960,2654	487 009,7496	0,7	0,7	1,4	1,4
EM05	9°56'55,65128"N	84°07'06,82411"W	1 100 083,1465	487 000,1713	0,8	0,8	1,6	1,6
EM06	9°56'51,63866"N	84°07'00,76225"W	1 099 959,8083	487 184,7547	0,6	0,6	1,2	1,2
EM07	9°56'45,50457"N	84°07'03,93279"W	1 099 771,3953	487 088,1219	0,7	0,7	1,4	1,4
EM08	9°56'44,25589"N	84°07'00,22003"W	1 099 732,9943	487 201,1896	0,6	0,7	1,2	1,4
EM09	9°56'43,27841"N	84°07'06,50582"W	1 099 703,0328	487 009,7295	0,7	0,8	1,4	1,6
EM10	9°56'49,34851"N	84°07'10,46859"W	1 099 889,5574	486 889,1010	0,6	0,7	1,2	1,4
RTW07	9°57'18,91031"N	84°07'11,46794"W	1 100 797,7445	486 858,9917	0,8	0,8	1,6	1,6

Nota. Las coordenadas CRTM05 se calcularon a partir de las coordenadas elipsoídicas ajustadas. Los valores de σ y 1,96σ corresponden a los errores medios cuadráticos asociados a la determinación de las coordenadas del punto, con intervalos de 68% y 95% respectivamente.

Nuevamente al comparar estos resultados con las exactitudes estimadas obtenidas de la simulación altimétrica al 95% en la tabla 16 (±0,8 mm a ±3,1 mm), se comprueba la concordancia entre la estimación inicial y el resultado final derivado de la medición GNSS. Claramente las exactitudes finales tienden a ser mejores, debido a que se efectuaron ajustes independientes con menos puntos, además se incluir hasta 143 vectores, que incrementaron las observaciones en un 70% respecto a lo simulado.

Acorde al orden de redes definido por el IPGH (1987), para levantamientos de gran exactitud en áreas pequeñas, acorde a los intervalos de confianza al 95% de los puntos ajustados y su separación, la red planimétrica ubica en el orden más alto como $A^{+}2$. El detalle de la clasificación de redes y sus aplicaciones sugeridas se muestra en la sección de anexos.

Por último, al formar parte de los puntos existentes de la UE AyA-JBIC, vértice RTW07 se incluyó dentro de la red de plani-altimétrica con el fin de poder comprobar su posición horizontal. El contraste entre las coordenadas norte y este CRTM05 del vértice RTW07 reportadas por la UE AyA-JBIC, respecto a las determinadas en el ajuste amarrado de la red planimétrica es el siguiente:

- $N_{RTW07'}$ = 1 100 797,7450 m, $E_{RTW07'}$ = 486 858,9960 m (según UE AYA JBIC).
- N_{RTW07} = 1 100 797,7445 m, E_{RTW07} = 486 858,9917 m (según ajuste amarrado).

Se observa como la posición del punto es altamente concordante, al restar las respectivas coordenadas de RTW07' a RTW07, se obtiene una diferencia de solo 0,5 mm en norte y 4,3 mm en este.

Capítulo 5: Conclusiones y Recomendaciones

5.1 Conclusiones

La distinta información espacial recopilada como ortofotos, modelos digitales de elevación, redes preexistentes, mosaico de zonas públicas y estatales, diseños constructivos finales y datos puntuales de campo, fue indispensable para llevar a cabo el diseño de la red plani-altimétrica, acorde a las características deseables planteadas por la UE AyA-JBIC.

Los vértices de la red de densificación quedaron emplazados en lugares estratégicos, consiguiéndose un equilibrio entre proximidad y visibilidad a la obra, fácil acceso al sitio, resguardo del mojón y condiciones idóneas para mediciones GNSS.

Fue posible el amojonamiento de los vértices sobre terreno natural, cordón de caño y acera, cumpliendo con condiciones de estabilidad, durabilidad, fácil reconocimiento y versatilidad para todo tipo de levantamientos.

Cada vértice de la red cuenta con al menos una visual directa a otro punto, siendo que los más próximos a la obra presentan entre dos y cuatro. Por lo anterior se puede garantizar la realización de levantamientos topográficos y geodésicos de todo tipo, incluidos los realizados con equipo de medición convencional.

Se ejecutaron con éxito las respectivas líneas de nivelación y mediciones GNSS sobre todos los puntos de la red, según las metodologías de medición planteadas y acorde a los diseños propuestos tanto del componente planimétrico como altimétrico.

Las desviaciones estándar a priori estimadas para el instrumental en la simulación de la red, fueron acordes a las obtenidas del proceso de medición. Lo anterior corrobora las especificaciones dadas por el fabricante, además que las distintas técnicas y métodos aplicados a lo largo de la medición fueron los correctos.

Fue posible enlazar la posición tridimensional de los vértices de la red plani-altimétrica a los bancos de nivel y bases propios de la UE AyA-JBIC, de esta forma cualquier trabajo conexo al PMAAMSJ realizado a partir de los vértices de la presente red, estará referido al mismo sistema horizontal y vertical de referencia.

Se logró comprobar a través de las distintas etapas de simulación, medición y ajuste, como las desviaciones estándar bajo intervalos del 95% de las respectivas observaciones estimadas, medidas y ajustadas, en ningún caso sobrepasan las tolerancias máximas establecidas por la UE AyA-JBIC, tanto en el componente horizontal como vertical. Por ende se puede garantizar que las exactitudes de los distintos vértices de la red, al cumplir con los requerimientos mínimos, pueden ser utilizados en labores de fiscalización a la empresa encargada de la construcción y demás usos relativos al PMAAMSJ.

Al presentar los errores medios cuadráticos al 95% de los puntos ajustados ya vinculados a los sistemas de referencia, valores máximos de ±2,2 mm y ±4,9 mm, en los respectivos componentes horizontal y vertical, se comprueba la buena calidad de la red materializada, lo cual abarca desde el proceso planeación, diseño, optimización, medición y ajuste.

Según el orden en el que se encuentra clasificada la red para levantamientos de alta exactitud en áreas pequeñas como $A^{+}2$ horizontal y B2 vertical; acorde a las especificaciones del IPGH (1979), la misma puede aplicarse tanto en el control de movimientos de la corteza terrestre, alineamiento y movimiento de estructuras y proyectos de Ingeniería Civil; lo cual confirma la finalidad de la red plani-altimétrica establecida.

5.2 Recomendaciones

Se recomienda a la UE AyA-JBIC generar un plan de mantenimiento de la red, lo cual incluye labores de eliminación de la maleza circundante, señalización de la ubicación, eventual restauración de pintura en los puntos y mediciones periódicas entre ellos, con el fin de determinar cualquier deformación importante.

Como complemento a la presente Practica Dirigida, se recomienda a la UE AyA-JBIC, ya sea ejecutar a nivel Institucional o plantear a las distintas Universidades donde se imparte la carrera de Ingeniería Topográfica, la implementación de un plan de control de obras para el EM, que contemple los sectores más vulnerables como lo son sus interconexiones y los sitios donde la tubería se encuentra expuesta; esto utilizando como referencia parte de los puntos de la red plani-altimétrica aquí desarrollada.

Se recomienda a la UE AyA-JBIC considerar la adopción total o parcial de la metodología expuesta en el presente Informe Final de Práctica Dirigida, en cuanto a la monumentación de vértices en terreno natural. El uso de bridas, anillos de PVC y varillas de construcción, confieren estabilidad y protección al mojón, y suelen encontrarse como materiales de desecho en los distintos depósitos del AyA. A su vez el marcaje del nombre del punto sobre concreto, es fácil de realizar y garantiza que este no se borrará con el paso del tiempo.

Se recomienda tanto al Departamento de Topografía de la UE AyA-JBIC, como la Dirección de Topografía del AyA, hacer una revisión sobre las tolerancias actualmente exigidas a las empresas adjudicatarias de los distintos proyectos de alcantarillado sanitario que se gestan en la Institución. Lo anterior ya que según información suministrada por la Dirección de Topografía, dichos parámetros se definieron en la década de los 90's, a partir del equipo con que se contaba en aquella época. En aquel entonces se utilizaban niveles ópticos como el *Wild NA20* con exactitudes superiores a los ±3 mm x √km y estaciones totales que podían alcanzar valores de 1: 25 000. Hoy en día se cuenta con niveles electrónicos *Topcon DL-101C* con exactitudes comprobadas inferiores a los

±2 mm x √km, así como con equipo de medición GNSS como *Topcon Hiper II* e *Hiper V* con exactitudes globales del orden de 1: 500 000.

Debido a las diferencias encontradas en la altura del banco de nivel ANIMA, no se recomienda emplear la elevación establecida de 1059,5010 m, para trabajos donde se requiera garantizar tolerancias altimétricas de ±6mm x √km. En su lugar, puede optarse por utilizar un valor alternativo para ANIMA de 1059,5091 m ±1,8 mm (para 1,96s), obtenido a partir de un ajuste amarrado donde intervinieron los bancos de nivel LEDEZ y RTW07 como fijos y los restantes 24 vértices de la red como puntos nuevos.

Debido a que el ajuste de las coordenadas del cuadrilátero principal (PB, BELO, LAGU, FCORO) y secundario (ALTO, TSUR, VESCO, W4) del PMAAMSJ datan de los años 2007 y 2009 respectivamente; aunado a que el proyecto tiene fecha de cierre hasta el año 2025. Se recomienda a la UE AyA-JBIC la formulación de un estudio que comprenda un análisis de deformación de las bases, con el fin de determinar si existe o no un desplazamiento significativo a lo largo del tiempo. Lo anterior para ser ejecutado a nivel Institucional o como Trabajo Final de Graduación en la carrera de Ingeniería Topográfica.

Referencias Bibliográficas

Blachut, Teodor; Chrzanowski, Adam y Saastarnoinen, Jouko. (1979). *Cartografía y Levantamientos Urbanos*. México: Catálogo de publicaciones de la Librería del Congreso.

Comité de Geodesia del Instituto Panamericano de Geografía e Historia (IPGH). (1987). *Manual de Normas y Especificaciones para Levantamientos Geodésicos de Alta Precisión en Áreas Pequeñas*. D.F, México: Editora e Impresora Internacional S.A. de C.V.

Comité Nacional de la Unión Geodésica y Geofísica Internacional (CNUGGI). (1996). *Estándares Geodésicos (GPS)*. 1era Edición. Argentina.

Chueca, Manuel. (1996a). *Tratado de Topografía 1: Teoría de errores e instrumentación*. España: Paraninfo.

Davis, Raymond E.; Foote, Francis S. y Kelly, Joe W. (1979). *Tratado de Topografía*. 3era Edición. España: McGraw-Hill.

Equipo SAPROF. (S.F.) *Asistencia Especial para la Formulación de Proyectos (SAPROF) de JBIC para El Proyecto de Mejoramiento Ambiental del Área Metropolitana de San José*. Informe Final-Resumen Ejecutivo, Costa Rica.

EYPSA. (1979). *Estudio DRENACA*. Informe Final para Ejecutivos. D.F, México: Litografía Berenfeld S.A.

García, Francisco. (1998). *Topografía General y Aplicada*. 13a Edición. España: Mundi-Prensa.

Gobierno de Costa Rica. (2007). *Decreto Ejecutivo 33797-MJ-MOPT*. San José, Costa Rica: La Gaceta, 6 de Junio de 2007.

Instituto Costarricense de Acueductos y Alcantarillados. (S.F.). *Mejoramiento Ambiental: Alcantarillado Sanitario del Área Metropolitana de San José.* San José, Costa Rica.

Leica Geosystems. (1999). *Introducción al Sistema GPS.* Suiza: Leica Geosystems.

Millán, José M. (2006) *Topografía y Geodesia.* 1era Edición. España: JM.

Montero, Carlos L. (2003). *Red Geodésica Base Para Futuro Replanteo De Túnel Los Hatillos - Proyecto de Alcantarillado Sanitario Gran Área Metropolitana, Instituto Costarricense de Acueductos y Alcantarillados.* Tesis de Licenciatura en Ingeniería Topográfica y Geodésica. Universidad Nacional de Costa Rica. Heredia, Costa Rica.

Montoya, Wilberth. (2013). *Establecimiento y Análisis de una Red Altimétrica para el Control Vertical del Diseño y Construcción del Nuevo Alcantarillado Sanitario, Área Metropolitana, de San José.* Tesis de Licenciatura en Ingeniería Topográfica y Geodésica. Universidad Nacional de Costa Rica. Heredia, Costa Rica.

Moya Z., Jorge. (2013). *Ajuste de Observaciones.* Curso de Capacitación. Universidad Nacional de Costa Rica. Heredia, Costa Rica.

Paredes, Rafael. (1987). *Manual Hidráulico Diseño de Alcantarillados.* Bogotá, Colombia: Tubos Moore S.A.

Unidad Ejecutora AyA-JBIC. (2007). *Licitación Pública Internacional No. 2007LI-00002-PRI: Servicios de Consultoría en Ingeniería para la Elaboración de los Diseños Finales de la Ampliación del Sistema de Alcantarillado Sanitario del Área Metropolitana de San José (AMSJ) y para la Supervisión en la Fase Constructiva de las Obras.* Volumen 2-3. San José, Costa Rica.

Unidad Ejecutora AyA-JBIC. (2008). *Proyecto de Mejoramiento Ambiental del Área Metropolitana de San José.* Volumen 2. San José, Costa Rica.

Unidad Ejecutora AyA-JBIC. (2014). *Avances Proyecto de Mejoramiento Ambiental del Área Metropolitana San José.* 7ma Edición. San José, Costa Rica.

Unidad Ejecutora AyA-JBIC. (2015). *Avances Proyecto de Mejoramiento Ambiental del Área Metropolitana San José*. 8va Edición. San José, Costa Rica.

Unidad Ejecutora del Programa de Regularización de Catastro y Registro. (S.F.) *Sistemas de Referencia CR05 y Proyección Transversal de Mercator para Costa Rica CRTM 05.* Costa Rica.

Wolf, Paul R. y Ghilani Charles D. (2009). *Topografía*. 11a Edición. México: Alfaomega.

Anexos

Anexo 1: Especificaciones Técnicas de Instrumentos de Medición Utilizados

Topcon Hiper II

HiPer II Standard Configuration

- HiPer II GNSS Receiver
- BDC58 Li-Ion battery x2
- CDC68 charger
- Serial cable
- 100mm spacer (for HiPer II with UHF radio)
- 5/8 inch conversion plug
- User manual (CD-ROM)
- Carrying case

Optional Accessories

- Bipod
- Bracket for HC-750
- 5.5m tape measure
- Type 3WP Prism adapter
- Type 2 Base

TOPCON
It's time.

TOPCON CORPORATION
75-1 Hasunuma-cho, Itabashi-ku, Tokyo 174-8580, Japan
Phone: (+81) 3 5994 0293 Fax: (+81) 3 5994 4254
www.topcon.co.jp

Specifications subject to change without notice

©2003 Topcon Corporation. All rights reserved.

Basic Specifications

Tracking capability		
Number of channels*1		72 Universal Channels
Tracked signals*1	GPS	L1 CA, L1/L2 P-code, L2C
	GLONASS	L1/L2 CA, L1/L2 P-code
	SBAS	WAAS, EGNOS, MSAS
Positioning accuracy[*2]		
Static	L1+L2	H: 3mm + 0.5ppm V: 5mm + 0.5ppm
	L1 only	H: 3mm + 0.8ppm V: 4mm + 1ppm
Fast static	L1+L2	H: 3mm + 0.5ppm V: 5mm + 0.5ppm
Kinematic	L1+L2	H: 10mm + 1ppm V: 15mm + 1ppm
RTK	L1+L2	H: 10mm + 1ppm V: 15mm + 1ppm
DGPS		< 0.5m
User interface		
Operation		Single-button operation for power, receiver reset, memory initialization
Display panel		22 LED status indicators
Voice navigation		Multi-lingual voice messages for receiver status information
Data management		
Memory		SD/SDHC card (FAT16/32 formats)
Data format		RTCM SC104 2.1/2.2/2.3/3.0/3.1, CMR, CMR+, NMEA, TPS
Update/output rate*3		1Hz, 5Hz, 10Hz, 20Hz
Communication port		RS-232C (4,800 to 115,200bps)
Wireless communication		
Bluetooth modem		V.1.1, Class 1, 115,200bps
Radio*4		Internal, receiver (RX) and transmitter (TX), 410 to 470MHz
Cellular modem*4		Internal, GSM or CDMA
Environmental		
Dust and water protection		IP67 (IEC 60529:2001) at closing all connector caps. Protected against temporary immersion up to 1m(3.3ft.) depth
Shock		2m (6.56ft.) pole drop
Operating temperature	HiPer II receiver	-40 to +65°C (-40 to +149°F)
	BDC58 battery	-20 to +65°C (-4 to +149°F)
	Radio/cellular modem	-20 to +55°C (-4 to +131°F)
Storage temperature		-45 to +70°C (-49 to +158°F)
Humidity		100%, condensing
Physical		
Enclosure		Magnesium alloy housing
Size		Dia. 184 x H 95mm (dia. 7.24 x H 3.74 in.)
Weight	HiPer II receiver	1.1kg (2.43 lb.)
	BDC58 battery	195g (6.9 oz.)
	Internal modems	115 to 232g (4.1 to 8.2 oz.), depending on modem specifications
Power supply		
Standard battery BDC58		Removable, Li-ion rechargeable battery, 7.2V, 4.3Ah
Operating time at 20°C (68°F)		> 7.5 hours in static mode w/Bluetooth connection
Charger CDC68	Recharging time	Approx. 4 hours at 25°C (77°F)
	Input voltage	100 to 240V AC (50/60Hz)*5
External power	Input voltage	6.7 to 18V DC

*1 Number of channels and tracked signals vary according to receiver configurations.
*2 Accuracy depends on the number of satellites used, obstructions, satellite geometry (DOP), occupation time, multipath effects, atmospheric conditions, baseline length, survey procedures and data quality.
*3 1Hz standard. Higher rates available as options.
*4 Internal "radio" or "radio/cellular modem" available as factory options.
*5 Use with an appropriate AC power cable.

Your local Authorized Topcon dealer is:

Product names mentioned in this brochure are trademarks of their respective holders.
Product colors within brochure may vary slightly from those of actual products owing to limitations of the printing process.
The Bluetooth® word mark and logos are registered trademarks of Bluetooth SIG, Inc.

HiPer II

TOPCON

The Next Generation, Dual-Frequency GNSS Receiver

Completely Integrated, Advanced GNSS Solution

- Smaller. Lighter. Faster.
- Integrated GPS+GLONASS RTK & Static Receiver
- Rugged, Lightweight Magnesium Alloy Construction
- Cable-free Bluetooth Wireless Operation
- Optional Integrated UHF or Digital UHF Radio
- Optional Integrated GSM or CDMA Modem
- Bright, Easy-to-read LED Panel
- Voice Messages for Receiver Status
- SD/SDHC Memory Card Slot
- Removable Li-Ion Battery

Topcon Hiper V

HiPer V Dual-Frequency GNSS Receiver

TOPCON

SPECIFICATIONS

Tracking Capabilities		
Number of Channels		226 Channels with Universal Tracking Technology
Tracked Signals	GPS	L1 CA, L1/L2 P-code, L2C
	GLONASS	L1/L2 CA, L1/L2 P-code
	SBAS	WAAS, EGNOS, MSAS, QZSS
Positioning Accuracy		
Static*	L1 Only	H: 3mm + 0.8ppm V: 4mm + 1ppm
	L1+L2	H: 3mm + 0.1ppm V: 3.5mm + 0.4ppm
RTK	L1+L2	H: 10mm + 1ppm V: 15mm + 1ppm
DGPS		<0.5m
Wireless Communication		
Bluetooth®		V2.1 + EDR, Class 2, 115,200bps
Radio		UHF, Spread Spectrum, Cellular (options)
Environmental		
Dust/Water Protection		IP67
Shock		6.56 ft. (2m) pole drop
Operating Temperature		
External Power		-40°F to 149°F (-40°C to 65°C)
Battery		-4°F to 149°F (-20°C to 65°C)
Cellular		-4° to 131°F (-20° to 55°C)
Physical		
Enclosure		Magnesium alloy housing
Size		7.24" D x 3.74" H (184mm D x 95mm H)
Weight		HiPer V receiver 2.20 lb. to 2.82 lb. (1.0kg to 1.28kg)
Battery (BDC70)		7.23 oz. (195g)
Power Supply		
Standard Battery		Detachable, Li-ion rechargeable battery, 7.2V, 4.3Ah
Operating Time at 68°F (20°C)		>7.5 hours in static mode w/*Bluetooth®* connection
External Power Input Voltage		6.7 to 18V DC

* *Under nominal observing conditions and strict processing methods, including use of dual frequency GPS, precise ephemerides, calm ionospheric conditions, approved antenna calibration, unobstructed visibility above 10 degrees and an observation duration of at least 3 hours (dependent on baseline length).*

For more specification information:
topconpositioning.com/hiper-v

SOFTWARE

MAGNET

A family of software solutions that streamlines the workflow for surveyors, contractors, engineers and mapping professionals.

MAGNET® Field

MAGNET Field provides a bright, graphical user interface with large touch icons and bright readable text. Select your color scheme Black, Gold, Blue, Silver, for your best visibility.

© 2013 Google Map Data

MAGNET® Enterprise

A managers dream of tracking all field and office data in one simple to access web interface. Store and exchange your field data in the Enterprise cloud.

MAGNET® Office

Full CAD functionality with MAGNET Office Site and Topo. Or field data processing with MAGNET Office Tools inside AutoCAD® products, like Civil3D®. The MAGNET Office solution has what you need.

Topcon DL-101C

SPECIFICATIONS

	DL-101C	DL-102C
TELESCOPE		
Magnification	32×	30×
Objective Aperture	45mm	
Field of view	1°20'	
Resolving power	3"	
COMPENSATOR		
Working Range	±12'	±15'
Setting Accuracy	±0.3"	±0.5"
HEIGHT MEASUREMENT		
Accuracy (Standard deviation for 1km double-run levelling)		
Electronic reading	0.4mm w/Invar staff	1.0mm w/Fiberglass staff
Optical reading	1.0mm	1.5mm
Least Count	0.1mm/0.01mm (0.00100.0001ft)	1mm/0.1mm (0.01/0.001ft)
DISTANCE MEASUREMENT		
Least Count	1cm/1mm	1cm
Accuracy	1cm to 5cm	
MEASURING RANGE	2m to 100m (7ft to 328ft). Fiberglass staff/Aluminum staff 2m to 60m (7ft to 197ft): Invar staff	
MEASURING TIME	3 sec.	
CIRCULAR LEVEL SENSITIVITY	8'/2mm	10'/2mm
OTHERS		
Display	2-line, 8-digit per line. Dot matrix LCD with backlight	
Data Storage	PCMCIA card (64KB to 2MB) Internal memory approx. 8,000 data	
Data Transmission	RS-232C port provided	
Keyboard	Alphanumeric input	
Timer	Built-in timer	
Horizontal Circle	360° or 400gon	
Power Supply	AA size dry cell batteries × 6 [Option: Rechargeable Battery BT-31Q]	
Operating Time	10 hours (Dry cell – Alkaline) [10 hours (BT-31Q Rechargeable Battery)]	
Ambient Temperature Range	-20°C to +50°C [-4°F to +122°F]	
Dimensions	237 × 198 × 141mm [9.33 × 7.72 × 5.55 inch]	
Weight	2.8 kg [6.16 lbs] (including on-board battery)	
Data Card	PC card based on PCMCIA (SRAM: 64K–2M byte)	
STAFF		
Aluminum staff SA-5M	Length: 5.0m [16.40ft] (Slide Type: 3 pcs.)	
Fiberglass staff SG-3M	Length: 3.0m [9.84ft] (1.5m [4.92ft] × 2 pcs.) Graduation: 1cm graduation with 5mm pattern (1mm surface)	
Invar staff SI-3/T or SI-3	Length: 3.0m [9.84ft]	

• Designs and specifications herein are subject to change without notice (E. & O.E.).

Important In order to obtain the best results with this instrument, please be sure to review all user instructions prior to operation.

STANDARD SET COMPONENTS

Instrument DL-101C or DL-102C (with lens cap) ....1 pc.
Carrying case ....1 pc.
Plastic rain cover ....1 pc.
Silicon cloth ....1 pc.
Plumb bob set ....1 set
Adjusting pin ....1 pc.
Instruction manual ....1 vol.
Dry battery holder DB-31 ....1 pc.
AA size dry cell batteries ....6 pcs.

OPTION

Rechargeable Battery BT-31Q
Battery charger BC-23B or BC-23C ....1 pc.
(AC120V) (AC230V)

TOPCON
TOPCON CORPORATION

TOPCON POSITIONING SYSTEMS, INC.
TOPCON EUROPE POSITIONING B.V.
TOPCON DEUTSCHLAND G.m.b.H.
TOPCON S.A.R.L.
TOPCON SCANDINAVIA A. B.
TOPCON (GREAT BRITAIN) LTD.
TOPCON SOUTH ASIA PTE. LTD.
TOPCON INSTRUMENTS (THAILAND) CO., LTD.
TOPCON INSTRUMENTS (MALAYSIA) SDN. BHD.
TOPCON KOREA CORPORATION
TOPCON CORPORATION BEIJING OFFICE
TOPCON CORPORATION DUBAI OFFICE

PRINTED WITH SOY INK
© TOPCON CORPORATION
Printed in Japan 9806-5KW-TOPCON-TPS

TOPCON

ELECTRONIC DIGITAL LEVEL

DL-101C/102C

Thales MobileMapper Pro

MobileMapper Pro

ESPECIFICACIONES TECNICAS

Componentes del sistema
- Receptor MobileMapper Pro y software para recogida de datos
- Software MobileMapper Office
- Cable serie de datos receptor-PC
- Tarjeta SD 16MB
- Guía básica y Manual de usuario
- 2 pilas AA

Precisión GPS (Horizontal, 95%)
- Autónomo en tiempo real: 7-10 m
- Tiempo real con WAAS/EGNOS o MobileMapper Beacon: < 3m
- Posprocesado: < 1 m
- Todos los márgenes de precisión consideran un entorno con el firmamento despejado, n.° sat. > 5 y PDOP < 4

Componentes GPS
- 12 canales GPS y WAAS/EGNOS independientes
- Puerto RS232 para enviar datos SIG/GPS y mensajes NMEA y recibir correcciones RTCM y alimentación external
- Antena de hélice cuadrifilar con rechazo de recepción múltiple

Capacidad de memoria interna
- 4 MB RAM
- Trajeta interna SD extraible de 16 MB; ampliable a 521 MB

Características físicas

Peso
- Receptor: 0,22 kg

Dimensiones
- Receptor: 16,5 cm x 7,3 cm x 3 cm

Interfaz de usuario
- Pantalla color, iluminada: 5,6 cm x 3,9 cm
- Resolución de la pantalla: 120 x 160
- Teclado, iluminado: 12 botones

Características de alimentación
- Tipo de batería: 2 pilas AA internas
- Duración de la batería: 8 horas con iluminación posterior (Ion Litio), a 25°C; 16 horas sin iluminación posterior
- Puerto de alimentación para un mayor tiempo de utilización (alimentación externa)

Características ambientales
- Temp. de funcionamiento: -10°C a 60°C
- Temp. de almacenamiento: -20°C a 70°C
- Condiciones: IEC-529 IPX7 Estándar (soporta inmersión durante >30 minutos, a 1 m de profundidad)
- Golpes: caída de 1,5 m sobre hormigón

Certificación de emisiones
- Inmunidad (EN 55022 Clase B)
- Susceptibilidad (50082-1)
- Certificación FCC y CE

Software de campo MobileMapper Pro

El software para campo de MobileMapper Pro (programado en el equipo) combina las funciones de recogida de datos GIS con características completas de navegación. Las capacidades de registro de datos GIS claves incluyen:
- Listas de atributos GIS para registrar descriptores del terreno
- Posibilidad de registrar Puntos, Líneas y Áreas.
- Función de desplazamiento para registrar descriptores de difícil acceso
- Función de "inserción" para grabar atributos sin cerrar otros descriptores que ya se están registrando, como por ejemplo un poste de teléfono, mientras realiza el levantamiento de un camino.
- Repetición de funciones, para un rápido registro de atributos con descriptores idénticos, Como por ejemplo, postes, a lo largo del camino.
- Utilidad de levantamiento de cuadrícula, para reunir mediciones distribuidas uniformemente (profundidad del agua, concentración química, etc.), requeridas para la generación de mapas de contorno.
- Software funcion para recoger datos para la corrección diferencial posprocesada

Software MobileMapper Office

MobileMapper Office es un software de oficina de fácil uso, que "enlazará" el receptor MobileMapper Pro con su Software GIS. Algunas de las funciones principales del software son

- Corrección diferential posprocesada con un margen de precisión inferior a un metro para datos registrados empleando el software del receptor
- Creación de lista de atributos
- Visualización y edición de datos GIS
- Carga de datos GIS y mapas base al receptor MobileMapper Pro
- Definición de cuadrículas para la recogida de datos
- Visualización de diferentes sistemas de coordenadas y datums de mapa.
- Exportación de datos a formatos SHP, MIF, DXF y CSV
- Georeferenciado de imagen ráster y compatibilidad con imagen de fondo

Requisitos de hardware para MobileMapper Office
- Windows® 95 / 98 / ME / NT4.0 o posterior / 2000 / XP
- Pentium, 133 MHz o superior
- 32 MB RAM
- 90 MB de espacio en el disco para su instalación

Idiomas
- Alemán
- Español
- Francés
- Inglés
- Ruso

Áreas de aplicación
- **Utilidades:** Mantenimiento de postes de electricidad/teléfono, redes de distribución y oleoductos/gaseoductos; elaboración de informes de daños a la propiedad, documentación de llamadas de servicio
- **Bosques:** Levantamiento de instalaciones, caminos de acceso, límites de arrendamiento, límites de incendios, plagas y habitantes.
- **Gestión de bienes corporativos o gubernamentales:** Gestión de bienes geográficamente dispersos, tales como parques, bocas de incendios, postes de alumbrado público y sistemas de irrigación.
- **Agricultura/trabajo de campo:** Planificación de operaciones; preparación de informes de cosecha y permisos de fumigación; levantamiento de instalaciones, lindes y caminos
- **Gestión medioambiental y de recursos:** Elaboración de informes de impacto ambiental, documentación de recursos hídricos y vertederos; levantamiento de fugas químicas, hábitat silvestre y daños ocasionados por tormentas
- **Seguridad pública:** Creacion de primeros planes de requesta, levantamiento de límites de incendios, rutas de acceso de extinción, ubicaciones de crímenes, repercusión de enfermedades...

Accesorios opcionales
- Tarjetas SD: 32MB y 64MB
- Soporte giratorio para embarcación o salpicadero de vehículo
- Soporte de montaje para parabrisas de vehículo
- Soporte de montaje para bicicleta
- Funda de transporte
- Antena externa
- Cable de alimentación/datos a PC
- Cable PC con adaptador para encendedor (12v)
- Cable serie a USB
- Receptor DGPS MobileMapper Beacon
- Cable serie de datos MobileMapper Beacon

(*) Precisión sujeta a: número de satélites, geometría, tiempo de medición y recepción de WAAS, entre otros factores.

Anexo 2: Detalle del Procedimiento Utilizado para la Construcción de Mojones

Monumentación sobre Terreno Natural

Una vez ubicado en el sitio del monumento a construir, primeramente se procedió a preparar el terreno. Lo cual consistió en limpiar de maleza, piedras, basura y demás obstáculos del área de trabajo, para tener así una superficie libre donde colocar los materiales y herramientas, además de una zona prevista para la mezcla de concreto.

Luego con la ayuda de pico y pala se excavó un agujero con forma circular de aproximadamente 0,40 m de profundidad por 0,35 m de diámetro, sobre el cual se vertió una pequeña cantidad de agua para suavizar el terreno y facilitar la inserción de la varilla. Seguidamente hacia el centro del hueco se incrustó la varilla con ayuda de un mazo, previendo que su punta quedara a unos 0,10 m sobre nivel del suelo.

Preparación del terreno, excavación y colocación de varilla principal del monumento.

Posteriormente tomando aproximadamente 35 kg de concreto premezclado (¾ partes de un saco de 50 kg), se adicionaron alrededor de 10 litros de agua para formar la mezcla de concreto, vertiendo así una primera capa sobre el fondo del hueco de aproximadamente 0,10 m de espesor.

Seguido se colocó la brida o flanger, de tal forma que la varilla principal se encontrara centrada dentro del cilindro. En los agujeros que posee la base de la brida, se introdujeron varillas de 10 mm de diámetro en posición diagonal, de manera que una parte de la varilla quedara entre la mezcla. Más adelante se esparció una segunda capa de concreto hasta llegar a una profundidad estimada de 0,20 m entre el nivel de la mezcla y el terreno.

Vertido de concreto, colocación de brida e incrustación de varillas de soporte del monumento.

Seguidamente se colocó el aro de PVC de 0,20 m de altura, buscando que el mismo quedara a nivel de terreno y centrado respecto a la corona de la brida. Una vez con el anillo en su lugar se vació la última capa de concreto premezclado, rellenando en su totalidad el monumento. Posteriormente con concreto fino y una cuchara de albañilería, se moldeó una ligera pendiente para el escurrimiento de agua superficial. Esta capa de concreto fino además sirvió para el posterior grabado del nombre del mojón.

Colocación de anillo de PVC, vertido final de concreto y afinado del monumento.

Con el uso de la lima y el centro de punto se trabajó sobre la varilla, primeramente se desgastó para darle una forma redondeada. Luego se colocó el centro de punto, realizando un marcado profundo sobre la varilla, de tal forma que la señal resultara clara e inequívoca. Una vez el concreto fino comenzó a endurecer se incrustó la plantilla con el afijo y numeración para el mojón, la cual fue presionada y retirada para dejar así grabada permanentemente la información del punto, tal como se observa en la Figura 40.

Desgaste de varilla de acerco, colocación de centro de punto y grabado sobre el monumento.

Posterior al proceso de fraguado del concreto, se dieron los últimos acabados al monumento, se utilizó pintura blanca con sellador para proteger la estructura y darle mayor visibilidad, con pintura roja se delineó el nombre del punto. Por último se empotró

una estaca de madera de 1,5 m sobre el terreno, contigua al mojón para facilitar su identificación. Lo anterior se muestra en la Figura 41.

Pintura base y acabados finales del monumento.

Monumentación Sobre Cordón y Acera.

Este proceso se dio en sitios donde en los alrededores existían estructuras rígidas, que se pudieron aprovechar para la materialización del vértice sin tener que recurrir al terreno natural, por ende supone un proceso menos laborioso respecto al anterior.

Básicamente consistió en un pin empotrado sobre el cordón de un caño o una acera. Para perforar el agujero se utilizó un taladro común con broca para concreto, este fue conectado a un inversor de corriente, el cual a su vez generaba la electricidad por medio de un automóvil. De haberse contado con un taladro de baterías el proceso se hubiera simplificado aún más, sin embargo no se disponía de dicha herramienta.
Para garantizar la adherencia del pegamento a la superficie se sopló el polvo resultante de la perforación con ayuda del mismo taladro. Seguido se rellenó el agujero con un pegamento especial capaz de adherir distintas superficies, entre las que se encuentran el metal y el concreto.

Perforación de superficie, limpieza y llenado con pegamento.

En este tipo de monumentación, para garantizar la permanencia del pin era esencial asegurar su adherencia. Para ello con ayuda de una segueta se realizaron marcas sobre el pin, luego se incrustó en el orificio junto con trozos de alambre, de tal forma que el mismo entrara forzado con la ayuda de un mazo. Por último se dieron los acabados finales de pintura y rotulación del nombre del punto, tal como se observa en la Figura 43.

Incrustación de pin, pintura base y nombre del monumento.

Anexo 3: Cronograma de Actividades Ejecutado en Campaña de Medición GNSS

Campaña de medición para red de densificación de Emisario Metropolitano

Día 1, 17/11/14	No. Sesiones	Hora Inicio	Hora Final	Punto a ocupar	Lugar	Receptor	Personal	Vehículo traslado
Móviles (Puntos Nuevos)	5 de 30 min clu	07:30:00	10:00:00	EM20	PTAR Los Tajos	R581	Geovanni Barrantes	1309
	5 de 30 min clu	07:30:00	10:00:00	EM22	MAG, Aeropuerto TB	R4B	José Morales	711
	5 de 30 min clu	07:30:00	10:00:00	EM17	Tajo, contiguo a Aeropuerto	R5B	Enrique Chacón	711
	5 de 30 min clu	07:30:00	10:00:00	GERO1	Frente a pista de Aeropuerto	R6B	Cesar Sanchez	1309
	8 de 30 min clu	07:30:00	11:30:00	EM15	Tajo, contiguo a Aeropuerto	R7B	Rodrigo Padilla	No se traslada
	8 de 30 min clu	07:30:00	11:30:00	EM16	Frente a pista Aeropuerto	R601	Guillermo Escobar	No se traslada
	Traslado de receptores R581, R4B, R5B y R6B de 10:00 a 10:30 am							
	2 de 30 min clu	10:30:00	11:30:00	EM18	Cerca de parada de buses por Aeropuerto	R581	Geovanni Barrantes	1309
	2 de 30 min clu	10:30:00	11:30:00	EM19	Contiguo parada de buses por Aeropuerto	R6B	Cesar Sanchez	1309
	2 de 30 min clu	10:30:00	11:30:00	EM13	Contiguo a Condominio Andalucía	R4B	José Morales	711
	2 de 30 min clu	10:30:00	11:30:00	EM14	Contiguo a malla de pista de Aeropuerto	R5B	Enrique Chacón	711
	Hora de Almuerzo/corte de mediciones de 11:30 a 13:00 pm							
	2 de 30 min clu	13:00:00	14:00:00	EM15	Tajo, contiguo a Aeropuerto	R7B	Rodrigo Padilla	No se traslada
	2 de 30 min clu	13:00:00	14:00:00	EM16	Frente a pista Aeropuerto	R601	Guillermo Escobar	No se traslada
	2 de 30 min clu	13:00:00	14:00:00	EM18	Cerca de parada de buses por Aeropuerto	R581	Geovanni Barrantes	1309
	2 de 30 min clu	13:00:00	14:00:00	EM19	Contiguo parada de buses por Aeropuerto	R6B	Cesar Sánchez	1309
	2 de 30 min clu	13:00:00	14:00:00	EM13	Contiguo a Condominio Andalucía	R4B	José Morales	711
	2 de 30 min clu	13:00:00	14:00:00	EM14	Contiguo a malla de pista de Aeropuerto	R5B	Enrique Chacón	711
Bases (Puntos Fijos)	1 sola sesión	07:30:00	14:00:00	LAGU	Lagunilla, frente a cementerio	R589	Randall Orozco y Juan Fonseca	1308
	1 sola sesión	07:30:00	14:00:00	W4	Los Lagos, Pozo W4	R590	Luis Calderón	No se traslada
	1 sola sesión	07:30:00	14:00:00	TS	Frente a cementerio obrero, tanques del sur	R603	Jacob Mora	No se traslada
	1 sola sesión	07:30:00	14:00:00	BELO	Belo Horizonte, Escazú	R604	Carlos Zamora	1666
	* De ser necesario hacer cambio de batería en los receptores de las bases se puede realizar entre las 12:00 y 13:00 **En el vehículo 1308 viajan Randall Orozco, Juan Fonseca y Luis Calderon. ***En el vehículo 1666 viajan Jacob Mora, Carlos Zamora y Rodrigo Sanchez							

Campaña de medicion para red de densificación de Emisario Metropolitano

Día 2, 19/11/14	No. Sesiónes	Hora Inicio	Hora Final	Punto a ocupar	Lugar	Receptor	Personal	Vehiculo traslado
Móviles (Puntos Nuevos)	4 de 30 min clu	07:00:00	09:00:00	EM13	Contiguo a Condominio Andalucía	R4B	José Morales	711
	4 de 30 min clu	07:00:00	09:00:00	EM14	Contiguo a malla de pista de Aeropuerto	R5B	Hugo Ugalde	711
	4 de 30 min clu	07:00:00	09:00:00	EM11	Parque, Urb Jardines de Rohrmoser	R7B	Rodrigo Padilla	1309
	4 de 30 min clu	07:00:00	09:00:00	EM12	Parque, Urb Jardines de Rohrmoser	R601	Guillermo Escobar	1309
	10 de 30 min clu	07:00:00	12:00:00	EM21	Zona verde, Condominio Paradisus	R861	Cesar Sánchez	No se traslada
	10 de 30 min clu	07:00:00	12:00:00	GERO13	Frente a Condominio Paradisus	R6B	Geovanni Barrantes	No se traslada
	Traslado de receptores R4B, R5B, R7B y R601 de 9:00 a 9:30							
	5 de 30 min clu	09:30:00	12:00:00	EM02	Serv. Pluvial, Urb Animas	R4B	José Morales	711
	5 de 30 min clu	09:30:00	12:00:00	EM04	frente a serv. Pluvial, Urb Animas	R5B	Hugo Ugalde	711
	5 de 30 min clu	09:30:00	12:00:00	EM03	Parque, Urb Animas	R7B	Rodrigo Padilla	1309
	5 de 30 min clu	09:30:00	12:00:00	EM10	Parque, Urb Gerona	R601	Guillermo Escobar	1309
	Hora de Almuerzo/corte de mediciones de 12:00 a 13:00							
	2 de 30 min clu	13:00:00	14:00:00	EM21	Zona verde, Condominio Paradisus	R861	Cesar Sánchez	No se traslada
	2 de 30 min clu	13:00:00	14:00:00	GERO13	Frente a Condominio Paradisus	R6B	Geovanni Barrantes	No se traslada
	2 de 30 min clu	13:00:00	14:00:00	EM12	Parque, Urb Jardines de Rohrmoser	R4B	José Morales	711
	2 de 30 min clu	13:00:00	14:00:00	EM11	Parque, Urb Jardines de Rohrmoser	R5B	Hugo Ugalde	711
	2 de 30 min clu	13:00:00	14:00:00	EM01	Parque, Urb Cristal	R7B	Rodrigo Padilla	1309
	2 de 30 min clu	13:00:00	14:00:00	RTW07	Cancha de basquet ball, Urb Cristal	R601	Guillermo Escobar	1309
Bases (Puntos Fijos)	1 sola sesión	07:30:00	14:00:00	LAGU	Lagunilla, frente a cementerio	R589	Randall Orozco y Juan Fonseca	1308
	1 sola sesión	07:30:00	14:00:00	W4	Los Lagos, Pozo W4	R590	Luis Calderón	No se traslada
	1 sola sesión	07:30:00	14:00:00	TS	Frente a cementerio obrero, tanques del sur	R603	Jacob Mora	No se traslada
	1 sola sesión	07:30:00	14:00:00	BELO	Belo Horizonte, Escazú	R604	Carlos Zamora	1666
	* De ser necesario hacer cambio de bateria en los receptores de las bases se puede realizar entre las 12:00 y 13:00 **En el vehiculo 1308 viajan Randall Orozco, Juan Fonseca y Luis Calderon. ***En el vehiculo 1666 viajan Jacob Mora, Carlos Zamora y Rodrigo Sanchez							

Campaña de medicion para red de densificación de Emisario Metropolitano

Dia 3, 21/11/14	No. Sesiónes	Hora Inicio	Hora Final	Punto a ocupar	Lugar	Receptor	Personal	Vehiculo traslado
Móviles (Puntos Nuevos)	10 de 30 min clu	07:00:00	12:00:00	EM03	Parque, Urb Animas	R861	Rodrigo Padilla	No se traslada
	10 de 30 min clu	07:00:00	12:00:00	EM06	Frente a apartamentos, Urb Animas	R601	Guillermo Escobar	No se traslada
	4 de 30 min clu	07:00:00	09:00:00	EM09	Diagonal a Plaza Mayor	R7B	Geovanni Barrantes	1309
	4 de 30 min clu	07:00:00	09:00:00	EM10	Parque, Urb Gerona	R6B	Cesar Sánchez	1309
	4 de 30 min clu	07:00:00	09:00:00	EM07	Parque, Urb Gerona	R4B	José Morales	711
	4 de 30 min clu	07:00:00	09:00:00	EM08	Parque contiguo a Plaza Mayor	R5B	Hugo Ugalde	711
	Traslado de receptores R4B, R5B, R6B y R7B de 9:00 a 9:30							
	5 de 30 min clu	09:30:00	12:00:00	EM05	Parque, Urb Animas	R4B	José Morales	711
	5 de 30 min clu	09:30:00	12:00:00	EM04	Serv. Pluvial, Urb Animas	R5B	Hugo Ugalde	711
	5 de 30 min clu	09:30:00	12:00:00	EM01	Parque, Urb Cristal	R7B	Geovanni Barrantes	1309
	5 de 30 min clu	09:30:00	12:00:00	RTW07	Cancha de basquet ball, Urb Cristal	R6B	Cesar Sánchez	1309
	Hora de Almuerzo/corte de mediciones de 12:00 a 13:00							
	2 de 30 min clu	13:00:00	14:00:00	EM01	Parque, Urb Cristal	R7B	Geovanni Barrantes	No se traslada
	2 de 30 min clu	13:00:00	14:00:00	RTW07	Cancha de basquet ball, Urb Cristal	R6B	Cesar Sánchez	No se traslada
	2 de 30 min clu	13:00:00	14:00:00	EM05	Parque, Urb Animas	R4B	José Morales	711
	2 de 30 min clu	13:00:00	14:00:00	EM02	Serv. Pluvial, Urb Animas	R5B	Hugo Ugalde	711
	2 de 30 min clu	13:00:00	14:00:00	EM13	Contiguo a Condominio Andalucía	R601	Guillermo Escobar	1309
	2 de 30 min clu	13:00:00	14:00:00	EM11	Parque, Urb Jardines de Rohrmoser	R861	Rodrigo Padilla	1309
Bases (Puntos Fijos)	1 sola sesión	07:30:00	14:00:00	LAGU	Lagunilla, frente a cementerio	R589	Randall Orozco y Juan Fonseca	1308
	1 sola sesión	07:30:00	14:00:00	W4	Los Lagos, Pozo W4	R590	Luis Calderón	No se traslada
	1 sola sesión	07:30:00	14:00:00	TS	Frente a cementerio obrero, tanques del sur	R603	Jacob Mora	No se traslada
	1 sola sesión	07:30:00	14:00:00	BELO	Belo Horizonte, Escazú	R604	Carlos Zamora	1666

* De ser necesario hacer cambio de bateria en los receptores de las bases se puede realizar entre las 12:00 y 13:00
**En el vehiculo 1308 viajan Randall Orozco, Juan Fonseca y Luis Calderon.
***En el vehiculo 1666 viajan Jacob Mora, Carlos Zamora y Rodrigo Sanchez

Anexo 4: Costos Estimados de las Principales Actividades del Proyecto

Actividad	Elemento	Valor Unitario ¢	Unidad	Cantidad	Costo ¢
Monumentación Terreno natural	Varilla deformada de acero 20 mm Ø	867,06	metro	17,00	14 740,02
	Varilla deformada de acero 10 mm Ø	217,30	metro	13,60	2 955,23
	Brida de hierro dúctil 75 mm Ø	25 000,00	unidad	17,00	425 000,00
	Tubo de PCV SDR26 250 mm Ø	33 666,67	metro	3,40	114 466,67
	Concreto premezclado de 210 kg/cm²	81,81	kilogramo	595,00	48 677,90
	Pintura acrilica base con sellador	4 916,26	litro	0,68	3 343,06
	Mano de obra personal tecnico	3 500,00	hora	102,00	357 000,00
				Total =	**₡ 966 182,88**
				Costo por monumento =	**₡ 56 834,29**
Monumentación Cordón y acera	Pin galvanizado 19 mm Ø	250,00	unidad	5,00	1 250,00
	Pegamento	28,88	mililitro	50,00	1 443,98
	Pintura acrilica base con sellador	4 916,26	litro	0,20	983,25
	Mano de obra personal tecnico	3 500,00	hora	5,00	17 500,00
				Total =	**₡ 21 177,23**
				Costo por monumento =	**₡ 4 235,45**
Ejecución de Lineas de nivelación	Uso de equipo para nivelación de precisión	80 000,00	equipo x día	44,00	3 520 000,00
	Salario Asistente por jornales ocacionales	14 780,60	jornada	66,00	975 519,63
	Salario asistente gestor experto	20 785,22	jornada	45,00	935 334,87
	Salario profesional ejecutivo general	32 332,56	jornada	15,00	484 988,45
	Salario profesional ejecutivo experto	73 903,00	jornada	22,00	1 625 866,05
				Total =	**₡ 7 541 709,01**
				Costo por linea ida y vuelta =	**₡ 171 402,48**
Campaña de medición GNSS	Uso de equipo para mediciones GNSS	100 000,00	equipo x día	30,00	3 000 000,00
	Salario Asistente por jornales ocacionales	14 780,60	jornada	18,00	266 050,81
	Salario asistente gestor experto	20 785,22	jornada	6,00	124 711,32
	Salario profesional ejecutivo general	32 332,56	jornada	3,00	96 997,69
	Salario profesional ejecutivo experto	73 903,00	jornada	6,00	443 418,01
				Total =	**₡ 3 931 177,83**
				Costo por linea base L.I. =	**₡ 13 371,35**

Nota. L.I. = Linealmente independiente.
El monto relativo al uso del equipo de medición, representa costo por concepto de alquiler, que se hubiese tenido que pagar de no contar la institución con el equipo.

Anexo 5: Criterios de Clasificación de Redes y Aplicaciones Según IPGH

HORIZONTAL

Espaciado km / Orden de Precisión	Designación del Espaciado 1	2	3	4
	(0.02 - 0.1)	(0.1 - 1)	(1 - 5)	(5 - 10)
	mm	mm	mm	mm
A+ Región de confianza de 95%	1 - 2	2 - 12	12 - 52	52 - 102
σ	0.4 - 0.8	0.8 - 4.8	4.8 - 20.8	20.8 - 40.8
A Región de confianza de 95%	2 - 4	4 - 24	24 - 104	104 - 204
σ	0.8 - 1.6	1.6 - 9.6	9.6 - 41.6	41.6 - 81.6
B Región de confianza de 95%	5 - 10	10 - 60	60 - 260	260 - 510
σ	2 - 4	4 - 24	24 - 104	104 - 204
C Región de confianza de 95%	12 - 24	24 - 144		
σ	4.8 - 9.6	9.6 - 57.6		

VERTICAL

Espaciado km / Orden de Precisión	Designación del Espaciado 1	2	3	4
	(0.02 - 0.1)	(0.1 - 1)	(1 - 5)	(5 - 10)
	mm	mm	mm	mm
A+ Región de confianza de 95%	0.15 - 0.3	0.3 - 1	1 - 2.2	2.2 - 3.2
σ	0.08 - 0.15	0.15 - 0.5	0.5 - 1.1	1.1 - 1.6
A Región de confianza de 95%	0.3 - 0.6	0.6 - 2	2 - 4.5	4.5 - 6.3
σ	0.15 - 0.3	0.3 - 1	1 - 2.2	2.2 - 3.2
B Región de confianza de 95%	0.6 - 1.2	1.2 - 4	4 - 9	9 - 12.6
σ	0.3 - 0.6	0.6 - 2	2 - 4.5	4.5 - 6.3
C Región de confianza de 95%	1.2 - 2.4	2.4 - 8		
σ	0.6 - 1.2	1.2 - 4		

EJEMPLOS DE APLICACIONES

Espaciado km / Orden de Precisión	Designación de Espaciado 1	2	3	4
	0.2 - 0.1	0.1 - 1	1 - 5	5 - 10
A+	MC, AE, ME	MC, AE, ME	MC	MC
A	MC, AE, ME	MC, AE, ME	ZU(1), ZU(2) FM, ZU	ZU(1), ZU(2) FM, ZI
B	ZU(3), ZU(4) MC, ME	ZU(4), ZU(5) ZU(6), PI, MC	PI, FM ZU(6)	PI, FM
C	ZU(4)	ZU(5), ZU(6)		

ZU Zonas Urbanas
(1) Control Geodésico de Primer Orden
(2) Control de Densificación
(3) Cartografía
(4) Catastro I
(5) Catastro II
(6) Servicios Urbanos
MC Movimientos Volcánicos, Sísmicos; Movimientos de la Corteza Terrestre
ME Movimientos de Estructuras
AE Alineamientos de Estructuras
ZI Control de Zona Industrial
PI Proyectos de Ingeniería Civil
FM Control para Fines Múltiples

Anexo 6: Fichas Descriptivas de Puntos de la Red Plani-Altimétrica Establecida

UNIVERSIDAD DE COSTA RICA

PRACTICA DIRIGIDA: *ESTABLECIMIENTO DE RED PLANI-ALTIMÉTRICA BASE PARA EL EMPLAZAMIENTO Y FUTURO CONTROL DE EMISARIO FINAL DEL PROYECTO DE MEJORAMIENTO AMBIENTAL DEL ÁREA METROPOLITANA DE SAN JOSÉ*

NOMBRE DE PUNTO: EM01	FICHA: 01 FECHA: NOV 2014

PROVINCIA:	CANTÓN:	DISTRITO:
01 SAN JOSÉ	01 SAN JOSÉ	07 URUCA

SITIO:
PARQUE URBANIZACIÓN CRISTAL

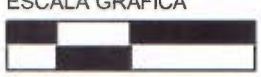
COORDENADAS GEODÉSICAS
φ = 09°57'14,46967" N λ = 84°07'12,86389" W

COORDENADAS SISTEMA DE PROYECCIÓN CRTM05
N = 1 100 661,3380 m ± 1,8 mm E = 486 816,4266 m ± 1,8 mm

ALTURA ORTOMÉTRICA:
1041,6044 m ± 1,4 mm

DESCRIPCIÓN:
MONUMENTO SOBRE TERRENO NATURAL, VARILLA DE CONSTRUCCIÓN DE 19 mm Ø INCRUSTADA EN ESTRUCTURA DE CONCRETO DE 250 mm Ø EN COSTADO SUR DE PARQUE DE URBANIZACIÓN CRISTAL.

ESCALA GRÁFICA



0 5 25 50 m

SIMBOLOGÍA:
- CORDON Y ACERA
- LINEA DE CONSTRUCCION
- REFERENCIAS
- ▲ MOJÓN

N

UNIVERSIDAD DE COSTA RICA

PRACTICA DIRIGIDA: *ESTABLECIMIENTO DE RED PLANI-ALTIMÉTRICA BASE PARA EL EMPLAZAMIENTO Y FUTURO CONTROL DE EMISARIO FINAL DEL PROYECTO DE MEJORAMIENTO AMBIENTAL DEL ÁREA METROPOLITANA DE SAN JOSÉ*

NOMBRE DE PUNTO: EM02	FICHA: 02 FECHA: NOV 2014

PROVINCIA:	CANTÓN:	DISTRITO:
01 SAN JOSÉ	01 SAN JOSÉ	07 URUCA

SITIO:
SERVIDUMBRE PLUVIAL URBANIZACIÓN ÁNIMA

COORDENADAS GEODÉSICAS
φ = 9°57'02,63402" N λ = 84°07'14,73021" W

COORDENADAS SISTEMA DE PROYECCIÓN CRTM05
N = 1 100 297,7521 m ± 1,2 mm E = 486 759,4520 m ± 1,4 mm

ALTURA ORTOMÉTRICA:
1053,4198 m ± 2,0 mm

DESCRIPCIÓN:
MONUMENTO SOBRE TERRENO NATURAL, VARILLA DE CONSTRUCCIÓN DE 19 mm Ø INCRUSTADA EN ESTRUCTURA DE CONCRETO DE 250 mm Ø SOBRE COSTADO OESTE DE SERVIDUMBRE PLUVIAL DE URBANIZACIÓN ÁNIMA.

ESCALA GRÁFICA

0 5 25 50 m

SIMBOLOGÍA:
- CORDON Y ACERA
- LINEA DE CONSTRUCCION

REFERENCIAS
▲ MOJÓN

N

UNIVERSIDAD DE COSTA RICA

PRACTICA DIRIGIDA: *ESTABLECIMIENTO DE RED PLANI-ALTIMÉTRICA BASE PARA EL EMPLAZAMIENTO Y FUTURO CONTROL DE EMISARIO FINAL DEL PROYECTO DE MEJORAMIENTO AMBIENTAL DEL ÁREA METROPOLITANA DE SAN JOSÉ*

NOMBRE DE PUNTO: EM03	FICHA: 03 FECHA: NOV 2014

PROVINCIA:	CANTÓN:	DISTRITO:
01 SAN JOSÉ	01 SAN JOSÉ	07 URUCA

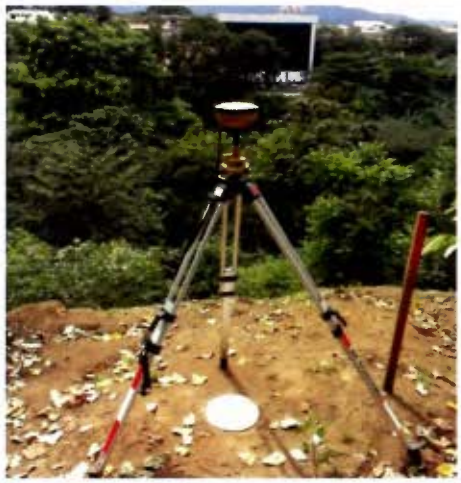
SITIO:
PARQUE, URBANIZACIÓN ANIMA

COORDENADAS GEODÉSICAS
φ = 09°56'51,65152" N λ = 84°07'06,50818" W

COORDENADAS SISTEMA DE PROYECCIÓN CRTM05
N = 1 099 960,2654 m ± 1,4 mm E = 487 009,7496 m ± 1,4 mm

ALTURA ORTOMÉTRICA:
1069,4867 m ± 2,0 mm

DESCRIPCIÓN:
MONUMENTO SOBRE TERRENO NATURAL, VARILLA DE CONSTRUCCIÓN DE 19 mm Ø INCRUSTADA EN ESTRUCTURA DE CONCRETO DE 250 mm Ø, EN PARQUE DIAGONAL A CALLE 86 Y AVENIDA 29.



ESCALA GRÁFICA

0 5 25 50 m

SIMBOLOGÍA:
- CORDON Y ACERA
- LINEA DE CONSTRUCCION
- REFERENCIAS
- ▲ MOJÓN
- POSTE

N

UNIVERSIDAD DE COSTA RICA

PRACTICA DIRIGIDA: *ESTABLECIMIENTO DE RED PLANI-ALTIMÉTRICA BASE PARA EL EMPLAZAMIENTO Y FUTURO CONTROL DE EMISARIO FINAL DEL PROYECTO DE MEJORAMIENTO AMBIENTAL DEL ÁREA METROPOLITANA DE SAN JOSÉ*

NOMBRE DE PUNTO: EM04

FICHA: 04
FECHA: NOV 2014

PROVINCIA: 01 SAN JOSÉ

CANTÓN: 01 SAN JOSÉ

DISTRITO: 07 URUCA

SITIO:
AVENIDA 35, URBANIZACIÓN ANIMA

COORDENADAS GEODÉSICAS
φ = 09°57'02,42032" N λ = 84°07'12,92241" W

COORDENADAS SISTEMA DE PROYECCIÓN CRTM05
N = 1 100 291,1672 m ± 1,0 mm E = 486 814,5097 m ± 1,0 mm

ALTURA ORTOMÉTRICA:
1059,6214 m ± 2,0 mm

DESCRIPCIÓN:
PIN GALVANIZADO DE 9 mm Ø EMPOTRADO EN CORDÓN DE CAÑO, EN AVENIDA 35 DE URBANIZACIÓN ANIMA, FRENTE A SERVIDUMBRE PLUVIAL, CONTIGUO A HIDRANTE.

ESCALA GRÁFICA

0 5 25 50 m

SIMBOLOGÍA:
- CORDON Y ACERA
- LINEA DE CONSTRUCCION
- REFERENCIAS
- MOJÓN
- POSTE

N

UNIVERSIDAD DE COSTA RICA

PRACTICA DIRIGIDA: *ESTABLECIMIENTO DE RED PLANI-ALTIMÉTRICA BASE PARA EL EMPLAZAMIENTO Y FUTURO CONTROL DE EMISARIO FINAL DEL PROYECTO DE MEJORAMIENTO AMBIENTAL DEL ÁREA METROPOLITANA DE SAN JOSÉ*

NOMBRE DE PUNTO: EM05	FICHA: 05 FECHA: NOV 2014

PROVINCIA:	CANTÓN:	DISTRITO:
01 SAN JOSÉ	01 SAN JOSÉ	07 URUCA

SITIO:
PARQUE, URBANIZACIÓN ANIMA

COORDENADAS GEODÉSICAS
φ = 09°56'55,65128" N λ = 84°07'06,82411" W

COORDENADAS SISTEMA DE PROYECCIÓN CRTM05
N = 1 100 083,1465 m ± 1,6 mm E = 487 000,1713 m ± 1,6 mm

ALTURA ORTOMÉTRICA:
1071,9110 m ± 2,0 mm

DESCRIPCIÓN:
PIN GALVANIZADO DE 9 mm Ø EMPOTRADO EN ACERA, DENTRO DE PARQUE DE URBANIZACIÓN ANIMA, FRENTE A EDIFICIO INS.

ESCALA GRÁFICA

0 5 25 50 m

SIMBOLOGIA:
- CORDON Y ACERA
- LINEA DE CONSTRUCCION
- REFERENCIAS
- ▲ MOJÓN
- POSTE

N

UNIVERSIDAD DE COSTA RICA

PRACTICA DIRIGIDA: *ESTABLECIMIENTO DE RED PLANI-ALTIMÉTRICA BASE PARA EL EMPLAZAMIENTO Y FUTURO CONTROL DE EMISARIO FINAL DEL PROYECTO DE MEJORAMIENTO AMBIENTAL DEL ÁREA METROPOLITANA DE SAN JOSÉ*

NOMBRE DE PUNTO: EM06	FICHA: 06 FECHA: NOV 2014

PROVINCIA:	CANTÓN:	DISTRITO:
01 SAN JOSÉ	01 SAN JOSÉ	07 URUCA

SITIO:
AVENIDA 29, URBANIZACIÓN ANIMA

COORDENADAS GEODÉSICAS
φ = 09°56'51,63866" N λ = 84°07'00,76225" W

COORDENADAS SISTEMA DE PROYECCIÓN CRTM05
N = 1 099 959,8083 m ± 1,2 mm E = 487 184,7547 m ± 1,2 mm

ALTURA ORTOMÉTRICA:
1071,5243 m ± 2,0 mm

DESCRIPCIÓN:
PIN GALVANIZADO DE 9 mm Ø EMPOTRADO CORDÓN DE CAÑO, AL SUR DEL HOSPITAL DEL TRAUMA, SOBRE AVENIDA 29, FRENTE A APARTAMENTOS KRA TAM KRA.

ESCALA GRÁFICA

0 5 25 50 m

SIMBOLOGIA:
- CORDON Y ACERA
- LINEA DE CONSTRUCCION
- REFERENCIAS
- ▲ MOJÓN
- POSTE

N

UNIVERSIDAD DE COSTA RICA

PRACTICA DIRIGIDA: *ESTABLECIMIENTO DE RED PLANI-ALTIMÉTRICA BASE PARA EL EMPLAZAMIENTO Y FUTURO CONTROL DE EMISARIO FINAL DEL PROYECTO DE MEJORAMIENTO AMBIENTAL DEL ÁREA METROPOLITANA DE SAN JOSÉ*

NOMBRE DE PUNTO: EM07	FICHA: 07 FECHA: NOV 2014

PROVINCIA:	CANTÓN:	DISTRITO:
01 SAN JOSÉ	01 SAN JOSÉ	09 PAVAS

SITIO:
PARQUE, URBANIZACIÓN GEROMA

COORDENADAS GEODÉSICAS
φ = 09°56'45,50457" N λ = 84°07'03,93279" W

COORDENADAS SISTEMA DE PROYECCIÓN CRTM05
N = 1 099 771,3953 m ± 1,4 mm E = 487 088,1219 m ± 1,4 mm

ALTURA ORTOMÉTRICA:
1070,2277 m ± 1,6 mm

DESCRIPCIÓN:
MONUMENTO SOBRE TERRENO NATURAL, VARILLA DE CONSTRUCCIÓN DE 19 mm Ø INCRUSTADA EN ESTRUCTURA DE CONCRETO DE 250 mm Ø, EN PARQUE DE URBANIZACIÓN GEROMA, COSTADO NOROESTE DE CENTRO COMERCIAL PLAZA MAYOR.

ESCALA GRÁFICA

0 5 25 50 m

SIMBOLOGÍA:
– CORDON Y ACERA
– LINEA DE CONSTRUCCION
REFERENCIAS
▲ MOJÓN
POSTE

N

UNIVERSIDAD DE COSTA RICA

PRACTICA DIRIGIDA: *ESTABLECIMIENTO DE RED PLANI-ALTIMÉTRICA BASE PARA EL EMPLAZAMIENTO Y FUTURO CONTROL DE EMISARIO FINAL DEL PROYECTO DE MEJORAMIENTO AMBIENTAL DEL ÁREA METROPOLITANA DE SAN JOSÉ*

NOMBRE DE PUNTO: EM08		FICHA: 08 FECHA: NOV 2014
PROVINCIA: 01 SAN JOSÉ	CANTÓN: 01 SAN JOSÉ	DISTRITO: 09 PAVAS

SITIO:
ÁREA COMUNAL, URBANIZACIÓN ROHRMOSER OESTE

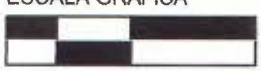
COORDENADAS GEODÉSICAS
φ = 09°56'44,25589" N λ = 84°07'00,22003" W

COORDENADAS SISTEMA DE PROYECCIÓN CRTM05
N = 1 099 732,9943 m ± 1,2 mm E = 487 201,1896 m ± 1,4 mm

ALTURA ORTOMÉTRICA:
1079,5573 m ± 2,2 mm

DESCRIPCIÓN:
MONUMENTO SOBRE TERRENO NATURAL, VARILLA DE CONSTRUCCIÓN DE 19 mm Ø INCRUSTADA EN ESTRUCTURA DE CONCRETO DE 250 mm Ø, EN ÁREA COMUNAL DE URBANIZACIÓN ROHRMOSER OESTE, COSTADO NORTE DE AUTOMERCADO.

ESCALA GRÁFICA



0 5 25 50 m

SIMBOLOGÍA:
– CORDON Y ACERA
– LINEA DE CONSTRUCCION

REFERENCIAS
▲ MOJÓN
POSTE

N

UNIVERSIDAD DE COSTA RICA

PRACTICA DIRIGIDA: *ESTABLECIMIENTO DE RED PLANI-ALTIMÉTRICA BASE PARA EL EMPLAZAMIENTO Y FUTURO CONTROL DE EMISARIO FINAL DEL PROYECTO DE MEJORAMIENTO AMBIENTAL DEL ÁREA METROPOLITANA DE SAN JOSÉ*

NOMBRE DE PUNTO: EM09

FICHA: 09
FECHA: NOV 2014

PROVINCIA: 01 SAN JOSÉ

CANTÓN: 01 SAN JOSÉ

DISTRITO: 09 PAVAS

SITIO:
AVENIDA 27, CALLE 88, URBANIZACIÓN GEROMA

COORDENADAS GEODÉSICAS
φ = 09°56'43,27841" N λ = 84°07'06,50582" W

COORDENADAS SISTEMA DE PROYECCIÓN CRTM05
N = 1 099 703,0328 m ± 1,4 mm E = 487 009,7295 m ± 1,6 mm

ALTURA ORTOMÉTRICA:
1075,0547 m ± 1,8 mm

DESCRIPCIÓN:
PIN GALVANIZADO DE 9 mm Ø EMPOTRADO EN CORDÓN DE CAÑO, EN INTERSECCION ENTRE AVENIDA 27 Y CALLE 88, URBANIZACIÓN GEROMA, COSTADO NOROESTE DE CENTRO COMERCIAL PLAZA MAYOR.

ESCALA GRAFICA

0 5 25 50 m

SIMBOLOGIA:
- CORDON Y ACERA
- LINEA DE CONSTRUCCION

REFERENCIAS
▲ MOJÓN

N

UNIVERSIDAD DE COSTA RICA

PRACTICA DIRIGIDA: *ESTABLECIMIENTO DE RED PLANI-ALTIMÉTRICA BASE PARA EL EMPLAZAMIENTO Y FUTURO CONTROL DE EMISARIO FINAL DEL PROYECTO DE MEJORAMIENTO AMBIENTAL DEL ÁREA METROPOLITANA DE SAN JOSÉ*

NOMBRE DE PUNTO: EM10		FICHA: 10 FECHA: NOV 2014
PROVINCIA: 01 SAN JOSÉ	CANTÓN: 01 SAN JOSÉ	DISTRITO: 09 PAVAS

SITIO:
PARQUE, TRANSVERSAL 88

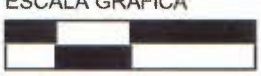
COORDENADAS GEODÉSICAS
φ = 09°56'49,34851" N λ = 84°07'10,46859" W

COORDENADAS SISTEMA DE PROYECCIÓN CRTM05
N = 1 099 889,5574 m ± 1,2 mm E = 486 889,1010 m ± 1,4 mm

ALTURA ORTOMÉTRICA:
1065,6821 m ± 1,8 mm

DESCRIPCIÓN:
MONUMENTO SOBRE TERRENO NATURAL, VARILLA DE CONSTRUCCIÓN DE 19 mm Ø INCRUSTADA EN ESTRUCTURA DE CONCRETO DE 250 mm Ø, EN PARQUE DIAGONAL A INTERSECCIÓN ENTRE CALLE 92 Y TRANSVERSAL 88, CONTIGUO A INFOCOM.

ESCALA GRÁFICA



0 5 25 50 m

SIMBOLOGÍA:
– CORDON Y ACERA
– LINEA DE CONSTRUCCION
REFERENCIAS
▲ MOJÓN

N

UNIVERSIDAD DE COSTA RICA

PRACTICA DIRIGIDA: *ESTABLECIMIENTO DE RED PLANI-ALTIMÉTRICA BASE PARA EL EMPLAZAMIENTO Y FUTURO CONTROL DE EMISARIO FINAL DEL PROYECTO DE MEJORAMIENTO AMBIENTAL DEL ÁREA METROPOLITANA DE SAN JOSÉ*

NOMBRE DE PUNTO: EM11	FICHA: 11 FECHA: NOV 2014

PROVINCIA:	CANTÓN:	DISTRITO:
01 SAN JOSÉ	01 SAN JOSÉ	09 PAVAS

SITIO:
PARQUE, URBANIZACIÓN JARDINES DE ROHRMOSER

COORDENADAS GEODÉSICAS
φ = 09°57'22,13945" N λ = 84°07'33,22104" W

COORDENADAS SISTEMA DE PROYECCIÓN CRTM05
N = 1 100 897,1937 m ± 1,4 mm E = 486 196,5050 m ± 1,4 mm

ALTURA ORTOMÉTRICA:
1023,6764 m ± 3,5 mm

DESCRIPCIÓN:
MONUMENTO SOBRE TERRENO NATURAL, VARILLA DE CONSTRUCCIÓN DE 19 mm Ø INCRUSTADA EN ESTRUCTURA DE CONCRETO DE 250 mm Ø. EN SECTOR NORTE DE PARQUE DE URBANIZACIÓN JARDINES DE ROHRMOSER.

ESCALA GRÁFICA

0 5 25 50 m

SIMBOLOGÍA:
- CORDON Y ACERA
- LINEA DE CONSTRUCCION
- REFERENCIAS
- ▲ MOJÓN

N →

UNIVERSIDAD DE COSTA RICA

PRACTICA DIRIGIDA: *ESTABLECIMIENTO DE RED PLANI-ALTIMÉTRICA BASE PARA EL EMPLAZAMIENTO Y FUTURO CONTROL DE EMISARIO FINAL DEL PROYECTO DE MEJORAMIENTO AMBIENTAL DEL ÁREA METROPOLITANA DE SAN JOSÉ*

NOMBRE DE PUNTO: EM12	FICHA: 12 FECHA: NOV 2014

PROVINCIA:	CANTÓN:	DISTRITO:
01 SAN JOSÉ	01 SAN JOSÉ	09 PAVAS

SITIO.
PARQUE, URBANIZACIÓN JARDINES DE ROHRMOSER

COORDENADAS GEODÉSICAS
φ = 09°57'19,20304" N λ = 84°07'33,51277" W

COORDENADAS SISTEMA DE PROYECCIÓN CRTM05
N = 1 100 806,9868 m ± 1,2 mm E = 486 187,5856 m ± 1,2 mm

ALTURA ORTOMÉTRICA:
1035,0262 m ± 3,5 mm

DESCRIPCIÓN:
MONUMENTO SOBRE TERRENO NATURAL, VARILLA DE CONSTRUCCIÓN DE 19 mm Ø INCRUSTADA EN ESTRUCTURA DE CONCRETO DE 250 mm Ø, EN SECTOR SUR DE PARQUE DE URBANIZACIÓN JARDINES DE ROHRMOSER.

ESCALA GRÁFICA

0 5 25 50 m

SIMBOLOGÍA:
- CORDON Y ACERA
- LINEA DE CONSTRUCCION

REFERENCIAS
▲ MOJÓN

N →

UNIVERSIDAD DE COSTA RICA

PRACTICA DIRIGIDA: *ESTABLECIMIENTO DE RED PLANI-ALTIMÉTRICA BASE PARA EL EMPLAZAMIENTO Y FUTURO CONTROL DE EMISARIO FINAL DEL PROYECTO DE MEJORAMIENTO AMBIENTAL DEL ÁREA METROPOLITANA DE SAN JOSÉ*

NOMBRE DE PUNTO: EM13

FICHA: 13
FECHA: NOV 2014

PROVINCIA: 01 SAN JOSÉ
CANTÓN: 01 SAN JOSÉ
DISTRITO: 09 PAVAS

SITIO:
ZONA DE PROTECCIÓN, CONDOMINIO ANDALUCÍA

COORDENADAS GEODÉSICAS
φ = 09°57'29,05578" N λ = 84°07'42,54232" W

COORDENADAS SISTEMA DE PROYECCIÓN CRTM05
N = 1 101 109,7814 m ± 1,4 mm E = 485 912,6940 m ± 1,4 mm

ALTURA ORTOMÉTRICA:
1007,4410 m ± 3,9 mm

DESCRIPCIÓN:
MONUMENTO SOBRE TERRENO NATURAL, VARILLA DE CONSTRUCCIÓN DE 19 mm Ø INCRUSTADA EN ESTRUCTURA DE CONCRETO DE 250 mm Ø, EN ZONA DE PROTECCIÓN DE ACEQUIA, COSTADO NOROESTE DE CONDOMINIO ANDALUCÍA.

ESCALA GRÁFICA

0 5 25 50 m

SIMBOLOGÍA:
– CORDON Y ACERA
– LINEA DE CONSTRUCCION

REFERENCIAS
▲ MOJÓN

N →

UNIVERSIDAD DE COSTA RICA

PRACTICA DIRIGIDA: *ESTABLECIMIENTO DE RED PLANI-ALTIMÉTRICA BASE PARA EL EMPLAZAMIENTO Y FUTURO CONTROL DE EMISARIO FINAL DEL PROYECTO DE MEJORAMIENTO AMBIENTAL DEL ÁREA METROPOLITANA DE SAN JOSÉ*

NOMBRE DE PUNTO: EM14

FICHA: 14
FECHA: NOV 2014

PROVINCIA: 01 SAN JOSÉ

CANTÓN: 01 SAN JOSÉ

DISTRITO: 09 PAVAS

SITIO:
AEROPUERTO TOBIAS BOLAÑOS

COORDENADAS GEODÉSICAS
φ = 09°57'25,01080" N λ = 84°07'43,46349" W

COORDENADAS SISTEMA DE PROYECCIÓN CRTM05
N = 1 100 985,5251 m ± 1,2 mm E = 485 884,5903 m ± 1,4 mm

ALTURA ORTOMÉTRICA:
1014,0583 m ± 3,9 mm

DESCRIPCIÓN:
MONUMENTO SOBRE TERRENO NATURAL, VARILLA DE CONSTRUCCIÓN DE 19 mm Ø INCRUSTADA EN ESTRUCTURA DE CONCRETO DE 250 mm Ø, COSTADO ESTE DE AEROPUERTO TOBÍAS BOLAÑOS, CONTIGUO A MALLA CICLÓNICA.

ESCALA GRÁFICA

0 5 25 50 m

SIMBOLOGÍA:
- CORDON Y ACERA
- LINEA DE CONSTRUCCION
- REFERENCIAS
- ▲ MOJÓN

N →

UNIVERSIDAD DE COSTA RICA

PRACTICA DIRIGIDA: *ESTABLECIMIENTO DE RED PLANI-ALTIMÉTRICA BASE PARA EL EMPLAZAMIENTO Y FUTURO CONTROL DE EMISARIO FINAL DEL PROYECTO DE MEJORAMIENTO AMBIENTAL DEL ÁREA METROPOLITANA DE SAN JOSÉ*

NOMBRE DE PUNTO: EM15		FICHA: 15 FECHA: NOV 2014
PROVINCIA: 01 SAN JOSÉ	CANTÓN: 01 SAN JOSÉ	DISTRITO: 09 PAVAS

SITIO:
TAJO CONTIGUO A AEROPUERTO TOBIAS BOLAÑOS

COORDENADAS GEODÉSICAS
φ = 09°57'35,06104" N λ = 84°08'00,10670" W

COORDENADAS SISTEMA DE PROYECCIÓN CRTM05
N = 1 101 294,4822 m ± 1,2 mm E = 485 377,8221 m ± 1,4 mm

ALTURA ORTOMÉTRICA:
1002,2668 m ± 4,5 mm

DESCRIPCIÓN:
MONUMENTO SOBRE TERRENO NATURAL, VARILLA DE CONSTRUCCIÓN DE 19 mm Ø INCRUSTADA EN ESTRUCTURA DE CONCRETO DE 250 mm Ø, EN SECTOR NORESTE DE ANTIGUO TAJO CONTIGUO A AEROPUERTO TOBÍAS BOLAÑOS.

ESCALA GRÁFICA

0 7,5 37,5 75 m

SIMBOLOGIA:
- CORDON Y ACERA
- LINEA DE CONSTRUCCION

REFERENCIAS
▲ MOJÓN

N →

UNIVERSIDAD DE COSTA RICA

PRACTICA DIRIGIDA: *ESTABLECIMIENTO DE RED PLANI-ALTIMÉTRICA BASE PARA EL EMPLAZAMIENTO Y FUTURO CONTROL DE EMISARIO FINAL DEL PROYECTO DE MEJORAMIENTO AMBIENTAL DEL ÁREA METROPOLITANA DE SAN JOSÉ*

NOMBRE DE PUNTO: EM16	FICHA: 16 FECHA: NOV 2014

PROVINCIA:	CANTÓN:	DISTRITO:
01 SAN JOSÉ	01 SAN JOSÉ	09 PAVAS

SITIO:
AVENIDA 51, COSTADO NORTE AEROPUETO TOBIAS BOLAÑOS

COORDENADAS GEODÉSICAS
φ = 09°57'27,59640" N λ = 84°07'59,49354" W

COORDENADAS SISTEMA DE PROYECCIÓN CRTM05
N = 1 101 065,1512 m ± 1,0 mm E = 485 396,4045 m ± 1,0 mm

ALTURA ORTOMÉTRICA:
1009,5179 m ± 4,5 mm

DESCRIPCIÓN:
MONUMENTO SOBRE TERRENO NATURAL, VARILLA DE CONSTRUCCIÓN DE 19 mm Ø INCRUSTADA EN ESTRUCTURA DE CONCRETO DE 250 mm Ø, EN DERECHO DE VÍA DE AVENIDA 51, COSTADO NORTE DE PISTA DE AEROPUERTO TOBÍAS BOLAÑOS.

ESCALA GRÁFICA

0 7,5 37,5 75 m

SIMBOLOGÍA:
- CORDON Y ACERA
- LINEA DE CONSTRUCCION
- REFERENCIAS
- ▲ MOJÓN

N →

UNIVERSIDAD DE COSTA RICA

PRACTICA DIRIGIDA: *ESTABLECIMIENTO DE RED PLANI-ALTIMÉTRICA BASE PARA EL EMPLAZAMIENTO Y FUTURO CONTROL DE EMISARIO FINAL DEL PROYECTO DE MEJORAMIENTO AMBIENTAL DEL ÁREA METROPOLITANA DE SAN JOSÉ*

NOMBRE DE PUNTO: EM17

FICHA: 17
FECHA: NOV 2014

PROVINCIA: 01 SAN JOSÉ

CANTÓN: 01 SAN JOSÉ

DISTRITO: 09 PAVAS

SITIO:
TAJO CONTIGUO A AEROPUERTO TOBIAS BOLAÑOS

COORDENADAS GEODÉSICAS
φ = 09°57'35,00219" N λ = 84°08'06,42983" W

COORDENADAS SISTEMA DE PROYECCIÓN CRTM05
N = 1 101 292,7521 m ± 1,2 mm E = 485 185,2430 m ± 1,4 mm

ALTURA ORTOMÉTRICA:
1003,8459 m ± 4,7 mm

DESCRIPCIÓN:
MONUMENTO SOBRE TERRENO NATURAL, VARILLA DE CONSTRUCCIÓN DE 19 mm Ø INCRUSTADA EN ESTRUCTURA DE CONCRETO DE 250 mm Ø, EN SECTOR NOROESTE DE ANTIGUO TAJO CONTIGUO A AEROPUERTO TOBÍAS BOLAÑOS.

ESCALA GRÁFICA

0 7,5 37,5 75 m

SIMBOLOGÍA:
- CORDON Y ACERA
- LINEA DE CONSTRUCCION
- REFERENCIAS
- ▲ MOJÓN

N →

UNIVERSIDAD DE COSTA RICA

PRACTICA DIRIGIDA: *ESTABLECIMIENTO DE RED PLANI-ALTIMÉTRICA BASE PARA EL EMPLAZAMIENTO Y FUTURO CONTROL DE EMISARIO FINAL DEL PROYECTO DE MEJORAMIENTO AMBIENTAL DEL ÁREA METROPOLITANA DE SAN JOSÉ*

NOMBRE DE PUNTO: EM18	FICHA: 18 FECHA: NOV 2014

PROVINCIA:	CANTÓN:	DISTRITO:
01 SAN JOSÉ	01 SAN JOSÉ	09 PAVAS

SITIO:
PROPIEDAD PRIVADA, CALLE 112A

COORDENADAS GEODÉSICAS
φ = 09°57'31,23247" N λ = 84°07'48,61047" W

COORDENADAS SISTEMA DE PROYECCIÓN CRTM05
N = 1 101 176,7242 m ± 1,4 mm E = 485 727,9068 m ± 1,4 mm

ALTURA ORTOMÉTRICA:
1010,9744 m ± 4,1 mm

DESCRIPCIÓN:
MONUMENTO SOBRE TERRENO NATURAL, VARILLA DE CONSTRUCCIÓN DE 19 mm Ø INCRUSTADA EN ESTRUCTURA DE CONCRETO DE 250 mm Ø, EN PROPIEDAD PRIVADA AL FONDO DE CALLE 112A, COLINDANTE CON CONDOMINIOS ASTURIAS Y VALENCIA.

ESCALA GRÁFICA

0 5 25 50 m

SIMBOLOGÍA:
– CORDON Y ACERA
– LINEA DE CONSTRUCCION
REFERENCIAS
▲ MOJÓN

N →

UNIVERSIDAD DE COSTA RICA

PRACTICA DIRIGIDA: *ESTABLECIMIENTO DE RED PLANI-ALTIMÉTRICA BASE PARA EL EMPLAZAMIENTO Y FUTURO CONTROL DE EMISARIO FINAL DEL PROYECTO DE MEJORAMIENTO AMBIENTAL DEL ÁREA METROPOLITANA DE SAN JOSÉ*

NOMBRE DE PUNTO: EM19	FICHA: 19 FECHA: NOV 2014

PROVINCIA:	CANTÓN:	DISTRITO:
01 SAN JOSÉ	01 SAN JOSÉ	09 PAVAS

SITIO:
AVENIDA 51, COSTADO NORTE AEROPUETO TOBIAS BOLAÑOS

COORDENADAS GEODÉSICAS
φ = 09°57'27,00586" N λ = 84°07'50,75213" W

COORDENADAS SISTEMA DE PROYECCIÓN CRTM05
N = 1 101 046,9028 m ± 1,4 mm E = 485 662,6287 m ± 1,4 mm

ALTURA ORTOMÉTRICA:
1016,8467 m ± 4,1 mm

DESCRIPCIÓN:
PIN GALVANIZADO DE 9 mm Ø EMPOTRADO EN CALZADA DE DERECHO DE VÍA DE AVENIDA 51, COSTADO NORTE DE PISTA DE AEROPUERTO TOBÍAS BOLAÑOS, PRÓXIMO A PARADA DE AUTOBUSES.

ESCALA GRÁFICA

0 5 25 50 m

SIMBOLOGÍA:
- CORDON Y ACERA
- LINEA DE CONSTRUCCION
- REFERENCIAS
- ▲ MOJÓN

N →

UNIVERSIDAD DE COSTA RICA

PRACTICA DIRIGIDA: *ESTABLECIMIENTO DE RED PLANI-ALTIMÉTRICA BASE PARA EL EMPLAZAMIENTO Y FUTURO CONTROL DE EMISARIO FINAL DEL PROYECTO DE MEJORAMIENTO AMBIENTAL DEL ÁREA METROPOLITANA DE SAN JOSÉ*

NOMBRE DE PUNTO: EM20		FICHA: 20 FECHA: NOV 2014
PROVINCIA: 01 SAN JOSÉ	CANTÓN: 01 SAN JOSÉ	DISTRITO: 07 URUCA

SITIO:
TERRENO PTAR *LOS TAJOS* (AYA)

COORDENADAS GEODÉSICAS
φ = 09°57'41,32993" N λ = 84°08'10,26708" W

COORDENADAS SISTEMA DE PROYECCIÓN CRTM05
N = 1 101 487,1964 m ± 1,2 mm E = 485 068,4552 m ± 1,2 mm

ALTURA ORTOMÉTRICA:
991,7514 m ± 5,1 mm

DESCRIPCIÓN:
MONUMENTO SOBRE TERRENO NATURAL, VARILLA DE CONSTRUCCIÓN DE 19 mm Ø INCRUSTADA EN ESTRUCTURA DE CONCRETO DE 250 mm Ø, EN TERRENO DE PTAR *LOS TAJOS*, PROPIEDAD DEL AYA.

ESCALA GRÁFICA

0 5 25 50 m

SIMBOLOGÍA:
- CORDON Y ACERA
- LINEA DE PROPIEDAD
- REFERENCIAS
- ▲ MOJÓN

N →

UNIVERSIDAD DE COSTA RICA

PRACTICA DIRIGIDA: *ESTABLECIMIENTO DE RED PLANI-ALTIMÉTRICA BASE PARA EL EMPLAZAMIENTO Y FUTURO CONTROL DE EMISARIO FINAL DEL PROYECTO DE MEJORAMIENTO AMBIENTAL DEL ÁREA METROPOLITANA DE SAN JOSÉ*

NOMBRE DE PUNTO: EM21	FICHA: 21 FECHA: NOV 2014

PROVINCIA:	CANTÓN:	DISTRITO:
01 SAN JOSÉ	01 SAN JOSÉ	09 PAVAS

SITIO:
CONDOMINIO PARADISUS

COORDENADAS GEODÉSICAS
φ = 09°57'10,64393" N λ = 84°07'19,02698" W

COORDENADAS SISTEMA DE PROYECCIÓN CRTM05
N = 1 100 543,8747 m ± 0,8 mm E = 486 628,6759 m ± 1,0 mm

ALTURA ORTOMÉTRICA:
1044,7352 m ± 2,0 mm

DESCRIPCIÓN:
MONUMENTO SOBRE TERRENO NATURAL, VARILLA DE CONSTRUCCIÓN DE 19 mm Ø INCRUSTADA EN ESTRUCTURA DE CONCRETO DE 250 mm Ø, EN ZONA VERDE DE CONDOMINIO PARADISUS.

ESCALA GRÁFICA

0 5 25 50 m

SIMBOLOGÍA:
- CORDON Y ACERA
- LINEA DE CONSTRUCCION
- REFERENCIAS
- ▲ MOJÓN

N

UNIVERSIDAD DE COSTA RICA

PRACTICA DIRIGIDA: *ESTABLECIMIENTO DE RED PLANI-ALTIMÉTRICA BASE PARA EL EMPLAZAMIENTO Y FUTURO CONTROL DE EMISARIO FINAL DEL PROYECTO DE MEJORAMIENTO AMBIENTAL DEL ÁREA METROPOLITANA DE SAN JOSÉ*

NOMBRE DE PUNTO: EM22	FICHA: 22 FECHA: NOV 2014

PROVINCIA:	CANTÓN:	DISTRITO:
01 SAN JOSÉ	01 SAN JOSÉ	09 PAVAS

SITIO:
AEROPUERTO TOBÍAS BOLAÑOS, MAG

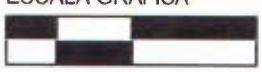
COORDENADAS GEODÉSICAS
φ = 09°57'35,45458" N λ = 84°08'10,19836" W

COORDENADAS SISTEMA DE PROYECCIÓN CRTM05
N = 1 101 306,6972 m ± 2,0 mm E = 485 070,4738 m ± 2,2 mm

ALTURA ORTOMÉTRICA:
975,7401 m ± 4,9 mm

DESCRIPCIÓN:
MONUMENTO SOBRE TERRENO NATURAL, VARILLA DE CONSTRUCCIÓN DE 19 mm Ø INCRUSTADA EN ESTRUCTURA DE CONCRETO DE 250 mm Ø, EN TERRENO DE AEROPUERTO TOBÍAS BOLAÑOS, COSTADO NOROESTE DE INSTALACIONES DE MAG.

ESCALA GRÁFICA



0 5 25 50 m

SIMBOLOGÍA:
- CORDON Y ACERA
- LINEA DE PROPIEDAD
- REFERENCIAS
- ▲ MOJÓN

N